

Betongs hållfasthet vid moderata temperaturbelastningar

Henrik Jönsson och Robert Tornberg

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lunds Universitet, 2013

Avdelningen för Konstruktionsteknik

Lunds Tekniska Högskola

Box 118

221 00 LUND

Division of Structural Engineering

Faculty of Engineering, LTH

P.O. Box 118

S-221 00 LUND

Sweden

Betongens hållfasthet vid moderata temperaturlastningar

The strength of concrete subjected to moderate temperature loads

Henrik Jönsson

Robert Tornberg

2013

Rapport TVBK-5220

ISSN 0349-4969

ISRN: LUTVDG/TVBK-13/5220+132p

Examensarbete

Handledare: Oskar Larsson, Konstruktionsteknik LTH, Peter Lundqvist, Vattenfall AB och
Mikael Oxfall, Vattenfall AB

Mars 2013

Förord

Idén till detta examensarbete kom från Mikael Oxfall hos Vattenfall AB och har utförts i samarbete med konstruktionsteknikavdelningen vid LTH samt Elforsk. Arbetet pågick mellan november 2012 till mars 2013.

Vi vill först tacka våra handledare, Oskar Larsson vid konstruktionsteknik LTH, Peter Lundqvist vid Vattenfall AB och Mikael Oxfall vid Vattenfall AB, för deras hjälp under arbetets gång. Även vår examinator, Sven Thelandersson, vill vi tacka för hjälp vid utvärdering av våra resultat. Dessutom vill vi ge ett stort tack till Per-Olof Rosenkvist vid konstruktionsteknik på LTH för hans hjälp vid genomförandet av tester. Även Bo Johansson, Stefan Backe och Bengt Nilsson vid byggnadsmaterial på LTH ska ha ett tack för diverse hjälp vid tester under projektets gång. Vidare vill vi lägga ett stort tack till Elforsk AB för deras sponsring av projektet och Vattenfall AB som har tillhandahållit två industrikontakter.

Sammanfattning

Reaktorn på ett kärnkraftverk är innesluten i en stor spännarmerad betongkonstruktion, den så kallade reaktorinneslutningen, vilken under drift utsätts för förhöjda temperaturer. Enligt den amerikanska standarden ACI 349, vilken även används i Sverige, bör två gränsvärden på temperaturer beaktas noggrant. Dessa temperaturer är 66°C (150°F) och 93°C (200°F). Tidigare studier av betongs påverkan vid temperaturhöjningar fokuserar oftast på hur betongen påverkas vid ett brandförlopp, därmed är just de tidigare nämnda moderata temperaturbelastningarna ej vida studerat i hänsyn till hur betongen påverkas.

Syftet med examensarbetet är att sammanställa olika studier i ämnet samt utföra tester på betong som utsätts för moderata temperaturbelastningar, mellan 20 – 120 °C. Detta ska ge en bättre bild av hur betongen i reaktorinneslutningar påverkas i drift. Det är främst tryck- och draghållfasthet som undersökts men även elasticitetsmodulen och viktminskningen har mätts.

Totalt gjordes tre olika gjutningar med samma betongrecept. Detta recept är samma som använts vid tidigare gjutningar på LTH och ger en betong med hög hållfasthet. Äldre betongprover som ingått i studien tillverkades under 2007 och 2009.

De nygjutna provkropparna blev efter 28 dagars härdning utsatta för temperaturbelastningar på 20°C, 66°C, 93°C och 120°C medan de äldre betongproverna belastades med temperaturerna 20°C, 66°C och 93°C. Provkropparna som utsattes för 20°C fungerar som referensgrupp.

Resultaten visar tydligt att den nygjutna betongen uppvisar en större hållfasthetsminskning än äldre betong vid temperaturbelastningar. Det är inga stora hållfasthetsminskningar som uppvisas i tryck och det kan till och med urskiljas en ökning i tryckhållfasthet vid en temperaturbelastning på 93°C respektive

120°C. Draghållfastheten uppvisar en minskning för de nygjutna provkropparna medan den äldre betongen har fått en svag hållfasthetsökning. Resultaten för de nygjutna betongproverna stämmer bra överens med tidigare studier inom området.

Elasticitetsmodulen minskar med en ökande temperatur. Denna egenskap är starkt kopplad till vikten som även denna minskar med höjning av temperatur och beror på avdunstning av vatten.

Vid temperaturbelastning genomgår betong och dess beståndsdelar många processer. De viktigaste i hänsyn till hållfasthetsegenskaper är accelererande hydratation, avdunstning av fukt samt längdutvidgning av de olika beståndsdelarna. En accelererande hydratation stärker hållfastheten hos betongen medan fukttransporten och olika längdutvidgningsegenskaper mellan cement och ballast medför inre spänningar som leder till mikrosprickor i betongen. Dessa mikrosprickor har negativ effekt för hållfastheten.

Slutsatsen är att det är viktigt att välja rätt beståndsdelar och proportioner mellan dem vid tillverkning av reaktorinneslutningar. Dessutom bör fukten beaktas och all betong bör ha en längre härdningstid än den minimalt rekommenderade innan den utsätts för höjning i temperatur.

Summary

Reactor vessels in nuclear power plants are contained by a large prestressed concrete structure, which is subjected to elevated temperatures during operation. According to the American standard ACI 349, which is also used in Sweden, two limits should be carefully considered. These temperature limits are 66°C (150°F) and 93°C (200°F). Previous studies usually focus on concrete subjected to fire, thus the aforementioned moderate temperature loads are not widely studied in the aspect of strength in concrete.

The purpose of this master thesis is to gather information on the subject and perform tests on concrete which have been subjected to moderate elevated temperatures. A better understanding of how well the conditions of different reactor vessels can be evaluated based on the gathered information. The main purpose is to investigate compressive and tensile strength but also changes in the modulus of elasticity and weight loss.

A total of three different batches of concrete with the same recipe have been made and tested. This recipe is similar to the one used in previous castings at LTH and will generate a high performance concrete. Older samples of concrete casted in 2007 and 2009 have also been included in the study.

The newly cast samples were subjected to temperature loads of 20°C, 66°C, 93°C and 120°C after a curing time of 28 days while the older samples were subjected to 20°C, 66°C and 93°C. The samples subjected to 20°C were used as a reference group.

The results clearly showed that the newly cast concrete had a more significant decrease in strength than the older samples when subjected to elevated temperatures. No great losses have been seen in compressive strength and an increase in compressive strength could be seen for samples subjected to 93°C and 120°C. The tensile strength showed a decrease in strength for the newly cast samples while the older samples showed a slight increase in tensile strength. The result for the newly cast samples were similar to results from previous studies in the field.

With an increase of temperature the modulus of elasticity was decreasing. This property is strongly linked to the weight of the samples which also showed a decrease with an increase in temperature and is dependent on the evaporation of water.

During temperature load many processes take place in the components of concrete. The most significant factors in case of strength are accelerated hydration, evaporation of moisture and the expansion of the different components. An acceleration of hydration strengthens the concrete whilst uneven expansions of the components in concrete and moisture migration are causing inner strains which lead to micro cracks and a decrease of strength in the concrete.

In conclusion, it is important to choose good components and proportions between them in the production of concrete for reactor vessel containments. In addition, the moisture should be taken into account and all concrete should have a longer curing time than the minimal recommended curing time before being subjected to an increase in temperature.

Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
1.1	Syfte.....	1
1.2	Metod.....	1
2	Bakgrund.....	3
2.1	Reaktorinneslutningar.....	3
2.2	Teori.....	5
2.2.1	Betongens beståndsdelar.....	5
2.2.2	Krympning.....	9
2.2.3	Krypning.....	10
3	Litteraturstudie.....	13
3.1	Materiella faktorer.....	13
3.1.1	Ballast.....	13
3.1.2	Cementtyp.....	16
3.1.3	Fukt.....	18
3.1.4	Hållfasthetsklass.....	23
3.1.5	Härtningsålder.....	26
3.1.6	Porositet.....	28
3.1.7	Tillsatsmaterial.....	29
3.2	Miljöfaktorer.....	32
3.2.1	Temperaturpåverkan.....	32
3.2.2	Belastning under uppvärmning.....	34
3.2.3	Exponeringstid.....	37
3.2.4	Lasta i varmt eller kallt tillstånd.....	37
3.2.5	Uppvärmnings- och nedkylningshastighet.....	39
3.3	Påverkade egenskaper.....	42
3.3.1	Tryckhållfasthet.....	42
3.3.2	Draghållfasthet.....	47
3.3.3	Elasticitetsmodul.....	51
3.3.4	Viktminskning.....	54
3.3.5	Mikrosprickor.....	56
3.4	Sammanfattning litteraturstudie.....	57
4	Metod.....	59
4.1	Material.....	59
4.2	Konsistens, luftporhalt och densitet.....	60
4.3	Provkroppar.....	61

4.4	Uppvärmning och nedkylning	63
4.5	Viktändring	65
4.6	Tryckhållfasthet	65
4.7	Draghållfasthet.....	66
4.8	Dynamisk elasticitetsmodul.....	67
4.9	Tunnslipsanalys	68
5	Resultat.....	69
5.1	Tryckhållfasthet	69
5.2	Draghållfasthet.....	73
5.3	Elasticitetsmodul	77
5.4	Viktminskning	80
5.5	Tunnslipsanalys	85
6	Diskussion	87
6.1	Tryckhållfasthet	87
6.2	Draghållfasthet.....	89
6.3	Elasticitetsmodul	89
6.4	Viktminskning	90
6.5	Tunnslipsanalys	90
6.6	Reaktorinneslutning.....	90
7	Slutsats	93
7.1	Förslag på vidare studier.....	93
8	Referenslista	95

Bilaga 1 - Petrografisk analys

Bilaga 2 - Tunnslipsanalys

1 Inledning

Enligt den amerikanska ACI 349, vilken även används i Sverige, får betongen i inneslutningarna i ett kärnkraftverk max utsättas för en temperatur på 66°C (ca 150°F) under drift. Lokalt runt till exempel rör genomföringar, får dock temperaturer i betongen uppnå 93°C (ca 200°F). Denna rapport är främst riktad mot att undersöka hur betong i svenska kärnkraftverk påverkas av moderata temperaturer, mellan 20 – 120°C.

Idag finns ett stort utbud på rapporter angående betongens hållfasthet vid högre temperaturbelastningar. Problemet består av att de olika studierna använder sig av varierande testmetoder och betongtyper. I rapporten ingår en sammanställning av äldre studier, litteraturstudie, samt nya tester utförda vid Lunds tekniska högskola.

1.1 Syfte

Syftet med examensarbetet är att undersöka hur betong lik den som använts i svenska kärnkraftverk vid tillverkning av reaktorinneslutningar påverkas av temperaturbelastningar upp till 120°C. De faktorer som skall undersökas är tryck- och draghållfasthet, elasticitetsmodul samt viktändring.

1.2 Metod

En litteraturstudie skall genomföras där tidigare studier som berör området skall sammanställas. Genom denna litteraturstudie anskaffas erforderlig information kring hur betong påverkas av temperaturbelastningar. Olika faktorer som kan påverka betongs hållfasthet kommer diskuteras.

Nygjutning av betongprover utan armering, kuber och cylindrar, med betongrecept liknande de som har använts vid nybyggnad av svenska reaktorinneslutningar skall genomföras och dessa provkroppar kommer utsättas för temperaturbelastningar på 20, 66, 93 och 120°C. Efter temperaturbelastningen trycktestas de kubiska provkropparna medan de cylindriska provkropparna undersöks med avseende på skillnad i dynamisk elasticitetsmodul samt därefter ett förstörande spräckhållfasthetstest.

En noggrannare analys av mikrostrukturen genomförs av CBI. Analysen genomförs genom tunnslipsundersökning där hydratationen, mikrosprickor och vct undersöks.

Försöksresultaten från de olika temperaturbelastningarna utförs och en återkoppling till litteraturstudien med diskussion angående vad som har påverkat resultaten genomförs.

2 Bakgrund

2.1 Reaktorinneslutningar

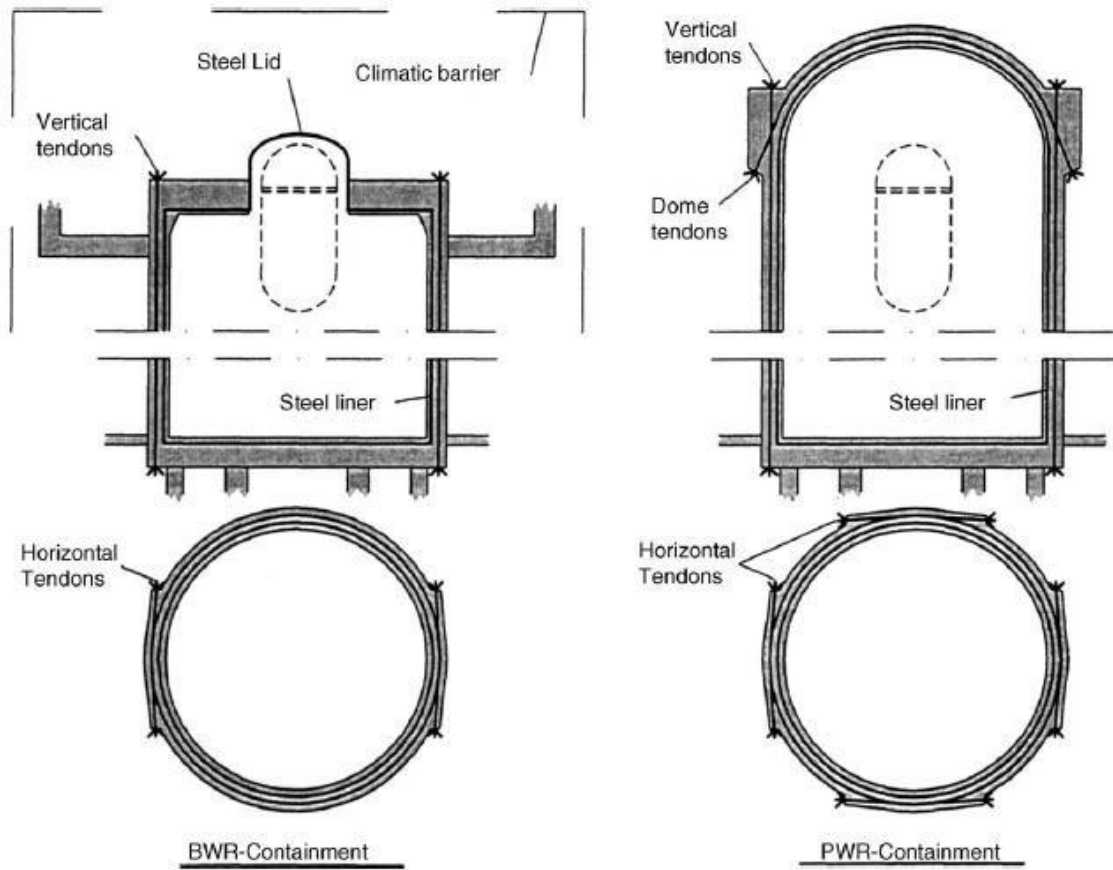
Reaktorinneslutningen har som uppgift att agera som ett biologiskt strålskydd samt att klara av de laster som uppkommer vid ett haveri eller utomstående angrepp, Roth et al (2002).

I Sverige har reaktorinneslutningarna en cylindrisk form som står på en bottenplatta. Cylinderns tak består sedan av en kupolformad eller konisk övre del, Roth et al (2002). Inneslutningskonstruktionen består av följande viktiga delar:

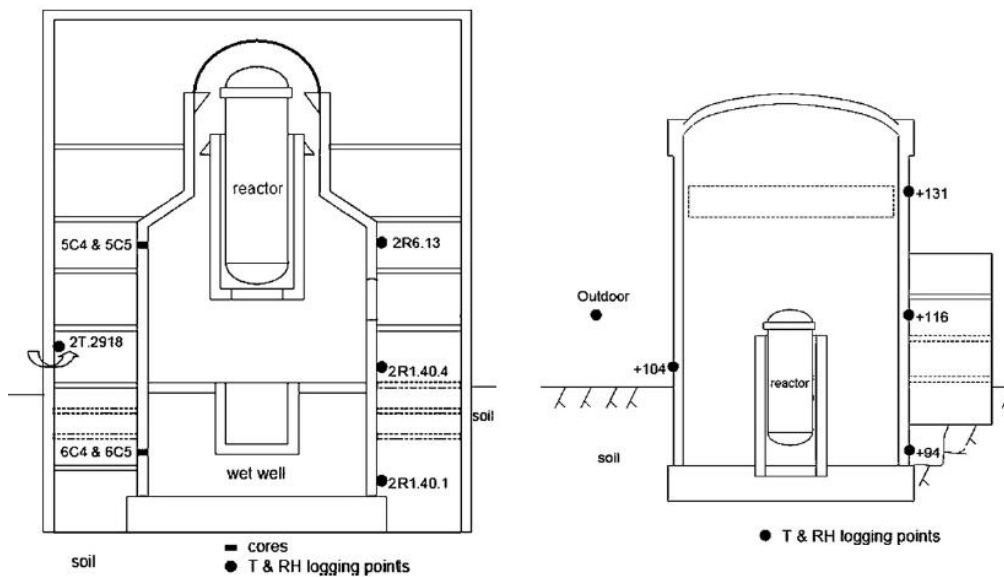
- En tätskärm av stål som agerar som gastätning vid olycka, ca 5 – 10 mm tjock.
- På insidan om tätplåten finns en cylinderformad slakarmerad betongvägg, ca 0,26 – 0,33 m.
- Ytterligare en cylinderformad betongvägg finns på utsidan om tätplåten som dimensioneras för att ta upp laster innehåller efterspänd spännarmering i både vertikal- och horisontalled. Betongen belastas med en spänning på ca 5 – 11 MPa från spännarmeringen. Väggen har en tjocklek på 0,76 – 1,2 m. Efterspändningen påförs först två år efter gjutning, Anderson (2005)

Det finns två typer av reaktorer i Sverige båda av andra generationens kärnkraftvert, kokvattenreaktor (BWR) och tryckvattenreaktor (PWR). Skillnaden i uppbyggnad mellan dessa två visas i Figur 2.1. Vid bedömning av betongens temperaturbelastning är den viktiga skillnaden mellan reaktortyperna att en BWR reaktor har konstant temperatur genom hela betongväggen medan det i en PWR reaktor uppstår en temperaturgradient då utsidan av betongväggen befinner sig utomhus, Anderson (2005). I tidigare studier av Nilsson och Johansson (2006) och Nilsson och Johansson (2009) har mätningar gjorts på utsidan av BWR reaktorn vid Barsebäck kärnkraftverk i södra Sverige under 3 månaders tid. Den relativa luftfuktigheten varierade mellan 5 – 10% med en temperatur på 50 °C i de övre delarna medan den relativa fuktigheten varierade mellan 15 – 35% med en temperatur på 25 °C i de nedre delarna. Vid mätningar över ett år på en PWR reaktor, Ringhals reaktor 3, kunde någon större skillnad mellan den relativa luftfuktigheten utomhus och i de yttre skikten av betongen inte urskiljas utan den låg på ca 74 – 75%, mätpunkter ses i Figur 2.2. Då en PWR reaktor har en temperaturgradient i betongväggen förekommer en uttorkning men även i en BWR reaktor förekommer en uttorkning då temperaturskillnader finns mellan olika delar av inneslutningen. Lokalt kan högre temperaturer förekomma exempelvis vid rör genomföringar där ett gränsvärde är satt till 93°C enligt ACI 349.

Spännarmeringen i det yttre betongskiktet fungerar som skydd vid olyckslaster i reaktorinneslutningen. Olyckslasterna innefattar ett ökat tryck i inneslutningen som skapar ett ringtryck mot reaktorinneslutningen. Detta ringtryck medför att reaktorinneslutningen utsätts för stora dragspänningar och det är främst dessa som spännarmeringen ska vara dimensionerade att motstå. Betongens draghållfasthet är en extra säkerhetsparameter som kommer till pass då spännarmeringen börjar flyta. Betongens tryckhållfasthet ger ett mått på dess lastbärande kapacitet och elasticitetsmodulen dess styvhet. Elasticitetsmodulen är viktig i för krympningen i betong som ger spänningsförluster i spännarmeringen.



Figur 2.1 - Principskiss för uppbyggnaden av svenska reaktorinneslutningar, Anderson (2005)



Figur 2.2 – Mätpunkter för RH och temperatur. Vänstra bilden visar BWR reaktor och högra bilden visar PWR reaktor, Nilsson och Johansson (2006)

Betong som finns i reaktorinneslutningar i Svenska kärnkraftverk varierar mellan olika reaktorer och del av inneslutningen (inre vägg, yttre vägg, tak och bottenplatta). Dock är skillnaderna inte stora därav visas ett exempel från Ringhals I inre vägg i Tabell 2.1. Mer information om betongsammansättning och uppbyggnad av svenska reaktorinneslutningar kan ses i rapport skriven av Roth et al (2002).

Tabell 2.1 - Betongrecept för den inre väggen i reaktorinneslutningen på Ringhals I, Roth et al (2002)

Betongkvalitet	K50
Cementtyp	STD Limhamn
Cementinnehåll (kg/m ³)	375
Max stenstorlek (mm)	32
Ballastens bergarter	Gnejs
Grus/Sand (kg/m ³)	750
Sten (kg/m ³)	1120
Vatten (kg/m ³)	158
V _{ct}	0,42
28 dagars tryckhållfasthet (MPa)	63

2.2 Teori

2.2.1 Betongens beståndsdelar

Betong består av cement, vatten, stenmaterial av olika fraktioner kallad ballast, eventuella tillsatsmedel och tillsatsmaterial. De delar som är relevanta att ha en djupare förståelse i för att följa slutsatsen i rapporten beskrivs nedan.

Cement

Cement består till största delen av grundämnena Kalcium, Kisel, Aluminium och Järn. Dessa grundämnen utvinns från olika råmaterial och skiljer sig för olika cementtyper och tillverkare. Cement produceras sedan genom att finfördela, blanda och utsätta råmaterialen för hög temperatur, Thomas och Jennings (2008).

I Sverige gäller standarden SS-EN 197-1 för cement. De olika huvudtyperna av cement delas upp i:

- CEM I Portlandcement
- CEMII Portland-kompositcement, innehåller kalkstensfiller
- CEM III Slaggcement

Cementet fungerar som ”lim” i betongblandningen genom att det reagerar med vatten och blir till en cementpasta som efter den härdat blir till en solid massa, Burström (2007).

Råmaterialen som används vid framställning av cement kan skilja sig mellan olika tillverkare. För att få fram exempelvis kalcium kan bland annat kalksten, kalcit eller skiffersten användas. När råmaterialen upphettas reagerar en del av materialet och blir till gas, andra delar reagerar med syre och blir till en oxid-form. För att förstå de reaktioner som sker vid härdning av betongen och det som påverkar vid en moderat temperaturlastning förklaras de ingående kemiska föreningarna i cement som reagerar vid tidigare nämnda fall, se Tabell 2.2, Thomas och Jennings (2008).

Tabell 2.2 - Förkortningar cementkemi

Oxid form	Förkortning	Namn
CaO	C	Kalciumoxid
SiO ₂	S	Svaveldioxid
H ₂ O	H	Vatten
Al ₂ O ₃	A	Aluminiumoxid
Fe ₂ O ₃	F	Järnoxid
Ca(OH) ₂	CH	Kalciumhydroxid(Portlandit)

När cementet har upphettats består Portlandcement till större del av dessa fyra cementklinker C₃S, C₂S, C₃A och C₄AF.

Vatten

Vatten har många viktiga funktioner för att tillverka den slutgiltiga produkten betong. När vatten blandas med cementen fås en cementpasta som stelnar och härdar och det är denna process som möjliggör den hållfasta slutprodukten. För att få till en bra blandning behöver viktandelen vatten och cement kontrolleras, detta värde kallas vattencementtalet, vct.

Egenskaperna för betongen kan styras med hjälp av olika vct. Betong med lågt vct är mer svårarbetat men får en högre hållfasthet och beständighet än betong med högt vct.

Förklaringen är att en större del av vattnet blir bundet till betongen och andelen fritt vatten minskar. Det vatten som ej reagerar med cementen bildar porer av fritt vatten och med högre porositet minskar hållfastheten i betongen.

Vid härdningsprocessen, som fortsätter långt efter att betongen stelnat till en fast massa, behövs vatten för att hydratationen ska fortsätta och hållfastheten ska öka. Efter 28 dagar har större delen av betongens hållfasthet erhållits, resterande hydratation sker långsamt och ger en liten hållfasthetsökning.

Cementpastans uttorkning leder till krympning av betongen. Denna krympning kan leda till sprickbildning av ung betong då hållfastheten ännu är låg. Sprickorna uppstår på grund av inre spänningar som uppkommer då betongen torkar snabbare vid ytan än längre in mot kärnan. Sprickbildningen sänker betongens hållfasthet och uthållighet kraftigt och därför bör betongen hållas fuktig vid den initiala härdningen för att undvika sprickor, Thomas och Jennings (2008).

Vatten i betong kan delas in i förångningsbart vatten och kemiskt bundet vatten. Den första kategorin kan i sin tur delas in i fritt vatten, kapillärt vatten och adsorberat vatten. Adsorberat vatten är bundet vatten (van der Waals), kapillärt vatten finns i de mindre porerna och fritt vatten finns i större porer i betongen och transporteras lättare i materialet.

Ballast

Betong består till största delen av stenar, grus och sand, så kallad ballast. Vanligtvis används ballast från grustag som ligger i närområdet till byggarbetsplatsen. Därmed består ballasten av lokala bergarter. Sveriges ballast består generellt av bergarter som har god kvalitet med hänsyn till betongtillverkning.

Ballasten graderas utifrån sin kornstorlek i filler (<0,125 mm), sand (<4 mm), grus (<8 mm) och sten (>8 mm). Det är viktigt att ha en jämn fördelning av dessa olika kornstorlekar så alla hålrum i betongen fylls. Cementpastan sammanlimmar ballastkornen och bildar tillsammans vid härdning en tät betongmassa. Genom att sikta ballasten kan en graderingskurva ritas. Denna visar hur stor del av varje kornstorlek det finns i det utvunna grustaget och förenklar blandningen av betong. Oftast uppfyller inte de naturliga grustäkterna önskemålet på graderingskurvan för ballastmaterial. Därför delas ballastmaterialet upp i fraktioner med ett spann på kornstorleken t ex 8-12 mm.

Stenfraktionerna delas vidare upp i två olika former. Singel som tas från rullstensåsar, vilket är okrossat bergartsmaterial med runda korn samt makadam som är krossat material.

Organiska material, humus, är ej önskvärt i ballasten då den sänker hållfastheten och fördröjer betongens hårdnande, Burström (2007)

Tillsatser

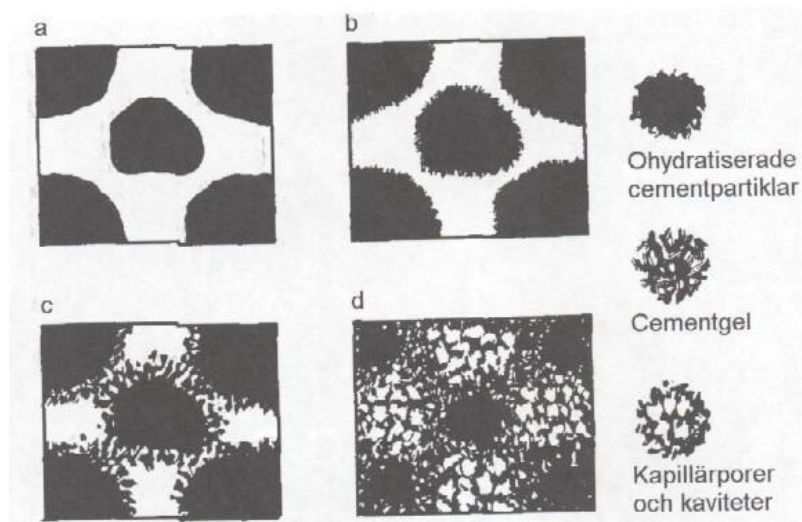
Betongens egenskaper kan ändras efter önskemål med hjälp av olika tillsatser. Vanligtvis delas dessa upp i tillsatsmedel och tillsatsmaterial.

Tillsatsmedel är oftast i vätskeform och ändrar betongens egenskaper kraftigt. Tillsatserna kan delas in i fyra grupper beroende på vilka egenskaper de ändrar. Accelererande/Retarderande tillsatser gör som dess namn antyder, de ökar/sänker tiden för hydratiseringen. Retarderande tillsatser används då betongen behöver bearbetas under längre tid och de accelererande då snabb pålastning krävs. Det finns även luftporbildande tillsatser som ökar betongens frostbeständighet och flyttillsatser som gör att betongen blir mer lättarbetad med ett lågt vct. Flyttillsatser kan användas för att göra betongen ”självkompakterande” eller få till så lågt vct att betongen klassas som högpresterande betong med hög hållfasthet. Nackdelen med att använda flyttillsatser är att medlet ökar luftporhalten och har en retarderande effekt, dessa nackdelar sätter gränsen för hur stor andel flyttillsats som kan användas. Det finns även flyttillsatser med högre koncentration som används för att blanda betong med högre hållfasthet, Burström (2007)

Inom gruppen tillsatsmaterial kan bland annat silikastoft och flygaska nämnas. Silikastoft har korn som har storleken av ca 1/100-dels cementkorn. Detta ämne förbättrar betongens stabilitet och sammanhållning. Däremot ökar vattenbehovet vilket medför att olika tillsatsmedel kan behövas för att bearbeta betongen. Flygaska består till största del av aluminiumsilikatglas, där halten kan användas som mått på flygaskans reaktivitet. Flygaskan som är en restprodukt från kolpulvereldade kraftverk, ersätter en viss del av cementet för att få en billigare och miljövänligare cementprodukt, Burström (2007)

Hydratisering-Härdningsprocessen

När cement blandas med vatten i betongblandningen löser sig cementet fort och joner släpps lös i det fria blandningsvattnet. Därefter sker ett antal olika reaktionsprocesser mellan cementets mineraler och det fria vattnet. Vid fullt härdad betong har allt fritt vatten blivit bundet vilket endast händer vid gjutning av betong med väldigt lågt vct och med speciella härdningsförhållanden. När koncentrationen av cement som löst sig i vattnet är tillräckligt högt strävar de joner som finns där att anta en fast form istället, denna reaktionsprodukt kallas cementgel, Thomas och Jennings (2008). Omformningen gör att cementgelen blir mer porös, i och med detta får ett cementkorn större volym samt fyller ut mer av porutrymmet som tidigare varit tomt. Ju mer cement som reagerat desto tätare och starkare blir betongen men med mer reagerat cement förhindras fukt att transporteras till oreagerat cement och härdningsprocessen försvåras, se Figur 2.3. Reaktionsprodukten som bildas vid reaktion med cementklinkerkomponenterna C_3S och C_2S är kalciumsilikathydrat och brukar betecknas CSH, även olika mängd kalciumhydroxid (släckt kalk) bildas. De olika cementmineralerna reagerar vid olika tillfällen i härdningsprocessen samt med olika reaktionshastighet, de två som nämnts bidrar till den tidiga hållfasthetsutvecklingen för betongen, Burström (2007). För att få en uppfattning av cementets uppbyggnad nämns ibland begreppet C/S som anger andelen kalciumoxid mot kiseldioxid. Cementpastans hållfasthet, styvhet och krypningsegenskaper bestäms främst av bindningen av vatten till CSH-gelen, Naus (2005).



Figur 2.3 - Strukturutveckling hos cementpasta. a) Direkt efter blandning. b) Efter några minuter. c) Vid bindning. d) Efter några månader. Burström (2007)

För att mäta hur långt reaktionerna hunnit vid en viss tidpunkt finns kvoten hydratationsgrad, α , som visar hur stor del av cementet som hydratiserat, Burström (2007).

Hydratiseringen sker fort i början då betongen blandas därefter tar det lång tid att fullt hydratisera betongen. Detta för att mycket av cementgelen redan stelnat runt de torra cementkornen och att det fria vattnet enbart kan färdas i de porsystem som bildats i betongen och de kapillärporer cementgelen inte förmår att fylla, Burström (2007).

När cementet hydratiserar utstrålas energi i form av värme för att omvandlingen ska ske. Vid högre värme sker även hydratationen i snabbare takt. Sker hydratationen för snabbt på grund av en alltför hög temperatur, över 30-40°C, kan kvalitén på betongen i slutändan bli sämre, Burström (2007). Temperaturutvecklingen i betongen vid härdning kan om den sker för snabbt ge uppkomst till sprickor, vilket inverkar negativt på estetiken och beständigheten på konstruktionen, Burström (2007).

2.2.2 Krympning

Krympning och svällning uppkommer i cementpastan då ändringar i mängden vatten som finns i betongen sker. Detta händer naturligt då betong går från färskbetong till härdad betong och därigenom sker en uttorkning. Även i äldre betong sker ändringar i fukt då konstruktionen kan ta åt sig vatten och avge vatten beroende på klimatet och hur den exponeras. Krympning och svällning kan ge uppkomst till sprickor som kan påverka beständigheten, Ljungkrantz et al (1997).

Det finns olika typer av krympning däribland karbonatiseringskrympning, uttorkningskrympning och självtuttorkningskrympning.

Karbonatiseringskrympning sker då kalciumhydroxid reagerar med koldioxid eller när kalciumsilikathydrat reagerar med kalciumhydroxid. Krympning på grund av denna faktor är liten i jämförelse med de andra faktorerna, Ljungkrantz et al (1997).

Uttorkningskrympning sker då betongen torkar ut. Faktorer som inverkar är främst betongens vattenhalt men även omgivningens relativa fuktighet, betongens sammansättning. Uttorkningshastigheten påverkas av konstruktionens dimension samt hur stor uttorkningsytan är, Ljungkrantz et al (1997).

Självuttorkningskrympning sker i högpresterande betong där hög cementhalt används, detta bidrar till att mer luftporer bildas. Då denna process sker uppkommer ett undertryck i porsystemet som sänker RF i betongen vilket ger en krympning. Till skillnad från de andra typerna av krympning ger självuttorkningskrympning inga krympningsdifferenser i konstruktionen, krympningen är lika över hela tvärsnittet, Fagerlund (1999).

Vid försök där proverna är förseglade, hindras uttorkning, vilket kan ge en uttorkningschock och sprickbildning om förseglingen avlägsnas för snabbt. Andra faktorer som kan reducera krympning är armering och vakuumbehandling, Fagerlund (1999).

Faktorer som påverkar krympning är vct, komposition och finhet av cement, typ och gradering av ballast, tillsatser, fukt, temperaturpåverkan, mängd och distribution av armering. De faktorer hos betongen som sänker betongens krympning är bland annat lågt vct, tillsatser som sänker vattenbehovet och grov ballast av exempelvis granit och kvarts, Naus (2005).

2.2.3 Krypning

Krypning är den tidsberoende deformation som sker på grund av långtidslast som belastar betongen. Det som påverkar krypningen i betongen kan delas upp i inre och yttre faktorer, se Tabell 2.3.

Tabell 2.3 - Faktorer som påverkar krypning, Nielsen (1968)

Inre faktorer	Yttre faktorer
Cementtyp	Belastningsstorlek
Vattencementtal	Belastningstid
Cementpastahalt	Belastningsart
Ballastens mekaniska egenskaper	Temperatur
Ballastens permeabilitet	Vid sorption: <ul style="list-style-type: none"> • Luftfuktighet • Provkroppens utformning • Karbonatisering
Tillsatsmedel	
Bearbetning	
Hydratationsgrad	

Krypning i betong under normala förhållanden kan delas in i två typer av krypning, vanlig krypning och uttorkningskrypning. Vanlig krypning sker på grund av den last som belastar betongen under lång tid medan uttorkningskrypningen är den extra krypning som tillkommer på grund av betongens uttorkning.

Då last är påförd kommer krypningen öka vid ökad temperatur, Ljungkrantz et al (1997). Då betong utsätts för högre temperaturer än rumstemperatur, har en annan typ av krypning observerats och studerats av bland annat Khoury et al (1985a). ”Transient thermal creep” uppkommer vid högre temperaturer och särskilt vid förseglat tillstånd under 100°C och vid oförseglat tillstånd över 100°C. Krypningen tenderar att lätta på spänningarna som uppkommer på grund av den termiska inkompatibiliteten mellan ballast och cementpasta. Krypningen sker och omfördelar de spänningar som uppkommer så att sprickor inte sker. Effekten återfinns enbart i hög grad vid första upphettningen och sker inte vid avkylning eller en återupphettning.

3 Litteraturstudie

Det finns flera olika faktorer som påverkar betong när den utsätts för temperturbelastningar. Dessa kan delas upp i materiella och miljömässiga faktorer. För att få en bra bild av faktorerna har litteraturstudien delats upp i tre delar där den sista delen förklarar hur betongen i helhet påverkas. Nedan listas de delar som tas upp:

Materiella faktorer

- Ballast
- Cementtyp
- Fukt
- Hållfasthetsklass
- Härdningsålder
- Porositet
- Tillsatsmaterial

Miljöfaktorer

- Temperaturpåverkan
- Belastning under uppvärmning
- Exponeringstid
- Last i kallt eller varmt tillstånd
- Uppvärmnings- och nedkylningshastighet

Påverkade egenskaper

- Tryckhållfasthet
- Draghållfasthet
- Elasticitetsmodul
- Viktminskning
- Mikrosprickor

Vid jämförelse mellan olika rapporter uppstår problem då:

- de testade betongkvalitéerna skiljer sig mot varandra
- testmetoderna skiljer sig och är ej jämförbara
- provkropparnas dimensioner och former skiljer sig

Detta leder till att jämförelsen mellan olika studier kan vara svår att göra men vid liknande testmetoder och material kan en viss jämförelse göras.

3.1 Materiella faktorer

3.1.1 Ballast

Ballast hämtas vanligtvis från närliggande grustag till byggarbetsplatsen. Detta medför att bergarterna skiljer sig från betong till betong och ger olika värmeegenskaper beroende på skillnader i värmeutvidgningskoefficienten α .

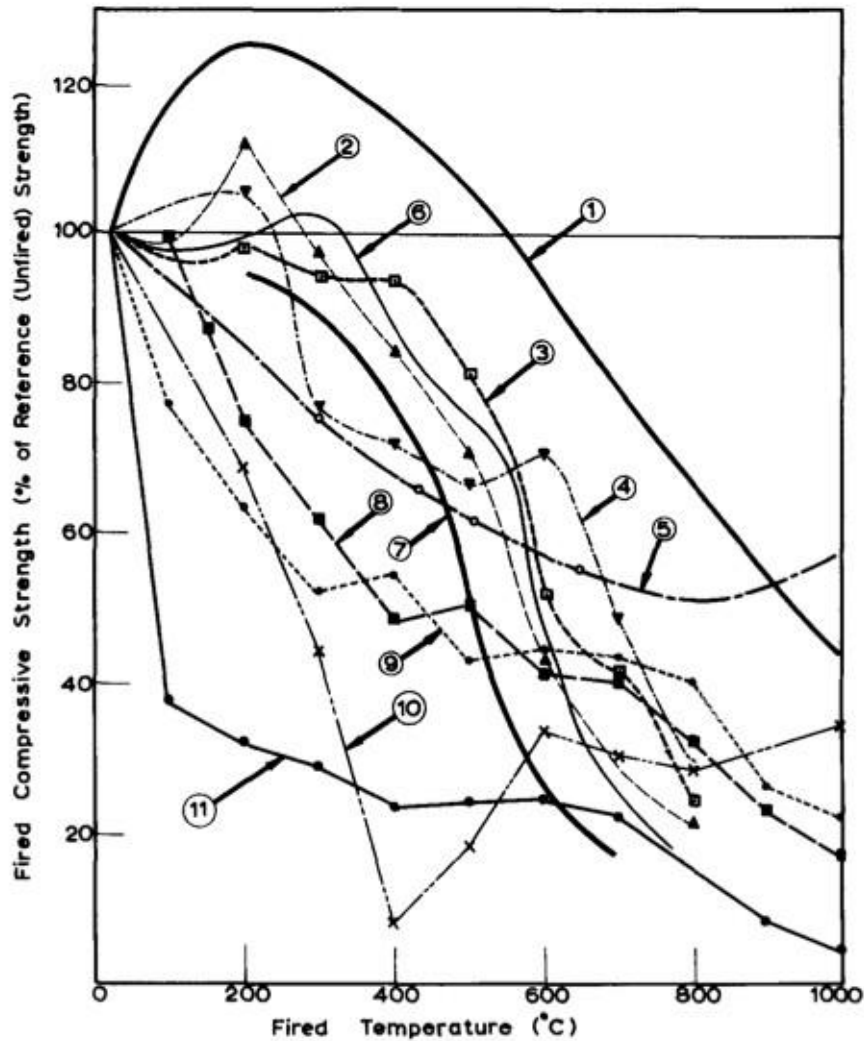
I Tabell 3.1 kan värmeutvidgningskoefficienten för olika bergarter, cementbruk och betong utläsas. Dessa kan jämföras med härdad Portlandcement som har en värmeutvidgningskoefficient på $11-16 \cdot 10^{-6}/K$ beroende på vattenmättnaden i betongen, Neville et al (1987). Då cementpastan även utsätts för uttorkning vid värmepåverkan som medför en krympning kommer skillnaderna mellan utvidgning/krympning för ballast och cementpasta påverka betongen vid ökande temperatur.

Tabell 3.1 - Värmeutvidgningskoefficient, Neville et al (1987), Burström (2007)

Bergart	Värmeutvidgningskoefficient α [$10^{-6}/K$]
Granit	8,5
Gnejs	8,5
Diorit, Andesit	4,1 - 10,3
Gabbro, Basalt, Diabas	3,6 - 9,7
Sandsten	4,3 - 13,9
Dolomit	6,7 - 8,6
Kalksten	4,8
Flinta	7,4 - 13,1
Marmor	9,0
Material	
Betong	8 - 12
Cementbruk	8 - 14

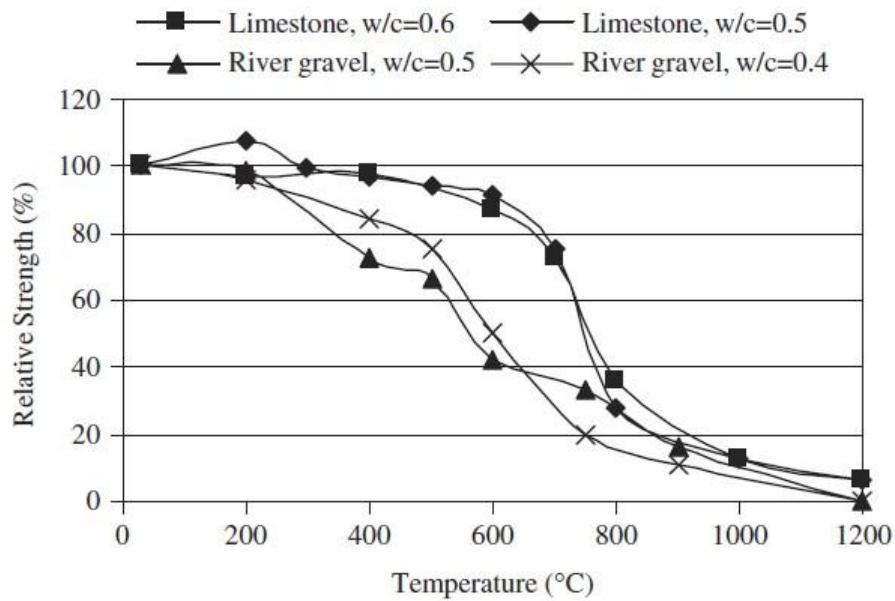
I tidigare undersökningar påträffades en märkbar skillnad på hållfastheten hos betong beroende på vilken sorts bergmaterial som använts i ballasten. Detta åskådliggörs i Figur 3.1 och Figur 3.2.

Bindningen mellan ballast och cementpasta, även kallad fasgräns, anses som den svagaste länken i en betong då cementpasta, bindning och ballast jämförs, Khoury (1992). Vid moderata temperaturer påverkades bindningen då termiska rörelser försvagar strukturen. Faktorer som påverkade bindningen var vct, porositet på ballasten, ytojämnheter på ballasten, typ av ballast och cement. Bland annat har kvarts observerats ge en starkare bindning vid moderata temperaturer under autoklaverade förhållanden på grund av en kemisk reaktion som gjorde bindningen starkare. Även kalksten har observerats reagera vid moderata temperaturer med cement och bilda en starkare bindning till ballasten, Khoury (1992).



