

Ole Listad Hansen

Tilstandsvurdering av betongbru med Alkalireaksjoner

Gjennomgang og evaluering av Tromsøbrua

Masteroppgave i Erfaringsbasert master i veg, jernbane og transport. Spesialisering i bru

Veileder: Terje Kanstad

Medveileder: Eva Rodum, Jan Lindgård og Elisabeth Schjøberg

Oktober 2023



Tromsøbrua/ Leif Harald Fredheim, Multiconsult 2022

Ole Listad Hansen

Tilstandsvurdering av betongbru med Alkalireaksjoner

Gjennomgang og evaluering av Tromsøbrua

Masteroppgave i Erfaringsbasert master i veg, jernbane og transport.

Spesialisering i bru

Veileder: Terje Kanstad

Medveileder: Eva Rodum, Jan Lindgård og Elisabeth Schjølberg

Oktober 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Fakultet for ingeniørvitenskap

Institutt for bygg- og miljøteknikk



Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVE 2023

FAGOMRÅDE	DATO	ANTALL SIDER
Betongkonstruksjoner	08.10.2023	144+27

TITTEL:

Tilstandsvurdering av betongbruer med Alkalireaksjoner:

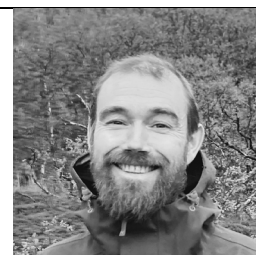
Gjennomgang og evaluering av Tromsøbrua.

Assessment of concrete bridges exposed to Alkali Silica Reactions:

Review and Evaluation of Tromsø Bridge

UTFØRT AV:

Ole Listad Hansen



SAMMENDRAG:

Tromsøbrua binder Tromsøya og fastlandet sammen og er en del av fylkesveg 862. Den er 1016m lang, ble ferdigstilt i 1960 og er den første frittrembyggbrua som ble bygget i Norge. Brua består av 3 forskjellige konstruksjonstyper. En frittrembyggbru i midten og viadukter på begge sider som består av en platedel og en bjelkedel.

Alkali-silica reaksjoner (AR) er en reaksjon mellom reaktivt tilslag, fukt og alkalier fra sement. Reaksjonen danner en gel som sveller ved tilgang på fukt. Når gelen sveller, fører dette til en ekspansjon og opprissing av betongen. Som en konsekvens av ekspansjonen, reduseres de mekaniske egenskapene til betongen. Opprissingen i betongen kan videre føre til følgeskader ved at nedbrytningsmekanismene armeringskorrosjon og frost/tineskader øker i omfang. Reaksjonen blir først synlig etter 10-20år, og det ble først formelt dokumentert at reaksjonen var til stede i norske betongkonstruksjoner på slutten av 1980 tallet. Etter denne dokumentasjonen ble det medtatt anvisninger i Norsk regelverk for å hindre AR i nye konstruksjoner.

Det ble ved inspeksjon av Tromsøbrua i 1991 rapportert om riss som kan minne om AR. I 1996 ble det utført Strukturanalyser av kjerner tatt fra brua, og ved tynnslipanalyse ble det påvist gel. Påvisning av gel i tynnslipanalyse er en entydig dokumentasjon på at det pågår AR i konstruksjonen.

Ved undersøkelse av bruer med AR er det nødvendig å benytte ulike metoder. Sammen kan de gi underlag til å estimere ekspansjonen og videre utvikling. Når dette er kjent, vil det være mulig å foreta konstruktive beregninger/vurderinger og prosjektere eventuelle tiltak som er tilpasset den gjeldende konstruksjonen.

Denne oppgaven har oppsummert og strukturert resultatene fra de ulike felt og laboratorieundersøkelsene for Tromsøbrua, og vurdert resultatene. Gjennomgangen av undersøkelsene viser at AR-omfanget er størst for pilarene i aksene 18-42. For pilarene er også omfanget av armeringskorrosjon og frostskaader størst her. Det er imidlertid utført få systematiske målinger i dette området som kan bidra til å si noe om utviklingen av AR. At AR-omfanget er størst her har bakgrunn i tilslaget som er benyttet, men kan også forklares med at eksponeringen fra nedbør, sol og vind er kraftigere her.

For overbygningen viser målinger og prøver at omfanget av AR på sørsiden er større enn på nordsiden. Dette er ikke like fremtredende for pilarene. Dette har sannsynligvis med geometrien på de ulike objektene, og hvordan vinden/fukten påkjerner konstruksjonene. I overbygningen er

det målt høyest korrosjonspotensial i underkant bruvinger. Ut ifra målinger og analyser, er det nødvendig å utføre tiltak med hensyn på armeringskorrosjon i hele brooverbygningen. Bruvingene er ikke utført med dryppneser, og visuell inspeksjon viser tegn på at det kan være fuktgjennomgang i dekket. Tilgang på fukt er en viktig driver i utviklingen av AR. Det anbefales derfor å få installert ny fuktsikring og montert dryppneser på bruvinger. Disse tiltakene vil forhåpentligvis bidra til å bremse utviklingen av AR. Målinger har videre vist at alle fugene lukkes ved 17°C. Etter hvert vil dette føre til konstruktive skader på brua, og det anbefales derfor også at fugeåpninger utvides. Før tiltak bestemmes og utføres, anbefales det imidlertid å gjennomføre en risikoanalyse for eventuelle følgeskader av tiltakene.

HOVEDVEILEDER: Terje Kanstad, NTNU

MEDVEILEDER:

Eva Rodum, Statens Vegvesen

Jan Lindgård, SINTEF

Elisabeth Schjølberg, Multiconsult

UTFØRT VED: Institutt for Konstruksjonsteknikk

Sammendrag

Tromsøbrua binder Tromsøya og fastlandet sammen og er en del av fylkesveg 862. Den er 1016m lang, ble ferdigstilt i 1960 og er den første frittrembyggbrua som ble bygget i Norge. Brua består av 3 forskjellige konstruksjonstyper. En frittrembyggbru i midten og viadukter på begge sider som består av en platedel og en bjelkedel.

Alkali -silica reaksjoner (AR) er en reaksjon mellom reaktivt tilslag, fukt og alkalier fra sement. Reaksjonen danner en gel som sveller ved tilgang på fukt. Når gelen sveller, fører dette til en ekspansjon og opprissing av betongen. Som en konsekvens av ekspansjonen, reduseres de mekaniske egenskapene til betongen. Opprissingen i betongen kan videre føre til følgeskader ved at nedbrytningsmekanismene armeringskorrosjon og frost/tineskader øker i omfang. Reaksjonen blir først synlig etter 10-20år, og det ble først formelt dokumentert at reaksjonen var til stede i norske betongkonstruksjoner på slutten av 1980 tallet. Etter denne dokumentasjonen ble det medtatt anvisninger i Norsk regelverk for å hindre AR i nye konstruksjoner.

Det ble ved inspeksjon av Tromsøbrua i 1991 rapportert om riss som kan minne om AR. I 1996 ble det utført Strukturanalyser av kjerner tatt fra brua, og ved tynnslipanalysen ble det påvist gel. Påvisning av gel i tynnslipanalyse er en entydig dokumentasjon på at det pågår AR i konstruksjonen.

Ved undersøkelse av bruer med AR er det nødvendig å benytte ulike metoder. Sammen kan de gi underlag til å estimere ekspansjonen og videre utvikling. Når dette er kjent, vil det være mulig å foreta konstruktive beregninger/vurderinger og prosjektere eventuelle tiltak som er tilpasset den gjeldende konstruksjonen.

Denne oppgaven har oppsummert og strukturert resultatene fra de ulike felt og laboratorieundersøkelsene for Tromsøbrua, og vurdert resultatene. Gjennomgangen av undersøkelsene viser at AR-omfanget er størst for pilarene i aksene 18-42. For pilarene er også omfanget av armeringskorrosjon og frostskaader størst her. Det er imidlertid utført få systematiske målinger i dette området som kan bidra til å si noe om utviklingen av AR. At AR-omfanget er størst her har bakgrunn i tilslaget som er benyttet, men kan også forklares med at eksponeringen fra nedbør, sol og vind er kraftigere her.

For overbygningen viser målinger og prøver at omfanget av AR på sørsiden er større enn på nordsiden. Dette er ikke like fremtredende for pilarene. Dette har sannsynligvis med geometrien på de ulike objektene, og hvordan vinden/fukten påkjenner konstruksjonene. I overbygningen er det målt høyest korrosjonspotensial i underkant bruvinger. Ut ifra målinger og analyser, er det nødvendig å utføre tiltak med hensyn på armeringskorrosjon i hele brooverbygningen.

Bruvingene er ikke utført med dryppneser, og visuell inspeksjon viser tegn på at det kan være fuktgjennomgang i dekket. Tilgang på fukt er en viktig driver i utviklingen av AR. Det anbefales derfor å få installert ny fuktsikring og montert dryppneser på bruvinger. Disse tiltakene vil forhåpentligvis bidra til å bremse utviklingen av AR. Målinger har videre vist at alle fugene lukkes ved 17°C. Etter hvert vil dette føre til konstruktive skader på brua, og det anbefales derfor også at fugeåpninger utvides. Før tiltak bestemmes og utføres, anbefales det imidlertid å gjennomføre en risikoanalyse for eventuelle følgeskader av tiltakene.

Abstract

The Tromsø Bridge connects Tromsøya and the mainland and is part of County Road 862. It is 1016m long, was completed in 1960 and is the first cantilever concrete bridge built in Norway. The bridge consists of 3 different construction types. A cantilever bridge in the middle and viaducts on both sides consisting of a slab part and a beam part.

Alkali-silica reactions (AR) are a reaction between reactive aggregate, moisture and alkalis from cement. The reaction forms a gel that swells when moisture is accessed. When the gel swells, this leads to an expansion and cracking of the concrete. Because of the expansion, the mechanical properties of the concrete decrease. The reaction becomes visible after 10-20 years, and it was first formally documented that the reaction was present in Norwegian concrete structures in the late 1980s. After this detection, regulatory regulations was established to prevent AR in new constructions. The cracking of the concrete can lead to consequential damage as the degradation mechanisms reinforcement corrosion and frost/thaw damage increase.

An inspection of Tromsø bridge 1991 reported that there were signs that reminds of AR. In 1996, microstructural analyses of cores taken from the bridge were performed, and gel was detected during the thin section analysis. The detection of gel in thin section is clear evidence that AR is ongoing in the construction.

Over the years, several field investigations and laboratory studies have been carried out. The surveys have been carried out by different companies and reported in different ways. When examining bridges with AR, it is necessary to use various methods. Together, they can provide a basis for estimating expansion and further development. Once this is known, it will be possible to make structural calculations/evaluations and design any measures that are adapted to the current construction.

This thesis has summarized and structured the results from the various fields and laboratory investigations for the Tromsø Bridge and evaluated the results. The review of the surveys shows that the AR scope is greatest for the pillars of axes 18-42. For the pillars, the extent of the 2 other degradation mechanisms is also greatest here. However, few systematic measurements have been carried out in this area that can help to draw conclusions about the development of AR. The fact that the AR scope is greatest here is probably due to the aggregate that has been used but can also be explained by the fact that exposure to rain, sunlight and wind is stronger here.

For the superstructure, measurements and samples show that the extent of AR on the south side is greater than on the north side. This is not as prominent for the pillars. This probably has to do with the geometry of the pillars, and how the wind/moisture affects the structures. In the superstructure, the highest corrosion potential has been measured just below bridge wings. Based on measurements and analyses, it is necessary to act regarding reinforcement corrosion.

The bridge wings are not performed with drip noses, and visual inspection shows signs that there may be leakage in membrane in the bridge slab. Access to moisture is an important driver in the development of AR. It is therefore recommended to have new membrane and drip noses installed. Measurements have shown that all joints close at 17°C. Eventually, this will lead to constructive damage to the bridge, and it is therefore recommended that joint openings be widened. However, before measures are determined and implemented, it is recommended to carry out a risk analysis for consequential damage from the measures.

Forord

Denne oppgaven er et resultat av et erfaringsbasert masterprogram i vei, jernbane og bru, studieretning bru ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Masteroppgaven er skrevet i de 3 første kvartalene i 2023, ved Institutt for konstruksjonsteknikk. Oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng. Parallelt med arbeidet med oppgaven, har jeg arbeidet som Ingeniør ved Multiconsult sitt kontor i Tromsø.

Hovedtema i oppgaven er gjennomgang av betongteknologiske undersøkelser utført for Tromsøbrua. Min interesse for betongkonstruksjoner og tilstandsanalyser har vært en viktig motivasjon for valg av oppgave. Vurdering av betongteknologiske undersøkelser krever innsikt innen flere fagområder som statikk, betongteknologi og praktiske tilnærminger. Dette motiverte meg for valget av oppgave. I tillegg har det vært interessant å gjøre dypdykk i en konstruksjon som jeg har lokal tilhørighet til.

I arbeidet med oppgaven har jeg måtte sette meg inn i resultater og teori fra felt og laboratorieundersøkelser jeg ikke kjente til tidligere. Dette har til tider vært utfordrende, men også interessant og lærerikt.

Jeg vil spesielt takke min hovedveileder Professor Terje Kanstad ved NTNU som har bidratt med gode innspill, og svart på spørsmål. Videre vil jeg takke mine medveiledere Eva Rodum (Vegdirektoratet), Jan Lindgård (SINTEF) og Elisabeth Schjølborg (Multiconsult). De har bidratt med å svare på faglige spørsmål, og innspill for å strukturere oppgaven.

I gjennomgangen av resultater fra feltundersøkelsene har det blitt tatt mang en telefon til min kollega Leif Harald Fredheim, ved Multiconsult sitt kontor i Narvik. Takk for din tålmodighet og engasjement rundt oppgaven min. Vil også takke kollegaer ved Multiconsult sitt kontor i Tromsø, ingen navn nevnt, ingen glemt.

Til slutt vil jeg takke min kone, mine barn, hunden Bamse og katten Pus som har motivert meg og støttet meg gjennom arbeidet med denne oppgaven.

Innhold

Forkortelser/symboler	xiv
1 Innledning	15
1.1 Bakgrunn	15
1.2 Omfang og hensikt	16
1.3 Oppbygging av rapporten	17
2 Faglig bakgrunn	18
2.1 Armert betong	18
2.2 Alkalireaksjoner	18
2.2.1 Hva er Alkalireaksjoner	18
2.2.2 Historikk AR i Norge	19
2.2.3 Visuelle tegn på alkalireaksjoner	20
2.2.4 Makroriss og mikroriss	24
2.2.5 Endringer i betongens mekaniske egenskaper grunnet AR	24
2.2.6 Konstruktive skader	26
2.2.7 Regelverk nye og eksisterende konstruksjoner	27
2.2.8 AR i kombinasjon med andre nedbrytningsmekanismer	28
2.2.8.1 Armeringskorrosjon	28
2.2.8.2 Frost/ tineskader	30
2.2.9 Mulige tiltak for å begrense AR og nedbrytningmekanismer	32
2.3 Undersøkellesmetoder	33
2.3.1 Feltmetoder	33
2.3.1.1 Visuell inspeksjon	34
2.3.1.2 Rissvidde og rissindeks	35
2.3.1.3 Måling av fuktinnhold	36
2.3.1.4 Måling av deformasjoner og bevegelser	36
2.3.1.5 Uttak av kjerneprøver	37
2.3.2 Laboratorieundersøkelser	37
2.3.2.1 Strukturanalyse	38
2.3.2.2 Petrografisk analyse	39
2.3.2.3 Mekaniske egenskaper	39
2.3.2.4 Fuktinnhold	43
3 Beskrivelse av konstruksjonen	45
3.1 Geometri	45
3.2 Byggherre og utførende	47
3.3 Miljøforhold	47

3.3.1	Vind, nedbør og solpåvirkning.....	48
3.3.2	Relativ fuktighet.....	50
3.3.3	Tidevannsnivåer.....	50
3.4	Referansesystem.....	50
3.4.1	Aksesystem.....	50
3.4.2	Høydesystem.....	51
3.4.3	Navnesystem konstruksjonselementer.....	51
3.5	Konstruksjonsprinsipper.....	51
3.5.1	Generelt.....	51
3.5.2	Seksjon A og E.....	52
3.5.3	Seksjon B og D.....	53
3.5.4	Seksjon C.....	54
3.5.5	Avstivning.....	54
3.5.6	Gangbaner.....	55
3.6	Fundamentering.....	55
3.7	Laster.....	56
3.7.1	Opprinnelig laster.....	56
3.7.2	Klassifisering.....	56
3.8	Materialer.....	56
3.8.1	Blandeverk.....	56
3.8.2	Betongkvalitet.....	56
3.8.3	Sementer og tilsetningstoffer.....	57
3.8.4	Tilslag.....	61
3.8.5	Slakkarmering.....	64
3.8.6	Spennarmering.....	64
3.8.7	Overdekning.....	64
3.8.8	Overflatebehandling.....	65
3.8.9	Fuktsikring.....	65
3.9	Fredningsbestemmelser.....	65
3.10	Grunnlag.....	66
3.10.1	Tidligere undersøkelser.....	66
3.10.2	Tegninger.....	67
3.10.3	Tidligere masteroppgaver.....	68
3.10.4	Arkiv.....	69
4	Resultater fra undersøkelsene.....	70
4.1	Generelt.....	70
4.2	Feltundersøkelser.....	70

4.2.1	Visuell registreringer	70
4.2.1.1	Underbygningen	71
4.2.1.2	Bruoverbygningen	72
4.2.1.3	Slitelag	73
4.2.1.4	Lager.....	73
4.2.1.5	Rekkverk	74
4.2.1.6	Vannavløp.....	74
4.2.2	Riss.....	74
4.2.2.1	Rissvidde	74
4.2.2.2	Rissindeks.....	76
4.2.3	Relativ fuktighet (RF)	78
4.2.3.1	Enkeltmålinger	78
4.2.3.2	Kontinuerlig logging	80
4.2.3.3	Fuktighet ved uttak kjerner	81
4.2.4	Ekspansjoner.....	81
4.2.4.1	Fuger	81
4.2.4.2	Skanning av vestre del av brukonstruksjonen	83
4.2.4.3	Nivellering av østre del av brukonstruksjonen.....	85
4.2.4.4	DEMEC	87
4.2.5	Kjerneprøver	88
4.2.6	Overdekning.....	90
4.2.7	Klorider.....	92
4.2.8	Korrosjonspotensialmåling.....	95
4.2.9	Karbonatisering	98
4.2.10	Opphugginger.....	100
4.3	Laboratorieanalyser.....	101
4.3.1	Strukturanalyse	101
4.3.1.1	Analysen.....	101
4.3.1.2	Omfang av AR	103
4.3.2	Petrografisk analyse	104
4.3.3	SDT.....	105
4.3.4	Mekaniske egenskaper.....	108
4.3.4.1	Densitet.....	108
4.3.4.2	Trykkfasthet.....	111
4.3.4.3	E-modul.....	118
4.3.5	Fuktinnhold	121
4.3.5.1	DCS	122

4.3.5.2	Relativ fuktighet	123
4.3.6	Frostmotstand	124
5	Diskusjon.....	128
5.1	Alkalireaksjon - Sammenheng SDI og Strukturanalyse.....	128
5.2	Begrense utviklingen av AR og konstruktive tiltak	129
5.2.1	Redusere AR-hastighet	129
5.2.2	Konstruktive følgeskader.....	130
5.3	Øvrige nedbrytningsmekanismer på brua	130
6	Konklusjon	132
7	Videre arbeid.....	134
7.1	Bestemmelse av ekspansjonshastigheten –behov for flere målinger.....	134
7.2	Bestemmelse av korrosjon	134
7.3	Anbefalinger for dronefilming.....	135
7.4	Oppsummering videre arbeid	136
7.4.1	Innmålinger for å bestemme ekspansjonshastigheten	136
7.4.2	Målinger for å bestemme potensialet for korrosjon	136
7.4.3	Dronefilming.....	136
8	Referanser	137
	Vedlegg	145

Forkortelser/symboler

NTNU	Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
TFFK	Troms og Finnmark Fylkeskommune
SDT	Stiffnes Damage test
RF	Relativ fuktighet
DCS	Kapillær vannmetningsgrad
LAT	Laveste astronomiske tidevann. Se Vedlegg A
NN1954	Normalnull 1954. Se Vedlegg A
fyk	Flytespenning for armering
AR	Alkali -silica reaksjoner
OK	Overkant
UK	Underkant
BRUTUS	Brutus er et forvaltningssystem for bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner. Systemet inneholder informasjon om alle bruer på riks- og fylkesvegnettet, inkludert inspeksjoner med brutilstand. I systemet kan man også legge inn tiltaksbeskrivelser med kostnader, og planlegge når tiltak skal utføres.
MESLA	Management and extension of service of life of infrastructure affected by Alkali-silica reaction
MC	Multiconsult
HB	Håndbok
OD	Overdekning
SVV	Statens Vegvesen
NB	Norsk Betongforening

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Frem til 1980-tallet var det lite søkelys på nedbrytningsmekanismer som påvirker betongkonstruksjoner, og hva som driver nedbrytningsmekanismene. Som en konsekvens av dette ble betongkonstruksjoner i denne tidsperioden prosjektert med for lav bestandighet. Dette gir seg nå utslag i stort omfang av betongkonstruksjoner som bør eller må rehabiliteres.

Alkali-silica reaksjoner (AR) ble først observert på 1930-tallet i USA, og deretter forklart i 1940 i samme land. I Norge ble de første skadetilfellene rapportert i 1978. Likevel ble det ikke formelt dokumentert, og godtatt at nedbrytningsmekanismen AR var i Norge før ca 1990. Etter dette ble det satt i gang tiltak for å hindre Alkalireaksjoner i nye konstruksjoner. I gjeldende NS-EN regelverk, og dermed det norske lovverket, er det nå krav til sement og tilslag for å hindre at nye konstruksjoner blir støpt med betong hvor AR kan utvikles.

Reaksjonen er avhengig av fukt, alkalier fra sement og reaktivt tilslag for å starte. Etter at den er startet har den behov for relativ fuktighet på mer enn 80% for å utvikles. Reaksjonsproduktet er en alkaligel som tar opp vann og ekspanderer. Når gelen ekspanderer inne i betongen, fører dette til en volumendring og betongen risser opp (mikro-riss). Dette kan medføre en initiering eller eskalering av andre nedbrytningsmekanismer som kloridinitiert armeringskorrosjon og frost/tineskader.

Som en konsekvens av ekspansjonen og mikro-rissene, endres de mekaniske egenskapene til betongen. Dette gjelder spesielt E-modul og strekkfasthet, men trykkfasthet kan også endres hvis ekspansjonen blir stor nok. Grunnet endringer i de mekaniske egenskapene kan kapasiteten til konstruksjonen endres. I tillegg kan ekspansjonen medføre konstruktive skader. Dette er typisk lukking av fuger, fastholdningskrefter og dermed laster som konstruksjonen opprinnelig ikke var designet for. Det er dermed ofte behov for konstruktive tiltak på konstruksjoner med AR. Det er få konstruktive tiltak som har vært fulgt opp over tid, slik at man kan si at tiltaket har vært vellykket.

I utendørs klima i Norge tar det omtrent 10-20 år før Alkalireaksjonene blir synlig visuelt. Det finnes flere visuelle tegn på at det pågår AR, men det er kun ved bruk av Strukturanalyse og Tynnslipanalyse at det formelt kan stadfestes at det pågår AR.

Tromsøbrua stod ferdig i mars 1960. Konstruksjonen er en plasstøpt konstruksjon og består av 3 uavhengige konstruksjonsdeler. Brua er 1016m lang, har 58spenn, hovedspennet er 80m og friseilingshøyden i hovedspennet er 35m. Fra brua ble bygget, og fram til i dag har det vært utført flere tilstandsundersøkelser. Disse er ikke systematisert og sammenstilt tidligere.

I 1996 ble det ved Tynnslip dokumentert AR på Tromsøbrua. I tillegg er det de senere år dokumentert at det pågår armeringskorrosjon i deler av brua. Når en konstruksjon er angrepet av AR, er det nødvendig å skaffe seg informasjon om hastigheten til

ekspansjonsutviklingen. Dette for å kunne planlegge når det er nødvendig å sette inn tiltak, og hvilke tiltak som er nødvendig.

For å kunne estimere en ekspansjonshastighet, og planlegge tiltak, er det behov for mest mulig informasjon om konstruksjonen. Dette vil være alt fra hvilke materialer som ble benyttet under bygging, hvordan den ble bygget, klimatiske forhold for konstruksjonen, og oversikt over resultater fra alle felt og laboratorieundersøkelser som foreligger for konstruksjonen. I tillegg til en slik gjennomgang må det utføres konstruktive beregninger og vurderinger av konsekvenser av hvordan AR påvirker konstruksjonen

Når en slik gjennomgang er utført er det mulig for spesialister å se sammenhenger mellom de ulike målingene og prøvene, og dermed mulig å estimere en hastighet. Hver konstruksjon er unik, og tiltak må derfor planlegges basert på de opptredende forholdene for den spesielle konstruksjonen.

1.2 Omfang og hensikt

Målet med oppgaven er å etablere en systematisk oversikt over resultater fra tidligere tilstands og laboratorieundersøkelser for Tromsøbrua. Oversikten skal vise hvilke målinger som er gjort hvor, og når de er rapportert. Resultatene fra undersøkelsene skal vurderes. Oppgaven begrenses til undersøkelser og betongteknologiske analyser av Tromsøbrua som var tilgjengelig i perioden denne oppgaven ble utarbeidet.

For å kunne vurdere undersøkelsene må det skaffes til veie, og gjennomgås grunnlagsmateriale. Dette er klimatiske forhold, byggetegninger og relevant informasjon fra byggeperioden. I tillegg skal det gjøres gjennomgang av litteratur som omhandler erfaringer om AR fra andre steder i verden. Dette for å etablere et sammenligningsgrunnlag for vurdering av resultatene fra Tromsøbrua.

Vurderinger av undersøkelsene er gjort i samarbeid med veiledere, samt flere av SINTEF og NTNU sine prosjektdeltakere i MESLA-prosjektet.

Tromsøbrua står i kystklima, er angrepet av AR og vil derfor også være utsatt for nedbrytningsmekanismene armeringskorrosjon og frost. Det er derfor også brukt noe plass i oppgaven på hvordan utviklingen av disse er i områder hvor det er påvist AR.

Opgaven er delt i fire hoved-deler.

1. Gjennomgang av litteratur med tanke på nasjonale og internasjonale AR-erfaringer.
2. Gjennomgang av klimatiske forhold, tegninger, og annen informasjon fra byggeperioden
3. Gjennomgang av tidligere undersøkelser og systematisering, samt vurdering resultatene.
4. Vurdering av tiltak for å begrense skadeutviklingen både med tanke på AR, men også nedbrytningsmekanismene armeringskorrosjon og frost.

Mål for oppgaven er:

- Etablere en oversikt over hvilke konsekvenser AR har for betongkonstruksjoner, og bruer spesielt. Både med tanke på endringer i mekaniske egenskaper og typiske konstruktive skader.
- Kartlegge mulige tiltak på Tromsøbrua for å begrense skadeutviklingen for også andre bruer med AR.

- Gi en oversikt over aktuelle undersøkelsesmetoder som sammen kan benyttes for å bestemme og vurdere omfanget av AR, størrelsen og hastigheten på ekspansjonen.
- Sammenstille resultater fra de ulike undersøkelsene og analysene, samt vurdere resultatene.
- Identifisere mulige tiltak på Tromsøbrua for å begrense skadeutviklingen for AR, men også armeringskorrosjon og frost.
- Vurdere behov for videre undersøkelser og laboratorieanalyser.

1.3 Oppbygging av rapporten

Opgaven er fordelt på 7 kapitler. Det er i tillegg gitt supplerende bakgrunnsinformasjon i vedlegg. Dette for å kunne få bakgrunnsinformasjon om vurderingene som gjøres i oppgaven. I oppgaven er leseren forutsatt som en person med ingeniørfaglig bakgrunn innen betongkonstruksjoner uten inngående kjennskap til AR.

Kapittel 1: Dette er innledningskapitlet.

Kapittel 2: Dette er et kapittel som omhandler teori og erfaringer knyttet opp mot AR. Det er med tanke på defineringen av leseren nødvendig med en introduksjon av hva AR er og hvordan dette avdekkes. I tillegg er det gjort rede for hvilke konsekvenser AR medfører både konstruktivt, og for de mekaniske egenskapene til betongen. Dette kapitlet gir nødvendig bakgrunnsinformasjon for å kunne forstå vurderinger i kapittel 4.

Kapittel 3: Dette kapitlet gir spesifikk grunnlagsinformasjon om Tromsøbrua. Kapitlet omhandler klimatiske miljøforhold, fundamentering, laster, materialer, fredningsbestemmelser og oversikt over utførte undersøkelser. Kapitlet gir ytterligere bakgrunnsinformasjon for å kunne forstå vurderinger i kapittel 4.

Kapittel 4: Dette er analysekapitlet. Her presenteres resultatene fra de ulike undersøkelsene og analysene, og de vurderes fortløpende. Vurderinger gjøres av forfatter i samarbeid med veiledere. Kapitlet er delt inn i feltundersøkelser og laboratorieundersøkelser. For å kunne utføre ingeniørfaglige vurderinger, er det utført strukturering av resultatene.

Kapittel 5: Her drøftes sammenhenger og ulikheter fra metodene STD og Strukturanalyser. I tillegg drøftes her mulige tiltak for å begrense skadeutviklingen fra de tre aktuelle nedbrytningsmekanismene på brua.

Kapittel 6: Dette er konklusjonskapitlet. Konklusjonen oppsummerer anbefalinger om videre arbeid og tiltak for konstruksjonen.

Kapittel 7: Videre arbeid her gis det anbefalinger om videre undersøkelser og innspill til endringer og hvordan krav som bør settes til dronefilmingen slik at den gir større nytteverdi for mottakeren.

2 Faglig bakgrunn

2.1 Armert betong

Armert betong er et komposittmateriale og produseres med 4 hovedkomponenter. Dette er tilslag som er en samlebetegnelse for sand og stein. De øvrige bestanddelene er vann, bindemiddel og armering.

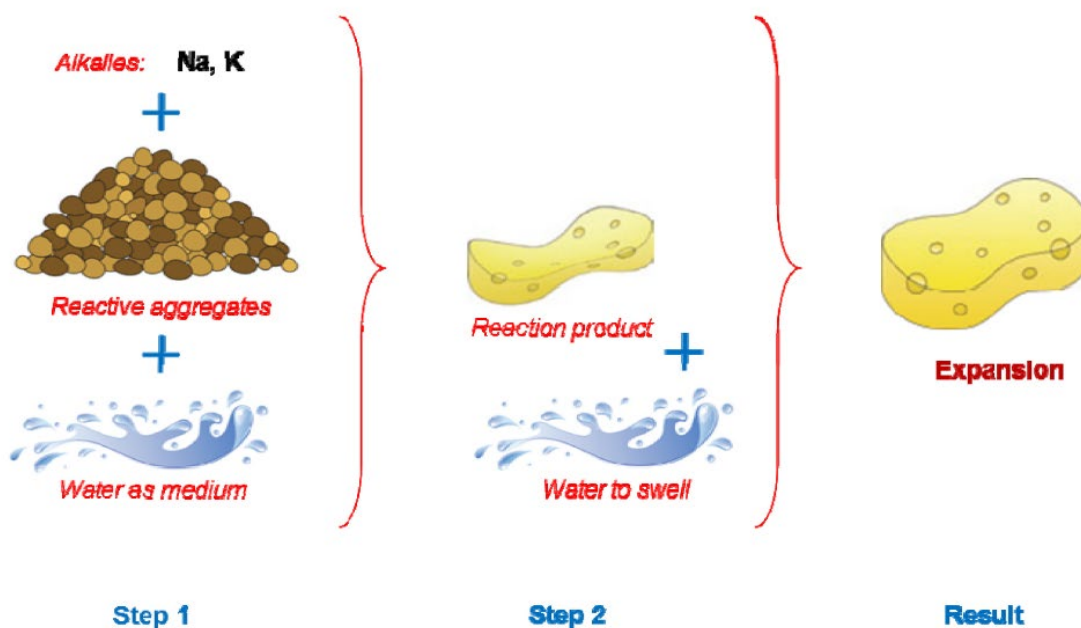
Sammensetningen av hovedkomponentene og deres egenskaper, samt utførelsen av komprimeringen og herdeforholdene vil være avgjørende for den herdede betongens egenskaper.

2.2 Alkalireaksjoner

2.2.1 Hva er Alkalireaksjoner

Alkali -silica reaksjoner (AR) er en kjemisk-fysisk prosess som starter med en reaksjon mellom reaktive mineraler i tilslaget (sand og stein), fukt og alkali-hydroksider som hovedsakelig kommer fra sement. Reaksjonsproduktet er en alkaligel som sveller ved opptak av vann (Godart, et al., 2013). Se Figur 2-1.

For at en reaksjon skal komme i gang må det være tilstrekkelige mengder alkalier, reaktive bergarter og fuktighet til stede. Betong med en indre Relativ fuktighet (RF) på 80% har tilstrekkelig fuktighet til at en reaksjon kan starte. Avhengig av tilslagets reaktivitet, vil økende indre fukt i betongen gi økende skadegrad (Saouma, 2021). Dette er også tydelig vist i (Lindgård, 2013, p. 4).



Figur 2-1: Viser forenklet reaksjonsrekken i en alkalireaksjon. Figuren er forklart i avsnittet under. Lånt fra (Godart, et al., 2013). I steg 1 reagerer sement (alkalier), reaktivt tilslag og fukt. Dette skaper et reaksjonsprodukt (steg 2) som sveller videre (resultat) ved tilgang på fukt.

Reaktiv kvarts(SiO_2) i tilslaget løses opp på grunn av høy pH i betongens porevann, reagerer med fukt og bestanddeler i sementen (steg 1 i Figur 2-1). Med reaktiv kvarts menes kvarts som er finkornet ($<130\mu\text{m}$) eller deformert kvarts.

Videre dannes et reaksjonsprodukt, alkali-silika-gel (steg 2 i Figur 2-1). Denne er vannsugende og svellende. Gelen begynner under visse forutsetninger å ta til seg vann fra porestrukturen (hygroskopisk). Dette fører til at den sveller videre (steg 2 i Figur 2-1). Svelletrykket fører til volumøkning i betongen (resultat i Figur 2-1), altså den ekspanderer. Ved et gitt tidspunkt vil svelletrykket føre til at strekkfastheten til betongen overskrides. Konsekvensene av dette er opprissing av betongen (Godart, et al., 2013).

Hvor raskt reaksjoner utvikler seg er avhengig av tilslagets reaktivitet, alkaliinnholdet og klimaet (fuktighet og temperatur) konstruksjonen eksponeres for. I Norge er det dokumentert at økende andel av alkalireaktivt tilslag gir større skadeomfang. Typisk for utendørs konstruksjoner i Norge er at det tar 10-20 år før skadene blir synlige. I innendørs fuktige klima som spa og svømmeanlegg, hvor temperaturen er høy, kan reaksjonen bli synlige etter få år. Det er også dokumentert at reaktiv stein gir større skader enn reaktiv sand. Dette ble dokumentert i et SINTEF-prosjekt i 2003 (Lindgård & Wigum, 2003) og publisert som en ICAAR-artikkel i 2004 (Dahl, et al., 2004-01).

Så lenge RF i konstruksjonen er 80% eller mer, vil reaksjonen fortsette. Det er i Norge foreløpig ingen dokumentasjon på hvor lang tid det tar før ekspansjonene brenner ut.

Tilslag utgjør omtrent 65 – 75% av betongens volum (Haugen & Lindgård, 2012). Normalt defineres sanden som fraksjonen 0/8mm, og stein som fraksjonen 8/32mm (Rønning, et al., 2017). Hvilke tilslag i Norge som er reaktivt ble oppsummert i 2005 i Norsk Betongforening Publikasjon nr 32 «*Alkalireaksjoner i betong. Prøvemethoder og krav til laboratorier*» (Dahl, et al., 2004-02, p. Vedlegg B). Her er også tvilstilfeller og ikke-reaktive tilslag angitt. Denne publikasjonen oppsummerer norske prøvemethoder for AR.

2.2.2 Historikk AR i Norge

AR ble første gang observert i California, USA på 1930-tallet, og ble i 1940 rapportert og forklart av Thomas Stanton (Thomas, et al., 2013). Imidlertid ble det rapportert om interaksjoner mellom sement og tilslag allerede tilbake i 1923. Etter 1940 ble AR avdekket i flere store konstruksjoner over hele verden. (Broekmans, 2002)

I Norge kom den første publikasjonen om AR i 1962. Da skrev H.B. Musæus sin hovedfagsoppgave om *Alkali-Kiselsyre-Reaksjoner i Betong* (Musæus, 1962). Gunnar Idorn påviste i 1967 ved bruk av mørtelprismemethoden at basaltisk sand fra Oslo-regionen tilsynelatende er reaktiv.

I 1978 ble det rapportert inn flere skadetilfeller hvor det ble hevdet at AR var skadeårsaken. Dette gjaldt spesielt skader på et svømmebasseng i Skien, og massive betongfundamenter på Rjukan. (Kjennerud, 1978). Ved begge steder ble det senere påvist AR (Broekmans, 2002). Likevel trodde man i det norske fagmiljøet helt fram til slutten av 1980-tallet at det ikke fantes reaktive mineraler innenfor landegrensen (Rønning, et al., 2017).

I 1989 publiserer NVE en rapport om AR i Norske betongdammer. Av 22 undersøkte dammer, påvises AR i 8 av disse (Broekmans, 2002). Fra slutten 1980-tallet og videre utover foregår det omfattende forskning i Norge på AR. Dette skjer primært ved SINTEF.

I 1993 publiseres doktoravhandlingen til Jensen «*Alkali aggregate reactions in Southern Norway*» (Jensen, 1993). Denne doktoravhandlingen anses som den formelle dokumentasjonen på AR i Norge. I 1993 utarbeider SINTEF en rapport (Lindgård, et al., 1993) som beskriver 3 metoder for å avdekke AR i tilslag. Disse metodene var petrografisk analyse med tynnslipanalyse, mørtelprismemetoden og betongprismemetoden.

Norsk Betongforening gir i 1996 ut sin publikasjon nr 21 «*Bestendig betong med alkalireaktive tilslag*» (Rønning, et al., 2017). Dette var den første veilederen i Norge for å unngå AR i nye konstruksjoner (Pedersen & Lindgård, 2018). Norsk Betongforening publikasjon nr 21 blir først revidert i 2004 og igjen revidert i 2017. I forbindelse med revideringen i 2004 blir SINTEF-rapporten (Lindgård, et al., 1993) videreutviklet, og blir til Norsk Betongforening sin publikasjon nr 32 «*Alkalireaksjoner i betong. Prøvemethoder og krav til laboratorier*» (Dahl, et al., 2004-02).

Statens Vegvesen har de siste 10-15 årene hatt fokus på alkalireaksjoner i eksisterende betongkonstruksjoner. Dette har både vært tema i FoU-programmene «*Varige konstruksjoner 2012-2015*» (Myhren & Pedersen, 2016) og «*Bedre bruvedlikehold 2017-2021*» (Pedersen, 2022), samt SINTEF sitt KPN-prosjekt: *ASR – reliable concept for performance testing* (Lindgård, 2017) og som foregikk i perioden 2014-2019. Undersøkelser av blant annet Tromsøbrua inngikk her.

Arbeidene med Tromsøbrua ble påbegynt i desember 1957, og slutført mars 1960. AR var da ikke kjent i Norge, og ble følgelig ikke hensyntatt. Rapporten fra trinn 1 inspeksjonen i 1991 er første gang det rapporteres om krakeleringsmønster som mistenkes å være AR i hovedspennet (Abel Engh, 1991). Det ble videre i 1996 første gang påvist AR i Tromsøbrua (Jensen & Haugen, 1996). Dette ble påvist ved strukturanalyse, og kjerneprøven ble tatt fra sør i pilar akse 51.

2.2.3 Visuelle tegn på alkalireaksjoner

Det er flere visuelle tegn på en betongkonstruksjon som kan gi mistanke om at det pågår AR. Det er tidligere nevnt at betongen risser opp. Dette kommer som en konsekvens av at den ekspanderer.

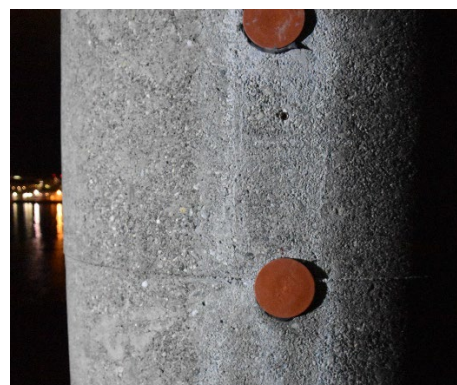
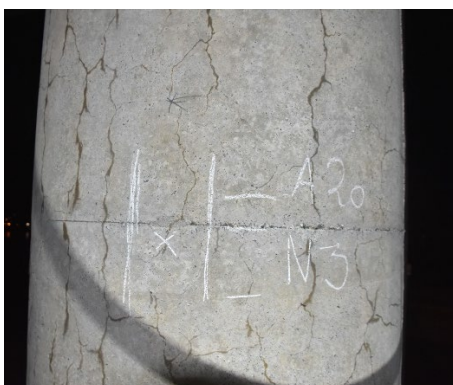
Spesielt for AR er at det i trykkpåkjennte konstruksjoner, f.eks. søyler og spennarmerte bjelker, oppstår riss langs belastningsretningen. Se Figur 2-2. I slike elementer blir ekspansjonene holdt tilbake av normalkraften. AR sitt svar på dette er da å ekspandere på tvers av lastretningen (Rodum & Pedersen, 2022) og (Thomas, et al., 2013).



Figur 2-2: Bilde viser langsgående riss i en spennarmert kasse. Rissene følger retningen på spennarmeringen. (Tromsøbrua felt 36, Multiconsult, 2021)

I konstruksjonselementer som er fri til å utvide seg i alle retninger, eksempelvis en plate på grunn, se Figur 2-5, vil det grunnet AR oppstå krakeleringssriss. Dette er riss som fremstår i et tilfeldig mønster. Typisk for AR er at de også ofte vil ha utfelling av gel i risset slik at rissene virker mørke og fuktige selv etter uttørking av betongen. Særlig etter fuktig vær (regn) vil de være fremtredende. De kan dermed virke større enn de er i virkeligheten. Dette skyldes at gelen i risset tar opp fukt.

På konstruksjonsiden som ligger mot dominerende regn, sol og vindretning, kan rissene være vanskeligere å se enn på siden som ligger skjermet for været. Bakgrunnen for dette kan være at overflaten er mer ru (pga. værpåkjenningen), og at utfellingen/gelen er vasket bort på denne siden. Slike overflater kan gjerne defineres som «sandblåst». Se Figur 2-3.



Figur 2-3: Bildet til venstre viser en betongoverflate skjermet for været. Til høyre betongoverflate mot dominerende vindretning (sandblåst overflate), Bildene viser pilarer på Tromsøbrua. (Multiconsult, 2022)

Fuger i konstruksjoner er for å ivareta endringer i betongens volum grunnet temperatursvingninger, og eller overganger mellom 2 ulike fundamenteringsforhold. Et eksempel er mellom en pelefundamentert bruoverbygning og overgangsplate.

Grunnet ekspansjon vil fugeåpninger reduseres. Det er derfor viktig å sammenligne målt fugeåpning med tilhørende temperatur opp mot prosjektert åpning ved tilsvarende temperatur. Er muligheten for utvidelse lukket, på grunn av størrelsen på ekspansjonen, vil likevel betongen trykke til svakeste ledd gir seg. Dette kan gi seg utslag i opprissing eller knusing av betong. Når betongen blir forhindret fra videre fri utvidelse, oppstår det som på fagspråket kalles tvangskrefter.

For betongdammer kan ekspansjonene føre til at damlukene blir stående i «spenn», og dermed ikke er mulig å åpne.

For utstyr montert på konstruksjonen, eksempelvis rekkverk, føringer for kabler under brua, vil ekspansjonen kunne medføre skader på utstyret. Dette kan typisk ses som deformeringer i selve utstyret eller innfestningsmidlene til betongkonstruksjonen.



Figur 2-4: Figuren viser lukking av fuge mellom landkar og kaiplate. Grunnet ekspansjon er det oppstått et skjærbrudd i landkarvegg. Røde piler peker på typiske krakeleringssriss (Marinekaia Alta, Multiconsult, 2019)



Figur 2-5: Figuren viser typiske krakeleringssriss fra AR. (Mathiselv bru Finnmark, Multiconsult 2012)

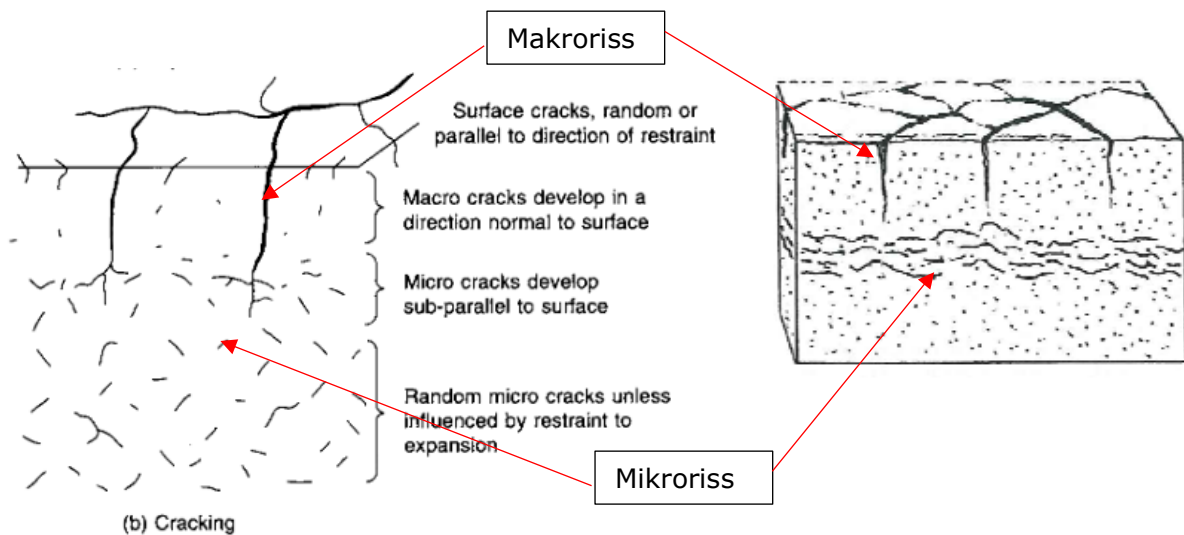


Figur 2-6: Figuren viser lokal knusing i fugen grunnet ekspansjon. (Marinekaia Alta, Multiconsult 2019)

2.2.4 Makroriss og mikroriss

Når betongen ekspanderer dannes det vanligvis makroriss normalt på betongoverflaten. Se Figur 2-7. Disse opptrer sjelden i en dybde større enn inn til armeringen, eller 1/10 av elementtykkelsen (Pedersen, 2018) og (ACI Committee 221, 2002).

Inne i betongtverrsnittet opptrer mikroriss. Disse er enten parallelle med overflaten eller tilfeldig orientert dypere inn i tverrsnittet. Det er disse rissene som identifiseres i en strukturanalyse. I kapittel 2.3.2.1 forklares metoden strukturanalyse nærmere. I et område innenfor armeringen, hvor makrorissene avsluttes, kan det være fare for delaminering.



Figur 2-7: Figuren viser ulike riss i en konstruksjon med AR. Makroriss dannes mot overflaten til betongen, men mikroriss dannes inne i tverrsnittet figurene er hentet fra (Newman & Choo, 2003), (ACI Committee 221, 2002) og (Pedersen, 2018)

2.2.5 Endringer i betongens mekaniske egenskaper grunnet AR

Når betongen ekspanderer, påvirker dette betongens mekaniske egenskaper. Med egenskaper menes det i denne sammenheng stivhet (E-modul) og strekkfasthet. Trykkfastheten påvirkes også noe, men først ved større ekspansjoner (Rodum & Pedersen, 2022) og videre lesing i (Engineers, 1992) og (Sanchez, et al., 2016).

Med hensyn på opprissing vil nominell reduksjon i trykkfastheten kunne beregnes i henhold til utgåtte betongdimensjoneringsstandard NS 3473 (Standard Norge, 2003), punkt 12.5.2. Betongens dimensjonerende trykkfasthet (f_{cd}) reduseres med faktoren f_{c2d} .

Faktoren f_{c2d} er gitt av:

$$f_{c2d} = \frac{f_{cd}}{0,8 + 100\varepsilon_1} \quad (1)$$

Hvor ε_1 = Midlere strektøyning

Midlere strekktøyning kan finnes ved for eksempel:

$$\frac{\text{Summen av rissvidder over bjelkebredden}}{\text{Bjelkebredden}} \quad (2)$$

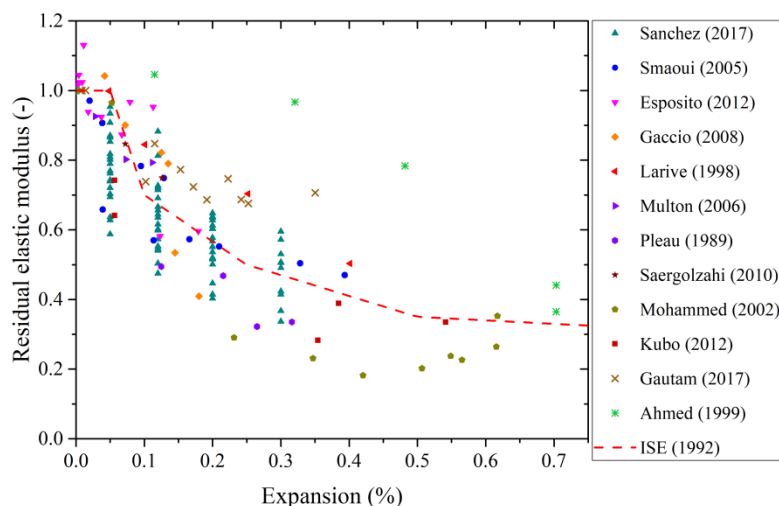
Strekfastheten kan ifølge (Saouma, 2021, p. 46) reduseres med opptil 80%. I (Rodum & Pedersen, 2022) er det oppgitt en tabell som viser reduksjon av mekaniske egenskaper ved ulike ekspansjonsnivåer. Denne tabellen stammer fra en veiledning utgitt av Institution of Structural Engineers i England i 1992 (Engineers, 1992). Denne er gjengitt i Tabell 2-1 nedenfor.

Tabell 2-1: Tabellen angir restverdi av mekaniske egenskaper med hensyn på ekspansjon av betongen (Engineers, 1992) og (Rodum & Pedersen, 2022).

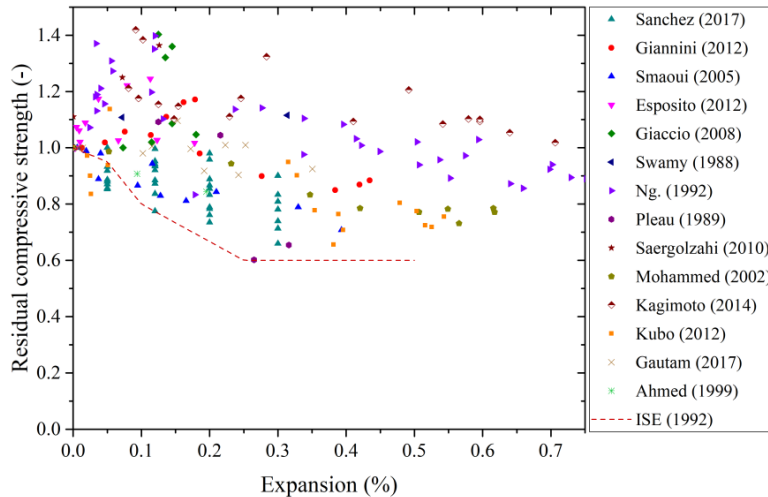
Egenskap	Ekspansjon (mm/m)				
	0,5	1,0	2,5	5,0	10,0
Trykkfasthet terning	100	85	80	75	70
Enaksiell trykkfasthet	95	80	60	60	-
Strekfasthet	85	75	55	40	-
E-modul	100	70	50	35	30

En litteraturstudie og gjennomgang av tidligere undersøkelser (Nguyen, 2021) viser at E-modul og strekkfastheten reduseres ved ekspansjon, men viser også stor spredning i resultater på stivhet og fasthet. Dette er vist i Figur 2-8, Figur 2-9 og Figur 2-10.

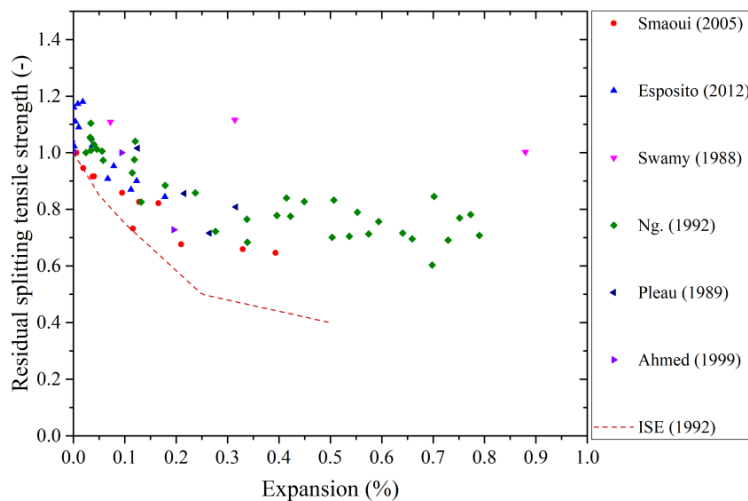
Normalt legges det inn armering for å ta all strekklast i armerte betongkonstruksjoner. Imidlertid er det noen steder en er avhengig av strekkfasthet i betongen for å kunne regne kapasitet. Dette gjelder spesielt for beregning av heftfasthet der størrelsen er gitt av størrelsen på strekkfastheten. I forankringssonene for armering, og ved omfarskjøt, er heftfasthet en faktor. En reduksjon av strekkfastheten, vil dermed få konsekvenser for konstruksjonens bæreevne (Stemland, et al., 2016).



Figur 2-8: Grafen viser endring i E-modul med hensyn på ekspansjon i betongen (Nguyen, 2021). Det ses av figuren at det er stor spredning på resultatene.



Figur 2-9: Grafen viser endring i trykkfasthet med hensyn på ekspansjon i betongen (Nguyen, 2021).



Figur 2-10: Grafen viser endring i strekkfasthet med hensyn ekspansjon i betongen (Nguyen, 2021).

2.2.6 Konstruktive skader

I Figur 2-4 er det vist at fuge mellom kaiplate og landkar har lukket seg grunnet ekspansjon av kaiplate. Bilde viser også at ekspansjonen har ført til et skjærbrudd i landkarveggen. I de tilfeller ekspansjonen har lukket fugen og ekspansjonen fortsetter vil dette føre til knusningsskader, og dermed videre konstruktive skader på konstruksjonen. Se Figur 2-2 og Figur 2-4.

For en bru kan utilsiktet ekspansjon i bruoverbygningen føre til en skjevstillingslast på piler utover det de opprinnelig var dimensjonert for. I tillegg kan det påvirke bruas stivhet i horisontalretningene.

Når betongen i en armert betongkonstruksjon ekspanderer grunnet AR er det kun betongen som ekspanderer, men armeringen er nødt til å følge med. Dette medfører økte spenninger i armeringen, og dermed redusert kapasitet for å ivareta de laster som konstruksjonen opprinnelig var designet for.

Ovenfor beskrives tilleggsbelastninger og endringer i lastbildet grunnet ekspansjoner fra AR. I kapittel 2.2.5 er det vist at betongens mekaniske egenskaper reduseres ved AR, og dermed også reduksjon i konstruksjonens bæreevne. Samlet vil disse to virkningene gi dobbelt opp med ugunstige effekter for konstruksjonen, og dermed konstruktive skader.

2.2.7 Regelverk nye og eksisterende konstruksjoner

Konstruksjoner i Norge er underlagt plan og bygningsloven (PBL). Skal det utføres reparasjoner på bærende elementer i eksisterende konstruksjoner, er også disse underlagt bestemmelsene i Plan og bygningsloven. Dette er gitt i §20-1 f).

Teknisk forskrift kapittel (TEK 17) *10 Konstruksjonssikkerhet* (dibk, 2017) angir de tekniske kravene for konstruksjonssikkerhet i PBL. Kravene i TEK 17 oppfylles ved å benytte Norsk Standard - Eurokoder (NS-EN).

For konstruksjoner i riks- og fylkesvegnettet gjelder også Vegloven. Forskriften «*Bruforskrift for fylkesveg*» gir de tekniske kravene i denne loven som gjelder fylkesveg. Tromsøbrua er en del av fylkesveg 862, og dermed underlagt forskriften. Denne viser til at kravene i TEK17 oppfylles ved bruk av vegnormalene. Vegnormalene bygger på kravene i NS-EN.

I NS-EN 206 (Standard Norge, 2022) er det henvist til NB21 (Norsk Betongforening Publikasjon nr 21 «*Bestendig betong med alkalireaktive tilslag*») (Rønning, et al., 2017) og NB32 (Norsk Betongforening publikasjon nr 32 «*Alkalireaksjoner i betong. Prøvningsmetoder og krav til laboratorier*») (Dahl, et al., 2004-02). Krav for å sikre nye konstruksjoner uten AR er altså innarbeidet i lovverket. Da NB 21 kom ut i 1996 var dette først en frivillig anbefaling, og den ble først etter hvert en del av det Norske regelverket. Den norske utgaven av NS-EN 206-1:2001 kom i oktober 2003, og ble gjeldene fra 01.01.2004. I det nasjonale tillegget i NS-EN 206-1:2001 ble NB 21 referert inn som et krav, og kravene ble dermed gjeldende som en del av det Norske regelverket (Heimdal, 2004).

Statens Vegvesen sendte i januar 1992 ut et rundskriv til Vegkontorene «*Risiko for alkalireaksjoner i betong*» (Pedersen & Lindgård, 2018). Rundskrivet skisserte retningslinjer for å unngå AR i nye konstruksjoner prosjektert for Statens Vegvesen. Statens Vegvesen var dermed tidligere ute med retningslinjer for å hindre AR i nye konstruksjoner enn Norsk Standard og det norske lovverket.

Oppfølging av eksisterende bruer angis i vegnormalene N401 (Vegvesen, 2021) og N-V441 (Vegvesen, 2023-03). Vegnormalene er hjemlet i lovverket og gjelder alle offentlige veger. Dette er kravdokumenter. Retningslinjer er også hjemlet i lovverk, men gjelder kun for riksveger og Statens Vegvesen.

Veiledere er hjelpedokumenter med fagstoff for å underbygge vegnormalene.

N401 angir krav til forvaltning av bruer, fergekaier, og andre bærende konstruksjoner som ligger på fylkesveg. Vegnormalen gir bestemmelser for:

1. Bruadministrasjon
2. Planlegging, bygging, forsterkning, ombygging, utskifting og vedlikehold
3. Drift
4. Inspeksjoner og oppfølging av inspeksjoner

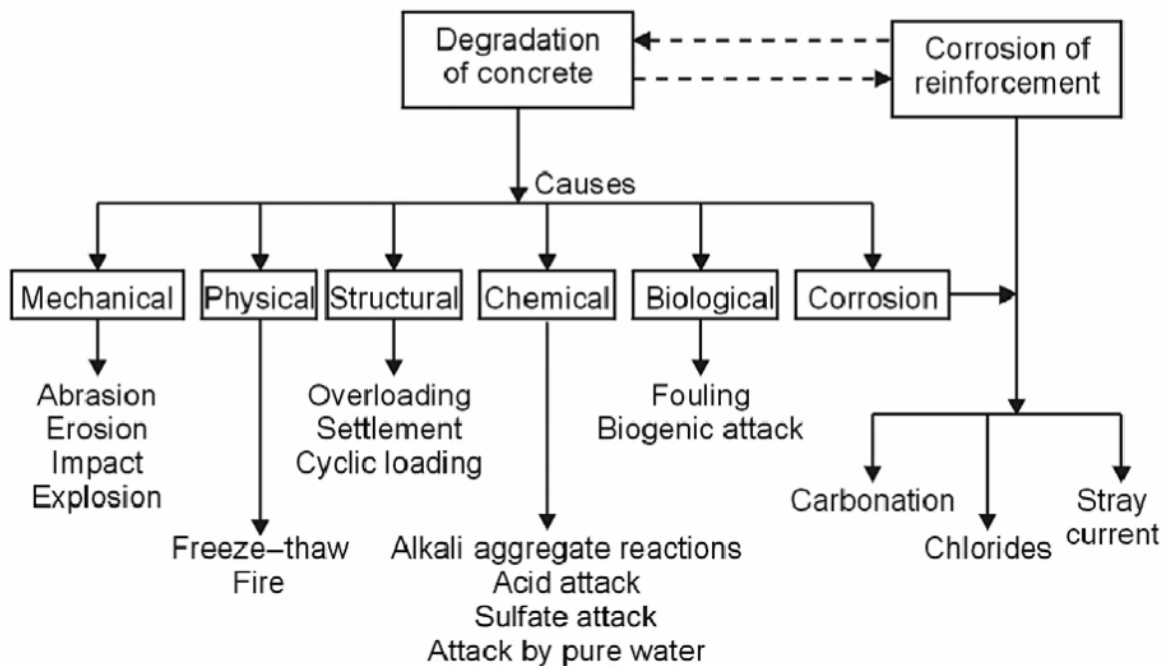
I denne oppgaven er kapitlet «*Inspeksjoner og oppfølging av inspeksjoner*» særlig aktuelt.

N-V441 er en normalveileder og gir anbefalinger for hvordan kravene til inspeksjoner i N401 skal oppfylles. Konstruksjoner som er en del av Fylkesvegnettet, skal følge kravene i Vegnormalene. I henhold til (Vegvesen, 2021, p. 9) skal det gjennomføres *hovedinspeksjon* hvert 5. år av bruer som ikke er bevegelige. I tillegg skal det vært år utføres *enkeltinspeksjoner*, utenom året det utføres *hovedinspeksjon*. *Enkeltinspeksjoner* og *hovedinspeksjon* skal rapporteres inn i BRUTUS (Vegvesen, 2023-03, p. 9).

2.2.8 AR i kombinasjon med andre nedbrytningsmekanismer

Nedbrytning av betong kan ha flere årsaker. Se Figur 2-11 (Bertolini, et al., 2013). En betongbru er normalt utsatt for en eller flere nedbrytningsmekanismer samtidig. En konstruksjon langs kysten i Nord-Norge vil være påkjent av erodering(mekanisk), fryse/tinesykluser(fysisk) og være i risikozonen for armeringskorrosjon (korrosjon).

I denne oppgaven ses det nærmere på kombinasjonen AR og nedbrytningsmekanismene frost/tinesykluser og armeringskorrosjon.



Figur 2-11: Figuren viser årsaker for nedbrytning av betong. Figur er lånt fra (Bertolini, et al., 2013, p. 50).

2.2.8.1 Armeringskorrosjon

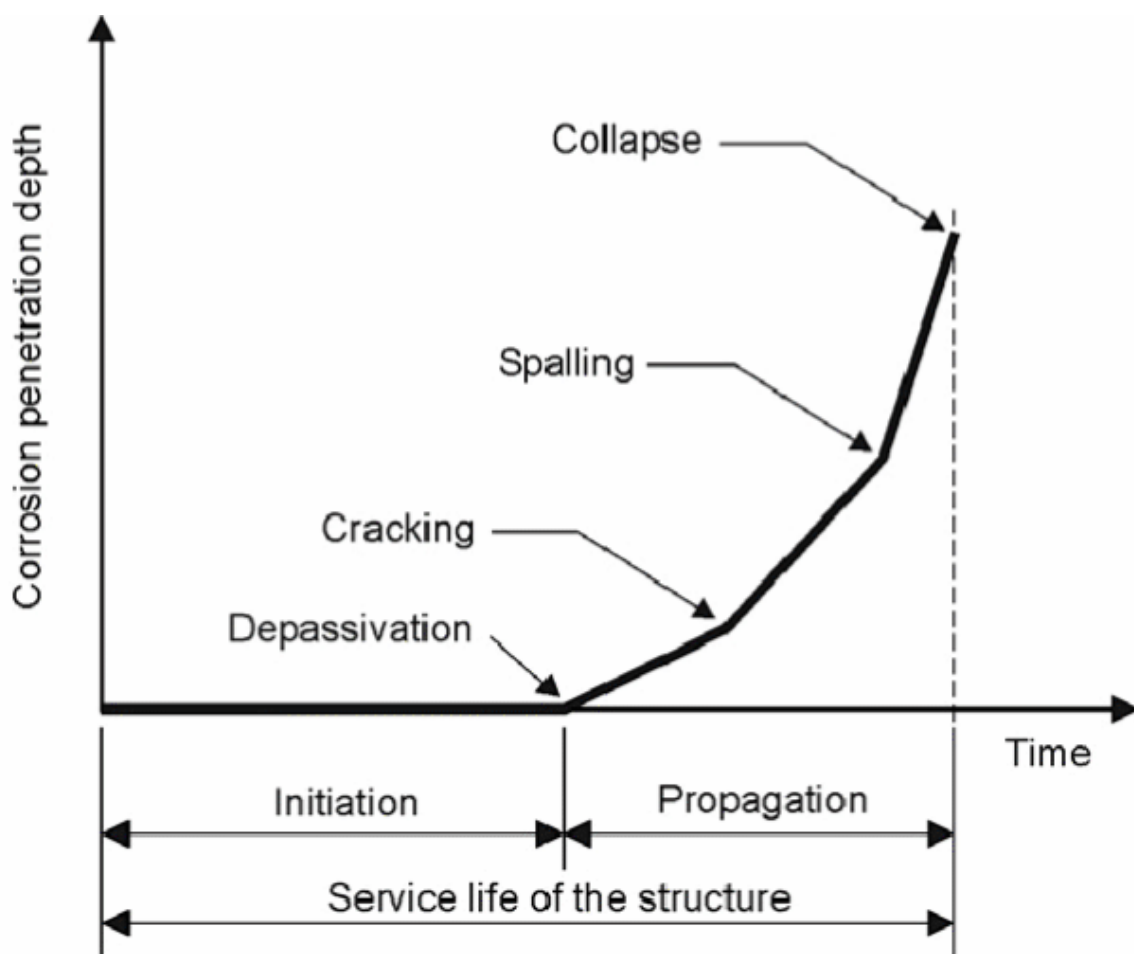
Armeringskorrosjon er den hyppigste og alvorligste nedbrytningsmekanismen for betongkonstruksjoner i Norge (Bathen, 2017).

Når armering blir innstøpt i betong dannes det en passiv film(oksidsjikt) rundt jernet grunnet høy pH. Sementen, som er alkalisk, reagerer med vann og reaksjonsproduktet (bindelime) blir sterkt alkalisk med pH opp mot 14, også noen ganger høyere (Aarstad & Engelsen, 2016). Armeringskorrosjon oppstår når den passive filmen blir brutt av klorider eller karbonatisering, og dermed er armeringsstålet ikke lenger beskyttet.

Oksidsjiktet kan bli brutt enten ved at klorider trenger inn til armeringen, alternativt at karbonatiseringsfronten når frem til armeringsjernet. Karbonatisering senker pH i betongen til under 9, og hinnen blir oppløst. Karbonatisering fører også til en liten fasthetsøkning i betongen og karbonatiseringsriss (Lindland, 2021).

Ved tilgang på fukt og oksygen starter korrosjonsprosessen. Korrosjonsproduktet har større volum enn armeringsjernet. Volumutvidelsen fører til strekkspenninger i betongen, og etterfølgende opprissing i denne. Korrosjonen fører også til tverrsnittsreduksjon av armeringen, som spesielt ved groptæring (pittingkorrosjon) kan gi redusert kapasitet. Figur 2-12 viser sammenhengen mellom korrosjonsutviklingen og skadene som opptrer på betongen.

Typiske skadetegn på at det pågår armeringskorrosjon er riss, sprekker, delaminering og avskallinger (Bertolini, et al., 2013).



Figur 2-12: Sammenheng mellom korrosjonsutviklingen og synlige skader på betongen. Figuren viser at initieringsfasen er ikke det synlige skader på konstruksjonen. Figur lånt fra (Bertolini, et al., 2013)

Korrosjonshastigheten er avhengig av nivået til RF, og tilgang på oksygen. I de tilfeller det er tilgang på klorider, er korrosjonshastigheten høyest ved RF 95-98% (1000 μ mm/år). Er RF mindre enn 50%, er korrosjonen neglisjerbar (Bertolini, et al., 2013, p. 74).

I N-V441 (Vegvesen, 2023-03, p. 200) angis det at karbonatisering normalt ikke er et problem for brukonstruksjoner når betongen er av god kvalitet, og overdekningen er mer enn 30mm. Det er i N-V441 ikke gitt slike føringer for når det er aktuelt med kloridprøve med hensyn på overdekningskrav. Konstruksjoner i kyststrøk, og eller som utsettes for tinesalter er eksponert for klorider, og vil dermed være i risikozonen for armeringskorrosjon.

For konstruksjoner defineres den siden som vendes mot den mest dominerende vindretningen som lo-side. Motsatt side defineres som le-side. Konstruksjoner på lo-side blir utsatt for flere regnskyll enn le-side. Dermed «vaskes» lo side oftere enn le side, og kloridene har dermed kortere tid på inntrengning, enn på le side.

I (Larsen & Østvik, 2006) konkluderes det med at lo og le side har innvirkning på inntrengingsdybden til klorider. Dette er også nevnt i N-V441 (Vegvesen, 2023-03, pp. 215-220). I kystnære strøk er det er størst fare for inntrengning av klorider(sjøvann) på søyler, på le side, 1-20m over vann (HAT), og i underside av rigler. Områder utsatt for tinesalter, eller avrenning fra områder med tinesalter vil også være eksponert for kloridinntrengning.

Ekspansjon fra AR fører til riss i betongen. En litteraturstudie (Käthler, et al., 2017) gjennomførte i forbindelse med FoU-programmet «Varige konstruksjoner 2012-2015» (Myhren & Pedersen, 2016), ble det undersøkt betydningen av riss og rissvidde med hensyn på korrosjon i armeringen. Studien viser at det er en enighet i litteraturen om at riss i betongen kan føre til tidligere kloridinitiert korrosjon. Dette er naturlig siden konstruksjonen med riss og sprekker vil bli mer påvirket av nedbrytningsmekanismer. Litteraturen er imidlertid ikke enig i hvor mye tidligere korrosjonsutviklingen starter i risset betong kontra urisset betong, og hvordan korrosjonsprosessen utvikler seg.

Studien viser at det ikke er en entydig sammenheng mellom økt rissvidde, omfang av rissene og økt korrosjonshastighet. Noen forsøk viser at rissene kan tette seg selv grunnet utfelling av produkter fra betongen, og korrosjonsprodukter. En annen konklusjon fra studien er at ledningsevnen(tettheten) til betongen, og overdekningen til armeringsjernene mellom rissene i stor grad påvirker plassering av groptæring og korrosjonshastigheten av denne.

Overdekningen til armeringen, sammen med tettheten til betongen er de 2 parameterne som bidrar til å beskytte mot oppstart av armeringskorrosjon. Betongsammensetningen (masseforhold og type bindemiddel) vil, i tillegg til utførelsen av komprimering og type herdemetode, gi innvirkning på hvor tett betongen blir.

Studien er mangelfull i forhold til eksponeringstid med mer enn 20år av prøveelementer i felt med lik eksponering som kloridutsatte bruer. Det er derfor ingen konklusjon i hva opprissing grunnet AR medfører for utviklingen av armeringskorrosjon i en konstruksjon. Likevel, AR fører til makroriss i betongen og det er enighet i at riss i betongen kan føre til tidligere kloridinitiert korrosjon. Det er derfor sannsynlig at konstruksjon med AR vil være mer utsatt for armeringskorrosjon, enn hvis den ikke hadde AR.

2.2.8.2 Frost/ tineskader

Frysepunktet for vann er ved temperaturen 0°C og lavere. Når vann fryser skjer det generelt en volumendring. Materialet ekspanderer. I betongen vil dette være i en lukket pore, og volumendringen vil være 9% (Jacobsen, 2014)

Betong i konstruksjoner skades når vanninnholdet lokalt eller totalt er så høyt at materialets volumendring ved frysing overstiger betongmaterialets bruddtøyning. Litteraturen skiller mellom 2 typer frostskafer. Avskallinger fra betongoverflaten og oppsprekking (Jacobsen, 1999).

