

# Betongens rolle i brannsikre tunneler

En vurdering av konstruksjonens  
brannmotstand i norske veitunneler

**Elin Nordby Salvesen**

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: januar 2016

Hovedveileder: Mette Rica Geiker, KT

Medveileder: Sverre Smepllass, KT  
Vegard Ervik Olsen, Rambøll

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





NORGES TEKNISK-  
NATURVITENSKAPELIGE UNIVERSITET  
INSTITUTT FOR KONSTRUKSJONSTEKNIKK

<b>Oppgavens tittel:</b> Betongens rolle i brannsikre tunneler <i>Concrete's significance in fireproof tunnels</i>	Dato: 13.01.2016		
	Antall sider (inkl. bilag): 93		
	Masteroppgave	X	Prosjektoppgave
<b>Navn:</b> Elin Nordby Salvesen			
<b>Faglærer/veileder:</b> Sverre Smeplass og Mette Geiker			
<b>Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere:</b> Vegard Ervik Olsen			
<b>Ekstrakt:</b> <p>Betong utøver generelt god brannmotstand, og utgjør en viktig del av den <i>passive</i> brannsikringen ved å være en del av bergsikringen og vann- og frostsikringen (V/F-sikringen) i en tunnelkonstruksjon. For betong som bergsikring er den lastbærende funksjonen, R den kritiske parameteren i et brannperspektiv. Hvorvidt sprøytebetongen, tunnelementene eller fullutstøpingen utøver tilstrekkelig brannmotstand som en del av V/F-sikringen har hatt større fokus i denne oppgaven, og vurderes på sin side med utgangspunkt i følgende:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>• Betongen må holde seg intakt for å sikre trygg rømning og brannslukning.</li><li>• Betongen skal beskytte eventuell, underliggende, brennbar isolasjon mot høye temperaturer for å unngå brannspredning.</li></ul> <p>I følge Statens vegvesen gir dagens krav om et 80 mm tykt, polypropylenfiberholdig sprøytebetonglag (eller tilsvarende) i V/F-sikringen tilstrekkelig brannmotstand. <i>Tilstrekkelig brannmotstand</i> er i dette tilfellet en brannmotstand som sikrer <i>personsikkerhet</i> (trygge rømningsforhold) i en viss tid og under forhold som tilsvarende aktuell designbrann (ISO eller HC), angitt i håndbok N500.</p> <p>For andre tunnelkonstruksjoner anses derimot <i>konstruksjonssikkerheten</i> som vel så viktig som personsikkerheten. Dette gjelder der det er en betydelig sannsynlighet for at kollaps kan inntreffe og/eller der en eventuell kollaps vil gi katastrofale konsekvenser. Typiske eksempler er senketunneler eller tunneler der kollaps kan forårsake omfattende skader på nærliggende konstruksjoner. Disse tilfellene skal ifølge håndbok N500 dimensjoneres etter RWS-kurven for en brannbelastning på minimum 200 MW i to timer, noe som oppnås ved å påføre termisk beskyttende sjikt utenpå betongen. En slik ekstra brannbeskyttelse blir i liten grad benyttet i norske veitunneler sammenliknet med i andre «tunnelnasjoner». Dette skyldes delvis at kravet er for diffust formulert i regelverket (håndbok N500 og N400).</p> <p>Valg av dimensjonerende designbrann bør på sin side baseres på <i>risikoanalyser</i> i større grad. Gjennom risikoanalyser avdekker man særforhold ved tunnelen som kan være avgjørende for sikkerheten, f.eks. omfanget av trafikk med farlig gods. Slike forhold kan føre til at man konkluderer med at aktuell designkurve i håndboken er for mild, eller i motsatt tilfelle; for streng. Ved å bruke risikoanalyse som verktøy, oppnår man skreddersydde løsninger samt kostnadseffektive og sikre tunneler.</p>			

*Elin Nordby Salvesen*  
(sign.)



## Forord

Denne masteroppgaven utgjør 30 studiepoeng og er skrevet ved Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU i samarbeid med Rambøll høstsemesteret 2015. Oppgaven er den avsluttende delen av min mastergrad i Bygg- og miljøteknikk med betongteknologi som hovedfordypning.

Jeg ønsker først og fremst å takke mine veiledere Sverre Smeplass (NTNU), Mette Geiker (NTNU) og Vegard Ervik Olsen (Rambøll) for all faglig bistand og veiledning. I tillegg fortjener Maiken Storvann (Rambøll) en stor takk for god hjelp og støtte under arbeidet med brannsimuleringen. Dessuten har Claus Larsen og Sveinung Hovland ved Statens vegvesen vært til stor hjelp i forbindelse med befaringen i Skatestraumtunnelen, samt gjennom generell, faglig dialog.

Oslo, 13.01.2016

Elin Nordby Salvesen



## Sammendrag

Hovedformålet med oppgaven er å vurdere hvorvidt bruk av betong i norske veitunneler gir tilstrekkelig brannmotstand.

Betong utøver generelt god brannmotstand, og utgjør en viktig del av den *passive* brannsikringen ved å være en del av bergsikringen og vann- og frostsikringen (V/F-sikringen) i en tunnelkonstruksjon. For betong som bergsikring er den lastbærende funksjonen, R den kritiske parameteren i et brannperspektiv. Hvorvidt sprøytebetongen, tunnelementene eller fullutstøpingen utøver tilstrekkelig brannmotstand som en del av V/F-sikringen har hatt større fokus i denne oppgaven, og vurderes på sin side med utgangspunkt i følgende:

- Betongen må holde seg intakt for å sikre trygg rømning og brannslukning.
- Betongen skal beskytte eventuell, underliggende, brennbar isolasjon mot høye temperaturer for å unngå brannspredning.

I følge Statens vegvesen gir dagens krav om et 80 mm tykt, polypropylenfiberholdig sprøytebetonglag (eller tilsvarende) i V/F-sikringen tilstrekkelig brannmotstand. *Tilstrekkelig brannmotstand* er i dette tilfellet en brannmotstand som sikrer *personsikkerhet* (trygge rømningsforhold) i en viss tid og under forhold som tilsvarer aktuell designbrann (ISO eller HC), angitt i håndbok N500.

For andre tunnelkonstruksjoner anses derimot *konstruksjonssikkerheten* som vel så viktig som personsikkerheten. Dette gjelder der det er en betydelig sannsynlighet for at kollaps kan inntreffe og/eller der en eventuell kollaps vil gi katastrofale konsekvenser. Typiske eksempler er senketunneler eller tunneler der kollaps kan forårsake omfattende skader på nærliggende konstruksjoner. Disse tilfellene skal ifølge håndbok N500 dimensjoneres etter RWS-kurven for en brannbelastning på minimum 200 MW i to timer, noe som oppnås ved å påføre termisk beskyttende sjikt utenpå betongen. En slik ekstra brannbeskyttelse blir i liten grad benyttet i norske veitunneler sammenliknet med i andre «tunnelnasjoner». Dette skyldes delvis at kravet er for diffust formulert i regelverket (håndbok N500 og N400).

*Risikoanalyser* bør brukes og vektlegges i større grad. Gjennom risikoanalyser avdekker man særforhold ved tunnelen som kan være avgjørende for sikkerheten, f.eks. omfanget av trafikk med farlig gods. Slike forhold kan føre til at man konkluderer med at aktuell designkurve i

håndboken er for mild, eller i motsatt tilfelle; for streng. Ved å bruke risikoanalyse som verktøy, oppnår man skreddersydde løsninger samt kostnadseffektive og sikre tunneler.



## Abstract

The purpose of this thesis is to evaluate whether concrete's fire resistance in Norwegian road tunnels is sufficient. In addition, the applicability of the relevant guidelines is discussed.

Concrete contributes to the fire protection system passively, by being a part of the tunnel's support system, as well as the water and frost protection system. For the tunnel support system, the load bearing capacity, R is critical, while the following is related to the concrete's resistance as a part of the water and frost system:

- The concrete must maintain its integrity in order to allow safe evacuation and fire extinguishment (spalling must be avoided).
- The concrete must act as an insulation, in order to protect the combustible layers beneath, to prevent fire from spreading.

The Norwegian Public Roads Administration (NPRA) has concluded that a 80 mm thick layer of shotcrete containing polypropylene fibres (PP-fibres) is sufficient in terms of protecting the *road users* in a fire scenario equivalent to the standard, *design fires* given in the guidelines; ISO or HC-curve (Håndbok N500).

For some tunnels however, the *structural safety* is considered to be just as important as the user's safety. These are cases where the risk of collapse of the structure would be fatal, as e.g. for immersed tunnels, or tunnels which could significantly damage adjacent structures in the event of a collapse. In these cases, the tunnel structure shall be designed based on the RWS-curve, and thereby able to endure a fire load of 200 MW for minimum two hours. This can only be accomplished by adding a protective layer to the shotcrete surface.

Such additional fire protection is rarely used in Norwegian road tunnels compared to other "tunnel nations". This is partly caused by the fact that the regulations regarding this matter are vaguely formulated in the guidelines (N500 and N400), which makes it easily disregarded to avoid costly measures.

By using *Risk Analysis* one can detect special conditions with the tunnel that make it necessary to design based on a more strict design fire than the guideline requires. Otherwise, it may reveal that some measures given in the guidelines are unnecessary. In other words: Risk analysis is a valuable tool, which contributes to greater cost efficiency and safer tunnels.



# Innhold

<b>Forord</b> .....	<b>iii</b>
<b>Sammendrag</b> .....	<b>v</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>vii</b>
<b>Innhold</b> .....	<b>ix</b>
<b>Figurliste</b> .....	<b>xii</b>
<b>1. Innledning</b> .....	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn .....	1
1.2 Formål.....	2
1.3 Avgrensninger og omfang .....	2
1.4 Rapportens oppbygning .....	2
1.5 Metode .....	3
<b>2. Brannmotstand til betong</b> .....	<b>5</b>
2.1 Struktur og transportmekanismer .....	5
2.2 Ekstreme temperaturers innvirkning .....	7
2.3 Skadetyper .....	8
2.3.1 Avskalling .....	11
2.3.2 Styrketap.....	12
2.4 NS-EN 1992-1-2:2004+NA:2010 Prosjektering av betongkonstruksjoner, Brannteknisk dimensjonering .....	14
2.5 Forbedret brannmotstand .....	15
2.5.1 Betongresept.....	15
2.5.2 Polypropylenfiber.....	16
<b>3. Regelverk</b> .....	<b>19</b>
3.1 Lover.....	19
3.2 Forskrifter .....	20

3.3	Håndbøker .....	20
<b>4.</b>	<b>Verdier og brannscenarioer .....</b>	<b>23</b>
4.1	Verdier .....	23
4.2	Årsak og brannforløp .....	25
4.2.1	Brannårsaker .....	26
4.2.2	Brannscenarioer .....	27
4.2.3	Designbranner .....	28
<b>5.</b>	<b>Tunnelutforming .....</b>	<b>31</b>
5.1	Tunnelklasser .....	31
5.2	Bergsikring .....	34
5.3	Vann- og frostsikring .....	35
5.3.1	PE-skum og sprøytebetong .....	36
5.3.2	Tunnelementer .....	40
5.3.3	Full utstøping .....	40
5.4	Brannsikring mot konstruksjonskollaps .....	41
<b>6.</b>	<b>Brannsikkerhet i norske tunneler .....</b>	<b>43</b>
6.1	Tunnelsikkerhetsstrategier .....	43
6.1.1	Tidligere strategi .....	43
6.1.2	Fremtidig strategi .....	44
6.1.3	Tunnelrehabilitering .....	46
6.2	En sammenlikning med internasjonale tunnelers brannsikkerhetsnivå .....	47
6.2.1	Konstruksjon .....	47
6.2.2	Ledelse og prosjekthåndtering .....	48
6.2.3	Internasjonalt samarbeid .....	48
<b>7.</b>	<b>Brannsimulering av Skatestraumtunnelen .....</b>	<b>51</b>
7.1	Generelt .....	51

7.2	Case .....	51
7.2.1	Hendelsen .....	51
7.2.2	Tunnelbeskrivelse.....	53
7.3	Modell.....	54
7.3.1	Objektbeskrivelse .....	54
7.3.2	Brannscenario.....	56
7.4	Resultat .....	58
7.5	Diskusjon og konklusjon .....	62
7.5.1	Anvendbarhet av designkurve .....	62
7.5.2	Forventet- og reell betongpåvirkning .....	64
<b>8.</b>	<b>Risikoanalyse .....</b>	<b>67</b>
<b>9.</b>	<b>Konklusjon.....</b>	<b>73</b>
	<b>Referanselitteratur .....</b>	<b>75</b>

## Figurliste

Figur 2.1 Komposisjon av sementpasta ved full hydratisering under isolerte forhold (Sellevoid, 2014b).....	6
Figur 2.2 Styrke- og Spennings-tøyning kurve for stål ved ulike temperaturer, Buchanan (2001) .....	8
Figur 2.3 Illustrativ temperaturlinje for betong, basert på Georgali and Tsakiridis (2005)....	10
Figur 2.4 Avskalling oppstår idet poretrykket overskrider betongens strekkfasthet (Raut & Kodur, 2010) .....	12
Figur 2.5 Betongens trykkfasthet som en funksjon av temperatur (Li, Qian, & Sun, 2004) ..	13
Figur 2.6 Alternative brannmotstandsverifiseringer (NS-EN 1992-1-2:2004+NA:2010).....	14
Figur 2.7 Materialvalg for å hindre henholdsvis avskalling og styrketap, gjengitt fra Khoury (2000) .....	16
Figur 2.8 Monofilamente- (til venstre) og multifilamente fibre (til høyre) (Fossan, 2013)....	16
Figur 4.1 Skjematisk fremstilling av branntekniske tiltak for å sikre verdier, basert på Carvel and Beard (2005). Oppgavens hovedfokus er uthevet .....	24
Figur 4.2 Brannårsaker og årsaker til branntilløp for norske veitunneler 2008-2011 (Nævestad & Meyer, 2012).....	26
Figur 4.3 Krav til brannbeskyttelse av isolasjon i henhold til standard tid- og temperaturkurver (Vegdirektoratet, 2014b) .....	28
Figur 4.4 Temperatur-tid kurver for ulike designbranner (Promat, 2015).....	29
Figur 5.1 Tunnelprofil 10,5, (Vegdirektoratet, 2014a) .....	31
Figur 5.2 Tunnelklasser (Vegdirektoratet, 2014a) .....	32
Figur 5.3 Tiltak for å sikre minimum sikkerhetsnivå i tunneler (Vegdirektoratet, 2014a) .....	33
Figur 5.4 Bergsikringsklasser (Vegdirektoratet, 2014a) .....	34
Figur 5.5 En kombinasjon av fjellbolter og sprøytebetong som stabilitetssikringssystem (Vegdirektoratet, 2014a) .....	35
Figur 5.6 Vann- og frostsikringsmetode bestemmes utifra aktuell tunnelklasse (Henning, 2004) .....	36
Figur 5.7 Eksempel på utforming av brannsperre, (Vegdirektoratet, 2014a) .....	38
Figur 5.8 Tid-temperaturkurve registrert under forsøket, sammenlignet med kjente standard tid-temperaturkurver, RWS-kurven (Rijkswaaterstaat) og HC-kurven (Hydrocarbon fire curve) (Buvik, 2007) .....	39
Figur 6.1 Illustrasjon, påvirkningsmulighet og kostnader er avhengig av tid.....	44

Figur 6.2 Middels/høytrafikkerte tunneler: Full utstøping (Buvik, 2012) .....	45
Figur 6.3 Middelstrafikkerte tunneler: Betongelementer og ubrennbar isolasjon (Buvik, 2012) .....	46
Figur 7.1 Illustrasjon av Skatestraumtunnelen, horisontalsnitt (Hovland, 2015).....	52
Figur 7.2 Illustrasjon av Skatestraumtunnelen og oppstått tunnelbrann, vertikalsnitt (Hovland, 2015).....	52
Figur 7.3 Tunnelprofil T8,5 for tunnelklasse B med ÅDT < 1500, hentet fra håndbok N500 (Vegdirektoratet, 2014a) .....	54
Figur 7.4 Modelltverrsnittet .....	55
Figur 7.5 Et lengdesnitt av modellen. Brannflaten er markert i rødt. Modellen inkluderer brannen og 24,5 m sydover i tunnelen, samt 335 m nordover. ....	55
Figur 7.6 Utregning av komponentene til gravitasjon for å oppnå stigning (Wiebes, 2012)..	56
Figur 7.7 Beregning av branneffekt fra bensinbrannen, hentet fra foreløpig skaderapport (Hovland, 2015) .....	57
Figur 7.8 Ønsket Heat Release Rate (HRR), [KW] som en funksjon av tid [s].....	57
Figur 7.9 Beregnet HRR(t) er markert i rødt, mens trendlinjen for simulerte verdier (blå kurve) er markert i gult. Den simulerte brannen stemmer godt overens med beregnet HRR. ....	58
Figur 7.10 Temperatur-tid kurve for brannsøylen.....	58
Figur 7.11 Plassering av temperaturfølerne der størst temperaturlastning ble registrert. Følerne er lokalisert henholdsvis 35 m og 47 m oppover i tunnelen (nordover) .....	59
Figur 7.12 Plassering av temperaturfølerne der størst temperaturlastning ble registrert ....	59
Figur 7.13 Tid-temperaturkurve for punkt X476_D .....	60
Figur 7.14 Tid-temperaturkurve for punkt X476_F .....	60
Figur 7.15 Tid-temperaturkurve for punkt X596_D .....	61
Figur 7.16 Makstemperatur i betonghvelvet (1224 °C) ble registrert 3,2 m over bakken, 35 m nord fra arnestedet (punkt X476_F) etter ca. 20 minutter .....	61
Figur 7.17 Temperaturfordelingen nær tunnelveggen idet makstemperatur ble registrert (etter ca. 20 minutter) .....	62
Figur 7.18 Aktuell standard designbrann for Skatestraumtunnelen .....	63
Figur 7.19 HRR-kurve for simulering med fint grid (boksstørrelse 0,2 m x 0,2 m x 0,2 m), markert i blått og for simulering med et grovere grid (0,4 m x 0,4 m x 0,4 m), markert i rødt .....	64
Figur 7.20 Et skall av sprøytebetong med påklistret, smeltet PE-skum (fotograf: Petter Hole) .....	65

Figur 7.21 Betongavskalling og sotete vegger i Skatestraumtunnelen. Bildet er tatt rett etter brannen (Fotograf: Petter Hole) .....	66
Figur 8.1 Barrierer hindrer og begrenser omfanget av uønskede hendelser (Wiencke et al., 2007).....	67
Figur 8.2 Valg av risikoanalyse baseres på tunneltype, stigningsgrad og tunnallengde (Wiencke et al., 2007).....	68
Figur 8.3 De fem overordnede stegene i en risikoanalyse, basert på Wiencke et al. (2007) ..	68
Figur 8.4 Eksempel på hendelsestre (Wiencke et al., 2007). .....	69
Figur 8.5 Eksempel på risikomatrise (Wiencke et al., 2007) .....	70







# 1. Innledning

## 1.1 Bakgrunn

Norge omtales som et «tunnelland» på grunn av dets mange veitunnelkilometere per innbygger. Undersøkelser utført av Nævestad og Meyer (2012) viser at det hvert år i perioden 2008-2011 var gjennomsnittlig 34 branner og branntilløp per 1000., norske veitunnel. For denne perioden ble det registrert at i underkant 12 % av brannene involverte personskade eller død. Erfaringsmessig er det med andre ord svært få alvorlige hendelser som inntreffer i norske veitunneler, og statistisk er de blant de sikreste delene av veinettet (Buvik, 2012).

Til tross for dette er tunnelbranner stadig et hett tema i media. Dødsulykker i eget land, og spesielt storulykker ellers på kontinentet har vekket stor oppmerksomhet hos befolkningen ettersom en selv ferdes i tilsvarende tunneler i hverdagen. Dessuten er mulighetene for rømning begrensede i en eventuell brann. Ønsket om å redusere den *reelle* risikoen og trafikantenes *opplevde* frykt for tunnelbrann setter med andre ord tunnelsikkerhet på dagsorden.

I den forbindelse har det i flere år vært en pågående diskusjon om hvorvidt det skal godtas bruk av brennbar isolasjon. PE-skum dekket med sprøytebetong er svært utbredt som vann- og frostsikring (V/F-sikring) i Norge. Dette er for enkelte uakseptabelt ettersom PE-skummet er brennbart og kan føre til en utilgjengelig brannspredning bak sprøytebetongsjiktet. Alternativene er å fjerne denne typen isolasjon fra tunnelene og benytte andre V/F-metoder, eventuelt sikre at det beskyttende laget utøver tilstrekkelig brannbeskyttelse av det brennbare materialet.

## 1.2 Formål

Oppgavens hovedformål er å vurdere hvorvidt bruk av betong i norske veitunneler gir tilstrekkelig brannmotstand.

For å svare på dette er det relevant å:

- Vurdere brannsikkerhetsnivået i norske tunneler, samt sammenlikne dette med standarden ellers i Europa.
- Diskutere anvendeligheten av relevant regelverk.

## 1.3 Avgrensninger og omfang

Selv om bruksområdet for betong i brannsikre tunnelkonstruksjoner er relativt likt for både vei- og jernbanetunneler, er det likevel noen ulikheter. For å kunne legge frem en mest mulig ryddig og oversiktlig rapport på disponibel tid, er det i denne oppgaven valgt å kun omtale *veitunneler*.

Etttersom det er de branntekniske utfordringene og mulighetene i et *betongteknologisk* perspektiv som er av størst interesse for oppgaven, er det naturlig at *konstruksjonens brannmotstand* er av størst interesse. Derfor vil eksempelvis de *termiske påkjenningsene* på betongkonstruksjonen som en del av den *passive* brannsikringen bli fokusert på, til forskjell fra for eksempel røykutvikling og aktive systemer.

Utover dette er oppgavens fokus og omfang begrenset av at den utgjør 30 studiepoeng. Det er prioritert å legge frem en overordnet, tematisk rapport som inkluderer relevante emner, fremfor å dykke dypere ned i noen få. Dette påvirker omfanget av kildesøkene. I tillegg vil min tolkning av disse, samt hver enkelt kildes troverdighet og feilkilder knyttet til simuleringen utgjøre oppgavens feilkilder.

## 1.4 Rapportens oppbygning

Oppgaven kan med fordel anses som tredelt. Innledningsvis presenteres generell, overordnet teori rundt betongs brannmotstand, relevant regelverk, generell brannteori og tunnelutforming (kap. 2 – kap. 5), før det norske veitunnelsikkerhetsnivået (i et brannperspektiv) diskuteres i neste del (kap. 6). Kapittel 7 og 8 utgjør del tre hvor anvendeligheten av designkurvekravene diskuteres basert på case-studiet og en enkel brannsimulering.

Det skal for øvrig nevnes at kapittel 2 er et sammendrag av litteraturstudiet «Brannmotstand til betong», mitt fordypningsprosjekt ved NTNU våren 2015.

## 1.5 Metode

Oppgaven er hovedsakelig et litteraturstudie, men det er også gjort en enkel brannsimulering for å underbygge påstander basert på litteratursøkene. I tillegg til dette har jeg vært på befaring i Skatestraumtunnelen som brant juli 2015. Likevel baserer informasjon rundt tunnelen og tunnelbrannen seg først og fremst på foreløpig skaderapport, samt samtale med fagkyndige i Statens vegvesen, fremfor egne observasjoner. Grunnen til dette er at opprydningsarbeidet og rehabiliteringen nesten var ferdig da befaringen fant sted (06.10.2015).

Første periode av oppgaveskrivingen ble benyttet til generelle kildesøk rundt temaer som «bruk av betong i tunnel», «brannesign» og «tunnelteknikk». Dessuten brukte jeg fordypningsprosjektet mitt «Brannmotstand til betong» for å identifisere hvilke temaer som hadde størst relevans for oppgaven videre. Disse temaene gjorde jeg grundigere søk rundt, for å så forkaste eller fordype meg i emner inntil jeg hadde opparbeidet med en liste over relevante temaer som kunne knyttes til et foreløpig, overordnet oppgaveformål.

Vegvesenets håndbøker og rapporter har spilt en stor rolle for oppgaven ettersom de presenterer generell teori rundt veitunneler (og brannsikring) og belyser relevante emner og tilknyttet problematikk. På den måten kunne jeg benytte disse (f.eks. håndbok N500 og rapport om *Moderne vegtunneler*) som sjekklister for oppgavens omfang.

Videre var det nødvendig å finne uavhengige kilder som støttet oppunder, eventuelt stred imot de første kildene. I tillegg til å gjøre litteratursøk, var det ønskelig å inkludere et case-studie i rapporten; både for å bedre egen forståelse rundt teorien, og for å ha en faktisk tunnelbrann med en gitt konstruksjon å sammenlikne regelverket med. For å komplettere denne informasjonen, var det nyttig å utføre en enkel brannsimulering av en tunnelbrann tilnærmet lik Skatestraumtunnelbrannen.

Gjennom hele rapportskrivningen har jeg hatt tett kontakt med fagkyndige i Statens vegvesen og har blant annet gjort et intervju med Claus Larsen ved Vegdirektoratet.



## 2. Brannmotstand til betong

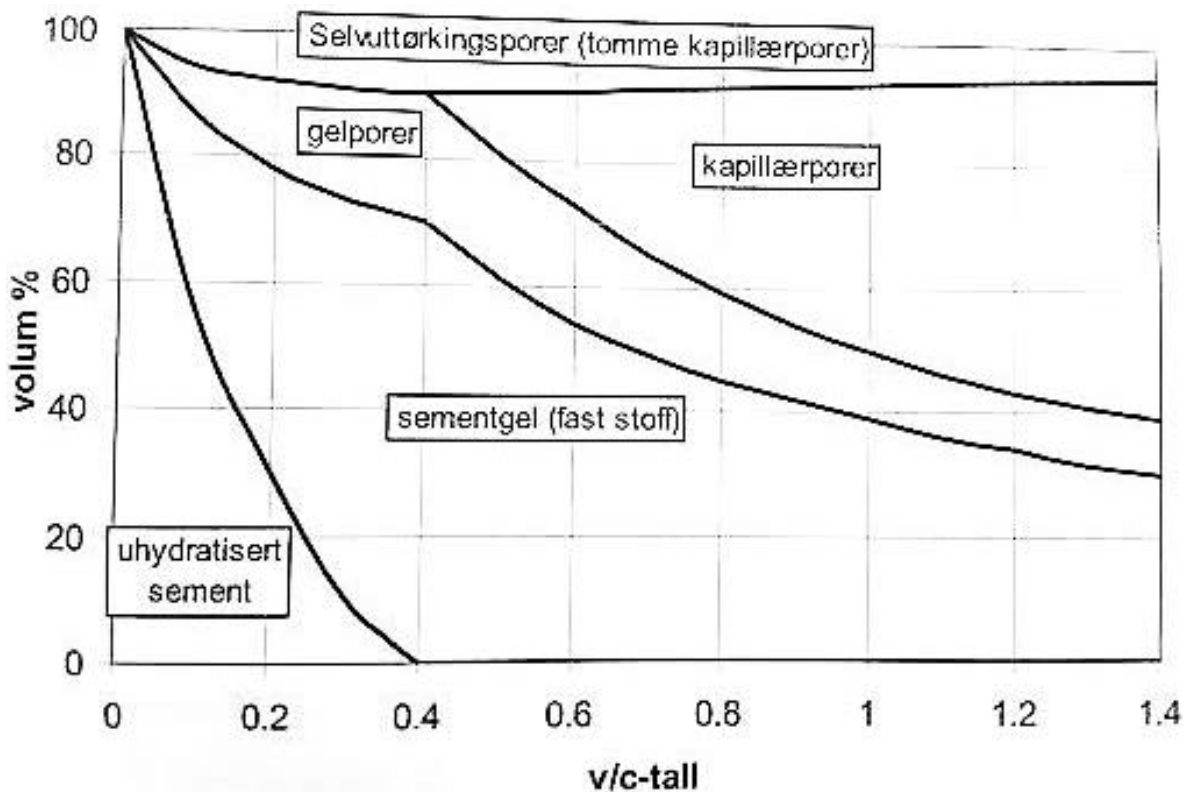
Betong er et solid, billig, allsidig og et dermed mye brukt byggemateriale som dessuten anses som godt egnet sett fra et brannsikkerhetsperspektiv. Dette kommer blant annet av at betongen selv ikke gir næring til brannen, samtidig som det ikke dannes brannfarlige gasser når betong utsettes for brann (Rasmussen & Yde, 1986). Et annet aspekt er at betong har en stor *varmekapasitet*,  $c$  (noe som betyr liten temperaturøkning ved tilført varme) og en lav *varmeledningsevne*,  $k$  som hindrer en rask oppvarming av materialet. Produktet av disse to parameterne gir materialets *termiske treghet*, og beskriver hvor god evne materialet har til å lagre varme. Betong har med andre ord en stor termisk treghet. Dette kapitlet omhandler hvordan betong likevel tar skade av forhøyede temperaturer, til tross for sine gode egenskaper.