Figur 3.1 - Skillnad i tryckhållfasthet beroende på ballast från olika studier, Campbell-Allen et al (1965)

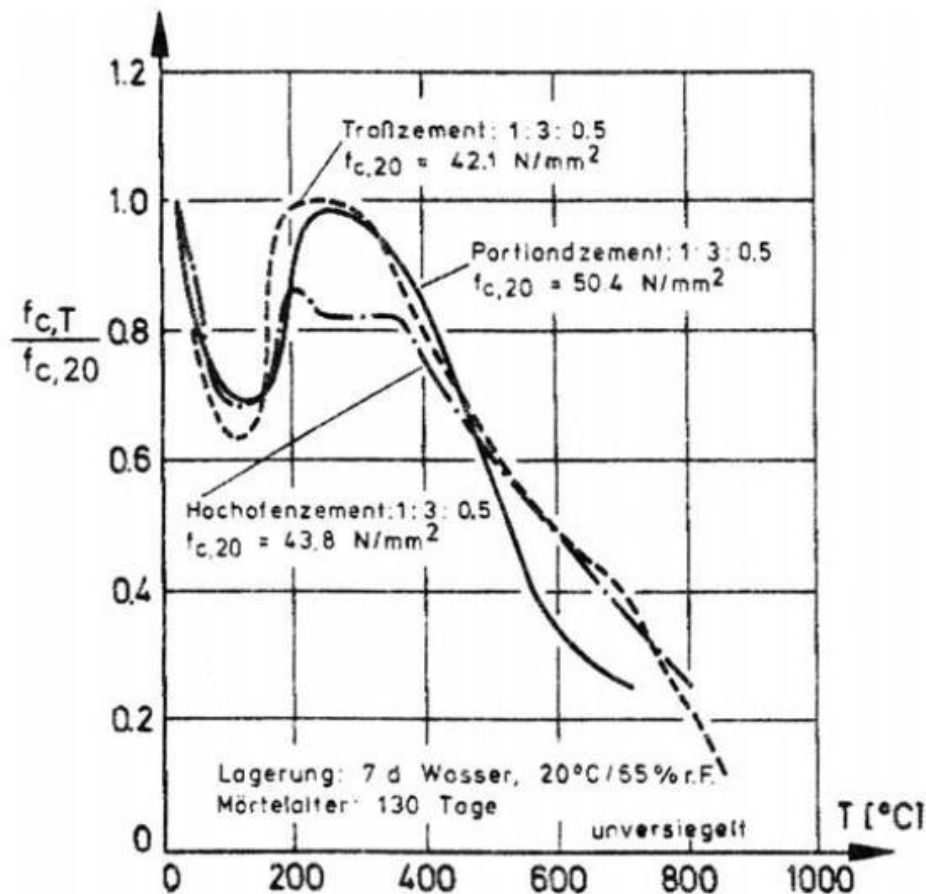
1. Heat resistant concrete; fire clay aggregate, Billig K. (1962)
2. Sandstone aggregate, Zoldners N.G. (1960)
3. Limestone aggregate, Zoldners N.G. (1960)
4. Expanded slag aggregate, Zoldners N.G. (1960)
5. British aluminous cement; expanded shale, Protze H.G (1957)
6. Gravel aggregate, Zoldners N.G. (1960)
7. Ordinary Portland; river sand and gravel, Malhotra H. L. (1956)
8. Aluminous cement; anorthosite aggregate, Zoldners et al (1963)
9. Aluminous cement; expanded shale, Zoldners et al (1963)
10. Aluminous cement; phonolite aggregate, Zoldners et al (1963)
11. Aluminous cement; ilmenite aggregate, Zoldners et al (1963)



Figur 3.2 - Skillnad i tryckhållfasthet beroende på ballast, Arioiz (2007)

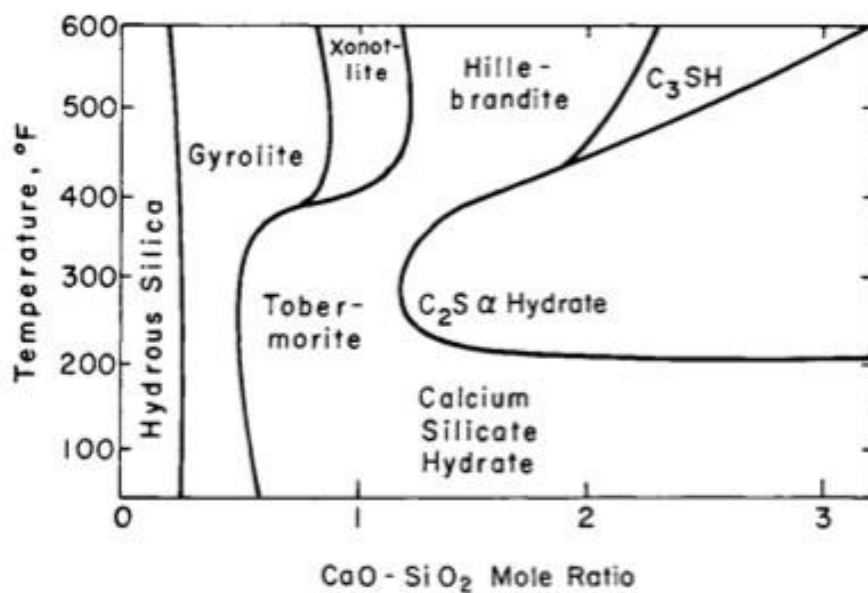
3.1.2 Cementtyp

Val av cementtyp har mindre betydelse med avseende på moderata temperaturhöjningar. Inga större skillnader i kvarvarande hållfasthet kunde urskiljas mellan olika cementtyper, se Figur 3.3, Schneider (1982). Vid de flesta studier om betongs utveckling under temperaturbelastningar har vanlig Portlandcement använts antingen av typ CEM I eller CEM II. Enligt Roth et al (2002) var det dessa typer av cement som använts under byggnationen av majoriteten av de svenska kärnkraftverken.



Figur 3.3 - Tryckhållfasthet för cementpastor med olika cement. Hochofenzement är Portlandcement med masugnslag CEMIII. Trafzement är portlandcement med trass inblandad CEMII. Portlandcement CEMI, Schneider (1982)

En skillnad som setts vid olika studier var om det använts snabbhärdande cement eller en cementtyp som härdade långsammare. Det är då hydratationsgraden som är avgörande för hur resultatet från testerna skiljer sig åt, Naus, D.J. (2005). Det finns studier gjorda av Verbeck och Copeland (1972) som antyder att förhållandet C/S påverkar hur hydratationen antingen ger högre eller lägre hållfasthet då yngre betong med lägre hydratationsgrad utsätts för värmepåverkan. Ett rent portlandcement har ett C/S förhållande som ligger mellan 1 och 3, Khoury (1992). Inom detta intervall bildas en svag struktur ($C_2S\alpha$). Först vid inblandning av tillsatsmedel såsom masugnslag, flygaska, silikastoft eller silikatrik finballast sjunker förhållandet C/S till 1 eller under 1 och en starkare "tobermorite" gel bildas vid mer förseglade förhållanden enligt Khoury (1992). I Figur 3.4 visas vilken hydratationsprodukt som erhålls vid varierande C/S förhållande och temperatur.

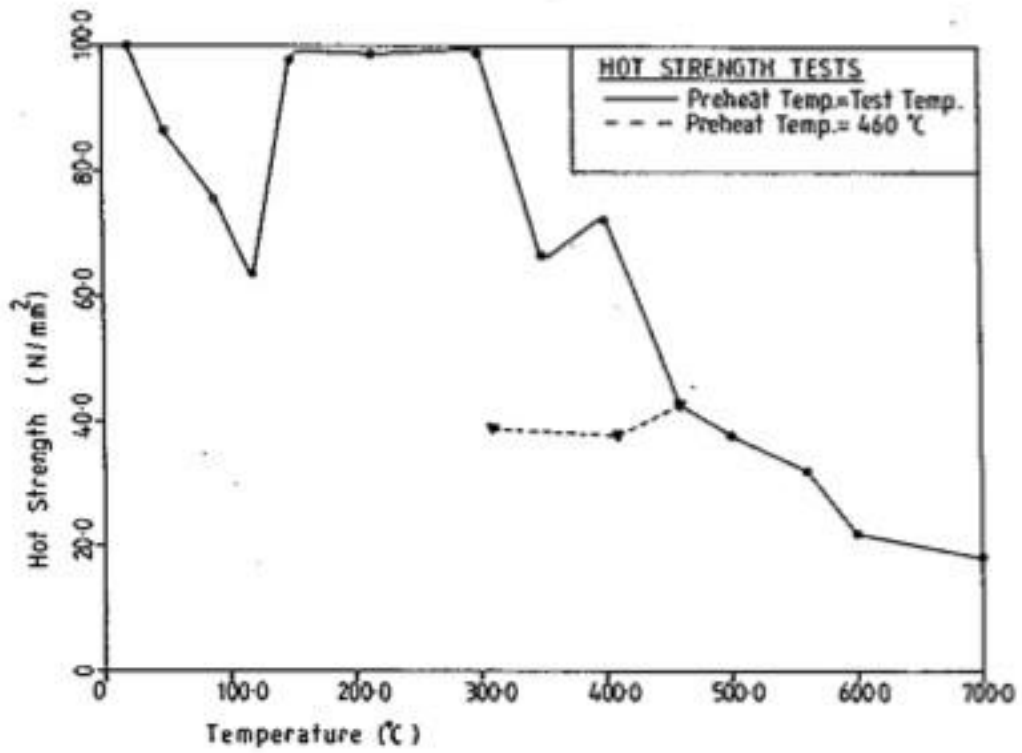


Figur 3.4 - Hydratationsprodukter vid olika C/S förhållanden och temperaturer, Verbeck och Copeland (1972)

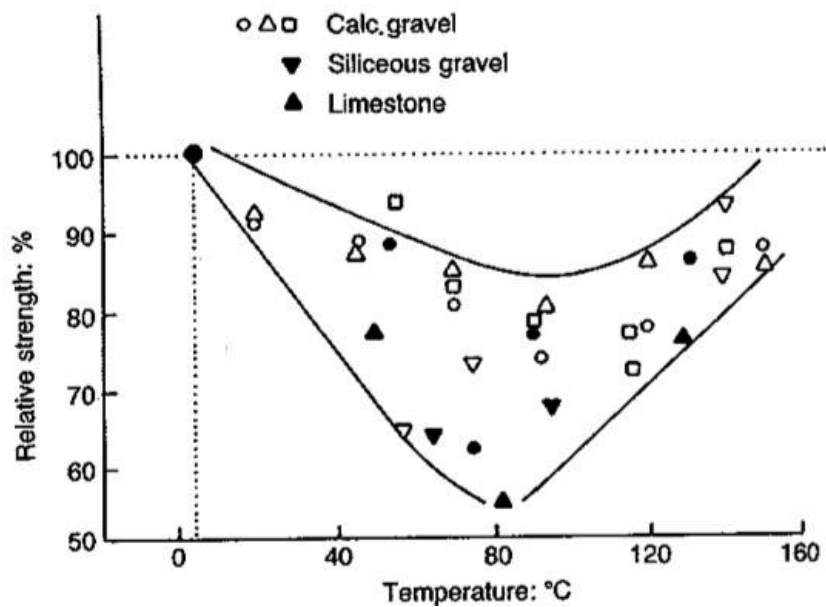
3.1.3 Fukt

Vid moderata temperaturer spelar det förångningsbara vattnet en stor roll i betongen då det i varmt tillstånd försvagar cementpastan. Det förångningsbara vattnet som värmts upp påverkar betongen på så sätt att den reducerar de kohesiva van der Waals bindningarna i CSH-gelen, en reduktion av ytenergi i gelen sker, Khoury (1992). Feldman et al (1971) undersökte termisk påverkan på hydratationsprocessen. I deras studie framkom att vid temperaturer över 65-80°C börjar adsorberat vatten i betongen att avdunsta. Efter detta temperaturintervall observerades en återhämtning i hållfasthet. Med hjälp av differentiell termisk analys kunde en endotermisk topp ses vid 65-80°C vilket representerar den temperatur då adsorberat vatten avdunstar. En annan endotermisk topp kunde ses vid 90-105°C då nästintill allt av det adsorberade vattnet avdunstade. I Figur 3.5 och Figur 3.6 kan resultat av tryckhållfasthetstester ses vid högre temperatur. Figurerna visar på lägre tryckhållfastheter upp till temperaturen 100°C då det adsorberade vattnet avdunstat. Efter 100°C återhämtades tryckhållfastheten. Denna effekt uppnådes inte i förseglade prover då fukten inte tilläts avdunsta.

Skillnader mellan resultat i förseglat och oförseglat tillstånd vid värmepåverkan kan till stor del anses bero på fukten. I oförseglat tillstånd tilläts fukten att avdunsta medan fukten ej har möjlighet att avdunsta i förseglat tillstånd. Andelen fukt i betong är även kopplat till hur länge betongen fått härda innan värmepåverkan påförs.



Figur 3.5 - Tryckhållfasthet vid varm testning för oförseglad cementpasta, Dias et al (1990)



Figur 3.6 - Tryckhållfasthet på oförseglad betong sammanställt från olika källor, Khoury (1992)

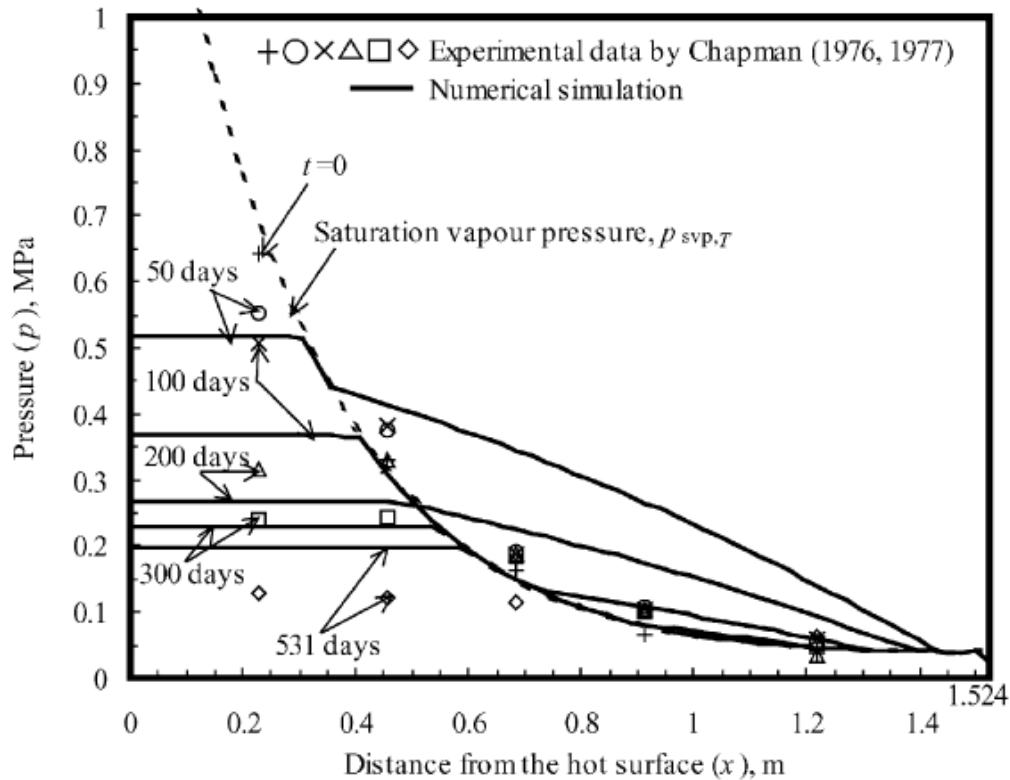
Fukttransport

Ett materials transportegenskaper är direkt sammankopplat med porsystemet och sprickor. Porernas storlek, storleken hos den permeabla porositeten och sammanlänkningen i porsystemet bestämmer hur olika ämnen transporteras i materialet, Wadsö (2011).

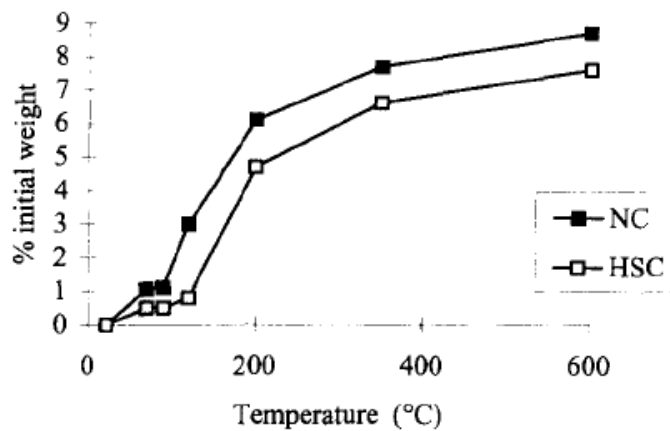
Hur väl fukt transporteras i betong beror på bland annat vct, omgivande luftfuktighet och temperatur, Wadsö (2011).

I betong med högt vct förekommer mer överskottsfukt som har lätt att torka ut vid temperaturbelastning. Med minskat vct minskar överskottsfukten och vid ett vct under 0,4 binds allt tillfört vatten fysikaliskt till porsystemet och kemiskt till cementen, Wadsö (2011).

Ökande temperatur i betongen leder till ökat tryck. Tryckskillnader uppkommer beroende på olika avstånd från uppvärmningskällan vilket medför att vattnet transporteras i betongen, Majumdar et al (1995) och Ichikawa och England (2004). I Figur 3.7 visas tryckskillnaden beroende på avståndet från uppvärmningskällan. Upp till 120 °C lämnar det förångningsbara vattnet betongen och upp till 70°C har betongen endast tappat ca 1% av sin ursprungsvikt. Viktminskning vid temperaturbelastningar upp till 600 °C för normal betong, NC, och höghållfasthetsbetong, HSC, återfinns i Figur 3.8, Noumowe et al (1996).

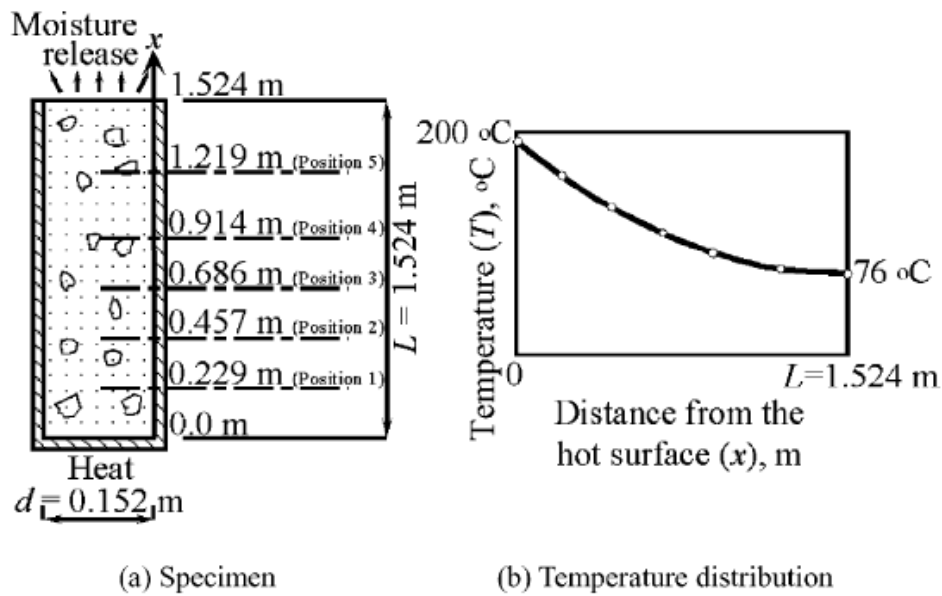


Figur 3.7 - Tryckskillnader beroende på avstånd från uppvärmd yta, Ichikawa och England (2004)



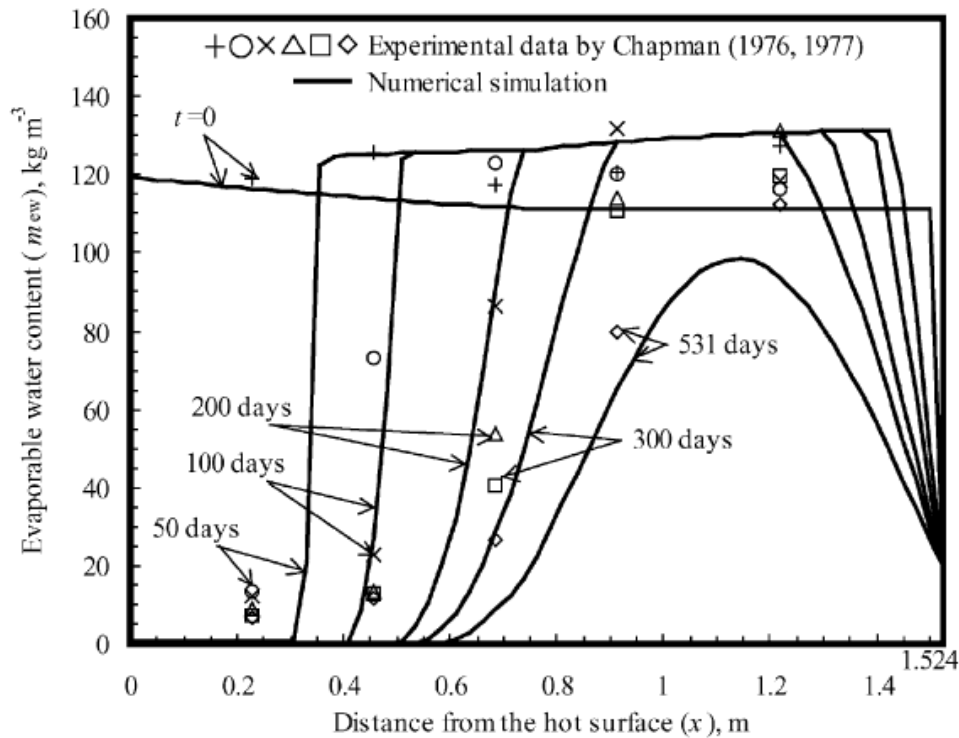
Figur 3.8 - Viktminskning för normal betong, NC, och höghållfasthetsbetong, HSC, vid temperaturbelastning, Noumowe et al (1996)

Viktigt att påpeka är att viktminskningen beror mycket på betongens möjlighet att transportera fukt samt på betongens dimensioner, Anderberg et al (1976). En liten provkropp med flersidig uttorkning har inte samma egenskaper som en tjock betonginneslutning. Tjockare dimensioner av betongen medför en temperaturgradient från den värmda sidan till den kalla sidan, se Figur 3.9.



Figur 3.9 - Test av ensidig uttorkning. Figur b visar betongens temperatur beroende på avstånd från värmekällan, Ichikawa och England (2004)

Figur 3.10 visar hur mängden förångningsbart vatten ändras beroende på längden från den värmda delen av betongen. Experimentet, Chapman (1976, 1977), och simulering, Ichikawa och England (2004), genomfördes på en provkropp som var förseglad på alla sidor utom en enligt Figur 3.9 ovan. Påförd värme var 200 °C vid $x = 0$.

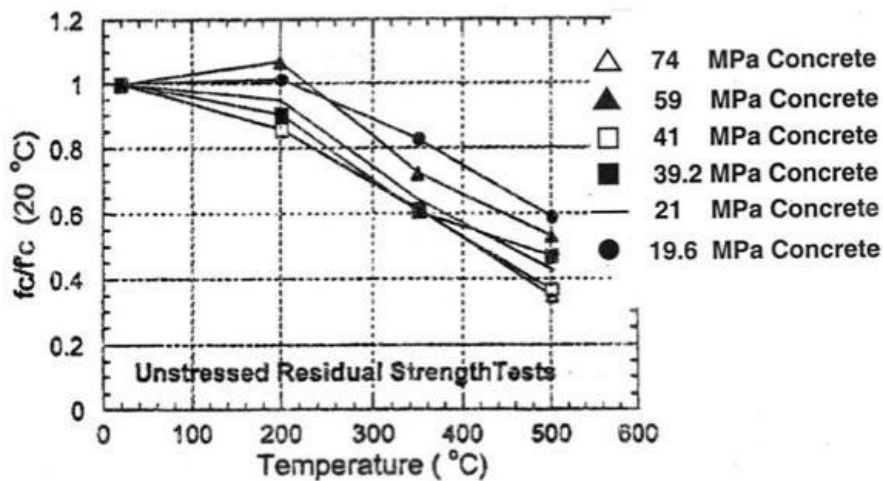


Figur 3.10 - Vatten som kan avdunsta med avseende på avstånd till den varma ytan. Linjerna visar en numerisk simulering av problemet medan de olika punkterna visar uppmätta värden vid tester, Ichikawa och England (2004)

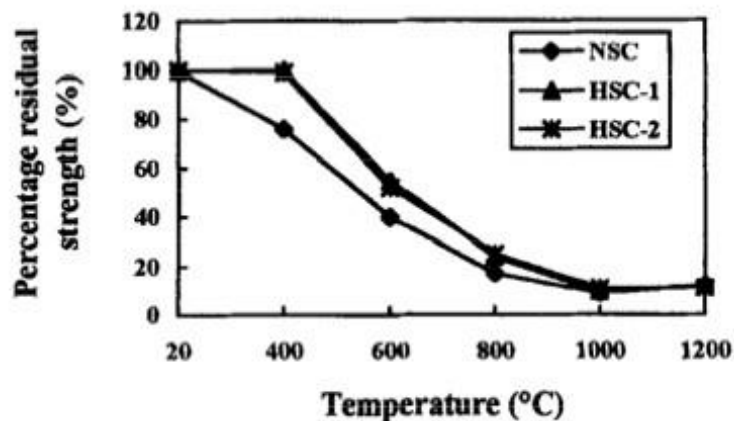
Enligt en studie av Dias et al (1990) beror hållfasthetsminskningen i betong utsatt för temperaturer mellan 22 – 120 °C på den termiska storleksökningen av det fysiskt bundna vatten som orsakar olika oregelbundna inre spänningar.

3.1.4 Hållfasthetsklass

Enligt studier gjorda av Morita (1992) sjönk tryckhållfastheten och elasticitetmodulen mer för betong med högre ursprungshållfasthet då den utsattes för högre temperaturer. I de lägre temperaturerna var skillnaden inte lika stor, men den lägsta temperaturen som mättes i studien var på 200°C. Även Chan et al (1998) studerade HSC (High Strength Concrete) och NSC (Normal Strength Concrete) vid högre temperaturer men där första mätpunkten var vid 400°C. Resultaten kan ses i Figur 3.11 och Figur 3.12 där syns att NSC tappade mer av sin hållfasthet än HSC. Skillnaden vid moderata temperaturer mellan olika hållfasthetsklasser är inte välstuderat och resultaten som tolkats från studier vid brandpåverkan visar på olika effekt av betong med högre hållfasthet.

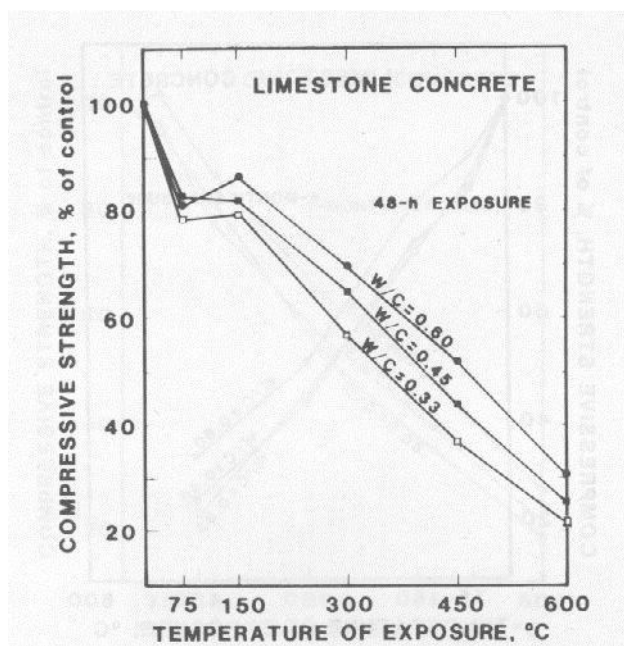


Figur 3.11 - Resttryckhållfasthet mot temperatur vid olika ursprungshållfastheter på betongen, Morita (1992)

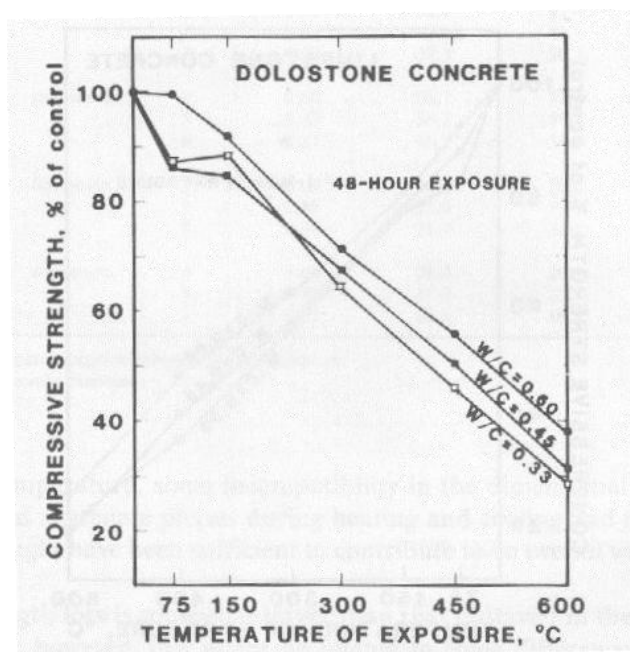


Figur 3.12 - Procent av resterande tryckhållfasthet för tre typer av betong. NSC(39MPa) innehåller VCT 0,6, HSC 1(76MPa) innehåller VCT 0,35 och HSC 2(94MPa) innehåller VCT 0,28 vilket ger olika hållfastheter på betongen, Chan et al (1998). 28 dagars tryckhållfastheter visas inom parantes.

Enligt Carette et al (1985) har vattencementtalets påverkan på hållfastheten undersökts vid temperaturhöjningar i betongen. Betongprovkroppar med ballast av kalksten och dolomit utsattes efter 28-dagars härdning i fuktig miljö och 26 veckors härdning i rumstemperatur för temperaturbelastningar mellan 76-450°C under en månad. Studien visade att provkropparna med högt vattencementtal klarade av temperaturhöjningar bättre än de med lågt vattencementtal, se Figur 3.13 och Figur 3.14.



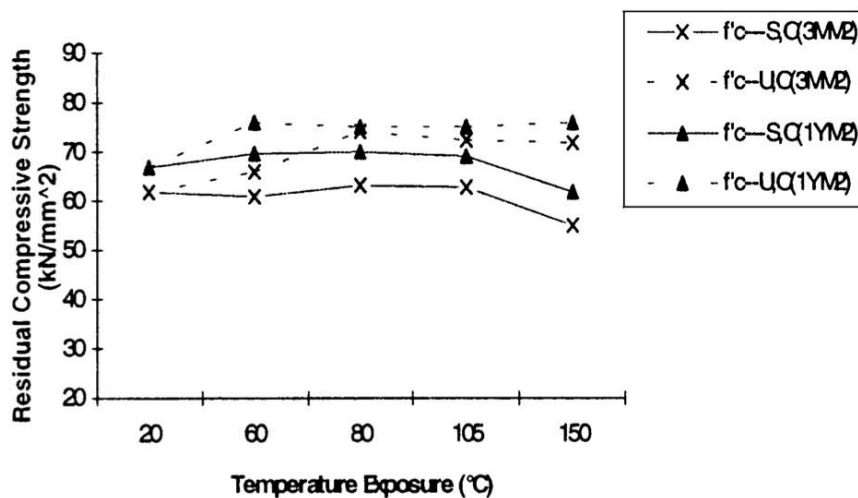
Figur 3.13 - Tryckhållfasthet för betong med kalksten efter 48 timmars exponering av olika temperaturer, Carette et al (1985)



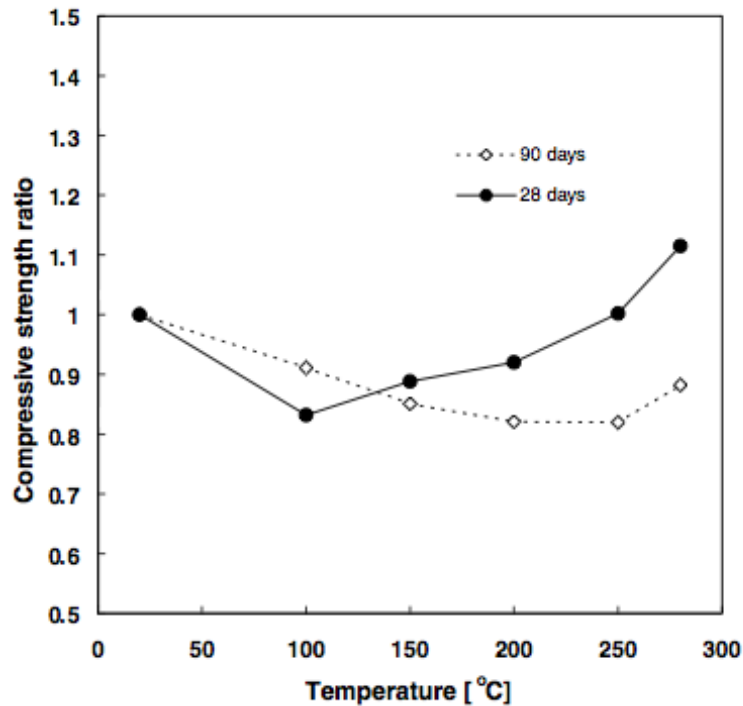
Figur 3.14 - Tryckhållfasthet för betong med dolomit efter 48 timmars exponering av olika temperaturer, Carette et al (1985)

3.1.5 Härdningsålder

Hur länge betongen fått härda innan temperaturbelastning påbörjas har en liten inverkan eller ingen alls på betong som fått härda mellan 90 dagar och 1 år enligt Guo och Waldron (2000), ses i Figur 3.15. För betong som var mellan 28 dagar och 90 dagar fanns det märkbara skillnader i responsen på tryckhållfastheten i de lägre temperaturerna enligt Vodak et al (2004), se Figur 3.16. Det får tilläggas att Vodak et al (2004) enbart exponerat proverna för värme i 120 minuter och att de därefter fått svalna i 24 timmar vilket kan ha påverkat resultatet. Forskningsresultat där betongen fått härda i längre än ett år är svåra att få tag i, men då skillnaden mellan 90 dagar och 1 år var liten förväntas inga större förändringar på grund av en längre härdningsålder än 1 år.



Figur 3.15 - Effekten av härdningsålder och exponeringsmiljö för resttryckhållfastheten (S=förseglad och U= oförseglad, kurvor märkta med x hade härdat i 3 månader medan kurvor märkta med Δ hade härdat i 1 år), Guo och Waldron (2000)



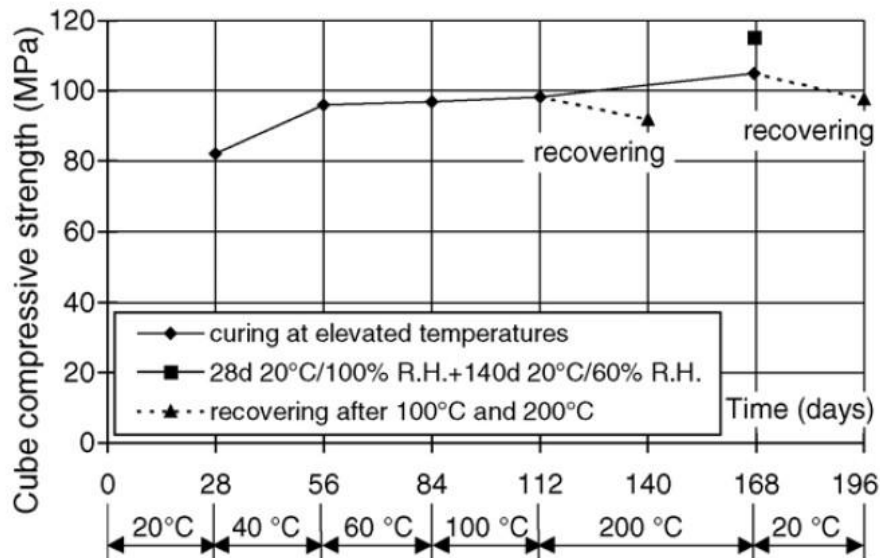
Figur 3.16 - Effekten av temperatur och härdningsålder på resterande tryckhållfasthet, Vodak et al (2004)

Verbeck och Copeland (1972) studerade hur härdning under högt ångtryck påverkade hydratationen. Från deras resultat tolkade Khoury (1992) att temperaturer upp till 80 °C ökade hydratationen och hållfastheten för relativt ung betong. Vid temperaturer över 80-100°C kunde den hydratation som skedde öka eller sänka hållfastheten på betongen. Vad som hände berode bland annat på förhållandet C/S och temperaturen visade Verbeck och Copeland (1972), resultaten kan ses i Figur 3.4.

Olika hydrationsprodukter påverkade hållfastheten på olika sätt, vilket främst gäller för yngre betong där all cement ej hade reagerat vid tillfället då den utsatts för värmepåverkan. Från Figur 3.4 kan sägas att tobermorit är en stark produkt medan C_2S är en svagare. C/S andelen kan påverkas genom att addera rätt typ och mängd tillsatsmedel, Khoury (1992).

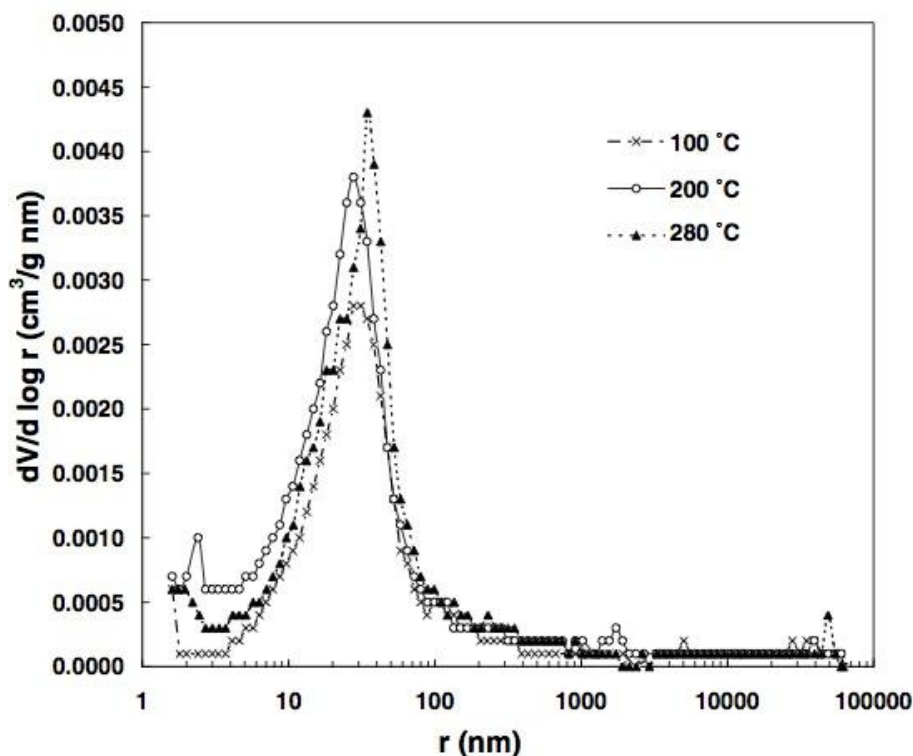
3.1.6 Porositet

Den totala porositeten hos betong ökar efter en uppvärmningscykel. Detta är starkt relaterat till förluster av det bundna vattnet i betongen. Vid tester på uppvärmd betong mellan 20 – 200°C ökade tryckhållfastheten, emellertid sjönk denna något då provkropparna tilläts återhämta sig i rumstemperatur, se Figur 3.17, Janotka et al (2005).



Figur 3.17 - Tryckhållfasthet för kubiskabetongprovkroppar utsatt för temperaturbelastning, Janotka et al (2005)

I en studie gjord av Vodák et al (2004) uppvisade betong med vct 0,4 en ökad hållfasthet vid temperaturbelastning då betongen var 28 dagar gammal även fast porositeten ökade. Betong med samma vct som fått härda i 90 dagar uppvisade emellertid en minskning i hållfasthet vid temperaturbelastning och ökad porositet. Förklaringen enligt rapporten var betongens hydratationsgrad vid temperaturbelastningstillfället. Betongen som fått härda i 28 dagar hade en lägre grad av hydratation. När denna betong blev temperaturbelastad påskyndades den kemiska processen och hållfastheten ökade även vid ökad porositet. Hydratationen som ökade hållfastheten väger upp den degradation som uppkommer på grund av mikrosprickor vid temperaturbelastning. Betongen som fått härda i 90 dagar hade initialt en högre hydratationsgrad. Därav blev degradationen genom mikrosprickor till följd av ökad porositet högre än de positiva egenskaperna som hydratationen medför vid temperaturbelastning. Dessutom blev andelen större porer högre vid ökad temperatur som syns i Figur 3.18.



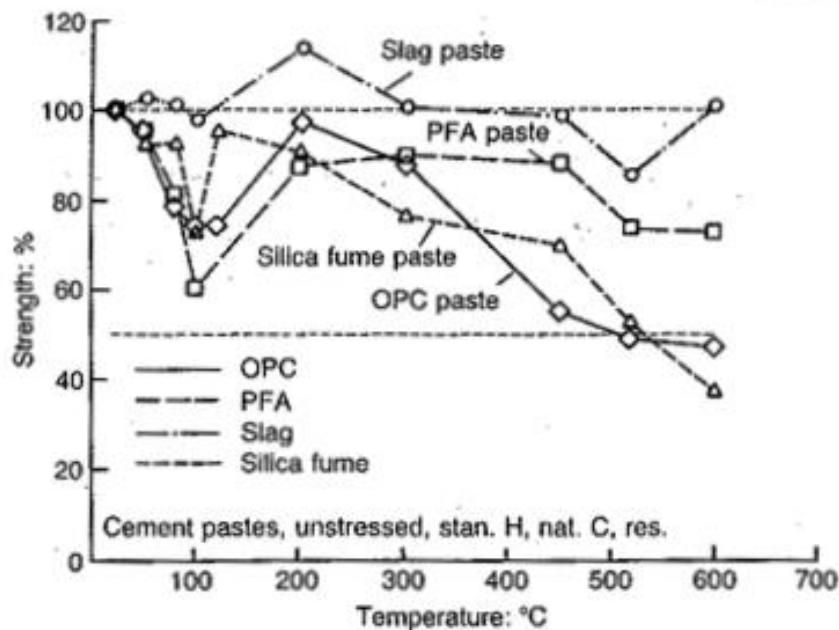
Figur 3.18 - Effekten av temperaturbelastning för porstoleksfördelningen i betong med åldern 90 dagar, Vodák et al (2004)

Mätningar har visat att den totala porositeten inte uppvisade några större variationer förrän temperaturbelastningen översteg 120 °C, Noumowé et al (1996), vilket medför att denna parameter ej bör ha en stor påverkan vid moderata temperaturbelastningar i betongen.

3.1.7 Tillsatsmaterial

Det finns vissa studier gjorda där inverkan av olika vanliga tillsatser undersöks och hur de påverkar betongens hållfasthet vid högre temperaturer. Mestadels inriktar sig dessa studier för högre temperaturer där bland annat Saad et al (1996) som i sina försök kom fram till att 10% tillsats av silikastoft gav en lägre porositet i betongen i det studerade temperaturintervallet 100-600°C. Jämförelsen gjordes gentemot betongsatser innehållandes 0%, 20% eller 30% silikastoft som även dessa undersöktes i temperaturintervallet 100-600°C. Betongen med 10% silikastoft hade även den högsta tryckhållfastheten under hela temperaturintervallet gentemot de andra betongsatserna. Även för draghållfastheten observerades högre värden. Anledningen till dessa effekter påstod Saad et al (1996) bero på att silikastoftet bildade en CSH struktur som fått starka bindningar och hade bra termisk stabilitet.