Betongens porøsitet angir permeabiliteten til betongen, og dermed hvor tett betongen er. Lavt v/c tall gir lav porøsitet, og dermed også tettere porestruktur. Ved v/c-tall 0,4 omdannes alt vannet til sementlim. Dette er en teoretisk tilnærming når man antar at 100% av sementen hydratiserer, og dette vil trolig ikke skje i praksis. Er v/c-tallet større enn 0,4, vil det dannes overskuddsvann (kapilærporer). Er derimot v/c-tallet mindre, vil deler av sementmengden ikke bli omdannet til sementlim, men bli værende som uoppløste (ureagerte) korn.

Andelen av kapilærporer er den styrende parameteren for av sugporøsitet i betongen, og denne øker med økende v/c tall. Lavt v/c tall gir lav permeabilitet. Lav permeabilitet gir mindre fritt og frysbart vann innad i betongkonstruksjonen, og høyere strekkfasthet.

Ved å tilføre luftinnførende tilsetningsstoff, tilføres betongen luftbobler. Disse blir til små luftporer i betongen. Luftporene suger ikke vann selv, men fylles kun med vann under trykk. De blir «tilfluktsrom» for vann som fryser, og presses dermed inn i luftporene ved avkjøling av vannet. Dette betyr at tilføring av luftinnførende tilsetningsstoff gir betongen økt frostmotstand (Fosså, 2016).

I en betong med AR og tilført luft vil disse «tilfluktsrommene» gi plass til gelen for å utvide seg, og reduserer dermed ekspansjonen. Imidlertid vil ekspansjonene øke når disse «tilfluktsrommene» er fylt opp med gel. Dette betyr at en AR vil påvirke frostbestandigheten til betonger (Hobbs, 1988).

Det er beskrevet ovenfor at AR gir riss i konstruksjonen, se kapittel 2.2.4, og disse gir åpninger for fukt/vann inn konstruksjonen. I tillegg «suger» gelen som utvikles under AR til seg fukt, og holder på fukten og opptar «tilfluktsrommene». Frostskafer initierer når kritisk vannmetningsgrad overskrides i betongen. Dette betyr samlet sett at en konstruksjon med AR er særlig utsatt for frostskafer.

Avskallinger fra betongoverflaten vil gi lavere overdekning til armeringen. En lavere overdekning til armeringen vil gi raskere inntrenging av klorider. Under betegnelsen avskalling inngår også betegnelsene forvitring og avspalting.

Oppsprekking defineres ved at betongen får en permanent volumøkning grunnet utvidelse ved frost. Oppsprekking kan også gi betongen reduserte mekaniske egenskaper som vil utvikle seg over tid ved fortsatt frostpåvirkning.

Det er flere undersøkelsesmetoder og parametere for frostbestandighet av betong. I denne oppgaven vil parameteren Porebeskyttelsesfaktoren (PF) og andel makroporøsitet vurderes opp mot eksisterende konstruksjon.

Porebeskyttelsesfaktoren (PF) angir forholdet mellom totalporøsitet og luftporøsitet. Frostmotstanden øker ved økende PF (Jacobsen, 1999). Makroporøsitet kan sammenlignes med kravet til luftinnhold i fersk betong (Bjontegaard & Rodum, 2023).

I (Jacobsen, 2014) angis det at god frostbestandig betong utsatt for klorider (sjøvann og veisalt) bør ha PF større enn 0,25. Mens det i Håndbok N400 (Vegvesen, 2023-01) angis at kravet til luftinnhold i fersk betong i brukonstruksjoner i Norge er 4,5% ±1,5. Dette angis som krav i forhold til volumet til betongen.

PF kan tallfestes som:

$$PF = \frac{\epsilon_{luft}}{\epsilon_{luft} + \epsilon_{sug}} \quad (3)$$

Hvor:

ϵ_{luft} =Luftporøsitet (makroporøsitet)

ϵ_{sug} =Sugporøsitet (gel- og kapilærerporøsitet)

Boråsmetoden (Standard Norge, 2016) er den mest utbredte metoden for å teste frostbestandighet. Prøvestykkene utsettes for 56 tine/frysesykluser, og en overflate utsettes for en NaCl(salt). Hver syklus varer 24 timer (Jacobsen, 2014). Avskallet materiale samles, veies og rapporteres som kg/m² overflateavskalling. Etter NS-EN 206+NA, tabell NA 14, er kravet at avskallet materiale skal være mindre enn 0,5kg/m². Til sammenligning gir 1mm avskallet betongmateriale ca. 2,6kg/m² pr.m²

2.2.9 Mulige tiltak for å begrense AR og nedbrytningsmekanismer

AR er avhengig av fukt for at reaksjonen og ekspansjonen skal gå. Også nedbrytningsmekanismene kloridinitiert armeringskorrosjon og frost/tineskader er avhengig av tilgang på fukt. Ett viktig tiltak for å bremse AR, og øvrige nedbrytningsmekanismer er derfor å redusere tilgangen til fukt.

Tiltak som tett membran i kjørebanelen vil hindre fukt fra oversiden å trenge inn i dekket ovenfra. Dryppneser ved kantbjelker, og lange nok utstikk fra drenerør fra brubanen vil hindre at vann med tinesalt renner fra brubanen og inn under brudekket. Dermed reduseres fukttilgang og kloridpåkjenningen.

Et annet tiltak for å redusere fukttilgangen kan være å påføre konstruksjonen hydrofobere impregnering. Det ble igangsatt laboratorieforsøk med dette i forbindelse med FoU-programmet «Bedre bruvedlikehold 2017-2021». I sluttrapporten (Pedersen, 2022) er det rapportert om feltforsøk som viser at slik impregnering kan ha positiv effekt på at fuktinnhold og ekspansjon reduseres. Det er rapportert best effekt når belegget påføres mens opprissingen ennå er beskjedent. Dette medfører at aktuelle konstruksjoner med AR må kartlegges, og dette tiltaket må settes inn i en tidlig fase. Det er ikke rapportert spesifikt hvor lenge et slikt tiltak varer.

I forbindelse med FoU-programmet «Bedre bruvedlikehold 2017-2021», gjennomførte (Guðmundsson & Einarsson, 2013) en litteraturstudie av effekten av overflatebehandling. I rapporten deres pekes det på at for at slik impregnering skal ha effekt over tid må den trenge tilstrekkelig langt nok inn i betongen, og dette vurderes som en utfordring for utendørs eksisterende konstruksjoner. Det er også en risiko for at impregneringen kan stenge fukt inne i konstruksjonen, og dette kan øke nedbrytingen inne i konstruksjonen. Dermed kan påføring av belegget ha motsatt effekt enn det som er ønskelig.

I samme rapporten fra Varige konstruksjoner (Guðmundsson & Einarsson, 2013) konkluderes det med at Elektro Osmotisk Puls (EOP) kan være et tiltak for å redusere fukt i konstruksjoner. Enkelt forklart fungerer systemet slik at det påfører strøm inn i konstruksjonen som presser fuktigheten ut av konstruksjonen. Det er ikke kjent at EOP-systemer er benyttet på brokonstruksjoner i Norge, men det har vært benyttet for å redusere fuktigheten i kjellevegger i Norge.

Et EOP system kan kombineres med et Katodisk Beskyttelsessystem (KB-system). KB-systemet vil stoppe korrosjonsprosessen til armeringen. Påføring av strøm i en

konstruksjon vil øke mengden alkalier, og kan dermed intensivere hastigheten til AR (Sergi, et al., 1991). I (Bertolini, et al., 2013) pekes det på at dette i praksis kun vil gjelde hvis påført spenning er større enn $20\text{mA}/\text{m}^2$. Slike spenninger er kun aktuelle ved elektrokjemisk kloriduttrekk og realkalisering. I (Chess & Broomfield, 2014, pp. 217-219) vises det til en konstruksjon med AR der det er installert KB-system i 2002, og det ikke er registrert noen hastighetsøkning i AR.

Generelt er det få gjennomførte konstruktive tiltak på konstruksjoner som er fulgt opp over tid slik at en kan fastslå om tiltaket har vært en suksess. Hver konstruksjon er unik, og hver konstruksjon må derfor vurderes individuelt før tiltak anbefales.

Betongen ekspanderer ved AR, og dette kan bli til laster som konstruksjonen ikke er dimensjonert for. Ekspansjonen kan typisk føre til at fuger lukkes, som igjen kan påføre konstruksjonen og tilstøtende konstruksjoner skader. I slike tilfeller kan det være et tiltak å øke fugeåpningen, slik at konstruksjonen får rom til å ekspandere.

Utvidelse av fugeåpning er tiltak som er utført både Elgeseter bru og Tjeldsundbrua (Rodum & Pedersen, 2022). I konstruksjoner med spennarmering kan dette være komplisert, og påvirke det statiske systemet. I bruoverbygninger der pilarer er monolittisk forbundet med overbygningen, kan det ved store ekspansjoner være nødvendig å frigjøre pilaren fra overbygningen for å redusere momentvirkningen i pilaren. Dette ble gjort for Elgeseter bru ved å sprengte bort toppen av pilaren, flytte den loddrett posisjon, og sammenkoble den igjen til overbygningen.

Det finnes også andre strukturelle tiltak for å forsterke eller hindre konstruksjonene, eller enkelt elementer fra å fortsette å ekspandere. Dette kan være karbonbånd på sirkulære pilarer eller kappestøp/stålkappe. Slike tiltak må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Reparasjonsmetode for konstruksjoner som allerede har frostskafer er mekanisk reparasjon. Mekanisk reparasjon er et samlebegrep. De mest vanlige metodene er meisling, vannmeisling, sandblåsing og mini-sprengning. All skadet betong meisles bort og erstattes med ny frisk betong (Jacobsen, 2018). Fjerning av betong fra bærende elementer kan innvirke på bæreevnen til brua.

Også ved installasjon av et KB-system kan det være nødvendig med mekanisk reparasjon. Det er essensielt ved installasjon av et slikt system at det ikke er delamineringer i betongen(bom). I tilfeller hvor dette har oppstått, må betongen i overdekningssonen meisles bort i det dette området. Det er da nyttig å ha informasjon på forhånd om bområder og faktisk overdekning for å kunne gi et mest nøyaktig prisoverslag.

Flere av utbedringsmetodene kan gi følgeskader, både ved å intensivere AR og/eller påvirke det statiske systemet. Utbedringsmetode må velges på bakgrunn av en risikovurdering, og risiko for følgekonskvenser.

2.3 Undersøkellesmetoder

2.3.1 Feltmetoder

I Håndbok N-V441 (Vegvesen, 2023-03) defineres de ulike typene inspeksjoner. Denne Håndboken nevner AR som mulig skadeårsak for flere skadetyper. I (Rodum & Pedersen, 2022) er metoder for hvordan en *spesialinspeksjon* for bru som er angrepet av AR bør gjennomføres beskrevet og den gir anbefalinger hvilke undersøkelser som bør utføres,

hvor på konstruksjonen de bør tas og hvilke laboratorieundersøkelser som bør inkluderes. Formålet med en *spesialinspeksjon* er å gi grunnlag for å beskrive og tidfeste tiltak som kan forventes å være kostbare eller kompliserte.

Ved mistanke om AR, skal det ifølge Håndbok N-V441 (Vegvesen, 2023-03) vurderes å inkludere følgende feltundersøkelsesmetoder: Nær visuelle registreringer, måling av rissvidde, rapportering om rissindeks og uttak av kjerneprøver. Med nær visuell registrering menes det at konstruksjonen beføres med en armlengdes avstand. Det orienteres om metodene i de videre kapitlene.

I tillegg anbefaler (Rodum & Pedersen, 2022) at det utføres målinger av deformasjoner og bevegelser, måling av fugeåpninger, samt måling av fuktinnhold (RF).

Av de opplistede feltundersøkelsesmetodene, er alle foruten uttak av kjerneprøver, samt installasjon av RF-målere enkle metoder som gir godt grunnlag for å følge utviklingen av AR i konstruksjonen over tid.

Andre undersøkelser som kan inngå i en *spesialinspeksjon* er:

- Lokalisering av armering, og overdekningsmålinger
- Måling av karbonisert dybde i betongen
- Kloridinnhold i betongen
- Armeringens elektrokjemiske potensial

Dette er feltundersøkelsesmetoder som ikke direkte retter seg mot AR-skader i betongen, men gir nødvendig informasjon for å vurdere opp mot nedbrytningsmekanismen armeringskorrosjon. Prosedyre og rapportering for disse feltundersøkelsesmetodene er gitt i (Vegvesen, 2021).

N-V441 (Vegvesen, 2023-03) gir veiledning til hvordan skadegrad skal settes ut ifra målinger som gjøres på stedet. Den angir 4 skadegrader. Skadegraden benyttes for å angi en teknisk vurdering av skaden. Ved fastsettelse av skadegrad, benyttes uskadet element som referansenivå.

Tabell 2-2: Angivelse av skadegrad fra N-V441 (Vegvesen, 2023-03).

Skadegrad (SG)	Teknisk vurdering
1	Liten skade
2	Middels skade
3	Stor skade
4	Svært stor skade

2.3.1.1 Visuell inspeksjon

I (Vegvesen, 2023-03), punkt 2.3.1 er det listet opp punkter som bør kontrolleres ved inspeksjon. Ved mistanke om AR peker (Rodum & Pedersen, 2022) på at det bør legges ekstra vekt på følgende punkter ved den visuelle inspeksjonen.

Elementer av betong:

- *Setninger, bevegelse av konstruksjonen*
- *Riss, Rissmønster, sprekker og lekkasjer.*
- *Skader på overflatebehandling*
- *Forvitring grunnet frost eller annen værpåkjønning.*

- *Avskalling, brudd eller andre skader.*
- *Fuktutslag og kalkutfelling i underkant av dekke.*

Slitelag:

- *Riss eller sprekker, spesielt inn mot fuger.*
- *Krakelering, hull eller paddehatter.*

Lager:

- *Lagerets stilling i forhold til den aktuelle temperaturen.*
- *Skader på lager.*
- *Har lageret anlegg på hele flaten.*
- *Festebolter på lageret er intakte.*
- *Skader på understøp.*
- *Fugeåpning i forhold til den aktuelle temperaturen.*

Rekkverk:

- *Deformasjonsskader grunnet ekspandering av betongen.*

Vannavløp:

- *Rørutstikk i underkant er tilstrekkelig for å hindre nedfukting av underliggende elementer.*

Hensikten med den visuelle inspeksjonen er å skape oversikt over hvor på konstruksjonen det er synlige skader. En visuell inspeksjon vil dermed være med å danne grunnlag for hvor det skal utføres nøyere undersøkelser.

2.3.1.2 Rissvidde og rissindeks

Tillatt rissvidde for betongkonstruksjoner er angitt i NS-EN 1992-1-1 (Standard Norge, 2021). For slakkarmerte konstruksjoner som ikke er utsatt for klorider er tillatt rissvidde $0,4\text{mm} \times k_c$, mens tillatt rissvidde for slakkarmerte konstruksjoner utsatt for klorider er $0,3\text{mm} \times k_c$. Faktoren k_c hensyntar virkningen av større armeringsoverdekning enn standardens minimumskrav, gitt av uttrykket under. c_{nom} er nominell overdekning, mens $c_{min.dur}$ er minimumsoverdekningen gitt i NS-EN 1992-1-1 (Standard Norge, 2021).

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min.dur}} \leq 1,3$$

For spennarmerte konstruksjoner er maks tillatt rissvidde $0,2\text{mm} \times k_c$. Er rissvidden større enn de tillatte kravene, er dette et tegn på at noe er galt både for slakkarmerte og spennarmerte-konstruksjoner.

I følge (Godart, et al., 2013) bør riss i størrelsesorden $0,3\text{-}0,5\text{mm}$ overvåkes med hensyn på bestandigheten til konstruksjonen. Er rissvidden større enn dette, skal de registreres og konstruktør må kobles inn for å vurdere om det er strukturelle skader på konstruksjonen.

Rissindeks er et tall på rissomfanget i et område, og kan dermed si noe om AR omfanget i konstruksjonen (Rodum & Pedersen, 2022), (Godart, et al., 2013) og (Engineers, 1992). Tallet oppnås ved målinger av riss langs en definert mållinje. Dette rapporteres som Rissindeks. Ved å måle rissindeks systematisk over tid, oppnås et tall på rissutviklingen i et område.

Med systematisk menes at det må måles på samme sted hver gang det utføres måling(rissvidde), og målinger langs definerte linjer(rissindeks). Det kan være nødvendig å installere mekaniske festemidler i konstruksjonen for å ivareta dette (Rodum & Pedersen, 2022).

Årsaker til riss er flere. Tabell 21 i (Lindland, 2022) angir risstype, beskrivelse av risset og mulig skadeårsak. Kartlegging av rissmønster, rissvidder og rissindeks ved inspeksjoner vil derfor avdekke skade og bidra til å identifisere skadeårsak, sammen med andre nødvendige materialundersøkelser.

Betongkonstruksjoners volum og utvidelse påvirkes av temperatur og værforhold. Dette må derfor angis i registrering av riss og rissindeks. Metode for registrering, beregningsmetode og krav for rapportering er nærmere beskrevet i (Vegvesen, 2023-03).

Rissindeks beregnes etter formelen i (4):

$$RI = \frac{\Sigma rissvidder}{l} \quad (4)$$

hvor l =mållinjens lengde i [m] og rissvidder er i enhet [mm]. Dette er samme formel som for å estimere midlere strekketøyning, se kapittel 2.2.5.

Har konstruksjonen AR, kan rissviddemålinger og rissindeks over tid, sammen med andre målinger, benyttes for å estimere ekspansjon og hastigheten av denne (Vegvesen, 2023-03). Studier har vist god korrelasjon mellom ekspansjon av AR-betong og rissindeks (Thomas, et al., 2013, p. 166).

2.3.1.3 Måling av fuktinnhold

Fuktinnholdet i betongen har innvirkning på utviklingen av reaksjonen. Dette er forklart i kapittel 2.2.1 Informasjon om betongens fuktinnhold kan dermed forklare skader og skadeutvikling. I tillegg er det nyttig med tanke på å planlegge tiltak for konstruksjonen. (Rodum & Pedersen, 2022).

I felt utføres målinger av fuktinnhold i betongen etter NS 3511 (Standard Norge, 2014). Målingen gjennomføres ved at det bores et hull i betongen. I (Rodum & Pedersen, 2022) gis det en prosedyre for målingen.

Fra prosedyren kommer det frem følgende. Diameter er avhengig av måleutstyret, men typisk 15-20mm. Lengden på hullet er avhengig av om konstruksjonen har ensidig eller tosidig uttørkingsmulighet. På vertikale flater må hullet bores med vinkel i forhold til horisontalplanet, dette for å unngå innsig av vann. Etter boring og før installasjon av måleutstyr, må hullet rengjøres for støv. Selve målingen gjennomføres når fuktinnholdet har stabilisert seg. Dette tar normalt noen dager.

Nærmere forklaring om utstyr, feilkilder og erfaringer for måling av fuktinnhold i betong er gitt i (Rodum & Pedersen, 2022)

2.3.1.4 Måling av deformasjoner og bevegelser

Målinger av deformasjoner og bevegelser er en faktor for å kunne estimere ekspansjonen. Siden betongens volum påvirkes av temperatur, er det viktig å knytte målere registreringen til en tilhørende temperaturregistrering (Vegvesen, 2023-03).

Som for rissviddemålinger kan det være hensiktsmessig å installere målebolter i konstruksjonen for å sikre at målingen skjer på samme sted for hver måling.

Måling av deformasjoner og bevegelser kan kategoriseres i enkle og avanserte metoder. Enkle metoder er målinger som inspektørene selv kan utføre under inspeksjoner som ikke krever spesialkompetanse. Dette er målinger som kan gjøres med håndverktøy som meterstokk og vater. Innenfor dette inngår eksempelvis måling av fugeåpninger.

Avanserte metoder er metoder som krever bruk av utstyr som normalt ikke inngår i inspeksjon av bruer. Eksempler på dette er innmåling av konstruksjonen ved bruk av totalstasjon eller skannere. Ved bruk av slikt utstyr kan loddavvik til brupilarer måles inn. Hvis byggeplassavvik fra byggefasen er kjent, kan en slik innmåling gi informasjon om forskyvning av pilarer grunnet AR. Hvis ikke byggeplassavviket kan målinger av forskyvninger sammen med andre målinger, benyttes for å estimere ekspansjon og hastigheten av denne (Vegvesen, 2023-03)

Et annet eksempel er installasjon og registrering av målinger fra DEMEC-bolter. DEMEC er forkortelse for DEmountable MEchanical Strain Gauge. Dette er et måleutstyr for å måle ekspansjonen over tid, eksempelvis i en søyle. Denne målemetoden benyttes for det meste innen Forskning og Utvikling i Norge.

Metoden går ut på at det monteres bolter i konstruksjonen med senteravstand 200mm. Ved målinger benyttes et Ekstensometer. Dette har målenøyaktighet på 0.001mm, og kan dermed måle svært små ekspansjoner. Prosedyre for DEMEC-målinger er gitt i (Rodum, 2014-02).

2.3.1.5 Uttak av kjerneprøver

For å kontrollere egenskaper til herdet betong er det nødvendig med uttak av kjerneprøver. Valg av sted for uttak av kjerner må velges i samarbeid med konstruksjonskyndige personer, basert på skadebildet for konstruksjonen, eksponeringsforhold og konstruktive forhold (Haugen, 2017).

Kjernene som tas for strukturanalyser bør tas i områder der det er tydelige skader. For øvrige laboratorieundersøkelser bør kjernene tas fra områder med forskjellig skadeomfang. Det bør utføres kartlegging av hvor armeringen ligger, slik at det unngås å bore i kritiske armeringsjern.

Med hensyn på AR er det å få avdekket intern opprissing, fukteegenskapene til betongen samt gjennomføre syklisk trykkbelastning av prøvestykket relevant. (Rodum & Pedersen, 2022). Utborede kjerner fra konstruksjonen benyttes som prøvemateriale for disse laboratorieundersøkelsene.

Metodebeskrivelse for utboring av betongkjerner samt behandling av kjernene er gitt i (Standard Norge, 2020-02) og (Vegvesen, 2021). For prøver som skal testes med hensyn på AR er det avgjørende at instruksjonen som er gitt for bestemmelse av vanninnhold følges.

2.3.2 Laboratorieundersøkelser

Ved bruk feltmetodene beskrevet i kapittel 2.3.1 vil en få klare indikasjoner på om konstruksjonen har AR eller ikke. Imidlertid skal AR dokumenteres ved bruk av Strukturanalyser før skadeårsak «*Alkalireaktivt tilslag*» kan settes i BRUTUS, N-V441, kapittel B.3.7 (Vegvesen, 2023-03).

Strukturanalyse (Haugen, 2017) og bestemmelse av fuktinnhold (Vegvesen, 2014) er metoder som er velutprøvd, og normale å benytte i Norge i dag, både hos forskningsinstitusjoner og hos kommersielle aktører.

Stiffness Damage Test» (SDT) er en metode for å bestemme ekspansjonen. Denne metoden er hittil kun benyttet i forskningssammenheng i Norge, og er dermed en mer uvanlig metode. I Canada finnes det erfaring ved bruk av metoden siden 1990 tallet, men også her kun til bruk i Forskning og Utviklings-prosjekter. (Saouma, 2021).

I (Rodum & Pedersen, 2022) anbefales det i tillegg at mekaniske egenskaper for betongen og betongens fuktinnhold bestemmes ved bruk av laboratorieundersøkelser. Med mekaniske egenskaper menes fastsettelse av trykkfasthet og E-modul. Disse sammen med densitet vil være informativt ved kapasitetsberegninger av konstruksjoner med AR.

Laboratorieundersøkelsene benytter prøvestykker fra kjerneprøvene som er tatt fra konstruksjonene i felt. I de videre kapitler gis en kort introduksjon til hver av laboratoriemetodene.

2.3.2.1 Strukturanalyse

En komplett strukturanalyse består av visuell undersøkelse av kjerneprøvene, planslipanalyse og tynnslipanalyse. Metoden er beskrevet i (Haugen, 2017) og (Rodum & Pedersen, 2022).

Kjernen undersøkes for tegn etter AR. Dette er riss, rissmønster og reaksjonsprodukter. Planslipanalyse utføres på en splittet kjerne som er impregnerert med fluorescerende epoksy, og deretter slipt. Det anbefales at kjernen har diameter Ø100mm og har lengde 300mm. Kortere kjerner kan også benyttes. Planslipet studeres både i vanlig lys og UV-lys. Figur 2-13, venstre foto viser et prøvestykke for Planslip (Haugen, 2017).

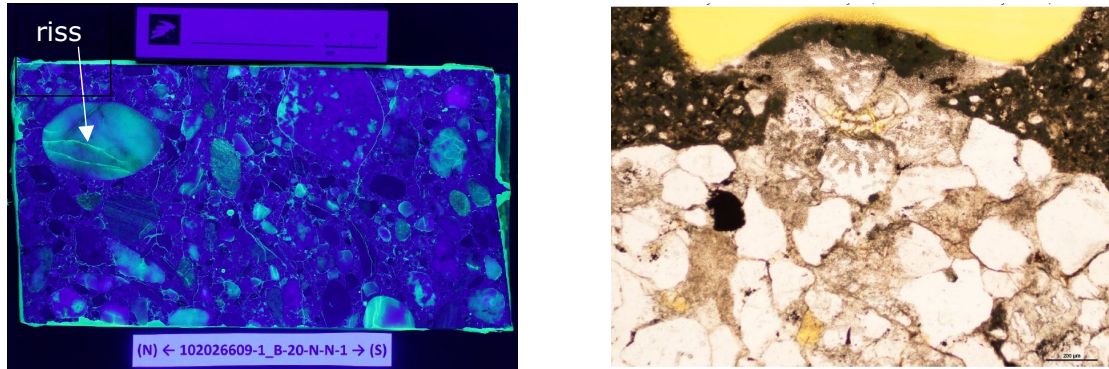
Tynnslipet tildannes av den motsatte splittede kjernehalvdelen. Framstillingen av Tynnslipet starter med samme metode som for Planslip, men prøvestykket er mindre. I Norge er størrelsen normalt innenfor et areal på 30x50mm, og en tykkelse 0,02 til 0,03mm (Rodum & Pedersen, 2022). Deretter følger spesielle prosedyrer med tørking og impregnering. Selve analysen gjennomføres med et polarisasjonsmikroskop (Haugen, 2017). I Figur 2-13 er foto av Tynnslip vist til høyre.

Hensikten med strukturanalyse er å dokumentere om det pågår AR i prøvestykkene. For at det entydig skal kunne konkluderes med AR, skal det påvises gel i tynnslipanalysen. Imidlertid vil riss i stein, riss fra stein og ut i pastaen, og riss i pastaen ved visuell undersøkelse av kjernen og fra planslipanalysen også være med på å underbygge at det pågår AR.

Bestemmelse om det pågår AR, og vurdering av omfang AR gjøres som en totalvurdering av undersøkelsene. Det finnes imidlertid ikke en enhetlig metode å rapportere omfanget av AR verken nasjonalt eller internasjonalt. Dette fører til at de ulike laboratoriene har forskjellige angivelser av omfanget av AR. Vurderingen av skader er også basert på skjønn av spesialisten som gjennomfører analysen. Det er dermed utfordrende å sammenligne resultater i analyserapporter fra samme konstruksjon som er utført av forskjellige laboratorier.

Det finnes også andre metoder for å avdekke intern opprissing, og i tillegg kvantifisere omfanget av opprissingen. Dette gjøres da som analyser av Planslip, henholdsvis ved

manuell telling av ulike skadeparametere i mikroskop og automatisert fotoanalyse av totalt rissareal. Disse spesifikke metodene er også beskrevet (Rodum & Pedersen, 2022) og videre i (Villeneuve, et al., 2012) og (Roy-Tremblay, 2022). Disse metodene er i enda mindre grad benyttet i Norge, og da kun i forskningssammenheng. De er derfor ikke forklart nærmere i denne rapporten.



Figur 2-13: Figuren viser til venstre foto av fluorescensimpregnert Planslip (i UV-belysning). Her ses det riss i stein (hvit pil). Til høyre er utsnitt av Tynnslip (fotografert i mikroskop) (Haugen, 2023). Her ses gel inne i et sandsteinkorn.

2.3.2.2 Petrografisk analyse

I en petrografisk analyse (mikroskopundersøkelse) bestemmes tilslagets egnethet som tilslag i betongen. En petrografisk analyse kan avdekke andel risikobergarter med hensyn på hvor reaktive de er i et planlagt, eller benyttet tilslag. (Haugen & Lindgård, 2012). Resultatene fra en petrografisk analyse vurderes videre opp mot kravene i NB 21 (Rønning, et al., 2017) for å kunne avgjøre om tilslaget er reaktiv eller ikke.

2.3.2.3 Mekaniske egenskaper

2.3.2.3.1 Stiffness Damage Test

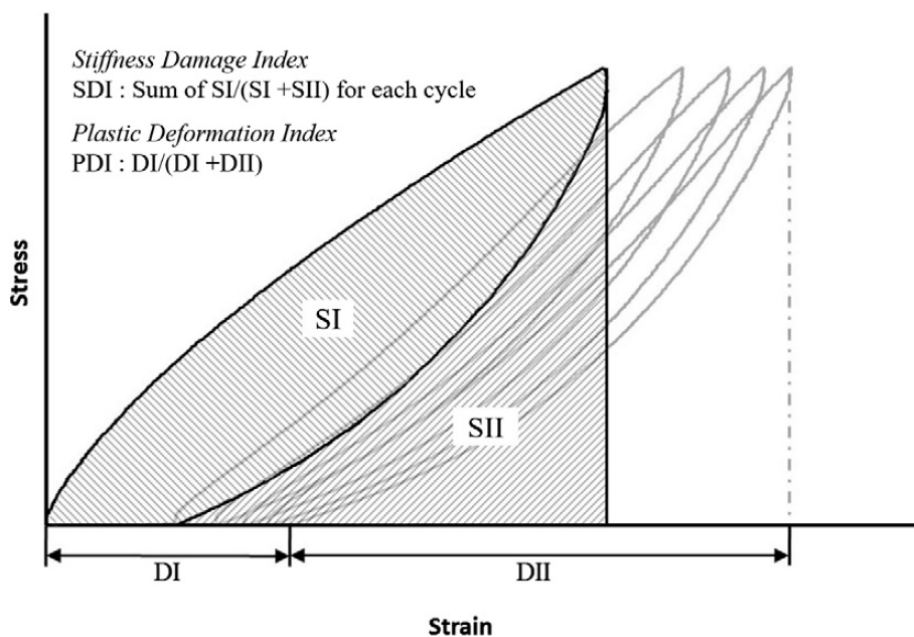
For å estimere utviklingen av AR i konstruksjonen eller de indre skadene i konstruksjonen grunnet AR og omfanget av AR, kan metoden «*Stiffness Damage Test*» (SDT) benyttes.

Det bør benyttes kjerner med diameter ca. 100mm, og tilstrebes å tildanne prøvestykker med lengde og diameterforhold 2,0. Det benyttes en testrigg med utstyr som kan logge last/tøyningsskurven, og dermed hysteresekurven. I tillegg må den kunne logge endring i stivhet(E-modul) og plastisk deformasjon. Basert på kurvene beregnes E-modul, SDI-verdi (Stiffness Damage Index), PDI-verdi (Plastic Deformation Index). Figur 2-14 Viser fastsettelse av SDI og PDI. Uttrykk (5) og (6) angir formler for fastsettelse av SDI og PDI.

$$SDI = \frac{\Sigma SI}{SI + SII} \quad (5)$$

$$PDI = \frac{DI}{DI + DII} \quad (6)$$

Forklaring på en hysteresese er at et materiale reagerer forskjellig på en voksende og avtagende ytre påvirkning. Bruk hysteresekurver benyttes ved dokumentere deformasjon av plastiske materialer



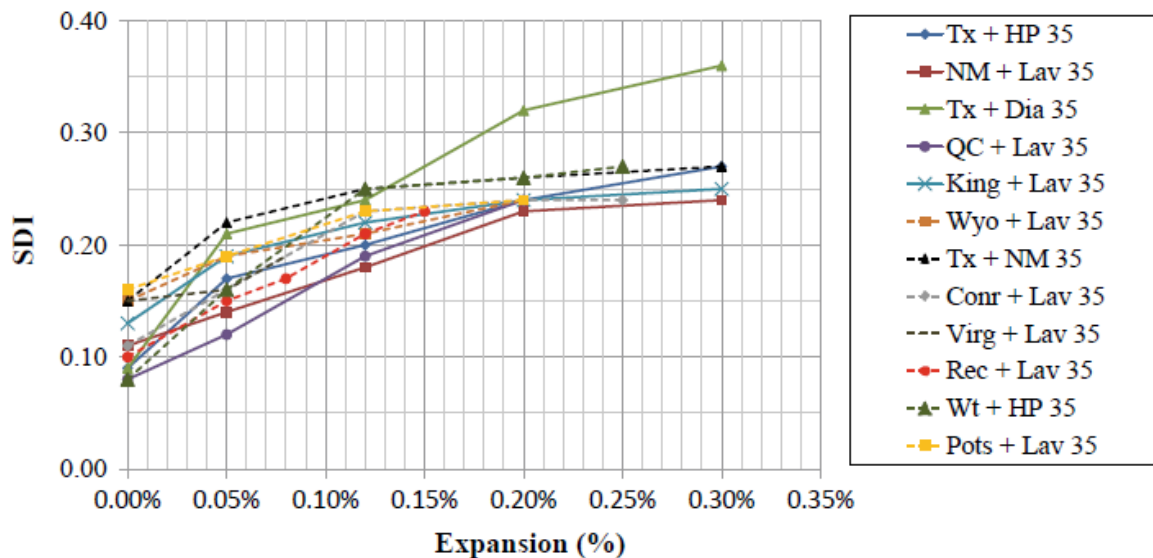
Figur 2-14: Figuren viser fastsettelse av SDI og PDI. (Saouma, 2021).

Trykkfasthet vil variere fra prøvestykke til prøvestykke, det er derfor ikke vanlig benytte en fast last. Prøvestykkene blir derfor normalt utsatt for 5 lastsykler opp til 40% av antatt trykkfasthet for uskadet betong, og med samme resept og alder som den skadede. Dermed kan prøvestykkene benyttes til andre tester etter SDT er gjennomført (Saouma, 2021), som for eksempel prøving av trykkfasthet.

Lastsyklusene vil påføre last som deformerer prøvestykket. Riss i prøvestykket som var normalt på lastpåføringen vil dermed bli lukket. Skadeomfanget kan estimeres ved å beregne ulike skadeindekser, hvor SDI-verdien er den mest sentrale. (Saouma, 2021). SDI-verdien gir et tall på hvor oppsprukket betongen er, og forutsatt at rissene skyldes AR, kan en også benytte SDI til å estimere ekspansjonen.

Med skadeomfang menes i denne sammenheng reduksjonen av de mekaniske egenskapene til betongen (se kapittel 2.2.4), og reduksjon av bestandigheten grunnet riss (se kapittel 2.2.8). I (Sanchez, et al., 2016) er det ut ifra SDI-verdier estimert skadeomfang. Dette er gitt i intervaller som overlapper hverandre. Da SDI-verdi vil være avhengig av tilslag, v/c tall og konstruksjonstype er det ikke mulig å generalisere dette for alle typer betong og konstruksjoner. For en spesifikk konstruksjon og en spesifikk betongkvalitet kan det likevel være mulig å definere dette skadeomfanget.

En uskadet betong vil normalt ha en SDI-verdi i størrelsesorden 0,1, avhengig av tilslagstype og v/c-tall. Figur 2-15 viser sammenheng mellom størrelse på SDI-verdi, tilslagstype og ekspansjon i betongen for 12 forskjellige prøvestykker med fasthet 35MPa. I de ulike prøvestykkene var det benyttet ulikt tilslag, og ulik betongresept. Figuren viser spredningen av SDI for de ulike betongene som funksjon av ekspansjon i prøvestykkene. Resultatene viser at tilslag og betongresept har innvirkning på ekspansjonen. (Sanchez, et al., 2016). I samme artikkel vises det at der prøvestykker har lik ekspansjon, har prøvestykker med lav fasthet (25MPa) høyere SDI enn prøvestykker med høyere fasthet (45MPa).



Figur 2-15: Figuren viser sammenheng mellom SDI og ekspansjon i betongen. (Saouma, 2021, p. 36) Figuren viser spredning av SDI for ulike betonger som funksjon av ekspansjon i prøvestykkene.

I (Rodum & Pedersen, 2022) og (Saouma, 2021) er SDT-metoden beskrevet ytterligere.

2.3.2.3.2 Trykkfasthet

Som angitt i kapittel 2.2.5, kan ekspansjon i betongen påvirke trykkfastheten. Ved kapasitetskontroll av eksisterende konstruksjoner vil informasjon om trykkfastheten i konstruksjonen gi mer nøyaktige svar.

For å bestemme prøvestykkenes trykkfasthet må de gjennom en trykkprøving. Dette gjøres i en trykkpresse der prøvestykkene påføres last til de går til brudd. Lasten som påføres logges. Krav til prøvestykker, utstyr og metode er gitt av NS-EN 12504-1 (Standard Norge, 2020-02)

Et av kravene gitt ved kontroll av trykkfasthet av utborede kjerner er at de skal ligge i vannbad i minimum 48 timer før trykktestingen (Standard Norge, 2020-02). Ved prøving av fasthet etter SDT vil ikke prøvestykkene oppfylle dette kravet. Dette fordi prøvestykkene vil være i «in-situ» tilstand med hensyn på fuktinnhold (Rodum & Pedersen, 2022).

Konsekvensen av dette er at prøvestykkene vil få en noe større fasthet enn prøvestykker som har fulgt retningslinjene til forbehandling i NS-EN 12504-1 (Rodum & Pedersen, 2022). Dette må tas i betraktning ved for eksempel om det er stor varians mellom prøvestykker testet etter NS-EN 12504-1 og SDT. Ifølge (Jensen, 2013) kan vannmettet kerne gi 10-15% lavere trykkfasthet ved prøving sammenlignet med en lufttørket kerne, og forskjell i størrelse på tilslag også kan ha innvirkning på trykkfastheten.

Etter at trykkprøvingen er gjennomført kan karakteristisk trykkfasthet ($f_{ck, is}$) for de prøvede sylindere bestemmes basert på en antatt fasthet i konstruksjonsdelen som undersøkes. Karakteristisk fasthet bestemmes etter NS-EN 13791 (Standard Norge, 2019). Hvis det skal fastslås karakteristisk fasthet av 15 eller flere sylindere, vil minste verdi av uttrykkene (7) og (8) være gjeldende:

$$f_{ck, is} = f_{cm(n)} - k_2 \cdot S_{fc} \quad (7)$$

$$f_{ck,is} = f_{c,min} + 4MPa \quad (8)$$

Hvor:

$f_{cm(n)}$: Sylindertykkfasthetens middelvei

S_{fc} : Fasthetens standardavvik

k_2 : Parameter som velges ut ifra antall prøver, og sannsynligheten for at $f_{ck,is}$ underskrives.

$f_{c,min}$: Laveste målte sylindertykkfasthet i prøvingen.

Hvis det skal fastsettes karakteristisk verdi av 3-14 sylindere gjøres dette etter minste verdi av uttrykk (8) og (9). Størrelse av k avhenger av antall prøver som skal fastsettes og kan hentes fra Byggetaljblad 520.033 (Jensen, 2013).

$$f_{ck,is} = f_{cm(n)} - k \quad (9)$$

I (Jensen, 2013) påpekes det at resultater der uttrykk (7) er gjeldende, vil alltid dette være mest pålitelig. Blir uttrykk (8) gjeldende, må det vurderes om prøven representerer laveste betongfasthet i konstruksjonsdelen. Hvis dette usikkert på dette, kan det være sannsynlig at konstruksjonsdelen kan ha enda lavere trykkfasthet enn den som ble funnet ved uttrykk (8).

2.3.2.3.3 E-modul

E-modul prøves i samband med SDT. Se kapittel 2.3.2.3.1. Hvis det ikke foreligger dokumentasjon på prøvede verdier av E-modul fra byggeperioden, kan det være relevant å sammenligne prøvet verdi av de utborede sylindrene opp mot forventet verdi av E-modul til prøvestykkene.

Forventningsverdien kan beregnes på flere metoder. I denne oppgaven er det valgt å benytte metoden etter NS 3473 (Standard Norge, 2003), pkt 9.2.1 og metoden etter revidert EK2 (CEN, 2022) som er ute på høring. I denne er det i tillegg B utledet formler for å kunne beregne forventet E-modul basert på alderen til betongen, og opptredende temperatur på stedet.

E-modul etter NS 3473 er gitt av uttrykket (10):

$$E_c = k_E \cdot (f_{cc})^{0,3} \quad (10)$$

Hvor:

k_E : Konstant =9500

f_{cc} : Gjennomsnittlig prøvet sylindertykkfasthet.

For å finne E-modul etter EK2 som er på høring benyttes følgende uttrykkene (11) – (14):

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp\left(13,65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)}\right) \quad (11)$$

Hvor:

t_T : Er betongs alder justert med hensyn på temperatur. Denne benyttes som t i de videre formlene.

Δt_i : Antall dager hvor temperaturen T gjelder.

$T(\Delta t_i)$: Gjennomsnittstemperaturen gjennom perioden Δt_i .

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[S_c \left(1 - \sqrt{\frac{t_{ref}}{t}} \right) \sqrt{\frac{28}{t_{ref}}} \right]; t \leq t_{ref} \quad (12)$$

Hvor:

S_c : er en koeffisient som avhenger av tidlig styrkeutvikling i betongen. Hentes fra EK2 (CEN, 2022), tabell B2.

$$E_{cm} = k_E \cdot f_{cm}^{1/3} \quad (13)$$

$$E_{cm}(t) = \beta_{cc}^{1/3}(t) \cdot E_{cm} \quad (14)$$

Hvor:

k_E : Konstant =9500

f_{cm} : Gjennomsnittlig prøvet sylindertykkfasthet.

2.3.2.3.4 Densitet

Informasjon om densitet vil være nyttig informasjon ved kapasitetsberegninger av eksisterende konstruksjoner. Densiteten til betongen bestemmes etter NS-EN 12390-7 (Standard Norge, 2020-01), og gjerne på de samme prøvestykkene som benyttes til trykkfasthet og eller SDT-prøving.

For de kjernene densitet er bestemt i samband med SDT, er dette utført i «in-situ» tilstand.

2.3.2.4 Fuktinnhold

Innvirkningen fuktinnholdet har på skadeutviklingen til betong med AR er forklart i kapittel 2.3.1.3.

For utborede kjerner er det mulig å måle fuktinnhold på 2 forskjellige måter. Den ene er RF, som er beskrevet under feltmetoder. Det andre er Kapillær vannmetningsgrad. Denne angir hvor stor andel av betongens kapillærporevolum som er fylt med vann. Dette forkortes som DCS (Degree of Capillary Saturation) (Rodum & Pedersen, 2022).

DCS er en standard metode, og prosedyre for metoden er beskrevet i (Vegvesen, 2014). Her veies prøvestykkene i ulike fukttilstander: eller in-situ, sugmettet, tørket og trykkmettet.

Måling av RF på laboratorium er en mer uvanlig og avansert metode. Dette involverer nedknuste mørtelbiter på reagensglass sammen med en RF-sensor. Nærmere prosedyre for denne er beskrevet i (Lindgård, 2013).

Sammenhengen mellom fuktparameterne kapillær vannmetningsgrad og relativ fuktighet (RF) er avhengig av betongens masseforhold, og om betongen er under oppfukting eller uttørking. Dette er forklart nærmere i (Rodum & Pedersen, 2022) og videre i (Relling, 1999). I praksis har dette liten betydning for vurderingene som gjøres i denne rapporten.

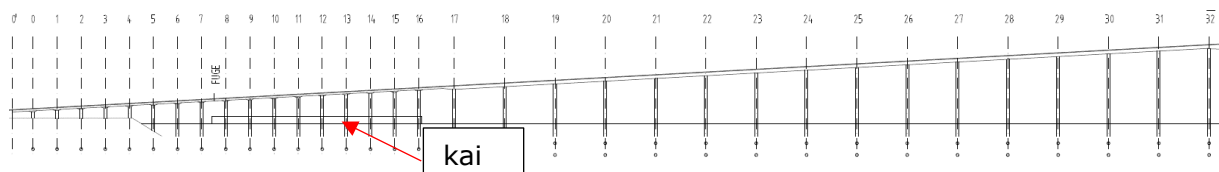
DCS er en enkel og billig metode og er den metoden som er mest brukt til kartlegging av fukttilstanden i en konstruksjon på laboratorium. RF-målinger er raskere, og gir et mer presist resultat med hensyn på skadepotensialet enn DCS. I spesielle tilfeller kan det være aktuelt å supplere DCS-målingene med RF-målinger på enkelte deler av prøvestykkene for å gi et sammenligningsgrunnlag mellom RF og DCS (Rodum & Pedersen, 2022).

3 Beskrivelse av konstruksjonen

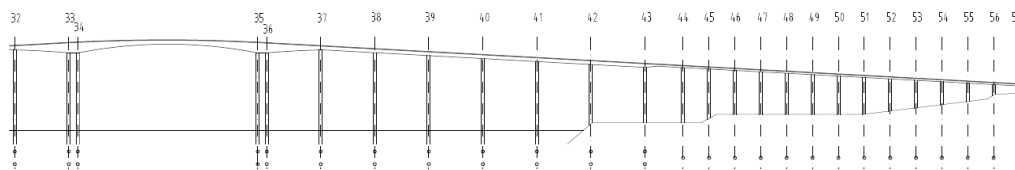
3.1 Geometri

Brua binder Tromsøya sammen med fastlandssiden. Brua har en total lengde 1016m og er en del av fylkesveg 862. Hovedspennet er 80m og har en friseilingshøyde på 38m. I området akse 7 til akse 16 er det en kai faststøpt i brupilarene.

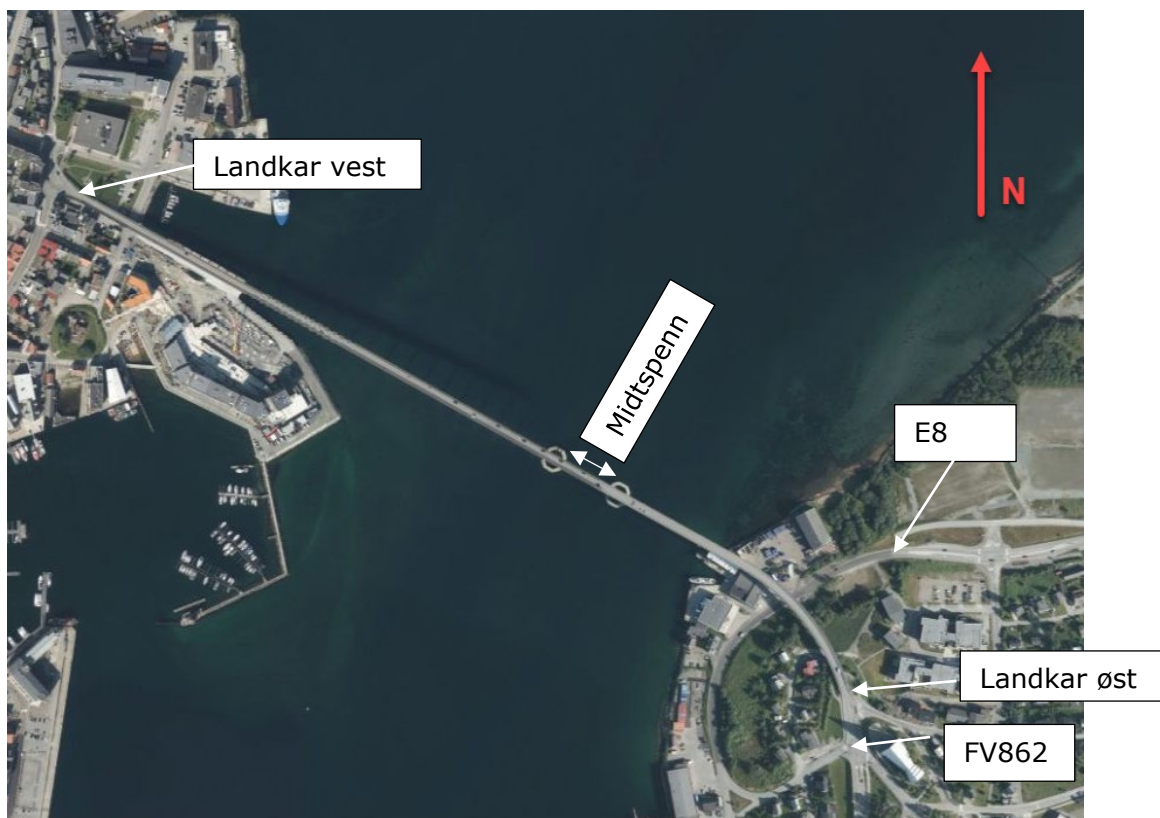
Brua eies og driftes av Troms og Finnmark Fylkeskommune og har brunummer 19-0511



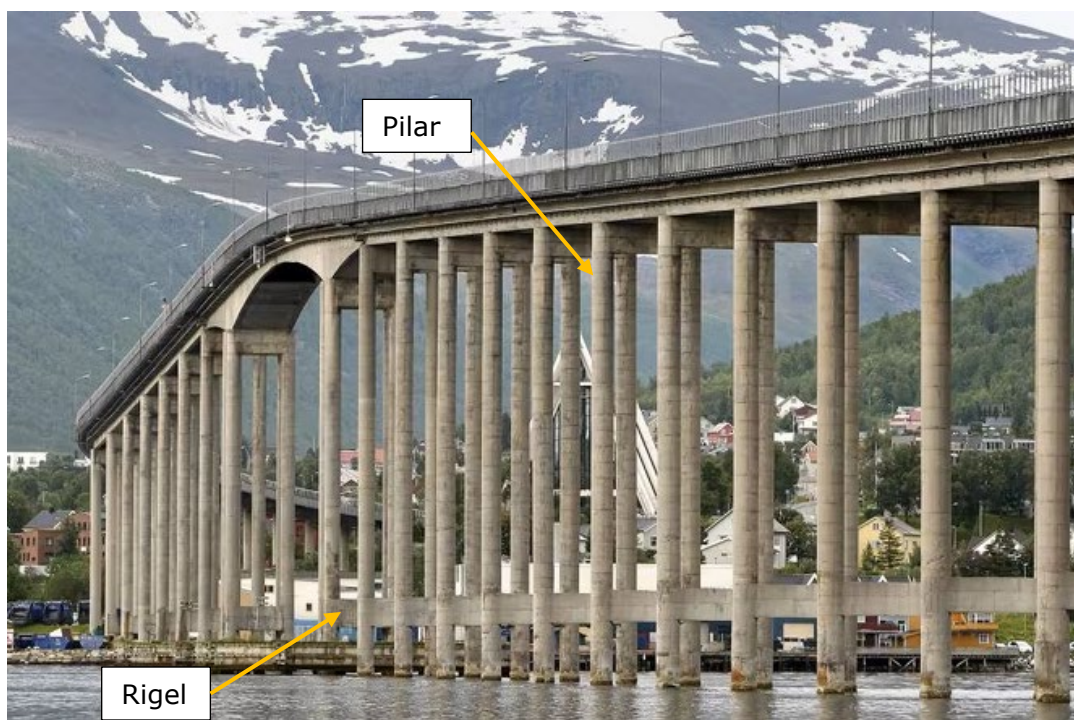
Figur 3-1: Figuren viser oppriss av bru sett fra sør. Akse 0' til 32



Figur 3-2: Figuren viser oppriss av bru sett fra sør. Akse 32 til 57



Figur 3-3: Lokalisering av brua i forhold til himmelretninger. Bildet er hentet fra www.norgeskart.no



Figur 3-4: Bildet viser underbygningen. Bildet er tatt av Jon Terje Eiterå, Bladet Itromsø og er tatt fra Tromsøya mot fastlandssiden.

3.2 Byggherre og utførende

Byggherre for Tromsøbrua var Tromsøbrua A/S. Konstruksjonen ble prosjektert av Dr. Ing A. Aas Jakobsen, Oslo, mens geoteknisk prosjekterende var Norges geotekniske institutt, Oslo.

Entreprenør var arbeidsfellesskapet Nils Meland A/S - A/S Jernbeton Trondheim (Aadnesen & Frost, 1962). Nils Meland A/S ble i 1997 oppkjøpt og fusjonert inn i Bjørn Bygg. Dette selskapet ble i 2007 en del av PEAB A/S, og heter i dag PEAB Bjørn Bygg.

Byggearbeidene ble påstartet i desember 1957, og broen ble åpnet for trafikk i begynnelsen av mars 1960.

3.3 Miljøforhold

I oppgaven er det benyttet vind, temperatur, nedbør og data for midlere relativ luftfuktighet. Dataene er hentet fra Stasjon «90450 Tromsø». Målestasjonen ligger 8moh og plassert på Tromsøyas østre side ved Tromsø Lufthavn. Stasjonen er markert med rødt kvadrat i Figur 3-5. Denne stasjonen vurderes som mest representativ for Tromsøbrua. Det ligger også en stasjon ved utløpet av Tromsdalselva, men denne har ikke målinger for vind. Derfor benyttes konsekvent miljødata hentet fra stasjonen ved Tromsø Lufthavn.



Figur 3-5: Oversikt over meteorologiske målestasjoner i nærheten Tromsøbrua. Målestasjon ved Langnes markert med rødt rektangel, mens Tromsøbrua er markert med rødt sirkel. Bildet er hentet fra www.seklima.met.no

3.3.1 Vind, nedbør og solpåvirkning

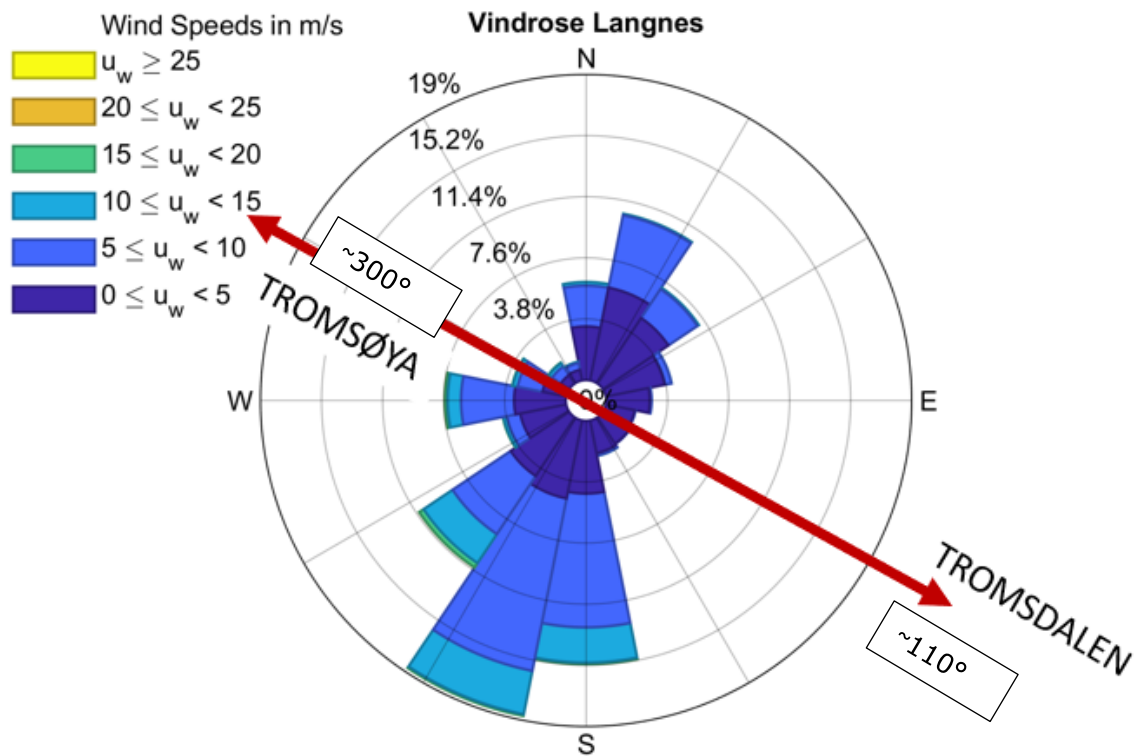
Brubanen ligger i retning VNV (Vest Nord-Vest) – ØSØ (Øst Sør-Øst). Den mest representative målestasjon for vind er Tromsø Lufthavn Langnes. Ut ifra Figur 3-5 ses det at Sandnessundet ved Flyplassen og Tromsøysundet er tilnærmet parallelle.

Vindrosen fra (Hansen, 2022) er vist i Figur 3-6. Fargene i vindrosen angir vindhastigheten. Mengden av en farge angir hvor stor andel av tiden denne typen vind opptrer. Vindrosen er inndelt i sektorene N(Nord), E(Øst), S(Sør) og W(Vest). I vindrosen er nord 0°, mens øst er 90°, sør 180° og vest 270°. Vind angis i hvilken retning vinden kommer fra.

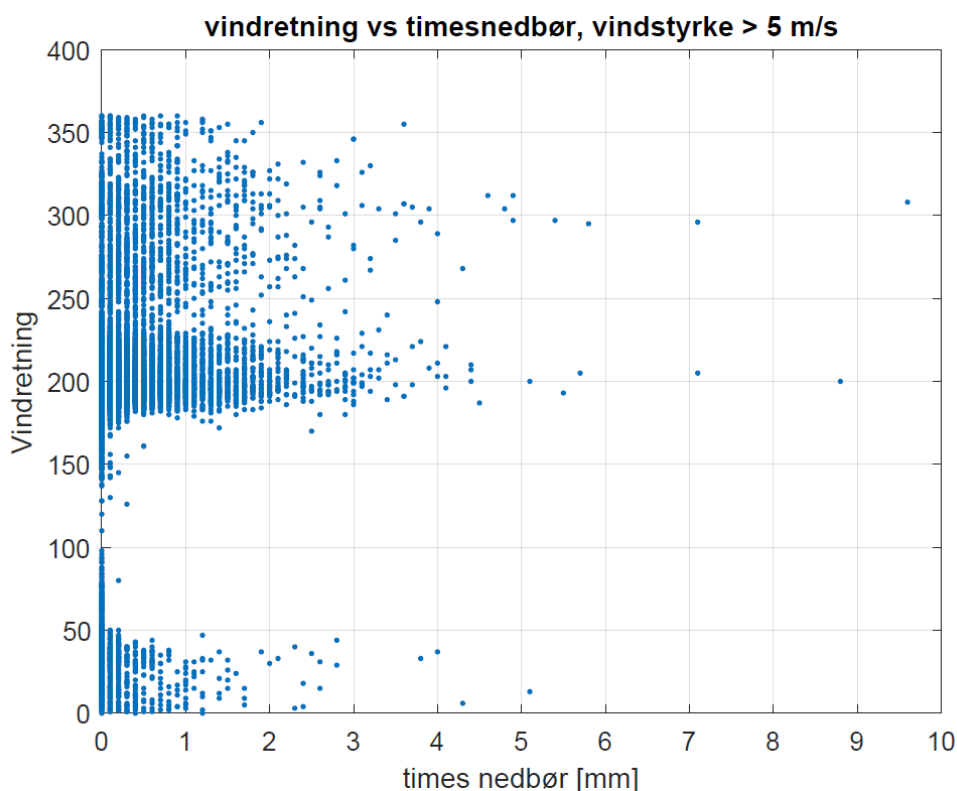
Vindrosen viser at dominerende vindretning er vind fra SSV(Sør-Sørvest), men også at vinden følger sundet. Brubanens retning er skissert inn med rød pil. Denne ligger i VSV (Vest Sør-Vestlig) retning. Dominerende vindretning er dermed omtrentlig 90grader på brubanen.

Nedbør vil følge vindretningen. Dette er dokumentert i Figur 3-7 der det ses at størst mengde nedbør kommer når det blåser fra retningen sør-sørvest (175°-230°). Sørsiden av brua vil derfor opptre som lo-side, mens nordsiden vil opptre som le-side. Dette er også dokumentert i Byggdetaljblad 451.031 (Kvande, et al., 2023). Her oppgis det at hovedretning for slagregn er fra 210°, og at 502mm av den totale nedbøren (744mm) er slagregn. Slagregn defineres som regn som driver inn mot en vertikal flate.

Dominerende side for solpåvirkning vil også være siden som vender mot SSV. Motsatt side vil kun være påkjent av sol i tidsrommet fra omtrent klokken 22 på kvelden til omtrent 06.00 på morgenen. I perioden mai til og med august er også denne siden påvirket av sol. Utenom dette er ikke denne siden solpåvirket. I perioden medio november til medio januar er solen under horisonten i Tromsø, og brua som helhet er derfor ikke solpåvirket i denne perioden.



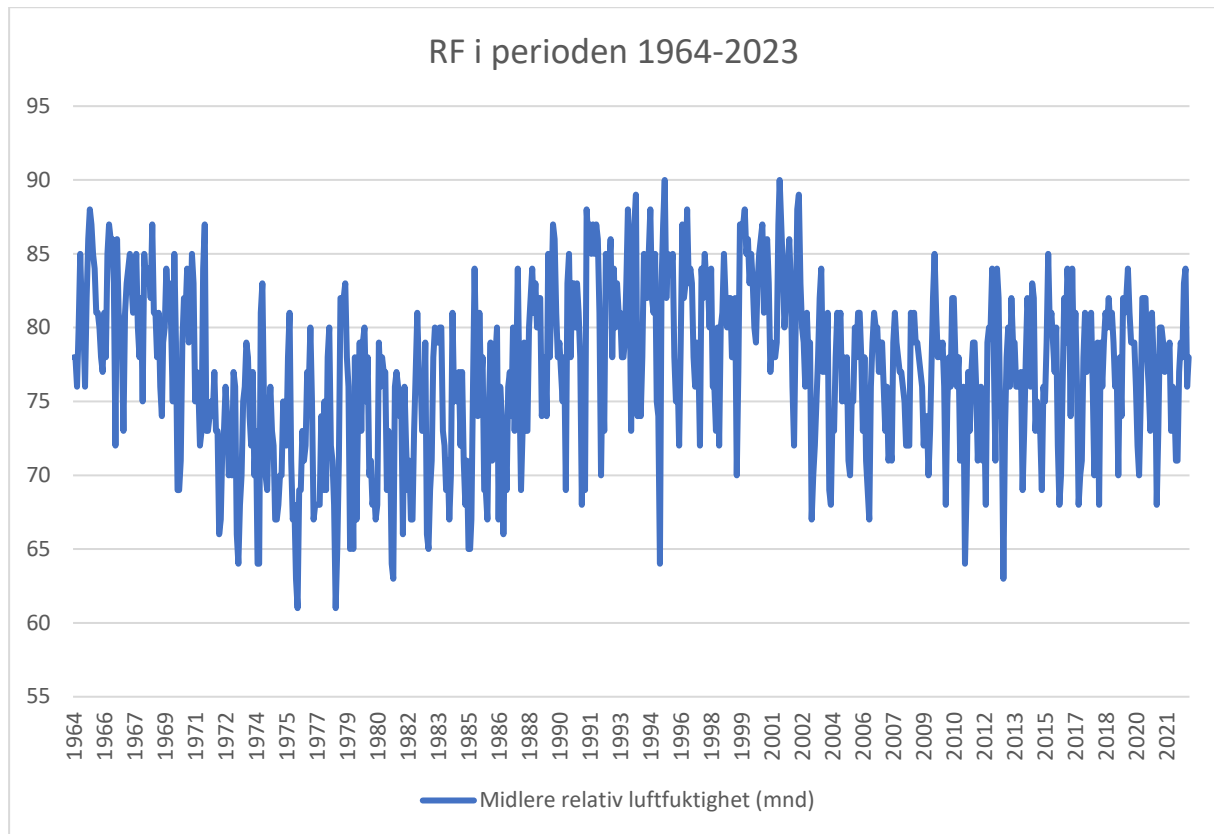
Figur 3-6: Figuren viser fordelingen av største middelvind hver time for målestasjonen Langes Lufthavn (Hansen, 2022). Retning på bruoverbygningen er vist med rød pil. Vindrosen viser at mest påkjente vindretning er fra SSV($\sim 210^\circ$).



Figur 3-7: Figuren viser sammenhengen mellom nedbør og vindretning når vindhastigheten er større enn 5 m/s. Figuren viser at det er mest nedbør når vinden kommer fra sør-sørvest (175° - 230°) (Arntsen, 2023). Vertikal akse angir hvilken retning vinden kommer fra i grader [$^\circ$], mens horisontal akse angir antall times nedbør [mm]

3.3.2 Relativ fuktighet

Figur 3-8 viser midlere relativ luftfuktighet i perioden 1964 til 2023. Dette er omtrent hele perioden bruas har vært i bruk. Dataene viser RF for midlere relativ fuktighet i luft varierer mellom 60% til 90%. I deler av perioden har luftfuktigheten vært mindre enn 80%. Likevel registreres det at i de fleste årene er det perioder hvor luftfuktigheten likevel har vært lik eller større enn 80%. I følge (Hanssen-Bauer, et al., 2016) vil det fremover bli mer nedbør, og temperaturen vil øke i Norge. Dette vil føre til at midlere luftfuktighet vil øke i årene som kommer, og ikke bli mindre enn den er i dag.



Figur 3-8: Figuren viser midlere relativ luftfuktighet gjennom i perioden 1964 til 2023.

3.3.3 Tidevannsnivåer

Oversikt over tidevannsnivåer for vannstandsmåleren i Tromsø, og forklaringer på begreper er gitt i Vedlegg A. Standarden NS-EN 206 (Standard Norge, 2022) definerer tidevannssoner, skvalpesone og sprutsone som egne eksponeringsklasser. I prosjekteringsøyemed defineres tidevannssonen fra LAT (Laveste Astronomiske Tidevann) til HAT (Høyeste Astronomiske Tidevann). Avstanden fra LAT til HAT for Tromsøysundbrua er 3,2m. Håndbok N400 (Vegvesen, 2023-01) definerer sprutsone opp til 12m over HAT. I denne rapporten defineres tidevannssonen fra LAT til HAT.

3.4 Referansesystem

3.4.1 Aksesystem

Bruas lengdeakse starter i vest (Tromsøya) og går mot øst (Fastlandet). Aksenummering starter med akse 0 (landkaret på Tromsøya) og stiger mot øst. Siste aksenummer er 57. Dette er i landkaret på fastlandssiden.

3.4.2 Høydesystem

Kote på tegninger referer til sjøkartnull. Nord for Utsira sammenfaller sjøkartnull og LAT (Vedlegg A). Forkortelsen M.V på tegninger er i denne rapporten forstått som forkortelse for Middelvann.

Det er på enkelte tegninger angitt at M.V har høyde +1,22m, mens det på andre er angitt til høyde +1,67m. Det er undersøkt med Kartverket hva som var gjeldende M.V i 1958. Dette for å få klarhet i hva som er riktig (Hansen, 2023-01), og om antagelsen om forkortelsen er rett.

Ut ifra korrespondansen med Kartverket viser det seg at trolig begge angivelsene av M.V er feil. I tillegg ble referansen for vannstandsmåleren flyttet med 48,7cm i 1956. Kartverket har i en gjennomgang av målinger funnet det de antar er årlig middelvannstand for årene 1955(+1.218) og 1956(+1,65). Verdiene passer godt overens mot verdiene +1,22m og 1,67m. Likevel, alle tegninger er utarbeidet etter 1957, eller senere. Det er derfor forvirrende at det på deler av brua er benyttet et høydesystem som var utgått allerede i 1956.

Kartverket skriver også at omtrentlige beregninger viser at avstanden fra LAT til HAT på 1950-tallet var 324cm. I det videre arbeidet tas det derfor utgangspunkt i:

LAT= 0 nivå på tegninger. HAT=+3,24m. Dette samstemmer godt med dagens avstand mellom LAT og HAT.

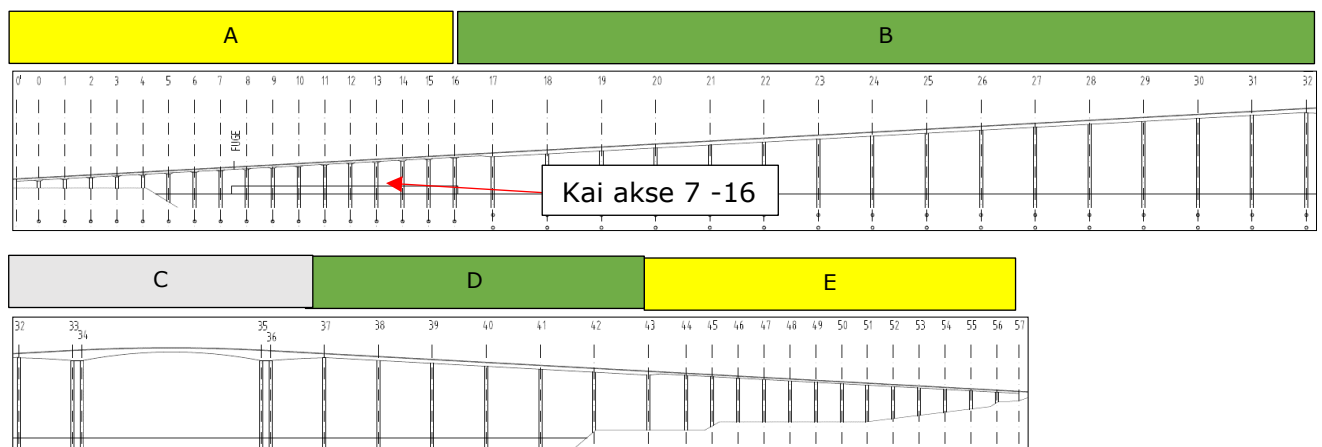
3.4.3 Navnesystem konstruksjonselementer

I denne oppgaven er det konsekvent valgt benytte betegnelsen Pilarer for søyler. Dette har bakgrunn i at det er denne betegnelsen som er benyttet i BRUTUS, og i alle tilstandsrapportene utenom rapporteringen i 2014.

Brubanen ligger i retningen VSV – ØNØ, se Figur 3-5. Videre i denne rapporten forenkles dette til at brubanen går vest-øst, og normalt på brubanen er nord-sør.

3.5 Konstruksjonsprinsipper

3.5.1 Generelt



Figur 3-9: Figuren viser inndelingen av brua i seksjoner. Øverst figur viser akse 0' – 32. Nedre figur viser akse 32 -57. Fra akse +7 – 16 er det en kai faststøpt i brukonstruksjonen. Det er fuger i feltet mellom akse 7 og 8, samt i aksene 32 og 37.

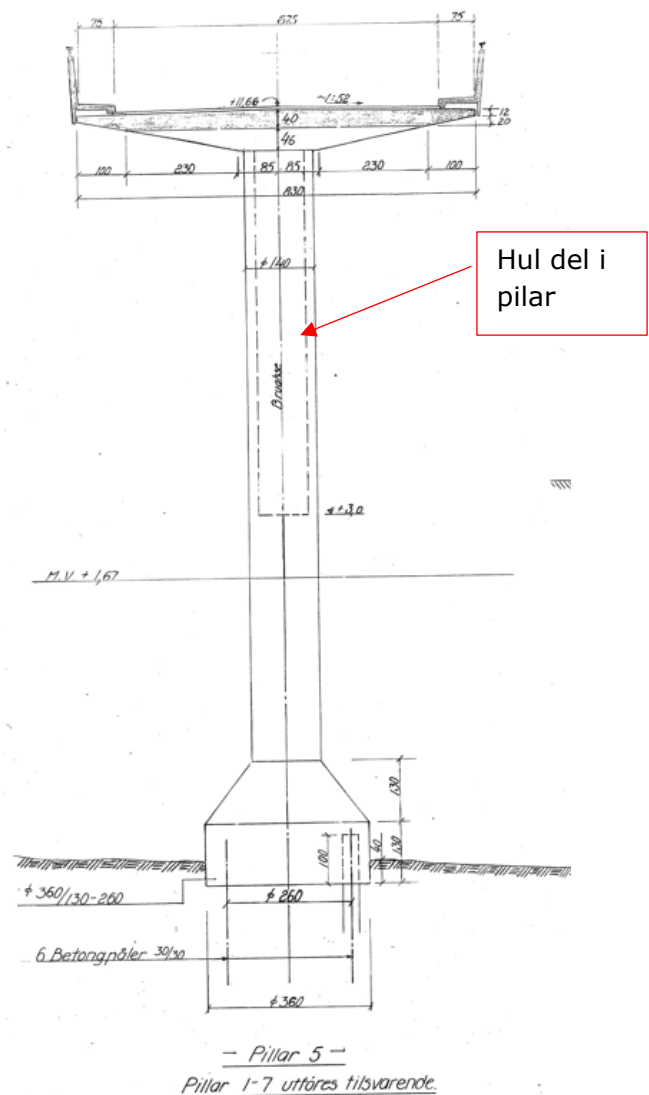
Brua består 3 forskjellige konstruksjonsprinsipper. Nærmere forklaring av de enkelte seksjoner er angitt i kapitelene under. Hele konstruksjonen er stedstøpt utenom pelene. De er prefabrikkert.