### 2.1 Struktur og transportmekanismer

Betong er et produkt av sementpasta (bindemiddel og vann) og tilslag blandet sammen. I en eksoterm prosess hydratiserer bindemiddelet med vannet slik at betongen herder og oppnår den gode fastheten som kjennetegner betongen. Den sterke C-S-H-gel'en utgjør størsteparten av hydratiseringsproduktene (ca. 70 wt. %) (Sellevoid, 2014a).

Betongen har et omfattende poresystem med porer av ulik størrelse og art. Dette poresystemet er avhengig av utallige faktorer; deriblant betongens vann/bindemiddel forhold ( $v/b$ ) og grad av hydratisering ( $\alpha$ ). Under hydratiseringen endres poresystemet ved at den grove porestrukturen erstattes med hydratiseringsprodukter og finere porer. Reaksjonsproduktene etter hydratiseringen av sementpastaen har et mindre volum enn reaktantene, derfor oppstår det hulrom. (Sellevoid, 2014b)

*Gelporene* finnes i de C-S-H-fylte områdene mellom sementpartiklene, mens *kapillærporene* er de porene som ikke ble fylt av hydratiseringsprodukter. Derfor vil mengden av kapillærporer øke med økt  $v/b$ -tall fordi man vil oppleve et større overskudd av vann som ikke reagerer med sement (figur 2.1). *Gelporene* vil derimot være avhengig av mengden reagert sement (Sellevoid, 2014b).



Figur 2.1 Komposisjon av sementpasta ved full hydratisering under isolerte forhold (Sellevoid, 2014b)

Pozzolaner (for eksempel flyveaske eller silikastøv) kan benyttes som erstatning for sement. Dette er tilleggproduktet som har *filler-effekt* (dvs. økt hydratisering på grunn av sin totale store overflate) i tillegg til at de reagerer med det «svake» hydratet Kalsiumhydroksid (CH) for å danne C-S-H. Den mest åpenbare konsekvensen dette medfører er et økt C-S-H innhold slik at porestrukturen endres og muligheten for transport reduseres.

Når betongen utsettes for høye temperaturer vil varmen *tilføres* betongen gjennom stråling og konveksjon, mens varmetransporten *gjennom* betongen vil skje via varmeledning. Stråling er den eneste formen for varmetransport som ikke krever direkte kontakt mellom varmekilde og det oppvarmede objektet. Varmeoverføringen skjer nemlig ved at elektromagnetiske bølger beveger seg med lysets hastighet. Konveksjon er den mest effektive transportmekanismen av varme i væsker og gasser, og går ut på at varmere væsker og gasser stiger til kjøligere områder, mens de kjøligere substansene tar de varmes plass (som når man koker vann på komfyren). Konduksjon (varmeledning), derimot foregår ved at varme blir overført fra partikkel til partikkel. Det er hovedsakelig dette som skjer når skjeen blir varmet opp i tekoppen. Konduksjon er mest effektivt i faste stoffer på grunn av deres molekyltetthet, men kan også foregå i væsker og gasser (Fooladi, 2009).



Når høy nok varme sprer seg gjennom betongkonstruksjon kan betongen ødelegges. I tillegg til at betongens egenskaper endres, skaper oppvarming en damptransport, og denne, eller begrensningen av den virker også ødeleggende. Vann- og damptransport gjennom betongen i en brann kan forenklet sies å bli drevet vekselvis-, og som en kombinasjon av *diffusjon* (transport drevet av en konsentrasjonsgradient) og *kapillærsug* (skyldes overflatespenninger i kapillærporene). *Trykkgradienter* presser vannet i betongen mot den oppvarmede overflaten, mens *temperaturgradientene* driver vannet innover mot den avkjølte betongkjernen. Ved en lav Relativ Fuktighet (RF) vil kapillærporene tørke ut og det blir bedre plass til transport av væsker og gasser. Betongens aktuelle vanninnhold er utslagsgivende for nedbrytningen.

I tillegg til at *porestørrelsen* har en innvirkning på transporten, vil også transporten økes desto mer *sammenhengende* poresystemet er. For betonger med høy v/b (0,6 til 0,7) øker permeabiliteten svært mye i forhold til økningen av kapillærporer, noe som kommer av at porene knyttes sammen til et *kontinuerlig* system som legger til rette for transport (Sellevold, 2014c).

## **2.2 Ekstreme temperaturers innvirkning**

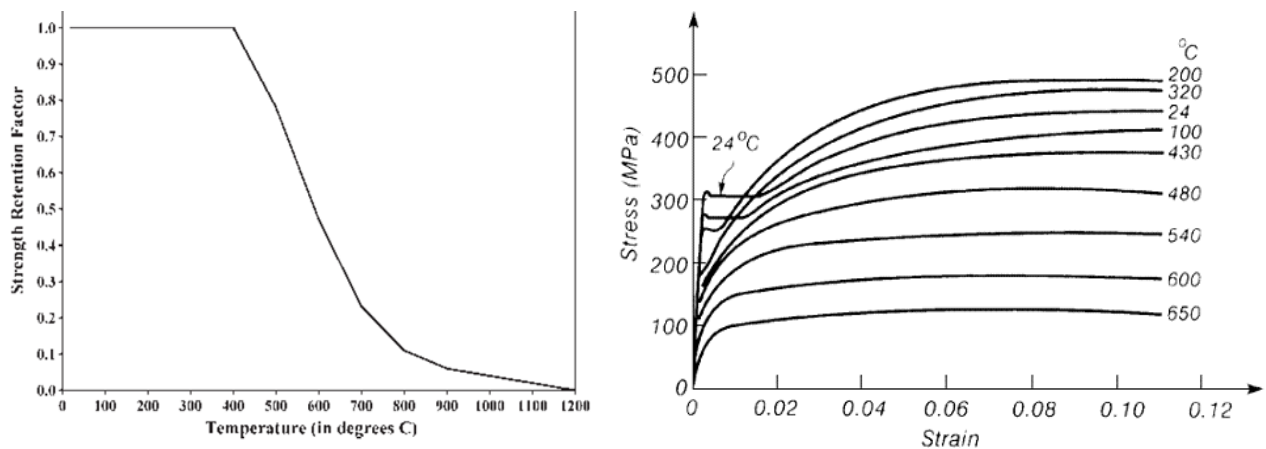
I dette delkapittelet vil de høye temperaturenes innvirkning på betongens struktur og -oppførsel bli beskrevet. I første omgang vil den termiske påvirkningen på de ulike komponentene i betongblandingen skildres.

Etterhvert som temperaturen i betongen stiger, vil sementpastaen endres og skades. Det skjer ved at sementpastaens klinkermaterialer som i utgangspunktet sørger for den høye trykkfastheten dehydratiserer (Rasmussen & Yde, 1986). Derfor mister sementpastaen sine egenskaper som bindemiddel, i tillegg til at dehydratiseringsprosessen i seg selv er skadelig ved at den bidrar til økt poretrykk idet vann frigis og fordamper.

Tilslagsmaterialene har en stor innvirkning på betongens brannegenskaper siden den utgjør en betydelig del av blandingen. Høye temperaturer kan føre til kjemiske nedbrytninger som gjør at steinen i tilslaget mister sin struktur og styrke, avhengig av type. Tilslagets porøsitet og vanninnhold vil også være avgjørende for hvorvidt damptrykk oppstår og slippes ut. Likevel er det først og fremst termisk utvidelse av tilslaget (og dets kompatibilitet med sementpastaen) som ses på som den største utfordringen. Slik Rasmussen og Yde skriver i informasjonsheftet «Beton og Brand», vil som regel oppvarming opptil 100 °C være uproblematisk. I dette temperatursjiktet vil tilslagets og sementpastaens varmeutvidelseskoeffisient være i noenlunde

overensstemmelse slik at man unngår de store spenningene. Ved ytterligere temperaturstigning vil derimot varmeutvidelseskoeffisientene for de ulike komponentene øke i utakt, og forskjellen på koeffisientene vil bli tydeligere. Varmeutvidelseskoeffisienten vil for øvrig variere fra tilslag til tilslag. Vulkanske materialer har eksempelvis langt lavere koeffisient enn de fleste andre naturlige tilslag hvilket skyldes måten de er dannet på.

Temperaturøkning i armeringsstålet er naturligvis heller ikke ønskelig da dette kan påvirke betongkonstruksjonens bæreevne. Hvor bra stålet responderer på temperaturendringer er i stor grad avhengig av ståltypen. Det er generelt dets strekkfasthet og utvidelseskoeffisient som er kritiske parametere i forhold til kollaps. Som for stort sett alle materialer vil altså armeringsstålet utvide seg når det varmes opp. Dette kan føre til spenninger og i verste fall avskalling. Slik grafene i figur 2.2 viser, endres dessuten stålets egenskaper med økt temperatur. For vanlig, varmvalset stål ser vi at styrken er blitt redusert til halvparten av den opprinnelige ved 600 °C, noe som kan være svært kritisk for betongkonstruksjonen. Det er med andre ord svært viktig å beskytte stålet mot høye temperaturer. Betongen fungerer godt som isolasjon, noe som betyr at det er avgjørende at denne holdes intakt.



**Figur 2.2 Styrke- og Spenning-tøyning kurve for stål ved ulike temperaturer, Buchanan (2001)**

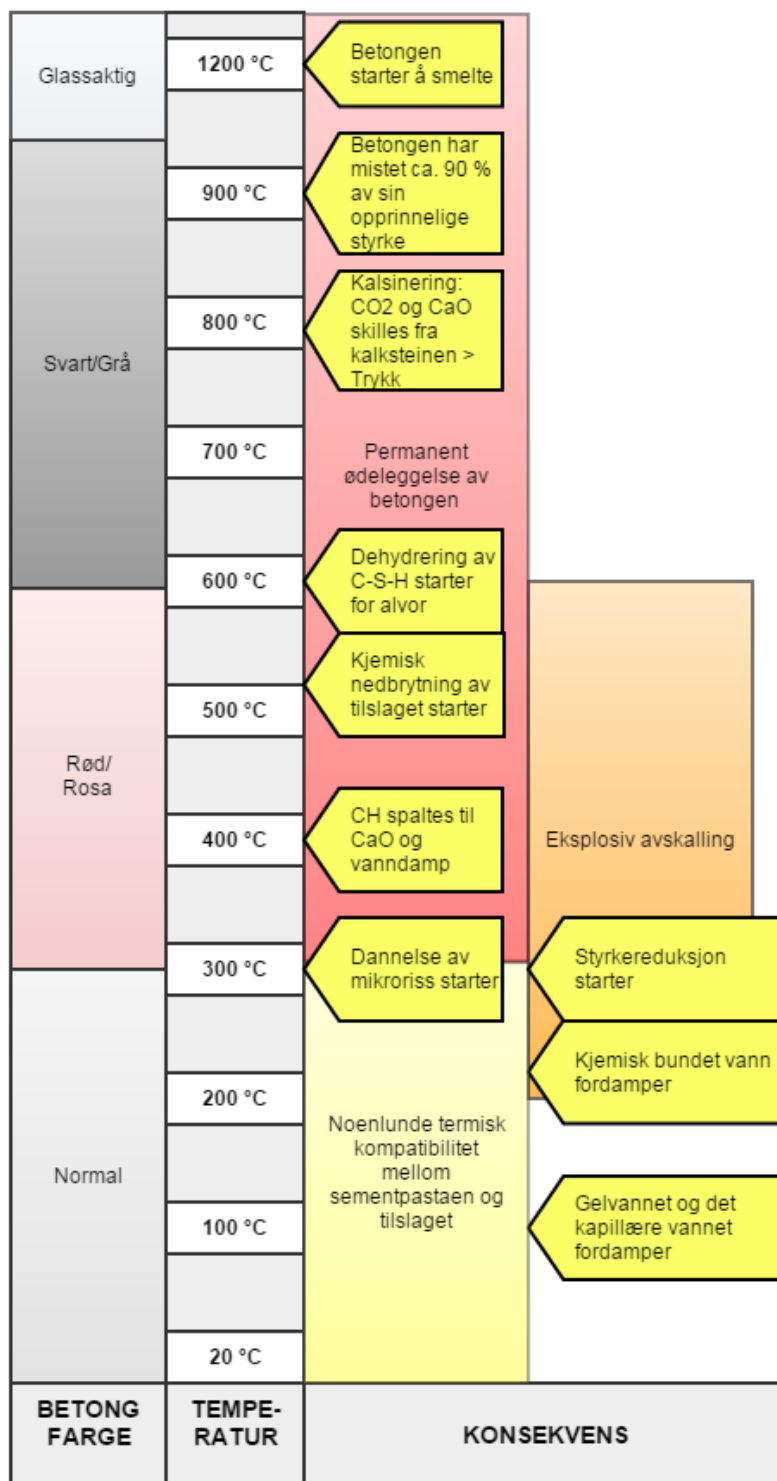
### 2.3 Skadetyper

I figur 2.3 oppsummeres hva som skjer i betongen ved ulike temperaturer, og gir en oversikt over skadetyper betong opplever ved høy varme. Det er viktig å understreke at type nedbrytning og tidspunkt for når dette skjer vil variere med betongtype, fuktinnhold og oppvarming, og at skjemaet kun er ment som en *skissering* av nedbrytningsforløpet.

Til nå kan det oppsummeres med at nedbrytningen av betongen i brann skyldes:

- Fysiokjemiske endringer i sementpastaen
- Fysiokjemiske endringer i tilslaget
- Termisk inkompatibilitet mellom tilslaget og sementpastaen

I tillegg til dette er betongens struktur og samlede materialegenskaper avgjørende for dens motstandsdyktighet i brann. Utilstrekkelig grad av permeabilitet samt temperaturgradienter som oppstår over betongtverrsnittet forårsaket av betongens dårlige varmeledningsevne, kan nemlig skape uønskede spenninger.



Figur 2.3 Illustrativ temperaturlinje for betong, basert på Georgali and Tsakiridis (2005)

### 2.3.1 Avskalling

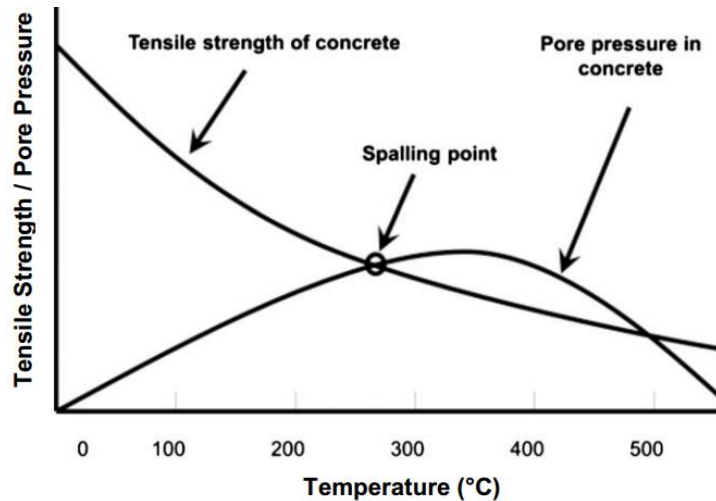
Betongavskalling kan lett gjenkjennes ved en ujevn, til dels «blottet» betongoverflate. Omfanget av avskallingen, samt størrelse og tykkelse på de avskallede bitene avhenger av oppvarmingshastigheten, fuktinnholdet og betongstrukturen.

1992-1-2:2004+NA:2010 (2010) omhandler branndesign av betongkonstruksjoner. Standarden setter blant annet krav til betongens *Integritet*, *E* og *Bæreevne*, *R* gjennom et brannforløp. En eventuell avskalling kan føre til at kravene ikke møtes, og betongen mister dermed sin brannmotstand. Først og fremst svekkes betongens bæreevne ved at strukturens tverrsnitt minker, men et desto viktigere poeng er at armering og upåvirket betong blottlegges.

Det er også viktig å påpeke den ikke ubetydelige faren ved evakuering og brannslukking, siden de tilsynelatende tilfeldige eksplosjonene av betongbiter kan skade både de evakuerende og redningsmannskapet.

Kodur (2000) forklarer at de mange parameterne som påvirker avskallingen, samt deres innbyrdes avhengighet gjør at forskere ofte strides om den endelige årsaken bak hver enkelt avskalling. Selv presenterer han to hovedårsaker til fenomenet: *Trykkansamling* og *Termisk utvidelse*:

- Trykkansamlingen er et problem knyttet til permeabilitet og kommer av at damptrykket som oppstår når den vannholdige betongen varmes opp (og dersom vann frigis gjennom dehydratisering) ikke har mulighet til å slippe ut. Når trykket overskrider betongens stadig reduserte strekkfasthet (jf. delkapittel 2.3.2) får vi en eksplosiv avskalling slik grafen i figur 2.4 illustrerer.
- Teorien om termisk utvidelse forklarer at oppståtte trykkspenninger parallelt med den oppvarmede overflaten frigis gjennom avskalling. Temperaturgradientene påvirkes av betongens egenskaper, type oppvarming og eksponeringstid.



**Figur 2.4 Avskalling oppstår idet poretrykket overskrider betongens strekkfasthet (Raut & Kodur, 2010)**

De to mekanismene, eller en kombinasjon av dem anerkjennes i litteraturen som hovedkreftene bak avskalling. For å oppsummere kan man si at poretrykket vil være hovedutfordringen for en tett høystyrkebetong, mens den porøse, «normale» betongen vil skalle av under store temperaturforskjeller grunnet sin dårlige varmeledningsevne og lave strekkfasthet.

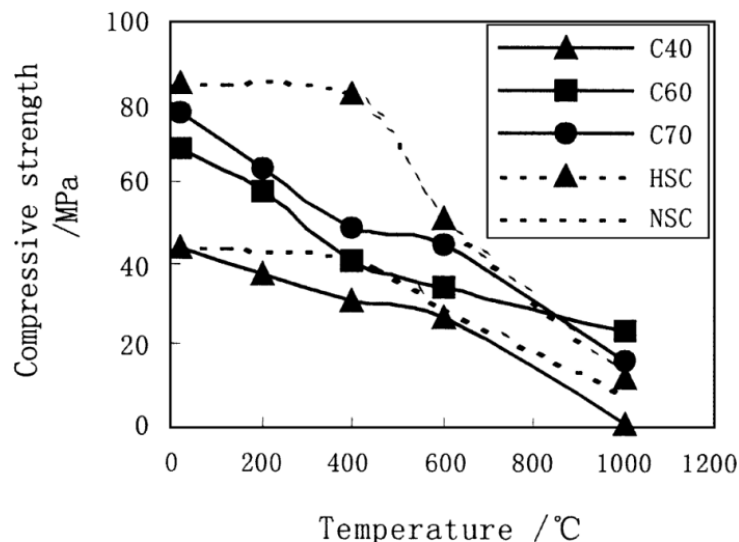
I tillegg til betongens strekkfasthet, permeabilitet og fuktinnhold, samt tilslagetets natur (og kompatibilitet med sementpastaen), er også konstruksjonens utforming og brannens oppvarmingshastighet og –intensitet avgjørende for grad av avskalling. Studier viser at rask oppvarming fører til mer avskalling. Dette kommer av at vanddampen ikke rekker å finne veier ut av betongen før trykket er for stort, og at rask oppvarming gir desto større temperaturgradienter. En hydrokarbonbrann vil eksempelvis gi en tidligere og mer intens avskalling enn en boligbrann.

Ytre last og fastholdning spiller også en rolle på betongavskallingen. En fastholdning vil hindre termisk utvidelse, slik at ytterligere spenninger oppstår. For eksempel påpeker (Hertz, 2003) at en sirkulær geometri (f.eks tunneler) hindrer at termiske spenninger avlastes gjennom små overflatesprekker, og den oppståtte avskallingen får en mer voldsom karakter ettersom det må større krefter til for å få overflaten til å skalle av.

### 2.3.2 Styrketap

Slik figur 2.5 illustrerer, reduseres betongens trykkfasthet med økende temperaturer. I følge Peng and Huang (2008) vil dehydratiseringen av C-S-H for alvor skje først etter 600 °C, mens dehydratisering av CH forsterker styrketapet mellom 400- og 600 °C. Disse temperaturene

spres med tiden innover i tverrsnittet avhengig av varmeledningsevnen, eller dersom det utsettes for avskalling. Styrkemålingene er forøvrig utført på betongprøver som har holdt seg intakte under oppvarmingen. Slik grafen viser, reduseres også trykkfastheten for standard betong for temperaturer lavere enn 400 °C. Peng and Huang (2008) forklarer dette ved hjelp av *The coarsening effect*, som går ut på at betongen «forgroves» ved forhøyede temperaturer på grunn av sprekkdannelse.



**Figur 2.5 Betongens trykkfasthet som en funksjon av temperatur (Li, Qian, & Sun, 2004)**

Når det gjelder betongens reststyrke etter brann, måles denne etter at betongen er fullstendig avkjølt (etter 1-2 uker). Grunnen til dette er at den avkjølte betongen har en betydelig lavere trykkfasthet enn hva den har i varm tilstand. I følge Hertz (2005) kan en nedkjøling medføre en ytterligere styrkereduksjon på 20 %. Han forklarer at årsaken bak dette er at kalsiumoksidet (CaO) fra den dehydratiserte sementen absorberer vann fra omkransende luft de første dagene med avkjøling før det ekspanderer og utvider allerede oppståtte sprekker. Sprekkene kan også utvides på grunn av temperaturgradienter over betongtverrsnittet og omstrukturering av oppståtte, termiske spenninger. Av nettopp denne grunn kan slukningsarbeid og opprydning i etterkant være utrygt, da det kan oppstå trykkbrudd lenge etter at brannen fant sted. Dette skiller betong fra andre byggematerialer i brann.

I tillegg til at armeringen står i fare for å miste sin styrke ved høye temperaturer, minker også *betongens* strekkfasthet. Reduksjonen skiller seg fra den *gradvise* trykkstyrkereduksjonen ved å være hurtigere ettersom strekkfastheten er svært ømfintlig overfor mikro- og makrosprekker (som attpåtil utvides av strekkraftene) (Peng & Huang, 2008).

## 2.4 NS-EN 1992-1-2:2004+NA:2010 Prosjektering av betongkonstruksjoner, Brannteknisk dimensjonering

Betongens konkrete brannmotstand kan defineres som betongens evne til å beholde sin bæreevne (R) under ekstreme temperaturer, eller hvorvidt den vil fungere som et hinder for videre brannspredning (E, I). Denne brannmotstanden nås og vurderes oppfylt ved å benytte ulike formler og tabeller i NS-EN 1992-1-2:2004+NA:2010 *Prosjektering av betongkonstruksjoner, Brannteknisk dimensjonering*. På den måten kan man vurdere om betongen vil overholde sikkerhetsnivået gitt i regelverket. Standarden baserer vurderingen på enten empiri (*tabulated data*) eller analytiske beregninger (*simplified* eller *advanced*), avhengig av analysens omfang som illustrert i figur 2.6.

	Tabulated data	Simplified calculation methods	Advanced calculation models
<b>Member analysis</b> The member is considered as isolated. Indirect fire actions are not considered, except those resulting from thermal gradients	<b>YES</b> - Data given for standard fire only, 5.1(1) - In principle data could be developed for other fire curves	<b>YES</b> - standard fire and parametric fire, 4.2.1(1) - temperature profiles given for standard fire only, 4.2.2(1) - material models apply only to heating rates similar to standard fire, 4.2.4.1(2)	<b>YES</b> , 4.3.1(1)P Only the principles are given
<b>Analysis of parts of the structure</b> Analysis of parts of the structure. Indirect fire actions within the sub-assembly are considered, but no time-dependent interaction with other parts of the structure.	<b>NO</b>	<b>YES</b> - standard fire and parametric fire, 4.2.1(1) - temperature profiles given for standard fire only, 4.2.2(1) - material models apply only to heating rates similar to standard fire, 4.2.4.1(2)	<b>YES</b> 4.3.1(1)P Only the principles are given
<b>Global structural analysis</b> Analysis of the entire structure. Indirect fire actions are considered throughout the structure	<b>NO</b>	<b>NO</b>	<b>YES</b> 4.3.1(1)P Only the principles are given

Figur 2.6 Alternative brannmotstandsverifiseringer (NS-EN 1992-1-2:2004+NA:2010)

*500-Isotermen* er eksempel på en forenklet kalkulasjonsmetode og går ut på at styrken til betong med temperatur høyere enn 500 °C neglisjeres, mens betong under 500 °C regnes som upåvirket. Alternativt kan man anta visse styrkereduksjoner for ulike temperatursoner i betongen. Avanserte kalkulasjonsmodeller derimot, grunner på: «[...] fundamentale, fysiske lover slik at det oppnås en realistisk tilnærming til forventet oppførsel for den aktuelle konstruksjonsdelen», fritt oversatt fra 1992-1-2:2004+NA:2010 (2010). I tilfeller der en slik



avansert tilnærming må benyttes, skal den *totale* redundansen og robustheten til strukturen (inkludert knutepunkter og armering) vurderes (Knarud, 2015).

Brannesign av betongkonstruksjoner avhenger av betongens tetthet, kjemiske sammensetning, om den er normal- eller lettbetong, og ikke minst hvorvidt tilslaget er kvartsholdig eller kalksteinholdig (Raut & Kodur, 2010). For eksempel står det skrevet i eurokoden at: «Dersom kalksteintilslag er brukt, kan minimum veggtykkelse bli redusert med 10 %» (1992-1-2:2004+NA:2010, 2010). Dette kommer av at kalksteintilslaget termiske egenskaper er mer gunstig enn kvartsholdig tilslag.

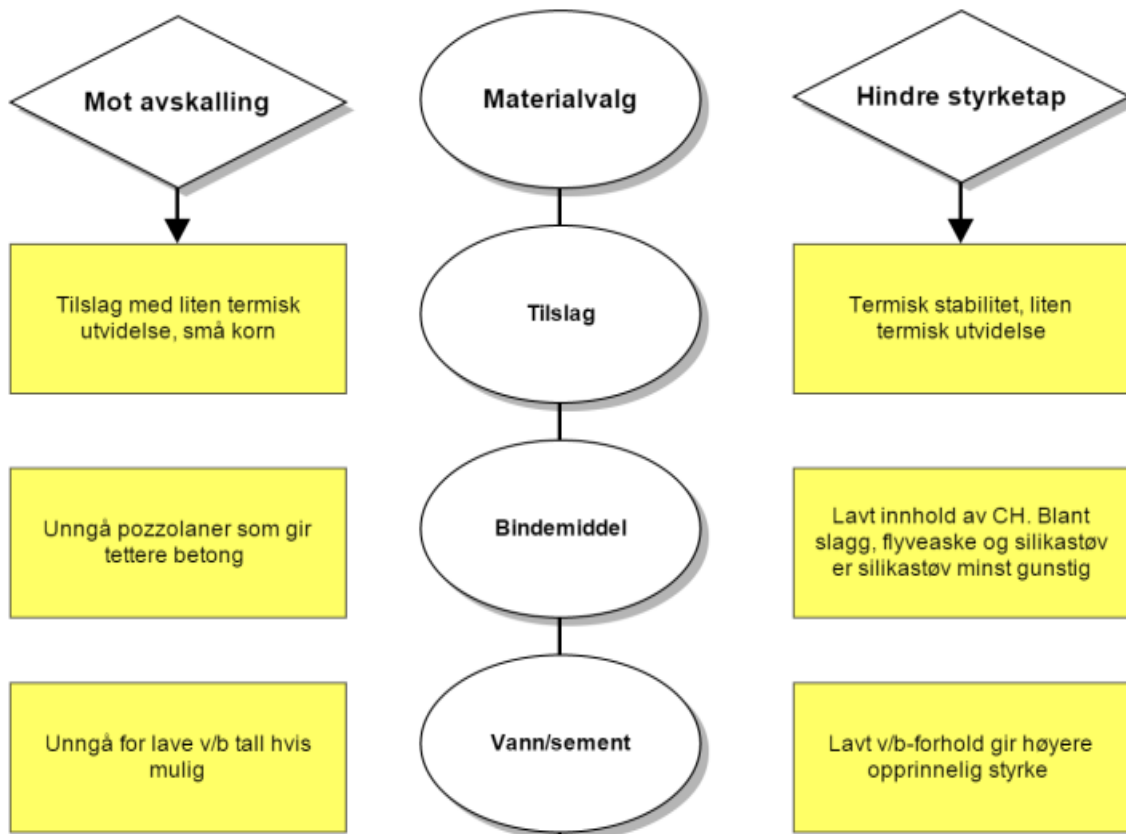
Avslutningsvis bør det dessuten nevnes at de nevnte metodene og kravene baserer seg på at betongtverrsnittet holder seg intakt, noe som ikke er tilfelle ved for eksempel avskalling.

