

Nina Outterside Valnes

Alkalireaksjoner i betong

Stavne jernbanebru – Effekten av alkalireaksjoner i betongpilar

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Juni 2023

NTNU
Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



NTNU

Kunnskap for en bedre verden

Nina Outterside Valnes

Alkalireaksjoner i betong

Stavne jernbanebru – Effekten av alkalireaksjoner i
betongpilar

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Juni 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVE 2023

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 11. juni 2023	ANTALL SIDER: 110 + 52
------------------------------------	------------------------	---------------------------

TITTEL:

Alkalireaksjoner i betong

Stavne jernbanebru – Effekten av alkalireaksjoner i betongpilar

Alkali-Silica-Reactions in concrete

Stavne Railway Bridge – The effect of ASR in a concrete pillar

UTFØRT AV:

Nina Outterside Valnes



SAMMENDRAG:

I denne oppgaven er det utført en kapasitetsberegning av én av pilarene til Stavne jernbanebru med mål om å belyse hvordan alkalireaksjoner (AR) påvirker kapasiteten. Oppgaven er skrevet i tilknytning til forskningsprosjektet MESLA som har mål om å fremskaffe ny kunnskap om hvordan konstruksjoner utsatt for alkalireaksjoner best kan forvaltes og vedlikeholdes.

Det er tatt prøver av betongen i pilaren og resultatene indikerer betydelig skade fra alkalireaksjoner. SDI-verdiene ligger i gjennomsnitt på 0,30 og E-modulen for prøvestykkene ligger i gjennomsnitt på 60 % av referanse-E-modulen. En kapasitetskontroll er først utført for de opprinnelige lastvirkningene. Deretter er en ny kapasitetskontroll utført der AR-effekter er inkludert. Krefter fra AR-effektene motvirker de opprinnelige lastvirkningene i flere av de studerte snittene. Til tross for det økte utnyttelsen av kapasiteten for de antatte AR-ekspansjonene. Dette skyldes en antagelse om at trykkfastheten reduseres med omtrent 45 % i opprissede trykkfelt. Utnyttelsesgraden for kombinert moment og aksiallast i søylen øker fra omtrent 0,40 til 0,55 og utnyttelsesgraden for biaksial bøyning i søylen øker fra omtrent 0,50 til 0,61. Utnyttelsesgraden for bøyemoment i tverrbjelken øker fra 0,75 til 0,83.

FAGLÆRER: Terje Kanstad, NTNU

VEILEDER: Terje Kanstad, NTNU

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne oppgaven er skrevet som et avsluttende prosjekt i en femårig mastergrad på studiet Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Arbeidet er utført i løpet av 20 uker på våren i 2023 og tilsvarer 30 studiepoeng. Oppgaven er skrevet hos institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU i tilknytning til forskningsprosjektet MESLA.

I løpet av mine studieår har jeg oppdaget stor interesse for prosjekteringsfagene. Ved å skrive denne oppgaven har jeg fått en mer helhetlig forståelse av fagene fra studiet i tillegg til at jeg har fordypet meg i et spennende og aktuelt tema om alkalireaksjoner. Det har vært lærerikt å ta del i MESLA-prosjektet, bli med på befaringer og delta på fagseminar. Det at oppgavens problemstilling er relevant for pågående arbeid hos Statens vegvesen, Bane NOR og Trondheim kommune, har gjort arbeidet med oppgaven ekstra inspirerende.

Jeg ønsker å rette en stor takk til professor Terje Kanstad ved institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU. Terje har gitt meg stødig veiledning og kommet med gode tilbakemeldinger på arbeidet mitt i tillegg til å stille opp på hyggelige møter gjennom hele semesteret. Jeg vil også takke Torbjørn Valnes for gode faglige samtaler, korrekturlesing av oppgaven og moralsk støtte i et hektisk semester.

*Nina Outterside Valnes
Trondheim, 11. juni 2023*

Sammendrag

Skader fra alkalireaksjoner (AR) i betongkonstruksjoner har vært kjent i Norge siden starten av 1990-tallet. Siden da har det blitt dokumentert et stadig økende antall konstruksjoner med slike skader. Det har derfor oppstått et behov for å håndtere eksisterende betongkonstruksjoner med skader fra alkalireaksjoner. I denne oppgaven er det valgt å se nærmere på Stavne jernbanebru og i hvilken grad alkalireaksjoner kan påvirke kapasiteten til én av betongpilarene.

Alkalireaksjoner er en kjemisk-fysisk nedbrytningsmekanisme i betong der alkalireaktive bergarter i tilslaget reagerer med alkalier i sementen og danner en gel som sveller ved vannabsorpsjon. Dette fører til ekspansjon av betongen og det oppstår mikrosprekker. Tegn på alkalireaksjoner kan være krakeleringsriss i overflaten, sprekker parallelt med lastretningen og lukking av fuger grunnet ekspansjon av konstruksjonsdeler. Den eneste sikre metoden for å identifisere alkalireaksjoner er med en strukturanalyse. Da tas det kjerneprøver av betongen og det fremstilles planslip og tynnslip. Disse kan studeres i mikroskop etter tegn på blant annet gel, riss, utfellinger og reaksjonsrender. Det kan også tildannes sylindre til SDT-prøving for å si noe om de mekaniske egenskapene til betongen. En alkaliskadet betong vil gjerne ha en høy SDI-verdi i tillegg til redusert E-modul og trykkfasthet. Det er utført kjerneboring i en av pilarene med etterfølgende SDT. SDI-verdiene ligger i gjennomsnitt på 0,30 og E-modulen for sylindrene ligger i gjennomsnitt på 60 % av referanse-E-modulen.

Stavne bru er ei fagverksbru i stål understøttet av pendelpilarer i betong på betongfundamenter. Bane NOR har mistanke om betydelige skader fra alkalireaksjoner i landkar, fundamenter og pilarer. Stavne bru ble introdusert til det pågående forskningsprosjektet MESLA i høsten 2022. I denne oppgaven belyses effekten alkalireaksjoner kan ha på én av betongpilarene. Dette gjøres ved å anta ekspansjonsverdier fra alkalireaksjonene, regne om til ekvivalente temperaturlaster, sette dem på en beregningsmodell i analyseprogrammet ROBOT og se på lastvirkningene i pilaren. I samråd med veileder er det antatt en ekspansjon på 0,7 ‰ i overkant og 0,4 ‰ i underkant av tverrsnittet.

For å belyse effekten som alkalireaksjoner har på kapasiteten av pilaren, må det først foretas en kapasitetskontroll av pilaren med de opprinnelige lastvirkningene. Det innebærer å kontrollere søylene for kombinert aksiallast og moment i tillegg til biaksial bøyning og å kontrollere tverrbjelkene for bøyemoment. I kapasitetskontrollen inngår laster fra egenlast, toglast, vindlast og temperaturlast. Lastkombinasjonen der vindlast dominerer gir størst opptredende moment i pilaren mens lastkombinasjonen der trafikklast dominerer gir størst opptredende aksialkraft.

Kapasitetskontrollen med de opprinnelige lastene viser tilstrekkelig kapasitet både med og uten AR-effekter. Krefter fra AR-effektene motvirker de opprinnelige lastvirkningene i flere av de studerte snittene. Til tross for det øker utnyttelsen av kapasiteten for de antatte AR-ekspansjonene. Dette skyldes en antagelse om at trykkfastheten reduseres med omtrent 45 % i opprissede trykkfelt.

Utnyttelsesgraden for kombinert moment og aksialkraft i søylen øker fra omtrent 0,40 til 0,55 og utnyttelsesgraden for biaksial bøyning øker fra omtrent 0,50 til 0,61. Utnyttelsesgraden for bøyemoment i tverrbjelken øker fra 0,75 til 0,83. Dersom det antas større AR-ekspansjoner vil det i liten grad medføre en høyere kapasitetsutnyttelse. Dette skyldes at den primære effekten av AR i Stavne bru er redusert trykkfasthet.

Abstract

Damage from alkali-silica reactions (ASR) in concrete structures has been known in Norway since the early 1990s. Since then, an increasing number of structures with such damage have been documented, creating a need to address existing concrete structures affected by ASR. In this study, the focus is on Stavne Railway Bridge and the extent to which ASR can affect the capacity of the concrete pillars.

Alkali-silica reactions are a chemical-physical degradation mechanism in concrete, where alkali-reactive aggregates in the aggregate react with alkalis in the cement, forming a gel that swells upon water absorption. This leads to expansion of the concrete and the formation of micro-cracks. Signs of alkali-silica reactions can include surface cracking, cracks parallel to the loading direction, and closure of joints due to expansion of structural elements. The only reliable method to identify alkali-silica reactions is through structural analysis, which involves taking core samples of the concrete and preparing plane and thin sections. These can be examined under a microscope for signs of gel, cracks, leaching, and reaction rims. Cylinders can also be prepared for Stiffness Damage Testing (SDT) to assess the mechanical properties of the concrete. Alkali-damaged concrete typically reveals high SDI values, as well as reduced modulus of elasticity and compressive strength. In one of the pillars, core drilling was performed, followed by SDT testing. The average SDI values were found to be 0.30, and the modulus of elasticity for the cylinders is 60 % of the reference modulus of elasticity.

Stavne Bridge is a steel truss bridge supported by concrete pillars on concrete foundations. Bane NOR suspects significant damage from alkali-silica reactions in the abutments, foundations, and pillars. Stavne Bridge was introduced into the ongoing research project MESLA in the fall of 2022. This master thesis aims to highlight the effect that alkali-silica reactions can have on one of the concrete pillars. This is done by assuming expansion values from the alkali reactions, converting them into equivalent temperature loads, applying them to a computational model in the analysis program ROBOT, and examining the load effects on the pillar. In consultation with my supervisor, an expansion of 0.7 ‰ at the top and 0.4 ‰ at the bottom of the cross-section is assumed.

To assess the effect of alkali-silica reactions on the pillar's capacity, a capacity check must first be performed with the original load effects. This involves checking the columns for combined axial load and bending moment, as well as bi-axial bending moments, and also checking the crossbeams for bending moments. The capacity check includes loads from self-weight, train load, wind load, and temperature load. The load combination dominated by wind load results in the highest bending moments, while the load combination dominated by traffic load results in the highest axial load.

The capacity check with the original loads shows sufficient capacity both with and without the effects of ASR. Forces from the ASR effects counteract the original load effects in several of the analysed sections. However, the utilization of capacity increases for the assumed ASR expansions. This is due to the assumption that compressive strength is reduced by approximately 45 % in the compressed regions. The utilization ratio for combined bending moment and axial load in the column increases from approximately 0.40 to 0.55, and the utilization ratio for bi-axial bending moments increases from approximately 0.50 to 0.61. The utilization ratio for bending moment in the crossbeam increases from 0.745 to 0.832. Assuming larger ASR expansions would have little impact on increasing the capacity utilization, as the primary effect of alkali-silica reactions is reduced compressive strength.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	v
Forkortelser og begreper	xi
1 Innledning	1
2 Alkalireaksjoner og andre nedbrytningsmekanismer i betongkonstruksjoner	3
2.1 Alkalireaksjoner	4
2.1.1 Kjemisk forklart.....	4
2.1.2 Typiske tegn.....	5
2.1.3 Endring av mekaniske egenskaper	6
2.2 Andre nedbrytningsmekanismer	7
2.2.1 Armeringskorrosjon.....	7
2.2.2 Karbonatisering	7
2.2.3 Kloridinntrenging.....	8
2.2.4 Frostskeer	8
3 Metoder for å bestemme alkalireaksjoner	9
3.1 Inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner.....	9
3.2 Feltundersøkelser	9
3.3 Laboratorieundersøkelser	10
3.3.1 Uttak av prøvemateriale.....	10
3.3.2 Strukturanalyse av betong.....	11
3.3.3 Stiffness damage test	12
4 Stavne bru	15
4.1 Kort om Stavne bru	15
4.2 Geometri og statisk system	16
4.3 Pilar I og armering	17
4.4 Tilstand og tiltak	18
4.5 Resultater fra SDT.....	21

4.6	Reduksjon av trykkfastheten	28
5	Dimensjoneringsgrunnlag.....	31
5.1	Regelverk	31
5.1.1	Statens vegvesens håndbøker	31
5.1.2	Bane NORs Teknisk regelverk.....	31
5.1.3	Standarder	31
5.2	Materialer.....	32
5.2.1	Armert betong.....	32
5.2.2	Armering.....	32
6	Laster	35
6.1	Permanente laster	35
6.1.1	Egenvekt av fagverket	35
6.1.2	Egenvekt av pilaren	36
6.2	Variable laster.....	36
6.2.1	Toglast på jernbanebru	36
6.2.2	Slingrelast	38
6.2.3	Vindlast.....	39
6.2.4	Temperaturlast/naturlast.....	41
6.2.5	Andre laster	42
6.3	Lastkombinasjoner	42
7	Lastvirkninger fra alkalireaksjoner	45
7.1	Initialspenningstilstand og lastvirkninger.....	45
7.2	Ekspansjon fra alkalireaksjoner	45
7.3	Regnemodell.....	46
7.4	Beregningsprosedyre.....	47
7.5	Beregning av effekter fra alkalireaksjoner	49
7.5.1	Valg av tøyningstilstand.....	49
7.5.2	Detaljerte beregning av AR-effekter i søyle	51
7.5.3	Resultater fra beregning av AR-ekspansjoner i søyler og tverrbjelker.....	53
8	Statisk modell for pilar I	55
8.1	Robot	55
8.2	Modellering av pilar I.....	55
8.3	Overslag over forventede verdier	57
8.4	Endringer i modellen for lasttilfellet med alkalireaksjoner.....	58
8.5	Modellering av AR-laster i Robot	58
9	Resultater fra belastning fra bruoverbygningen	61

9.1	Momentdiagram.....	62
9.1.1	Egenlast av betongpilar	62
9.1.2	Egenlast fra overliggende fagverk	62
9.1.3	Toglast	63
9.1.4	Slingrelast	63
9.1.5	Vindlast uten samtidig trafikklast.....	64
9.1.6	Vindlast med samtidig trafikklast	64
9.1.7	Temperaturlast.....	65
9.2	Aksialkraftdiagram.....	67
9.2.1	Egenlast av betongpilar	67
9.2.2	Egenlast fra overliggende fagverk	67
9.2.3	Toglast	68
9.2.4	Slingrelast	68
9.2.5	Vindlast uten samtidig trafikklast.....	69
9.2.6	Vindlast med samtidig trafikklast	69
9.2.7	Temperaturlast.....	70
9.3	Lastkombinasjoner	71
9.3.1	Lastkombinasjon av moment og aksialkraft i to snitt.....	71
9.3.2	Verifikasjon av lastkombinasjoner	72
10	Kapasitetskontroll av betongpilar i ULS.....	73
10.1	Kapasitetskontroll av søyler	73
10.1.1	Geometriske avvik.....	73
10.1.2	Slankhet.....	74
10.1.3	Andre ordens lastvirkninger	76
10.1.4	Dimensjonerende krefter i aktuelle snitt i søylen	77
10.1.5	Kombinert moment og aksialkraft.....	77
10.1.6	Biaksial bøyning.....	87
10.2	Kapasitetskontroll av tverrbjelker	88
11	Alkalireaksjoners innvirkning på kapasitet i pilar I.....	91
11.1	Resultater fra AR-laster som gir krumning i planet.....	91
11.2	Resultater fra AR-laster som gir krumning ut av planet.....	92
11.3	Deformasjon av pilaren ut av planet	94
11.4	Resulterende lastvirkninger med AR.....	96
11.5	Kapasitetskontroll av søyler med AR.....	97
11.6	Kapasitet av tverrbærere med AR.....	100
12	Diskusjon.....	101

12.1	AR-ekspansjon i lengderetning vs. tverretning	101
12.2	Spalting av tverrbjelker	101
12.3	Reduksjon av trykkfasthet	102
13	Konklusjoner.....	103
14	Forslag til videre arbeid.....	105
	Referanser	107

Vedlegg

A Tegninger

- A1 Utsnitt av forskalingstegning for pilar I
- A2 Tverrsnitt av fagverk over pilar
- A3 Armeringstegninger for pilarer
- A4 Anvendte konstruksjonsdeler
- A5 Oversikt over fagverk

B Beregning av egenlast fra fagverket

C Beregning av AR-effekter

- C1 AR-effekter for søyle i nord i pilarens plan
- C2 AR-effekter for søyle i sør i pilarens plan
- C3 AR-effekter for søyler ut av pilarens plan
- C4 AR-effekter for tverrbjelke i pilarens plan
- C5 AR-effekter for tverrbjelke ut av pilarens plan

D Slankhetsberegninger

- D1 Slankhetsberegning av søyle
- D2 Slankhetsberegning av søyledel

E Beregning av andre ordens effekter

- E1 Andre ordens moment – tilfellet med maks aksiallast
- E2 Andre ordens moment – tilfellet med maks moment

F Beregning av My-N diagram

G Detaljer for M-N diagrammer med AR-effekter

H Vindlastberegninger

Forkortelser og begreper

Forkortelser:

AR	Alkalireaksjon(er)
PS	Planslip
TS	Tynnslip
SDT	Stiffness Damage Test
SDI	Stiffness Damage Index
E_{ref}	Referanseelastisitetsmodul
E_{SDT}	Elastisitetsmodul fra SDT

Begreper:

Alkalireaksjoner	Nedbrytningsmekanisme i betong som gir ekspansjoner og krumninger.
Karbonatisering	Kjemisk prosess i betong som reduserer pH-verdien og ødelegger korrosjonsbeskyttelsen for armeringen.
Lastvirkning	Krefter og momenter i en konstruksjonsdel som følge av ytre laster og påkjenninger.
Strukturanalyse	Visuell undersøkelse av utborede kjerner, planslip og tynnslip for å identifisere alkalireaksjoner i betong.
Prøvetaking	Prosess der kjerneprøver bores fra betongen for bl.a. strukturanalyse og SDT.
SDT	Prøvingsmetode utviklet for å evaluere skadeomfanget av betong med alkalireaksjoner.

1 Innledning

Alkalireaksjoner er en nedbrytningsmekanisme i betong som påvirker kapasiteten til betongkonstruksjoner. Det var først så sent som i 1990 at det ble kjent at noen av de norske tilslagstypene var alkalireaktive og kunne føre til skader i betongen [1]. Norsk regelverk for å forhindre alkalireaksjoner ble innført i 1996. Betongkonstruksjoner bygd før det kan ha potensiale for å utvikle skader over tid. Norske bergarter og norsk klima med lave temperaturer bidrar til at det vanligvis tar lang tid før de første symptomene på skadeutvikling fra alkalireaksjoner viser seg [2].

Det blir dokumentert et stadig økende antall konstruksjoner med skader fra alkalireaksjoner og det er nå oppdaget skader i bruer bygd så sent som på tidlig 1980-tallet. Med denne utviklingen øker behovet for å håndtere eksisterende betongkonstruksjoner med skader fra alkalireaksjoner [2].

MESLA (Management and extension of service of life of infrastructure affected by Alkali-silica reactions) er et prosjekt med mål om å fremskaffe ny kunnskap om hvordan man best kan forvalte og vedlikeholde konstruksjoner som er utsatt for alkalireaksjoner. Prosjektet involverer 9 partnere, deriblant NTNU, SINTEF, Statens vegvesen og Bane NOR i tillegg til samarbeid med universiteter i Frankrike og Canada. Prosjektet ledes av seniorforsker Jan Lindgård ved SINTEF og det pågår fra 2021 til 2025.

Høsten 2022 ble Stavne bru introdusert til MESLA-prosjektet på grunn av mistanke om betydelige skader forårsaket av alkalireaksjoner. Stavne bru er ei jernbanebru i Trondheim fra 1950-tallet. Det er ei fagverksbru i stål understøttet av pilarer i betong. På grunn av vær og klimatiske forhold over tid har både stålet og betongen blitt utsatt for nedbrytningsmekanismer.

I denne oppgaven skal det utføres en kapasitetskontroll av én av pilarene med fokus på å belyse hvordan alkalireaksjoner påvirker kapasiteten. Det er valgt å se på pilar I fordi dette er pilaren som det er tatt prøver av til analyser på laboratoriet, men det er ingen grunn til å tro at tilstanden vil være så forskjellig i de andre pilarene. Dette er ikke undersøkt nærmere. Lastvirkningene fra alkalireaksjonene er basert på en antatt ekspansjon tilknyttet stor usikkerhet, men brukes i mangel på et bedre anslag. Det er viktig å poengtere at oppgaven ikke skal frem til et endelig fasitsvar på dagens kapasitet i pilaren, men at målet med oppgaven er å demonstrere hvordan alkalireaksjoner kan virke inn på kapasiteten.

Først blir de kjemiske og mekaniske egenskapene ved alkalireaksjoner beskrevet i kapittel 2 etterfulgt av metoder for å påvise alkalireaksjoner i kapittel 3. Deretter introduseres Stavne bru i kapittel 4. Her presenteres tilstanden på brua samt resultater fra kjerneboring og SDT-prøving. I kapittel 5 legges grunnlaget for dimensjoneringen. I kapittel 6 og 7 beregnes henholdsvis lastvirkninger fra de opprinnelige lastene og tilleggslaster fra alkalireaksjoner. Kapittel 8 beskriver den statiske modellen

av pilar I i beregningsprogrammet Robot og kapittel 9 presenterer resultater fra Robot med de opprinnelige lastvirkningene. Til slutt utføres en kapasitetskontroll av pilaren med krefter fra de opprinnelige lastene i kapittel 10 og inkludert kreftene fra AR-effektene i kapittel 11.

2 Alkalireaksjoner og andre nedbrytningsmekanismer i betongkonstruksjoner

Armert betong er verdens mest brukte byggemateriale. Betong består av tilslag av sand- og steinmaterialer, sement, vann og diverse tilsetninger. Sementen reagerer kjemisk med vannet gjennom en prosess kalt hydratisering og dette gir betongen betydelig trykkstyrke [3]. Ulike nedbrytende påkjenninger kan redusere levetiden til betongkonstruksjoner. Dette kan være forårsaket av elektrokjemiske, kjemiske, fysiske eller biologiske prosesser. Fysiske prosesser kan være knyttet til frost, temperatur eller dynamiske laster, mens kjemiske prosesser kan være armeringskorrosjon eller alkalireaksjoner. Selv om én prosess kan være dominerende så kan flere mekanismer ofte virke inn samtidig.

Mulige konsekvenser av nedbrytning av betong er avskalling, delaminering, redusert armeringstverrsnitt på grunn av korrosjon og redusert heft mellom armering og betong. Dette kan føre til redusert bæreevne og i verste tilfelle føre til sammenbrudd. Betongbiter kan skalle av og falle ned, noe som representerer en sikkerhetsmessig fare for skade på både personer og gjenstander [4].

Denne oppgaven har hovedfokus på alkalireaksjoner i betongkonstruksjoner. Skader fra alkalireaksjoner gjør at andre nedbrytningsmekanismer lettere kan oppstå. Derfor blir armeringskorrosjon, karbonatisering, kloridinntrengning og frostskafer også kort omtalt.

2.1 Alkalireaksjoner

2.1.1 Kjemisk forklart

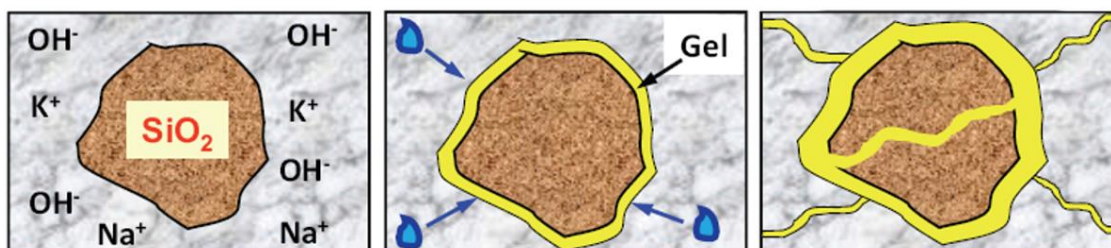
Alkali-silika-reaksjoner (ASR) er en kjemisk-fysisk nedbrytningsmekanisme i betong. Reaksjonen oppstår mellom alkalireaktive bergarter i tilslaget og alkalier i sementen etter at betongen er herdet. Reaksjonsproduktet er en hygroskopisk gel som sveller ved vannabsorpsjon. Siden alkaligelen ikke kan ekspandere fritt, bygges det opp trykk i gelen og strekkspenninger i omkringliggende betong. Dette vil typisk gi mikrosprekker i et diffust mønster. Alkalireaksjoner fører til at betongen ekspanderer, noe som etter hvert gir makrooppripping og eventuell videre nedbrytning i kombinasjon med frostsprengning og kloridinntrengning [5].



Figur 2.1: Alkaligel i en betongprøve [6]

Alkali-silika-reaksjoner i betong krever et reaktivt tilslag. I Norge brukes den mer generelle betegnelsen alkalireaksjoner (AR) om alkali-silika-reaksjoner, der det reaktive tilslaget er silika, også kalt kvarts. I utgangspunktet vil alle typer bergarter som inneholder kvartsmineraler kunne føre til alkalireaksjoner under de rette forholdene. Likevel vil partikkelstørrelse av kvartsmineralene, grad av deformasjon og andre mikrostrukturelle forhold påvirke reaktiviteten [1].

Sement inneholder oksider av kalsium, silisium, aluminium, jern og magnesium i tillegg til sulfat og alkalier (Na_2O og K_2O) [7]. Alkalier løst i vann gir en basisk løsning som vil si en pH-verdi mellom 7 og 14 [8]. Når sement blandes med vann får vi en sementpasta og det resterende porevannet blir basisk som følge av hydroksidionene (OH^-) fra de løste alkaliene [1]. Alkaliionene natrium og kalium (Na^+ , K^+) reagerer med tilslagstyper som inneholder silika (SiO_2) og danner alkaligel. Den høye pH-verdien, i form av høy konsentrasjon av hydroksidioner, gjør SiO_2 mer løselig og er en forutsetning for at alkalireaksjoner skal oppstå [4].



Figur 2.2: Illustrasjon som viser dannelsen av alkaligel og mikrosprekker [9]

Fuktinnhold spiller en vesentlig rolle for alkalireaksjoner. Vann er et løsemiddel for de oppløste ionene som inngår i reaksjonen. Vann er også et transportmedium for disse ionene slik at de kommer frem til det reaktive tilslaget. I tillegg trenger alkaligelen vann for absorpsjon og svelling. Alkali-reaksjoner krever relativ fuktighet (RF) på minst 80 % og ekspansjon vil øke med økende grad av RF [1].

Tre faktorer påvirker reaksjonsomfanget til alkalireaksjoner. Alle tre faktorer må være til stede og mengden må minst være som angitt:

- Reaktiviteten til tilslaget: minst 20 % alkalireaktive bergarter i tilslaget (SiO_2)
- Alkaliinnholdet i sement: minst 0,6 % eller 3 kg/m^3 [10]
- Fuktinnholdet i betongen: $\text{RF} > 80 \%$ [4]

Dersom én av faktorene uteblir vil ingen alkalireaksjoner oppstå.

2.1.2 Typiske tegn

Typiske tegn på alkalireaksjoner er et krakeleringsmønster i betongen. Rissene danner et nettverk og møtes i et trebeinsmønster dersom betongen er fri til å ekspandere. For belastede konstruksjonsdeler vil sprekkene gjerne oppstå parallelt med lastretningen [1]. Observasjon av slike riss i betongen er ikke nok til å konkludere med alkalireaksjoner. For å avgjøre om det er alkalireaksjoner, må det tas prøver av betongen som blir analysert på laboratorium.



Figur 2.3: Typisk krakeleringsriss i konstruksjonsdel som er fri til å ekspandere i alle retninger med mørke skygger rundt rissene siden alkaligelen i rissene holder på fukt [9]



Figur 2.4: Sprekker parallelt med lastretningen [11]

Figur 2.4 viser alkalireaksjoner i en mer utviklet fase enn figur 2.3. Dette ser vi av sprekkene i overflaten av søylen, som er opp til 7 mm brede [11]. Riss fra alkalireaksjoner kan se grovere ut enn det de virkelig er, som i figur 2.3. Det mørke fuktige utseendet skyldes at alkaligelen i rissene tar opp og holder på fuktighet i tillegg til at skitt fester seg [4]. Det er også typisk med utfelling av gel og kalk på overflaten i viderekomne alkalireaksjoner.

Normalt tar det minst 10-15 år før alkalireaksjoner blir synlige i betongkonstruksjoner. De reaktive tilslagene i Norge er såkalt langsomt-reagerende. Høy temperatur vil akselerere alkalireaksjoner

mens det kalde klimaet i Norge bidrar til at det tar lenger tid [1]. Lokale forskjeller i temperatur og solforhold virker inn og derfor er det ofte større skade på solsiden enn på skyggesiden [4].

Alkalireaksjoner skiller seg fra andre nedbrytningsmekanismer i betong ved at de foregår gjennom hele betongtverrsnittet. Til tross for det vil ekspansjonen variere over tverrsnittet på grunn av variasjoner i fuktinnhold og temperatur, i tillegg til redusert alkaliinnhold i det ytterste sjiktet som følge av utvasking av alkaliene. Dermed ekspanderer den indre kjernen mer enn det ytterste betongsjiktet. Dette er årsaken til at riss i det ytre sjiktet på omtrent 5 cm typisk går vinkelrett inn i overflaten. Deretter blir rissene overflateparallele i en dybde som gjerne korresponderer med det ytterste armeringslaget [11]. Opprissing av betongen fører til inntrenging av vann, som vil trigge alkalireaksjoner og gi økt ekspansjon. Det kan gi følgeskader i form av frostskafer.

Ekspansjon av betongen kan føre til forskyvning av konstruksjonselementer som for eksempel lager, søyleopplegg og lukking av fuger [11]. Dersom det ikke rettes opp tidsnok kan slike feil gi følgeskader i konstruksjonen som for eksempel deformasjoner, brudd og knusningsskader.



Figur 2.5: Utvidelse av bruplate og forskyvning av søyleopplegg [11]



Figur 2.6: Utvidelse av bruplate, lukking av fuge og brudd i landkar [11]

2.1.3 Endring av mekaniske egenskaper

Alkalireaksjoner endrer de mekaniske egenskapene i betong i form av redusert materialstivhet (E-modul) og fasthet. Den største bekymringen blir derfor om en betongkonstruksjon med alkalireaksjoner har tilstrekkelig kapasitet. Både lastvirkningen og kapasiteten blir påvirket av alkalireaksjoner. Når betongen ekspanderer vil armeringen prøve å holde igjen ekspansjonen noe som induserer spenninger. Ekspansjonen gir deformasjoner som, på grunn av opplager og tilknyttede konstruksjonsdeler, også vil kunne indusere spenninger. Kapasiteten påvirkes av en endring i spenningstilstand og en endring i de mekaniske egenskapene som følge av nedbryting av materialet [12].

Strekkfastheten til betong reduseres som følge av ekspansjon og opprissing og den kan bli tilnærmet null lokalt i noen retninger. Vanligvis legges det inn armering som skal ta alle strekkrefter, men det er imidlertid en del områder hvor en indirekte er avhengig av noe strekkfasthet i betongen. Dette gjelder for skjær- og heftfastheten, spesielt i forankringsområdene. Opprissing av slike områder kan få konsekvenser for konstruksjonens bæreevne.

En anisotrop spenningstilstand resulterer i en anisotrop ekspansjon og anisotrop endring i de mekaniske egenskapene [12]. Simen Sørgaard Kongshaug har i sitt ph.d.-studium [12] undersøkt hvordan alkalireaksjoner påvirker utviklingen av ekspansjon og mekanisk oppførsel under enaksiell trykkbelastning. Dette ble studert under akselererte forhold med høy temperatur og høy luftfuktighet og ved bruk av Stiffness Damage Test (SDT). Kongshaug har utviklet materialmodeller som ivaretar både alkalireaksjoner og de øvrige egenskapene til betongen [11]. Det ble funnet en klar retningssammenheng mellom de mekaniske egenskapene. Spesielt elastisitetsmodulen korrelerer godt med ekspansjonen i belastningsretningen, som igjen korresponderer med retningen av prøvetakning. Omfanget av ekspansjon ble bekreftet å være relatert til omfanget av mikrosprekker vinkelrett på lastretningen [12]. Det vil si at flertallet av mikrosprekkene ligger parallelt med retningen med lavest ekspansjon.

Den relative elastisitetsmodulen (E_{SDT}/E_{ref}) avtar med økende grad av AR-ekspansjon i belastningsretningen [12]. Gjennom forsøk med SDT har Kathrine Mürer Stemland [13] vist at forholdet mellom den relative elastisitetsmodulen og ekspansjon opptrer lineært for ekspansjoner opp til omtrent 2,5 promille før det begynner det å flate ut. Det vil antagelig ikke nå et endelig nivå, men hastigheten antas å avta med økende ekspansjon [13].

2.2 Andre nedbrytningsmekanismer

2.2.1 Armeringskorrosjon

Herdet betong inneholder en stor andel kalsiumhydroksid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) som løser seg noe opp i vann. Dette fører til at porevannet i betongen får oppløste hydroksylioner (OH^-) som gir en pH-verdi nær 12,5 i porene til betongen. Ytterligere hydroksylioner fra lettløselige alkaliforbindelser i sementen gir pH-verdier i betongens porevann opp mot 14,0. Den høye pH-verdien er gunstig for armeringsbestandighet i betong [4].

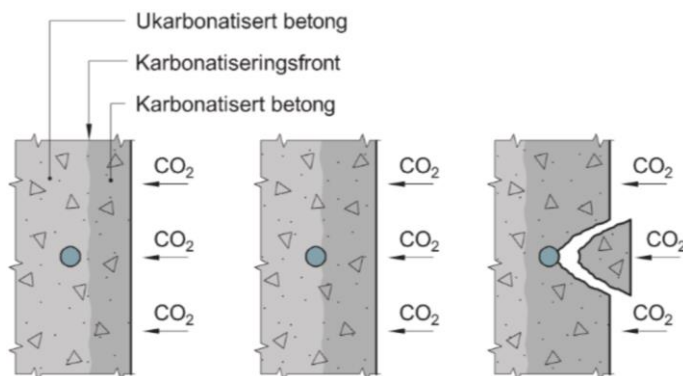
En elektrokjemisk korrosjonsreaksjon mellom armering, vann og oksygen danner et sjikt av uløselig jernhydroksid eller jernoksid på overflaten til armeringen. Oksidsjiktet kalles en passivfilm og beskytter armeringen mot korrosjon. Den holdes vedlike så lenge porevannet er tilstrekkelig basisk og ikke inneholder oppløste klorider [4].

Dersom passivfilmen ødelegges (se neste avsnitt) vil armeringen reagere med oksygen og vann og danne rust. Korrosjonsproduktet har større volum enn det omdannede stålet og medfører sprengvirkninger inne i betongen. Det kan oppstå riss, sprekker og utfelling av korrosjonsprodukter. Korrosjon fører til redusert armeringstverrsnitt noe som gir redusert bæreevne. Korrosjonshastigheten er avhengig av fuktnivået i betongen, oksygentilgang, betongens elektriske ledningsevne og temperatur [4].

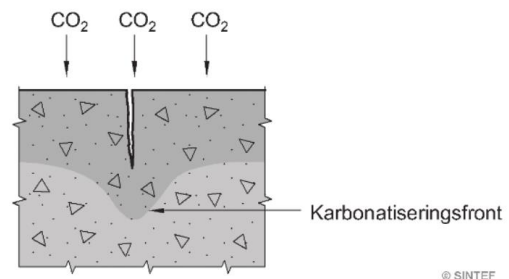
2.2.2 Karbonatisering

Karbonatisering er en kjemisk prosess der karbondioksid (CO_2) i luften reagerer med kalsiumhydroksid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) i betongen og danner tungtløselig kalsiumkarbonat (CaCO_3). Dette fører til at betongens pH-verdi synker til omkring 8-9 og ødelegger passivfilmen. Karbonatiseringsprosessen

foregår fra betongoverflaten og innover i betongtverrsnittet som vist i figur 2.7. Sprekker og riss gir dypere karbonatiseringsfront på grunn av inntrengning av CO_2 i rissflatene. Armeringen vil begynne å korrodere når karbonatiseringsfronten kommer inn til og forbi armeringen [4].



Figur 2.7: Karbonatisering av betong [4]



Figur 2.8: Sprekker og riss gir dypere karbonatiseringsfront [4]

Betongkvalitet og fuktighetsnivå påvirker karbonatisering. Det er en naturlig prosess som vil skje i all eksponert betong under forutsetning av at det er fukt til stede. Karboniseringsprosessen foregår raskest ved relativ fuktighet i området 50 til 70 %. En vannmettet betongkonstruksjon vil ikke karboniseres fordi porene er fylt med vann og inntrengning av karbondioksid blir umulig. Karboniseringsdybden øker proporsjonalt med kvadratroten av tiden. Dette vil si at dersom overdekningen doubles vil tiden firedobles før karbonatiseringsfronten når armeringen [4].

2.2.3 Kloridinntrenging

Klorider i betongen skyldes enten innstøpte kloridholdige delmaterialer fra byggetidspunkt eller at klorider blir tilført betongen utenfra gjennom kontakt med sjøvann eller tinesalter. Dersom kloridinnholdet i porevannet ved armeringsoverflaten blir for høyt, vil passivfilmen brytes ned og føre til at armeringen korroderer. Dette skjer gjerne lokalt og fører til en utgraving i stålet der passivfilmen ble fjernet. Dette kalles groptæring eller pittingkorrosjon [4].

Bruken av kloridholdige tilsetningsstoffer i fremstilling av betong har strenge restriksjoner i dag, men slik har det ikke alltid vært. Det er derfor som oftest eldre konstruksjoner som er påvirket av kloridforurensning.

2.2.4 Frostskafer

Betongkonstruksjoner i et utendørs fuktig miljø kan bli utsatt for frostskafer, spesielt i et norsk klima. Betongens porestruktur er slik at porene lett fylles med vann. Dette er særlig tilfellet på overflaten i forbindelse med regn og snøsmelting eller i skvalpesonen for konstruksjoner i vann. Når vannet i porene fryser til is, øker volumet med ca. 9 volumprosent og det oppstår indre lokale spenninger i betongen. Frostskafer oppstår når vanninnholdet i betongen er så høyt at volumendringen ved frysing overstiger betongens strekkapasitet. Over tid kan dette føre til riss, sprekke-dannelser og avskalling av betongoverflaten, gjerne kalt frostsprengning. Frostbelastningen styres av antallet frostsykluser, avkjølingshastigheten, laveste frysetemperatur og tid tilbrakt ved frysetemperatur [14].

3 Metoder for å bestemme alkalireaksjoner

For å utføre en konstruksjonsmessig vurdering av en betongkonstruksjon med alkalireaksjoner, trengs det tester som kan påvise alkalireaksjoner og metoder for å vurdere graden av skade og ekspansjon av betongen. I dette kapitlet presenteres metoder for å kvantifisere grad av skade fra alkalireaksjoner. Det innebærer en strukturanalyse av betong med fremstilling av planslip og tynnslip og testing av de mekaniske egenskapene i prøver fra kjerneboring.

3.1 Inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner

Inspeksjon av bruer skal gjennomføres i henhold til Statens vegvesens håndbok V441 *Bruinspeksjon*. Ved revisjon i 2019 ble den betydelig oppdatert med tanke på håndtering av skader som følge av alkalireaksjoner. Inspeksjon av bruer hvor det er mistanke om eller påvist alkalireaksjoner, gjennomføres vanligvis som en spesialinspeksjon. Inspeksjonen kan gjennomføres på hele brua eller på enkeltelementer og omfatter nær visuell kontroll og ulike typer oppmålinger [11].

Inspeksjonen vil normalt ha som formål å bestemme skadeårsak og estimere skadeomfang. Ved mer fremskredne skader kan det være nødvendig med kontrollberegninger av bruas kapasitet. I slike tilfeller har inspeksjonen som formål å fremskaffe underlag for de statiske beregningene. Dette vil si å estimere ekspansjon med eventuelle påfølgende tvangskrefter og bestemme de mekaniske egenskapene [11].

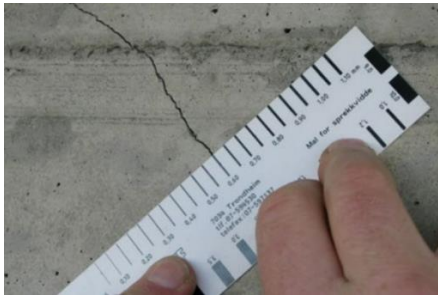
3.2 Feltundersøkelser

Den visuelle registreringen er basisgrunnet for alle andre undersøkelser, både i felt og på laboratorium. Alle indikasjoner og symptomer på alkalireaksjoner skal registreres. Bevegelser av konstruksjonselementer og deformasjoner blir målt, i tillegg til at rissvidder og opprissingsgrad blir kartlagt, gjerne med repeterende målinger over tid. Temperatur og værforhold påvirker betongens volum og utvidelser. Det er derfor viktig å registrere værdata ved måling av riss og forskyvninger. Ved inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner er det nødvendig å supplere den visuelle kontrollen med ulike målinger i felt og materialundersøkelser av utboret betong utført i laboratorium [11].

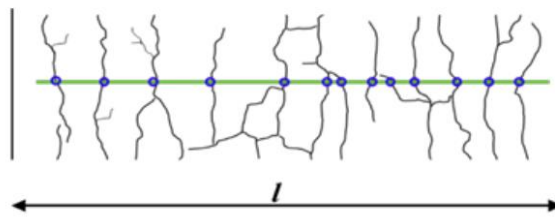
En rissvidde, det vil si bredden på et riss, kan måles ved bruk av en risslinjal. En rissmålelinje markeres på konstruksjonen og hver målelinje deles inn i stykker på 10 cm. Rissvidden til alle riss som krysser rissmålelinjen måles og en rissindeks RI kan beregnes:

$$RI = \frac{\sum \text{rissvidder}}{l} \quad \text{der } l \text{ er lengden til målelinjen} \quad (3.1)$$

Rissindeksen oppgis i mm/m eller ‰. I håndbok V441 er det gitt retningslinjer for fastsetting av skadegrad basert på rissvidden for enkeltriss, eller ut fra beregnet rissindeks ved systematisk opprissing [11].