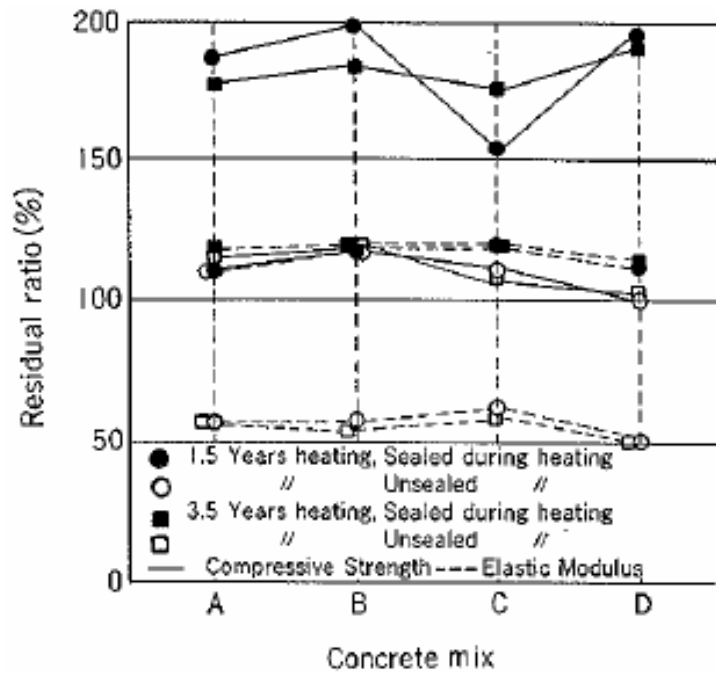
Sarshar och Khoury (1993) studerade även hur silikastoft påverkade hållfastheten men författarna drog slutsatsen att det inte fanns några fördelar med silikastoft ur hållfasthetssynpunkt vid temperaturbelastning. Hållfastheten för cementpasta med silikastoft kunde ibland vara sämre än vanlig portlandcementpasta. I tester där masugnslagg och flygaska använts erhöles en högre hållfasthet än den motsvarande portlandcementen. Då studien främst undersökt högre temperaturer går det att dra andra slutsatser än vad Saad et al (1996) gjorde. Se Figur 3.19 där visas hur cementpasta proverna påverkats av innehåll och temperatur. I de lägre temperaturerna höll inte flygaska (PFA) en högre hållfasthet än portlandcement (OPC). Först vid högre temperaturer blev flygaskans effekt påtaglig. Masugnslaggpastan (slag paste) höll högre hållfasthet i hela temperaturintervallet.



Figur 3.19 - Effekt av temperatur av resttryckhållfastheten av olika cement pasta prover. Sarshar et al (1993)

I studier gjorda av Suzuki et al (1995) undersöktes elasticitetsmodul och tryckhållfasthet för olika betongmixar. Proverna utsattes för 110°C under 1,5 respektive 3,5 år. Resultaten visas i Figur 3.20. Betongmix C i Figur 3.20 var den enda betongen utan flygaska, andra faktorer som ballast och sammansättning har varierat mellan de olika mixarna i annat fall. I resultaten fås likvärdiga värden för elasticitetsmoduler och tryckhållfastheter för oförseglade prover.

Skillnader kan ses i de förseglade proverna vid konstant temperatur som exponerats under 1,5 år och då endast för tryckhållfastheten. Testförhållande vid studien av Suzuki et al (1995) skiljer sig gentemot tidigare nämnda studier i kapitlet i form av lång exponeringstid och långsam uppvärmningshastighet.



Figur 3.20 - Kvarvarande ($\sigma_{110^\circ\text{C}}/\sigma_{20^\circ\text{C}}$, $E_{110^\circ\text{C}}/E_{20^\circ\text{C}}$) tryckhållfasthet och elasticitetsmodul för olika betongmixar i förseglat och oförseglat tillstånd, Suzuki et al (1995)

Inblandning av tillsatsmedel visade en positiv effekt för masugnslagg medan för silikastoft och flygaska pekade resultaten åt båda hållen vid moderata temperaturer, Sarshar et al (1993). Verbeck och Copeland (1972) visade att högre C/S andel gav positiv effekt under förseglade förhållanden, vilket kan uppnås med tillsatsmedel. Ghosh och Nasser (1996) studerade betong med olika mängd tillsatsmedel med hänsyn till tryckhållfasthet samt elasticitetsmodul då betongen har utsatts för temperaturbelastning samt tryckbelastning. Temperaturerna varierade mellan 21-232°C och belastningsnivåerna var 750, 1500 och 2000 psi (5,2 MPa, 10,4 Mpa och 13,8 MPa). Betongen med 60% flygaska och 10% silikastoft hade en lägre hållfasthetsminskning med ökande temperatur jämfört med betongen som bestod av 20% flygaska och 10% silikastoft. Emellertid var det tvärtom när elasticitetsmodulen undersöktes. Då tillsatsmedlen och cementen i sig hade varierande faktorer såsom cementtyp, partikelstorlek, reaktivitet och kemisk komposition är det svårt att jämföra resultat då dessa inte nämns. Även andra faktorer i betongen varierade mellan olika försök och därför är det svårt att säga hur tillsatsmedlen påverkar betongen. En mer inriktad studie på tillsatsmedel behövs för att dra några slutsatser.

3.2 Miljöfaktorer

3.2.1 Temperaturpåverkan

När hårdnad betong utsätts för högre temperaturer sker förändringar. De ingående materialen i betongen utvidgar sig/krymper olika vid temperaturändringar och detta medför inre spänningar som försvagar strukturen och ger mikrosprickor. De faktorer som främst påverkar är längdutvidgningskoefficienterna för ballasten och cementpastan samt krympningen av cementpastan vid uttorkning, Naus (2005).

Vid moderata temperaturer sker dessa rörelser främst på grund av uttorkning av betongen, Naus (2005). I denna rapport beskrivs förloppet utifrån observationer av Schneider (1982). Från 20-100°C skedde en påtaglig avdunstning ifrån de större porerna nära ytan. Vid temperaturer över 100°C ökade avdunstningshastigheten på grund av det ökade ångtrycket då vattnet börjar koka. Hastigheten på denna avdunstning påverkas mycket av hur snabbt betongen upphetas. Vid temperaturer över 120°C började avdunstningen av vatten i de mindre porerna och även det kemiskt bundna vattnet började avdunsta, detta pågick upp till 500°C då större delen av vattnet var borta. Vid sidan av avdunstningen skedde även en dehydratisering av den härdade cementpastan, denna process pågick mellan 30-300°C, Schneider (1982).

Förutom temperaturnivå kan påverkan på betongen förklaras i de fyra stadierna av en temperaturcykel det vill säga förstagångsupphettning, konstant temperatur, avkylning och efter avkylning.

Upphettningssfasen

Under en första upphettning sker en del kemiska och fysiska förändringar i betongen som antingen ger ökad eller lägre hållfasthet. En del av dessa kan ses i Tabell 3.2.

Tabell 3.2 - Olika mekanismer som påverkar betong vid upphettningssfasen, Khoury (1992)

Mekanismer	Ungefärligt temperaturintervall; °C	Ökad eller sänkt hållfasthet; Ö eller S
Termisk instabilitet i ballasten	Beror på ballasten	S
Termisk inkompatibilitet mellan ingående material i betongen	20 – 600+	S
Kemiska reaktioner i bindning mellan ballast och cementpasta	20 – 200+	Ö eller S*
Accelererande hydrataion	20 – 90	Ö
Accelererande hydrataion	90 – 200	Ö eller S (Beror på C/S förhållandet)
Förångning av adsorberat vatten som ökar ytspänningen i porerna	80 – 200+	Ö
Krympning	20 – 200+	S
Ökad porositet	20 – 200+	-

Konstant temperatur

När betongen sedan utsätts för konstant temperatur över en viss tid slutförs de kemiska och fysiska förändringar som påbörjades under upphettningssfasen. Fukten vandrar ut ur betongen tills betongen till slut stabiliserar sig. I detta skede märks inte lika stora förändringar av hållfastheten som det kan göra i upphettningssfasen.

Avkylningsfas

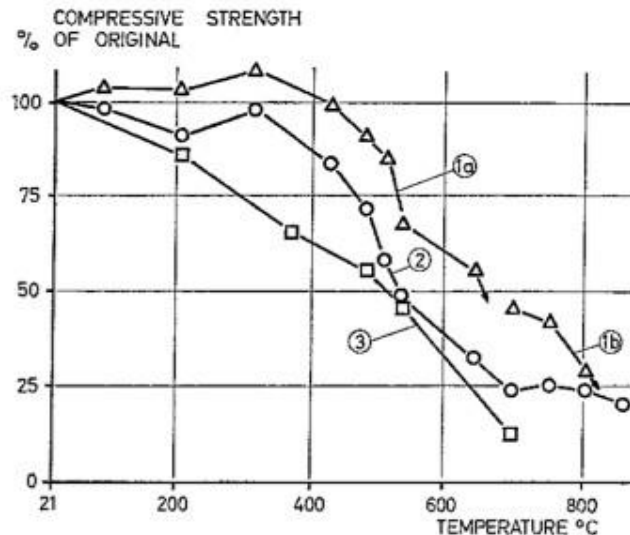
I denna fas sker viss skada på betongen då stora spänningar uppkommer då betongen kyls ner och krymper. ”Transient thermal creep” kan inte omfördela spänningarna vid avkylning och mikrosprickor men även större sprickor kan uppkomma.

Efter avkylning

Betongen tar åt sig fukt igen och utsätts för små fysiska och kemiska förändringar. Dessa kan vara till fördel eller nackdel för hållfastheten. Bland annat kan fukten ta sig till ohydratiserat cement och börja hydratisera, även karbonatisering kan ske igen. Karbonatiseringen ökar hållfastheten men sänker beständigheten mot armeringskorrosion. Till nackdelarna hör den differentiella svällningen som kan skapa spänningar i betongen, Khoury (1992).

3.2.2 Belastning under uppvärmning

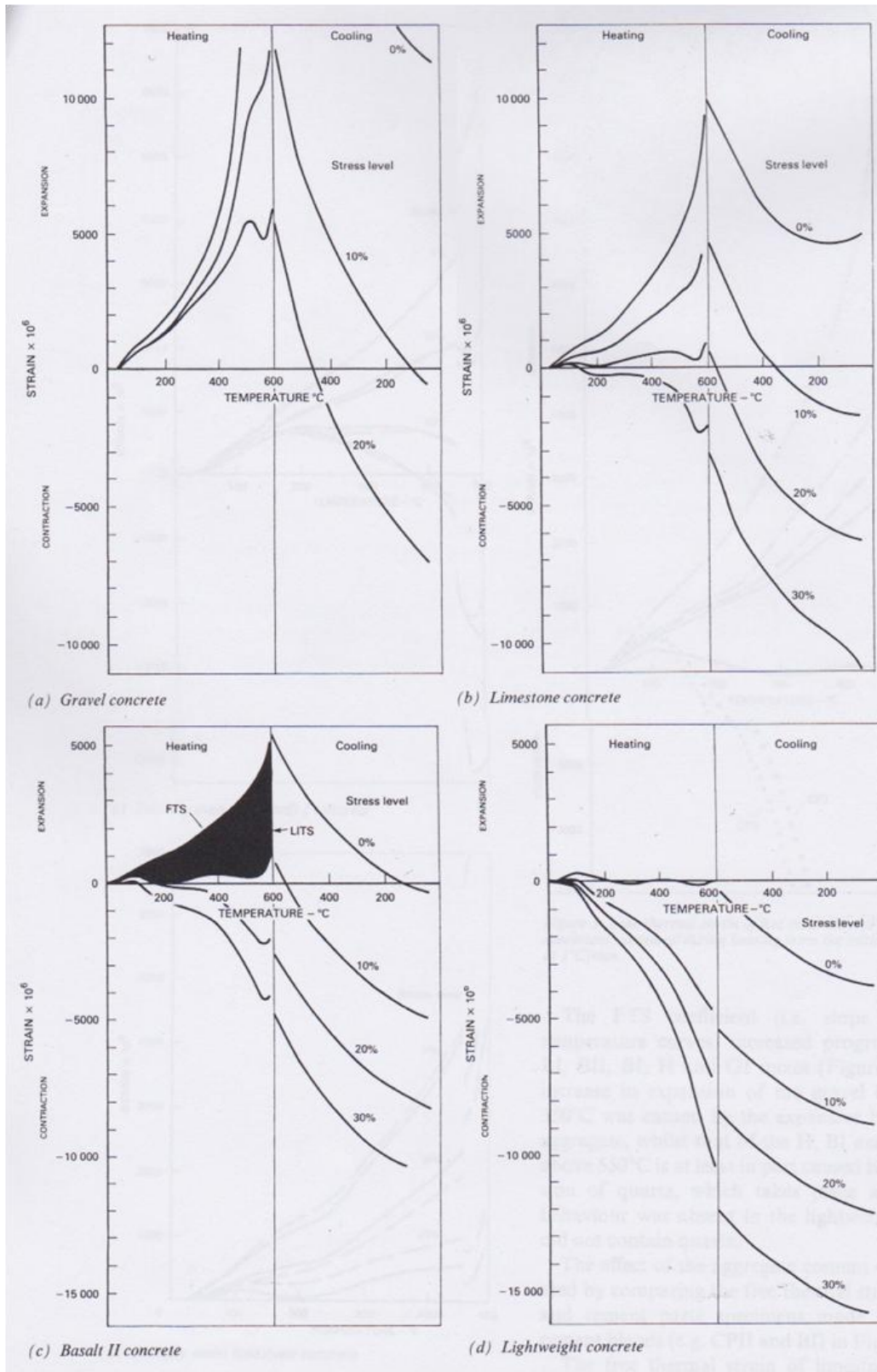
Från tidigare försök gjorda av bland annat Malhotra (1965) och Abrams (1971) går det att dra slutsatsen att belastning under uppvärmning ger en mindre hållfasthetsminskning än vid olastade prover utsatta för samma temperatur. Thelandersson (1972) sammanställde Abrams (1971) resultat och dessa visas i Figur 3.21.



Figur 3.21 - Inverkan av temperaturen på tryckhållfastheten hos betong med ballast innehållande högt halt av silikatmineraler. Kurva 1 Provkropparna belastade med spänningen $0,4 f_c$ (1a) eller med $0,25 f_c$ (1b) under uppvärmningen och provade i varmt tillstånd. Kurva 2 Provkroppar obelastade under uppvärmningen och därefter provade i varmt tillstånd. Kurva 3 Provkroppar som värmts upp, långsamt avkylts och därefter lagrats 7 dygn i luft (21°C , 70-80% RH) före provning. Provkropparna var obelastade under uppvärmning, Thelandersson (1972)

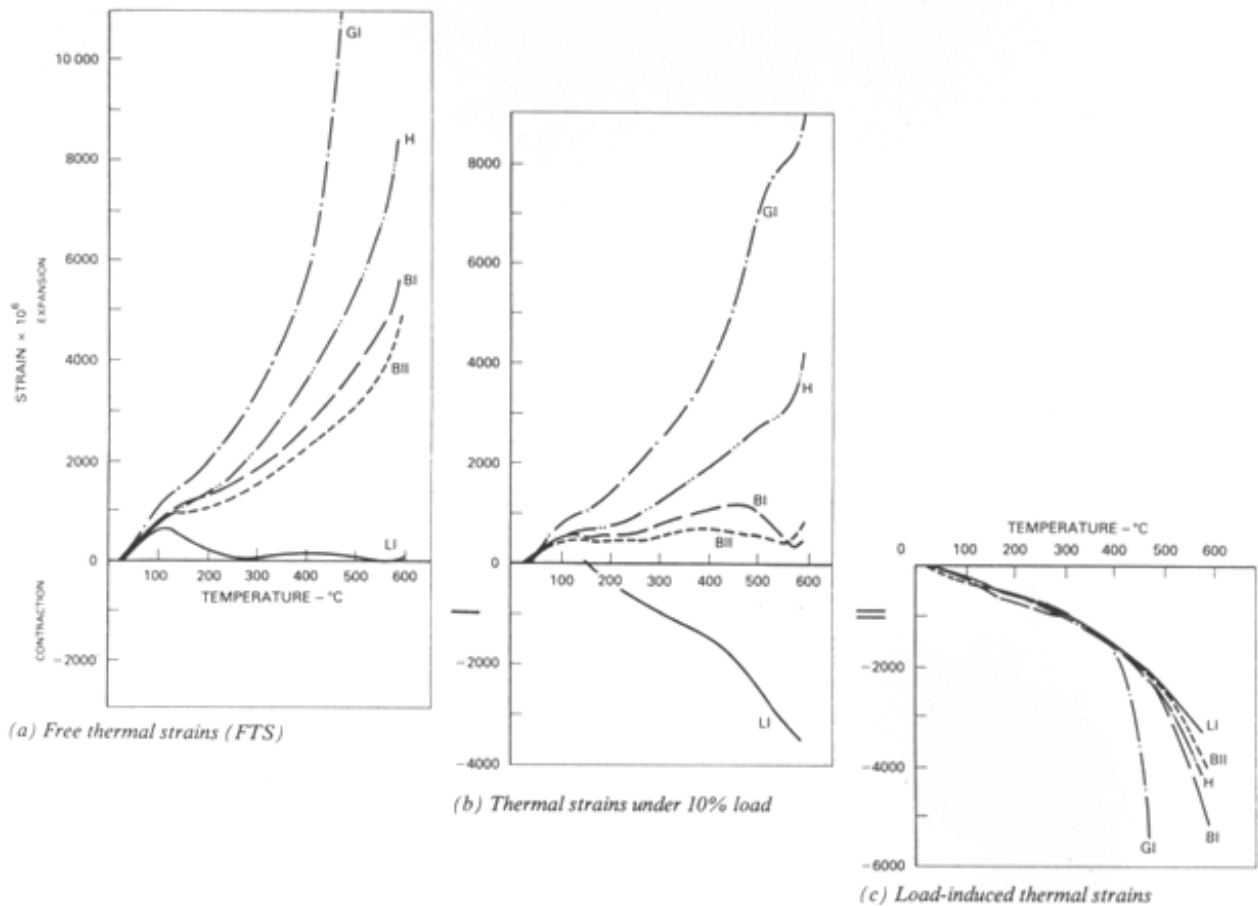
Khoury et al (1985b) undersökte hur den termiska töjningen som leder till inre spänningar påverkades då betongprover belastades under uppvärmning. I försöken har dessa inte relaterats till hur tryckhållfastheten, elasticitetsmodulen eller draghållfastheten påverkades. I Figur 3.22 nedan kan ett försök ses där det går att urskilja att expansionen blev större utan belastning och vid nedkylning krympte provet mer vid belastning än då provet inte var belastat. Detta kan vara en förklaring till att hållfasthetsminskningen är mindre vid belastning under uppvärmning som Malhotra (1965) och Abrams (1971) upptäckte under sina försök.

I rapporten av Khoury et al (1986) nämns att ökningen av hållfasthet kan bero på två orsaker. Första möjliga orsaken är att en tättningsprocess av cementpastan sker, som troligtvis sänker porositeten av betongen relativt en olastad och uppvärmd betong. Den andra orsaken kan vara att komprimeringen på grund av lasten kan sänka dragspänningar i betongen, speciellt vid avkylningen. Det nämns även att en alltför hög last har negativa effekter istället och ökar sprickbildningen. I sin omvärderingsrapport lägger Khoury (1992) till att hållfasthetsökningen även kan bero på en ökad hydratation som kommer av den högre temperaturen.



Figur 3.22 - Termiska töjningar av fyra initialt fuktiga betongsatser som mätts under dess första upphettning med hastigheten $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ under last till 600°C med efterföljande avsvälning. Lastnivån syns som procent vid respektive linje. Översta vänstra bilden: Gravel concrete; översta högra bilden: Limestone concrete; nedersta vänstra bilden: Basalt concrete; nedersta högra bilden: Lightweight concrete. Notering: fria termiska töjningar (FTS) och last inducerade töjningar (LITS) visas i figur c), Khoury et al (1985b)

I en tidigare rapport av Khoury et al (1985b) testades också hur val av ballast, temperatur, betongålder och fukttinhåll påverkade töjningen vid uppvärmning. Fukttinhåll och val av aggregat är mer känsligt vid fria termiska töjningar än vid lastinducerade töjningar, hur valet av aggregat påverkar visas i Figur 3.23. De övriga faktorerna påverkade inte de lastinducerade töjningarna anmärkningsvärt vilket enligt Khoury et al (1985b) förenklar analyser av uppvärmda betongkonstruktioner.



Figur 3.23 - Termiska töjningar för fem olika betong uppmätta under sin första upphettning med hastigheten $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ från det initialt lufttorkade tillståndet. Vänstra bilden: Free thermal strains (FTS); mellersta bilden: Thermal strains under 10% load; Load-induced thermal strains, Khoury et al (1985b)

Reaktorinneslutningar vid kärnkraftverk består av spännarmerad betong. Denna spännarmering medför att betongen belastas i två riktningar med en storlek på 5 – 11 MPa, Anderson (2005). Khoury et al (1985b) testade enbart enaxlig belastning vilket någorlunda efterliknar det verkliga fallet.

3.2.3 Exponeringstid

Mohamedbhai (1986) undersökte en exponeringstid på 1-4 timmar och en lägsta temperatur på 200°C där resultaten visade på att tryckhållfastheten sjönk med tiden men i vissa prover återhämtade sig hållfastheten mellan timme 3 och 4, vilket inte kunde förklaras, Tabell 3.3. Liknande undersökningar har utförts av Suzuki et al (1995) där betongprover utsatta för 175°C testades efter olika exponeringstider, Figur 3.30. Resultaten visade att betongen har en tryckhållfasthetsminskning vid kortare exponeringstid för att därefter förbättra tryckhållfastheten till nivåer över ursprungshållfastheten. Både Suzuki et al (1995) och Mohamedbhai (1986) hade liknande försöksförhållanden det vill säga båda lät proverna svalna innan tryckning, basalt användes som ballast och det som skilde var temperaturen som var högre i försöken utförda av Mohamedbhai (1986). Då kärnkraftverk hålls i drift under längre tidsperioder än några timmar bör inte den kortare exponeringstiden beaktas. Utifrån studierna av Mohamedbhai (1986) och Suzuki et al (1995) kan ett antagande dras att en längre exponeringstid är mer fördelaktig för betong som utsätts för relativt låga temperaturbelastningar.

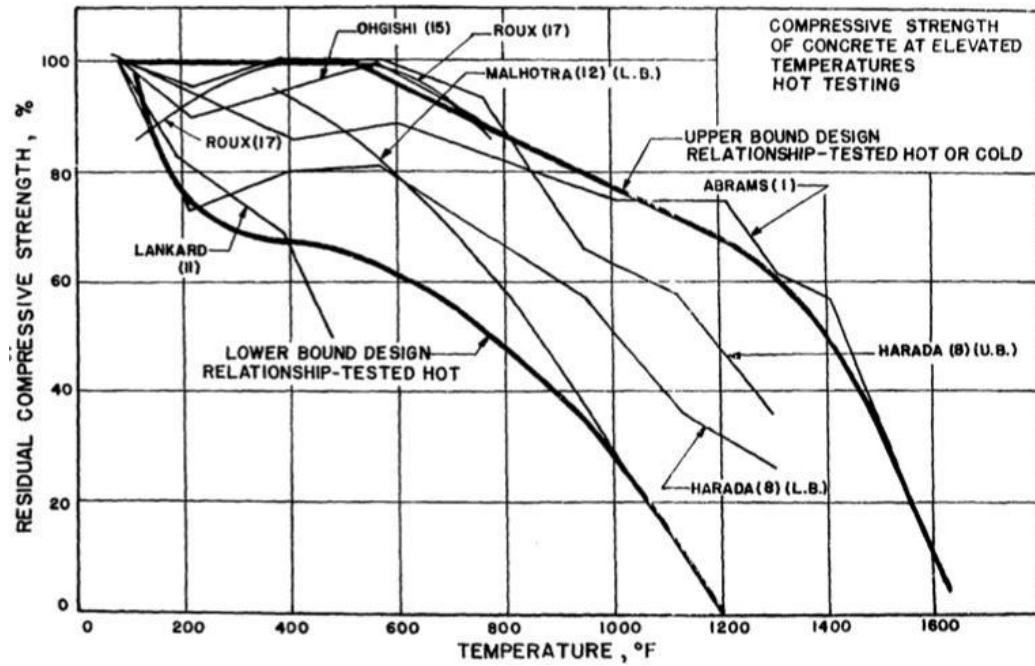
Tabell 3.3 - Korttidsbelastning av betong vid 200°C, Mohamedbhai (1986)

	Procentuell minskning i hållfasthet (medelvärde)			
Exponeringstid	1 h	2 h	3 h	4h
Värmebelastning 200°C	17%	28%	30%	25%

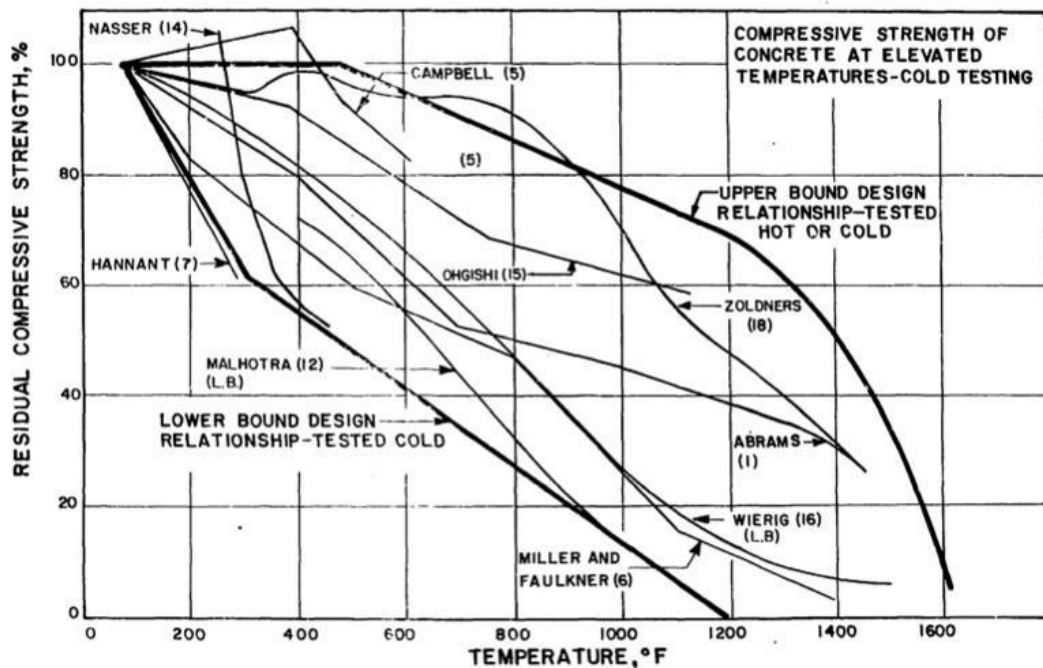
3.2.4 Lasta i varmt eller kallt tillstånd

Det har visat sig att försök gjorda då proverna belastats efter att de svalnat skiljer sig från försök gjorda på prover tagna direkt från klimatskåp. Freskakis et al (1979) sammanställde resultat från tidigare gjorda försök där det går att urskilja skillnaderna mellan belastning i kallt och varmt tillstånd. I de flesta studier visade kall belastning på en större tryckhållfasthetsminskning än vid varm belastning, se Figur 3.24 och Figur 3.25.

Mikrosprickor bildas då betongen först får expandera under uppvärmning och sedan krympa vid avkylning. Detta ger upphov till hållfasthetssänkning hos betongen, Mohamedbhai (1986). I många rapporter omnämns varmhållfasthet och resthållfasthet, där den först nämnda visar hållfasthet vid varm provning och resthållfasthet visar den kvarvarande hållfastheten efter avsvälning. Då dessa faktorer spelar stor roll för resultatet behöver belastningsförhållandena beaktas vid jämförelse mellan resultat.



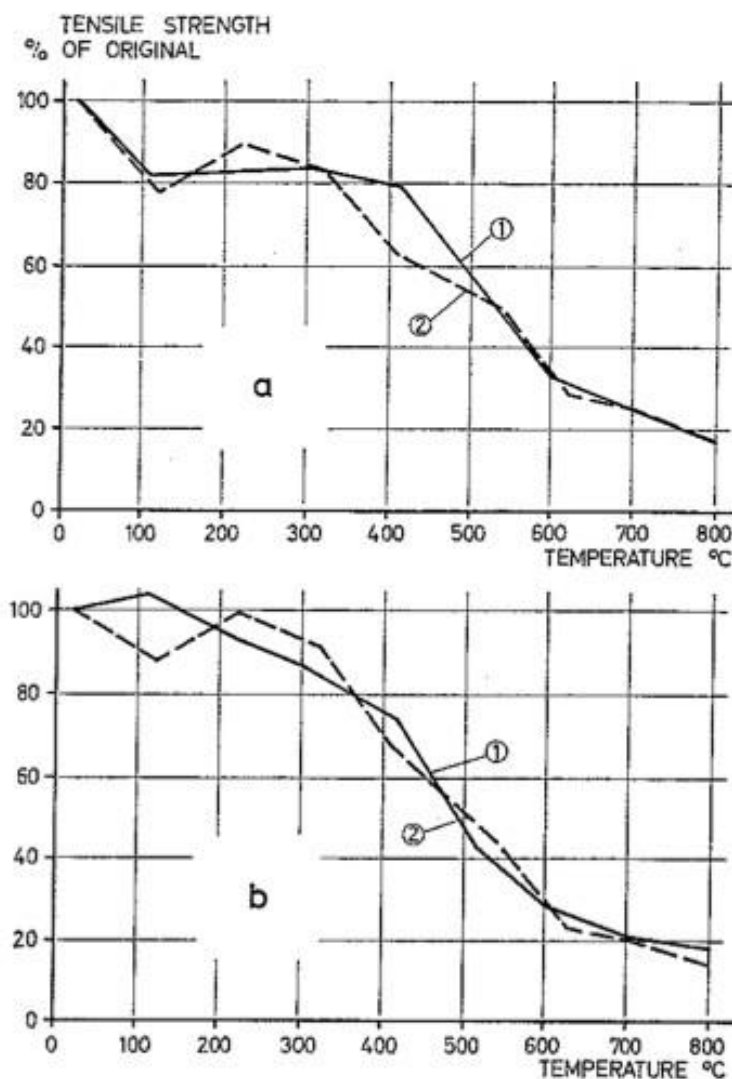
Figur 3.24 - Effekten av temperaturexponering på tryckhållfastheten på betong vid belastning i varmt tillstånd, Freskakis et al (1979)



Figur 3.25 - Effekten av temperaturexponering på tryckhållfastheten på betong vid belastning i kallt tillstånd, Freskakis et al (1979)

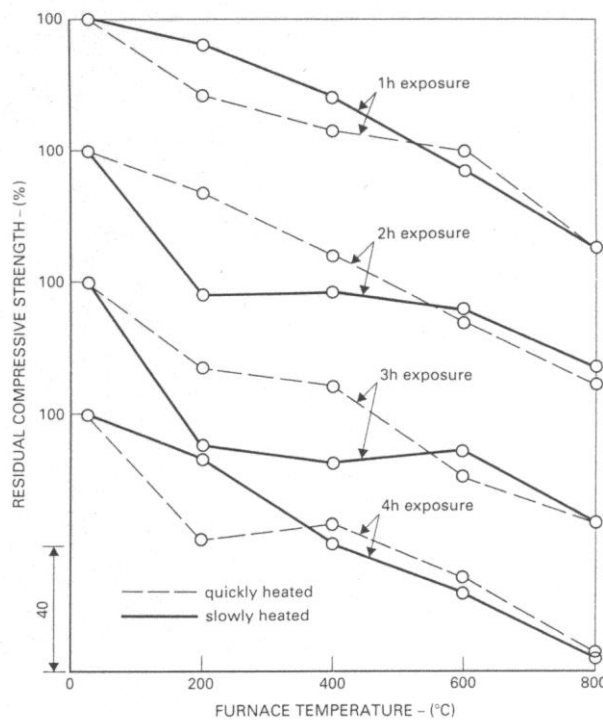
3.2.5 Uppvärmnings- och nedkylningshastighet

De flesta studier som gjorts av temperaturpåverkan på betong har utförts i syftet att redogöra för betongens brandegenskaper. Vid sådana tester hölls en hög uppvärmningshastighet som gav större inre spänningar då temperaturskillnaderna i betongen blev större och ett högt ångtryck bildades, Burström (2007). Bland annat testade Thelandersson (1972) att värma upp proverna med olika hastighet för att sedan utvärdera kvarvarande draghållfasthet i dessa. Slutsatsen som Thelandersson (1972) drog var att uppvärmningshastigheten inverkar väldigt lite om än något alls på draghållfastheten. I studien undersöktes ett stort temperatursintervall där fokus låg på de högre temperaturerna. Därmed var denna studie ej inriktad på moderata temperaturlaster. I Figur 3.26b skiljer sig resultaten för snabb och långsam uppvärmning för resthållfastheten. Men ytterligare tester behöver utföras för att kunna bedöma om uppvärmnings och nedkylningshastighet inverkar på draghållfastheten.

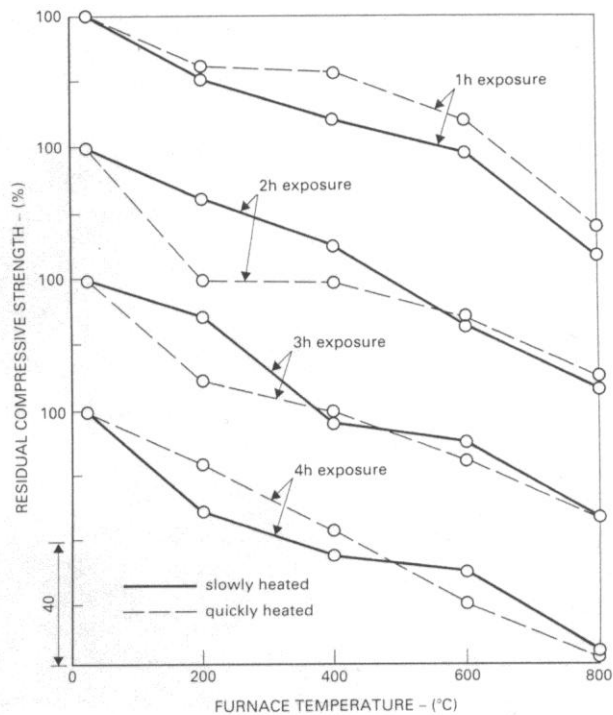


Figur 3.26 - Spräckdraghållfasthetens variation med temperaturen. Kurva 1: Långsam uppvärmning. Kurva 2: Snabb uppvärmning. a) Varmhållfasthet. b) Resthållfasthet. Thelandersson (1972)

Gällande tryckhållfasthet och uppvärmningshastighet visade studier gjorda av Mohamedbhai (1986) att det efter kort exponering och temperatur på 200°C varierade mellan snabb och långsam upphettning/nedkylning där krossad basalt användes som ballast, se Figur 3.27 och Figur 3.28. Det gick inte att urskilja någon särskild trend för tryckhållfastheten gällande exponeringstid och uppvärmningshastighet förutom vid 200°C. Vid denna temperatur varierade tryckhållfastheten mer och variationen avtog då temperaturen steg. Avvikelsen kan förklaras bero på andelen fukt som hinner drivas ur provkroppen. Vid högre temperaturer spelade det inte någon roll om det var hög eller låg hastighet då det ändå drevs ur lika mycket fukt. Uppvärmningshastigheten har större inverkan vid lägre temperaturer då fukttransporten har en lägre hastighet. En annan faktor som påverkade resultaten från försök av Mohamedbhai (1986) var att proverna som utsattes för snabb upphettning hade en längre exponeringstid i den tänkta förhöjda temperaturen än de prover som utsattes för långsam upphettning.



Figur 3.27 - Effekten av uppvärmningshastigheten på resthållfastheten av sakta avkyld betong, Mohamedbhai (1986)



Figur 3.28 - Effekten av uppvärmningshastigheten på resthållfastheten av snabb avkyld betong, Mohamedbhai (1986)

Campbell-Allen et al (1965) utförde experiment där uppvärmningshastighet och nedkylningshastighet varierade och där inga markanta skillnader märktes. Uppvärmningshastigheterna som testades var ca 0,58°C/min och 0,83 °C/min. Nedkylningshastigheterna var 0,17°C/min och 1,7°C/min. Dessa uppvärmnings- och nedkylningshastigheter är väldigt låga jämfört med de som Thelandersson (1972) och Mohamedbhai (1986) utsatte sina provkroppar för.

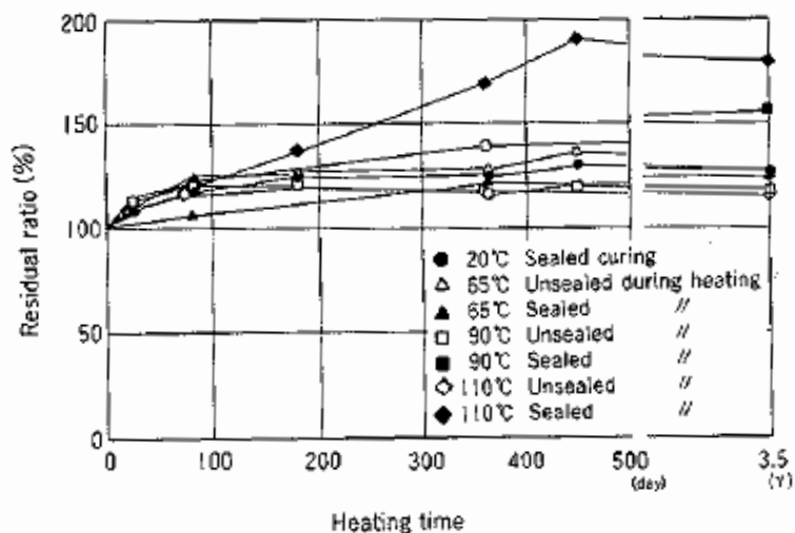
3.3 Påverkade egenskaper

3.3.1 Tryckhållfasthet

Långtidsförsök med konstant värme

Suzuki et al (1995) utförde tester för att efterlikna driftförhållanden i reaktorinneslutningar där temperaturen kan vara högre lokalt. Proverna utsattes för temperaturer upp till 175°C och under lång tid, upp till 3,5 år. I försöken påträffades det att tryckhållfastheten blev högre vid moderata temperaturer på grund av autoklaverad härdning i fallet med förseglad betong. Alltså en accelererande hydratation på grund av den högre temperaturen som medför ett ökat ångtryck i betongen då fukten vill migrera, NE (2012).

I studien genomförd av Suzuki et al (1995) observerades även en ökning av tryckhållfastheten vid oförseglade förhållanden, vilket även detta sammankopplades till en högre hydratation då temperaturen ökade. De oförseglade proverna fick mer mikrosprickor vid ökad temperatur på grund av fukttransport och avdunstning, vilket sänkte hållfastheten. Testerna visade att hydratiseringen var större än degradationen vid en längre exponeringstid med konstant värme och därmed ökade hållfastheten. I Figur 3.29 kan resultaten från studien ses.



Figur 3.29 - Resultat för tryckhållfasthet vid långtidsexponering i värme, Suzuki et al (1995)

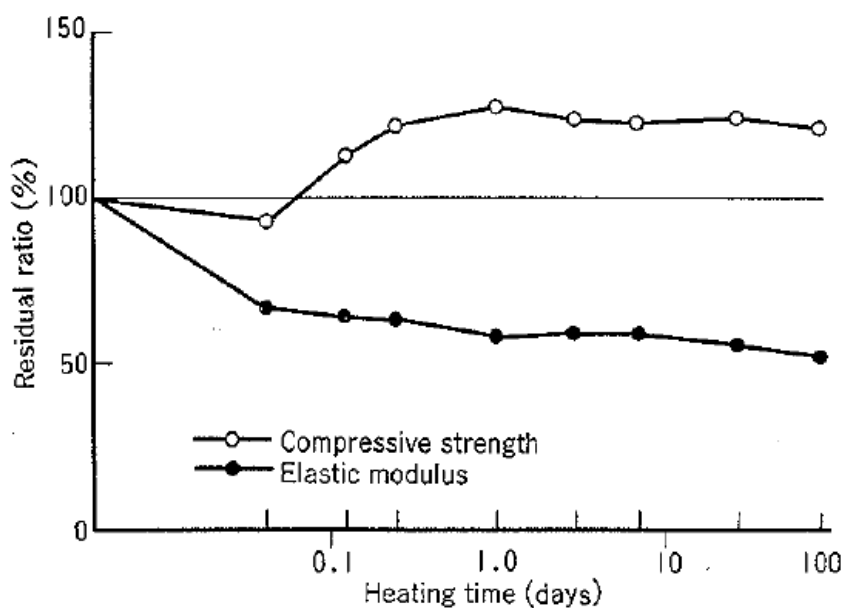
Betongblandningens inverkan på tryckhållfastheten studerades även vid försöken och visas i Figur 3.20. Proverna har utsatts för en temperatur på 110°C i 1,5 år och 3,5 år.

I Figur 3.20 går det att urskilja en minimal skillnad på de flesta försöken förutom vid förseglade prover för portlandcement mix C. Där har inte tryckhållfastheten ökat lika mycket som för andra blandningar vid förseglad upphettning. Anledningen kan vara att flygaska var inblandad i de andra blandningarna och att den påverkade förmågan i förseglat tillstånd. Överlag så ökade eller bestod tryckhållfastheten vid moderata temperaturer för både oförseglad och förseglad upphettning enligt Suzuki et al (1995).

Harada et al (1972) undersökte i sin rapport betong som utsätts för konstant värme i temperaturerna 40, 60 och 80°C. Skillnaden jämfört med observationer gjorda av Suzuki et al (1995) är att det sker en liten minskning av hållfastheten för oförseglade prover och att en ökning av hållfasthet har skett för förseglade prover efter 3 månader i de olika temperaturerna. Efter 3 månader sjönk dock hållfastheten för de förseglade proverna till en viss grad, effekten av försämrade hållfasthet var mer påtaglig vid högre temperaturer.

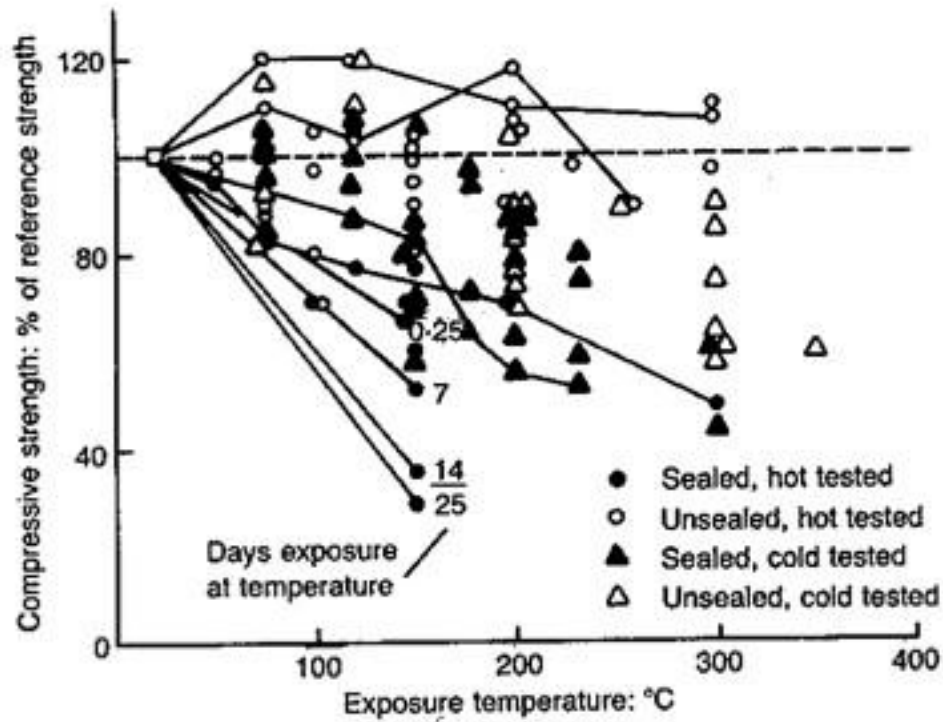
Korttidstidsförsök med konstant värme

Korttidstidsförsöken Suzuki et al (1995) genomförde visas i Figur 3.30 och har utförts över tiden 0-100 dagar i temperaturen 175°C. Från dessa observerades att tryckhållfastheten sjönk marginellt under de första timmarna av uppvärmningen för att sedan öka. Efter första dagen och framåt kunde inga större förändringar urskiljas.