## **2.5 Forbedret brannmotstand**

### **2.5.1 Betongresept**

Reseptvalg vil være avhengig av hvilke egenskaper man ønsker for betongen. At betongens styrke og motstand mot avskalling er omvendt avhengige av v/b-ratioen, er et eksempel på at det er vanskelig å konkludere med én bestemt betongresept som gir god brannmotstand. Materialvalgkonfliktene (og -overensstemmelsene) er listet opp i figur 2.7.

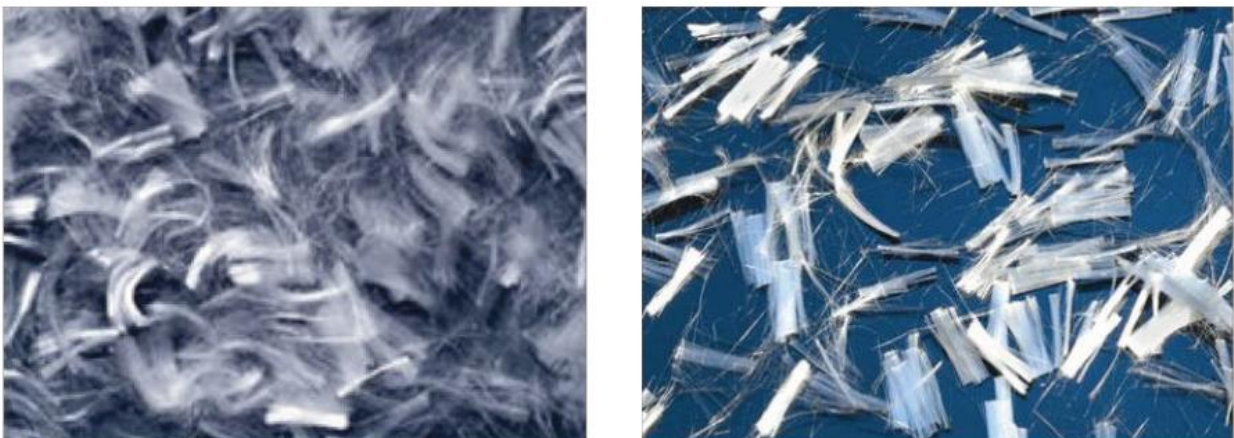
Når det er sagt, er det viktig å huske på at en eventuell avskalling vil føre til at mer betong eksponeres for de ekstreme temperaturene slik at en større andel av tverrsnittet opplever en styrkereduksjon. Derfor kan man argumentere for at hovedmålet bør være å holde betongtverrsnittet mest mulig intakt, med andre ord unngå avskalling.



**Figur 2.7 Materialvalg for å hindre henholdsvis avskalling og styrketap, gjengitt fra Khoury (2000)**

### 2.5.2 Polypropylenfiber

Å tilsette mikrofiber i betongblandingen er det vanligste tiltaket for å hindre avskalling. I Norge har mikropolypropylenfiber vært i bruk i tunneler siden 2004 (Fossan, 2013). Slik figur 2.8 avbilder finnes det ulike typer PP-fiber. De kan opptre alene (*monofilament fiber*), eller samlet i bunter (*multifilament fiber*).



**Figur 2.8 Monofilamente- (til venstre) og multifilamente fibre (til høyre) (Fossan, 2013)**

Det er polypropylenets *termiske egenskaper* som blir utnyttet for å forbedre betongens brannmotstand. Nøyaktig *hvorfor* brannmotstanden forbedres er det uenigheter om, men en fellesnevner for de ulike teoriene er riktignok at ikke *betongens* termiske egenskaper forbedres, men at poretrykket minskes.

- Teori 1 - Økt porøsitet

Fibrene smelter ved 160 °C og fordamper rundt 340 °C, og det etterlates en porøsitet som tilrettelegger for at det oppståtte vanntrykket kan slippes ut (Persson, 2004).

- Teori 2 - Økt utstrekning av ITZ

I tillegg til betongens opprinnelige, permeable ITZ-«system», vil det også dannes overgangssoner rundt de tilsatte fibre slik at det dannes et sammenhengende, permeabelt system (Jansson, 2013).

- Teori 3 - Mikroporer ved miksing

Ved å blande inn fibre øker sannsynligheten for at mikroporer mikses inn i blandingen.

- Teori 4 - Økt dannelse av mikrosprekker

En mer anerkjent teori er at dannelsen av mikrosprekker øker når PP-fiber tilsettes betongen. Fibrenes termiske ekspansjon og E-modul skiller seg fra betongens, samtidig som de oppleves som en diskontinuitet Fossan (2013).

- Teori 5 - Barriere for fukttransport mot betongkjernen

Når PP-fibre smelter vil dette hindre vanntransporten innover mot betongens kaldere kjerne. Vannet blir derimot presset ut av elementet slik at faren for avskalling reduseres betraktelig.

Eurokoden påpeker at avskalling *skal* unngås, og at dette må gjøres ved å beskytte høystyrkebetong ved hjelp av overflatebehandling, benytte betong som beviselig ikke vil skalle av, bruke et ekstra armeringsnett eller tilsette 2 kg PP-fiber med diameter 18 µm og lengde 6 mm fiber pr m<sup>3</sup> betong (1992-1-2:2004+NA:2010, 2010).



### 3. Regelverk

Ved utbygging av tunneler stiller det relevante regelverket, som blir beskrevet i det følgende krav til et sikkerhetsnivå som skal overholdes i tunnelen. Dette minimumssikkerhetsnivået gjelder både i prosjektering-, bygge- og driftsfasen.

#### 3.1 Lover

*Plan- og bygningsloven (PBL)* opplyser først og fremst om ulike ansvarsområder og -fordelinger, og setter kjøreregler for planlegging og drift. Loven fremmer lokal folkevalgt styring hvilket i praksis innebærer at kommunen skal drive den lovbestemte planprosessen og fatte vedtak (DSB & Vegdirektoratet, 2011). Veianlegg skal overholde PBL samt tilhørende forskrifter så langt det lar seg gjøre.

*Veiloven* er derimot direkte myntet på veianlegg, og formålet med loven er «[...] å sikre planlegging, bygging, vedlikehold og drift av offentlige og private veier, slik at trafikken kan avvikles på en måte som trafikantene og samfunnet er tjent med». Lovens §13 stiller for eksempel krav til veiernes utforming og standard, noe som blir beskrevet ytterligere i blant annet håndbok N500 *Vegtunneler* (Vegloven, 2015).

*Brann- og eksplosjonsvernloven* regulerer på sin side selve brannsikkerheten for veitunneler i drift. Som det står skrevet i loven innledningsvis, gjelder den:

[...] alminnelige plikter til å forebygge brann og eksplosjon samt sentral og lokal organisering og gjennomføring av brann- og eksplosjonsvernsarbeidet. Loven gjelder også ulykkes- og skadeforebyggende plikter i forbindelse med håndtering av farlig stoff og ved transport av farlig gods på land, samt krav til beredskap og innsats overfor akutte ulykker der brannvesenet har en innsatsplikt (Brann- og eksplosjonsvernloven, 2015, §2).

I denne loven, § 13 påpekes det at det er kommunens ansvar å identifisere *særskilte brannobjekter*. Dette er brannobjekter der en brann kan gjøre ualminnelige stor skade på helse, miljø eller materielle verdier. Vanligvis anses tunneler lengre enn 500 m som særskilte brannobjekt (DSB, 2015). For disse objektene kreves det at det gjennomføres jevnlig kontroll i regi av kommunen, og at det generelt gjøres ulike brannsikringstiltak for å bedre sikkerheten. I tillegg til at de *organisatoriske* kravene blir utdypet i tilhørende forskrift om brannforebyggende tiltak og tilsyn (FOBTOT), blir konkrete tiltak hovedsakelig dekket i Statens vegvesens håndbøker N500 (tidligere håndbok 021) og R511 *Sikkerhetsforvaltning av vegtunneler* (tidligere håndbok 269).

Brann forårsakes ofte av varmgang i det elektriske anlegget grunnet feilprosjektering, dårlig utstyrvalg, mangel på vedlikehold eller feilbruk. Et annet problem er at brann kan spre seg gjennom det elektriske anlegget ved feilprosjektering og/eller –utførelse. Dessuten kan manglende risikovurdering i prosjekteringsfasen føre til at prosjektert løsning ikke tilfredsstillende sikkerhetskravene ved kritiske situasjoner. For eksempel kan behov for ventilasjon, kommunikasjonssystem, belysning, trafikkstyring, overvåking, alarm osv. være undervurdert. *El-tilsynslovens* hovedmål er derfor at: «Elektriske anlegg skal prosjekteres, utføres, drives, vedlikeholdes og kontrolleres slik at de ikke frembyr fare for liv, helse og materielle verdier» (Eltilsynsloven, 2015).

### 3.2 Forskrifter

*Internkontrollforskriften* krever at det gjennomføres systematisk oppfølging av gjeldende krav fastsatt i arbeidsmiljøloven, forurensingsloven, produktloven, sivilforsvarsloven, samt de allerede nevnte brann- og eksplosjonsloven og el-tilsynsloven. Kartlegging og risikoanalyse kreves for å forebygge, samt rette opp eventuelle feil (DSB & Vegdirektoratet, 2011).

*Tunnelsikkerhetsforskriften* forebygger på sin side kritiske hendelser som kan sette mennesker, miljø og tunnelanlegg i fare gjennom tekniske og organisatoriske brannsikringskrav, og bør brukes i fellesskap med Vegvesenets håndbøker. Forskriften gjelder alle tunneler lengre enn 500 m på det transeuropeiske veinettet (TERN). EUs direktiv om minstekrav til sikkerhet i det transeuropeiske veinettet (EU-direktiv 2004/54/EF) utgjør store deler av forskriften (DSB & Vegdirektoratet, 2011).

### 3.3 Håndbøker

Statens vegvesen gir ut håndbøker på ulike nivå, med ulik betydning; «*Normalene* er hjemlet i lovverk og gjelder all offentlig veg/gate» (Vegvesenet, 2014). I likhet med *retningslinjene*, men i motsetning til *veiledningene* er de kravdokumenter. Med hjemmel i vegloven § 13 og tilhørende forskrift om anlegg og offentlig vei, er det utarbeidet håndbøker (både normer og retningslinjer) med konkrete branntekniske tiltak for både nye veitunneler, samt drift av allerede eksisterende. Disse gir standardløsninger som kun kan fravikes dersom det gjennomføres risikoanalyser som dokumenterer et sikkerhetsnivå tilsvarende som ved «preakseptert» løsning (Wiebes, 2012).

Håndbok N500 er eksempel på en normal. Den gir tekniske krav til nye tunneler og bestemmer eksempelvis tunnelens utforming og nødvendige sikkerhetstiltak utifra tunnelens *tunnelklasse*

(jf. delkapittel 5.1). Håndbok R510 *Vann- og frostsikring av tunneler* inneholder på sin side funksjonskrav og dimensjoneringsregler for vann- og frostsikring i vegtunneler. Håndbøkene refererer hyppig til hverandre og bør brukes sammen.





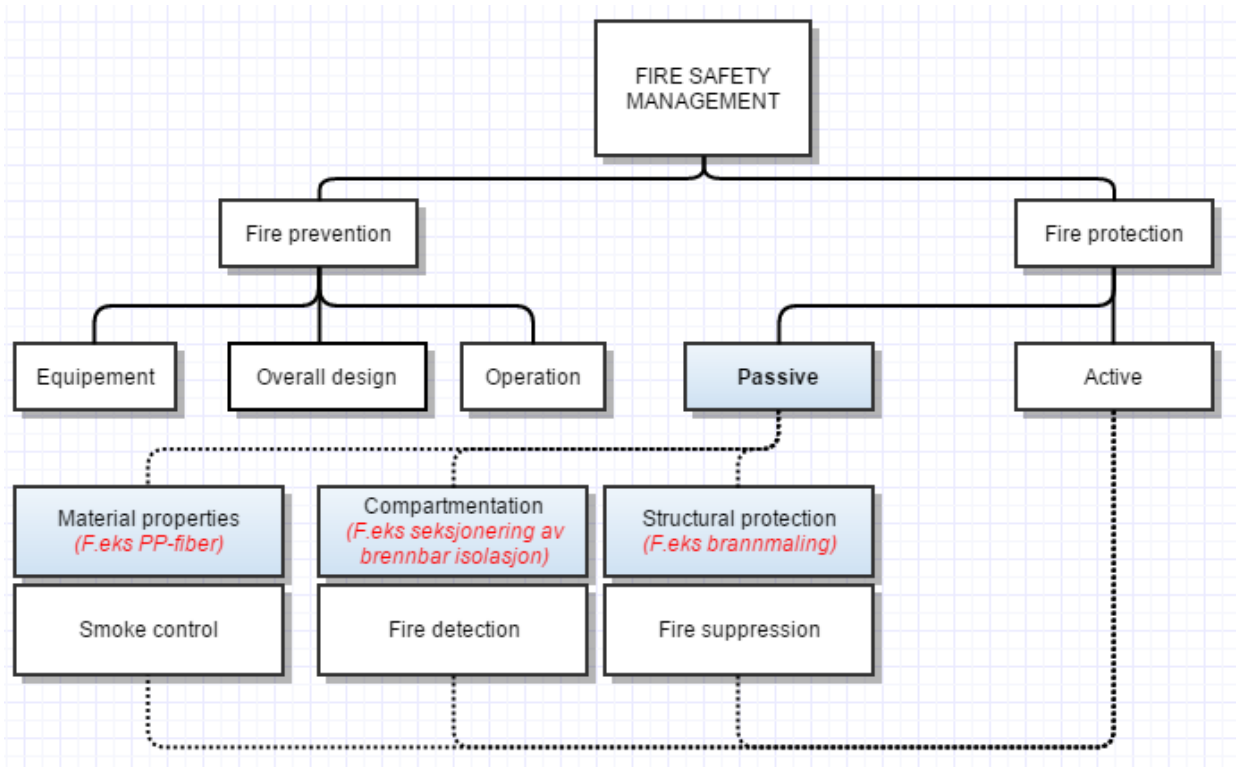
## 4. Verdier og brannscenarier

Sikkerhet i veitunneler dreier seg i stor grad om *sannsynlighet* for at hendelser inntreffer, samt *konsekvens* av eventuelle hendelser. Til sammen utgjør de *risiko*. Til tross for at monotone omgivelser påvirker vår hastighetsopplevelse, viser statistikken at det er få alvorlige ulykker som inntreffer i norske veitunneler. Når det er sagt, er konsekvensen av en eventuell ulykke generelt større enn for en ulykke «i dagen». Dette, i tillegg til at man ønsker å minimere trafikantenes *opplevde* risiko er grunnen til at man utfører tekniske, konstruksjons- og organisasjonsmessige tiltak for å opprettholde et visst sikkerhetsnivå.

### 4.1 Verdier

*Tid* og *samfunnsnytte* er eksempler på tapte verdier ved en tunnelbrann. Dette henger nøye sammen med verdien av selve konstruksjonen; store, strukturelle skader vil medføre høye kostnader og lengre «nede-tid». *Konstruksjonssikkerheten* påvirker dessuten også *personsikkerheten*, ved at eksempelvis betongavskalling kan skade personer som oppholder seg i tunnelen, både under og etter brannen. Ifølge den internasjonale veiorganisasjonen PIARC (jf. delkapittel 6.2), og i tråd med Vegvesenets verdier er det trafikantenes sikkerhet som er den viktigste verdier som må vernes om.

Tunnelen må være utformet for, og utrustet med tekniske installasjoner som fungerer i en nødsituasjon for å kunne ivareta personsikkerheten. Dette gjøres med såkalte *passive-* og *aktive* systemer som til sammen fungerer forebyggende, og skadebegrensende (figur 4.1).



**Figur 4.1** Skjematisk fremstilling av branntekniske tiltak for å sikre verdier, basert på Carvel and Beard (2005). Oppgavens hovedfokus er uthevet

Passive tiltak omhandler selve konstruksjonen eller beskyttelse av den, mens «aktive tiltak» hovedsakelig er tekniske systemer som fortrinnsvis virker skadebegrensende hva angår brannsikkerhet. Eksempler på slike tiltak er informasjonssystemer (f.eks. lysledesystem, videoovervåking, høyttaler osv.), branndeteksjon og varsling, og ikke minst ventilasjon og sprinkling.

Det er ikke krav til mekanisk ventilasjon utover naturlig ventilasjon (forårsaket av trafikkens bevegelse, tunnelmunningenes høydeforskjell, meteorologiske forhold) i alle tunneler, noe som derimot er tilfelle for *brannventilasjon*. Hvorvidt det har en positiv eller negativ innvirkning på brannsikkerheten kan i mange tilfeller diskuteres. Fordelen med ventilasjon i en brannsituasjon er at røyk luftes ut av tunnelen i tillegg til at konsentrasjonen av farlige gasser vil være lavere på grunn av innblandingen av luft. Ulempen er at ventilasjonen gir brannen en raskere brannvekst med tilgang til oksygen, noe som vil føre til en enda høyere temperatur nær brannen (Wiebes, 2012).

En liknende diskusjon pågår rundt bruk av sprinkling og vanntåkeystemer i tunneler. Tester har vist at slokkeanlegg har en viss effekt for å redusere den termiske belastningen på konstruksjonen, og dermed også de totale skadene (Nævestad & Meyer, 2012), men at det også

gir negative effekter som bør avdekkes og vurderes for hvert enkelt tilfelle. I 1999 uttrykte PIARC at de var negative til bruk av sprinkling, og argumenterte med følgende:

- Vann kan forårsake eksplosjon i kontakt med drivstoff og andre kjemiske substanser.
- Utløsning av sprinkelanlegg kan gjøre situasjonen svært uoversiktlig pga. selve vanddampen og fordi røyklaget blir avkjølt slik at det faller ned i synshøyde.
- Bruk av sprinkelanlegg har liten effekt for branner på innsiden av kjøretøy.
- Det er kostbart.

Siden den gang har organisasjonen blitt stadig mer positiv til tiltaket, og anerkjenner i dag at sprinkelsystem kan benyttes i tunneler der det er dokumentert at det bidrar til økt brannsikkerhet.

## 4.2 Årsak og brannforløp

I en brann skjer ukontrollerte forbrenningsreaksjoner der brennbare stoffer reagerer med oksygen i eksoterme oksidasjonsprosesser slik at energi frigis. Denne forbrenningsprosessen og produktene av den avhenger med andre ord av brenselstype, temperatur og oksygentilgang, men de vanligste produktene er likevel karbonmonoksid (CO), karbondioksid (CO<sub>2</sub>) og vanddamp.

Den viktigste forskjellen mellom brann i et rom (eller tunnel) og det fri er at det i det «lukkede rommet» vil dannes et røyklag som reflekterer energi tilbake til brenseloverflaten. Dessuten vil brannen varme opp veggene rundt, hvilket også vil reflektere stråling tilbake til rommet slik at brannen oppleves mer intens. Ifølge Wiebes (2012) er energiintensiteten for en brann i en tunnel fire ganger større enn om brannen hadde vært i det fri.

Tunnelbranner vil generelt være brenselkontrollerte på grunn av stor tilgang på oksygen gjennom naturlig trekk og ventilasjon, i forhold til mengde tilgjengelig brensel. Dette betyr at brenselmengden er bestemmende for når brannens utbredning begynner. Ventilasjonsanlegg vil forårsake at det oppståtte røyklaget i tunnelen blandes med den rene luften slik at man ikke ser et tydelig skille mellom de to lagene. Dette skiller tunnelbrann fra en standard “rom-brann” der et varmt røyklag legger seg øverst i rommet mens en kan observere et kaldt lag nederst. Før ventilasjonsanlegget skrur på, vil imidlertid situasjonen være noenlunde lik som for rombrannen, med unntak av at tunnelens geometri og lengde sørger for at røyklaget synker mot veibanen med økt avstand fra brannen (såkalt *røyksaks*) (Wiebes, 2012).

#### 4.2.1 Brannårsaker

Tabellen nedenfor (figur 4.2) viser en oversikt over årsaker til branner og branntilløp for veitunneler for de ulike regionene i Norge mellom 2008-2011. Til tross for at årsaken til over halvparten av tilfellene er uviss, er tendensen at tekniske feil og kollisjoner er hovedårsak bak veitunnelbranner.

	Region sør	Region vest	Region øst	Region midt	Region nord	Fordeling for Norge	Antall hendelser:
Uklart:	46,2 %	56,3 %	45,9 %	40 %	80 %	49,6 %	66
Tekniske problemer	30,8 %	27,1 %	29,7 %	43,3 %	20 %	31,6 %	42
Eneulykke:	7,7 %	6,3 %	8,1 %	6,7 %	0 %	6,8 %	9
Kollisjon:	15,4 %	10,4 %	16,2 %	10 %	0 %	12 %	16
Antall hendelser:	13	48	37	30	5	133	133

**Figur 4.2 Brannårsaker og årsaker til branntilløp for norske veitunneler 2008-2011 (Nævestad & Meyer, 2012)**

Feil på bremsesystemet er et typisk eksempel på en teknisk feil. Studier utført av Vegvesenet fra 2009 viser at 22 % av utenlandsregistrerte, tunge kjøretøy og 15 % av norskregistrerte, tunge kjøretøy har feil på bremsene. Dette kan føre til økt varmegang som igjen kan utvikle seg til brann (Nævestad & Meyer, 2012). For bratte tunneler er dessuten kjøring *oppover* en risiko for tunge kjøretøy ettersom luftstrømmen rundt motoren og eksosanlegget minker ved saktekjøring oppover, slik at tilstrekkelig kjøling uteblir. Videre er Norges mange bratte tunneler utfordrende siden fartsforskjellene som ofte oppstår mellom tunge og lette kjøretøy kan forårsake ulykker som igjen kan føre til brann. Undersjøiske tunneler har ofte stor stigning i begge ender (spesielt ved store vanddyp) og er dermed ofte representert i ulykkesstatistikken.

Statistisk sett forekommer branner i tyngre kjøretøy dobbelt så hyppig som branner i personbiler (beregnet etter antall kjørte km) og er ofte langt mer alvorlig enn branner i lette kjøretøy (Dahle, 2011). Mens en passasjerbil vil kunne gi fra seg en energimengde på 5 MW, vil store kjøretøy med lettantennelig last kunne bidra med omkring 200 MW (Hokstad, Jenssen, Mostue, & Foss, 2014). For at kjøretøy skal kunne brukes på offentlig vei må det tilfredsstille visse tekniske krav. Dette reguleres av EU-direktiv for å sikre en felles standard på veinettet på tvers av landegrensene.

I håndbok N500, delkapittel 5.5 omtales «Transport av farlig gods i tunnel». Det står skrevet at alle vanlige tunneler med liten trafikk som regel holdes åpne for transport av farlig gods, men at det for tunneler i bystrøk, undersjøiske tunneler og i lengre betongtunneler bør foretas

særlige vurderinger. Videre står det at slike analyser skal gjøre rede for hvorvidt risiko for skade forbedres/forverres ved kjøring på alternativ rute. Håndboken viser dessuten til vegtrafikklovens forskrift, § 4-1:

Vegdirektoratet kan etter uttalelse fra vedkommende fagmyndighet treffe vedtak om meldeplikt for transport av farlig gods, samt bestemme at transport av visse typer farlig gods på bestemte veger og i bestemte veitunneler bare skal være tillatt på særlige vilkår eller være helt forbudt. Vegdirektoratet kan delegere denne myndigheten til vedkommende vegsjef (Vegdirektoratet, 2014b, § 4).

I følge håndboken omfatter «Farlig gods» stoffer etc. som kan gi eksplosjon, utslipp av farlige gasser eller flytende væsker og stoffer som kan gi brann.

Faren for trafikkulykker er avhengig av tunneldesignet. Tverrsnittsgeometri, horisontal- og vertikal utforming er avgjørende parametere for ulykkesansynlighet. Det er av stor betydning om tunnelen har ett løp (tunnelklasse A-D) eller to løp (tunnelklasse E og F), og om trafikken går én eller to veier i hvert løp. Fare for frontkollisjon vil eksempelvis kun være til stede der trafikken beveger seg i begge retninger. Dessuten påvirkes ferdsele i *to* retninger fremfor *én* dersom en ulykke først skulle skje. For ettløpstunneler er dessuten mulighet for rømning begrenset ettersom det ikke er mulig å rømme til et annet tunnellop. Dette er mest kritisk for tunnelklassene A-C der eneste rømningsvei er gjennom inngangsportalene. For tunnelklasse D og tunneler i tunnelklasse C lengre enn 10 km, er det derimot krav til en rømningsvei uavhengig av tunnellopet som bilene kjører gjennom. Dette kan løses med rømningstunneler eller rømningsutganger opp mot overflaten. Basert på dette kan man konkludere med at bratte ettløpstunneler med toveis trafikk, (tunnelklasse A-C) har størst risiko for fatale tunnelulykker. Et stort antall av tunnelene i Norge hører til denne gruppen.

Avslutningsvis bør det understrekes at så lenge en brann oppstår i et kjøretøy uten farlig eller særlig brennbar last, utgjør den sjelden en stor trussel. Situasjonen forverres imidlertid betraktelig dersom det tar fyr i den brennbare isolasjonen som finnes i mange norske tunneler (Amundsen, 2001) (jf. delkapittel 5.3.1).

#### 4.2.2 Brannscenarioer

Brannscenarioer er kvalitative og/eller kvantitative beskrivelser av brannforløp der spesifikke hendelser blir skildret og vurdert spesielt for den aktuelle brannen. Scenarioene inkluderer eksempelvis brenselstype, -størrelse, -mengde og -lokalisering av sådan, branntype, brannvekstrate, ventilasjonssystem og menneskelig påvirkning (Haack, 2001). Ved å studere

relevante brannscenarioer kan man skaffe seg verdifull informasjon om hvordan røyk og temperatur utarter seg i tid og rom, og avdekke sannsynlige farer. En slik fremgangsmåte forenkler rømnings- og konstruksjonsdimensjoneringen. For eksempel er informasjon rundt hastigheten på brannen viktig ettersom en hurtig oppvarming av betongen medfører en mer alvorlig avskalling (jf. 2.3.1).

Dessverre er det ikke mulig å utarbeide brannscenario som stemmer fullstendig overens med virkelig brannforløp. Uforutsette hendelser i form av for eksempel tilsynelatende tilfeldig brannspredning, ventilasjon, temperatursvingninger og materialeegenskaper fører til at alle branner er forskjellige og dermed vanskelige å forutse. Nettopp derfor benyttes såkalte *designbranner* til dimensjonering av tunnelkonstruksjoner. Mens et brannscenario er en interaksjon mellom brannen og dens omgivelser, er en designbrann en forenklet tilnærming til en reell brann som kan inntreffe (Haack, 2001).

#### 4.2.3 Designbranner

I følge håndbok R510 skal forhåndsbestemte, standardiserte designbranner (ISO og HC) benyttes ved dimensjonering av brannbeskyttelse av isolasjonen i tunnelene. Tabellen nedenfor (figur 4.3) er hentet fra håndboken og viser at både relevant dimensjoneringskurve til bruk av konstruksjonsdimensjonering, samt dimensjonerende branneffekt brukt til dimensjonering av brannventilasjonsanlegg velges basert på aktuell tunnelklasse (jf. delkapittel 5.1).

Tunnelklasse	ÅDT (opp til)	Dimensjonerende brann Brannventilasjon, MW	Brannbeskyttelse av isolasjon	
			Eksponeringskurve	Tid (min.)
A	300	20	ISO 834	60
B	4000	20	ISO 834	60
C	8000	50	HC	60
D	12000	100	HC	60
E	15000	50	HC	60
F		100	HC	60

**Figur 4.3** Krav til brannbeskyttelse av isolasjon i henhold til standard tid- og temperaturkurver (Vegdirektoratet, 2014b)

#### *ISO-kurven*

Den standard ISO-kurven er som nevnt en av de to eksponeringskurvene som blir benyttet i branndimensjonering av brannbeskyttelse av isolasjon. Kurven tar i hovedsak utgangspunkt i forbrenningsraten til materialer benyttet i *bygninger* (cellulose-baserte materialer), og bør

benyttes med varsomhet for tunneler. Kurven brukes dermed kun for tunneler i tunnelklasse A og B.