Figur 3.1: Eksempel på måling av rissvidde med risslinjal [11]



Figur 3.2: Eksempel på rissmålelinje [11]

Det er ønskelig å bruke ikke-destruktive metoder ved testing i felt, men slike metoder har vist seg lite egnet til å estimere de mekaniske egenskapene av betongen i varierende dybde av konstruksjonen. Det er utfordrende å vurdere skadeomfanget til betongen basert på fysiske observasjoner og målinger på overflaten av konstruksjonen. Dette er fordi betong med alkalireaksjoner har en anisotrop materialoppførsel og skade vil oppstå med variasjoner over tverrsnittet. Destruktive metoder som boring av kjerner for mekanisk testing og petrografiske undersøkelser er derfor ansett å være de mest lovende og hensiktsmessige for å vurdere tilstanden [15].

3.3 Laboratorieundersøkelser

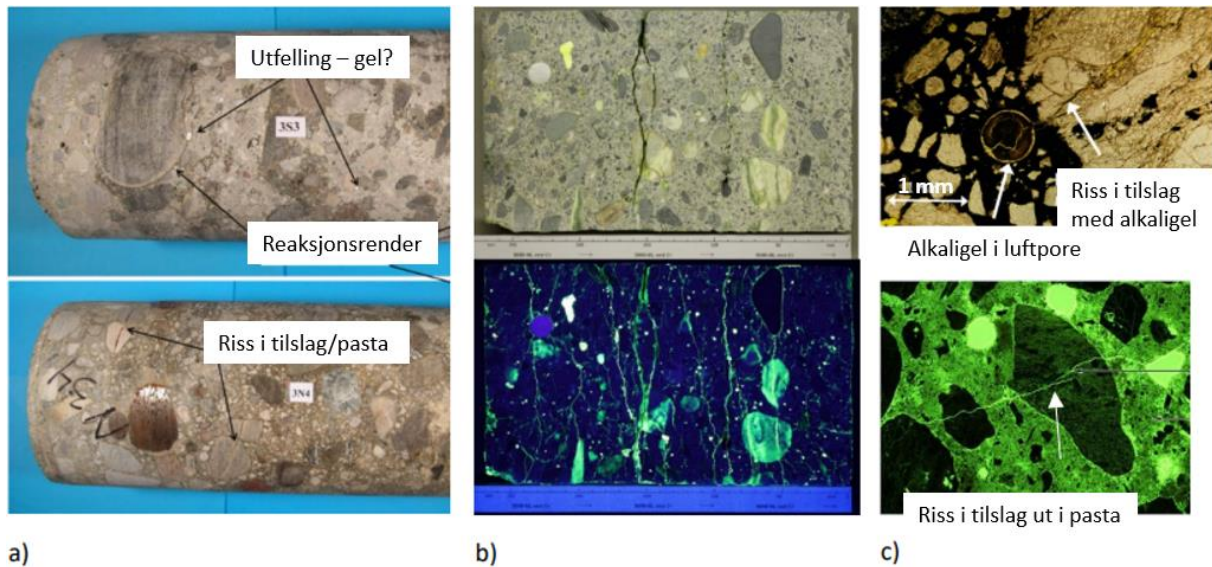
3.3.1 Uttak av prøvemateriale

Laboratorieundersøkelser gjennomføres hovedsakelig på prøvestykker fra utborede kjerner. Det anbefales at borkjernene har en diameter på ca. 95-100 mm og lengden bør være ca. 300 mm [16]. Kjerneuttak bør tas fra områder med tydelige tegn på skader, gjerne direkte i riss eller riss-knutepunkt. Det er ønskelig å unngå armering i prøven fordi dette vil påvirke de mekaniske egenskapene [11]. Etter utboring er det viktig å tørke av kjernene, merke dem, pakke inn i tett plast og lagre prøvene kjølig [16].

Ved en skadevurdering er det en fordel om personell med erfaring og kompetanse er med på befaring for å vurdere egnede områder for prøveuttak. Lokalt for prøveuttak må bestemmes på bakgrunn av skadebildet, eksponeringsforhold og konstruksjonsmessige forhold som armeringsføring og lastpåkjenning [16].

3.3.2 Strukturanalyse av betong

Strukturanalyse er den eneste sikre metoden for å identifisere alkalireaksjoner i konstruksjoner [14]. Det omfatter en kombinert visuell undersøkelse av utborede kjerner, planslip (PS) og tynnslip (TS). Planslip dekker et større areal enn tynnslip, og resultatene blir mer representative for betongen. Tynnslip er likevel nødvendig for å undersøke detaljer [16].



Figur 3.3: Strukturanalyse med visuell undersøkelse av kjerne (a), planslip i normalbelysning og UV-lys (b) og tynnslip i mikroskop (c) [11].

En visuell undersøkelse gir informasjon om betongens tilstand og kan brukes til å avgjøre hvilke borkjerner som skal benyttes til de forskjellige analysene. Kjernene undersøkes for tegn på alkalireaksjoner som vil si riss, reaksjonsprodukter og reaksjonsrender rundt tilslag [11].

Planslip dannes ved at kjernen sages i to deler i lengderetningen der den ene kjernehalvdelen tørkes ved 40 °C, vakuumpregneres med fluorescerende epoksy og slipes plant til opprinnelig flate. Ved bestråling med UV-lys vil alle hulrom, luftporer og riss fremstå med gulgrønn farge mens resten av betongen forblir mørk. Riss som går gjennom tilslagskorn er et typisk tegn på alkalireaksjoner [16].

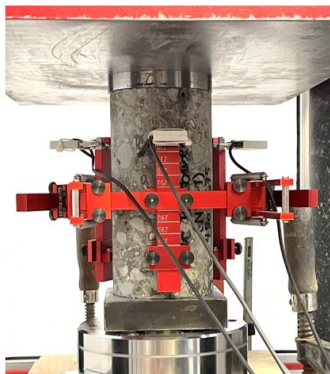
Fremstillingen av tynnslip starter på samme måte som ved planslip, gjerne fra den motstående kjernehalvdelen. Tynnslip har et areal på ca. 30 x 50 mm² med tykkelse på 0,02–0,03 mm og undersøkes i polarisasjonsmikroskop i vanlig polarisert og fluorescerende lys [11]. Planslip gir en god makroskopisk oversikt over rissene i betongen, men ved tynnslip kan man se riss av mindre format. Måten rissene opptrer på kan være med på å bestemme hvilken type nedbrytning betongen er utsatt for. Riss som går gjennom tilslagskorn er typisk for fremskredne alkalireaksjoner. Tynnslipanalysen vil kunne avdekke hvilke bergarter som har reagert og i hvilken grad. Alkalireaktiviteten til en bergart er avhengig av hvordan kvartsmineralene opptrer og hvilken mikrostruktur de har. Kornstørrelse og deformasjonsgrad vil være utslagsgivende. Et tegn på at betongen er fuktutsatt er utfellinger i luftporer og riss. Slike utfellinger kan være alkaligel, men kan også være svovelforbindelsen ettringitt eller kalsiumhydroksid. Forbindelsene har karakteristiske former og farger og kan vanligvis identifiseres i tynnslip [16].

3.3.3 Stiffness damage test

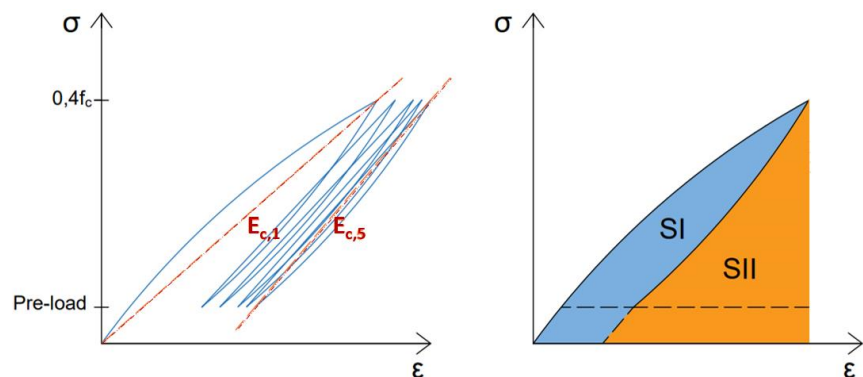
Stiffness damage test (SDT) er en prøvingsmetode utviklet for å evaluere skadeomfanget av betong med alkalireaksjoner. Metoden innebærer en syklisk trykkbelastning av et prøvestykke fra en utboret kjerne med tilstrebte høyde/diameter-forhold på 2,0 og måling med in situ fuktinnhold. Det gjennomføres 5 lastsykler der påført last og resulterende tøyning registreres under prøving [11].

Metoden ble i utgangspunktet utviklet som en ikke-destruktiv test med lave laster slik at prøvene kan testes om igjen, enten ved andre ekspansjonsnivåer eller for andre parametre [13]. Professor Leandro Sanchez ved universitetet i Ottawa har funnet at det er tilstrekkelig å belaste opp til 40 % av trykkfastheten etter 28 dager for å kunne uttrykke skade som en funksjon av ekspansjon [17]. Sylinderens trykkfasthet kan bestemmes etter fullført SDT-prøving. Det er ikke forventet at STD-prøvingen vil ha betydelig innvirkning på trykkfastheten så lenge lastnivået for vekslingene holdes under 50 % av trykkfastheten [11].

Elastisitetsmodul (E_{SDT}), Stiffness Damage Index (SDI) og Plastic Damage Index (PDI) kan beregnes fra SDT og parameterne viser korrelasjon med grad av ekspansjon. SDT kan derfor brukes som et vurderingsverktøy for å si noe om skadeomfang og korrelert ekspansjon av betong med alkali-reaksjoner [15]. Spenningsrigg med prøvestykke og prinsipiell last/deformasjonskurve er vist i henholdsvis figur 3.4 og 3.5.



Figur 3.4: Prøvestykke med tøyningmålere under belastning i trykkpresse [Nina Valnes]



Figur 3.5: Prinsipiell last/deformasjonskurve [13]

Tanken bak metoden er at en alkaliskadet prøve vil ha betydelig lavere elastisitetsmodul for den initiale lastpåføringen enn for første del av avlastingen. Forskjellen i elastisitetsmodul mellom pålastning og avlastning gir en energidissipasjon som er direkte koblet til graden av mikrosprekker. For en uskadet prøve vil det være lite forskjell i elastisitetsmodul mellom pålastning og avlastning og dermed lite energidissipasjon [13].

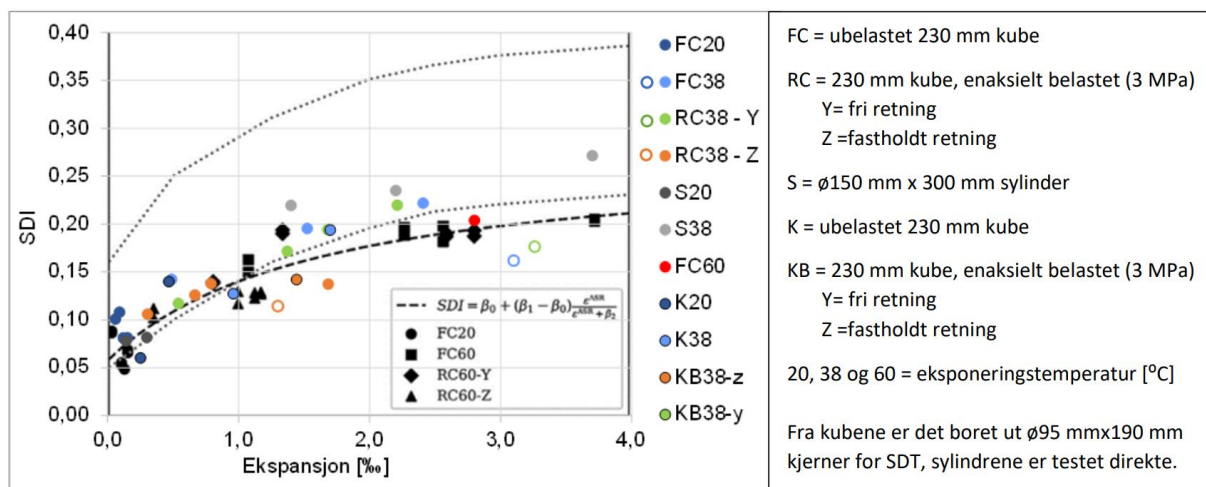
SDI er verdien av forholdet mellom summen av dissipert energi (SI) og den totale mengden tilført energi til systemet (SI+SII) for de fem lastsyklusene, se ligning 3.2. Arealene som illustrerer disse verdiene er vist i figur 3.5. Forholdstallet uttrykker relativ mengde påført energi som systemet forbruker.

$$SDI = \frac{\sum_{i=1}^5 SI_i}{\sum_{i=1}^5 (SI_i + SII_i)} \quad (3.2)$$

Verdien av E_{SDT} kan beregnes på ulike måter ved å beregne en midlere sekantstivhet av ulike på- og/eller avlastningskurver. Det er små forskjeller i resultatene fra de ulike beregningsmetodene og basert på en samlet vurdering er det besluttet at det i videre resultatrapportering fra SINTEF/NTNU i prosjektet MESLA skal benyttes E_{SDT} som midlere sekantstivhet for femte på- og avlastningskurve, vist som $E_{c,5}$ i figur 3.5. Det presiseres at E_{SDT} er en skadeparameter som ikke nødvendigvis er den E-modulen det bør regnes med i en eventuell analyse [11].

I laboratorieeksponert betong i Canada har Sanchez dokumentert en god sammenheng mellom ulike skadeparametere og ekspansjon [17]. Det er vist en tendens til at betonger med lav trykkfasthet oppnår høyere SDI-verdier enn betonger med høyere trykkfasthet. Det vises også en tendens til at økningen i SDI avtar ved ekspansjoner over 2 ‰. Dette har sammenheng med at økende ekspansjon i stor grad bidrar til økte rissvidder/-lengder, men at geldannelsen i rissene også øker [11].

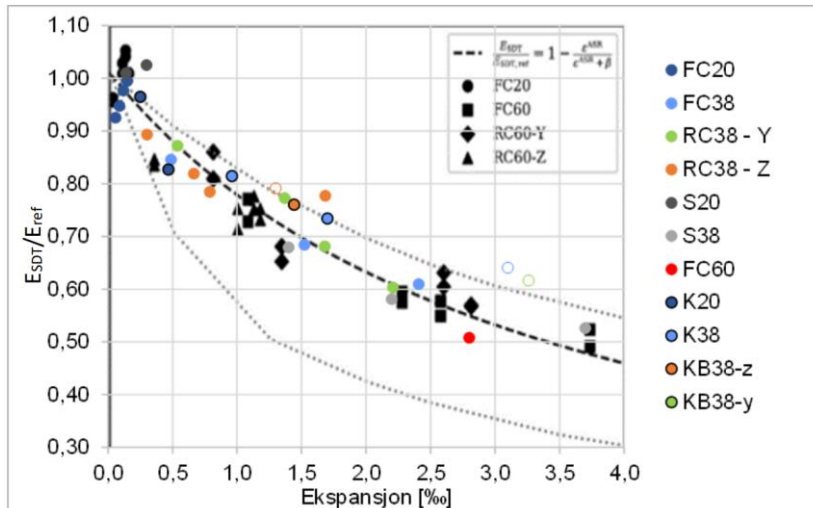
Innenfor ph.d.-prosjektene til Stemland og Kongshaug er det utført flere omfattende laboratorieundersøkelser der det blant annet er sett på sammenhengen mellom ekspansjon og SDI [18] [15]. Undersøkelsene omfatter i hovedsak én betongtype med kjent alkalireaktivitet. Resultatene deres ligger i nedre del av og delvis under det området Sanchez fant i [17].



Figur 3.6: Sammenhengen mellom ekspansjon og SDI for én laboratorieeksponert betong ved NTNU/SINTEF. Figuren viser Stemlands resultater (fargede markører) [18] sammenstilt med Kongshaugs (svarte markører) [15]. Prikkede linjer angir spredningen på Sanchez sine resultater [17]. Betydningen av de ulike markører er forklart i egen tekstboks. Blå, grønn og oransje ring uten fyll angir prøver som ble lagret 594 døgn ved 38°C. Disse er boret ut og testet etter kubene har stått hensatt i ca. 200 døgn ved 20 °C /100 % RF [11].

Figur 3.6 indikerer at SDI-verdiene varierer med eksponeringsbetingelsene (temperatur) og om betongen er trykkbelastet. Betong ekspandert ved 60 °C har noe lavere SDI-verdi enn betong ekspandert ved 38 °C ved ekspansjonsnivå over 2 ‰. Trykkbelastet betong har lavere SDI-verdier enn ubelastet betong ved samme ekspansjonsnivå over 1 ‰ [11].

En sammenstilling av begge ph.d.-kandidatenes resultater i form av reduksjon i E-modul (E_{SDT} / E_{ref}) er vist i figur 3.7. Kongshaug har benyttet middel av andre, tredje og fjerde avlastningskurve mens Stemland har benyttet middel av femte på- og avlastningskurve. Dette er vurdert å ha liten betydning [11].



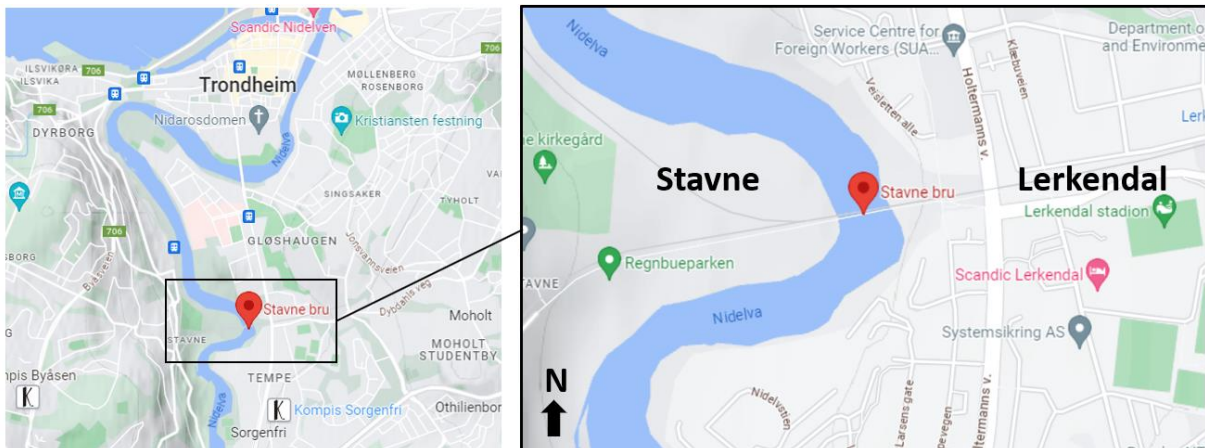
Figur 3.7: Sammenhengen mellom ekspansjon og reduksjon i E-modul (E_{SDT} / E_{ref}) for én laboratorieeksponert betong ved NTNU/SINTEF. Figuren viser Stemlands resultater (fargede markører) [18] sammenstilt med Kongshaugs (svarte markører) [15]. Betydningen av de ulike markører er forklart i figur 3.6.

4 Stavne bru

I denne oppgaven er det valgt å se nærmere på Stavne bru og i hvilken grad alkalireaksjoner har påvirket bæreevne og kapasitet til en av betongpilarene. Her presenteres historikken til bruene, geometrien og det statiske systemet i tillegg til tilstand og resultater fra SDT.

4.1 Kort om Stavne bru

Stavne bru er en kombinert jernbanebru og gangbru over Nidelva ved bydelen Stavne like sør for Trondheim sentrum. Eier av brua er Bane NOR. Dagens bru er en del av Stavne - Leangenbanen og forbinder Stavne med Lerkendal/Tempe. Se plassering og retning i kartet i figur 4.1.



Figur 4.1: Stavne bru på kartet [19]

Byggingen av Stavne - Leangenbanen startet av tyske okkupasjonsstyrker under andre verdenskrig. En provisorisk bru stod først ferdig i 1944, men siden den ble bygd med uimpregnerte trepilarer, måtte den rives og erstattes av en ny. Betongpilarene stod klare ved utgangen av 1953 [20]. Brua var driftsklar i 1956 og åpnet for offisiell drift i 1957. Brua ble bygd med påhengt gangbane på sørsiden. Det vil si at den opprinnelige gangbanen hang på bruoverbygningen. I 1994 ble denne revet og det ble bygd en bredere gangbane av stål samme året [21]. Den nye gangbanen henger ikke på fagverket, men støtter seg til pilarene og står ned på fundamentene.

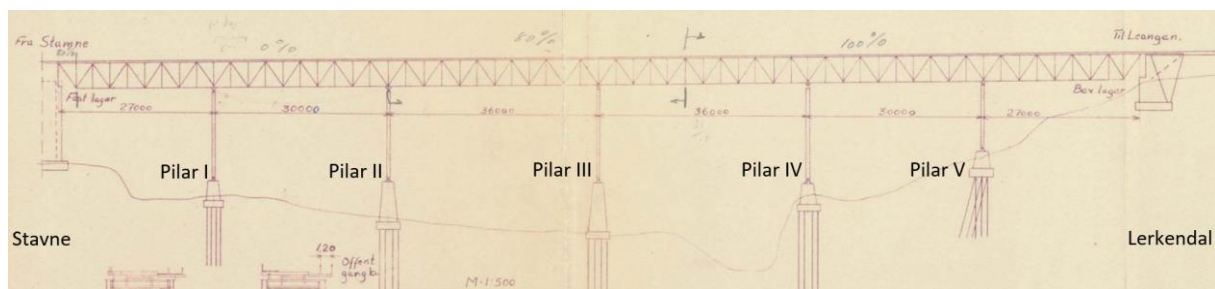
4.2 Geometri og statisk system

Stavne bru er ei fagverksbru i stål understøttet av pilarer i betong. Fagverket gir underliggende bæring for togsporet. Skinnene ligger direkte på tverrbærerne som forbinder overgurtene. Skinneoverkant (SOK) ligger ca. 25 m over normalvannstand i Nidelva (ca. kote 0). Bredden på fagverket er omtrent 5 m. Bredden inklusiv gangbanen blir nærmere 10 m. Brua har en stigning på 12 promille fra Stavne til Lerkendal. Det er bevegelige lagre på vestsiden i form av glideskjøt og fastholdning på østsiden. Pilarene er av armert betong og utgjør en momentstiv ramme i bruas tverretning. De er leddet både i bunnen og i toppen slik at de fungerer som pendelsøyler i bruas lengderetning. Pilarene står på pelefundamenterte betongfundamenter.



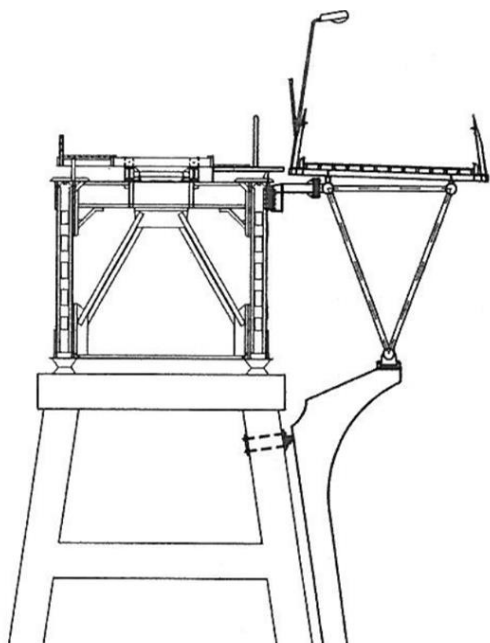
Figur 4.2: Oversiktsbilde av Stavne bru med dagens gangbane [Nina Valnes]

Pilarene er nummerert med romertall der pilar I står i vest nærmest Stavne og pilar V står i øst nærmest Lerkendal, se figur 4.3. De første fire fundamentene står på peler av treverk mens det siste står på peler av betong. Bruas spennvidder fra vest til øst er $(27 + 30 + 36 + 36 + 30 + 27)$ m. Bruas totale lengde er 186 m. Nøyaktige mål for pilar I er gitt i vedlegg A1.



Figur 4.3: Oversikt over pilarene til Stavne bru [22]

Gangbanen er en stålkonstruksjon som støtter seg horisontalt til pilarene, vist i figur 4.4. Vertikallastene går rett i fundamentet som pilarene står på. Derfor vil lasten av gangbanen ha liten betydning for pilarene med unntak av vindlastene.



Figur 4.4: Skisse av nåværende gangbane [23]

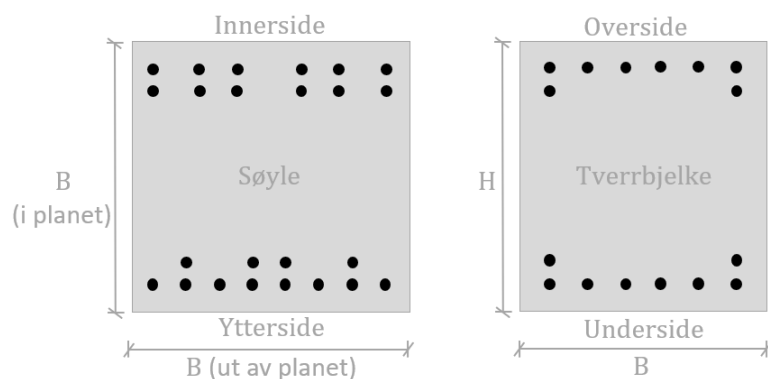


Figur 4.5: bilde av pilarramme på betongsåle [Nina Valnes]

4.3 Pilar I og armering

I denne oppgaven er det valgt å fokusere på pilar I, som er pilaren nærmest Stavne, se figur 4.2. I motsetning til de andre pilarene står fundamentet på land, men oversvømmes når det er flom i Nidelva.

Pilar I er omtrent 15 meter høy (14 m for systemlinjene). Øverste tverrbærer spanner 4,7 meter mens nederste tverrbærer spanner 8,8 meter (i systemlinjer). Søylene har et kvadratisk tverrsnitt med sidekanter på 850 mm. Her ligger hovedarmeringen som vist til venstre i figur 4.6. De to midterste tverrbærerne er 750 mm brede og 850 mm høye. Her ligger hovedarmeringen som vist til høyre i figur 4.6. Øverste og nederste tverrbærer er noe større med høyde på henholdsvis 870 og 900 mm og bredde på 850 mm. All hovedarmering har diameter på 32 mm.



Figur 4.6: Hovedarmeringens plassering i søyle og tverrbjelke i pilaren. Innerside av søylen er flaten som møter tverrbærerne.

4.4 Tilstand og tiltak

Det ble gjennomført en befaring med deltagere fra NTNU, Bane NOR og SINTEF i september 2022.

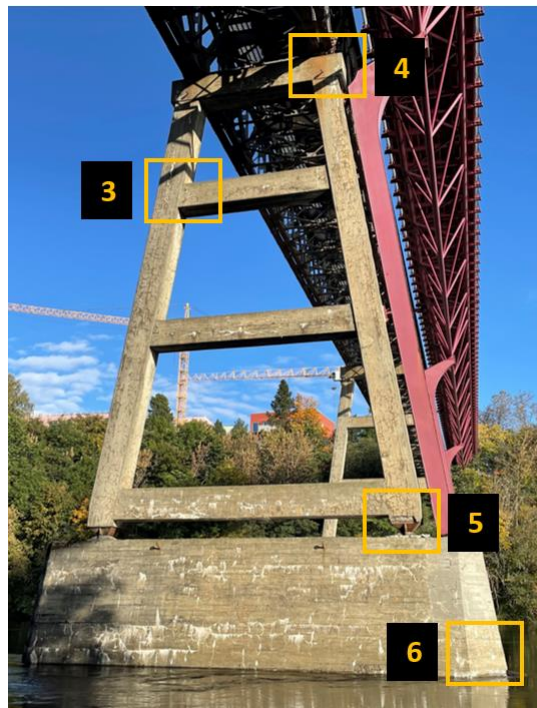
Det ble observert en del lokale skader:

- Krakeleringsriss i betongoverflaten på pilarer og såler
- Langsgående riss i søyler og tverrbærere
- Utfellinginger fra horisontale sprekker i fundamenter og tverrbærere
- Avskalling av betong ved lager i bunnen og toppen av pilaren
- Sprekker i pilartopp rundt platen til lagrene
- Avskalling av østvendt flate av søyle nær knutepunktet til tverrbærer
- Avskalling av betong fra såler, spesielt i skvalpesonen
- Korrosjon i fagverket og i platen til lagrene i bunnen

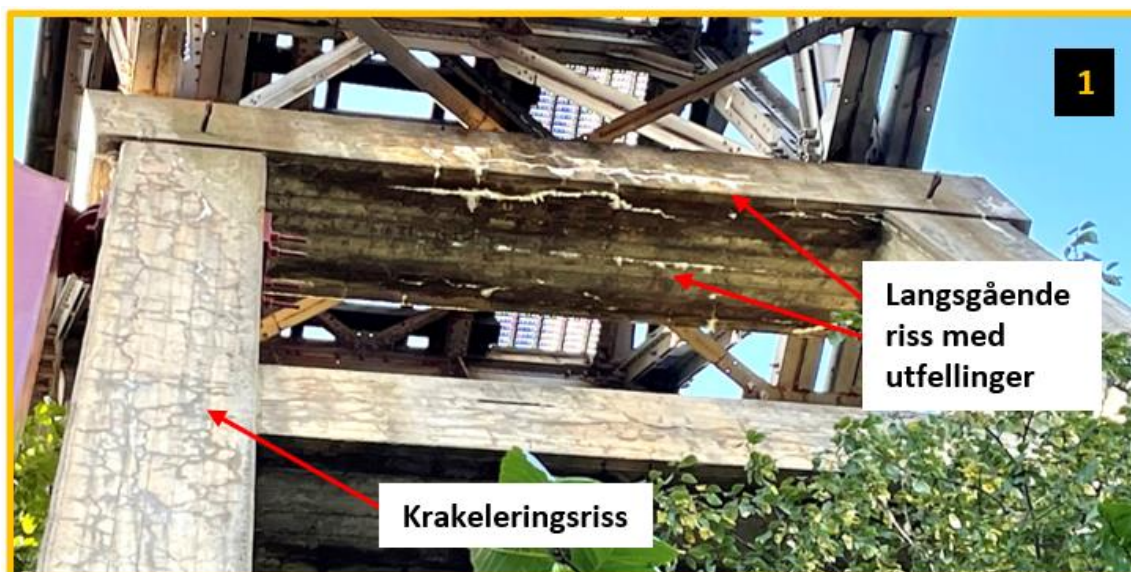
Skadene er dokumentert med bilder, vist i figurer 4.7 til 4.12.



Figur 4.7: Bilde av pilar I. Detaljer fra utsnitt 1 og 2 vises i figurer 4.9 og 4.10 [Nina Valnes]



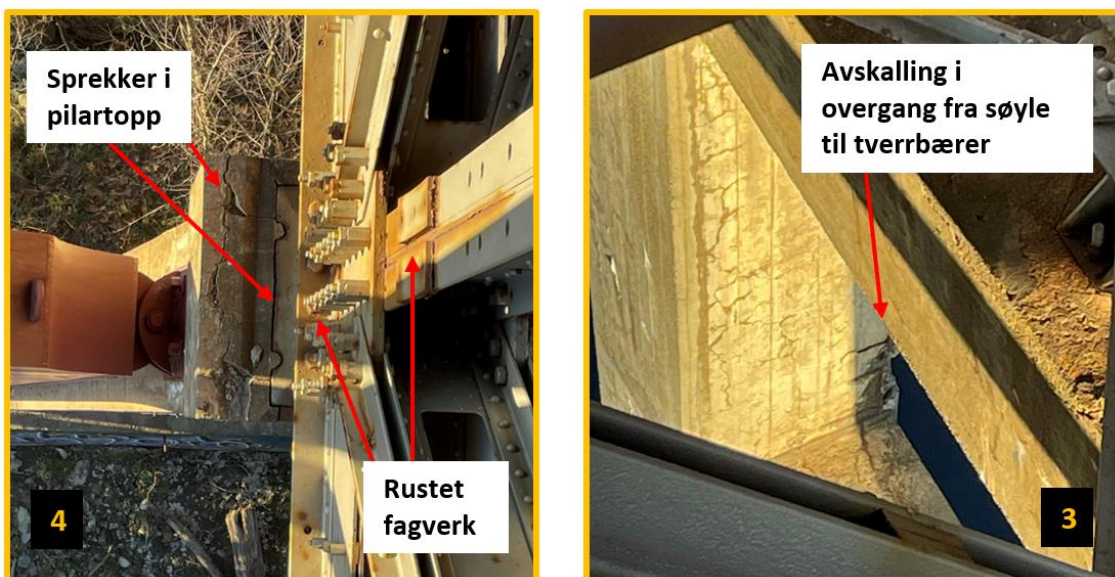
Figur 4.8: Bilde av en pilar II. Detaljer fra utsnitt 3-6 vises i figurer 4.11 og 4.12 [Nina Valnes]



Figur 4.9: Detaljbilde som viser krakeleringsriss og langsgående riss med utfelling i øvre tverrbærer [Nina Valnes]



Figur 4.10: Detaljbilde som viser avskalling, rustet lager og langsgående riss med utfellinger i nedre tverrbærer [Nina Valnes]



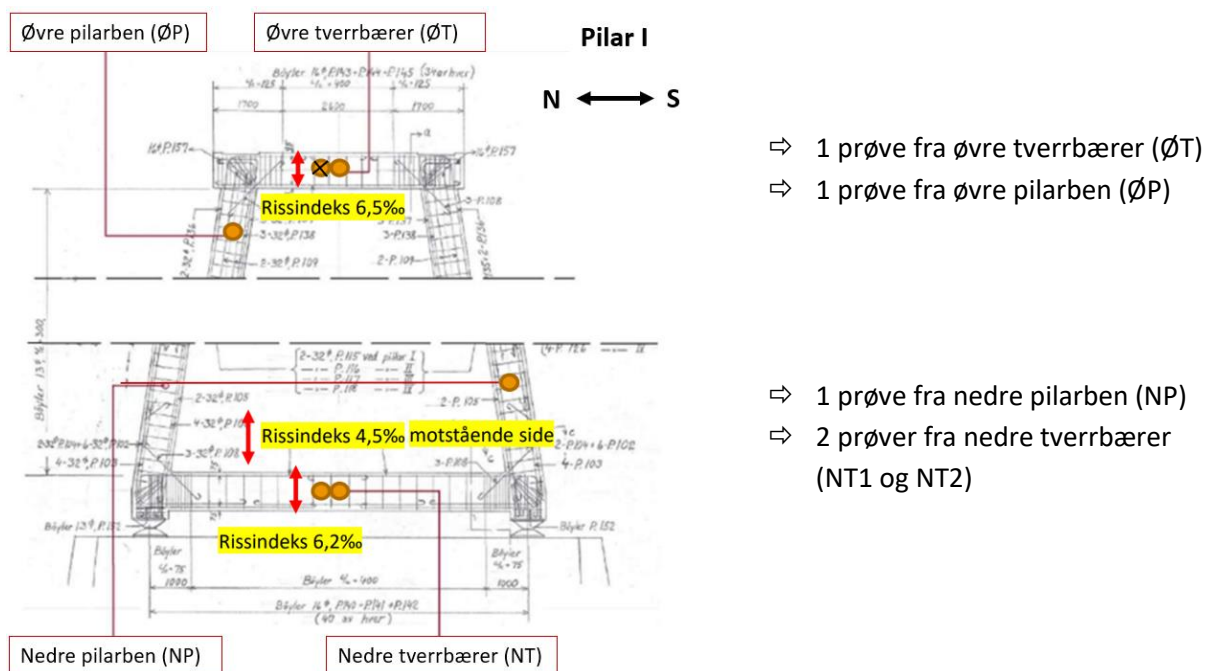
Figur 4.11: Detaljbilder som viser sprekker i betongen rundt øvre lager og avskalling i overgang mellom søyle og tverrbærer. Bilde 4 og 5 er tatt ovenfra [Nina Valnes]



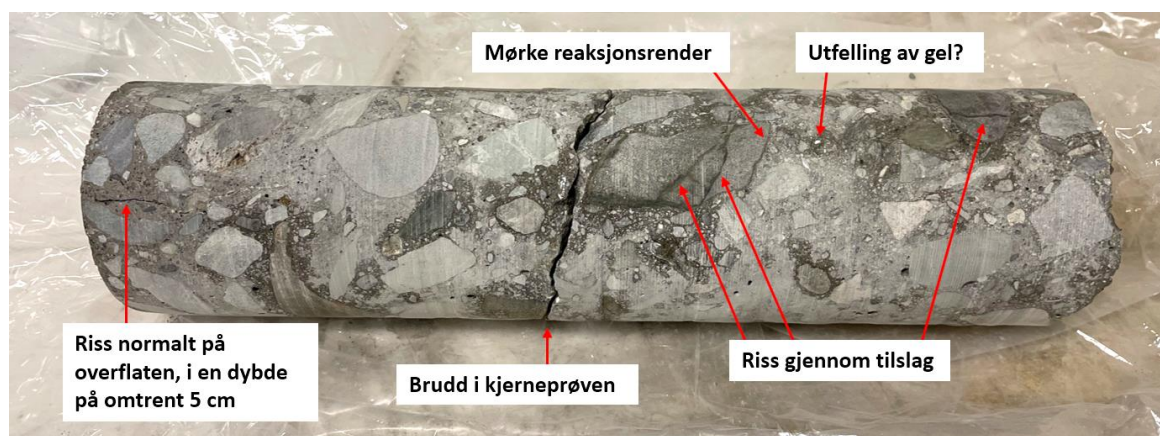
Figur 4.12: Detaljbilde som viser avskallinger rundt lager, samt utfellinger og avskallinger i fundamentet [Nina Valnes]

Bane NOR og Trondheim kommune planlegger et betydelig vedlikeholdsarbeid for Stavne bru. Arbeidet omfatter sandblåsing og maling, stålarbeid og rehabilitering av betongfundamenter. Det skal også utføres vedlikehold av dekket på brua og rekkverket til gang- og sykkelveien på gangbanen. Arbeidet startet opp i april 2023.

I forbindelse med påvisning av alkalireaksjoner og vurdering av skadeomfanget har det blitt tatt prøver av betongen for analyse på laboratorium. Kjerneboring ble utført i desember 2022 og februar 2023. Det er boret ut kjerneprøver fra pilar I med tilhørende fundament og fra landkarene. Det var planlagt uttak av 6 kjerneprøver fra pilar I, men kun 5 kjerneprøver ble tatt. Av disse er det planlagt 13 prøver til SDT og 5 prøver til planslip/tynnslip. Alle kjerneprøvene er tatt horisontalt og normalt på pilarens plan, dvs. i bruas lengderetning. Resultatene fra SDT ble klare i starten av mai 2023. Fremstilling av planslip/tynnslip tar lenger tid og blir ikke klare tidsnok til å utgjøre en del av denne oppgaven.



Figur 4.13: Oversikt over hvor kjerneprøvene i pilar I ble tatt [24]



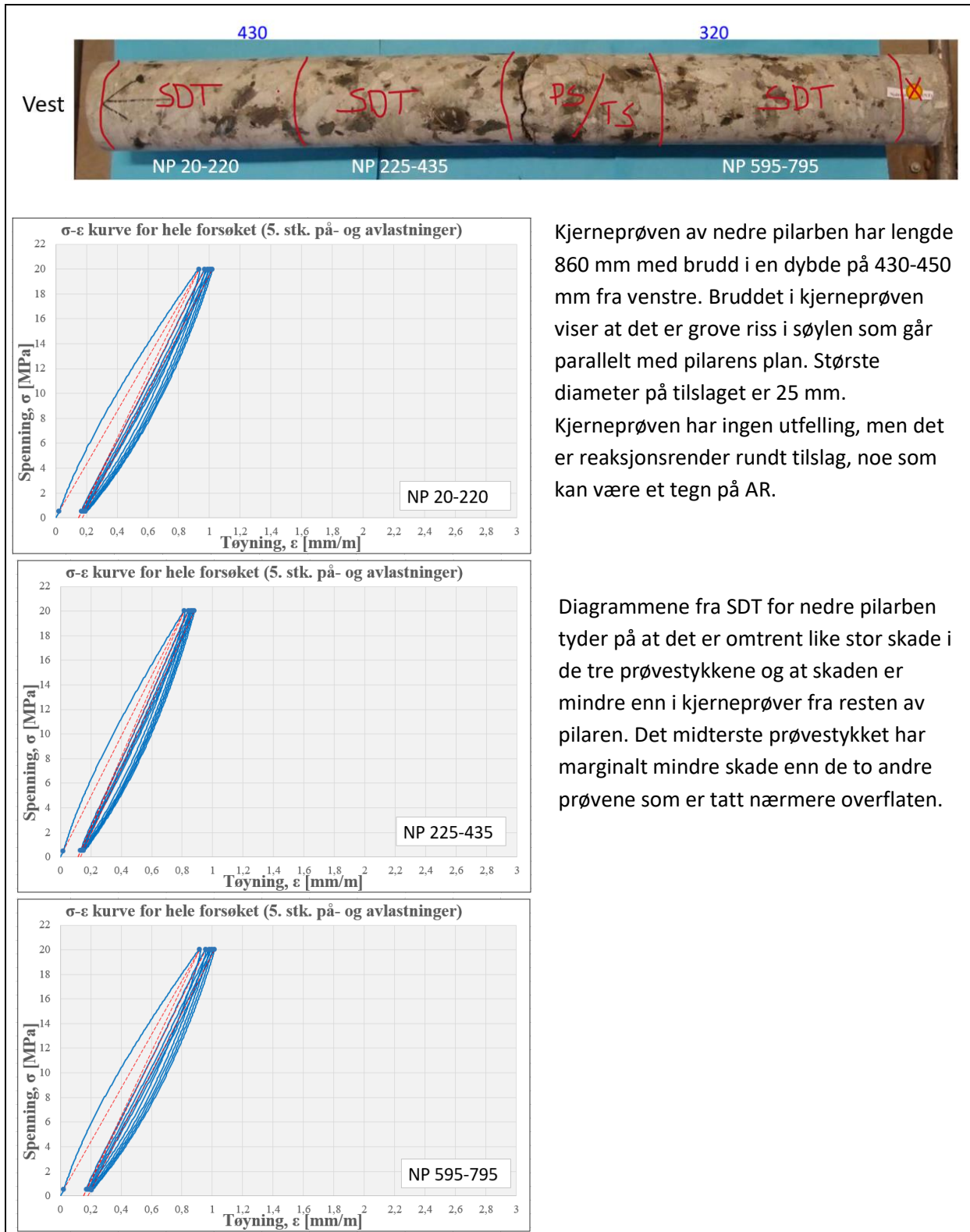
Figur 4.14: Tegn på AR i en kjerneprøve fra Stavne bru [Nina Valnes]

4.5 Resultater fra SDT

SDT-prøving er utført av SINTEF og resultatene er sammenstilt av Tore Myrland Jensen i [25]. Bilder av kjerneprøver er fra en presentasjon av Statens vegvesen fra et fagseminar i tilknytning til MESLA-prosjektet [24]. De følgende figurene og tabellene er basert på resultater fra Jensen, med modifikasjoner utført av undertegnede for best mulig presentering.