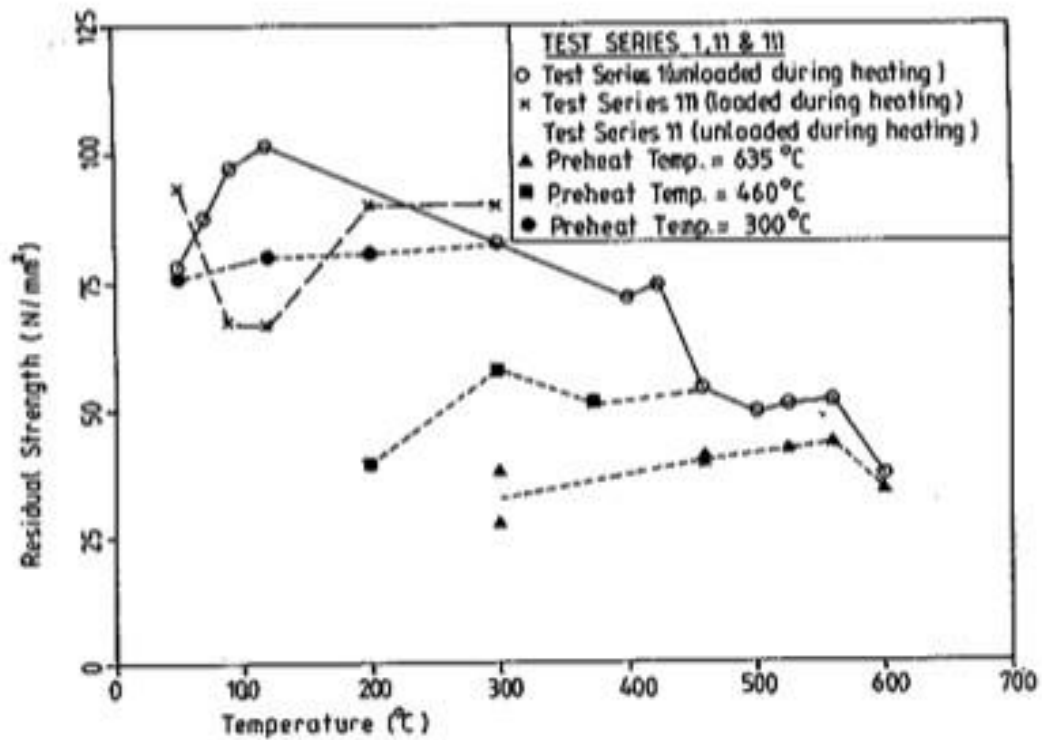
Figur 3.30 - Korttidsexponering av betongprover á 175°C, Suzuki et al (1995)

Campbell-Allen et al (1965) utförde korttidstidsförsök där proverna fick svalna innan provning. Den lägsta temperaturen som testades var dock 200°C men vid den temperaturen ökade tryckhållfastheten något jämfört med referensproverna. Författarna sammanställde även försök från flera andra studier till ett diagram som visas i Figur 3.1. Även Khoury (1992) har sammanställt resultat från olika studier där de olika försöksförhållandena illustreras i Figur 3.31. Spridningen visar på att betongs hållfasthet vid temperaturbelastning är ett komplext problem och att det är svårt att förutse resultat.



Figur 3.31 - Tryckhållfasthet sammanställt från olika källor, Khoury (1992)

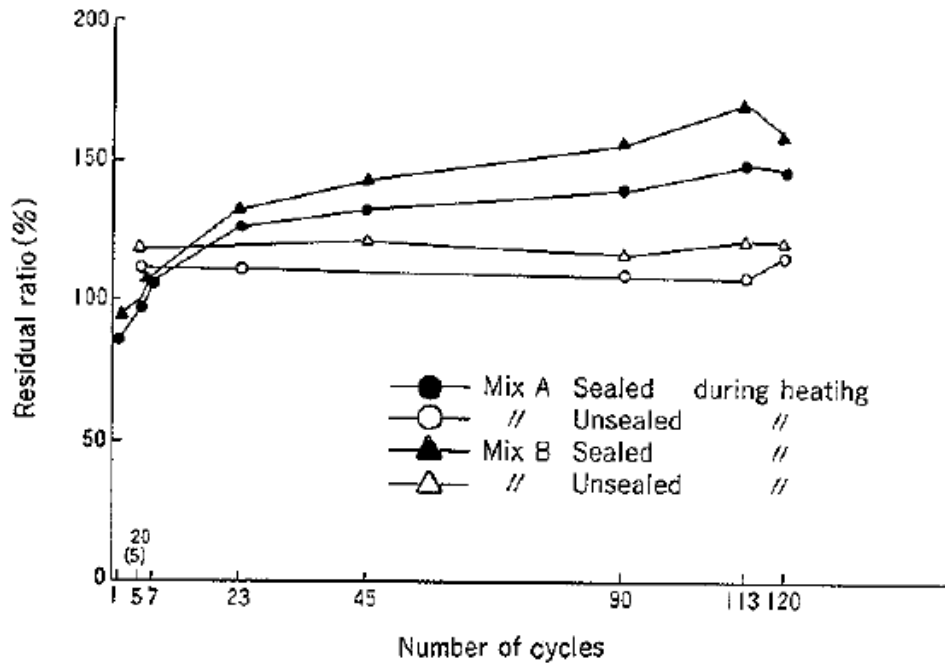
Temperaturintervallet 0-120 °C studerades närmare av Dias et al (1990) där resultaten visade på ett hållfasthetsminimum i detta intervall vid oförseglad kall provning på cementpastor, se Figur 3.32. En anledning till effekten anses vara svällning i vattenlagren i cementpastan vilket orsakar försvagning på bindningarna. Återhämtningen i tryckhållfasthet efter 120 °C beror på uttorkningen av vatten vilket gör att tidigare nämnda försvagande effekt försvinner.



Figur 3.32 - Tryckhållfasthet för cementpastor temperaturbelastade i oförseglad tillstånd och testade kallt, Dias et al (1990)

Cyklisk temperaturlast

Temperaturbelastningarna kan variera cyklisk beroende på driftstopp i reaktorn då exempelvis underhåll utförs. Cykliska temperaturbelastningar har undersökts av bland annat Suzuki et al (1995). I studien varierade temperaturerna mellan 20°C och 110°C i flera cykler. Proverna utsattes för upp till 120 cykler för att studera tryckhållfastheten. Resultaten av försöken kan ses i Figur 3.33. Från figuren går det att urskilja att de oförseglade proverna erhöll en sänkning i hållfastheten efter de första cyklerna men efter femte cykeln ökade hållfastheten. För de oförseglade proverna hölls hållfastheten ganska konstant på en nivå över den ursprungliga.



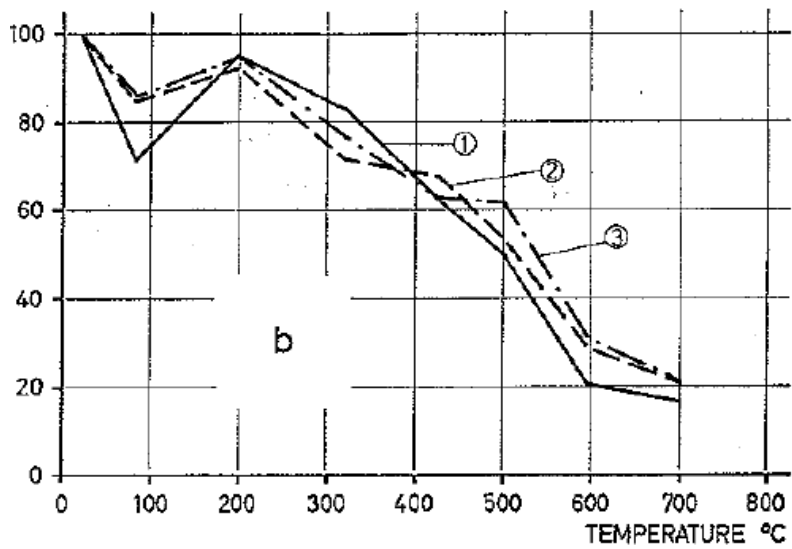
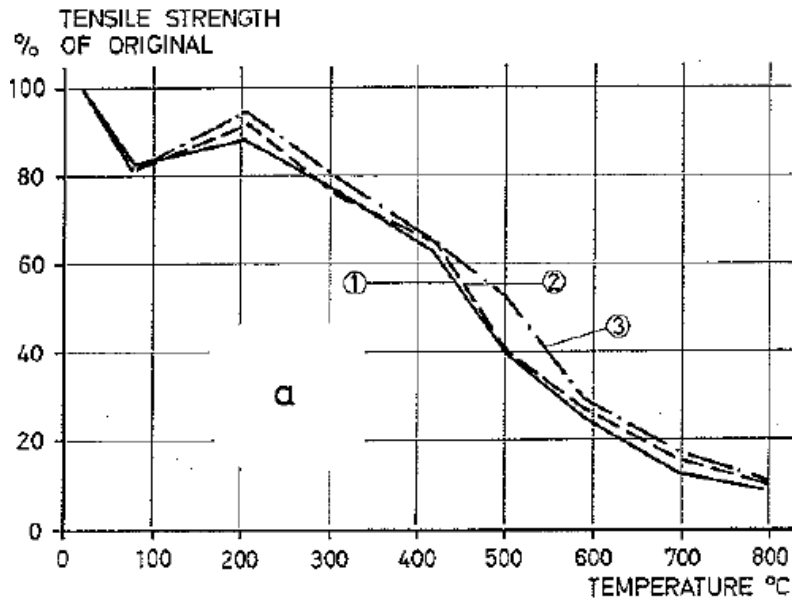
Figur 3.33 - Resultat av tryckhållfasthet vid cyklisk temperaturlast med en temperaturvariation mellan 20 - 110°C. Mix A och Mix B hade liknande betongrecept med skillnader i cementtyp där Mix A innehöll cement med låg värmeutveckling vid hydratation samt flygaska medan i Mix B användes portlandcement med flygaska, Suzuki et al (1995)

Campbell-Allen et al (1965) testade cykliska temperaturlaster. Från rumstemperatur till 200°C minskade tryckhållfastheten med 15% efter femte cykeln och 25% efter tionde cykeln vilket kan jämföras med ökningen på 5% som provkropparna fick efter första cykeln. Provkropparna hade fått härda i 28 dagar innan temperaturbelastning och portlandscement hade använts. Skillnaderna med studien av Suzuki et al (1995) är temperaturen och ballasten i betongen. Ballasten bestod av basalt och hård sandsten i tester utförda av Suzuki et al (1995) medan Campbell-Allen et al (1965) använt kvartsitisk sand och dolerite(diabas) som ballast. Provernas storlek och form överensstämmer mellan de två försöken.

3.3.2 Draghållfasthet

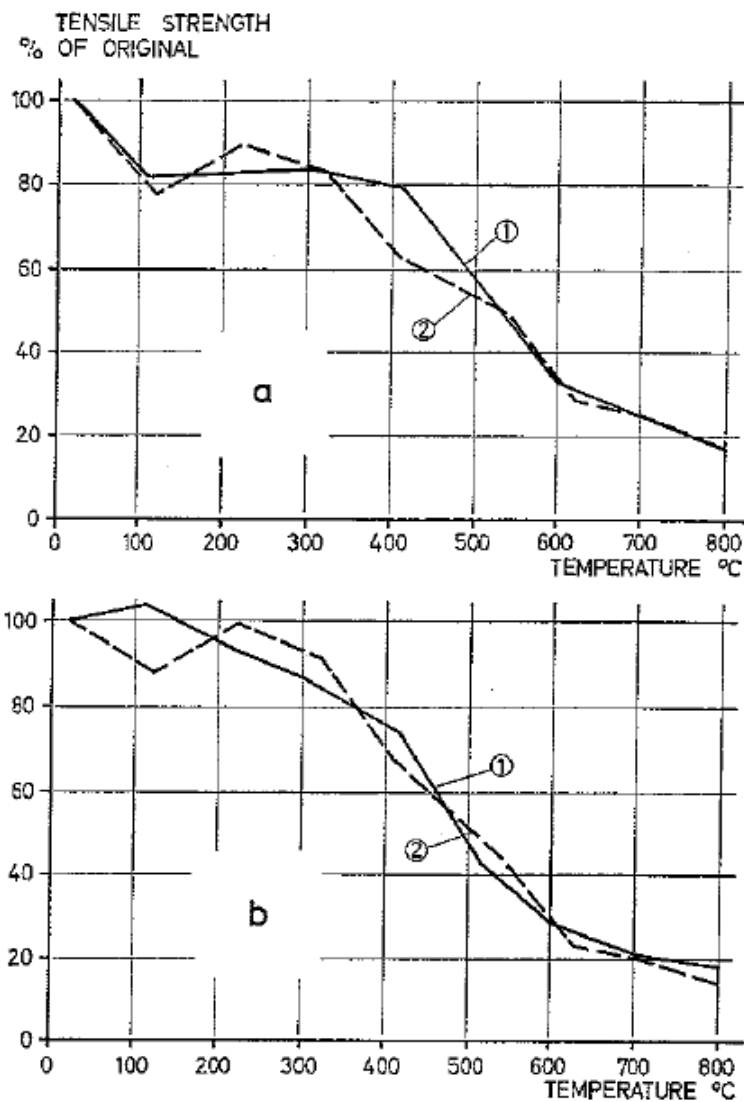
Vid temperaturbelastningar på betong sjunker draghållfastheten redan vid moderata temperaturhöjningar, Thelandersson (1972) och Guo och Waldron (2000). I studien av Thelandersson (1972) nämns två möjliga anledningar till denna minskning som ej följer tryckhållfasthetens hållfasthetskurva vid temperaturbelastning. En möjlig förklaring är provkropparnas uttorkning. Referensprovkropparna som lagras i rumstemperatur har torra ytor men kärnan är fortfarande fuktig. Detta leder till krympspänningar i provkropparna där de yttre delarna har dragspänningar medan kärnan har tryckspänningar. Dessa spänningar kan leda till överskattad draghållfasthet vid tester jämfört med de uppvärmda provkropparna som fått torka ut mer. En annan möjlig förklaring till minskning av draghållfastheten vid temperaturbelastning är som tidigare nämnt skillnaden i värmeutvidgningskoefficienten mellan ballasten och cementpastan. Dessa faktorer försämrar draghållfastheten, emellertid leder bortförandet av vatten till starkare band i cementpastan och därmed är draghållfastheten fortfarande relativt hög vid lägre temperaturbelastningar.

Utifrån observationer av Figur 3.35 går det att se att vid lägre temperaturbelastningar där provkropparna fått svalna innan tester utfördes var draghållfastheten beroende på hur snabbt betongen värmts upp.



Figur 3.34 - Draghållfastheten utifrån spräckhållfasthetstest beroende på temperatur. Graf a) betongsats 1 och graf b) betongsats 2 och kurvorna enligt följande: Thelandersson (1972)

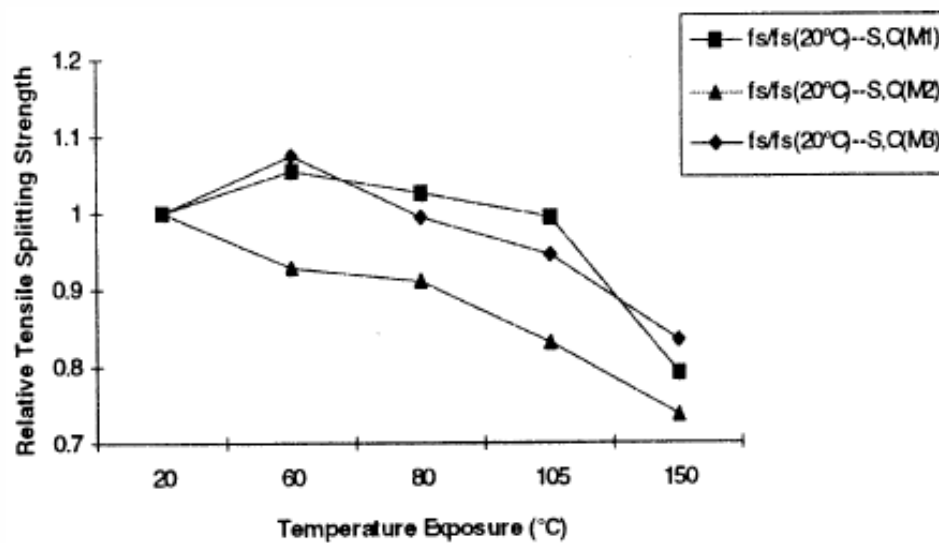
1. Utan isolering
2. Med 5 mm mineralullsisolering
3. Med 10 mm mineralullsisolering



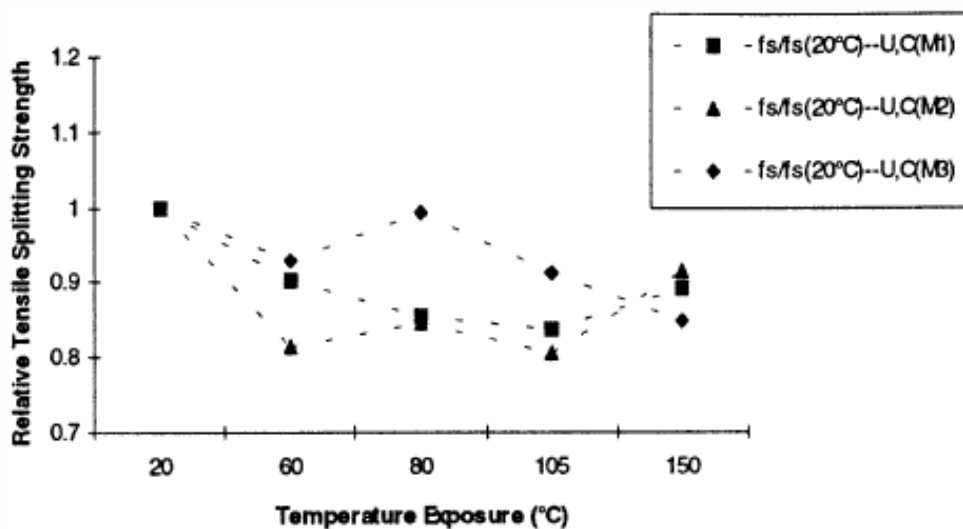
Figur 3.35 - Draghållfastheten utifrån spräckhållfasthetstest beroende på temperatur. Graf a) ger hållfasthet vid varmt tillstånd och graf b) ger hållfasthet efter att proverna har fått svalna. Kurvorna enligt följande: Thelandersson (1972)

1. Långsam uppvärmning (provkroppar sätts in i en kall ugn som ökar i temperatur med ca 2 °C/min)
2. Snabb uppvärmning (provkroppar sätts in i ugn som uppnått önskad temperatur)

I en studie av Guo och Waldron (2000) undersöktes spräckhållfastheten för betongblandningar som ska likna de som används i engelska kärnkraftverk. Provkropparna som testades utsattes för temperaturbelastning antingen förseglade, genom temperaturbelastning i en vattentank alternativt i en autoklav för temperaturer över 100 °C, eller oförseglade, genom temperaturbelastning i en ugn. I Figur 3.36 och Figur 3.37 jämförs spräckhållfastheten i de temperaturbelastade provkropparna mot referensprover som har förvarats i rumtemperatur. Slutsatsen Guo och Waldron (2000) drog var att draghållfastheten i betongen försämras av ökande temperatur, betongsammansättningen och exponeringstillståndet påverkar hur stor effekten blir.



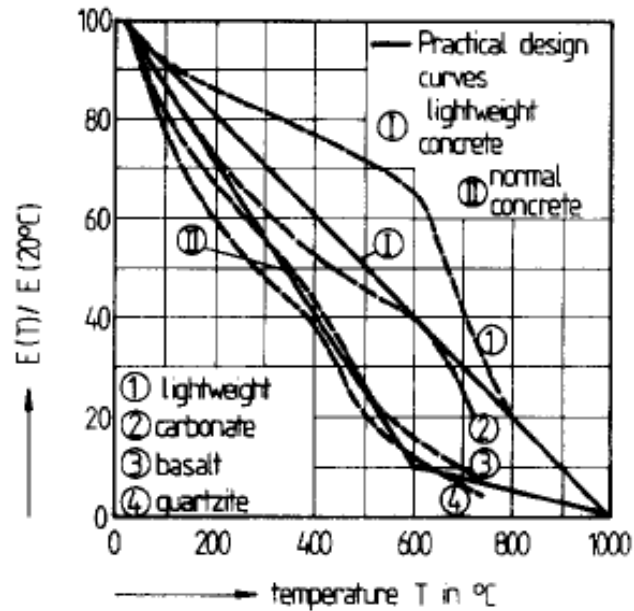
Figur 3.36 - Kvarvarande spräckhållfasthet efter temperaturlastning av förseglade provkroppar, Guo och Waldron (2000)
M1. Calcareous quartz (sand) Basalt (grus)
M2. Siliceous (sand) Flint gravel (grus)
M3. Siliceous (sand) Dolomitic limestone (grus)



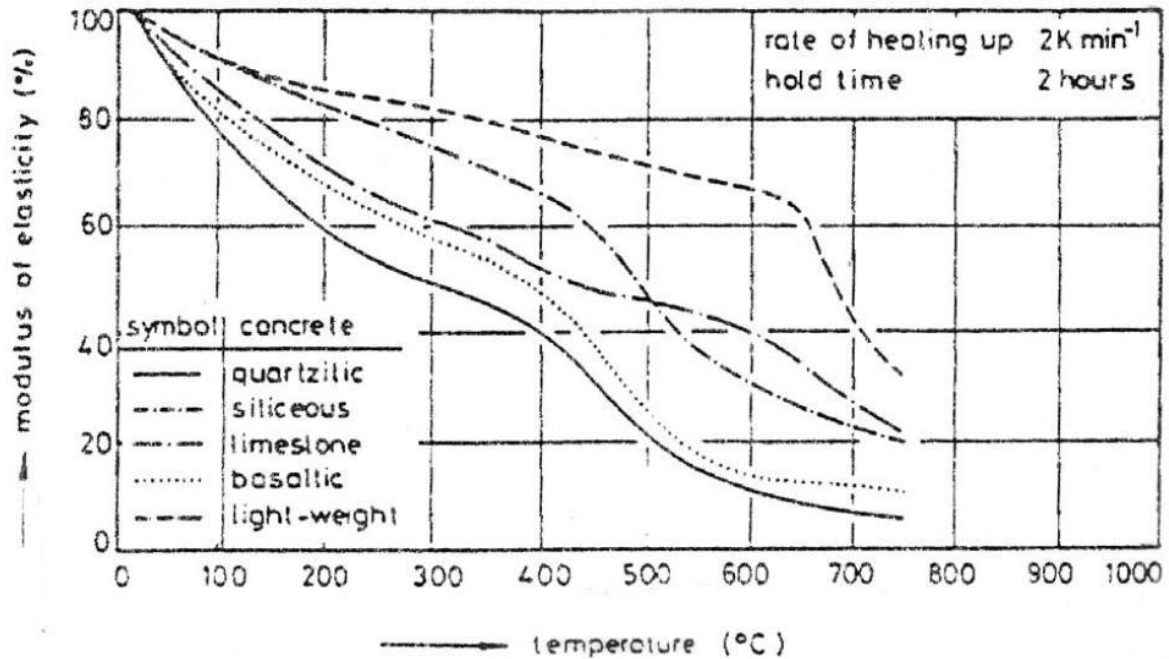
Figur 3.37 - Kvarvarande spräckhållfasthet efter temperaturlastning av oförseglade provkroppar, Guo och Waldron (2000)
M1. Calcareous quartz (sand) Basalt (grus)
M2. Siliceous (sand) Flint gravel (grus)
M3. Siliceous (sand) Dolomitic limestone (grus)

3.3.3 Elasticitetsmodul

Elasticitetsmodulen hos betong minskar vid ökad temperatur. Vilken sorts ballast som används har stor betydelse för storleken på försämringen av elasticitetsmodul där ballast av kvarts ger störst minskning medan lätta ballastmaterial klarar av temperaturhöjningen bäst. Både vattencementtalet och vilkens sorts cementtyp som används har liten inverkan på ändringen i elasticitetsmodulen, Schneider (1988).



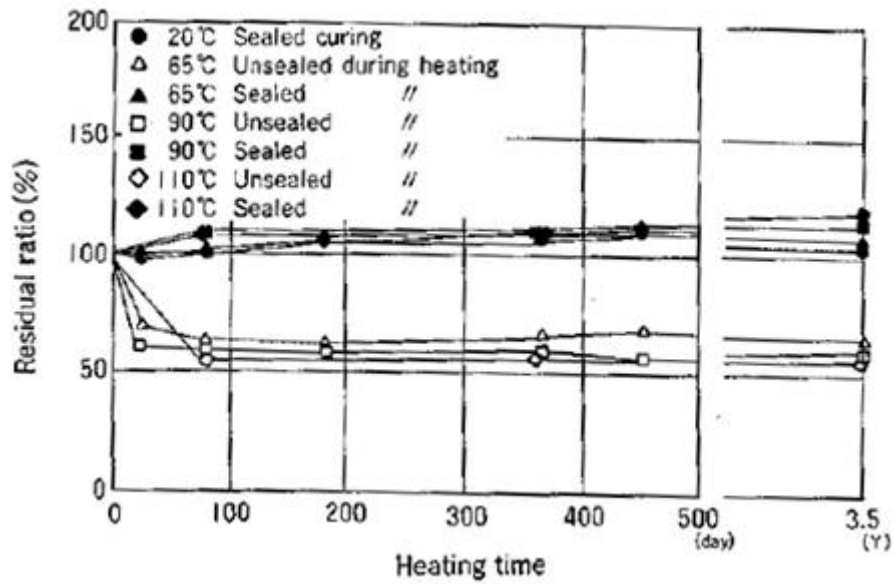
Figur 3.38 - Elasticitetsmodulens procentuella minskning för betongen med olika typer ballast vid ökande temperaturbelastning, Schneider (1988)



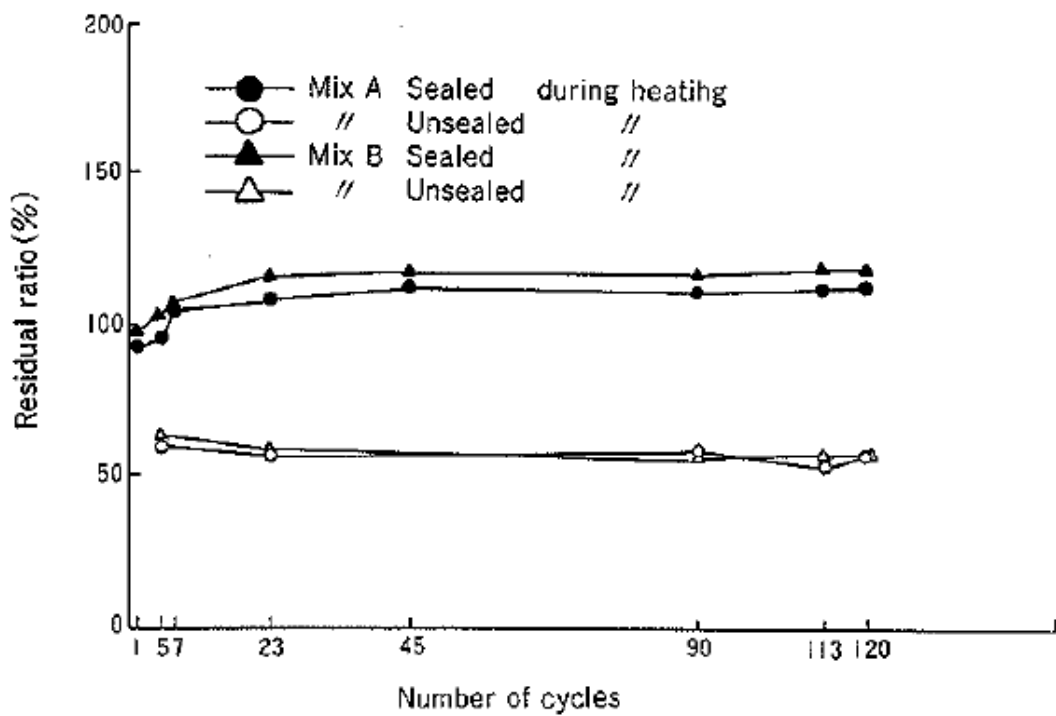
Figur 3.39 - Elasticitetsmodulens procentuella minskning för betong med olika typer ballast vid ökande temperaturlastning, Schneider et al (1981)

Campbell-Allen et al (1965) undersökte betong med ballast av kvarts vid höga temperaturer samt med flera cykler av upphettning. Provkropparnas uppvärmnings- och nedkylningshastighet varierade. Redan vid en temperaturhöjning till 250°C hade betongen förlorat nästan hälften av sin elasticitetsmodul. Med 10 cykler av upphettning till 200°C var elasticitetsmodulen nere på 41% av referensvärdet. Värt att notera är att uppvärmnings- och nedkylningshastigheten inte påverkade elasticitetsmodulen utan det var antalet cykler och temperatur.

Även Suzuki et al (1995) undersökte betongens elasticitetsmodul efter flera uppvärmningscykler och vid konstant temperaturlastning. Emellertid genomfördes testerna både på förseglade prover, som ej tillät avdunstning av vatten, och oförseglade provkroppar, som tillät avdunstning av vatten. En märkbar skillnad upptäcktes då elasticitetsmodulen för de förseglade proverna följde referensprovkropparna som var förvarade i 20°C medan de oförseglade proverna fick en kraftigt försämrade elasticitetsmodul redan vid 65°C. Denna skillnad framgick både vid konstant temperaturlastning och vid temperaturlastning i cykler vilket ses i Figur 3.40 och Figur 3.41. Antalet cykler gjorde ingen större skillnad för elasticitetsmodulen för det oförseglade tillståndet utan elasticitetsmodulen stabiliserade sig på ca 50% av ursprungsvärdet redan efter första cykeln, Figur 3.41. Testerna visade också på att elasticitetsmodulen stabiliserades redan efter 91 dagar och fortsatt temperaturlastning ej påverkade denna nämnvärt. Även korttidstester genomfördes på prover som belastades med temperaturen 175°C. Redan efter någon timme uppvisades en märkbar försämring av elasticitetsmodulen och vid fortsatt temperaturlastning fortsatte elasticitetsmodulen försämrades till en nivå på cirka 50% av referensnivån vid 91 dagar då proverna stabiliserats, se Figur 3.30.



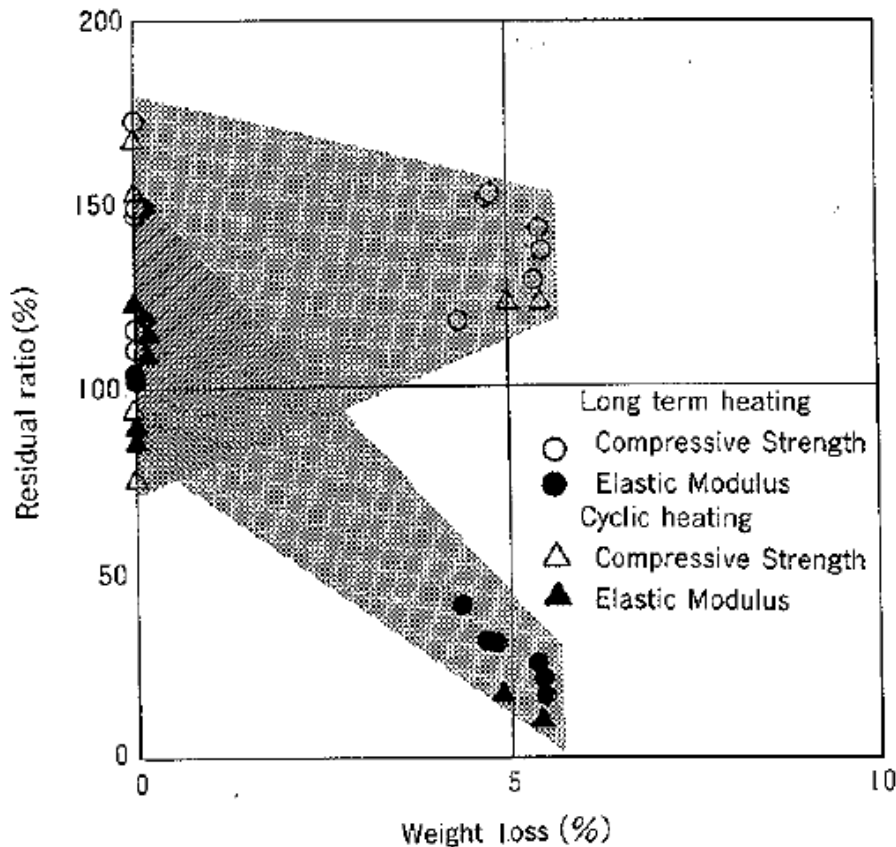
Figur 3.40 - Kvarvarande elasticitetsmodul vid konstant temperaturlastning, Suzuki et al (1995)



Figur 3.41 - Kvarvarande elasticitetsmodul vid temperaturlastning i flera cykler å 110°C. Mix A och Mix B hade liknande betongrecept med skillnader i cementtyp där Mix A innehöll cement med låg värmeutveckling vid hydratation samt flygaska medan i Mix B användes portlandcement med flygaska, Suzuki et al (1995)

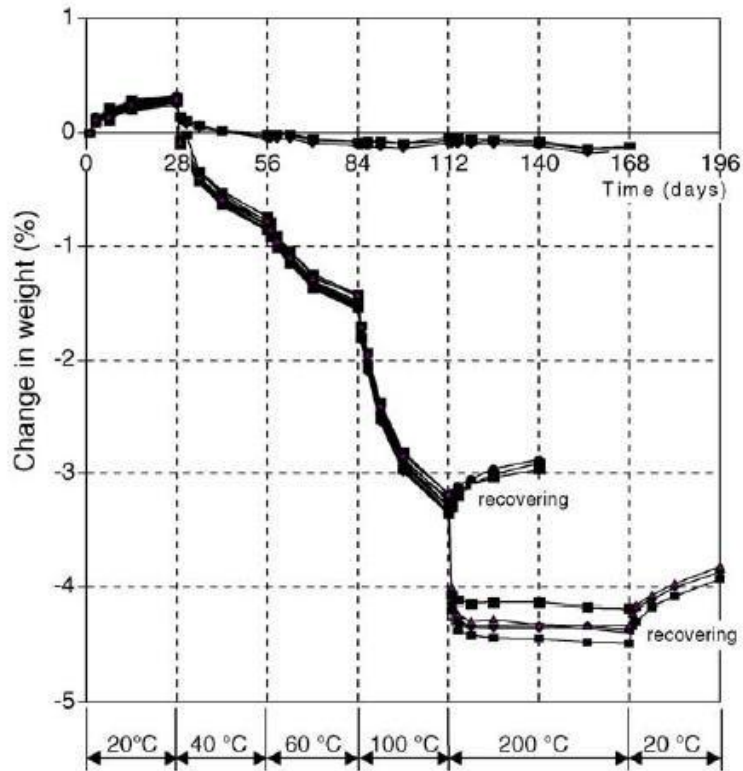
3.3.4 Viktminskning

En temperaturhöjning i betong medför en viktminskning och detta leder till en försämrad elasticitetsmodul, Suzuki et al (1995). I Figur 3.42 framgår det att det främst är viktminskningen som leder till försämrad elasticitetsmodul och att viktminskningen beror på avdunstning av vatten kan ses i Figur 3.41 där prover som är förhindrade att avdunsta, förseglade, och prover som tillåts avdunsta, oförseglade, jämförs.

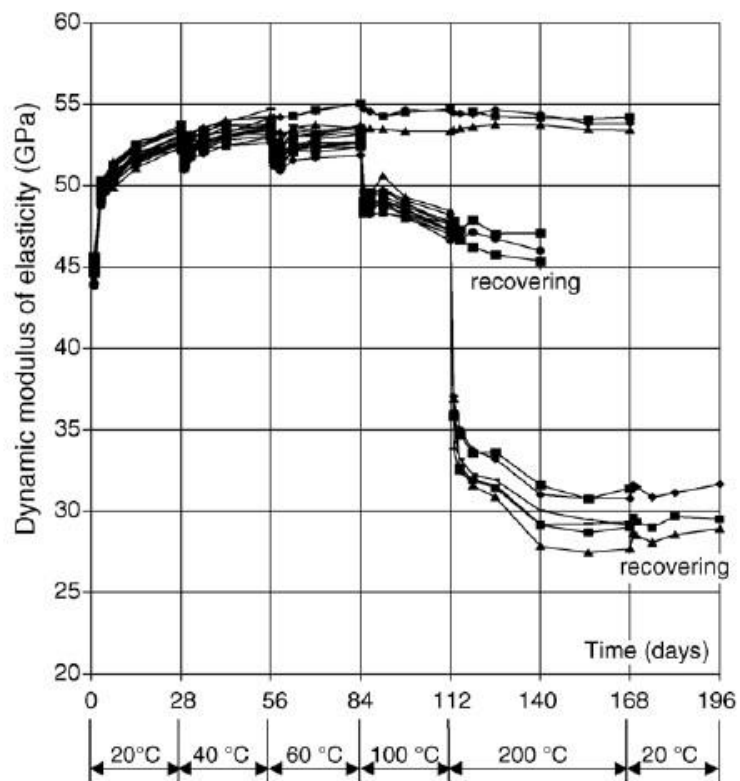


Figur 3.42 - Kvarvarande elasticitetsmodul samt tryckhållfasthet med hänsyn till viktminskningen, Suzuki et al (1995)

I en studie av Janotka et al (2005) upphettades betongprover i cykler med en återhämningsperiod mellan varje ny temperaturökning. Betongens struktur ändrar form under upphettning och att betongens nedbrytning är en irreversibel process anser Janotka et al (2005). Vid temperaturbelastning avdunstade betongens fria och bundna vatten och luftporer bildades. Under återhämningsperioderna kunde en viss viktökning urskiljas, se Figur 3.43, dock förbättrades inte elasticitetsmodulen av återhämningsperioderna, Figur 3.44.

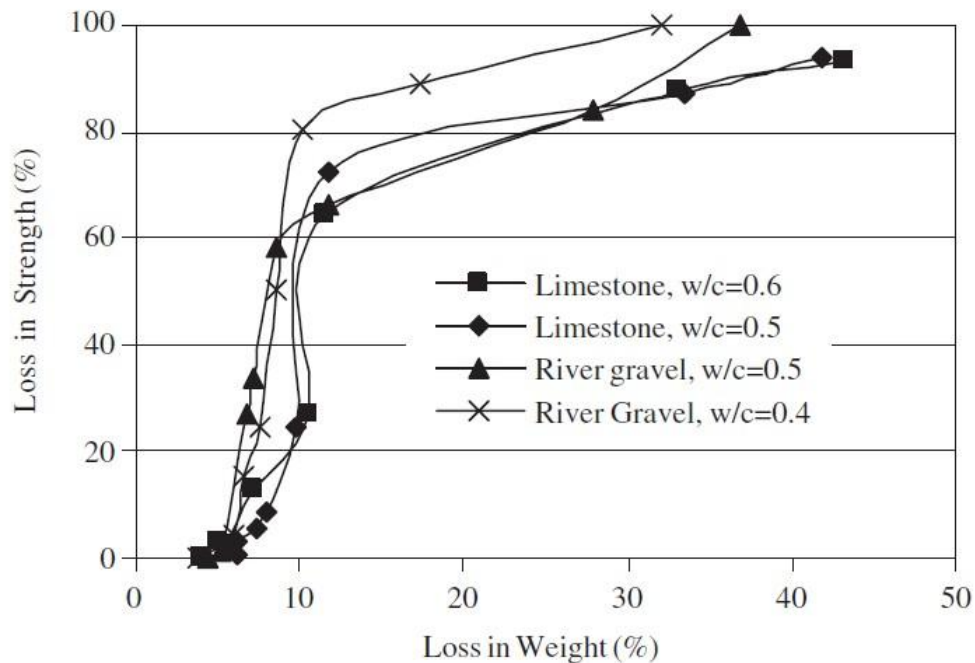


Figur 3.43 - Viktändring vid temperaturlastning, Janotka et al (2005)



Figur 3.44 - Dynamisk elasticitetsmodul vid temperaturlastning, Janotka et al (2005)

Tryckhållfastheten försämrades emellertid inte på grund av viktnedgången, dock var ökningen av tryckhållfasthet inte lika markant då provkropparna tilläts att avdunsta vatten, se Figur 3.42. Att hållfastheten inte är starkt kopplad till viktnedgången visas tydligt i Figur 3.45.



Figur 3.45 - Hållfasthetsminskning i förhållande till viktnedgången, Arioiz (2007)

Någon större skillnad på viktnedgång beroende på vct kan inte påvisas, Arioiz (2007). Större delen av viktnedgången sker vid relativt låga temperaturer <math><100\text{ }^\circ\text{C}</math>, Ahmed et al (1992), Janotka et al (2005) .

Iakttagelsen att elasticitetsmodulen är starkt kopplad till viktnedgången redan vid låga temperaturbelastningar observerade Suzuki et al (1995) men ett samband mellan dessa egenskaper kopplade även Noumowé et al (2008).

3.3.5 Mikrosprickor

Mikrosprickor uppkommer i betong, men omfattningen påverkas av diverse yttre faktorer. Patel et al (1995) studerade betong under härdning vid högre temperaturer, det vill säga 20°C , 42°C , 46°C och 85°C . I studien observerades mikrosprickor i storleksintervallet $5\text{-}50\ \mu\text{m}$ där sprickbredden ökade vid ökande temperatur. Större spricksystem kunde urskiljas även vid högre temperaturer där det också observerades att hydrater hade bildats i sprickorna. Anledningen kan enligt Patel et al (1995) bero på att mikrospricksystemen ökade möjligheten för vattentransport.

3.4 Sammanfattning litteraturstudie

De beskrivna faktorerna i litteraturstudien påverkar betongen positivt eller negativt. I Tabell 3.4 och Tabell 3.5 nedan listas de olika faktorerna och hur stor del de påverkar betongen samt om det är negativ eller positiv effekt.

Tabell 3.4 - Hur stor påverkan de olika materiella faktorerna har på hållfastheten och om de ger en sänkning eller ökning. ++ betyder att faktorn påverkar kraftigt, + betyder att faktorn påverkar lite och – betyder att faktorn inte påverkar alls eller studier ej funnits på ämnet

Materiella faktorer	Tryck	Drag	Påverkningsätt	Svenska kärnkraftverk
Ballast	+	++	Kan ge negativ påverkan beroende på vilken typ av ballast som används. Ballast innehållandes flinta är dålig för draghållfastheten.	Typen av ballast som används i majoriteten av svenska kärnkraftverk har bra motståndskraft för moderata temperaturbelastningar
Cementtyp	-	-	Ger ingen påverkan vid vanlig portlandcement.	
Fukt	++	++	Kan ge både positiv och negativ inverkan. Fukt behövs vid hydratation men samtidigt framkallar det inre spänningar då det vill expandera i materialet.	Då lång härdningstid tillåts innan idrifttagande finns det mindre obunden fukt i betongen kvar som kan transporteras vid moderata temperaturbelastningar. Detta ger mindre påverkan på hållfastheten.
Hållfasthetsklass	+	+	Studier visar på både positiv och negativ effekt.	
Härdningsålder	++	++	En lång härdningsålder ger positiv effekt då betongen haft tid att härda och torka ut.	Då betongen i kärnkraftverken gjuts 3 – 5 år före idrifttagande har betongen fått härda och detta ger en positiv effekt vid moderata temperaturbelastningar.
Porositet	+	++	Har en negativ effekt på främst draghållfastheten. En ökande porositet medför en sprödare betong som har sämre motståndskraft mot spänningar.	
Tillsatsmaterial	+	+	Påverkar ibland. Effekten av tillsatsmaterial behöver studeras närmare, då olika effekter observeras för olika cementprodukter och tillsatsmaterial.	Har ej använts i svenska kärnkraftverk

Tabell 3.5 - Hur stor påverkan de olika miljöfaktorerna har på hållfastheten och om de ger en sänkning eller ökning. ++ betyder att faktorn påverkar kraftigt, + betyder att faktorn påverkar lite och- betyder att faktorn inte påverkar alls eller studier ej funnits på ämnet.

Miljöfaktorer	Tryck	Drag	Övrigt	Svenska kärnkraftverk
Belastning under uppvärmning	+	-	Ger en positiv effekt där betong som är belastad klarar temperaturbelastningar bättre.	En del av betongen i inneslutningar av kärnkraftreaktorn är spännarmerad. Detta betyder att den är belastad och medför en positiv effekt
Exponeringstid	+	+	Temperaturbelastningen har mest inverkan det första dygnet och då medför det en negativ inverkan på hållfastheten.	Driftförhållandena i svenska kärnkraftverk innebär en längre exponeringstid än några timmar. Därmed påverkas inte betongen nämnvärt av denna faktor.
Belasta i kallt eller varmt tillstånd	+	+	Tester som gjorts på betong som fått återgå till rumstemperatur uppvisade en lite lägre hållfasthet än de som belastats varmt.	
Temperaturpåverkan	++	++	Betongen blir oftast sämre vid temperaturbelastning men en ökning i tryckhållfastheten kan ses runt 100 °C.	
Uppvärmnings- och nedkylningshastighet	+	+	Snabb upp- och/eller nedkylning ger sämre hållfasthet hos betong.	I vanliga driftförhållande bör ingen snabb uppvärmning eller nedkylning förekomma.