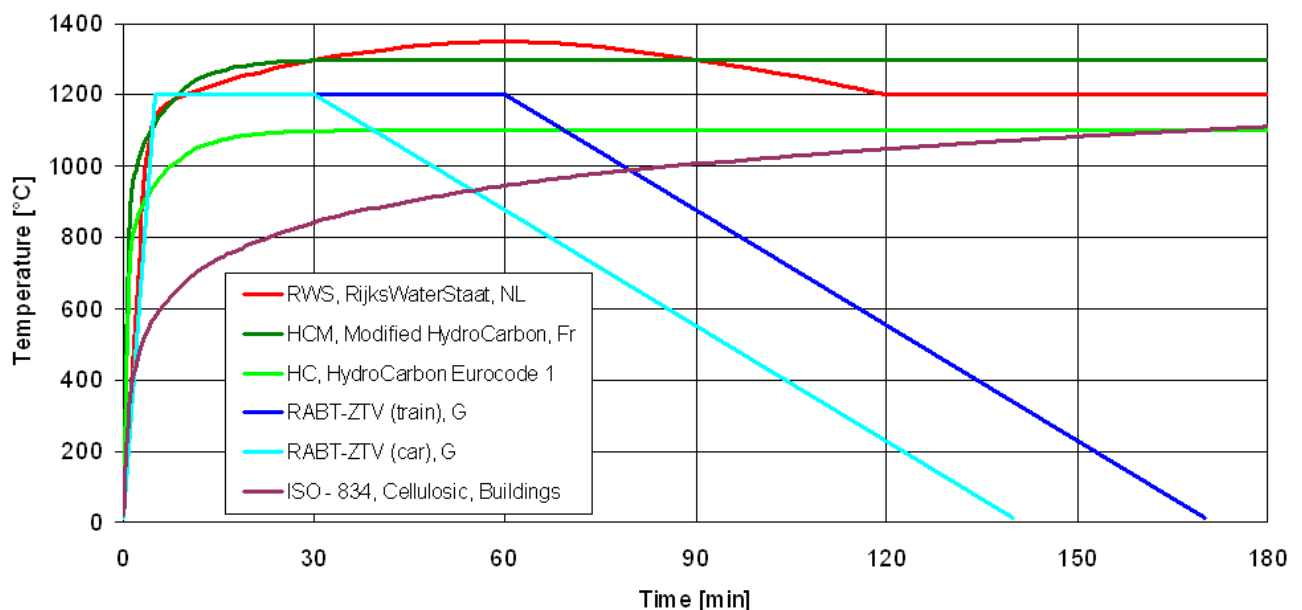
### HC-kurven

Hydrokarbonkurven representerer et langt mer «intense» brannforløp enn hva ISO-kurven gjør (figur 4.4), og kan derfor brukes for tunneler hvor det kan forventes «større» branner. Kurven omfatter branner der hydrokarboner er brennstoff, og er karakterisert med en rask temperaturøkning (0 °C - 900 °C innen fire minutter), hvilket gir en økt avskalling.

### RWS-kurven

Denne kurven har den samme brå temperaturøkningen som HC-kurvene, men holder en høyere makstemperatur (større styrkereduksjon for betongen). RWS-kurven ble utviklet av Rijkswaterstaat (Nederlands departement for infrastruktur og miljø) og baserer seg på verst tenkelige tunnelbrann. Scenarioet er at 50 m<sup>3</sup> bensin eller olje brenner med en brannlast på 300 MW, i 120 minutter. RWS skiller seg dessuten fra HC-kurven ved at den baserer seg på en brann i et mer lukket rom enn hva som er tilfelle for HC-kurven. Dette bidrar til en varmere og mer intens brann, hvilket gjør den desto mer anvendelig for tunneler. Riktigheten av kurven er for øvrig bekreftet for veitunneler i en fullskalatest utført i den norske testtunnelen, Runehamar (Promat, 2015).

Hverken RABT-kurven eller den såkalte *modifiserte hydrokarbonkurven* (HCM) anses som relevant for denne oppgaven og vil derfor ikke omtales nærmere.



Figur 4.4 Temperatur-tid kurver for ulike designbranner (Promat, 2015)



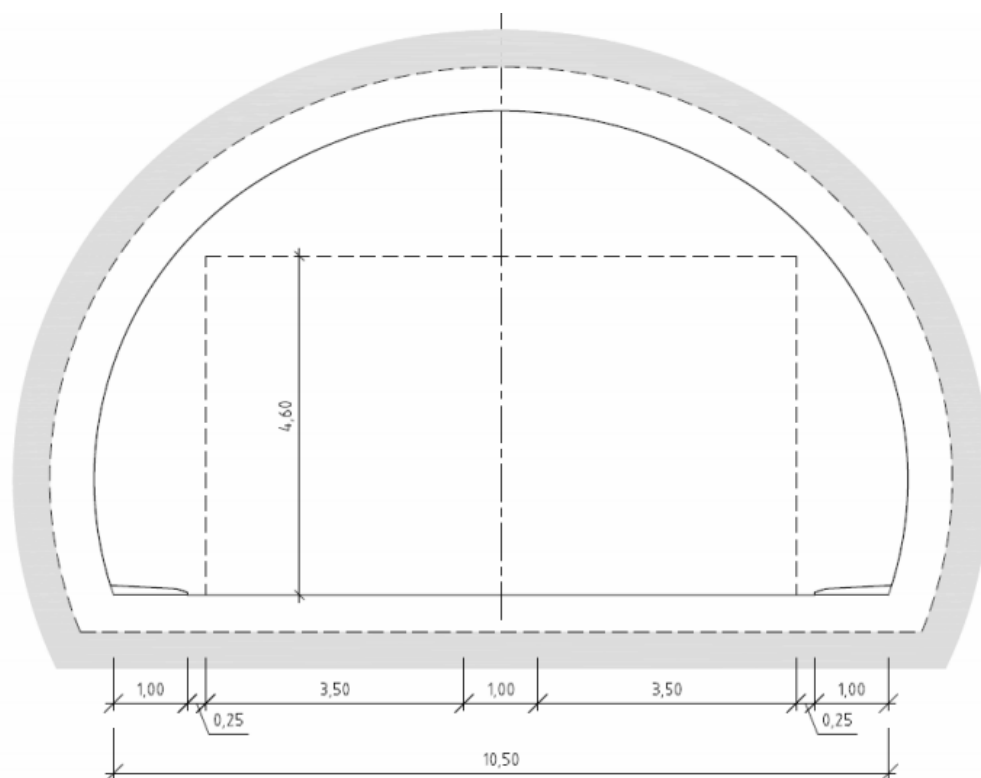


## 5. Tunnelutforming

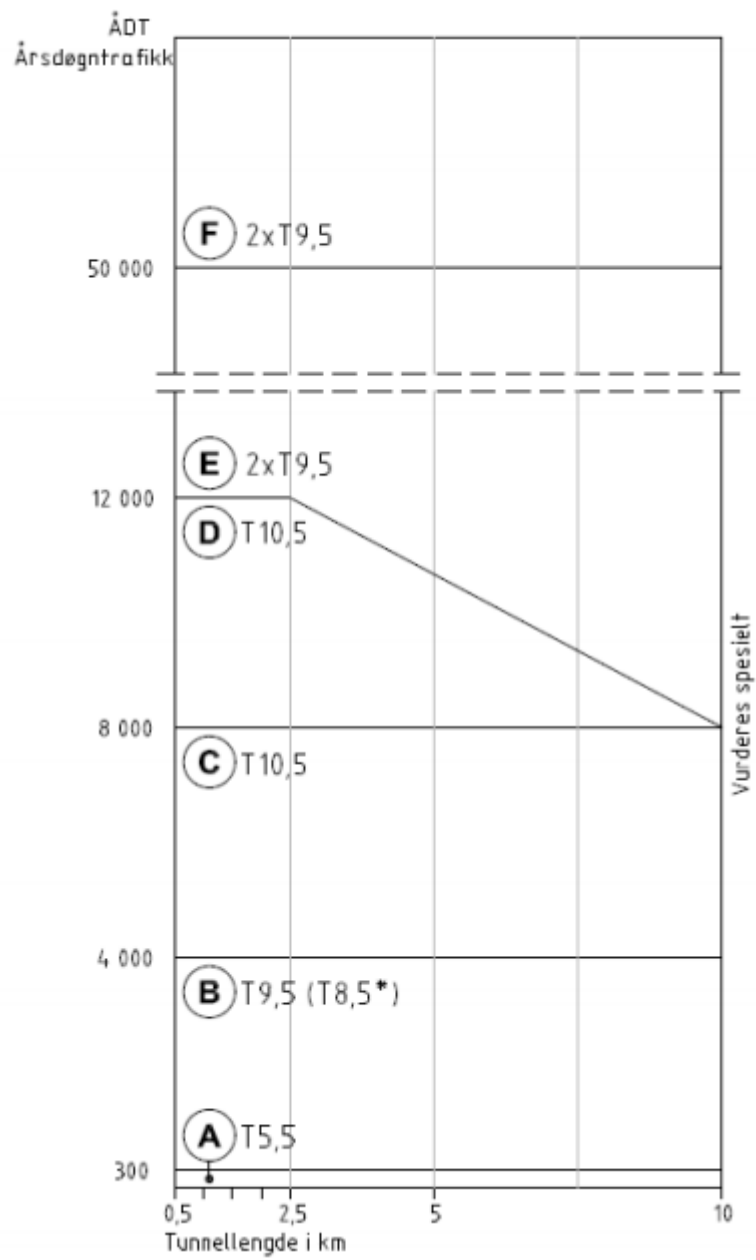
Veitunneler skiller seg fra veier i dagen ved at de blant annet har andre forhold på vinterstid, begrenset sideaktivitet, jevne lysforhold gjennom hele døgnet og året (med unntak av ved inngangssonen). Den viktigste forskjellen når det gjelder trafikantsikkerhet ved brann, er imidlertid at muligheten for å rømme er kraftig begrenset. Derfor stilles det krav til utforming (tunnelprofil, antall tunnellop, behov for havarinisjer osv.) som bestemmes ut ifra aktuell tunnelklasse.

### 5.1 Tunnelklasser

Tunnelklassen blir bestemt utifra figur 5.2. Den dimensjonerende trafikkmengden, årssdøgnetrafikk (ÅDT), er total trafikkmengde pr. år dividert med 365, og angir sum trafikk i begge retninger (Wiebes, 2012). Sifferet i tunnelklassen sier noe om tunnelbredden- for eksempel har et tunnelprofil T10,5 en total bredde på 10,5 m (se figur 5.1). Ellers utføres tunnelene fortrinnsvis med avrundede vegger og tak hvilket virker positivt for den visuelle kjøreopplevelsen ved at det bidrar til økt *optisk ledning* (logisk kjøring).



Figur 5.1 Tunnelprofil 10,5, (Vegdirektoratet, 2014a)



Figur 5.2 Tunnelklasser (Vegdirektoratet, 2014a)

<ul style="list-style-type: none"> <li>● Krav</li> <li>○ Vurderes</li> </ul>	TUNNELKLASSER						MERKNADER
	A	B	C	D	E	F	
<b>SIKKERHETSTILTAK</b>							
Havarinisjer		●	●	●	●	●	Se kapittel 4 Geometrisk utforming
Snunisjer		●	●	●			Se kapittel 4 Geometrisk utforming
Gangbare tverrforbindelser					●	●	Hver 250. m (se pkt. 4.7)
Nødutganger				●			Krav om enten nødutganger til det fri eller egen rømningstunnel med tverrforbindelser for tunnelklasse D (antall kjøretøy pr kjørefelt > 4000), og for tunneler lengre enn 10 km i tunnelklasse C (jf. 5.1). Avstand hver 500 m (se pkt. 4.7)
<b>SIKKERHETSUTRUSTNING</b>							
Strømforsyning, belysning og ventilasjon	Se kapittel 10 Tekniske anlegg						
Nødstrømsanlegg	●	●	●	●	●	●	Belysning ved strømutfall. Se pkt. 5.2.2.1 og 10.3.6
Ledelys for tunnel	●	●	●	●	●	●	Ca. 62,5 m avstand. Se pkt. 5.2.2.2
Nødutgangsskilt, og skilt som viser retning og avstand til nødutgang			●	●	●	●	Krav for tunneler med nødutganger og tverrforbindelser. Se pkt. 6.2
Avstandsmarkering i tunnel	●	●	●	●	●	●	Krav for tunneler lengre enn 3 km. Skiltet plasseres for hver 1000 m. Se pkt. 6.2
Nødstasjon	●	●	●	●	●	●	Inneholder nødtelefon og to brannslukkere. Se fig. 5.1 – 5.5. Hver 125 m. I spesielle tilfeller min. hver 250 m ved oppgradering (jf. 5.2.4). Nødstasjon installeres i tillegg utenfor hver tunnelåpning.
Slokkevann	●	●	●	●	●	●	Aktuelle løsninger i pkt. 5.2.2.4
Rødt stoppblinksignal	○	●	●	●	●	●	Se pkt. 6.3. Tunnelklasse A: krav for tunneler > 1km
Fjernstyrte bommer for stengning		○	○	●	●	●	Se pkt. 5.2.2.5
Variable skilt		○	○	○	○	○	Se pkt. 6.3 og 5.3
Kjørefeltsignaler					○	○	Se pkt. 6.3
ITV-overvåking			○	○	○	○	Se pkt. 5.2.2.6 og 5.3. Krav i tunneler > 3 km og > 2 000 kjøretøyer per kjørefelt
Radio- og kringkastingsanlegg	●	●	●	●	●	●	Se pkt. 5.2.3
Mobiltelefon *	○	○	○	○	○	○	Se pkt. 5.2.3.4
Høydehinder (avviser)	●	●	●	●	●	●	Se pkt. 5.2.2.7

\* Ikke sikkerhetsutstyr

**Figur 5.3 Tiltak for å sikre minimum sikkerhetsnivå i tunneler (Vegdirektoratet, 2014a)**

Norge er et tunnelland ettersom landets mange fjorder og fjell krever mange tunneler. De fleste av disse tunnelene ligger utenfor byene, hvilket resulterer i at de fleste norske tunneler har en lav ÅDT og tilhører dermed en «lav» tunnelklasse. Konsekvensen av dette er at det finnes svært mange ettløpstunneler med toveistrafikk (Wiebes, 2012), jf. delkapittel 4.2.1.

I tillegg til at tunnelklassen er avgjørende for tunnelens utforming i lengderetning, setter den også føringer for mekanisk-, vann- og frostsikring. Når det er sagt, er også valg av tunnelprofil avhengig av tekniske og økonomiske forhold, og det er mulig å fravike den standard tunnelutformingen ved å for eksempel gjennomføre en risikovurdering.

## 5.2 Bergsikring

Den mekaniske sikringen velges med utgangspunkt i geologiske og geofysiske forundersøkelser. Basert på kvaliteten til bergmassene, kategoriseres tunnelene i sikringsklasser som bestemmer type permanent sikring, som vist i tabellen nedenfor.

Bergmasse klasse	Bergforhold Q-verdi <sup>(1)</sup>	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 10 – 100	<b>Sikringsklasse I</b> - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700 tykkelse 80 mm, ned til 2 m over såle
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m. Q = 4 – 10	<b>Sikringsklasse II</b> - Systematisk bolting (c/c 2 m), endeforankrete, forspente, gyste - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm, sprøytes ned til såle
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 1 – 4	<b>Sikringsklasse III</b> - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm eller mer. - Systematisk bolting (c/c 1,5 m), endeforankrete, endeforankrete som gvyses i ettertid, eller gyste
E	Svært dårlig bergmasse.  Q = 0,1 – 1	<b>Sikringsklasse IV</b> - Forbolting ved Q < 0,2, ø25 mm, maks. c/c 300 mm - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm. - Systematisk bolting, c/c 1,5 m, gyste - Armerte sprøytebetongbuer ved Q < 0,2, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c 2 – 3 m, buene boltes systematisk, c. 1,5 m, lengde 3 – 4 m. <sup>(2)</sup> - Sålestøp vurderes
F	Ekstremt dårlig bergmasse.  Q = 0,01 – 0,1	<b>Sikringsklasse V</b> - Forbolting, c/c 200 – 300 mm, ø32 mm eller stag (selvborende). - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 – 250 mm. - Systematisk bolting, c/c 1,0 – 1,5 m, gyste. - Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c 1,5 – 2 m, buene boltes systematisk, c. 1,0 m, lengde 3 – 6 m. <sup>(2)</sup> - Armert sålestøp, pilhøyde min. 10 % av tunnelbredden.
G	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse, Q < 0,01	<b>Sikringsklasse VI</b> - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt.

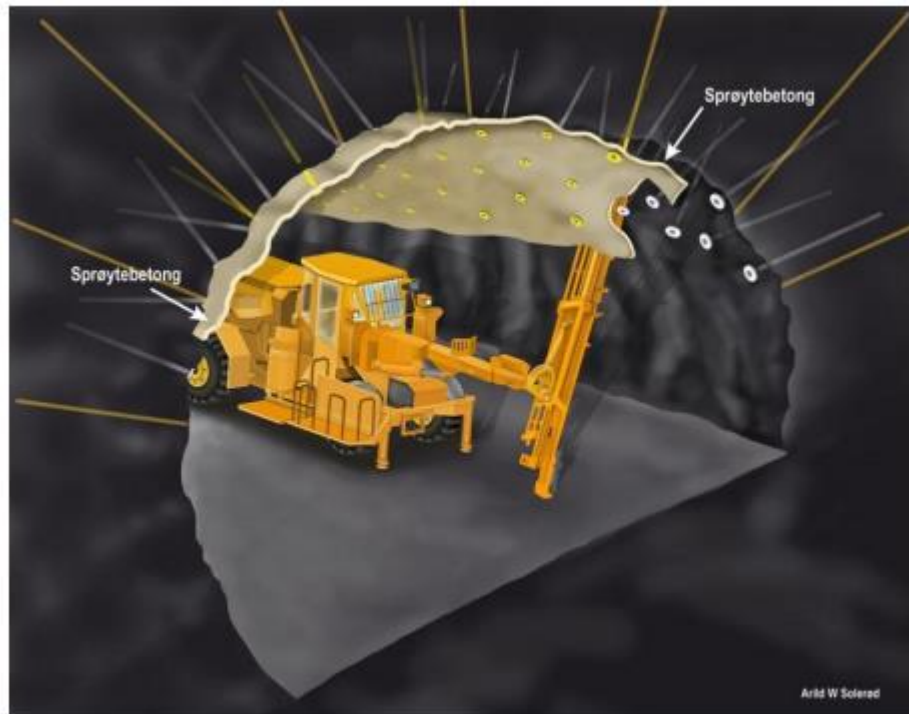
<sup>(1)</sup> Q-verdiene er gitt for uniaxial compressive strength, UCS = 100 MPa

<sup>(2)</sup> For krav til materialer, metoder og løsninger henvises til Teknologirapport nr. 2538: Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler.

Figur 5.4 Bergsikringsklasser (Vegdirektoratet, 2014a)

Tabellen viser at stabilitetssikringsmetodene kan brukes hver for seg, eller i kombinasjon med flere. Håndbok N500 trekker frem rensking (ved stabile tunnelvegger og –tak), bolting, sprøytebetong, sprøytebetongbuer og forinjeksjon som vanlig praksis. Berggrunnen i Norge er

generelt av en slik kvalitet at berget kan benyttes som hovedkonstruksjonsmateriale og kun supplementeres med sprøytebetong og bolter slik bildet nedenfor (figur 5.5) illustrerer (Buvik, 2012).



**Figur 5.5 En kombinasjon av fjellbolter og sprøytebetong som stabilitetssikringssystem (Vegdirektoratet, 2014a)**

I et brannsikkerhetsperspektiv er bergsikringen av interesse på grunn av sin lastbærende funksjon,  $R$  (jf. delkapittel 2.4), slik at betongens styrkeegenskaper hovedsakelig er viktigere enn dens motstand mot avskalling. Likevel skal det nevnes at bergsikring i form av sprøytebetong også fungerer som en siste beskyttelsesinstans før fjellet blir påvirket av varmen. Berggrunnens egenskaper endres og degraderes også ved store varmpåkjenninger slik som betongen (jf. kapittel 2). Boltene har på sin side neglisjerbar innvirkning på brannsikkerheten i en tunnelkonstruksjon.

### **5.3 Vann- og frostsikring**

I norske tunneler kan frost være en utfordring. I tillegg til at trafikksikkerheten minsker ved glatte veier og istapper i taket, kan vann fryse til is i sprekker slik at både berg og betong skaller av. I håndbok R510 står det at slik sikring normalt utføres ved *avskjerming* av vannet som føres videre til drensaget. Dersom frostmengden i området overskrider angitte grenser, må avskjermingen isoleres. Tunnelåpningen og svake soner i fjellet er ofte problematiske områder (Vegdirektoratet, 2014b). Vann- og frostsikringen (V/F-sikringen) monteres på innsiden av

bergsikringen (nærmest veidekket) og må i enkelte tilfeller påføres et ekstra brannbeskyttende sjikt (jf. delkapittel 5.4).

Det finnes tre, men i praksis to metoder for frostsikring i Norge:

- Polyetylenskum (PE-skum) med 80 mm overdekkende, nettarmert sprøytebetong (evt. 60 mm overdekning ved bruk av fiberarmert betong)
- Membran, evt. ekstrudert polystyren (XPS) og prefabrikkerte betongelementer

Et tredje alternativ er å støpe ut tunnelen i hele sin lengderetningen. Grunnet høye konstruksjonskostnader og god bergkvalitet er dette lite brukt i Norge.

På samme måte som for bergsikringen, bestemmes nødvendig V/F-sikring basert på aktuell tunnelklasse, jf. tabellen nedenfor (hentet fra Vegvesenets rundskriv om typegodkjente metoder for V/F-sikring).

Metode	Tunnelklasser					
	A	B	C	D	E	F
PE-skum m/60 mm sprøytebetong, stålfiberarmert	•	•				
PE-skum m/80 mm sprøytebetong, nettarmert	•	•	•	•	*	*
Betongelementer	•	•	•	•	•	•
Utstøping, membranisolert	•	•	•	•	•	•

\* Løsningen kan benyttes ifm overgangstverrsnitt, og tverrsnittsendringer hvor det vil være krevende med tilpasninger av betongelementer.

**Figur 5.6 Vann- og frostsikringsmetode bestemmes utifra aktuell tunnelklasse (Henning, 2004)**

For betongen i V/F-sikringen er det dens isolerende egenskaper samt evne til å motstå avskalling som er kritiske faktorer for brannsikkerheten. De tre praksisene samt deres egnethet med tanke på brannsikkerhet vil bli beskrevet i de neste underkapitlene.

### 5.3.1 PE-skum og sprøytebetong

Ettersom PE-skumplater og sprøytebetong er den mest økonomiske metoden har dette vært den dominerende løsningen i mange år. Dette er dessuten en svært fleksibel løsning, siden både sprøytebetongen og PE-skummet enkelt kan tilpasses et varierende tverrsnitt samt deles inn i

seksjoner for å effektivt unngå brannspredning. Det er ønskelig at skumplatene monteres nærmest mulig det teoretiske sprengningsprofilen («på knøl») for å redusere luftvolumet mellom berget og platene. På den måten begrenses tilgjengelig oksygen ved en brannsituasjon, og behovet for lange boltelengder minskes.

Håndbok R510 skriver følgende om hvelv av sprøytebetong:

Hvelv av sprøytebetong skal ha minste tykkelse 60 mm for fiberarmert og minste tykkelse 80 mm for nettarmert sprøytebetong der sprøytebetong blir benyttet som brannbeskyttelse av brennbar isolasjon. Sprøytebetongen skal være tilsatt finfordelte polypropylenfiber (PP-fiber) (Vegdirektoratet, 2014a, s.32).

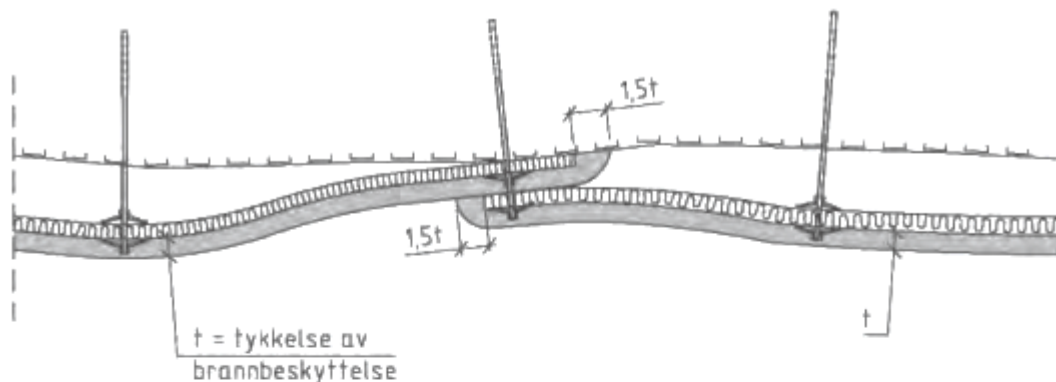
Det er vanlig praksis å bruke en betongkvalitet tilsvarende annen sprøytebetong, (B35, M45) for et slikt betonghvelv. Porøsiteten i denne betongen er større enn for konstruksjonsbetong med samme masseforhold ettersom tilslagsstørrelsen er redusert. I tillegg til dette får sprøytebetongen en ytterligere økning i porøsitet på ca. 1 % som en konsekvens av ufullstendig komprimering i sprøyteprosessen (Smeplass, 2015a). Dette er positivt med tanke på avskalling, men det gir til gjengjeld en lavere, initiell styrke, som forklart i kapittel 2.

Håndboken understreker viktigheten av dilatasjonsfuger, som skal plasseres hver 30-40 m. I tilfeller der hvelv av sprøytebetong og betongelementer kombineres, skal fugene legges i flukt med veggelementfugene slik at fri bevegelse sikres mellom hvelv av sprøytebetong og veggelement. Dessuten skal det plasseres fuger i områder der hvelvet påføres en fastholdning, f.eks som følge av havarinisjer, brannseksjonering etc.

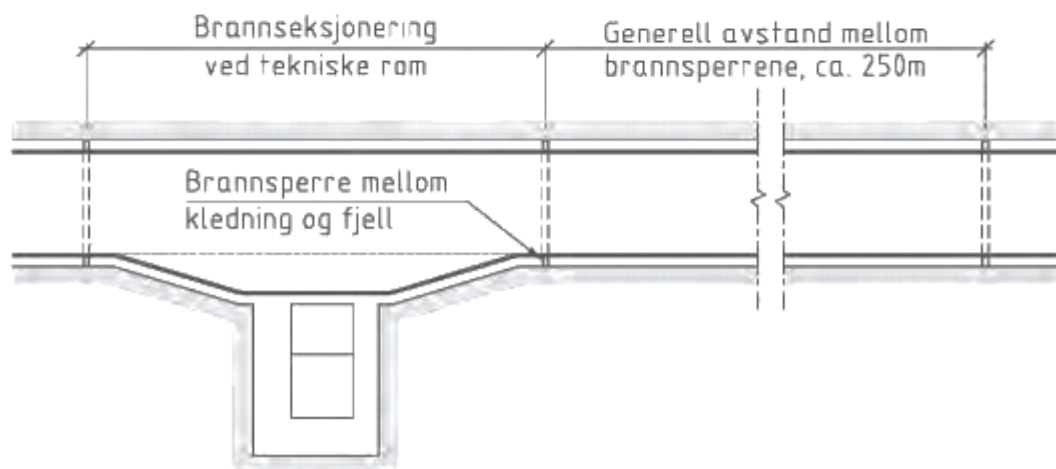
Plastbaserte materialer har vært brukt i vann- og frostsikring i norske veitunneler siden slutten av 1970-tallet. Utfordringen er at materialet har vist seg å være nokså brennbart, slik at en eventuell brann bak betongveggene lett kan spre seg innover i tunnelen. I tillegg kan en slik brann føre til langvarig røykutvikling samt frigjøring av farlige gasser. Brann i isolasjonsmateriale kan dessuten være vanskelig å slokke på grunn av sin utilgjengelige plassering.

PE-skummet smelter rundt 120-130 °C, men tar fyr først ved 300 °C, avhengig av densitet. Derfor er kravet til brannbeskyttelse av isolasjon innfridd dersom gjennomsnittstemperaturen på den brennbare overflaten ikke overstiger 250 °C. Utover dette stilles det krav til at lange strekninger med brannsikret, brennbart materiale skal brannseksjoneres (ca. hver 250 m) for å hindre ytterligere brannspredning. I tillegg må tekniske rom, tverrforbindelser, såkalte «sikre

rom» og andre rømningsveier skjermes spesielt (figur 5.7). Seksjoneringen utføres med såkalte *brannsperrer* som stort sett utføres i betong (Tollefsen, 2015).



Figur 5.3: Eksempel på utforming av brannsperre.