I tabellene 4.1 til 4.4 er bilder av kjerneprøvene presentert sammen med resultatene fra SDT. Resultatene fra de 5 på- og avlastningene er fremstilt i diagrammer med tøyning [mm/m] på x-aksen og spenning [MPa] på y-aksen. Langsgående riss i tverrsnittet ses i form av brudd i kjerneprøven. Lengden mellom bruddene er angitt over bildet. Observasjoner av kjerneprøvene og diagrammene er også presentert i tabellene.

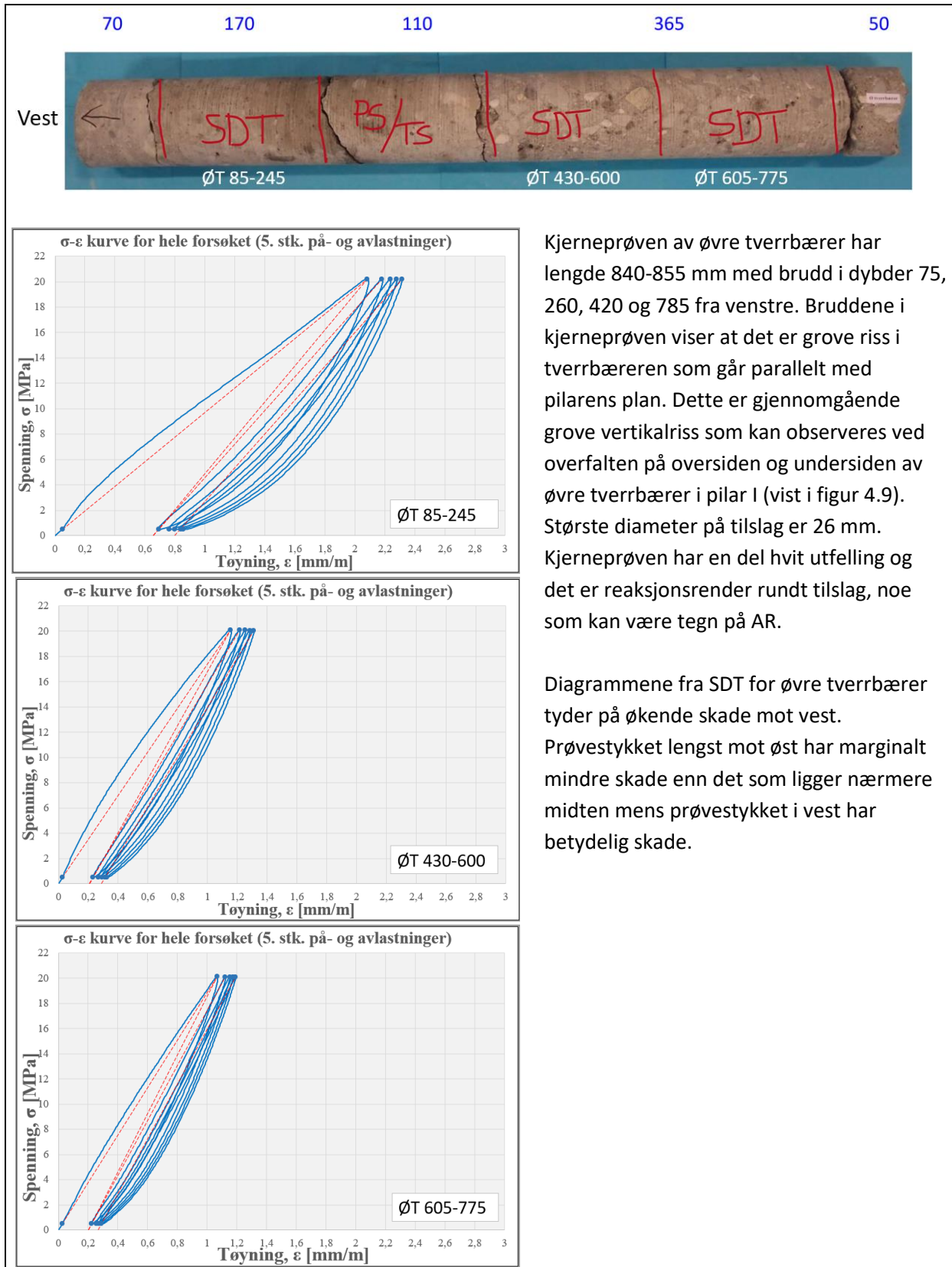
Tabell 4.1: Nedre pilarben (NP): bilde av kjerneprøve (markert med tre prøvestykker til SDT), tilhørende diagrammer for spenning-tøyningskurve fra SDT og kommentarer fra undertegnede til diagrammene og kjerneprøvene



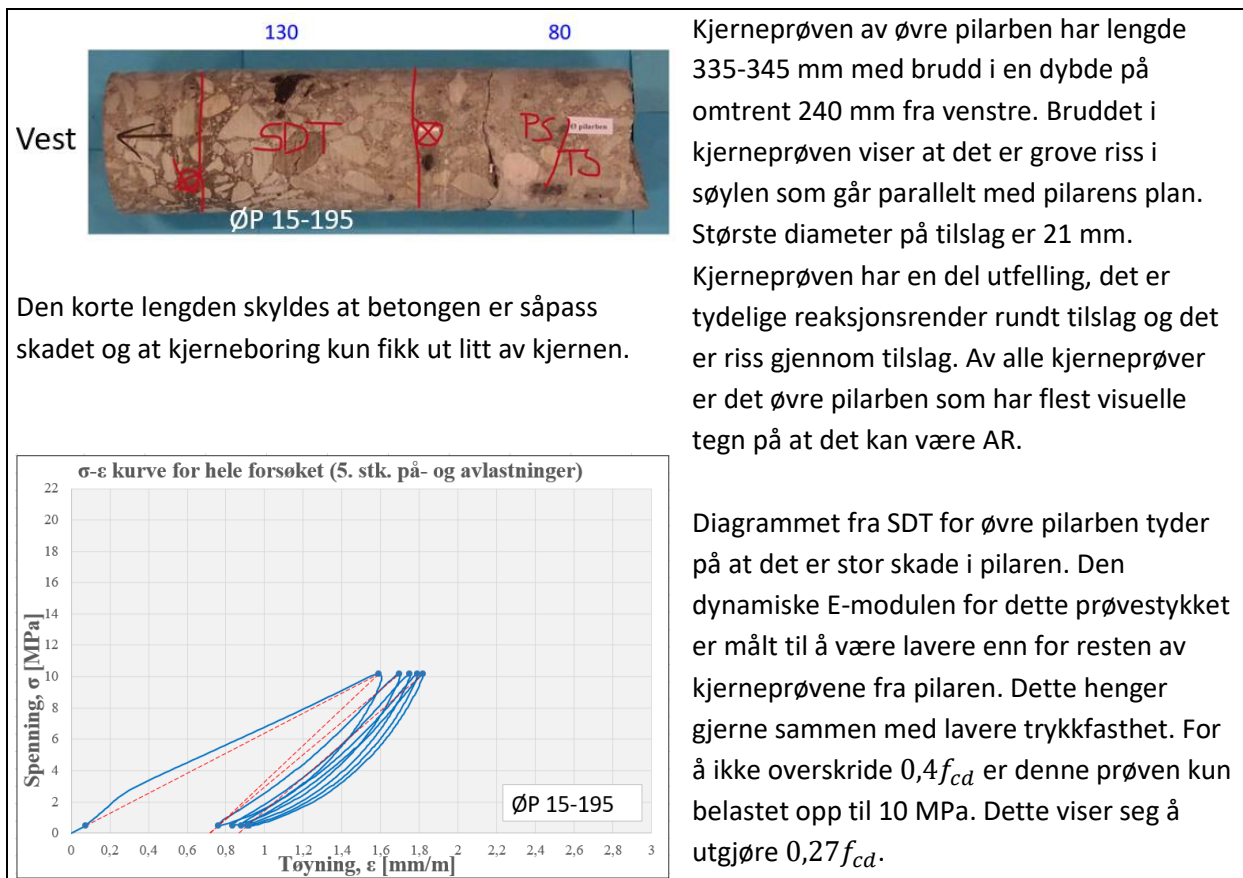
Kjerneprøven av nedre pilarben har lengde 860 mm med brudd i en dybde på 430-450 mm fra venstre. Bruddet i kjerneprøven viser at det er grove riss i søylen som går parallelt med pilarens plan. Største diameter på tilslaget er 25 mm. Kjerneprøven har ingen utfelling, men det er reaksjonsrender rundt tilslag, noe som kan være et tegn på AR.

Diagrammene fra SDT for nedre pilarben tyder på at det er omtrent like stor skade i de tre prøvestykkene og at skaden er mindre enn i kjerneprøver fra resten av pilaren. Det midterste prøvestykket har marginalt mindre skade enn de to andre prøvene som er tatt nærmere overflaten.

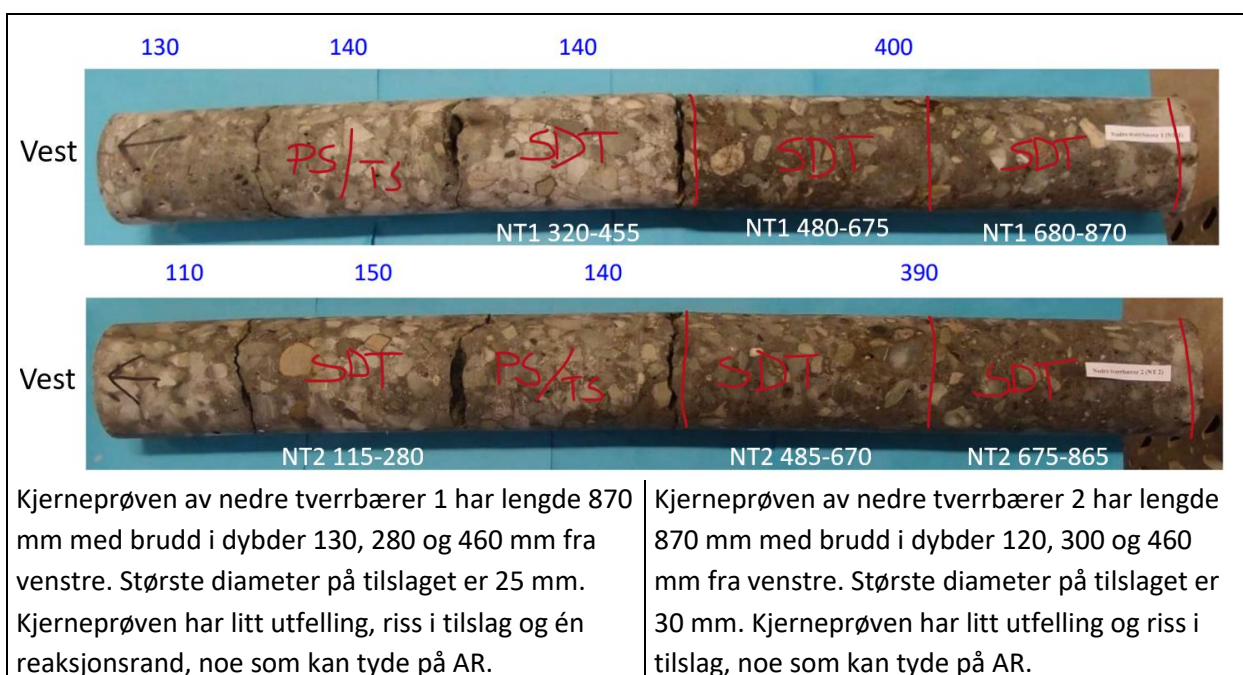
Tabell 4.2: Øvre tverrbærer (ØT): bilde av kjerneprøve (markert med tre prøvestykker til SDT), tilhørende diagrammer for spenning-tøyningskurve fra SDT og kommentarer fra undertegnede til diagrammene og kjerneprøvene



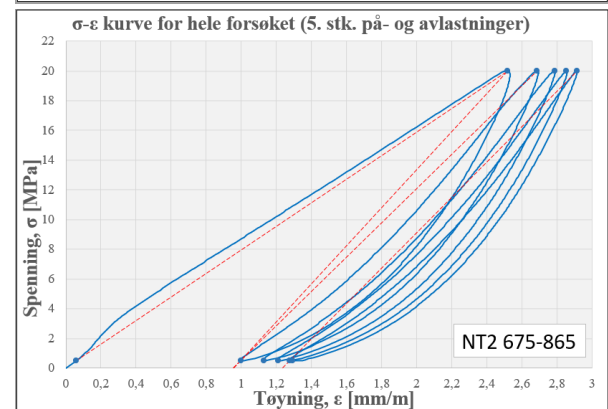
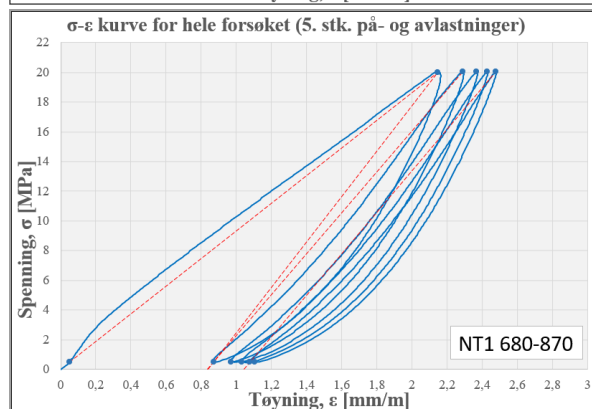
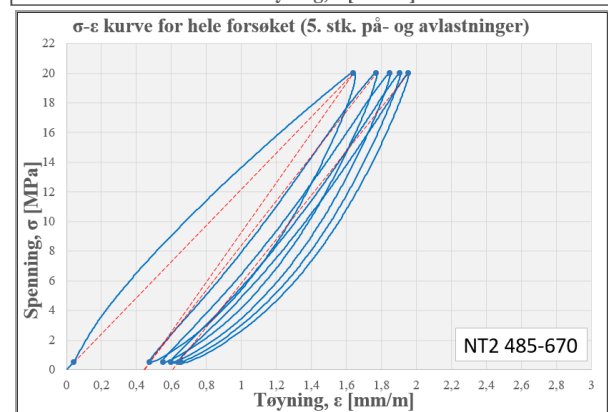
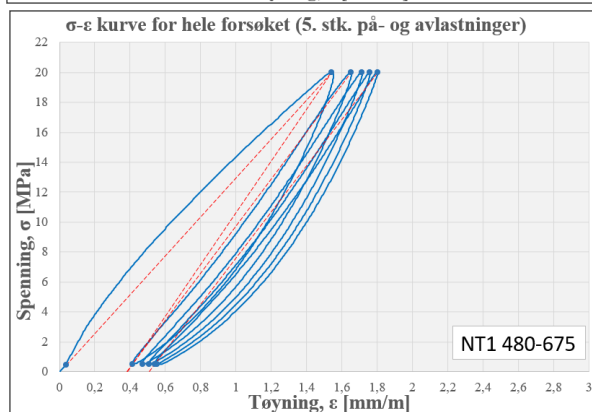
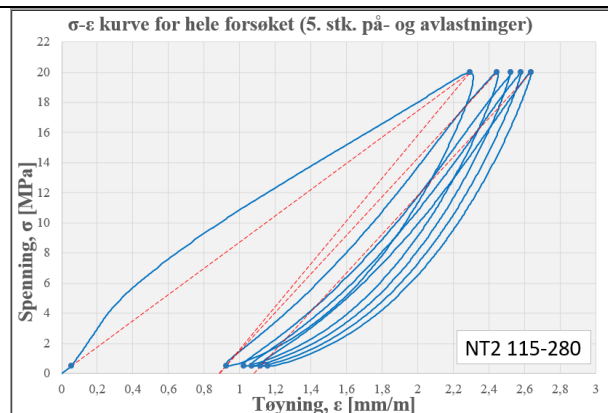
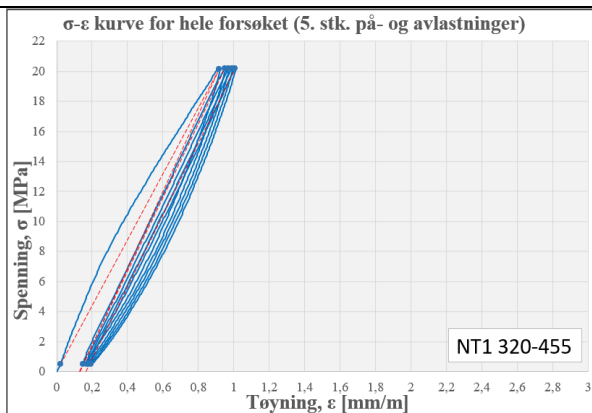
Tabell 4.3: Øvre pilarben (ØP): bilde av kjerneprøve (markert med ett prøvestykke til SDT), tilhørende diagram for spenning-tøyningskurve fra SDT og kommentarer fra undertegnede til diagrammene og kjerneprøvene



Tabell 4.4: Nedre tværbærere (NT1 og NT2): bilder av kjerneprøver (markert med tre prøvestykker av hver til SDT), tilhørende diagrammer for spenning-tøyningskurve fra SDT (NT1 til venstre og NT2 til høyre) og kommentarer fra undertegnede til diagrammene og kjerneprøvene



Felles for NT1 og NT2: Bruddene i kjerneprøven viser at det er grove riss i tverrbæreren som går parallelt med pilarens plan. Dette er gjennomgående sprekker som kan observeres ved overfalten på oversiden og undersiden av nedre tverrbærer i pilar I (vist i figur 4.10).



Diagrammene fra SDT for nedre tverrbærer 1 tyder på økende skade fra vest til øst og at skaden i de to prøvene lengst mot øst er av betydelig omfang.

Diagrammene fra SDT for nedre tverrbærer 2 tyder på stor skade i alle prøvestykker. Prøvestykkene lengst til vest og øst har større skade enn prøvestykket fra midten av kjerneprøven. Prøvestykket lengst mot øst har noe større skade enn den lengst til vest.

Kjerneprøvene for de nedre tverrbærerne er tatt nær hverandre. Til tross for det har NT2 større skade enn NT1 for de to prøvestykkene lengst mot øst, kappet til på omtrent samme dybde. NT1 har et prøvestykke fra midten av kjernen som skiller seg fra de andre i form av mindre skade. Dette viser til meget lokale forskjeller.

Resulterende verdier for E-moduler og SDI fra prøvestykkene er vist i tabell 4.5 og 4.6.

Tabell 4.5: Resulterende trykkfasthet, lastnivå og E-modul for hvert SDT-prøvet sylinder

Område	Merking Prøve merket	Trykkfasthet og lastnivå			E-modul		
		Trykkfasthet		Lastnivå SDT	Første pålastning	Andre pålastning	Femte pålastning
		$f_{c,SDT}$ [MPa]	σ_{topp} [MPa]	$(\sigma_{topp} / f_{c,SDT}) \cdot 100$ [%]	$E_{opp,1}$ [GPa]	$E_{opp,2}$ [GPa]	$E_{opp,5}$ [GPa]
Nedre pilarben	NP 20-220	47,1	19,95	42,3	21,417	24,235	23,627
	NP 225-435	43,9	20,00	45,5	24,516	27,471	26,801
	NP 595-795	43,1	20,01	46,5	21,802	24,825	24,118
Øvre pilarben	ØP 15-195	37,4	10,15	27,1	6,375	10,354	10,657
Nedre tverrbærer	NT1 320-455	45,6	20,16	44,2	21,988	24,625	23,947
	NT1 480-675	37,9	20,00	52,8	12,971	15,772	15,465
	NT1 680-870	38,2	20,02	52,4	9,325	13,767	13,949
	NT2 115-280	32,0	19,97	62,4	8,703	12,816	12,847
	NT2 485-670	35,8	20,00	55,9	12,191	15,083	14,845
	NT2 675-865	40,2	20,00	49,7	7,945	11,550	11,927
Øvre tverrbærer	ØT 85-245	36,4	20,19	55,4	9,695	13,229	13,341
	ØT 430-600	43,4	20,10	46,3	17,428	19,940	19,622
	ØT 605-775	55,0	20,12	36,6	18,839	21,834	21,738

SINTEF antok trykkspenningskapasitet i betongen tilsvarende 50 MPa før SDT. 40 % av antatt trykkfasthet utgjør 20 MPa og er grunnen til at de fleste prøvestykkene er utsatt for en spenning på omtrent 20 MPa. Unntaket er øvre pilarben som er utsatt for en spenning på opp til omtrent 10 MPa. Av tabell 4.5 ser vi at trykkfastheten ligger under 50 MPa og dermed er de fleste prøvene utsatt for spenninger med mer enn 40 % av trykkfastheten. Det er likevel ikke forventet at STD-prøvingen vil ha betydelig innvirkning på trykkfastheten, så lenge lastnivået for vekslingene holdes under 50 % av trykkfastheten [11].

E-modulen i betongen fra byggetid er ukjent og det opereres derfor med en antatt E-modul E_{ref} på 30 GPa som referanseverdi. Tabell 4.5 viser at E-modulen er betydelig redusert. $E_{opp,1}$ er sekant E-modul for første pålastning mens $E_{opp,5}$ er sekant E-modul for femte pålastning. En skadet prøve vil deformeres mye under første pålastning på grunn av lukking av mikroriss. Ved avlastning ekspanderer ikke prøven tilbake til der den startet siden den er blitt plastisk deformert. Ved nye pålastninger øker stadig den plastiske deformasjonen, men økning av deformasjon avtar for hver lastsyklus. Prøvestykket kan etter hvert ikke trykkes sammen så mye mer. Betongen får økt stivhet og E-modulen øker fra første til femte pålastning slik vi ser i tabell 4.5.

I tråd med bestemmelsene i MESLA-prosjektet (ref. del 3.3.3) settes verdien for E_{SDT} lik $E_{opp,5}$ og ligger på rundt 60 % av E_{ref} i gjennomsnitt. For kun prøvene fra nedre tverrbærer er E_{SDT} i gjennomsnitt på 50 % av E_{ref} . Den mest skadede prøven har E_{SDT} på så lavt som 35 % av E_{ref} . Kongshaug, Stemland og Sanchez har vist at ekspansjon har sammenheng med relativ reduksjon av E-modul (E_{SDT} / E_{ref}), ref. del 3.3.3. Dersom vi leser av E_{SDT} / E_{ref} i figur 3.5 får vi følgende ekspansjoner:

	E_{SDT} / E_{ref}	Ekspansjon [‰]
Gjennomsnitt for alle prøver	0,60	2,5
Gjennomsnitt for NT	0,50	3,5
Mest skadede prøve: ØP	0,35	over 4, omtrent 6 *

* Ekspansjon for avlesning av $E_{SDT} / E_{ref} = 0,35$ faller utenfor diagrammet, men den kan antas å være på omtrent 6 % dersom kurven i diagrammet fortsetter med samme trend.

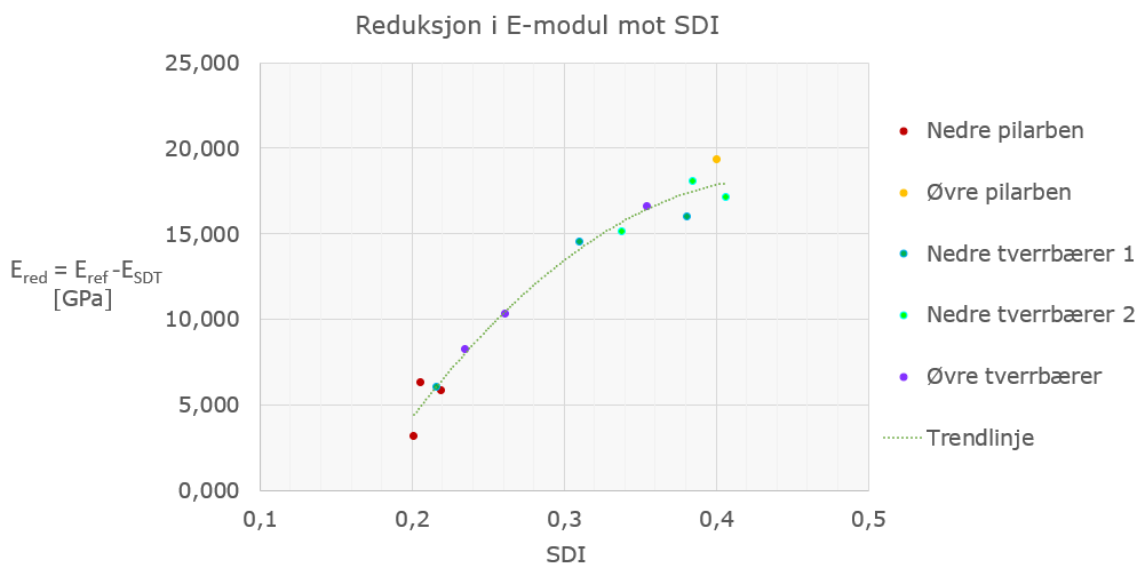
Tabell 4.6: Resulterende SDI-verdier for hvert SDT-prøvet sylinder

Område	Merking	Stiffness Damage Index (SDI)							
		SDI pr. på- og avlastning					SDI for hele testen		
		SDI ₁	SDI ₂	SDI ₃	SDI ₄	SDI ₅	SDI	SDI _{alt}	SDI _{alt} / SDI
Nedre pilarben	NP 20-220	0,364	0,174	0,156	0,148	0,145	0,205	0,987	4,812
	NP 225-435	0,346	0,174	0,156	0,149	0,149	0,201	0,973	4,836
	NP 595-795	0,379	0,188	0,169	0,161	0,157	0,219	1,053	4,813
Øvre pilarben	ØP 15-195	0,662	0,326	0,271	0,247	0,235	0,400	1,741	4,350
Nedre tverrbærer	NT1 320-455	0,353	0,194	0,174	0,167	0,162	0,216	1,049	4,858
	NT1 480-675	0,506	0,272	0,240	0,227	0,221	0,310	1,465	4,731
	NT1 680-870	0,619	0,321	0,277	0,257	0,245	0,381	1,719	4,516
	NT2 115-280	0,653	0,343	0,275	0,272	0,270	0,406	1,813	4,461
	NT2 485-670	0,532	0,305	0,269	0,253	0,244	0,338	1,603	4,741
	NT2 675-865	0,621	0,328	0,281	0,260	0,245	0,385	1,734	4,510
Øvre tverrbærer	ØT 85-245	0,569	0,303	0,267	0,252	0,243	0,354	1,633	4,610
	ØT 430-600	0,425	0,231	0,208	0,198	0,192	0,261	1,253	4,803
	ØT 605-775	0,402	0,207	0,180	0,170	0,163	0,235	1,122	4,782

SDI-verdier for alle prøvestykkene er beregnet og vist i tabell 4.6. SDI-verdien ligger på 0,30 i gjennomsnitt for alle prøvestykkene. Kongshaug, Stemland og Sanchez har vist at ekspansjon har sammenheng med SDI, ref. del 3.3.3. Dersom vi leser av SDI = 0,30 i figur 3.4 får vi omtrent 6 % ekspansjon om kurven i diagrammet fortsetter med samme trend. Diagrammet i figur 3.4 gjelder kun for ekspansjoner opp til 4 %. For kun prøvene fra nedre tverrbærer ligger SDI- verdien på 0,34 mens den mest skadede prøven (ØP) har SDI- verdi på 0,40. Her kan vi anta at ekspansjonene er en god del større.

Reduksjon i E-modul gitt ved ligning 4.1 er plottet mot SDI i figur 4.15 for hvert prøvestykke.

$$E_{red} = E_{ref} - E_{SDT} \quad (4.1)$$



Figur 4.15: Reduksjon i E-modul mot SDI for hvert prøvestykke i pilar I

Trenden i diagrammet er at reduksjon i E-modul øker med økende verdi for SDI. Det ser ut som en lineær sammenheng for lave SDI-verdier før det begynner å flate ut etter hvert som skaden øker. Dette er i tråd med teorien. Alle verdier som er presentert her gjelder horisontalt og i bruas lengderetning, altså i tverretningen av pilaren.

4.6 Reduksjon av trykkfastheten

Kjerneprøvene viser at det er langsgående riss i søylene og tverrbærerene. Dette vil påvirke kapasiteten og det bør derfor regnes med en redusert trykkfasthet for betongen i kapasitetskontrollen med alkalireaksjoner. Reduksjon av trykkfastheten for trykkbelastet betong henger sammen med strekkøyingen i tverretningen av konstruksjonsdelen. For betong i trykkfelt kan det forutsettes en dimensjonerende trykkfasthet iht. NS 3473 punkt 12.5.2:

$$f_{c2d} = \frac{f_{cd}}{0,8 + 100 \cdot \varepsilon_1} \leq f_{cd} \quad (4.2)$$

der

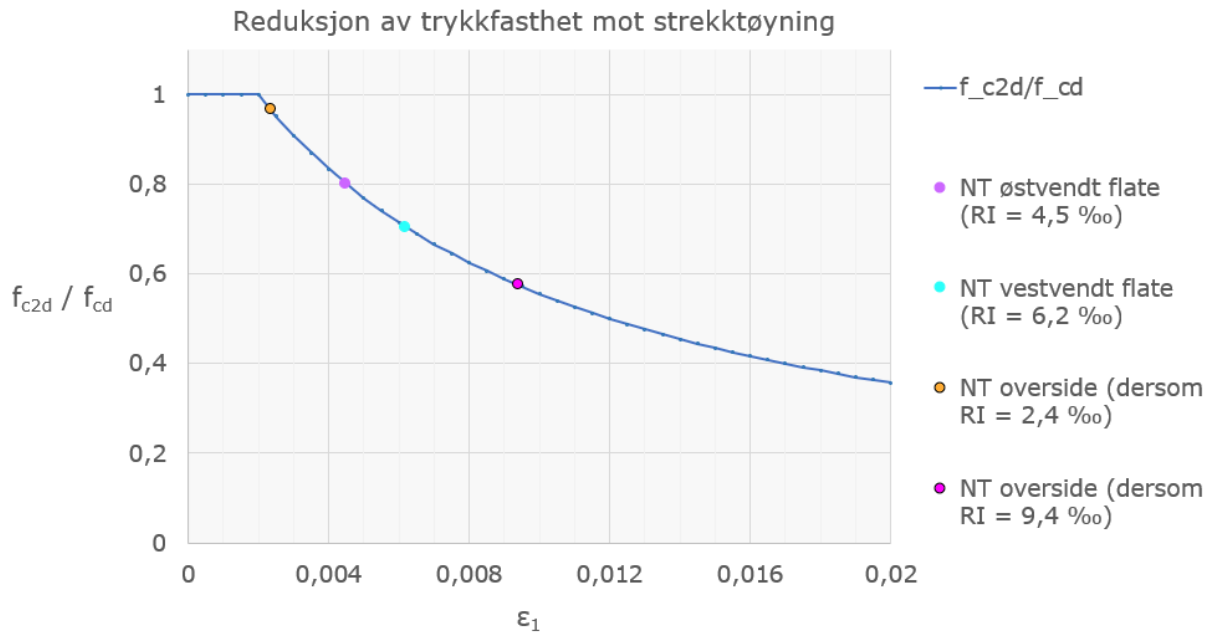
ε_1 er midlere hovedstrekkøying.

ε_1 kan bestemmes som summen av rissviddene over bjelken delt på bjelkens bredde, også kjent som rissindeksen RI, ref. formel 3.1.

Under befaringen ble det observert grove langsgående riss i overflaten av nedre tverrbærer (NT). RI for den vestvendte og østvendte flaten til NT er henholdsvis 6,2 ‰ og 4,5 ‰, ref. figur 4.13. Rissene på oversiden av NT har ikke blitt målt enda. Reduserte trykkfastheter er beregnet etter ligning 4.2 for tverrbjelken basert på RI for østflaten og vestflaten og for to mulige tilfeller med rissvidder på oversiden. Resultatene er presentert i tabell 4.7 og figur 4.16.

Tabell 4.7: Reduserte trykkfastheter basert på RI

	RI [‰]	f_{c2d} [MPa]	Reduksjon av trykkfastheten [%]
NT østvendt flate	4,5	9,06	20
NT vestvendt flate	6,2	7,98	30
NT overside, dersom det antas 2 riss med vidde 1 mm (RI = 2 mm / 850 mm)	2,4	10,9	3,4
NT overside, dersom det antas 2 riss med vidde 4 mm (RI = 8 mm / 850 mm)	9,4	6,51	43



Figur 4.16: Reduksjon av trykkfasthet mot strekkføyning (RI) etter ligning 4.2 med plottede verdier av RI for nedre tverrbærer (NT) fra tabell 4.7

RI for oversiden av nedre tverrbærer vil antagelig være minst like stor som for vestflaten ettersom oversiden er mer værutsatt. Det er gjennomgående sprekker i nedre tverrbærer som går parallelt med pilarens plan slik som bruddene i kjerneprøvene viser, se tabell 4.4. Dette kan indikere at det er flere riss og større rissvidder for oversiden enn for vest- og østflaten, noe som støtter antagelsen om større RI for oversiden. Basert på disse beregningen er det rimelig å anta at det bør benyttes en trykkfasthet med minst 30 % reduksjon for kapasitetskontrollen med alkalireaksjoner. Det er stor usikkerhet knyttet til trykkfastheten for pilaren i de trykkpåkjennte retningene (langsmed søyler og tverrbjelker). I del 5.2.1 beregnes reduksjonen av trykkfastheten etter NS-EN 1992 til 45 %. Dette vurderes som rimelig og brukes videre i oppgaven.

5 Dimensjoneringsgrunnlag

I dette kapittelet introduseres dimensjoneringsgrunnlaget for oppgaven. Det innebærer regelverk fra Statens vegvesen, Bane NORs Tekniske regelverk og Eurokoder/standarder. Materialeegenskapene til betong og armering blir også lagt frem.

5.1 Regelverk

5.1.1 Statens vegvesens håndbøker

Bæreevneklassifisering er definert som den formelle prosessen som innebærer å dokumentere hvilke trafikklastene en eksisterende bru kan belastes med [26]. I praksis er det en beregning av bruas utnyttelsesgrad for gitte laster. Regelverket for bæreevneklassifisering av bruer består av Statens vegvesens håndbøker V412 og V413. Håndbok V412 definerer trafikklastene som bruene skal kontrolleres for samt lastfaktorer og lastkombinasjoner. Håndbok V413 angir materialfaktorer og materialfastheter. De forutsetter dimensjoneringskontroll etter partialfaktormetoden [27]. Håndbok N400 er brukt som supplement ved beregning av vindlaster.

5.1.2 Bane NORs Teknisk regelverk

Bane NORs Teknisk Regelverk, heretter omtalt som Teknisk regelverk, er en kravsamling for prosjektering, bygging og vedlikehold av jernbaneanlegg i Norge. Regelverket er koblet til nasjonale og internasjonale standarder der dette er styrt av lover, normer og avtaler eller krav fastsatt av Bane NOR. Teknisk regelverk definerer lastmodeller for jernbanelaster.

5.1.3 Standarder

Eurokodene er en serie med felles europeiske dimensjoneringsregler for bærende konstruksjoner i byggverk. Disse benyttes sammen med et nasjonalt vedlegg som angir spesifikke forskrifter som gjelder for Norge. Aktuelle standarder for denne oppgaven er:

- NS-EN 1991, Eurokode 1, Laster på konstruksjoner
- NS-EN 1992, Eurokode 2, Prosjektering av betongkonstruksjoner
- NS 3473 (2003), Prosjektering av betongkonstruksjoner
- NS-EN 15528 (2008), Jernbane - Strekningsklassifisering for styring av grensesnittet mellom lastgrenser for rullende materiell og nyttelast for godsvogner

5.2 Materialer

5.2.1 Armert betong

Kontroll av kapasitet for betongkonstruksjoner utføres i henhold til NS-EN 1992 [28].

Materialfaktorer og materialfastheter for eksisterende betongkonstruksjoner er definert i Håndbok V413. Kontroll av skjærkapasitet for bruer som er prosjektert før Eurokodene ble gjeldende kan utføres etter NS 3473 [28].

Materialfaktorene for armert betong γ_c og for armeringsstål γ_s er gitt i V413:

$$\text{Armert betong:} \quad \gamma_c = 1,50$$

$$\text{Armering fra år 1920-1955:} \quad \gamma_s = 1,30$$

Originaltegningene angir betongkvalitet A for pilarene. Etter håndbok V413 skal det ikke benyttes høyere fasthetsklasse enn C25/B20 for bruer bygd før 1945. Andre verdier kan brukes dersom det er dokumentert eller de påvises ved utboring av kjerner og trykkprøving av betongen. Her regnes det derfor med fasthetsklasse B20 som etter NS-EN 1992 har karakteristisk fasthet $f_{ck} = MPa$.

Betongens dimensjonerende trykkfasthet regnes etter NS-EN 1992 og er gitt ved:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (5.1)$$

der $\alpha_{cc} = 0,85$

f_{ck} = betongens karakteristiske sylindertykkfasthet etter 28 døgn

For B20 er dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} = 11,3 MPa$, og elastisitetsmodulen er $E_{cm} = 30 GPa$.

Kapasiteten påvirkes av opprissing i tverrsnittet og det velges derfor å regne med en redusert trykkfasthet for betongen i kapasitetskontrollen med alkalireaksjoner. For betongtrykkstaver i opprissede trykkfelt kan en redusert dimensjonerende trykkfasthet etter NS-EN 1992, punkt 6.5.2(2) benyttes:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (5.2)$$

der

$$v' = 1 - f_{ck} / 250 \quad (5.3)$$

Det gir en redusert trykkfasthet på $\sigma_{Rd,max} = 6,24 MPa$. Dette tilsvarer en reduksjon på 45 %.

I kapasitetskontrollen med alkalireaksjoner benyttes en langtids E-modul $E_c = 10 GPa$, siden alkalireaksjoner er en langtidseffekt. Dette forklares nærmere i del 7.3.

5.2.2 Armering

Armeringens dimensjonerende flytegrense regnes etter NS-EN 1992 og er gitt ved:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (5.4)$$

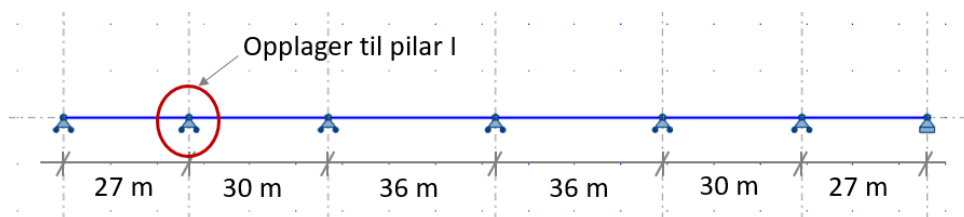
der f_{yk} er armeringens karakteristiske flytegrense og er gitt i V413.

Dersom armeringskvaliteten for kamstål er ukjent skal armeringskvalitet Ks 40 benyttes. For armering med diameter mindre enn 20 mm kan f_{yk} settes til 400 MPa. Pilarene har hovedsakelig lengdearmering med diameter 32 mm og da kan det regnes med en karakteristisk flytegrense $f_{yk} = 380$ MPa. Denne verdien regnes å være konservativ og vil bli brukt videre for all armering. Dimensjonerende flytegrense blir $f_{yd} = 292$ MPa og armeringens elastisitetsmodul er $E_s = 200$ GPa. Flytetøyning i armeringen er $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 1,46$ %.

6 Laster

I dette kapittelet presenteres lastene som virker på Stavne bru og da spesielt mht. krefter i pilar I. Det blir forklart hvordan egenlast, trafikklast, vindlast og temperaturlast er beregnet og hvordan lastene er påført brua for å få dimensjonerende krefter i pilar I. Deretter presenteres lastfaktorer og aktuelle lastkombinasjoner.

Pilarene til Stavne bru er leddet i topp og bunn (pendelsøyler). Det er dermed ingen momentoverføring til pilarene. Ved å se på en fritt opplagt bjelke påsatt den aktuelle lasten kan vertikal- og horisontallastoverføringen til pilar I finnes for hver lasttype.