3.5.2 Seksjon A og E

Seksjon A og E gjelder for aksene 0'-16(A) og 44-57(E). Brooverbygningen her er en kontinuerlig slakkarmert massiv bruplate. Denne spenner over enkle pilarer, som er monolittisk støpt sammen med bruplatten. Spennvidden er 11,5m. Ved hver akse er det en tverrgående bjelke. Dette gjelder alle aksene for seksjon A og E. Se tegning 332-69c. Mellom akse 7 og 8 er det en dilatasjonsfuge.

Underbygningen består av 1 pilar i hver akse. Pilaren er slakkarmert. Det er en voute i overgangen mellom pilar og tverrgående bjelke. Ifølge tegninger er pilarene i akse 0-16 hule fra kt+3 og opp til uk brooverbygning, mens pilarene i akse 44-56 er hule i hele sin lengde. Se tegningene 332-69 og 332-57. Veggtykkelsen i de hule delene er 20cm. (Aadnesen & Frost, 1962, p. 12). Pilarene i akse 44-56 har et drenshull helt i bunn av pilar omtrent 0,5m under terrengnivå.

Pilarene på hver side (akse 47 og 48) av E8 i Tromsdalen ble det for minst 15 år siden fylt med betong minst 2m for å forsterke dem med hensyn på påkjørsel. Dette gjelder pilarene i aksene 47 og 48. Dreneringshullene i disse pilarene er derfor støpt igjen. (Davidsen, 2021-02)



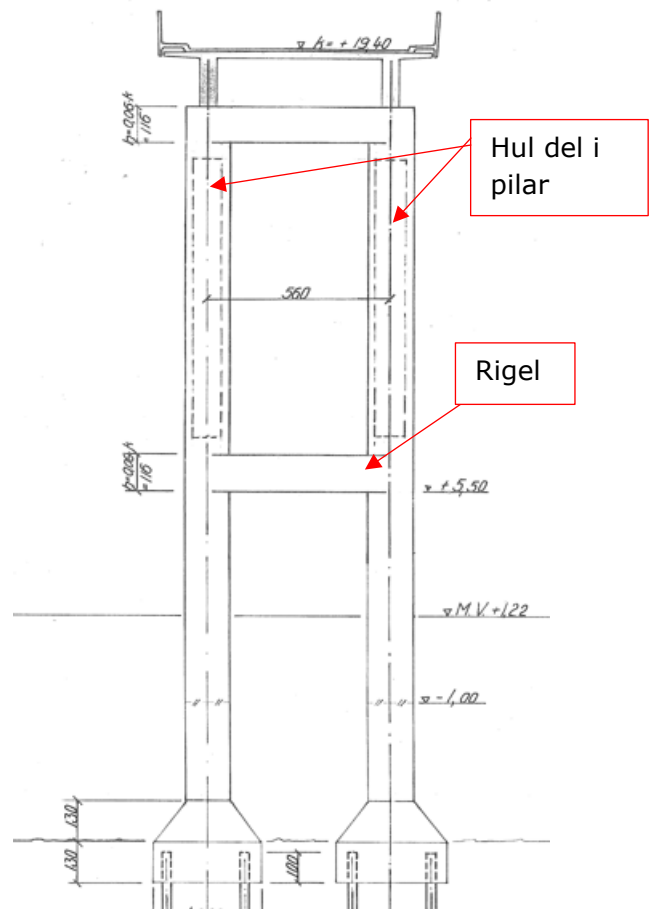
Figur 3-10: Figuren viser typisk oppriss av Seksjon A og E. Figuren er hentet fra tegning 332.69C, og viser et oppriss av pilaren i akse 5.

3.5.3 Seksjon B og D

Seksjon B og D gjelder for aksene 17-32 og 37-43. Brooverbygningen her er en kontinuerlig slakkarmert bjelkebro med dobbelt T-tverrsnitt. Se tegning 332-49f.

Underbygningen består av 2 slakkarmerte pilarer under hver bjelke, i hver akse. Innbydes avstand 5,6m. Spennvidden mellom akser er her 24m. Pilarene er koblet sammen ved underkant av brooverbygningen og ved rigler. Underkant rigel er plassert ved kote +5,5m [LAT]. Sammen danner dette en rammekonstruksjon. Pilarene er monolittisk støpt sammen med overbygningen.

Fra overkant rigel, er pilarene hule med 20cm veggtykkelse. (Aadnesen & Frost, 1962, p. 12). I bunn av den hule delen av pilarene er det et dreneringshull slik at fukt kan dreneres ut.



Figur 3-11: Figuren viser typisk oppriss av seksjon B og D. Snittet er hentet fra tegning 332.49F, og viser oppriss av pilar 17.

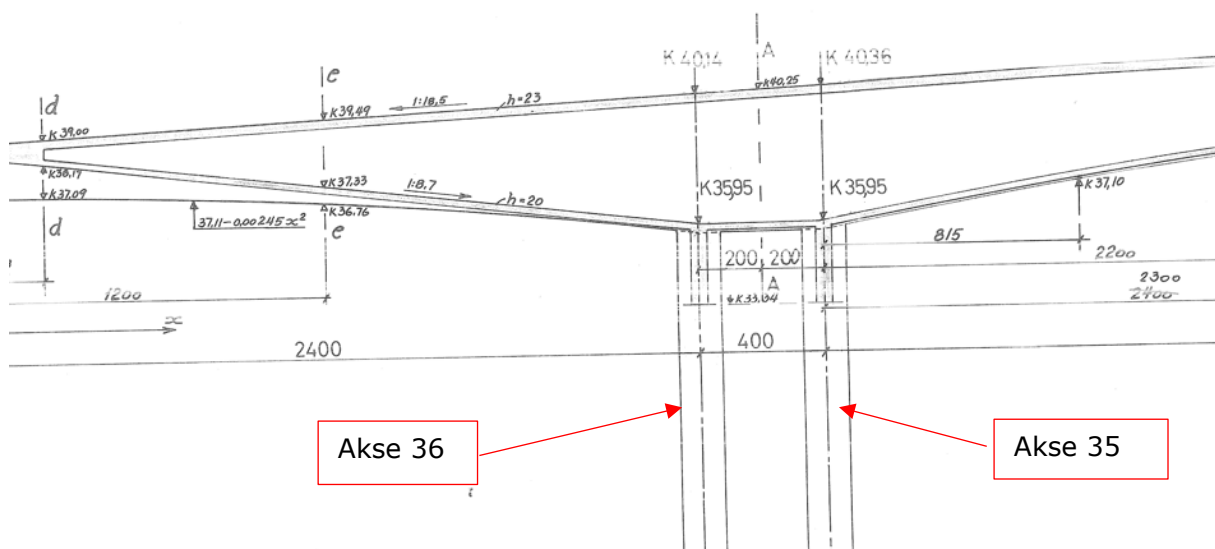
3.5.4 Seksjon C

Seksjon C gjelder for aksene 32-37. I aksene 32 og 37 er det fuger. Hovedspennet går over 3 spenn. Overbygningen er en lukket kasse med variabel høyde. Denne er spennarmert. Se tegning A1-332-112. Pilarene er i nedre del sammenkoblet med rigler. Som beskyttelse av pilarene mot skipstrafikken, er det etablert et påkjøringsvern rundt pilarene i akse 33-34 og 35-36.

Pilarene i seksjon C (32-37) er støpt massive i hele sin lengde (Aadnesen & Frost, 1962, p. 12). A



Figur 3-12: Bildet viser nedre del av pilarene i akse 32-34. Bildet er tatt fra mot Tromsøya. Bildet er hentet fra dronefilm. (NORCE, 2021)



Figur 3-13: Figuren viser overgang mellom underbygning og overbygning i akse 35-36. Utklippet er hentet fra tegning 332.112. Det ses på figuren at kassen har varierende høyde.

3.5.5 Avstivning

Brua består av 3 uavhengige konstruksjoner. Konstruksjonsdelene er delt ved fugene og konstruksjonsdelene er avstivet i hver for seg både i vertikalretningen og horisontalretningen. Landkar og pilarer(rammer) bidrar sammen til avstivningen.

3.5.6 Gangbaner

Det ble i 1982 (Abel Engh, 1991) montert gangbaner på sør og nordsiden. Gangbanene er stålkonstruksjoner som er påhengt på brua. Under gangbanene er asfalt og annen overflatebehandling av betongen fjernet.

De påhengte gangbanene har innvendig bredde 1,8m (Aandal, et al., 2022, p. 99). Grunnet sikkerhet for gående og for syklende er gangbanen på nordsiden syklisters mens gangbanen på sørside er for gående. Dette er skiltet på hver ende av brua.

Rekkverkene var opprinnelig 1,5m høye. I 2005 ble disse forhøyet til 2,5m.



Figur 3-14: Bildet viser nordlige gangbane. Bildet er tatt fra Tromsøya mot Tromsdalen. Bildet er tatt av (Multiconsult, 2021)

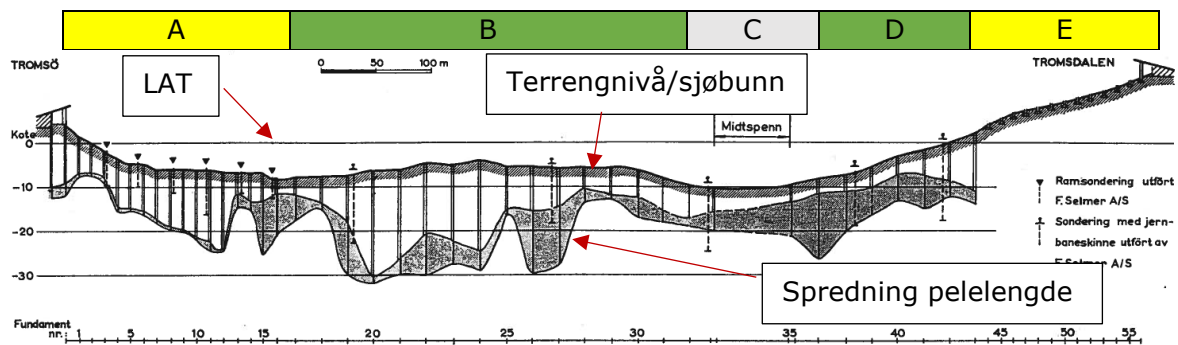
3.6 Fundamentering

Broen er delvis fundamentert på fundamenter direkte på masser, og fundamentert på peler. Delen av broen som står på land, unntatt akse 42 på fastlandssiden er direktefundamentert (Eggestad, 1976, p. 4). Dette vil si akse 43 til 57. Den øvrige delen av broen er fundamentert på peler.

Pelene er betongpeler med dimensjon 30x30cm. De er rammet ned og står på friksjon. Pelene har betongkvalitet B360 og det er benyttet kamstål 40 som armering (Aadnesen & Frost, 1962, p. 12).

I Figur 3-15 vises et lengdesnitt av hvor det er benyttet peler og hva som er direktefundamenter. Tegning 332-59d viser at landkaret på Tromsøyasiden også er pelefundamentert.

Det skyggede området nederst på figuren viser spredning i pelelengde.



Figur 3-15: Figuren viser lengdesnitt av broen. Dette viser hvor det er benyttet pelefundamentering, og hvor broen er fundamentert på søler. Det skyggede feltet angir spredningen i pelelengde. (Eggestad, 1976)

3.7 Laster

3.7.1 Opprinnelig laster

Broen er dimensjonert etter Statens Vegvesen sin brobelastning, lastklasse 1 fra 1947. (Aadnesen & Frost, 1962, p. 11)

3.7.2 Klassifisering

Brua er klassifisert for Bk 10/50. Maksimal lengde på vogntog er satt til 19,5m. (Vegvesen, 2022, p. 7).

3.8 Materialer

3.8.1 Blandeverk

Betongen benyttet til brua ble blandet ved et blandeanlegg på Fastlandssiden og et blandeverk på Tromsøyasiden. Betongen ble fraktet med bil fra blandeverkene, videre omlastet til betongdumpers via silo og deretter fraktet ut til støpstedene. (Aadnesen & Frost, 1962)

3.8.2 Betongkvalitet

Pelene er fabrikkstøpt i Tromsø med Betong B360. (Aadnesen & Frost, 1962, p. 12)

Ifølge tegning 332-67a er pilarer og bruoverbygning prosjektert med A-betong, mens landkar er prosjektert med B-betong.

A-betong tilsvarer B20 etter NS-EN 1992-1-1. (Vegvesen, 2023-02, p. 7). HB V413 angir i tillegg at det ved klassifisering av bruer bygd etter 1945, ikke skal benyttes høyere fasthet enn B20 om ikke annet er angitt på originaltegningene eller annen dokumentasjon foreligger.

B-betong er en standard betong som ble benyttet frem til 1945 (Vegvesen, 2023-02). Dette tilsvarer B16 etter NS-EN 1992-1-1. Det er i (Aadnesen & Frost, 1962) angitt at det er benyttet kvaliteten B290 for seksjonene A, B, D og E. Dette tilsvarer en kvalitet i underkant av B20 (Vegvesen, 2023-02). Siden denne rapporten er utarbeidet etter byggingen og utarbeidet av prosjekterende og utførende i samarbeid, legges dette til grunn i videre vurderinger.

På tegningene for den spennarmerte delen, seksjon C, er det angitt betongkvalitet B440. Denne kvaliteten er ikke angitt i (Vegvesen, 2023-02). Dette tilsvarer en kvalitet i nærheten av B32 i forhold til EK2 (Standard Norge, 2021). I følge (Aadnesen & Frost, 1962, p. 12) gjelder dette både pilarer og brooverbygningen i seksjon C.

I Figur 3-17 vises trykkforsøk av betongen i byggeperioden. Oppgitt v/c-tall er 0,48 og det antas derfor at dette er betongen som navngis om B290. Karakteristisk trykkfasthet for terning 10x10cm er satt til 344kg/cm² (33,7MPa). Dette gir sylindrefasthet på 33,7MPa * 0,8=27 MPa. I henhold til (Vegvesen, 2023-02) vil da dimensjonerende fasthet vært 27*0,85= 22,85MPa.

Tabell 3-1: Tabellen oppsummerer betongkvalitet benyttet i de enkelte etter datidens regelverk konstruksjonsdeler og hvilke kvaliteter som legges til grunn i videre vurderinger.

Konstruksjonsdel	Betongkvalitet etter datidens regelverk	Tilsvarende fasthetsklasse [EK2]
Peler	B360	B25
Fundamenter	B290	B20
Landkar	B-Betong	B16
Seksjon A, B, D og E	B290	B20
Seksjon C	B440	B32

3.8.3 Sementer og tilsetningsstoffer

Reseptene er gitt i Figur 3-16. Det er her angitt at den er gjeldende fra 18/3 -1959 og inntil videre. Hvilke blandingsforhold og krav som var gjeldende fra oppstart av arbeidene i desember 1957 og frem til mars 1959 er ikke kjent. Dokumentet som viser resepten, er hentet fra PEAB Bjørn Bygg sitt arkiv.

Det er Rapid Sement og Standard Portland sement som er benyttet for konstruksjonen. Portland Sement gir middels herdeforløp, middels hydratasjonsvarme og fasthet. Klinkeren er i Rapid Sement finere malt enn i Standard Portland sement. Dette gir seg utslag i raskere fasthetsutviklinger. (Aarstad & Engelsen, 2016)

Det er for 2 av reseptene gitt åpning for at Entreprenøren kan velge mellom Rapid Sement, eller benytte Standard Portland Sement. Det er ikke kjent om det er benyttet Rapid Sement eller kun Standard Portland Sement (Davidsen, 2021-02)

Det er forskrevet tilsetningsstoffet Betokem LP i betongen som benyttes i tidevannssonen. Det er uklart hva dette tilsetningsstoffet tilfører betongen. Ifølge (Kjær, 1982, p. 7) kan dette enten være et plastifiserende stoff, eller luftinnførende stoff.

Figur 3-17 viser trykkforsøk av utstøpte betongterninger. Det er her angitt at konklusjon fra frostprøving følger senere. I bakgrunn av dette, og at det er benyttet for betongen i tidevannssonen, legges det til grunn at Betokem LP er et luftinnførende tilsetningsstoff.

Sementen er levert fra Tysfjord, og levert i 50kg sekker. Totalt er det levert 85 000 sekker. (Davidsen, 2021-02). Eva Rodum har i e-post med Sigrun Kjær Bremseth forespurt innhold [%] av alkalier i Rapid Sement og Standard Portland Sement produsert i årene 1958 – 1959 (Rodum, 2021). Bremseth skriver at det ikke ble utført fullstendige analyser i denne tiden for å avdekke innholdet av alkalier i sement. Hun estimerer at sementene inneholder 1% -1,3% alkalier.

Tabell 3-2 gir en oversikt over hvor de enkelte betongtyper er benyttet, v/c tall for resepten og om det er benyttet tilsetningsstoff.

Tabell 3-2: Tabellen gir en oversikt over hvor sementtype er benyttet, tilsetningsstoff og v/c tall for betongtypene.

Konstruksjonsdel	Sement	Tilsetningsstoff	v/c - tall
I vann under kote -1	Standardsement	-	0,45
Tidevannssonen*	Rapidsement / Standardsement	Betokem LP	0,45
Betong over tidevannssonen (Pilarer og dekke)	Rapidsement / Standardsement	-	0,45
B440 (seksjon C)	Standardsement	-	0,37

*Produksjonsunderlaget angir ikke hva som defineres som tidevannssonen.

BETONGPRØVER

Dr. Ing. H. Aas-Jakobsen, Trømsøbrua.

Prøve 50

Fra den 18/3-1959 og inntil videre Kon

betongen proporsjonerte slik:

Under vanns under-kt ± 1,0 (bare standardsement)

Tilmålt sats:

130 - 270 - 280 %c ≤ 0,45 ; pr. m³: 440 - 880 - 880 sing.
max. 198 kg vann pr. m³

Tidervanns-sonen

Betokemv. 0,7 l pr. m³ betong.

Tilmålt sats med Rapid-sement: 1/4 0,28 l Betokemv.

100 sem - 210 (våt) sand ≤ 10mm - 250 sing; max %c ≤ 0,45

Tilmålt (max. satsstørrelse) standardsement: Betokemv. 0,335 l.

120 sem. - 250 (våt) sand ≤ 10mm - 300 sing; max %c ≤ 0,45

Pr. m³ (sandfukt. ~ 7%): 410 sem. - 780 sand (tør) - 1030 - 180 vann

Pr. m³ (sandfukt. ~ 2%): 400 sem. - 825 " " - 995 - "

Betong over tidervannssonen (søyler + dekke)

Tilmålt sats med Rapid-sement:

100 sem - 210 (våt) sand ≤ 10mm - 270 singel max %c ≤ 0,45

Tilmålt sats med standardsem. (max. bord. stør.)

120 sem - 250 (våt) sand ≤ 10mm - 325 singel max %c ≤ 0,45

Pr. m³ (1/2 sandfukt. 7% og singel 2%): 397 sem - 775 - 1050

" " " 2% " " 0,5%): 389 sem. - 800 - 1040

Betong B-440 tillates bare bruke standardsement:

Tilmålt sats:

190 kg sem. - 230 (våt) sand - 280 singel %c ≤ 0,37

Pr. m³ (1/2 sandfukt. 7% og singel 3%): 565 sem - 710 sand - 910 singel

" " " 2% " " 0,5%): 554 " - 735 " - 910 "

Betong

Pr. 18/3-59

lab. ing.

Figur 3-16: Bilde angir resepter for konstruksjonen. Materialet er hentet fra PEAB Bjørn Bygg sitt arkiv.

Nils Meland A/S - A/S Jernbeton Trondhjem, Tromsø

Med anstaltens sand og imsendt pukk

Blanding I 28 døgns resultater
 Blandingsforhold 1:1,9:1,9 vektdelele tørre materialer
 Samlet innhold av betongstein 47,4 %
 v/c-forhold 0,48 Vanninnhold 10,1 % av tørrvekt
 Konsistens: Synkmål 12 cm

Det ble støpt 6 stk. 10 cm terninger hvorav 3 stk. til prøvning etter 7 døgner og 3 stk. til prøvning etter 28 døgner.

Resultat av trykkforsøk

Forsøk nr.	7 døgns prøvning			28 døgns prøvning			døgns prøvning		
	Terningvekt kg ved		Bruddlast kg	Terningvekt kg ved		Bruddlast kg	Terningvekt kg ved		Bruddlast kg
	avform.	prøvning		avform.	prøvning		avform.	prøvning	
1	2,386	2,410	31900	2,395	2,423	34900			
2	2,383	2,401	31800	2,374	2,401	35400			
3	2,420	2,441	23100	2,425	2,461	33000			
Trykkfasthet kg/cm ²			319	344					
Trykkfasthet omregnet til 20 cm terninger kg/cm ²			290	313					

Betongens romvekt 2,44 kg/dm³ (fersk masse, beregnet som middel av terningvekter ved avform. med et tillegg på 0,03 kg/dm³ for vanntap, erfaringsverdi).

Sementinnhold 462 kg pr. m³ betong

Konklusjon: Resultatet av frostprøvnningen følger senere.

Pukk fra Skutlara.

Sand - inn sel fh.
Trondheim, den

8/10.58

Saken behandlet av:

For direktøren
etter bemyndigelse

N. Hertzberg
driftsing.



Asle Rudjord

Asle Rudjord
lab.ing.

Centralltr. 9-57 10 bl.

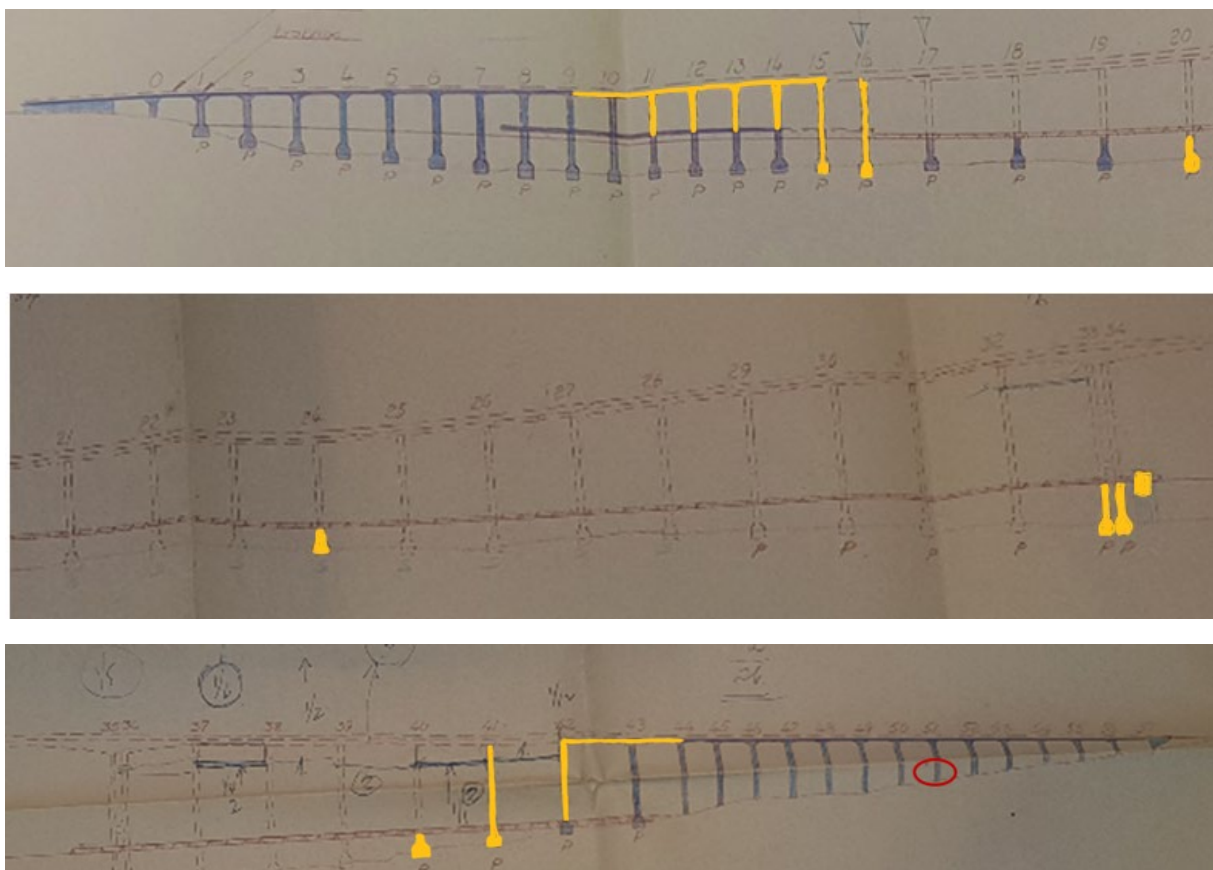
Figur 3-17: Figuren viser resultater fra trykkforsøk av betongen. Dokumentet er hentet fra PEAB Bjørn Bygg sitt arkiv. Resultatene er underskrevet 08.10.58.

3.8.4 Tilslag

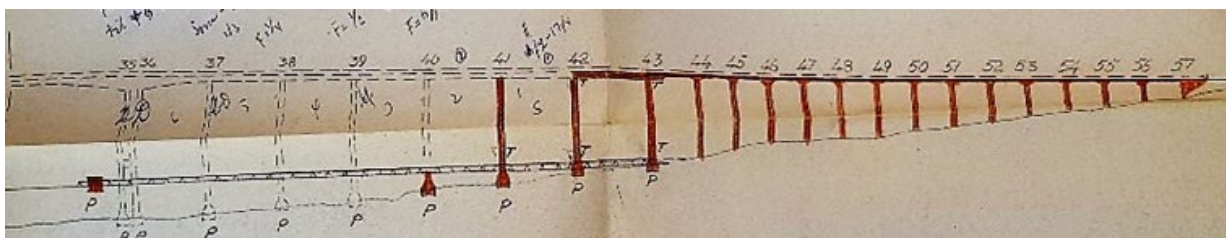
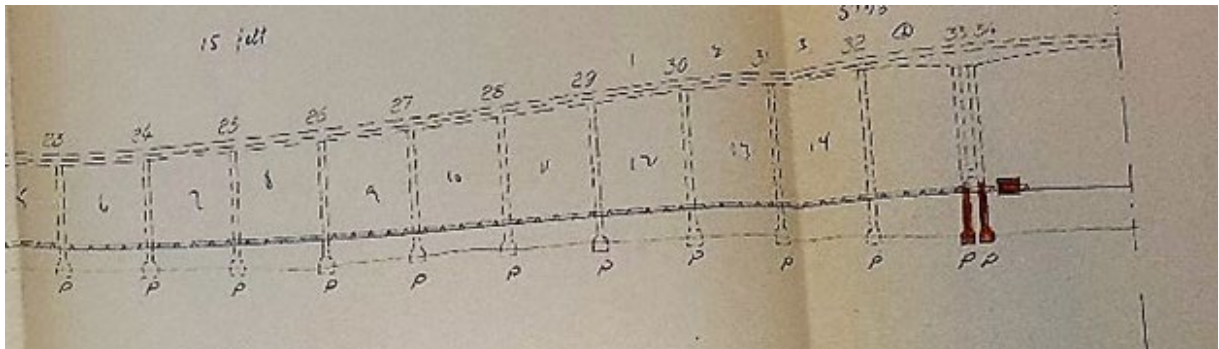
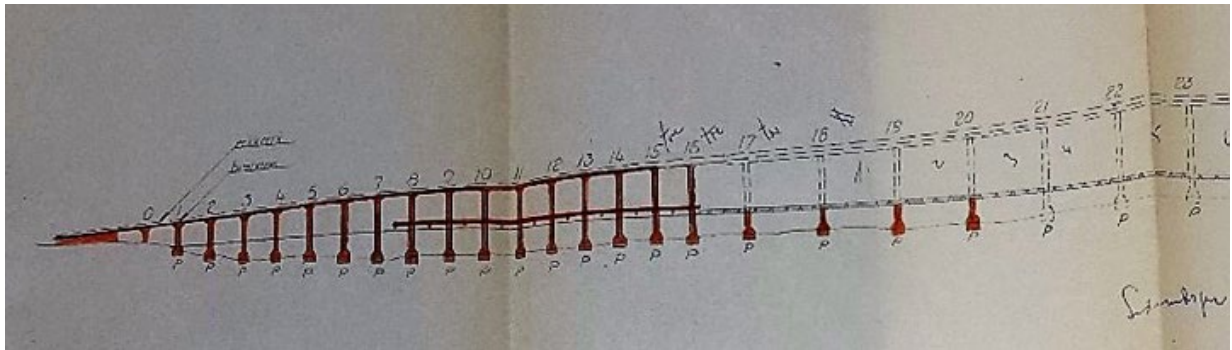
Det er usikkerhet rundt hvilket tilslag som er benyttet hvor i konstruksjonen. Sanden er trolig hentet fra Kattfjord grustak, og et grustak i Altaområdet. All leveranse av sand og singel skal frem til oktober 1958 ha kommet fra Kattfjord grustak. (Davidsen, 2021-02).

Entreprenørens statusplan pr 01.10.1958 (Figur 3-18) viser hvilke konstruksjoner (merket blå) som sannsynligvis kun er støpt med tilslag (sand og stein) fra Kattfjord grustak. Ikke utførte konstruksjoner på entreprenørens statusplan for 01.01.1959 (Figur 3-19) viser hvilke konstruksjoner som sannsynligvis er utført med sand fra Altaområdet (Rodum, 2022) og pukk fra et kommunalt pukkverk på Tromsøya (Davidsen, 2021-02). I Figur 3-18 er konstruksjonene som trolig er støpt med sand fra Kattfjord grustak etter 01.10.1958 markert med gult. Rød sirkel markerer hvor det ble gjort uttak av kjerneprøve i 1996 i forbindelse med SINTEF-prosjektet: *Alkalireaksjoner i Nord-Norge (1993-1996)* (Jensen & Haugen, 1996).

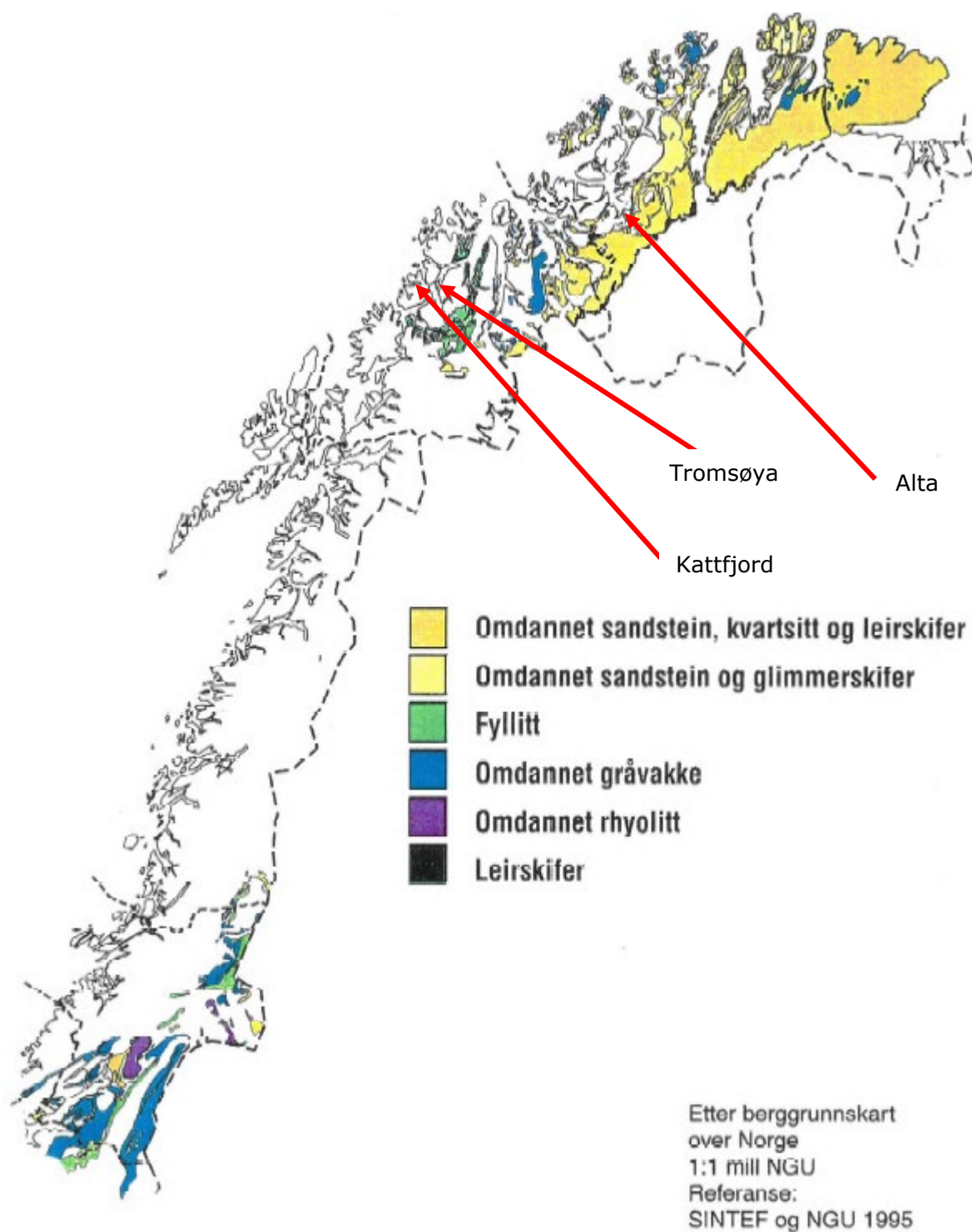
Tilslaget fra Alta kan være reaktivt ifølge kart over «Reaktive bergarter i Norge», se Figur 3-20 (Jensen & Haugen, 1996). Sanden fra grustaket i Kattfjord ble undersøkt i forbindelse med *Alkalireaksjoner i Nord-Norge* (Jensen & Haugen, 1996), og ble her klassifisert til å være ikke-reaktivt.



Figur 3-18: Entreprenørens statusplan for utførte konstruksjoner pr 01.10.1958. Konstruksjonsdeler markert med blått var pr 01.10.1958 støpt. Konstruksjonsdeler markert med gult indikerer konstruksjonsdeler som også trolig er støpt med Kattfjord sand. Rød sirkel markerer hvor det ble gjort uttak av kjerneprøve i 1996 i forbindelse med SINTEF-prosjektet «Alkalireaksjoner i Nord-Norge» (1993-1996) (Jensen & Haugen, 1996) Figurene er hentet fra (Rodum, 2022).



Figur 3-19: Figuren viser status pr 01.01.1959. Støpte konstruksjoner er markert med oransje. Det antas at ikke støpte konstruksjoner pr 01.01.1959 ble utført med sand fra Alta og pukk fra grustak på Tromsøya. Figuren er hentet fra (Rodum, 2022).



Figur 3-20: Figuren viser oversikt over forekomst over reaktive bergarter i Nord-Norge kartlagt i forbindelse med (Jensen & Haugen, 1996).

3.8.5 Slakkarmering

Det er på tegninger angitt 2 kvaliteter for slakkarmering. Dette er CSF 50 og st37. Kvaliteten St37 er glattstål, mens CSF 50 er kamstål.

Det er ifølge (Aadnesen & Frost, 1962) ble det benyttet kamstål 40 og kamstål 50 i peler, pilarene og brooverbygningen. Det er ikke oppgitt kvalitet benyttet i Landkar og fundamenter. Kamstålkvalitetene har større bruddstyrke enn St37.

Tabell 3-3: Tabellen oppsummerer slakkarmering benyttet i de forskjellige konstruksjonsdelene. fyk er forkortelse for flytespenning.

Konstruksjonsdel	Betegnelse	fyk [N/mm ²]
Peler	Kamstål 40	380
Pilarer	Kamstål 50 og	500
	kamstål 40 sveisbart	380
Landkar og fundamenter	CSF 50 og	500
	st37	230
Slakkarmering brooverbygning	Kamstål 50	500

3.8.6 Spennarmering

Det er i (Aadnesen & Frost, 1962) etter byggingen oppgitt informasjon om spennarmeringen. Det er her angitt bruddkapasitet med og uten skjõt. Stenger som er oppgitt å ha blitt benyttet er av merket Sigma St 80/105 med diameter 26mm. Stengene ble lagt i rør med diameter 30,5mm. (Davidsen, 2021-01). Dette er oppsummert i Tabell 3-4.

Det er forskrevet følgende blandingsforhold for injiseringsmørtel til spennstag (Davidsen, 2021-01):

- Sement: 100kg
- Vann: 50kg
- Tilsetningsstoff: 3% av sementvekten. Type Intraplast Z.

Tabell 3-4: Tabellen gir informasjon om benyttet spennarmering

Betegnelse	Bruddlast uten skjõt[tonn]	Bruddlast med skjõt [tonn]
Sigma St 80/105	60	57

3.8.7 Overdekning

Det er på tegninger angitt prosjektert overdekning for de enkelte konstruksjonsdelene. Med overdekning menes avstand fra betongoverflaten og inn til konstruktiv armering. Prosjektert overdekning er oppsummert i Tabell 3-5. Det er ikke angitt noen toleranse på tegningene, og angitt overdekning må derfor forstås som en absolutt overdekning. I NS 427 (Den Norske Ingeniørforening, 1939, pp. §16-3) er det angitt at armeringen skal bøyes, og legges nøyaktig slik den er vist på tegningen.

Det er normalt og forventet at det vil være avvik under byggearbeider. Dagens regelverk legger derfor opp til en toleranse på +/- 10mm. Som overdekning i kapasitetsberegninger benyttes minimumsverdien + toleransen. Dette skal også angis på tegninger som utarbeides etter dagens regelverk.

Tabell 3-5: Tabellen angir prosjektert overdekning for de enkelte konstruksjonsdelene. Kolonne «tegningsnummer» angir hvor informasjon om overdekning er hentet.

Konstruksjonsdel	Overdekning [mm]	Tegningsnummer
Traverser under kt 0	150	332-120
Fundamenter/pilarer under kt +5,5	70	332-81
Pilarer over kt +5,5	50	332-81
Rigel	40	332-81
Fundamenter på land	40	332-81
Plate	20	332-73
Bjelker seksjon A, B, D og E	40	332-74
Bjelker seksjon C	35	332-132

3.8.8 Overflatebehandling

Pilarene i akse 0-4, og pilarene i akse 46-56, er overflatebehandlet. Det er ikke kjent når dette er utført, eller hvilket produkt som er benyttet. Ifølge (Rodum, 2022, p. 24) er overflatebehandlingen trolig fra byggeår grunnet svinriss, og er sementbasert.

3.8.9 Fuktsikring

Kjørebanelen ble etter ferdigstillingen sikret med fuktsikring av typen icotolsolusjon og varmasfalt. Ovenpå dette ble det lagt et ca 3cm tykt lag med asfalt macdam og 3cm Topeka Precoated Chipping (Aadnesen & Frost, 1962, p. 14).

Levetiden og tilstanden til fuktsikringen som ble påført i byggeperioden er ikke kjent. Brueier opplyser i imidlertid i e-post (Hansen, 2023-02) at det ikke er skiftet membran de siste 35år.

3.9 Fredningsbestemmelser

Tromsøbrua er fredet i henhold til Forskrift om fredning av statens kulturhistoriske eiendommer. Fredningsbestemmelsene er gitt i (Lovdata, 2011). *Formålet med fredningen er å sikre og bevare bruas arkitektur og hovedpreg.* (Lovdata, 2011).

Fredningen omfatter hele brukonstruksjonen med spenninndeling og landkar, samt bruas linjeføring som del av vegen. I brukonstruksjonen inngår pilarer, påhengte gangbaner, brukasse, kantbjelke og andre konstruktive deler og utformingsdetaljer, samt opprinnelig rekkverk, overflater og materialbruk. Fredningen omfatter ikke forhøyet hoppsett rekkverk og rekkverk mellom vegbane og fortau (Lovdata, 2011).

Fredningen gir føringer for hvilke konstruktive tiltak som kan utføres ved en rehabilitering av brukonstruksjonen.

I informasjon i BRUTUS er det oppgitt at Tromsøbrua er nr 113 i Vegvesenet sin verneplan og at Vegdirektoratet må orienteres om eventuelle tiltak på brua.

3.10 Grunnlag

3.10.1 Tidligere undersøkelser

Rapporter og målinger fra feltundersøkelser som er benyttet i denne rapporten i tillegg til informasjon fra BRUTUS er gitt Tabell 3-6 under.

Tabell 3-6: Tabellen gir oversikt over kjente inspeksjoner og målinger utført på Tromsøbrua som er benyttet i denne rapporten.

Foretak	Årstall for inspeksjon/målinger	Tittel	Referanse
Abel Engh	1991	Trinn 1 Inspeksjon	(Abel Engh, 1991)
SINTEF	1993-1995	Felt og laboratorieundersøkelser	(Jensen & Haugen, 1996)
NOTEBY	1997	Hoved og spesialinspeksjon, samt strukturanalyser	(NOTEBY, 1997)
Statens Vegvesen	2010	Befaring (Tunbet)	(Rodum, 2022)
Multiconsult	2010	Prøvetakning akse 19 og 20	(Multiconsult, 2011)
Statens Vegvesen	2014	Tromsøbrua - befaringsnotater 18-19 juni 2014	(Rodum, 2014-01)
SINTEF	2014	DCS og RF-målinger	(Rodum, 2016)
Multiconsult	2016	Spesialinspeksjon	(Multiconsult, 2016)
Statens Vegvesen	2016	RF-målinger	(Rodum, 2016)
Ingeniør Granberg	2016	Skanning av vestre viadukt. *	(Ing. Granberg, 2016).
NORCE	2021	Filming av brua med drone. **	(NORCE, 2021)
Multiconsult	2021	Spesialinspeksjon	(Multiconsult, 2022-1)
Multiconsult	2022	Spesialinspeksjon	(Multiconsult, 2022-2)
Multiconsult	2022	Spesialinspeksjon	(Multiconsult, 2022-3)
TFFK	2022	Fukt og temperaturmålinger i piler	(TFFK, 2022)

* Tegningsliste er gitt i vedlegg A

** Liste over filmer er gitt i vedlegg A

I vedlegg A er det gitt oversikt over meteorologiske forhold da undersøkelsene ble utført.

I de tilfeller feltundersøkelsene har gjort uttak av kjerneprøver, er undersøkelsene av disse rapportert i egne rapporter. Dette gjelder ikke (Jensen & Haugen, 1996) og (NOTEBY, 1997), der laboratorieundersøkelsene er inkludert i rapporten fra feltundersøkelsene. Under er en oversikt over laboratorieundersøkelser i utført i forbindelse med Tromsøbrua, og som data til denne rapporten er hentet fra:

Tabell 3-7: Tabellen angir oversikt over analyserapporter utført på Tromsøbrua som er benyttet i denne rapporten.

Foretak	Årstall analyse	Tittel	Referanse
Norsk Betong og tilslagslaboratorium (NBTL)	2010	Undersøkelser og vurdering av alkalireaksjon i borekjerner	(NBTL, 2010)
SINTEF	2015	Laboratorieundersøkelser for utborede betongkjerner	(Haugen, 2015)
SINTEF	2016	236661 KPN-ASR - Test report 3	(Lindgård, 2017)
SINTEF	2016	Rekonstruksjon av resepter	(Haugen, 2016)
SINTEF	2022	Laboratorieundersøkelser for utborede betongkjerner	(Jensen & Haugen, 2022)
SINTEF	2022	Strukturanalyse av utborede betongkjerner fra Tromsøbrua	(Haugen, 2022)
SINTEF	2023	Laboratorieundersøkelser av 20stk utborede betongkjerner	(Jensen & Haugen, 2023)
SINTEF	2023	Strukturanalyse av utborede betongkjerner	(Haugen, 2023)

3.10.2 Tegninger

I vedlegg A er det listet opp hvilke tegninger som har blitt gjort tilgjengelig for denne rapporten. Dagens utførelsesstandard for betongkonstruksjoner NS-EN 13670 (Standard Norge, 2010) har krav til hva som bør komme frem i produksjonsunderlaget. Tegningene av Tromsøbrua er mangelfulle i forhold til disse kravene. Mangelen på informasjon kan ha gitt utslag på bæreevnen til brua i forhold til hva konstruksjonen var designet for. Eksempel på informasjon som ikke kommer frem på tegningene er referansesystem for utstikking og byggeplasstoleranser.

Tegningene som er tilgjengeliggjort for oppgaven er *Arbeidstegninger* fra byggeperioden. Dagens regelverk TEK 17, § 4-1 angir at det ved *Ferdigattest* av tiltaket skal foreligge forvaltning drift og vedlikeholds dokumentasjon. For brukonstruksjoner vil dette typisk være innmåling av den konstruksjonen. For Tromsøbrua finnes ikke slik dokumentasjon.

3.10.3 Tidligere masteroppgaver

Det er i notatet (Kanstad, 2022-02) oppsummert resultatene fra 3 tidligere masteroppgaver for Tromsøbrua. Det er i tillegg skrevet 2 masteroppgaver om brua våren 2023.

Oppgavene har tatt for seg kapasiteten til brua basert på egne befaringer, og tilgjengelige inspeksjonsrapporter med kloridinnhold, registreringer av riss, og målinger av ekspansjon, skanninger og laboratorieresultater som forelå ved periodene masteroppgavene ble gjennomført.

I beregningene er det tatt utgangspunkt i Statens Vegvesen sine gjeldende håndbøker, og tidligere norsk standard, NS 3473 (Standard Norge, 2003). Alle oppgavene har kontrollert kapasitet til brua opp mot dagens klassifisering av brua som er Bk 10/50.

TFFK, har i samband med oppgavene ønsket at studentene skulle gjøre utsjekk på om det kunne være mulig å gjennomføre et eller flere av følgende 2 tiltak:

- Endre klassifiseringen til Bk 10/60,
- Utvide bredden på sykkelbanen med 0,5m. Sykkelbanen er lokalisert på den nordlige delen av brua.

Konstruksjonsdelene det er sett på er:

- Utvalgte pilarer (Hølmo & Stubberud, 2023)
- Overbygningen i seksjon B (Knudsen, 2023)
- Overbygningen i seksjon A, B, C, D og E (Aandal, et al., 2022)
- Overbygningen i seksjon A og B (Knutsdatter, 2018)
- Overbygningen i seksjon C (Sandnes & Skaug, 2017)

Masteroppgavene har beregnet kapasitet uten påvirkning fra AR, kapasitet der virkning fra AR er inkludert og kombinasjonen av påvirkning fra armeringskorrosjon og AR. I tillegg er det beregnet momentkapasitet uten påvirkning fra deformasjon med og uten AR. Momentutnyttelse uten påvirkning av deformasjon med AR er beregnet av Terje Kanstad (Kanstad, 2022-01).

Resultatene viser med hensyn på dagens klassifisering (Bk 10/50) at momentkapasiteten i overbygningen er overskredet i seksjonene A og C. Se Tabell 3-8. I skjær er kapasiteten overskredet i seksjon A.

Beregninger utført i (Hølmo & Stubberud, 2023) viser at ingen av pilarene i dag er utnyttet mer enn 79%. Hvis armerings tverrsnittene reduseres med 12,5% grunnet korrosjon, og overdekningen avskaller, vil pilarene være overutnyttet.

Konklusjonene fra rapportene med hensyn på ønskede tiltak fra TFFK er at det: *må gjøres mer nøyaktige beregninger som for eksempel inkluderer omfordeling av krefter. Det samme gjelder økning av bruklasse fra BK10/50 til BK10/60, som etter resultatene presentert her ikke anbefales.* (Aandal, et al., 2022)

Tabell 3-8: Momentutnyttelser i overbygning gjengitt fra (Kanstad, 2022-01). Seksjon feltene tilhører er satt i ()

Akse	Momentutnyttelse			
	Med AR	Uten AR	Uten deformasjon uten AR	Uten deformasjon med AR
0-16 felt (A)	1,32	1,26	1,09	1,12
6-7 felt (A)	1,07	1,05	0,92	-
17-31 felt (B)	0,93	0,80	0,66	0,77
31-32 felt (B)	0,85	0,76	0,73	-
32-33 felt (C)	0,40	0,37	0,37	-
34-35 felt (C)	1,05	1,12	0,99	-
1-16 støtte (A)	1,06	0,83	0,60	0,63
7 støtte (A)	0,92	0,76	0,6	
7 støtte kant (A)	0,46	0,46	-	-
17 støtte (B)	0,89	0,93	0,78	-
18-30 støtte (B)	1,08	1,12	0,80	0,78
31 støtte (B)	0,88	0,90	0,74	-
34 støtte (C)	0,89	0,88	0,88	-

3.10.4 Arkiv

Entreprenørens dokumenter fra byggeperioden er tilgjengelig hos PEAB Bjørn Bygg AS i Tromsø. I dette arkivet finnes blant annet rapporter fra byggeperioden og Anleggslederens dagbøker. I dagbøkene er det blant annet notert værforhold den enkelte dagen samt hva som skjedde på byggeplass den aktuelle dagen. En slik dagbok kan gi svar der det er uklarheter mellom produksjonsunderlag (tegninger) og beregninger.

Minst en av byggherrens representanter skrev også dagbok. Det er ikke helt klart om dagboken er skrevet av byggeleder eller en kontrollingeniør. Denne dagboken er funnet hos Statsarkivet i Tromsø. Dagboken beskriver prosjektet fra Byggherrens ståsted.

Dr. Ing A. Aas Jakobsen, Oslo prosjekterte betongkonstruksjonen. De har i sitt arkiv prosjekteringsdokumentene av brua.

4 Resultater fra undersøkelsene

4.1 Generelt

I figurer hvor det er angitt felt angis dette på følgende vis. Felt 0' er mellom akse 0' og 0, felt 0 er mellom akse 0 og 1, felt 1 er mellom akse 1 og akse 2 osv.

4.2 Feltundersøkelser

Dette kapitlet oppsummerer registreringer fra tilgjengelig informasjon gitt i kapittel 3.10.1.

4.2.1 Visuell registreringer

Det er utført visuell vurdering av deler eller hele bruene ved alle inspeksjonene. I oppsummeringen av visuelle registreringer benyttes følgende underlag:

- Hovedinspeksjon 2021 som er dokumentert i BRUTUS
- Spesialinspeksjon 2022 som er gitt i rapportene: (Multiconsult, 2022-1), (Multiconsult, 2022-2) og (Multiconsult, 2022-3). Heretter vil disse 3 rapportene benevnes som Spesialinspeksjon 2022.
- Dronevideoer av bruene (NORCE, 2021).

Det er i kapittel 2.3.1.1 og i (Rodum & Pedersen, 2022) pekt på fokusområder og hensikt ved visuell inspeksjon. Dette er lagt til grunn ved gjennomgang av underlaget.

Ved gjennomgang av dronevideoer er det ikke mulig å kvantifisere skader. Eksempelvis er det mulig å registrere at det er et riss i betongen, men rissvidden kan ikke rapporteres. Dermed er det heller ikke mulig å registrere skadegrad.

I spesialinspeksjonen for 2022 rapporteres det flere steder om riss. De steder der rissvidde er angitt, er dette rapportert inn i Tabell 4-1. Registreringer om bom(delaminering) er rapportert inn i oversikten i kapittel 4.2.1.1 og 4.2.1.2. De stedene dette er rapportert, stammer det fra BRUTUS og Spesialinspeksjonen 2022.

Det er i forbindelse med denne rapporten gjort en skaderegistrering ved gjennomsyn av Dronevideoer.

Bruene er filmet med drone fra vannspeilet og opp. Hele bruene er filmet, unntatt:

- Nordsiden av pilarene i akse 4 og 5
- Nordsiden av pilarene 8-17
- Pilar 43 nedenfor rigel.
- Nordsiden av bruoverbygningen fra akse 0' til akse 5.
- Nordsiden av bruoverbygningen fra akse 44 til akse 57
- Sørside av bruoverbygningen fra akse 0' til akse 12

Kvaliteten på dronefilmen er varierende. Dette fordi det enkelte steder filmes på lang avstand, og flyes raskt. Spesielt gjelder dette filmingen av overbygningen. Andre steder flys det sakte og nært inntil konstruksjonen. Flygningene er gjennomført på forskjellige dager, med forskjellige klimatiske forhold. Dette innvirker på filmene.

Enkelte steder er det busker og trær nært inntil pilarene slik at det ikke er mulig å se hele pilaren (Seksjon E). I seksjon C kommer deler av nedre pilarer i skygge av beskyttelsestrukturen, og er dermed ikke synlig på dronefilmen.

I de videre kapitler gis en oversikt over hvilke skader som er rapportert hvor.

4.2.1.1 Underbygningen

Underbygningens oppbygging er beskrevet i kapitlene 3.5.1 til 3.5.4.

Det er i oversikten vist at det er registrert krakelingsriss fra akse 6 til akse 56. Det er et tydelig skille i utbredelse av krakelering ved akse 16. Krakeleringen her er tydeligere enn i akse 15. Fra akse 16 og østover er krakelingsrissene fremtredende. Se bilde 1 i vedlegg B.

På fastlandssiden gir dronevideoen inntrykk av at pilarene i akse 42-44 har mindre utbredelse av krakelingsriss enn nabopilarene vestenfor og østenfor. Akse 42 er første akse som står på land på fastlandssiden.

Overflaten av pilarene på sørsiden er tilnærmet sandblåst. Med sandblåst menes at finstoffet i betongoverflaten er borte, og fremstår mer ru en den nordre side. På Sørsiden er det riss, men grunnet den sandblåste overflaten er de vanskelige å se. På nordsiden er rissene tydeligere. Her ses også utfellinger rundt og delvis i rissene. I toppen av pilarene er rissene tydeligere enn øvrig.

De fleste pilarene i seksjon A og E er mørke, og eller har kalkutslag i toppen. Det er i denne oppgaven antatt at mørke felter betyr at de er fuktige. Tydeligst er dette på sidene som vender mot landkarene. Henholdsvis vest for seksjon A, og østlig side for seksjon E. Kalkutslag er et tegn på at vann er blitt transportert gjennom betong (Blom, 2006). Støpeskjøtene til overbygningen er plassert over senter topp pilarer. Fukt transporteres trolig fra vegbanen ned igjennom støpeskjøt, og ut i horisontal støpeskjøt mellom overbygning/pilar. Se bildene 2 til 5 i vedlegg B.

Under øvre tverrbærer og rigel, er betongen konsekvent fuktig, og eller har kalkutfelling/fuktskjolder i aksene i seksjon B, C og D.

Ved rigel er det støpeskjøt i pilar omtrent i linje med underkant rigel, og overkant rigel. For øvre tverrbærer er støpeskjøt mellom pilar og tverrbærer lagt i linje eller like over underkant tverrbærer (anslår 10cm). Dette varierer. Det er også en støpeskjøt i overkant øvre tverrbærer. I seksjon B og D er pilarene støpt hule over rigel, se kapittel 3.5.3. Fuktighet under tverrbærer og rigel har trolig sammenheng med plassering av støpeskjøter, og fukttransport fra overbygningen. Se bildene 3 til 12 i vedlegg B.

Under drenshull i pilarer i seksjon B og D er pilaren fuktig. Fukten kommer ikke kun ut fra drenshull, men det registreres også at den transporteres ut gjennom støpeskjøten. Betongen har her fuktskjolder, og stedvis også kalkutslag. Direkte under drenerør og videre nedover har betongen blitt misfarget med en rustbrun farge. Se bilde 13. Innstøpt drenerør er trolig i metall, og misfargingen kan stamme fra en korrosjonsprosess i dette røret.

Pilarer som står i sjø, har frostskafer i tidevannssonen. Pilarer som er skjermet fra land har mindre skader. Nordlige pilarer har større skader enn sørlige. Det er en trend at jo lenger fra land en kommer, jo større er skadene. Se bildene 14 til 17 i vedlegg B.

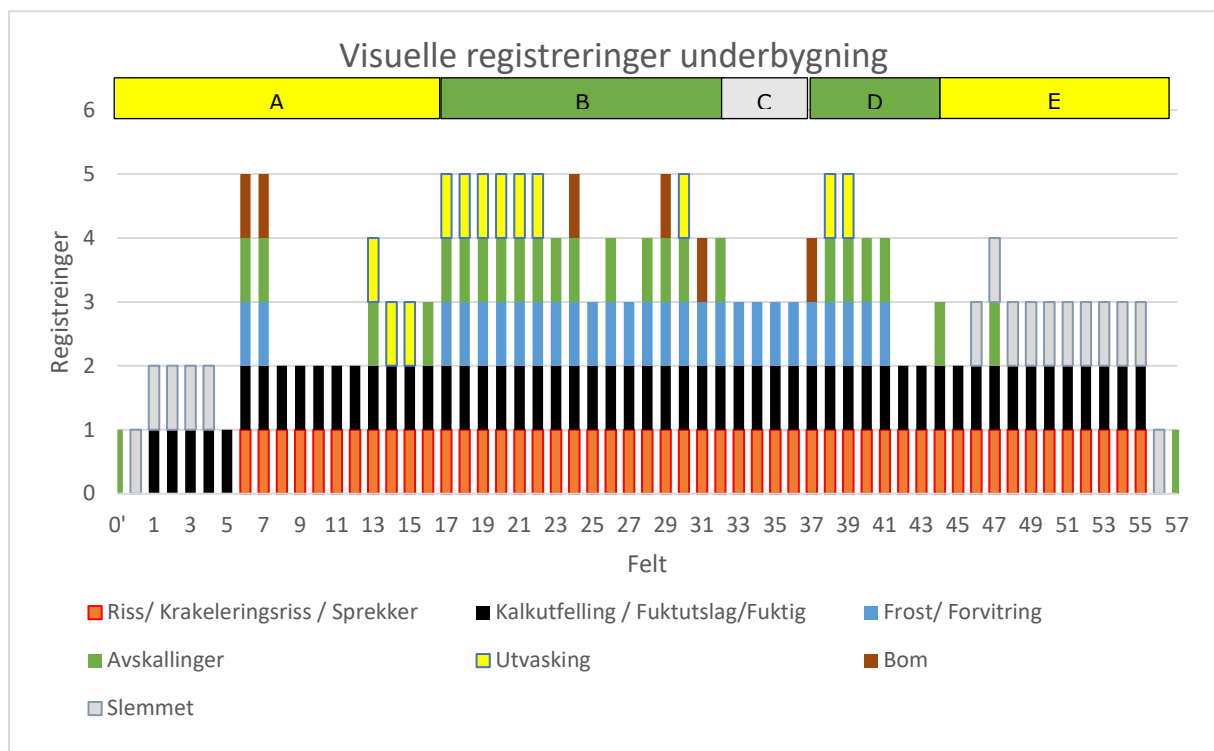
Det meldes om utvasking i flere akser under vannlinjen. Dette er sett i forbindelse med undervannsinspeksjonen som var en del av Spesialinspeksjonen 2022.

I akse 32 og akse 37 renner det vann fra fuge ned langs pilarer. Se bildene 18 til 20 i vedlegg B

Pilarene i aksene 0-4 og aksene 45 til 56 er slemmet. Enkelte er kun slemmet på deler av overflaten. Se bilde 21 i vedlegg B.

Figur 4-1 oppsummerer skaderegistreringen for underbygningen. De visuelle inspeksjonene viser at underbygningen har en rekke skader, fra, sprekker og riss i 50 av bruas 59 akser, avskallinger i hele 25 akser, frostforvitring i 26 akser og bomskader i 6 akser.

Kalkutfelling og fuktutslag som i seg selv ikke behøver å bety skader, men som etter hvert kan understøtte utvikling av skader, opptrer i hele 53 akser.



Figur 4-1: Figuren gir en oversikt over skader registrert ved visuell skaderegistrering i underbygningen. Horizontal akse angir akse langs brua, mens vertikal akse viser hvilke skader som er observert i de respektive aksene.

4.2.1.2 Bruoverbygningen

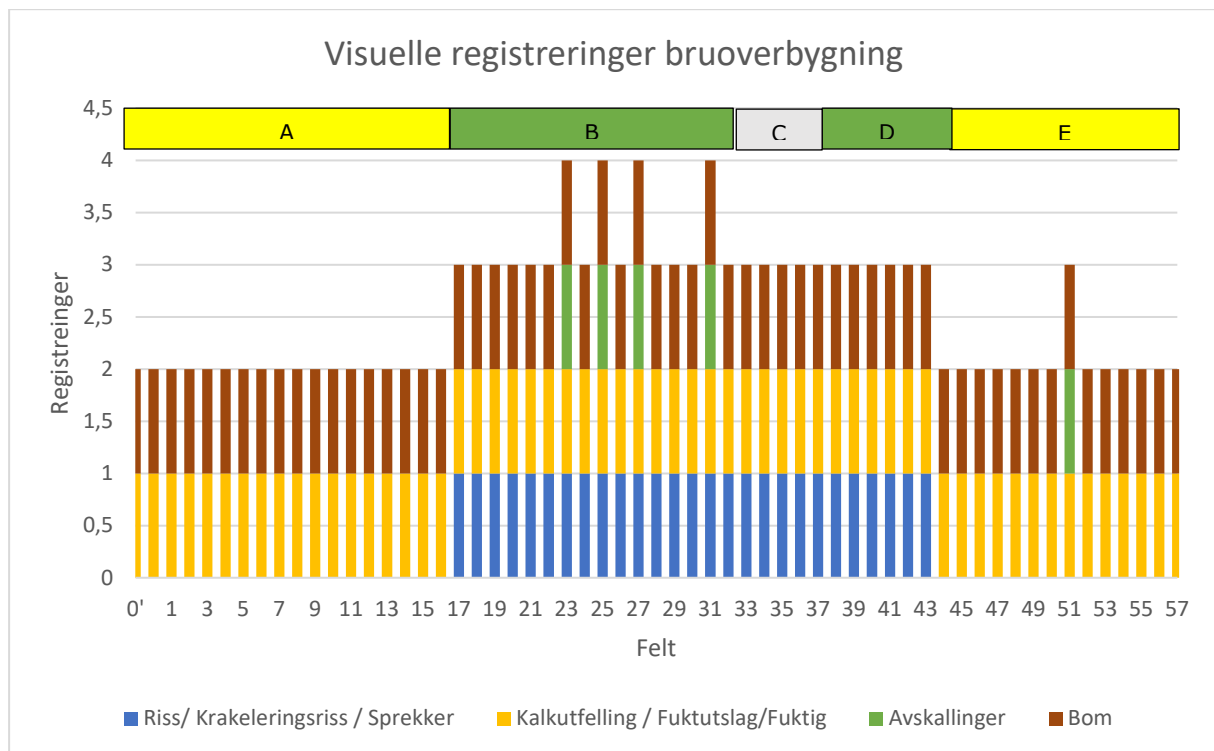
I underkant av bruoverbygningen er betongen fuktig(mørk), har fuktutslag eller har kalkutslag. Dette gjelder under hele bruene. Mest fremtredende er dette i kantbjelkene. Fuktgjennomgangen har trolig sammenheng med manglende fuktsikring av dekket (kapittel 3.8.9) og manglende dryppnese langs kantbjelker. Se bildene 22-25 i vedlegg B.

Fra BRUTUS og Spesialinspeksjonen 2022 er det rapportert om riss i bjelkene i akse 17-43. De angir også at det er bom i underkant av kantbjelkene langs hele bruas lengde. Områdene er opptil 1m² i hvert felt.

Det er i Spesialinspeksjonen 2022 rapportert om krakeleringsriss ved fugen i akse 37. Ved fuge i akse 32 rapporteres det om knusinger i betongen. Fugeåpningene i disse fugene er lukket. Det er ikke gitt informasjon om fugeåpning i felt 7.

I (Aandal, et al., 2022) rapporteres det om at åpningen i fuge 1 er større enn det den teoretisk skulle være, og ingen knusinger i betongen ble sett.

Figur 4-2 oppsummerer skaderegistreringen for bruoverbygningen. De visuelle inspeksjonene viser at bruoverbygningen har en rekke skader. I hele bruas lengde er det registrert bom, det er registrert sprekker og riss i 26 av bruas 59 akser, avskallinger i 3 akser. Kalkutfelling og fuktutslag som i seg selv ikke behøver å bety skader, men som etter hvert kan understøtte utvikling av skader, opptrer i alle bruas 59 akser.



Figur 4-2: Figuren gir en oversikt over skader registrert ved visuell skaderegistrering i bruoverbygningen. Horisontal akse angir feltene i bruoverbygningen, mens vertikal akse angir hvilke skader som er observert i de respektive feltene.

4.2.1.3 Slitelag

Det er som angitt i kapittel 4.2.1.1 og 4.2.1.2, registrert kalkutfelling og fuktutslag i underkant dekke, i hele bruens lengde. Dette er tegn på fuktgjennomgang i betongen og at fuktsikring ikke er tett.

4.2.1.4 Lager

I akse 32 har det nordre lageret utslag på 30grader. I akse 37 har begge lager utslag. Her har også selve lageret skader.

4.2.1.5 Rekkverk

BRUTUS rapporterer om at rekkverk er deformert. Bilde vedlagt i BRUTUS viser at dette gjelder ved fugen i felt 7, se bilde 27 og bilde 28 i vedlegg B. Slike skader kan være tegn på ekspansjon i brubanen, men kan også være en brøyteskade.

4.2.1.6 Vannavløp

Verken BRUTUS eller Spesialinspeksjon 2022 påpeker feil med eller at utstikket til drenerørene for kort. BRUTUS påpeker imidlertid at dryppneser mangler for kantbjelkene. Dette medfører at underkant betong på kantbjelker holdes fuktig.

4.2.2 Riss

4.2.2.1 Rissvidde

Rapportene og informasjonen fra befaringer i 1997 (NOTEBY, 1997), 2010 (Rodum, 2022), 2014 (Rodum, 2014-01), 2016 (Multiconsult, 2016) og Spesialinspeksjonen 2022 omhandler rissvidde. Rissvidde som er målt her, er rissvidden av makroriss på betongoverflaten.

Rapportene fra 1997 og 2022 kommenterer målinger av rissvidde, men det er ikke dokumentert hvor dette er målt slik at utviklingen av rissvidden kan kontrolleres. Ved Spesialinspeksjonen i 2022 er også rissmønster registrert. I flere av rapportene er det målt rissvidde, dokumentert med foto og angitt akse, men informasjon om målested med tanke på himmelretning mangler. I gjennomgang med inspektør og forfatter av rapportene, Leif Harald Fredheim, er disse stedene vurdert, og retningsangivelse er satt. Ifølge Fredheim er alle rissmålinger i MC sine rapporter utført med risslinjal.

Tabell 4-1 angir hvor det er målt rissvidde og måleresultater. Figur 4-3 og Figur 4-4 gir en grafisk fremstilling av målingene av maks målt rissvidde i de pilarene målinger er utført. Figurene viser resultater for målinger utført i perioden 2010 til 2022. Rissvidder i en konstruksjon med pågående AR vil endre seg. Figurene gir derfor ikke et nøyaktig bilde av rissviddene i konstruksjonen. Et riktig bilde ville vært hvis målingene var utført innenfor samme uke med omtrent samme temperatur. Figur 4-3 viser rissvidde under rigel. Her er pilarene massiv. Over rigel er pilarene hule, rissvidde for dette området er vist i Figur 4-4.

I Tabell 2-2 og i tabell 6.3.1-1 i HB N-V441 (Vegvesen, 2023-03) er det fastsatt skala for skadegrad (SG). Ut ifra denne skalaen er det i Figur 4-3 og Figur 4-4 definert hvilken SG brua har grunnet målt rissvidder.

Resultatene viser at rissvidden i seksjon A og E er mindre enn i øvrige seksjoner. Der det er målt rissvidde på samme pilar både på nord og sørside, er rissvidden på sørsiden størst.

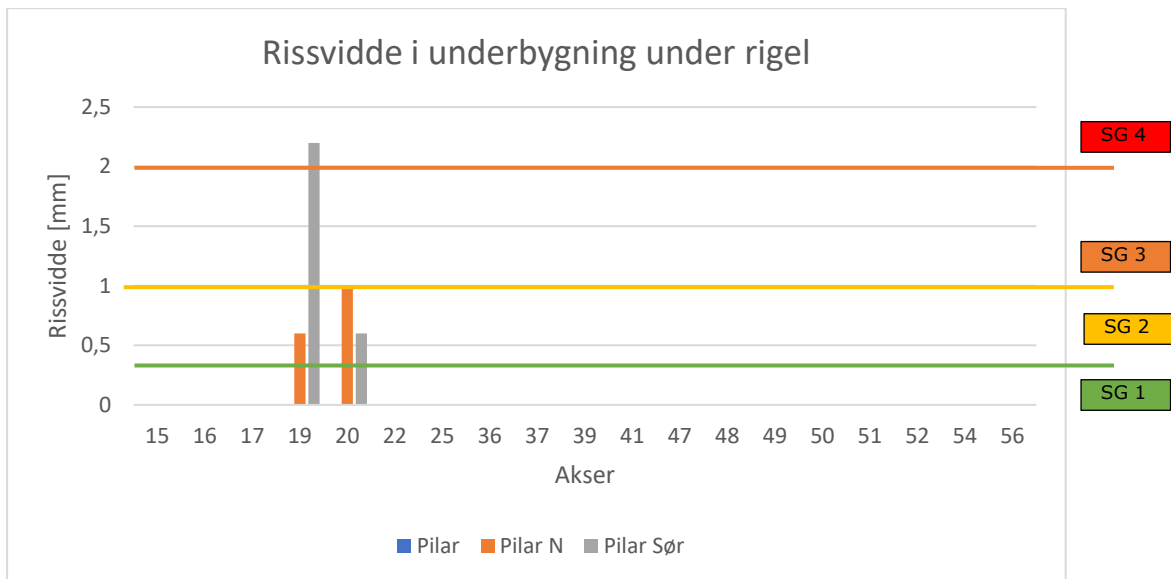
Av 28 målinger, er 15 målinger opplyst å være tatt på sørsiden av konstruksjonen, 4 på nordsiden og for resterende 9 stykker er det ikke rapportert om hvor på konstruksjonsdelen de er tatt.

Gjennomgangen viser viktigheten ved å tillegge hver måling av rissvidde bakgrunnsinformasjon. Målinger som ikke inneholder informasjon om akse, konstruksjonsdel, kote, himmelretning og temperatur er problematisk å benytte ved videre oppfølging av brua. Det er heller ikke mulig å benytte disse til å estimere ekspansjonsutvikling og hastigheten av denne.

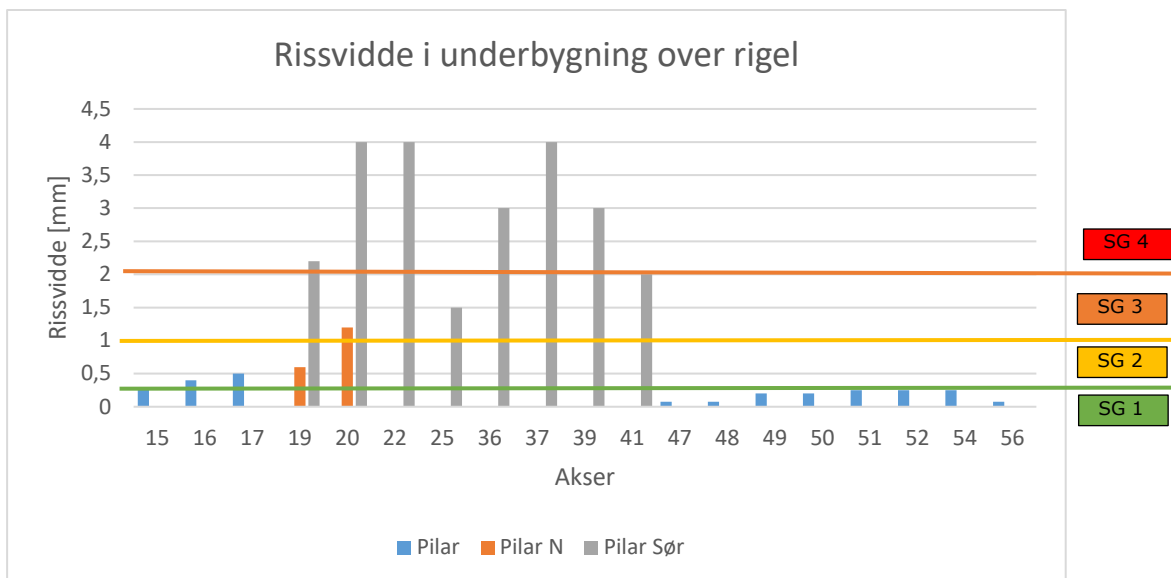
Utenom målingene i akse 16 og 17 ligger alle målingene utført for seksjon A og E innenfor SG 1 (*liten skade*). I 7 av 19 akser er rissvidden av slik størrelse at det defineres som SG 4 (*svært stor skade*). I kapittel 2.3.1.2 er det beskrevet hva akseptable rissvidder er i henhold til dagens regelverk. For slakkarmerte konstruksjoner utsatt for klorider er tillatt rissvidde 0,3 x kc.