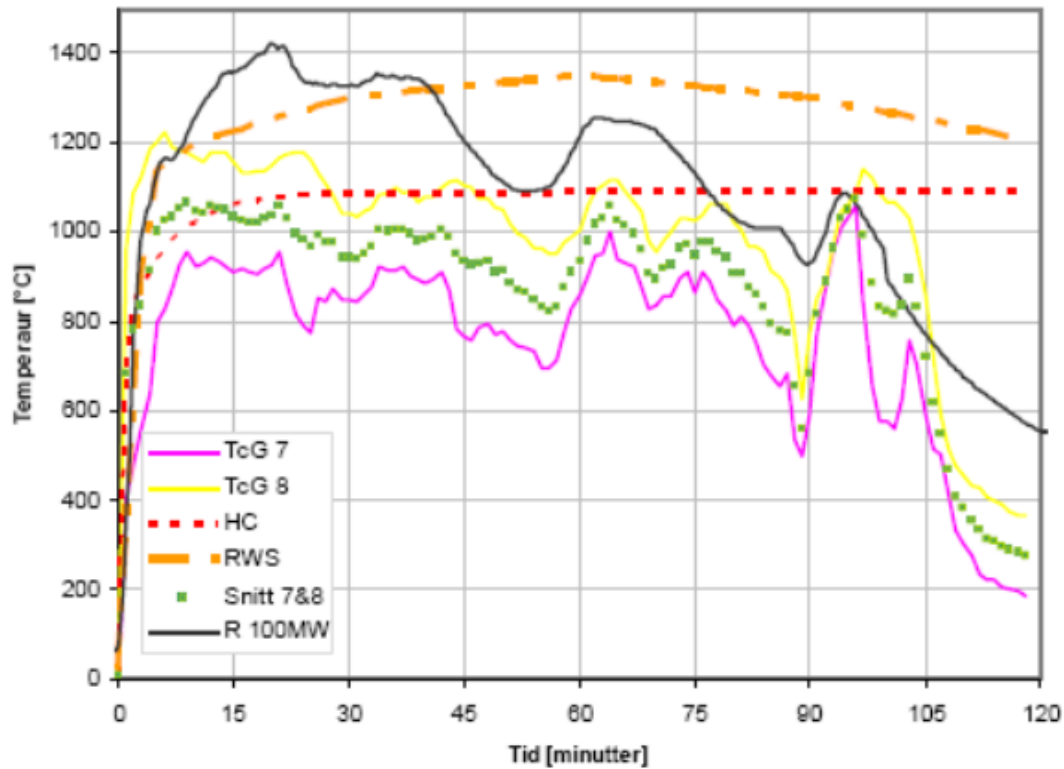


Figur 5.7 Eksempel på utforming av brannsperre, (Vegdirektoratet, 2014a)

I 2006 ble et fullskala brannforsøk gjennomført av Statens vegvesen i Runehamartunnelen. For et 22 m langt felt ble det montert PE-skumplater med et 80 mm tykt, nettarmert sprøytebetonglag tilsatt 2 kg PP-fiber pr.m<sup>3</sup> i henhold til regelverket. I forsøksrapporten står det at tunnelkledningen ble branntestet for en dieselbrann med rask brannutvikling opp til 100 MW, deretter varierende mellom 80-100 MW i en time for deretter å falle gradvis tilbake til rundt 10 MW etter 3,5 timer. Denne branneffekten holdt seg konstant i ytterligere 2 timer. I følge rapporten kunne brannen sammenliknes med RWS-kurven den første timen, for å deretter følge HC-kurven de neste 30 minuttene, se figur 5.8 (Buvik, 2007). Konstruksjonen forble



intakt gjennom hele forsøket og det ble kun observert mindre smelteskader i isolasjonen uten antydning til antennelse. Basert på dette forsøket kan det derfor konkluderes med at kravene til *brannsikring for personsikkerhet* ivaretas ved dagens krav til sprøytebetongoverdekning av brennbar isolasjon.



**Figur 5.8 Tid-temperaturkurve registrert under forsøket, sammenlignet med kjente standard tid-temperaturkurver, RWS-kurven (Rijkswaaterstaat) og HC-kurven (Hydrocarbon fire curve) (Buvik, 2007)**

Likevel er det en pågående diskusjon om hvorvidt det er akseptabelt i det hele tatt å benytte brennbart materiale som isolasjon i tunneler eller ikke. I 2004 satte Vegvesenet seg et mål om å avvikle bruk av PE-skum til vann- og frostsikringer av nettopp denne grunn. I Vegvesenets rapport nr. 161 knyttet til «Moderne Vegtunneler» skriver Nævestad and Meyer (2012) at:

[...] med den kunnskap og erfaringen vi har fra tunneler i inn- og utland, samt alternative løsninger utviklet og utprøvd de siste ca. 5 årene, har vi i dag nok alternativer til å kunne anbefale at det i alle nye vegtunneler ikke brukes materialer som gjør tunnelkonstruksjonen brennbar (Nævestad og Meyer, 2012, s. 21)

Istedenfor å bruke PE-skum i V/F-sikringen, kan membran benyttes i mange tilfeller. Stort sett er også dette brennbart plastmateriale, men vil imidlertid ikke bidra med den samme brannlasten som PE-skummet (Larsen, 2015).

### 5.3.2 Tunnelelementer

For tunneler med ÅDT over 8000, er det krav til gjennomgående, prefabrikkerte, veggelementer av betong. Disse isoleres ved behov, vanligvis med XPS-isolasjon. En annen mulighet er å bruke såkalte «Sandwich elementer» som består av et ytre, bærende lag betong, påmontert isolasjon og en indre vange av betong tilsatt PP-fiber (Larsen, 2015).

Fugene mellom elementene skal være 20 mm ifølge håndbok N500. Umiddelbart kan man mistenke at fugene utgjør svake punkter ettersom de slipper gjennom varme til en vesentlig større grad enn hva betongen gjør. Dersom varme slipper inn bak brannsikringen får brannen mulighet til å spre seg videre i isolasjonen. Likevel har det vist seg ved tidligere tunnelbranner at fugene representerer en ubetydelig fare med mindre de blir utsatt for en direkte brannpåkjenning, hvilket var tilfelle i Follotunnelbrannen i 2009. Her ble det observert svekkede, brannskadde områder i isolasjonen rundt fugen, og røyk seg ut igjen gjennom fugene idet isolasjonen på baksiden smeltet (Larsen, 2015). Dette ga ikke dramatiske konsekvenser, men for undersjøiske tunneler er det generelt svært viktig at skjøtene er tette for å unngå vanninntrenging. For slike tunneler kan det benyttes fuger som ekspanderer ved høye temperaturer for å sikre tett konstruksjon. Dette er for eksempel benyttet i Bjørvika tunnelen (Larsen, 2015).

Ved bruk av betongelementer vil riktignok fleksibiliteten ved utbygging minke betraktelig siden elementene er prefabrikkerte i standard størrelser. En annen ulempe er at hele elementer må byttes ut dersom betongen skades. Da er man dessuten avhengig av faktorer som leveringstid og lagringsplass for både nye og gamle elementer. Når det er sagt, unngår man å bruke det brannfarlige PE-skummet. Selv om også XPS er brennbart, vil den være bedre beskyttet ettersom betongelementene er tykkere enn sprøytebetongen over PE-skummet (tunnelementer har normalt en tykkelse på 150 mm i veitunneler (Fløystad, Holestøl, & Bjugstad, 2012)).

I mange tilfeller utføres tunneler med en kombinasjon av tunnelementer og PE-skum; vanlig praksis er eksempelvis å benytte betongelementer i veggene og PE skum i taket.

### 5.3.3 Full utstøping

Ved full utstøping støpes en uarmert, uisolert, men PP-fiberholdig konstruksjon (minimum 250 mm tykkelse) innenfor en vanntett membran på en avrettet sprøytebetongoverflate.

Løsningen kan redusere omfanget av øvrige sikringsmidler, samt erstatte tradisjonelle vann- og frostsikringsløsninger og dermed øke brannsikkerheten. Flere land i Europa har gode erfaringer med bruk av betongutstøping og membran. Byggeleder Sveinung Hovland ved Statens vegvesen i Sogn og Fjordane understreker imidlertid at dette er en svært kostbar konstruksjonstype og foreslår at man heller fokuserer på å utnytte den solide, norske fjellgrunnen. Likevel er bruk av betongutstøping implementert i Vegvesenets nye strategi for tunnelutbygging og blir derfor nærmere omtalt i delkapittel 6.1.2.

#### **5.4 Brannsikring mot konstruksjonskollaps**

I tillegg til at betongen som en del av V/F-sikringen beskytter den brennbare isolasjonen (og membranen) mot høye temperaturer, samt må holde seg intakt for å sikre trygg rømning, finnes det tilfeller hvor man må brannbeskytte tunnelhvelvet ytterligere. I disse tilfellene er målet å hindre *konstruksjonskollaps*; dette fordi det er en betydelig sannsynlighet for at kollaps kan inntreffe og/eller fordi det vil få katastrofale konsekvenser dersom dette skulle skje. Typiske eksempler er senketunneler, andre tunneler med fare for vanninnbrudd eller tunneler som kan forårsake betydelige skader på nærliggende konstruksjoner ved eventuell kollaps (Vegdirektoratet, 2014a). Utover dette er det ikke angitt tydelige, konkrete krav for hvilke tilfeller som må benytte ekstra brannbeskyttelse, noe som medfører at tiltaket ofte uteblir. Derfor bør kravene skjerpes (Tollefsen, 2016).

I følge håndbok N500 skal denne ekstra beskyttelsen dimensjoneres etter RWS-kurven, for en brannbelastning på minimum 200 MW i to timer (Vegdirektoratet, 2014a). Dette oppnås ved bruk av påsprøytede produkter, maling, termisk beskyttende plater el.

Til nå er det kun fokusert på betong brukt i bergsikring og desto mer omtalt; dens rolle som brannbeskyttelse. Dette er også hovedfokus videre i oppgaven. Likevel er det verdt å nevne at det finnes flere bruksområder for betong i en tunnel, grunnet materialets gode egenskaper, dens allsidighet og pris. Betong brukes eksempelvis som midtdelere, føringskanter og i enkelte tilfeller i veidekket. Utover dette utføres pumpehus, tekniske rom, rømningsveier og sikre rom i betong. Sikre rom er rom hvor trafikanter kan oppholde seg i påvente av å bli reddet, eventuelt få muligheten til å rømme selv. Per dags dato er det kun bygget sikre rom i Oslofjordtunnelen, men Tollefsen påpeker at dette er et viktig tema i Vegdirektoratet p.t (Tollefsen, 2015). I den forbindelse er brannsikker betong høyst relevant.



## 6. Brannsikkerhet i norske tunneler

For å minimere omfanget av branner i norske tunneler er det naturligvis virkningsfullt å redusere/eliminere faremomentene. I mange tilfeller lar imidlertid ikke dette seg gjøre, slik at tiltak gjennomføres først og fremst for å redusere *konsekvensene* av eventuelle branner (fremfor sannsynligheten for at de oppstår). Tiltak som gjennomføres tar utgangspunkt i *sikkerhetsstrategier* gitt av Vegvesenet. Strategiene tar utgangspunkt i, og stilling til temaer som levetid, sikkerhet, helse og arbeidsmiljø, kvalitet og tunnelkonsept (utforming og profil), og vektet disse faktorene opp mot hverandre.

### 6.1 Tunnelsikkerhetsstrategier

#### 6.1.1 Tidligere strategi

De fleste av de norske tunnelene er bygget fra 1960 og utover (Buvik, 2012). Denne perioden har bydd på en enorm utvikling når det gjelder prosjektering og bygging av tunneler, slik at dagens tunneler representerer et spekter av de ulike periodene. Periodene er farget av ulikt regelverk og «mindset» innen tunnelbygging, samt «byggetradisjoner», politikk, økonomi og teknologisk utvikling.

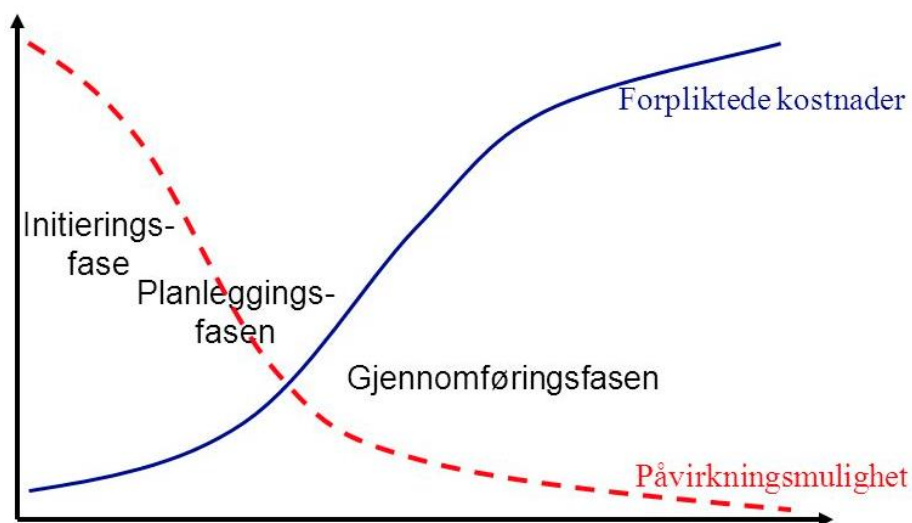
I Vegvesenets rapport *Moderne vegtunneler* står det at begrepet «low cost tunneling» har hatt en god klang i norsk veitunnelbygging i lang tid, og at veitunneler har blitt prosjektert og bygget med minimumsløsninger for å begrense byggekostnadene. For å oppnå dette har mye av byggeprosessen blitt overlatt til entreprenørene, noe som ofte har ført til et fokus på fremdrift fremfor kvalitet. Dette har hatt stort innvirkning på tunnelens totale levetidskostnad (Buvik, 2012). Når det er sagt, er det Vegvesenet selv som sitter med ansvaret for både regelverk, prosjektering, kontrahering av entreprenør, samt kontroll og drift ved vei- og tunnelbygging, og må derfor ta på seg mye av skylden for utilstrekkelig overdekning av brennbar isolasjon som en konsekvens av for dårlig utførelse (noe som ble observert i Skatestraumtunnelen).

Gjennom tidene har det vist seg at storulykker har påvirket utbyggingsstrategier og regelverk i betydelig grad. Flere storbranner i Europa har gitt brannsikring stor oppmerksomhet, og en rekke endringer i det felles-europeiske regelverket er gjort på bakgrunn av slike hendelser. Dette gjelder tunnelens fysiske utforming, overvåking og organisering av tunnelarbeid (Nævestad & Meyer, 2012).

## 6.1.2 Fremtidig strategi

I stor kontrast til tidligere strategi skal fremtidig fokus være varige, vedlikeholdsfrie tunneler. Denne strategien ble opprinnelig presentert i Vegvesenets rapport om *Moderne Vegtunneler*, men blir fornyet i rapporten *Fremtidens tunneler* som p.t ikke er publisert. Målet for fremtidig tunnelutbygging er altså å holde kostnadene på et *akseptabelt* nivå, fremfor et lavest mulig (Buvik, 2012). For å oppnå dette må hele tankegangen rundt tunnelbygging endres. Det er for eksempel nødvendig å tydeliggjøre at byggherren er villig til å betale prisen for det økte kvalitetsnivået, og kvaliteten må sikres gjennom kontinuerlig oppfølging og dokumentasjon. Dette, i tillegg til at det kreves opplæring i nytt utstyr og nye teknikker vil gjøre tunnelbygging mer tidkrevende, spesielt i en overgangsperiode.

I den nye strategien er det ønskelig at *planlegging* og *prosjektering* i forkant av tunnelprosjektet spiller en større rolle enn hva det har gjort tidligere. Det viser seg nemlig at vurderinger og beslutninger som tas tidlig har større innvirkning for den totale livssyklus-kostnaden enn de som tas senere i levetiden (figur 6.1). Hovedårsaken bak dette, er ifølge Davik and Buvik (2001) at man med riktige løsninger i tidlig fase unngår endrings- og vedlikeholdskostnader.



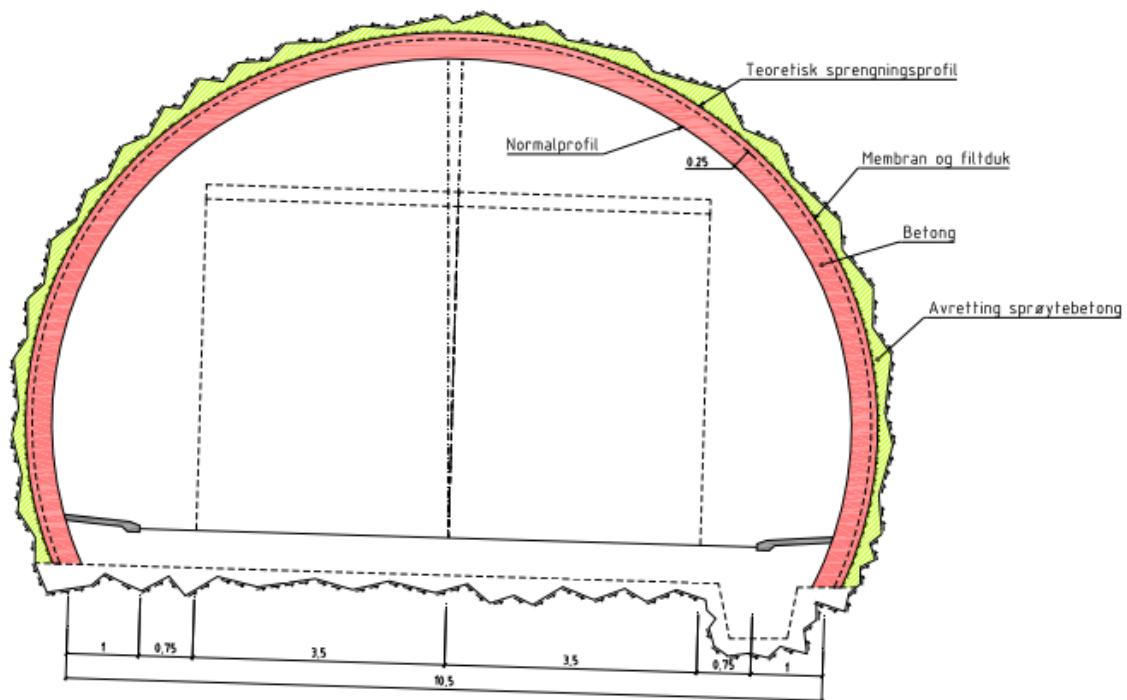
**Figur 6.1** Illustrasjon, påvirkningsmulighet og kostnader er avhengig av tid

Tanken bak strategiendringene er at tunnelens *totale* kostnad vil reduseres sammenliknet med tidligere, ettersom drifts- og vedlikeholdskostnadene blir lettere å forutse, i tillegg til at de reduseres. Dessuten skal trafikantenes sikkerhet bedres ved bruk av nye metoder.

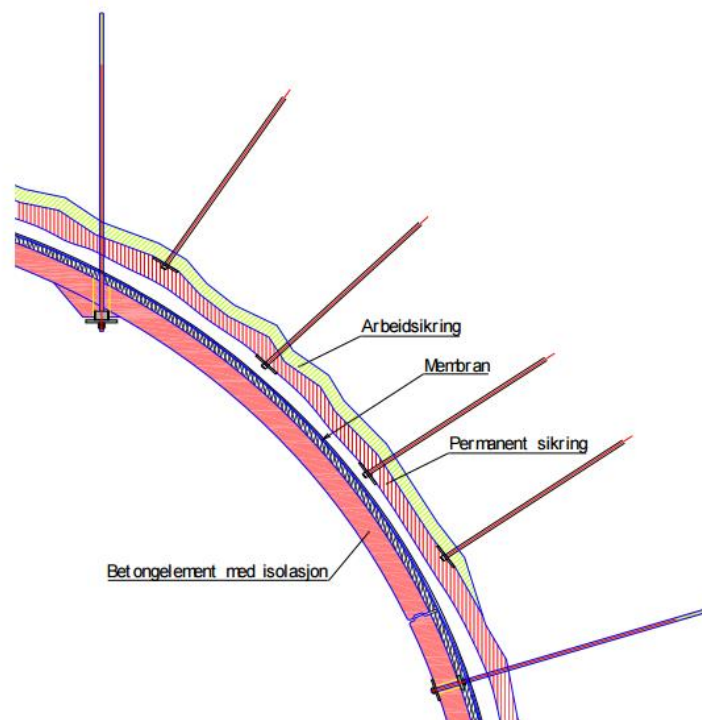
For å nå disse målene må det ikke bare skje en endring av «mindset», men ønsket kvalitetsnivå må bygges inn i regelverk, standardløsninger og detaljprosjektering (Smeplass, 2015b). I

*Moderne veitunneler* defineres blant annet et konkret mål om at bergsikringskonstruksjonen i norske tunneler skal dimensjoneres for 100 års levetid, noe som skal nås ved bruk av ulike metoder avhengig av tunnelklasse.

Figur 6.2 illustrerer et eksempel med middels- til høytrafikkerte tunneler, der metoden er å utføre gjennomgående betongutstøping (jf. delkapittel 5.3.3). Utstøpingen vil ifølge Vegvesenet generelt øke konstruksjonens robusthet. For middeltrafikkerte tunneler er det dessuten en mulighet å benytte ubrennbar isolasjon med betongelementer (figur 6.3), men det har vist seg at gjennomgående utstøping er mer gunstig kostnadsmessig (forutsett at gjennomgående utstøping blir standard metode også i Norge) (Buvik, 2012).



**Figur 6.2 Middels/høytrafikkerte tunneler: Full utstøping (Buvik, 2012)**



**Figur 6.3 Middelstrafikkerte tunneler: Betongelementer og ubrennbar isolasjon (Buvik, 2012)**

Ingen av de fremtidige metodene skal legge til rette for inspeksjon mellom fjell og V/F-løsning fordi dette ikke er nødvendig siden bergsikringen dimensjoneres for 100 år. På den måten sparer man mengde utsprengt volum, i tillegg til at et mindre luftvolum minsker muligheten for brannspredning. Vann- og frostsikringen skal på sin side kun dimensjoneres for 50 år, slik at det likevel vil være mulighet for inspeksjon og evt. vedlikehold av bergsikringen under sin levetid. Ved behov for inspeksjon utover dette, skal dette skje ved bruk av tekniske/optiske metoder (Buvik, 2012).

### 6.1.3 Tunnelrehabilitering

Ifølge tunnelsikkerhetsforskriften skal alle tunneler lengre enn 500 m på riksveinettet innfri europeiske sikkerhetskrav innen utgangen av april, 2019. Dette omfavner totalt 225 tunneler, hvorav hele 200 av dem har et oppgraderingsbehov. Opprinnelig var oppgraderingsfristen satt til 2014, men siden Norge har så mange tunneler i forhold til innbyggertall, ble fristen forlenget med inntil 5 år. I januar 2015, ble det dessuten vedtatt at også alle tunneler lengre enn 500 m og med ÅDT på 300 eller mer på *fylkesveinettet* skal tilfredsstillere kravene i tunnelsikkerhetsforskriften. Dette må oppfylles innen 1. januar 2020. For fylker med stor tunnelmasse kan for øvrig fristen forlenges med inntil fem år (Tunnelsikkerhetsforskriften,



2007). Skatestraumenstunnelen er omfattet av kravet, og en oppgradering ble gjort i forbindelse med reparasjonsarbeidet av tunnelen.

For hver enkelt tunnel som må utbedres, utarbeides skreddersydde planer som tilpasses den enkelte tunnels oppgraderingskrav; basert på ÅDT, omkjøringsproblematikk, årsak til oppgraderingsbehov og tunnelgeometri. Stort sett dreier oppgraderingen seg om forbedring og etablering av aktive systemer, som for eksempel: Belysning, ventilasjon, ledelys, nødstasjoner, skilting, nytt slukkeutstyr, nødnett m.m. Men det vil også foretas strukturelle forbedringer som f.eks. forbedret sikring av V/F-sikring ved bruk av betong (Egeland, 2014).

## **6.2 En sammenlikning med internasjonale tunnelers brannsikkerhetsnivå**

Et lands gjennomsnittlige brannsikkerhetsnivå i tunnel er et produkt av det aktuelle landets økonomi, teknologi og ikke minst politikk. Dette bekreftes av Smeby (2013) i artikkelen «Har Norge Europas dårligste veier?»: «Vi er en «midt på treet» veinasjon. Veistandarden er resultat av politiske valg. Andre velferdstiltak har vært viktigere.» Utover dette, spiller dessuten topografi, byggetradisjoner, trafikkvolum og regelverk en viktig rolle for gjeldende tunnelbyggeteknikk og –taktikk.

### **6.2.1 Konstruksjon**

Først og fremst kan det nevnes at de europeiske landene tar utgangspunkt i ulike brannkurver og –laster ved dimensjonering av tunnelkonstruksjoner. Mens vi i Norge fortrinnsvis dimensjonerer utifra ISO- kurven og HC-kurve (jf. delkapittel 4.2.3), benytter eksempelvis Nederland RWS-kurven i mye større grad. Én av grunnene til dette er at faren for, og konsekvensen av eventuell kollaps anses som større i en gjennomsnittlig, nederlandsk tunnel grunnet et vesentlig større trafikkvolum, og en dårligere berggrunn. Derfor benyttes «strengere» designbranner, som f.eks. RWS. Dette medfører blant annet at det er en vesentlig større praksis for full utstøpning der enn i Norge.

Norsk tunnelpraksis skiller seg dessuten fra andre lands i bruk av tunnelboremaskin (TBM). Til tross for at den internasjonale «Vei-organisasjonen» *World Road Association* (PIARC) oppfordrer til bruk av TBM ved utbygging av sirkulære tunneltverrsnitt, benyttes dette sjelden ved utbygging av veitunneler i Norge. Ifølge Sveinung Hovland går en andel verdifull, høykvalitetsstein som kunne vært brukt i veibygging til spille ved bruk av tunnelboremaskin, i tillegg til at maskinen borer tverrsnitt som er ugunstige for norske veitunneler. Han påpeker imidlertid at metoden kan være fordelaktig ved utbygging av jernbanetunneler.

## 6.2.2 Ledelse og prosjekthåndtering

I *Moderne Vegtunneler* forklarer Vegvesenet at de økonomiske forutsetningene som legges til grunn for beslutning om utførelse av vegprosjekter kan forklare mange av forskjellene mellom norsk og europeisk tunnelbygging:

For de fleste land i Europa er en avskrivning på 40-60 år vanlig. I Norge er denne i dag på 25 år. Tilsvarende er kravene til rentabiliteten mindre enn i Norge. Dette medfører at det i Europa i dag er økonomisk riktig å velge løsninger som har høyere kvalitet og som er mer varige (Vegdirektoratet, 2012, s.6).

Etter sigende vil dette endres ved implementering av den nye tunnelstrategien som er beskrevet i delkapittel 6.1.2.

I følge Dahle (2011) kan vi lære av andre land i Europa, og sette et større fokus på brannteknisk prosjektering av tunneler. I EU-direktiv 2004/54/EC (2008/56/EC, 2008) anbefales det å utarbeide samt benytte et *sikkerhetskonsept* for hvert tunnelprosjekt. Konseptet skal inneholde en beskrivelse av sikkerhetsinstallasjoner, tunnelens geometri, konstruksjon for øvrig og annen nødvendig informasjon for en brannsikker tunnel.

## 6.2.3 Internasjonalt samarbeid

På grunn av den stadig økende handelen mellom de europeiske landene, øker trafikken på tvers av landegrensene. Dette medfører et behov for et *felles* veinett med et *felles* sikkerhetsnivå. For eksempel må det legges til rette for, samt stilles krav til tunggodstrafikk i større grad enn tidligere. Utover dette er det dessuten ønskelig å benytte transnasjonale forum der kyndige personer har mulighet til å samle informasjon, samt diskutere erfaringer og idéer for brannsikre tunneler.

Den allerede nevnte World Road Association (PIARC) ble dannet i 1909 og er en samling av 122 lands vegvesener, deriblant Statens vegvesen. PIARC ønsker blant annet å definere felles mål for brannmotstand i de ulike lands veitunneler. Organisasjonen har flere undergrupper som spesialiserer seg innenfor temaer knyttet til tunnelsikkerhet, deriblant «Brann- og røykfjerning» (*Fire and smoke control*) og «Farlig Gods» (*Dangerous goods*).

EUs administrasjon spiller naturligvis også en viktig rolle for europeiske lands regelverk om tunnelutbygging, gjennom såkalte EU-direktiv. Det allerede nevnte 2004/54/EC-direktivet ble for eksempel utarbeidet i etterkant av brannene i Mont Blanc-tunnelen (Frankrike/Italia) i 1999 og i Gotthardtunnelen (Sveits) 2001, og setter rammer for å hindre samt minske konsekvensene

av ulykker. Som tidligere nevnt er direktivet synliggjort i Tunnelsikkerhetsforskriften og blir derfor behandlet som lovsak i Stortinget.

Avslutningsvis kan man oppsummere med at den omtalte strategiendringen og den riksdekkende tunnelrehabiliteringen vil ha en positiv innvirkning på det norske veitunnelsikkerhetsnivået ettersom konstruksjonens nødvendige brannmotstand iht. aktuell designbrann skal kunne garanteres. Videre kan man stille seg spørsmålet om hvorvidt disse designbrannene representerer realistiske brannforløp og utgjør et godt nok dimensjoneringsgrunnlag.