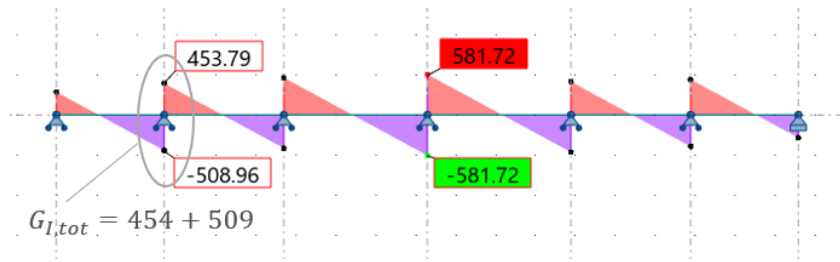
Figur 6.1: Enkel modell av Stavne bru for beregning av belastningen på pilar I

6.1 Permanente laster

6.1.1 Egenvekt av fagverket

Egenvekten til fagverket er beregnet basert på innsyn i dokumenter fra Bane NOR [22]. Originale arbeidstegninger gir en oversikt over alle konstruksjonsdelene til fagverket med tilhørende antall og vekt, se vedlegg A4. Basert på dette grunnlaget er alle konstruksjonsdelene listet og summert i vedlegg B inkludert 10 % påslag for skinner, bolter, muttere og eventuelle andre deler. Dette gir en beregnet totalvekt for fagverket på 590 tonn hvilket tilsvarer en egenvekt $g = 31 \text{ kN/m}$. Bane NOR opplyser at brua er registrert å veie 390 tonn i deres systemer [29]. Min beregning tilsier omtrent 50 % mer. Vektberegningene i vedlegg B er kontrollert, men årsaken til avviket er ikke funnet. Det er derfor valgt å gå videre med beregnet egenvekt $g = 31 \text{ kN/m}$.

For å finne vertikallastoverføringen til pilar I fra egenlast settes den beregnede jevnt fordelte egenlasten $g = 31 \text{ kN/m}$ på hele bruas lengde. Det gir en karakteristisk vertikal last ned i pilar I på $G_{I,tot} = 963 \text{ kN}$.



Figur 6.2: Skjærkraftdiagram for egenlast av fagverk

De to lagrene i toppen av pilaren tar halvparten av denne lasten hver slik at pilaren får punktlast fra egenlast på $G_I = 482 \text{ kN}$ i hvert lager.

6.1.2 Egenvekt av pilaren

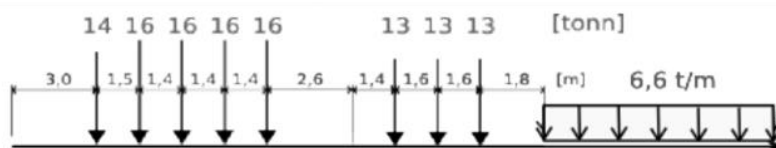
Håndbok V412 oppgir at egenvekt for armert betong er 25 kN/m^3 . Egenvekten av pilaren regnes ut i Robot basert på tverrsnittsarealet og romvekten og blir tatt med automatisk.

6.2 Variable laster

6.2.1 Toglast på jernbanebru

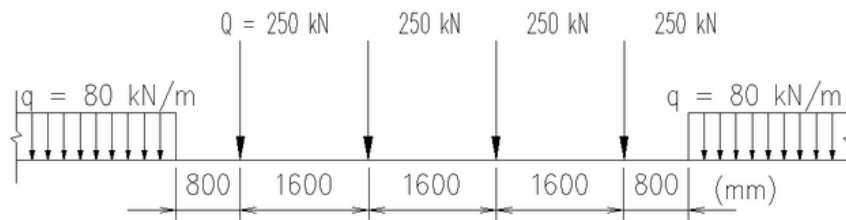
Laster på jernbanebruer er definert ved hjelp av lastmodeller. Lastmodellen er ikke den virkelige toglasten, men den gir et representativt bilde av effekten toglasten påfører brukonstruksjonen. De dimensjonerende lastmodellene har blitt oppgradert flere ganger der aksellast har økt og avstander mellom aksler har blitt endret. Vi har lastmodeller fra år 1899, 1932, 1958 og 1971. De to eldste lastmodellene er basert på et damplokomotiv med en ekstra vogn tiltenkt kull, en såkalt *tender*. De nyere lastmodellene er basert på elektriske tog og har ikke en tender.

Stavne bru er opprinnelig beregnet etter lasttog fra 1899, gjengitt i figur 6.3 der ett tonn tilsvarende omtrent 10 kN.



Figur 6.3: Lasttog av 1899 [30]

Bane NORs Tekniske regelverk angir lastmodell 71 fra år 1971 som den gjeldende lastmodellen ved prosjektering av nye jernbanebruer, se figur 6.4. Lastene i denne modellen er økt en god del siden Stavne bru ble prosjektert og det vil derfor være veldig konservativt å kontrollere kapasiteten til brua etter lastmodell 71.

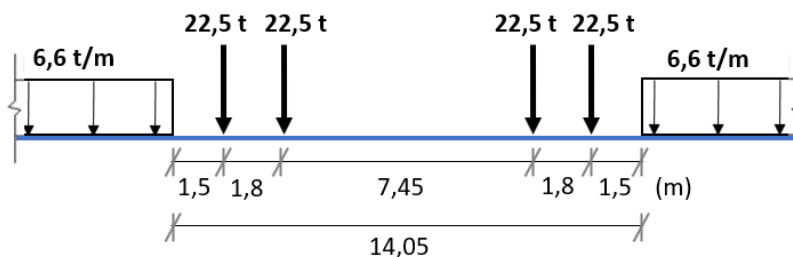


Figur 6.4: Lastmodell 71 [31]

I denne oppgaven ønsker vi å utføre en kapasitetskontroll med dagens belastning og deretter belyse effekten alkalireaksjoner har.

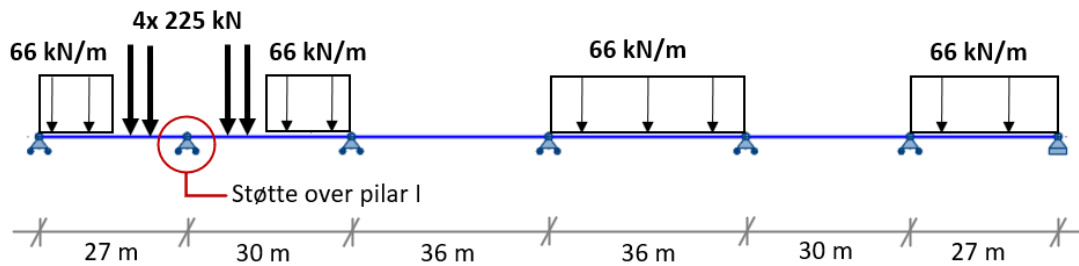
Stavne bru er dimensjonert etter lasttog av 1899, men dagens togtrafikk (med blant annet nyere lokomotiv) forventes å gi en annen belastning enn det 1899-modellen baserer seg på. Bane NORs Tekniske regelverk tar høyde for dette i Appendix 3.d [32]. Vedlegget angir hvor stor last bruene på en gitt strekning er dimensjonert for og er dermed basert på brua med dårligst kapasitet på strekningen. Stavne bru tilhører en strekning som oppfyller linjeklasse D2. Dette betyr en maksimal aksellast på 22,5 tonn og jevnt fordelt belastning på 6,6 tonn per meter. Vedlegget henviser til standarden EN 15528 der toglastene er nærmere detaljert.

Standarden EN 15528 angir en jevnt fordelt last på 6,4 tonn per meter for linjeklasse D2. Bane NOR benytter verdien 6,6 tonn per meter i tråd med vedlegget til deres Tekniske regelverk. Resulterende lastmodell brukt for Stavne bru i denne oppgaven er vist i figur 6.5. Det skal settes på fire punktlaster på 22,5 tonn med spesifiserte avstander og jevnt fordelt last på 6,6 tonn per meter på resten av konstruksjonen.



Figur 6.5: Lastmodell for eksisterende bru med linjeklasse D2

Bane NORs Tekniske regelverk oppgir at ved beregning av momenter, skjærkrefter, reaksjoner og nedbøyninger, skal lasten plasseres i ugunstigste posisjon. Videre oppgis det at lastmodellen kan avkortes eller oppdeles vilkårlig for å oppnå den ugunstigste lastvirkningen. I figur 6.6 er lastene satt på slik at vertikallasten i pilar I blir størst.



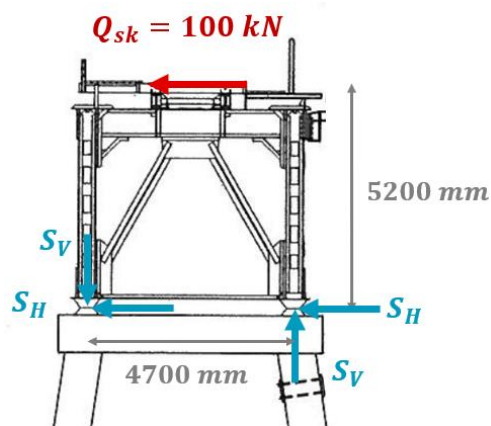
Figur 6.6: Lasttilfellet som gir størst belastning i pilar I

Dette gir en karakteristisk vertikallast i pilar I på $T_{I,tot} = 2279 \text{ kN}$. De to lagrene i toppen av pilaren tar halvparten av denne lasten hver slik at pilaren får vertikal punktlast fra toglast på $T_I = 1140 \text{ kN}$ i hvert lager.

6.2.2 Slingrelast

Bane NORs Tekniske regelverk oppgir at slingrelasten skal beregnes i henhold til NS-EN 1991-2, punkt 6.5.2. Slingrekraften skal benyttes både for rettlinjet og kurvet bane og skal alltid kombineres med en vertikal trafikklast. Den settes på som en konsentrert last som opptrer horisontalt i nivå med SOK, normalt på senterlinje spor og med en karakteristisk verdi $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$ [32].

Figur 6.7 illustrerer et tverrsnitt av fagverket til Stavne bru over pilar I. Slingrelasten er vist med en rød pil mens lastoverføringen til pilartoppen er illustrert med blå piler. Slingrelasten har en vertikal eksentrisitet på 5,2 meter fra pilartoppen. Dette gir et moment som overføres til pilaren i form av en trykk- og løftekraft i henholdsvis venstre og høyre lager, angitt som en vertikal punktlast S_V . De to lagrene i toppen av pilaren tar halvparten av Q_{sk} hver slik at pilaren får horisontal punktlast fra slingrelasten på $S_H = 50 \text{ kN}$ i hvert lager. Kraft- og momentlikevekt gir $S_V = 100 \cdot 5,2 / 4,7 = 111 \text{ kN}$ i hvert lager.



Figur 6.7: Tverrsnitt av fagverk over pilar I med slingrelast påsatt i SOK (rød pil) og med tilhørende opptredende laster i pilartoppen (blå piler)

6.2.3 Vindlast

N400 definerer tre vindlastklasser for beregning av vindlast på brukonstruksjoner. Stavne bru er en fagverksbru med korte spenn og stor stivhet der den dynamiske virkningen av vindlast er ubetydelig. Dette gir vindlastklasse I og punkt 5.6.2-1 gir videre krav for lastvirkning av vind. Vindlast skal beregnes etter NS-EN 1991-1-4 og beregnes både med og uten samtidig trafikklast. Detaljerte beregninger er vist i vedlegg H. Vindkraften horisontalt og normalt på bruas lengderetning er gitt ved ligning 6.1:

$$F_{W,x} = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (6.1)$$

der ρ er lufttettheten, v_b er basisvindhastigheten, C er vindlastfaktoren og $A_{ref,x}$ er referansearealet.

Referansevindhastigheten $v_{b,0}$ er den karakteristiske 10 minutters middelvindhastigheten og oppgis for alle kommuner i Norge i det nasjonale tillegget av NS-EN 1991-1-4. For vurdering av samtidig togtrafikk og vind skal referansevindhastigheten begrenses i henhold til punkt 8.1(5). Ved å multiplisere referansevindhastigheten med faktorer som tar høyde for vindretning, årstid og høyde på terreng, får vi basisvindhastigheten v_b :

	v_b
Uten samtidig trafikklast:	26 m/s
Med samtidig trafikklast:	25 m/s

Vindlastfaktoren C er avhengig av en rekke forhold. Den består av en kraftfaktor $c_{f,x}$ multiplisert med en eksponeringsfaktor c_e , der begge faktorer avhenger av om vi ser på vindlast med eller uten samtidig trafikklast. Terrengkategori II er lagt til grunn for beregning av eksponeringsfaktoren. N400 punkt 5.6.6-2 begrenser kastvindhastigheten, også omtalt som vindkasthastigheten v_p i NS-EN-1991-1-4 punkt NA.4.4, til 35 m/s for samtidig vind- og trafikklast. Dette gir en vesentlig reduksjon av eksponeringsfaktoren og resulterende vindlastfaktor C blir omtrent 50 % høyere for tilfellet med vindlast uten samtidig trafikklast:

	$c_{f,x}$	c_e	C
Uten samtidig trafikklast:	2,0	2,96	5,92
Med samtidig trafikklast:	2,1	1,81	3,80

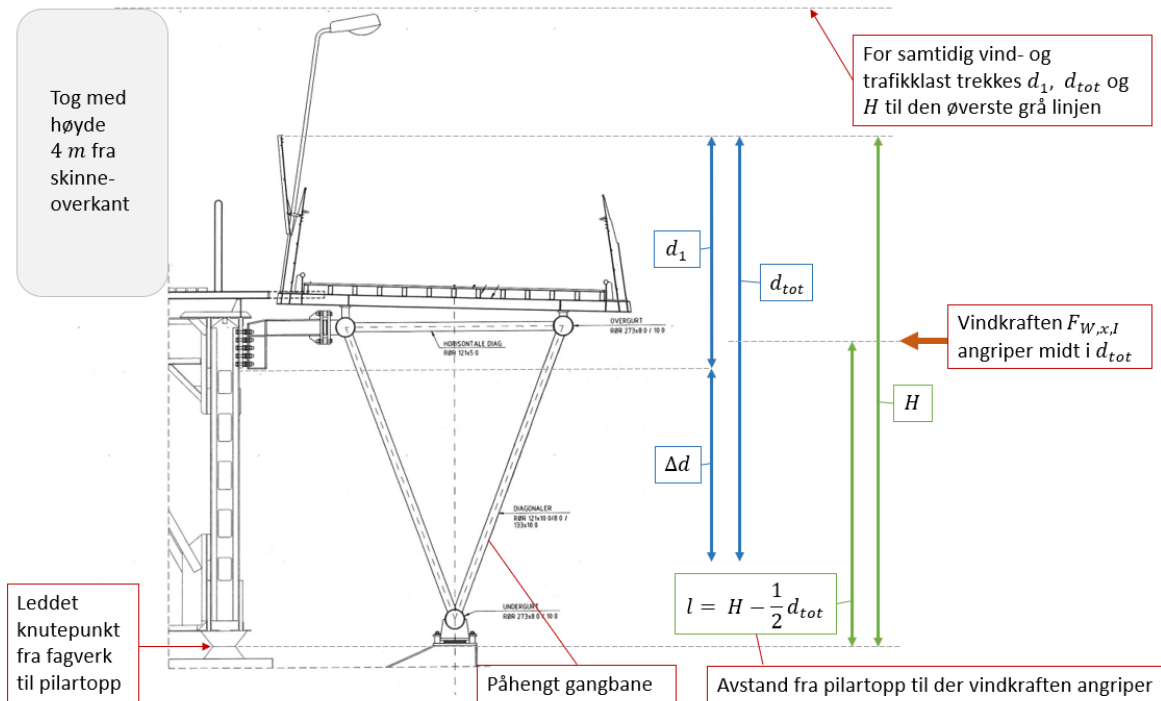
I stedet for å sette vindlast på hver komponent i et fagverk, beregnes et tilsvarende referanseareal som det settes en vindlast på. Referansearealet $A_{ref,x}$ utgjør et tenkt areal av en tett flate med høyde d_{tot} og lengde L , uttrykt ved ligning 6.2:

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L \quad (6.2)$$

Høyden består av to bidrag: d_1 og Δd . d_1 er gitt som avstanden fra underkant av overgurt i fagverket til toppen av rekkverket eller til toppen av et tog for tilfellet med samtidig vind- og trafikklast. I så fall legges det til 4 meter fra SOK for å representere et tog. Δd er et tillegg som representerer arealet av undergurt, diagonaler og vertikaler fra både jernbanebrua og gangbruen.

Verdiene av d_1 og Δd er anslått basert på tegninger fra Bane NOR og geometriske sammenhenger fra befaringsbilder. Det gir følgende verdier:

	d_1	Δd	d_{tot}
Uten samtidig trafikklast:	2,73 m	2,78 m	5,51 m
Med samtidig trafikklast:	5,33 m	2,78 m	8,11 m



Figur 6.8: Tverrsnitt av fagverksbru over pilar med gangbru [[23], med modifikasjoner]

Dette gir følgende vindlaster per lengdemeter av bruene, beregnet etter ligning 6.1:

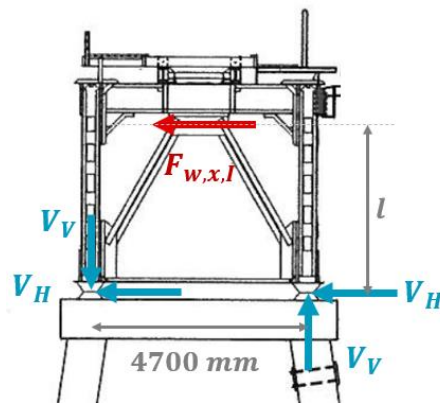
	$F_{W,x}$
Uten samtidig trafikklast:	14,5 kN/m
Med samtidig trafikklast:	12,1 kN/m

I likhet med beregning av egenlasten, settes den jevnt fordelte vindlasten $F_{W,x}$ på hele bruas lengde for å finne lastoverføringen til pilar I fra vindlast. Den karakteristiske horisontale vindlasten som settes på bruene over pilar I er angitt som $F_{W,x,I}$ og er beregnet til de følgende verdiene:

	$F_{W,x,I}$
Uten samtidig trafikklast:	450 kN
Med samtidig trafikklast:	376 kN

Vindlasten $F_{W,x,I}$ er valgt å angripe midt i høyden d_{tot} , som gir en eksentrisitet l fra pilartoppen på $l_V = 3,57$ m og $l_{VT} = 4,84$ m for henholdsvis tilfellet uten og med samtidig trafikklast. Dette medfører et moment som overføres til pilaren i form av en trykk- og løftekraft i henholdsvis venstre

og høyre lager gitt som en vertikal punktlast V_V . De to lagrene i toppen av pilaren tar halvparten av $F_{W,x,l}$ hver slik at pilaren får horisontal punktlast V_H fra vindlasten i hvert lager.



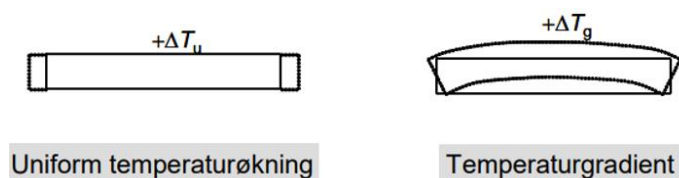
Figur 6.9: Tverrsnitt av fagverk over pilar I der vindlasten er påsatt med en eksentrisitet fra pilartoppen. Vindlast er vist med rød pil og tilhørende opptredende krefter i pilartoppen er vist med blå piler

Kraft- og momentlikevekt gir følgende horisontalkrefter og vertikalkrefter i hvert av de to lagrene i toppen av pilar I:

Uten samtidig trafikklast:	$V_H = 225 \text{ kN}$	$V_V = 342 \text{ kN}$
Med samtidig trafikklast:	$VT_H = 188 \text{ kN}$	$VT_V = 387 \text{ kN}$

6.2.4 Temperaturlast/naturlast

Armert betong vil ekspandere ved en temperaturøkning og kontrahere ved en temperatursenking. Dersom hele konstruksjonens tverrsnitt utsettes for en endret temperatur er tverrsnittet utsatt for en uniform temperaturendring, også kalt for global temperaturendring. Dette oppstår gjerne i forbindelse med variasjoner i temperatur over året. Det kan også oppstå lineært varierende temperaturdifferanser, også omtalt som temperaturgradienter over tverrsnittet. Dette oppstår gjerne når den ene flaten til konstruksjonsdelen utsettes for varme eller kulde for eksempel ved sol eller slagregn. En uniform temperaturøkning gir ekspansjon av tverrsnittet i lengderetningen mens en temperaturgradient over tverrsnittet gir krumning av konstruksjonsdelen.

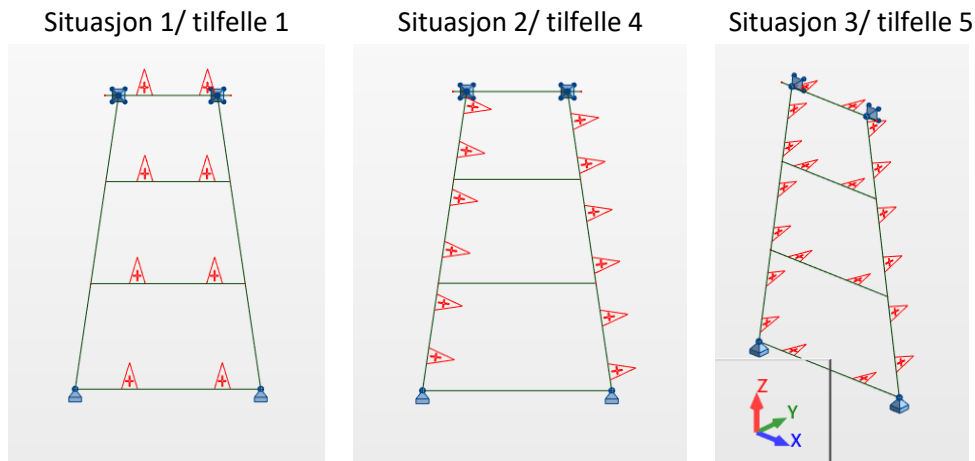


Figur 6.10: Illustrasjon av effekten av temperaturendringer i en bjelke [33]

V412 oppgir at regelverket som ble brukt ved prosjektering av brua kan benyttes for å kontrollere temperaturlast. Det er uklart hvilke temperaturlaster brua opprinnelig ble prosjektert for. Det er derfor valgt å benytte NS-EN 1991-1-5 for beregning effekten av temperaturendringer i denne oppgaven. For massive betongpilarer skal det tas hensyn til lineært varierende temperaturdifferenser mellom motstående utvendige flater. Den lineært varierende temperaturgradienten over tverrsnittet

er angitt som $\Delta T_g = 5^\circ\text{C}$. Globale temperaturøkninger er antatt å ha liten effekt og er valgt å neglisjeres.

Det er valgt å se på tre ulike situasjoner med temperaturgradient over tverrsnittet som vist i figur 6.11. De tre situasjonene kan ha motsatt temperaturgradient over tverrsnittet og det ses derfor på totalt seks tilfeller. Dette anses som dekkende for temperaturgradientens effekt.



Figur 6.11: Temperaturgradienter over tverrsnittet indikert med en rød trekant med plusstegn på flaten som krummer utover

6.2.5 Andre laster

Bruoverbygningen er fastholdt i lengderetningen ved østre landkar. Langsgående akselerasjon- og bremskrefter vil derfor bli tatt opp ved landkaret og ikke gi krefter i pilarene.

Temperaturendringer samt akselerasjon- og bremskrefter, vil gi langsgående deformasjoner bruoverbygningen. Siden pilarene er pendelsøyler, kan effekten av disse deformasjonene ses bort i fra mht. krefter i pilarene.

Snølast regnes ikke å opptre samtidig med trafikklaster og kan derfor ses bort i fra mht. dimensjonerende krefter.

6.3 Lastkombinasjoner

Håndbok V412 definerer lastfaktorer og lastkombinasjoner for eksisterende bruer. Laster som ut fra rimelighetssynspunkt utelukker hverandre, skal ikke kombineres. Slingrelasten skal alltid kombineres med en vertikal trafikklaster [34]. Vindlasten avhenger av om det ses på en lastkombinasjon med eller uten samtidig trafikklaster.

Lastvirkninger beregnes på grunnlag av konstruksjonens systemlinjer. For bruksklasser skal det som et minimum foretas kontroll i bruddgrensetilstand. Det skal kontrolleres for to sett lastkombinasjoner med lastfaktorer angitt i tabell 6.1. Den mest ugunstige av kombinasjonene a og b legges til grunn for bæreevnekontrollen [27].

Tabell 6.1: Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden

Kombinasjon	Permanente laster, P	Deformasjonslaster, D	Variable laster, Q
a	$\gamma_g = 1,15$	$\gamma_D = 1,0$	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	$\gamma_g = 1,0$	$\gamma_D = 1,0$	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \Sigma Q_n$

der:

γ_1	=	1,4	for bruksklasser, ett lastfelt
	=	1,0	for temperaturlast
	=	1,6	for øvrige variable laster (her: vindlast)
γ_2	=	1,2	for bruksklasser
	=	0,8	for temperaturlast
	=	1,3	for øvrige variable laster (her: vindlast)

og

Q_1	=	Karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkingen som betraktes
Q_n	=	Karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstige for lastvirkingen

Basert på verdiene i tabell 6.1 kan det lages lastkombinasjoner som vist i tabell 6.2.

Tabell 6.2: Aktuelle lastkombinasjoner med lastfaktorer for bruddgrensetilstand

Kombinasjon	G	G-F	TR	S	V	V-TR	TE
ULSa-TR	1,15	1,15	1,4	1,4	–	–	–
ULSa-V	1,15	1,15	–	–	1,6	–	–
ULSa-TE	1,15	1,15	–	–	–	–	1,0 *
ULSb-TR	1,0	1,0	1,2	1,2	–	0,8	0,8 *
ULSb-V	1,0	1,0	–	–	1,3	–	0,8 *
ULSb-V-TR	1,0	1,0	0,8	0,8	–	1,3	0,8 *

der symbolene i tabell 6.2 betyr:

G	Egenvekt betongpilarer
G-F	Egenlast fagverksbru
TR	Trafikklast (Toglast)
S	Slingrelast
V	Vindlast uten samtidig trafikklast
V-TR	Vindlast med samtidig trafikklast
TE	Temperaturlast

* Der temperaturlast inngår i lastkombineringen, er det 6 ulike tilfeller for temperaturlast, som forklart i del 6.3.4. Det gir 6 lastkombinasjoner innen hver kombinasjon av ULSb-TE, ULSb-TR, ULSb-V og ULSb-V-TR. 2 kombinasjoner av typen a og 4x6 kombinasjoner av typen b gir totalt 26 lastkombinasjoner. For eksempel der kombinasjon ULSb-TR kombineres med vindlast av tilfelle 4, blir det endelige navnet for kombinasjonen ULSb-TR_4. De 26 lastkombinasjonene med navn vises under resultater i tabell 9.18.

7 Lastvirkninger fra alkalireaksjoner

Ekspansjon av betong på grunn av alkalireaksjoner er en langtidseffekt som i armert betong vil gi tilleggskrefter som virker på konstruksjonen. Det er utarbeidet retningslinjer med en regnemodell for å kvantifisere spennings- og tøyningssendringer fra AR-ekspansjoner. Dette gjør det mulig å beregne lastvirkninger fra AR-ekspansjon til kapasitetskontroll av eksisterende betongkonstruksjoner med alkalireaksjoner.

7.1 Initialspenningstilstand og lastvirkninger

Ved alkalireaksjoner i en armert betongkonstruksjon er det kun betongen som ekspanderer. Heft mellom betongen og armeringen tvinger imidlertid armeringen til å følge etter. Det oppstår strekkspenninger i armeringen og på grunn av kraftlikevekt vil strekkraften i armeringen gi trykk i betongen. Ekspansjon av betong i en konstruksjonsdel gir en initialspenningstilstand i tverrsnittet uavhengig av randbetingelsene. I et statisk bestemt system skjer det kun en endring i spenninger og tøyninger lokalt. Dersom armeringen ligger eksentrisk eller om ekspansjonen varierer over tverrsnittet, vil det medføre en krumning, men ingen tvangskrefter/momenter så lenge systemet er statisk bestemt [5].

Tvangskrefter vil oppstå dersom konstruksjonsdelen er forhindret fra å bevege seg fritt på grunn av randbetingelser, det vil si hvis bæresystemet er statisk ubestemt. Ulik ekspansjon over tverrsnittet eller ekspansjon med usymmetrisk armering gir en endring i krumningen av tverrsnittet som fører til vinkeldreining av endeflatene. For en innspent bjelke vil det dermed oppstå innspenningsmomenter. Pilarene til Stavne bru er en rammekonstruksjon som er leddet i topp og bunn, bestående av to søyler og fire tverrbjelker. I en slik rammekonstruksjon med avstivede tverrbjelker vil søylene yte motstand mot vinkeldreining av endeflatene til tverrbjelkene og det oppstår tilleggsmomenter i rammen. Lastvirkningen fra alkalireaksjoner bestemmes av bæresystemet, størrelsen og fordelingen av ekspansjonen og hvordan tverrsnittet er armert [5].

7.2 Ekspansjon fra alkalireaksjoner

Ekspansjon på grunn av alkalireaksjoner (AR-ekspansjon) kan variere mellom ulike deler i en konstruksjon. Ekspansjonen kan være lik i hele tverrsnittet, men den kan også variere både vertikalt og horisontalt. Dette kan for eksempel skyldes forskjeller i fukttilgang eller forskjeller i betong-

sammensetning. I noen tilfeller kan denne variasjonen være viktig, for eksempel dersom en tverrbjelke i en ramme krummer og overfører tvangskrefter til tilstøtende konstruksjonsdeler på grunn av randbetingelser [26].

Uarmert og ubelastet betong med alkalireaksjoner vil kunne ekspandere fritt og like mye i alle retninger. I en virkelig betongkonstruksjon vil AR-ekspansjon møte varierende grad av motstand i form av betongtrykkspenninger. AR-ekspansjon i trykkspenningens retning bli dermed mindre enn ved fri ekspansjon. Slik motstand kan mobiliseres av konstruksjonsdeler som står med permanente trykkspenninger slik som for eksempel en betongsøyle og det oppstår vesentlig lavere ekspansjon i vertikalretningen enn i radiell retning. Motstand mot AR-ekspansjon vil i tillegg være størst der armeringsmengden er størst siden armeringen holder igjen når betongen ekspanderer [26].

AR-ekspansjon kan anslås på grunnlag av målinger eller andre undersøkelser av bruene. I noen tilfeller kan resulterende ekspansjon over en lengde anslås ved å måle for eksempel lagerforskyvninger eller fugeåpninger. Målingene må kalibreres i forhold til temperatur ved måletidspunktet og effekter av kryp og svinn. En kan også gjøre flere målinger over flere år, men utføre målingen på tilnærmet samme tid på året og ved samme temperatur. Det vil gi mindre usikkerhet i måleresultatene. I andre tilfeller må ekspansjonen anslås uten klare holdepunkter i felt [26]. Da må AR-ekspansjon estimeres basert på et samlet sett av resultater fra felt- og laboratorieundersøkelser. Dette omfatter blant annet målinger av deformasjoner, forskyvninger og rissvidder samt resultater fra SDT [11].

7.3 Regnemodell

Håvard Johansen har i Statens vegvesens rapport nr. 855 *Bæreevneklassifisering av bruer med alkalireaksjoner* [26] utarbeidet retningslinjer med en beregningsprosedyre for hvordan alkalireaksjoner kan tas hensyn til ved elastisk rammeanalyse og kapasitetskontroll av en bruoverbygning. Denne prosedyren er vist for et rektangulært tverrsnitt i del 7.4, med tanke på å kunne anvendes for en søyle. Prosedyren har som mål å legge til rette for en praktisk gjennomføring som ofte er god nok. Modellen benyttes til å beregne virkningen av en jevn eller lineær varierende ekspansjon over tverrsnittet. Det er forutsatt fullt samvirke mellom betong og armering [26].

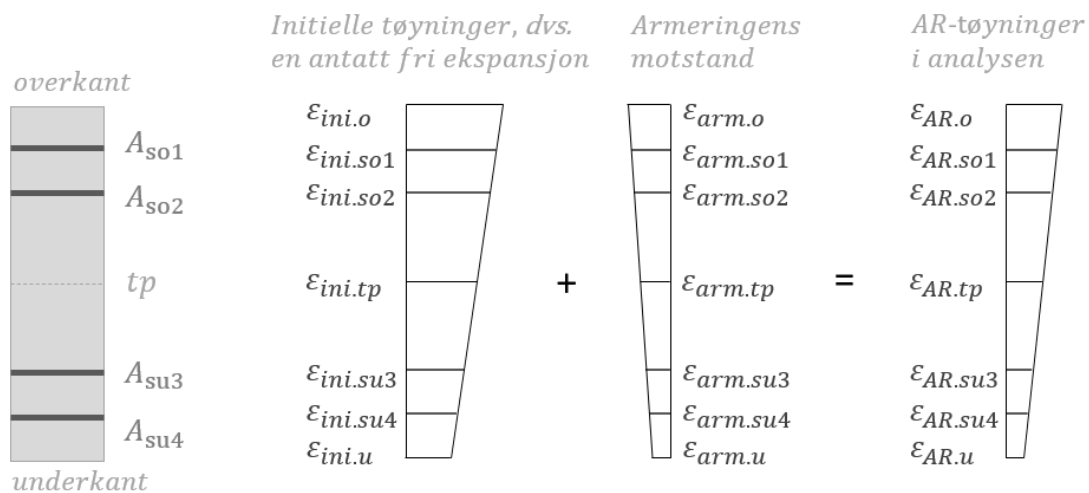
I beregninger av armert betong kan alkalireaksjoner og svinn ofte betraktes som like effekter med motsatt fortegn og vanligvis ulik størrelsesorden. En viktig forskjell er at svinntøyningene er størst i tidlig fase mens tøyninger fra alkalireaksjoner utvikles senere.

Prosedyren starter med å la betongen ekspandere fritt som om armeringen ligger løst. Deretter strekkes armeringen ut til den får samme forlengelse som betongen. Full heft mellom armering og betong gjenopprettes og kraften som skal til for å forlenge armeringen kan settes på det armerte tverrsnittet med motsatt fortegn, altså som en trykkraft i betongen. Både den frie ekspansjonen og armeringens motstand gir aksialkrefter og momenter i tverrsnittet som kan uttrykkes som temperaturlaster. Differansen mellom dem er de resulterende AR-tøyningene, se figur 7.1. De resulterende AR-tøyningene tilsvarer en initialspenningstilstand som omtalt i del 7.1 Den antatt frie ekspansjonen omtales videre som en *initieell tøyning*, i tråd med navnet i beregningsprosedyren til Johansen.

I regnemodellen skal det benyttes en langtids E-modul for betongen. Ifølge Statens vegvesens rapport nr. 601 [5] er det mest realistisk å velge kryptall φ på minst 2,0. Da blir verdien av langtids E-modul lik en tredjedel av korttids E-modul E_{cm} . Dersom E_{cm} er 30 GPa, blir i dette tilfellet den effektive (langtids) E-modulen $E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi) = 10$ GPa. Denne verdien er brukt i beregning av effekten til alkalireaksjoner i betongpilaren til Stavne bru. Lastvirkninger fra AR skal ha lastfaktor 1,0 [26].

7.4 Beregningsprosedyre

I beregningsprosedyren antas en positiv initiell tøyning både for overkant og underkant med lineær varierende ekspansjon over tverrsnittet. Armeringen yter motstand og gir negative tøyninger over tverrsnittet. Resulterende positive AR-tøyninger blir summen av initiell tøyning og tøyninger fra armeringens motstand.



Figur 7.1: Initielle tøyninger, armeringens motstand og resulterende AR-tøyninger vist over et tverrsnitt med fire armeringslag der det er større initiell ekspansjon i overkant enn i underkant

Tøyninger over tverrsnittet kan regnes om til ekvivalente temperaturlaster bestående av uniform temperaturøkning ΔT_N og temperaturgradient ΔT_M . Verdiene settes på modellen i Robot og gir aksialkrefter, deformasjoner og momenter i pilarrammen. Resultatene er presentert i kapittel 11.

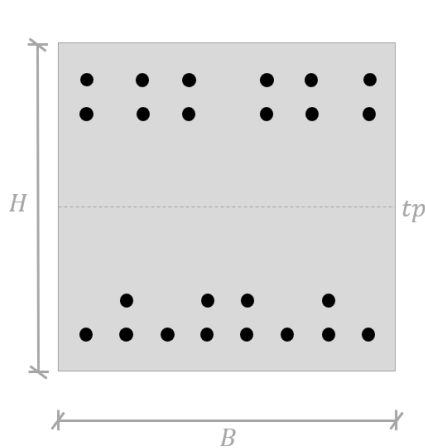
Temperaturlastene fra AR-ekspansjon baseres på et armert betongtverrsnitt i stadium I. Prosedyren er illustrert med et rektangulært tverrsnitt med usymmetrisk armering.

1. Kartlegging av tverrsnittet

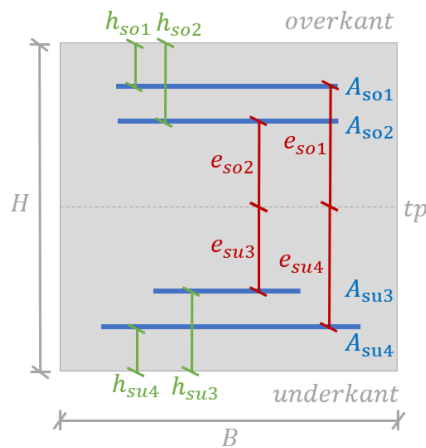
Figur 7.2 viser plasseringen av hvert armeringsjern i tverrsnittet. Armeringen i overkant fordeles på to armeringslag A_{so1} og A_{so2} i henholdsvis øverste og nest øverste lag, illustrert i blått i figur 7.3. Det samme gjøres for armeringen i underkant og totalt blir det fire armeringslag.

Elastiske tverrsnittsegenskaper, materialegenskaper i tillegg til samlet areal og tyngdepunkt for armeringslag i overkant (o) og underkant (u) bestemmes:

- H, B = høyde, bredde
- E, α = E-modul, temperaturutvidelseskoeffisient for analysen
- A, I = areal og arealtreghetsmoment
- tp = tyngdepunktplassering
- A_{so}, A_{su} = areal av armering i armeringslag i overkant og underkant
- e_{so}, e_{su} = armeringslagets eksentrisitet fra tyngdepunktplassering
- h_{so}, h_{su} = armeringslagets plassering fra overkant eller underkant



Figur 7.2: Tverrsnitt med armeringsjern (i svart)



Figur 7.3: Ekvivalent tverrsnitt med armeringslag (i blått)

2. Initiell AR-ekspansjon

En initiell AR-ekspansjon velges:

- $\epsilon_{ini.o}$ = initiell tøyning i tverrsnittets overkant
- $\epsilon_{ini.u}$ = initiell tøyning i tverrsnittets underkant

Ekspansjonen antas å være lineært varierende over tverrsnittet.

Tøyning i øvrige deler av tverrsnittet bestemmes:

- $\epsilon_{ini.os1}$ = tøyning ved overkantarmoring A_{so1}
- $\epsilon_{ini.os2}$ = tøyning ved overkantarmoring A_{so2}
- $\epsilon_{ini.tp}$ = tøyning ved tyngdepunkt
- $\epsilon_{ini.us3}$ = tøyning ved underkantarmoring A_{su3}
- $\epsilon_{ini.us4}$ = tøyning ved underkantarmoring A_{su4}
- κ_{ini} = krumning, $(\epsilon_{ini.o} - \epsilon_{ini.u})/H$

Temperaturlast i analysen tilsvarende initiell AR-ekspansjon bestemmes:

- $\Delta T_{N.ini} = \epsilon_{ini.tp} / \alpha$
- $\Delta T_{M.ini} = \kappa_{ini} \cdot H / \alpha$

3. Armeringens motstand

Strekkefter i armeringen gitt initiell AR-ekspansjon bestemmes:

- $F_{so1} = \varepsilon_{ini.os1} \cdot E_s \cdot A_{so1}$
- $F_{so2} = \varepsilon_{ini.os2} \cdot E_s \cdot A_{so2}$
- $F_{su3} = \varepsilon_{ini.us3} \cdot E_s \cdot A_{su3}$
- $F_{su4} = \varepsilon_{ini.us4} \cdot E_s \cdot A_{su4}$

Strekkeftene i armeringen tilsvarer aksialkraft N_{arm} og moment M_{arm} i tverrsnittet

- $N_{arm} = F_{so1} + F_{so2} + F_{su3} + F_{su4}$
- $M_{arm} = F_{so1} \cdot e_{so1} + F_{so2} \cdot e_{so2} + F_{su3} \cdot e_{su3} + F_{su4} \cdot e_{su4}$

$N_{arm} + M_{arm}$ gir tøyninger for tverrsnittet gitt ved:

- $\varepsilon_{arm.tp} = N_{arm} / (EA)$
- $\kappa_{arm} = M_{arm} / (EI)$

Temperaturlast i analysen tilsvarende armeringens motstand bestemmes:

- $\Delta T_{N.arm} = \varepsilon_{arm.tp} / \alpha$
- $\Delta T_{M.arm} = \kappa_{arm} \cdot H / \alpha$

4. AR-tøyninger i analysen

Temperaturlast i analysen tilsvarende AR bestemmes:

- $\Delta T_{N.AR} = \Delta T_{N.ini} + \Delta T_{N.arm}$
- $\Delta T_{M.AR} = \Delta T_{M.ini} + \Delta T_{M.arm}$

Beregningsprosedyren har ingen fortegneregler, så bidragenes retning må kontrolleres. Initiell ekspansjon skal gi positive tøyninger ($\varepsilon_{ini} \geq 0$) mens armeringens motstand skal være negativ ($\varepsilon_{arm} \leq 0$). Resulterende ekspansjon i analysen skal være positive tøyninger ($\varepsilon_{AR} \geq 0$), illustrert i figur 7.1.

7.5 Beregning av effekter fra alkalireaksjoner

7.5.1 Valg av tøyningstilstand

I denne oppgaven skal virkningen av alkalireaksjoner på pilaren belyses. For beregningene er det antatt en initiell tøyning i lengderetningen av konstruksjonsdelen på omtrent 0,5 ‰. På det tidspunktet oppgaven skrives eksisterer ikke et mer nøyaktig anslag for ekspansjonen og denne verdien brukes derfor i mangel på noe bedre. Denne oppgaven er tilknyttet forskningsprosjektet MESLA og det har enda ikke vært mulig å fastsette ekspansjonen nøyaktig. Forskingen har heller ikke kommet langt nok til at det er fastsatt anbefalte verdier for ekspansjon. Ekspansjonsverdiene er dermed valgt for å representere et mulig scenario som illustrerer potensielle virkninger og kan gi oss

innsikt i betydningen av AR for den aktuelle konstruksjonen. Verdiene er antatt i samråd med veileder.