Tabell 4-1: Tabellen angir maksimal rissvidde de steder det er målt rissvidde. I høyre kolonne angis det hvilket år rapportene som målingene er dokumentert i, er utgitt. Tillatt rissvidde for slakkarmerte konstruksjoner utsatt for klorider i henhold til dagens regelverk er 0,3xkc

Akse	Konstruksjon	Kote [m]	Kommentar	Maks målt rissvidde[mm]	Årstall
15	Pilar	Usikkert	Sørside	0,3	2022
16	Pilar	Usikkert	Sørside	0,4	2022
17	Pilar	Usikkert	Sørside	0,5	2022
17	Pilar	Usikkert	Nordside	0,4	2022
16	Pilar	+5,8	1,8m over kaidekke	0,4	2014
19	Pilar Nord	8,2	Over rigel	0,4	2011
19	Pilar Nord	4,6	Under rigel	0,6	2011
19	Pilar Sør	8,3	Over rigel	0,4	2011
19	Pilar Sør	4,5	Under rigel	2,2	2011
20	Pilar Nord	8,9	Over rigel	1,2	2011
20	Pilar Nord	4,0	Under rigel	1,0	2011
20	Pilar Sør	9,0	Over rigel	4,0	2011
20	Pilar Sør	4,5	Under rigel	0,6	2011
22	Pilar	Topp Pilar	Sørside	4,0	2022
25	Pilar	Topp Pilar	Nordside av Pilar Sør	1,5	2022
36	Pilar sør	Topp pilar	Sørside	3,0	2016
37	Pilar	Øvre del	Sør	4,0	2022
39	Pilar	Øvre del	Sør	3,0	2022
39-40	Bjelke sør	Nordside	Vertikalt riss	0,6	2022
41	Søndre Pilar	Øvre del		2,0	2022
47	Pilar	Usikkert	Sør	0,15	2010
48	Pilar	Usikkert	Nord, vertikalt riss	0,075	2010
49	Pilar	Usikkert	Sør,	0,2	2010
50	Pilar	Usikkert	Sør	0,2	2010
51	Pilar	Usikkert	Sør	0,3	2014 2016
52	Pilar	Usikkert	Sør	0,075	2010
54	Pilar	Usikkert	Sør	0,075	2010
56	Pilar	Usikkert	Sør	0,075	2010



Figur 4-3: Figuren viser maksimal rissvidde under rigel i pilarer, hvor det er målt rissvidde. Her er pilarene massive. Horisontal akse angir bruas akser. Figuren viser at etter definisjoner gitt i HB i N-V441 har alle pilarene middels skade eller mer grunnet rissvidder. I akse 19, Pilar S er det svært stor skadegrad grunnet rissvidde. Definisjon av SG er hentet fra Tabell 2-2 og N-V441 (Vegvesen, 2023-03).



Figur 4-4: Figuren viser maksimal rissvidde i underbygningen over rigel hvor det er målt rissvidde. Her er pilarene hule. Horisontal akse angir bruas akser. Figuren viser at utenom målingene i akse 16 og 17 ligger alle målingene utført for seksjon A og E innenfor SG 1 (liten skade). I 7 av 19 akser er rissvidden av slik størrelse at det defineres som SG 4 (svært stor skade). Definisjon av SG er hentet fra Tabell 2-2 og N-V441 (Vegvesen, 2023-03).

4.2.2.2 Rissindeks

Det er beregnet rissindeks (RI) på pilarene i akse 16, 19, 20 og 51, se Figur 4-5. Rissindeks gir et tall på rissomfanget i området der målingen er utført. For pilarene i akse 16 og akse 51 er det utført målinger i 2 høyder. I akse 16 er dette henholdsvis 0,8m og 1,8m over kaidekket. For akse 51 er ikke avstand over terrengnivå oppgitt. Ut ifra bilder vurderes denne å være ca 0,8m og 1,8m. Figur 4-5 viser disse målingene. Målingene i

akse 19 og 20 er utført av Multiconsult (Multiconsult, 2011), i akse 16 og 51 av Statens Vegvesen (Rodum, 2014-01). Eva Rodum, Statens Vegvesen har sammensatt målingene.

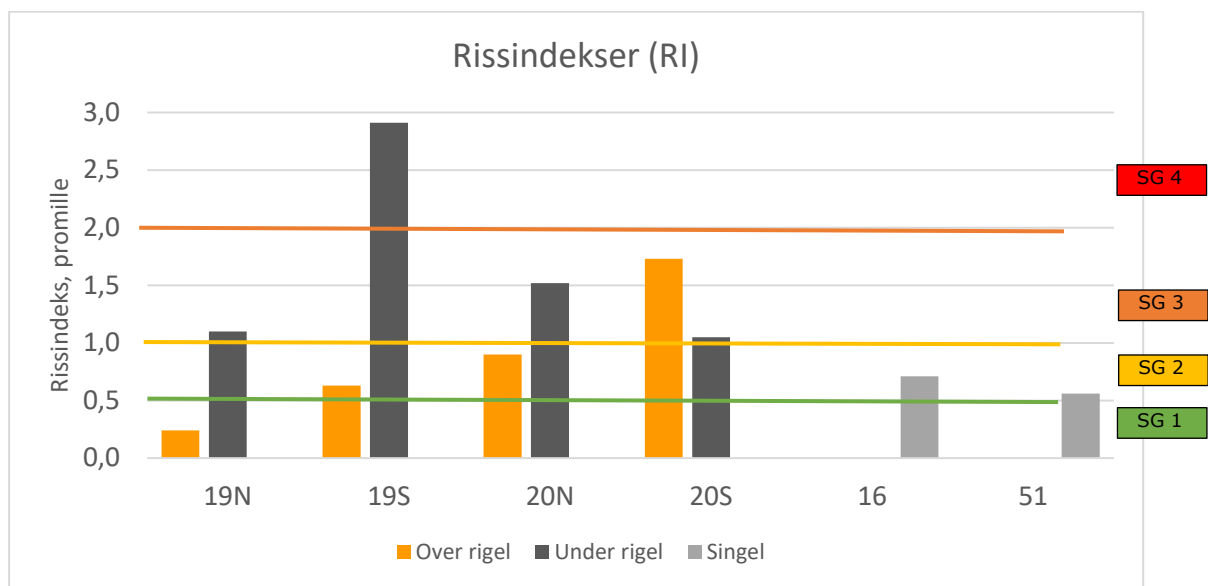
Resultatene viser at utenom Nordre pilar i akse 19, er rissomfanget innenfor det som kan beskrives som *middels skade til svært stor skade*. Størst er rissomfanget i 19 og 20. Både nordre pilarer og søndre pilarer har stort rissomfang.

I 3 av 4 pilarer der det er utført målinger av RI i massiv del av pilar, er RI større her enn i den hule delen.

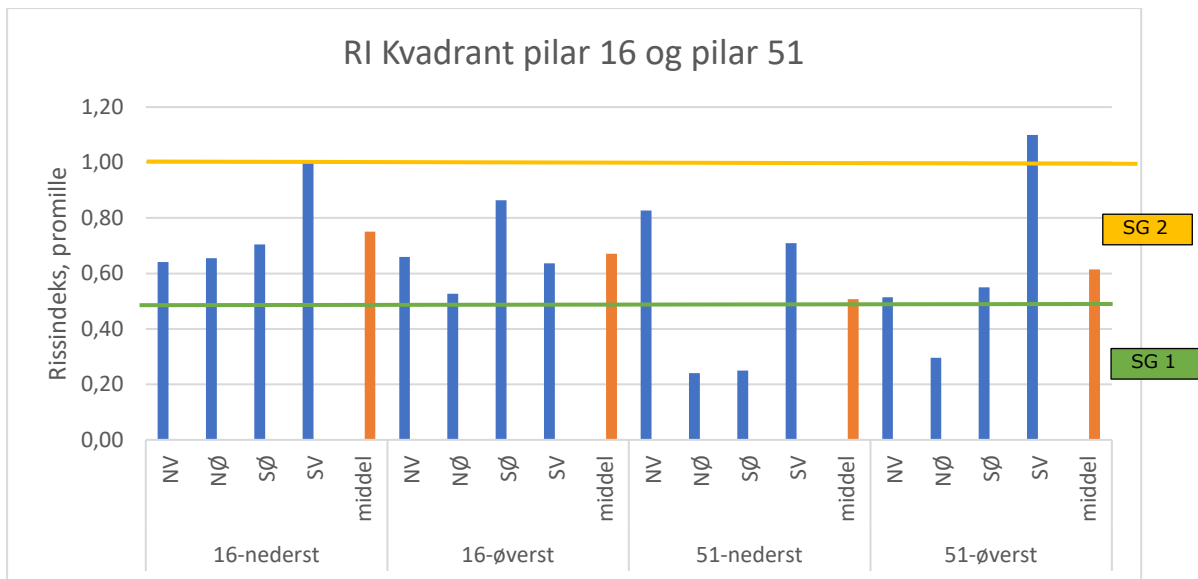
I Figur 4-6 vises rissindeksen i de forskjellige kvadrantene for akse 16 og 51. Størst rissomfang er målt i søndre del av pilarer. For akse 16 er forskjellen mellom nord og sørside mindre enn for akse 51.

Det er kun for pilaren i akse 51 det er utført målinger mer en gang, og dermed mulig å dokumentere utviklingen av rissene. I Figur 4-7 er resultater fra en systematisk måling vist. Målingene er utført med et intervall på 2år. Det er kun øvre nivå som er målt både i 2014 og 2016.

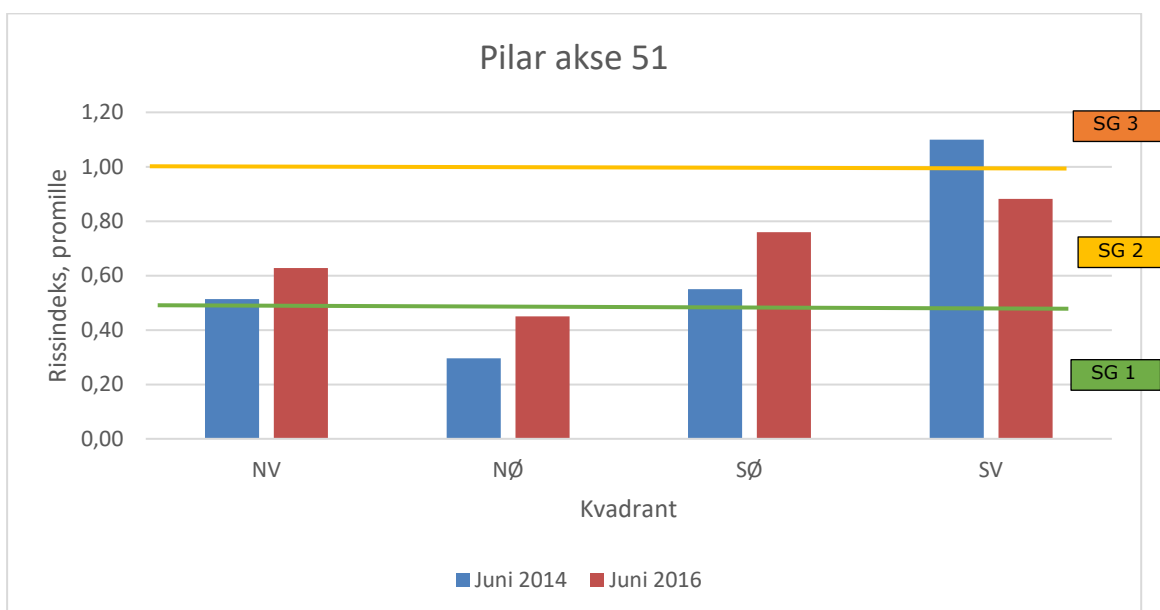
Figur 4-7 viser at det er en utvikling av riss i akse 51. Størst rissomfang er det på søndre del av pilaren. Dette samstemmer med observasjoner i fra kapittel 4.2.2.1. Totalt er pilaren fortsatt innenfor SG 2.



Figur 4-5: Figuren viser beregnet rissindeks, noe som igjen angir rissomfanget der målingen er utført. For akse 16 og 51 er middelerdi oppgitt. Singel pilar er i akser hvor det ikke er rigel. Alle målinger er her målt der pilaren er hul. Definisjon av SG er hentet fra Tabell 2-2 og N-V441 (Vegvesen, 2023-03).



Figur 4-6: Figuren viser rissindeksen i de forskjellige kvadrantene rundt pilaren. Definisjon av SG er hentet fra Tabell 2-2 og N-V441 (Vegvesen, 2023-03). Størst RI er sett i sørvestre del av pilarene.



Figur 4-7: Figuren viser rissutviklingen og at det pågår en rissutvikling i pilaren i akse 51. Kun verdier fra øvre måling er vist her. Definisjon av SG er hentet fra Tabell 2-2 og N-V441 (Vegvesen, 2023-03).

4.2.3 Relativ fuktighet (RF)

4.2.3.1 Enkeltmålinger

Det er utført enkeltmålinger av RF i enkelte pilarer i felt. I 2014 ble det utført målinger av pilarene 16 og 51. I 2016 ble det utført nye målinger av Statens Vegvesen, da ble også pilaren i akse 15 inkludert. Plasseringene av målerne gitt i (Rodum, 2014-01).

Det er benyttet HUMIGUARD RF-sensor for målingene. Målingene er utført 5cm og 15cm inn i tverrsnittet. På pilarene 16 og 51 er dette utført både på nordsiden og sørsiden av

pilaren, mens det kun er utført på sørsiden av pilaren i akse 15. Tabell 4-2 angir omtrentlig plassering av RF-rørene over bakken, og over LAT.

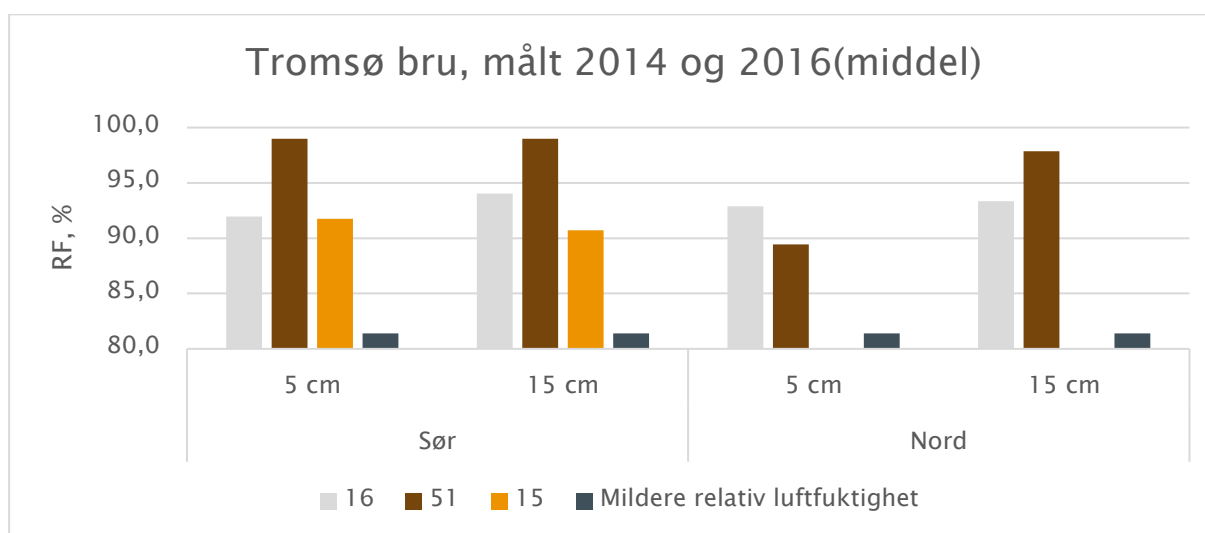
Tabell 4-2: Tabellen angir høyde av RF-rør over kai/terreng. Kote i forhold til LAT er satt i ().

Akse	Sør	Nord
15	1,75 (+5,9)	-
16	2,0 (+6,2)	2,0 (+6,2)
51	Ca 1,5 (+10)	Ca 1,5 (+10)

Tabell 4-3: Viser temperatur, nedbør og midlere relativ luftfuktighet de døgnene det er utført målinger av RF. Verdier er hentet fra www.seklima.met.no. Stasjon benyttet er SN90450.

Dato	Temperatur grader Celsius			Nedbør [mm]	Midlere relativ luftfuktighet [%]
	Døgnmiddel	Høyeste	Laveste		
11.09.2014	11,1	14,1	9	8,7	83
13.11.2014	-3,5	-2,2	-5,8	1,6	77
19.06.2016	6,5	8,3	5,1	5,7	83
20.09.2016	10,3	13,9	8,9	0,1	88
23.09.2016	10,9	15,6	6,3	0	76

Resultatene for målingene av RF er sammenstilt av Eva Rodum, Statens Vegvesen (Rodum, 2016). Figur 4-8 viser at middelerdi for RF for alle pilarene er over 88% i alle tilfeller. Målingene er langt høyere enn midlere relativ luftfuktighet. Pilarene i akse 15 og 16 står med nedre del i sjø, mens pilar 51 står på land. Høyest fuktighet er målt på sørlig side av pilar 51 (99%). På nordsiden er det målt omtrent lik fuktighet i 5cm(92,9%) og 15cm(93,4%) inn i tverrsnittet for pilar 16, mens det er nesten 10% forskjell i målingene inn i tverrsnittet for akse 51.

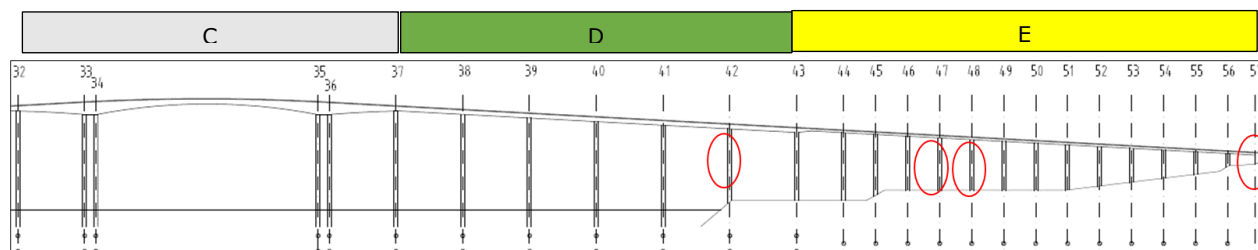


Figur 4-8: Figuren viser middelerdi fra målingene av RF. Midlere relativ luftfuktighet er hentet fra målestasjon SN90450. Midlere relativ luftfuktighet er målt i luft.

4.2.3.2 Kontinuerlig logging

I forbindelse med MESLA-prosjektet ble det den 23.05.2022 satt ut fem fuktsensorer på fastlandssiden av Tromsøbrua. Målingene ble utført i perioden 23.05.2022 til 06.11.2022 og utført av Troms og Finnmark Fylkeskommune.

Fire av sensorene ble montert i borehull inne i de hule pilarene 5-7m over bakkenivå, mens den femte ble plassert i friluft. Figur 4-9 viser i hvilke akser sensorene er plassert i, mens Tabell 4-4 angir informasjon om konstruksjonsdelen.



Figur 4-9: Figuren viser plassering av målerne.

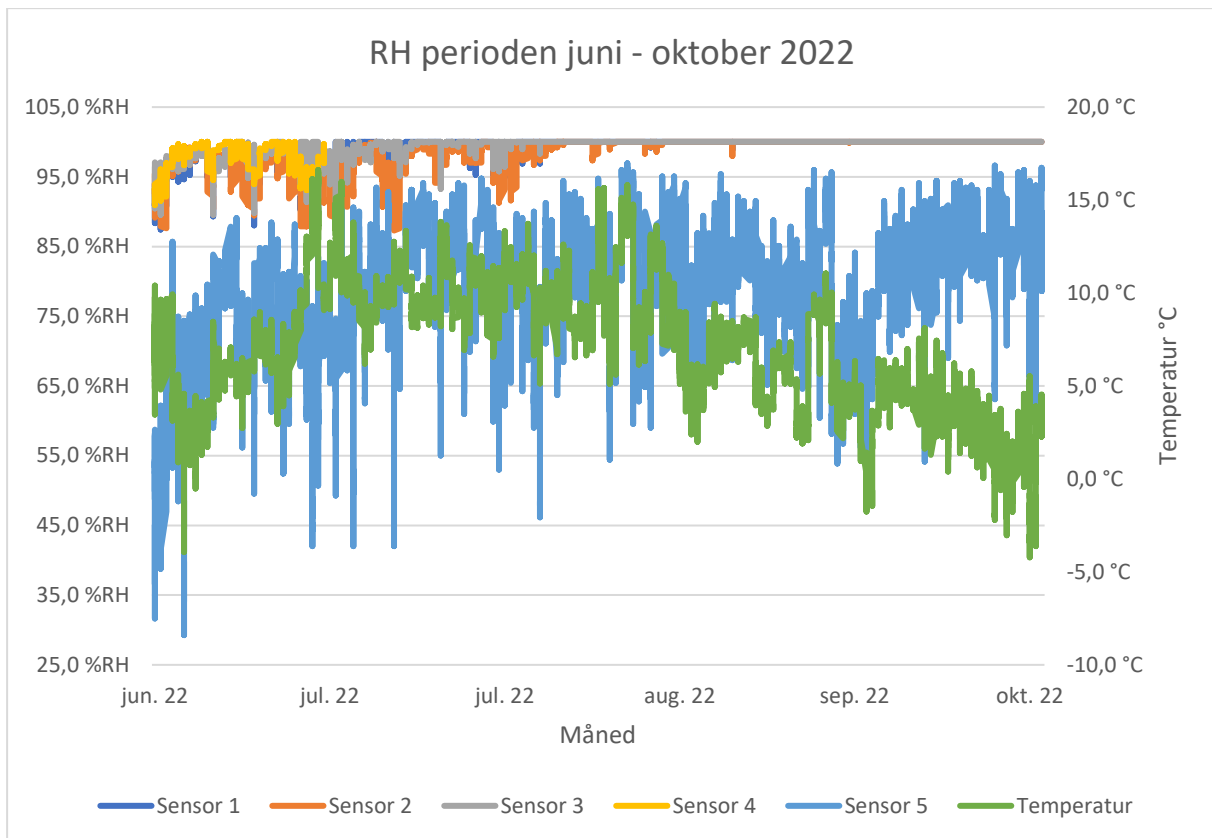
Tabell 4-4: Tabellen angir hvor informasjon om hvor målerne er plassert.

Sensor	Akse	Konstruksjonsdel	Info
1	48	Pilar	Montert i pilar i hul del hvor drenshull er støpt igjen. Se kapittel 3.5.2
2	47	Pilar	Montert i pilar i hul del hvor drenshull er støpt igjen. Se kapittel 3.5.2
3	42	Pilar sør	Montert inne i hul del av pilar
4	42	Pilar Nord	Montert inne i hul del av pilar
5	57	Landkar	Montert i friluft. Denne måler temperatur og RF i luften.

Tabell 4-5: Tabellen viser middeltemperaturen for perioden juni - november 2022. Målestasjon er SN90450 Tromsø.

Periode	Middeltemperatur i luft [°C]
Juni 2022	11,2
Juli 2022	13,2
August 2022	12,1
September 2022	8
Oktober 2022	4

Figur 4-10 viser resultatene fra målingene. Sensor 4 begynte omtrent fra 16.07.2022 å vise data som var urealistiske, målinger fra denne er derfor kun inkludert for perioden juni måned. Resultatene viser at nivået for RF-sensorer inne i pilarene i perioden juni 2022 til midten av august 2022 ligger mellom 85%-100%. Den resterende tiden av måleperioden er RF 100%. Det er ingen forskjell i RF mellom sensorene som er montert i hule pilarer med drenshull, og sensorene som er plassert i pilarer uten drenshull. Det er stor forskjell på sensoren som står i friluft (sensor 5) og de øvrige sensorene.



Figur 4-10: Figuren viser RF i perioden juni 2022 og ut oktober 2022. Figuren viser at sensorer inne i pilarer ligger over 85% RF i hele perioden, og på 100% fra midten av august til ut oktober. Det er ingen forskjell i resultater mellom målere i pilarer med og uten drenshull.

4.2.3.3 Fuktighet ved uttak kjerner

Ved uttak av kjerner i pilarene i akse 19 og 20 i 2011 (Multiconsult, 2011) ble følgende registrert om overflaten inne i pilarene: I akse 19N og 20S er overflaten tørr og uten fuktdråper på betongoverflaten, mens i pilarene 19S og 20N ble det påvist dråper på betongoverflatene.

4.2.4 Ekspansjoner

4.2.4.1 Fuger

Det er utført målinger av fugeåpninger. Målingene er utført i 2022, og er utført av ansatte i Troms og Finnmark Fylkeskommune og studenter ved NTNU. Målingene ble foretatt for å kartlegge hvordan AR påvirker de tre brudelene som var planlagt å være uavhengig av hverandre. Fuge 1 er fuge i felt 7, Fuge 2 er fuge i akse 32 og fuge 3 er fuge i akse 37. Ved målingene ble temperatur og fugeåpning notert.

På tegning 332.96b (fuge 1) og 332.103d (fuge 2 og 3) er det angitt hva fugeåpning ved installasjon skulle være. I forbindelse med Masteroppgave (Aandal, et al., 2022) ble det sett i Dr. Ing A. Aas Jakobsen i sine arkiver, og her ble det funnet andre formler for fugeåpningene enn de som er angitt på tegninger. I Tabell 4-6 under er formlene fra tegning benyttet for å estimere hva fugeåpningen burde vært, samt verdier fra (Aandal, et al., 2022).

Det er stor forskjell i formlene for fuge 2 og 3 i forhold til det som er angitt på tegning og det som er angitt i beregninger funnet i arkiv. Hva som er riktig, er usikkert. Det er

normalt at utførelse på byggeplass følger det som er angitt på gjeldende tegninger. Det kan imidlertid være at det er kommet andre beskjeder fra de prosjekterende (Dr. Ing A. Aas Jakobsen) underveis i utførelse som har overstyrt kravene angitt på tegning. Dette kan i så fall være nedskrevet i Entreprenørens dagbok.

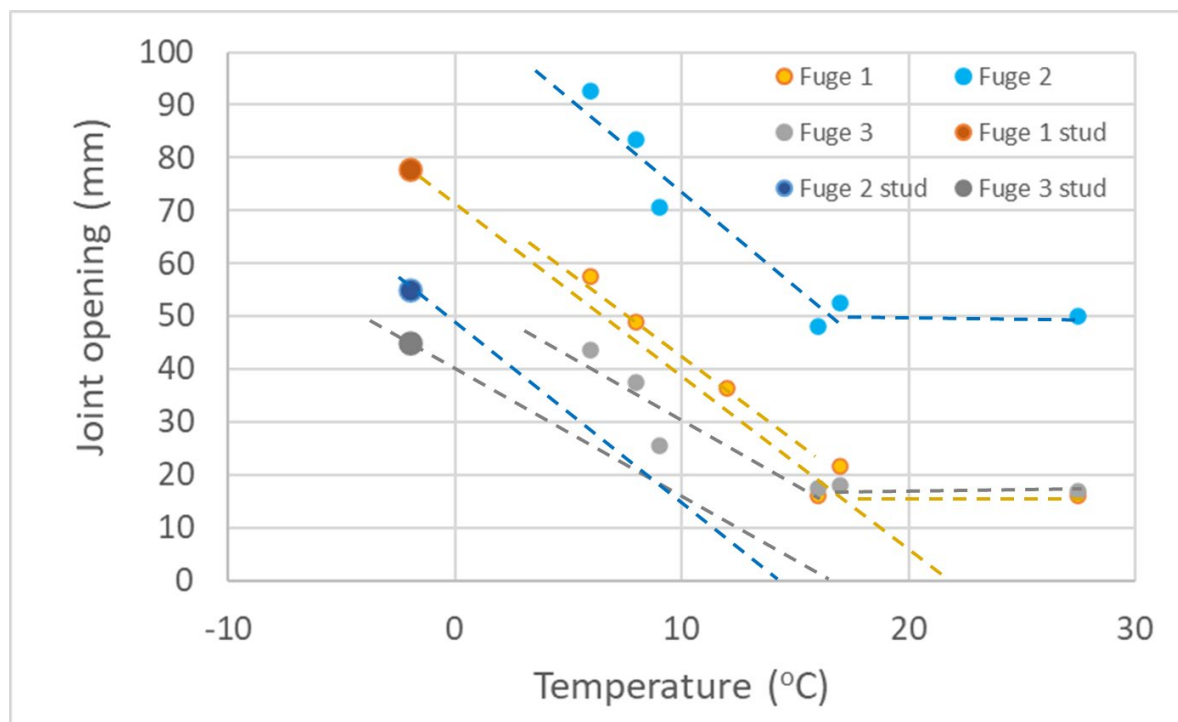
Tabell 4-6: Tabell under viser måledata fra 2 og 3mai 2022. Gjennomført i forbindelse med Masteroppgave (Aandal, et al., 2022). * er hentet fra (Aandal, et al., 2022)

Fuge	Temp(T)	Målt åpning	Formel fra tegning	Arkiv Dr. Ing A. Aas Jakobsen*
1	-2[°C]	85mm	$73-2,4*T=78\text{mm}$	$73-2,4*T=78\text{mm}$
2	-2[°C]	55mm	$77-3,06*T=83\text{mm}$	$119-4,71*T=128\text{mm}$
3	-2[°C]	45mm	$77-3,06*T=83\text{mm}$	$119-4,71*T=128\text{mm}$

For fugene er det utført flere målinger. Det er dermed mulig å estimere når fugene lukkes. I Figur 4-11 under ses resultater fra målingene, og her har Terje Kanstad (Kanstad, 2022-01) beregnet når fugene lukkes.

Ut ifra figuren kan det se ut som at alle fugene lukker seg samtidig ved 17°C siden linjene krysser ved denne temperaturen.

Beregninger utført av Terje Kanstad viser at 10°C temperaturøkning gir omtrent 100mm ekspansjon på 1km bru. I virkeligheten blir ikke ekspansjonen så stor siden en del av ekspansjonen holdes tilbake av skjær-krefter og momenter fra søylene. (Kanstad, 2022-01)



Figur 4-11: Figuren viser fugeåpning som funksjon av temperatur. (Kanstad, 2022-01). Det ses at linjene krysses ved ca 17°C, noe som betyr at fugene lukkes ved ca 17°C.

Ut ifra målinger av fugeåpning, temperatur ved måling og estimering av når fugene lukkes ses det at AR har hatt påvirkning på brudelene. Uavhengig av hvilke formler som benyttes, ses det at fugene fortsatt skulle hatt fugeåpning ved 17°C. Ved temperaturen

omtrent 25°C ville fugene 2 og 3 blitt lukket uavhengig av hvilke formler som benyttes hvis konstruksjonen ikke hadde hatt AR. Dette så fremst fugene faktisk ble installert slik de enten er angitt på tegning, eller fra beregninger.

4.2.4.2 Skanning av vestre del av brukonstruksjonen

Det ble i perioden 2.11.2016 til 18.11.2016 utført en 3D-skanning av pilarene på den vestlige viadukten, akse 0 til akse 34. Dette ble utført i samband med *hovedinspeksjon* i 2016, og skanningen ble utført av firmaet Ing. Granberg AS (Ing. Granberg, 2016). Resultatene fra målingene er satt sammen av Eva Rodum, Statens Vegvesen. Målingen er fremstilt grafisk i Figur 4-12 og Figur 4-13.

I vedlegg A vises temperaturforholdene ved målingene, og hvilken dag 3D-skanningen ble utført for de enkelte pilarene. Det er ikke oppgitt når på døgnet målingene er utført. I denne perioden er det begrenset dagslys i Tromsø. I bakgrunn av dette antas det at målingene er utført i normal arbeidstid, altså 08.00 til 16.00. Temperaturen sammen med lokale fuktforhold, og materialsammensetningen til betongen kan ha gitt utslag på innmålingene. Det er ikke sett på hva dette kan si for målingene.

I akse 33 ble 3D-skanningen av nordre og søndre pilar utført på 2 forskjellige dager. Variasjonen i døgnmiddeltemperatur er her $5,4 - (-2,9) = 8,3^{\circ}\text{C}$. Ut i opplysninger om temperaturutvidelsen til brubanen gitt i (Kanstad, 2022-01), kan dette ha utslag for måleresultatene.

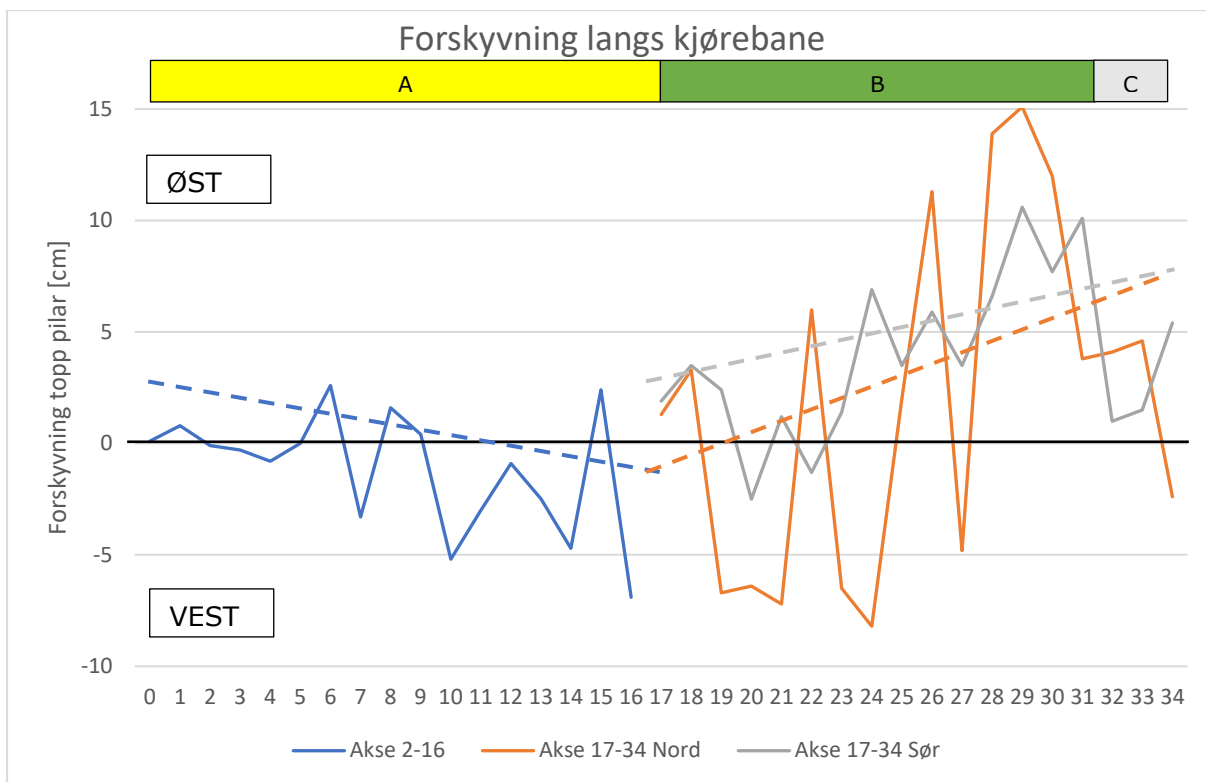
Det er ikke utført målinger av loddavvik tidligere. Det er dermed ikke kjent hva som er byggeplassavvik, og hva som skyldes ekspansjoner grunnet AR. Se også kapittel 3.10.2. Det er forventet at pilarene har en hvis byggeplasstoleranse, selv om NS 427, §14 (Den Norske Ingeniørforening, 1939) beskriver at tegningene skal følges nøyaktig.

Målingene viser at forskyvningen varierer med hensyn på bruseksjoner, og for pilarer på nordsiden og sørsiden.

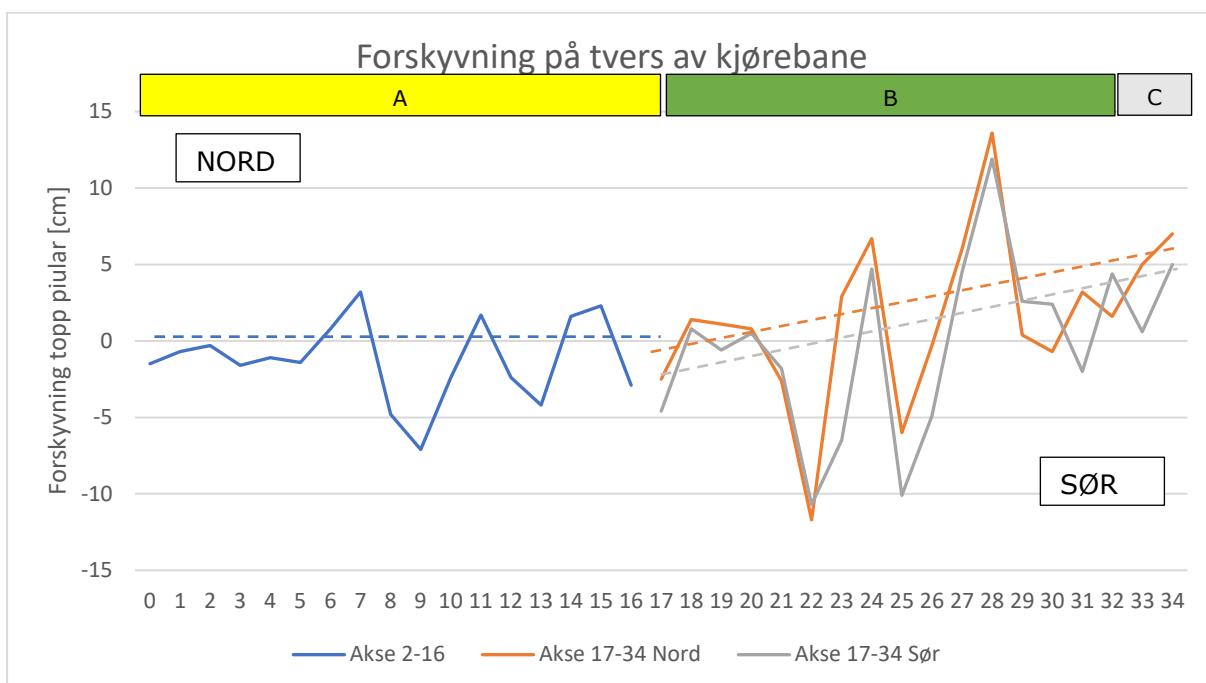
I lengderetning av seksjon A er det svært små loddavvik frem til akse 5. Disse pilarene er imidlertid relativt korte, og det er en fuge i felt 7. Etter dette kan det se ut som det er en trend (blå linje) at pilarene har forskjøvet seg mot vest. Fra akse 17 kan det for den sørlige delen se ut som det er en trend (grå linje) at pilarene har forskjøvet seg mot øst. For den nordlige delen (oransje linje) er ikke dette så tydelig. Ut ifra at endene på brua forskyver seg henholdsvis mot øst og vest kan det tolkes at det har vært en ekspansjon i brubanen.

For begge seksjonene er det for tverretningen en trend at forskyvningen går mot nord. Det er påfallende at dette samstemmer med dominerende vindretning. Årsaken kan dermed være at deler av forskyvningene i tverretningen er grunnet byggeplassavvik under utførelse grunnet kraftig vind før støp.

I bakgrunn av skanningen, ble det i masteroppgavene (Sandnes & Skaug, 2017) , (Knutsdatter, 2018), og (Aandal, et al., 2022) lagt til grunn at bruoverbygningen har en ekspansjon på 0,5‰. Dette ble gjort i samråd med Terje Kanstad og Hans Stemland.



Figur 4-12: Figuren viser forskyvning langs kjørebanen. Fra akse 7- akse 24 er forskyvningene mot vest. Fra akse 24 – akse 34 er forskyvningene mot øst. Ut ifra dette kan det tolkes at det forgår en ekspansjon i bruoverbygningen. Byggepllassavvik er ikke kjent.



Figur 4-13: Figuren viser forskyvning på tvers av kjørebanen. De største forskyvningene er mot nord. Dette sammenfaller med dominerende vindretning. Byggepllassavvik er ikke kjent.

4.2.4.3 Nivellering av østre del av brukonstruksjonen

Det ble 24.04.2023 utført en nivelleringsmåling av pilarene i akse 43 til 47. Hensikten var å finne plasseringen av topp pilar i forhold til loddlinjen av senter pilar.

Målingene ble utført av studentene Simen Hølmo og Anton Karl Stubberud i forbindelse med deres masteroppgave om Tromsøbrua. Troms og Finnmark Fylkeskommune bidro med tilkomstutstyr for målingen. Utførelse av målingen, og kommentering av resultatene er også forklart i (Hølmo & Stubberud, 2023).

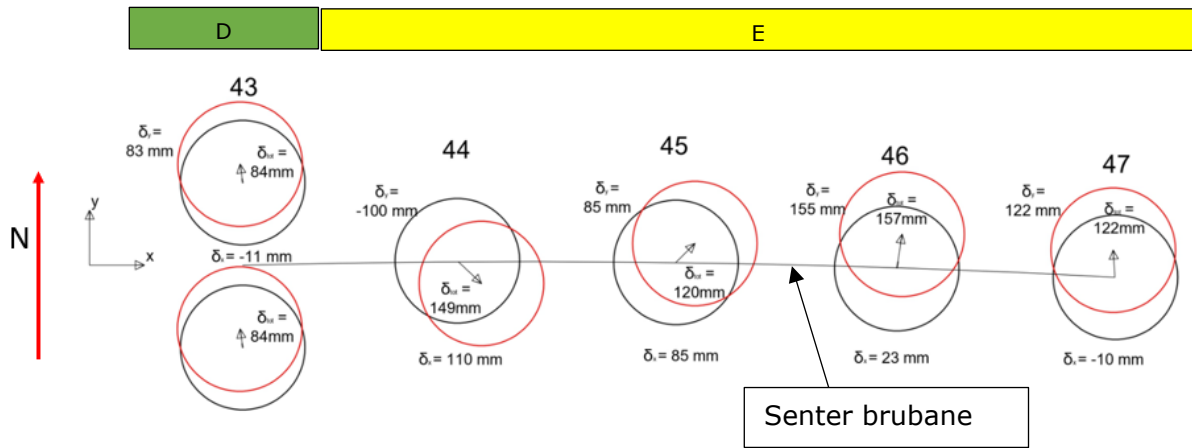
Målingene ble utført med roterende laser, og mottaker. Det ble tatt en måling ved bunnen av pilaren, og en måling 2/3 opp på pilaren. Forskyvning i toppen ble beregnet ved å ekstrapolere ved input fra de 2 målingene. Målingene ble utført langs kjørebane, og normalt på kjørebanen. Målingene er vist grafisk i Figur 4-14.

Som for pilarene i seksjon A og B er ikke byggeplassavvik dokumentert, og det er dermed ikke kjent hvor mye av loddavviket i topp pilar som er ekspansjon grunnet AR.

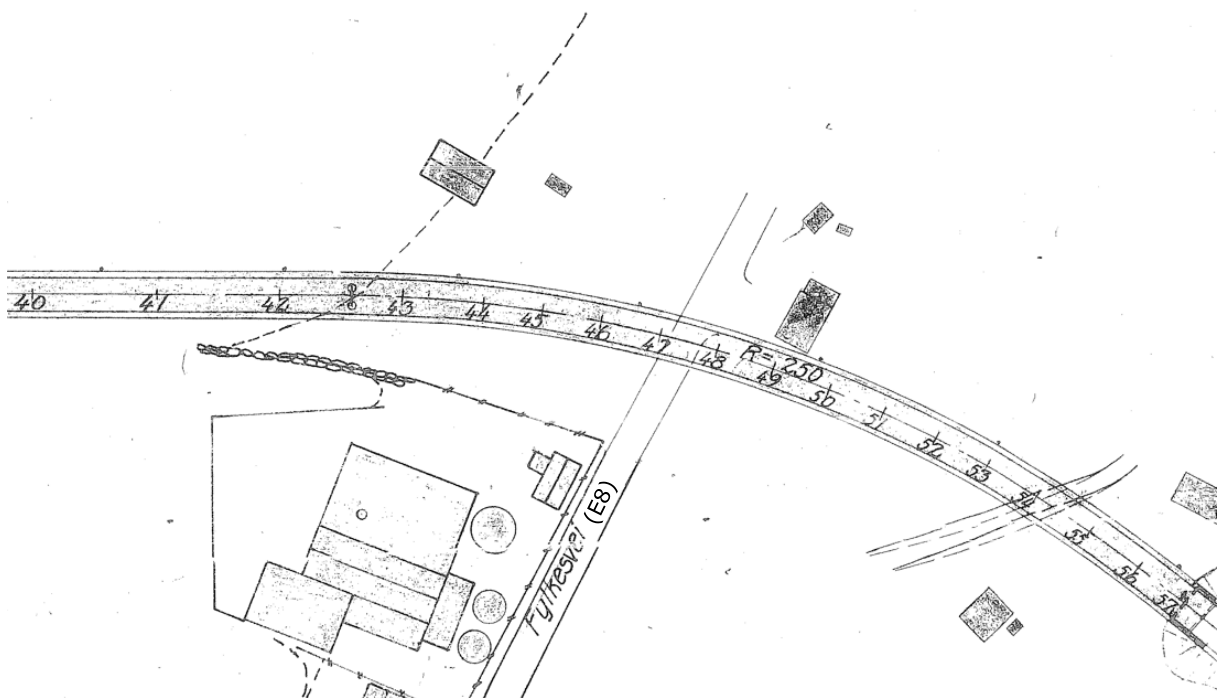
Det er benyttet forskjellig utstyr i forhold til hva som ble benyttet for vestre viadukt, og målenøyaktigheten til de 2 måleutstyrene er ikke kjent. Forskjellen i målenøyaktighet mellom de to måle metodene er heller ikke kjent. Likevel, størrelsen på forskyvningene for topp pilarer i aksene 43-47 synes å ligge i samme område, men dog noe mindre langs kjørebanen enn for vestre viadukt. For vestre viadukt er maksimal måling langs kjørebanen målt til 15cm, for østre viadukt her målingene noe mindre (10cm). På tvers av kjørebanen er det målt 15cm forskyvning både for vestre og østre viadukt.

Målingene er gjort i et område der bruoverbygningen har en kurvatur med radius på 250m i horisontalretningen, se Figur 4-15. Avstanden mellom pilarene i bruas lengderetning er her 11,5m. I tverretningen viser målingene at 5 av seks pilarer har forskjøvet seg mot nord i forhold til loddlinjen. I lengderetningen har 3 pilarer tilsynelatende forskjøvet seg østover og 3 mot vest i forhold til loddlinjen. Ut ifra forskyvningene av pilarene i tverretningen, kan det se ut til at pilarene skyver seg ut av kurvaturen(nordover). Det ble i Spesialinspeksjon 2022 rapportert om at fugene er lukket (kapittel 4.2.1.2), og at fugene lukkes helt ved ca 17°C (kapittel 4.2.4.1).

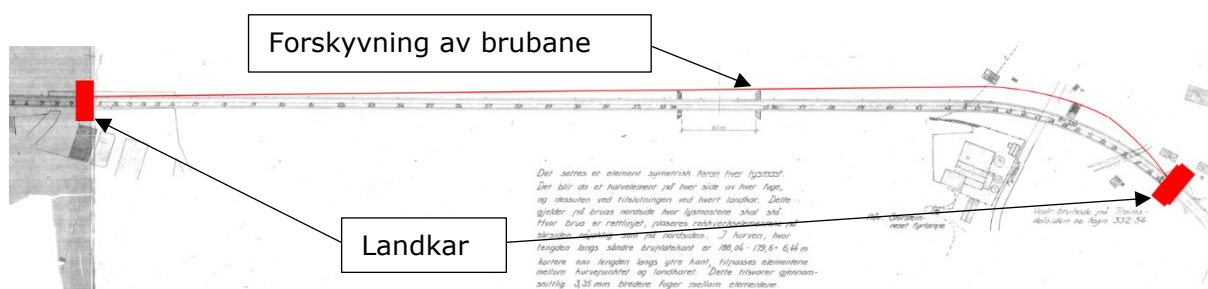
En hypotese for at brua skyver seg ut av kurvaturen kan derfor være begrenset utvidelsesmulighet med hensyn på temperatur. Dette er også beskrevet i (Hølmo & Stubberud, 2023) og vist i Figur 4-16. Denne figuren viser også at dette kan være en medvirkende årsak til at det er en trend at pilarene i akse 18-34 er forskjøvet mot nord. I Figur 4-16 er forskyvningen tegnet som rød strek.



Figur 4-14: Figuren viser resultater fra målingene. Figur er hentet fra (Hølmo & Stubberud, 2023). Nord i henhold til definisjon i kapittel 3.4.3. Sorte ringer viser plassering av loddrett pilar, mens rød ring viser forskyvning.



Figur 4-15: Figuren viser utklipp fra tegning 332-102. Figuren viser at nivelleringen er tatt i et område der bruoverbygningen har horisontal radius på $R=250\text{m}$. Senteravstanden mellom pilarene i bruas lengderetning er $11,5\text{m}$.



Figur 4-16: I kapittel 4.2.4.1 er det vist at alle fugene lukkes ved 17°C. Brubanen vil da forskyves ut i radien. Forskyvning er vist som rød strek.

4.2.4.4 DEMEC

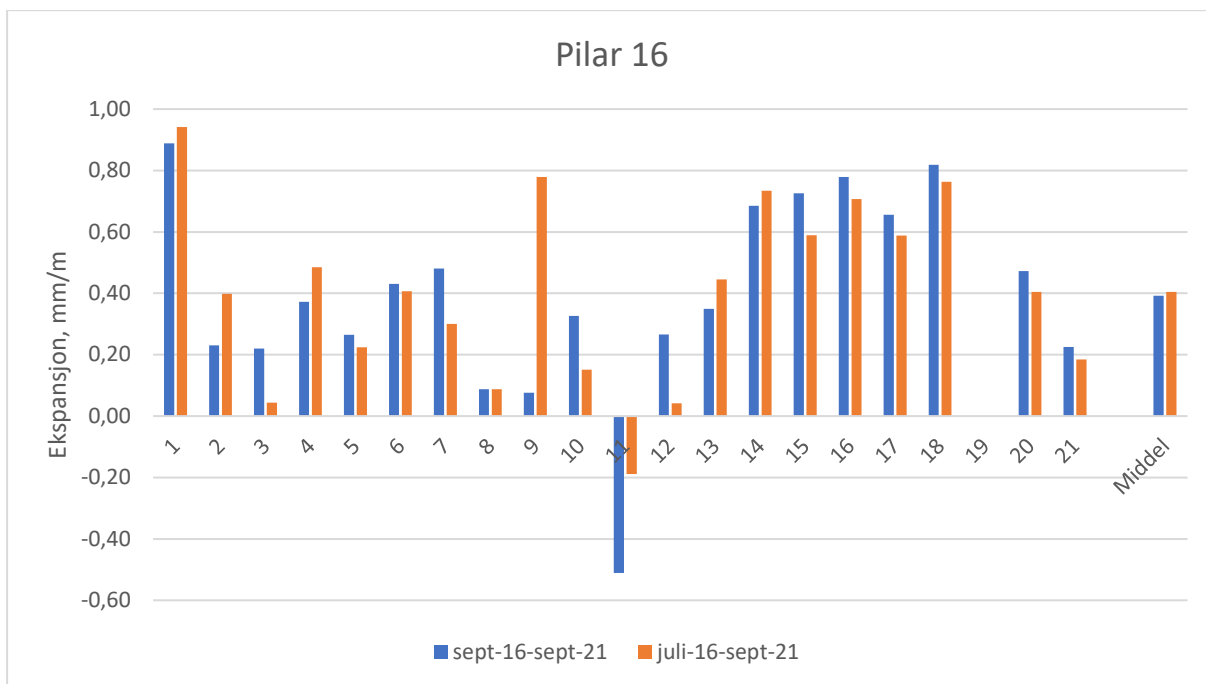
Det er montert DEMEC-bolter for måling av ekspansjon i pilarene 16 og 51. Boltene ble installert 18 og 19 juni 2014 av Statens Vegvesen. Det er også Statens Vegvesen som har utført målingene. Eva Rodum, Statens Vegvesen har bearbeidet dataene og utarbeidet figurene (Rodum, 2016).

Resultater fra målinger er gitt i Figur 4-17 (pilar 16) og Figur 4-18 (pilar 51). Resultatene viser at ekspansjonsutviklingen i de to pilarene er ulik. I akse 51 er utviklingen svært liten, mens det i akse 16 er en større utvikling. Akse 16 er ytterste pilar på kaien. Nedre del av pilaren står i sjø, men ligger i le av dominerende vindretning i sørvest grunnet bebyggelse. Akse 51 står på land, med løsmasser rundt nedre delen av pilaren, omtrent 80m fra tidevannsonen. Grunnvannstanden i området er ikke kjent, men ut ifra tegning 332.57c er underkant fundament omtrent 2m under terrengnivå. Pilaren er ikke skjermet av bygningsmasse for dominerende vindretning.

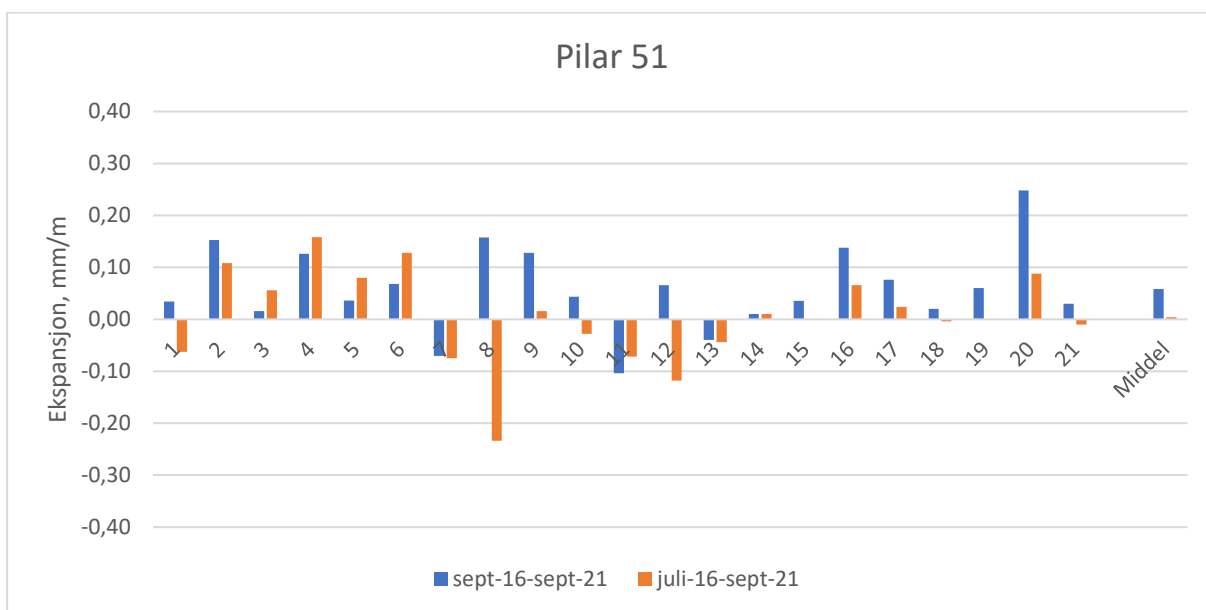
Eksposeringen av fukt er ulik, men ikke veldig forskjellig. Figur 4-8 viser i tillegg at RF på sørside er høyere i pilar 51 enn i pilar 16. Ut ifra målingene, eksponeringsforhold og målinger av RF vurderes det at pilaren i akse 16 må inneholde større andel reaktivt tilslag enn pilaren i akse 51. Dette siden ekspansjonen er større. Dette underbygges med Figur 3-18 der det ses at pilar i akse 16 over kai er støpt etter at det ble besluttet å hente tilslag fra Alta. Den petrografiske analysen (kapittel 4.3.2) (Haugen, 2016) underbygger også dette.

Tabell 4-7: Tabellen gir en oversikt over når det er utført målinger, temperatur og om det var overskyet eller sol.

Dato	Vær	Temperatur ved måling [°C]
14.06.2016	Overskyet	9
19.07.2016	Overskyet	12
23.09.2016	Sol	9
06.09.2021	Overskyet	10



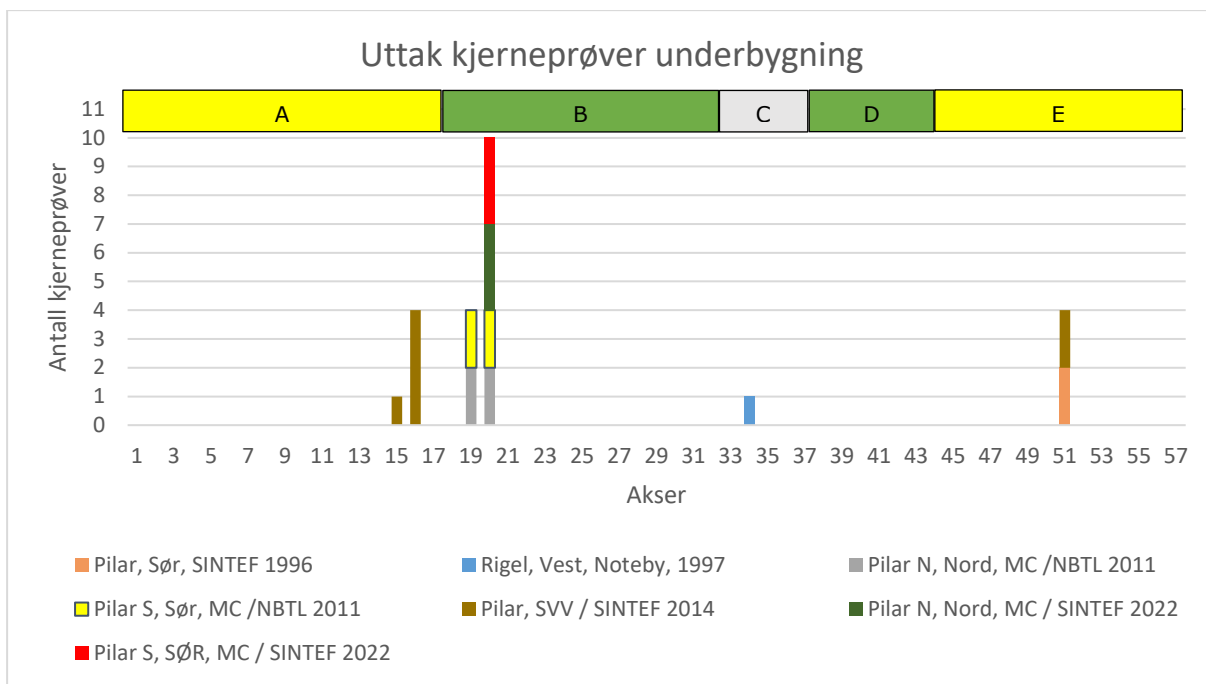
Figur 4-17: Figuren viser utviklingen av ekspansjon i pilar 16 fra 2016 til 2021.



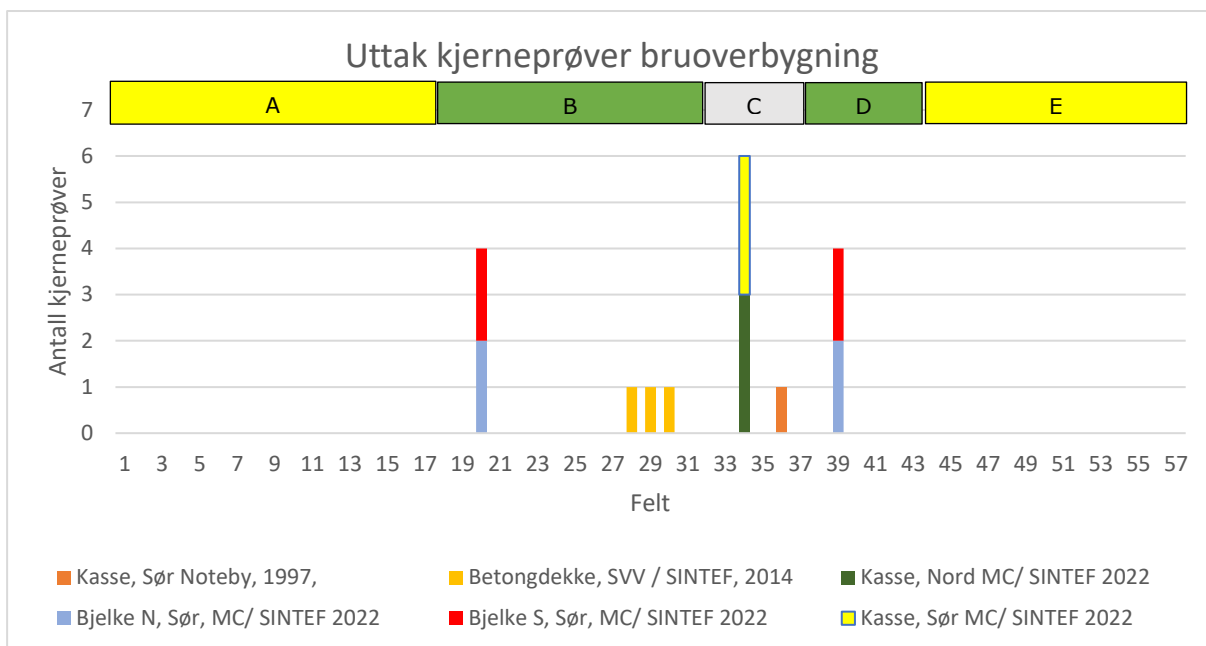
Figur 4-18: Figuren viser utviklingen av ekspansjon for pilar 51 fra 2016 til 2021.

4.2.5 Kjerneprøver

Det er i flere omganger gjort uttak av kjerneprøver. I Figur 4-19 og Figur 4-20 er det gitt en oversikt over hvor det er gjort uttak av prøver. Figurene viser hvilken konstruksjonsdel det er gjort uttak i, retning det er boret fra, hvilket foretak som har gjort uttaket, hvem som har analysert prøven og hvilket år uttaket er utført.



Figur 4-19: Figuren gir en oversikt over hvor det er gjort uttak av kjerneprøver i underbygningen, konstruksjonsdel det er gjort uttak i, fra hvilken retning det er boret, hvilket foretak som har utført uttaket, hvem som har analysert prøven og hvilket år uttaket er utført.



Figur 4-20: Figuren gir en oversikt over hvor det er gjort uttak av kjerneprøver i bruoverbygningen, konstruksjonsdel det er gjort uttak i, fra hvilken retning det er boret, hvilket foretak som har utført uttaket, hvem som har analysert prøven og hvilket år uttaket er utført.

4.2.6 Overdekning

I motsetning til øvrige feltundersøkelser endres ikke målt verdi av overdekningen med hensyn på når verdien måles.

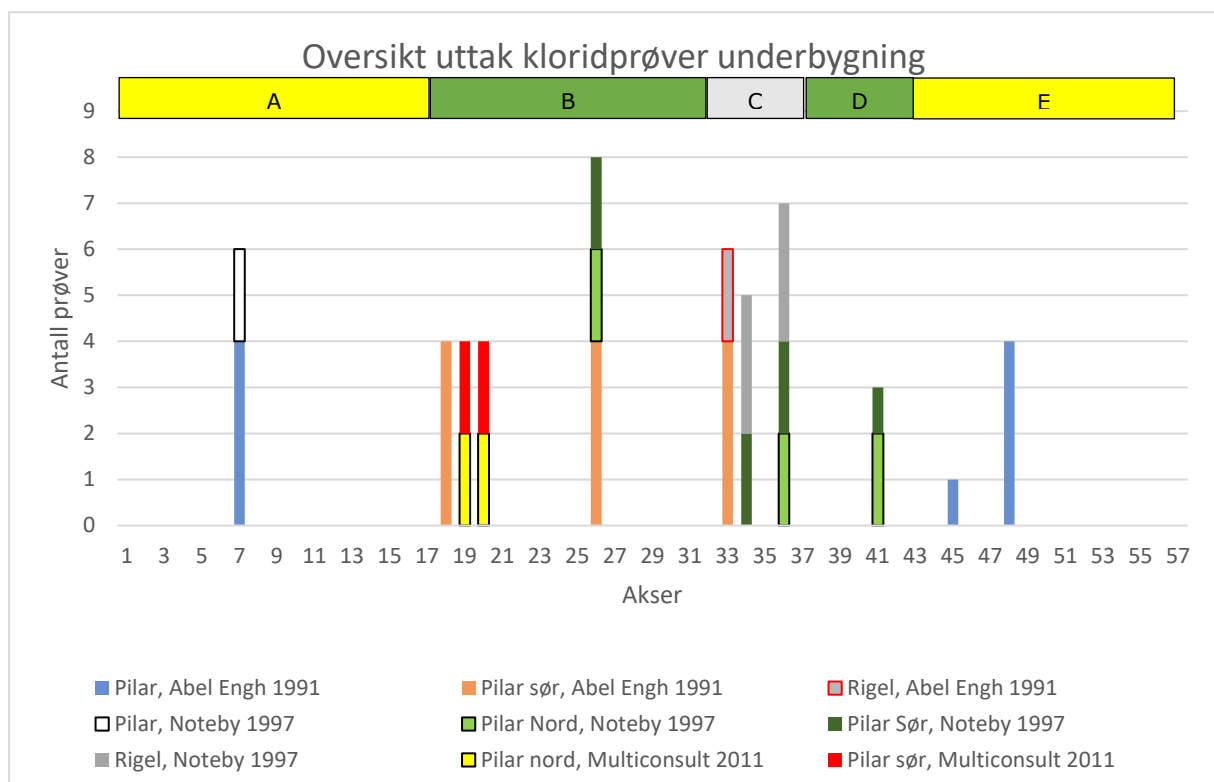
I rapportene er det ved inspeksjonene målt overdekning over et område med størrelse på 1m². Dette er utført med Covermeter. Enkelte målinger er også utført ved at det er gjort opphugginger. Resultater fra opphugging er gitt i kapittel 4.2.10.

Det er rapportert minste overdekning for dette området, og gjennomsnitt overdekning. Bakgrunnen for at minste overdekning er utført, er at det er interessant å vite avstanden inn fra ytterkant betong og til armering med hensyn på kloridinntrenging og karbonatisering.

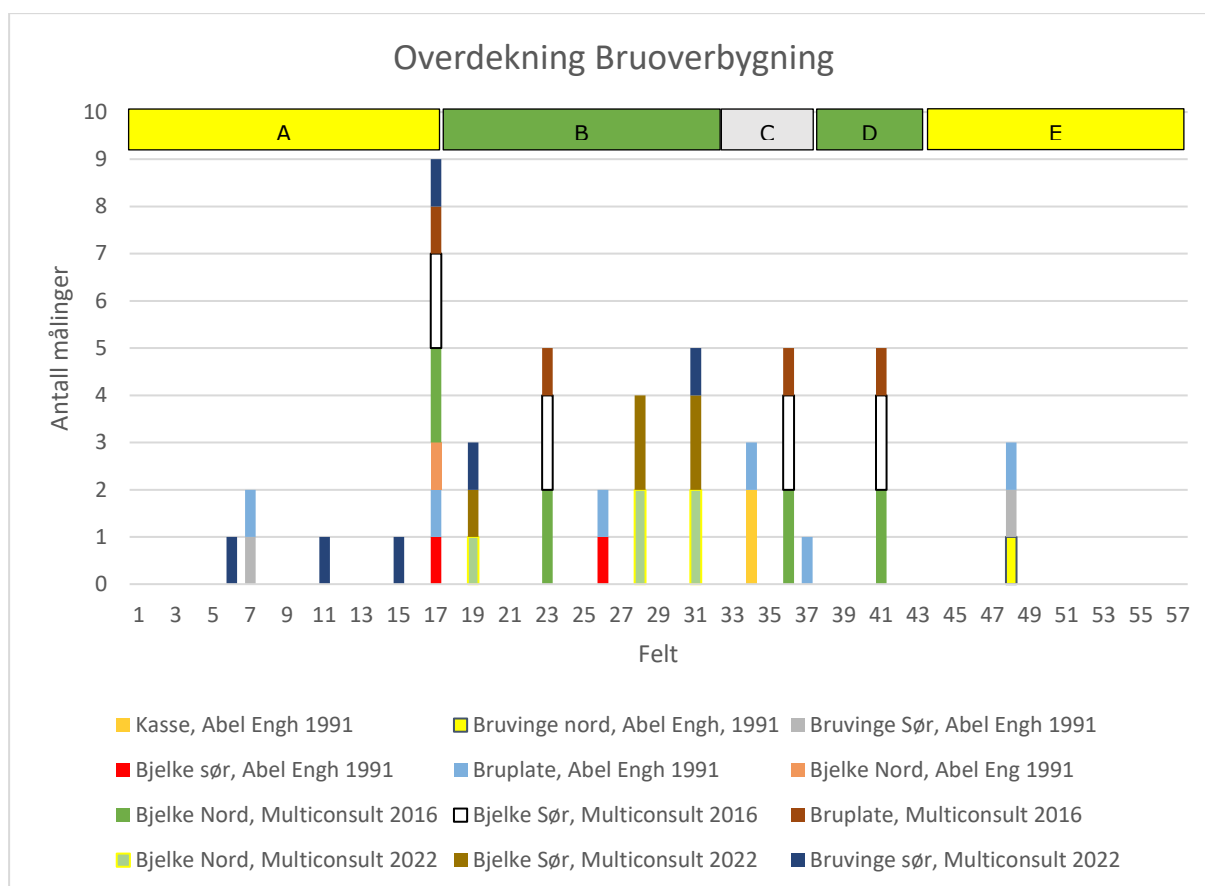
Gjennomsnittlig overdekning er interessant for å kunne se helheten for det målte området. I rapporten fra 1997 er det målt ca. 20målinger av ytre armeringslag for hvert område. Ut ifra dette er det rapportert et gjennomsnitt. I de øvrige rapportene er det ikke spesifisert hvordan dette er utført.

Informasjon om faktisk oppnådd overdekning er nyttig hvis det skal utføres reparasjonsarbeider (mekanisk reparasjon) på brua eller ved kapasitetsvurderinger av eksisterende konstruksjoner. For reparasjonsarbeider kan informasjonen føre til mindre usikkerhet i mengder. I kapasitetsberegninger kan det føre til et mer nøyaktig resultat med hensyn på kapasitet kontra å benytte prosjektert overdekning.

I Figur 4-21 og Figur 4-22 er det gitt en oversikt over hvor i konstruksjonen det er målt overdekning, hvem som har utført dette og når dette ble utført. For informasjon utover dette henvises det til tilstandsrapportene.



Figur 4-21: Figuren gir en oversikt over hvor i underbygningen det er utført overdekningsmålinger, hvem som har utført målingen og når dette ble utført.



Figur 4-22: Figuren gir en oversikt over hvor i bruoverbygningen det er utført overdekningsmålinger, hvem som har utført målingen og når dette ble utført.

Tabell 4-8 gir en oversikt over antall målinger for hver konstruksjonsdel. Det er ikke rapport om målinger i landkar eller konstruksjoner under LAT.

Tabell 4-8: Tabellen viser antall målinger som er utført for de enkelte konstruksjonsdeler

Konstruksjonsdel	Rapporterte målinger [Antall målinger]	
	minimum verdi	Gjennomsnitt
Travers under kt 0	0	0
Fundamenter/pilarer under kt 5,5	23	24
Pilarer over kt +5,5	9	11
Rigel	7	7
Landkar	0	0
Plate	18	18
Bjelker seksjon A, B, D og E	21	21
Bjelker seksjon C	3	3
Sum målinger	81	84

Tabell 4-9 viser prosjektert overdekning samt minste målte overdekning for konstruksjonsdelen. I tillegg viser den gjennomsnitt og median av alle de innrapporterte gjennomsnittsmålingene.

Resultatene viser avvik for alle konstruksjonsdelene. Alle konstruksjonsdelene har avvik som er større enn 10mm, og dermed også utenfor dagens praksis. Forutsatt at armeringen er så nøyaktig som vist på tegning/bøyelister, NS 427, §16-3 (Den Norske Ingeniørforening, 1939), fører avviket til at armeringskorgen forskyves i formen. Dermed blir overdekningen mindre eller større på motsatt side der målingen er utført. Dette kan også gi utslag i momentkapasiteten til brua.