## 7. Brannsimulering av Skatestraumtunnelen

Ettersom temaet for rapporten er betongens rolle i brannsikre tunneler, er det av interesse å studere hvilken *temperaturbelastning* betonghvelvet har blitt utsatt for i en tunnelbrann, og videre sammenlikne dette med aktuell designbrann gitt i håndbok N500. Simuleringen representerer en kraftig forenkling av Skatestraumtunnelbrannen, juli 2015, men den gir likevel en indikasjon på om designkurvene i regelverket er for milde/strengt. I tillegg til dette er det interessant å vurdere de *reelle* skadene i tunnelkonstruksjonen opp mot observert-, samt simulert temperaturutvikling.

### 7.1 Generelt

CFD (Computational Fluid Dynamics) er en avansert og nøyaktig modelleringsmetode. Simuleringsrommet er bygget opp av enkeltstående, kubiske elementer hvis størrelse kan reguleres etter behov for nøyaktighet/tilgjengelig datakapasitet. For eksempel vil et rom bestående av mange elementer gi mer nøyaktige utregninger enn et rom med få elementer (grovt «grid»/«mesh»). Til gjengjeld vil en slik simulering være mer tid- og kapasitetskreven. I denne rapporten blir CFD-verktøyet FDS og modelleringsprogrammet Pyrosim (versjon 2014.4.1208) brukt. Hovedutfordringen med å benytte FDS som modelleringsverktøy for et tunnelutsnitt, er at programmet baseres på kartesiske grid og kun tillater rette linjer. Derfor bygges tunnelverrsnittet opp trappevis for å etterlikne den sirkulære formen. Dess grovere grid som blir brukt, desto mindre sirkulære former, og dermed mindre nøyaktig resultat enn om man hadde tillatt et tettere og *finere* grid.

CFD simulering gir et godt bilde på virkeligheten, og er langt mer økonomisk og tidseffektivt å gjennomføre enn for eksempel en fullskala test (Wiebes, 2012).

### 7.2 Case

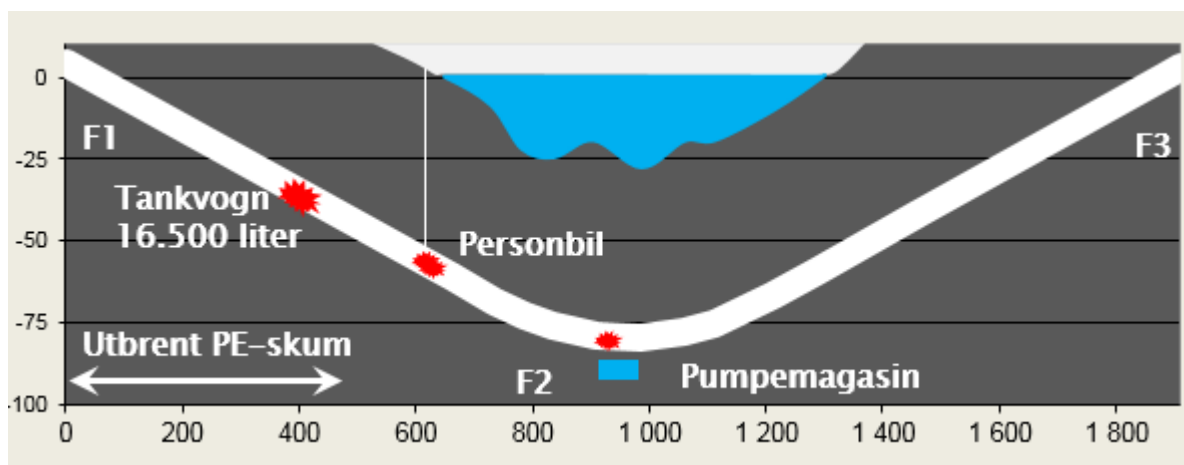
#### 7.2.1 Hendelsen

Den 15. juli 2015 løsnet en tilhenger med 16 500 liter bensin fra en tankbil i Skatestraumtunnelen i Bremanger. Tilhengeren kjørte rett i tunnelveggen og forårsaket en storbrann samt flere eksplosjoner. Ingen personer ble alvorlig skadet, men tunnelkonstruksjonen ble i en viss utstrekning svært ødelagt. Havarikommisjonen er ikke sikre på brannårsak og nøyaktig brannforløp, men *sannsynlig* brannforløp er forsøkt beskrevet i dette delkapittelet, og baserer seg på foreløpig skaderapport (Hovland, 2015).

Tankbilen med tilhengeren rakk å passere det laveste punktet i tunnelen da tilhengeren løsnet. Hengeren traff tunnelveggen ca. 500 meter innenfor den nordlige tunnelmunningen (figur 7.1) og det ble slått hull på den fremste tanken. Det rant sannsynligvis fra tanken i 2-3 minutter før bensindampen fra bensinlekkasjen tok fyr. Det er usikkert hvor lenge brannen varte, men det har trolig vært mellom 20-60 minutter (Hovland, 2015).



Figur 7.1 Illustrasjon av Skatestraumtunnelen, horisontalsnitt (Hovland, 2015)



Figur 7.2 Illustrasjon av Skatestraumtunnelen og oppstått tunnelbrann, vertikalsnitt (Hovland, 2015)

PE-skummet ble trolig antent en stund før bensinbrannen tok slutt, men varte til gjengjeld en god del lenger før den slukket av seg selv. Antennelsen skjedde der tilhengeren slo hull i

sprøytebetonghvelvet, og brannen spredde seg videre i isolasjonen bak sprøytebetongen. I følge Claus Larsen var V/F-sikringen montert med avstand til knøl flere steder, hvilket har gitt brannen god oksygentilgang samt mindre avkjøling fra berget (Larsen, 2015). I tillegg har tunnelenes bratte fall og mangel på brannseksjonering gitt en rask og stor brannspredning, med en samlet branneffekt på 150-400 MW (inkludert bensinbrannen).

1,5 timer etter tilhengerbrannen, brant «pumpesynten» under veidekket. En eksplosiv brann ble forårsaket av at lekket bensingass i drens-systemet ble antent. Årsaken til antennelsen er fremdeles ukjent.

Ifølge Claus Larsen har trolig flere steder i Skatestraumtunnelen hatt temperaturer over 750 °C ettersom soten her er brent bort og etterlatt en lys overflate. Enkelte steder har dessuten betongen smeltet noe som betyr at det har vært opp mot, og muligens over 1300 °C.

## 7.2.2 Tunnelbeskrivelse

Skatestraumtunnelen er en undersjøisk, ettløps veitunnel på 1902 m. Tunnelen når ca. 80 m under havnivå på det dypeste (se figur 7.2), og har en uvanlig stor stigning på 10 % i begge retninger. Tunnelen har tunnelprofil T8,5 i tunnelklasse B, med en fri høyde på 4,5 meter, en kjørebredde på 6 m og en maks fartsgrense på 80 km/t. På hver side av kjørebanelen er det en 1 m bred betongskulder. I 2014 hadde tunnelen en ÅDT på 407 kjøretøy/døgn, 9 % av disse var tunge kjøretøy. Om sommeren øker døgntrafikken betraktelig, og ifølge Fylkesrådmannens saksfremlegg i forbindelse med brannen, ble SDT'en («Sommer Døgn Trafikk») i 2014 målt til å være 527 kjt/d.

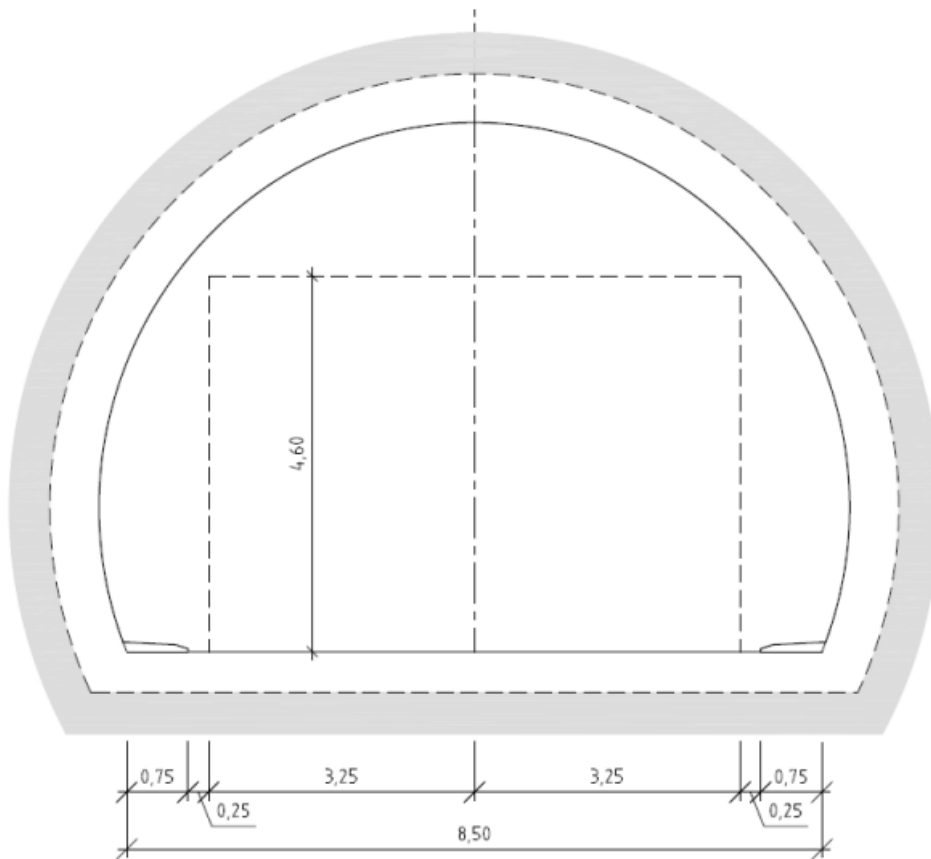
Tunnelen ble påbegynt i januar 1998, og ferdigstilt i 2002. Sveinung Hovland ved veiseksjon Fjordane understreker at datidens regelverk og praksis skiller seg betraktelig fra dagens. Dette forklarer at V/F-sikringen ikke var brannseksjonert og at den skadde betongen ikke inneholdt PP-fiber. Da tunnelen ble bygget ble den vurdert som nokså fuktig og store deler av tunnelen er derfor dekket av PE-skum. Skummet var tildekket av sprøytebetong i svært varierende tykkelse, på det minste 20 mm. Bergsikringen i tunnelen er en kombinasjon av sprøytebetong og bolter.

I lengderetning er tunnelen utstyrt med nødstasjoner og havarilommer. Tunnelen er forholdsvis kort, og rømning foregikk ut gjennom tunnelmunningen, typisk for sin tunnelklasse.

## 7.3 Modell

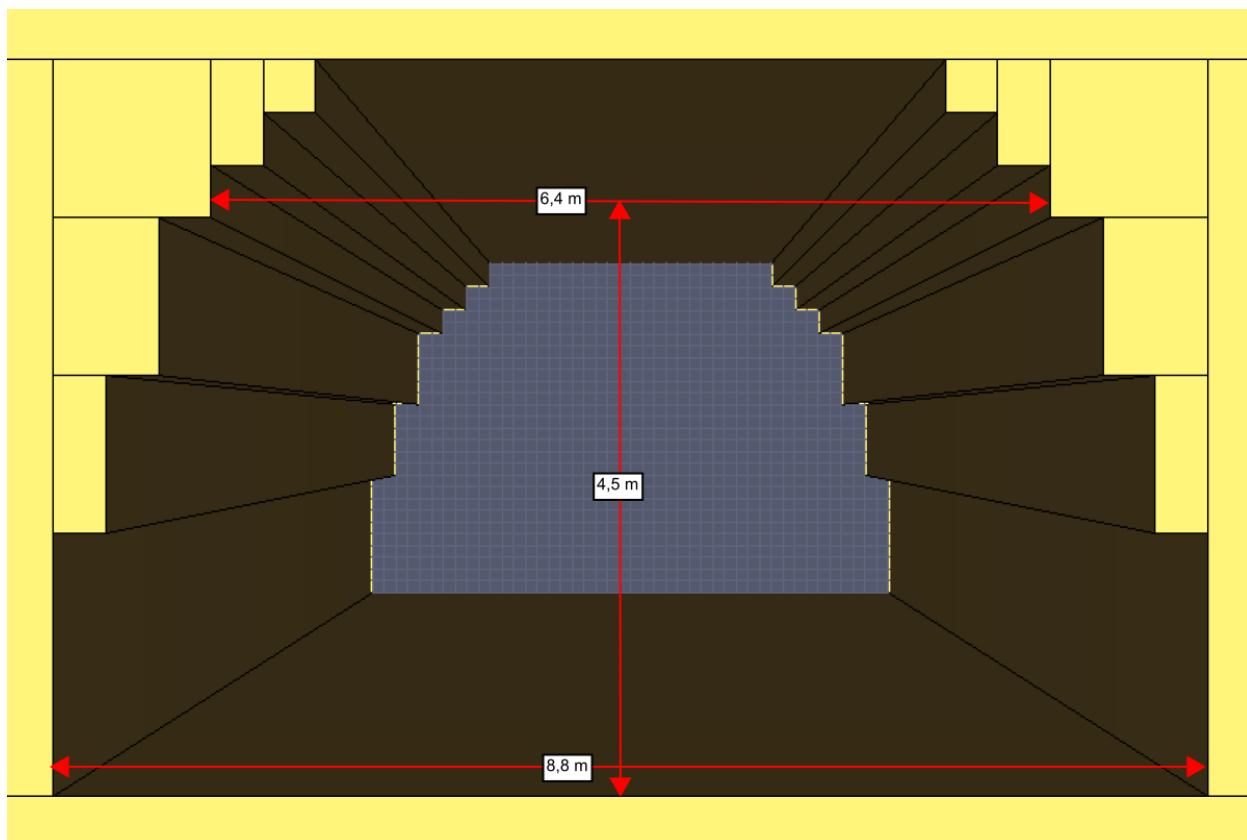
### 7.3.1 Objektbeskrivelse

Skatestraumtunnelen er 0,1 m lavere og 0,5 m smalere enn et T8,5-profil (figur 7.3). Dette er derfor utgangspunkt for modellen. Som nevnt innledningsvis, er geometrien til modellen i Pyrosim til en viss grad styrt av valgt grid. Basert på tidligere erfaring med modell og brannscenario i tilsvarende størrelse, velges et grid der hver enkelt celle måler 0,4 m x 0,4 m x 0,4 m. Modellen utgjør i sin helhet *ett* grid med totalt 345 600 celler. Slik figur 7.4 viser, er tverrsnittet til modelltunnelen noe større enn den virkelige tunnelen. Denne forskjellen er imidlertid liten og forventes ikke å ha noen praktisk betydning.



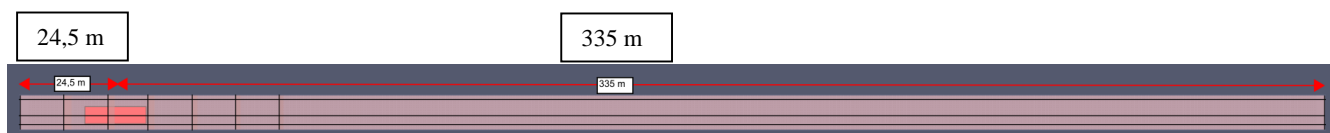
**Figur 7.3 Tunnelprofil T8,5 for tunnelklasse B med ÅDT < 1500, hentet fra håndbok N500 (Vegdirektoratet, 2014a)**





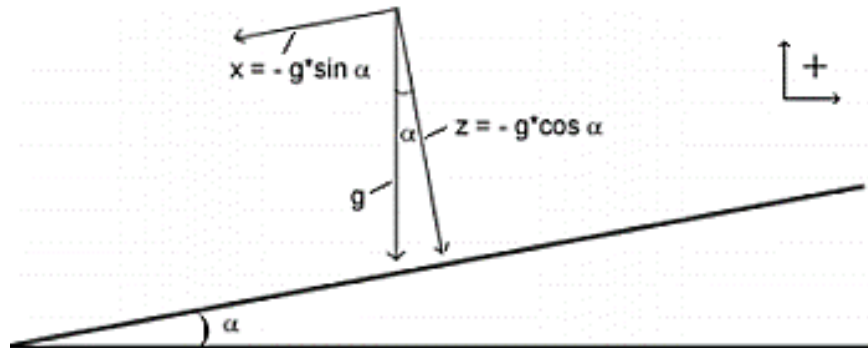
**Figur 7.4 Modellverrsnittet**

Modellen utgjør dessuten kun et *utsnitt* av tunnelen. Dette er en forenkling som gjøres både med tanke på kapasiteten under simuleringen, i tillegg til at det fortrinnsvis er temperaturene i betonghvelvet i nær avstand til brannen som er av interesse. Av samme grunn forenkles dessuten modellen ved å neglisjere svingning i horisontalplanet. Modellutsnittet omfatter arnestedet, 335 m nordover, samt 24,5 m av tunnelens løp sydover. Grunnen til at modellen inkluderer såpass mye av tunnelen i hver retning, er for å unngå at flammene beveger seg ut av simuleringsgrensene slik at målt branneffekt blir lavere enn ønsket.



**Figur 7.5 Et lengdesnitt av modellen. Brannflaten er markert i rødt. Modellen inkluderer brannen og 24,5 m sydover i tunnelen, samt 335 m nordover.**

Tunnelens stigning på 10 % (5,71 °) nordover legges inn i simuleringen ved å bruke GVEC-funksjonen og endre gravitasjonen for en flat utgave av tunnelen. Gravitasjonen i henholdsvis z- og x-retning beregnes på følgende måte:



**Figur 7.6** Utregning av komponentene til gravitasjon for å oppnå stigning (Wiebes, 2012)

$$g_z = -g \cdot \cos(\alpha) = -9,81 \frac{m}{s^2} \cdot \cos(5,71^\circ) = -9,76 \frac{m}{s^2}$$

$$g_x = -g \cdot \sin(\alpha) = -9,81 \frac{m}{s^2} \cdot \sin(5,71^\circ) = -0,976 \frac{m}{s^2}$$

Det tas ikke hensyn til ventilasjon i simuleringen. Om dette er en konservativ forenkling er vanskelig å si grunnet uforutsigbare effekter ventilasjon ofte medfører (jf. delkapittel 4.1). Man kan derimot anta at all strømming forårsakes av den termiske oppdriften fra brannen, samt tunnelens helning (Wiebes, 2012).

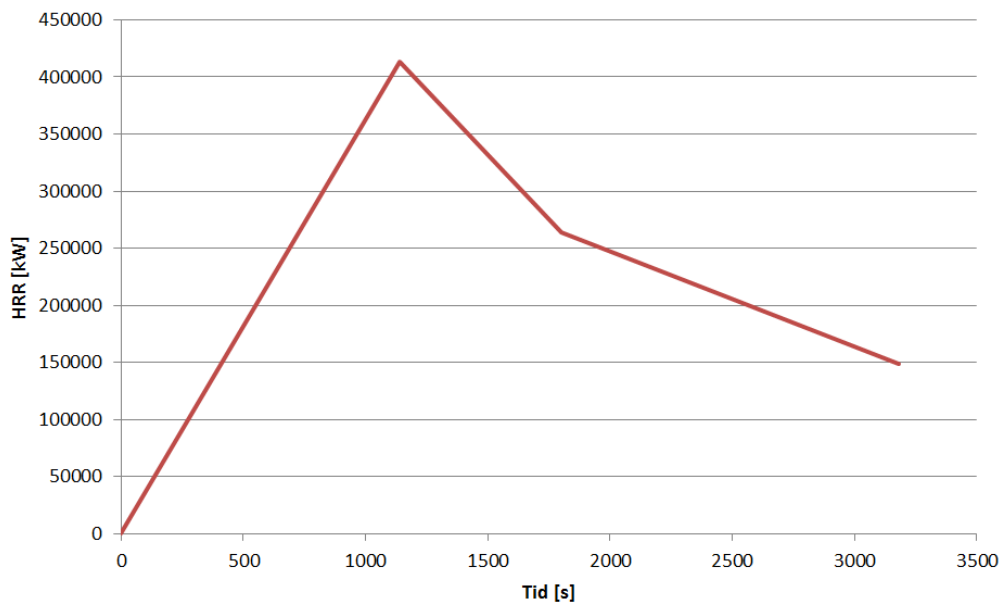
Tunnelhvelvets, og dermed betongens materialeegenskaper tas heller ikke hensyn til annet enn at tunnelhvelvets overflate settes til å være *inert*, noe som er representativt for betongens store termiske treghet.

### 7.3.2 Brannscenario

Brannen i simuleringen baseres på informasjon og utregninger gjort av Vegvesenet i foreløpig skaderapport per august 2015, se tabell nedenfor (figur 7.7). Det antas en lineær brannvekst opptil maks HRR ved  $t = 19$  minutter (1140 s) (se figur 7.8).

<b>Bensinbrann</b>	<b>16500 l</b>		
Eigenvekt	0,74 kg/l		
Vekt	12210 kg		
Forbrenning	90 %		
Brennverdi	43 MJ/kg		
Forbrenningsrate	0,085 kg/m <sup>2</sup> /s		
<b>Branntid</b>	<b>19</b>	<b>30</b>	<b>53 minutt</b>
Lekkasje frå bensintanken (volum)	14,4	9,2	5,2 l/s
Lekkasjemengde (masse)	10,7	6,8	3,8 kg/s
Overflate av bensindam	125	80	45 m <sup>2</sup>
<b>Effekt av be bensinbrann</b>	<b>413</b>	<b>264</b>	<b>149 MW</b>

**Figur 7.7 Beregning av branneffekt fra bensinbrannen, hentet fra foreløpig skaderapport (Hovland, 2015)**



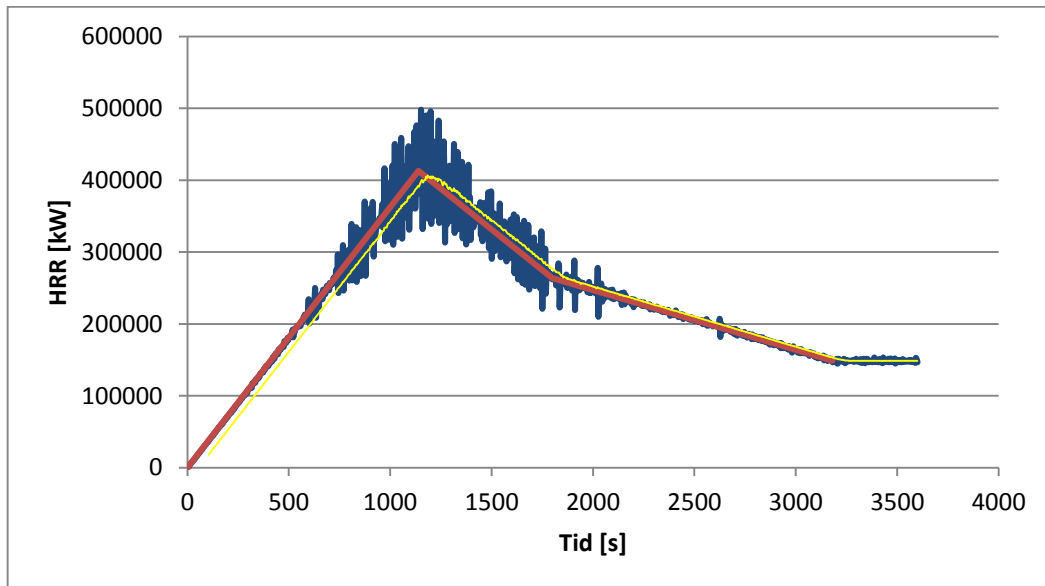
**Figur 7.8 Ønsket Heat Release Rate (HRR), [KW] som en funksjon av tid [s]**

Brannsimuleringen inkluderer kun bensinbrannen. Det vil si at temperaturene trolig har vært høyere i den virkelige brannen enn hva simuleringsresultatene tilsier, ettersom effektbidraget fra brannspredningen i PE-skummet har en ikke-ubetydelig størrelsesorden (anslått til å være rundt 30 MW) (Hovland, 2015). Dessuten neglisjeres spredningen til pumperommet ettersom det er brannen i selve tunnellopet som har størst innvirkning på betongen i tunnelhvelvet.

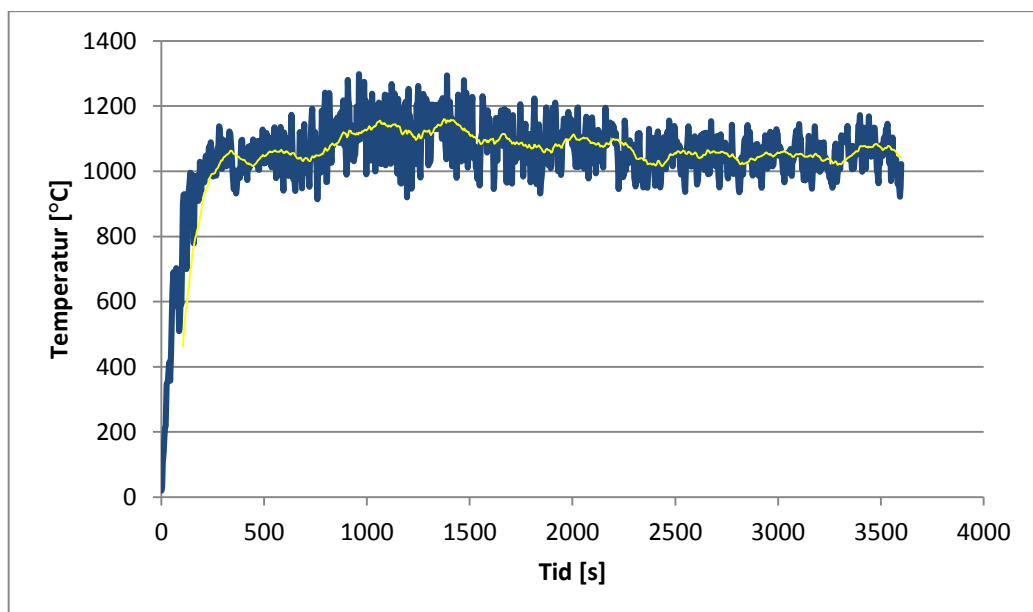
I følge Wiebes (2012) er det enklest å modellere bensinbrann som en forbrenning av en gass med egenskaper til heptan. Dette kommer av at egenskapene til bensin varierer fra land til land, samt produsent til produsent. Et annet poeng er at FDS gjenkjenner heptan som brensel slik at dens relevante egenskaper allerede ligger i programmet.

Brannen modelleres som en flate på 83 m<sup>2</sup>, hvilket er tilnærmet bensindammens gjennomsnittlige overflateareal gjennom brannforløpet, begrenset av grid'ets geometri. Brannen er realistisk plassert på gulvet langs den ene veggen der tilhengeren kolliderte.

#### 7.4 Resultat

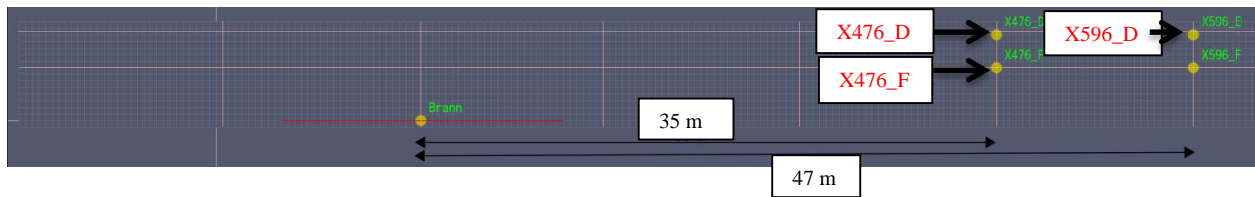


Figur 7.9 Beregnet HRR(t) er markert i rødt, mens trendlinjen for simulerte verdier (blå kurve) er markert i gult. Den simulerte brannen stemmer godt overens med beregnet HRR.