På grunn av variasjon i fukt tenkes det at det kan være en variasjon i ekspansjon over tverrsnittet med noe større ekspansjon på den mest værutsatte flaten (angitt overkant) og noe mindre ekspansjon på motsatt flate (angitt underkant). Det er derfor valgt å se på tilfellet med lineær varierende ekspansjon over tverrsnittet med 0,7 ‰ ekspansjon i overkant og 0,4 ‰ ekspansjon i underkant. Dette gir 0,55 ‰ ekspansjon midt i tverrsnittet.

I Trondheim kommer som oftest styggværet i form av regn og vind fra sørvest. Flater som vender mot sør og mot vest i tillegg til flater som vender oppover er de mest værpåkjente flatene. Derfor antas det at disse flatene får størst ekspansjon. For beregning av AR-effekter på pilaren ses det på to situasjoner: AR-effekter som gir bidrag til krumning i pilarens plan og AR-effekter som gir bidrag til krumning ut av planet. De to situasjonene blir først sett på hver for seg før det til slutt ses på effekten av dem kombinert.

Tabell 7.1: Initielle tøyninger for de ulike flatene vist med illustrasjon

Situasjon	Søylar	Tverrbjelker	Illustrasjon
AR-effekter som gir krumning av pilaren i planet	<p>Sørvendte flater: $\epsilon_{ini.o} = 0,7 \text{ ‰}$</p> <p>Nordvendte flater: $\epsilon_{ini.u} = 0,4 \text{ ‰}$</p>	<p>Flater vendt oppover: $\epsilon_{ini.o} = 0,7 \text{ ‰}$</p> <p>Flater vendt nedover: $\epsilon_{ini.u} = 0,4 \text{ ‰}$</p>	
AR-effekter som gir krumning av pilaren ut av planet	<p>Vestvendte flater: $\epsilon_{ini.o} = 0,7 \text{ ‰}$</p> <p>Østvendte flater: $\epsilon_{ini.u} = 0,4 \text{ ‰}$</p>	<p>Vestvendte flater: $\epsilon_{ini.o} = 0,7 \text{ ‰}$</p> <p>Østvendte flater: $\epsilon_{ini.u} = 0,4 \text{ ‰}$</p>	

Det røde trapeset i tabell 7.1 illustrerer den lineært varierende initielle tøyningen konstruksjons-elementet har over tverrsnittet og gir ekspansjoner i sin lengderetning. AR-effekter for søylene og tverrbjelkene beregnes for tilfellet i planet og ut av planet.

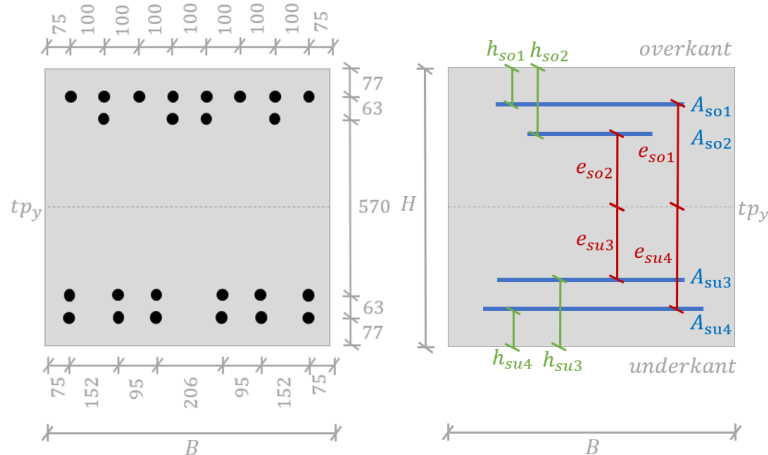
Beregninger for en gradient over tverrsnittet som gir krumning i planet for søylen i sør er vist i detalj i del 7.5.2 med utgangspunkt i beregningsprosedyren i del 7.4. Beregninger for gradienter over tverrsnittet for de resterende retningene er vist i vedlegg C. Dette innebærer gradient som gir krumning i planet for søylen i nord, gradient som gir krumning av søylene ut av planet og gradient

som gir krumning av tverrbjeldene i planet og ut av planet. Det blir totalt tre beregninger av AR-effekter for krumning av søylen i planet på grunn av usymmetrisk armering. Resultatene fra beregningene er vist i del 7.5.3.

7.5.2 Detaljerte beregning av AR-effekter i søyle

Gradient som gir krumning i planet for søylen i sør:

Tilfellet der sørflaten ekspanderer mer enn nordflaten



Figur 7.4: Tverrsnitt av søyle med armeringsjern (svart) og armeringslag (blå)

1. Kartlegging av tverrsnittet:

Avstander på figuren:

$$\begin{aligned} h_{so1} &= 77 \text{ mm} & e_{so1} &= 348 \text{ mm} \\ h_{so2} &= 140 \text{ mm} & e_{so2} &= 285 \text{ mm} \\ h_{su3} &= 140 \text{ mm} & e_{su3} &= 285 \text{ mm} \\ h_{su4} &= 77 \text{ mm} & e_{su4} &= 348 \text{ mm} \end{aligned}$$

Armeringsmengder for armeringslag:

$$\begin{aligned} A_{so1} &= 8 \cdot \varphi 32 = 6434 \text{ mm}^2 \\ A_{so2} &= 4 \cdot \varphi 32 = 3217 \text{ mm}^2 \\ A_{su3} &= 6 \cdot \varphi 32 = 4825 \text{ mm}^2 \\ A_{su4} &= 6 \cdot \varphi 32 = 4825 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2. Initielle tøyninger

Tøyning i tverrsnittets overkant:

$$\varepsilon_{ini.o} = 0,0007$$

Tøyning i tverrsnittets underkant:

$$\varepsilon_{ini.u} = 0,0004$$

Initiell krumning:

$$\kappa_{ini} = \frac{\varepsilon_{ini.o} - \varepsilon_{ini.u}}{H} = 3,529 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$$

Tøyning ved overkantarmoring A_{so1} :

$$\varepsilon_{ini.os1} = \varepsilon_{ini.u} - \kappa_{ini} \cdot h_{so1} = 6,728 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning ved overkantarmoring A_{so2} :

$$\varepsilon_{ini.os2} = \varepsilon_{ini.u} - \kappa_{ini} \cdot h_{so2} = 6,506 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning ved tyngdepunkt:

$$\varepsilon_{ini.tp} = \varepsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot H/2 = 5,500 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning ved underkantarmoring A_{su3} :

$$\varepsilon_{ini.us3} = \varepsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot h_{su3} = 4,494 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning ved underkantarmoring A_{su4} :

$$\varepsilon_{ini.us4} = \varepsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot h_{su4} = 4,272 \cdot 10^{-4}$$

Temperaturlast i analysen tilsvarende
initiell AR-ekspansjon:

$$\Delta T_{N.ini} = \varepsilon_{ini.tp} / \alpha = 55,00 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M.ini} = \kappa_{ini} \cdot H / \alpha = 30,00 \text{ K}$$

3. Armeringens motstand

Strekraft i armering A_{so1} :

$$F_{so1} = \varepsilon_{ini.os1} \cdot E_s \cdot A_{so1} = 865,8 \text{ kN}$$

Strekraft i armering A_{so2} :

$$F_{so2} = \varepsilon_{ini.os2} \cdot E_s \cdot A_{so2} = 418,6 \text{ kN}$$

Strekraft i armering A_{su3} :

$$F_{su3} = \varepsilon_{ini.us3} \cdot E_s \cdot A_{su3} = 433,7 \text{ kN}$$

Strekraft i armering A_{su4} :

$$F_{su4} = \varepsilon_{ini.us4} \cdot E_s \cdot A_{su4} = 412,3 \text{ kN}$$

Trykkraft i betongen:

$$N_{arm} = F_{so1} + F_{so2} + F_{su3} + F_{su4} = 2130 \text{ kN}$$

Moment på betongen:

$$M_{arm} = F_{so1} \cdot e_{so1} + F_{so2} \cdot e_{so2} + F_{su3} \cdot e_{su3} + F_{su4} \cdot e_{su4} = 153,5 \text{ kNm}$$

Tøyning ved tyngdepunkt:

$$\varepsilon_{arm.tp} = N_{arm} / (EA) = 2,949 \cdot 10^{-4}$$

Krumning over tverrsnittet:

$$\kappa_{arm} = M_{arm} / (EI) = 3,529 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$$

Temperaturlast i analysen tilsvarende
armeringens motstand:

$$\Delta T_{N.ini} = \varepsilon_{arm.tp} / \alpha = 29,49 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M.ini} = \kappa_{arm} \cdot H / \alpha = 30,00 \text{ K (eller 29,996 K)}$$

4. Resulterende AR i analysen

Resulterende temperaturlast i analysen
grunnet AR:

$$\Delta T_{N.AR} = \Delta T_{N.ini} - \Delta T_{N.arm} = 25,51 \text{ K}$$

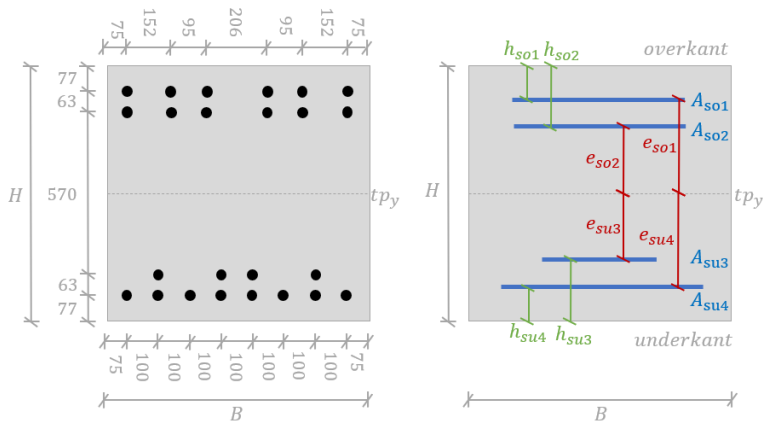
$$\Delta T_{M.AR} = \Delta T_{M.ini} - \Delta T_{M.arm} = 0,00 \text{ K (eller 0,0041 K)}$$

På grunn av armeringens plassering og den antatte ekspansjonen har resulterende gradient blitt lik null, men dette er kun en tilfeldighet!

7.5.3 Resultater fra beregning av AR-ekspansjoner i søyler og tverrbjelker

Gradient som gir krumning i planet av søylen i nord:

Tilfellet der sørflaten ekspanderer mer enn nordflaten.



Figur 7.5: Tverrsnitt av søyle med armeringsjern (svart) og armeringslag (blå)

Resulterende temperaturlast i analysen grunnet AR:

$$\Delta T_{N.AR} = \Delta T_{N.ini} - \Delta T_{N.arm} = 55,00 - 29,23 = 25,71 \text{ K}$$

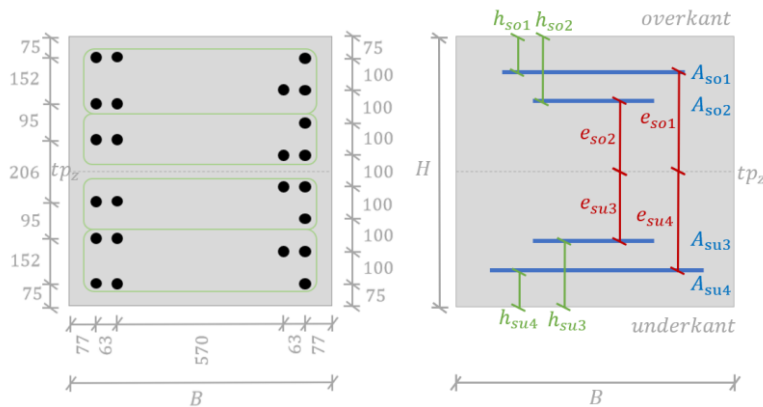
$$\Delta T_{M.AR} = \Delta T_{M.ini} - \Delta T_{M.arm} = 30,00 - 25,64 = 4,36 \text{ K}$$

[strekk overside]

Armeringens plassering er endret og derfor har gradienten blitt større enn for beregningen i 7.5.2. Gradienten er liten på grunn av mye armering plassert nær oversiden og undersiden.

Gradient som gir krumning ut av planet (for begge søyler):

Tilfellet der vestflaten av søylebenet ekspanderer mer enn østflaten



Figur 7.6: Tverrsnitt av søyle med armeringsjern (svart) og armeringslag (blå)

Resulterende temperaturlast i analysen grunnet AR:

$$\Delta T_{N.AR} = \Delta T_{N.ini} - \Delta T_{N.arm} = 55,00 - 29,39 = 25,61 \text{ K}$$

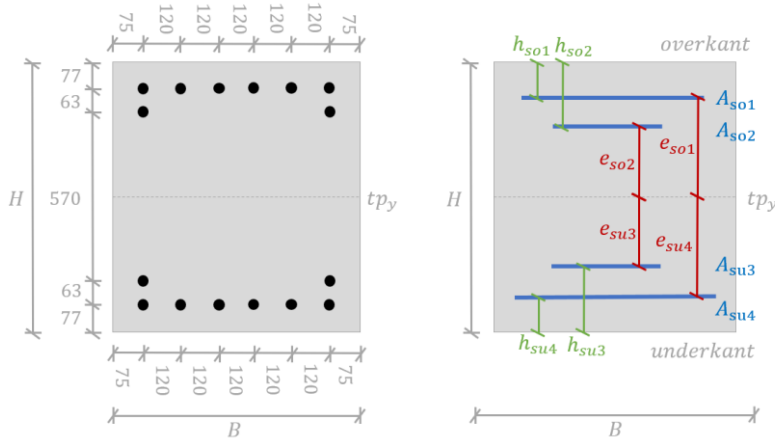
$$\Delta T_{M.AR} = \Delta T_{M.ini} - \Delta T_{M.arm} = 30,00 - 12,93 = 17,08 \text{ K}$$

[strekk overside]

Armeringens plassering gjør at gradienten blir større i dette tilfellet. Den uniforme temperaturøkningen er derimot nesten lik for alle tre tilfeller for søylene. Dette skyldes at den uniforme temperaturøkningen ikke påvirkes av armeringens plassering, men av mengde.

Gradient som gir krumning i sitt eget plan for tverrbjelke:

Tilfellet der oversiden av tverrbjelken ekspanderer mer enn undersiden



Figur 7.7: Tverrsnitt av tverrbjelke med armeringsjern (svart) og armeringslag (blå)

Resulterende temperaturlast i analysen grunnet AR:

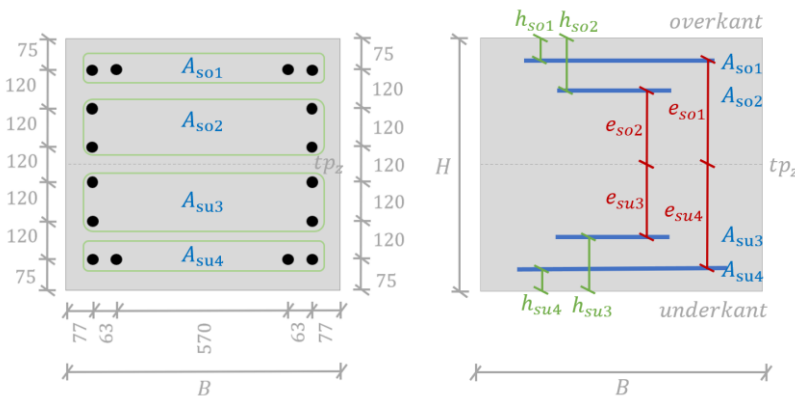
$$\Delta T_{N.AR} = \Delta T_{N.ini} - \Delta T_{N.arm} = 55,00 - 22,20 = 32,80 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M.AR} = \Delta T_{M.ini} - \Delta T_{M.arm} = 30,00 - 22,36 = 7,65 \text{ K}$$

[strekk overside]

Gradient som gir krumning ut av planet for tverrbjelke:

Tilfellet der vestflaten av tverrbjelken ekspanderer mer enn østflaten



Figur 7.8: Tverrsnitt av tverrbjelke med armeringsjern (svart) og armeringslag (blå), for

Resulterende temperaturlast i analysen grunnet AR:

$$\Delta T_{N.AR} = \Delta T_{N.ini} - \Delta T_{N.arm} = 55,00 - 22,20 = 32,80 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M.AR} = \Delta T_{M.ini} - \Delta T_{M.arm} = 30,00 - 13,49 = 16,51 \text{ K}$$

[strekk overside]

I likhet med beregningene for søylen er gradienten mindre for tilfellet der armeringen ligger plassert lengst ut fra tyngdepunktsaksen. Tverrsnittet for tverrbjelken er litt mindre enn søylen og har en del mindre armering. Relativt sett har tverrbjelken mindre armering enn søylen og det er derfor rimelig at den uniforme temperaturøkningen for tverrbjelken er større enn for søylen.

8 Statisk modell for pilar I

I denne oppgaven er beregningsprogrammet Robot brukt til å modellere én av pilarene (pilar I) til Stavne bru. Hensikten med å modellere pilaren i Robot er å finne kreftene som virker på søylene og tverrbjelkene. Lastene som ble bestemt i kapittel 6 er satt på modellen og Robot gir de dimensjonerende lastvirkningene i pilaren.

Effekten av alkalireaksjoner i form av ekvivalente temperaturlaster, er også satt på modellen i Robot. For dette tilfellet er randbetingelsene noe endret. Her er målet å beregne deformasjoner i tillegg til opptredende krefter. I dette kapittelet vil valgene som er tatt ved modellering bli beskrevet og diskutert.

8.1 Robot

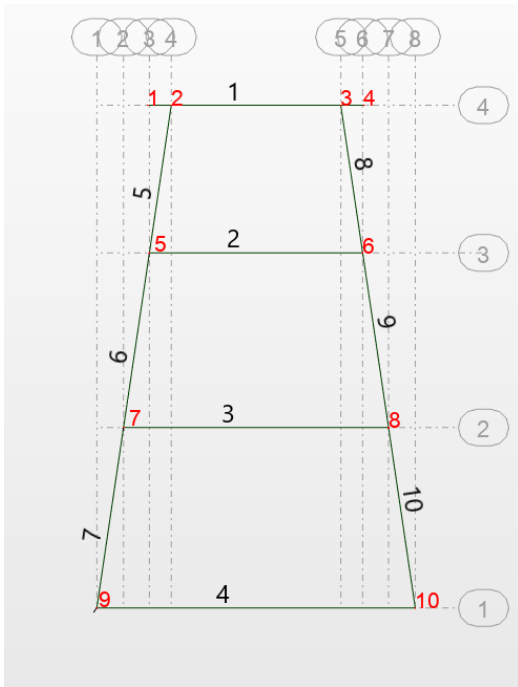
Robot Structural Analysis Professional (Robot) er et avansert programverktøy for konstruksjonsanalyser levert av Autodesk. Det er et brukervennlig program som lar brukeren modellere konstruksjoner, utføre konstruksjonsanalyser, verifisere oppnådde resultater og utarbeide dokumentasjon for beregning og dimensjonering av en konstruksjon. Robot utfører lineær, ikke-lineær og dynamisk konstruksjonsanalyse [35]. Brukeren kan velge hvilke resultater en vil ha og på hvilken måte de skal presenteres.

Programmet har sine begrensninger. Ved modellering av ekspansjon fra alkalireaksjoner, er det ønskelig å legge inn ekspansjoner i ulike deler av et tverrsnitt. I Robot må en slik ekspansjon simuleres ved bruk av ekvivalente ekspansjoner fra temperaturlaster. Det settes derfor på en uniform temperaturøkning og en temperaturgradient på søyler og tverrbærere for å simulere effekten av alkalireaksjoner på pilaren.

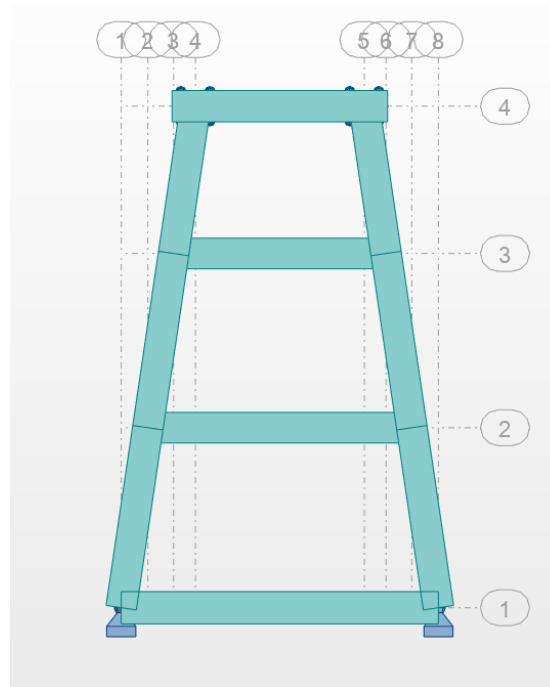
8.2 Modellering av pilar I

Pilar I er modellert som ei plan, romlig ramme i et aksesystem som vist i figur 8.2. Figur 8.1 viser node- og elementnummerering. Geometri og materialdata er i samsvar med den originale formtegningen av pilaren, se vedlegg A1. Dette gjelder også tverrsnittsdimensjoner for søyler og tverrbjelker, også angitt i kapittel 4.3. Det er momentstive forbindelser mellom alle elementene. Rammen er modellert med to leddede oppleggspunkter i bunnen (node 9 og 10) som er fastholdt

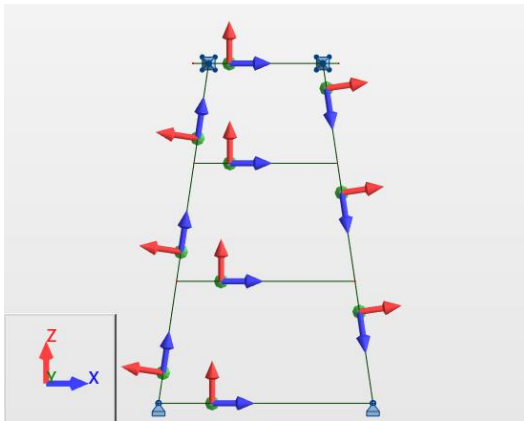
mot forskyvning i begge horisontalretningene. I toppen er rammen fastholdt mot forskyvning i bruas lengderetning i node 2 og 3, men fri til å forskyve seg i tverretningen.



Figur 8.1: Systemlinjene til modellen i korrekt akse-system med noder (røde tall) og elementer (svarte tall)



Figur 8.2: Modellen i Robot med lagre i node 2, 3, 9 og 10



Figur 8.3: Det globale akse-systemet er vist nede til venstre i figuren med x-aksen horisontalt og på tvers av bruas lengderetning (horisontalt i planet), y-aksen i bruas lengderetning (inn i planet) og z-aksen vertikalt og på tvers av bruas lengderetning (vertikalt i planet). Elementene har lokalt akse-system som vist her med x-aksen i lengden til elementene, y-aksen på tvers av elementene normalt på planet og z-aksen på tvers av elementene i planet.

Vanligvis er det ønskelig å unngå tvang fra lagrene i tverretningen, selv om brua skal være fastholdt mot forskyvning i denne retningen. Det kan oppnås ved at det ene lageret holdes fast mens det andre skal kunne gli i tverretningen. Dette er for å hindre tvangskrefter fra temperaturendringer. For Stavne bru er det ikke entydig hvordan dette er utført. Ved studering av arbeidstegninger fra Bane NOR, kan det tyde på at det er 2 mm teoretisk klaring i tverretning for lagrene i toppen av søylen

dersom de er montert 100 % riktig, noe som er svært usannsynlig på grunn av byggtoleranser. Om det samme gjelder for lagrene i bunnen kan det antas at alle lagrene er fastholdt i tverretning. I bunnen blir lagrene modellert med fri rotasjon og med fastholdning i horisontal retning, altså både i bruas lengderetning og tverretning.

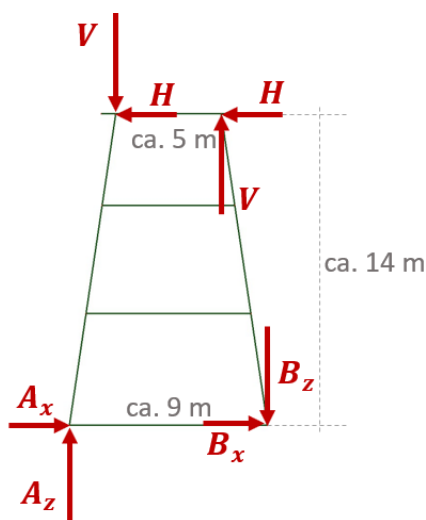
I Robot er lagrene plassert i krysningspunktet til systemlinjene mellom tverrbjelke og søyle. I virkeligheten vil lagrene ha en eksentrisitet i vertikalretningen siden lagrene egentlig er plassert under nederste tverrbjelke. Dette er det valgt å se bort ifra.

Egenlast, trafikklast (toglast og slingrelast) og vindlast settes på som punktlaster i toppen av pilaren i node 2 og 3. Temperaturlast settes på alle elementene. Beregning av laster er vist i kapittel 6. Hver lasttype settes på hver for seg uten lastfaktor og resulterende aksialkraft og momentdiagram er vist i kapittel 9. Deretter lages manuelle lastkombinasjoner med lastfaktorer slik som beskrevet i del 6.9.

8.3 Overslag over forventede verdier

Det er gjort overslag over forventede resultater for noen lasttilfeller som en kontroll på at den statiske modellen fungerer som den skal og at lasttilfeller er riktig påført.

De vertikale lastene gir trykk (eller strekk) i søylene. Siden søylene står litt på skrå, vil aksiallasten som følger systemlinjen til søylen bli noe større enn den påsatte vertikallasten. Vi kan derfor forvente aksialkrefter fra egenlast og toglast i søylene med litt høyere verdi enn de vertikale lastene i node 2 og 3, noe som ser ut til å stemme, se tabell 8.1. Slingrelast og vindlast har horisontallaster i tillegg til vertikallastene. Her er det gjort en enkel beregning av vertikale oppleggskrefter i node 9 og 10 med momentlikevekt. Vi kan anta at trykkraften i venstre søyle og strekkraften i høyre søyle er i samme størrelsesorden som de vertikale oppleggskreftene.



$$\begin{aligned}\Sigma M_B &= 9A_z + 2V - 7V - 2 \cdot 14H = 0 \\ &\rightarrow A_z = \frac{1}{9}(5V + 28H) \text{ (gir trykkraft i venstre søyle)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_A &= 9B_z + 2V - 7V - 2 \cdot 14H = 0 \\ &\rightarrow B_z = \frac{1}{9}(5V + 28H) \text{ (gir strekkraft i høyre søyle)}\end{aligned}$$

Figur 8.4: Pilar I med horisontal- og vertikallaster i node 2 og 3 og resulterende oppleggskrefter i node 9 og 10 (angitt A og B)

Tabell 8.1: Laster i toppen av pilaren, forventede krefter i søyler og beregnede krefter i søyler. Negativt fortegn angir nedadrettet last i node 3 og strekkraft i søylen

Lasttype	Horisontal last i node 2/3 [kN]	Vertikal last i node 2/3 [kN]	Forventet trykk-/strekkraft i søyler [kN]	Beregnet trykk-/strekkraft i søyler [kN]
Egenlast	-	$G_I = 482 / 482$	482 / 482	487 / 487
Toglast	-	$T_I = 1140 / 1140$	1140 / 1140	1152 / 1152
Slingrelast	$S_H = 50 / 50$	$S_V = 111 / -111$	217 / -217	209 / -209
Vindlast uten trafikk	$V_H = 225 / 225$	$V_V = 342 / -342$	890 / -890	850 / -850
Vindlast med trafikk	$VT_H = 188 / 188$	$VT_V = 387 / -387$	800 / -800	769 / -769

Tabell 8.1 viser at beregnet trykk- og strekkraft er omtrent som forventet. Der det kun er vertikale laster kan vi forvente at momentene i rammen er relativt små. Slingrelast og vindlast gir horisontale laster i tillegg til de vertikale. Her kan vi forvente å få betydelige momenter i søylene og tverrbærerne i pilarens plan. Det stemmer godt med resultatene presentert i kapittel 9.

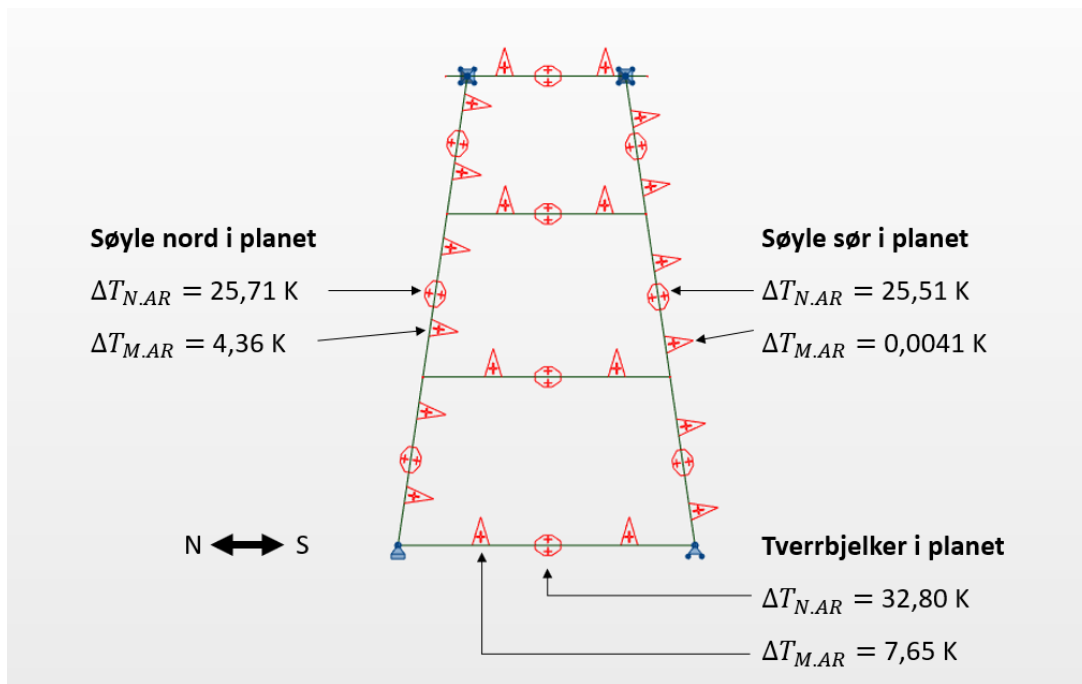
8.4 Endringer i modellen for lasttilfellet med alkalireaksjoner

Pilaren står på et armert betongfundament. Dersom fundamentet ikke ekspanderer, vil det være korrekt å modellere de to lagrene i bunnen av pilaren som fastholdt i tverretningen slik det allerede er beskrevet over. Dette vil gi store trykkspenninger i tverrbjelken ved AR-ekspansjon. I likhet med pilaren, er det tydelige skader i fundamentet i form av krakeleringssriss, utfelling og avskalling. Dette tyder på at situasjonen knyttet til alkalireaksjoner kan være nokså lik for pilaren og fundamentet. Dersom nederste tverrbjelke, som er forbundet til fundamentet gjennom lagrene, får en ekspansjon fra alkalireaksjoner, vil antagelig også fundamentet få ekspansjoner fra alkalireaksjoner. Det blir derfor mer korrekt å la det ene lageret gli fritt i tverretningen. Da vil det ikke bygge seg opp så store trykkspenninger i tverrbjelken. I virkeligheten vil situasjonen kunne være en plass mellom de to situasjonene over med noe oppbygging av trykkspenninger i tverrbjelken dersom ekspansjon i fundamentet og tverrbjelken ikke er lik. Her er det valgt å anta lik ekspansjon i fundament og tverrbjelke og det ene lageret i bunnen av pilaren modelleres som glidelager i tverretningen.

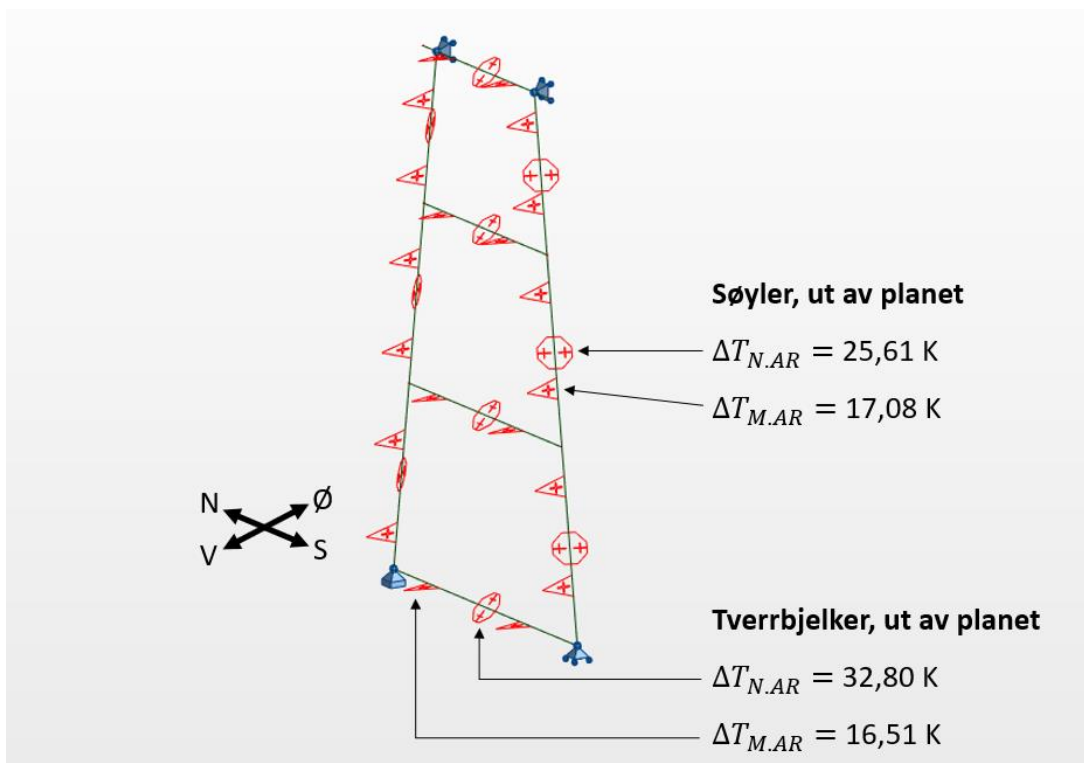
Den øverste tverrbjelken anses som mye stivere enn stålfagverket som den er forbundet til. En ekspansjon i tverrbjelken på grunn av alkalireaksjoner vil derfor ikke anses som forhindret. Det er følgelig valgt å la den øverste tverrbjelken kunne ekspandere fritt i tverretningen.

8.5 Modellering av AR-laster i Robot

AR-effekter blir satt på modellen i Robot i form av temperaturlaster. Figur 8.5 og 8.6 viser hvordan lastene er påsatt. En rød sirkel betyr en uniform temperaturøkning mens en trekant betyr en temperaturgradient med krumning på pluss-siden.



Figur 8.5: Temperaturlaster fra AR-effekter på modellen i Robot for tilfellet som gir krumning i planet

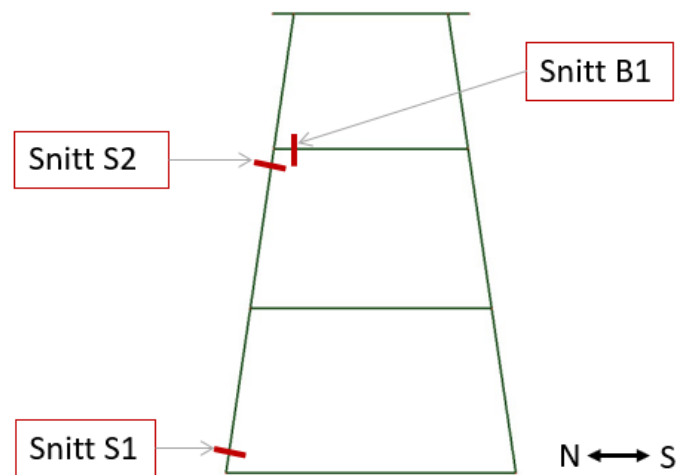


Figur 8.6: Temperaturlaster fra AR-effekter på modellen i Robot for tilfellet som gir krumning ut av planet

9 Resultater fra belastning fra bruoverbygningen

I dette kapitlet presenteres beregnede krefter og momenter i pilar I fra laster fra bruoverbygningen. De karakteristiske lastene er beskrevet i kapittel 6. Diagrammer for krefter og momenter for hvert enkelt lasttilfelle blir presentert. Verdiene er uten lastfaktor, men lastfaktorer er med i lastkombineringen. Det er valgt ut tre snitt som det legges særlig vekt på å studere og de anses som representative for å si noe om kapasiteten til pilaren:

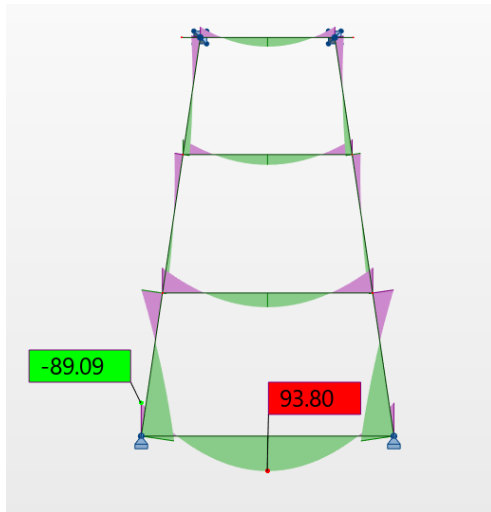
- Snitt S1: nederst i nordre søyleben
- Snitt S2: over midten i nordre søyleben, tett opp til knutepunkt for andre tverrbjelke
- Snitt B1: i nordre ende av andre tverrbjelke



Figur 9.1: Det er fokusert på tre snitt i pilaren: S1, S2 og B1

9.1 Momentdiagram

9.1.1 Egenlast av betongpilar

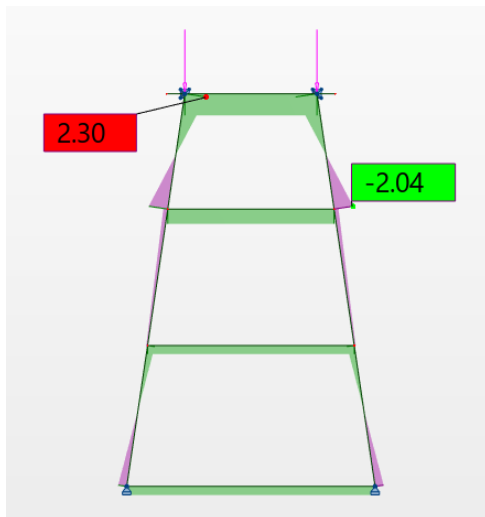


Figur 9.2: Momentdiagram for egenlast av betongpilaren

Tabell 9.1: Momenter fra egenlast av betongpilar

Snitt	M_y
Snitt S1	89,1 <i>kNm</i>
Snitt S2	-22,9 <i>kNm</i>
Snitt B1	49,7 <i>kNm</i>

9.1.2 Egenlast fra overliggende fagverk

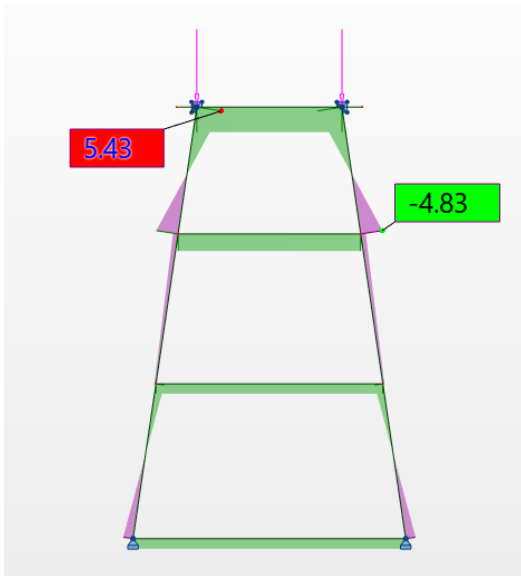


Figur 9.3: Momentdiagram for egenlast av fagverk

Tabell 9.2: Momenter fra egenlast av fagverk

Snitt	M_y
Snitt S1	-0,9 <i>kNm</i>
Snitt S2	-0,5 <i>kNm</i>
Snitt B1	1,6 <i>kNm</i>