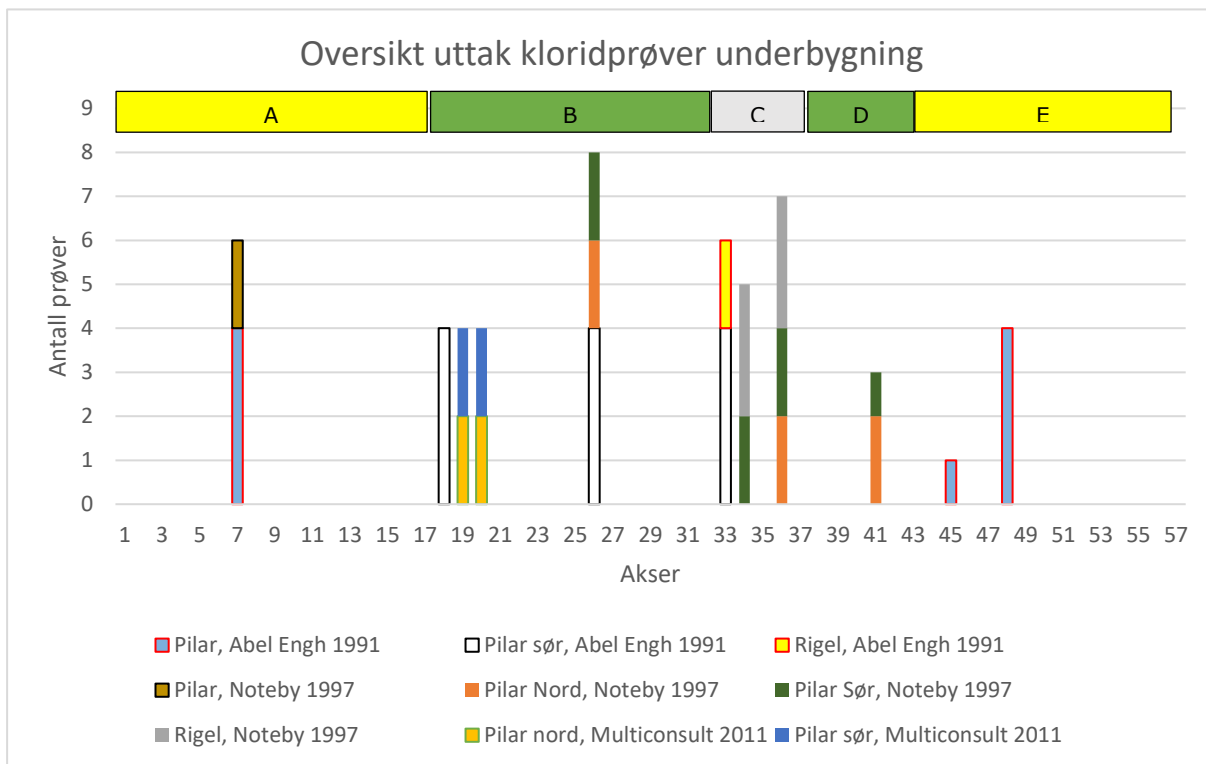
Tabell 4-9: Tabellen viser prosjektert overdekning målt minste overdekning for konstruksjonsdelen, median og gjennomsnitt.

Konstruksjonsdel	Prosjektert overdekning [mm]	Minste målte verdi[mm]	Median [mm]	Gjennomsnitt [mm]
Travers under kt 0	150	-	-	-
Fundamenter/pilarer under kt 5,5	70	45	67	68
Pilarer over kt +5,5	50	44	80	81
Rigel	40	14	39	38
Fundamenter på land	40	-	-	-
Plate	20	8	29	33
Bjelker seksjon A, B, D og E	40	13	45	45
Bjelker seksjon C	35	29	40	38

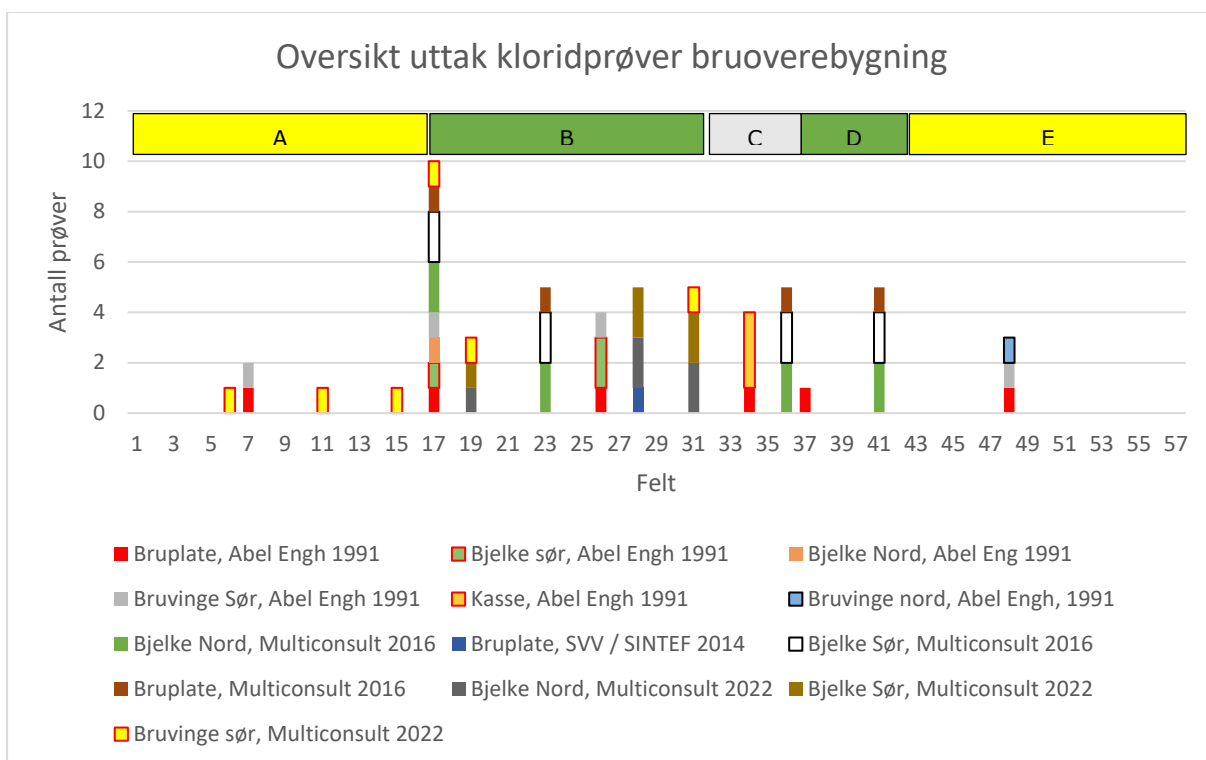
4.2.7 Klorider

Det er utført kloridmålinger ved de fleste inspeksjonene. Figur 4-23 og Figur 4-24 gir en oversikt over hvor i konstruksjonene det er utført kloridprøver, hvem som har tatt prøvene og hvilket år prøvene er tatt. Ved inspeksjonen til Staten Vegvesen i 2014, ble det utført kloridprøver av en utboret kjerne.

Det er benyttet uttak av betongstøv og RCT (Rapid Chloride Test) for analysene av prøvene. Dette er opplyst i rapportene fra 1991 (Abel Engh, 1991) og 1997 (NOTEBY, 1997). I de øvrige rapportene er ikke dette opplyst i rapportene, men er opplyst via samtale med Leif-Harald Fredheim som har deltatt i de øvrige inspeksjonene. For prøven (kjerneprøve) tatt i 2014 er klorinnholdet bestemt etter bruk av potensiometrisk titrering i Methrom automatisk titrator med sølvelektrode etter SINTEF sin internprosedyre.



Figur 4-23: Figuren gir en oversikt over hvor i underbygningen det er utført kloridprøver, hvilket foretak som har tatt prøven, og når prøvene er tatt.



Figur 4-24: Figuren gir en oversikt over hvor i bruoverbygningen det er utført kloridprøver, hvilket foretak som har tatt prøven, og når prøvene er tatt.

De første prøvene er tatt i 1991 og det er sist tatt prøver i 2022. Det er interessant å se hvordan inntrengningen av klorider har vært over en slik periode. Da prøvene ble tatt i 2022 hadde konstruksjonen vært utsatt for klorider i 2022-1959=63år.

For underbygningen er ingen av prøvene tatt nøyaktig samme sted slik at det mulig å sammenligne direkte. Tilstandsvurderingen i 1991 gjorde uttak av støv i pilar sør, akse 18 i kote +3,5. I 2010 ble det gjort uttak av støv i pilar sør i akse 19 i kote 4. Pilarene har tilnærmet lik eksponering, og antatt støpt i samme periode med tilnærmet samme kvalitet på betongen. Intervallene for uttakene er forskjellig. I pilar 18 er det benyttet intervallene 0-25mm, 25-50mm og 50-75mm. I Pilar 19 er det benyttet intervallene 2-10mm, 10-30mm, 30-50mm og 50-75mm. For målingen i pilar 18 er første måling 0-25mm satt i intervall 10-30mm.

Resultatene fra rapporten i 1991 er oppgitt som kloridinnhold i % av betongvekt. Resultatene fra 2010 er oppgitt som kloridinnhold i % av sementvekt. Resultatene fra 1991 må derfor regnes om til kloridinnhold i % av sementvekt. Det gjøres med følgende formel fra (Vegvesen, 2021, p. 275):

$$Cl^- \text{ i \% av sement} = \frac{Cl^- \text{ i betong} \cdot \text{Densitet av betong}}{\text{Sementinnhold}} \quad (15)$$

Det ble i 1991 lagt til grunn en sementvekt på 400kg/m³ betong, mens det i 2010 er lagt til grunn en sementvekt på 375kg/m³ betong. Resultatene er dermed ikke direkte sammenlignbare grunnet dette og forskjellige intervaller, men sammenligningen kan vise trenden i inntrenging av klorider i perioden 1991 til 2010 i tidevannsonen.

Hvis mengden [%] klorider i sementmengden er større enn 0,4%, er det mulig det kan pågå armeringskorrosjon i konstruksjonen (Østnor., 2015).

Totalt innhold av klorider i % av sementmassen	Korrosjonsrisiko
<0,4	Minimal
0,4-1,0	Mulig
1,0-2,0	Sannsynlig
>2,0	Sikker

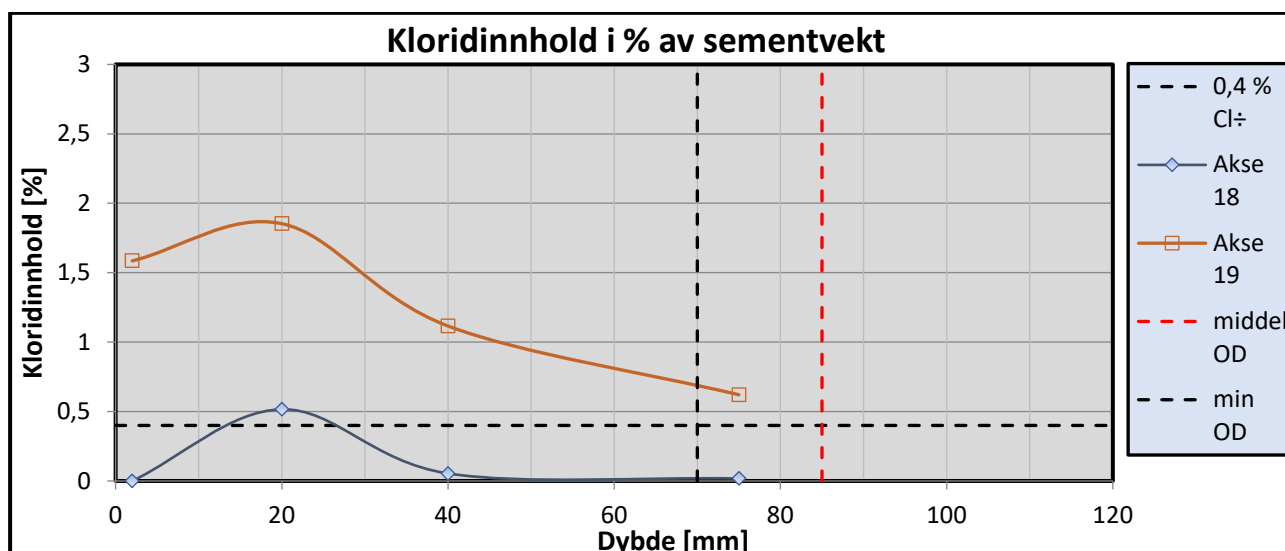
Figur 4-25: Tabellen angir risiko for at det pågår korrosjon i armeringen ut ifra målt kloridnivå som % av sementmassen. Skala er hentet fra (Østnor., 2015).

Tabell 4-10: Omregning fra Cl i betong til Cl % i sement.

Hva	Dybde fra ytterkant betong [mm]		
	0-25	25-50	50-75
Cl'' i % av sement	0,516	0,054	0,018
Cl'' i betong	0,086	0,009	0,003

Tabell 4-11: Tabellen viser resultater fra de to målingene.

PRØVE NR.	KONSTRUKSJONSDDEL	KLORIDPRØVER %Cl÷ av sementvekt				OVERDEKNING		KOMMENTARER
		2-10	10-30	30-50	50-75	min OD	middel OD	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Akse 18	Pilar S akse 18 (1991)	0,00	0,52	0,0540	0,0180	75	80	kt + ~3,5
Akse 19	Pilar S akse 19(2010)	1,59	1,85	1,116	0,6210	70	90	Kt+4



Figur 4-26: Figuren fremstiller verdiene fra kloridprøvene. Det er ikke utført uttak av støy i intervallet 0-10 for prøver fra 1991. Resultatene viser at det i 2010 var sannsynlig at det pågikk korrosjon av armeringen. Kurven for pilar 18 blir derfor noe misvisende, men kan vise trend i inntrenging av klorider i perioden 1991-2010. I høyre i figuren er linjer for middel overdekning (OD), og minimum OD.

Tabell 4-11 og Figur 4-26 viser resultatene fra de to målingene. I løpet av 19 år har kloridene trengt seg inn slik at det har gått fra å være minimal korrosjonsrisiko i det området armering ligger, til at det er mulig at det pågår korrosjon av armeringen.

4.2.8 Korrosjonspotensialmåling

Det er utført Korrosjonspotensialmåling (EKP) ved inspeksjonen i 1997 (NOTEBY, 1997) og Spesialinspeksjonen 2022. Målingene i 1997 er utført på nedre del av pilarene, mens det i 2022 er utført målinger både på nedre og øvre del av pilarer, samt av bruoverbygningen. Med nedre del av pilarer menes fra vannspeilet og inntil 5m opp mot topp pilar. Med øvre del av pilarer menes fra topp pilar og inntil 7m ned mot vannspeilet.

Da det ikke er angitt nøyaktig klokkeslett når målingene på nedre del av pilar er utført er det problematisk å høydesette målingene nøyaktig. Dette da tidevannet varierer, og målinger er målsatt ut ifra vannspeilet. Kote 0 på målinger er etter samtale med Leif Harald Fredheim forstått som i eller under vannspeilet, og dermed i det som i denne rapporten defineres som tidevannssonen.

I Figur 4-27 (nedre del av pilar) og Figur 4-28 (øvre del av pilar) viser hvilke pilarer det er utført EKP målinger på. Figurene viser også hvilket foretak som har utført målingen, hvilken side av pilaren det er målt på og hvilket år. I Figur 4-29 vises hvilke felt i overbygningen det er utført målinger i. Informasjon om nøyaktig målested og

måleverdier er angitt i rapportene. Tabell 4-12 viser forklaring på fare for korrosjon basert på målt potensial. Skala er hentet fra (Multiconsult, 2022-3). Skalaen avviker fra (ASTM, 2022). Der starter skalaen «stor fare for korrosjon» når potensialet er $< \div 350\text{mV}$. I denne rapporten er det likevel valgt å benytte samme inndeling som i (Multiconsult, 2022-3) siden rapportering og fargekart er utarbeidet som grunnlag av dette. Det er imidlertid målinger i (Multiconsult, 2022-3) som klassifiseres som «stor korrosjonsfare» som ville blitt klassifisert som «fare for korrosjon» hvis (ASTM, 2022) sin skala hadde blitt lagt til grunn.

EKP-målinger er en ikke destruktiv metode for å kartlegge armeringskorrosjon som fortsatt er i initieringsfasen (Figur 2-12). Resultatene fra målinger kan være vanskelige å tolke, og variasjoner i betongens RF-nivå kan påvirke resultatene. Metoden gir derfor et bilde av korrosjonstilstanden, men gir ikke informasjon om korrosjonsgraden eller korrosjonshastigheten. (Lindland, et al., 2016).

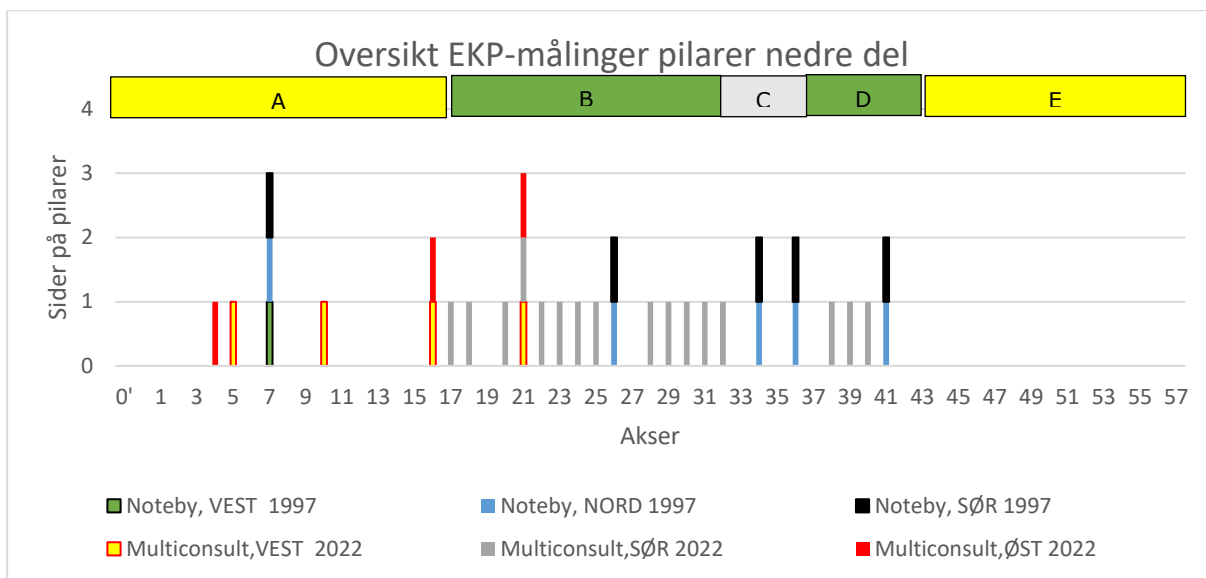
Resultatene fra målingene viser at pilarer og bruinger har høyt potensial og dermed stor korrosjonsfare. Høyt potensial vil si i området $< \div 300\text{mV}$. Dette betyr at under de rette forhold med tilgang på fukt og oksygen vil armeringen korrodere.

Tabell 4-12: Tabellen angir fare for korrosjon basert på potensial som er målt (Multiconsult, 2022-3).

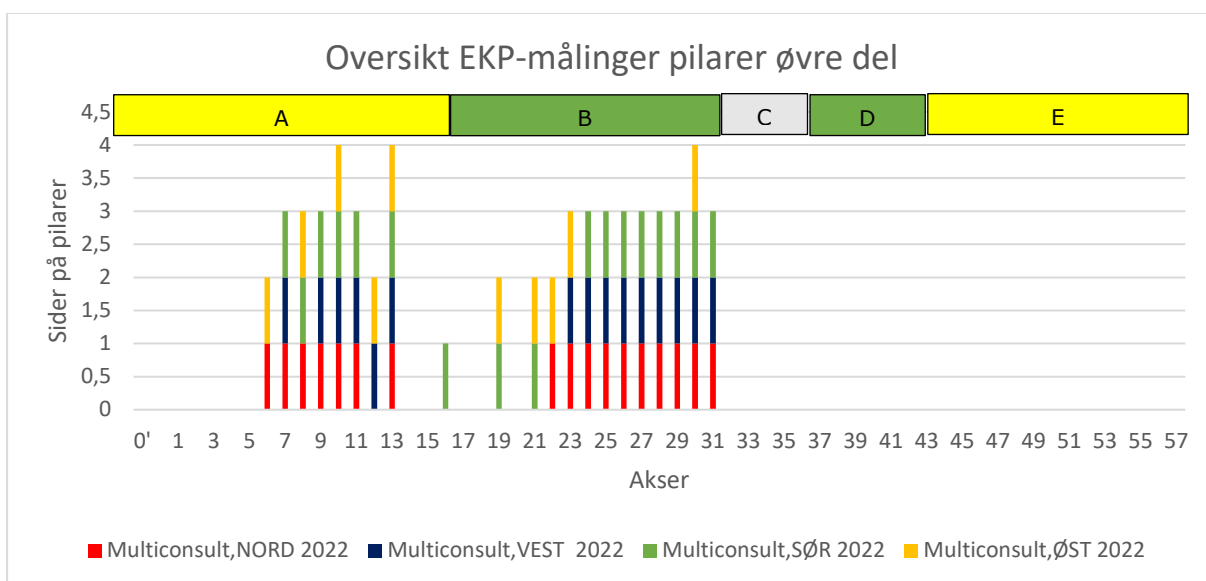
mV	Fargekode	Korrosjonspotensiale
$> \div 200$		Liten korrosjonsfare
$\div 200 - \div 300$		Fare for korrosjon
$< \div 300$		Stor korrosjonsfare

Nedre del av pilarer og bruinger på begge sider skiller seg spesielt ut hvor det er stort korrosjonspotensial. Alle pilarene det er målt EKP for i tidevannssonen viser stor korrosjonsfare i dette området. Dette gjelder alle sidekantene til pilarene i tidevannssonen. Pilarene fra akse 19 og østover(fastlandet) har også stor korrosjonsfare oppover pilaren. Dette er ikke så tydelig på de som er vestenfor (Tromsøya). Dette kan både skyldes at pilarene fra 19 og østover er mer eksponert for vær og vind, samt at det her dokumentert større omfang av AR. For prøvene målt i akse 4, 5 og 16 i 2022 på nedre del av pilar, er det uklart hvilken side de er målt på. Etter samtale med Leif Harald Fredheim er øst og vestsida satt som målested.

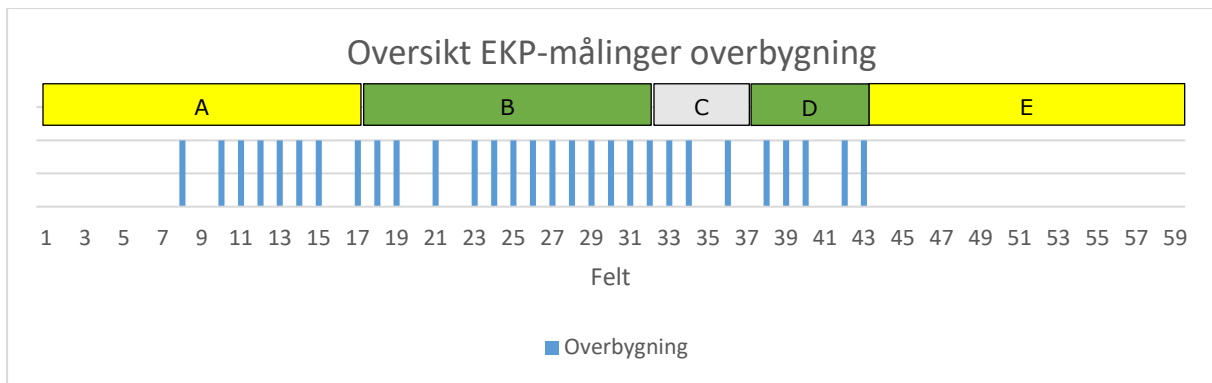
Det er i forbindelse med Spesialinspeksjonen 2022 utført 16 målinger på nedre del av pilarer. På ingen av disse pilarene er det utført EKP på nordre (le-side) side av nedre del av pilarene. I (Larsen & Østvik, 2006) er det vist at le-side har størst fare for kloridinntrenging. Da det ikke er utført målinger her på nordre side, er det heller ikke informasjon om hva potensialet her er. Det er forventet at verdiene på denne siden viser større korrosjonspotensial enn de øvrige sidene.



Figur 4-27: Figuren gir en oversikt over hvilke pilarer det er utført EKP på nedre del, hvilken side det er målt, og i hvilken rapport resultatene er rapport. Med nedre del menes 5m over vannspeilet. Alle pilarer som det er målt EKP på i nedre del viser stor korrosjonsfare i tidevannssonen.



Figur 4-28: Figuren gir en oversikt over hvilke pilarer det er utført EKP på øvre del av pilarer, hvilken side det er målt, og i hvilken rapport resultatene er rapport i.

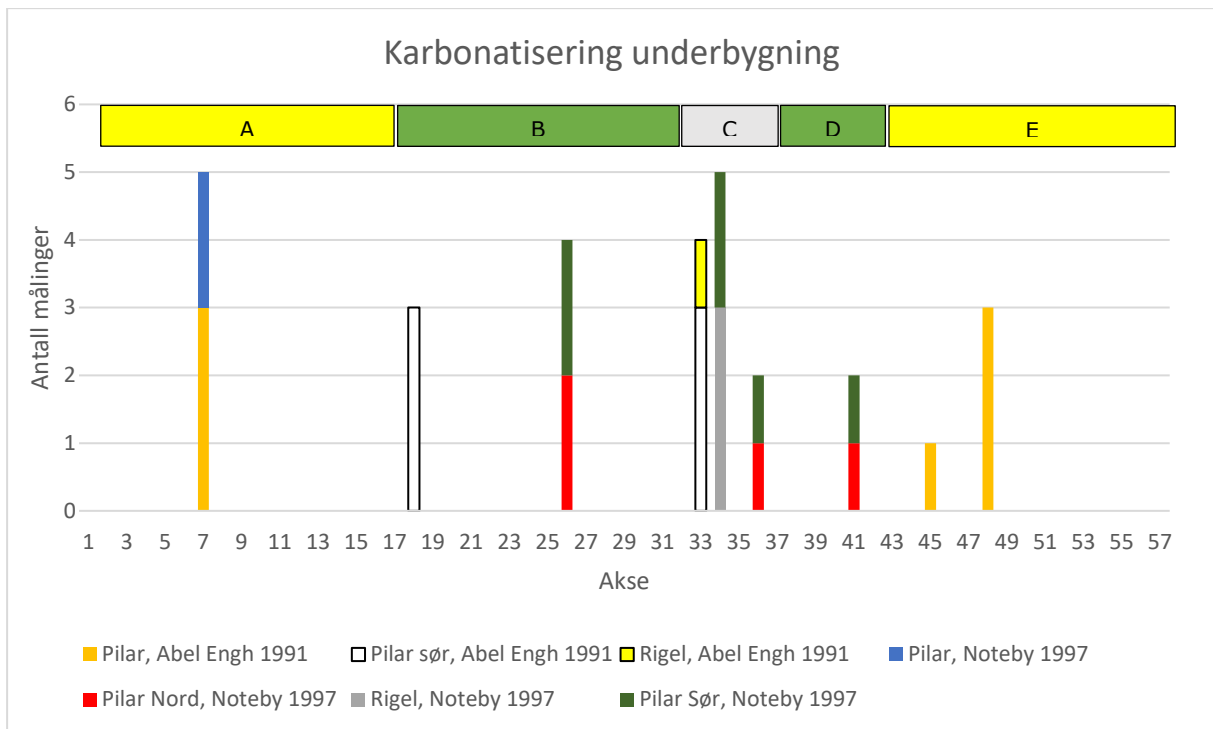


Figur 4-29: Figuren gir en oversikt over hvilke felt det er utført EKP. Alle målinger er utført i forbindelse med Spesialinspeksjon 2022.

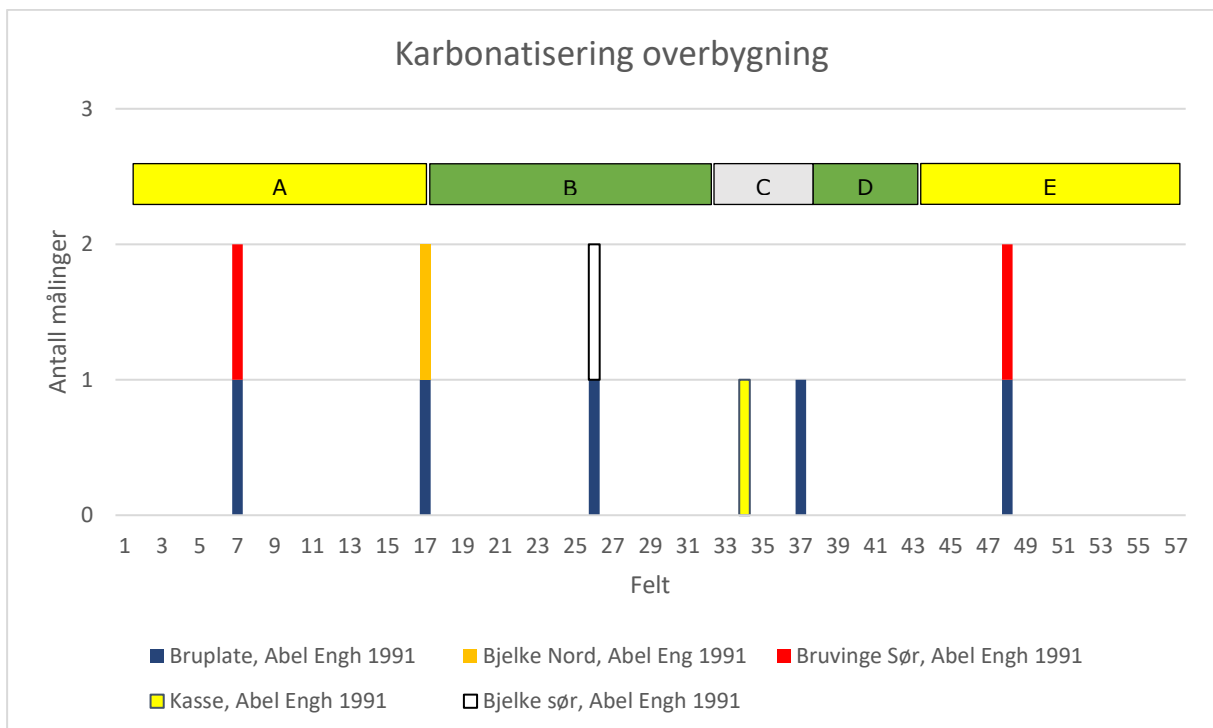
4.2.9 Karbonatisering

Det er utført måling av betongens karbonatiseringsdybde i forbindelse med rapporteringene i 1991 og 1997. Figur 4-30 og Figur 4-31 gir en oversikt over hvor dette er utført, hvilket foretak som har utført målingen, og hvilket år målingen er utført. Ifølge HB N-V441, kapittel B.3.3 (Vegvesen, 2023-03) er karbonatisering normalt ikke et problem hvis overdekningen er større enn 30mm, og betongen er av god kvalitet. Som vist i kapittel 3.8.7 er det målt mindre overdekning på brua enn 30mm. Tabell 4-13 viser karbonatiseringsdybde der gjennomsnittlig overdekning er målt til 30mm eller mindre. Målingene viser her karbonatiseringsdybde varierer fra 2-8mm. Tilhørende gjennomsnittlige overdekning på målestedet er satt i egen kolonne i tabellen.

Målingene viser at det ikke er noen konstruksjonsdeler som skiller seg ut med hensyn på inntrengingsdybde. Likevel, selv om målingene viser at begrenset karbonatiseringsdybde er overdekningen flere steder også begrenset.



Figur 4-30: Figuren gir en oversikt over hvor på det er gjort måling av betongens karboniseringsdybde i underbygningen. Figuren viser konstruksjonsdel, hvilket foretak som har utført målingen, og hvilket år den er utført.



Figur 4-31: Figuren gir en oversikt over hvor på overbygningen det er gjort måling av betongens karboniseringsdybde. Figuren viser konstruksjonsdel, hvilket foretak som har utført målingen, og hvilket år den er utført.

Tabell 4-13: Tabellen viser karbonatiseringsdybde på de steder hvor gjennomsnittlig overdekning er 30mm eller mindre. Rapport refererer til hvilket år rapporter datert. Karb-dybde er karbonatiseringsdybde.

Konstruksjonsdel	Akse	Side	Kote	Maks karb-dybde	Gjennomsnittlig Overdekning	Rapport
Bruplate	17-18	UK	UK	8mm	20mm	1991
Bruplate	26-27	UK	UK	2mm	25mm	1991
Rigel	34	UK	+5,5	5mm	21mm	1997
Rigel	34	Sør	-	4mm	29mm	1997
Bruvinge Sør	48-49	UK	UK	2mm	30mm	1991

Ved de rette forhold kan karbonatiseringsdybden utvikle seg over tid. Den kan uttrykkes med følgende (forenklede) ligning

$$d = K \times t^{1/n} \quad (16)$$

d=Karbonatiseringsdybde

K= Karbonatiseringskoeffisient

n= Settes ofte lik 2, men kan også ha andre verdier.

t= tid

For utendørs konstruksjoner beskyttet mot regn varierer faktoren K fra 2 til 15. Parameteren K avhenger av betongkvalitet, CO₂, RF, porøsiteten til betongen og temperatur. (Bertolini, et al., 2013).

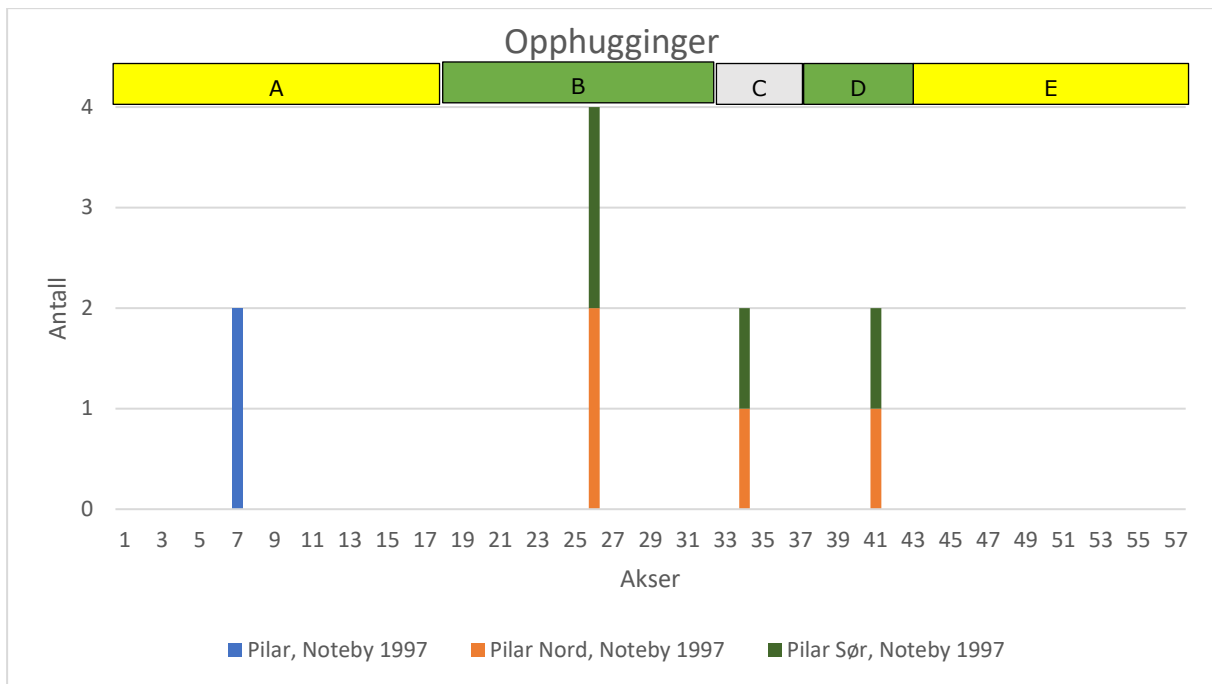
Det ble utført målinger av karbonatiseringsdybde av pilaren i akse 7 både i 1991 og 1997. Det er dermed mulig å estimere opptredende K på stedet for pilarer. Bruplate og bruvinger har en annen eksponering mot fukt og CO₂, og har antageligvis en annen K enn for pilarene. Dette fordi de er bedre beskyttet mot regn, og nærmere kjørebanelen. Det er kun utført målinger av karbonatiseringsdybden i 1991, og dermed ikke mulig å si noe om utviklingen annet enn å anta en K.

K for pilarer kan beregnes ved å snu uttrykk (16) med hensyn på K. I 1991 ble det karbonatiseringsdybden målt til 3mm, mens den ble målt til 5mm i 1997.

Dette gir K= 1,22. Settes denne K inn i uttrykk (16) er det mulig å beregne hva karbonatiseringsfronten er i 2023. Beregnet verdi viser at karbonatiseringsdybden for pilar i akse 7 i 2023 trolig er 11mm.

4.2.10 Opphugginger

Det ble utført opphugginger for å kontrollere tilstanden til armeringen i samband med undersøkelsen utført i 1997. Figur 4-32 viser hvor det er utført opphugginger. I rapporten fra 1991 er det også beskrevet en opphugging av hovedbæresystemet mellom akse 48-49. Nøyaktig hvor dette er utført er ikke dokumentert, det er derfor valgt å ikke medta den i oversikten i Figur 4-32.



Figur 4-32: Figuren angir hvor det er utført opphugginger.

4.3 Laboratorieanalyser

4.3.1 Strukturanalyse

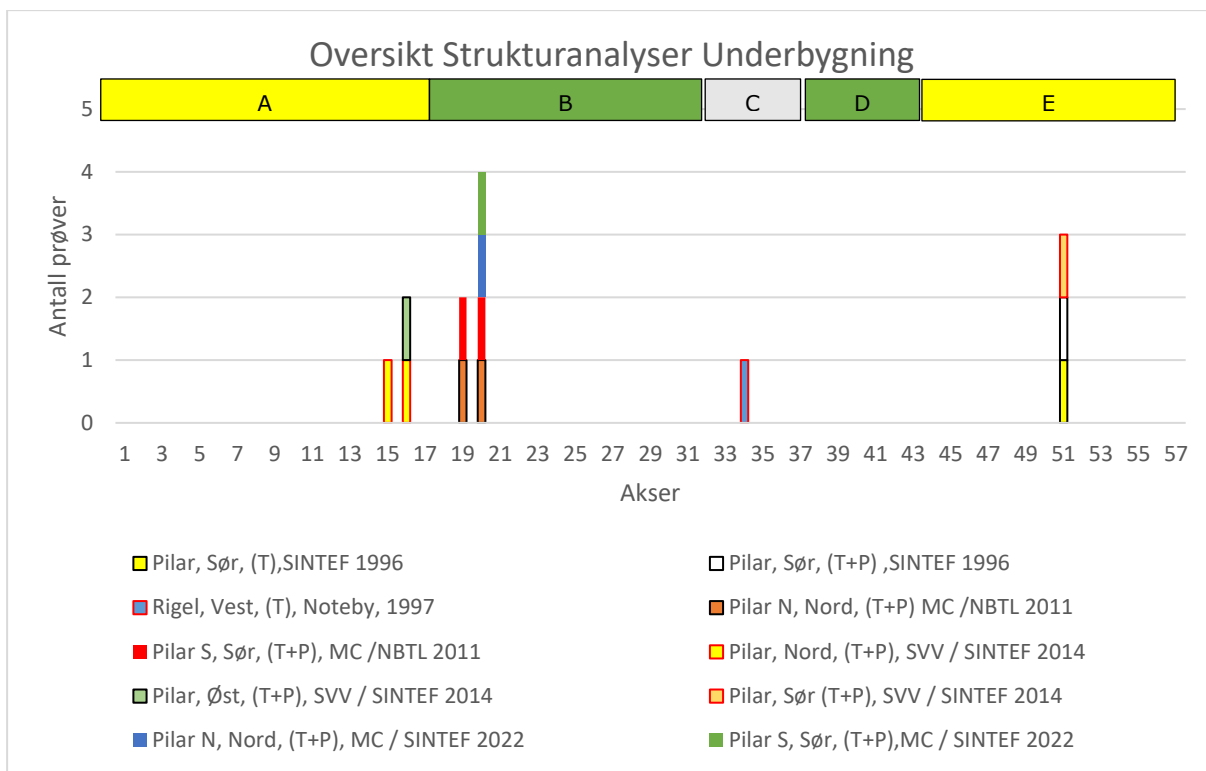
4.3.1.1 Analysen

Det er i kapittel 2.3.2.1 beskrevet hva en komplett strukturanalyse består av, og hva som må være til stede for at det skal kunne påvises AR. Det er utført varierende grad av strukturanalyser for kjerner uttatt fra konstruksjonen.

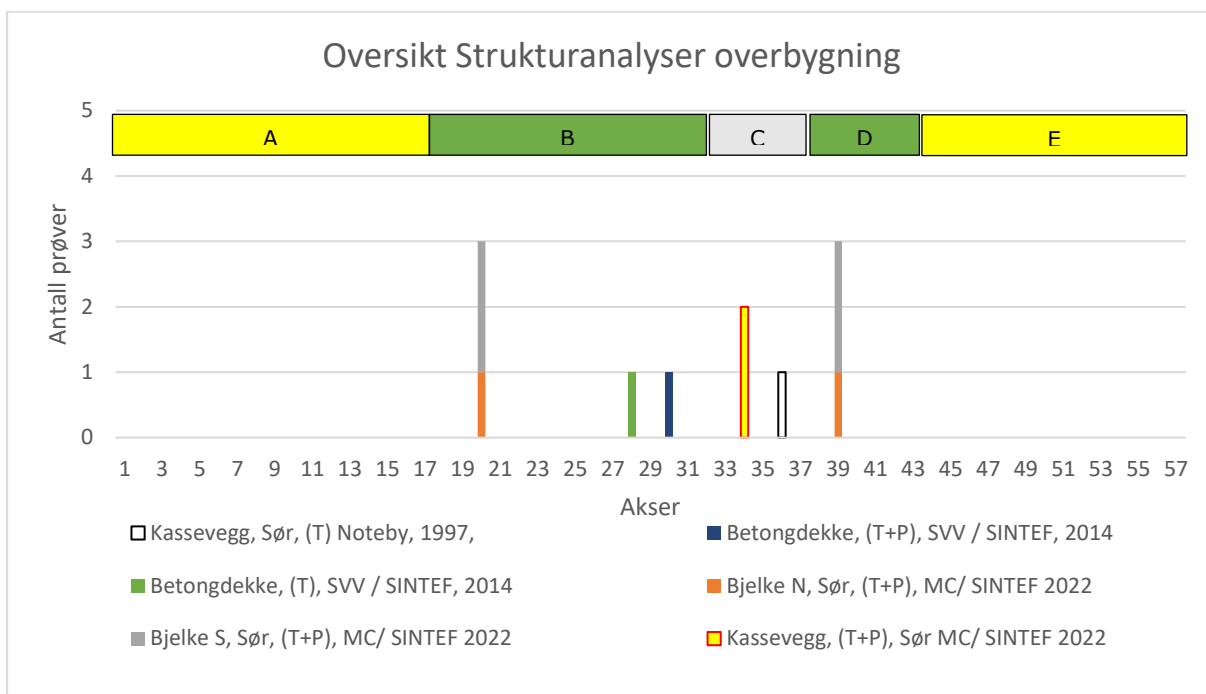
For alle uttatte kjerner er det utført en visuell undersøkelse. Oversikt over kjerner er gitt i Figur 4-19 og Figur 4-20. Her er det spesielt blitt sett etter riss, gelutfelling, sonering og reaksjonsrender. Det er i alle analyserapportene også inkludert foto av kjernene før de er bearbeidet for videre prøving/analyser. I rapporten fra 1997 er det foto av splittede kjerner.

Figur 4-33 og Figur 4-34 viser hvilke konstruksjonsdeler det gjort uttak av prøver for Planslipanalyse(P) og Tynnslipanalyse(T). De viser også hvilken retning det er boret fra, hvilket foretak som har gjort uttaket og hvilket foretak som har utført analysen. Årstall henviser til hvilket år rapporten som rapporterte uttaket av kjernene er datert. Konklusjonen fra analyserapportene er at det er observert AR av varierende grad i alle kjernene det er utført Planslipanalyse og eller Tynnslipanalyse, utenom en kjerne.

I kjernen (D-39-40- N-S-1V) er det ikke observert AR i Tynnslipet, men i Planslipet er det observert riss i tilslaget. Kjernen er boret ut fra sørsiden av bjelke nord, i felt 39. Det er gjort uttak av ytterligere 2 kjerner i samme felt for strukturanalyse, men disse er boret ut på sørsiden av bjelke sør. I disse kjernene er det observert AR.



Figur 4-33: Figuren viser i hvilke konstruksjonsdeler i underbygningen det gjort uttak for Planslipanalyse(P) og Tynnslipanalyse(T). Hvilken retning det er boret fra, hvilket foretak som har gjort uttaket og analysen og i hvilket år rapporteringen av uttaket er gjort.



Figur 4-34: Figuren viser i hvilke konstruksjonsdeler i bruoverbygningen det gjort uttak for Planslipanalyse(P) og Tynnslipanalyse(T). Hvilken retning det er boret fra, hvilket foretak som har gjort uttaket og analysen, og i hvilket år rapporteringen av uttaket er gjort.

4.3.1.2 Omfang av AR

Strukturanalysene av kjerner tatt fra Tromsøbrua er utført av 3 forskjellige foretak og over en periode på 26år. Rapporteringen av omfang er ikke utført på en enhetlig metode. NBTL har benyttet begrepene: *ingen, litt/få, en del, omfattende(høyt)*. SINTEF har benyttet begrepene: *ubetydelig, beskjedent/lite og moderat/tydelig*. NOTEBY har ikke foretatt noen vurdering av omfanget av AR, kun konkludert om det pågår AR eller ikke.

For å kunne rapportere omfanget av AR i denne rapporten fra de ulike analyserapportene på en enhetlig metode, er det satt opp en egen skala basert på begreper benyttet i de ulike analyserapportene. Denne skalaen er gitt i Tabell 4-14.

Tabell 4-14: Tabell viser ulike begreper som de ulike laboratorier har benyttet og hvilke benevnelser denne rapporten benytter videre i rapporten.

NBTL	SINTEF	Denne rapportens angivelse
Ingen	Ubetydelig	Ingen
Litt/Få	Beskjedent/lite	Beskjedent
En del	Moderat/Tydelig	Moderat
Omfattende(høyt)		Omfattende

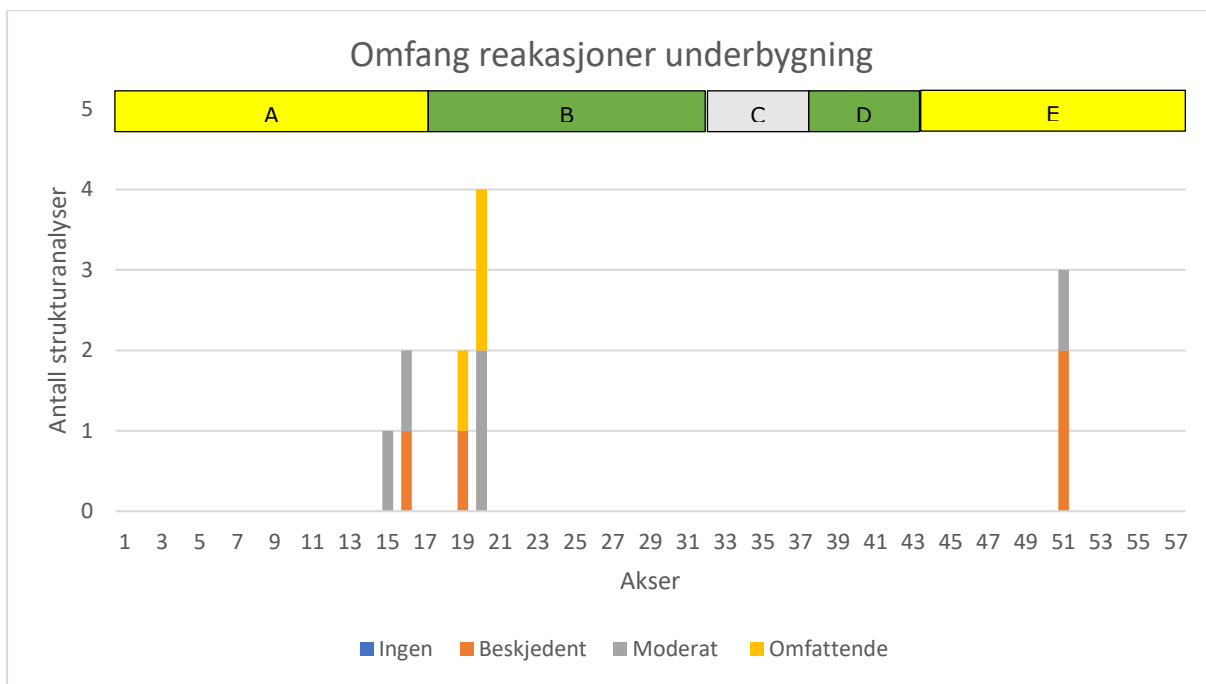
I Figur 4-35 og Figur 4-36 er det gitt en oversikt over omfang som er rapportert fra strukturanalysene. Strukturanalysene utført i 1997 er ikke medtatt i oversikten da den ikke har rapportert omfanget.

I underbygningen er det rapportert om omfattende reaksjoner i akse 19 og 20. Prøvene er tatt 2,1m over rigel. Det er rapportert om omfattende AR både i Pilar Nord og Pilar Sør. Analysene er utført av NBTL i 2011.

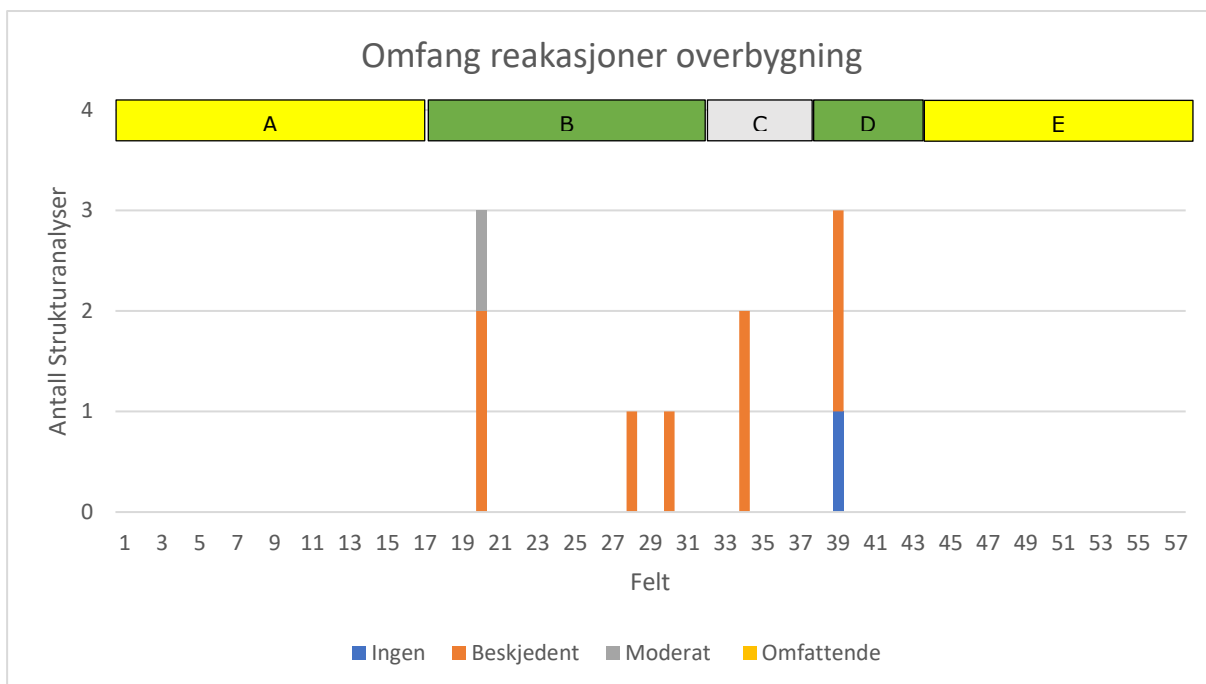
Det er utført strukturanalyser av kjerner både fra Pilar nord og Pilar sør i akse 20, 3m fra toppen av pilarene. Resultatet fra denne analysen viser at omfanget av AR er moderat.

I akse 51 rapporter rapporten fra 1996 om moderat omfang, mens rapporten fra 2014 rapporterer om beskjedent omfang. Alle 3 analysene er utført av SINTEF, og alle 3 prøvene er boret fra sør.

I overbygningen er det i felt 20 det dokumentert moderat omfang. Denne kjernen er tatt i bjelke sør, og boret fra sørsiden. Analyse av en kjerne som er tatt ut kun 0,6m unna, viser beskjedent omfang.



Figur 4-35: Figuren gir en oversikt over omfanget av AR observert i strukturanalyser for kjerner fra underbygningen. Det ses at det er dokumentert omfattende AR i prøver i akse 19 og 20, moderat omfang i aksene 15, 16, 20 og 51. I akse 16, 19 og 51 er det dokumentert beskjedent omfang av AR.



Figur 4-36: Figuren gir en oversikt over omfanget av AR observert i strukturanalyser for kjerner fra overbygningen. I akse 20 er det i en prøve dokumentert moderat omfang av AR. I 39 en prøve med ikke noe omfang, mens beskjedent omfang i øvrige prøver.

4.3.2 Petrografisk analyse

Det ble i 2016 utført en utseparering av tilslag fra kjerner tatt i pilar akse 16(16-Ø4) og 51(51-S2). Deretter ble sanda og tilslaget siktet slik at det kunne gjennomføres en

petrografisk analyse av sanda og steinen hver for seg. Metoden og resultater er beskrevet i (Haugen, 2016).

Kjernen 16-Ø4 er tatt 1,1m under underkant kaibjelke, mens kjernen 51-S2 er tatt ca. 0,5m over bakkenivå. Plassering av uttakene er vist i (Rodum, 2014-01). Begge konstruksjonsdelene synes å være støpt før 01.10.1958 (se kapittel 3.8.4), og skal dermed i utgangspunktet være støpt med sand og stein kun fra Kattfjord grustak.

Resultatene fra analysen viser at tilslaget til konstruksjonene kommer fra minst 2 ulike grustak. Det konkluderes i rapporten til SINTEF med: «*Dette tyder sterkt på at tilslaget i begge de to undersøkte kjernene kommer fra Kattfjord Grustak (med mulighet for litt innblanding av Alta-tilslag)*» (Haugen, 2016).

Måleresultatene fra den petrografiske analysen er vurdert opp mot kravene i NB21 (Norsk Betongforening Publikasjon nr 21«*Bestendig betong med alkalireaktive tilslag*») (Rønning, et al., 2017). Kravet i NB21, tabell 3.1 er at sammenligningsverdien skal være under 20%. Resultatene viser at tilslaget i kjernen 51-S2 er vurdert reaktivt, mens tilslaget i kjernen 16-Ø4 er vurdert ikke reaktivt. Dette er vist i Tabell 4-15. Dette er merkelig da tilslaget benyttet skal ha kommet fra samme grustak.

Tabell 4-15: Måleresultater vurdert opp mot kravene i NB21 (Rønning, et al., 2017). Resultatene viser at tilslaget fra kjerne 51 S-2 er over kritisk verdi med hensyn på innhold av reaktivt tilslag.

Hva	Kjerne 16 Ø-4		Kjerne 51 S-2	
	Sand	Stein	Sand	Stein
Måleresultat petrografisk analyse	3 %	6 %	15 %	11 %
rb faktor	1	2	1	2
Sikkerhetsmargin-verdi	5 %	5 %	5 %	5 %
Sammenligningsverdi	8,0 %	17,0 %	20,0 %	27,0 %

4.3.3 SDT

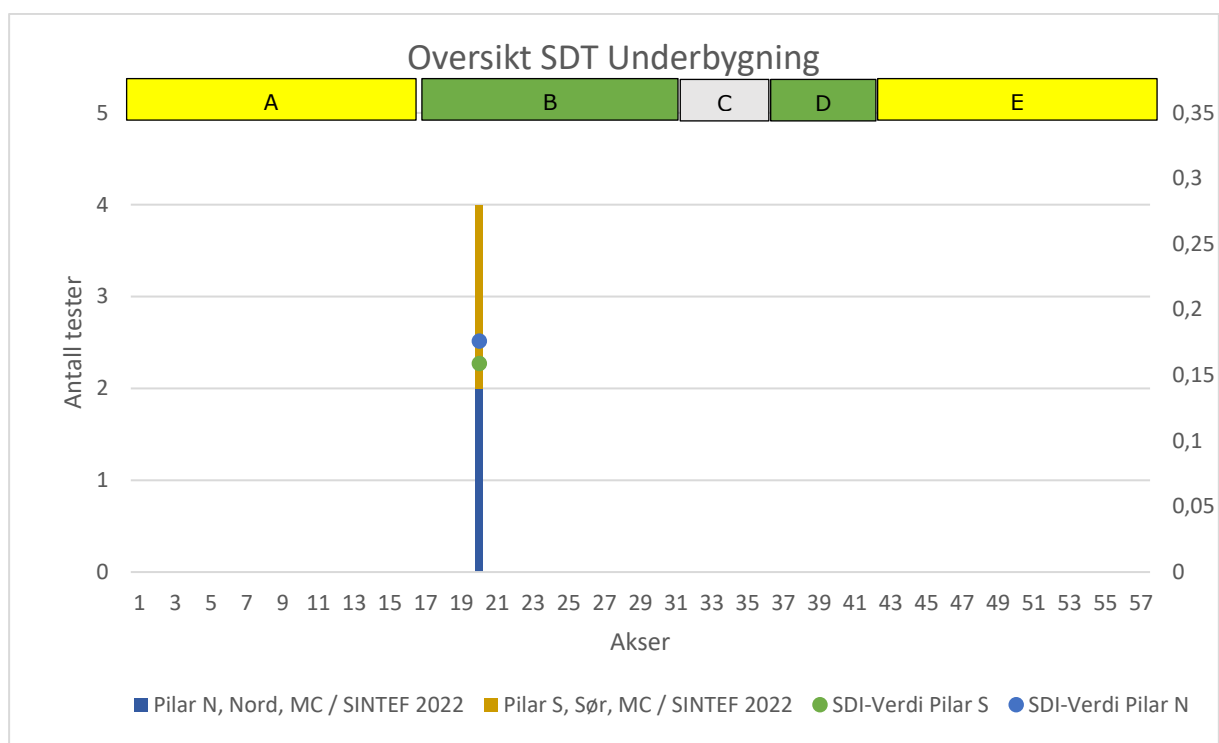
Det er utført SDT-testing av kjerneprøver fra konstruksjonen. Testingen er utført av SINTEF. I alt er det utført 22 tester. For noen kjerner ble det utført 2 tester. Totalt ble det boret ut 20 kjerner i 2021/2022. Forutsetninger og resultater er gitt i (Jensen & Haugen, 2022) og (Jensen & Haugen, 2023). Figur 4-37 og Figur 4-38 gir oversikt over antallet tester som er utført, hvor i konstruksjonen prøvene er tatt og hvilke som er tatt på sør/nordside. Dette er vist som stolper i figurene. For underbygningen er prøvene tatt i pilar sør og pilar nord, henholdsvis på sør og nordside. Alle prøvene er tatt i en retning som betongen er fri til å ekspandere i.

Maksimal SDI-verdi fra hver lokasjon er lagt inn som sirkler i figurene. For pilarene ligger verdiene henholdsvis på 0,159(sør), og 0,176(nord). For overbygningen er størst verdi 0,246, målt i seksjon C på kassevegg sør. Laveste verdi er målt i seksjon D, på sørside av bjelke nord. Totalt sett for overbygningen er det målt høyest SDI-verdi på den sørlige siden av konstruksjonen.

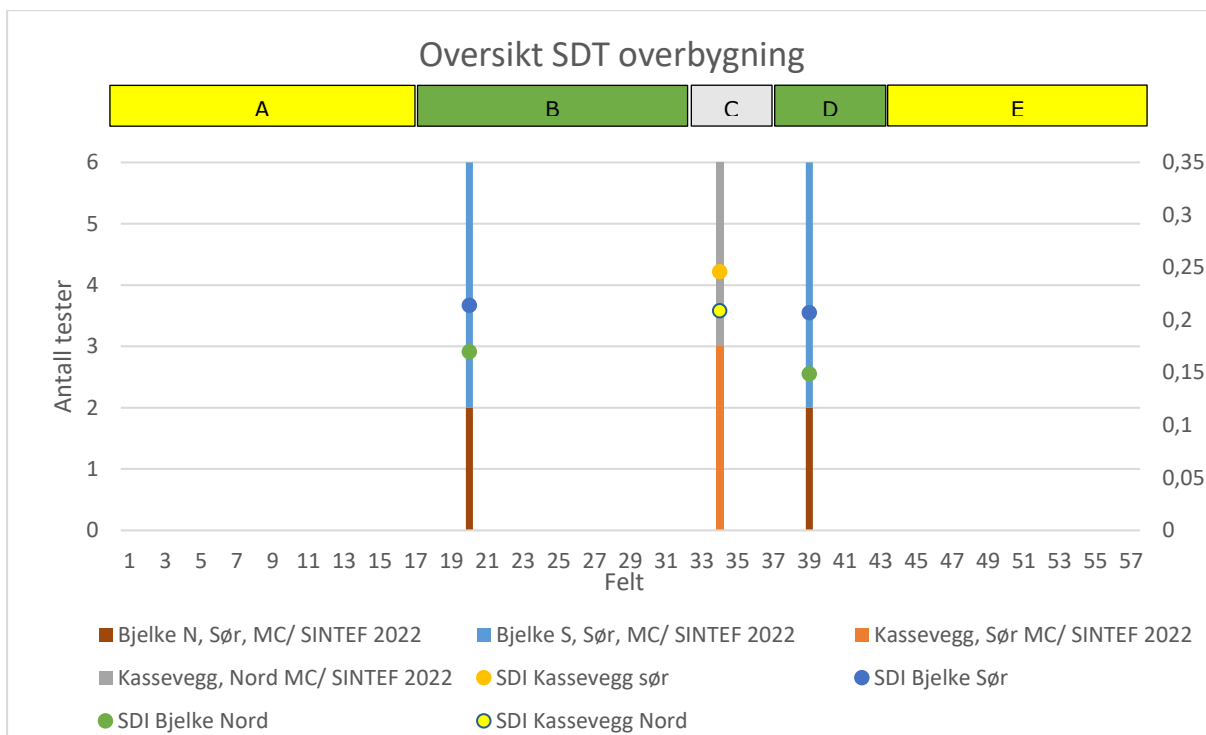
Fra rapporten (Jensen & Haugen, 2023) opplyses det om at en SDI-verdi på 0,25 tilsier ut fra erfaringstall fra litteraturen en ekspansjon på 2‰ i fri ekspansjonsretning, men sammenhengen mellom SDI og ekspansjon vil variere avhengig av flere forhold.

I retningen betongen ikke er fri til å ekspandere vil ekspansjonen være lavere. Hvor mye lavere er avhengig av flere faktorer, blant annet motholdkreftene (spennarmering, slakkarmering og stivhet til tilstøtende konstruksjoner).

Rapporten (Jensen & Haugen, 2023) konkluderer med at «*høy SDI-verdi og kombinasjonen av høy Stiffness Damage Index (SDI), lav E-modul ved første pålastning (Eopp,1) og stor økning av E-modulen fra første til andre pålastning (ΔE_{1-2}), er tydelige indikasjoner på at det har foregått en relativt omfattende grad av ekspansjon (utvidelse) av betongen på tvers av søndre kassevegg og flere av brubjelkene.*»



Figur 4-37: Figuren gir oversikt over antall tester, lokasjon hvor kjernene er tatt, og resultat (SDI) fra testene. SDI-verdi gitt i figur er maksimal verdi fra nord og sørside.



Figur 4-38: Figuren gir oversikt over antall tester, lokasjon hvor kjernene er tatt, og resultat (SDI) fra testene. SDI-verdi gitt i figur er maksimal verdi fra nord og sørside.

I kapittel 2.3.2.3.1 er skadeomfang med hensyn på SDI definert ut ifra litteraturen, og det er forklart at for en enkelt konstruksjon, kan det være mulig å definere skadeomfanget ut ifra SDI-verdi. Betongen som er testet i SDT-analysen for Tromsøbrua er ulik. Med dette menes det at den kommer fra 2 forskjellige resepter (B290 og B440). Dette både med hensyn på tilslag og v/c tall. Likevel er det i Tabell 4-16 satt opp SDI-intervaller, og gitt grad av skadeomfang for hvert intervall. Størrelse på intervaller er satt opp i dialog med Tore Myrland Jensen som har utført SDI-beregningen. Intervallene er vurdert som fornuftige. Begrepene benyttet er de samme som i kapittel 4.3.1.2.

Ut ifra plottede SDI-verdier i Figur 4-37 og Figur 4-38 har Tromsøbrua moderat skadeomfang med hensyn på betongens mekaniske egenskaper og bestandighet(riss). Medtas alle 22 prøvene i vurderingen vil fordelingen bli som angitt i Tabell 4-17. Tabellen viser at alle resultatene havner i kategorien «Moderat», unntatt 1 prøve som har «Beskjedent» skadeomfang. Denne prøven er tatt i bjelke Nord, felt 39.

For pilarene er gjennomsnittlig målt SDI-verdi høyest på nordsiden av pilarene, mens for overbygningen er gjennomsnittlig målt SDI-verdi høyest på sørsiden av konstruksjonen.

Tabell 4-16: Tabellen viser skadeomfanget med hensyn på SDI-verdier.

SDI-verdi intervaller	Skadeomfang
0 - 0,08	Ingen
0,08-0,14	Beskjudent
0,15-0,25	Moderat
0,26-	Omfattende

Tabell 4-17: Resultater fra SDI fordelt med hensyn på skadeomfang

Skadeomfang	Antall
Ingen	0
Beskjedent	1
Moderat	21
Omfattende	0

4.3.4 Mekaniske egenskaper

4.3.4.1 Densitet

Det er utført målinger av densitet til betongen. Dette er gjort i samband med undersøkelsene i 2011, 2014 og 2022. Figur 4-39 og Figur 4-40 gir en oversikt over hvor prøvene er tatt, hvilket år det er tatt og hvem som har utført målingene.

Målingene fra 2022 er utført i henhold til NS-EN 12390-7, men prøvene er ikke vannmettet på forhånd fordi de ble utført i tilknytning til SDT-analyse (samme prøvestykker). For målingene fra 2011 og 2014 er det ikke oppgitt om NS-EN 12390-7 er fulgt. Rapporten fra 2011 oppgir også verdier ved bruk av metode 14.632 fra Håndbok 014 (Vegvesen, 2005). Disse verdiene blir ikke videre omtalt i dette kapitlet.

For målingene utført i 2011 er det kun gitt en verdi for hele kjernens lengde. Dette gjelder også i all hovedsak for kjernene tatt i 2022. Her er enkelte kjerner imidlertid delt i 2. For kjernene tatt i 2014 er kjernene delt opp. Dette medfører at det er mulig hente ut informasjon om densiteten endres fra ytterkant betong og innover i tverrsnittet. Dette er vist i Figur 4-41.

Resultatene viser at densiteten ikke er lik gjennom hele tverrsnittet. Det er heller ikke likt endringsforløp for prøvene. Forklaring på dette kan være forskjeller i porøsitet og forholdet pasta/tilslag. Bakgrunnen for denne påstanden er at prøvestykkene er små skiver med omtrent 5cm tykkelse. Det må derfor påregnes noe spredning i resultatene. Denne rapporten vil ikke vurdere dette videre, det registres kun at det er en forskjell.

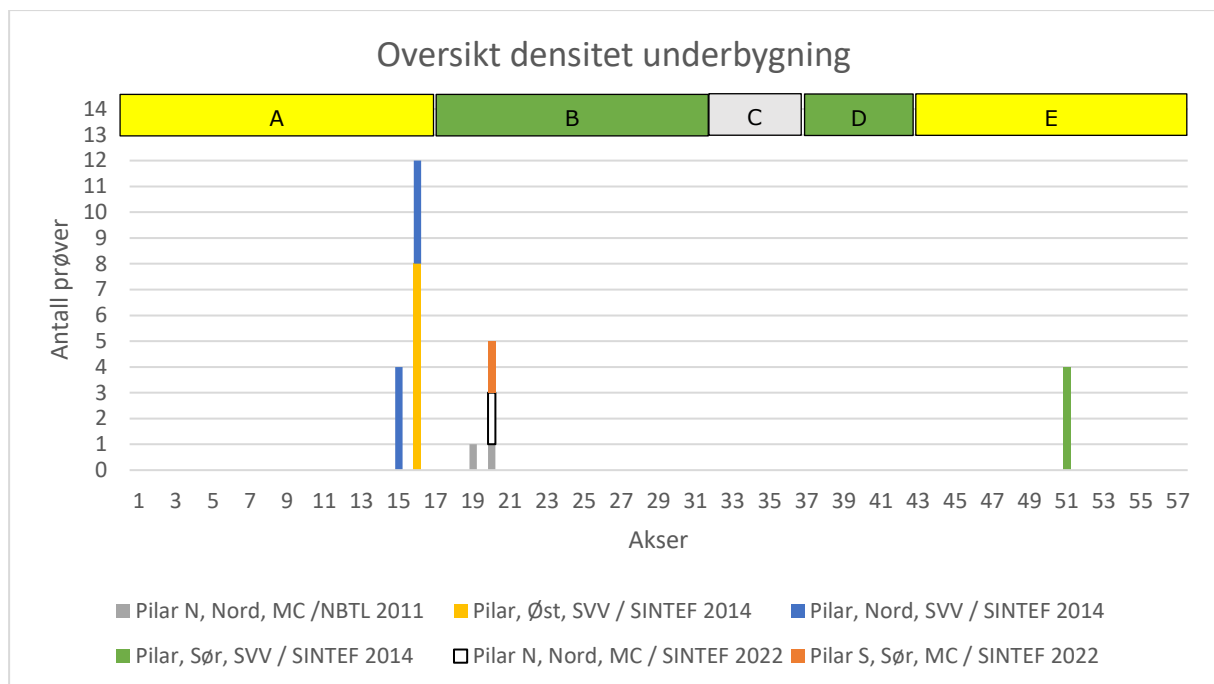
Figur 4-42 viser målt gjennomsnittlig densitet for de enkelte kjerneprøver. Den laveste densiteten (2375kg/m^3) er målt i pilar i akse 51. Høyeste verdi (2513kg/m^3) er målt i nordre pilar, akse 20. Densiteten av kjernen tatt under kai i akse 16, og prøven i akse 51 er lavere enn øvrige prøver, og er de eneste som ligger under 2400kg/m^3 ($23,5\text{kN/m}^3$). Flere av de andre prøvene ligger i området 2430kg/m^3 - 2495kg/m^3 ($23,8\text{kN/m}^3$ - $24,5\text{kN/m}^3$). Altså er det ikke stor forskjell hvis det i vurderingene tas med at pasta/stein og luftinnhold vil variere i betongen.

I NS-EN 1991-1 er verdien for densitet til normalbetong satt til 24kN/m^3 . Dette vil si et intervall på $23,5\text{kN/m}^3$ til $24,4\text{kN/m}^3$. I (Silseth, 2013) er angitt at densitet for armert betong settes til 25kN/m^3 , og dermed intervallet $24,5\text{kN/m}^3$ til $25,4\text{kN/m}^3$. I HB N400 (Vegvesen, 2023-01) er det angitt at densitet for armert betong skal settes større eller lik $25,0\text{kN/m}^3$. Er armeringsmengde større enn 150kg/m^3 eller tilslaget har egenvekt større enn 2800kg/m^3 skal den samlede densiteten bestemmes.

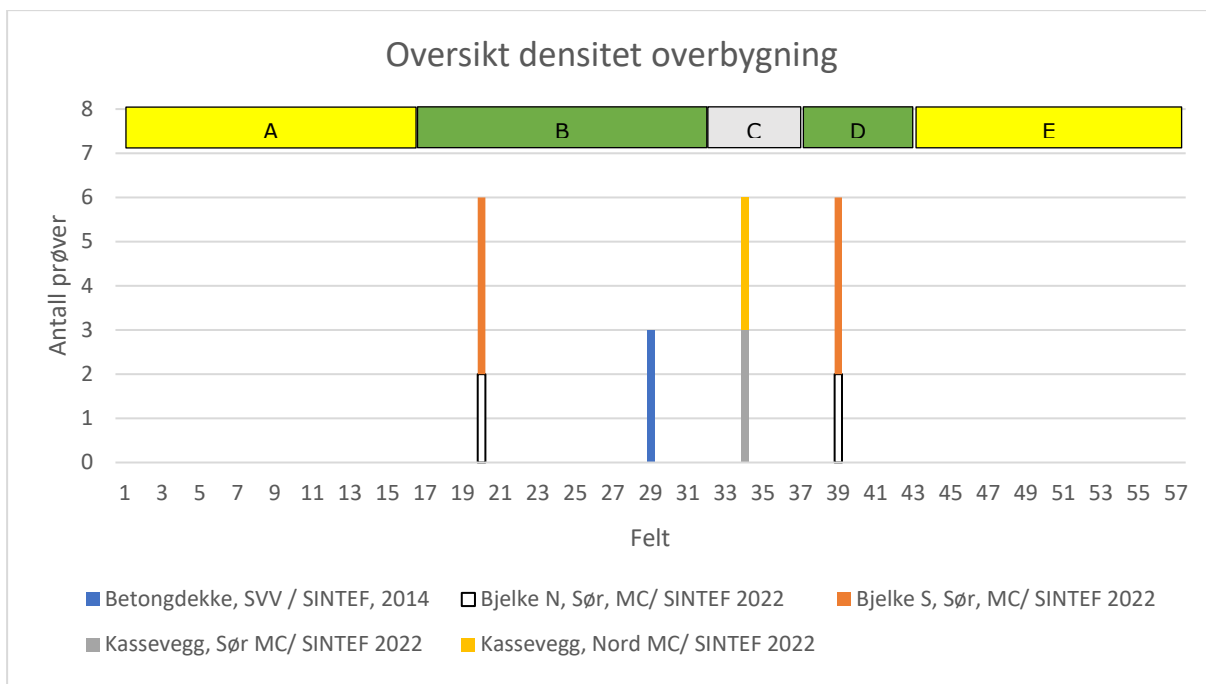
Normalt benyttes egenvekt av armert betong lik 25kN/m^3 til kapasitetsberegninger, og denne verdien er også benyttet i kapasitetsberegninger i masteroppgaver som omhandler Tromsøbrua. Figur 4-43 viser sammenhengen mellom målt gjennomsnittlig densitet i

enkelte konstruksjonsdeler og armering. For armering er det benyttet en densitet på 7850kg/m³.