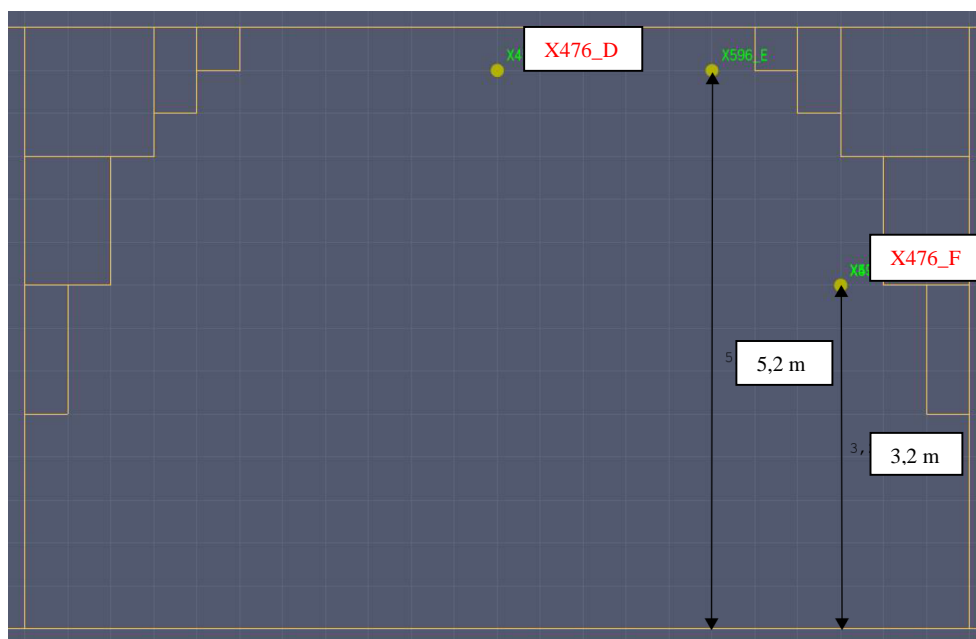


Figur 7.10 Temperatur-tid kurve for brannsøylen

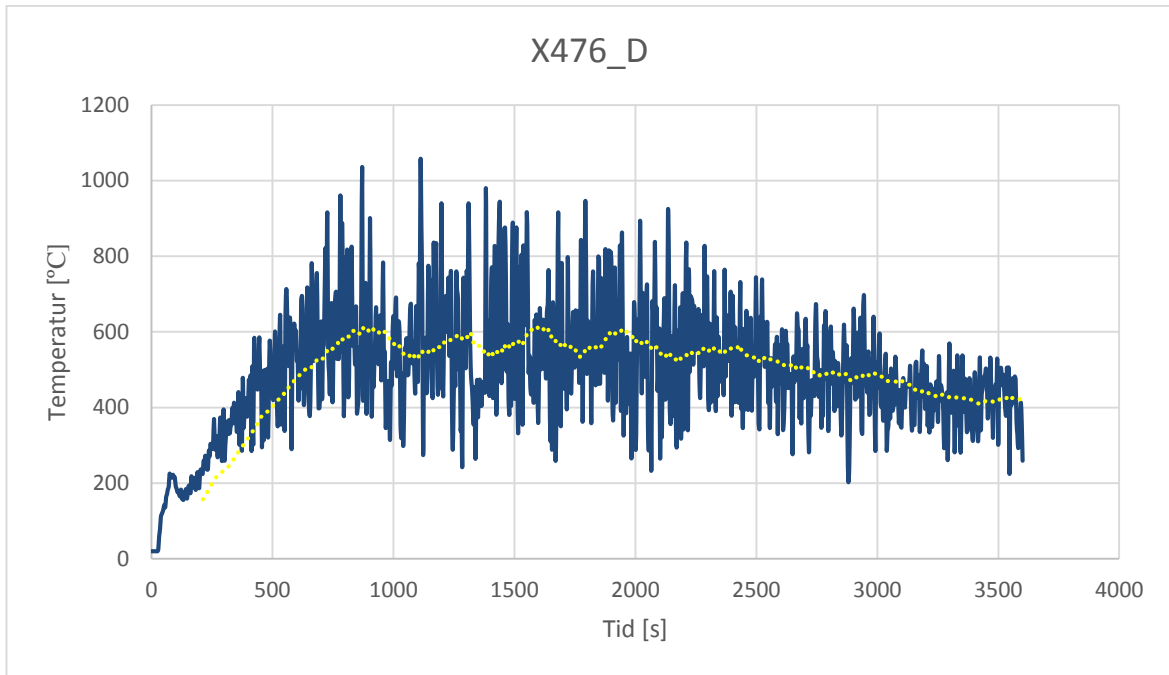
Grafene i figur 7.13- figur 7.15 viser temperaturutviklingen i noen av punktene der de høyeste temperaturene ble registrert. Punktene er markert i figurene nedenfor (7.11-7.12).



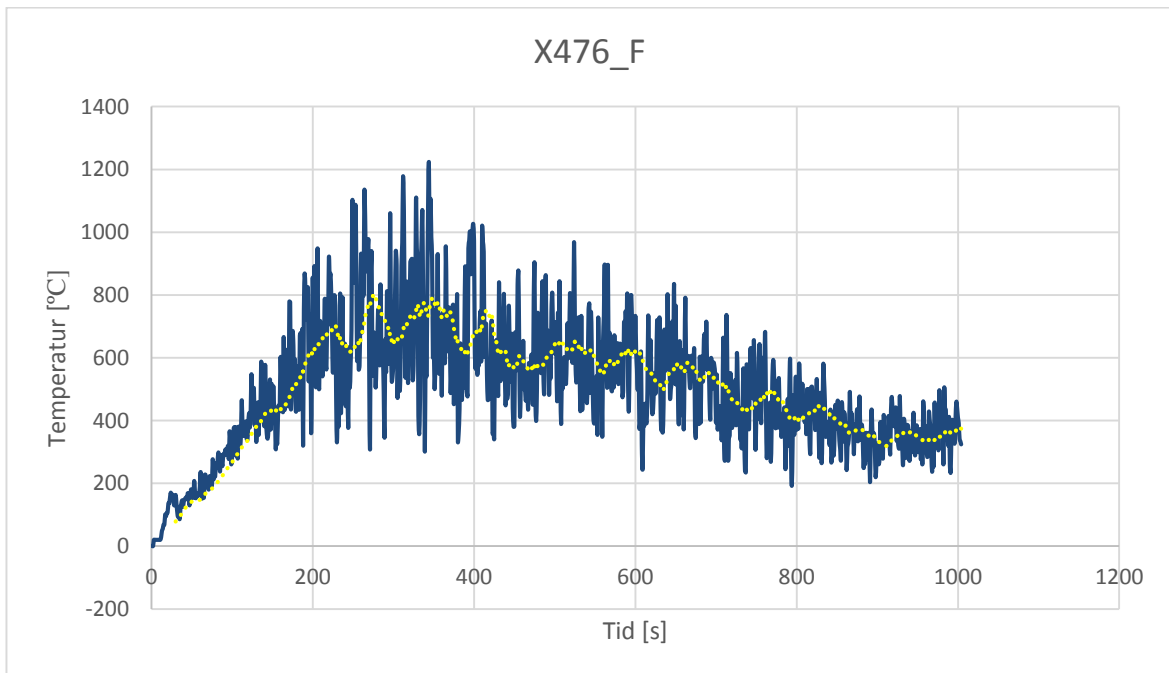
**Figur 7.11 Plassering av temperaturfølerne der størst temperaturbelastning ble registrert. Følerne er lokalisert henholdsvis 35 m og 47 m oppover i tunnelen (nordover)**



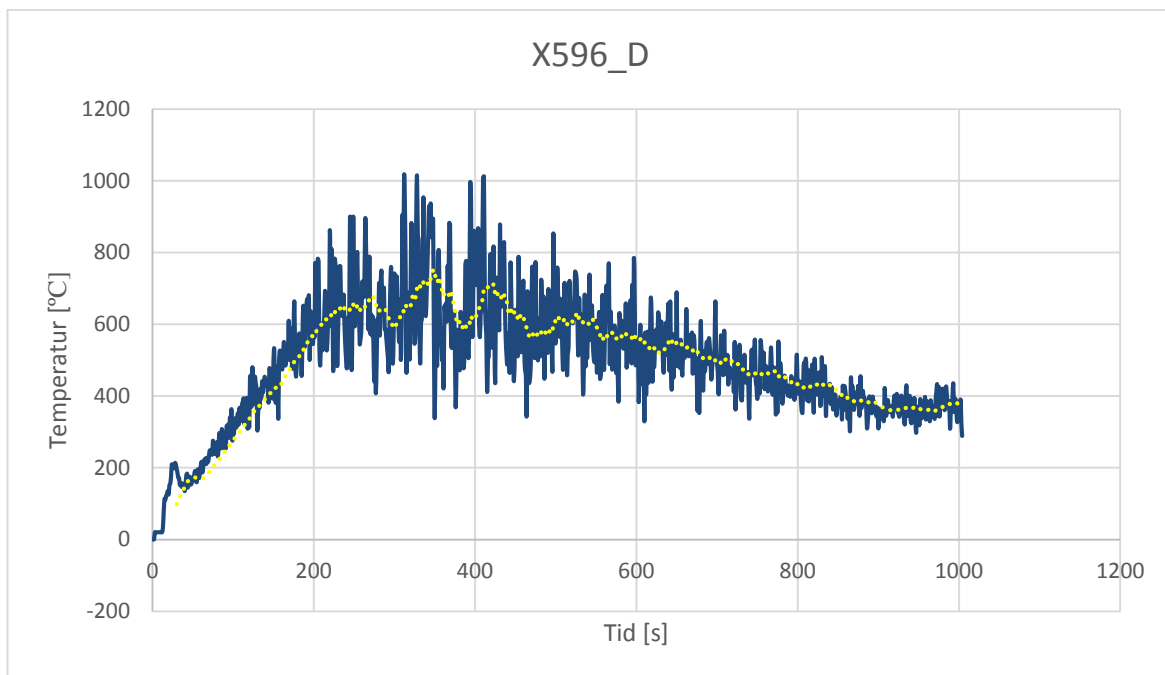
**Figur 7.12 Plassering av temperaturfølerne der størst temperaturbelastning ble registrert**



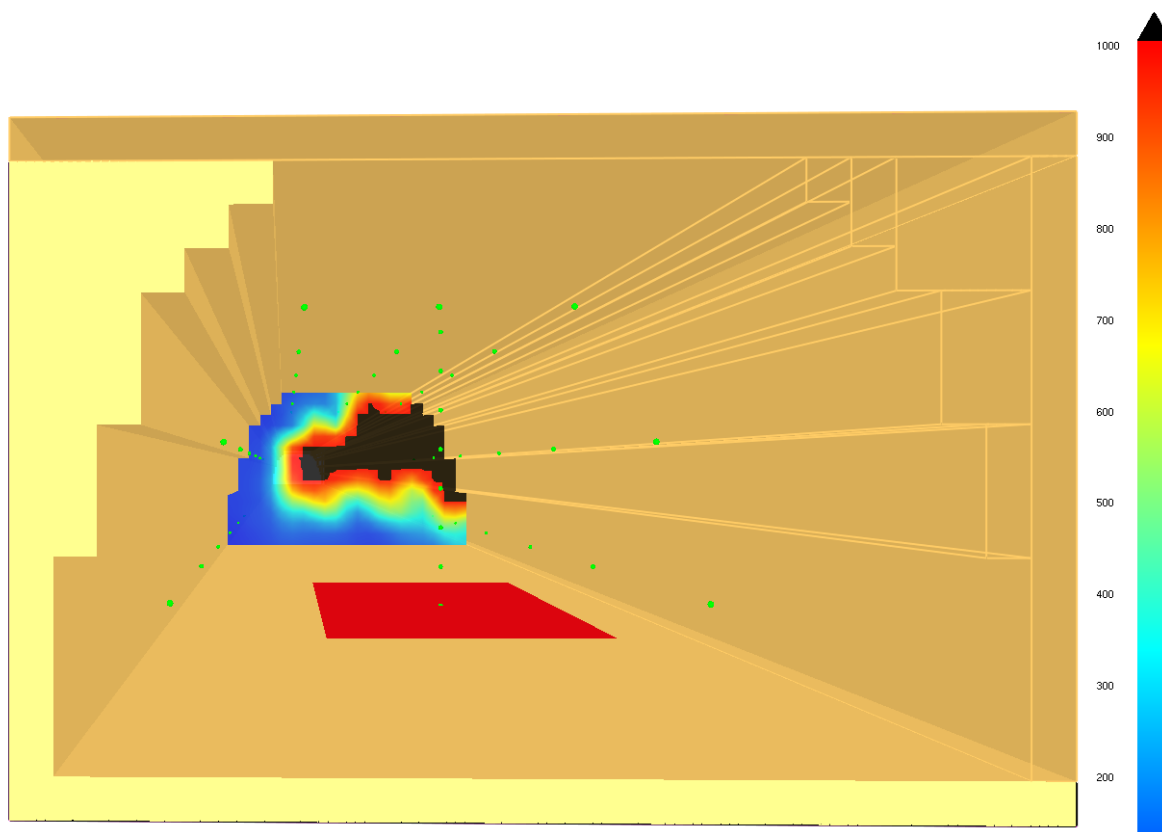
**Figur 7.13 Tid-temperaturkurve for punkt X476\_D**



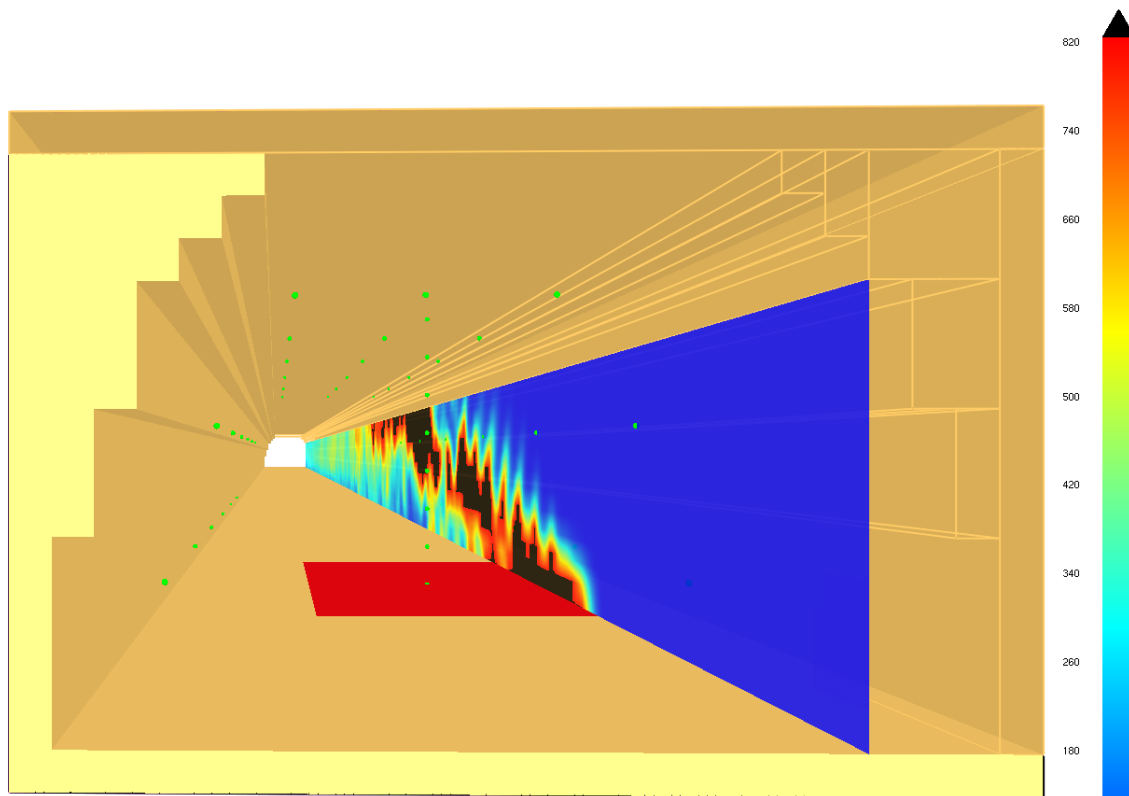
**Figur 7.14 Tid-temperaturkurve for punkt X476\_F**



**Figur 7.15 Tid-temperaturkurve for punkt X596\_D**



**Figur 7.16 Makstemperatur i betonghvelvet (1224 °C) ble registrert 3,2 m over bakken, 35 m nord fra arnestedet (punkt X476\_F) etter ca. 20 minutter**



**Figur 7.17** Temperaturfordelingen nær tunnelveggen idet makstemperatur ble registrert (etter ca. 20 minutter)

## 7.5 Diskusjon og konklusjon

### 7.5.1 Anvendbarhet av designkurve

Resultatene fra simuleringen viser at betongen i tunnelkonstruksjonen *tidvis* har opplevd ekstreme temperaturer (over 1200 °C). Når det er sagt, svinger temperatur-tid kurven fra simuleringen kraftig, og gjennomsnittlig temperatur ligger lavere enn forventet for en såpass omfattende hydrokarbonbrann.

Jeroen Wiebes understreker i «Rømning ved brann i ettløps veitunneler med toveistrafixk» (Wiebes, 2012), at en virkelig brann er vanskelig å tallfeste. Ved simulering blir det gjort en rekke forenklinger og antakelser ettersom det er en stor usikkerhet knyttet til hvilke hendelser som oppstår under tunnelbrannen, samt hvordan disse hendelsene kan modelleres. Disse forenklingene (f.eks. neglisjering av PE-skummets effektbidrag) og antakelsene har en innvirkning på hvor realistisk simuleringen er (jf. delkapittel 7.3), og kan muligens forklare det noe uventede temperaturbildet. Et annet poeng er at FDS generelt egner seg bedre til å simulere røykutvikling og dokumentere siktproblematikk fremfor temperatur. I tillegg, er det heller ikke mulig å simulere eksplosjoner i programmet, noe som også kan være en årsak til de «lave» gjennomsnittstemperaturene.



Likevel er det et faktum at det ble observert smeltet betong i tunnelhvelvet i etterkant av tunnelbrannen, noe som betyr at deler av konstruksjonen *har* vært utsatt for en temperaturutvikling som er vesentlig mer intens enn hva Skatestraumen skal være dimensjonert for (ISO-kurven, jf. figur 7.18). Basert på dette kan man konkludere med at aktuell, standard designbrann er for mild i dette tilfellet (brann i tankbil).

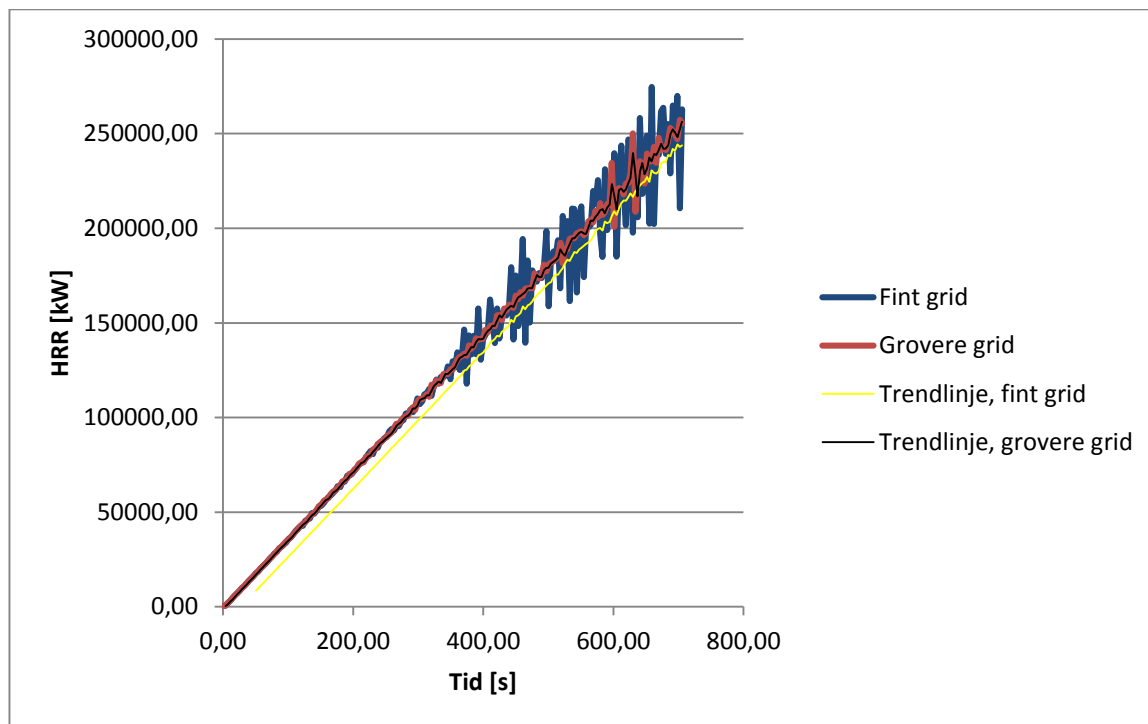
Tunnelklasse	ÅDT (opp til)	Dimensjonerende brann Brannventilasjon, MW	Brannbeskyttelse av isolasjon	
			Eksponeringskurve	Tid (min.)
A	300	20	ISO 834	60
B	4000	20	ISO 834	60
C	8000	50	HC	60
D	12000	100	HC	60
E	15000	50	HC	60
F		100	HC	60

**Figur 7.18 Aktuell standard designbrann for Skatestraumtunnelen**

Det er imidlertid viktig å understreke at en tankbilbrann er et sjeldent og ekstremt tilfelle. En personbilbrann hadde trolig forårsaket temperaturer i tråd med ISO-kurven, og i Skatestraumstunnelen utgjør personbiler 91 % av trafikken. Dette bør riktignok vurderes opp mot tungtrafikks forhøyede sannsynlighet for å forårsake brann, og videre konsekvensene av en slik hendelse. Ulykker som Skatestraumstunnelbrannen tydeliggjør at det bør stilles mer konkrete krav til når det skal gjøres vurderinger og analyser rundt transport av farlig gods i tunneler også i Norge, og at det kan være verdifullt å vektlegge risikoanalyse som verktøy tyngre.

I forbindelse med brannsimulering bør det gjennomføres en sensitivitetsanalyse av gridstørrelsen. Dette ble gjennomført ved å kjøre en simulering med et finere grid (0,2 m x 0,2 m x 0,2 m) for å kunne sammenlikne med resultatene fra modellen der rutene målte 0,4 m x 0,4 m x 0,4 m. På grunn av oppgavens tidsbegrensning var det ikke tid til å kjøre simuleringen like lenge som ønskelig, men den foreløpige HRR-grafen viser at et finere grid gir et resultat med større svingninger. Grunnen til dette er at simuleringprogrammet beregner *gjennomsnittsverdier* av turbulensstørrelser for *hvert* kubiske element, slik at flere variasjoner blir fanget opp med et finere grid. Grafen nedenfor (figur 7.19) viser dessuten at den samlede gjennomsnittstemperaturen går ned, noe som også stemmer overens med tidligere erfaringer. (Olsen, 2016 ). De to simuleringene ser likevel ut til å gi ganske like resultater, noe som betyr

at resultatene fra «den grove» simuleringen er *mesh-independent*, altså uavhengig av mesh-størrelsen.



**Figur 7.19 HRR-kurve for simulering med fint grid (boksstørrelse 0,2 m x 0,2 m x 0,2 m), markert i blått og for simulering med et grovere grid (0,4 m x 0,4 m x 0,4 m), markert i rødt**

### 7.5.2 Forventet- og reell betongpåvirkning

Resultatene fra brannsimuleringen og observasjoner gjort i tunnelen viser at deler av sprøytebetongen har vært utsatt for en vesentlig større temperaturpåkjenning enn hva den var dimensjonert for. I tillegg til dette var sprøytebetongsjiktet altfor tynt flere steder, betongen inneholdt ikke brannfiber og V/F-sikringen var heller ikke brannseksjonert.

Vann- og frostsikringen ble totalskadd rundt brannstedet, og totalt 800 m<sup>3</sup> sprøytebetong ble fjernet i en strekning på 150 m sydover og 450 m nordover i tunnelen ut til tunnelportalen. I dette området bestod konstruksjonen av PE-skum dekket med fiberarmert sprøytebetong i vegger og tak. Bildet nedenfor (figur 7.20) viser at sprøytebetongen stod igjen som et perforert skall etter brannen, der smeltet PE-skum var påklisset betongen. Dersom den brennbare isolasjonen hadde vært seksjonert, hadde brannen spredd seg maksimalt 250 m, fremfor 600 m. Ifølge Sveinung Hovland har det ikke vært ekstrem varme bak brannsikringen under brannen, og det var derfor ikke mulig å se noe skade på fjellet bak frostsikringen utover noen svake fargeforandringer. Vegvesenet valgte likevel å sette inn åtte nye fjellsikringsbolter på den brannskadde strekningen.



**Figur 7.20** Et skall av sprøytebetong med påklistret, smeltet PE-skum (fotograf: Petter Hole)

Når det gjelder avskalling var det mye mindre av dette enn hva en kunne forvente med tanke på brannens intensitet og fravær av PP-fiber. Som beskrevet tidligere, er både betongens egenskaper og eventuell avskalling sammensatt og uforutsigbart, noe som gjør det vanskelig å begrunne det noe overraskende skadebildet. Likevel kan det tenkes at betongen har vært relativt tørr, noe som kan ha begrenset avskallingen. Det at betongen var noe tynt fiberarmert kan også ha hatt en viss innvirkning. En lav armeringstetthet betyr nemlig mindre termisk ekspansjon og dermed mindre strekkspenninger.

Bildet nedenfor viser imidlertid at veidekket var dekket av skarpe betongsplinter (avskalling) og betongbiter, noe som tyder på at det *har* vært avskalling. Der sprøytebetongen ble utsatt for temperaturer rundt 1300 °C, har den mistet all sin styrke. Selv om denne betongen ikke har noen lastbærende funksjon, ble betongen revet ned og erstattet, ettersom den hadde opplevd trykk- og sugkrefter fra trafikken (Larsen, 2015).

Det hadde vært av stor interesse å få studert og sammenliknet skadet betong fra tunnelen med uskadet betong for å få dannet seg et bilde av «skadefordelingen» i tunnelen, og videre sammenliknet dette med simuleringsresultatene. I en mikroskopering og/eller PF-test kunne

man studert eventuell opprissing og porøsitet for å få svar på hvor skadet betongen ble, samt årsaken bak den noe begrensede, overfladiske avskallingen. Dette ble dessverre ikke gjort, opprydningsarbeidet ble satt i gang umiddelbart etter at tunnelen ble klargjort av politi og havarikommisjon. Etter fremtidige tunnelbranner er det med andre ord ønskelig at det gjennomføres grundigere undersøkelser av hvordan betongen har blitt påvirket av brannbelastningen og hvor temperaturbelastningen har vært størst.

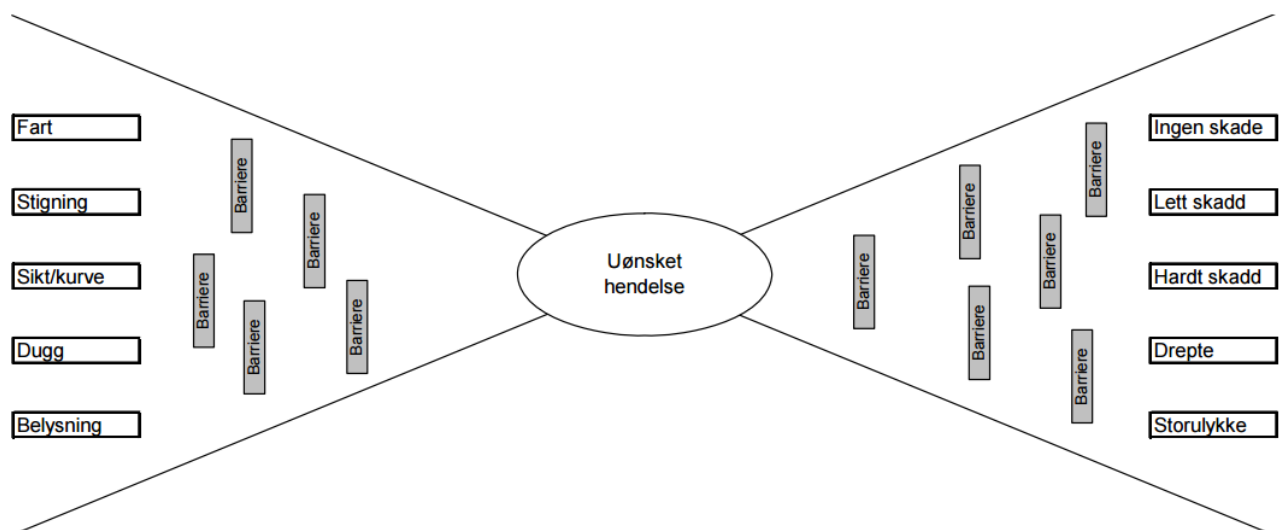


**Figur 7.21 Betongavskalling og sotete vegger i Skatestraumtunnelen. Bildet er tatt rett etter brannen (Fotograf: Petter Hole)**

## 8. Risikoanalyse

I følge håndbok N500 stilles det krav til risikoanalyse for veitunneler lengre enn 500 m. Risikoanalysen kan være kvantitativ (beregningmessig) eller kvalitativ, og dens omfang er avhengig av tunnelens utforming. Veiledningen for risikovurdering av veitunneler, utgitt av Statens vegvesen (Wiencke, Midtgaard, & Engebretsen, 2007) understreker at risikoanalysen *ikke* skal brukes til å bortforklare behov for utstyr og løsninger, men at den derimot skal være et positivt bidrag til å gjøre tunneler så sikre som mulig.

Ved å gjennomføre en risikoanalyse skaffer man seg en oversikt over hvilke hendelser og forhold som kan utløse farlige situasjoner i den aktuelle tunnelen, sannsynligheten for at dette kan inntreffe, samt konsekvenser dette eventuelt vil medføre. Basert på dette gjennomfører man både passive og aktive tiltak (barrierer) for å unngå farlige situasjoner, eventuelt for å begrense skadeomfanget (se figur 8.1). Eksempelvis kan en risikoanalyse benyttes til å vurdere behovet for å innføre restriksjoner for transport av farlig gods (Wiencke et al., 2007)).