9.1.3 Toglast

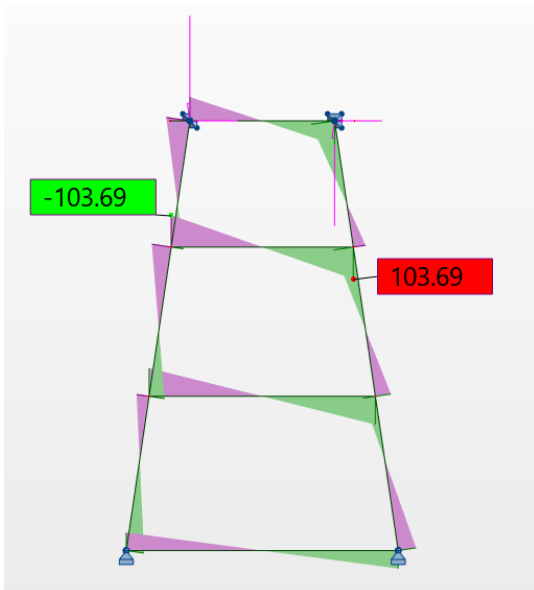


Figur 9.4: Momentdiagram for toglast

Tabell 9.3: Momenter fra toglast

Snitt	M_y
Snitt S1	-2,2 kNm
Snitt S2	-1,1 kNm
Snitt B1	3,7 kNm

9.1.4 Slingrelast

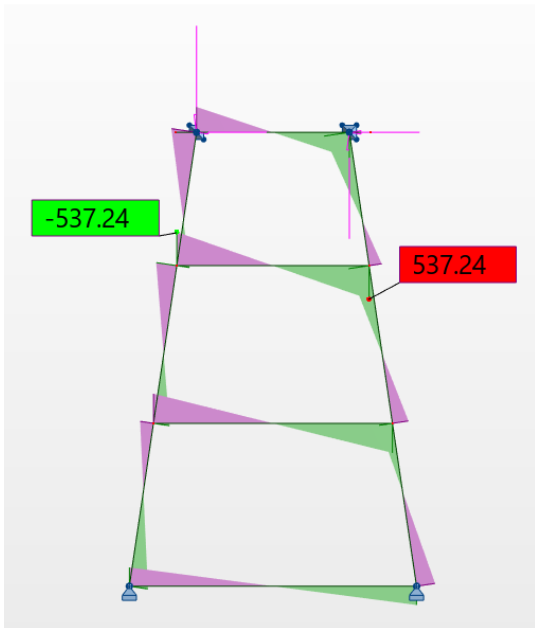


Figur 9.5: Momentdiagram for slingrelast

Tabell 9.4: Momenter fra slingrelast

Snitt	M_y
Snitt S1	58,4 kNm
Snitt S2	63,4 kNm
Snitt B1	103,7 kNm

9.1.5 Vindlast uten samtidig trafikklast

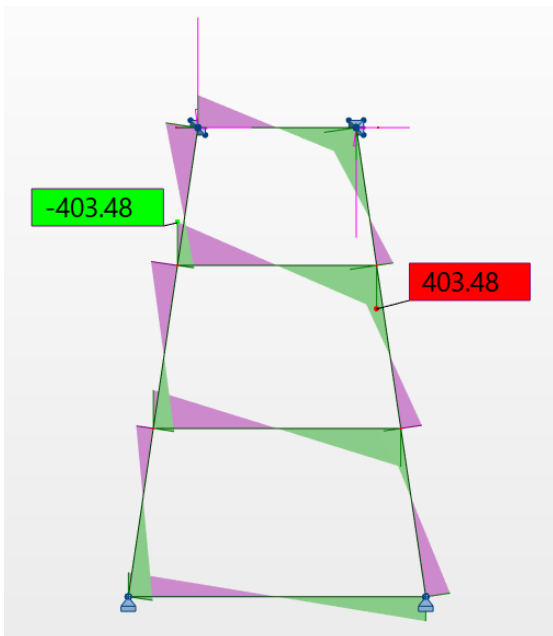


Figur 9.6: Momentdiagram for vindlast uten samtidig trafikklast

Tabell 9.5: Momenter fra vindlast uten samtidig trafikklast

Snitt	M_y
Snitt S1	300,2 kNm
Snitt S2	-333,0 kNm
Snitt B1	537,2 kNm

9.1.6 Vindlast med samtidig trafikklast

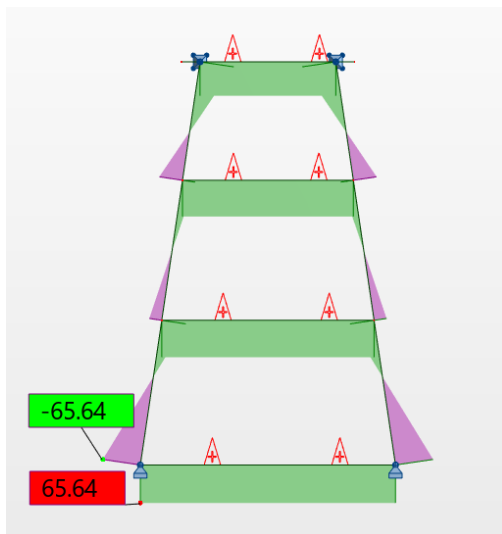


Figur 9.7: Momentdiagram for vindlast med samtidig trafikklast

Tabell 9.6: Momenter fra vindlast med samtidig trafikklast

Snitt	M_y
Snitt S1	226,9 kNm
Snitt S2	247,7 kNm
Snitt B1	403,5 kNm

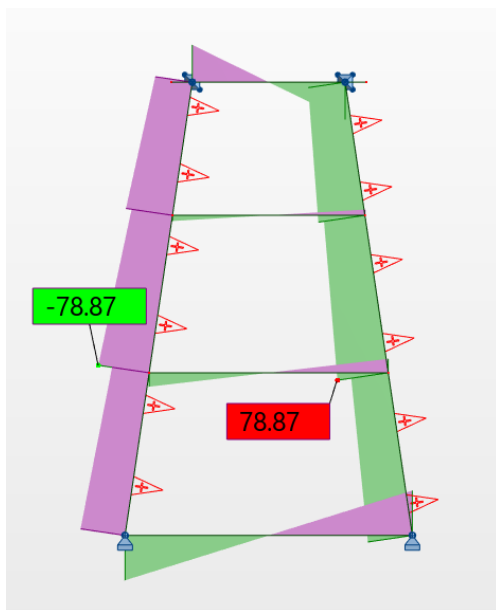
9.1.7 Temperaturlast



Figur 9.8: Momentdiagram for temperaturlast (tilfelle 1)

Tabell 9.7: Momenter fra temperaturlast (tilfelle 1)

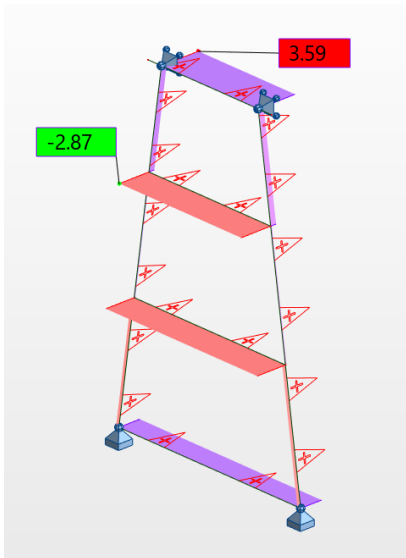
Snitt	M_y
Snitt S1	65,6 <i>kNm</i>
Snitt S2	22,1 <i>kNm</i>
Snitt B2	62,7 <i>kNm</i>



Figur 9.9: Momentdiagram for temperaturlast (tilfelle 4)

Tabell 9.8: Momenter fra temperaturlast (tilfelle 4)

Snitt	M_y
Snitt S1	69,0 <i>kNm</i>
Snitt S2	-63,5 <i>kNm</i>
Snitt B1	8,8 <i>kNm</i>



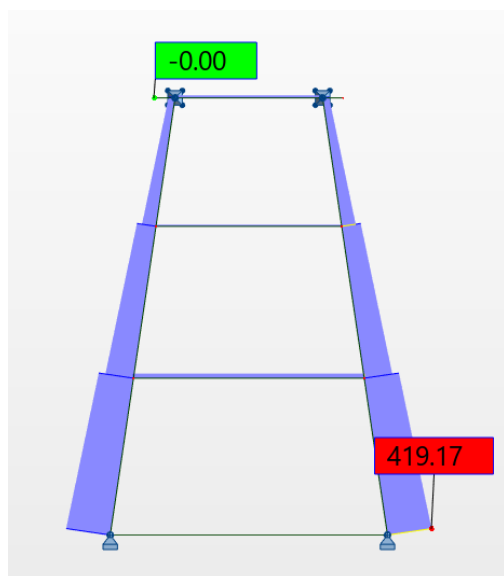
Figur 9.10: Momentdiagram for temperaturlast (tilfelle 5)

Tabell 9.9: Momenter fra temperaturlast (tilfelle 5)

Snitt	M_y	M_z
Snitt S1	0 kNm	-0,3 kNm
Snitt S2	0 kNm	-0,1 kNm
Snitt B1	0 kNm	-2,9 kNm

9.2 Aksialkraftdiagram

9.2.1 Egenlast av betongpilar

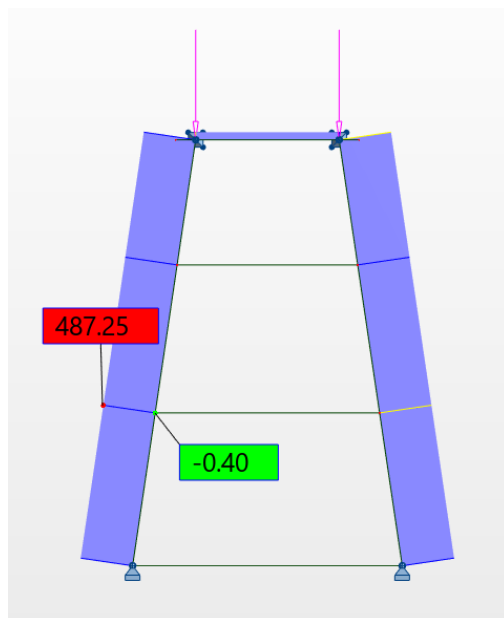


Figur 9.11: Aksialkraftdiagram for egenlast av betongpilaren

Tabell 9.10: Aksialkrefter fra egenlast av betongpilar

Snitt	N
Snitt S1	419,2 kN
Snitt S2	181,2 kN
Snitt B1	15,4 kN

9.2.2 Egenlast fra overliggende fagverk

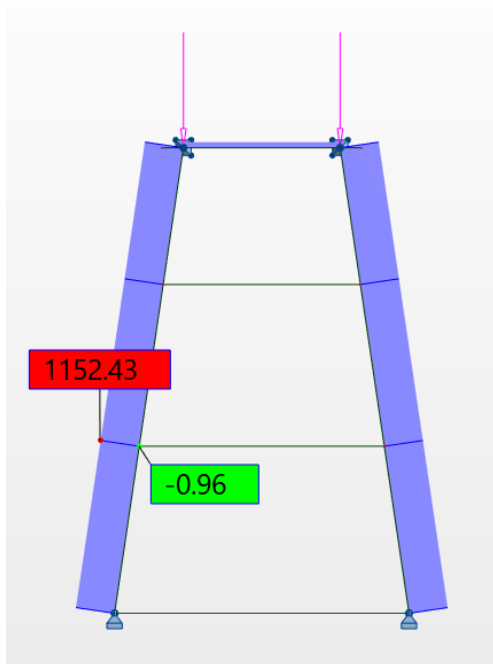


Figur 9.12: Aksialkraftdiagram for egenlast av fagverk

Tabell 9.11: Aksialkrefter fra egenlast av fagverk

Snitt	N
Snitt S1	487,2 kN
Snitt S2	487,3 kN
Snitt B1	1,1 kN

9.2.3 Toglast

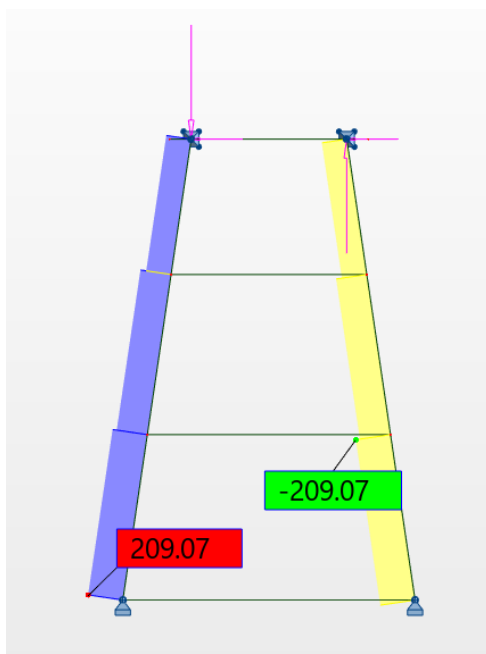


Figur 9.13: Aksialkraftdiagram for toglast

Tabell 9.12: Aksialkrefter fra toglast

Snitt	N
Snitt S1	1152,3 kN
Snitt S2	1152,4 kN
Snitt B1	2,7 kN

9.2.4 Slingrelast

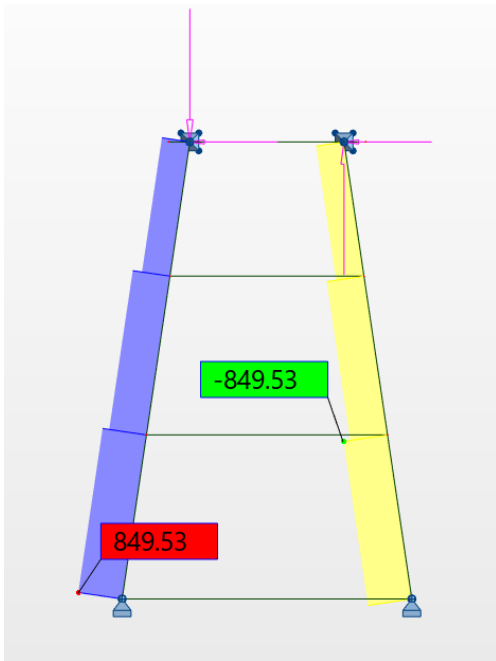


Figur 9.14: Aksialkraftdiagram for slingrelast

Tabell 9.13: Aksialkrefter fra slingrelast

Snitt	N
Snitt S1	209,1 kN
Snitt S2	184,4 kN
Snitt B1	0 kN

9.2.5 Vindlast uten samtidig trafikklast

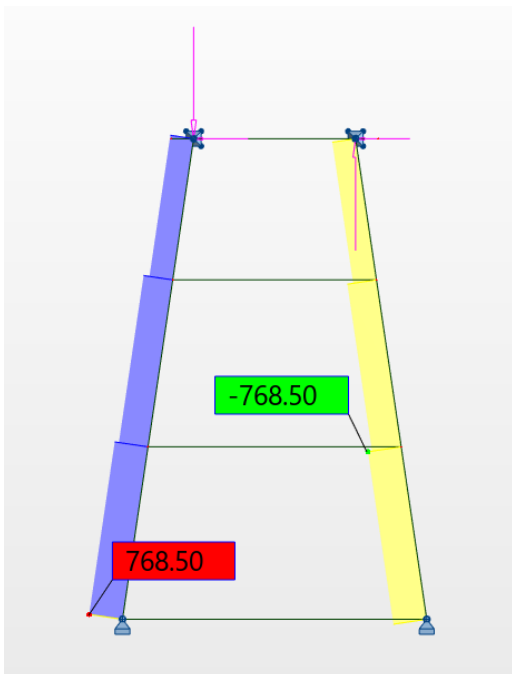


Figur 9.15: Aksialkraftdiagram for vindlast uten samtidig trafikklast

Tabell 9.14: Aksialkrefter fra vindlast uten samtidig trafikklast

Snitt	N
Snitt S1	849,5 kN
Snitt S2	721,9 kN
Snitt B1	0 kN

9.2.6 Vindlast med samtidig trafikklast

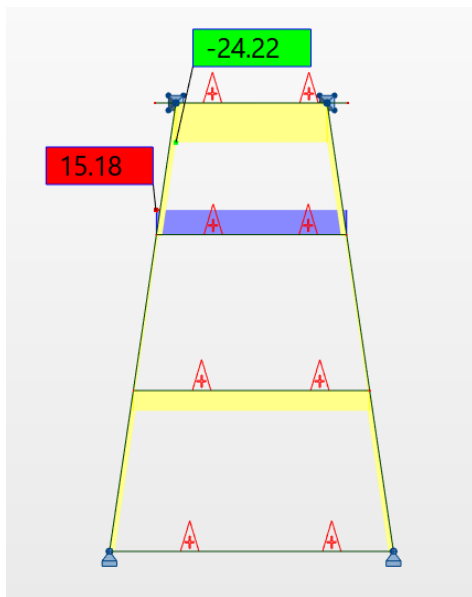


Figur 9.16: Aksialkraftdiagram for vindlast med samtidig trafikklast

Tabell 9.15: Aksialkrefter fra vindlast med samtidig trafikklast

Snitt	N
Snitt S1	768,5 kN
Snitt S2	672,6 kN
Snitt B1	0 kN

9.2.7 Temperaturlast

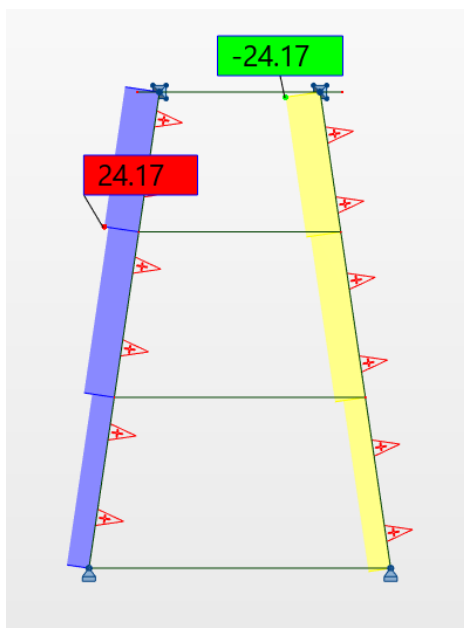


Figur 9.17: Aksialkraftdiagram for temperaturlast (tilfelle 1)

Tabell 9.16: Aksialkrefter fra temperaturlast (tilfelle 1)

Snitt	N
Snitt S1	$-3,2 \text{ kN}$
Snitt S2	$-1,3 \text{ kN}$
Snitt B1	$15,2 \text{ kN}$

Negative verdier angir strekk. Tilfelle 2 har opptredende laster med motsatt fortegn av tilfelle 1.



Figur 9.18: Aksialkraftdiagram for temperaturlast (tilfelle 4)

Tabell 9.17: Aksialkrefter fra temperaturlast (tilfelle 4)

Snitt	N
Snitt S1	$15,5 \text{ kN}$
Snitt S2	$21,2 \text{ kN}$
Snitt B1	0 kN

Tilfelle 3 har opptredende laster med motsatt fortegn av tilfelle 4.

Tilfelle 5 og 6 gir ingen opptredende aksialkrefter.

9.3 Lastkombinasjoner

9.3.1 Lastkombinasjon av moment og aksialkraft i to snitt

Tabell 9.18: Dimensjonerende moment og aksialkraft i snitt S1, S2 og B1 for alle 26 lastkombinasjoner beregnet med lastfaktorer. Lastkombinasjoner og lastfaktorer er beskrevet i del 7.9. Maksverdiene er fremhevet med i oransje.

Snitt:	Snitt S1		Snitt S2		Snitt B1	
	My [kNm]	N [kN]	My [kNm]	N [kN]	My [kNm]	N [kN]
ULSa-TR	180,2	2948	-117,3	2640	-184,9	23
ULSa-V	581,6	2402	-559,7	1924	-905,6	19
ULSa-TE_1	35,8	1039	2,8	767	17,7	34
ULSa-TE_2	167,0	1045	-49,0	770	-107,6	3
ULSa-TE_3	170,4	1027	36,6	747	-53,8	19
ULSa-TE_4	32,4	1058	-90,4	790	-36,2	19
ULSa-TE_5	101,4	1042	-26,9	769	-45,0	19
ULSa-TE_6	101,4	1042	-26,9	769	-45,0	19
ULSb-TR_1	284,6	3152	-281,3	2810	-431,7	32
ULSb-TR_2	389,7	3157	-316,7	2812	-532,0	8
ULSb-TR_3	392,4	3142	-248,2	2794	-488,9	20
ULSb-TR_4	281,9	3167	-349,8	2828	-474,8	20
ULSb-TR_5	337,2	3155	-299,0	2811	-481,8	20
ULSb-TR_6	337,2	3155	-299,0	2811	-481,8	20
ULSb-V_1	425,9	2008	-438,7	1606	-687,4	29
ULSb-V_2	530,9	2013	-474,0	1608	-787,7	4
ULSb-V_3	533,6	1998	-405,5	1590	-744,6	17
ULSb-V_4	423,1	2023	-507,1	1624	-730,5	17
ULSb-V_5	478,4	2011	-456,3	1607	-737,5	17
ULSb-V_6	478,4	2011	-456,3	1607	-737,5	17
ULSb-V-TR_1	375,6	2992	-379,4	2611	-593,5	31
ULSb-V-TR_2	480,6	2997	-414,7	2613	-693,7	7
ULSb-V-TR_3	483,3	2982	-346,2	2595	-650,6	19
ULSb-V-TR_4	372,8	3007	-447,8	2629	-636,6	19
ULSb-V-TR_5	428,1	2995	-397,0	2612	-643,6	19
ULSb-V-TR_6	428,1	2995	-397,0	2612	-643,6	19

Tabell 9.18 viser at lastkombinasjon ULSa-V gir størst opptredende moment for alle tre snitt. Lastkombinasjon ULSb-TR_4 gir størst opptredende aksialkraft for snitt S1 og S2 mens lastkombinasjon ULSa-TE_1 gir størst opptredende aksialkraft for snitt B2. Aksialkreftene er relativt små for tverrbjelken. Negativt fortegn for moment betyr strekk på utsiden av søylen og på oversiden av tverrbjelken.

9.3.2 Verifikasjon av lastkombinasjoner

For å kontrollere om lastkombineringen i Robot ble korrekt, kan en håndberegning av lastkombineringen utføres for snitt S1.

Lastkombinasjon ULSa-V har følgende laster/momenter og lastfaktorer:

$$N_{ULSa,V} = G \cdot \gamma_g + GF \cdot \gamma_{gf} + V \cdot \gamma_v = 419,2 \cdot 1,15 + 487,2 \cdot 1,15 + 849,5 \cdot 1,6 = \mathbf{2402 \text{ kN}}$$

$$M_{ULSa,V} = G \cdot \gamma_g + GF \cdot \gamma_{gf} + V \cdot \gamma_v = 89,09 \cdot 1,15 + -0,92 \cdot 1,15 + 300,15 \cdot 1,6 = \mathbf{581,6 \text{ kNm}}$$

Lastkombinasjon ULSb-TR_4 har følgende laster/momenter og lastfaktorer:

$$\begin{aligned} N_{ULSb,TR_4} &= G \cdot \gamma_g + GF \cdot \gamma_{gf} + TR \cdot \gamma_{tr} + S \cdot \gamma_{tr} + V,TR \cdot \gamma_v + TE \cdot \gamma_{te} \\ &= 419,2 \cdot 1,0 + 487,2 \cdot 1,0 + 1152,3 \cdot 1,2 + 209,1 \cdot 1,2 + 768,5 \cdot 0,8 + 15,5 \cdot 0,8 \\ &= \mathbf{3167 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ULSb,TR_4} &= G \cdot \gamma_g + GF \cdot \gamma_{gf} + TR \cdot \gamma_{tr} + S \cdot \gamma_{tr} + V,TR \cdot \gamma_v + TE \cdot \gamma_{te} \\ &= 89,09 \cdot 1,0 + -0,92 \cdot 1,0 + -2,17 \cdot 1,2 + 58,42 \cdot 1,2 + 226,85 \cdot 0,8 + -69,04 \\ &\quad \cdot 0,8 = \mathbf{281,9 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

Dette stemmer med verdiene i tabell 9.18. Kontrollen av disse tilfellene indikerer at lastkombineringen fungerer som den skal i Robot.

10 Kapasitetskontroll av betongpilar i ULS

Betongpilarene er belastet med både aksialkraft og bøyemoment og må derfor kontrolleres for den kombinerte lastvirkningen. Et kapasitetsdiagram, også kalt et *M-N diagram*, kan lages for et gitt tverrsnitt med gitt armering og kan brukes til å kontrollere opptredende krefter mot kapasiteten til tverrsnittet. Det er beregnet kapasitetsdiagrammer for søylen for bøyning i planet (*My-N diagram*) og for bøyning ut av planet (*Mz-N diagram*). Deretter gjøres en kontroll for biaksial bøyning av søylene. Kapasitetskontrollen innebærer også en slankhetsanalyse, beregning av andre ordens effekter og beregning av effekter fra geometriske avvik. En enkel kapasitetskontroll av bøyemoment utføres også for tverrbjeldene.

Kontroll av kapasitet utføres etter prinsippene i Svein Sørensen's *Betongkonstruksjoner – Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2* [36] og ved bruk av NS-EN 1992 del 1-1, videre omtalt som EC2.

10.1 Kapasitetskontroll av søyler

10.1.1 Geometriske avvik

EC2 del 5.2 krever at det skal tas hensyn til ugunstige virkninger av mulige geometriske avvik i konstruksjonens geometri og i plassering av lastene i konstruksjonsanalysen.

Eksentrisiteten av aksiallasten gir et momentbidrag M_i som kan uttrykkes som

$$M_i = N_{Ed} \cdot e_i \quad (10.1)$$

For vegger og søyler i avstivede systemer kan eksentrisiteten e_i uttrykkes ved

$$e_i = \frac{L_0}{400} \quad (10.2)$$

Aksiallasten kan være plassert eksentrisk både i z-retning og i y-retning for søyletverrsnittet. Siden eksentrisiteten er avhengig av den effektive lengden L_0 , også kjent som knekk lengden, vil det gi et ulikt momentbidrag for bøyning om z-aksen (ut av planet) og om y-aksen (i planet), vist i tabell 10.1. Valg av effektive lengder/knekk lengder er forklart i del 10.2.

Tabell 10.1: Momentbidrag fra geometriske avvik

	N_{Ed} [kN]	L_0 [m]	e_i [m]	M_i [kNm]
bidrag om z-aksen (ut av planet)	3167	14,11	0,035	110,8
bidrag om y-aksen (i planet)	3167	3,92	0,0098	31,04

EC2 5.8.9(2) oppgir at det bare er nødvendig å ta hensyn til geometriske avvik i den retningen der de vil ha mest ugunstig virkning. Derfor legges momentbidraget for det geometriske avviket til det resulterende momentet om z-aksen (svak akse).

10.1.2 Slankhet

Første ordens lastvirkning er lastvirkninger beregnet uten hensyn til virkningen av forskyvninger i konstruksjonen, men medregnet virkningen av geometriske feil. Andre ordens effekter er tilleggslastvirkninger som skyldes deformasjoner i tverrsnittet. Dimensjonerende moment kan uttrykkes som

$$M_{Ed} = M_1 + M_2 = (M_0 + M_i) + M_2 \quad (10.3)$$

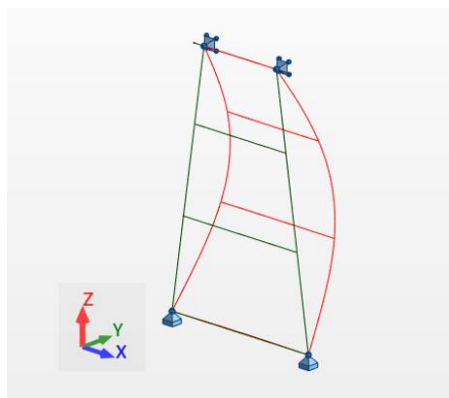
der

M_1 er bøyemoment beregnet etter første ordens teori M_0 inkludert geometriske avvik M_i

M_2 er andre ordens bøyemoment

Det kan ses bort fra andre ordens effekter der de utgjør mindre enn 10 % av de samtidige opptredende første ordens virkninger. Forenklete kriterier for andre ordens effekter er gitt i EC2 punkt 5.8.3. Her beregnes konstruksjonsdelens slankhet som kontrolleres mot et beregnet slankhetskrav. Dersom konstruksjonsdelen er slank skal andre ordens effekter tas med, mens dersom den ikke er slank kan andre ordens effekter ses bort ifra.

Ved beregning av slankhet inngår knekkenden L og derfor ses det først på aktuelle måter rammen kan knekke på. Pilarrammen er leddet i topp og bunn og består av søyler som er avstivet av tverrbjelker i planet. Statisk er søylene derfor mykere for knekking ut av planet. I tillegg ligger armeringen slik at søylen lettere knekker ut av planet. En søyle vil alltid knekke minste motstands vei og for global knekking betyr det knekking ut av planet, se figur 10.1.



Figur 10.1: Knekkning an pilaren ut av planet

Siden andre ordens effekter er avhengig av slankheten til konstruksjonen må også slankheten til søylen sjekkes for knekking i plan. Her er det aktuelt å sjekke slankheten av en del av søylebenet for lokal knekking av søylen. Søylen er avstivet omtrent i tredjedelspunktene, men nederste søyledel er noe lenger enn de andre søyledelene og velges å se på i kontrollen for lokal knekking.

Dersom tverrbjelkene var leddet til søylen ville knekk lengden blitt $1,0 \cdot L_0$, der L_0 er lengden mellom momentnullpunktene. Siden tverrbjelkene gir elastisk innspenning i hver ende av søyledelen, blir knekk lengden mindre. Full innspenning gir en knekk lengde på $0,5 \cdot L_0$ mens innspenning i én ende gir en knekk lengde på $0,7 \cdot L_0$. Vi kan gjøre et overslag og anta at knekk lengden ligger en plass mellom $0,7 \cdot L_0$ og $0,8 \cdot L_0$. En konservativ antagelse kan være å regne med en knekk lengde på $0,8 \cdot L_0$ for tilfellet med elastisk innspenning i begge ender. Dersom søyledelen viser seg å ikke være slank er det ikke nødvendig å finregne på knekk lengden.

EC2 introduserer to slankhetstall, en geometrisk slankhet λ og en normalisert lastavhengig slankhet λ_n . For trykkstaver av lineært elastisk materiale er den geometriske slankheten λ eksakt gitt ved

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad (10.4)$$

hvor i er treghetsradien for urisset betongtverrsnitt, definert som

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad (10.5)$$

Den geometriske slankheten er ikke et fullgodt uttrykk for stavens virkelige slankhet. Stivheten av et armeret betongtverrsnitt varierer med aksialkraftnivå, krumning og armering (mengde, plassering og kvalitet). Derfor defineres en normalisert slankhet λ_n , gitt ved

$$\lambda_n = \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2k_a \cdot \omega}} \quad (10.6)$$

der

$$n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} \quad ; \quad \omega = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c}$$

og

$$k_a = \left(\frac{i_s}{i}\right)^2$$

der

$$i = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} \quad \text{er treghetsradien for armeringen}$$

Etter EC2 NA.5.8.3.1(1) kan det ses bort fra effekten av andre ordens lastvirkninger dersom den normaliserte slankheten er under en slankhetsgrense $\lambda_{n,lim}$

$$\lambda_n \leq \lambda_{n,lim} \quad (10.7)$$

For trykkstaver der endene ikke er sideveis fritt forskyvelige, er slankhetsgrensen gitt som

$$\lambda_{n,lim} = 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi \quad (10.8)$$

der

$r_m = M_{01} / M_{02}$ er forholdet mellom tallmessig minste og tallmessig største første ordens stavendemoment. r_m vil ha verdi i intervallet fra -1,0 til 1,0, der 1,0 gir det strengeste slankhetskravet.

og

$$A_\varphi = \frac{1,25}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}}$$

Det effektive kryptallet φ_{ef} er valgt å settes lik 1,0 ettersom de dimensjonerende kreftene skyldes trafikkklaster eller vindklaster som er korttidslaster.

Det er utført en slankhetsberegning for søylen ved knekking ut av planet og for nederste søyleled ved knekking i planet. Det er valgt å se på tilfellet med størst aksiallast med tilhørende første ordens momenter ($M_{y,Ed}$ for søylen og $M_{z,Ed}$ for søyleleden), se tabell 10.2.

Tabell 10.2: Aksiallast og momenter brukt i beregningene.

	N_{Ed} [kN]	M_{topp} [kNm]	M_{bunn} [kNm]	M_{01} [kNm]	M_{02} [kNm]	M_{01}/M_{02}	r_m
Søylen	3167	110,8	110,8	110,8	110,8	1	*1
Søyleled	3167	-277	282	-277	282	-0,98	-0,98

* der $N_{Ed} \cdot h/2 > M_{02}$ settes r_m lik 1 (her endrer ikke det utfallet)

Resultatene fra slankhetsberegningene er oppsummert i tabell 10.3. Detaljer kan leses i vedlegg D.

Tabell 10.3: Knekk lengder og resulterende slankheter.

	L [m]	L_0 [m]	λ	λ_n	$\lambda_{n,lim}$	Resultat
Søylen	14,11	14,11	57,50	25,07	13,54	Slank
Søyleled	4,90	3,92	15,98	5,48	40,39	Ikke slank

Søylen er slank og andre ordens lastvirkninger må derfor tas med i den endelige kapasitetskontrollen. Søyleleden er ikke slank og her kan andre ordens effekter ses bort ifra.

10.1.3 Andre ordens lastvirkninger

Siden søylen er slank for knekking ut av planet, beregnes andre ordens moment M_2 . Dette er et bidrag til endelig moment om z-aksen i kapasitetskontrollen av søyletverrsnittet. Andre ordens moment er avhengig av aksiallasten og beregnes for de to dimensjonerende lastkombinasjonene ULSa-V og ULSb-TR_4. Andre ordens effekter beregnes etter EC2 punkt 5.8.8 der metoden er basert på nominell krumning.

Det nominelle andre ordens momentet M_2 er gitt ved

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \quad (10.9)$$

der N_{Ed} er dimensjonerende verdi av aksiallasten og e_2 er utbøyningen uttrykt ved krumningen $1/r$ og knekk lengden L_0 gitt ved

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{L_0}{\pi^2} \quad (10.10)$$

Krumningen som inngår i ligning (10.10) er gitt ved

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} \quad (10.11)$$

Faktoren K_r ivaretar krumningsvariasjon med aksialkraftnivået og skal begrenses til maks 1,0. Faktoren K_φ tar hensyn til kryp. I disse beregningene er K_φ satt lik 1,0 siden dimensjonerende laster er korttidslaster. Detaljerte beregninger er vist i vedlegg E og resultatene er oppsummert i tabell 10.4.

Tabell 10.4: Andre ordens momenter M_2

Lastkombinasjon	N_{Ed} [kN]	e_2 [m]	M_2 [kNm]
ULSv-TR_4	3167	0,152	482,9
ULSa-V	2402	0,152	366,2

10.1.4 Dimensjonerende krefter i aktuelle snitt i søylen

Tabell 10.5: Dimensjonerende momenter og aksialkraft i snitt S1 og S2 for lastkombinasjon ULSa-V (størst M_y) og ULSb-TR_4 (størst N). Fargekoden gjelder for plotting av punkter i M-N diagram.

Snitt	Lastkombinasjon	$M_{z,Ed}$ [kNm]	N [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	Fargekode
S1	ULSb-TR_4	110,8	3167	281,9	Red
S1	ULSa-V	110,8	2402	581,6	Cyan
S2	ULSb-TR_4	593,7 (= 110,8 + 482,9)	2828	-349,8	Purple
S2	ULSa-V	477,0 (= 110,8 + 366,2)	1924	-559,7	Green

*negativt fortegn betyr strekk på søylens utside

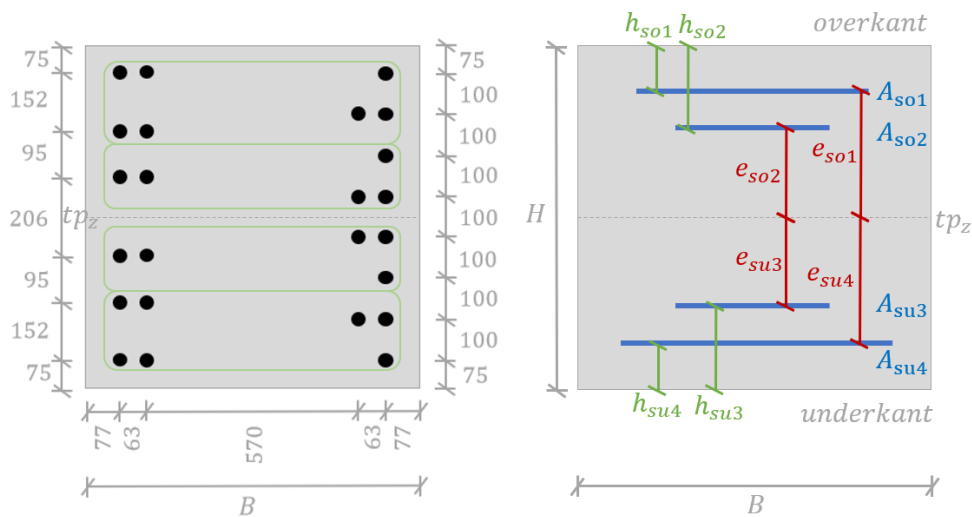
10.1.5 Kombinert moment og aksialkraft

Søylene er påkjent av både aksialkraft og bøyemoment og må kontrolleres for den kombinerte lastvirkningen. For et gitt tverrsnitt med armering kan kapasiteten for aktuelle kombinasjoner av moment og aksialkraft bestemmes ved å velge forskjellige tøyningstilstander og forlange at moment- og aksiallikevekt er tilfredsstillt. Dette gir en resulterende kapasitetskurve.

M-N diagram for søylebenet i pilarrammen er beregnet. Tverrsnittet er kvadratisk med sidekanter på 850 mm. Dette er blitt gjort for bøyning ut av planet (M_z -N diagram) og for bøyning i planet (M_y -N diagram). Beregningsgangen for M_z -N diagram er presentert her i detalj mens beregninger for M_y -N diagram er vist i vedlegg F.

Kartlegging av tverrsnittet:

Figur 10.2 viser tverrsnittet av et søyleben med avstander og plassering av armeringsjern i svart. De 7 ytterste jernene i overkant og underkant plasseres henholdsvis i armeringslag A_{so1} og A_{su4} mens de 5 innerste jernene i overkant og underkant plasseres i henholdsvis armeringslag A_{so2} og A_{su3} . Samlingen av armeringsjernene er illustrert med en grønn boks til venstre i figur 10.2 og til høyre illustreres hvert armeringslag med en blå linje. I beregningen av M_z - N diagrammet regnes det med totalt 4 lag armering, fordelt symmetrisk om tverrsnittets z -akse.