Som synes finns det flera faktorer som påverkar betongens hållfasthet vid temperaturbelastning och flera av dessa faktorer påverkar varandra. De faktorer som främst bör beaktas vid nybyggnad av reaktorinneslutning är vilken typ av ballast som används och att betongen ej bör temperaturbelastas i tidig ålder d.v.s. mellan 28 – 90 dagar.

4 Metod

Vidare undersökningar för att studera egenskaper för betong liknande den som finns i svenska kärnkraftverk har genomförts. Hållfasthetstester av betongprover utsatta för 20°C, 66°C, 93°C och 120°C har utvärderats. De utvärderade egenskaperna är tryckhållfasthet, draghållfasthet, elasticitetsmodul samt viktminskning. Vidare undersökning gjordes i form av en tunnslipsanalys för tre provkroppar utsatta för 20°C, 66°C och 93°C respektive. Tunnslipsanalys är en okulär undersökning som analyserar sprickförekomst, hydratation och vct för varje provkropp med hjälp av mikroskop.

4.1 Material

Studien innefattade utborrade betongprover som förvarats i reaktormiljö vid Olkiluoto kärnkraftverk i Finland, äldre betong från studien av Lundqvist (2012) och nygjuten betong. Vid nygjutningen användes betong med samma recept som användes av Lundqvist (2012), vilket ger en betong med hög hållfasthet som används i svenska kärnkraftverk, Roth et al (2002). Receptet ses i Tabell 4.1. Vid blandning kontrollerades fuktkvoten för sanden, mängden vatten och sand justerades därefter för att erhålla ett vct på ca 0,4. Flyttillsatsmedel var nödvändigt att använda för att kunna bearbeta betongen. Enligt valt recept skulle kvoten S/C, Sikament(flyttillsats)/Cement, uppgå till ca 0,5%.

Tabell 4.1 - Betongreceptet

Material	Mängd [m ³]	Batch A [125 dm ³]	Batch B [125 dm ³]	Batch C [100 dm ³]
Byggcement CEMII (Portland)	405 kg	50,6 kg	50,6 kg	40,7308 kg
Makadam 8/16	754 kg	47,1 kg	47,1 kg	37,7014 kg
Makadam 4/8	176,8 kg	47,1 kg	47,1 kg	37,7016 kg
Sand 0/8	860 kg	136,3 kg	137 kg	107,4943 kg
Vatten	168 kg	14,4 kg	13,6 kg	13,006 kg
Sikament Evo 26 (flyttillsats)		0,4 kg	0,5 kg	0,3 kg
S/C	0,5%	0,8%	1%	0,8%
VCT	0,399	0,415	0,415	0,412
Densitet		2358 kg/m ³	2380 kg/m ³	2344 kg/m ³
Sättnått		42 mm	0 mm	20 mm
Luftporhalt		3,2%	2,6%	3,25%

Cementet som användes var Byggcement CEMII/A-LL 42,5 R från Skövde, Cementa AB (2007).

En petrografisk analys av ballasten har genomförts av CBI och kan ses i bilaga 1. Enligt rapporten består större delen av ballasten av fältspat, kvarts och granit.

Betongrecept för betongprover som kärnborrats från betong förvarad i reaktormiljö visas i Tabell 4.2.

Tabell 4.2 - Betongrecept för betong från Olkiluoto

Material	Mängd [m³]
Cement (LH cement)	376 kg
Makadam 0/8	909 kg
Makadam 8/16	382 kg
Makadam 16/32	626 kg
Vatten	187 kg
Densitet	2380 kg/m ³
VCT	0,49
Luftporhalt	1,6%

4.2 Konsistens, luftporhalt och densitet

Sättkon användes för att bestämma betongens konsistens enligt Europastandard SS-EN 206-1, Burström (2007). Satserna trycktestades för att bestämma luftporhalten. I Tabell 4.1 kan de olika konsistensklasserna, luftporhalten och skillnad i densitet för betongsatserna utläsas.

4.3 Provkroppar

Två olika former på provkroppar producerades. Kuber med dimensionen 150x150x150 mm³ och cylindrar med diametern 100 mm och höjden 200 mm. Proverna fick stå kvar i sina former under plast i en till två dagar innan de avformades och nedsänktes i ett vattenbad.

Innan temperaturbelastning togs proverna upp från vattenbadet varpå överflödigt vatten kunde avdunsta i rumstemperatur.

Ett tidsschema hur varje sats har förvarats och hur lång tid de varit i varje steg innan testning ses i Tabell 4.3.

Tabell 4.3 - Tidsschema

	Batch A	Batch B	Batch C
Tid i former under plast	1 dag	2 dagar	1 dag
Tid i vattenbad	24 dagar	22 dagar	24 dagar
Torkning i rumstemperatur	3 dagar	3 dagar	3 dagar
Temperaturbelastning	17 dagar	17 dagar	17 dagar
Nedkylning/återhämtning	4 dagar	4 dagar	4 dagar

Äldre betongsatser har även ingått i undersökningen. Dessa togs från provkroppar som Lundqvist (2012) använde under sin doktorsavhandling. De kubiska provkropparna tillverkades vid två olika tillfällen med samma recept som använts vid nygjutningen, Tabell 4.1. Den ena satsen gjordes 2007 och hade en 28-dagars tryckhållfasthet på 55,6 MPa, den andra 2009 med en 28-dagars tryckhållfasthet på 63,4 MPa samt en densitet på 2350 kg/m³. Betongsatsen som blandades under 2009 användes dessutom till att tillverka längre betongbalkar varifrån cylindriska kärnbörprover borrades ut för undersökning. Provkropparnas diameter var på 100 mm och varierande längd. Utöver kärnbörproverna från de nytillverkade balkarna har även provkroppar med samma diameter borrats ut från balkar som tidigare förvarats i Olkiluoto kärnkraftverk i Finland. Balkarna hade en beräknad 28-dagars hållfasthet på 30,8 MPa och spännarmeringsbelastade efter 687 dagar, Lundqvist (2012).



Bild 4.1 - Utbörning av prover från Lundqvist (2012) balk



Bild 4.2 - Kärnbörpröver från Olkiluoto-balkar

Alla provkroppar delades upp i olika batch-namn som ses i Tabell 4.4 nedan.

Tabell 4.4 - Olika betongsatser (batcher)

Batch	Ursprung	Antal
A	Egen gjutning	21 kuber och 21 cylindrar
B	Egen gjutning	21 kuber och 21 cylindrar
C	Egen gjutning	15 kuber och 14 cylindrar
D	Betongkuber från 2007, Lundqvist	9 kuber
E	Betongkuber från 2009, Lundqvist	9 kuber
F	Kärnborrprover på betong från 2009, Lundqvist	9 cylindrar
K	Kärnborrprover på betong från Olkiluoto kärnkraftverk, Finland	3 cylindrar

4.4 Uppvärmning och nedkylning

De nygjutna provkropparna vägdes och fördelades i olika temperaturer. Den relativa luftfuktigheten i klimatskåpet för temperaturen 93 °C hade en relativ luftfuktighet på ca 35% vilket även referensprovkropparna som var placerade i rumstemperatur hade. Vid övriga temperaturer, 66 °C och 120 °C, kunde inte den relativa fuktigheten kontrolleras och inga mätningar gjordes. Temperaturerna som undersöktes var 20, 66, 93 och 120°C. För temperaturen 66 °C användes ett värmeskåp av märket Elektro Helios, se Bild 4.3 och för temperaturerna 93 °C och 120 °C användes en CTS klimatkammare, se Bild 4.4. Temperaturhöjningen från rumstemperatur till de högre angivna temperaturerna gick med ca 2°C/min och nedkylningen tillbaka till rumstemperatur var <2 °C/min. Alla nygjutna provkroppar samt provkropparna från Lundqvists (2012) gjutning genomgick en temperaturbelastning på 17 dagar, Tabell 4.3. Balkarna från Olkiluoto har förvarats i en temperatur på 20-40°C och en luftfuktighet på 40-55% under cirka 30 år, därefter har balkarna förvarats i rumstemperatur sedan 2008.



Bild 4.3 - Elektro Helios värmeskåp



Bild 4.4 - CTS klimatkammare C-40/1000

4.5 Viktändring

Innan hållfasthetsproverna genomfördes vägdes alla proverna för 20, 66 och 93°C igen och skillnaderna i vikt kan noteras i kapitel 5.4.

4.6 Tryckhållfasthet

De kubiska proverna trycktestades enligt SS-EN 12390-3:2009. 28 dagars tryckprov utfördes på 3 kuber av varje sats för att bestämma hållfasthetsklass på betongen och övriga tester utfördes efter temperaturlastning. Resultat ses i kapitel 5.1

Ur de finländska balkarna har kärnbörprover tagits enligt SS-EN 12504-1:2009. För att beräkna kubhållfastheten för de cylindriska börkärnorna med diametern 100 mm har standarden SS 137207:2005 använts.



Bild 4.5 - Maskin för att testa tryckhållfasthet

4.7 Draghållfasthet

De cylindriska provkropparna utsattes för spräckhållfasthetsprovning enligt SS-EN 12390-6:2009 där spräckhållfastheten kan beräknas utifrån sambandet:

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot L \cdot d}$$

$f_{ct,sp}$ = Spräckhållfastheten (MPa)

F = Provtryck i Newton (N)

L = Längd på provkropp (mm)

d = Diameter på provkropp (mm)

Även kärnborrprovkropparna från Lundqvists (2012) balkar utsattes för spräckhållfasthetsprovning. Draghållfastheten kunde därefter uppskattas med omräkningsformeln enligt SS-EN 1992-1-1:2005:

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$$

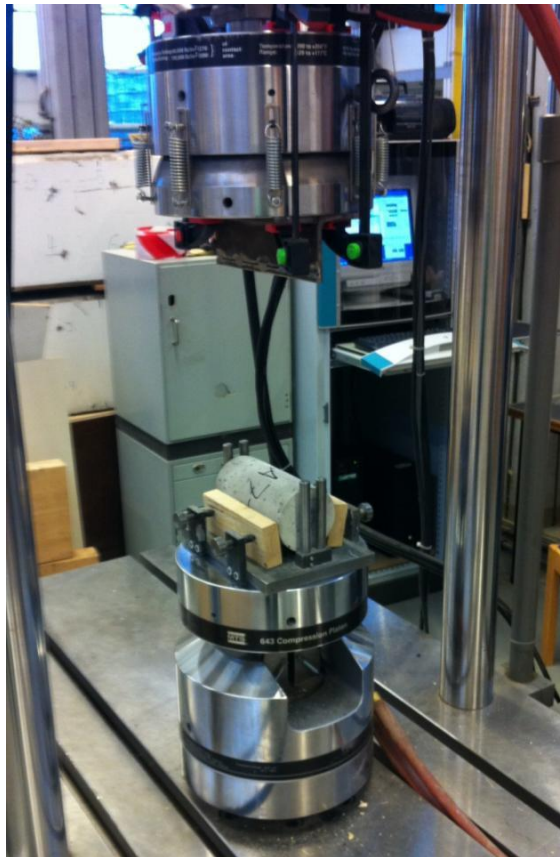


Bild 4.6 - MTS 322 Testframe med en Hydraulic wedge grip, maskin för att testa spräckhållfasthet

4.8 Dynamisk elasticitetsmodul

Den dynamiska elasticitetsmodulen bestämdes med resonansfrekvensmätningar av den longitudinella vibrationsmoden. Systemet var uppsatt enligt Bild 4.7 där cylindern exciterades med ett hammarslag i ena änden och egenfrekvenserna registrerades med hjälp av en accelerometer i andra änden. Vid utvärdering av resonansfrekvenserna användes datorprogrammet Matlab. Elasticitetsmodulen beräknades därefter utifrån följande formel, Lundqvist (2012):

$$f_i = i \cdot \frac{\sqrt{E}}{2 \cdot L} \Rightarrow E = \frac{\rho \cdot (2 \cdot L \cdot f_i)^2}{i^2}$$

Där:

i = modnummer; 1 = grundmoden

E = Elasticitetsmodulen

ρ = Densiteten

L = Cylinderns längd, m

f = Egenfrekvensen

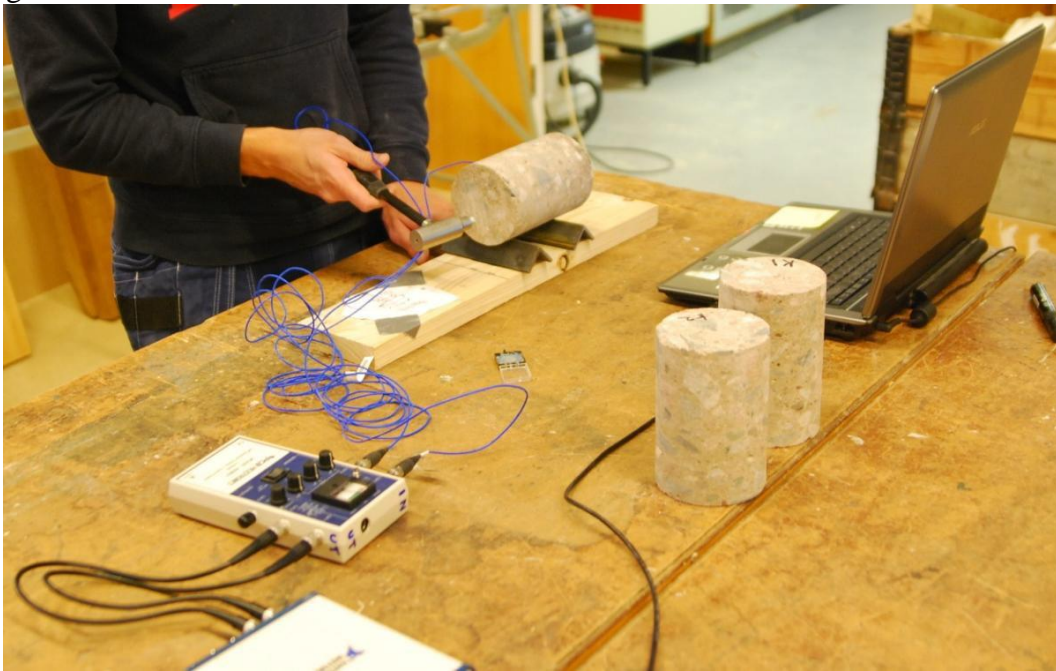


Bild 4.7 - System för att utvärdera egenfrekvensen hos cylindriska betongprover

Mätssystemet bestod av datainsamlingsenheten NI USB-4432, signalförstärkare PCB ICP sensor signal conditioner, model 480B21, accelerometrar och hammare från PCB. Till detta system kopplades en dator med programvaran SeisNDT installerat. Det slutliga värdet på resonansfrekvensen togs som ett medelvärde av tjugo mätningar.

Försökupställningen har skett på två triangelstöd i metall med ett avstånd mellan stöd på $0,552L$ där L är längden på provkroppen.

4.9 Tunnslipsanalys

Noggrannare analys av provkropparna utfördes av CBI med hjälp av en tunnslipsanalys. Vid en tunnslipsanalys tillverkas mindre prover, tunna skivor av gjuten betong, som studeras. Utifrån dessa prover kan en relativ hydratiseringsgrad, vct samt sprickförekomst av sprickor med sprickbredder i storleksordningen 10-100 μ m bestämmas. Tunnslipen impregnerades med fluorescerande epoxi och den okulära undersökningen gjordes både i blåljus och vitt planpolariserat ljus med hjälp av ett polarisationsmikroskop.

Från batch A skickades tre stycken cylindriska provkroppar som belastats i temperaturerna 20, 66 och 93°C.

5 Resultat

5.1 Tryckhållfasthet

Nedan följer resultat för mätningar av tryckhållfasthet på kuber för Batch A-C samt Batch D och E. Batch A-C var nygjutna och utsattes för värmepåverkan efter 28 dagar. Batch D var gjuten år 2007, ca 5 år gammal, och Batch E var gjuten 2009, ca 3 år gammal. Betongen från batch K var borrade prover från balk från kärnkraftverket Olkiluoto. 28 dagars hållfasthet visas i Tabell 5.1 nedan.

Tabell 5.1 - Medelvärden tryckhållfastheter för olika batcher av betong och vid olika temperaturer

Batch	28 dagars hållfasthet	Referens hållfasthet vid 20°C	Hållfasthet vid 66°C	Hållfasthet vid 93°C	Hållfasthet vid 120°C
A	73,3 MPa	82,8 MPa	77,0 MPa	78,7 MPa	-
B	72,8 MPa	83,0 MPa	79,3 MPa	78,5 MPa	-
C	78,8 MPa	86,4 MPa	-	-	87,0 MPa
D	55,6 MPa	64,7 MPa	62,1 MPa	68,0 MPa	-
E	63,4 MPa	66,7 MPa	64,6 MPa	68,7 MPa	-
K	30,8 MPa	29,0 MPa	-	-	-

Vid beräkning av medelvärden och kvarvarande procentuell hållfasthet av batch A-C har stora avvikande värden exkluderats på grund av avvikande form på kuber som påverkat resultatet.

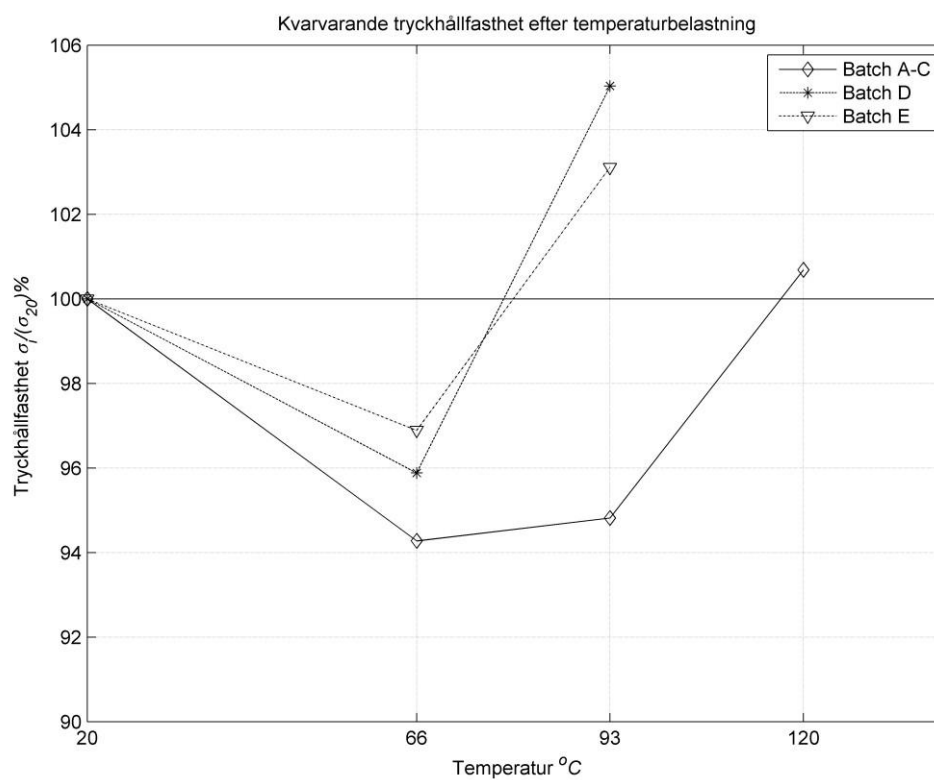
En hållfasthetsminskning på cirka 6% kan noteras för 30 år gammal betong från kärnkraftverket Olkiluoto.

Tabell 5.2 - Standardavvikelser i MPa vid tryckhållfasthetstester

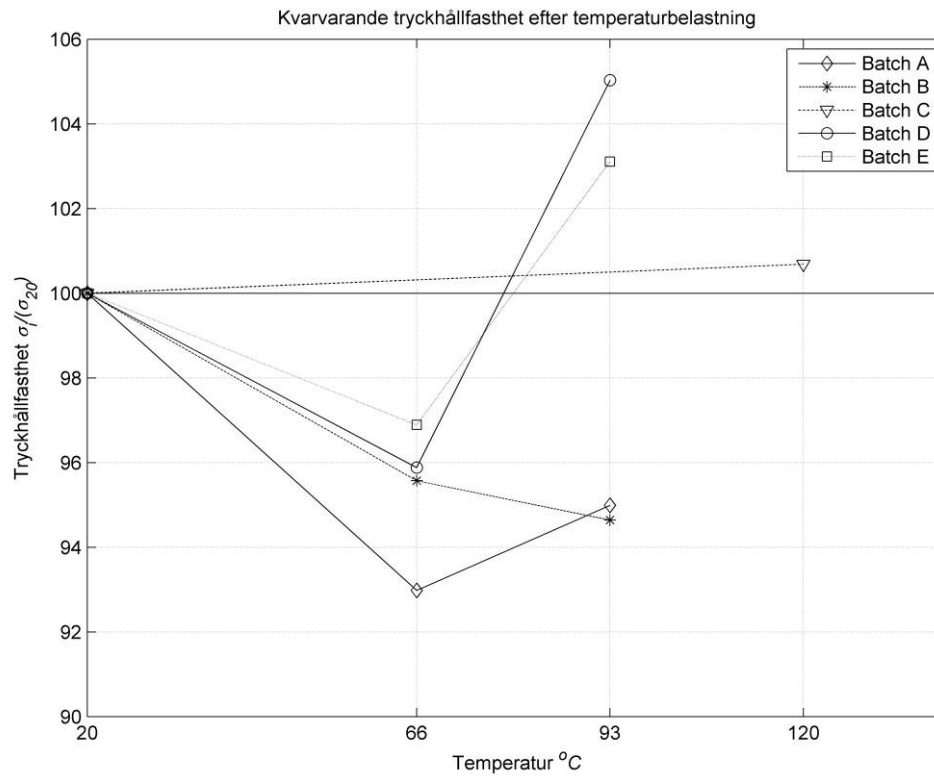
Temperatur [°C]	Batch A	Batch B	Batch C	Batch D	Batch E
20	±1,28 MPa	±2,83 MPa	±2,68 MPa	±1,80 MPa	±3,53 MPa
66	±3,27 MPa	±1,16 MPa	-	±9,86 MPa	±4,79 MPa
93	±1,43 MPa	±1,63 MPa	-	±2,04 MPa	±0,26 MPa
120	-	-	±3,21 MPa	-	-

Tabell 5.3 - Variationskoefficient vid tryckhållfasthetstester

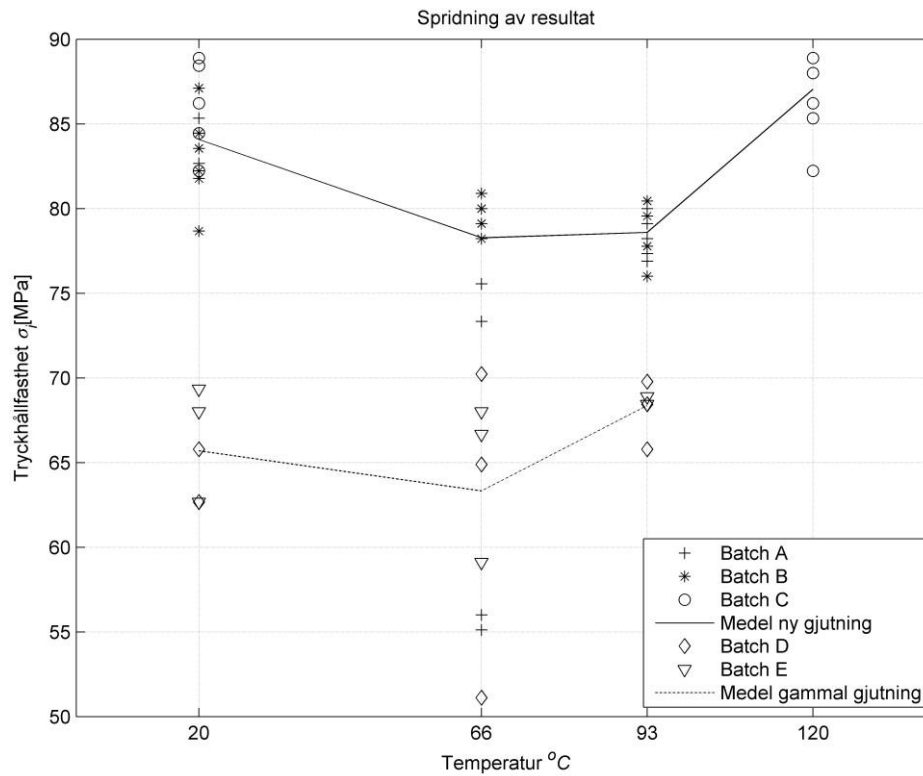
Temperatur [°C]	Batch A	Batch B	Batch C	Batch D	Batch E
20	±1,55%	±3,41%	±3,10%	±2,78%	±5,29%
66	±4,25%	±1,60%	-	±15,88%	±7,41%
93	±1,82%	±2,08%	-	±3,00%	±0,38%
120	-	-	±3,69%	-	-



Figur 5.1 - Kvarvarande tryckhållfasthet, förhållandet avser kvoten för temperaturbelastade prover gentemot referensgruppen i 20 oC, efter temperaturbelastning, kall testning. Medelvärde för de nygjutna batcherna A-C redovisas



Figur 5.2 - Kvarvarande tryckhållfasthet, förhållandet avser kvoten för temperaturlastade prover gentemot referensgruppen i 20 oC, efter temperaturlastning där skillnader mellan de nygjutna proverna kan ses



Figur 5.3 - Spridning av resultat för tryckhållfasthet

I Figur 5.3 ovan ses två värden som kraftigt avviker från övriga, dessa har exkluderats på grund av ojämnheter i betongen vid trycktestning som gav för låga hållfasthetsvärden.

5.2 Draghållfasthet

Draghållfastheten har beräknats utifrån spräckhållfasthetstester. De beräknade värdena redovisas nedan i figurer och grafer. Batch F var kärnborrade cylinderprover tagna från spännarmerade balkar gjutna år 2009 med samma betong som Batch E.

De prover som inte uppvisade ett karakteristiskt dragbrott vid testning uteslöts från resultatet. I Bild 5.1 kan cylindrar som utsatts för spräckhållfasthetstest ses.

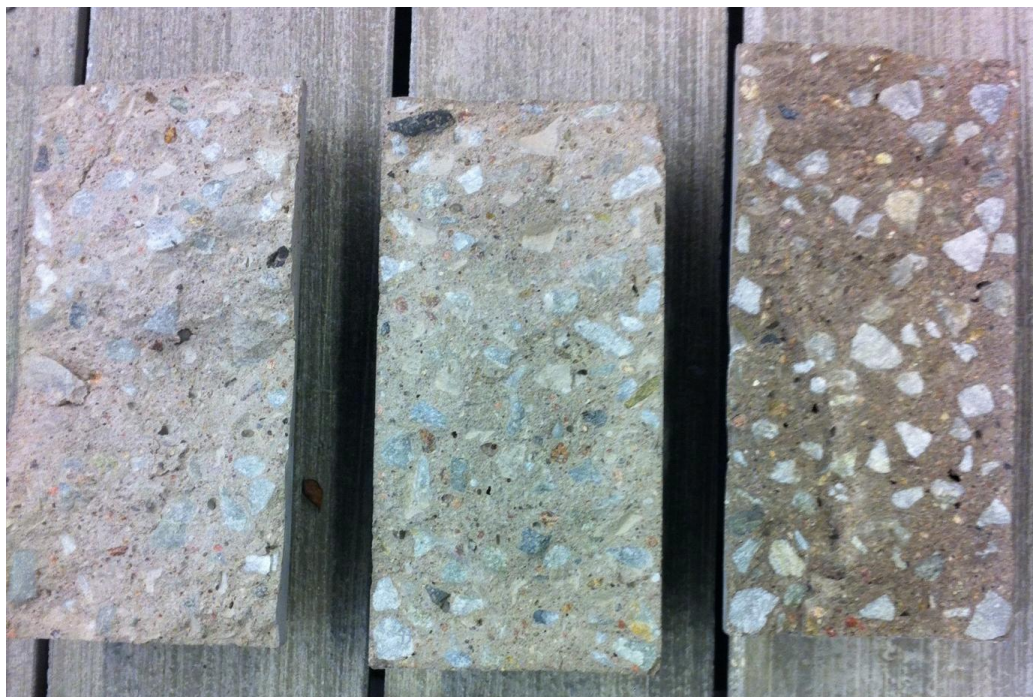


Bild 5.1 - Cylindrar utsatta för spräckhållfasthetstest. 93°C, 66°C och 20°C från vänster till höger

Tabell 5.4 - Medelvärden draghållfastheter för olika batcher av betong och vid olika temperaturer

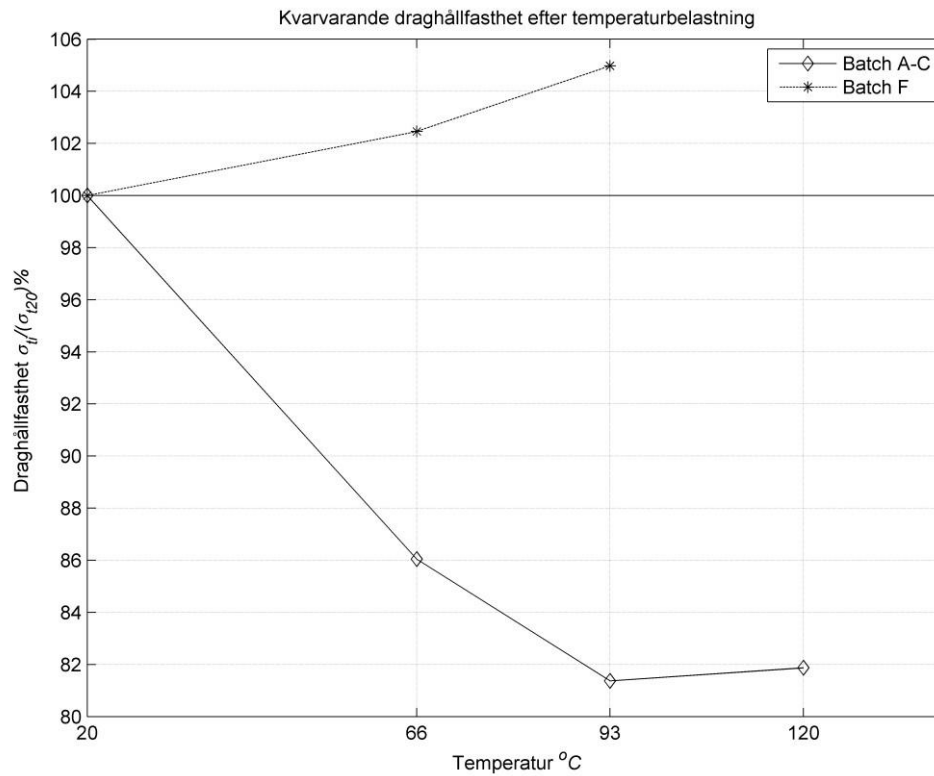
	Referens hållfasthet vid	Hållfasthet vid 66°C	Hållfasthet vid 93°C	Hållfasthet vid 120°C
A	4,4 MPa	4,1 MPa	3,7 MPa	-
B	4,8 MPa	3,8 MPa	3,8 MPa	-
C	4,2 MPa	-	-	3,5 MPa
F	2,7 MPa	2,8 MPa	2,8 MPa	-

Tabell 5.5 - Standardavvikelser i MPa vid draghållfasthetstester

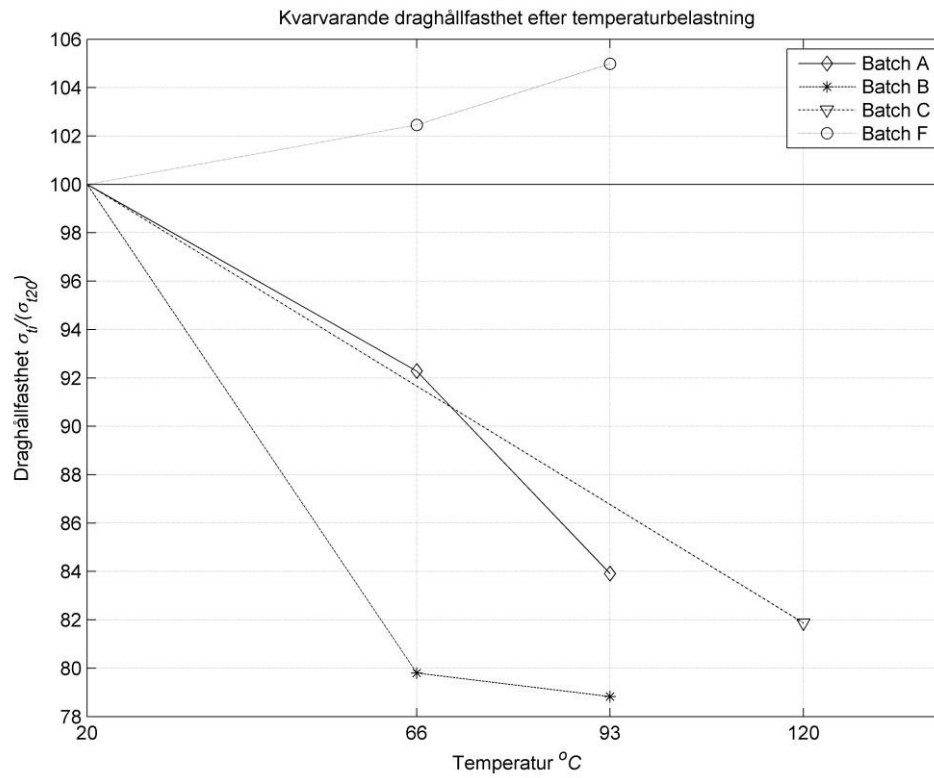
Temperatur [°C]	Batch A	Batch B	Batch C	Batch F
20	±0,12 MPa	±0,50 MPa	±0,61 MPa	±0,39 MPa
66	±0,44 MPa	±0,43 MPa	-	±0,82 MPa
93	±0,61 MPa	±0,45 MPa	-	±0,37 MPa
120	-	-	±0,46 MPa	-

Tabell 5.6 - Variationskoefficient vid draghållfasthetstester

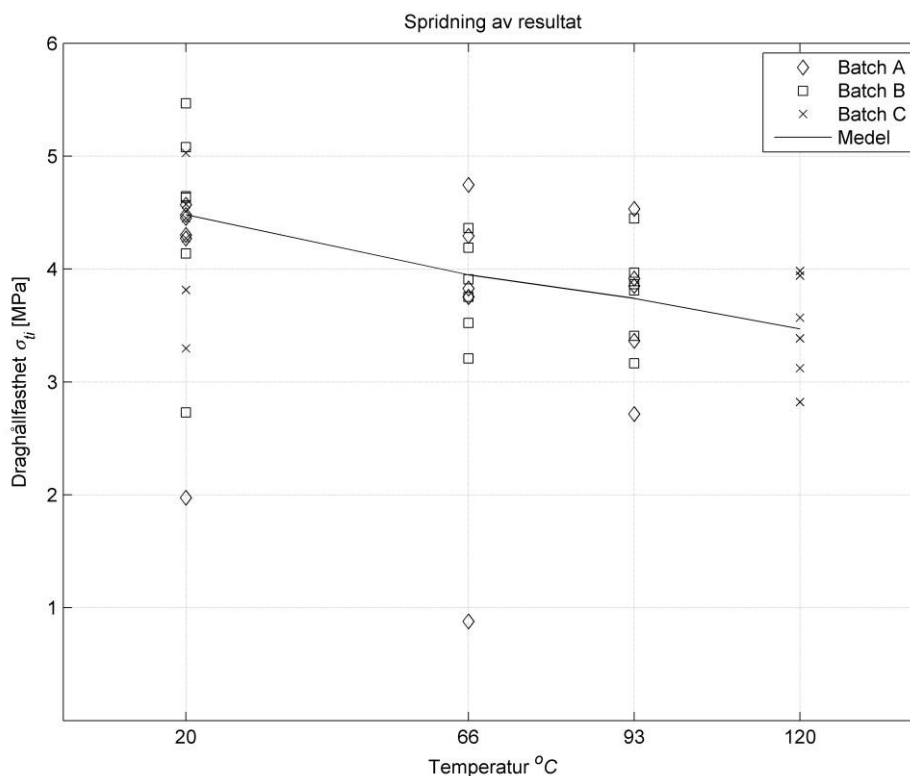
	Batch A	Batch B	Batch C	Batch F
20	±2,73%	±10,42%	±14,52%	±14,44%
66	±10,73%	±11,32%	-	±29,29%
93	±16,49%	±11,84%	-	±13,21%
120	-	-	±13,14%	-



Figur 5.4 - Kvarvarande draghållfasthet, förhållandet avser kvoten för temperaturlastade prover gentemot referensgruppen i 20 oC, efter temperaturlastning, kall testning. Medelvärde för de nygjutna batcherna A-C redovisas



Figur 5.5 - Kvarvarande draghållfasthet, förhållandet avser kvoten för temperaturlastade prover gentemot referensgruppen i 20 oC, efter temperaturlastning där skillnader mellan de nygjutna proverna kan ses



Figur 5.6 - Spridning av resultat för draghållfasthet för de nygjutna proverna

5.3 Elasticitetsmodul

Konstant densitet

I Tabell 5.7 kan elasticitetsmodulen för de tre olika gjutningarna ses. Dessa värden är beräknade medelvärden utifrån cylindrar som förvarats i rumstemperatur, ca 20°C, efter härdning i vattenbad. Densiteten för varje batch antogs vara konstant och beräknades utifrån vikt och volym vid gjutning. Denna densitet antogs ej ha ändrats vid temperaturbelastning även om vikten i provkropparna ändrades. I Figur 5.7 är kvarvarande elasticitetsmodulen utritad för de olika gjutningarna där elasticitetsmodulen vid 20°C är referensvärdet.

Tabell 5.7 - Elasticitetsmodul för de tre olika batcherna

Batch	E-modul 20 °C	E-modul 66 °C	E-modul 93 °C	E-modul 120 °C
A	29,7 GPa	29,1 GPa	28,0 GPa	-
B	30,4 GPa	28,6 GPa	28,4 GPa	-
C	28,7 GPa	-	-	25,4 GPa

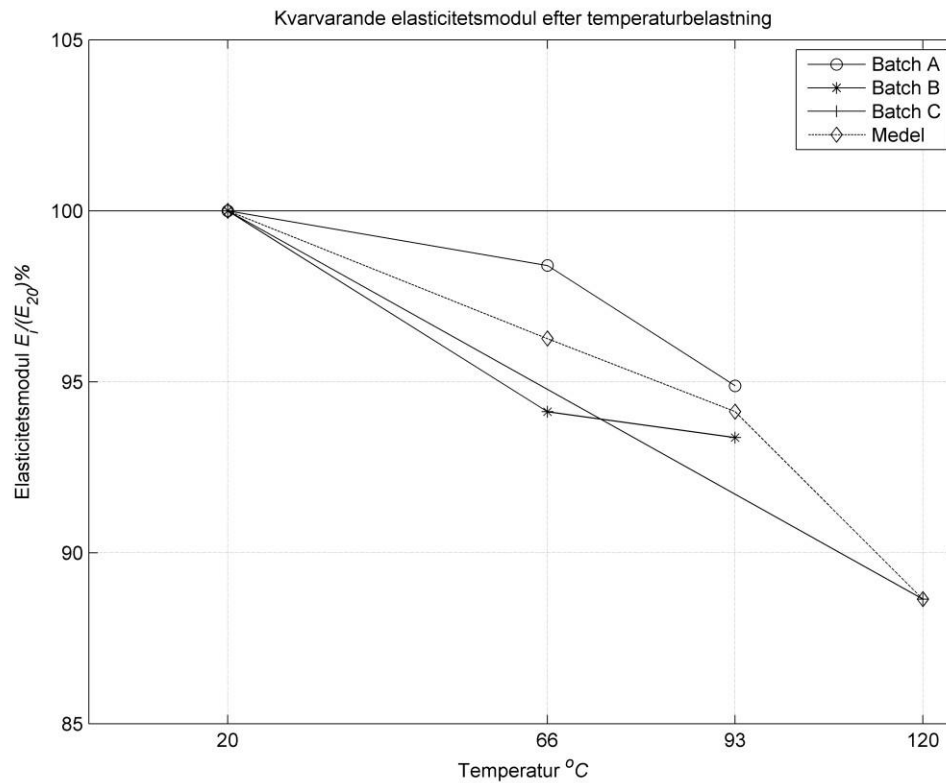
Mätningarna har utförts på 7 olika provkroppar och standardavvikelseerna ses i Tabell 5.8 och Tabell 5.9.

Tabell 5.8 - Standardavvikelser i GPa för uppmätta elasticitetsmoduler

Temperatur [$^{\circ}$ C]	Batch A	Batch B	Batch C
20	$\pm 2,9$ GPa	$\pm 1,0$ GPa	$\pm 2,4$ GPa
66	$\pm 2,8$ GPa	$\pm 0,6$ GPa	-
93	$\pm 0,8$ GPa	$\pm 0,7$ GPa	-
120	-	-	$\pm 1,9$ GPa

Tabell 5.9 - Variationskoefficient för uppmätta elasticitetsmoduler

Temperatur [$^{\circ}$ C]	Batch A	Batch B	Batch C
20	$\pm 9,76\%$	$\pm 3,29\%$	$\pm 8,36\%$
66	$\pm 9,62\%$	$\pm 2,10\%$	-
93	$\pm 2,86\%$	$\pm 2,46\%$	-
120	-	-	$\pm 7,48\%$

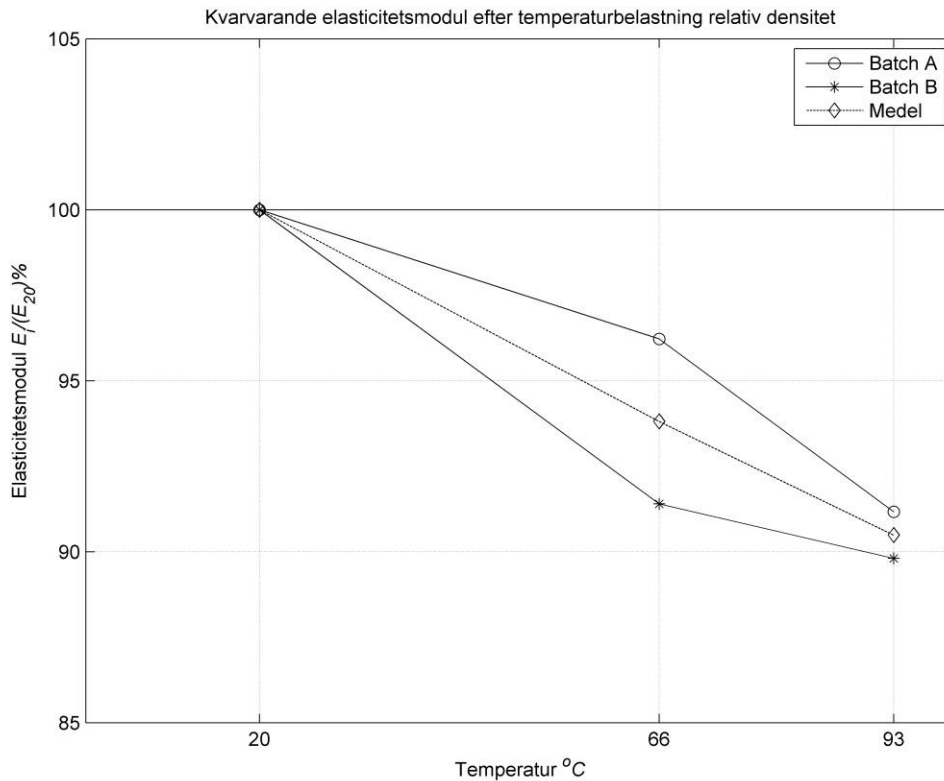


Figur 5.7 - Kvarvarande elasticitetsmodul, förhållandet avser kvoten för temperaturlastade prover gentemot referensgruppen i 20 oC, efter temperaturlastning

Det bör nämnas att inte alla prover uppvisade någon egenfrekvens vid testning och därmed kunde en dynamisk elasticitetsmodul ej beräknas för de provkropparna. Då vissa batcher endast uppvisar 2-3 värden för egenfrekvensen kan dessa mätningar bli osäkra. En anledning till att det var svårt att mäta egenfrekvenserna var att provkropparna var för korta och dess ytor var ojämna.