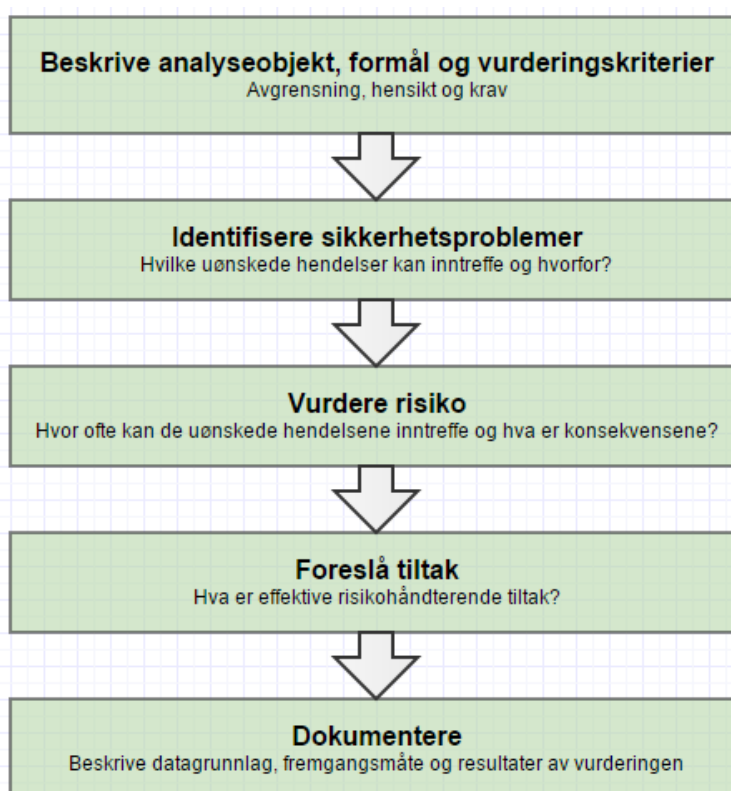


**Figur 8.1 Barrierer hindrer og begrenser omfanget av uønskede hendelser (Wiencke et al., 2007)**

*Veileder for risikoanalyser av vegtunneler* (Wiencke et al., 2007) presenterer tre typer risikoanalyser: *Statistisk risikoberegning*, *grov risikovurdering* og *detaljert risikoanalyse*. Analyseform velges hovedsakelig basert på tabell 2 i veiledningen (se tabell i figur 8.2). De tre analyseformene har en felles oppbygning, som illustrert figur 8.3, men skiller seg altså fra hverandre i omfang og form (kvalitativ eller kvantitativ).

Tunneltype	Stigningsgrad	Lengde i km	TUSI-beregning	Grov risikovurdering	Detaljert risikoanalyse
Ett- og toløps tunneler	0 – 5 %	0,5 – 1,0	X	X	(X)
		1,0 – 5,0	X	X	(X)
		Over 5,0	X	(X)	X
	Over 5 %	0,5 – 1,0	X	X	
		Over 1,0	X	(X)	X
Undersjøiske tunneler	0 – 10 %	Uansett lengde	X	(X)	X
Av- og påkjøringsrampe i tunnel	Uansett stigningsgrad	Uansett lengde	X	(X)	X

Figur 8.2 Valg av risikoanalyse baseres på tunneltype, stigningsgrad og tunnellengde (Wiencke et al., 2007)



Figur 8.3 De fem overordnede stegene i en risikoanalyse, basert på Wiencke et al. (2007)

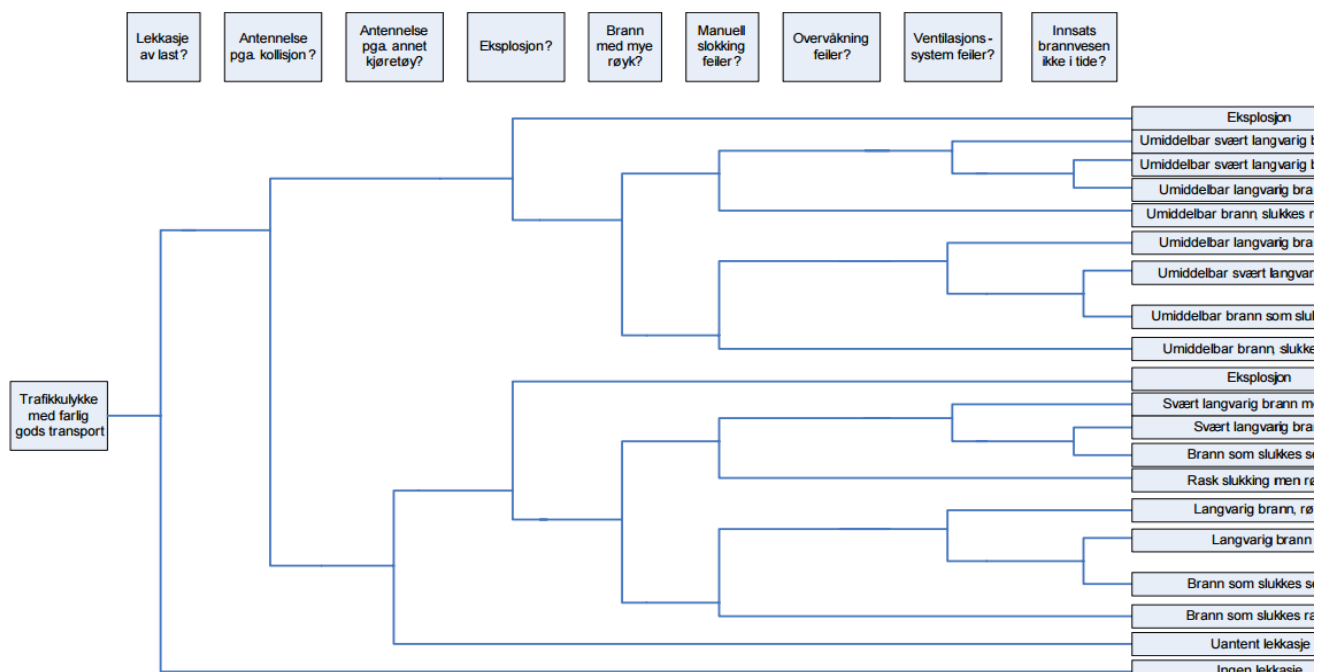
Statistisk risikoberegning (omtalt som TUSI-beregning i figur 8.2) anses som en beregningsmodell fordi man ved hjelp av den kalkulerer skadeomfang (f.eks. antall ulykker, kjøretøystopp, branner, dødsfall eller lignende per år, per 1 000 000. kjørte km) basert på innhentet statistikk. Beregningene skjer hovedsakelig som en funksjon av tunnelens lengde og



ÅDT, men kan også inkludere f.eks. tunnelens horisontal- og vertikalkurvatur og trafikkfordeling (andel tunge/lette kjøretøy), hvis ønskelig. TUSI-modellen er per dags dato den mest brukte statistiske beregningsmodellen i Norge, men i samarbeid med sveitsiske veimyndigheter er det utviklet et nytt verktøy (TRANSIT) som inkluderer flere parametere knyttet til tunnelen/tunnelsystemet og uønskede hendelser slik at modellens output er mer realistisk enn for TUSI-modellen (Schubert, 2012).

En *grov risikoanalyse* er derimot ofte kvalitativ, og hovedmålet med analysen er å avdekke om det finnes spesielle forhold ved tunnelen som gir et spesielt høyt risikonivå (og videre danner grunnlag for en detaljert analyse). Tunnelen studeres i første omgang i sin helhet, før den brytes ned til ulike elementer (inngangsparti, midtparti, kurver osv.) for nærmere gransking. Resultatet av analysen er typisk en differanse i antall drepte mellom de vurderte tiltakene.

Den *detaljerte risikoanalysen* er påkrevd i lange, bratte og undersjøiske tunneler (jf. figur 8.2). Analysen er ofte kvantitativ og det forutsettes at det er gjennomført både en statistisk risikoberegning og en grov risikovurdering i forkant. Hovedmålet med denne typen analyse er å studere årsaker til uønskede hendelser på et mer detaljert nivå. Ved å bruke analyseverktøy som *feiltre* og *hendelsestre* kan man oppdage og studere «systemer» og ulykkessammenhenger som ikke hadde blitt avdekket i en grov analyse. Figur 8.4 er eksempel på et hendelsestre. De øverste tekstboksene i figuren representerer grensespørsmål som avgjør neste steg i hendelsesforløpet mens teksten til høyre viser utfallet av et gitt hendelsesforløp.



Figur 8.4 Eksempel på hendelsestre (Wiencke et al., 2007).

På steg 4 i den generelle fremgangsmåten for risikoanalyser skal man foreslå tiltak for å forbedre tunnelsikkerheten. For å kunne gjøre dette må man være bevisst på hvilket sikkerhetsnivå man ønsker å overholde i tunnelen- hvor mye skade aksepteres før tiltak må gjennomføres? Såkalte *akseptkriterier* markerer grensen (enten kvalitativt eller kvantitativt) for hvor mye skade som godtas (f.eks. antall kollisjoner per år). Disse kriteriene er hovedsakelig bestemt i regelverket gjennom minimumskrav til konstruksjonens utforming og funksjon, men ideelt skal risikoreduserende tiltak utover minstekravene vurderes for hvert enkelt tilfelle ettersom SVVs egne strategier og *nullvisjon* (mål om 0 drepte og hardt skadde i trafikken) også er av betydning. Et velkjent prinsipp i denne sammenheng er det såkalte ALARP-prinsippet (*As Low As Reasonably Possible*) som er nedfelt i EU-direktivet og veileder for risikoanalyser. Det går ut på at til tross for at en risiko kan anses som tålelig, skal alle risikoreduserende tiltak vurderes og implementeres med mindre kostnadene knyttet til tiltaket er urimelig store. Dette bringer oss over på begrepet «beslutningskriterium» - hvilket er grunnlaget man tar beslutningen på. Parametere som påvirker og utgjør beslutningsgrunnlaget er som oftest tilgjengelig tid, hvorvidt angitt akseptkriterium er overholdt ved valgt tiltak, tiltakets risikoreduserende effekt og/eller økonomiske og politiske forhold.

Etter gjennomført risikoanalyse sitter man ofte igjen med en *risikomatrix* som tydeliggjør hvilke hendelser som bør unngås grunnet sin risiko (sannsynlighet x konsekvens). Dette løses ved å sette inn flere barrierer (figur 8.1)

Svært ofte (minst en gang per år)						
Ofte (en gang per 2 til 10 år)						1a) Bussulykke med 1-4 drepte
Sjelden (en gang per 11-100 år)		2	1a			1b) Bussulykke med 5-20 drepte
Svært sjelden (en gang per 101-1000 år)				1b		
Ekstremt sjelden (sjeldnere enn hvert 1000. år)						2) Feltskifteulykke
	Lettere skadd	Hardt skadd	1-4 drepte	5 – 20 drepte	Mer enn 20 drepte	

Fargekodene angir en vurderingsskala for risiko og kan tolkes slik:

<span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: green; border: 1px solid black;"></span> Tiltak vurderes ikke nærmere	<span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: yellow; border: 1px solid black;"></span> Tiltak bør vurderes	<span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: orange; border: 1px solid black;"></span> Tiltak skal vurderes	<span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: red; border: 1px solid black;"></span> Tiltak nødvendig
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Figur 8.5 Eksempel på risikomatrix (Wiencke et al., 2007)



Ettersom risikoanalyser baserer seg på antakelser, forutsetninger og tidligere erfaringer, er det nødvendig å dokumentere hele prosessen samt utføre usikkerhetsanalyser og sensitivitetsanalyser for å vurdere troverdigheten til det endelige risikobildet.

Til tross for at det kun stilles krav til at det skal gjennomføres risikoanalyser for veitunneler lengre enn 500 m, kan slike analyser med fordel benyttes ved flere tilfeller, og/eller vektlegges i større grad i tunnelutbygging. Dersom det eksempelvis planlegges en tunnel som blir kjøreteknisk utfordrende og/eller som vil ha et høyt antall passeringer av transport med farlig gods, vil det være naturlig å gjennomføre en risikoanalyse. Norske veitunnelprosjekter gjennomføres i stor grad med preaksepterte løsninger (Nilssen, 2014) hvilket i mange tilfeller kan være både kostbart og unødvendig. Dersom man benytter risikoanalyseverktøy i veitunnelprosjekter, har man mulighet til å fravike de preaksepterte løsningene gitt i håndboken og skreddersy sikre, kostnadseffektive løsninger.



## 9. Konklusjon

Betong utøver generelt god brannmotstand ettersom den ikke avgir giftige gasser eller bidrar som brensel. Utover dette har betongen en stor termisk treghet og lav varmeledningsevne. Til tross for, og på bekostning av dette, viser forskning at betong tar skade av ekstreme temperaturer. Styrketap og avskalling trekkes frem som hovedproblemene når betong utsettes for brann. Avskalling er kritisk mtp. personsikkerheten og mest relevant for betongen som en del av vann- og frostsikringen, mens det at betongens trykkfasthet reduseres betraktelig ved økende temperaturer er avgjørende for den mekaniske sikringen. Det observerte skadebildet etter tunnelbrannen i Skatestraumtunnelen bekreftet at betong er et uforutsigbart materiale (spesielt under høye temperaturer) ettersom grad av avskalling var mindre enn forventet med tanke på det intense brannforløpet, fraværet av PP-fiber og det tynne sprøytebetongsjiktet.

Basert på et forsøk utført i testtunnelen Runehamartunnelen i 2006, kan det konkluderes med at dagens krav til 80 mm tykt, polypropylenfiberholdig sprøytebetong (eller tilsvarende) i V/F-sikringen utøver tilstrekkelig brannmotstand i den tid som skal være tilgjengelig for rømming. *Personsikkerheten* ivaretas med andre ord for *aktuell designkurve*.

Når det er sagt, er det for enkelte tunneler vel så viktig å unngå *konstruksjonskollaps*. I disse tilfellene utøver ikke betongen i seg selv tilstrekkelig brannmotstand slik at det er nødvendig å beskytte betongen og tunnelkonstruksjonen mot de ekstreme temperaturene med et termisk beskyttende sjikt. Dette blir i liten grad benyttet i norske veitunneler per dags dato, sammenliknet med veitunneler i andre «tunnelnasjoner». Årsaken til dette er delvis at kravet er for diffust formulert i regelverket (håndbok N500 og N400) ettersom det ikke stilles konkrete krav til *hvilke* tilfeller brannsikring av betongoverflaten skal benyttes for. En konkretisering hadde trolig økt tunnelantallet med ekstra brannsikring, og bruk av RWS-kurven hadde dermed blitt benyttet i vesentlig større grad enn hva som er tilfellet i dag.

Resultatene fra brannsimuleringen bekrefter til en viss grad temperaturbildet som ble antatt for Skatestraumstunnelbrannen. Deler av sprøytebetongen har tidvis vært utsatt for temperaturer over 1000 °C, men *gjennomsnittstemperaturene* fra simuleringen ligger imidlertid noe lavere enn hva skadebildet i tunnelen skulle tilsi. Dette kan forklares med simuleringsprogrammets noe begrensede egnethet til temperaturberegning av eksplosiv tunnelbrann, i tillegg til at det er gjort en rekke forenklinger og antakelser underveis i modelleringen.

Likevel kan man basert på simuleringsresultatene (og ikke minst observasjoner i tunnelen), konkludere med at den aktuelle designbrannen for denne tunnelkonstruksjonen er for mild sammenliknet med det reelle brannforløpet. Når det er sagt var brannscenarioet svært ekstremt og lite sannsynlig, og det ville vært kostbart å dimensjonere alle tunneler for de mest ekstreme scenarioene. Dette understreker at *risikoanalyser* med fordel kan vektlegges tyngre for å eksempelvis vurdere transport av farlig gods samt bruk av designbranner, slik at man ikke alltid *kun* baserer konstruksjonsmessig utforming på standardiserte krav i håndboken. På den måten kan man «skreddersy» *sikre* tunneler og unngå store verditap som følge av underdimensjonering, eller i motsatt fall: Unødvendig store kostnader som resultat av overdimensjonering.

## Referanselitteratur

- 1992-1-2:2004+NA:2010, N.-E. (2010). Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering. Tilgjengelig fra: [www.standard.no](http://www.standard.no): Standard Norge
- Directive 2008/56/EC of the European Parliament and of the Council. Tilgjengelig fra: <http://eur-lex.europa.eu/legal-content/en/ALL/?uri=CELEX:32008L0056> (2008).
- Amundsen, F. H. (2001). Bilbranner og andre hendelser i norske vegtunneler i 1990-2000: erfaringsinnhenting fra vegkontorene og vegtrafikksentralene i 1997 og 2001. Tilgjengelig fra: <http://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/190000/TTS%20rapport%2007%202001.pdf?sequence=1&isAllowed=y>: Transport- og trafikksikkerhetsavdelingen.
- Buchanan, A. H. (2001). *Structural design for fire safety* (Vol. 273). New York: Wiley New York.
- Buvik, H. (2007). Fullskala brannforsøk 100 MW brannsikret. PE-skum. Tilgjengelig fra: [http://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/193071/teknologirapport\\_2488.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/193071/teknologirapport_2488.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Buvik, H. (2012). Etatsprogrammet Moderne vegtunneler: Strategi for bygging av nye vegtunneler. Grunnlagsdokument Tilgjengelig fra: <http://www.vegvesen.no/attachment/380980/binary/652557>.
- Carvel, R., & Beard, A. N. (2005). *The handbook of tunnel fire safety*. London: Thomas Telford.
- Dahle, G. (2011). Alle tunneler vil ha en brann i sin levetid. Oslo Brannkorpsforening. Tilgjengelig fra: <http://www.brannmannen.no/arkiv/fag-og-presentasjoner.aspx?PID=40&M=NewsV2&Action=1&NewsId=149>.
- Davik, K. I., & Buvik, H. (2001). Samfunnstjenlige vegtunneler 1998-2001: sluttrapport. Tilgjengelig fra: <http://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/192498>: Statens vegvesen.
- DSB. (2015). Særskilte brannobjekter. Tilgjengelig fra: <http://opplagsverket.dsb.no/content/brann-og-eksplosjonsvern/forskrifter/brannforebygging/veiledning-for-myndighetsutovelse/4/4/>.
- DSB, & Vegdirektoratet. (2011). *Retningslinjer for saksbehandling og ivaretagelse av brann- og elsikkerhet i vegtunneler*. Tilgjengelig fra: [http://www.dsb.no/Global/Publikasjoner/2011/Tema/retningslinjer\\_saksbehandling\\_ivaretagelse\\_brann\\_elsikkerhet\\_vegtunneler.pdf](http://www.dsb.no/Global/Publikasjoner/2011/Tema/retningslinjer_saksbehandling_ivaretagelse_brann_elsikkerhet_vegtunneler.pdf). Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB).
- Egeland, J. H. (2014). *Tunnelrehabilitering- "Stort løft med mye arbeid"*. Tilgjengelig fra: [http://www.vegvesen.no/attachment/726701/binary/1000290?fast\\_title=Tunnelrehabilitering+i+Region+s%C3%B8r+-+Jan+Helge+Egeland.pdf](http://www.vegvesen.no/attachment/726701/binary/1000290?fast_title=Tunnelrehabilitering+i+Region+s%C3%B8r+-+Jan+Helge+Egeland.pdf). Paper presented at the Tunnelrehabilitering 2014 - 2019, Region Sør.
- El-tilsynsloven. Lov om tilsyn med elektriske anlegg og elektrisk utstyr. Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1929-05-24-4?q=eltilsynsloven> (2015).
- Fløystad, O. K., Holestøl, L. M., & Bjugstad, S. (2012). *Hvilken løsning for vann-og frostsikring bør anbefales for jernbanetunnelene på strekningen Holm-Nykirke?* Tilgjengelig fra: <http://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/143421>. (Bacheloroppgave), Høgskolen i Gjøvik.
- Fooladi, E. (2009). Varme og matlaging. Tilgjengelig fra: <http://www.naturfag.no/artikkel/vis.html?tid=1227355>.
- Fossan, A. K. (2013). *Brannmotstand til betong tilsatt mikro polypropylenfiber*. (Masteroppgave), NTNU, <http://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/190906>.
- Georgali, B., & Tsakiridis, P. (2005). Microstructure of fire-damaged concrete. A case study. Tilgjengelig fra: [https://www.researchgate.net/publication/236031346\\_Microstructure\\_of\\_fire-damaged\\_concrete\\_A\\_case\\_study](https://www.researchgate.net/publication/236031346_Microstructure_of_fire-damaged_concrete_A_case_study). *Cement and Concrete Composites*, 27(2), 255-259.
- Haack, A. (2001). Technical Report-Part 1-Design Fire Scenarios. Tilgjengelig fra: [http://www.cstc.be/homepage/download.cfm?dtype=services&doc=FIT\\_Annex1\\_General\\_report\\_2006\\_01\\_04\\_screening2007.pdf&lang=en](http://www.cstc.be/homepage/download.cfm?dtype=services&doc=FIT_Annex1_General_report_2006_01_04_screening2007.pdf&lang=en). *Thematic network on fires in tunnels (FIT), European Commission under the 5th Framework Program, 2004*.

- Henning, J. E. (2004). Typegodkjente metoder for vann og frostsikring av vegtunneler og retningslinjer for brannsikring av PE-skum. Tilgjengelig fra: <http://www.vegvesen.no/attachment/70773/binary/37221>: Statens vegvesen, Vegdirektoratet.
- Hertz, K. D. (2003). Limits of spalling of fire-exposed concrete. Tilgjengelig fra: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0379711202000516>. *Fire safety journal*, 38(2), 103-116.
- Hertz, K. D. (2005). Concrete strength for fire safety design. Tilgjengelig fra: [http://orbit.dtu.dk/en/publications/concrete-strength-for-fire-safety-design\(d2ced7f7-71d7-46f2-a416-3e59d5361821\)/export.html](http://orbit.dtu.dk/en/publications/concrete-strength-for-fire-safety-design(d2ced7f7-71d7-46f2-a416-3e59d5361821)/export.html). *Magazine of Concrete Research*, 57(8), 445-453.
- Hokstad, P. R., Jenssen, G. D., Mostue, B. A., & Foss, T. (2014). E-39 Rogfast. ROS analyse, tunnel. Revisjon 2. Tilgjengelig fra: [http://www.vegvesen.no/attachment/769885/binary/1010722?fast\\_title=ROS-analyse+tunnel.pdf](http://www.vegvesen.no/attachment/769885/binary/1010722?fast_title=ROS-analyse+tunnel.pdf): Cowi/Sintef.
- Hovland, S. (2015). *Intern rapport: Brannen i Skatestraumtunnelen 15.07.2015. Motatt per mail, 16.12.2015*. Statens Vegvesen
- Jansson, R. (2013). *Fire spalling of concrete*. (Ph.d), Royal Institute of Technology, Stockholm, Tilgjengelig fra: <http://www.diva-portal.org/smash/record.jsf?pid=diva2%3A647411&dswid=2502>.
- Khoury, G. A. (2000). Effect of fire on concrete and concrete structures. Tilgjengelig fra: <http://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/pse.51/abstract>. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2(4), 429-447.
- Knarud, J. I. (2015, 23.04.2015). [Mailkorrespondanse 23.04.2015].
- Kodur, V. (2000). *Spalling in high strength concrete exposed to fire- concerns, causes, critical parameters and cures*. Tilgjengelig fra: [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/40492\(2000\)180](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/40492(2000)180). Paper presented at the Proceedings, ASCE Structures Congress, Philadelphia, PA.
- Larsen, C. (2015, 14.10.2015). [Intervju 14.10.2015].
- Li, M., Qian, C., & Sun, W. (2004). Mechanical properties of high-strength concrete after fire. Tilgjengelig fra: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0008884603004034>. *Cement and concrete research*, 34(6), 1001-1005.
- Nilssen, N. B. (2014). *Normal praksis for fastsetting av sikkerhetsnivå ved norske veitunneler*. (Bacheloroppgave), Høgskolen Stord/Haugesund, <http://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/197572>.
- Nævestad, T., & Meyer, S. (2012). Rapport nr. 162: Etatsprogrammet Moderne vegtunneler 2008-2011: Kartlegging av kjøretøybranner i norske vegtunneler 2008-2011 (m.-o. t. Trafikksikkerhet, Trans.). Tilgjengelig fra: [http://www.vegvesen.no/fag/Publikasjoner/Publikasjoner/Statens+vegvesens+rappporter/attachment/388268?ts=13a69cd4840&fast\\_title=Etatsprogrammet+Moderne+Vegtunneler+2008-2011+Kj%C3%B8ret%C3%B8ybranner+vegtunneler.pdf](http://www.vegvesen.no/fag/Publikasjoner/Publikasjoner/Statens+vegvesens+rappporter/attachment/388268?ts=13a69cd4840&fast_title=Etatsprogrammet+Moderne+Vegtunneler+2008-2011+Kj%C3%B8ret%C3%B8ybranner+vegtunneler.pdf).
- Olsen, V. E. (2016 07.01.16). [Mailkorrespondanse 07.01.16].
- Peng, G.-F., & Huang, Z.-S. (2008). Change in microstructure of hardened cement paste subjected to elevated temperatures. Tilgjengelig fra: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061806002984>. *Construction and building materials*, 22(4), 593-599.
- Persson, B. (2004). Fire resistance of self-compacting concrete, SCC. Delvis tilgjengelig fra: <http://link.springer.com/article/10.1007/BF02483286>. *Materials and Structures*, 37(9), 575-584.
- Promat. (2015). Promat - Fire Protection in tunnels. Tilgjengelig fra: <http://www.promat-tunnel.com/en/advices/fire-protection/fire%20curves>.
- Rasmussen, T. H., & Yde, E. (1986). *Beton og Brand*. In C. t. Oplysningskontor (Ed.). Aalborg: Aalborg Portland.

- Raut, N., & Kodur, V. (2010). Response of high-strength concrete columns under design fire exposure. Tilgjengelig fra: [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000265](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000265). *Journal of Structural Engineering*, 137(1), 69-79.
- Schubert, D. M. (2012). Etatsprogrammet Moderne vegtunneler 2008 - 2011, Utvikling av risikoanalysmodell TRANSIT for vegtunneler (m.-o. t. Trafikksikkerhet, Trans.). Tilgjengelig fra: [http://www.vegvesen.no/attachment/380988/binary/652565?fast\\_title=Utvikling+av+risikoanalysmodell+TRANSIT+for+vegtunneler.pdf](http://www.vegvesen.no/attachment/380988/binary/652565?fast_title=Utvikling+av+risikoanalysmodell+TRANSIT+for+vegtunneler.pdf).
- Sellevoid, E. J. (2014a). Chapter 6 - Hydration *TKT 4215 Concrete Technology 1*. Trondheim: NTNU.
- Sellevoid, E. J. (2014b). Chapter 8 - Porosity, pore structure *TKT 4215 Concrete Technology 1*. Trondheim: NTNU.
- Sellevoid, E. J. (2014c). Chapter 14 - Permeability, moisture condition *TKT 4215 Concrete Technology 1*. Trondheim: NTNU.
- Smeby, T. J. (2013). Har Norge Europas dårligste veger? *Vegen og vi*, Tilgjengelig fra: <http://www.vegvesen.no/s/pdf/VoV/2013-07/files/assets/basic-html/page14.html>
- Smeplass, S. (2015a, 13.11.2015). [Mailkorrespondanse 13.11.2015].
- Smeplass, S. (2015b, 01.12.15). [Mailkorrespondanse 01.12.15].
- Tollefsen, T. (2015, 10.08.2015). [Mailkorrespondanse 10.08.2015].
- Tollefsen, T. (2016, 05.01.2016). [Mailkorrespondanse, 05.01.2016].
- Tunnelsikkerhetsforskriften. Forskrift om minimum sikkerhetskrav til visse vegtunneler. Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2007-05-15-517> (2007).
- Håndbok N500, Vegtunneler. Tilgjengelig fra: <http://www.vegvesen.no/attachment/61913> (2014a).
- Håndbok R510: Vann og frostsikring i tunnel. Tilgjengelig fra: <http://www.vegvesen.no/attachment/61460> (2014b).
- Vegloven. Lov om vegar. Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1963-06-21-23?q=vegloven> (2015).
- Vegvesenet. (2014). Om Håndbøkene. Tilgjengelig fra: <http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker/om-handbokene>.
- Wiebes, J. (2012). *Rømning ved brann i ettløps veitunneller med toveistrafikk*. (Bacheloroppgave), Høgskolen Stord/Haugesund, Tilgjengelig fra: <http://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/151888>.
- Veilder for risikoanalyser av vegtunneler. nr: TS-2007:11 Tilgjengelig fra: <http://www.vegvesen.no/attachment/61037> (2007).