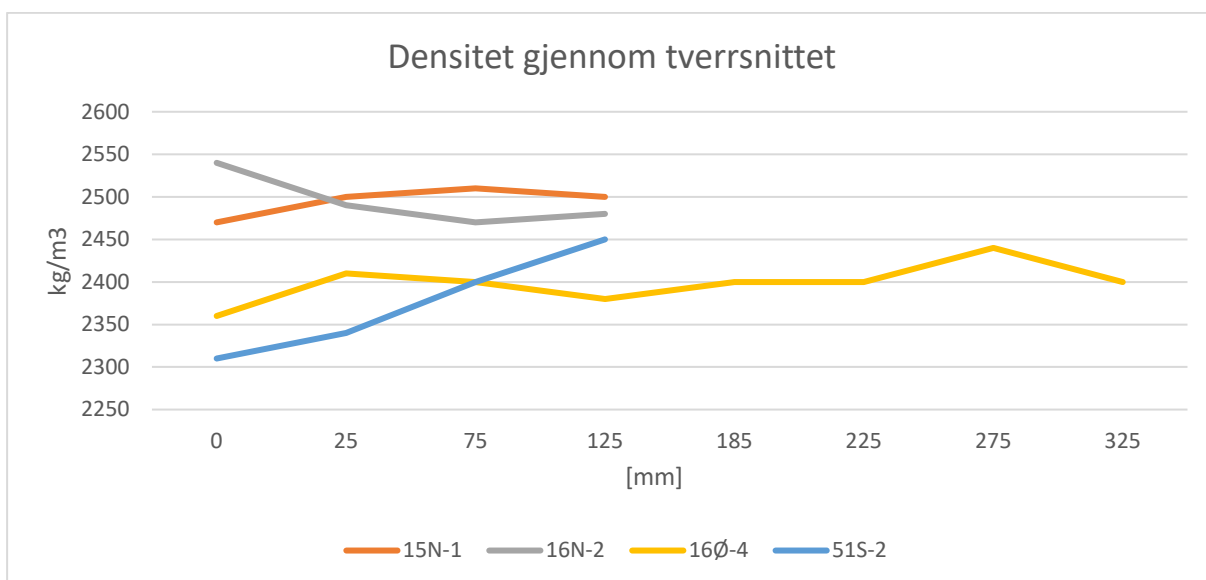
Fra armeringstegninger er det estimert at hule pilarer i akse B har en armeringsmengde på omtrent 118kg/m³ betong, mens det for overbygningen i akse B er sett at denne i feltet har en armeringsmengde på 76 kg/m³ betong. Figur 4-43 viser at det nødvendigvis ikke er konservativt å benytte 25kN/m³ ved å utføre beregninger av riss og deformasjoner av pilarene i seksjon B. Samtidig vil det være grunnlag for å kunne redusere lastfaktoren i bruddgrenseberegninger siden egenvekten på betongen kjent.



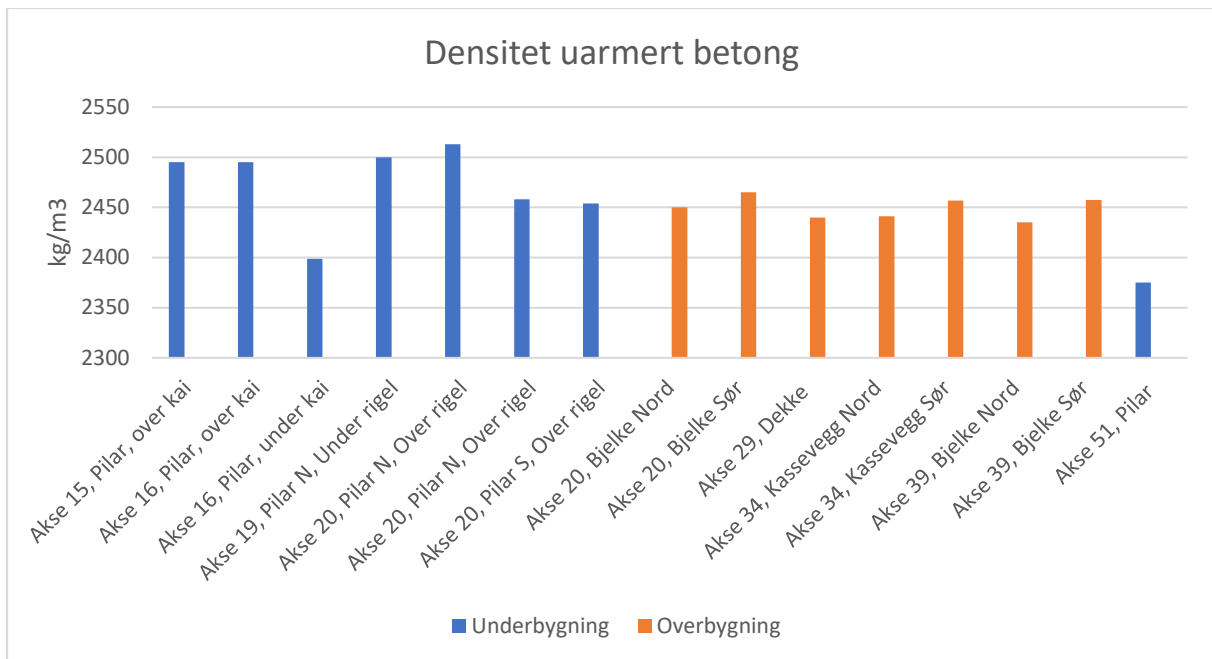
Figur 4-39: Figuren gir en oversikt over hvor det i underbygningen er tatt prøver for måling av densitet, hvilken rapport det tilhører, og hvilket foretak som har utført målingene.



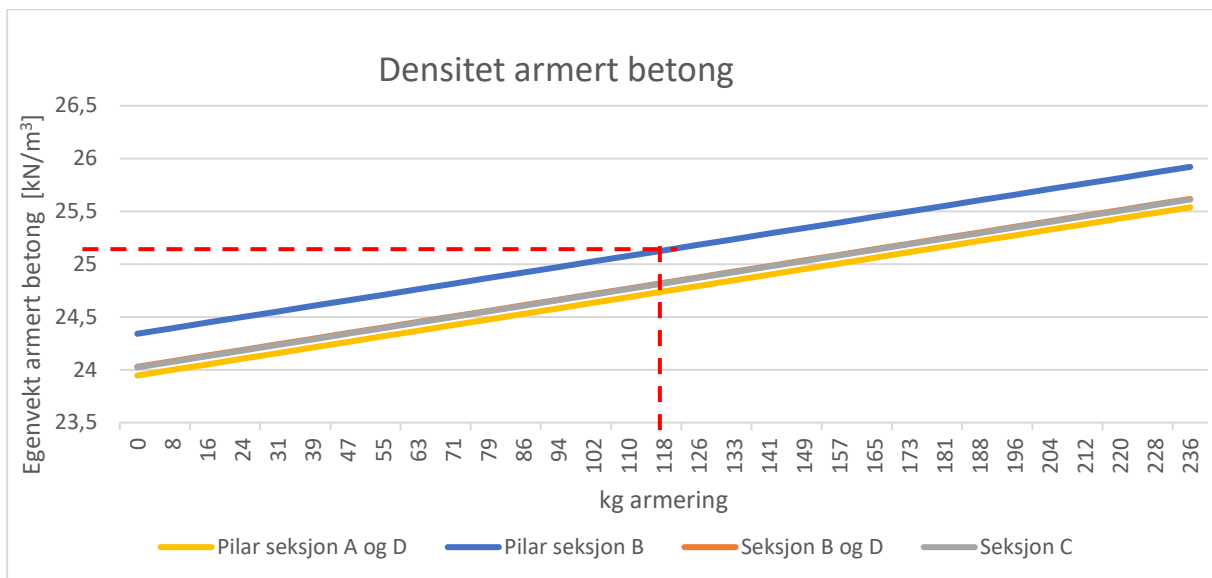
Figur 4-40: Figuren gir en oversikt over hvor det i overbygningen er tatt prøver for måling av densitet, hvilken rapport det tilhører, og hvilket foretak som har utført målingene.



Figur 4-41: Figuren viser endring i densitet innover i tverrsnittet. Prøvene er tatt i pilar 15, 16 og 51. Prøve 16Ø-4 er tatt under kai.



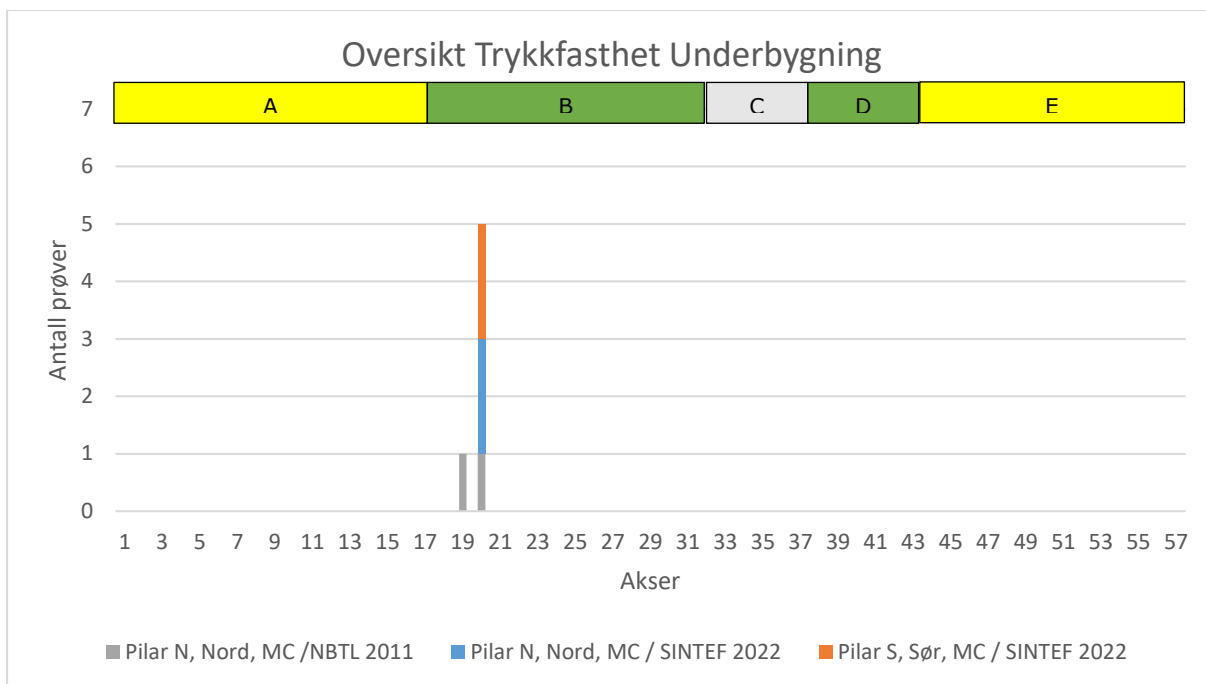
Figur 4-42: Figuren viser gjennomsnittlig densitet fra de enkelte målinger. Det ses at det er målt lavest densitet i pilarene i akse 16(under kai) og 51. Høyest densitet er målt i akse 20 over rigel (hul del)



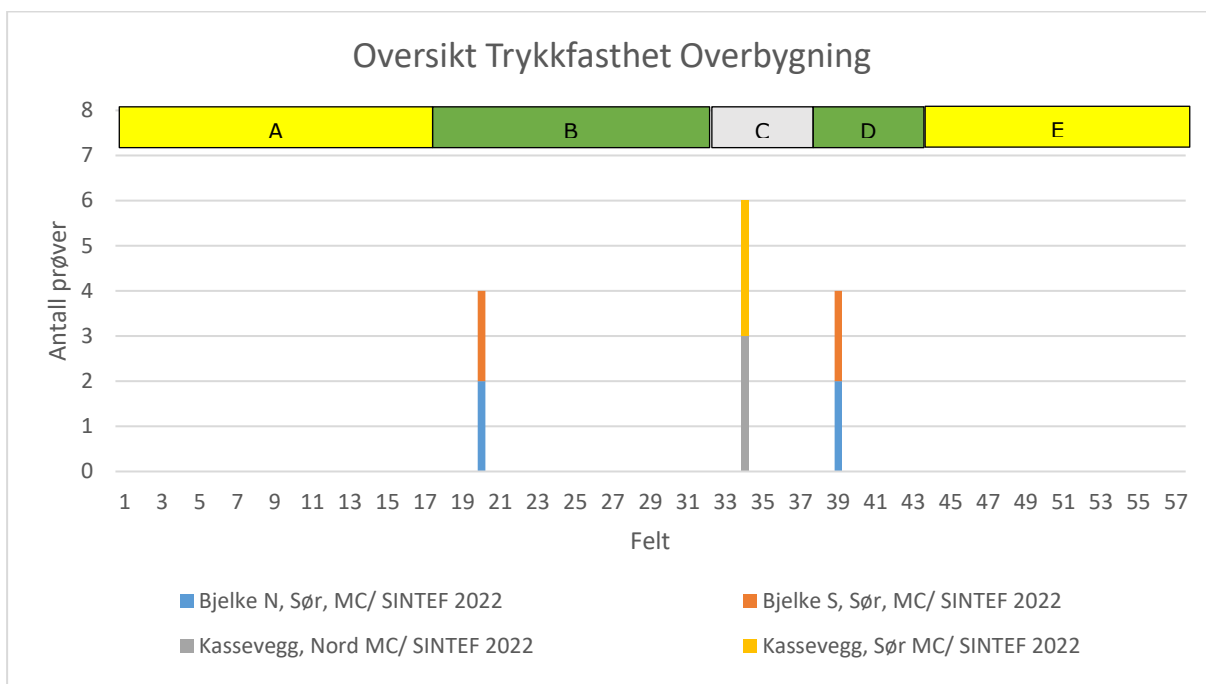
Figur 4-43: Figuren viser densitet for armert betong med hensyn på antall kg armering pr m³ betong. Utgangsverdiene for betong er gjennomsnittverdier hentet fra prøving av densitet. Viser at å benytte 25kN/m³ nødvendig er konservativt for bruksgrense beregninger for pilarer i seksjon B.

4.3.4.2 Trykkfasthet

Det er utført trykkprøving av kjerner i samband med undersøkelsene utført i 2011 (Multiconsult, 2011) og spesialinspeksjonen 2022. I Figur 4-44 og Figur 4-45 gis det en oversikt over hvor i konstruksjonen prøvene er tatt, hvilket foretak som har gjort uttak av prøvene, og hvilket foretak som har foretatt prøvingen.



Figur 4-44: Figuren gir en oversikt over hvor det i underbygningen er tatt kjerneprøver for måling av trykkfasthet, hvilken rapport det tilhører, og hvilket foretak som har utført målingene.



Figur 4-45: Figuren gir en oversikt over hvor det i overbygningen er tatt kjerneprøver for måling av trykkfasthet, foretak som har gjort uttak av prøvene, foretak som har utført prøvingen, og hvilket

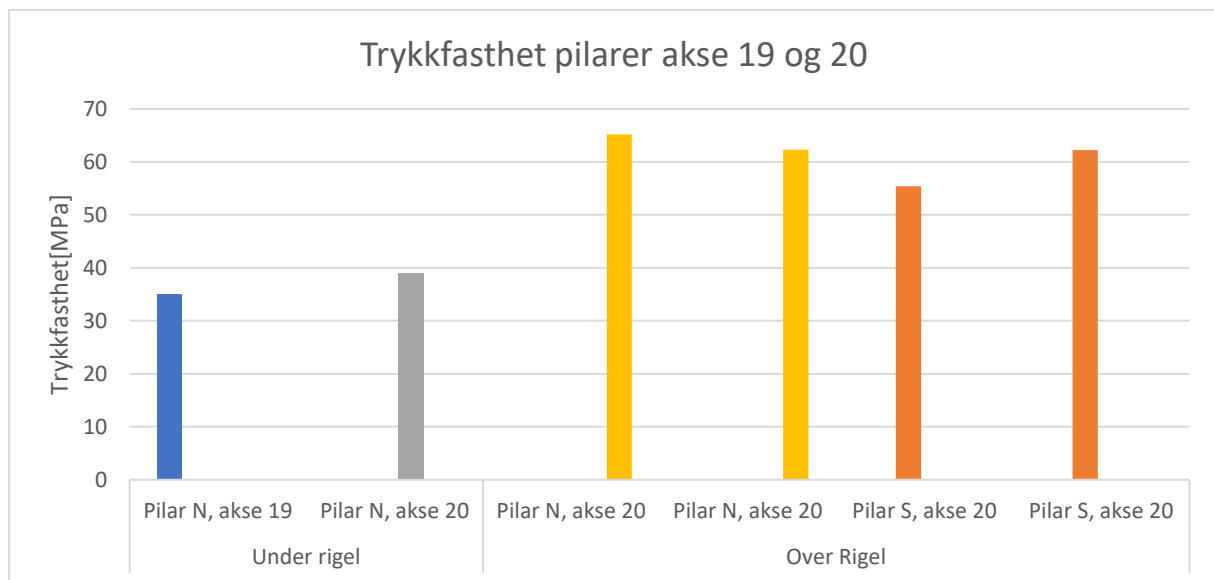
Det er beregnet karakteristisk in-situ fasthet etter NS-EN 13791 (Standard Norge, 2019) og (Jensen, 2013). Parameteren $f_{c,i}$ angir omregnet sylindrefasthet med høyde/diameterforhold lik 2. Denne verdien er hentet fra analyserapportene. Faktoren k som benyttes når antall prøver er mindre 15, er hentet fra (Jensen, 2013)

Kjernene fra 2022 er utført med «in-situ» fuktinnhold da samme prøvene er benyttet til SDT-prøving. Prøving av trykkfasthet i «in-situ» vil gi noe større trykkfasthet enn hvis de hadde vært lagret i vann de 2 foregående dagene (Rodum & Pedersen, 2022).

4.3.4.2.1 Pilarer

Det er utført prøving av trykkfasthet for til sammen 6 kjerner i konstruksjonsdelen pilarer. Utenom 1stk (akse 19) er alle kjernene tatt i akse 20. Prøvene er tatt i forbindelse med undersøkelsene fra 2011 og 2022. Det er stor variasjon mellom minste trykkfasthet og største. Kjernene fra 2011 er tatt i nedre del av Pilaren, under rigel. Informasjon om hvor uttak av kjernene er gjort er vist i Figur 4-44 og Figur 4-46.

Resultater fra prøvingen er vist i Figur 4-46. I Tabell 4-18 oppgis $f_{ck, is}$ og verdier benyttet for beregning av denne, mens Figur 4-47 viser resultater fra fastsettelse av $f_{ck, is}$.

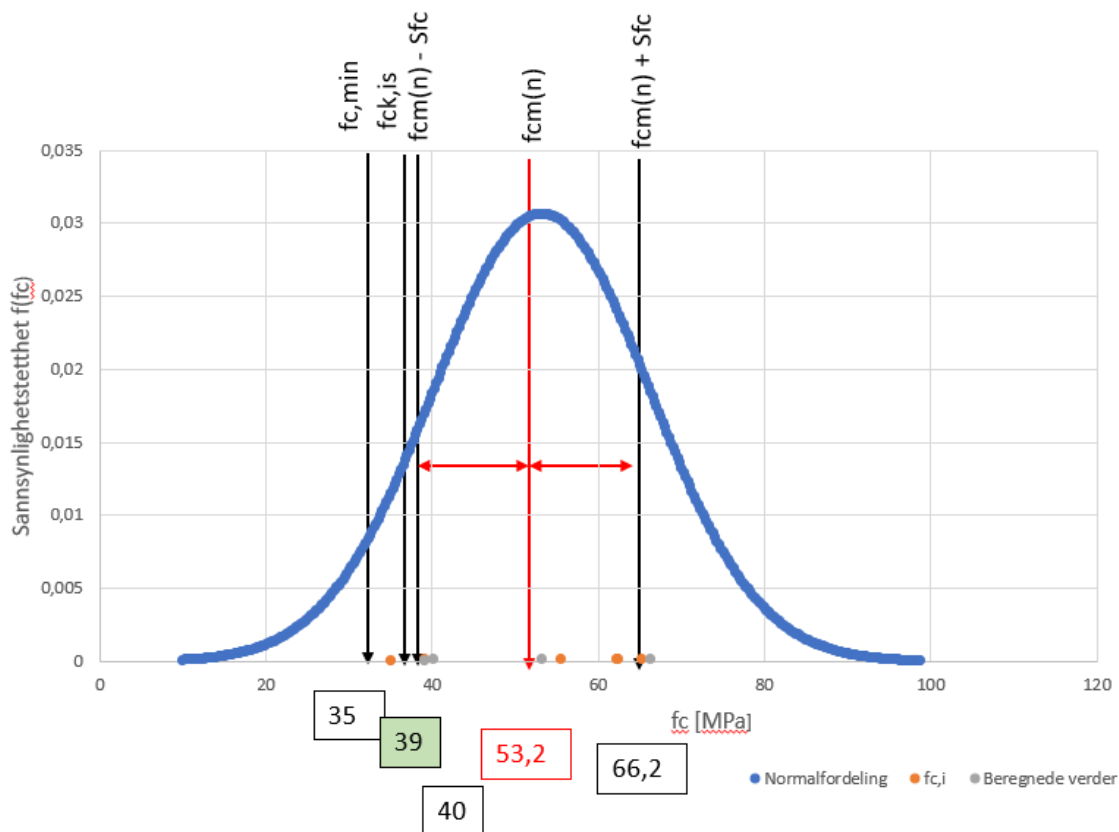


Figur 4-46: Figuren viser resultater fra prøving av trykkfasthet i pilarer.

Tabell 4-18: Tabellen angir data benyttet for beregning av $f_{ck, is}$ og omtrentlig 28-døgnfasthet for B290.

Hva	Fasthet
Prosjektert fasthet, (B290) f_{ck}^*	20 MPa
Gjennomsnitt fasthet, $f_{cm, (n)}$	53,2 MPa
Median fasthet	58,8 MPa
k	7,0 Mpa
Standardavvik, S_{fc}	13,3 MPa
karakteristisk in-situ fasthet, $f_{ck, is}$	39 MPa
28dagers karakteristisk sylinderfasthet fra byggeperioden (kapittel 3.8.2)	27MPa

*Omtrentlig fasthet etter tabell 2.12 i (Vegvesen, 2023-02, p. 7)



Figur 4-47: Figuren viser resultatene fra fastsettelse av $f_{ck, is}$.

Figur 4-47 og Tabell 4-18 viser resultatene fra fastsettelse av $f_{ck, is}$. Resultatene viser at $f_{ck, is} > f_{ck}$ (B290), ($39\text{MPa} > 20\text{MPa}$).

Det er uttrykk (8) som blir gjeldende for som $f_{ck, is}$. Se kapittel 2.3.2.3.2. Før videre bruk av resultatene bør det vurderes om $f_{c, min}$ faktisk representerer laveste betongfasthet innenfor prøveområdet.

Prøvene tatt i 2011 er tatt under rigel. Her er pilarene massive, mens de er hule fra underkant rigel og opp. Det er grunn til å anta at det er støpeskjøt i underkant rigel og overkant rigel. Det er derfor rimelig grunn til å anta at støpen under rigelen er utført på annet tidspunkt enn over. Se også Figur 3-19. Forskjellen i fasthet kan delvis ha bakgrunn i tilslag benyttet. Det er som beskrevet i kapittel 3.8.4 usikkerhet med hensyn på hvilket tilslag som er benyttet hvor i konstruksjonene.

Kjernene er kun tatt fra 3 pilarer, og det er stor spredning i resultatene. Hvis resultatene skal benyttes i kapasitetsberegninger av pilarer, og trykkfastheten er dimensjonerende, anbefales det uttak av flere kjerner for å kalibrere resultatet. I tillegg kan det vurderes om det skal skilles på målinger av fasthet over og under rigel.

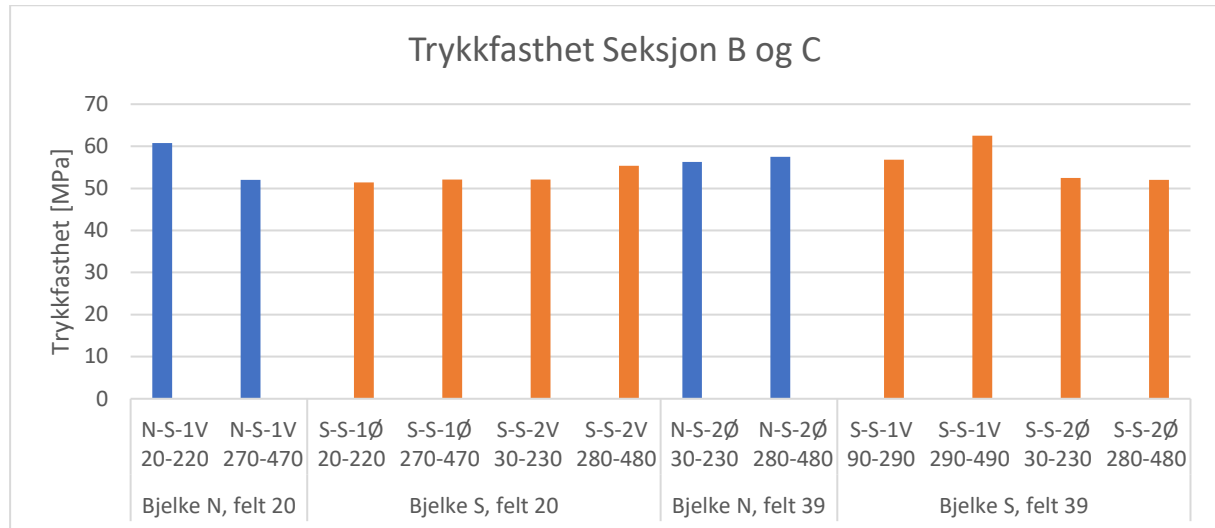
4.3.4.2.2 Overbygning seksjon B og D

Det er utført prøving av trykkfasthet for til sammen 12 kjerner for overbygningen seksjon B og D. Halvparten av prøvene er tatt i felt 20, mens den andre halvparten er tatt i felt 39. Alle er tatt i forbindelse med Spesialinspeksjonen 2022.

Informasjon om hvor det uttak av kjernene er gjort er vist i Figur 4-45 og i rapport for Spesialinspeksjon 2022. Resultater fra prøvingen er vist i Figur 4-48. Verdi for omregnet

fasthet ($f_{c, i}$) er gitt i Tabell 4-19. I denne er det også angitt verdier benyttet i beregningene for fastsettelse av $f_{ck, is}$.

Figur 4-49 viser resultatene fra fastsettelse av $f_{ck, is}$. Resultatene viser at $f_{ck, is} > f_{ck}$ (B290) (50,1MPa > 20MPa). Uttrykk (7) er gjeldende for fastsettelse av $f_{ck, is}$. Se kapittel 2.3.2.3.2. Verdien fastsatt for $f_{ck, i}$ vurderes derfor som gyldig.

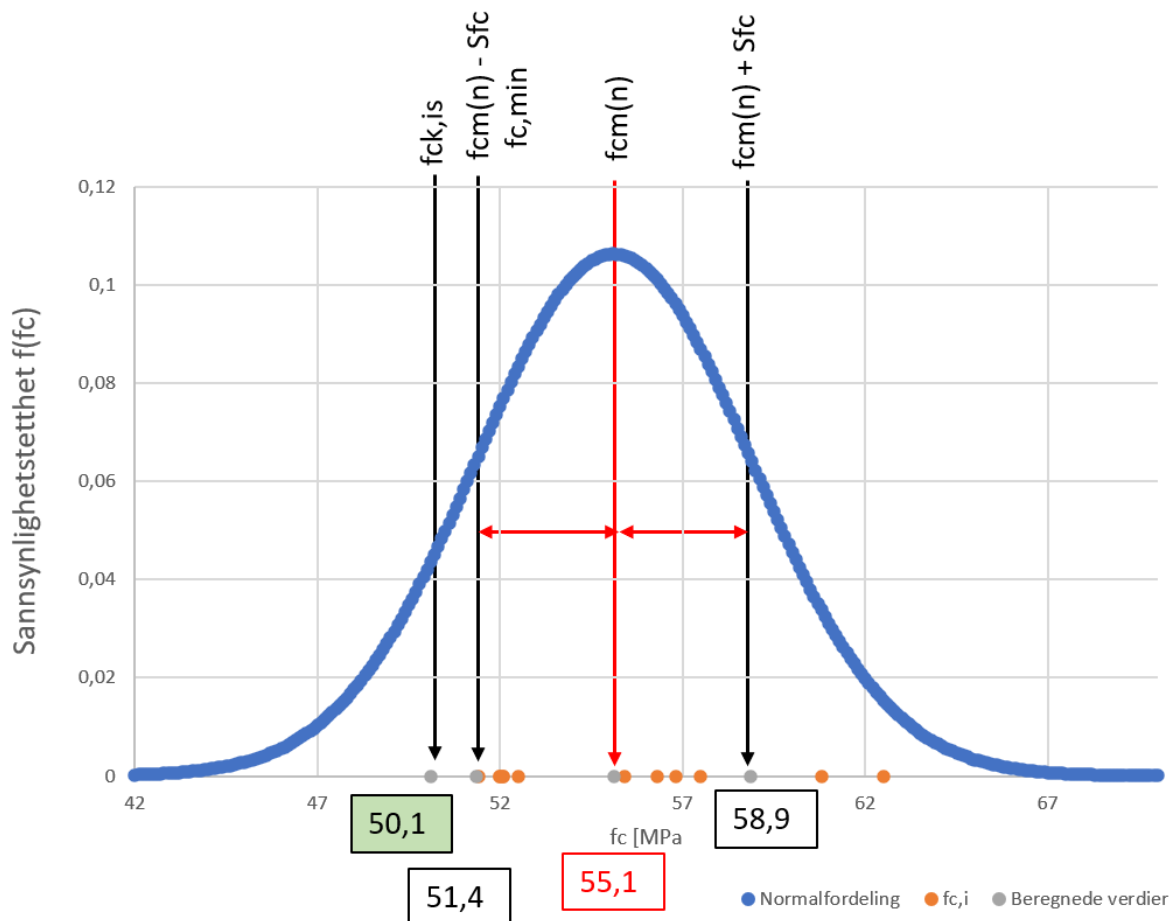


Figur 4-48: Figuren viser resultater fra prøving av trykkfasthet for bjelker i seksjon B og D.

Tabell 4-19: Tabellen angir data benyttet for beregning av $f_{ck, is}$ og omtrentlig 28-døgnfasthet for B290.

Hva	Fasthet
Prosjektert fasthet, (B290) f_{ck}^*	20 MPa
Gjennomsnitt fasthet, $f_{cm, (n)}$	55,1 MPa
Median fasthet	54,0 MPa
k	5,0 Mpa
Standardavvik, S_{fc}	3,76 MPa
karakteristisk in-situ fasthet, $f_{ck, is}$	50,1 MPa
28dagers karakteristisk sylindrefasthet fra byggeperioden (kapittel 3.8.2)	27,0 MPa

*Omtrentlig fasthet etter tabell 2.12 i (Vegvesen, 2023-02, p. 7)



Figur 4-49: Figuren viser resultatene fra fastsettelse av $f_{ck, is}$.

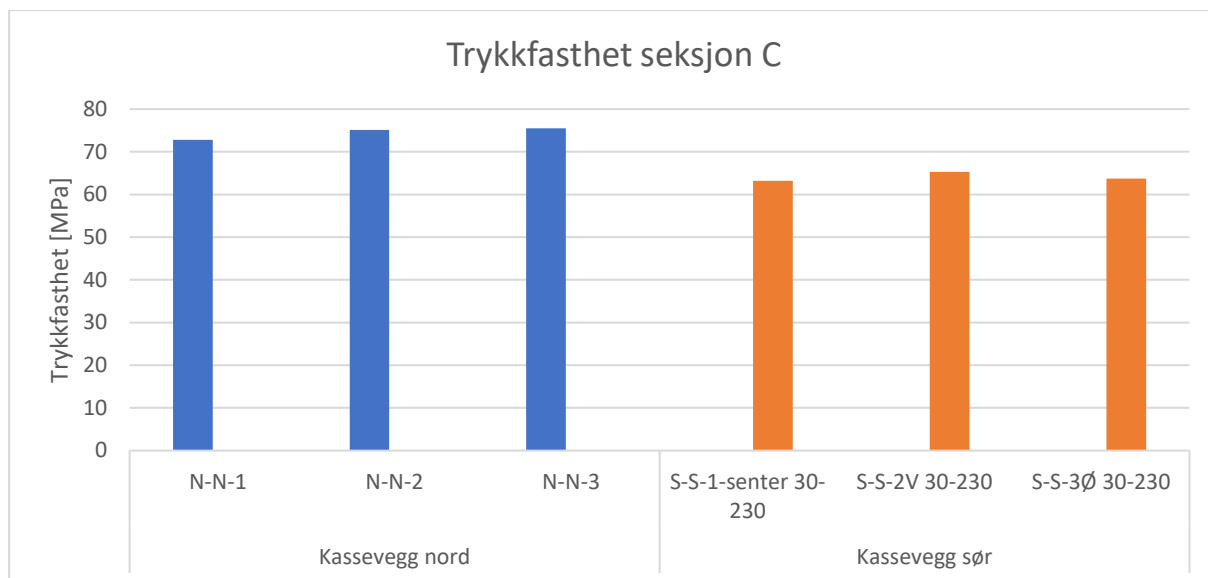
Samlet gjennomsnittlig fasthet for trykkede kjerner fra pilarer og overbygning med betongkvalitet B290 er 54,5MPa.

4.3.4.2.3 Overbygning seksjon C

Det er utført trykktesting av til sammen 6 kjerner for seksjon C. Alle er tatt i forbindelse med spesialinspeksjonen 2022.

Informasjon om hvor uttak av kjernene er gjort er vist i Figur 4-45 og i rapport for Spesialinspeksjon 2022. Resultatene fra prøvingen er vist i Figur 4-50. Omregnet fasthet ($f_{c, i}$) er gitt i Tabell 4-20. I denne er det også angitt verdier benyttet i beregningene for fastsettelse av $f_{ck, is}$.

Tabell 4-20 og Figur 4-51 viser resultatene fra fastsettelse av $f_{ck, is}$. Resultatene viser at $f_{ck, is} > f_{ck}$ (62,3MPa > 32MPa). Uttrykk (7) er gjeldende for fastsettelse av $f_{ck, is}$. Se kapittel 2.3.2.3.2. Verdien fastsatt for $f_{ck, i}$ vurderes derfor som gyldig.

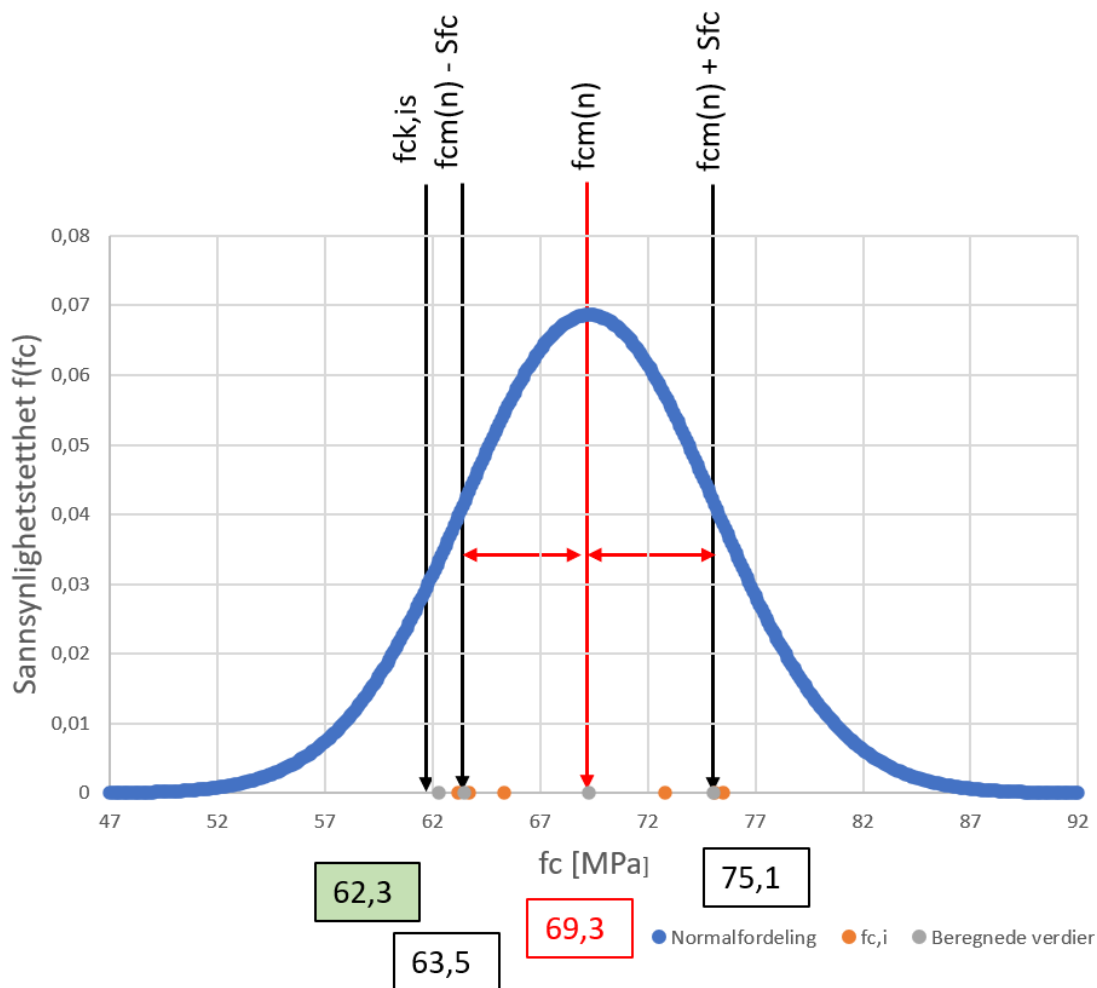


Figur 4-50: Figuren viser resultater fra prøvingen av trykkfasthet for seksjon C

Tabell 4-20: Tabellen angir data benyttet for beregning av $f_{ck, is}$ og omtrentlig 28-døgnfasthet for B440.

Hva	Fasthet
Prosjektert fasthet, (B440) f_{ck}^*	32 MPa
Gjennomsnitt fasthet, $f_{cm, (n)}$	69,3 MPa
Median fasthet	69,1 MPa
k	7,0 Mpa
Standardavvik, S_{fc}	5,81 MPa
karakteristisk in-situ fasthet, $f_{ck, is}$	62,3 MPa

*Omtrentlig fasthet etter tabell 2.12 i (Vegvesen, 2023-02, p. 7)



Figur 4-51: Figuren viser resultatene fra fastsettelse av $f_{ck, is}$.

4.3.4.3 E-modul

I forbindelse med SDT, er det også utført prøving av E-modul (E_{SDT}). E_{SDT} er bestemt som midlere sekskantstivhet for femte på og avlastningskurve under SDT-prøvingen. Dette er ikke den samme E-modul som benyttes i konstruksjonsberegninger, men viser en trend i endring av E-modul for betong med AR. Forutsetninger og resultater for prøvingen er gitt i (Jensen & Haugen, 2022) og (Jensen & Haugen, 2023).

Som forklart i kapittel 3.8.2 er det benyttet flere forskjellige betongkvaliteter for brua. For de kjerneprøvene som er prøvet i SDT, tilhører disse betongkvalitetene B290 og B440. I Figur 4-52 og Figur 4-53 er verdiene grafisk vist for hver betongkvalitet.

I arbeidet med denne rapporten er det ikke funnet dokumentasjon fra byggeperioden som viser hva E-modulen var ved 28-døgn fasthet. Ut ifra verdier fra prøving av trykkfasthet kan det som forklart i kapittel 2.3.2.3.3 beregnes hva forventet verdi av E-modul for betongen er.

I disse beregningene benyttes gjennomsnittlig trykkfasthet (f_{cc}) for hver av kvalitetene. Resultater fra beregningen er vist i Tabell 4-21.

I revidert EK2 (CEN, 2022) som er ute på høring, er det i tillegg B utledet formler for å kunne beregne forventet E-modul basert på alderen til betongen, betongkvalitet og opptredende temperatur på stedet.

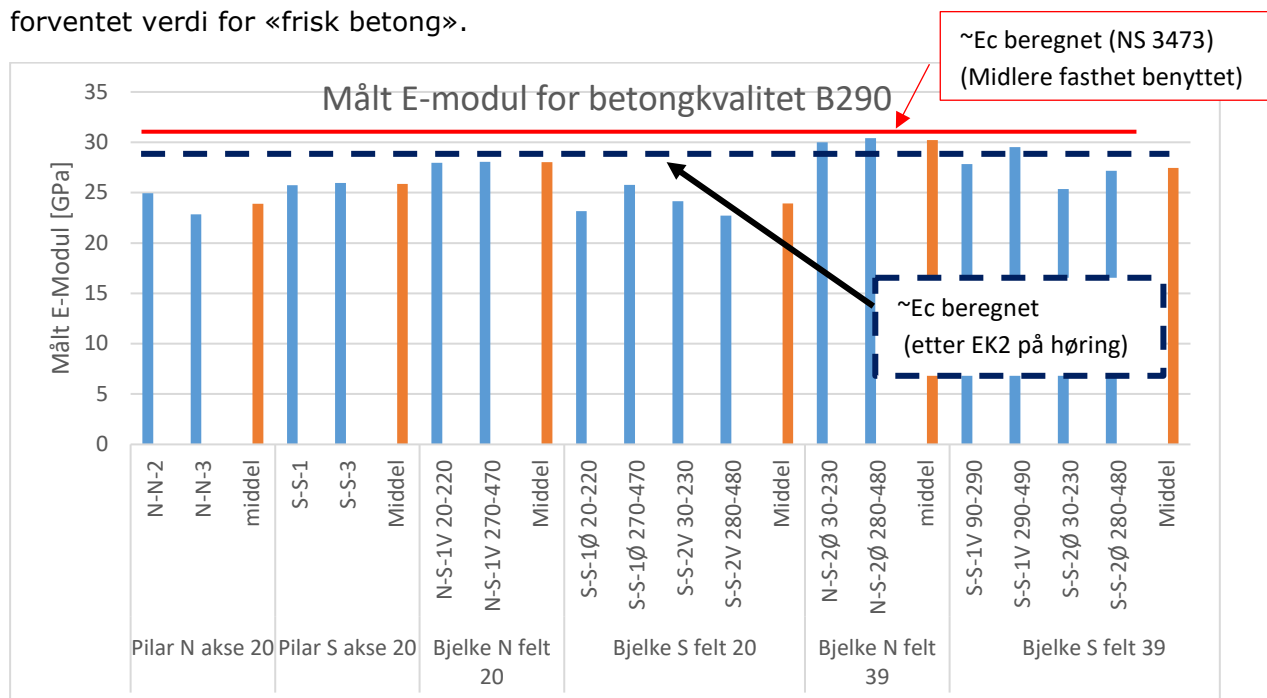
For beregningen etter EK2 på høring (CEN, 2022) er alderen på betongen satt til 62år. Middeltemperatur er hentet fra målestasjonen ved Langnes Lufthavn. Resultatene fra beregningene er gitt i Tabell 4-21. Beregningen av forventede E-modul er vist i Vedlegg C.

Tabell 4-21: Tabellen viser forventet E-modul beregnet etter EK2 på høring, tillegg B i (CEN, 2022), og beregnet etter midlere trykket fasthet NS 3473 (Standard Norge, 2003).

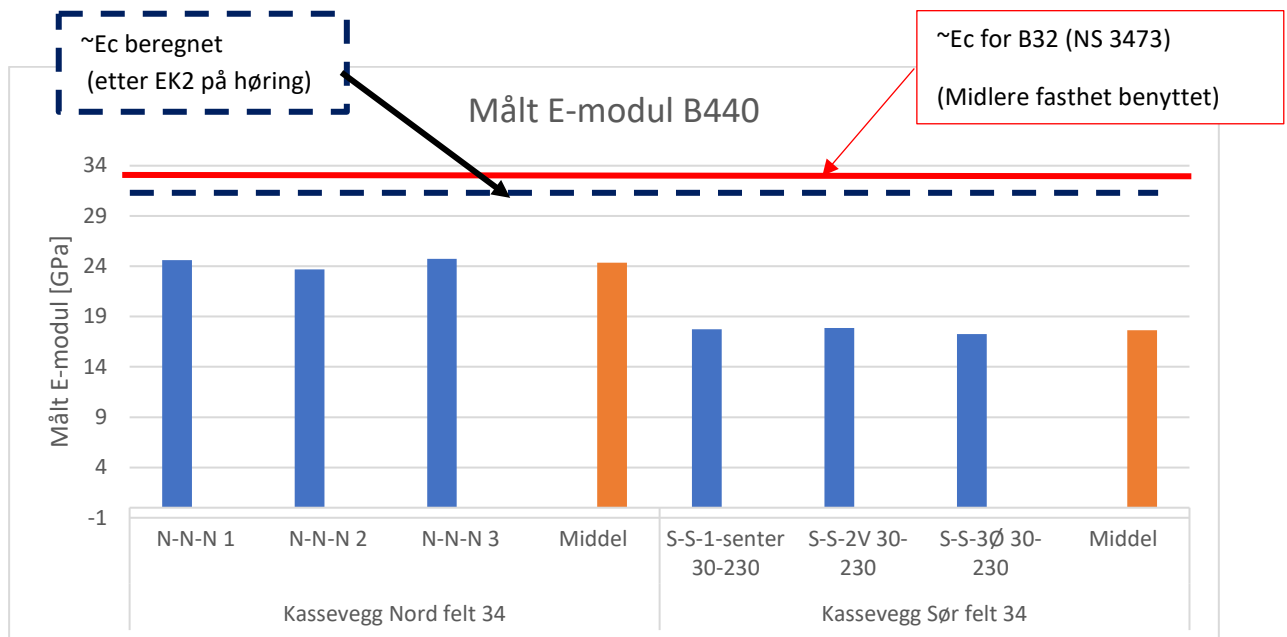
Betongkvalitet	Beregnet E-modul [GPa]	
	NS 3473	EK2 på høring
B290	31,5	29,8
B440	33,9	32,2

Fra verdiene i Tabell 4-21 ses det at verdi på E-modul beregnet etter EK2 på høring gir en lavere verdi enn formelen i NS 3473 (Standard Norge, 2003).

Som vist i Figur 4-52 og Figur 4-53 ligger de fleste målte verdiene betydelig lavere enn forventet verdi for «frisk betong».



Figur 4-52: Figuren viser målte E-moduler (femte pålasting) for kjerneprøver fra seksjon B og D. Rød linje er forventningsverdi beregnet etter NS3473. Sort stiple linje er forventningsverdi beregnet etter EK2 på høring.



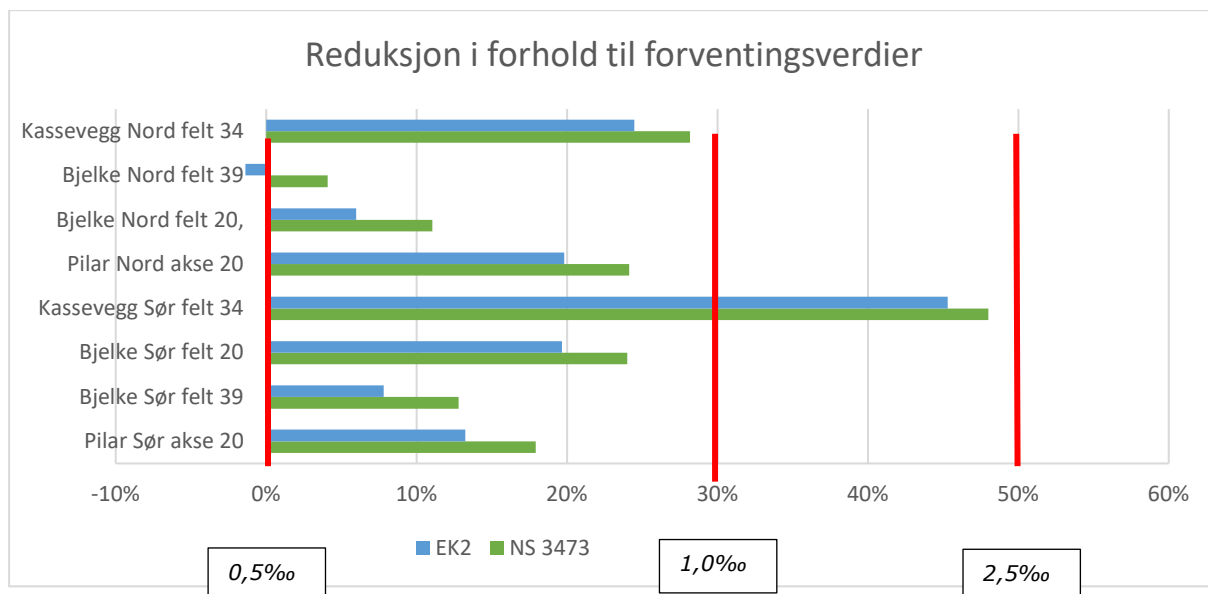
Figur 4-53: Figuren viser målte E-moduler (femte pålastning) for kjerneprøver tatt fra seksjon C. Rød linje er forventningsverdi beregnet etter NS3473. Sort stiplet linje er forventningsverdi beregnet etter EK2 på høring.

Det er kjent at E-modul reduseres ved AR, se kapittel 2.2.5. For den sammenlignbare beregnede verdien, har prøven S-S-2V 280-480 redusert sin E-modul med 28% etter formel i NS 3473. Reduksjonen i forhold til EK2 på høring er noe mindre (21%). De øvrige prøvene for kvaliteten B290 har mindre reduksjon enn dette.

For kvaliteten B440 har prøven S-S-3Ø 30-230 redusert sin E-modul med ca 45% i forhold til forventningsverdien i henhold til NS3473. Reduksjonen er størst for prøvene tatt på sørsiden av kasseveggen. For den nordlige siden er reduksjonen noe mindre, omtrent i overkant av 20%.

Tallene på reduksjon er omtrentlige da den opprinnelige E-modulen for betongkvaliteten ikke er kjent. Likevel ses det at E-modulen for prøvene tatt fra konstruksjonene på sørsiden av brua er lavere enn for nordsiden. Dette gjelder ikke pilarene.

Figur 4-54 viser prosentreduksjon i E-modul i forhold til beregnede forventningsverdier. Verdiene er middelverdier. I Tabell 2-1 (Engineers, 1992) er det oppgitt restverdi av E-modul med hensyn på ekspansjon. Disse verdiene er markert i Figur 4-54. Ut ifra reduksjon i E-modul med hensyn på ifra forventningsverdi, kan det tolkes at ekspansjonen i fri retning for prøvene fra kassevegg sør har hatt en ekspansjon på nærmere 2‰ - 2,5‰. Øvrige prøver har hatt en ekspansjon som er større enn 0,5‰, men mindre enn 1,0‰.



Figur 4-54: Figuren viser prosentvis reduksjon i E-modul i forhold til forventingsverdier. Røde streker markerer hvilken ekspansjon en slik reduksjon i E-modul *kan* tilsvare (Tabell 2-1). Verdiene fra Tabell 2-1 er hentet fra (Engineers, 1992) og (Rodum & Pedersen, 2022)

I kapittel 4.2.4 opplyses det at ved tidligere masteroppgaver har ekspansjonen av brua vært satt til 0,5‰, mens i (Jensen & Haugen, 2023) opplyses det at ekspansjonen kan være i størrelsesorden opp til 2‰ i fri retning. Dette ved vurdering av SDI-verdier. I lengderetningen vil den være mindre grunnet motholds krefter, og begrensinger i hvor mye konstruksjonen kan ekspandere (fugeåpninger). Hvor mye mindre den vil være i lengderetningen er imidlertid usikkert.

I forbindelse med FoU-programmet: Bedre bruvedlikehold (Pedersen, 2022), (Stemland, et al., 2022) og (Kongshaug, et al., 2020), er det utført laboratorieforsøk hvor effekten av spenninger undersøkt. Resultatene viser at forskjell mellom fri retning og armerte retning vil være avhengig av type fastholdning. Det er også sett resultater på at konstant spenning påført tidlig i betongens levetid gir større reduksjon enn fastholdning som bygger seg opp.

Ut ifra Tabell 2-1, og gjennomsnittslinje i Figur 2-8 ses det at ved ekspansjon 0,5‰ er det ikke forventet noe reduksjon i E-modul. Studien til (Nguyen, 2021) viste imidlertid stor spredning i resultatene. Figur 2-8 viser at ved 0,5‰ ekspansjon, er det tester som har vist opp til 40% reduksjon i E-modul. Det er derfor vanskelig å konkludere noe om ekspansjon grunnet reduksjonen i E-modul.

4.3.5 Fukttinnhold

Det er utført analyser med hensyn på fukttinnhold i betongen i samband med undersøkelsene fra 2011 (NBTL, 2010) og 2014 (Haugen, 2015). Tabell 4-22 angir hvilke analyser som er utført med hensyn på fukt og hvilken rapport disse tilhører.

Tabell 4-22: Tabellen angir hvilke analyser som er utført med hensyn på fukt, og hvilken rapport disse tilhører.

Analyse	Tilhører rapport
Kapillær vannmetningsgrad (DCS)	2011 og 2014
Relativ fuktighet	2011 og 2014
Vanninnhold	2011 og 2014
Sugporøsitet	2014
Makroporøsitet	2014

Tabell 4-23: Tabellen angir konstruksjonsdel, årstall resultatene på rapport de tilhører og hvilken retning prøvene er boret fra. Det er også angitt i hvilken kote prøvene er tatt i. Kote er oppgitt i forhold til LAT.

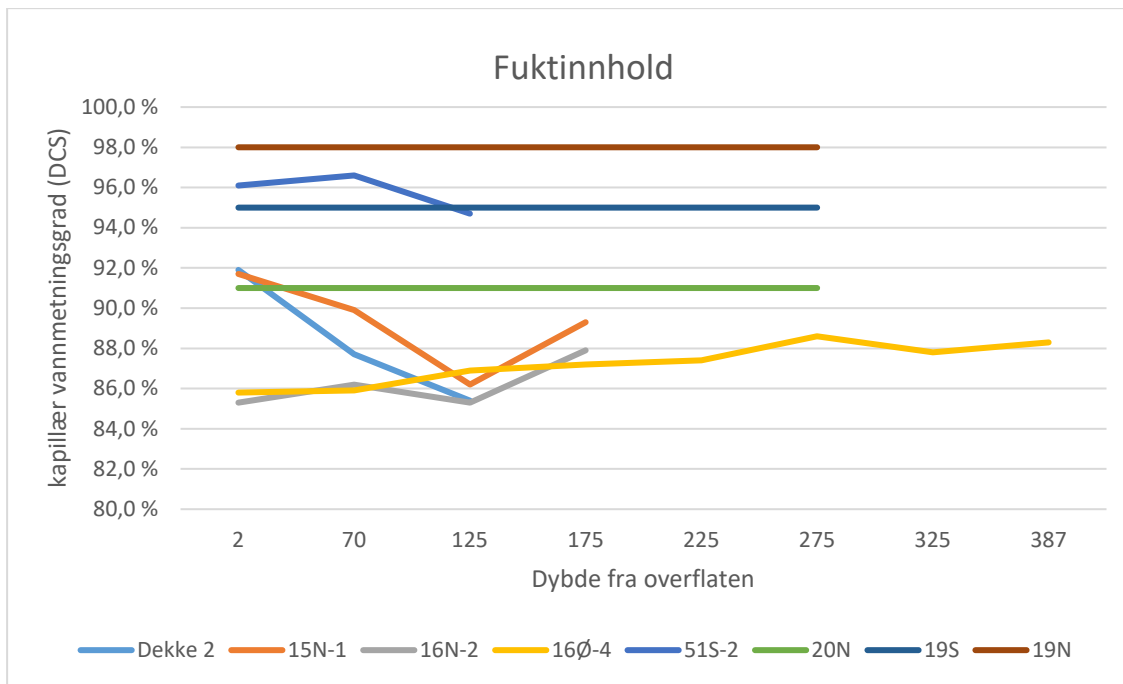
Konstruksjonsdel	Årstall	Akse / Felt	Boret fra side	Kote
Pilar Nord	2014	15	Nord	+5,8 (1,6 over kaidekke)
Pilar Nord	2014	16	Nord	+6,0 (ca 1,8 over kaidekke)
Pilar Nord	2014	16	Øst	+2,42 (1,1 under kaibjelke)
Pilar sør	2011	19	Sør	+4,1
Pilar Nord	2011	19	Nord	+4,1
Pilar Nord	2011	20	Nord	+4,5
Pilar	2014	51	Sør	+10 (antatt fra kart)
Dekke	2014	29	Overside	+35

Tabell 4-23 angir hvor prøvene er tatt, hvilken retning de er boret fra og hvilken rapport de tilhører. En av forutsetningene for AR er at Relativ fuktighet er større enn 80%.

I Tabell 3-1 er det angitt at minimum v/c tall for betong benyttet for bruen er 0,37 og 0,45. Fra (Rodum & Pedersen, 2022, p. 39) ses det at 80% RF for en betong med masseforhold 0,42 tilsvarer ca 83% kapillær vannmetningsgrad. Bakgrunnen for at det ca er 83% er tallet vil variere avhengig av hvilket bindemiddel som er benyttet.

4.3.5.1 DCS

I Figur 4-55 er resultatene fra DCS satt sammen. Resultatene viser at alle kjernene har DCS større enn 85%. Dette er tilstrekkelig fuktighet for å kunne utvikle AR. Sammenstillingen viser at DCS er lik uavhengig av avstanden til havoverflaten (Dekke 2 og 16Ø). For kjernene som er boret i den delen av pilarene som er hule kan det se ut som at fuktigheten er lavest midt inne i tverrsnittet, men øker igjen når den nærmer seg overflaten inne i pilaren.

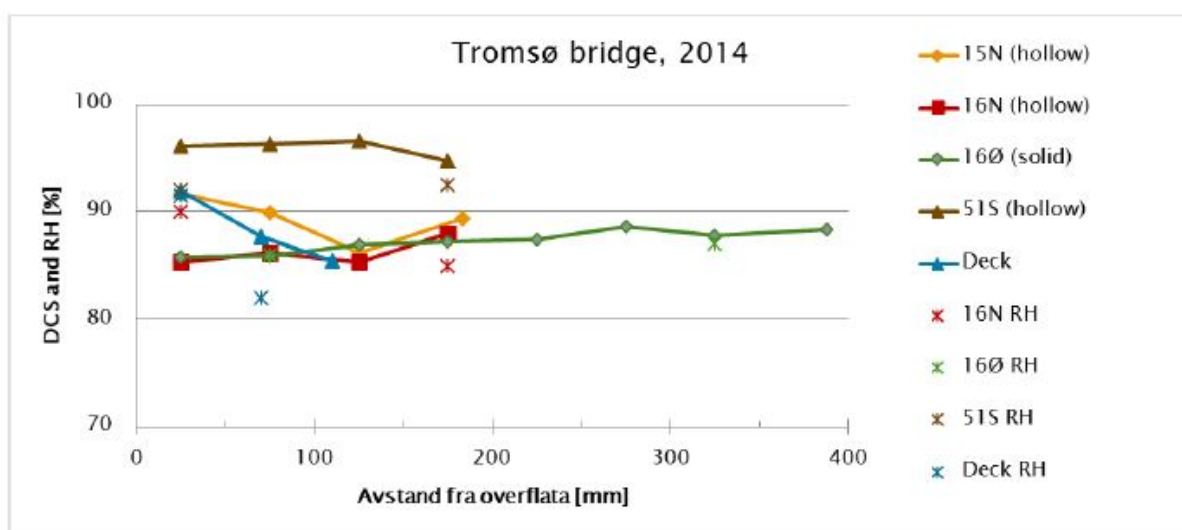


Figur 4-55: Figuren oppsummerer DCS som funksjon av dybden. For prøvene 20N, 19S og 19N er det kun oppgitt en gjennomsnittlig DCS.

4.3.5.2 Relativ fuktighet

Det er utført målinger av RF på laboratorium i forbindelse med rapportering fra 2011 (NBTL, 2010) og 2014. Prøvene fra 2014 (Rodum, 2014-01) ble rapportert i SINTEF sitt Prosjekt 236661 KPN-ASR, vedlegg 18 (Lindgård, 2017).

Det er utført RF av de samme prøvene som det er utført DCS målinger av. RF for alle prøvestykkene i forbindelse med rapporteringen fra 2011 (NBTL, 2010) ble alle målt til 100% RF. Det registreres at målinger RF avviker noe fra målingene av DCS. Som opplyst i kapittel 2.3.2.4 gir RF-målinger på laboratorium et mer presist svar for vurdering av skadeomfanget av AR enn DCS (Rodum & Pedersen, 2022).



Figur 4-56: Figuren viser RF for kjerner tatt i forbindelse med (Rodum, 2014-01) og som er rapportert i (Lindgård, 2017). Utklippet er hentet fra (Lindgård, 2017).

4.3.6 Frostmotstand

Fra rapporteringen i 2014 (Haugen, 2015) er verdiene sugporøsitet og makroporøsitet/luftinnhold rapportert og beregnet. Sistnevnte gir et uttrykk for hvor stort innhold av luftporer den aktuelle betongen har som ikke suger vann. Makroporøsitet kan også sammenlignes med kravet til luftinnhold i fersk betong. Verdier fra målingen er vist i Tabell 4-24.

Tabell 4-24: Tabellen viser målinger sugporøsitet og makroporøsitet. Tallene er hentet fra (Haugen, 2015). PF er beregnet etter uttrykk (3) i kapittel 2.2.8.2.

Kjerne	Dybde fra overflaten[mm]	Sugporøsitet, volum [%]	Makroporøsitet (luft), volum [%]	PF
Dekke 2	0-50	12,6 %	1,1 %	0,080
	50-90	11,9 %	1,7 %	0,125
	90-130	11,6 %	1,6 %	0,121
	Middelverdi	12,0 %	1,5 %	0,109
15N-1	0-50	10,0 %	1,1 %	0,099
	50-100	8,7 %	0,7 %	0,074
	100-150	8,1 %	0,7 %	0,080
	150-215	9,0 %	0,8 %	0,082
	Middelverdi	9,0 %	0,8 %	0,084
16N-2	0-50	9,7 %	1,2 %	0,110
	50-100	9,1 %	1,1 %	0,108
	100-150	10,4 %	1,3 %	0,111
	150-200	10,1 %	1,2 %	0,106
	Middelverdi	9,8 %	1,2 %	0,109
16Ø-4	0-50	12,8 %	3,3 %	0,205
	50-100	12,0 %	2,6 %	0,178
	100-150	11,8 %	2,5 %	0,175
	150-200	12,9 %	2,6 %	0,168
	200-250	11,9 %	2,2 %	0,156
	250-300	12,0 %	2,3 %	0,161
	300-350	10,2 %	1,9 %	0,157
	350-425	11,8 %	2,3 %	0,163
	Middelverdi	11,9 %	2,5 %	0,170
51S-2	0-50	12,0 %	4,4 %	0,268
	50-100	14,6 %	2,1 %	0,126
	100-150	12,1 %	1,5 %	0,110
	150-200	10,4 %	1,4 %	0,119
	Middelverdi	12,3 %	2,4 %	0,156

Siden verdiene sugporøsitet og makroporøsitet er kjent, kan porebeskyttelsesfaktoren PF (frostbestandighet) beregnes. Se uttrykk (3) i kapittel 2.2.8.2. Her er det også opplyst at frostbestandig betong utsatt for klorider bør ha PF-faktor større enn 0,25.

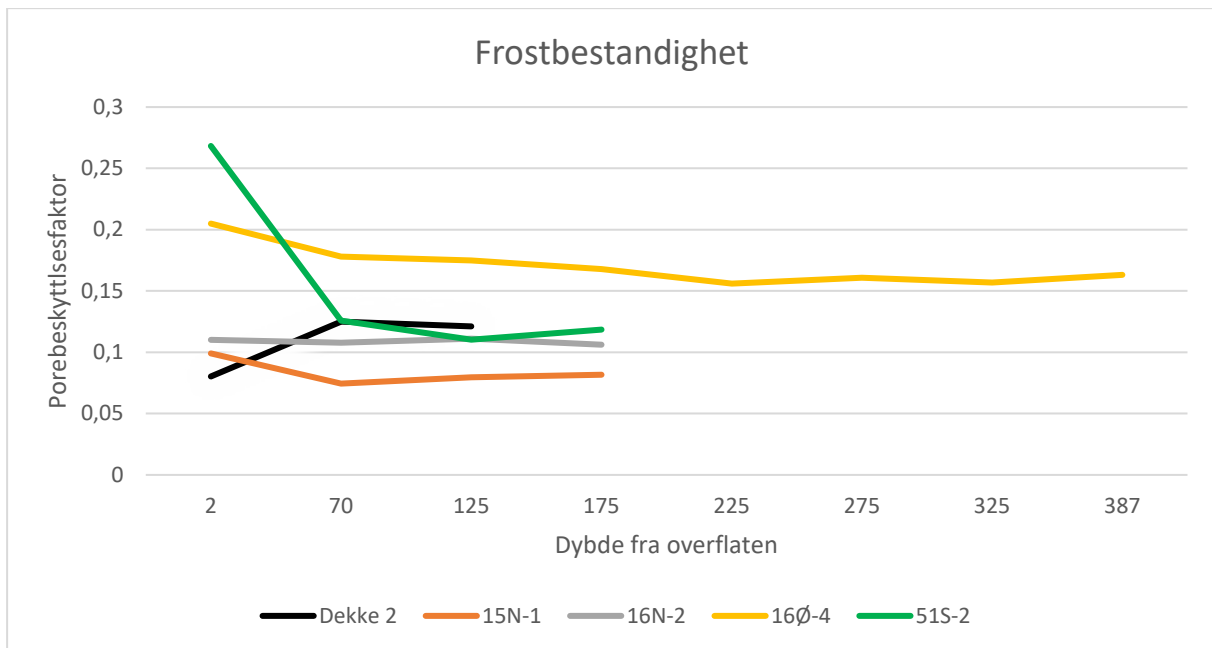
Resultatene er vist i Tabell 4-24 og Figur 4-57. Verdien for PF helt i overflaten for kjerne 51S-2 er større enn 0,25, og betongen her er dermed i teorien frostbestandig. Imidlertid faller verdiene raskt ned under det som regnes som frostbestandig betong. Årsaken til variasjonen kan være grunnet noen større luftporer i dette området (inhomogen betong). Dette er imidlertid ikke sett videre på i denne oppgaven.

Siden pilaren er hul der kjernen er tatt, vil intervallet 150-200mm representere den siste delen av tverrsnittet inn mot innvendig overflate i pilaren. Her er PF-verdien ($0,112 < 0,25$) under det som regnes som frostbestandig betong.

Det er i Tabell 4-24 beregnet gjennomsnittlig PF-verdi for de kjernene. Det ses her at gjennomsnittlig PF-verdi for kjerne 51S-2 er $< 0,25$. Ut fra dette vurderes det at den prøvetatte betongen i pilar 51S-2 ikke er frostbestandig.

De øvrige prøvene viser at den prøvetatte betongen ikke er frostbestandig. Dette siden alle verdiene er lavere enn 0,25. Høyest PF-faktor er i kjernen 16-Ø4 (0,17). Uttaket av denne er utført på kote +2,42. Dette er i det som i denne oppgaven defineres som tidevannssonen, se kapittel 3.3.3. I denne sonen skal det ha blitt tilsatt luftinnførende stoff, se kapittel 3.8.3. Likevel tilfredsstillende ikke betongen her det vi i dag klassifiserer som frostbestandig betong. Resultatene fra beregning av frostmotstand samstemmer med visuelle observasjoner (kapittel 4.2.1.1.) som viser at det er frostskafer på betongen i tidevannssonen.

Øvrige PF-verdier ligger i området 0,06-0,12. Dette er trolig det nivået øvrige konstruksjoner over tidevannssonen i seksjon A, B, D og E vil ligge på. Her er det benyttet samme betongtype (B290). I seksjon C er det benyttet en annen betongtype, B440, og frostmotstanden her kan være annerledes. Det er ikke utført fuktmålinger i seksjon C slik at PF-faktoren kan estimeres.



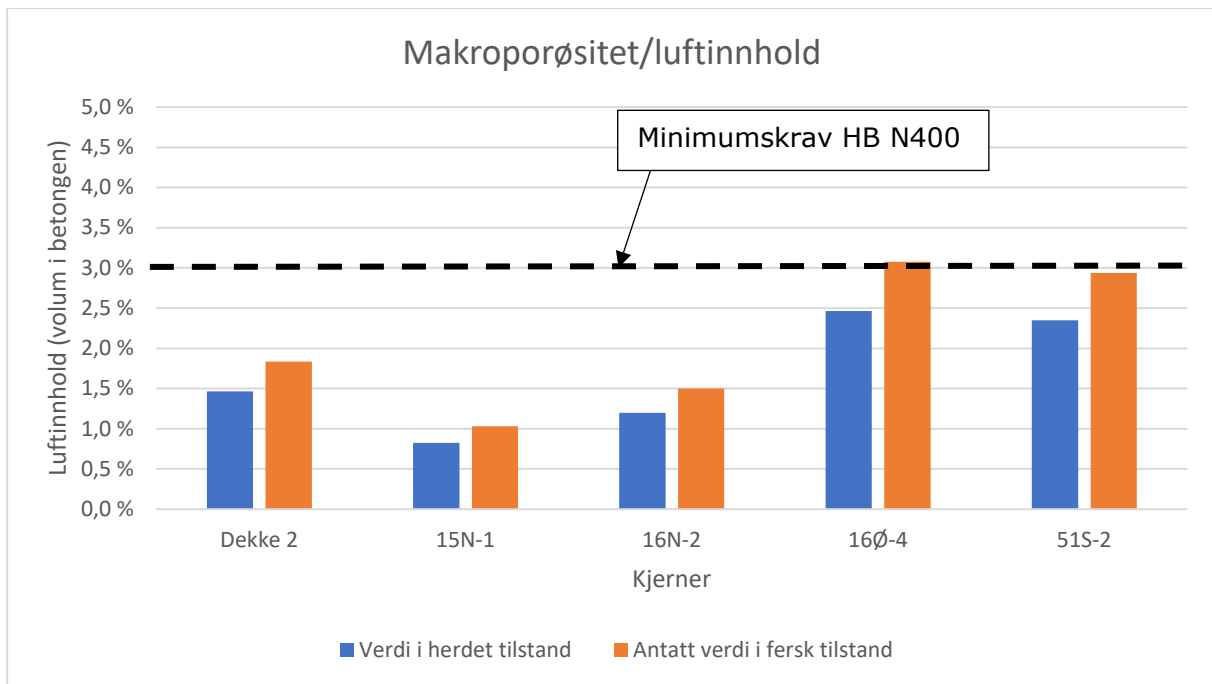
Figur 4-57: Figuren viser resultat av beregnede PF-faktor. Definisjon av frostfri betong med tilgang på klorider er $PF > 0,25$. 51S-2 har $PF > 0,25$ i ytterkant, men faller innover i tverrsnittet. Det vurderes at betongen i kjernen ikke er frostbestandig.

I notatet til NBTL (NBTL, 2010) er det i strukturanalysen gjort en vurdering av luftinnhold i betongen, og om det er tilført luft i betongen. Notatet rapporterer at luftinnholdet i betongen er i størrelseorden 1-4%, og at det ikke er sannsynlig at det er tilført luft i betongen. I øvrige strukturanalyserapporter er det ikke rapportert slike vurderinger.