Relativ densitet

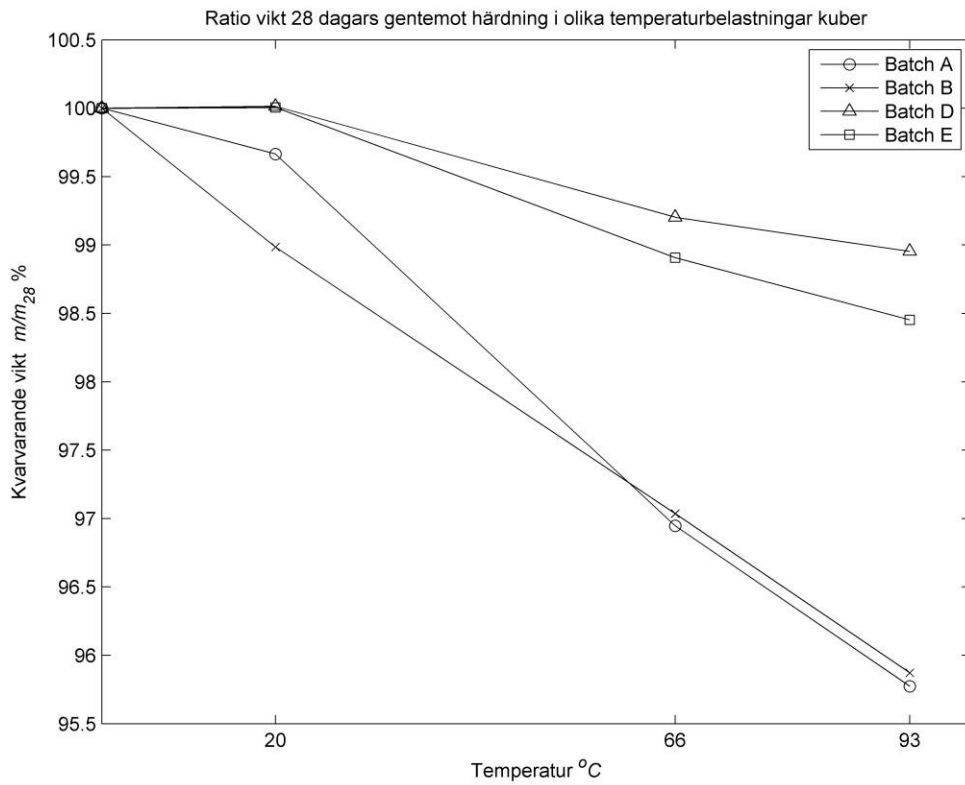
Provkropparna hade en viktninskning under härdning och temperaturbelastning och då elasticitetsmodulen är proportionerlig med vikten enligt ekvation 4.2 har även en relativ elasticitetsmodul beräknats utifrån viktninskningen.



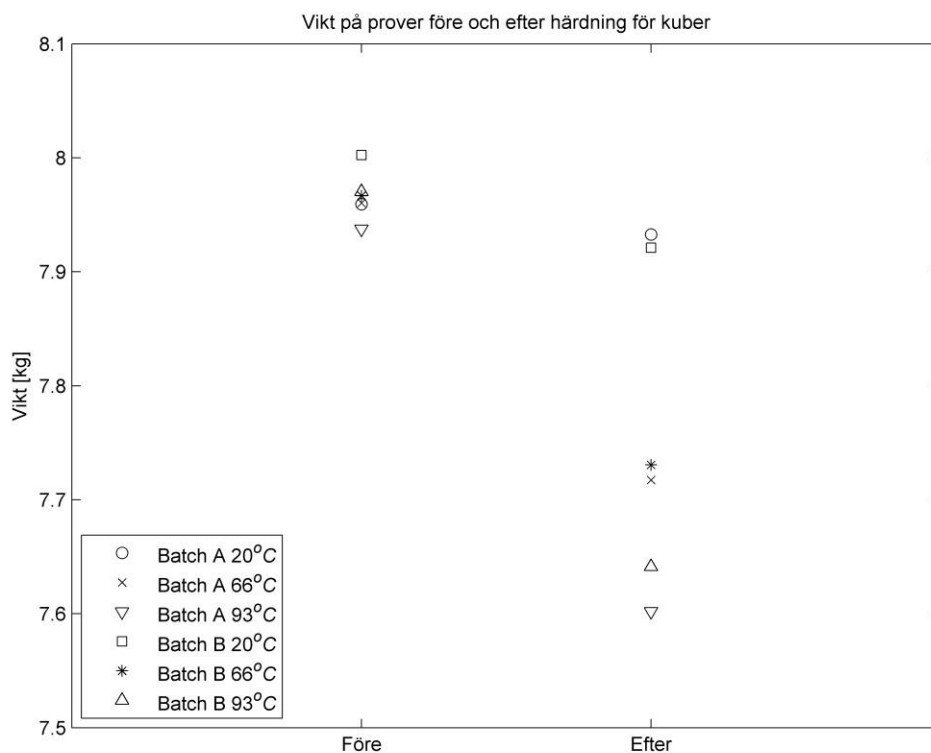
Figur 5.8 - Kvarvarande relativ elasticitetsmodul, förhållandet avser kvoten för temperaturbelastade prover gentemot referensgruppen i 20 oC, efter temperaturbelastning

5.4 Viktninskning

Betongen som temperaturbelastades till 66 °C och 93°C jämfördes gentemot betongen som förvarades i rumstemperatur med hänsyn till viktninskning. Viktninskningen för kuber ses i Figur 5.9 och medelvikt för gjutning A och B ses i Figur 5.10. Batch D och E var de äldre proverna och där hade en viss viktökning noterats från första mätningen till dagen då proverna utsattes för tester. Viktökningen var så pass liten att den kan bortses från. Möjliga anledningar är att luftfuktigheten varierar eller att en viss mätosäkerhet har uppkommit då olika vågar användes.



Figur 5.9 - Procentuell viktninskning vid olika temperaturer, förhållandet avser vikt efter 28-dagars härdning gentemot olika temperaturbelastningar. (Kuber)



Figur 5.10 - Medelvikt på provkroppar före och efter temperaturbelastning

Standardavvikelsen i viktminskning ses i Tabell 5.11 och Tabell 5.12 nedan. Noterat är att batch B vid 20 °C har en stor standardavvikelse. Detta beror på att en provkropp minskade väldigt mycket i vikt mellan 28 dagars mätningen till efter temperaturbelastningen.

Tabell 5.10 - Ursprungsvikt för betongkuber samt viktminskning vid olika härdningstemperaturer

Batch	Ursprungsvikt 28 dagars	Viktminskning 20 °C	Viktminskning 66 °C	Viktminskning 93 °C
A	7959 g	26 g	243 g	335 g
B	8002 g	81 g	236 g	328 g
D	7681 g	-1 g	61 g	80 g
E	7772 g	-0 g	85 g	120 g

Mätningarna har utförts på 7 olika provkroppar och standardavvikelserna ses i Tabell 5.11 och variationskoefficienterna ses i Tabell 5.12.

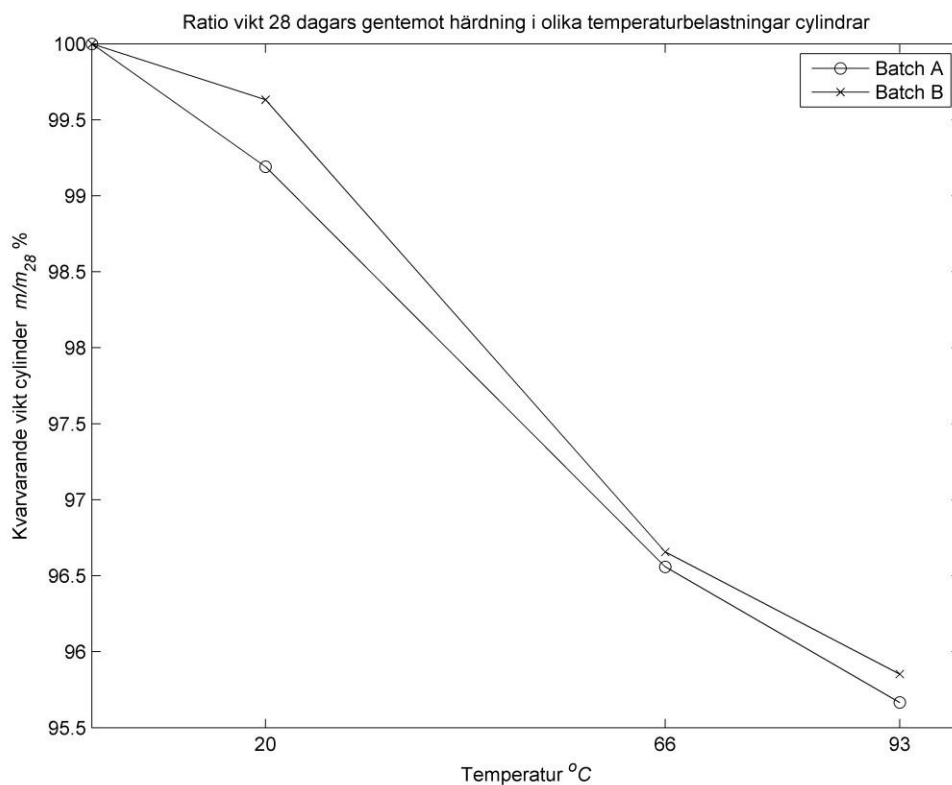
Tabell 5.11 - Standardavvikelser i gram för uppmätta viktninskningar

Temperatur [°C]	Batch A	Batch B	Batch D	Batch E
20	±7,6 g	±130,9 g	±0,6 g	±0,2 g
66	±6,9 g	±3,6 g	±4,4 g	±5,2 g
93	±2,6 g	±4,8 g	±1,3 g	±2,3 g

Tabell 5.12 - Variationskoefficient för uppmätta viktninskningar

Temperatur [°C]	Batch A	Batch B	Batch D	Batch E
20	±0,1%	±1,7%	±0,0%	±0,0%
66	±0,1%	±0,0%	±0,1%	±0,1%
93	±0,0%	±0,1%	±0,0%	±0,0%

Även viktninskningen för cylindrar undersöktes i samma temperaturintervall och den procentuella minskningen ses i Figur 5.11.



Figur 5.11 - Procentuell viktnskning vid olika temperaturer, förhållandet avser vikt efter 28-dagars härdning gentemot olika temperaturlastningar. (Cylindrar)

Tabell 5.13 - Standardavvikelser i gram för uppmätta viktnskningar, cylindrar

Temperatur [°C]	Batch A	Batch B
20	±37,7 g	±1,4 g
66	±3,0 g	±4,7 g
93	±4,1 g	±1,6 g

Tabell 5.14 - Standardavvikelser i procent för uppmätta viktnskningar, cylindrar

Temperatur [°C]	Batch A	Batch B
20	±1,0%	±0,0%
66	±0,1%	±0,1%
93	±0,1%	±0,0%

5.5 Tunnslipsanalys

Resultaten från tunnslipsanalysen, som i sin helhet kan utläsas i bilaga 2, visade på att någon högre mikrosprickförekomst inte kunde påvisas. Inte heller kunde någon större skillnad i hydratationsgrad utläsas. Vct halten för de olika provkropparna visade på ett högre vct för proverna utsatta för 66 och 93°C. I Bild 5.2 och Bild 5.3 ses skillnad i uttorkning, dessutom kan mikrosprickor ses i Bild 5.2

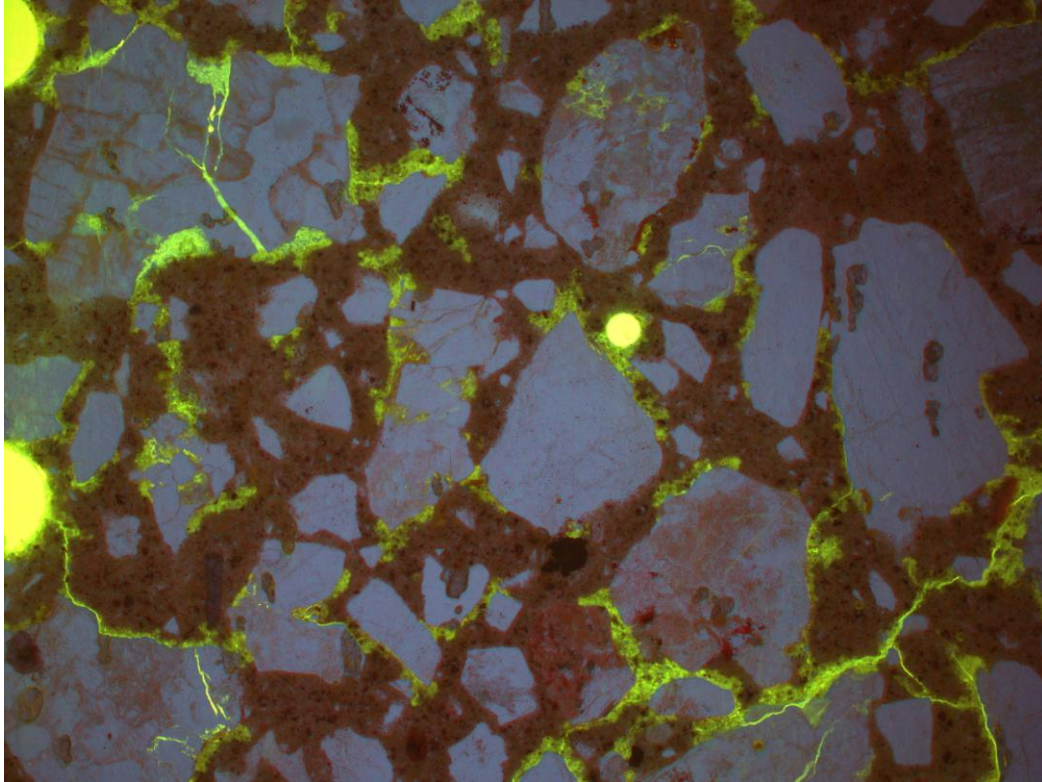


Bild 5.2 – Tunnslip blåljus för temperaturbelastning vid 20°C mitten av provkropp. Sprickbildning kan ses vid gröna områden. Området på bilden är 3,4 mm brett

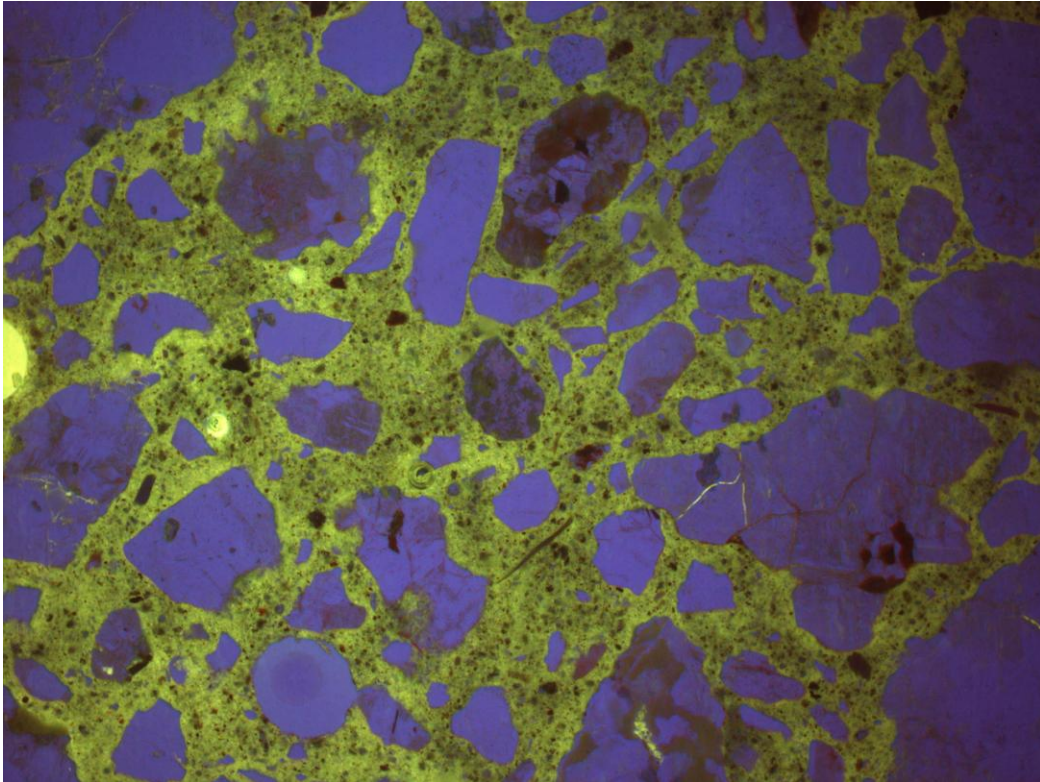


Bild 5.3 - Tunnslip blåljus för temperaturbelastning vid 93°C mitten av provkropp. Området på bilden är 3,4 mm brett

6 Diskussion

Testerna som beskrevs i kapitel 4 bestod av oförseglade prover i form av cylindrar och kuber. Vid närmare undersökning av betongens hållfasthet i betonginneslutning hos kärnkraftverk bör större prover som är förseglade i alla riktningar utom en användas för att få ett så verkligt resultat som möjligt. Inneslutningar i kärnkraftverksreaktorer är uppbyggda som en tjock betongvägg där insidan är belagd med en tätplåt. Därmed blir det en ensidig uttorkning av betongen men genom att både studera helt förseglade provkroppar, som representerar kärnan av en tjock vägg, och oförseglade provkroppar, som representerar de yttre skikten av betongen, kan slutsatser om hur hållfastheten påverkas i betonginneslutningen göras. Då provkropparna som beskrivs i kapitel 4.3 är små antogs att en ensidig uttorkning inte gör någon större skillnad för resultatet.

Betong i en reaktorinneslutning är i vissa fall spännarmerad vilket i så fall medför positiva effekter på hållfastheten då betongen värmebelastas vid drift, Malhotra (1965) och Abrams (1971). Vid försök på betong bortses detta ifrån för att få ett värsta fall.

6.1 Tryckhållfasthet

Resultaten från försöken visar på en sjunkande hållfasthet vid 66-93°C vilket stämmer överens med resultat presenterade av Harada et al (1972) där långtidförsök genomförts och resultat presenterade av Vodák et al (2004) för 28 dagar gammal betong Figur 3.16. Även i sammanställningen av resultat från tidigare studier som Khoury (1992) genomfört, se Figur 3.31, observerades vissa resultat som visade på sänkt hållfasthet vid oförseglad kall provning i det nämnda temperaturintervallet. Figur 3.31 visar tendenser på både sjunkande och ökande tryckhållfasthet vid både kall och varm testning för betong temperaturbelastade i oförseglat tillstånd vid temperaturer under 100°C. Negativa effekter som påverkar tryckhållfastheten i betongen i detta temperaturintervall kan vara mikrosprickor, som uppkommer på grund av termisk inkompatibilitet mellan ballast och cementpasta och där den största skadan sker vid avsvälningen då inga spänningar omfördelas och mikrosprickor uppstår. Uttorkningen och fukttransporten bidrar till en krympning av cementpastan som även det leder till inre spänningar och till viss grad mikrosprickor. Enligt Dias et al (1990) kan fukten vara en skadlig faktor vid moderata temperaturer då den i uppvärmt tillstånd försvagar bindningar i cementpastan även efter en avsvälning, se Figur 3.32. De positiva effekter som påverkar betongen i temperaturer upp till 100°C är accelererad hydratation på grund av den högre värmen.

Vid temperaturer över 100°C utökas mikrosprickbildningen både på grund av högre temperatur och att det förångningsbara vattnet lämnar betongen. Andra effekter som inverkar negativt kan vara dehydratation av CSH gel som påbörjas över 100°C. De positiva effekterna är fortsatt accelererad hydratation som kan öka ytterligare då mikrosprickorna och ökad porositet tillåter ökad fukttransport, men även att den försvagande effekten från fukt försvinner då vattnet avdunstar enligt Dias et al (1990). Då standardavvikelsen för batch C vid 120°C varit hög och ökningen av tryckhållfastheten är marginell bör denna ökning beaktas med viss försiktighet. Dock kan en ökning relativt 66°C och 93°C urskiljas. Anledningar till en ökning av hållfastheten i detta temperaturintervall är att de positiva effekterna från accelererad hydratation är mer framträdande än de nämnda skadliga effekterna.

Försöksresultaten avviker från studier gjorda av Suzuki et al (1995) och Janotka (2005) där resultaten för hållfastheten visade på en ökning vid temperaturbelastning, Figur 3.29 och Figur 3.17. Skillnader i resultaten kan bero på betongsammansättningar där bland annat flygaska och ballast av basalt användes i studien av Suzuki et al (1995) medan i studien av Janotka (2005) användes silikastoft.

Skillnaderna i resultat mellan betong som värmebelastats efter 28 dagar och äldre betong är små men följer samma mönster med sjunkande tryckhållfasthet vid 66°C för att sedan öka. I den äldre betongen sker ökningen i tryckhållfasthet redan vid 93°C och ökningen är större än i den yngre betongen. Standardavvikelseerna är relativt höga i de äldre betongproverna särskilt vid 66°C men pekar ändå på en liten försvagning av tryckhållfastheten vid denna temperatur. Att tryckhållfastheten ökar mer i äldre betong vid 93°C var inte förväntat, då yngre betong som har mer oreagerad cement tenderar att få en accelererad hydratation och därmed ökad tryckhållfasthet enligt Khoury (1992). Dessa resultat stämmer inte överens med den studie Vodák et al (2004) genomfört, Figur 3.16. I den studien hade äldre betong en konstant sjunkande hållfasthet. En förklaring till ökningen i tryckhållfasthet från kapitel 5.1 kunde inte hittas men en hypotes är att den äldre betongen innehöll ohydratiserad cement som hydratiserades vid temperaturbelastningen då fukttransporten ökar. Det bör tilläggas att ökningen i tryckhållfasthet ej var speciellt stor utan den uteblivna minskningen i tryckhållfasthet är det mest anmärkningsvärda. I studien av Vodák et al (2004) uppvisades en minskning av tryckhållfastheten på 8-20% för både ny och äldre betong upp till 100°C. Resultaten redovisade i kapitel 5.1 visar en hållfasthetsminskning som är liten i jämförelse med de resultat Vodák et al (2004) redovisade. Tryckhållfastheten från kapitel 5.1 uppvisade en minskning på enbart 6% för den nygjutna betongen och 3-4% för den äldre betongen.

För de prover som utborrats från Olkiluoto-balken har tryckhållfastheten sjunkit 6 % jämfört med 28 dagars tryckhållfastheten. Detta är ett mindre bra referensvärde då betongens tryckhållfasthet fortsätter att öka efter 28 dagar. Ett referensprov på betong som ej har temperaturbelastats och har samma ålder hade gett en bättre jämförelse på hur temperaturbelastning under lång tid påverkar betongen. Provtagning i balken var svår och de prover som togs ur balken hade vissa större sprickor i sig, dessa sprickor observerades finnas i nära anslutning till längsgående armering. Trots sprickorna har inte tryckhållfastheten påverkats nämnvärt gentemot referensvärdet, emellertid kan det diskuteras huruvida denna betong klarat av dragspänningar. Några försök på detta ingick inte i studien men troligtvis skulle den utmärkande sprickbildningen kraftigt försvaga betongen vid draghållfasthetsprov.

Resultaten från kapitel 5.1 är för betong som värmebelastats i oförseglat tillstånd som trycktestats kallt, i kapitel 3 har andra typer av undersökningsförhållande studerats för att kunna dra fler slutsatser på hur betong påverkas av moderata temperaturbelastningar. I oförseglat tillstånd förlorar betong tryckhållfasthet vid varm testning. Detta beskrivs mer i kapitel 3.1.3, där denna effekt relateras till fukt som i uppvärmt tillstånd försvagar betongen. Effekten av fukt och dess transport i betong vid moderata temperaturbelastningar kan behöva undersökas mer då betong i kärnkraftsreaktorer är delvis oförseglat.

I förseglat tillstånd bevaras fukten i betongen och tryckhållfastheten är antingen lika hög eller högre än den betong som värmts upp i oförseglat tillstånd. Den högre tryckhållfastheten tros bero på autoklaverad härdning som ökar hydratationen ytterligare då högre tryck uppstår i betongen vid uppvärmning, Suzuki et al (1995).

6.2 Draghållfasthet

Resultaten i kapitel 5.2 tyder på en samtidig förstärkning och degradation hos materialet. Som tidigare nämnts i studier av Thelandersson (1972) kommer en ökande temperatur leda till att hydratiseringen ökar och betongen blir starkare. Samtidigt vill materialet öka i volym och på grund av olika längdutvidgningskoefficienter hos de ingående materialen bildas det mikrosprickor till följd av inre spänningar, Naus (2005). Dessa mikrosprickor leder till en försämring i hållfasthet och då främst draghållfasthet. Att draghållfastheten är mer känslig för temperaturbelastningar kan ses i Figur 5.1 jämfört med Figur 5.4. Thelandersson (1972) nämnde en annan hypotes varför draghållfastheten blir mer påverkad än tryckhållfastheten. Det handlar om spänningsfördelningen i provkroppen under uttorkning. Vid uttorkning förekommer uttorkningskrympning i provkropparna som leder till dragspänningar i de yttre torra skikten av betongen medan de fuktiga inre delarna håller emot och blir därmed tryckbelastade. Vid vidare uttorkning blir dessa spänningar mindre och/eller avtar helt. Då spräckhållfasthetstestning innebär att en tryckspänning påförs i de yttre skikten medan de inre skikten belastas med en dragspänning kan de tidigare nämnda uttorkningsspänningarna påverka resultaten. Då försöksresultat beskrivs utifrån en referensgrupp av betong som får härda i rumstemperatur och ej uppnått full uttorkning överskattas draghållfastheten för dessa provkroppar. Med en högre draghållfasthet för referensgruppen blir den procentuella minskningen i draghållfasthet större då ovan nämnda effekter avtar.

Resultaten från kapitel 5.2 stämmer bra överens med Thelandersson (1972) där draghållfastheten sjunker vid temperaturer under 100°C för att sedan förbättras något efter denna temperatur. Kärnbördad betong från äldre betongbalk uppvisar en förbättrad draghållfasthet. Detta kan stärka hypotesen om att betongen får en överskattad draghållfasthet då den nygjutna betongen inte hunnit torka ut helt vilket den äldre betongen har gjort. I Figur 5.5 ses en stor variation mellan batch A och batch B. Någon bra förklaring för denna variation har ej funnits. Aspekter som noggrannare komprimering vid gjutning och handhavandefel vid testning kan spela in.

I rapporten av Guo och Waldron (2000) kan en stor skillnad ses mellan vilken ballast som används och ifall proverna är förseglade eller ej. De helt förseglade provkropparna uppvisar en bättre motståndskraft emot temperaturbelastningar.

6.3 Elasticitetsmodul

Elasticitetsmodulen uppvisar en jämn minskning i förhållande till temperaturbelastningen. Minskningen beror bland annat på avdunstning av vatten, Suzuki et al (1995). Detta ter sig självklart då dynamiska elasticitetsmodulen beräknas utifrån kapitel 4.8 i kapitel 4.8 där elasticitetsmodulen är proportionerlig mot densiteten.

Tyvärr var testerna svåra att genomföra då cylindrarna var korta och tydliga egenfrekvenser kunde inte alltid ses vid hammarslag. Därmed är medelvärdena från de olika testerna ibland tagna från så lite som två egenfrekvenser. Detta medför att resultatet inte är helt tillförlitligt.

Någon större skillnad för minskningen i elasticitetsmodul vid jämförelse mellan konstant densitet och relativ densitet kan ej urskiljas.

6.4 Viktminskning

Vikten minskar i takt med ökande temperatur. Då betongen endast utsätts för moderata temperaturer antas det att viktminskningen bara beror på avdunstning av vatten. De nygjutna betongproverna minskar procentuellt mer i vikt än de äldre betongproverna. Anledningen till detta beror på att de nygjutna betongproverna har mer överskottsfukt som lättare avdunstar. Återhämtningen, ökningen i vikt, hos de äldre betongproverna som ses i Figur 5.9 kan förklaras med en ändring i den relativa fuktigheten i salen där provkropparna förvarades. Denna viktökning är marginell och kan bortses ifrån. I Tabell 5.11 kan standardavvikelsen på uppmätta viktminskningar ses. Batch B som fått härda i rumstemperatur har en väldigt stor standardavvikelse jämfört med de andra uppmätta värdena. Det var en specifik kub som hade en stor viktminskning. Enda möjliga förklaring är handhavandefel vid mätning. Ifall denna specifika kub tas bort hamnar standardavvikelsen på 1 g istället för 130 g som är mer jämförbart med de andra batcherna.

Vid jämförelse mellan olika typer av provkroppar kan ingen skillnad ses utan den procentuella viktminskningen är ungefär lika stor för kuber som för cylindrar.

6.5 Tunnslipsanalys

Den oförändrade mikrosprickförekomsten mellan proverna samt att ingen skillnad i hydratationsgrad kunde urskiljas tyder på att det är fukten i betongen som har störst inverkan på hållfastheten vid moderata temperaturbelastningar upp till 93°C. En tunnslipsanalys för provkropparna som belastats i 120 °C hade varit intressant då märkbara hållfasthetsökningar kan ses både för tryckhållfasthet och draghållfasthet. Troligtvis kan detta bero på att hydratationsgraden har ökat vid denna temperaturbelastning eller att inverkan av fukt har avtagit.

6.6 Reaktorinneslutning

Betongen i reaktorinneslutningen påverkas på olika sätt beroende på var i tvärsnittet den befinner sig och vilken temperatur den utsätts för. För att relatera kunskapen om betong till en reaktorinneslutning behöver dess placering beaktas och hur betongens egenskaper påverkar reaktorinneslutningens funktion.

De yttre skikten av betongen i reaktorinneslutningen kan liknas vid oförseglat tillstånd som vid försök förlorar tryckhållfasthet, draghållfasthet och elasticitetsmodul vilket visas i kapitel 5. Förlusterna är små för tryckhållfastheten och större för elasticitetsmodul och draghållfasthet. Från litteraturstudie, kapitel 3, har kunskap om förseglat tillstånd hämtats. Förseglat tillstånd kan liknas vid de inre skikten av betongväggen till reaktorinneslutningen där även spännarmeringen befinner sig. För betongen i kärnan minskade tryckhållfastheten mindre eller lika mycket som vid oförseglat tillstånd. Draghållfastheten i förseglat tillstånd minskade inte lika mycket som vid ett oförseglat tillstånd. Ökad porositet ger sänkt draghållfasthet därför minskade inte draghållfastheten vid förseglat tillstånd då fukten stannar kvar. Elasticitetsmodulen som även den påverkas av fuktförluster minskade inte lika mycket som vid ett oförseglat tillstånd. När resultat från försöken ska relateras till en verklig situation behöver även storlekseffekten beaktas, vilket medför att de procentuella ändringarna av de intressanta egenskaperna minskar då en stor betongvägg ska analyseras.

Moderata temperaturlastningars effekt på betong i en reaktorinneslutning är liten i jämförelse med de säkerhetsfaktorer som används vid dimensionering. Studier på hur betongen påverkas över en längre tid än 3,5 år vid moderata temperaturlastningar var svårt att hitta vilket gör det svårt att säga vad som händer med betongen över lång tid.

7 Slutsats

Betongen som används i majoriteten av inneslutningarna i svenska kärnkraftverk, den så kallade reaktorinneslutningen, har bra motståndskraft mot de temperaturbelastningar som kan uppkomma vid drift. I och med betongens långa härdningstid innan idrifttagande har betongen genomgått en högre hydratation än vid försöken och den negativa inverkan av fukten är mindre. Den försvagning som kan ses vid 66 °C för tryckhållfastheten kan anses liten och vidare temperaturbelastning eliminerar denna. Draghållfastheten uppvisar till och med en ökning vid temperaturbelastning då betongen är äldre. Fler studier bör göras på denna egenskap då endast ett fåtal provkroppar har undersökts och tidigare studier ej visat liknande effekter.

- Tryckhållfastheten för betongen beskriven i kapitel 4 värmebelastad i oförseglat tillstånd sjunker vid temperaturer kring 66 °C för att sedan återfå hållfasthet vid högre temperaturer. Återhämtningen i hållfasthet sker vid olika temperaturer beroende på härdningsålder och anses bero på att accelererad hydratation (ökande härdning) överstiger de skadliga effekterna.
- Vid cykliska moderata temperaturbelastningar sker den största effekten vid den första cykeln vid studier på elasticitetsmodulen vid oförseglat tillstånd.
- Draghållfastheten för de nygjutna betongproverna sjunker vid ökande temperatur, dock så uppvisar de äldre betongproverna en liten ökning av draghållfastheten i temperaturer upp till 93 °C.
- Elasticitetsmodulen sjunker vid ökande temperatur i oförseglat tillstånd.
- Vikten för betongproverna sjunker vid ökande temperaturen.
- Betong med ballast som är vanlig i Sverige har förhållandevis bra motståndskraft mot moderata temperaturbelastningar.
- Tunnslipsanalysen tyder på att fukten har störst påverkan på betong utsatt för moderata temperaturbelastningar upp till 93°C.

7.1 Förslag på vidare studier

- Betong i oförseglat tillstånd vid moderata temperaturer testat i varmt tillstånd. Påverkar fukten i betongen tryckhållfastheten då betongen testas i varmt tillstånd?
- Betong exponerad olika länge för moderata temperaturer och då speciellt en längre exponeringstid vid 66 °C och 93 °C för att se om en större uttorkning vid dessa temperaturer ger en högre tryckhållfasthet likt den som ses vid 120 °C.
- Hur äldre betong påverkas vid moderata temperaturbelastningar med avseende på draghållfasthet.

8 Referenslista

- Abrams, M.S., 1971, *Compressive strength of concrete at temperatures to 1600°F*, SP-25 Temperature and Concrete, American Concrete Institute, sid. 33–58
- Anderberg, Y. och Thelandersson, S., 1976, *Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures*, Division of structural mechanics and concrete construction, Bulletin 54
- Anderson, P., 2005, *Thirty years of measured prestress at Swedish nuclear reactor containments*, Nuclear engineering and design, Vol. 235, sid. 2323 - 2336
- Arioz, O., 2007, *Effects of elevated temperatures on properties of concrete*, Fire safety journal, 42, sid. 516 – 522
- Billig, K., 1962, *Heat resistant concrete*, Civil engineering publ. works rev., Vol 57
- Burström, P. G., 2007, *Byggnadsmaterial*, Lund, Studentlitteratur
- Campbell-Allen, D., Low, E. W. E. och Roper, H., 1965, *An investigation on the effects of elevated temperatures on concrete for reactor vessels*, Nuclear structural engineering, 2, sid. 382 - 388
- Carette, G. G., och Malhotra, V. M., 1985, *Performance of dolostone and limestone concretes at sustained high temperatures*, Temperature effects on concrete, ASTM STP 858, sid. 38 – 67
- Cementa AB, 2007,
http://www.heidelbergcement.com/se/sv/cementa/produkter/byggcement_skovde.htm, Hämtat 2013-02-07
- Chan, Y. N., Peng, G. F. och Anson, M. , 1998, *Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperatures*, Cement and concrete composites, 21, sid. 23 - 27
- Chapman, D. A, 1976, *A study of the movement of moisture in and from concrete at elevated and non-uniform temperatures*, Ph.D. Thesis, King's College, University of London
- Chapman, D. A. och England, G. L., 1977, *Effects of moisture migration on shrinkage, pore pressure and other concrete properties*, Transactions of the 4th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Paper H5/3
- Dias, W. P. S., Khoury, G. A. och Sullivan, P. J. E., 1990, *Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperatures up to 700°C (1292°F)*, ACI materials journal, No 87, sid. 160 - 166
- Fagerlund, G, 1999, *Betongens krympning och svällning: Självtorkningskrympning*, Betong i ett livscykelerspektiv, sid. 13 – 15, Byggnadsmaterial LTH
- Feldman, R. F. och Ramachandran, V. S, 1971, *Differentiation of interlayer and adsorbed water in hydrated Portland cement by thermal analysis*, Cement and concrete research, Vol. 1, sid. 607-620

- Freskakis, G. N., Burrow, R. C. och Debbas, E. B., 1979, *Strength properties of concrete at elevated temperatures*, Civil Engineering Nuclear Power, Vol. 1
- Freskakis, G. N., 1984, *Behavior of reinforced concrete at elevated temperatures*, Proceedings ASCE conference on structural engineering in nuclear facilities
- Ghosh, S. och Nasser, K. W., 1996, *Effects of High Temperature and Pressure on Strength and Elasticity of Lignite Fly Ash and Silica Fume Concrete*, ACI Materials journal, Vol. 93, sid. 41 - 50
- Guo, J. och Waldron, P., 2000, *Deterioration of PCPV concrete*, Nuclear engineering and design, 198, sid. 211 - 226
- Harada, T, 1972, *Strength, Elasticity and Thermal Properties Of Concrete Subjected To Elevated Temperatures*, Concrete for Nuclear Reactors Vol 1 ACI SP-34, Detroit, USA, sid 377-406
- Ichikawa, Y. och England, G. L., 2004, *Prediction of moisture migration and pore pressure build-up in concrete at high temperatures*, Nuclear engineering and design, Vol. 228, sid. 245 - 259
- Khoury, G. A., Grainger, B. N., Sullivan, P. J. E, 1985a, *Transient thermal strain of concrete: Literature review, conditions within specimens and behaviour of individual constituents*, Magazine of concrete research, Vol. 37, sid. 195 - 215
- Khoury, G. A., Grainger, B. N., Sullivan, P. J. E. 1985b, *Strain of concrete during first heating to 600°C under load*, Magazine of Concrete Research, Vol 37, London, UK, sid. 195-215.
- Khoury, G.A. Grainger, B.N. Sullivan, P.J.E. 1986, *Strain of concrete during first cooling from 600°C under load*, Magazine of Concrete Research, Vol 38, London, UK, sid. 3-12
- Khoury, G. A, 1992, *Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment*, Magazine of Concrete Research, Vol. 44, sid. 291 - 309
- Lundqvist, P., 2012, *Assessment of long-term losses in prestressed concrete structures: application for nuclear reactor containments*, Lund, LTH, Konstruktionsteknik
- Majumbar, P., Gupta, A. och Marchertas, A., 1995, *Moisture propagation and resulting stress in heated concrete walls*, Nuclear engineering and design, Vol. 156, sid. 147 - 158
- Malhotra, H. L., 1956, *The Effect of Temperature on the Compressive Strength of Concrete*, Magazine of Concrete Research, Vol. 8, sid. 85 - 94
- Mohamedbhai, G. T. C, 1986, *Effect of exposure time and rates of heating and cooling on residual strength of heated concrete*, Magazine of Concrete Research, Vol. 38, sid. 151 - 158.
- Morita, T., Saito, H. och Kumagai, H., 1992, *Residual mechanical properties of high strength concrete members exposed to high temperature - Part 1. Test on material properties*, Summaries of technical papers of annual meeting

- National Encyklopedin, 2012, http://www.ne.se/lang/autoklav?i_h_word=autoklavering, Autoklavering, Hämtat 2012-12-06
- Naus, D. J., 2005, *The effect of elevated temperature on concrete materials and structures - A literature review*, Prepared for the U.S. Nuclear Regulatory Commission
- Nielsen, A., 1968, *Byggnadsmaterials reologi, problemställningar och litteratur*, Institutionen för Byggnadsteknik LTH, Lund, Sverige
- Nilsson och Johansson, 2006, *Climatic conditions at the surfaces of concrete containments – examples for two BWR and PWR reactors*, NUCPERF 2006 – EFC Event No. 284, Cadarache, Frankrike
- Nilsson och Johansson, 2009, *Changes in reactor containments – climatic conditions and drying of concrete walls*, Elforsk rapport 09:100, Stockholm, Sverige
- Neville, A. M., och Brooks, J. J., 1987, *Concrete technology*, England, Longman group
- Noumowe, A. N., Clastres, P., Debicki, G. och Costaz, J.-L., 1996, *Transient heating effect on high strength concrete*, Nuclear engineering and design, Vol. 166, sid. 99 – 108
- Protze, H. G., 1957, *Structural refractory concrete*, ACI journal, Vol. 53
- Roth, T., Silwerbrand, J. och Sundquist, H., 2002, *Betonginneslutningar i svenska kärnkraftverk: En sammanställning över konstruktion och material*, SKI Rapport 02:59
- Saad, M., Abo-El-Enein, S. A., Hanna, G. B. och Kotkata, M. F., 1996, *Effect of temperature on physical and mechanical properties of concrete containing silica fume*, Cement and concrete research, Vol. 26, sid. 669 – 675
- Schneider, U., Diererichs, C. och Ehm, C., 1981, *Effect of temperature on steel and concrete for PCRVs*, Nuclear engineering and design, Vol. 67, sid. 245 - 258
- Schneider, U., 1982, *Behaviour of Concrete at High Temperatures*, Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn
- Schneider, U., 1988, *Concrete at high temperatures – A general review*, Fire safety journal, Vol. 13, sid. 55 - 68
- Sharsar, R. och Khoury, G. A., 1993, *Material and environmental factors influencing the compressive strength of unsealed cement paste and concrete at high temperatures*, Magazine of concrete research, Vol. 45, sid. 51 - 61
- Suzuki, T., Tabuchi, M. och Nagao, K., 1995, *Study on the degradation of concrete characteristics in high temperature environments*, 11th international conference on structural mechanics in reactor technology, Vol. H, sid. 43 - 48
- Ljungkrantz, C., Möller, G. Petersons, N. och Svensk byggtjänst, 1997, *Betonghandbok – Material*, Svensk Byggtjänst
- Thelandersson S., 1972, *Effect of high temperatures on tensile strength of concrete*, Division of structural mechanics and concrete construction, Bulletin 26

Thomas, J. och Jennings, H., 2012, http://iti.northwestern.edu/cement/monograph/Monograph5_3.html, Northwestern university, Evanston, IL, Hämtat 2012-12-06

Verbeck, G. och Copeland, L. E., 1972, *Some physical and chemical aspects of high pressure steam curing*, ACI SP-32: Menzel symposium on high pressure steam curing

Vodák, F., Trtík, K., Kapičková, O., Hošková, Š. och Demp, P., 2004, *The effect of temperature on strength – Porosity relationship for concrete*, Construction and building materials, Vol. 18, sid. 529 - 534

Wadsö, L., 2011, *Byggmaterialvetenskap*, LTH

Zoldners, N. G., 1960, *Effect of high temperature on concrete incorporating different aggregates*, Mines research report R, Vol. 64

Zoldners, N. G., Malhotra, V. M. och Wilson, H. S., 1963, *High temperature behavior of aluminous cement concrete containing different aggregates*, Mines branch research report R, Vol. 109

Skanska Asphalt och Betong AB
Att. Markus Wärm
Vramsvägen 1
265 32 ÅSTORP

Provning av ballastmaterial

(1 bilaga)

Uppdrag

Provningen avser ett ballastmaterial från Skanska Asphalt och Betong AB, benämnt "Kvidinge". Undersökt sortering är 0/8 mm. Beträffande providentifikation och egenskaper som provats, se under rubrikerna "Provfakta" och "Provningssamfattning".

Provtagning och ankomstdatum

Provmaterialet skickades genom beställarens försorg till CBI/SP i Borås. Provet ankom 2011-12-20. I övrigt saknar CBI kännedom om provtagningsförfarandet och provtagningsplats.

Provfakta

Providentitet	Sortering	Materialtyp (N, NK, K)*	Användning	Krav- specifikation	Inkommen mängd (kg)
Kvidinge	0/8	N	Betong	SS-EN 12620 SS 137003	40

*Med "N" avses material i naturligt tillstånd, "NK" material som delvis är maskinellt krossat och "K" material som är helt maskinellt krossat.

Provningssamfattning

Providentitet	Egenskap	Metod	Provningssdatum
Kvidinge	Petrografisk sammansättning	SS-EN 932-3 RILEM AAR1	2012-01-23

Provningsresultat

Det provade ballastmaterialets egenskaper redovisas i bifogad bilaga.

CBI Betonginstitutet AB
Material, Borås

Utfört av

Magnus Döse

Granskat av

Karin Appelquist

Bilaga

Petrografisk sammansättning, Kvidinge 0/8 mm

Bilaga 1

Petrografisk sammansättning, Kvidinge 0/8 mm

Analyserna utfördes genom petrografisk analys enligt RILEM AAR1, vilken är likvärdig SS-EN 932-3. Provet i sortering 0/8 mm har siktats upp i olika storleksfraktioner och analyserats okulärt samt i polarisationsmikroskop, genom punkträkning på tunnslip. 2 tunnslip har analyserats för 2-4 mm fraktionen samt 1 för fraktionen 0,063-2 mm.