Figur 10.2: Tverrsnitt av søyleben med avstander og plassering av armering

Armeringslagene plasseres i tyngdepunktet for de jernene som inngår i laget. Det gir følgende avstander på figuren:

$$\begin{array}{ll} h_{so1} = 147 \text{ mm} & e_{so1} = 278 \text{ mm} \\ h_{so2} = 334 \text{ mm} & e_{so2} = 91 \text{ mm} \\ h_{su3} = 334 \text{ mm} & e_{su3} = 91 \text{ mm} \\ h_{su4} = 147 \text{ mm} & e_{su4} = 278 \text{ mm} \end{array}$$

Armeringsmengder i armeringslagene blir:

$$\begin{array}{l} A_{so1} = 7 \cdot \varphi 32 = 5630 \text{ mm}^2 \\ A_{so2} = 5 \cdot \varphi 32 = 4021 \text{ mm}^2 \\ A_{su3} = 5 \cdot \varphi 32 = 4021 \text{ mm}^2 \\ A_{su4} = 7 \cdot \varphi 32 = 5630 \text{ mm}^2 \end{array}$$

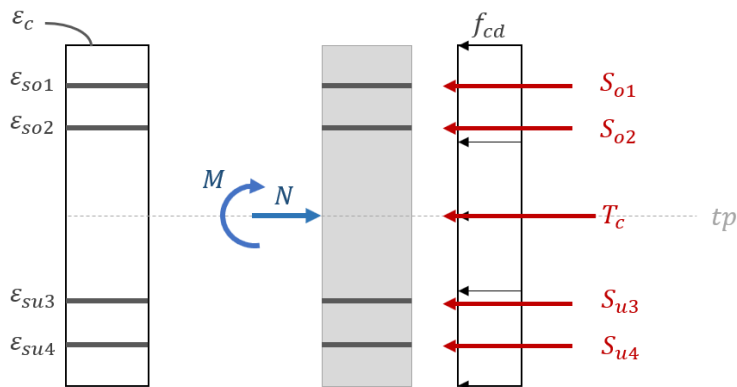
Tøyningstilstander:

Bruddkriterier for betong er valgt etter EC2, tabell 3.1 og figur 3.3. Dette gir:

- Trykkbrudd i betong ved trykk i hele tverrsnittet, når $\varepsilon_c = \varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$
- Trykkbrudd i betong for øvrig, når $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$
- Flytning i armeringen, når $\varepsilon_{yd} = 1,46 \text{ ‰}$

I det følgende blir tøyningstilstander med tilhørende figur presentert. Der det er nødvendig blir tøyningens krumning κ beregnet i tillegg til aktuelle tøyninger ε i armeringslagene. Deretter beregnes opptredende krefter i armering S og i betongens trykkhøydesone T_c . Til slutt beregnes aksialkraft N og moment M basert på likevekt som utgjør et punkt i kapasitetsdiagrammet. Her er det tatt med 6 ulike tøyningstilstander.

a. Trykkbrudd i betong ved rent trykk



Figur 10.3: Tøyningstilstand a

Bruddtøyning i betong: $\varepsilon_{c2} = 2 ‰$

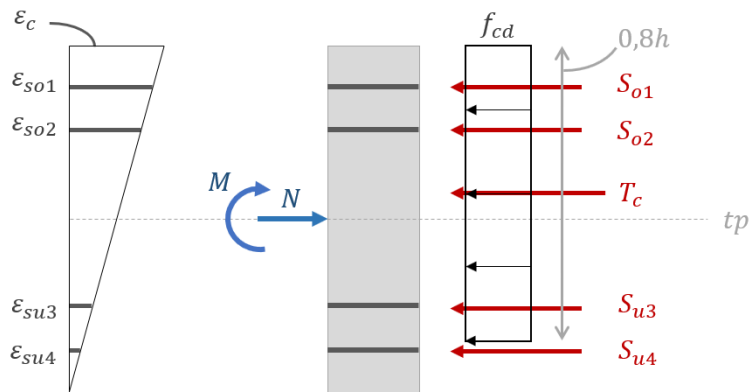
Krefter:

$$\begin{aligned}
 T_c &= f_{cd} \cdot B \cdot H &= 8164 \text{ kN} \\
 S_{o1} &= f_{yd} \cdot A_{so1} &= 1644 \text{ kN} \\
 S_{o2} &= f_{yd} \cdot A_{so2} &= 1174 \text{ kN} \\
 S_{u3} &= f_{yd} \cdot A_{su3} &= 1174 \text{ kN} \\
 S_{u4} &= f_{yd} \cdot A_{su4} &= 1644 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Likevekt:

$$\begin{aligned}
 N_a &= T_c + S_{o1} + S_{o2} + S_{u3} + S_{u4} = 1380 \text{ kN} \\
 M_a &= 0 \text{ kNm} \quad \text{pga symmetrisk tverrsnitt}
 \end{aligned}$$

b. Trykkbrudd i betong i øverste fiber



Figur 10.4: Tøyningstilstand b

Bruddtøyning i betong: $\varepsilon_{cu} = 2 \text{ ‰}$

Krumning: $\kappa = \frac{\varepsilon_{c2}}{H} = 2,353 \text{ E-6 } \frac{1}{\text{mm}}$

Tøyninger:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{so1} &= \varepsilon_{c2} - \kappa \cdot h_{so1} = 0,00165 \geq \varepsilon_{yd} && \Rightarrow \text{Bruk } f_{yd} \\ \varepsilon_{so2} &= \varepsilon_{c2} - \kappa \cdot h_{so2} = 0,00121 \\ \varepsilon_{su3} &= \kappa \cdot h_{su3} = 0,00079 \\ \varepsilon_{su4} &= \kappa \cdot h_{su4} = 0,00035 \end{aligned}$$

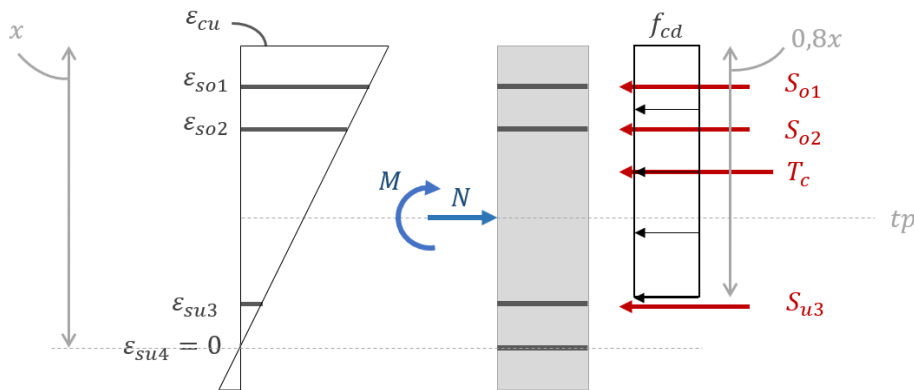
Krefter:

$$\begin{aligned} T_c &= f_{cd} \cdot B \cdot 0,8H = 6531 \text{ kN} \\ S_{o1} &= f_{yd} \cdot A_{so1} = 1644 \text{ kN} \\ S_{o2} &= f_{yd} \cdot A_{so2} = 976,8 \text{ kN} \\ S_{u3} &= f_{yd} \cdot A_{su3} = 631,7 \text{ kN} \\ S_{u4} &= f_{yd} \cdot A_{su4} = 389,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Likevekt:

$$\begin{aligned} N_a &= T_c + S_{o1} + S_{o2} + S_{u3} + S_{u4} && = 1017 \text{ kN} \\ M_a &= S_{o1} \cdot e_{so1} + S_{o2} \cdot e_{o2} + T_c \cdot (0,5H - 0,4H) - S_{u3} \cdot e_{su3} - S_{u4} \cdot e_{su4} && = 935,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Trykkbrudd i betong og ingen tøyning i nederste armeringslag (litt strekk i tverrsnittet)



Figur 10.5: Tøyningstilstand c

Bruddtøyning i betong: $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$

Krumning: $\kappa = \frac{\varepsilon_{cu}}{H - h_{su4}} = 4,979 \text{ E-6} \frac{1}{\text{mm}}$

Trykksonehøyde: $x = H - h_{su4} = 703 \text{ mm}$

Tøyninger:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{so1} &> \varepsilon_{so2} && \Rightarrow \text{Bruk } f_{yd} \\ \varepsilon_{so2} &= \kappa \cdot (e_{so2} - e_{su4}) = 0,00184 \geq \varepsilon_{yd} && \Rightarrow \text{Bruk } f_{yd} \\ \varepsilon_{su3} &= \kappa \cdot (h_{su3} - h_{su4}) = 0,00093 \\ \varepsilon_{su4} &= 0 \end{aligned}$$

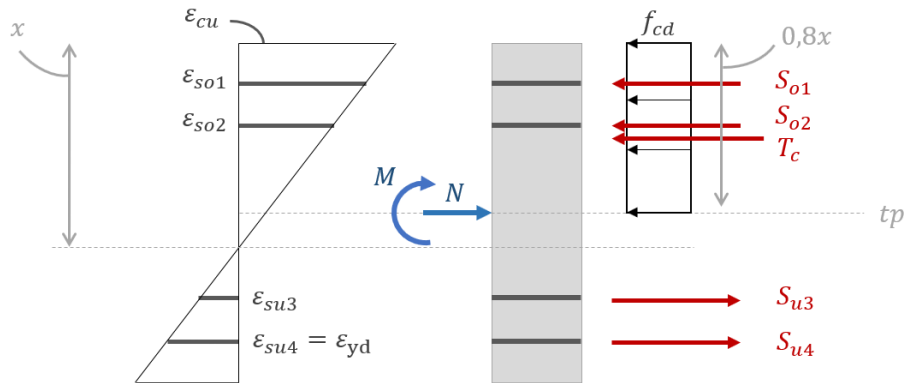
Krefter:

$$\begin{aligned} T_c &= f_{cd} \cdot B \cdot 0,8x = 5402 \text{ kN} \\ S_{o1} &= f_{yd} \cdot A_{so1} = 1644 \text{ kN} \\ S_{o2} &= f_{yd} \cdot A_{so2} = 1174 \text{ kN} \\ S_{u3} &= \varepsilon_{su3} \cdot E_s \cdot A_{su3} = 748,0 \text{ kN} \\ S_{u4} &= 0 \end{aligned}$$

Likevekt:

$$\begin{aligned} N_a &= T_c + S_{o1} + S_{o2} + S_{u3} + S_{u4} = 8968 \text{ kN} \\ M_a &= S_{o1} \cdot e_{so1} + S_{o2} \cdot e_{o2} + T_c \cdot (0,5H - 0,4x) - S_{u3} \cdot e_{su3} - S_{u4} \cdot e_{su4} = 1273 \text{ kNm} \end{aligned}$$

d. Trykkbrudd i betong og flytning i nederste armeringslag



Figur 10.6: Tøyningstilstand d

Bruddtøyning i betong:

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}}{H - h_{su4}} = 7,055 \text{ E-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

Trykksonehøyde:

$$x = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (H - h_{su4})}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 496 \text{ mm}$$

Tøyninger:

$$\varepsilon_{so1} = \varepsilon_{cu} - \kappa \cdot h_{so1} = 0,00246 \geq \varepsilon_{yd} \quad \Rightarrow \text{Bruk } f_{yd}$$

$$\varepsilon_{so2} = \varepsilon_{cu} - \kappa \cdot h_{so2} = 0,00114$$

$$\varepsilon_{su3} = \varepsilon_{yd} - \kappa \cdot (h_{su3} - h_{su4}) = 0,00093$$

$$\varepsilon_{su4} = \varepsilon_{yd} \quad \Rightarrow \text{Bruk } f_{yd}$$

Krefter:

$$T_c = f_{cd} \cdot B \cdot 0,8x = 3812 \text{ kN}$$

$$S_{o1} = f_{yd} \cdot A_{so1} = 1644 \text{ kN}$$

$$S_{o2} = f_{yd} \cdot A_{so2} = 920,8 \text{ kN}$$

$$S_{u3} = \varepsilon_{su3} \cdot E_s \cdot A_{su3} = 1142 \text{ kN}$$

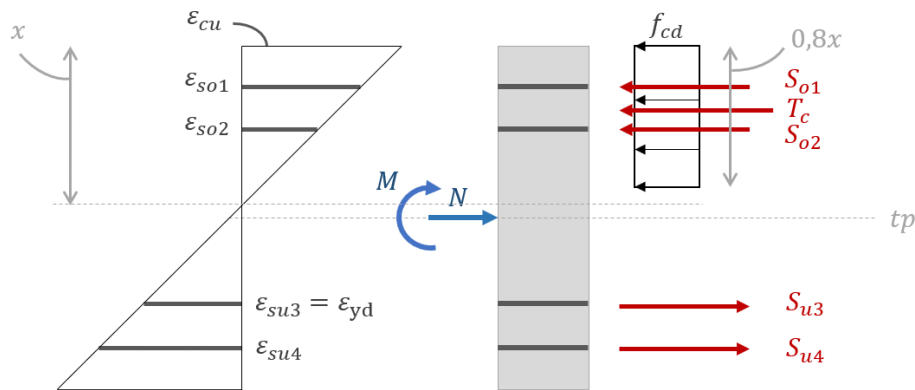
$$S_{u4} = f_{yd} \cdot A_{su4} = 1644 \text{ kN}$$

Likevekt:

$$N_a = T_c + S_{o1} + S_{o2} + S_{u3} + S_{u4} = 4618 \text{ kN}$$

$$M_a = S_{o1} \cdot e_{so1} + S_{o2} \cdot e_{o2} + T_c \cdot (0,5H - 0,4x) + S_{u3} \cdot e_{su3} + S_{u4} \cdot e_{su4} = 1273 \text{ kNm}$$

e. Trykkbrudd i betong og flytetøyning i nest nederste armeringslag



Figur 10.7: Tøyningstilstand e

Bruddtøyning i betong:

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

Krumning:

$$\kappa = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}}{H - h_{su3}} = 9,609 \text{ E-6 } \frac{1}{\text{mm}}$$

Trykksonehøyde:

$$x = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (H - h_{su3})}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 364 \text{ mm}$$

Tøyninger:

$$\varepsilon_{so1} = \varepsilon_{cu} - \kappa \cdot h_{so1} = 0,00209 \geq \varepsilon_{yd} \quad \Rightarrow \text{ Bruk } f_{yd}$$

$$\varepsilon_{so2} = \varepsilon_{cu} - \kappa \cdot h_{so2} = 0,00029$$

$$\varepsilon_{su3} = \varepsilon_{yd} \quad \Rightarrow \text{ Bruk } f_{yd}$$

$$\varepsilon_{su4} > \varepsilon_{su3} \quad \Rightarrow \text{ Bruk } f_{yd}$$

Krefter:

$$T_c = f_{cd} \cdot B \cdot 0,8x = 2799 \text{ kN}$$

$$S_{o1} = f_{yd} \cdot A_{so1} = 1644 \text{ kN}$$

$$S_{o2} = \varepsilon_{so2} \cdot E_s \cdot A_{so2} = 235,3 \text{ kN}$$

$$S_{u3} = f_{yd} \cdot A_{su3} = 1174 \text{ kN}$$

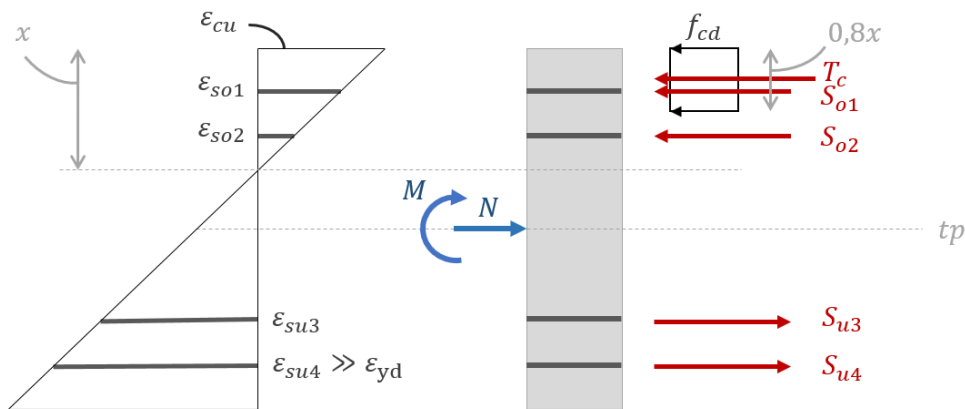
$$S_{u4} = f_{yd} \cdot A_{su4} = 1644 \text{ kN}$$

Likevekt:

$$N_a = T_c + S_{o1} + S_{o2} + S_{u3} + S_{u4} = 1860 \text{ kN}$$

$$M_a = S_{o1} \cdot e_{so1} + S_{o2} \cdot e_{o2} + T_c \cdot (0,5H - 0,4x) + S_{u3} \cdot e_{su3} + S_{u4} \cdot e_{su4} = 1824 \text{ kNm}$$

f. Trykkbrudd i betong og stor tøyning i de nederste armeringslagene



Figur 10.8: Tøyningstilstand f

Her velges en stor tøyning i armeringen, tilsvarende $4\varepsilon_{yd}$.

Bruddtøyning i betong: $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$

Krumning: $\kappa = \frac{\varepsilon_{cu} + 4\varepsilon_{yd}}{H - h_{su4}} = 1,329 \text{ E-5 } \frac{1}{\text{mm}}$

Trykksonehøyde: $x = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (H - h_{su4})}{\varepsilon_{cu} + 4\varepsilon_{yd}} = 263 \text{ mm}$

Tøyninger:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{so1} = \varepsilon_{cu} - \kappa \cdot h_{so1} &= 0,00155 \geq \varepsilon_{yd} && \Rightarrow \text{Bruk } f_{yd} \\ \varepsilon_{so2} = \varepsilon_{cu} - \kappa \cdot h_{so2} &= -0,00093 && \text{det vil si strekk} \\ \varepsilon_{su3} &\gg \varepsilon_{yd} && \Rightarrow \text{Bruk } f_{yd} \\ \varepsilon_{su4} &= 4\varepsilon_{yd} && \Rightarrow \text{Bruk } f_{yd} \end{aligned}$$

Krefter:

$$\begin{aligned} T_c = f_{cd} \cdot B \cdot 0,8x &= 2024 \text{ kN} \\ S_{o1} = f_{yd} \cdot A_{so1} &= 1644 \text{ kN} \\ S_{o2} = \varepsilon_{so2} \cdot E_s \cdot A_{so2} &= -751,8 \text{ kN (strekk)} \\ S_{u3} = f_{yd} \cdot A_{su3} &= 1174 \text{ kN} \\ S_{u4} = f_{yd} \cdot A_{su4} &= 1644 \text{ kN} \end{aligned}$$

Likevekt:

$$\begin{aligned} N_a = T_c + S_{o1} + S_{o2} + S_{u3} + S_{u4} &= 98,21 \text{ kN} \\ M_a = S_{o1} \cdot e_{so1} + S_{o2} \cdot e_{o2} + T_c \cdot (0,5H - 0,4x) + S_{u3} \cdot e_{su3} + S_{u4} \cdot e_{su4} &= 1600 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kapasitetsverdiene fra de valgte tøyningstilstandene (a til f) kan nå plottes i et M-N diagram som vist i figur 10.9. Punkt a i diagrammet representerer kapasiteten for sentrisk aksialtrykk. EC2 punkt 6.1(4) begrenser denne kapasiteten ved å forlange at det regnes med en minsteeksentriskitet e_0 gitt ved ligning 10.12 og er beregnet til 28,3 mm.

$$e_0 = \max\{H/30, 20 \text{ mm}\} \quad (10.12)$$

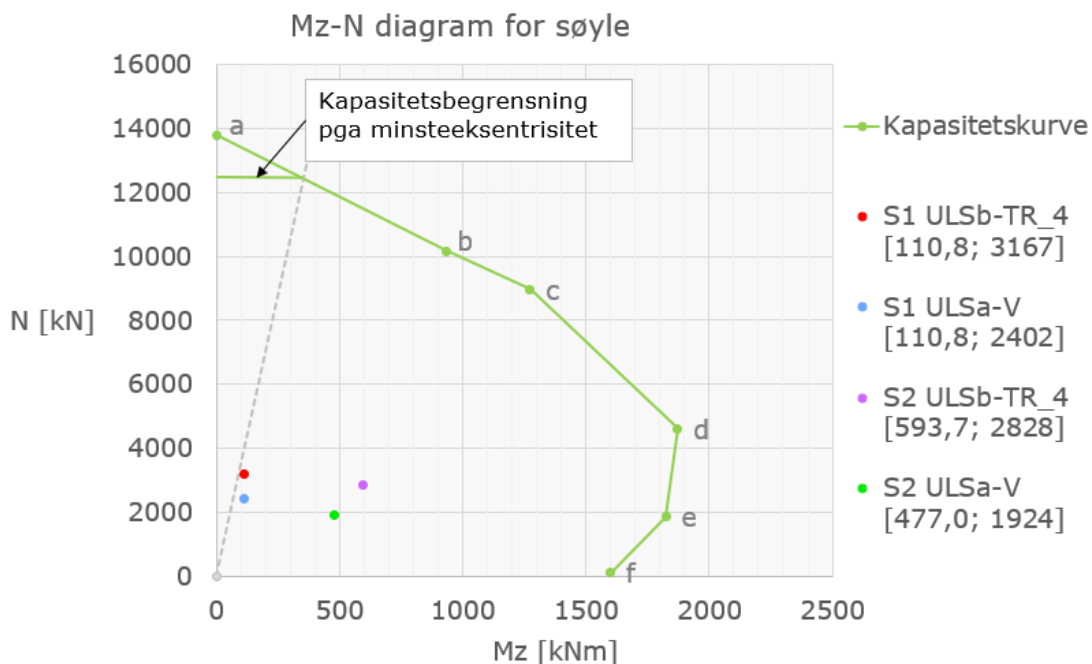
Kapasiteten for sentrisk aksialtrykk vil aldri bli gjeldende siden eksentriskiteten tilsvarer et moment

$$M = N \cdot e_0 \quad (10.13)$$

Ligning 10.13 kan også skrives som

$$N = \frac{1}{e_0} \cdot M \quad (10.14)$$

Ligning 10.14 beskriver en rett linje fra origo i M-N diagrammet med vinkelkoeffisient $1/e_0$, tegnet med stiplet grå linje i diagrammet i figur 10.9. Linjen skjærer kapasitetskurven ved $N \approx 12500 \text{ kN}$.

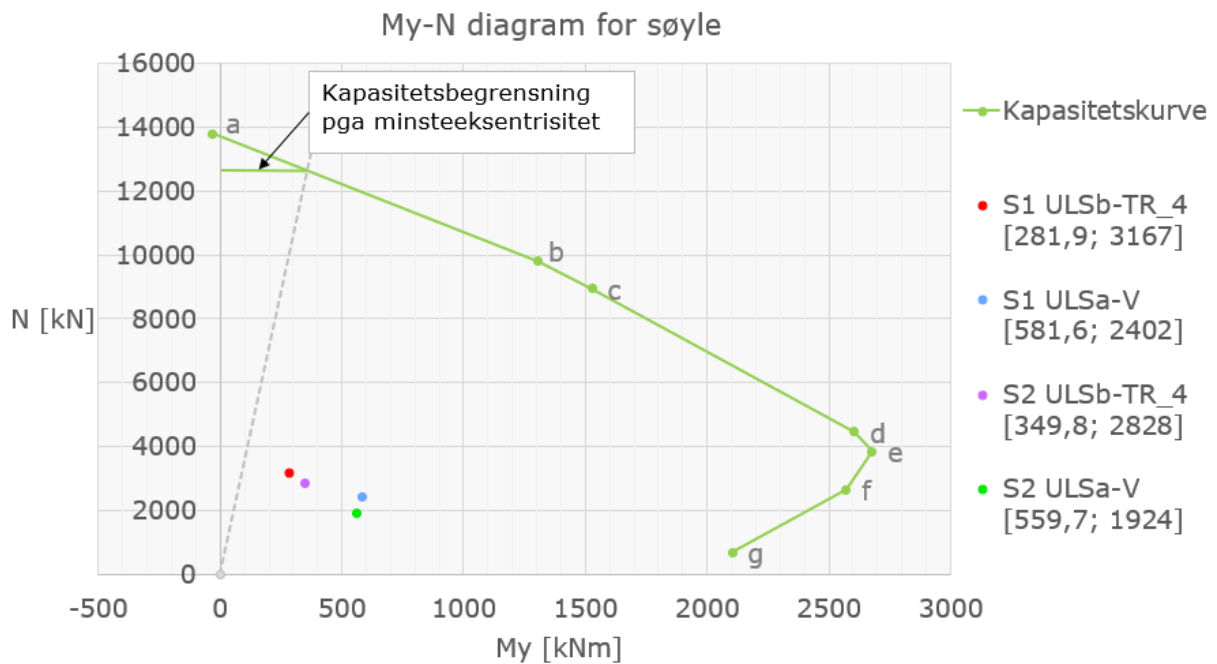


Figur 10.9: Kapasitetskurve og opptredende resulterende lastvirkning i snitt S1 og S2

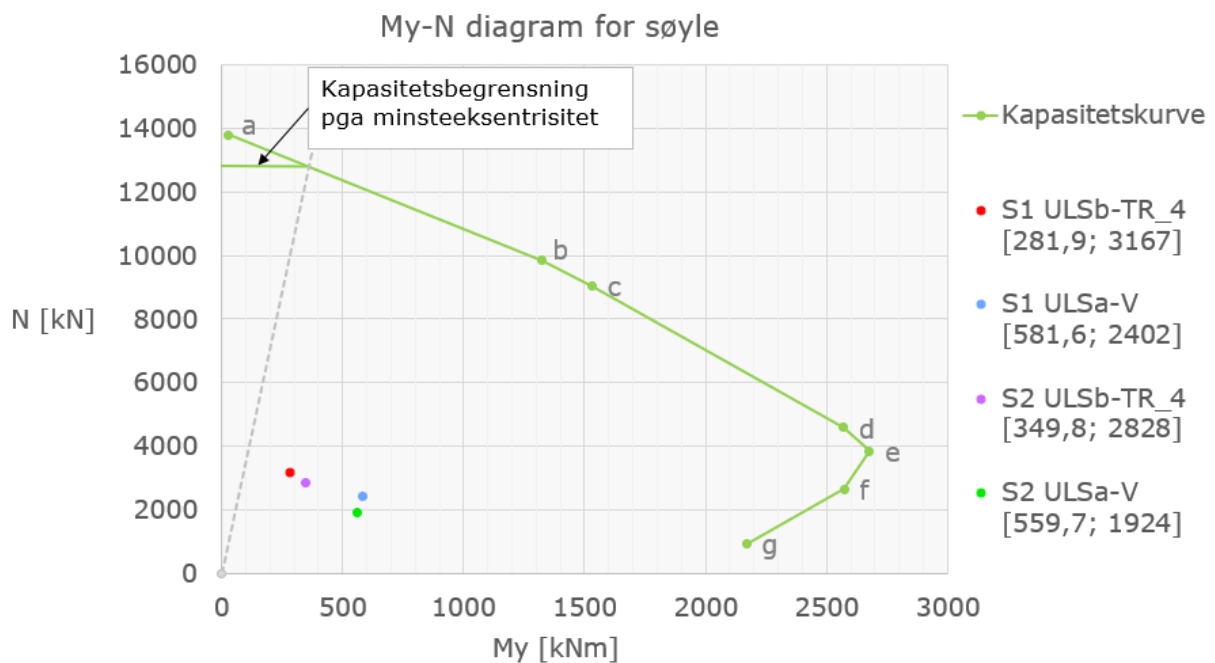
Figur 10.9 viser at det er tilstrekkelig kapasitet for den kombinerte virkningen av Mz og N i både snitt S1 og S2 for lastkombinasjonene ULSb-TR_4 (maks N) og ULSa-V (maks My). Utnyttelsesgraden i søylen kan anslås basert på en rett linje som trekkes fra origo gjennom det ytterste punktet (lilla S2 ULSb-TR_4) til kapasitetskurven. Ved avlesning blir utnyttelsesgraden for kombinert moment og aksiallast omtrent 0,40.

Tilsvarende beregningsprosedyre er gjort for bøyning av søyletverrsnittet i planet (om søylens sterke akse). Beregninger for My-N diagram er vist i vedlegg F og resultatene er vist i figurer 10.10 og 10.11. For denne retningen ligger armeringslagene usymmetrisk om tyngdepunktsaksen. Det gir derfor to forskjellige tilfeller med tilhørende My-N diagrammer. Første tilfelle har tyngdepunktet til

armeringen under tyngdepunktsaksen til søyletverrsnittet mens andre tilfelle har tyngdepunktet til armeringen over tyngdepunktsaksen til søyletverrsnittet.



Figur 10.10: Kapasitetskurve og opptredende resulterende lastvirkning i snitt S1 og S2 for første tilfelle (tyngdepunktet til armeringen er under tyngdepunktsaksen til søyletverrsnittet)

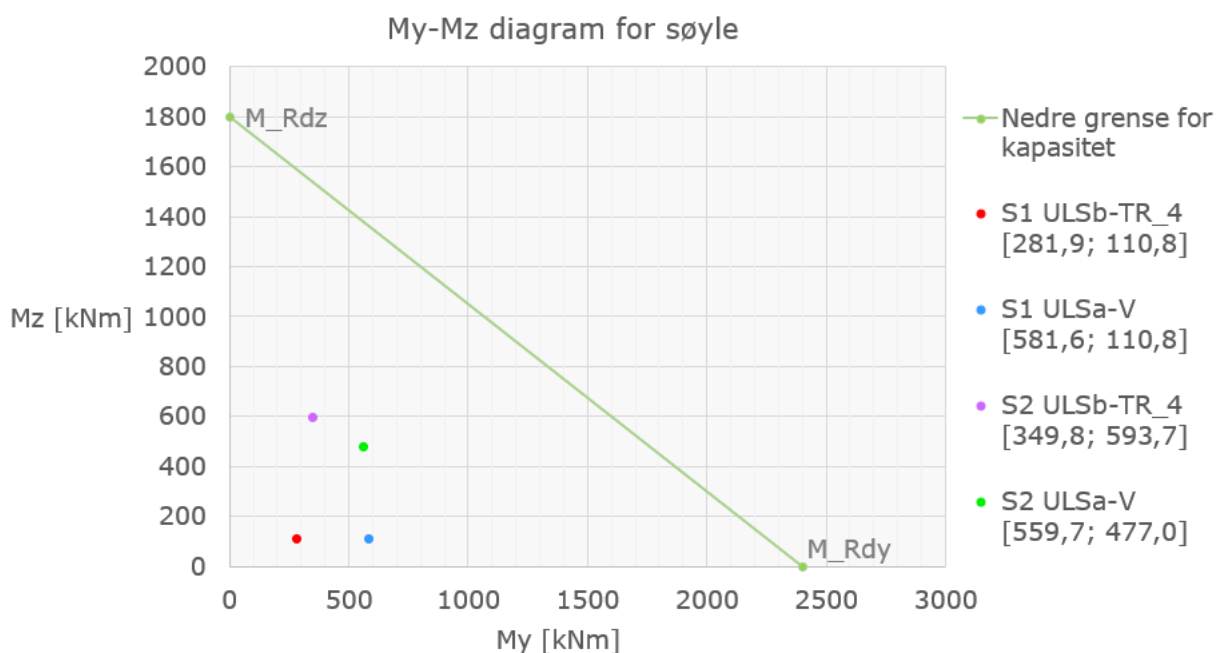


Figur 10.11: Kapasitetskurve og opptredende resulterende lastvirkning i snitt S1 og S2 for andre tilfelle (tyngdepunktet til armeringen er over tyngdepunktsaksen til søyletverrsnittet)

Som vi ser av figur 10.10 og 10.11 er det liten forskjell i kapasitetskurvene. Det er litt større kapasitet for det andre tilfellet, men forskjellen er neglisjerbar. Søylene har mye armering og selv om armeringen er litt usymmetrisk fordelt om tyngdepunktsaksen utgjør ikke dette så mye. For enkelthets skyld bruker resten av oppgaven diagrammet i figur 10.10 som det resulterende My-N diagrammet.

10.1.6 Biaksial bøyning

Som en første tilnærming er det gjort en uavhengig kapasitetskontroll for hver hovedretning uten å ta hensyn til biaksial bøyning (ref. del 10.1.5). Biaksial bøyning kan kontrolleres i et interaksjonsdiagram for M_y og M_z . Kapasiteten for moment om y-aksen M_{Rdy} og om z-aksen M_{Rdz} kan leses av fra kapasitetskurven henholdsvis i figur 10.10 og 10.9. Dette gjøres ved å trekke en horisontal linje fra belastningspunktet i diagrammet til kapasitetskurven og lese av momentet på x-aksen i diagrammet. Dette skal egentlig gjøres for alle fire lastpunkter i M-N diagrammene. Siden punktene har ulike verdier for aksialkraften N_{Ed} vil de ha ulik kapasitet for momentet M_{Rd} . Dermed vil det bli fire kapasitetskurver for biaksial bøyning. For enkelthets skyld er det valgt å lage kun ett biaksialt kapasitetsdiagram med verdier for M_{Rdy} og M_{Rdz} fra punkt «S2 ULSa-V» som gir de mest konservative verdiene. Resultatet er vist i figur 10.12.



Figur 10.12: Interaksjonsdiagram mellom M_y og M_z .

I figur 10.12 er det tegnet en rett linje mellom kapasiteten i y-retning og z-retning, som vil være en konservativ vurdering. EC2 punkt 5.8.9 opererer med at linjen kan bues utover og gi større kapasitet dersom forholdet mellom opptredende aksiallast N_{Ed} og aksiallastkapasitet N_{Rd} er større enn 0,1. I dette tilfellet har vi $N_{Ed}/N_{Rd} = 0,25$ som vil gi en noe økt kapasitet. Figur 10.12 er derfor brukt for å illustrere kapasitetene mens en mer nøyaktig kapasitetskontroll kan utføres ved bruk av følgende formel:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0 \quad (10.15)$$

der a er en eksponent som avhenger av forholdet N_{Ed}/N_{Rd} .

I figur 10.12 er $a = 1,0$ og gir den rette linjen. Siden lastpunktene er innenfor den konservative kapasitetskurven er kapasiteten i snitt S1 og S2 tilstrekkelig og nøyere beregninger vil ikke bli utført. Utnyttelsesgraden i søylen kan anslås basert på en rett linje som trekkes fra origo gjennom det ytterste punktet (turkis S2 ULSa-V) til kapasitetskurven. Ved avlesning blir utnyttelsesgraden for biaksial bøyemoment omtrent 0,50.

10.2 Kapasitetskontroll av tverrbjelker

De fire tverrbjerkene har litt ulik geometri og armering. De to midterste tverrbjerkene har smalere bredde enn den øverste og nederste og den nederste tverrbjelken har mer armering i underkant. For enkelthets skyld antar vi lik geometri og armering for alle tverrbjerkene slik at momentkapasiteten blir lik i alle snitt langs tverrbjerkene. Her beregnes momentkapasiteten og kontrolleres mot opptredende moment i snitt B1.

Momentkapasitet er gitt ved:

$$M_{Rd} = 0,8\alpha \cdot (1 - 0,4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot bd^2$$

der

α er trykksonehøydefaktor

b er bredden

d er effektiv høyde

Momentkapasiteten til tverrsnittet bestemmes ved å først anta et balansert armert tverrsnitt. Det vil si en tilstand der armeringen på strekksiden flyter samtidig som at betongen går til trykkbrudd. Denne tilstanden krever en spesiell mengde armering som kalles balansert armering $A_{s,bal}$. For dette tilfellet er trykksonehøydefaktoren gitt som:

$$\alpha_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}}$$

der

ε_{cu} er bruddtøyning i betong på 3,5 ‰

ε_{yd} er flytetøyning i armeringen på 1,46 ‰

Dersom armeringsmengden A_s i tverrsnittet er større enn den balanserte armeringsmengden er tverrsnittet overarmert. Det vil si at betongen går til brudd før armeringen flyter. Ved motsatt tilfelle, der armeringsmengden i tverrsnittet er mindre enn den balanserte armeringsmengden, er

tverrsnittet underarmert. I et underarmert tverrsnitt vil armeringen flyte og gi et forvarsel før betongen knuses. Den balanserte armeringsmengden er gitt ved

$$A_{s,bal} = 0,8 \cdot \alpha_{bal} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

For snitt B1 med effektiv høyde $d = 757 \text{ mm}$ er følgende verdier beregnet:

α_{bal}	$A_{s,bal}$	A_s	Type tverrsnitt
0,7056	12407 mm ²	6434 mm ²	underarmert

For et gitt betongtverrsnitt med en bestemt armeringsmengde må α bestemmes slik at armeringstøyningen tilsvarende likevekt mellom strekkspenninger i armeringen og trykkspenninger i betongen. For et underarmert tverrsnitt er α gitt som:

$$\alpha = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

Nå kan tverrsnittets momentkapasitet M_{Rd} beregnes og kontrolleres mot opptredende moment M_{Ed} i tverrsnittet. For snitt B1 er følgende verdier beregnet:

α	$M_{y,Rd}$	$M_{y,Ed}$	Utnyttelsesgrad	Tilstrekkelig kapasitet?
0,3659	1215 kNm	905,6 kNm	0,745	OK

Tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet for bøyemoment om sin sterke akse. Det er ingen opptredende moment om tverrsnittets svake akse. Her er det kun medregnet tverrsnittets strekkarmering.

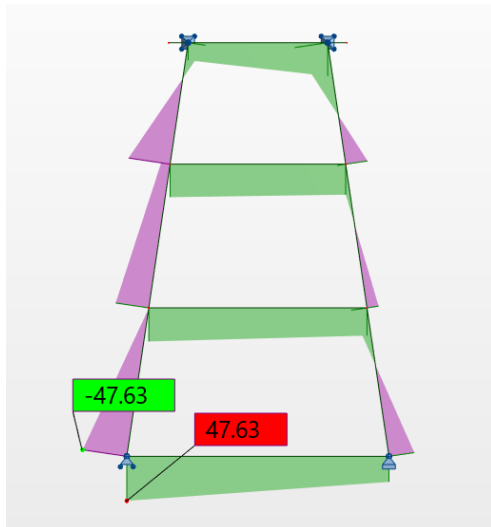
Tverrsnittet har tilsvarende mengde trykkarmering, noe som vil øke kapasiteten. Aksialkraften i snitt B1 (19 kN) er ansett som så liten at den er neglisjerbar. Dette er en trykkraft som dessuten vil være gunstig for kapasiteten. Forenklingene som er gjort for kapasitetskontroll av tverrbjelkene er ansett som konservative.

11 Alkalireaksjoners innvirkning på kapasitet i pilar I

I dette kapittelet presenteres resultatene fra de AR-effektene i Robot med moment- og aksialkraftdiagram. Opptredende momenter og aksialkrefter for snitt S1, S2 og B1 er presentert i tabeller. Deformasjoner av pilaren ut av planet er også vist med figur og verdier fra Robot. Deformasjonen er også verifisert med håndberegninger.

Deretter beregnes resulterende lastvirkninger inkludert AR-effekter i pilaren i snitt S1, S2 og B1 og det utføres en ny kapasitetskontroll.

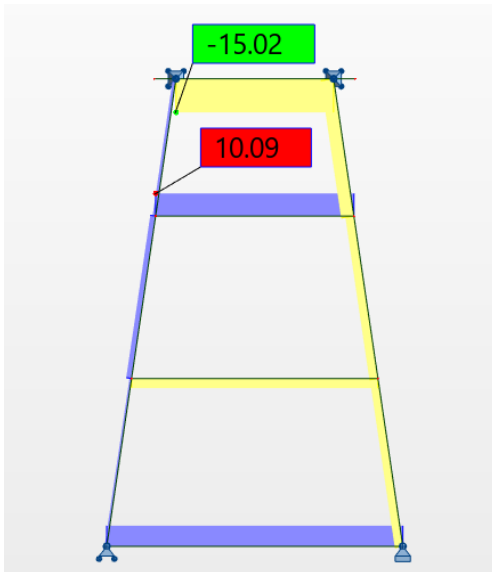
11.1 Resultater fra AR-laster som gir krumning i planet



Figur 11.1: Momentdiagram for AR-effekter som gir krumning i planet

Tabell 11.1: Momenter fra AR-effekter som gir krumning i planet

Snitt	$M_{y,AR}$
Snitt S1	$-47,6 \text{ kNm}$
Snitt S2	$-9,6 \text{ kNm}$
Snitt B1	$35,3 \text{ kNm}$

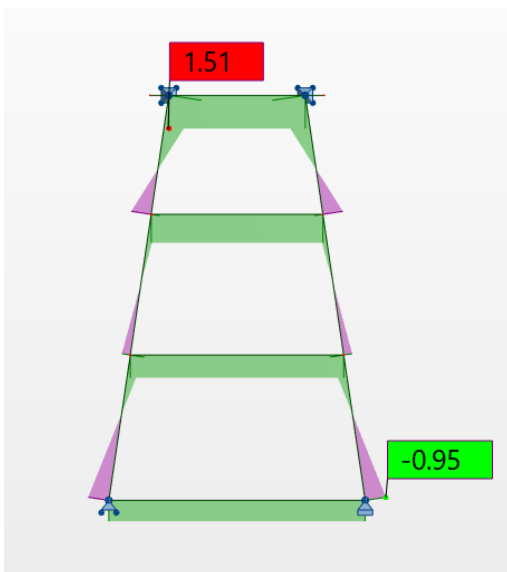


Figur 11.2: Aksialkraftdiagram for AR-effekter som gir krumning i planet

Tabell 11.2: Aksialkrefter fra AR-effekter som gir krumning i planet

Snitt	N_{AR}
Snitt S1	0,9 kN
Snitt S2	2,4 kN
Snitt B1	10,1 kN

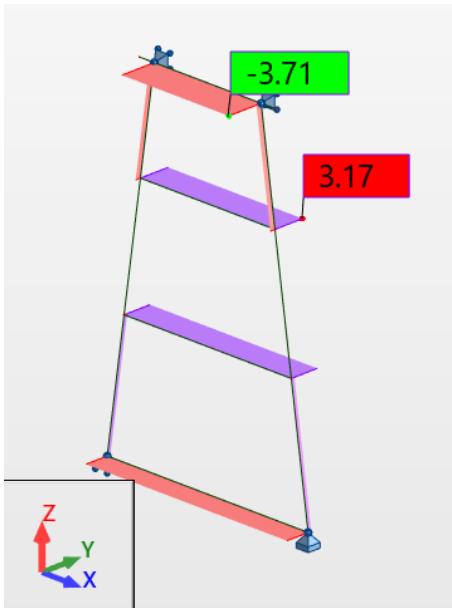
11.2 Resultater fra AR-laster som gir krumning ut av planet



Figur 11.3: Momentdiagram for AR-effekter som gir krumning ut av planet

Tabell 11.3: Momenter fra AR-effekter som gir krumning ut av planet

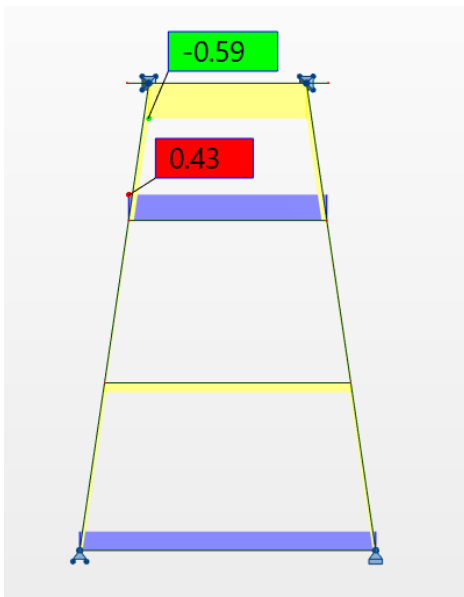
Snitt	M_y
Snitt S1	-1,0 kNm
Snitt S2	0,4 kNm
Snitt B1	1,3 kNm



Figur 11.4: Momentdiagram for AR-effekter som gir krumning ut av planet

Tabell 11.4: Momenter fra AR-effekter som gir krumning ut av planet

Snitt	M_z
Snitt S1	0,4 kNm
Snitt S2	-0,1 kNm
Snitt B1	3,2 kNm



Figur 11.5: Aksialkraftdiagram for AR-effekter som gir krumning ut av planet

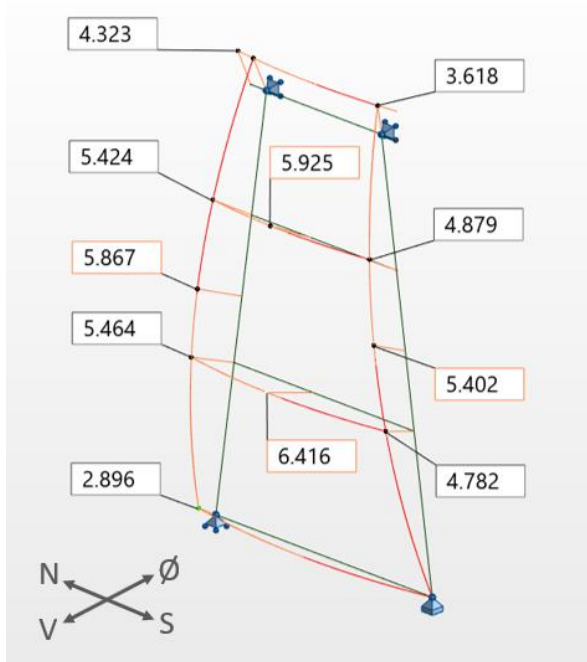
Tabell 11.5: Aksialkrefter fra AR-effekter som gir krumning ut av planet

Snitt	N
Snitt S1	-0,1 kN
Snitt S2	0,0 kN
Snitt B1	0,4 kN

Figurene 11.3-11.5 og tabellene 11.3-11.5 viser at opprettede momenter og aksialkrefter fra AR-lastvirkningene som gir krumning ut av planet er svært små. Det velges derfor å se bort fra dem ved videre beregninger. Det betydelige bidraget her er deformasjoner av rammen ut av planet, spesielt med tanke på deformasjon av søylene. En forskyvning av søylene ut av planet gir et bidrag til andre ordens effekter i form av et moment om søylens svake akse. Dette momentbidraget utgjør verdien for $M_{z,AR}$ i resten av oppgaven.

11.3 Deformasjon av pilaren ut av planet

AR-effekter som gir krumning ut av planet gir deformasjoner av pilaren som vist i figur 11.6.