Kravet til luftinnhold i fersk betong for brukonstruksjoner i Norge langs fylkesveg og riksveg er $4,5\% \pm 1,5$ av volumet til betongen. Dette kravet gjelder fasthetsklasse $\leq B45$ og er gitt i Håndbok N400, punkt 8.2.1 (Vegvesen, 2023-01). I Figur 4-58 er gjennomsnittsverdiene av makroporøsitet plottet.

Statens vegvesen har sammenlignet luftinnholdet i fersk fase med luftinnholdet i herdnet betong for 11 ulike betonger og funnet at luftinnholdet i herdnet betong (opptil 2 års alder) er ca. 80 % av luftinnholdet i fersk fase (Bjøntegaard & Rodum, 2023).

Tas det utgangspunkt i at luftinnholdet i herdet tilstand er 80% av hva luftinnholdet var i fersk tilstand, ses det at betongen i kjerne 16Ø-4 kan ha tilfredsstilt dagens krav.



Figur 4-58: Figuren viser gjennomsnittlige verdier for makroporøsitet i betongen målt opp mot kravet til fersk betong gitt i Håndbok N400. Figuren viser at luftkravet for fersk betong kan ha blitt tilfredsstilt for betongen i pilar 16 under kai. I de øvrige prøvene er ikke kravet til luftinnhold oppfylt.

Det er fra litteraturen (Hobbs, 1988) sett at i betong med tilført luft kan porevolumene bli fylt med gel grunnet AR, og porevolumet kan dermed i en betong med AR bli redusert. Det er derfor trolig at betongen for Tromsøbrua har dårligere frostbestandighet i dag, enn da den var ny. Det er likevel slik at selv om betongen (B290) ikke tilfredsstiller kravene til Porevolum og PF-verdi, synes det at den utenom tidevannssonen har vist seg å være frostbestandig i det gitte miljøet.

5 Diskusjon

5.1 Alkalireaksjon - Sammenheng SDI og Strukturanalyse

Metodene Strukturanalyse og SDT er metoder for å avdekke om det foregår AR i betongkonstruksjoner. Begge metodene er benyttet på Tromsøbrua, og i enkelte tilfeller i samme konstruksjonsdeler. Begge metodene har avdekket at det foregår AR i Tromsøbrua.

For overbygningen viser SDI-verdiene at omfanget av AR er større på sørsiden enn på nordsiden. SDI-verdiene for pilarene viser motsatt resultat. Her er det imidlertid kun tatt prøver i akse 20, og SDI-verdiene mellom nordsiden (0,176) og sørsiden (0,159) er nærmere hverandre enn for overbygningen.

Dominerende vindretning er fra sør, dette er også dominerende retning for nedbør og solpåvirkning. Kjernene tatt i Bjelke Nord er beskyttet for slagregn, mens prøvene tatt i Bjelke Sør ikke er det. For bjelkene og kasseveggen ses det at økende tilgang på fukt gir økt skadegrad.

Dette stemmer ikke for SDI-verdiene fra pilarene i akse 20. Bakgrunnen for variasjon her kan være at det er benyttet et tilslag for den nordlige pilaren som er noe mer reaktivt (Alta/Kattfjord) enn den for den sørlige, og /eller at det er benyttet en sement som inneholder større andel alkalier. Det kan også være at pilarene er mindre skjermet mot slagregn enn bjelke nord er kontra bjelke sør. Dette grunnet den sirkulære geometrien til pilarene.

Figur 4-35 og Figur 4-36 viser at AR-omfang påvist ved Strukturanalyser er mindre (beskjedent omfang) i overbygningen enn i underbygningen. SDI-verdiene viser moderat omfang både for underbygningen og overbygningen, men SDI-verdiene er større for overbygningen enn underbygningen.

Strukturanalysene angir ikke tall, og det er derfor ikke like lett å skille mellom nordsiden og sørsiden. Det er analysert 15 prøver som er boret fra sørsiden, mens analyserte prøver boret fra nordsiden er 5 stk. I Tabell 5-1 er omfanget av AR prosentvis fordelt på sørside og nordside. Tabellen viser at prøvene på nordsiden har større omfang av AR enn prøvene på sørsiden, men på grunn av få prøver fra nordsiden er denne statistikken tvilsom.

Tabell 5-1: Tabellen fordeler prosentvis resultatene fra strukturanalysen på henholdsvis sørside og nordside

Retning boret fra	Ingen	Beskjedent	Moderat	Omfattende	Antall prøver
Sørside	7 %	57 %	21 %	14 %	15
Nordside	0 %	20 %	60 %	20 %	5

Det er enklere å se riss og gelutfelling på nordsiden av brua. På Sørsiden er dette vanskeligere, da overflaten her er nærmest sandblåst. Ved uttak av kjerneprøver for strukturanalyser skal prøvene tas der det er tydelige skader. Det kan derfor være at

prøvested for prøvene på nordsiden har vært mer opprisset enn valgt prøvested på sørsiden.

De stedene hvor det er rapportert om de mest omfattende Alkalireaksjonene ved strukturanalyser, er alle tatt 2,1m over rigel i aksene 19 og 20. Dette er omtrent på kote +9 i forhold til LAT. Dette er påvist i 3 av 4 prøver tatt i dette området. Det er tatt 2 prøver på sørside(omfattende), og 2 prøver (omfattende og beskjedent) på nordsiden.

I akse 20 er det også tatt prøver 3,3m under overbygningen. Dette er omtrent på kote +17,6 i forhold til LAT. Her rapporteres det om tydelige tegn på AR. I denne oppgaven er dette oversatt til moderat omfang. Det er altså lavere omfang av AR nær overbygningen enn i prøvene tatt nærmere vannspeilet. Trolig vil AR-omfanget også påvirkes om pilarene er hule eller massive.

Pilarene har støpeskjøt i overkant rigel og i underkant tverrbærer. Prøvene i pilar 20 som er tatt for strukturanalyse er derfor mest sannsynlig fra samme støp. Tilslaget som er benyttet er derfor trolig ganske likt. Årsaken til forskjell i omfang AR kan være forskjell i avstand til vannspeilet, og dermed fukttilgangen.

Strukturanalysene av prøvene tatt i pilar 20 er vurdert av 2 forskjellige spesialister. Prøvene øverst i pilaren er analysert 13 år etter prøvene nærmest vannspeilet. Det kan dermed også være at kunnskap til AR opparbeidet de siste 13årene bidrar til at det er satt et annet AR-omfang for de ulike prøvene.

Det er også gjort uttak for SDT i pilarene i akse 20. De 2 kjernene er tatt fra kote +16,3 i forhold til LAT, og høyere. Selv om det er liten forskjell i SDI-verdier, viser disse at kjernene nærmest sjøen har høyest SDI. Det er ikke tatt SDT i området der strukturanalysene viser høyst AR-omfang.

Ut ifra inndelingen av SDI-verdier i Tabell 4-16 er 21 av 22 prøver vurdert til å ha moderat skadeomfang. Det er utført 12 strukturanalyser av kjerner i samme område som det er utført SDT. Strukturanalysene viser større spredning i AR-omfang. Med samme område menes området fra akse 20 til akse 39, og konstruksjonsdelene overbygning og øvre del pilar. AR-omfanget varierer fra ingen påvist AR til moderat AR-omfang.

AR-omfang gitt i strukturanalyser er utarbeidet av spesialister med lang erfaring innen faget, mens inndelingen av skalaen for SDI-verdier er utført av forfatteren selv. Skalaen har vært diskutert med veiledere i et møte, men er på ingen måte vurdert i like stor grad som spesialister gjør i en strukturanalyse.

Det er derfor grunn til å vurdere om skalaen for skadeomfang basert på SDI-verdier er riktig satt, eller om den burde vært delt annerledes. Bakgrunnen for å etablere denne var for å kunne ha et sammenligningsgrunnlag opp mot uttrykkene som benyttes om AR-omfang i strukturanalysen, og dermed kunne vurdere resultatene opp mot hverandre. Konklusjonen er at inndelingen har vært nyttig for å kunne utføre denne vurderingen.

5.2 Begrense utviklingen av AR og konstruktive tiltak

5.2.1 Redusere AR-hastighet

Figur 3-8 viser midlere luftfuktighet i luft for Tromsø i perioden fra 1964 til januar 2023. Dette tilsvarer nærmest hele perioden brua har vært benyttet. Det er sett at RF varierer, men i store deler av perioden er RF større enn 80%. Grunnet klimaendringer vil det bli

mer nedbør, og temperaturen vil øke, dermed vil RF ikke reduseres, men heller øke. Dermed vil trolig ikke fukten i betongen reduseres, men heller øke.

I bakgrunn av dette er det derfor ikke mulig å stanse AR i konstruksjonen. Det er imidlertid mulig å gjøre tiltak for å begrense utviklingen av AR.

I kapittel 3.8.9 opplyser TFFK at det ikke er skiftet membran på brudekket etter brua ble bygget. Under gangbanene er det ikke membran. I kapittel 4.2.1.2 dokumenteres det at det er fuktutslag i underkant av brudekket, og det renner også vann gjennom dekket, gjennom fuger og ned langs pilarer. Etablering av ny membran på hele brudekket og påliming av dryppneser (BETOMUR, 2023) på uk brukinger vil redusere fukttilgangen i underkant av bruoverbygningen i forhold til dagens situasjon. Spesielt vil fukttilgangen for brukinger og bjelker reduseres. Dermed vil også hastigheten av AR i bruoverbygningen reduseres.

Elektro Osmotisk Puls (EOP) er i (Guðmundsson & Einarsson, 2013) nevnt som et tiltak for å redusere fukten i betongen. Dette tiltaket er imidlertid i liten grad utprøvd for større utendørs konstruksjoner i Norge, og det anbefales at det utføres ytterligere forskning før et slikt tiltak eventuelt anbefales for Tromsøbrua.

5.2.2 Konstruktive følgeskader

Det rapporteres i Spesialinspeksjon 2022 at fugene i akse 32 og 37 er lukket. Det rapporteres også om knusningsskader i fugene. I kapittel 4.2.4.1 vises det at alle fugene lukker seg ved temperaturen 17°C. I (Hølmo & Stubberud, 2023) vurderes det at lukking av fugen bidrar til å presse toppen av pilarene i aksene 45-47 nordover. Pilarene får dermed et eksentrisitetsmoment de ikke er dimensjonert for. Og momentet vil øke jo større ekspansjonen i brua blir. Tiltak kan her være å frigjøre de aktuelle pilarene i toppen fri fra brua. Dette vil imidlertid innvirke på det totale statiske systemet til brua.

Tiltak for å ivareta ytterligere ekspansjon når fugene er lukket er å meisle bort betong, og dermed øke fugeåpningen. Seksjon C er spennarmert med spennstag og forankringene ligger helt til akse 32/37. Hvis fugeåpningen skal utvides inn i seksjon C, synes en slik utvidelse derfor å komme i konflikt med forankringene til spennarmeringen. Det kan derfor være komplisert og risikofullt å utvide fugene.

Ekspansjonene i bruoverbygningen vil fortsette. Dette ut ifra dokumentert omfang av AR i brukonstruksjon i dag, tilstanden til brua, fremtidig klima og erfaringer fra andre brukonstruksjoner. Konsekvensen av dette er at fugeåpningene vil lukkes ved stadig lavere temperatur og problemet med tvangskrefter grunnet lukkede fuger vil skje stadig oftere.

Tvangskrefter grunnet lukkede fuger er ikke et stort problem i dag. Basert på at lukking av fugene i fremtiden vil opptre stadig hyppigere, kan dette tiltaket bli aktuelt senere i bruas levetid. Det må da utføres en risikoanalyse for hvilke følger tiltakene kan få for brua.

5.3 Øvrige nedbrytningsmekanismer på brua

Potensialmålinger viser stor korrosjonsfare for pilarene fra akse 19 og østover i området fra vannspeilet og 5m opp. I aksene 19 og 20 er det også dokumentert omfattende omfang av AR. I de videre aksene østover er det målt rissvidde større enn 1,5mm (SG3). Ut ifra rapporten fra Spesialinspeksjon 2022, kan det se ut som det ikke er målt EKP i området over rigel der kjerneprøvene til Strukturanalysen (NBTL, 2010) er tatt. Det er

derfor ikke mulig å trekke en konklusjon at det er sammenheng mellom rissvidde grunnet AR, og høyt potensial for korrosjon.

I området der det er målt EKP er det tatt ut kjerneprøver for prøving av trykkfasthet og fukt. Prøvene viser lav trykkfasthet og fuktinnhold (RF) på 95% eller høyere. V/c tallet er vurdert til å være 0,45-0,5, altså høyere v/c-tall enn det EK2 krever for konstruksjoner i samme miljø. I (Bertolini, et al., 2013, p. 74) viser at med høyt fuktinnhold øker korrosjonshastigheten, og høyest korrosjonshastighet er ved RF 95-98%.

Årsaken til høyt korrosjonspotensial i dette området kan derfor her være grunnet betongens tetthet og ikke AR. Samtidig er potensialmålingene i området rett over tidevannssonen på pilarene kun utført på sørsiden av pilaren. Altså på lo-side. Fra (Larsen & Østvik, 2006) er det dokumentert at verste side for inntrenging av klorider er le-side. Det kan derfor være at målinger på nordlige side vil gi et større korrosjonspotensial enn de som er utført.

Uansett viser målingene, både av pilarene, men også av bruoverbygningen at det stedvis er stort korrosjonspotensial. Dette gjelder spesielt nedre del av pilarer og bruinger. Masteroppgaven (Hølmo & Stubberud, 2023) som har utført kapasitetsvurderinger av konstruksjonen, rapporterer at slik tilstanden er for brua i dag har den kapasitet til dagens laster. Ved avskalling av betongen i overdekningssonen og reduksjon av tverrsnittet på armeringen vil kapasiteten reduseres betydelig. For enkelte pilarene er det i (Hølmo & Stubberud, 2023) opplyst at en reduksjon i armeringstverrsnittet på 6,25% vil føre til kollaps. Reduksjon på 6,25% på et Ø25 jern er ca. 0,4mm på hver side av jernet.

Skadegradkurven (Figur 2-12) for armeringskorrosjon går mot eksponential. Det bør derfor vurderes å bremse utviklingen av armeringskorrosjon for å slippe å redusere lastklassefiseringen til brua. Et aktuelt tiltak her kan være installasjon av katodisk beskyttelsesanlegg. Fra (Sergi, et al., 1991) er det dokumentert at påføring av spenning i betongen kan ekspansjonshastigheten øke. I (Bertolini, et al., 2013) er det oppgitt at dette kun gjelder større spenninger, og ikke lave spenninger som det er behov for ved et katodisk beskyttelsesanlegg. Likevel bør det gjennomføres en nøyere vurdering om installasjon av et slik anlegg kan medføre at øking i ekspansjonshastigheten før beslutning om metode tas.

I tidevannssonen er det sett at pilarene har avskallinger og frostskafer. Bakgrunnen for dette kan ses i kapittel 4.3.6. Beregning av PF viser at det ikke er benyttet betong med tilstrekkelig frostmotstand. Rissutviklingen grunnet AR kan her bidra til at vannet trenger inn i konstruksjonen, fryser, og sprenger løs betongen. Samtidig ekspanderer gel fra AR inn i og opptar luftlommer i betongen som var planlagt benyttet for å gjøre betongen frostbestandig. Dermed reduseres frostbestandigheten til betongen. Sammen vil AR bidra til at tiden det tar før overdekningen skaller av reduseres. Pilarer mister dermed kapasitet raskere enn hvis det ikke pågikk AR i konstruksjonen.

I topp pilarer er det observert flere store riss. Det er også registrert at de er fuktige i toppen. Dermed trenger fukt inn i rissene og betong får frostskafer. Ved å enten legge et tett beslag på toppen eller smøre en vanntett masse (epoxy) på toppen vil vannet hindres fra å trenge ned i rissene. Det vil også avhjelpe situasjonen å mørtle igjen rissene. Aktuelt tiltak må vurderes i en kost/nytteanalyse

6 Konklusjon

Målet for denne masteroppgaven er å gjennomgå og systematisere resultatene fra tidligere felt og laboratorieundersøkelser, samt gjøre vurderinger av disse med hensyn på AR. I tillegg er planen å skaffe til veie annen grunnlagsinformasjon som kan bidra til å kunne bestemme ekspansjonsutviklingen, og hastigheten av denne. På brua virker 3 nedbrytningsmekanismer samtidig, og det er derfor hensiktsmessig å vurdere virkningen i områder der alle 3 nedbrytningsmekanismene pågår.

Det er i perioden 1991 til 2022 utført flere befaringer og inspeksjoner av brua. Av disse er 10 dokumentert i egne rapporter eller annen skriftlig dokumentasjon som denne oppgaven har fått tilgang til. I tillegg er det gitt inn informasjon i BRUTUS, oversendte regneark og filmer. For flere av befaringene er det gjort utboringer av kjerner eller andre registreringer. Laboratorieundersøkelsene er dokumentert i egne rapporter, mens øvrige registreringer har varierende skriftlig dokumentasjon.

Generelt er det dokumentert at brua har pågående alkalireaksjoner og armeringskorrosjon. I nedre del og topp pilarer er det registrert frostskafer. Fugene i akse 32 og 37 er lukket, mest sannsynlig grunnet AR.

Gjennomgangen av undersøkelsene viser at AR-omfanget er størst for pilarene i aksene 18-42. Her er også omfanget av nedbrytningsmekanismene armeringskorrosjon og frost/tineskafer størst. Det er imidlertid utført få systematiske målinger i dette området som kan bidra til å si noe om utviklingen av AR. At AR-omfanget er størst her har nok bakgrunn i tilslaget som er benyttet (Figur 3-18 og Figur 3-19), men kan også ha med at eksponeringen fra nedbør, vind og sol er kraftigere her.

For overbygningen viser målinger og prøver at omfanget av AR på sørsiden er større enn på nordsiden av brua. Dette er ikke like fremtredende for pilaren. Dette har sannsynligvis med geometrien på de ulike objektene, og hvordan vinden/fukten stopper.

I bruas lengde er det rapportert om riss i bjelkene i feltene 17 til 43. Skanning utført av vestre viadukt, støtter dette. Den viser at frem til felt 6 er det ingen forskyvninger i pilarene, og sannsynligvis er AR-omfanget ingenting eller svært lite her. Det er uansett ikke tatt noen prøver i dette området som fastslår dette. Dette området (akse 6-17) er også mer skjermet fra dominerende vindretning, og vil grunnet byggearbeider i området bli ytterligere skjermet.

Resultater fra SDT viser at det er moderat-omfang av AR både i overbygningen og underbygningen. Imidlertid er SDI-verdiene høyere for kjernene tatt fra overbygningen, og her er verdiene høyere for sørsiden enn nord siden. Høyest verdier er målt i kasseveggen på sørsiden (Figur 4-54). Dette gir seg også utslag i størst reduksjon av E-modul opp mot beregnet forventningsverdi og viser at det er en sammenheng mellom høy SDI-verdi og reduksjon i E-modul.

Det er til sammen tatt 24 prøver for Strukturanalyse. 15 av prøvene er tatt på sørsiden, 5 på nordsiden. Øvrige prøver er tatt på øst, vest og i overkant dekke. Strukturanalysene fra inspeksjonen i 2010 (NBTL, 2010) viser at i 3 av de 4 analyserte prøvene er det dokumentert omfattende AR. Alle prøvene ble tatt 2,1m over rigel i pilarene i akse 19 og

20m og det er ikke forskjell mellom nord og sørside. Øvrige Strukturanalyser tatt fra underbygningen viser moderat og beskjedent omfang. I samme pilarer som det er målt høyt omfang av AR i, er det også dokumentert den laveste trykkfastheten. De er imidlertid tatt omtrent 5m nærmere havoverflaten, og det er ikke gjort strukturanalyse av prøver fra samme område.

I motsetning til underbygningen er alle prøvene for Strukturanalyse i overbygningen enten tatt fra sørsiden eller fra oversiden av dekket. Prøvene viser moderat og beskjedent omfang.

Som forklart tidligere er det nødvendig med systematiske målinger over tid for å kunne estimere skadeutvikling. For Tromsøbrua har dette i liten grad vært utført. Ved inspeksjoner har det vært større fokus på inntrenging av klorider og registrering av skader, enn systematiske målinger.

Denne oppgaven bidrar dermed til å sette søkelys på viktigheten ved å utføre systematiske målinger, og dermed at det fremover skaffes et bedre grunnlag for å forvalte Norske bruer med AR.

Et viktig mål for oppgaven er å vurdere laboratorieundersøkelsene, strukturanalysene, SDT-prøvingen og rissmåingene samlet. Det er derfor forsøkt sammen med veiledere å «oversette» resultatene slik at de kan sammenlignes mot hverandre. Dette med hensyn til leserens kompetanse, og for å forstå sammenhengen mellom undersøkelsene.

TFFK ønsker å utvide nordre gangbane. I (Aandal, et al., 2022) er det opplyst at det må gjøres nøyere beregninger for å kunne påvise at brua har kapasitet til dette i overkantarmoring på tvers av brubanen. En sak som har påvirkning på om dette er mulig eller ikke er tilstanden til armeringen i overkantbruvinger. Kloridnivået og korrosjonspotensialet her er ikke kjent. Det anbefales at tilstanden til armeringen kartlegges før beregninger utføres.

7 Videre arbeid

7.1 Bestemmelse av ekspansjonshastigheten –behov for flere målinger

For å kunne estimere ekspansjonshastigheten må det utføres systematiske målinger over tid. Det er allerede etablert steder for målinger av rissindeks, DEMEC og fuger. Målinger for rissindeks er etablert i pilarene 16, 19N, 19S, 20N, 20S og 51. I aksene 16 og 51 er det også installert bolter for kunne utføre DEMEC. For å kunne utføre målinger av pilarene i akse 19 og 20 er det behov for brulift eller lekter med lift.

Målinger bør gjøres årlig i samme tidsrom hvert år, og ved tilnærmet like temperaturer. Grunnet tilkomst er det sannsynlig at noen av målinger for rissindeks kun blir utført de årene det er brulift på brua i forbindelse med Hovedinspeksjon, altså hvert 5år.

Stedene for måling av rissindeks er alle på pilarer. Det anbefales å etablere dette også for overbygningen. Disse burde anlegges på seksjonene B, C og D. Dette siden det er her det rapporteres om krakeleringsriss i BRUTUS. Målepunkter burde både anlegges på sørside og nordsiden av brua for å kunne vurdere hvor stor betydning dominerende regn, vind og solretning har for utviklingen.

Det er i denne rapporten vist at AR-omfanget for pilarene øker jo mindre avstanden er til vannspeilet. En annen faktor er om pilarene er massive eller hule. For pilarer i sjø, går skillet ved rigel. Det er derfor ønskelig å få etablert rissindeksmålinger for en pilar både høyt oppe ved bruoverbygningen, og like over HAT. Dette for å se rissutviklingen på de ulike stedene, og dermed verifisere det som er sett i denne rapporten.

Det ble gjort en skanning av vestre viadukt i 2016. Deler at østre viadukt ble målt med annet utstyr i 2023. Det bør gjennomføres en ny skanning av vestre viadukt og østre viadukt med utstyr med minst samme nøyaktighet som utstyret benyttet i 2016. Dette sammen med rissindeksmålinger, måling av fugeåpninger og DEMEC vil bidra til å kunne estimere ekspansjonshastigheten mer nøyaktig.

7.2 Bestemmelse av korrosjon

Både EKP og uttak av kloridprøver viser at det foregår armeringskorrosjon i bruvingene. Her er det imidlertid kun utført undersøkelse i underkant av konstruksjonen. I bruvingene ligger den bærende armeringen i overkant av konstruksjonen. Overkant av bruvingene, under gangbanene er ikke beskyttet av asfalt(membran). I tillegg er gangbanenes plassering slik at det er utfordrende å visuelt få se hvordan tilstanden faktisk er. Tilstanden til overkant armering vil være med å avgjøre om det er mulig utvide nordre gangbane eller ikke.

Det anbefales at det stedvis demonteres plater på gangbanen, og at det gjennomføres EKP i overkant bruvinger. Dette både for å kunne få visuell inspeksjon av overkant bruvinger og få kontroll på potensialet for korrosjon. EKP bør verifiseres med uttak av kloridprøver.

Det bør også gjennomføres målinger av EKP på nordre sider av nedre del av pilarer. Dette med hensyn på at le side er verre enn lo side og at det ikke er utført EKP her siden 1997.

7.3 Anbefalinger for dronefilming

Bruk av drone ved inspeksjon av bruer er nyttig med tanke på at det er mulig å komme til steder som kanskje ikke er så lett ved bruk av andre tilkomstmetoder. Eksempelvis har bruk av brulift på Tromsøbrua for det meste foregått på nattetid. Ved bruk av drone kan brua filmes på dagtid. Dette gir bedre arbeidsforhold for inspektørene, og kanskje bedre kvalitet på inspeksjonen.

Det negative med bruk av drone er at det ikke er mulig å ta på, eller utføre enkle målinger slik det er mulig ved andre tilkomstmetoder. Det er dermed vanskelig å kvantifisere skadene.

Etter min gjennomgang av dronefilmene gjort av Tromsøbrua er det sett noen forbedringspunkt som kunne gjort at filmingen hadde gitt større nytteverdi, både for denne oppgaven, men også for fremtidige inspeksjoner og planlegging av vedlikehold for brua. Disse anbefalingene skrives ut ifra at dronefilmene var totalleveransen som ble gitt etter at NORCE hadde utført oppdraget.

Før oppstart av inspeksjonen bør det avholdes et møte der formålet med filmingen defineres, og hvilke skader dronepiloten skal se etter. I tillegg bør det defineres et referansesystem, slik at en kan referere til hvilke sektorer som er filmet på hvilken film. Under selve flyvningen bør en person med kompetanse på betongskader delta for å sikre at bilder av riktige skader tas. Denne inspektøren bør være den som skal nyttiggjøre seg av infoen senere.

Alternativt er en løsning at det tas mange foto/film som senere kan behandles med dataprogram som benytter kunstig intelligens, og dermed kan kjenne igjen skadetyper og skadeomfang. Det er ikke kjent at slikt program finnes

Etter en inspeksjon av en stor konstruksjon som Tromsøbrua, bør flyruten dokumenteres. Særlig posisjoner hvor det tas stillbilder bør dokumenteres med koordinatfestet posisjon. Dette for å kunne ta bilder fra samme posisjon senere, og dermed vurdere utviklingen av skader.

For gjennomgang av filmer for en person som ikke deltok på inspeksjonen, er det utfordrende å holde oversikten ved hvilke objekter/akser det filmes når. Dette gjelder når et objekt er spredt over flere filmsnutter, og flere objekter filmes på samme filmsnutt. Her hadde det vært informativt om dronepilot/medhjelper laget en oversikt over hvilke objekter som filmes når. Eksempel på hvordan dette kan dokumenteres er vist i Tabell 7-1 under. For kystbruer er ofte skadene i tidevannsonen. Det er derfor viktig å vite dato og klokkeslett når filmingen ble gjort, dermed er det mulig å vite hva tidevannstilstanden var på inspeksjonstidspunktet. Optimalt bør kystbruer inspiseres ved lavt tidevann.

Tabell 7-1: Eksempel på hvordan informasjon som kan følge med dronefilm.

Pilar N, akse 18	Film id	Sektor filmet [°]	Filmtidspunkt [min. sek]	Når filmet [dato] og klokkeslett [tt.mm]
	18 fra øst - 6 fra vest	0 til 180	Xx.xx til xx.xx	xx.xx.xxxx
	20 fra vest - 18 øst	180-360	Xx.xx til xx.xx	xx.xx.xxxx

Sluttleveranse fra inspeksjonsfirma bør inkludere rapport. Rapporten bør inkludere følgende informasjon:

- Navn på deltakere under inspeksjonen
- Referansesystem benyttet på inspeksjonen
- Informasjon om drone som er benyttet.
- Matrise med hvilke objekter som er på hvilke filmer og når (Tabell 7-1)
- Hvilke deler av konstruksjonen som ikke er dokumentert på bilder/video
- Posisjoner det er tatt bilder fra.

Flere av disse anbefalingene er også nevnt i Aas-Jakobsen sin rapport (Barmen, 2019) der de oppsummer bruk av drone ved inspeksjoner.

7.4 Oppsummering videre arbeid

I dette kapitlet gis en punktliste over videre arbeid som anbefales utført:

7.4.1 Innmålinger for å bestemme ekspansjonshastigheten

- Årlige målinger av rissindeks og DEMAC målinger på etablerte målesteder.
- Årlige målinger av fugeåpninger.
- Etablere nye målesteder for rissindeks på overbygning.
- Etablere målepunkt for rissindeks like over vannspeilet og oppe ved overbygningen. Disse målepunktene må inkluderes i anbefalt årlig inspeksjonsprogram.
- Skanning av østre og vestre viadukt med utstyr som har lik måleusikkerhet.

7.4.2 Målinger for å bestemme potensialet for korrosjon

- Demontere plater i gangbane for å utføre EKP og kloridprøver i overkant bruvinger.
- Utføre EKP og kloridprøver på nordre sider av pilarer i tidevannssonen.

7.4.3 Dronefilming

- Avholde oppstartsmøte der formålet med filming defineres
- Inspektør med betongskader må være til stede under filmingen.
- Definere referansesystem før filming som benyttes ved de videre filmingene.
- Kreve at flyrute dokumenteres.
- Inkludere rapport i sluttleveranse.

8 Referanser

- Aadnesen, L. & Frost, H., 1962. Tromsøbroen, Særtrykk nr 1885. *Teknisk Ukeblad, nr 2*, pp. 2-16.
- Aandal, T., Skarstein, R. E. & Vangen, H. A., 2022. *Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk, Kapasitetskontroll og evaluering av Tromsøbrua Norges eldste fritt frambygg-bru*, Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Aarstad, K. & Engelsen, C. L., 2016. Byggdetaljblad 572.204 Sement. Typer, egenskaper og bruksområder. I: J. C. Krohn & T. Lehmann, red. *Byggforskserien*. s.l.:SINTEF.
- ACI Committee 221, 2002. *Report on Alkali-Aggregate Reactivity (Reapproved 2008)*, s.l.: American Concrete Institute.
- Abel Engh, 1991. *Tromsøbrua, E78. Rapport fra trinn 1 inspeksjon, Arkivnummer 5051-INS.NOV*, Drammen: Siviling. Olaf Abel Engh A/S.
- Arntsen, M., 2023. *Vind og nedbørsmålinger (2005-2022) Langnes, Tromsø, data hentet fra www.seklima.met.no*. Tromsø: Multiconsult Norge AS.
- ASTM, 2022. *ASTM Standard C876-22b :Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*. s.l.:ASTM International.
- Barmen, K. H., 2019. *Rapport nr. 224, Bruinspeksjon med drone, Muligheter og begrensninger.Erfaringer fra Region øst (2015-2018)*, Oslo: Statens Vegvesen.
- Bathen, L., 2017. *Rapport nr 388: Sikring av overdekning for armering*, Oslo: Statens Vegvesen.
- Bertolini, L. et al., 2013. *Corrosion of Steel in Concrete : Prevention, Diagnosis, Repair*. 2nd red. Weinheim: John Wiley & Sons, Incorporated.
- BETOMUR, 2023. *Betomur*. [Internett]
Available at: <https://www.betomur.no/>
[Funnet 21 Juli 2023].
- Bjøntegaard, Ø. & Rodum, E., 2023. *Bestandighetsprøving av 11 betonger; effekt av flygeaske og v/b. Foreløpig notat*, s.l.: Statens Vegvesen.
- Blom, P., 2006. Byggdetaljblad 727.121, Fukt i kjellere. Årsaker og utbedring. I: K. I. Edvardsen, red. *Byggforskserien*. s.l.:SINTEF.
- Broekmans, M. A., 2002. *Doctoral theses at Universiteit Utrecht nr 217- ALKALI-SILICA REACTION:MINERALOGICAL AND GEOCHEMICAL ASPECTS OF SOME DUTCH CONCRETES AND NORWEGIAN MYLONITES*.-ISBN 90 - 5744 - 074 - 1, Utrecht: Universiteit Utrecht.
- CEN, 2022. *CEN/TC 250/SC 2 "Eurocode 2: Design of concrete structures - Revidert EC2 på høring - versjon 2022-10-11*, s.l.: CEN.
- Chess, P. M. & Broomfield, J. P., 2014. *Cathodic Protection of Steel in Concrete and Masonry*. 2nd red. Boca Raton, London, New York: CRC Press, Taylor & Francis group.

- Dahl, P. A. et al., 2004-01. *SPECIFICATIONS AND GUIDELINES FOR PRODUCTION OF AAR RESISTANT CONCRETE IN NORWAY*, Beijing: 12th ICAAR Beijing, October 2004.
- Dahl, P. A. et al., 2004-02. *NB publikasjon nr 32. Alkalireaksjoner i betong. Prøvemethoder og krav til laboratorier*. 1 red. Trondheim: Norsk Betongforening.
- Davidsen, K., 2021-01. *Tromsøbrua. Dokumenter kopiert fra PEAB-arkivet 26.10.2021*. Tromsø: Troms og Finnmark Fylkeskommune.
- Davidsen, K., 2021-02. *E-post, "Tromsøbrua. Resultat fra nytt arkivøk", 12.05.2021*. Tromsø: Troms og Finnmark Fylkeskommune.
- Den Norske Ingeniørforening, 1939. *NS 427, Regler for utførelse av arbeider i armert betong*. Nytrykk 1947 red. s.l.: Norges Standardiserings-Forbund.
- dibk, 2017. *Direktoratet for byggkvalitet*. [Internett]
Available at: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>
- Eggestad, Å., 1976. *Fundamenteringsforholdene ved Tromsøbroen*, Tromsø: Statens Vegvesen, Distriktslaboratoriet i Troms.
- Engineers, I. o. S., 1992. *Structural effects of alkali-silica reaction: Technical guidance on the appraisal of existing structures*, s.l.: Great Britain.
- Fosså, K. T., 2016. *Frostbestandige betongkonstruksjoner*. s.l.: Kværner AS.
- Godart, B., Rooij, M. d. & Wood, J. G., 2013. *Guide to Diagnosis and Appraisal of AAR Damage to Concrete in Structures, Part 1 Diagnosis (AAR 6.1)*. 1 red. s.l.: Springer.
- Guðmundsson, G. & Einarsson, G. J., 2013. *Rapport nr 237: Alkalireaksjoner - Overflatebehandling og andre tiltak, Effekt på betongkonstruksjoner med alkalireaksjoner*, s.l.: Statens Vegvesen.
- Hansen, E., 2022. *Vindmålinger (2005-2022) fra Langnes, Tromsø, data fra seklima.met.no. Figuren viser fordelingen av største middelvind hver time*. Tromsø: Multiconsult Norge.
- Hansen, O. L., 2023-01. *E-postkorrespondanse mellom Ole Listad Hansen og Kartverket angående tidevannsnivåer i 1958, SV: RE: HHV i Tromsø 1958 CRM:0146099, 12 april 2023*. Tromsø: s.n.
- Hansen, O. L., 2023-02. *RE: Tromsøbrua - Asfalt på brudekket. E-post mellom Ole Listad Hansen og Brueier Troms og Finnmark Fylkeskommune. 05.juni.2023*. Tromsø: s.n.
- Hanssen-Bauer, I. et al., 2016. *Klima i Norge 2100, Kunnskapsgrunnlag for klimatilpasning oppdatert i 2015, (2. opplag)*, s.l.: Miljødirektoratet.
- Haugen, M. & Lindgård, J., 2012. *Byggdetaljblad 572.115 Tilslagsmaterialer for betong*. I: E. Bjaanes, red. *Byggforskserien*. s.l.: SINTEF.
- Haugen, M., 2015. *Rapport nr: 7752-7A: Laboratorieundersøkelser av utborede betongkjerner fra Tromsøbrua*, Trondheim: SINTEF.
- Haugen, M., 2016. *Notat 102007752-4, Rekonstruksjon av resepter, Utseparering av tilslag fra betongkjerner boret ut fra Tromsøbrua*, Trondheim: SINTEF.

- Haugen, M., 2017. Byggedetaljblad 520.032 Strukturanalyse av betong. Dokumentasjon av kvalitet og tilstand.. I: S. Hjorth-Hansen., red. *Byggforskserien*. s.l.:SINTEF.
- Haugen, M., 2022. *Rapportnummer 102026609-1 B, Prøvsingsrapport, Strukturanalyse av utborede betongkjerner fra Tromsøbrua*, Trondheim: SINTEF.
- Haugen, M., 2023. *Rapport nummer 102026609-1 D, Strukturanalyse av utborede betongkjerner fra Tromsøbrua*, Trondheim: SINTEF.
- Heimdal, E., 2004. NS EN 206-1. Hvordan blir hverdagen?. *Byggindustrien*, *www.bygg.no*, 30 03, pp. Publisert på nett. <https://www.bygg.no/ns-en-206-1-hvordan-blir-hverdagen/5906/> .
- Hobbs, D. W., 1988. *Alkali-Silica reaction in concrete*. London: Thomas Telford Ltd.
- Hølmo, S. & Stubberud, A., 2023. *Masteroppgave i Bygg og miljøteknikk, Effekt av alkalireaksjoner på eksisterende bruers konstruksjonsoppførsel: Tromsøbruas slanke søyler*, Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Ing. Granberg, 2016. *Søyler Tromsøbrua vest, Tegningsnummerne 1622-2 til 1622-18, 1622-N19 til 1622-N36, 1622-S19 til 1622-S36, Skanning av loddavvik*. Narvik: Ing. Granberg AS.
- Jacobsen, S., 1999. Byggedetaljblad 520.067 Frostnedbrytning av betong og andre porøse byggematerialer. I: O. M. Jensen, red. *Byggforskserien*. s.l.:SINTEF.
- Jacobsen, S., 2014. TKT 4215 Concrete Technology 1. I: *Chapter 15*. 4. utgave red. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, pp. 15-2 - 15-10.
- Jacobsen, S., 2018. *KT 6004, Betongteknologi for bruer, drift- og velikehold, Leksjon Frostnedbrytning*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Jensen, T. M., 2013. Byggedetaljblad 520.033 Bestemmelse av betongkonstruksjoners trykkfasthet. Uttak og prøving av sylindre. I: E. Bjaanes, red. *Byggforskserien*. s.l.:SINTEF.
- Jensen, T. M. & Haugen, M., 2022. *Rapportnummer 102026609-1 A, Laboratorieundersøkelser av utborede betongkjerner fra Tromsøbrua*, Trondheim: SINTEF.
- Jensen, T. M. & Haugen, M., 2023. *Rapportnummer 102026609-1 C, Laboratorieundersøkelser av 20 stk. utborede betongkjerner, Visuell undersøkelse, Stiffness Damage Test (SDT)*, Trondheim: SINTEF.
- Jensen, V., 1993. *Alkali aggregate reaction in Southern Norway, Avh. (dr. techn.) - Norges tekniske høgskole, 1993. Nr [177]*. Trondheim: Division of Geology and Mineral Resources Engineering, Norwegian Institute of Technology, University of Trondheim.
- Jensen, V. & Haugen, M., 1996. *Rapport nr: STF22 A96805, Alkalireaksjoner i Nord-Norge. Rapport nr 1: Felt og laboratorieundersøkelser*, Trondheim: SINTEF.
- Kanstad, T., 2022-01. *MESLA 15 nov2022*. Trondheim, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Kanstad, T., 2022-02. *Notat: Masteroppgaver relatert til «Konstruktive konsekvenser av ASR» og «Bedre Bruvedlikehold» i perioden 2015-2022*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

- Kjennerud, A., 1978. *Norges byggforskningsinstitutt 1978, Særtrykk 259, Alkaligrusreaksjoner påvist i Norge: Skadene mer vanlig enn antatt*. s.l.: Norsk Byggforskningsinstitutt.
- Kjær, U., 1982. *Publikasjon 15: Plastificering av betong*, s.l.: Dansk Betongforening.
- Knudsen, A. S., 2023. *Masteroppgave i konstruksjonsteknikk, Betongbru med alkalireaksjoner og korrosjon: Kapasitetsberegninger av eksisterende konstruksjon i Tromsøbrua*, Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Knutsdatter, S. M., 2018. *Masteroppgave Betongkonstruksjoner: Beregning og oppfølging av eksisterende bruer med betydelig skadeomfang (Tromsøbrua)*, Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Kongshaug, S. S. et al., 2020. *Experimental investigation of ASR-affected concrete – The influence of uniaxial loading on the evolution of mechanical properties, expansion and damage indices*, s.l.: Elsevier Ltd..
- Kvande, T., Tilley Tajet, H. T. & Tunheim, K., 2023. Byggdetaljblad 451.031 Klimadata for dimensjonering mot regnpåkjønning. I: *Byggforskserien*. 3.1 red. s.l.: SINTEF.
- Käthler, C. B. et al., 2017. *Rapport nr 454. Effect of cracks on chloride-induced corrosion of reinforcing steel in concrete – a review*, s.l.: Statens Vegvesen.
- Larsen, C. K. & Østvik, J.-M., 2006. 10 years experience with repair of a coastal concrete bridge. I: H. B. M. A. & P. M. F. Dhen, red. *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Proceedings of the International Conference, ICCRR-1*. London: Taylor & Francis Group, ISBN 0 415 39654 9, pp. 777-784.
- Lindgård, J., 2013. *Alkali-silica reaction (ASR) - Performance testing, Doctoral theses at NTNU 2013-269*, Trondheim: Norwegian University of Science and Technology.
- Lindgård, J., 2017. "236661 KPN-ASR – Test report 1. Overview of project activities and progress – presentation of preliminary results from 2014-1016", restricted project report no. SBF2017 F0107 in the Norwegian R&D project "236661 Alkali-silica reaction in concrete – relia", Trondheim: SINTEF.
- Lindgård, J., Dahl, P. A. & Jensen, V., 1993. *Bergarts sammensetning - alkalireaktive tilslag. Beskrivelse av prøvingsmetoder og krav til laboratorier. SINTEF-rapport nr STF70 A93030*, Trondheim: SINTEF.
- Lindgård, J. & Wigum, B. J., 2003. *Alkali aggregate reactions - Field experience. SINTEF Report No STF22 A02616*, Trondheim: SINTEF.
- Lindland, J., 2021. Byggdetaljblad 720.105. Nedbrytningsmekanismer i betongkonstruksjoner. I: S. Hjorth-Hansen., red. *Byggforskserien*. s.l.: SINTEF.
- Lindland, J., 2022. Byggdetaljblad 720.425, Reperasjoner av riss og sprekker i betongkonstruksjoner. I: S. Hjorth-Hansen, red. *Byggforskserien*. s.l.: SINTEF.
- Lindland, J. et al., 2016. *Betong-rehabilitering. Rearasjonsmetoder, utførelse og kontroll*. 2nd red. Oslo: Norsk Forening for Betongrehabilitering.
- Lovdata, 2011. *Forskrift om fredning av statens kulturhistoriske eiendommer, Kapittel 30, Vedlegg nr 30.5*, s.l.: Lovdata.

- Multiconsult, 2011. *Tromsøbrua akse 19 og 20, Prøvetakning akse 19 og 20*, Narvik: Multiconsult AS.
- Multiconsult, 2016. *Spesialinspeksjon Bru nr 19-0511 Tromsøbrua, Rapport nr: 713326-RIB-RAP-19-0511-Tromsøbrua*, Narvik: Multiconsult.
- Multiconsult, 2022-1. *Spesialinspeksjon 19-0511 Tromsøbrua, Rapportnummer 10226942-04-RAP-001*, Narvik: Multiconsult.
- Multiconsult, 2022-2. *Spesialinspeksjon - 19 - 0511 Tromsøbrua, Rapportnummer 10226942-04-RAP-002*, Narvik: Multiconsult.
- Multiconsult, 2022-3. *Spesialinspeksjon. 19-0511 Tromsøbrua, Rapportnummer 10226942-04-RAP-003*, Narvik: Multiconsult.
- Musæus, H., 1962. *Alkali-kiselsyre-reaksjoner i betong. Upublisert Hovedfagsoppgave*, Trondheim: Institutt for Geologi, Norge Tekniske Høgskole.
- Myhren, S. A. & Pedersen, B., 2016. *Rapport nr: 606, FoU-programmet Varige konstruksjoner, Sluttrapport*, s.l.: Statens Vegvesen.
- NBTL, 2010. *Rapport nr: P10227, Undersøkelser og vurdering av alkalireaksjon i borekjerner fra Tromsøbrua: Visuelle strukturanalyser, vanninnhold, kapillær vannmetningsgrad og trykkfasthet*, Trondheim: Norsk betong - og tilslagslaboratorium.
- Newman, J. & Choo, B. S., 2003. *Advanced Concrete Technology Set*. First red. Oxford: Elsevier Butterworth-Heinemann.
- Nguyen, T. N., 2021. *Modelling alkali-silica reaction effects for condition assessment and capacity evaluation of reinforced concrete structures*, Sydney: University of Technology Sydney.
- NORCE, 2021. *Dronefilm av Tromsøbrua utført våren 2021*. Tromsø: Norwegian Research Centre.
- NOTEBY, 1997. *Rapport nr: 57339- 1 Tromsøbrua E78, Tromsø, Hovedinspeksjon og Spesialinspeksjon*, Trondheim: Norsk Teknisk Byggkontroll AS.
- Pedersen, B., 2018. *NTNU-KT6004: Betongteknologi for bruer, drift og vedlikehold, Leksjon 2.6 Alkalireaksjoner: Skadetyper*. Trondheim: Statens Vegvesen.
- Pedersen, B. & Lindgård, J., 2018. *NTNU-KT6004: Betongteknologi for bruer, drift og vedlikehold, Leksjon 2.5 Alkalireaksjoner: mekanismer og styrende*. Trondheim: Statens Vegvesen.
- Pedersen, B. M., 2022. *Rapport nr 865: Bedre bruvedlikehold 2017-2021, Sluttrapport, Statens Vegvesen sin rapporter nr 865*, Lillehammer: Statens Vegvesen.
- Relling, R. H., 1999. *Coastal concrete bridges : moisture state, chloride permeability and aging effects, Avhandling (dr-ing) Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet*. 1nd red. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Rodum, E., 2014-01. *Tromsøbrua - Dekke - Utboring kjerner utført 18.-19. juni 2014*, s.l.: Statens Vegvesen.

- Rodum, E., 2014-02. *Varige konstruksjoner - Foreløpig prosedyre pr mars 2014 - Prosedyre for bruk av DEMEC-ekstensometer på utendørs konstruksjoner*. s.l.:Statens Vegvesen.
- Rodum, E., 2016. *RF og DCS Tromsø - feltmålinger og lab oppsummert sept 2016*. Trondheim: Statens Vegvesen.
- Rodum, E., 2021. *E-postkorrespondanse Eva Rodum - Sigrun Kjær Beremseth, Rapid og standardsementene fra 1958-59, 7 september 2021*. s.l.:s.n.
- Rodum, E., 2022. *Tromsøbrua – utførte undersøkelser 2010-2021*, Trondheim: Statens Vegvesen.
- Rodum, E. & Pedersen, B., 2022. *Rapport 852- Inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner- Alkaliereaksjoner - felt og labmetoder*, Trondheim: Statens Vegvesen.
- Roy-Tremblay, M., 2022. *Utilisation of Image Analysis as a tool to quantify damage in concrete affected by ASR. MSc Thesis under preliminary revision.*, Québec, Canada: epartment of Geology and Geological Engineering, Laval University, Québec, Canada..
- Rønning, T. F. et al., 2017. *Norsk Betongforening Publikasjon nr 21. Bestandig betong med alkalireaktivt tilslag*. -: Norsk Betongforening.
- Sanchez, L. M. et al., 2016. *Overall assessment of Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in concretes presenting different strengths and incorporating a wide range of reactive aggregate types and natures*, Ottawa: Department of Civil Engineering, University of Ottawa, 161 Louis-Pasteur (CBY A515), Ottawa K1N 6N5, ON, Canada.
- Sandnes, E. & Skaug, L. M. B., 2017. *Masteroppgave Bygg og Miljøteknikk, :Beregning av fritt frambyggbru med alkalireaksjoner, Tilstandsvurdering og kapasitetskontroll av Tromsøbrua*, Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Saouma, V. E., 2021. *RILEM State-of-the-Art Reports, Diagnosis & Prognosis of AAR Affected Structures, Technical Committee 259-ISR*. Boulder: Springer.
- Sergi, G., Page, C. L, C. & Thompson, D., 1991. *Electrochemical induction of alkali-silica reaction in concrete. Materials and Structures, 24, 359-361*, s.l.: Materials and Structures, 24, 359-361.
- Silseth, M. K., 2013. Byggdetaljblad 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler. I: B. Roald, red. *Byggforskserien*. Trondheim: SINTEF.
- Standard Norge, 2003. *NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner, Beregnings og konstruksjonsregler*. 6 red. s.l.:Norges Standardiseringsforbund.
- Standard Norge, 2010. *NS-EN 13670:2009+NA:2010, Utførelse av betongkonstruksjoner*. 2010-10-01 red. s.l.:Standard Norge.
- Standard Norge, 2014. *NS 3511 Måling av relativ fuktighet (RF) i betong*. s.l.:Standard Norge.
- Standard Norge, 2016. *SN-CEN/TS 12390-9:2016 - Prøving av herdnet betong — Del 9: Fryse/tine-motstand med avisingsalter — Avskalling*. s.l.:Standard Norge.
- Standard Norge, 2019. *NS-EN 13791:2019, Vurdering av trykkfasthet i ferdige betongkonstruksjoner og prefabrikkerte betonelementer*. s.l.:Standard Online.

Standard Norge, 2020-01. *NS-EN 12390-7:2019+AC:2020, Prøving av herdnet betong – Del 7: Densitet av herdnet betong.* s.l.:Standard Norge.

Standard Norge, 2020-02. *NS-EN 12504-1:2019/AC:2020, Prøving av betong i konstruksjoner – Del 1: Kjerneprøve,Uttaking, vurdering og prøving av trykkfasthe,* s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, 2021. *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, Eurokode 2 - Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1 Almenne regler.* s.l.:Standard Online AS.

Standard Norge, 2022. *NS-EN 206:2013+A2:2021+NA:2022, Betong – Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar.* s.l.:Standard Norge.

Stemland, H., Rodum, E. & Johansen, H., 2016. *Rapport nr: 601, Alkalireaksjoner – Veiledning konstruktiv analyse, Alkalireaksjoner – Veiledning konstruktiv analyse,* s.l.: Statens Vegvesen.

Stemland, K. M., Rodum, E. & Kanstad, T., 2022. *Stiffness damage testing of laboratory-cast alkali-silica reactive concrete and cores drilled from an existing concrete structure, 16th ICAAR Lisboa 2020-2022,* Lisboa: ICAAR .

TFFK, 2022. *Måling av fukt inne i søyler på Tromsøbrua. Data er gitt i exel ark: Avlesningsdata Fuktogtemp Tromsøbrua.xlsx.* Tromsø: Troms og Finnmark Fylkeskommune.

Thomas, M., Fournier, B. & Folliard, K. J., 2013. *ALKALI-AGGREGATE REACTIVITY (AAR), FACTS BOOK.* 1nd red. Austin, Texas: Office of Pavement Technology, Federal Highway Administration.

Vegvesen, S., 2005. *Håndbok 014 Laboratorieundersøkelser (Håndboken er utgått.).* s.l.:Statens Vegvesen.

Vegvesen, S., 2014. *HB R210 Laboratorieundersøkelser, ISBN 9788272076688.* s.l.:Statens Vegvesen.

Vegvesen, S., 2021. *HB N401, Bruforvaltning på fylkesveg.* 2021-06-22 red. Oslo: Vegdirektoratet.

Vegvesen, S., 2021. *HB R211 Feltundersøkelser, ISBN: 978-82-7207-766-1.* s.l.:Statens Vegvesen.

Vegvesen, S., 2022. *Vegliste Troms og Finnmark Normaltransport 2022,* Lillehammer: Statens Vegvesen.

Vegvesen, S., 2023-01. *HB N400 Bruprosjektering, Revisjon 01.01.2023.* s.l.:Statens Vegvesen.

Vegvesen, S., 2023-02. *HB V413, Bæreevneklassifisering av bruer, materialer,.* 2023-02-24 red. Oslo: Statens Vegvesen.

Vegvesen, S., 2023-03. *HB N-V441 Bruinspeksjon.* 2023-02-21 red. Oslo: Statens Vegvesen.

Villeneuve, V., Fournier, B. & Duchesne, J., 2012. *Determination of the damage in concrete affected by ASR - The Damage Rating Index (DRI).* In: *Proceedings of the 14th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction,* Québec: Department of Geology and Geological Engineering, Laval University,.

Østnor., T. A., 2015. Byggdetaljblad 520.034 Kloridinnhold i betong - Prøveuttak og analysemetoder. I: T. Lehmann., red. *Byggforskserien*. s.l.:SINTEF, p. 5.

Vedlegg

Vedlegg A: Grunnlag

Vedlegg B: Bilder visuell inspeksjon

Vedlegg C: Beregninger E-modu

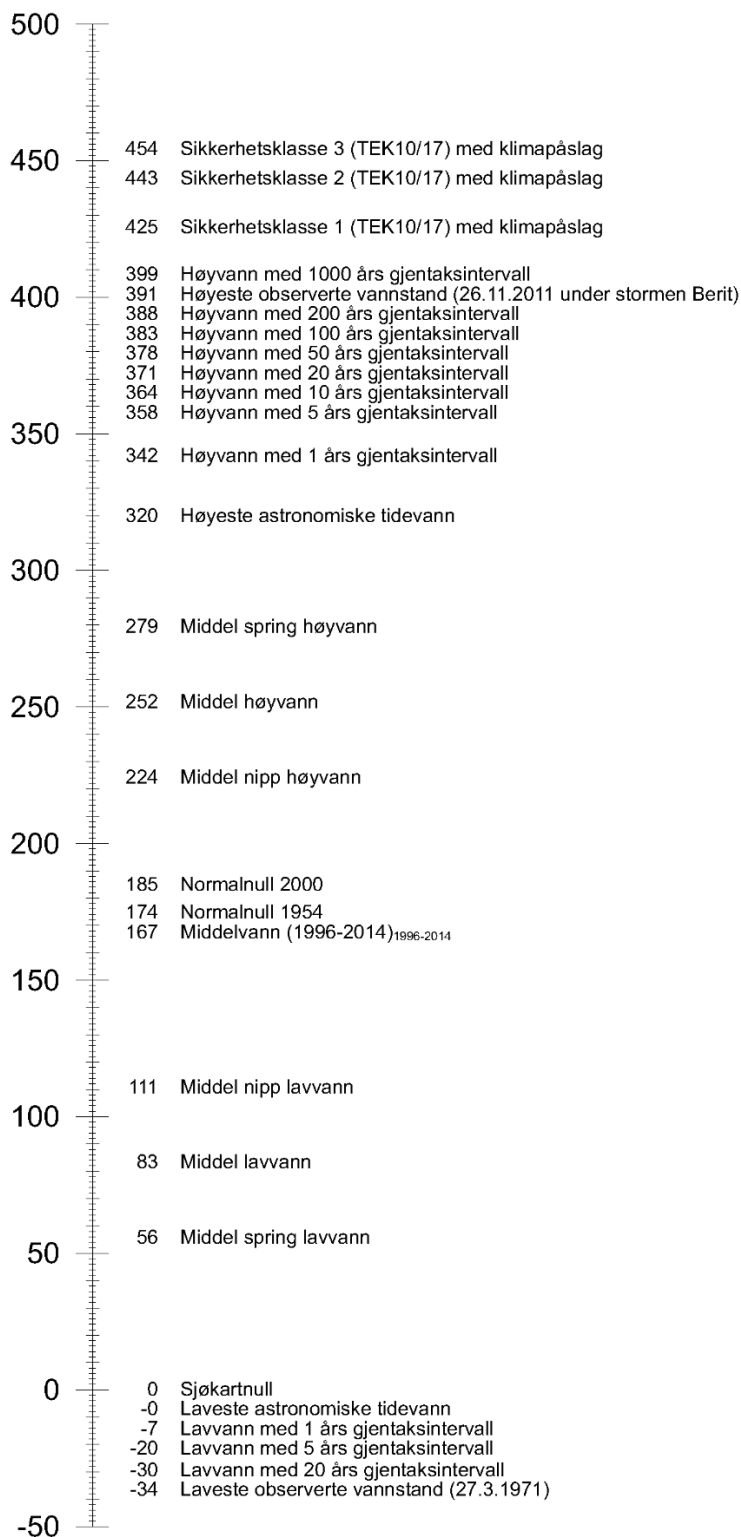
VEDLEGG A), GRUNNLAG

N69°38,8' E18°57,3'

Nivåskisse

TROMSØ VANNSTANDSMÅLER

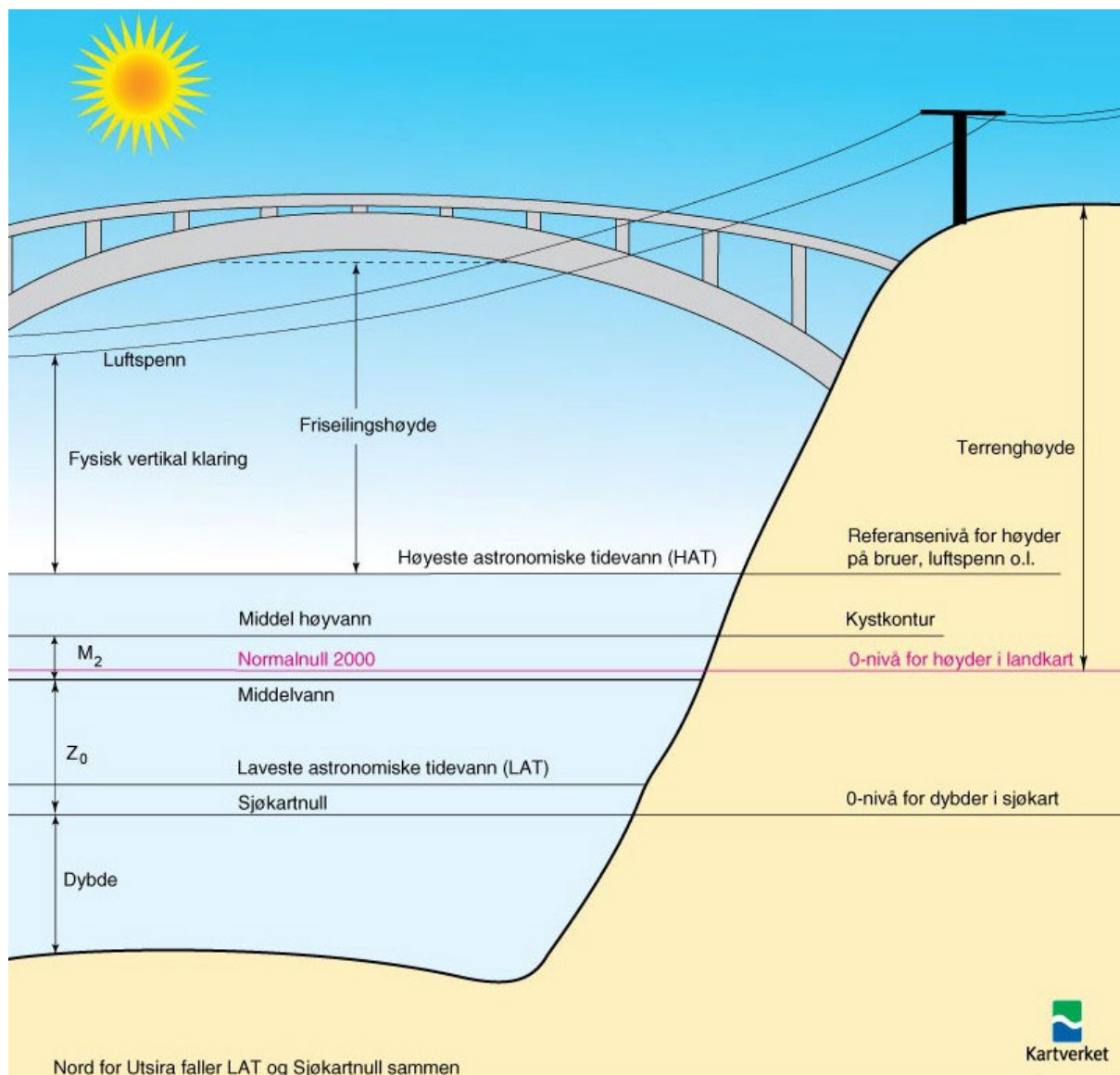
Nivå knyttet til tidevann er hentet fra Tromsø, justert med faktor 1,00.



Høyder er i cm over Sjøkartnull som er nullnivå for dybder i sjøkart og høyder i tidevannstabellen. Datagrunnlag sist endret: 17. august 2021. Lastet ned: 10. mars 2023.

Figur 1: Figuren viser tidevannsnivåer i Tromsø.

VEDLEGG A), GRUNNLAG



Figur 2: Figuren forklarer referansenivåene i tidevanntabellen.

Tabell 1: Datoer i tabell er datoer da inspeksjonene er blitt utført. Tabellen gir informasjon om makstemperatur, minimumstemperatur, døgnmiddeltemperatur samt om det er registrert nedbør tilhørende døgn.

Dato	Temperatur grader Celsius			Nedbør[mm]
	Døgnmiddel	Høyeste	Laveste	
04.08.1991	11,3	14,4	7	0
05.08.1991	11,8	14,4	6,6	0
06.08.1991	14,3	17,9	8,8	0
23.06.1997	12,7	17,2	10,1	0
24.06.1997	7	10,6	5,4	0
25.06.1997	6	8,2	4,5	0
26.06.1997	5,7	6,5	4,3	0,5
27.06.1997	7,2	10,7	3,1	0,7
28.10.2010	2	2,8	1	0

VEDLEGG A), GRUNNLAG

29.10.2010	-0,5	2,8	-2,3	2,4
30.10.2010	-2,8	0,7	-6,1	1
18.06.2014	6,3	8,2	5,6	5,8
19.06.2014	4,3	7,1	3,7	0,1
17.08.2016	11	16,8	5,1	0
18.08.2016	14	20,7	6,9	-
19.08.2016	16,6	21,1	11,9	-
10.10.2021	7,8	9,1	6,6	6,8
11.10.2021	6,7	8,8	6,2	4,1
12.10.2021	4,8	6,2	3,9	2,5
13.10.2021	2,4	5,4	1,0	9,5
14.10.2021	1,8	3	0,5	0
02.05.2022	-0,2	1,5	-1,4	6,5
03.05.2022	-1,0	1,4	-3,5	5,5
13.06.2022	8,1	11,3	6,7	0
14.06.2022	8,4	11,3	6,2	0,5
15.06.2022	8,6	10,8	6,6	0
16.06.2022	9,2	12,5	6,9	0
17.06.2022	9,7	13,4	5,8	0

I forbindelse med Spesialinspeksjon 2016, ble det gjennomført en 3D scanning av bruene. Dette med hensikt å avdekke forskyvninger i bruoverbygningen grunnet alkalireaksjoner. For rapportering i 2016 (713326-RIB-RAP-19-0511) og skanningen er det benyttet feil aksesystem. I nedenforliggende tabeller det gitt en oversikt over tegninger og riktig aksenummer er gitt i tabellen.

Tabellen angir tegninger for aksene 2-18 som dokumenter innmålinger av loddavvik utført av Ing. Granberg AS i perioden 14.11.2016 til 18.11.2016.

Dokumentnummer	Tittel Søylar Tromsøbrua vest,	Dato	Revisjon	Akse
1622-2	Snitt av søyle 2	17.11.2016	-	0
1622-3	Snitt av søyle 3	18.11.2016	-	1
1622-4	Snitt av søyle 4	17.11.2016	-	2
1622-5	Snitt av søyle 5	17.11.2016	-	3
1622-6	Snitt av søyle 6	17.11.2016	-	4
1622-7	Snitt av søyle 7	17.11.2016	-	5
1622-8	Snitt av søyle 8	17.11.2016	-	6
1622-9	Snitt av søyle 9	17.11.2016	-	7
1622-10	Snitt av søyle 10	16.11.2016	-	8
1622-11	Snitt av søyle 11	16.11.2016	-	9
1622-12	Snitt av søyle 12	16.11.2016	-	10
1622-13	Snitt av søyle 13	16.11.2016	-	11
1622-14	Snitt av søyle 14	16.11.2016	-	12
1622-15	Snitt av søyle 15	15.11.2016	-	13
1622-16	Snitt av søyle 16	15.11.2016	-	14
1622-17	Snitt av søyle 17	15.11.2016	-	15
1622-18	Snitt av søyle 18	14.11.2016	-	16

VEDLEGG A), GRUNNLAG

Tabellen angir tegninger som viser loddavvik for pilaren på nordlig side av brua i tverr og lengderetning for aksene 19 - 36

Dokumentnummer	Tittel Søyler Tromsøbrua vest,	Dato	Revisjon	Akse
1622-N19	Snitt av søyle N19	10.11.2016	-	17
1622-N20	Snitt av søyle N20	10.11.2016	-	18
1622-N21	Snitt av søyle N21	10.11.2016	-	19
1622-N22	Snitt av søyle N22	09.11.2016	-	20
1622-N23	Snitt av søyle N23	09.11.2016	-	21
1622-N24	Snitt av søyle N24	08.11.2016	-	22
1622-N25	Snitt av søyle N25	08.11.2016	-	23
1622-N26	Snitt av søyle N26	07.11.2016	-	24
1622-N27	Snitt av søyle N27	07.11.2016	-	25
1622-N28	Snitt av søyle N28	07.11.2016	-	26
1622-N29	Snitt av søyle N29	04.11.2016	-	27
1622-N30	Snitt av søyle N30	04.11.2016	-	28
1622-N31	Snitt av søyle N31	03.11.2016	-	29
1622-N32	Snitt av søyle N32	02.11.2016	-	30
1622-N33	Snitt av søyle N33	02.11.2016	-	31
1622-N34	Snitt av søyle N34	03.11.2016	-	32
1622-N35	Snitt av søyle N35	11.11.2016	-	33
1622-N36*	Snitt av søyle N36	14.11.2016	-	34

*I tittelfelt står det S36, men dataene er forskjellig fra dataene angitt på «tegning S36»

Tabellen angir tegninger som viser loddavvik for pilarer på sørlig side av brua i tverr og lengderetning for aksene 19 - 36

Dokumentnummer	Tittel Søyler Tromsøbrua vest,	Dato	Revisjon	Akse
1622-S19	Snitt av søyle S19	11.11.2016	-	17
1622-S20	Snitt av søyle S20	10.11.2016	-	18
1622-S21	Snitt av søyle S21	10.11.2016	-	19
1622-S22	Snitt av søyle S22	09.11.2016	-	20
1622-S23	Snitt av søyle S23	09.11.2016	-	21
1622-S24	Snitt av søyle S24	08.11.2016	-	22
1622-S25	Snitt av søyle S25	08.11.2016	-	23
1622-S26	Snitt av søyle S26	07.11.2016	-	24
1622-S27	Snitt av søyle S27	07.11.2016	-	25
1622-S28	Snitt av søyle S28	07.11.2016	-	26
1622-S29	Snitt av søyle S29	04.11.2016	-	27
1622-S30	Snitt av søyle S30	04.11.2016	-	28
1622-S31	Snitt av søyle S31	03.11.2016	-	29
1622-S32	Snitt av søyle S32	02.11.2016	-	30
1622-S33	Snitt av søyle S33	02.11.2016	-	31
1622-S34	Snitt av søyle S34	03.11.2016	-	32
1622-S35	Snitt av søyle S35	14.11.2016	-	33
1622-S36	Snitt av søyle S36	14.11.2016	-	34

VEDLEGG A), GRUNNLAG

Tabellen angir temperaturdata og nedbørsdata da forskyvningsmålinger ble utført.

Dato	Temperatur grader Celsius			Nedbør[mm]
	Døgnmiddel	Høyeste	Laveste	
02.11.2016	-2,8	-0,2	-4,7	0
03.11.2016	-4,4	-2,3	-6,2	0
04.11.2016	-4,2	-1,1	-6,4	-
07.11.2016	-2,7	-2,0	-3,5	0
08.11.2016	-1,7	-0,6	-2,9	0
09.11.2016	-3,0	-1,3	-5,4	0
10.11.2016	-1,9	0,3	-3,8	0
11.11.2016	-2,9	-1,7	-5,9	0
14.11.2016	5,4	6,9	3,7	1
15.11.2016	5,6	6,7	3,7	1
16.11.2016	4,7	7,5	1,5	2,5
17.11.2016	3,8	5,5	2,7	0
18.11.2016	1,5	3,8	-2,1	0
24.04.2023	-0,7	2,5	-2,4	1,5

Tabellen viser Formtegninger benyttet i denne rapporten.

Dokument-nummer	Tittel	Mål=1:	Dato	Rev	Rev. dato
332.00	Nåværende kaier	200	06.12.1957	A	06.12.1958
332.49	Pilarer i sidespenn	100	24.06.1957	F	27.08.1958
332.54	Bruhode på Tromsdalsiden	500	25.07.1957	B	23.01.1958
332.51	Farled	2000	09.07.1957	0	-
332.53	Fundamenter for søyleparene 33-36 og 42-43	50	25.07.1957	A	18.12.1958
332.56	Plassering skipskran	50/ 200	03.10.1957	B	06.06.1958
332.58	Landkar Tromsøsiden – Fortau og kjørebane ved landkar - Oversikt	50/ 200	07.10.1957	B	21.04.1958
332.59	Landkar Tromsøsiden – Plan og langsnitt	50	07.10.1957	D	17.02.1958
332.60	Landkar Tromsøsiden – Tverrsnitt, prøvefundament	20/ 50	07.10.1957	C	02.01.1958
332.67	Landkar Tromsdalsiden – Fundamentplan og snitt	50	27.11.1957	A	10.01.1958
332.69	Pillarer 1-16	50	07.11.1957	C	27.08.1958
332.70	Tverrsnitt av kai - Fenderverk	50	07.11.1957	A	11.01.1958
332.71	Plan og lengdesnitt kai	100	08.11.1957	A	13.11.1957
332.72	Plan og langsnitt – felt 16-17 – Fuge i felt 7-8	10 / 50	06.12.1957	D	21.08.1958
332.76	Plan av feltene 42-43-44	50	06.01.1958	A	09.01.1958
332.78	Systemskisse for kjørbart ståstillas	20	14.01.1958	-	-
332.79	Tverrsnitt 5,6 og 7 i feltet 43-44	20	15.01.1958	-	-
332.80	Lengdesnitt av feltet 42-43	50	15.01.1958	-	-
332.82	Tverrsnitt 1,2,3 og 4 i feltene 41-42-43	20	13.01.1958	-	-

VEDLEGG A), GRUNNLAG

332.88	Oppriss ved akse 17	20	21.02.1958	-	-
332.93	Konsoll for fyrlampe på søyle 40	20	25.04.1958	B	09.12.1958
332.94	Gjennomseilingsåpning	100	09.05.1958	A	27.08.1958
332.108	Forslag forankring av kran til broplaten ved søyle 13	10 / 50	07.10.1958	-	-
332.111	Draufsicht, Langsschnitt und Querschnitt	200	23.10.1958	-	-
332.112	Langs und Querschnitt	50 / 100	23.10.1958		
332.121	Forslag til hengebro for transportstillas	2 / 10 / 50 / 200	05.01.1959	-	-
332.136	Detaljer overgang rekkverk bro - landkar	10 / 50	25.05.1960	-	-
332.138	Forskjellige broprosjekter	-	-	-	-

Tabellen viser Armeringstegninger benyttet i denne rapporten.