Okulär beskrivning, > 4 mm

Provmaterialet är svagt ytvittrat, men är att betrakta som friskt. Kornformen för de undersökta aggregatkornen är generellt oregelbunden, något rundad och elongerad. Naturgruset domineras främst av röd och grå finkornig ställvis deformerad granit (> 90 %). Underordnat förekommer även en del mörkgrå, fint medelkornig amfibolit/gabbro (~ 5 %). Enstaka inslag noteras av ljusgråbeige siltsten/sandsten (~1 %). Enstaka aggregatkorn utgörs även av en svagt grönfärgad, något skiffrig ler-siltsten (~1 %). Inga sulfider eller lermineral har noterats.

Mikroskopisk beskrivning, 0,063-4 mm

Undersökt material är generellt finkornigt till fint medelkornigt med en kornstorlek som generellt varierar i intervallet 0,2-2 mm i grundmassan. Enstaka mineral uppvisar glimmeromvandling såsom fältspat. Omvandlingsgraden är låg till måttlig. Granitoiden som dominerar är ofta påverkad av deformation, men utan att mikrokristallina komponenter bildats i nämnvärd omfattning i aggregatkornen. I mindre mängd uppträder siltsten, som ställvis varierar i kornstorlek och påminner mer om metagråvacka. Enstaka kraftigt deformerade aggregatkorn har också observerats (kataklasit). Opaka mineral (oxider och/eller sulfider) uppträder ofta och rikligt i amfibolit/gabbro.

Fri glimmer förekommer i mycket begränsad mängd (< 1 %) och endast i finfraktion (0,063-2mm) och utgörs främst av biotit.

I tabell 1 redovisas den rådande mineralogiska fördelningen och eventuell risk för alkalireaktivitet i betong.

Bilaga 1

Tabell 1. Tunnslipsanalys

Fraktion (mm)	Antal	Andel Vol %	Mätosäkerhet ± %	Beteckning
2-4	899	90	1,9	Granit, kvarts, fältspat
	72	7	1,6	Amfibolit/gabbro
	0	0	0,0	Fri Glimmer
	7	0,7	0,5	Potentiellt reaktivt material, granit (ASR)
	14	1	0,7	Opaka mineral (ev. sulfider)
	4	0,4	0,4	Ler-siltsten, skiffrig(ASR)
	6	0,6	0,5	Siltsten-sandsten (ASR)
	1	0,1	0,2	kataklasit (ASR)

0,063-2	721	90	2,1	Granit, kvarts, fältspat
	36	5	1,4	Amfibolit/gabbro
	4	0,5	0,5	Fri Glimmer
	5	0,6	0,5	Potentiellt reaktivt material, granit (ASR)
	21	3	1,1	Opaka mineral (ev. sulfider)
	1	0,1	0,2	Ler-siltsten, skiffrig(ASR)
	11	1	0,8	Siltsten-sandsten (ASR)
	1	0,1	0,2	kataklasit (ASR)

Bilaga 1

Utlåtande och tolkning av resultat

Betong

Potentiellt långsamt reaktivt material i form av mikrokristallina komponenter förekommer i liten mängd i undersökt prov. Potentiellt reaktivt material utgör gemensamt ca 2 % av provets totala mängd i fraktion 0-4 mm.

I enlighet med direktiv föreskrivet i SS 137003:2008 kan ballast med <15% långsamt reaktiva komponenter betraktas som lågreaktiv och ytterligare provning med avseende på alkalireaktivitet anses ej nödvändig.

Övriga komponenter som kan vara skadliga för betong är lermineral. Noterad ler-siltsten i ballastmaterialet kan vara känsligt vid användning av materialet för specifika ändamål, såsom vid ytfinish för betonggolv. Ballastens lermineral kan orsaka "popouts" i betongen, då lermineral kan absorbera vatten och svälla.

CBI finner det tillrådligt att vid specifika ändamål, som ovan beskrivet, att eventuellt lermineralinnehållet i ballasten kontrolleras. Detta kan utföras med hjälp av metylenblåprovning enligt SS-EN 933-9.

Halten opaka mineral, vilka kan utgöras av reaktionsbenägna sulfider utgör ca 2 %. En ansevärd mängd är med mycket stor sannolikhet oxider/hydroxider i anslutning till amfibolit/gabbro, då inga sulfider noterades okulärt. Med hänsyn till detta anses den totala andelen sulfider för låg för att menligt påverka betongen, varför vidare provning av total svavelhalt ej anses nödvändig.

Den fria glimmerhalten i finfraktion (0,063.2 mm) för undersökt prov är < 1 %, vilket ej har någon negativ inverkan för en betongs reologiska egenskaper.

Analyserat av:

Magnus Döse

(Fil. Mag. Geologi)

Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Bestämning av vct-ekvivalent, hydratationsgrad och sprickförekomst, i prover från LTH

1. Uppdrag

CBI Betonginstitutet fick i uppdrag av Lund Tekniska Högskola (LTH) att bestämma vattencementtal (vct), mikrosprickförekomst samt hydratationsgrad i tre betongprover som hade härdats vid tre olika temperaturer, 20° C, 60° C och 90° C. Proverna benämns A/20, A/60 respektive A/90. Betongrecepten är okända för CBI Betonginstitutet.

2. Metod

Strukturanalys av betongproverna utförs på tunnslip med hjälp av polarisationsmikroskop (förstoring upp till 400 gånger). Tunnslipen tillverkas från betongproven som impregneras med fluorescerande epoxi. Varje tunnslip har en storlek på 4,8 x 3,6 mm. Analys görs både i vitt planpolariserat och i blåljus (delvis UV-ljus). Från varje provkropp tillverkades två tunnslip, ett nära provkroppens ändyta och ett i mitten av den gjutna betongcylindern. Varje tunnslip omfattar ett område i betongen med storlek 45 x 25 mm.

I TABELL 1 anges nummer varje tillverkat tunnslip samt motsvarande betongprov.

Tunnslip nr	Betongprov
4023	A/20, ändyta
4024	A/20, mitten
4025	A/60, ändyta
4026	A/60, mitten
4027	A/90, ändyta
4028	A/90, mitten

2.1 Vct-ekvivalent

Uppskattning av vct-ekvivalenten utförs enligt provningsmetoden "Water-cement ratio NT BUILD 361" med hjälp av referenstunnslip tillverkade av betong med byggcement och olika vct (0,45 - 0,80) med intervall på 0,05. Vct-ekvivalenten skattas på 10 olika slumpmässiga representativa platser i tunnslipet. Medelvärdet av de 10 platserna är avrundat till närmaste 0 eller 5 i andra decimalen. För säkerhet i bedömning av vct-ekvivalenten i en betong bör minst 3 st prover tas ut eftersom vattencementtalet kan variera lokalt i betongen. Här tillverkades dock endast två tunnslip från varje betongprov.

Vct-ekvivalenten är ett mått på nuvarande kapillärporositet i betongens bindemedel. Analysen görs i blåljus.

2.2 Sprickförekomst

Mikrosprickfrekvensen karakteriseras kvalitativt på följande sätt.

Låg mikrosprickfrekvens - sannolikt ingen betydande inverkan på betongens egenskaper.
Hög mikrosprickfrekvens - trolig negativ inverkan på betongens beständighet.
Mycket hög mikrosprickfrekvens - trolig negativ inverkan på betongens beständighet och hållfasthet.

Analysen gör fördelaktigast i blåljus.

2.3 Hydratationsgrad

Relativ hydratationsgrad hos cementklinker i betongprover A/20, A/60 och A/90 uppskattades okulärt genom jämförelse av mängden tät kalciumsilikathydrat (hydratationsprodukt) i anslutning till cementklinkerkorn (se Bild 1, Bildbilaga 1). Den okulära uppskattningen gjordes i tunnslip.

3 Resultat

3.1 Vct-ekvivalent

I TABELL 2-7 redovisas bestämningen av vct-ekvivalenten för varje enskilt område som observerats och jämförts med referenstunnslipen enligt provningsmetoden "Water-cement ratio NT BUILD 361".

TABELL 2. Vct-ekvivalent i tunnslip 4023 på tio slumpmässigt utvalda platser.

Plats	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	m ± σ
vct	0,4	0,45	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,45	0,415 ± 0,025

TABELL 3. Vct-ekvivalent i tunnslip 4024 på tio slumpmässigt utvalda platser.

Plat	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	m ± σ
vct	0,45	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,405 ± 0,016

TABELL 4. Vct-ekvivalent i tunnslip 4025 på tio slumpmässigt utvalda platser.

Plat	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	m ± σ
vct	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,6	0,6	0,65	0,640 ± 0,021

TABELL 5. Vct-ekvivalent i tunnslip 4026 på tio slumpmässigt utvalda platser.

Plat	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	m ± σ
vct	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,6	0,6	0,6	0,6	0,630 ± 0,026

TABELL 6. Vct-ekvivalent i tunnslip 4027 på tio slumpmässigt utvalda platser.

Plat	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	m ± σ
vct	0,65	0,7	0,65	0,65	0,65	0,65	0,6	0,65	0,7	0,7	0,66 ± 0,032

TABELL 7. Vct-ekvivalent i tunnslip 4028 på tio slumpmässigt utvalda platser.

Plat	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	m ± σ
vct	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,7	0,65	0,65	0,655 ± 0,016

Om man lägger ihop medelvärdena och avrundar till närmsta 0 eller 5 i andra decimalen samt poolar varianserna för varje betongprov fås nedanstående vct-ekvivalenter för respektive betongprov. Jämför även BILD I och BILD II nedan. De visar skillnaden i kontrast i cementmatrisen pga. provernas olika kapillärporositet.

A/20: $0,40 \pm 0,05$

A/60: $0,65 \pm 0,05$

A/90: $0,65 \pm 0,05$

3.2 Sprickförekomst

Sprickförekomsten var låg eller mycket låg i samtliga tunnslip. Flest sprickor hade tunnslip 4024, men sprickorna bildade inte ett sammanhängande nätverk. BILD I och BILD II visar exempel på mikrosprickor, i tunnslip 4024 (prov A/20 mitten) respektive 4025.

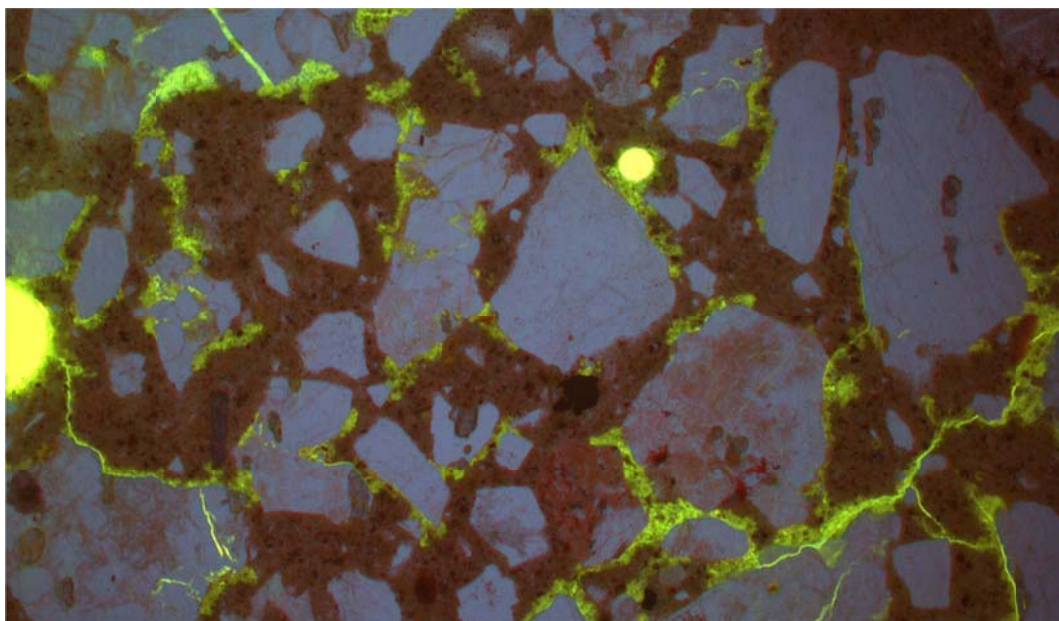


BILD I. Prov A/20, tunnslip 4024, blåljus. Området i bilden är 3,4 mm brett.

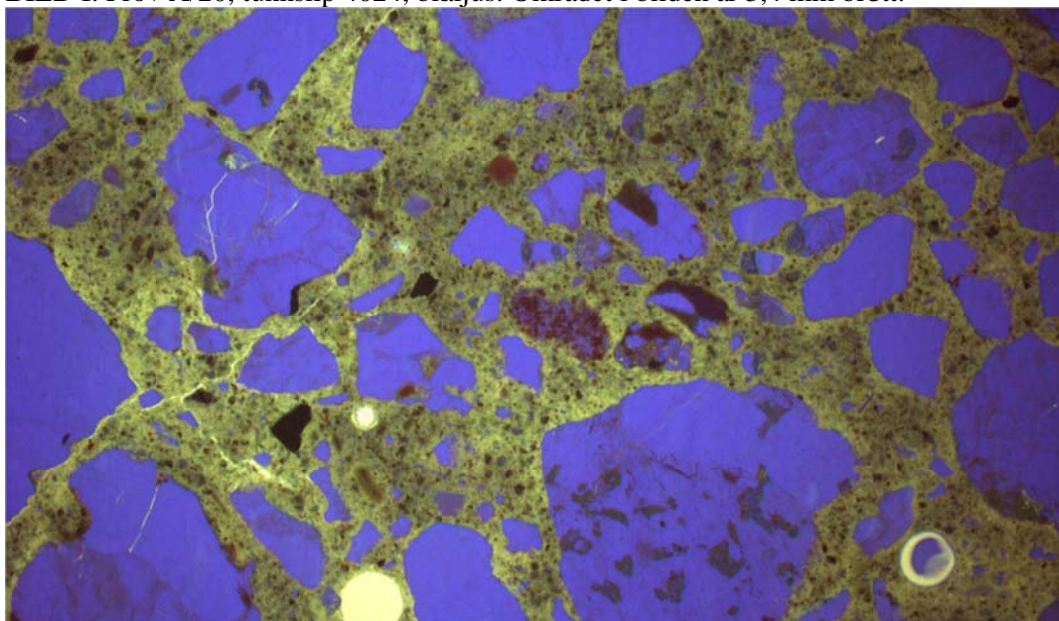


BILD II. Prov A/60, tunnslip 4025, blåljus. Området i bilden är 3,4 mm brett.

3.3 Hydratationsgrad

Bilder 1-30 i Bildbilaga 1 visar exempel på cementklinkerkorn i betongproverna A/20, A/60 och A/90. Bilderna är tagna på tunnslip som är genomlysta med planpolariserat ljus. Små svarta pilar i Bild 1, Bildbilaga 1 markerar skikt av tät kalciumsilikathydrat i anslutning till cementklinkerkorn.

Mängden av tät kalciumsilikathydrat i anslutning till cementklinkerkorn uppskattas vara större i prover A/20 och A/60 än i prov A/90. Det gick inte att se någon tydlig skillnad mellan prover A/20 och A/60.

4 Diskussion

Betongprov A/20 har betydligt lägre vct-ekvivalent jämfört med betongprov A/60 och A/90. A/60 och A/90 hade samma vct-ekvivalent 0,65. Dock var kapillärporositeten något lägre i prov A/60 vilket emellertid inte framgår pga. metodens begränsade känslighet/noggrannhet.

Sprickförekomsten var låg i samtliga prover. Dock hade tunnslip 4024 från betong A/20 något fler sprickor. Det kan möjligen förklaras pga. att man här har en tätare cementmatris vilket i sin tur skapat större spänningar som här och där resulterat i sprickor.

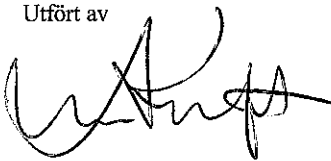
Det gick inte att se någon tydlig skillnad hos mängden av tät kalciumsilikathydrat i anslutning till cementklinkerkorn mellan proverna A/20 och A/60. Detta indikerar att hydratationsgraden i dessa prover är ungefär lika.

Uppskattad mängd av tät kalciumsilikathydrat i anslutning till cementklinkerkorn i prov A/90 är mindre än i de övriga proverna. Vi bedömer därför att hydrationsgraden hos cementklinker i prov A/90 är lägre än i prover A/20 och A/60.

CBI Betonginstitutet AB

Material

Utfört av



Lars Kraft

e-post: lars.kraft@cbi.se

tel: 010-5166816

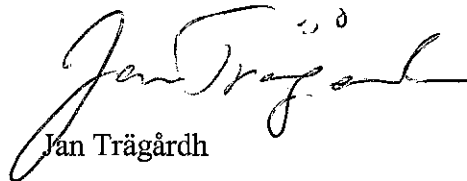
Vidimeras:



Mariusz Kalinowski

e-post: mariusz.kalinowski@cbi.se

tel.: 010-5166813



Jan Trägårdh

e-post: jan.tragardh@cbi.se

tel.: 010-5166835

Bildbilaga 1. Korn av cementklinker i prover A/20, A/60 och A/90.
Bildernas bredd är 0,4 mm.

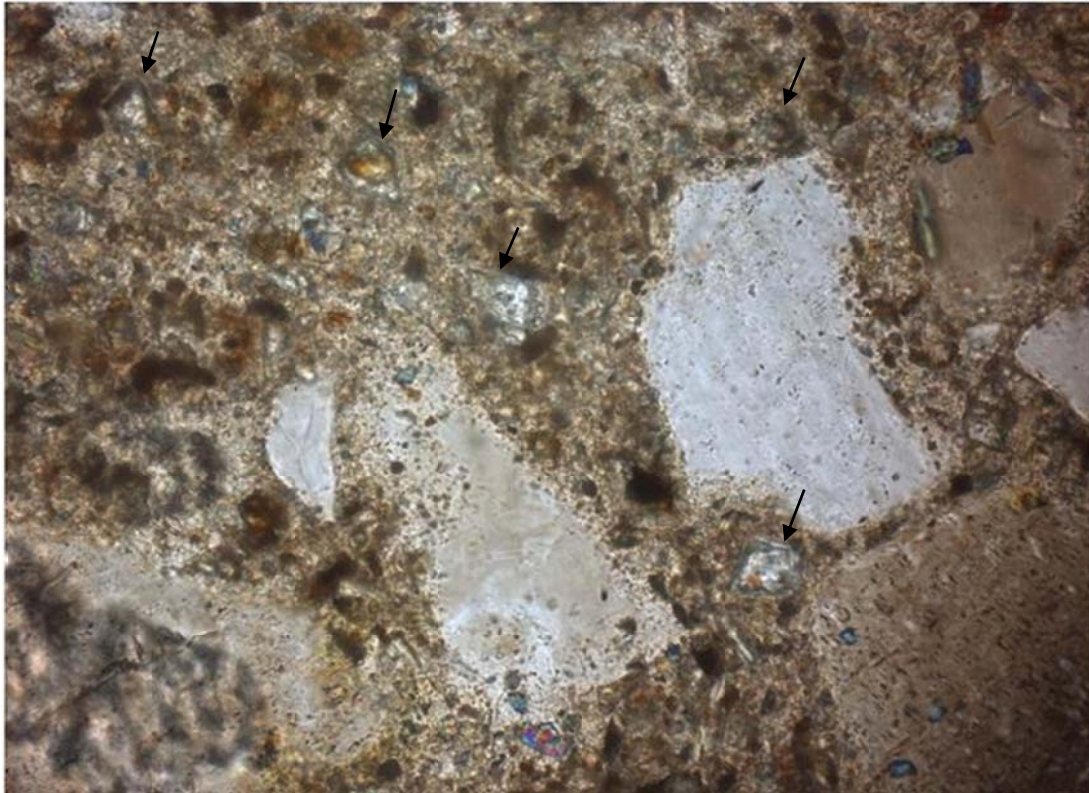


Bild 1. Prov A/20, tunnslip 4023, planpolariserat ljus.

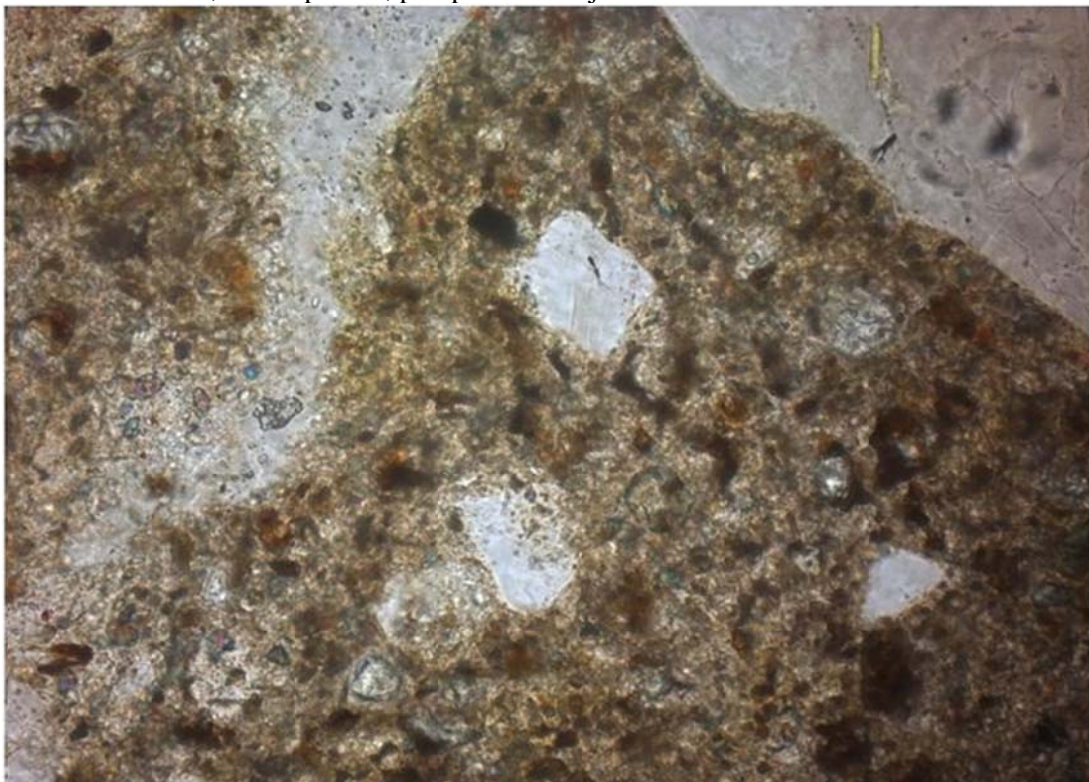


Bild 2. Prov A/20, tunnslip 4023, planpolariserat ljus.

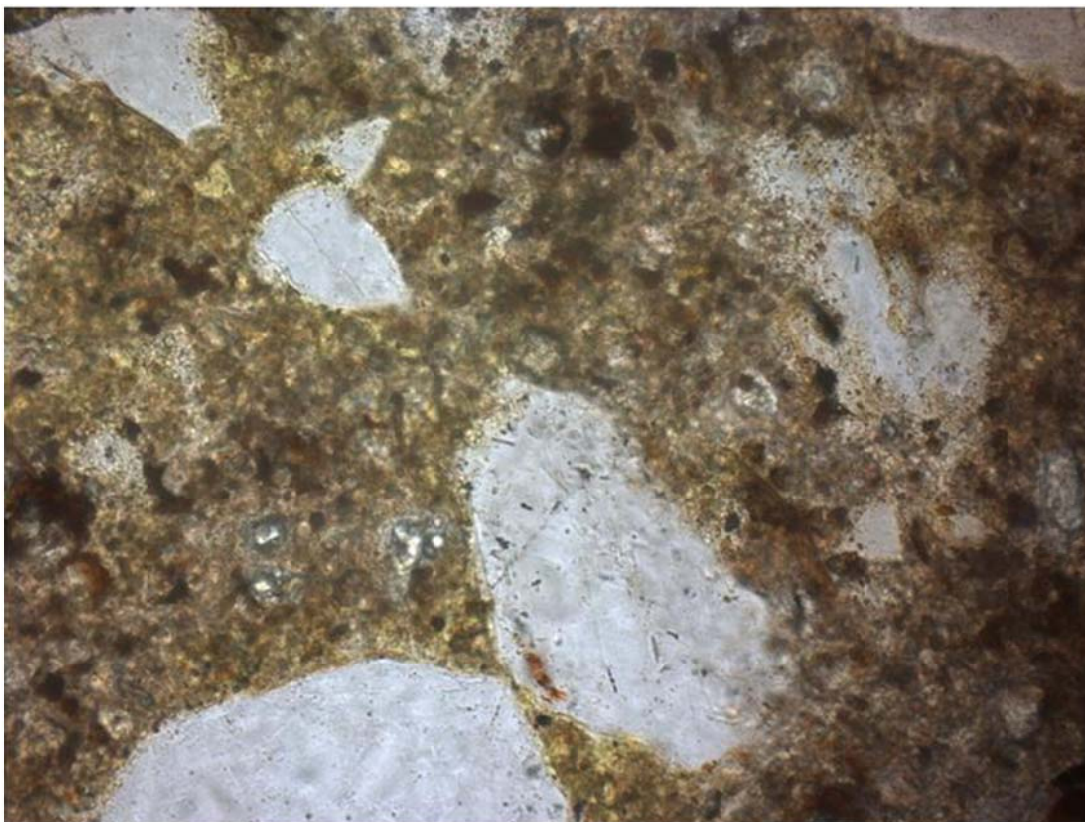


Bild 3. Prov A/20, tunnslip 4023, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

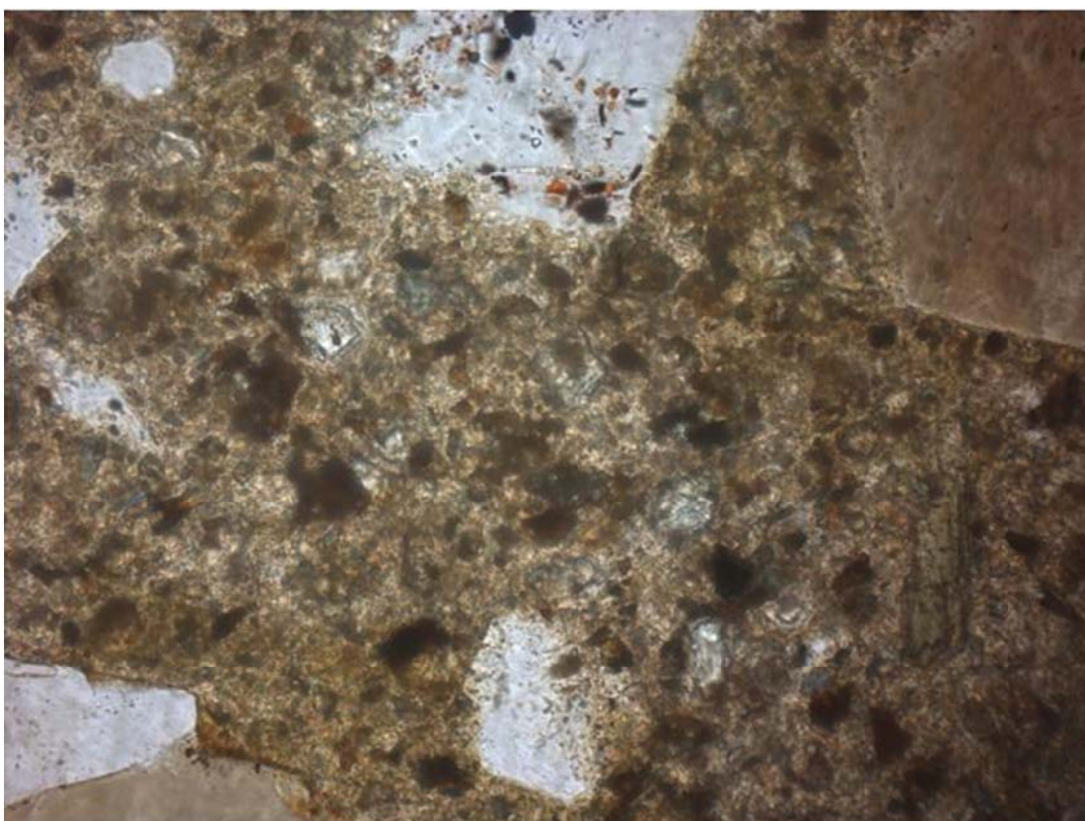


Bild 4. Prov A/20, tunnslip 4023, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

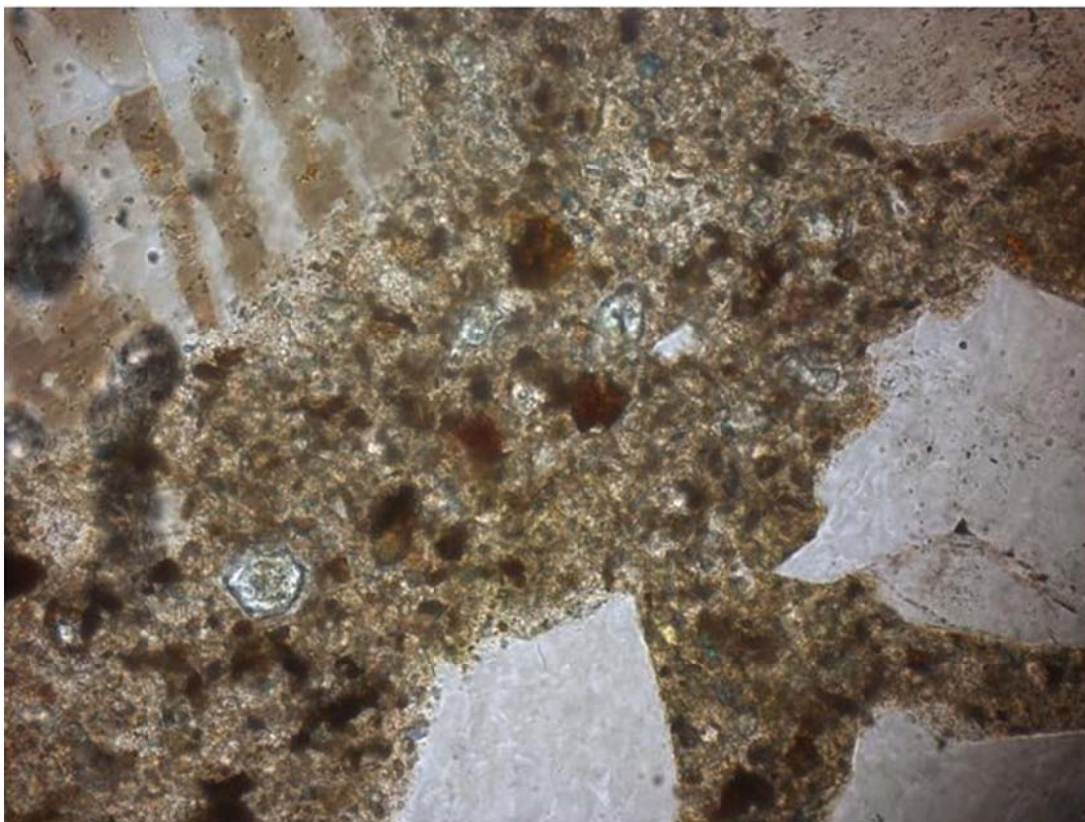


Bild 5. Prov A/20, tunnslip 4023, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.



Bild 6. Prov A/20, tunnslip 4024, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

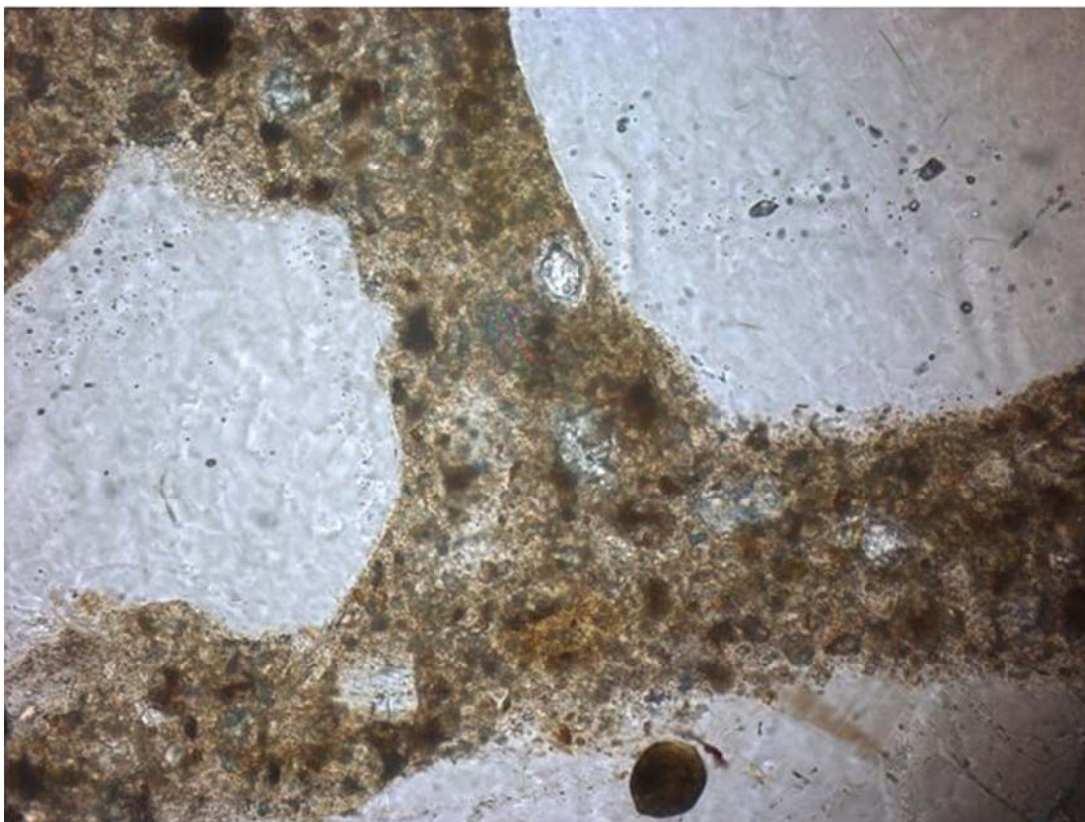


Bild 7. Prov A/20, tunnslip 4024, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

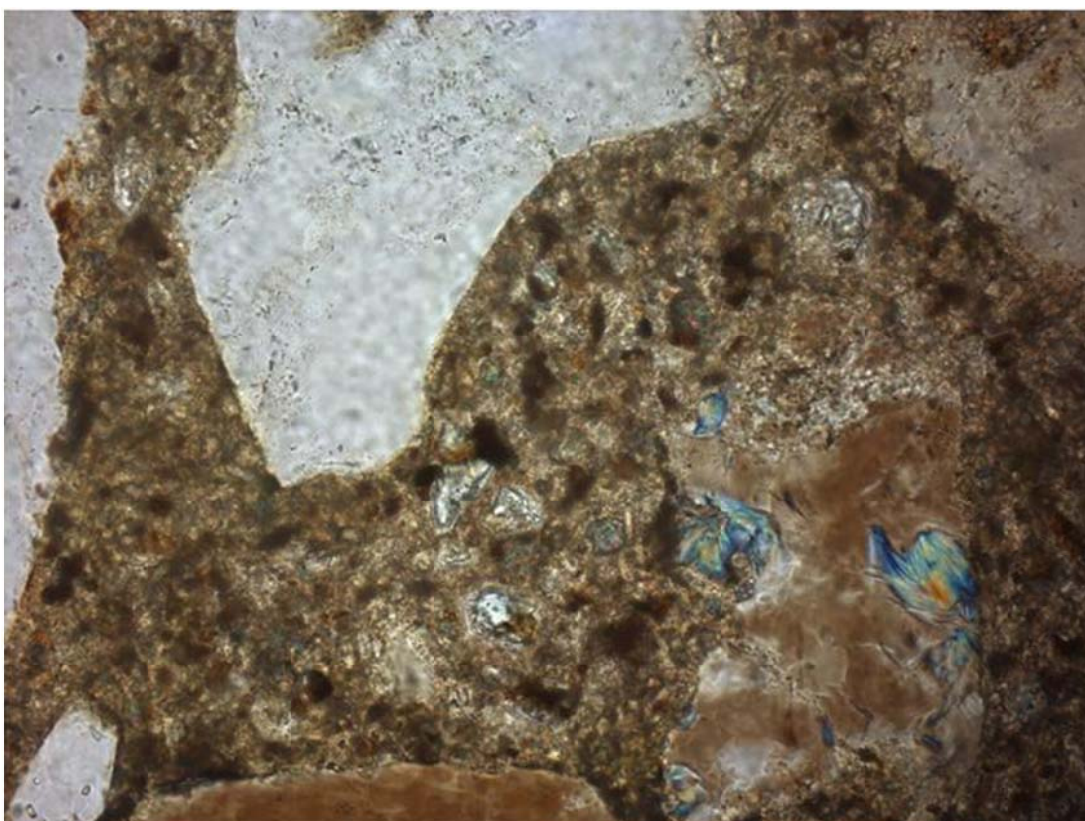


Bild 8. Prov A/20, tunnslip 4024, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

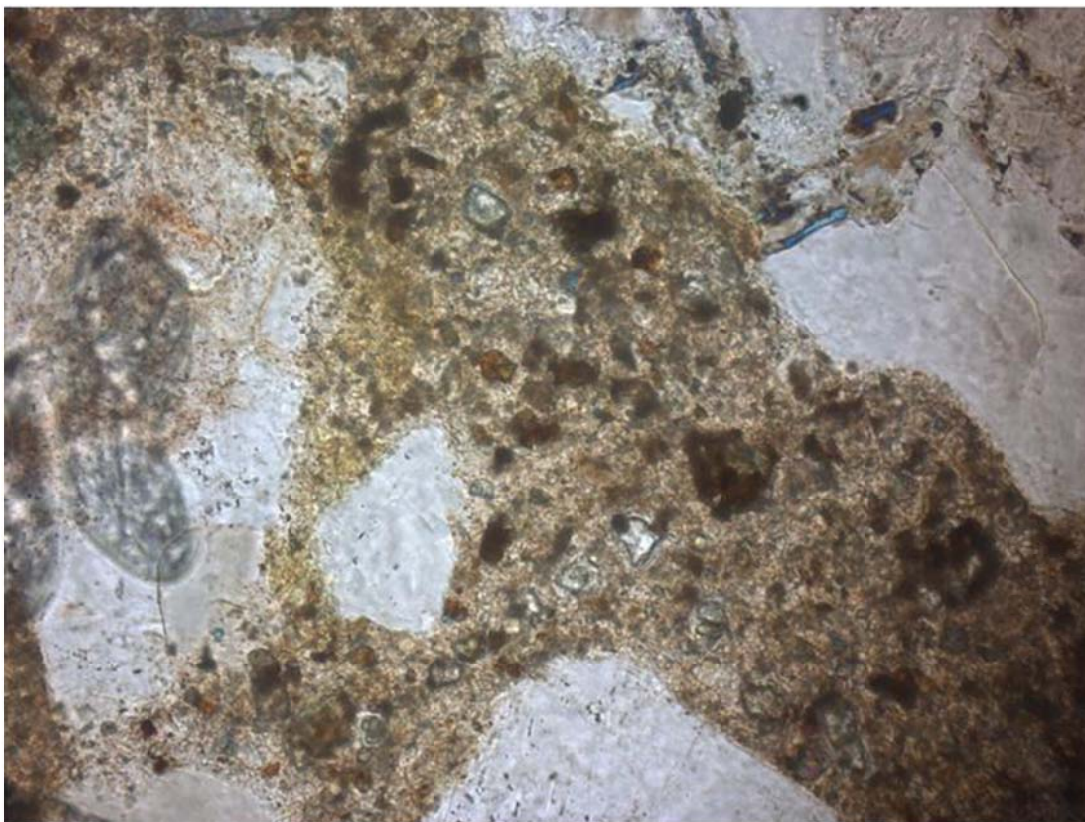


Bild 9. Prov A/20, tunnslip 4024, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

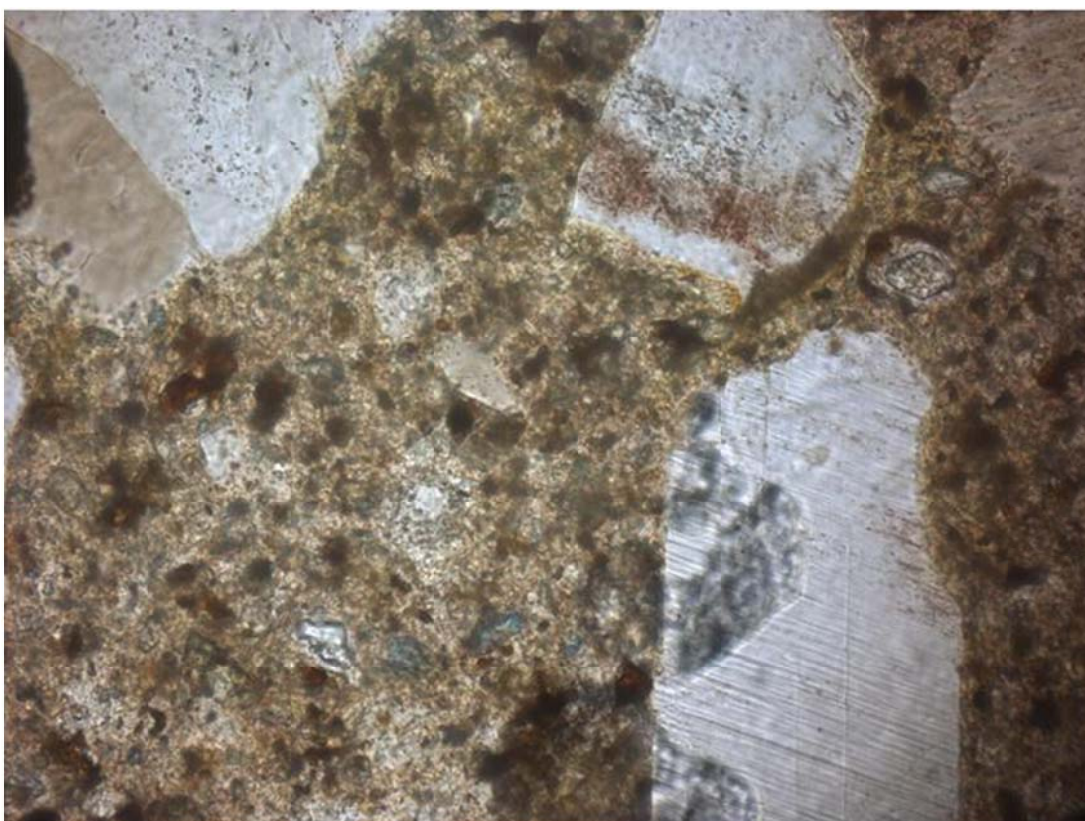


Bild 10. Prov A/20, tunnslip 4024, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

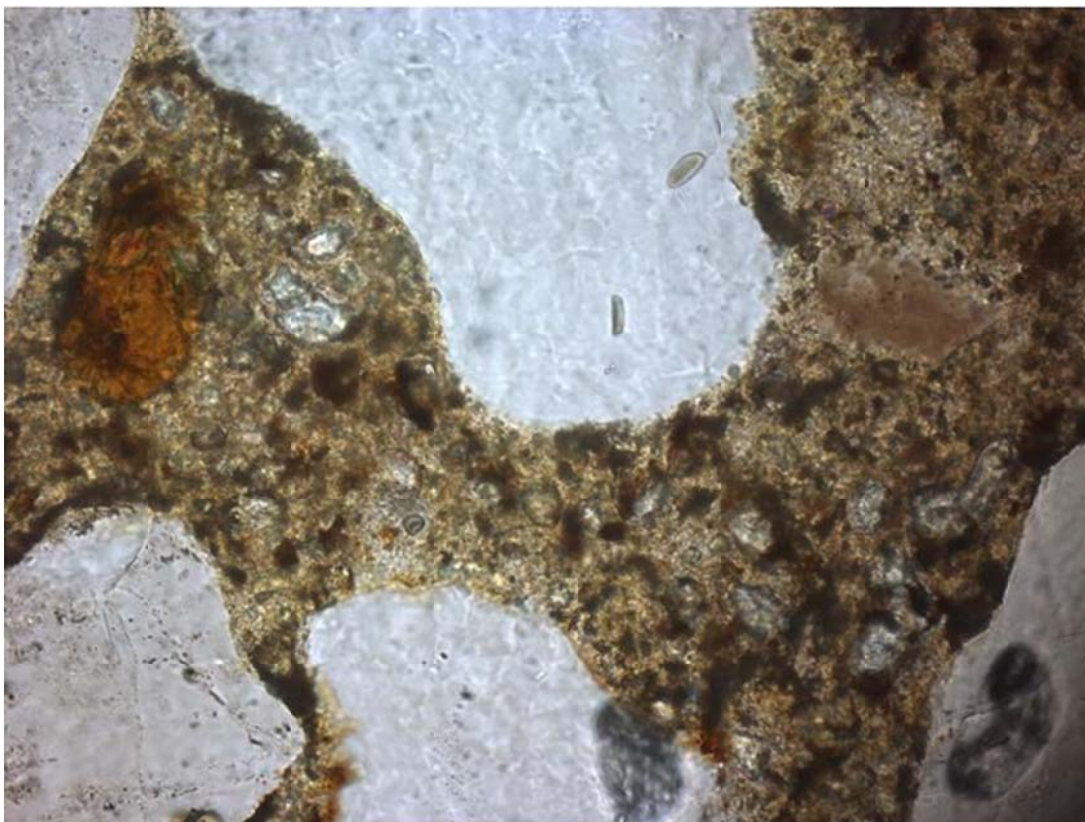


Bild 11. Prov A/60, tunnslip 4025, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.