Dokument-nummer	Tittel Tromsøbrua -	Mål=1:	Dato	Rev	Rev. dato
332.55	Pålearmering	5	-	-	-
332.61	Landkar på Tromsøsiden – Arm av fundamenter og vegger	20 / 50	23.10.1957	A	25.10.1957
332.62	Søyler 2 til 7– Armering	20 / 50	31.10.1957	A	03.02.1958
332.63	Armering kaiplate	10 / 50	01.11.1957	B	06.10.1958
332.64	Kai - Armering bjelke og pillar	10 / 50	01.11.1957	B	14.01.1958
332.65	Søylerammer 17-31 og 38-41 - Armering	50	04.10.1957	B	23.12.1958
332.66	Midtsøyler – 33-34 og 35-36 - Armering	20 / 50	03.01.1958	-	
332.68	Landkar Tromsdalsiden – Armering av banketter og vegger	50	13.01.1958	-	-
332.73	Arm av brubaneplate, landkar og feltene 0'-6 og 9-16	10 / 20 / 50	21.02.1958	-	-
332.74	Arm av brubaneplate i feltene 6-9 og 16-17	50	21.02.1958	-	-
332.77	Detalj av midtsøyle og traverser - Armering	5	31.01.1958	-	-
332.81	Armering fundamenter og søyler 42-56	50	17.01.1958	-	
332.83	Arm bjelke og plate i spenn 17-31 og 38-43	20 / 50	10.02.1958	-	
332.84	Arm bjelke og plate i spenn 31-32 og 37-38	20 / 50	10.02.1958	A	18.06.1959
332.89	Søyler 0-1 - Armering	50	18.02.1958	-	-
332.90	Armering brubaneplate, feltene 44-57, og landkar på Tromsdalsiden	20 / 50	28.02.1958	-	-
332.95	Armering utkraget bjelke ved akse 17	20 / 50	16.05.1958	-	-
332.101	Armering av ledeverk	50	12.08.1958		
332.104	Armering av felt 43-44	50	08.09.1958	-	-

VEDLEGG A), GRUNNLAG

332.105	Armering av utkraget bjelke ved akse 43	20 / 50	08.09.1958	-	-
332.107	Armering av øvre travers søyler 42 og 43	20 / 50	29.09.1958	-	-
332.114	Hauptfel und Nebefeld	50	21.11.1958	B	20.03.1959
332.115	Vorspannbewehrung hauptfeld – Querschnitte 0-8	20	21.11.1958	B	20.03.1959
332.116	Vorspannbewehrung hauptfeld – Querschnitte 9-14	20	21.11.1958	B	20.03.1959
332.118	Armering av øvre travers – Søyler 41-38	50	21.11.1958	-	-
332.119	Armering av konsoll på fyrlyampe på på søyle 40	20	09.12.1958	-	-
332.120	Armering av søylerammer 32 og 37	50	23.12.1958	-	-
332.122	Søylepar 33, 34, 35 og 36. Arm søyletopp og øvre travers	50	12.02.1959	A	12.03.1959
332.123	Armering øvre travers. Søyler 17-31	50	12.02.1959	-	-
332.124	Vorspannbewehrung Nebenfelder – Querschnitte 15-20	20	05.03.1959	B	01.06.1959
332.125	Vorspannbewehrung Nebenfelder – Querschnitte 21-24	20	05.03.1959	B	01.06.1959
332.128	Armering søyletopp og øvre travers søyler 32 og 37	20 / 50	13.03.1959		
332.129	Ekstra armering i sidefelt ved midtpenn	50	15.04.1959	B	01.06.1959
332.130	Vanlig armering i sidefelt ved midtspenn spenn 32-33 og 36-37	20 / 50	15.04.1959	A	01.06.1959
332.131	Vanlig armering av midtspenn snitt 13 - Snitt 6	20 / 50	15.04.1959	-	-
332.132	Vanlig armering av midtspenn snitt 6 - Snitt 0	20 / 50	15.04.1959	-	-
332.133	Spiralarmering ved forankringsplater i hovedspenn	5	11.06.1959	-	-
332.134	Armering – Travers ved søylepar 32 og 37	20	18.06.1959	-	-

Tabellen viser tegninger av Bruutstyr benyttet i denne rapporten.














Dokument-nummer	Tittel	Mål=1:	Dato	Rev	Rev. dato
332.75	Rekkverkselementer	5 / 10	14.12.1957	-	-
332.92	Lysmastfeste	10	22.04.1958	B	16.09.1958
332.96	Dilatasjonsfuge i felt 7-8	5 / 10	10.06.1958	B	16.09.1958
332.98	Innstøpte rør for kabler i fortau	5	12.06.1958	B	16.09.1958
332.99	Ledeverk i midtspenn	50	15.07.1958	A	27.08.1958
332.100	Fenderverk	20	25.07.1958	-	-
332.102	Plassering av rekkverkselementer	1000	12.08.1958	-	-
332.103	Dilatasjonsfuge over 32 (31)	5 / 10	16.08.1958	D	18.06.1959
332.106	Forslag til vannavløp	2 / 10	19.09.1958	-	-
332.110	Styrelys på ledeverk	100	23.10.1958	-	-

VEDLEGG A), GRUNNLAG










332.113	Forslag til feste av klare styrelys ved midtspenn	50 / 100	24.10.1958		
332.126	Rullelagre på søylepar 32 og 37. Lagertrykk 80tonn	1	26.02.1959	-	-
332.127	Detalj plassering rullelagre på søyler 32 og 37	20	09.03.1959	-	18.06.1959
332.135	Tetting mellom broplate og fortauselementer	1	02.09.1959	-	-
332.137	Forslag til fender på ledeverk	20	29.06.1960	A	07.07.1960
332.139	Dilatasjonsfuge felt 7-8 - Utbedring	20	16.06.1965	-	-

Liste over dronefilmer

Filmet fra fastlandet nord:



















Name	Status	Date	Type	Size	Length
 46-48 fra nord mot øst	🟢 R	06.05.2021 03:51	MP4 Video File (V...	307 233 KB	00:06:01
 46-48 fra sør mot øst	🟢 R	06.05.2021 04:07	MP4 Video File (V...	212 503 KB	00:03:57
 Fastlandet hele 44 - 45(1)	🟢 R	13.04.2021 06:00	MP4 Video File (V...	697 423 KB	00:13:56
 Fastlandet hele 44 - 45	🟢 R	13.04.2021 06:00	MP4 Video File (V...	697 423 KB	00:13:56
 fastlandet nord 42-43	🟢 R	13.04.2021 05:34	MP4 Video File (V...	625 733 KB	00:11:15
 fra fastlandet , resten av 40 of 41 fra nord (1)	🟢 R	13.04.2021 03:03	MP4 Video File (V...	699 466 KB	00:11:56
 fra fastlandet , resten av 40 of 41 fra nord	🟢 R	13.04.2021 03:03	MP4 Video File (V...	699 466 KB	00:11:56
 fra fastlandet 33 - 32	🟢 R	13.04.2021 05:05	MP4 Video File (V...	1 076 849 KB	00:18:30
 fra fastlandet 35 - 34	🟢 R	13.04.2021 04:39	MP4 Video File (V...	1 309 322 KB	00:22:32
 fra fastlandet 37(s)- 36(1)	🟢 R	13.04.2021 04:08	MP4 Video File (V...	1 265 285 KB	00:21:45
 fra fastlandet 37(s)- 36	🟢 R	13.04.2021 04:08	MP4 Video File (V...	1 265 285 KB	00:21:45
 fra fastlandet 39 - 37	🟢 R	13.04.2021 03:38	MP4 Video File (V...	1 315 467 KB	00:22:43
 fra fastlandet 40	🟢 R	13.04.2021 02:47	MP4 Video File (V...	278 047 KB	00:04:57

Filmet fra Rieberkaien





































Name	Status	Date	Type	Size	Length
 30SW_29	🟢 R	22.04.2021 08:32	MP4 Video File (V...	672 839 KB	00:11:35
 32-30SE-S	🟢 R	22.04.2021 07:26	MP4 Video File (V...	891 998 KB	00:15:21
 35SW-33	🟢 R	22.04.2021 07:01	MP4 Video File (V...	1 067 633 KB	00:18:28
 38rest-35fraSE	🟢 R	22.04.2021 06:30	MP4 Video File (V...	1 253 508 KB	00:21:31
 39-38	🟢 R	22.04.2021 06:01	MP4 Video File (V...	665 670 KB	00:11:25
 42 over takhoyde_4...	🟢 R	22.04.2021 05:40	MP4 Video File (V...	1 138 295 KB	00:19:31
 43_S_42_SW_SE opp...	🟢 R	22.04.2021 05:11	MP4 Video File (V...	631 885 KB	00:12:28
 50SW-46NE	🟢 R	22.04.2021 09:37	MP4 Video File (V...	938 083 KB	00:16:05
 56-51S_50SE	🟢 R	22.04.2021 09:12	MP4 Video File (V...	1 179 262 KB	00:20:33

Filmet fra Vervet
















VEDLEGG A), GRUNNLAG

Name	Status	Date	Type	Size	Length
 6 fra øst - 4 fra vest	 	01.06.2023 15:25	MP4 Video File (V...	396 843 KB	00:06:50
 18 fra øst - 6 fra vest	 	01.06.2023 15:25	MP4 Video File (V...	1 129 596 KB	00:23:05
 22 fra vest - 18 fra øst	 	01.06.2023 15:25	MP4 Video File (V...	1 053 807 KB	00:18:07
 24 fra vest - 22 fra øst	 	01.06.2023 15:25	MP4 Video File (V...	648 773 KB	00:11:07
 26-24 fra øst	 	01.06.2023 15:24	MP4 Video File (V...	707 147 KB	00:12:11
 28-27	 	01.06.2023 15:24	MP4 Video File (V...	699 978 KB	00:11:58



















Filmet fra Øya-Bunker Oil

Name	Status	Date	Type	Size	Length
 _7-6 fra nord	 	06.05.2021 05:16	MP4 Video File (V...	4 KB	
 _20 fra vest - 18	 	06.05.2021 05:16	MP4 Video File (V...	4 KB	
 _22 - 20 fra øst	 	06.05.2021 05:16	MP4 Video File (V...	4 KB	
 _24 - 23	 	06.05.2021 05:17	MP4 Video File (V...	4 KB	
 _28 - 25	 	06.05.2021 05:16	MP4 Video File (V...	4 KB	
 _31 - 29	 	06.05.2021 05:17	MP4 Video File (V...	4 KB	
 7-6 fra nord	 	06.05.2021 01:31	MP4 Video File (V...	196 118 KB	00:03:41
 20 fra vest - 18	 	04.05.2021 05:36	MP4 Video File (V...	537 657 KB	00:09:13
 22 - 20 fra øst	 	04.05.2021 05:03	MP4 Video File (V...	687 689 KB	00:11:52
 24 - 23	 	04.05.2021 04:45	MP4 Video File (V...	613 441 KB	00:12:01
 28 - 25	 	04.05.2021 04:28	MP4 Video File (V...	1 197 182 KB	00:22:24
 31 - 29	 	04.05.2021 04:01	MP4 Video File (V...	1 069 168 KB	00:18:17

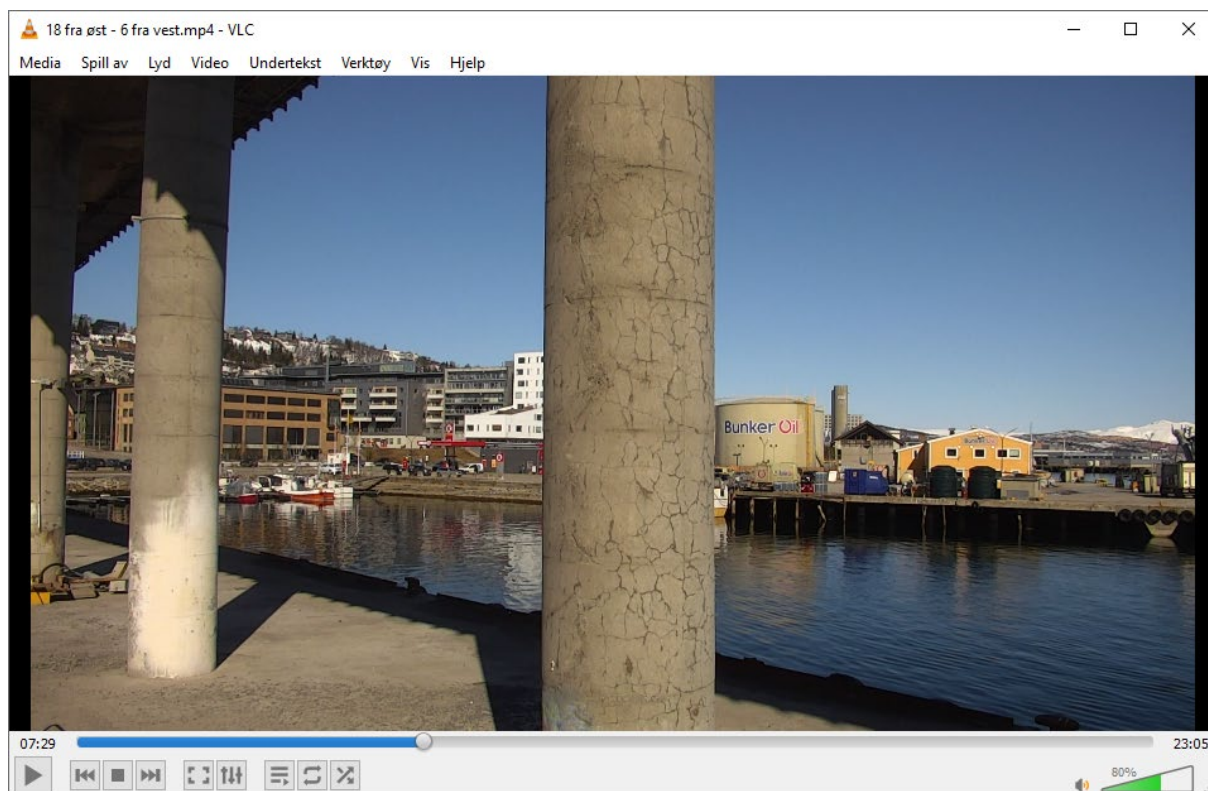
Manuelle videoer av de laveste pilarene

Name	Status	Date	Type	Size	Length
 VID_20210504_114758	 	04.05.2021 11:47	MP4 Video File (V...	52 134 KB	00:00:27
 VID_20210504_114842	 	04.05.2021 11:48	MP4 Video File (V...	41 331 KB	00:00:21
 VID_20210504_114924	 	04.05.2021 11:49	MP4 Video File (V...	43 569 KB	00:00:22
 VID_20210504_115005	 	04.05.2021 11:50	MP4 Video File (V...	43 432 KB	00:00:22
 VID_20210504_115038	 	04.05.2021 11:50	MP4 Video File (V...	35 399 KB	00:00:18

Undersiden

Name	Status	Date	Type	Size	Length
 _Under- fra nord mot øst først	 	06.05.2021 05:18	MP4 Video File (V...	4 KB	
 _Under- fra sør mot øst først - høy vinkel	 	06.05.2021 05:18	MP4 Video File (V...	4 KB	
 _Under- fra sør mot øst først	 	06.05.2021 05:18	MP4 Video File (V...	4 KB	
 Under- fra nord mot øst først	 	06.05.2021 01:50	MP4 Video File (V...	715 855 KB	00:14:37
 Under- fra sør mot øst først - høy vinkel	 	06.05.2021 02:49	MP4 Video File (V...	747 599 KB	00:14:02
 Under- fra sør mot øst først	 	06.05.2021 02:27	MP4 Video File (V...	954 984 KB	00:19:14

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON

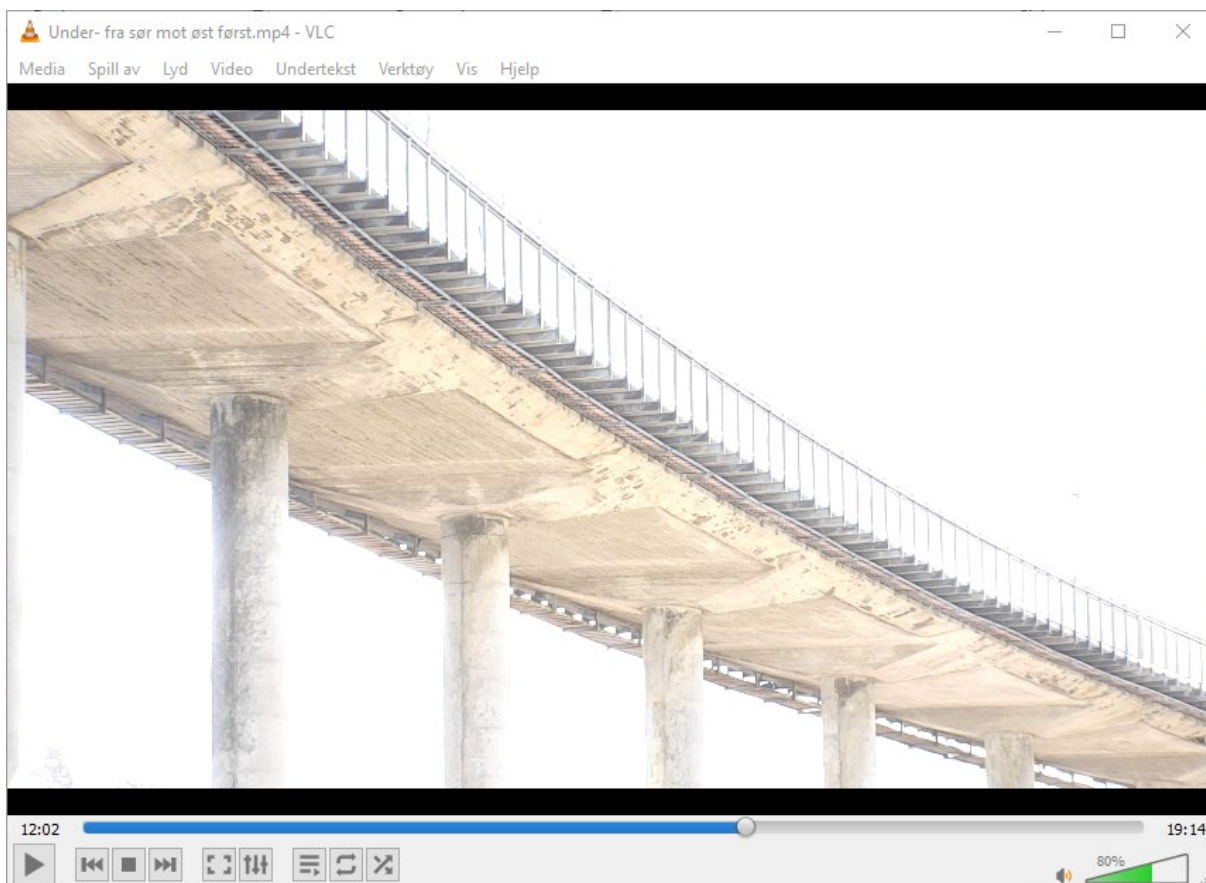


Bilde 1: Seksjon A, fra sør. Akse 15 til venstre og akse 16 til høyre. tydelig skille i riss.

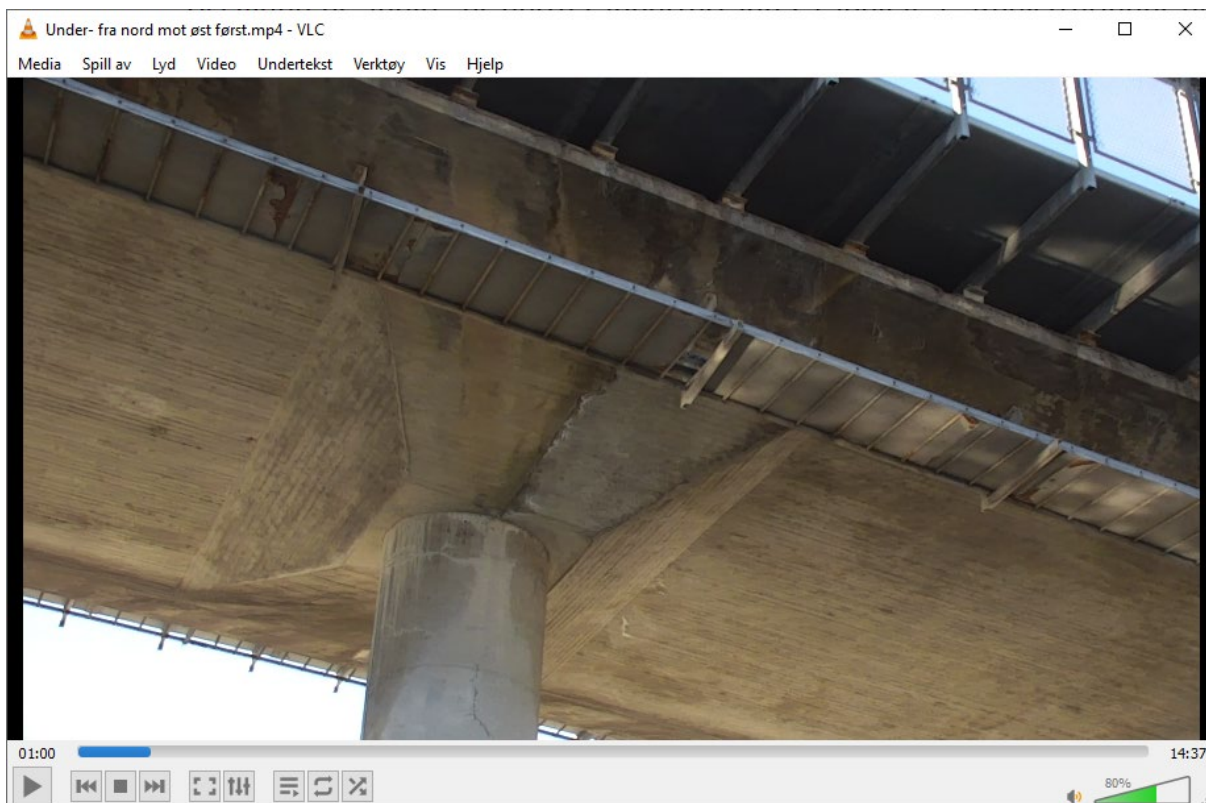


Bilde 2: Akse 6 Fukt/kalkutslag i støpeskjøt overbygning

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON



Bilde 3: Seksjon E, fra sør, pilarer fuktige i toppen

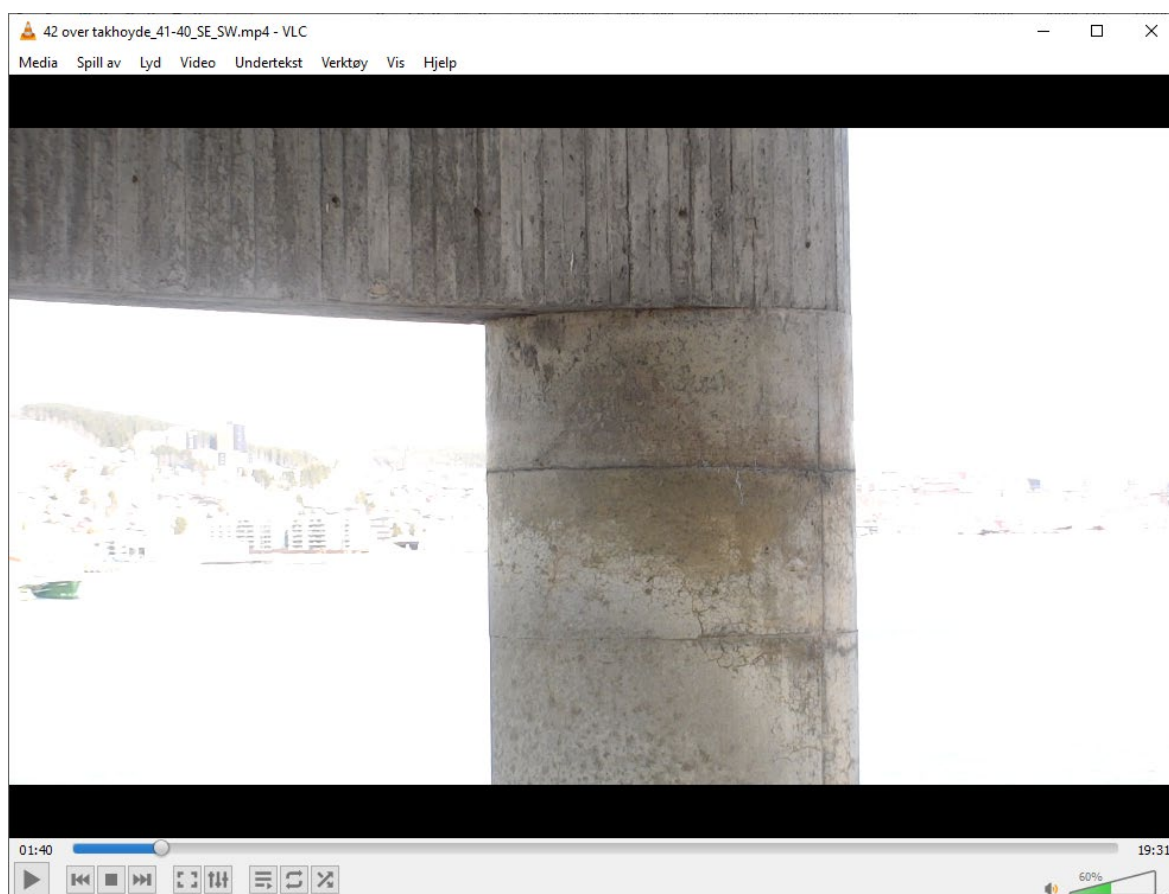


Bilde 4: Akse 6, Nordside. Fuktig i underkant av kantbjelker og kalkutslag i støpeskjøt over pilar.

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON

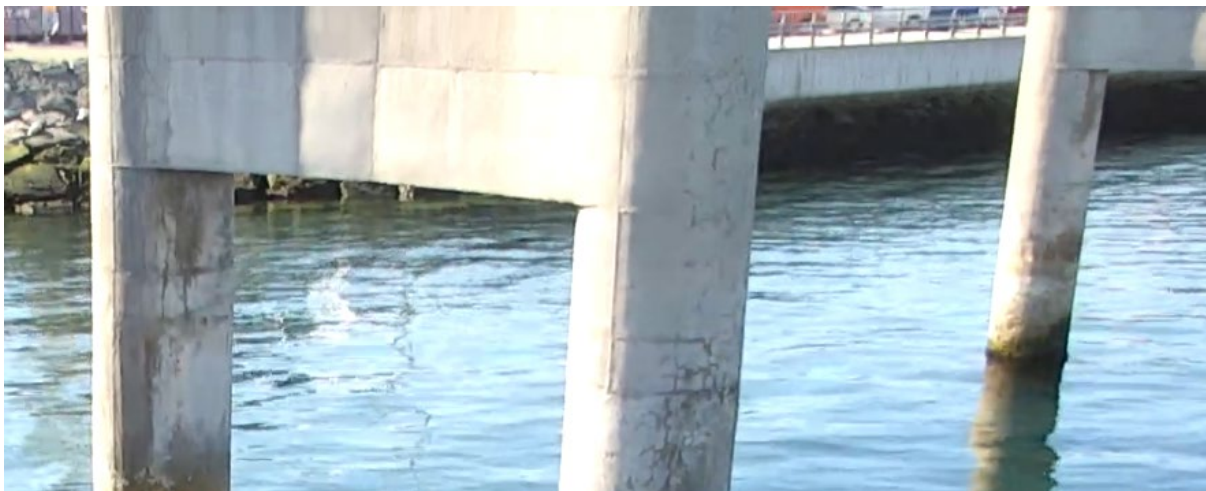


Bilde 5: Seksjon A, fra sør, pilarer fuktige i toppen

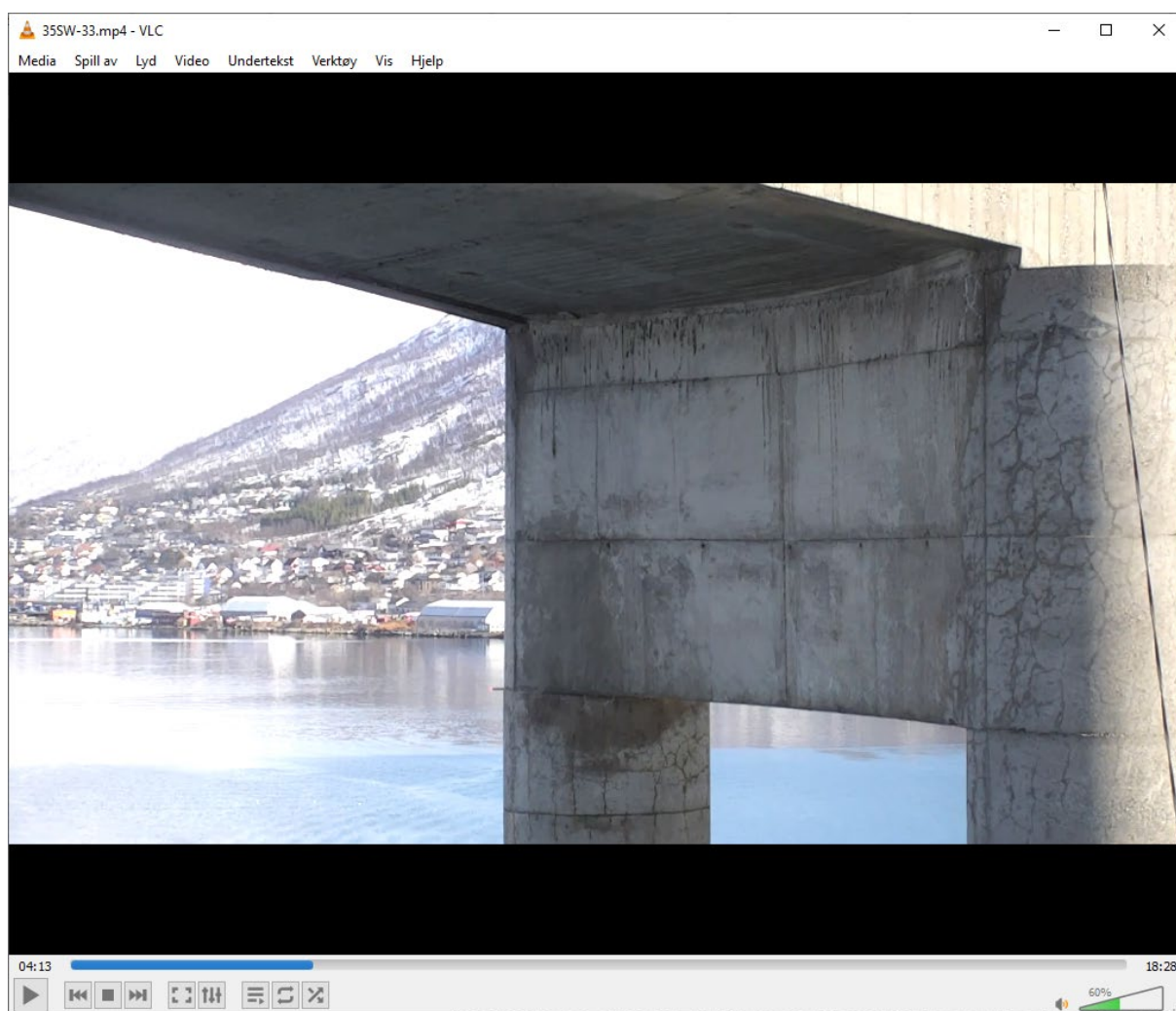


Bilde 6: Akse 42, fra nord. Fukt under øvre tverrbærere.

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON



Bilde 7: Seksjon B, fra nord, fuktig rett under Rigel



Bilde 8: Akse 33, fra sør. Fuktighet under øvre tverrbærer.

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON

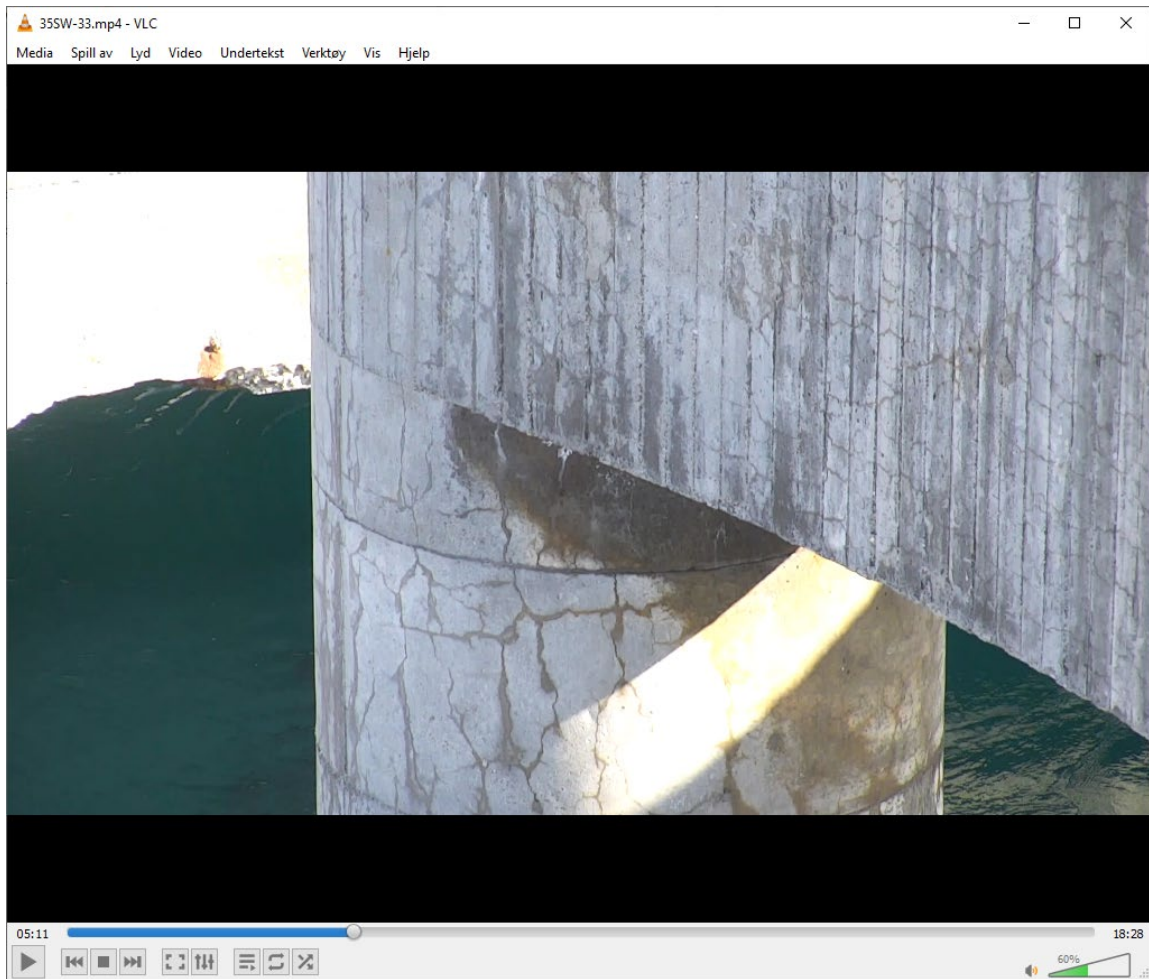


Bilde 9: Seksjon B, fra nord, kalkutslag i området hvor hul pilar ender.

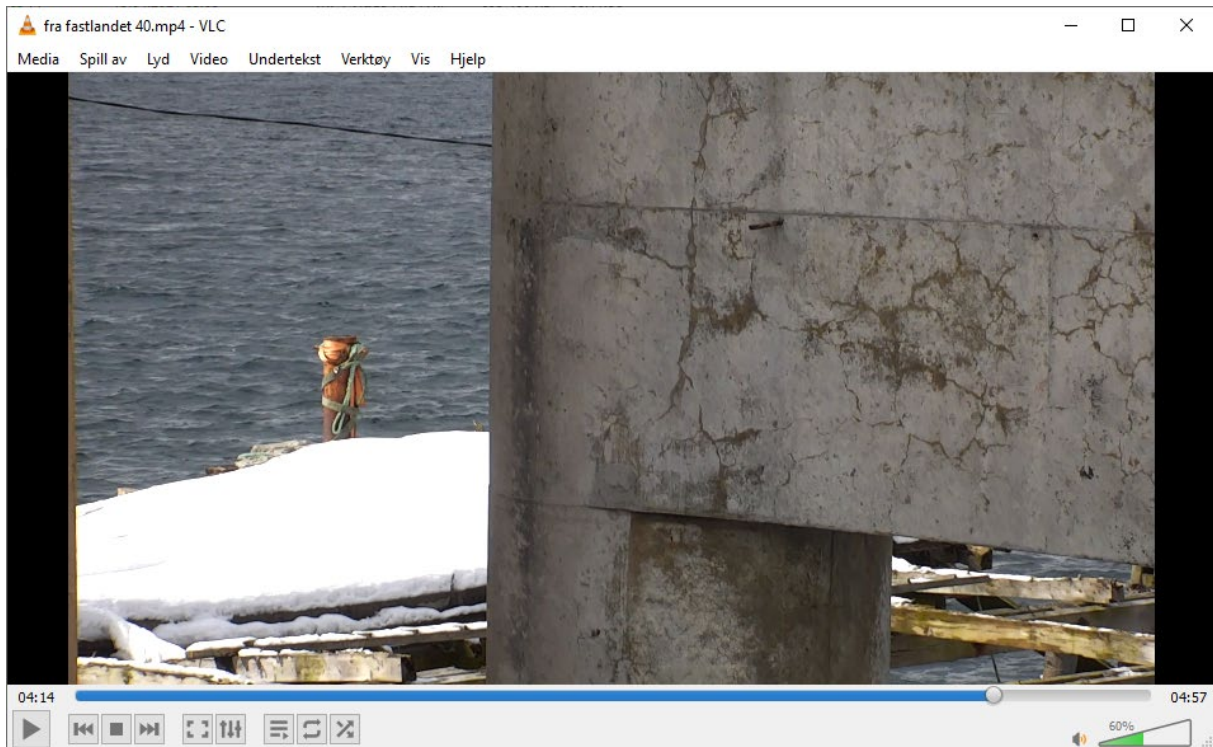


Bilde 10: Seksjon B, fra nord, fukten transporteres ut igjennom støpeskjøt

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON

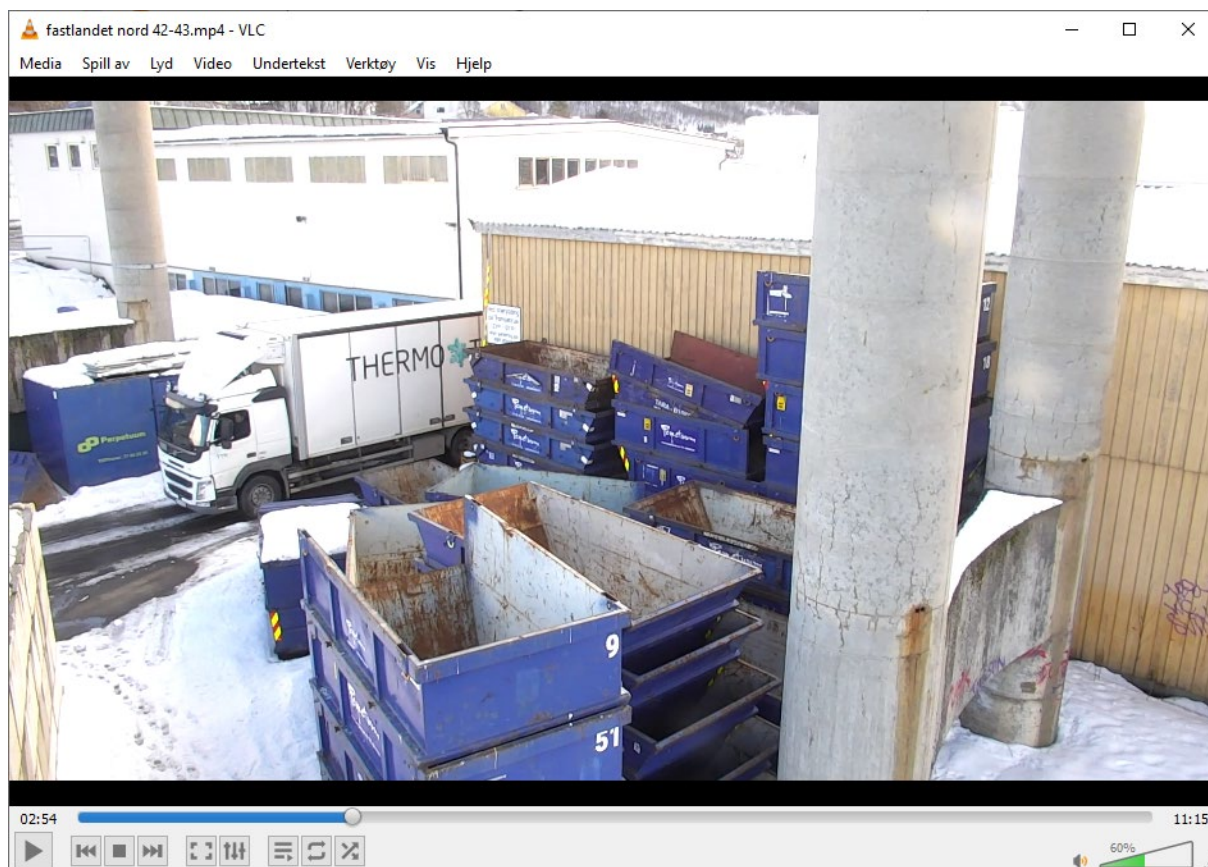


Bilde 11: Akse 33, fra sør. Fuktighet under rigel.



Bilde 12: Akse 40, fra sør. Fuktig under rigel.

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON



Bilde 13: Akse 42, fra nord. Rustvann fra drensør.



Bilde 14: Akse 6+7 fra nord, frost/ forvitring under kai/ i tidevannssonen.

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON



Bilde 15: Akse 19N: Frost/forvitring i tidevannssonen.

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON

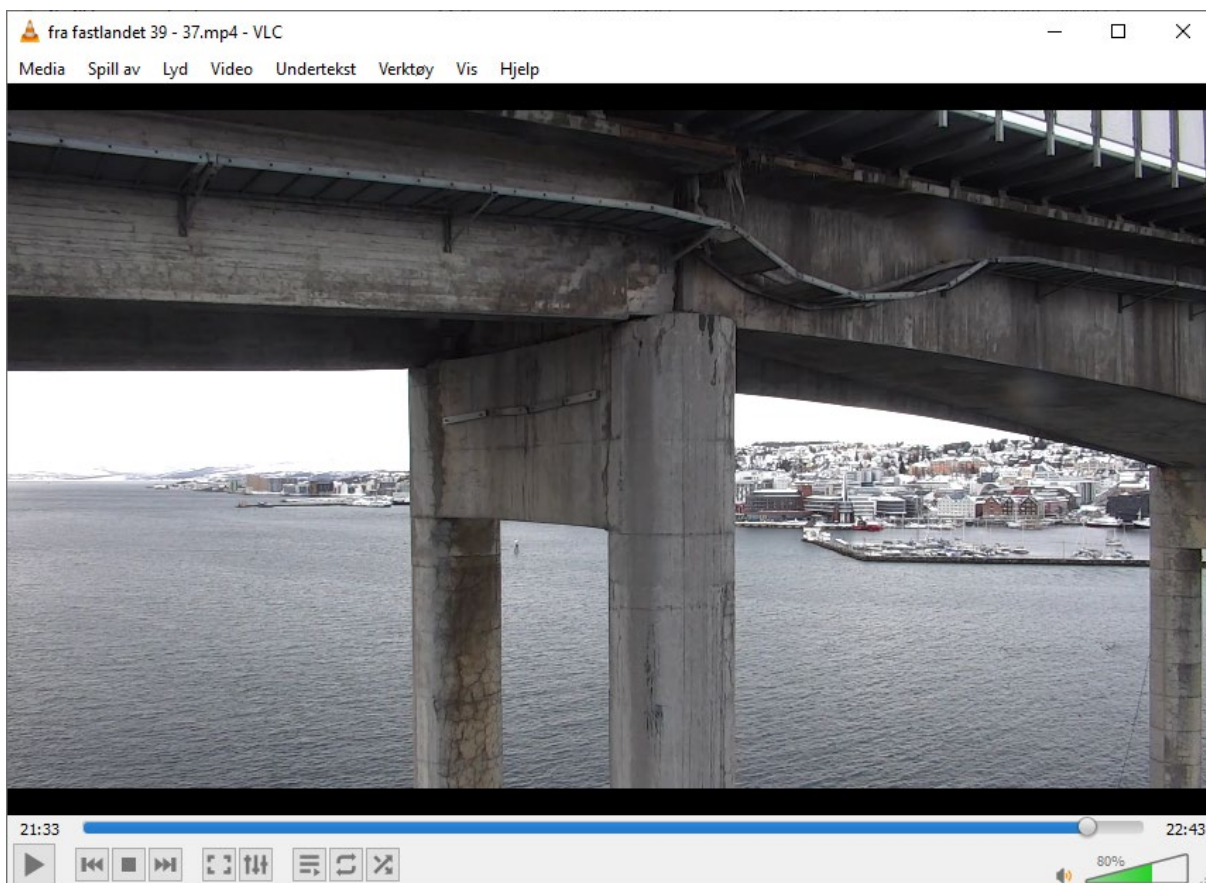


Bilde 16: Akse 20 nord. Redusert tverrsnitt grunnet frost/forvitring.

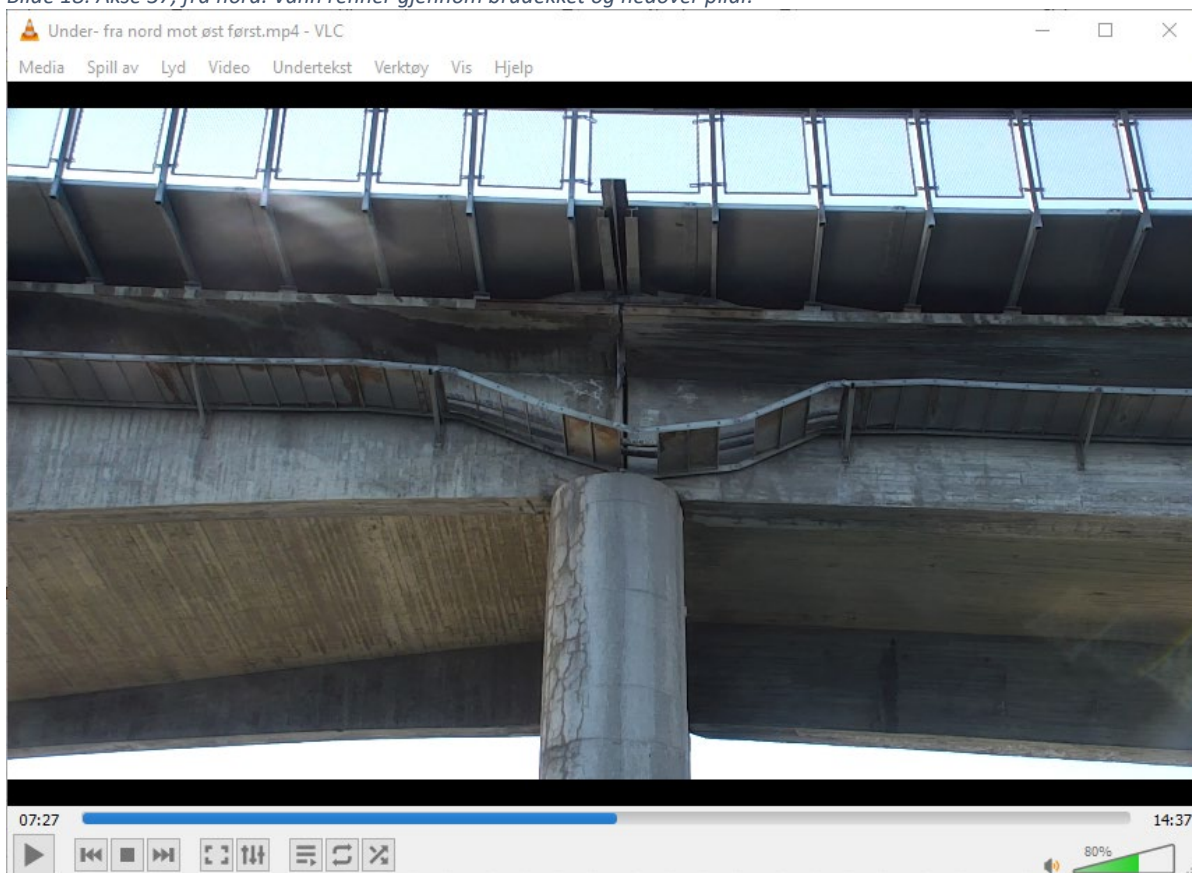


Bilde 17: Akse 20, Pilar sør sett fra nord. Redusert tverrsnitt grunnet frost/forvitring.

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON

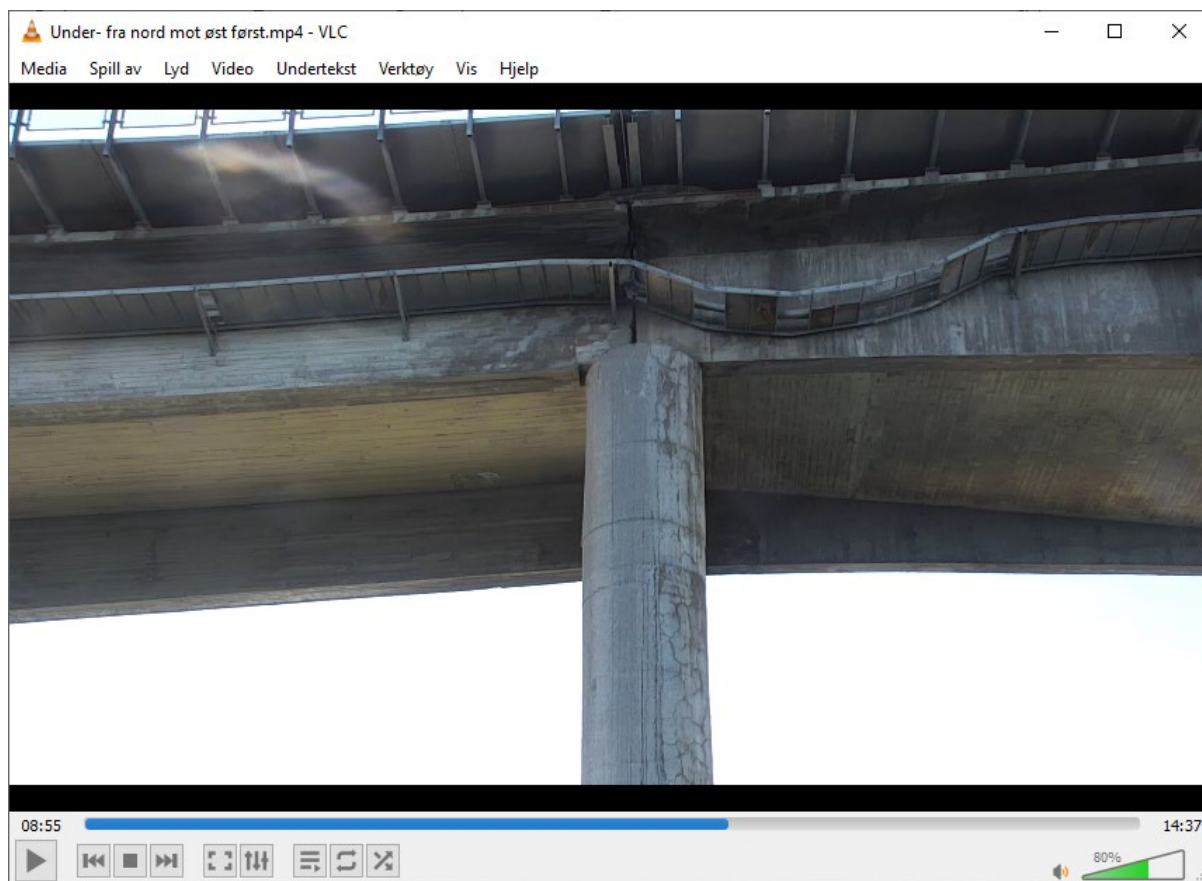


Bilde 18: Akse 37, fra nord. Vann renner gjennom brudekket og nedover pilar.

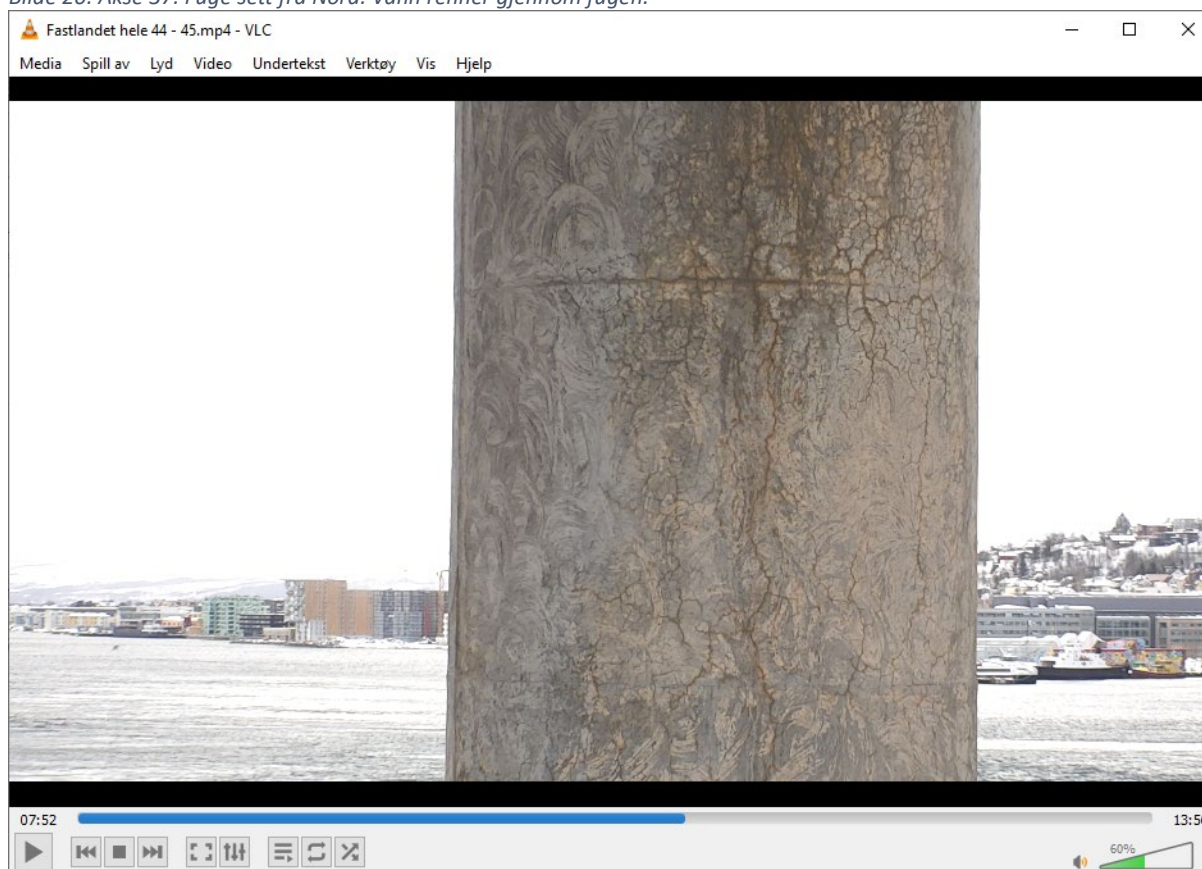


Bilde 19: Akse 33. Fuge sett fra Nord. Vann renner gjennom fugen.

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON

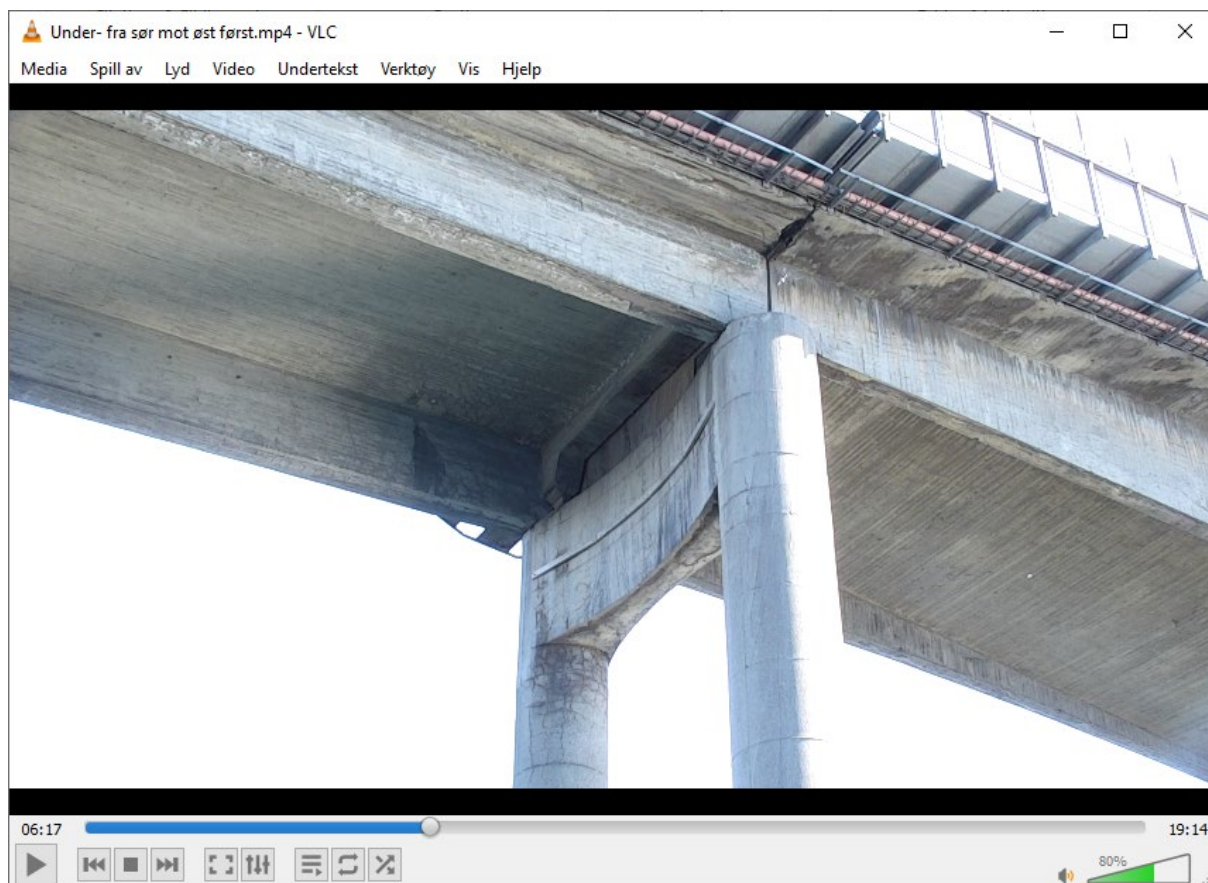


Bilde 20: Akse 37. Fuge sett fra Nord. Vann renner gjennom fugen.

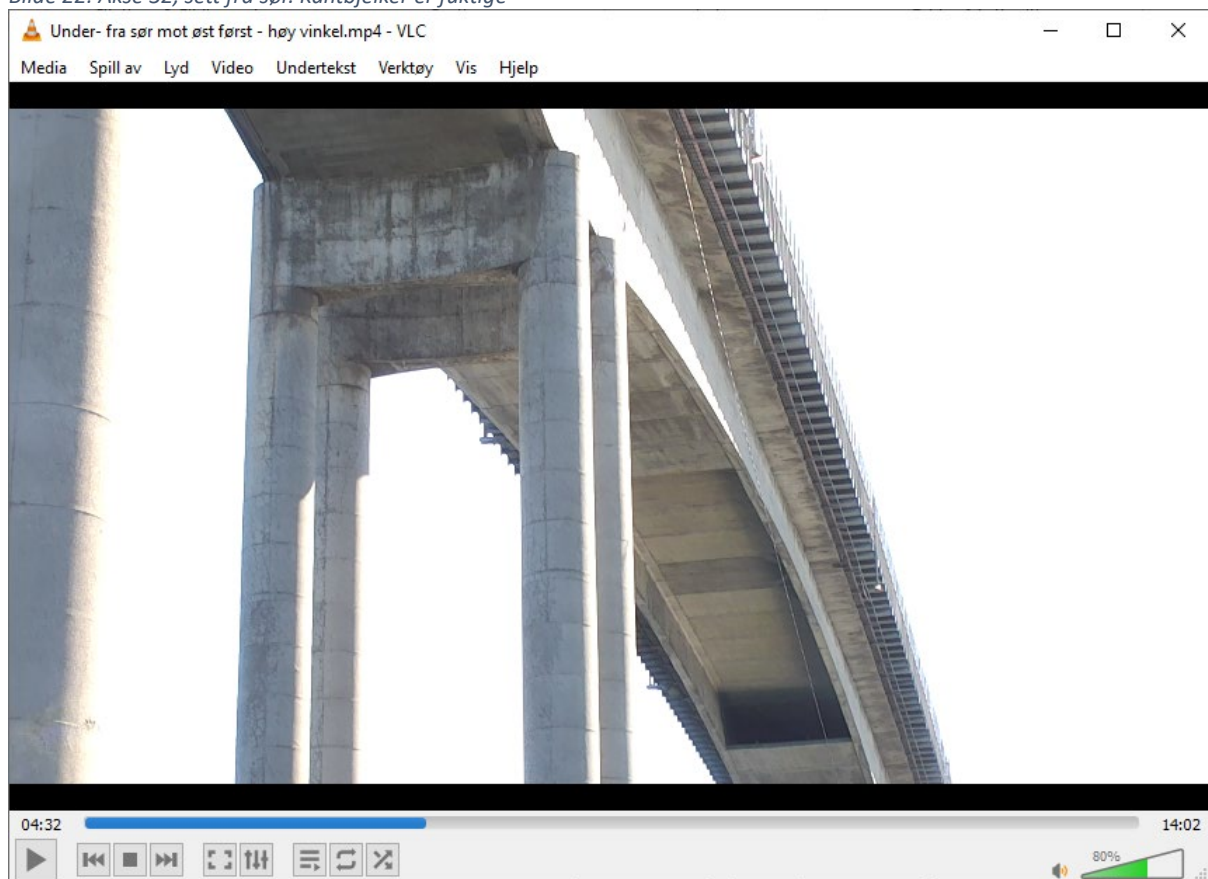


Bilde 21: Akse 45. Overflatebehandling.

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON

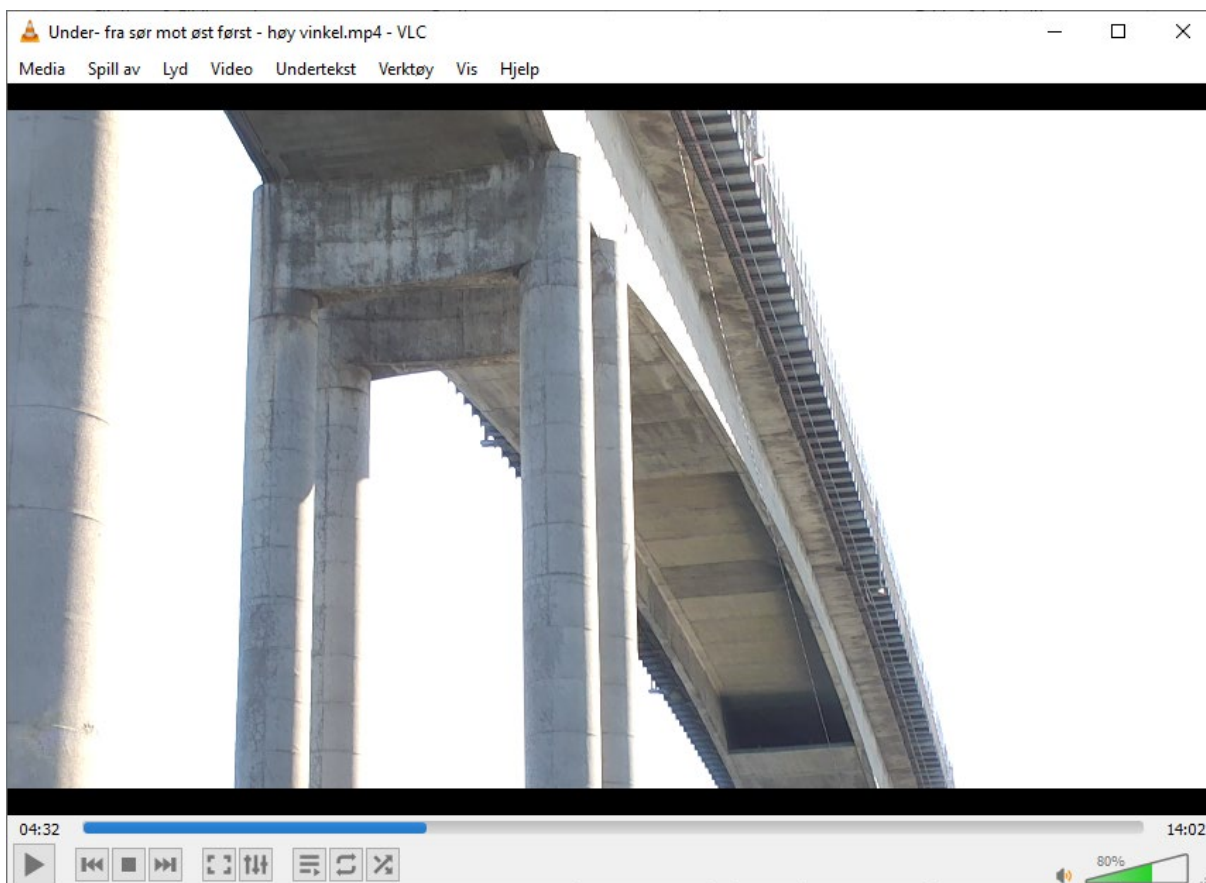


Bilde 22: Akse 32, sett fra sør. Kantbjelker er fuktige

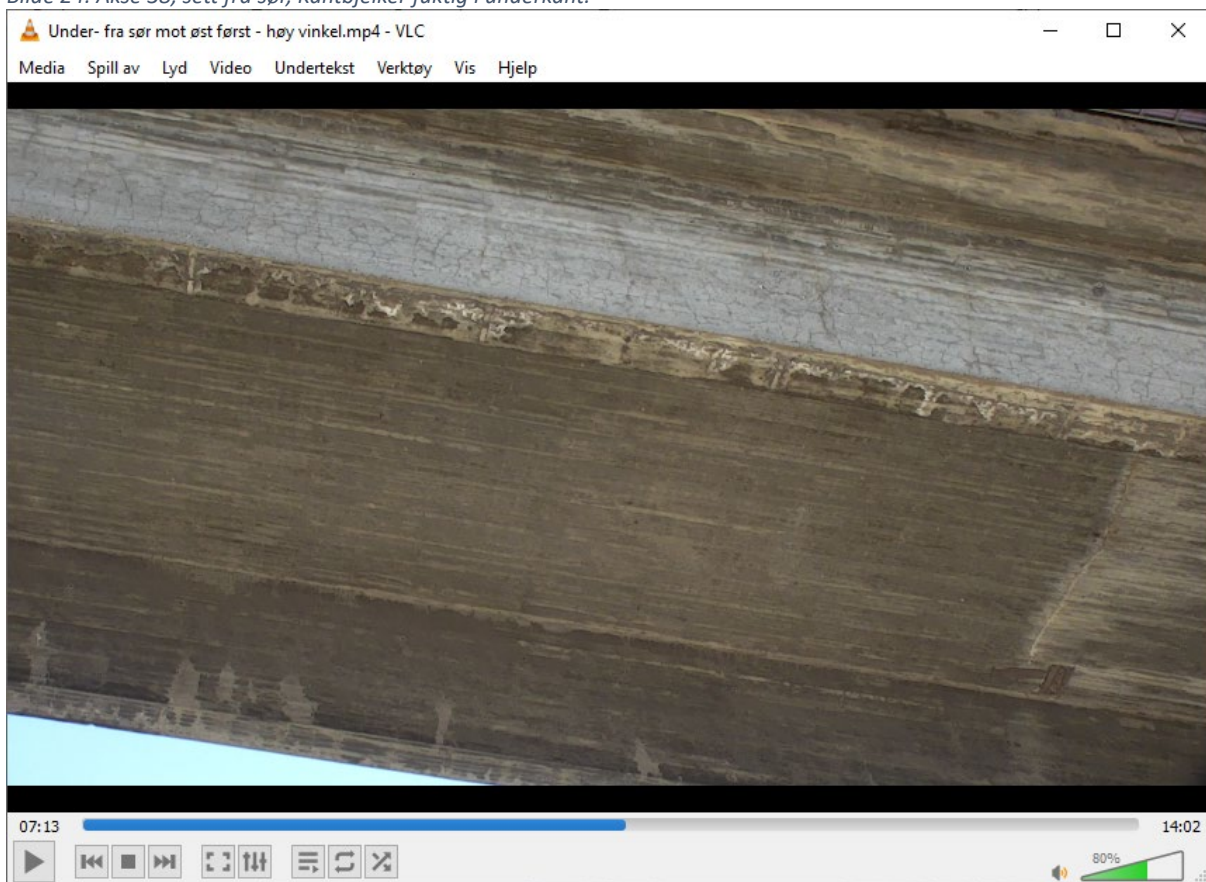


Bilde 23: Seksjon C, sett fra sør. Kantbjelker fuktig i underkant.

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON



Bilde 24: Akse 38, sett fra sør, Kantbjelker fuktig i underkant.



Bilde 25: Seksjon D, sett fra sør. Fuktig i underkant.

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON

Bilde 26: Akse 37, sett fra sør.



Bilde 27: Rekkverk deformert ved fuge. Bilde tatt av Multiconsult 28.09.2021



Bilde 28: Rekkverk deformert ved fuge. Bilde tatt av Multiconsult 13.12.2021

VEDLEGG B), BILDER VISUELL INSPEKSJON

Vedlegg C - Beregning av Elastisitetmodul

Beregning etter NS3473 pkt 9.2

$$k_E := (9500) \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{0.7}$$

$$f_{cc.B290} := 54.5 \text{ MPa} \quad \text{Midlere trykket sylindrefasthet B290.}$$

$$E_{c.B290} := k_E \cdot (f_{cc.B290})^{0.3} = 31.524 \text{ GPa} \quad \text{Forventet E-Modul B290}$$

$$k_E := (9500) \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{0.7}$$

$$f_{cc.B440} := 69.3 \text{ MPa} \quad \text{Midlere trykket sylindrefasthet B440}$$

$$E_{c.B440} := k_E \cdot (f_{cc.B440})^{0.3} = 33.88 \text{ GPa} \quad \text{Forventet E-Modul B440}$$

VEDLEGG C) Beregninger E-modul

Beregning av E-modul etter tillegg B i FprEN 1992-1-1:2022(E)

Alle beregninger og henvisninger er ihht FprEN 1992-1-1:2022(E)

Betongkvalitet B290

$$\Delta t_i := 365 \cdot (2022 - 1960) = 2.263 \cdot 10^4$$

Antall dager

$$T(\Delta t_i) := 3.2$$

Gjennomsnittstemperatur i °C.
Hentet fra Langnes målestasjon.

$$t_T := \Delta t_i \cdot \exp\left(13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)}\right) = 9.846 \cdot 10^3$$

Dager justert med hensyn på temperatur

$$S_C := 0.6$$

Koeffisient gitt i tabell B.2

$$t := t_T = 9.846 \cdot 10^3$$

Dager justert med hensyn på temperatur

$$t_{ref} := 28$$

Dager

$$\beta_{cc}(t) := \exp\left(S_C \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{t_{ref}}{t}} \cdot \sqrt{\frac{28}{t_{ref}}}\right)\right) = 1.765$$

$$f_{cm} := 54.47 \text{ MPa}$$

Trykket sylindrefasthet

$$k_E := 9500$$

Konstant gitt i kapittel 5.1.4(2)

$$E_{cm} := k_E \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} = (3.601 \cdot 10^6) \frac{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}{\text{m}^{\frac{1}{3}} \cdot \text{s}^{\frac{2}{3}}}$$

E-modul etter tiden (t)

$$E_{cm}(t) := \frac{E_{cm}}{\sqrt[3]{1.765}} = (2.98 \cdot 10^6) \frac{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}{\text{m}^{\frac{1}{3}} \cdot \text{s}^{\frac{2}{3}}}$$

Forventet E-Modul 28 døgn

Beregning av E-modul etter tillegg B i FprEN 1992-1-1:2022(E)

Alle beregninger og henvisninger er ihht FprEN 1992-1-1:2022(E)

Betongkvalitet B440

$$\Delta t_i := 365 \cdot (2022 - 1960) = 2.263 \cdot 10^4$$

Antall dager

$$T(\Delta t_i) := 3.2$$

Gjennomsnittstemperatur i °C.
Hentet fra Langnes målestasjon.

$$t_T := \Delta t_i \cdot \exp\left(13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)}\right) = 9.846 \cdot 10^3$$

Dager justert med hensyn på temperatur

$$S_C := 0.6$$

Koeffisient gitt i tabell B.2

$$t := t_T = 9.846 \cdot 10^3$$

Dager justert med hensyn på temperatur

$$t_{ref} := 28$$

Dager

$$\beta_{cc}(t) := \exp\left(S_C \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{t_{ref}}{t}} \cdot \sqrt{\frac{28}{t_{ref}}}\right)\right) = 1.765$$

$$f_{cm} := 69.3 \text{ MPa}$$

Trykket sylindrefasthet

$$k_E := 9500$$

Konstant gitt i kapittel 5.1.4(2)

$$E_{cm} := k_E \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} = (3.902 \cdot 10^6) \frac{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}{\text{m}^{\frac{1}{3}} \cdot \text{s}^{\frac{2}{3}}}$$

E-modul etter tiden (t)

$$E_{cm}(t) := \frac{E_{cm}}{\sqrt[3]{1.765}} = (3.229 \cdot 10^6) \frac{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}{\text{m}^{\frac{1}{3}} \cdot \text{s}^{\frac{2}{3}}}$$

Forventet E-Modul 28 døgn