Bild 12. Prov A/60, tunnslip 4025, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

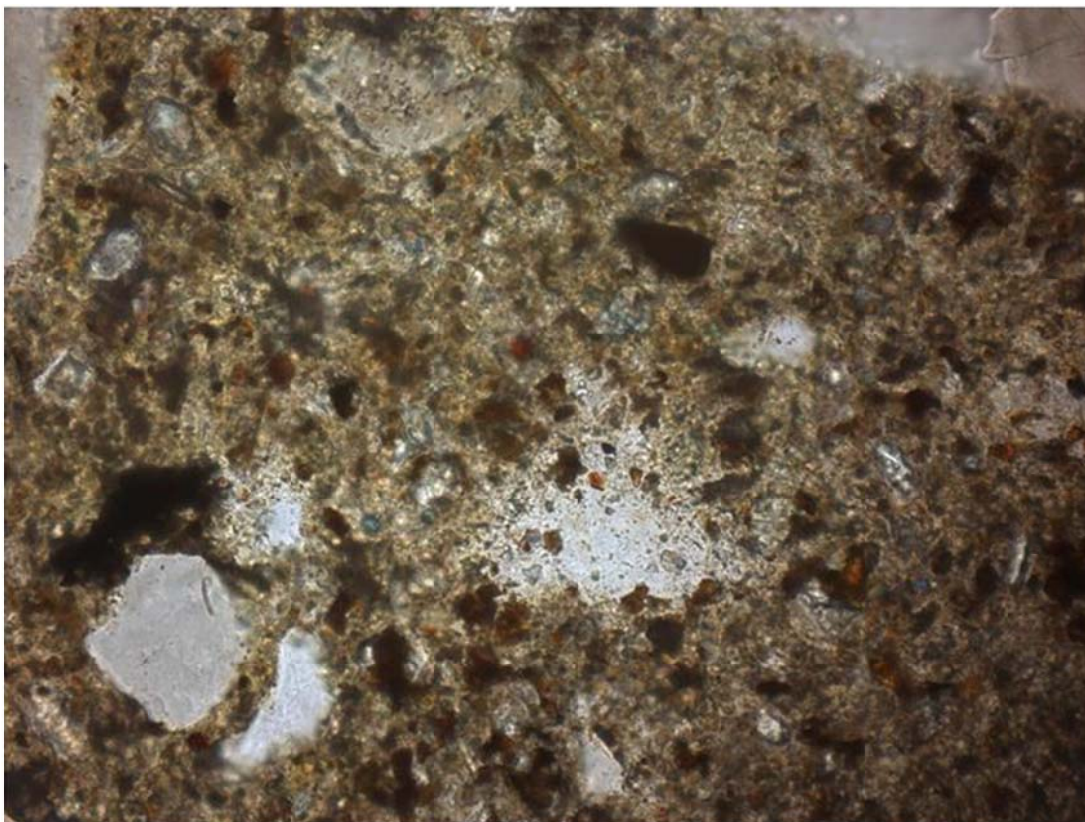


Bild 13. Prov A/60, tunnslip 4025, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

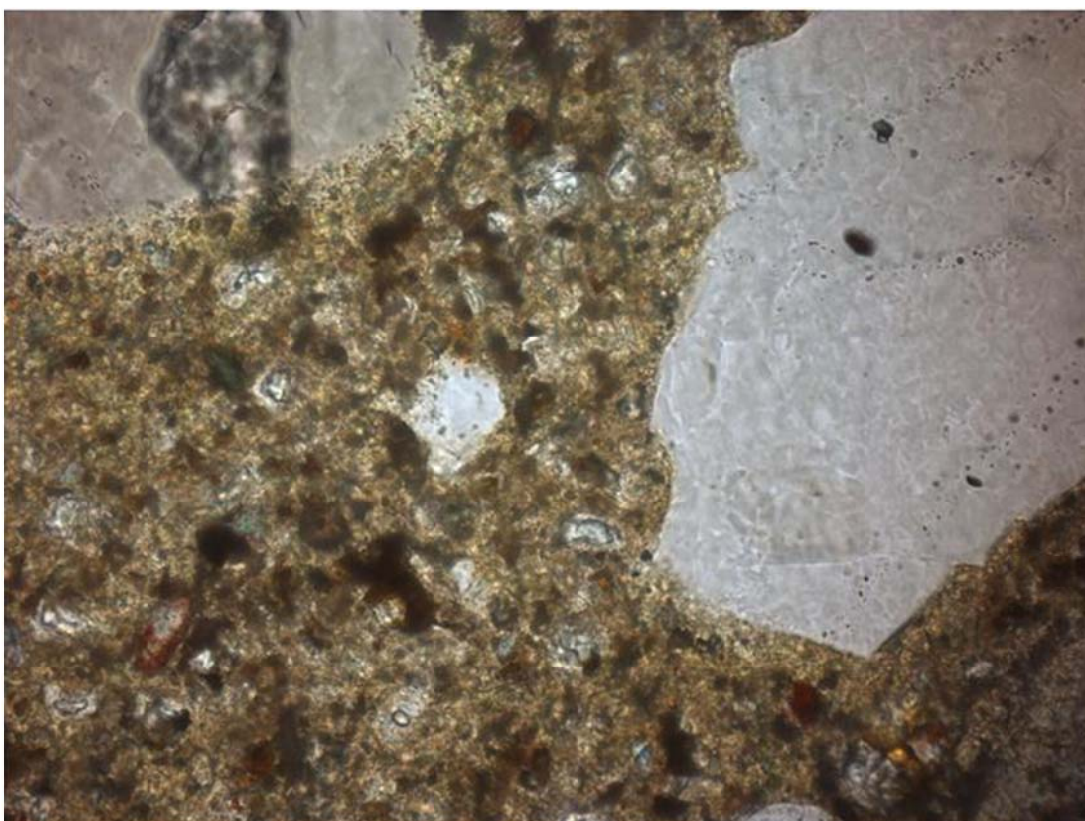


Bild 14. Prov A/60, tunnslip 4025, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

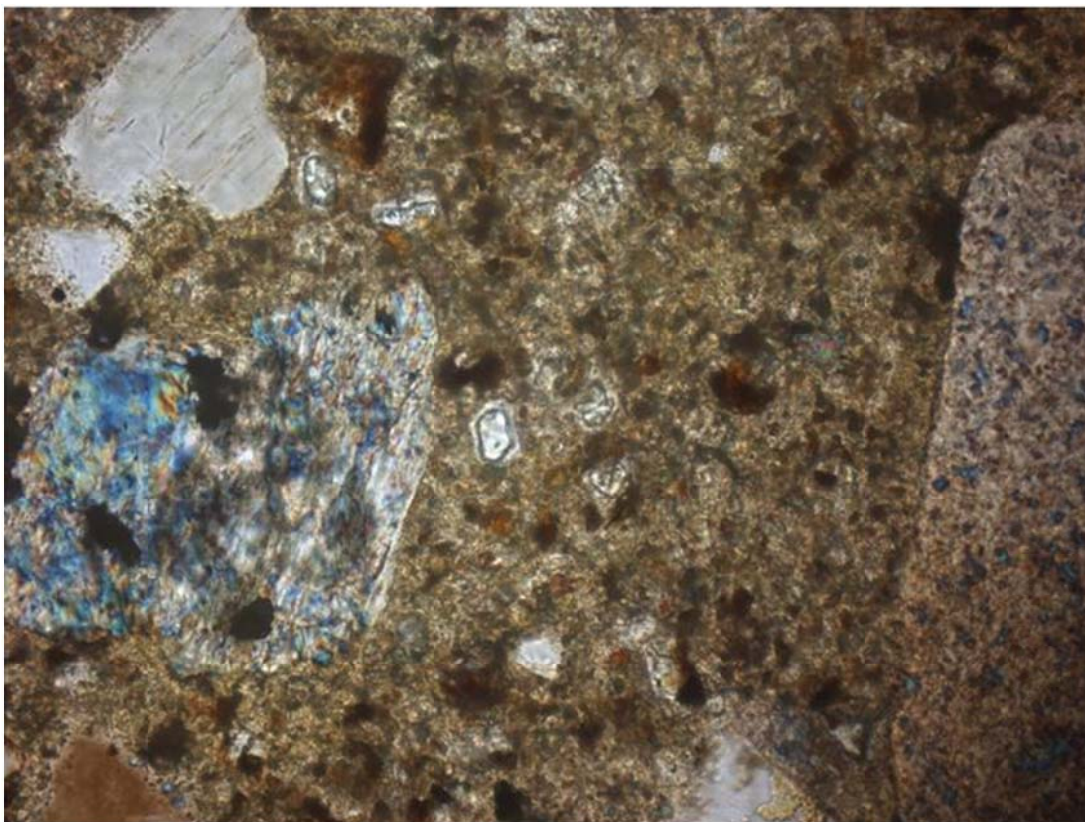


Bild 15. Prov A/60, tunnslip 4025, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

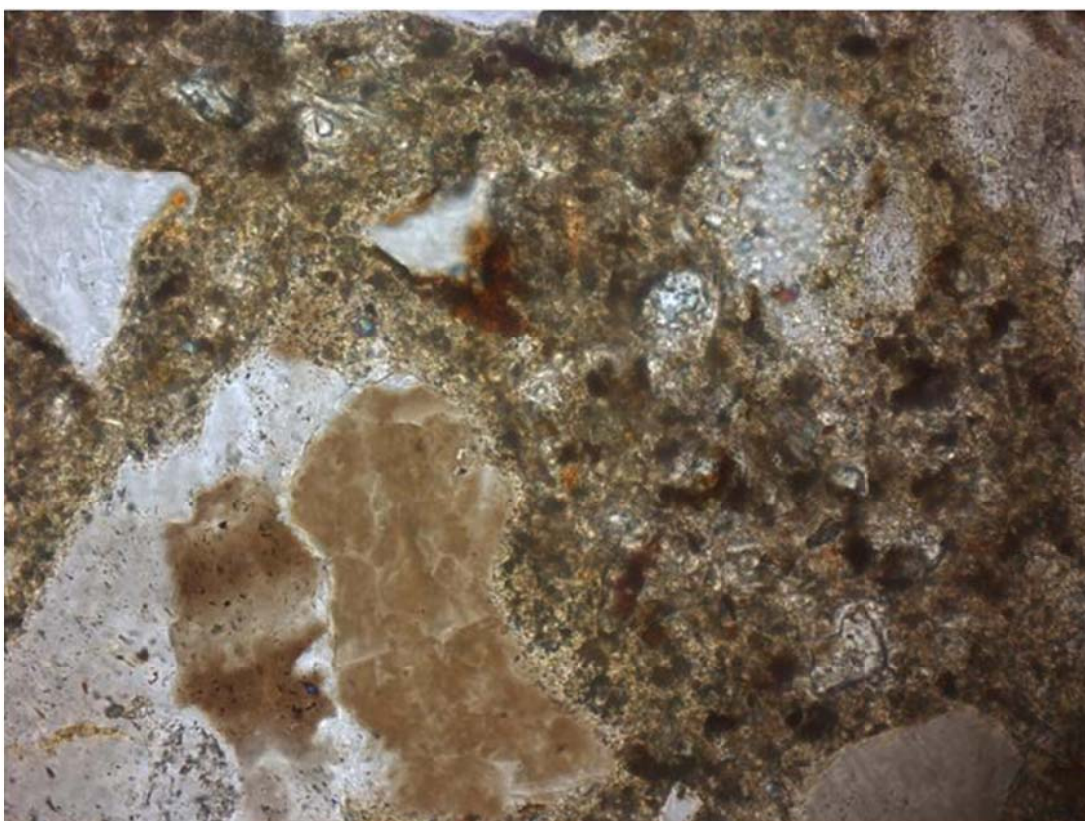


Bild 16. Prov A/60, tunnslip 4026, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

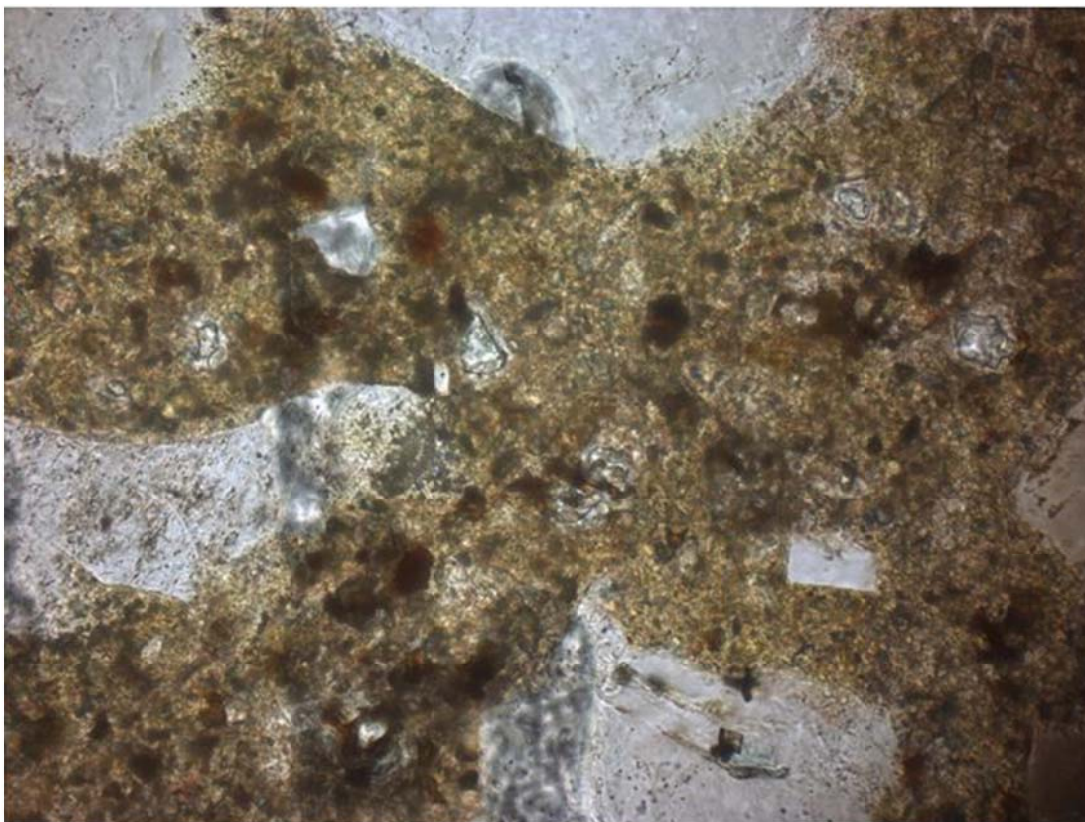


Bild 17. Prov A/60, tunnslip 4026, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

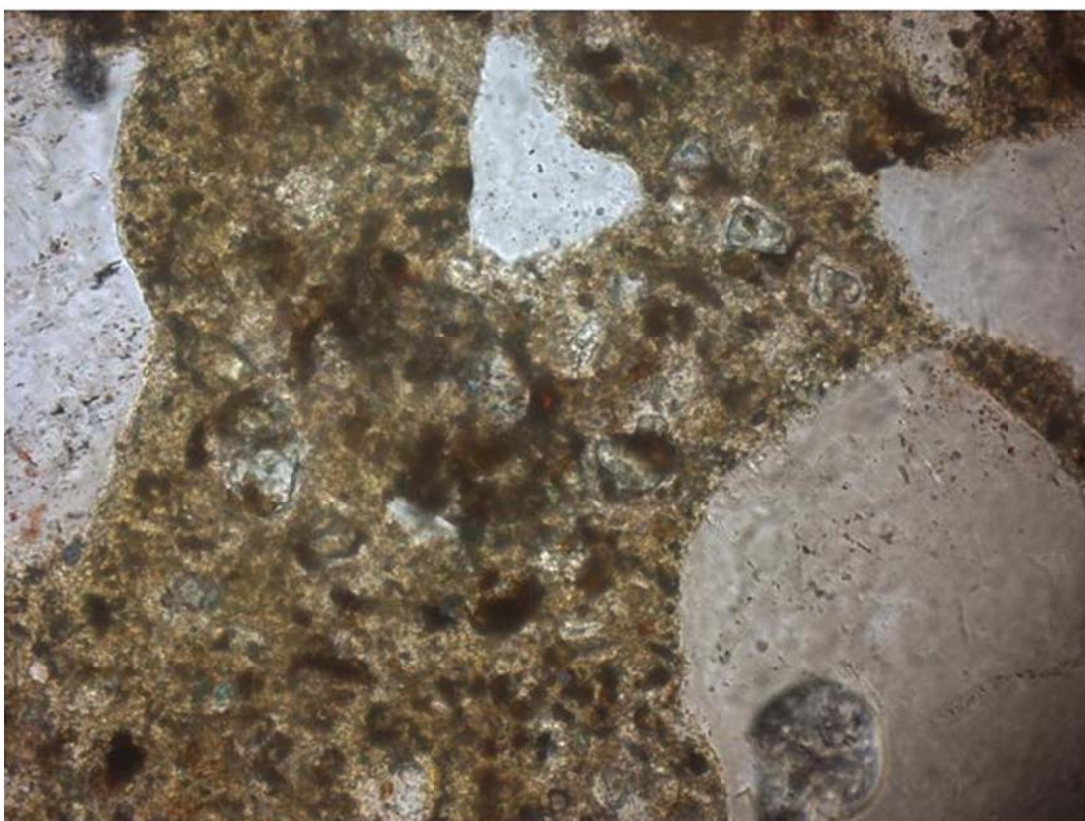


Bild 18. Prov A/60, tunnslip 4026, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

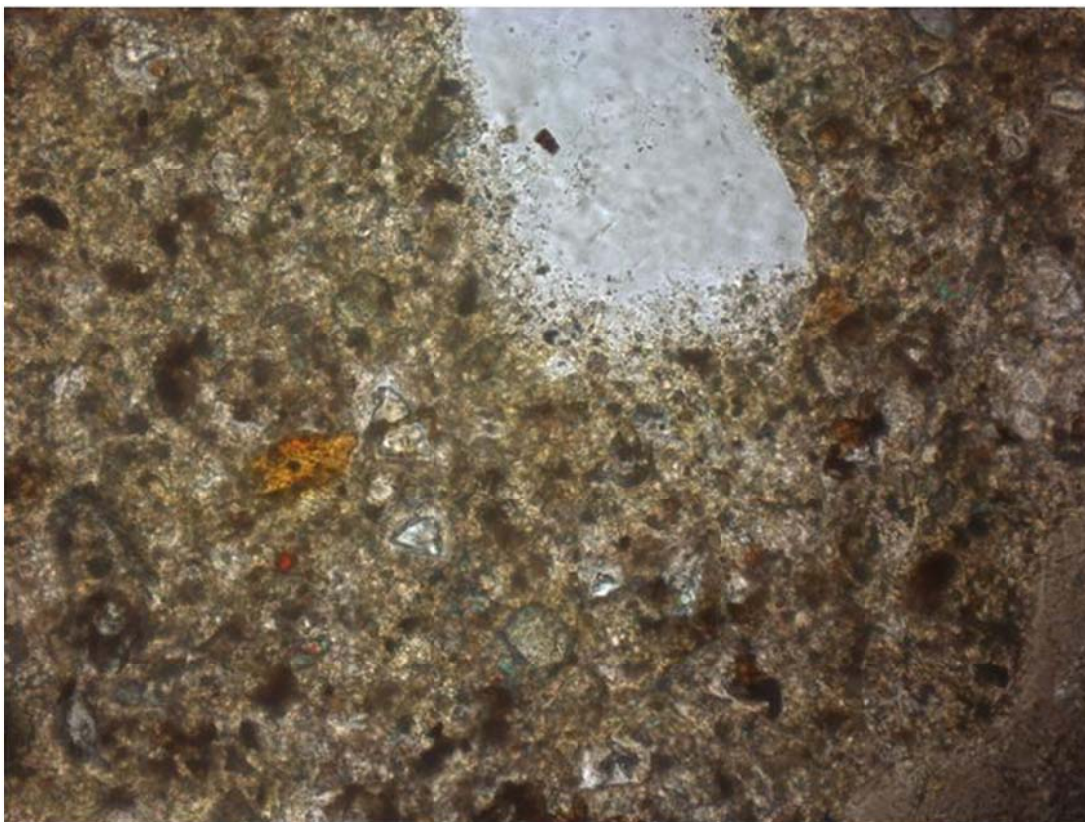


Bild 19. Prov A/60, tunnslip 4026, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

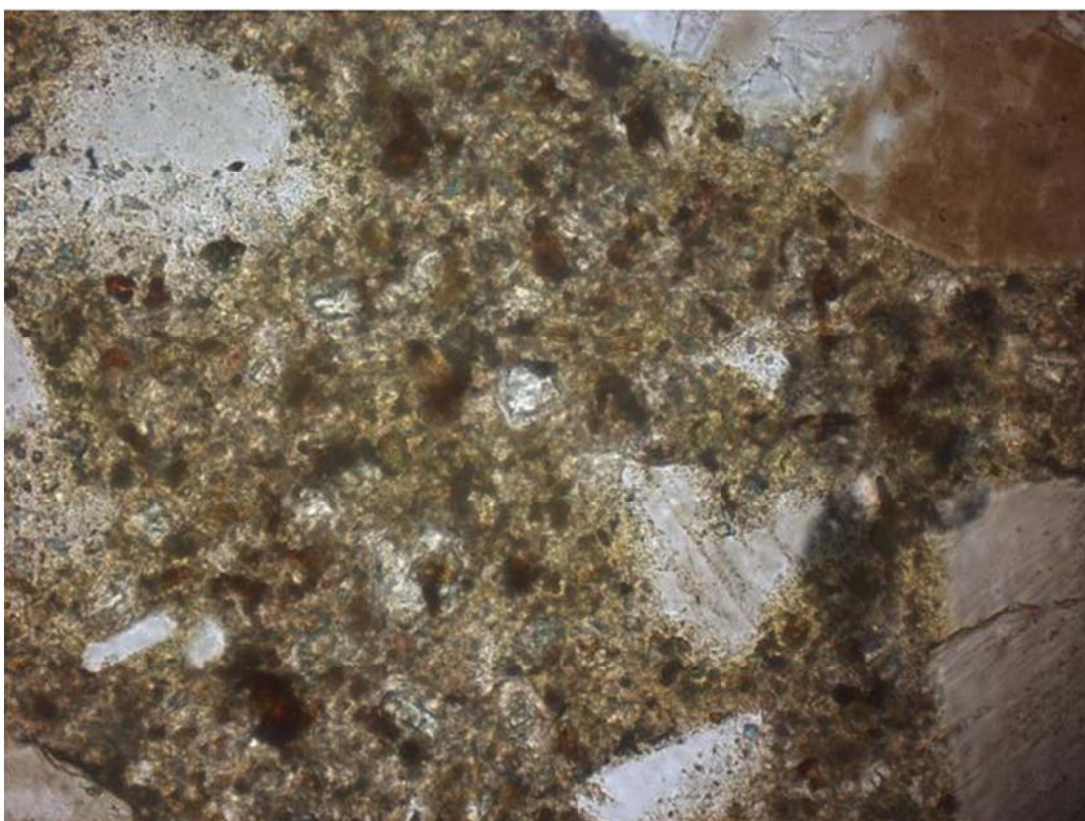


Bild 20. Prov A/60, tunnslip 4026, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

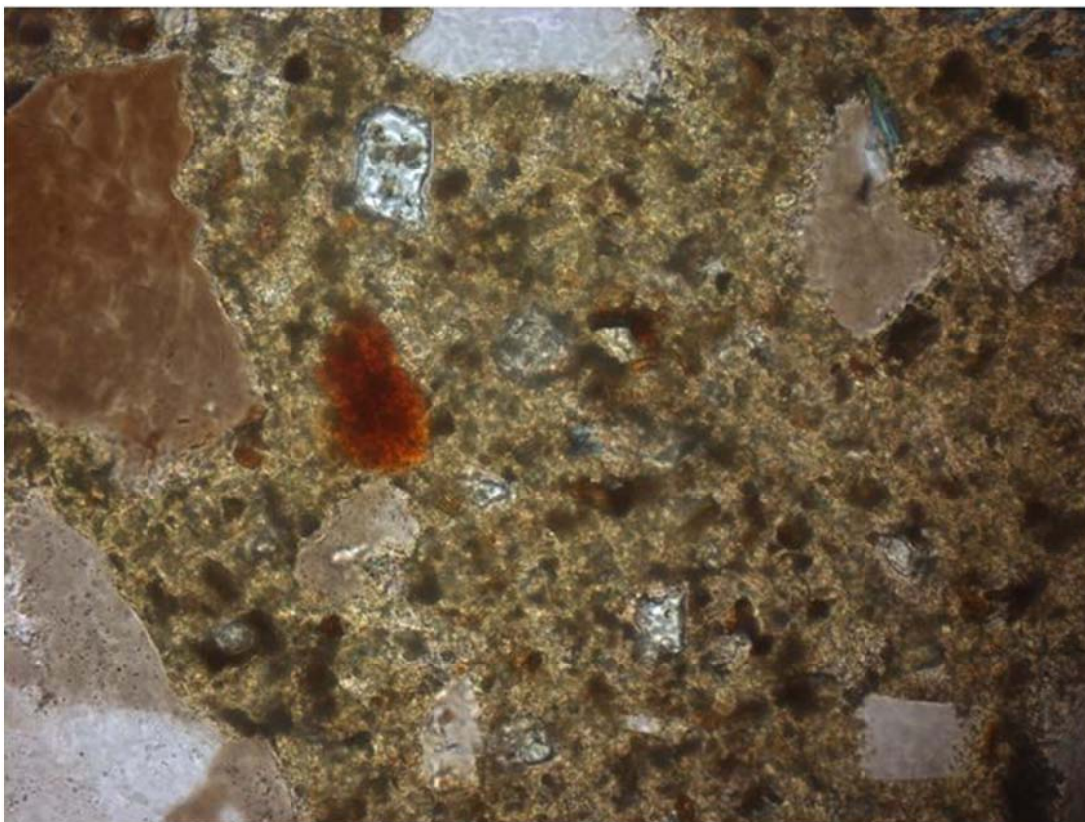


Bild 21. Prov A/90, tunnslip 4027, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.



Bild 22. Prov A/90, tunnslip 4027, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.



Bild 23. Prov A/90, tunnslip 4027, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

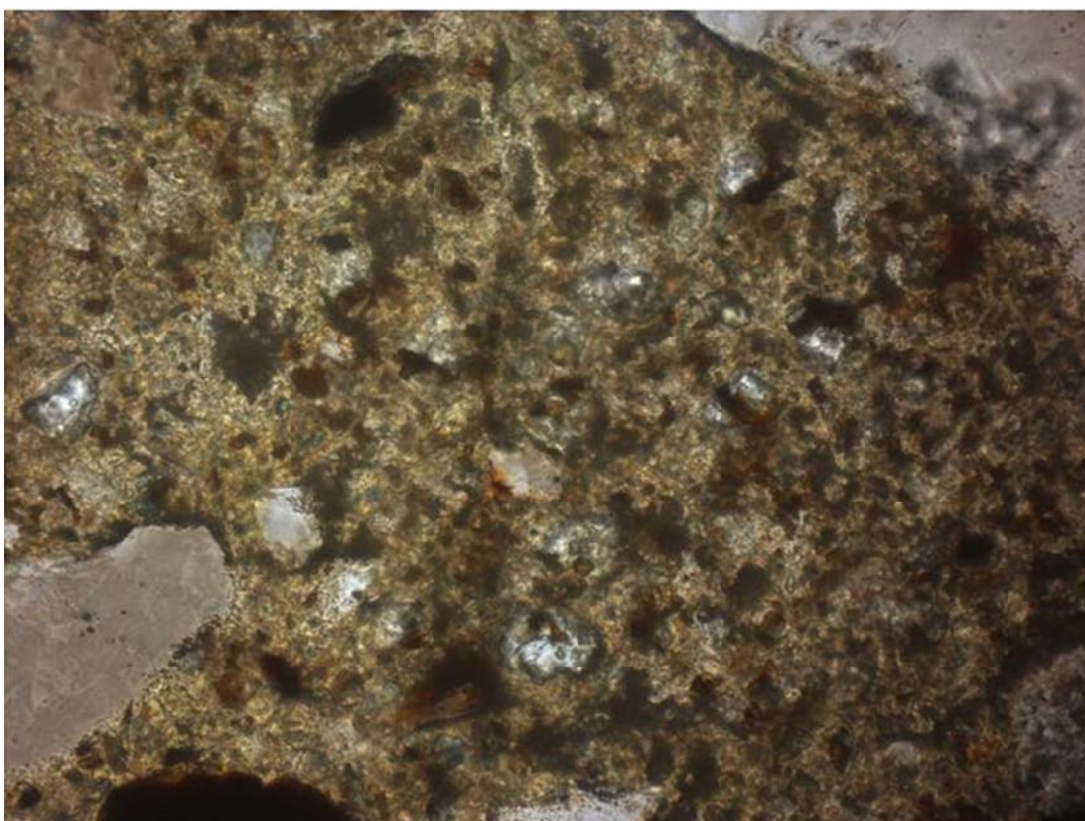


Bild 24. Prov A/90, tunnslip 4027, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

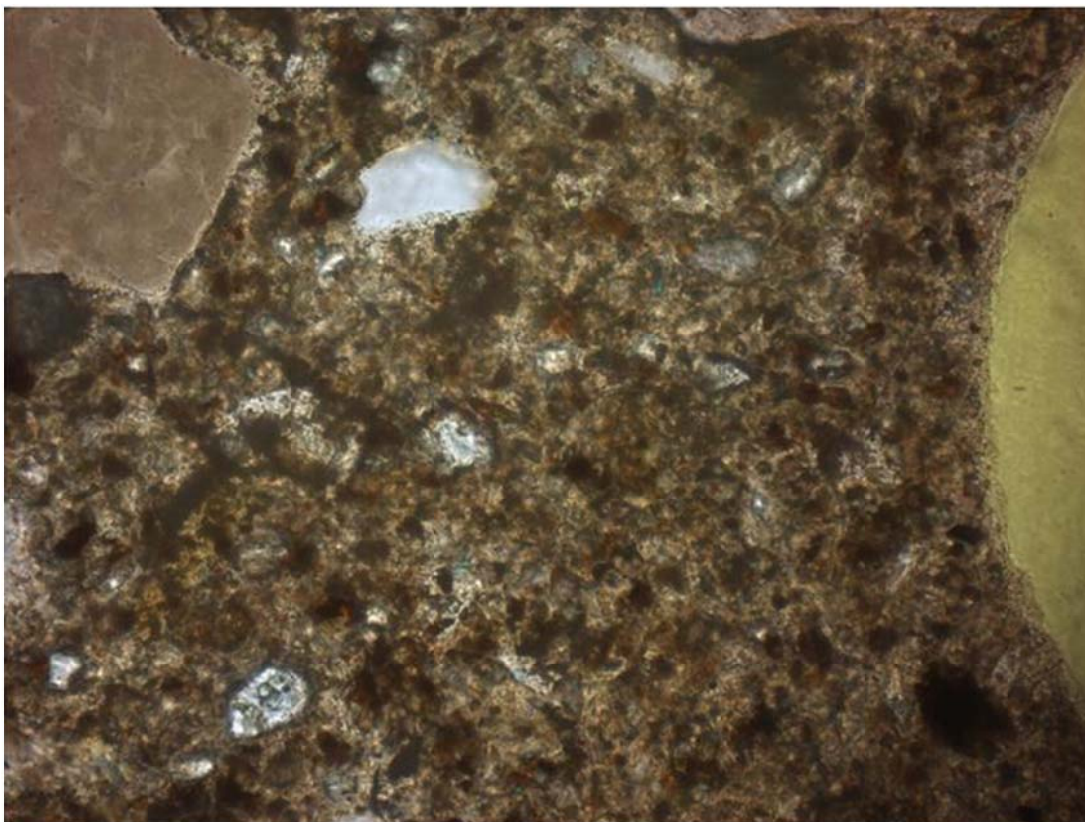


Bild 25. Prov A/90, tunnslip 4027, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

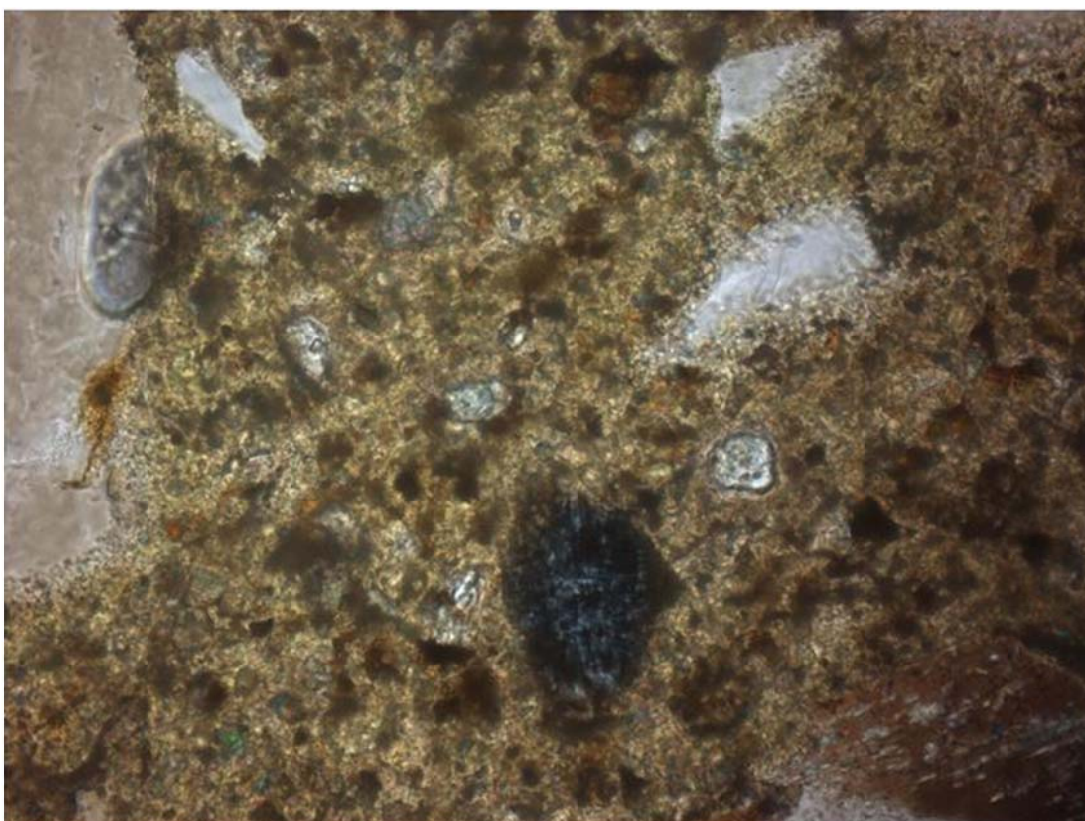


Bild 26. Prov A/90, tunnslip 4028, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

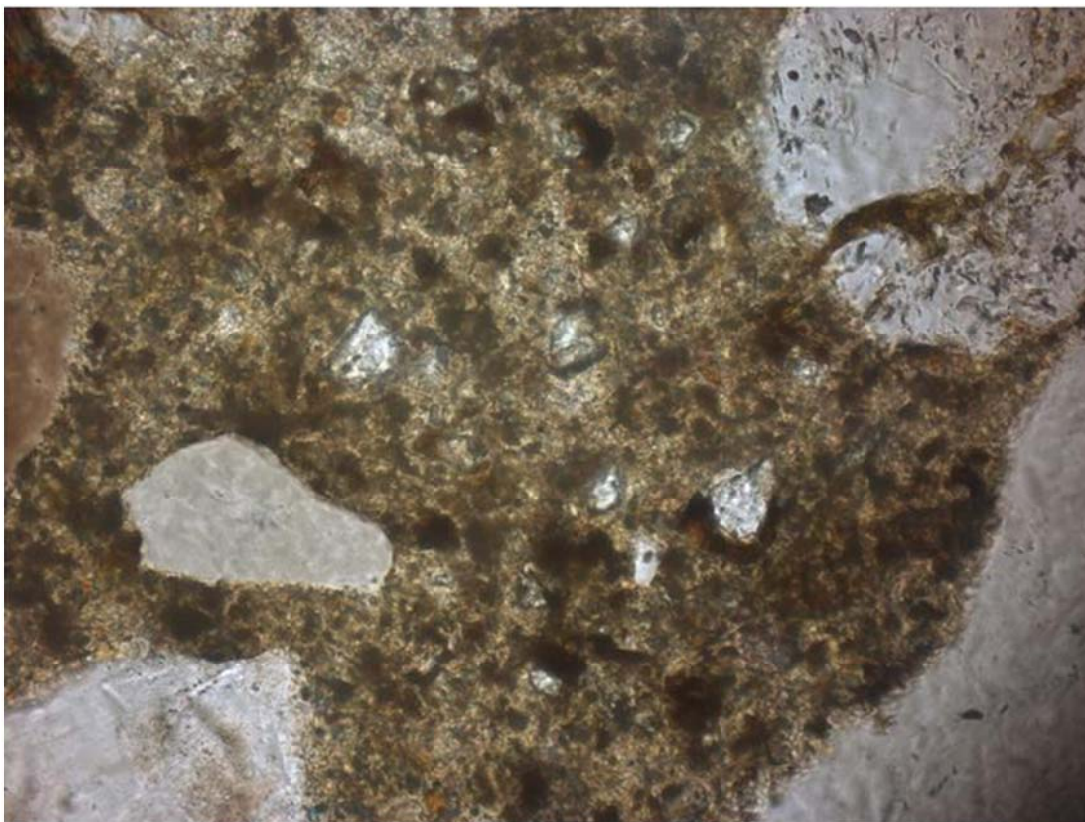


Bild 27. Prov A/90, tunnslip 4028, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.



Bild 28. Prov A/90, tunnslip 4028, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

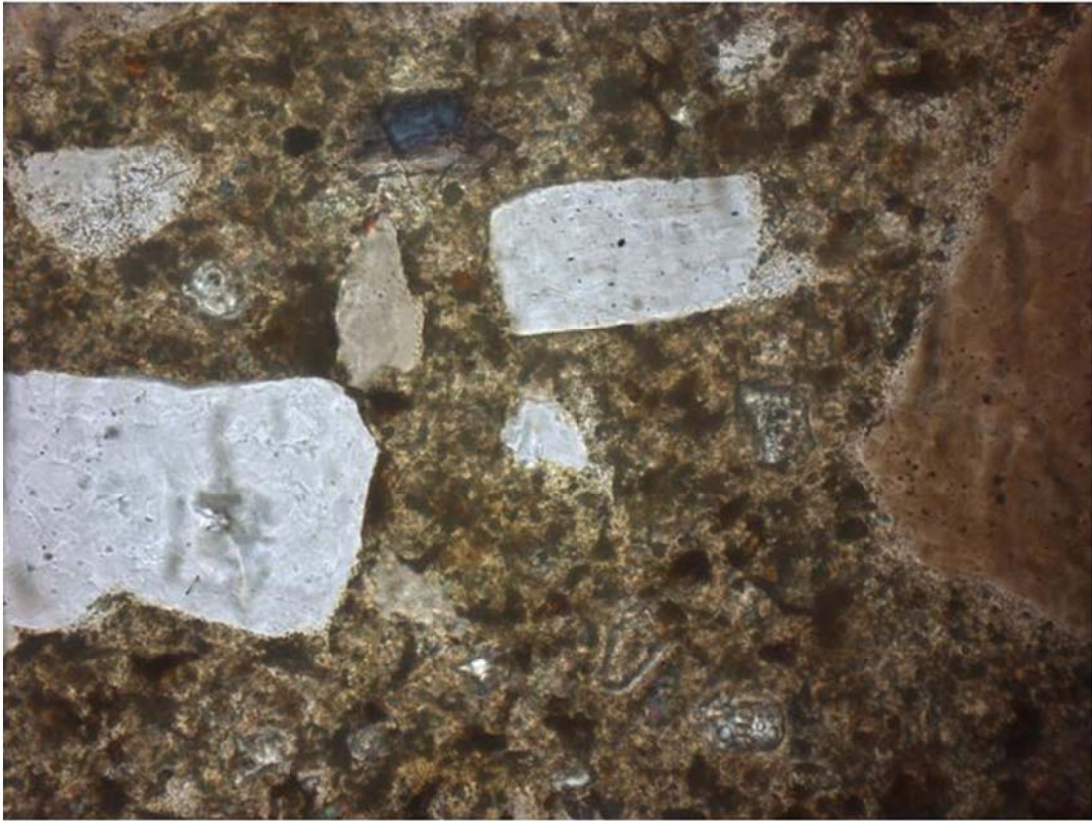


Bild 29. Prov A/90, tunnslip 4028, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.

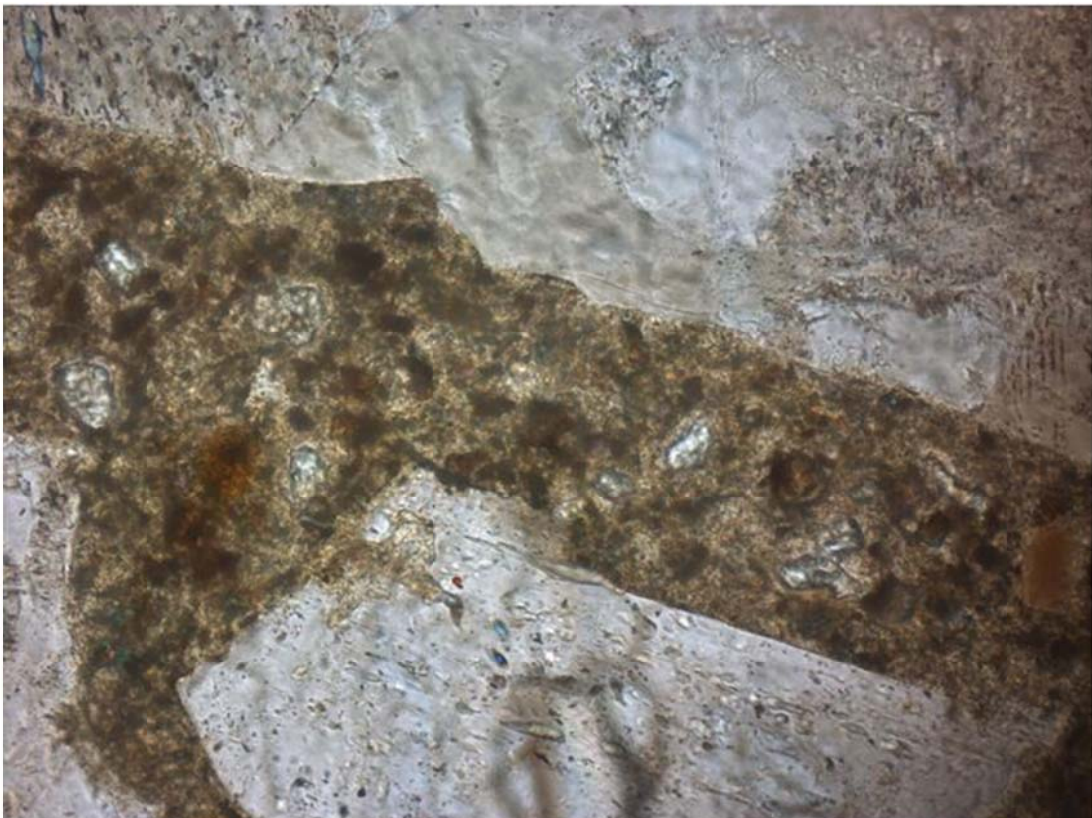


Bild 30. Prov A/90, tunnslip 4028, planpolariserat ljus. Området i bilden är 0,4 mm brett.