Figur 11.6: Deformasjon av pilaren der verdiene angir total forskyvning av punktene

Årsaken til at pilaren deformerer seg usymmetrisk i figur 11.6 er at pilaren er modellert med ulike lagre i bunnen av rammen ved studering av AR-effekter. I virkeligheten vil ikke pilaren ha ett forskyvelig og ett uforskyvelig lager, men det er valgt å modellere pilaren slik for å unngå tvangskrefter i nedre tverrbærer. Verdiene i figur 11.6 angir endelig deformasjon u_{tot} som er summen av bidragene i x-retning u_x , y-retning u_y og z-retning u_z , gitt som:

$$u_{tot} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2 + u_z^2} \quad (11.1)$$

Deformasjon av søylen ut av planet, som blir i søylens y-retning, gir et bidrag til andre ordens effekter. Derfor brukes verdien for u_y ved beregning av $M_{z,AR}$. I tabell 11.6 er verdiene for forskyvning i x-, y- og z-retning vist for søylen i nord. Summeres verdiene sammen får vi endelig deformasjon u_{tot} som vi finner igjen i figur 11.6. Verdiene for forskyvning i y-retning for begge søylene er like til tross for at endelig deformasjon er ulik. Det indikerer at modelleringen med ulike lagre i bunnen av pilaren ikke påvirker deformasjoner ut av planet.

Tabell 11.6: Verdier for forskyvning av punkter langs søylene med maks deformasjon i y-retning markert med oransje

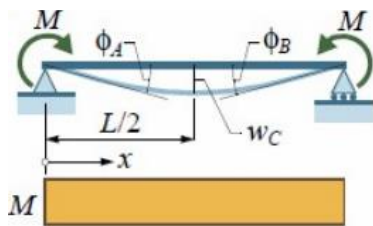
Snitt	Søyle i nord				Søyle i sør
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]	u_{tot} [mm]	u_y [mm]
øverst i søylen	3,191	0,000	2,715	4,190	0,000
over midten på søylen (=S2)	2,129	4,157	2,758	5,424	4,157
midt på søylen	1,234	5,005	2,790	5,861	5,005
nederst i søylen (= S1)	2,129	0,000	2,864	2,896	0,000

Håndberegning av deformasjoner:

Deformasjonen i søylene kan verifiseres med håndberegninger. En fritt opplagt bjelke med både uniform temperaturøkning og temperaturgradient vil gi en forlengelse av bjelken og konstant krumning i hele bjelken. En forlengelse av søylene fra uniform temperaturøkning vil løfte bruoverbygningen, men bidrar ikke til lastvirkninger. Konstant krumning over hele søylen gir en eksentrisitet e_{AR} fra opprinnelig posisjon. Aksiallast i søylen med eksentrisitet gir et momentbidrag om z-aksen gitt som:

$$M_{z,AR} = e_{AR} \cdot N_{Ed} \quad (11.2)$$

Maks eksentrisitet kan beregnes ved å se på en fritt opplagt bjelke med konstant moment over hele lengden og beregne nedbøyningen midt på bjelken.



Figur 11.7 Fritt opplagt bjelke med konstant moment/krumning [37]

Nedbøyningen midt på bjelken i figur 11.7 er gitt som:

$$w_c = \frac{ML^2}{8EI} \quad (11.3)$$

Krumning kan uttrykkes som:

$$\kappa = \frac{M}{EI} \quad (11.4)$$

Det gir følgende uttrykk for nedbøyningen i bjelken:

$$w_c = \kappa \frac{L^2}{8} \quad (11.5)$$

I beregninger av AR-effekter for søylene ut av planet, ref. vedlegg C3 blir krumningen beregnet til:

$$\kappa_{AR} = 2,009 \cdot 10^{-7} \frac{1}{mm}$$

Utbøyningen midt på søylen som er 14,11 meter lang blir da:

$$e_{AR} = 2,009 \cdot 10^{-7} \cdot \frac{14110^2}{8} = 5,000 \text{ mm}$$

Denne verdien stemmer godt med forskyvningen midt på søylen fra Robot som har verdi $u_y = 5,005 \text{ mm}$. Det velges å regne videre med verdien fra Robot. Det er også valgt å regne med den største opptredende aksialkraften fra de opprinnelige lastvirkningene. Det gir følgende momentbidrag:

$$M_{z,AR} = e_{AR} \cdot N_{Ed} = 5,005 \text{ mm} \cdot 3167 \text{ kN} = 18,6 \text{ kNm}$$

11.4 Resulterende lastvirkninger med AR

Resulterende lastvirkninger på grunn av alkalireaksjoner er vist i tabell 11.7. Verdiene for $M_{y,AR}$ og N_{AR} er fra tabell 11.1 og 11.2 mens verdien for $M_{z,AR}$ er en andre ordens virkning av deformasjoner av søylene beregnet i del 11.3. Snitt S2 ligger over midten på søylen og selv om deformasjon ut av planet er størst midt på søylen velges det at momentbidraget $M_{z,AR}$ opptrer i snitt S2.





Tabell 11.7: Oppsummering av lastvirkninger i snitt S1, S2 og B1 fra AR-effekter

	Lastvirkning fra deformasjoner	Lastvirkninger fra Robot	
	$M_{z,AR}$ [kNm]	$M_{y,AR}$ [kNm]	N_{AR} [kN]
S1	–	–47,6	9,2
S2	18,6	–9,6	2,4
B1	–	35,3	10,1

negativt fortegn for moment angir strekk på søylens utside og bjelkens overside

De resulterende lastvirkningene er vist i tabell 11.8 som summen av de opprinnelige lastvirkningene fra tabell 10.5 (i blå skrift) og lastvirkninger fra AR-effekter i tabell 11.7 (i rød skrift). Resulterende lastvirkninger er uthevet med fet skrift (i svart).

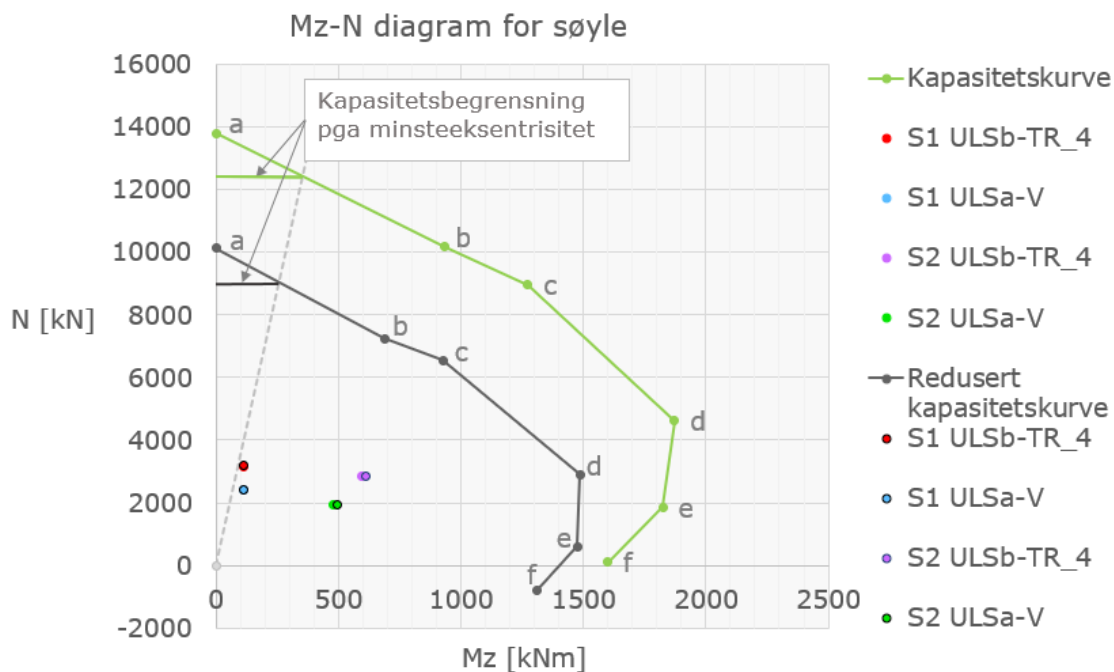
Tabell 11.8: Resulterende lastvirkninger med AR (i fet skrift)

Snitt	Lastkombinasjon	$M_{z,Ed}$ [kNm]	N [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	Fargekode
S1	ULSb-TR_4	$110,8$ = 110,8	$3167 + 9,2$ = 3176	$281,9 - 47,63$ = 234,3	
S1	ULSa-V	$110,8$ = 110,8	$2402 + 9,2$ = 2411	$581,6 - 47,63$ = 534,0	
S2	ULSb-TR_4	$593,7 + 18,6$ = 612,3	$2828 + 2,4$ = 2830	$-349,8 - 9,63$ = 359,4	
S2	ULSa-V	$477,0 + 18,6$ = 495,6	$1924 + 2,4$ = 1926	$-559,7 - 9,63$ = 569,3	
B1	ULSa-V	–	$19 + 10,1$ = 29	$905,6 - 35,3$ = 870,3	

I tabell 11.8 ser vi at aksialkraften øker i alle tre snittene, men for søylene utgjør denne økningen mindre enn 5 %. Tverrbjelkene har en stor relativ økning i aksiallasten, men den er svært lav til å begynne med. I snitt S1 og B1 reduseres momentet om y-aksen, som vil si at AR-effektene bidrar gunstig til kapasiteten. I snitt S2 øker momentet om y-aksen med inntil 3 % og om z-aksen med 4 %. AR-ekspansjon påvirker altså lastvirkningene i alle tre snitt i liten grad.

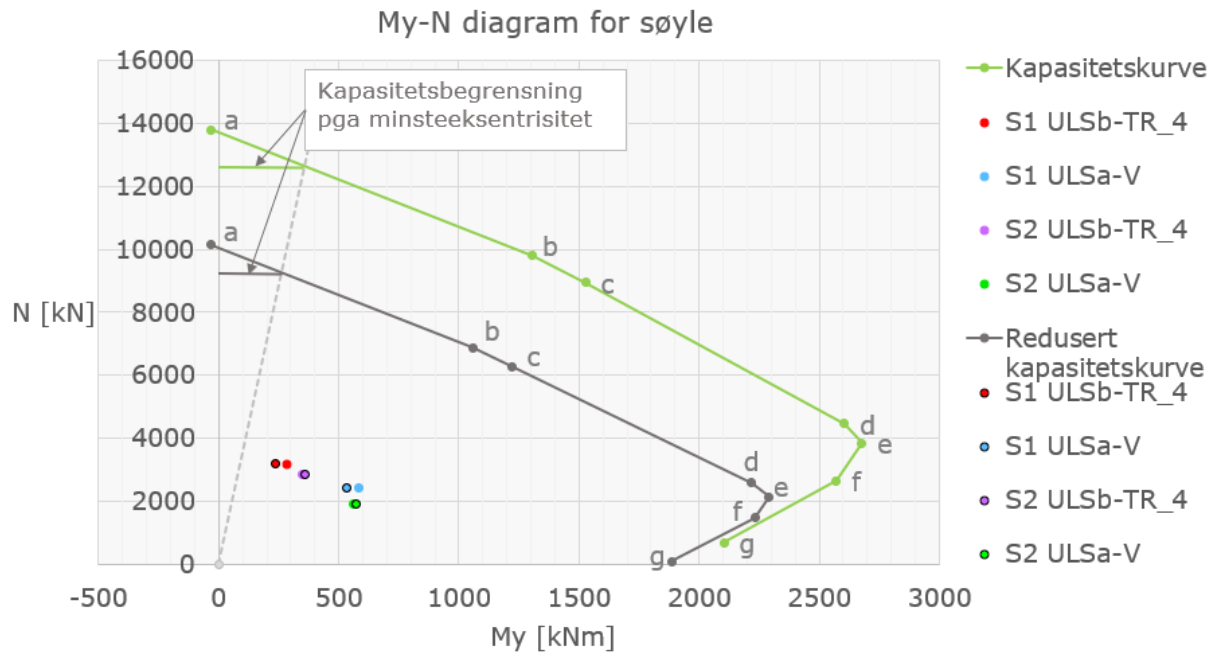
11.5 Kapasitetskontroll av søyler med AR

Dimensjonerende fasthet for betongtrykkstaver bør reduseres i opprissede trykksoner. Trykkfastheten reduseres etter EC2 med omtrent 45 % slik som beskrevet i del 5.2. Det gir trykkfasthet i betongen på 6,24 MPa mot tidligere 11,3 MPa. Dermed får vi en redusert kapasitetskurve i M-N diagrammene. Disse er tegnet med en mørk grå linje i figur 11.8 og 11.9. Den grønne kapasitetskurven gjelder for de opprinnelige lastvirkningene. Detaljer er presentert i vedlegg G. Resulterende lastvirkninger med AR er plottet i diagrammet i figur 11.8 sammen med de opprinnelige lastvirkningene. Merk at det er små endringer i lastvirkninger og punktene kan være vanskelig å skille fra hverandre.

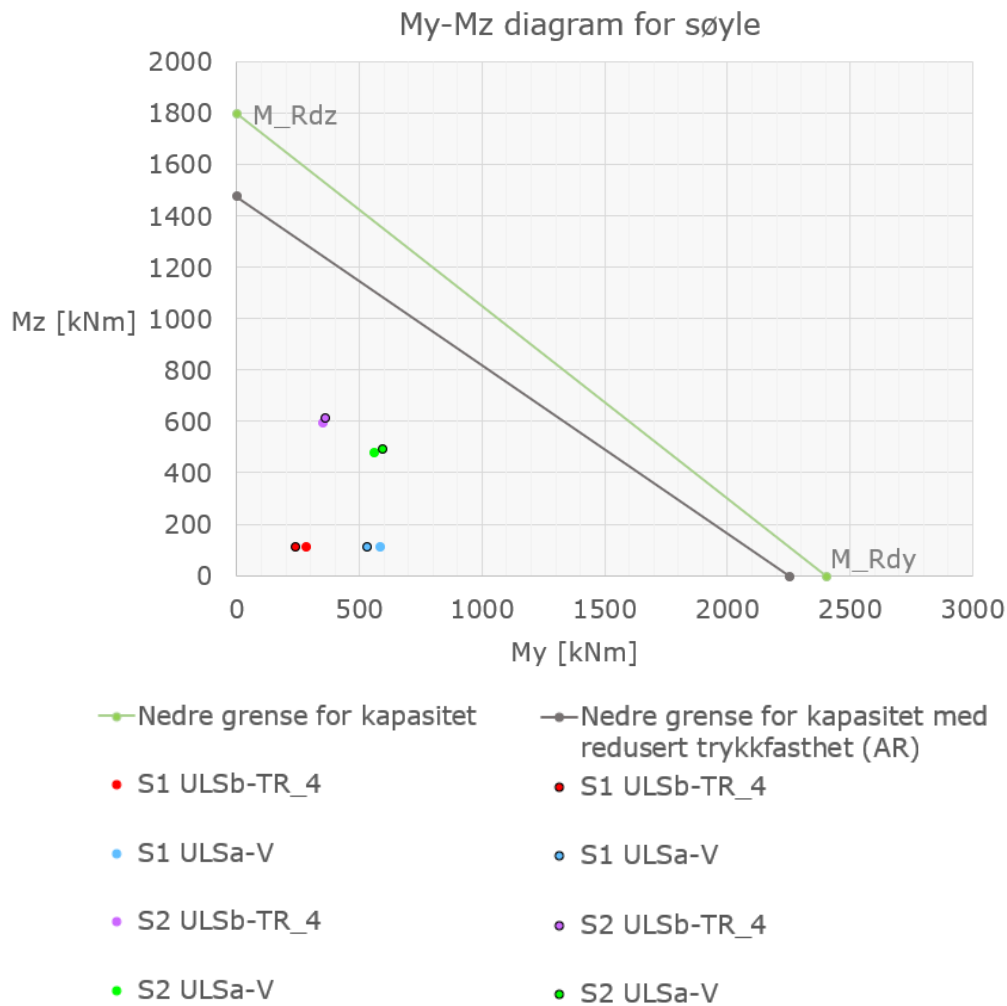


Figur 11.8: Lastvirkninger og kapasitetskurver plottet i et Mz-N diagram. Fargede punkter med sort ring angir lastvirkninger med AR-effekter mens de uten sort ring angir opprinnelige lastvirkninger. Der disse punktene overlapper hverandre er det de med AR-effekter som synes. En redusert kapasitetskurve for resulterende lastvirkninger er tegnet som en mørk grå kurve. Den grønne kapasitetskurven gjelder for de opprinnelige lastvirkningene.

Figur 11.8 viser at det er tilstrekkelig kapasitet for den kombinerte virkningen av bøyemoment og aksiallast i både snitt S1 og S2 for lastkombinasjonene ULSb-TR_4 (maks N) og ULSa-V (maks My). Utnyttelsesgraden for kombinert moment og aksiallast øker fra omtrent 0,40 til 0,55 ved avlesing fra diagrammet.



Figur 11.9: Lastvirkninger og kapasitetskurver plottet i et My-N diagram. Fargede punkter med sort ring angir lastvirkninger med AR-effekter mens de uten sort ring angir opprinnelige lastvirkninger. Der disse punktene overlapper hverandre er det de med AR-effekter som synes. En redusert kapasitetskurve for resulterende lastvirkninger er tegnet som en mørk grå kurve. Den grønne kapasitetskurven gjelder for de opprinnelige lastvirkningene. Punktene ligger godt innenfor kapasitetskurvene både med og uten AR-effekter.



Figur 11.10: Interaksjonsdiagram mellom M_y og M_z . Fargede punkter med sort ring angir lastvirkninger med AR-effekter mens de uten sort ring angir opprinnelige lastvirkninger. En redusert kapasitetskurve for resulterende lastvirkninger er tegnet som en mørk grå linje. Den grønne kapasitetskurven gjelder for de opprinnelige lastvirkningene.

Utnyttelsesgraden i søylen kan anslås basert på en rett linje som trekkes fra origo gjennom det ytterste punktet (turkis S2 ULSa-V) til kapasitetskurven. Ved avlesning blir utnyttelsesgraden for biaksial bøyemoment omtrent 0,50.

Figur 11.10 viser at det er tilstrekkelig kapasitet for biaksial bøyemoment i både snitt S1 og S2 for lastkombinasjonene ULSb-TR_4 (maks N) og ULSa-V (maks M_y). Utnyttelsesgraden for kombinert moment og aksiallast øker fra omtrent 0,50 til 0,61 ved avlesning fra diagrammet.

11.6 Kapasitet av tverrbærere med AR

I snitt B1 har vi følgende resulterende lastvirkninger:

$$M_{y,Ed} = 870,3 \text{ kNm} \quad \text{og} \quad N_{Ed} = 29 \text{ kN}$$

Generelt for tverrbærerne er det store momenter og små aksialkrefter. Det anses derfor som tilstrekkelig å utføre en momentkapasitetsberegning. Dersom utnyttelsesgraden er høy kan en mer detaljert kapasitetskontroll utføres der aksialkrefter og trykkarmering tas hensyn til.

En redusert fasthet begrenser momentkapasiteten for tverrbærerne. Det gir oppdaterte verdier for snitt B1 beregnet til det følgende:

α_{bal}	$A_{s,bal}$	A_s	Type tverrsnitt
0,7056	6851 mm ²	6434 mm ²	underarmert

Tverrsnittets momentkapasitet M_{Rd} beregnes og kontrolleres mot opptredende moment M_{Ed} i tverrsnittet. For snitt B1 er følgende verdier beregnet:

α	$M_{y,Rd}$	$M_{y,Ed}$	Utnyttelsesgrad	Tilstrekkelig kapasitet?
0,6626	1046 kNm	870 kNm	0,832	OK

Utnyttelsesgraden har økt fra 0,75 til 0,83 til tross for at opptredende bøyemoment ble redusert. Økning i utnyttelsesgrad skyldes den reduserte trykkfastheten.

Her har vi kun sett på et snitt i nest øverste tverrbærer. Dersom vi studerer resultatene fra nedre tverrbærer ser vi at bøyemomentene fra AR-effekter $M_{y,AR}$ er nesten 50 kNm og bidrar ugunstig. I et snitt nær knutepunktet til søylen er de opprinnelige dimensjonerende momentene på maks 600 kNm. Dersom AR-effekter inkluderes vil også nedre tverrbærer ha tilstrekkelig kapasitet.

12 Diskusjon

12.1 AR-ekspansjon i lengderetning vs. tverretning

Basert på resultater fra SDT og sammenhenger mellom ekspansjoner, SDI og E-modul er ekspansjoner horisontalt og normalt på pilarens plan (videre omtalt som tverretningen) antagelig i størrelsesorden 2,5 til 6 ‰. Resultatene gjelder kun for tverretningen og disse ekspansjonene har store usikkerheter knyttet til seg. Per nå eksisterer det bare en usikker kobling mellom resultatene i tverretningen og materialegenskapene i lengderetningen. Det pågår forskning for å kunne belyse denne sammenhengen, men fagmiljøet vet fortsatt lite på dette området.

For typiske bruoverbygninger som Elgeseter og Tromsøbrua kan man estimere ekspansjonen i lengderetningen fra fugeåpninger og andre geometriavvik. For brupilarene på Stavne er det vanskelig å kvantifisere ekspansjoner, men de vil antagelig kunne estimeres mer nøyaktig basert på et samlet sett av resultater fra felt- og laboratorieundersøkelser. Det er derfor behov for mer forskning på dette området samtidig som det må tas flere prøver og analyser. Etter hvert som resultatene fra planslip og tynnslip blir ferdigstilt vil vi forhåpentligvis få mer informasjon om materialegenskapene.

For beregning av AR-effektens innvirkning på kapasiteten er det derfor i denne oppgaven antatt ekspansjoner for lengderetningen. Dette er fordi oppgaven handler om å *belyse* effekten av AR på kapasiteten. Dersom de virkelige lengdeekspansjonene skulle vise seg å være større eller mindre enn antatt, er det likevel nyttig å ha startet med en antagelse. Basert på beregningene i denne oppgaven viser det seg at AR-effektene har liten innvirkning på lastvirkningene og at det i hovedsak er reduksjon i trykkfastheten som reduserer kapasiteten. Det er altså ikke kritisk for kapasitetsberegningen av Stavne bru å finne gode estimat for AR-ekspansjonene i lengderetningen.

12.2 Spalting av tverrbjelker

Det er observert flere grove riss i pilaren, spesielt i nedre tverrbjelke som har flere gjennomgående riss parallelt med pilarens plan. Denne bjelken er med andre ord spaltet vertikalt i lengderetningen og vil antagelig bli et problem for armeringen. Rissene som er så grove at de kan kalles sprekker, gir fukt tilgang til å trekke inn, armeringen vil lettere korrodere og frostsprengning vil kunne bidra til å øke skadeområdet. I tillegg til dette vil det lettere vaskes ut alkalier i sprekkene og det kan dermed oppstå riss normalt på sprekkene.

Pilaren er avhengig av at tverrbjelkene stiver av rammen og lengdearmeringen i tverrbjelkene må være godt forankret i både søylene og tverrbjelkene. Heftfastheten er imidlertid usikker på grunn av spalterissene. Siden dette kan ha betydning for konstruksjonens bæreevne, bør det undersøkes nærmere.

12.3 Reduksjon av trykkfasthet

Kapasiteten påvirkes av opprissing i tverrsnittet og det er derfor regnet med en redusert trykkfasthet for betongen i kapasitetskontrollen med alkalireaksjoner. Reduksjonen i trykkfastheten er vanskelig å bestemme og det er stor usikkerhet knyttet til verdien brukt i denne oppgaven (som er en reduksjon på 45 %). Det finnes flere måter å regne ut en redusert trykkfasthet på. NS-EN 1992 angir en redusert trykkfasthet basert på betongtypen som inngår og tar ikke hensyn til graden av opprissing. NS 3473 angir derimot en redusert trykkfasthet basert på en hovedstrekkføyning som kan antas å være lik rissindeksen RI. Dermed er sistnevnte trykkfasthet mulig å relatere til grad av skade i en betongkonstruksjon med AR og vil antagelig gi mer relevante verdier. RI for vestflaten og østflaten i nedre tverrbærer er henholdsvis 6,2 ‰ og 4,5 ‰. Dette gir reduksjoner i trykkfastheten på henholdsvis 20 % og 30 %. Oversiden av nedre tverrbærer vil antakelig ha høyere RI siden flaten er mer værutsatt og det er observert flere grove riss her. Et sannsynlig estimat for reduksjon i trykkfasthet vil derfor være i størrelsesorden 30 % til 45 %. Dette støtter valget av 45 % reduksjon som er anvendt i denne oppgaven, ref. del 5.2.1.

13 Konklusjoner

Kort sammendrag av oppgaven

I denne oppgaven er det utført en kapasitetsberegning av én av pilarene til Stavne jernbanebru med fokus på å belyse hvordan alkalireaksjoner (AR) påvirker kapasiteten. Det er tatt prøver av betongen i pilaren og resultatene indikerer betydelig skade fra alkalireaksjoner. En kapasitetskontroll er først utført for de opprinnelige lastvirkningene i tre kritiske snitt (S1, S2 og B1). Deretter er en ny kapasitetskontroll utført der AR-effekter er inkludert. Oppgaven er skrevet i tilknytning til forskningsprosjektet MESLA som har mål om å fremskaffe ny kunnskap om hvordan konstruksjoner utsatt for alkalireaksjoner best kan forvaltes og vedlikeholdes.

Konklusjoner fra prøvetaking og SDT

I kjerneprøvene fra pilaren er det brudd på tvers av prøvene og det kan observeres riss, reaksjonsrender rundt tilslag og utfellinger av gel. Alt dette kan være tegn på alkalireaksjoner. Resultater fra SDT viser stor skade i pilaren i form av høye SDI-verdier og redusert E-modul i tillegg til redusert trykkfasthet. SDI-verdien ligger på 0,30 i gjennomsnitt for alle prøvene, noe som ifølge pågående arbeid ved NTNU i tilknytning til MESLA-prosjektet indikerer ekspansjon i størrelsesorden 6 ‰. E_{SDT} ligger på rundt 60 % av E_{ref} i gjennomsnitt og indikerer ekspansjon på 2,5 ‰. Ekspansjonsverdiene gjelder horisontalt og normalt på pilarens plan, som vil si i bruas lengderetning. Disse estimatene kommer fra relasjoner mellom ekspansjon og SDI eller E-modul-reduksjon bestemt fra laboratorieforsøk. De er beheftet med svært stor usikkerhet, spesielt når relasjonene anvendes på betong fra virkelige konstruksjoner hvor det kan være grove riss i tillegg til mikrorissene som alkalireaksjonene danner. I elementenes lengderetning som samsvarer med armeringsretningen er imidlertid ekspansjonen betydelig lavere og skadene mindre på grunn av armeringens fastholding av betongen og på grunn av opptredende trykkspenninger.

Konklusjoner fra kapasitetsberegninger med opprinnelige laster

Lastkombinasjonen der vindlast dominerer gir størst opptredende moment i både søylen og tverrbjelken mens lastkombinasjonen der trafikklast dominerer gir størst opptredende aksialkraft i søylen. Aksialkreftene i tverrbjelken er små og utgjør kun noen prosent av kapasiteten. For søylene er det utført en kontroll av kombinert aksialkraft og moment der utnyttelsesgraden er på omtrent 0,40. I tillegg er det utført en kontroll av biaksial bøyning i søylen der utnyttelsesgraden er på omtrent 0,50. Utnyttelsesgraden for kapasitet av bøyemoment i tverrbjelken er på 0,75.

Konklusjoner fra AR-effektens innvirkning på kapasiteten

Det er antatt ekspansjoner på 0,7 ‰ i overkant og 0,4 ‰ i underkant av tverrsnittet. Det gir ekvivalente temperaturlaster i form av temperaturekspansjon og temperaturgradient over tverrsnittet. Gradientene som gir krumning ut av pilarens plan er større enn gradientene som gir krumning i pilarens plan på grunn av armeringens plassering. Dette gir hovedsakelig tvangskrefter i søyler og tverrbjelker i planet i tillegg til deformasjoner av pilaren ut av planet. Deformasjoner av søylene gir et bidrag til andre ordens effekter.

Kreftene og momentene fra AR-ekspansjonene bidrar med mindre enn 5 % økning i lastvirkninger i snitt S2. I snitt S1 og B1 motvirker AR-kreftene de opprinnelige lastvirkningene. Effekten av AR-ekspansjonene påvirker altså kapasiteten på gunstig vis i disse snittene. Til tross for dette reduseres kapasiteten av pilarene på grunn av alkalireaksjoner. Dette skyldes at betongen har risset opp og det er regnet med en redusert trykkfasthet. Det er utført en ny kapasitetskontroll av søyler og tverrbjelker medregnet AR-effektene. Utnyttelsesgraden for søylene øker til omtrent 0,55 for kapasitet av kombinert aksialkraft og moment og til omtrent 0,61 for kapasitet av biaksial bøyemoment. Tverrbjelkens utnyttelsesgrad for kapasitet av bøyemoment øker til 0,83.

Endelig konklusjon

Med bakgrunn i det som er utført i denne oppgaven, trekkes følgende konklusjoner: Krefter fra AR-ekspansjoner har liten påvirkning på lastvirkningene i denne konstruksjonen. Den primære AR-effekten er redusert trykkfasthet på grunn av opprissing av betongen.

14 Forslag til videre arbeid

Befaring og flere målinger

Det kan være nyttig å foreta flere befaringer av Stavne bru og studere pilarene nærmere. Måling av rissvidder og beregning av rissindeks på flere steder vil gi bedre grunnlag for å bestemme hvor mye trykkfastheten bør reduseres med i beregningene. Ved en befaring bør en se etter bøyeriss og riss nær oppleggene etter mekanisk påkjenning. Vær- og fuktforhold vil påvirke registrering av rissene og det bør derfor utføres målinger over tid.

Vurdere heftfastheten

Det er usikkert om heftfastheten er tilstrekkelig når betongen har grove langsgående riss, spesielt i nedre tverrbærer. Det bør vurderes nærmere ettersom en reduksjon i heftfasthet kan ha betydning for konstruksjonens bæreevne.

Analysere resultater fra planslip og tynnslip

Det skal fremstilles planslip og tynnslip av prøver fra pilaren og det er forventet at de blir klare i løpet av sommeren 2023. Analyse av planslip og tynnslip kan si noe om poresystemet, gel og utfellinger, mikrosprekker og riss og reaksjonsrender. Resultatene fra analysene vil bidra til en dypere forståelse av betongens skadeomfang og gi bedre grunnlag for å vurdere materialeegenskapene.

Studere sammenhengene mellom AR-påvirkning på lengde- og tverretning

Per nå eksisterer det bare en usikker kobling mellom resultater i tverretningen og materialeegenskaper i lengderetning. Det er behov for mer forskning på dette området for å belyse sammenhengene. Dersom disse sammenhengene gir mer sikre svar, gjør det at vi med større sikkerhet kan si noe om kapasiteten til eksisterende betongkonstruksjoner med alkalireaksjoner. Dette er svært aktuelt for en bærekraftig fremtid.

Referanser

- [1] S. Jacobsen, TKT 4215 - Concrete Tecnology 1, Trondheim: NTNU, 2022.
- [2] Statens vegvesen, «Rapport nr. 865: FoU-programmet Bedre bruvedlikehold 2017-2021,» 2022.
- [3] J. V. Thue, *Betong*, Hentet fra: <http://www.snl.no/betong> 3. februar 2023, oppdatert 16. juli 2019.
- [4] Byggforskserien, «720.105 Nedbrytningsmekanismer i betongkonstruksjoner,» 2021.
- [5] H. Stemland, E. Rodum og H. Johansen, «Rapport nr. 601: Alkalireaksjoner – Veiledning for konstruktiv analyse,» Statens vegvesen, 2016.
- [6] Statens vegvesen, «FoU-programmet Bedre bruvedlikehold (2017-2021) - Felt- og laboratorieundersøkelser for bruer med alkalireaksjoner».
- [7] T. Årtun, N. Nesse og E. B. Inga, *Sement*, Hentet fra <https://snl.no/sement> 3. februar 2023, oppdatert 24.januar 2023.
- [8] B. Pedersen, *Alkalier*, Hentet fra <https://snl.no/alkalier> 3. februar 2023, oppdatert 11. januar 2023.
- [9] T. Kanstad, *Structural consequences of Alkali-Silica-Reactions*, [forelesning] NTNU, 2021.
- [10] L. Zongjin, *Advanced Concrete Technology*, Canada: John Wiley & Sons, Inc., 2011.
- [11] E. Rodum og B. M. Pedersen, «Rapport nr. 852: Inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner,» Statens Vegvesen, 2022.
- [12] S. S. Kongshaug, «Load effects of alkali-silica reaction in reinforced concrete beam bridges - Material testing, Constitutive modelling and Numerical simulation,» 2023.
- [13] K. M. Stemland, E. Rodum og T. Kanstad, «Stiffness damage testing of laboratory-cast alkali-silica reactive concrete and cores drilled from an existing concrete structure,» International Conference on Alkali Aggregate Reaction in Concrete, 2022.
- [14] NORCEM - HeidelbergCement, *God betong er bestandig*, Hentet fra: <https://www.sement.heidelbergmaterials.no/sites/default/files/assets/document/godbeton>

gerbestandig_web.pdf 3. februar 2023, oppdatert 29. august 2013.

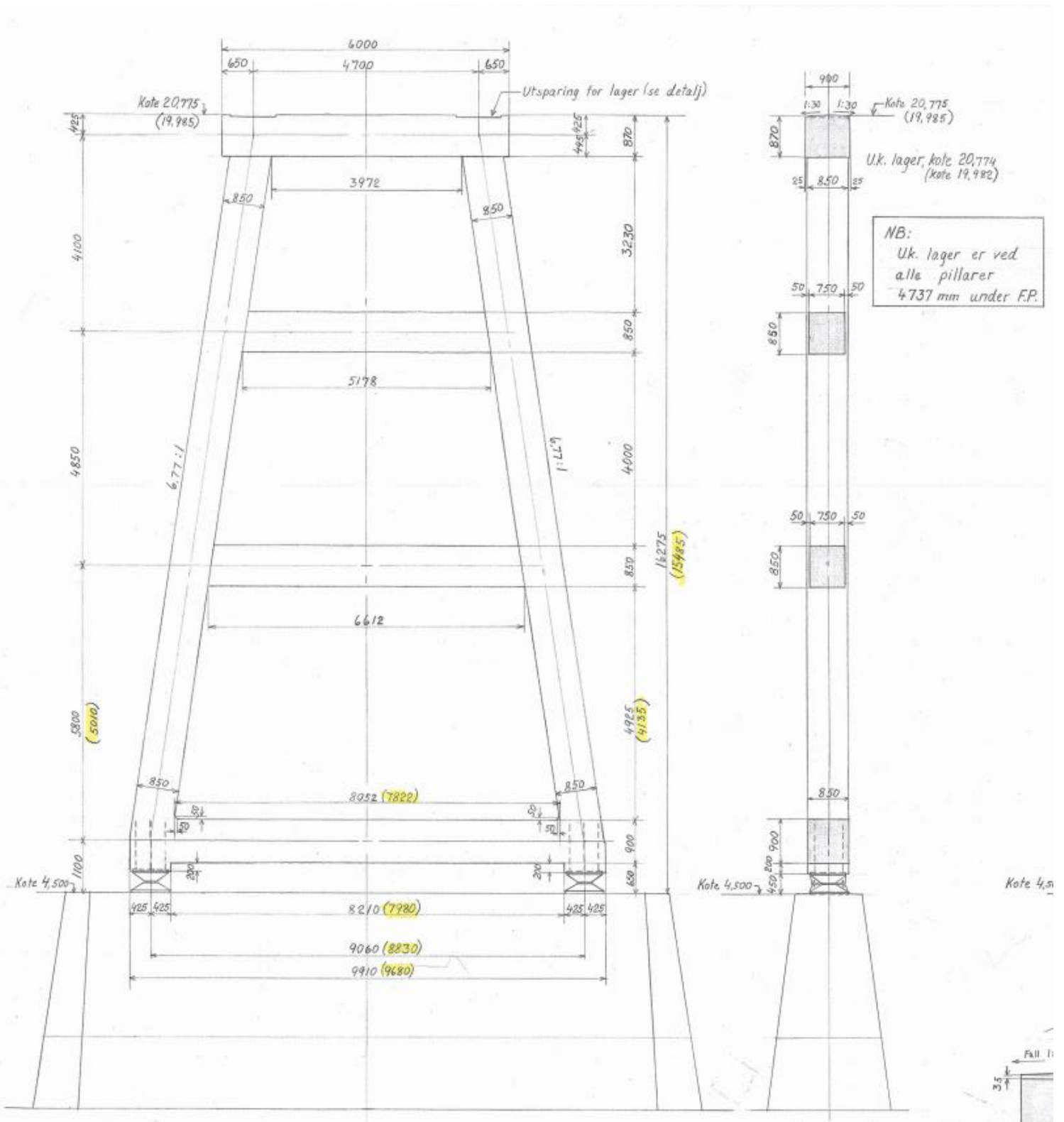
- [15] S. S. Kongshaug, O. Oseland, T. Kanstad, M. A. Hendriks, E. Rodum og G. Markeset, «Experimental investigation of ASR-affected concrete – The influence of uniaxial loading on the evolution of mechanical properties, expansion and damage indices,» *Construction and Building Materials*, 2020.
- [16] Byggforskserien, «520.032 - Strukturanalyse av betong - Dokumentasjon av kvalitet og tilstand,» 2017.
- [17] L. Sanchez, B. Fournier, M. Jolin, D. Mitchell og J. Bastien, «Overall assessment of Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in concretes presenting different strengths and incorporating a wide range of reactive aggregate types and natures,» *Cement and Concrete Research*, 2017.
- [18] K. M. Stemland, «Statens vegvesens rapport nr. 853: Effekter av AR-ekspansjon på frie, fastholdte og armerte prøver. Alkalireaksjoner i betong. FoU-preogrammet Bedre bruvedlikehold 2017-2021.,» Publiseres i 2023.
- [19] Google maps, *Stavne bru*, Hentet fra <https://www.google.com/maps/place/Stavne+bru/@63.4123766,10.3904815,15.5z/data=!4m6!3m5!1s0x466d31eba01c9515:0x7a9f77ed8a9b6603!8m2!3d63.4125383!4d10.3951491!16s%2Fg%2F120jl0nn!5m1!1e4?entry=tту> 12. mai 2023.
- [20] Sverresborg Trøndelag Folkemuseum [digitalt bilde], «Stavne-Leangenbrua, støping av den siste pillaren,» Trondheim, 2022.
- [21] Wiki Strinda, *Stavnebrua*, Hentet fra <https://www.strindahistorielag.no/wiki/index.php/Stavnebrua> 7. februar 2023, oppdatert 17. november 2016.
- [22] Bane NOR, *Stavne bru [Prosjekteringstegninger]*, Oslo, 1953-1954.
- [23] Statens Vegvesen Sør-Trøndelag, *Stavneforbindelsen, Gang- og sykkelbane, forprosjekt*, [prosjekttegninger] Trondheim, september 1992.
- [24] E. Rodum og J. Lindgård, «Stavne bru – oversikt over undersøkelser i felt og lab,» 2023.
- [25] T. M. Jensen, «Stavne bru. Stiffness Damage Test (SDT). Sammenstilling av utført prøving på 16 stk. tildannede sylindre,» SINTEF, 4. mai 2023.
- [26] J. Håvard, «Rapport nr. 855: Bæreevneklassifisering av bruer med alkalireaksjoner,» Statens vegvesen, 2022.
- [27] Statens vegvesen, «Håndbok V412 - Bæreevneklassifisering av bruer, laster.,» 2021.
- [28] Statens vegvesen, «Håndbok V413 - Bæreevneklassifisering av bruer, materialer.,» 2021.
- [29] *Privat kommunikasjon med Ane Marthe Olimb hos Bane NOR.*
- [30] L. T. Storstad, *Tilstandsvurdering av bruer i det norske jernbanenettet: Litteraturstudie, lastmodeller, konstruksjonsmodellering og analyse*, [masteroppgave NTNU] 2014.

- [31] Teknisk regelverk, *Lastmodell 71 og karakteristiske verdier for vertikale laster*, Hentet fra: https://trv.banenor.no/wiki/FIGUR>Lastmodell_71_og_karakteristiske_verdier_for_vertikale_laster, 12. august 2021.
- [32] Bane NOR. Teknisk Regelverk, *Rolling stock/Supplementary information and regulations*, Hentet fra: https://trv.banenor.no/wiki/Rolling_stock/Supplementary_information_and_regulations#Permitted_train_weight_per_mete 2. mars 2023, oppdatert 8. februar 2022.
- [33] «TKT4124 Mekanikk 3, Enhetslastmetoden,» [forelesningsnotat], høst 2016.
- [34] Bane NOR. Teknisk Regelverk, *Bruer og konstruksjoner/Prosjektering og bygging/Laster*, Hentet fra: https://trv.banenor.no/wiki/Bruer_og_konstruksjoner/Prosjektering_og_bygging/Laster 2. mars 2023, oppdatert 8. februar 2022.
- [35] *Autodesk Robot Structural Analysis, Metric Getting Started Guide*, Hentet fra: https://download.autodesk.com/us/support/files/robot_getting_started_guide_eng_2011_metric_2.pdf 12. mai 2023, oppdatert 2010.
- [36] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2*, Trondheim: akademika forlag, 2013.
- [37] K. Bell, *Konstruksjonsmekanikk Del II - Fasthetslære*, Fagbokforlaget, 2015.
- [38] E. Rodum, B. Pedersen og J. Lindgård, «Rapport nr 467: Alkalireaksjoner i betong - fagtur i Nord-Amerika,» Statens vegvesen, 2018.
- [39] J. Lindgård, *Alkali-Silica Reaction, Betongteknologi 1*, [forelesning], NTNU, 2021.

Vedlegg

VEDLEGG A1

Utsnitt av forskalingstegning for pilar I



NB:
Uk. lager er ved alle pillarer 4737 mm under F.P.

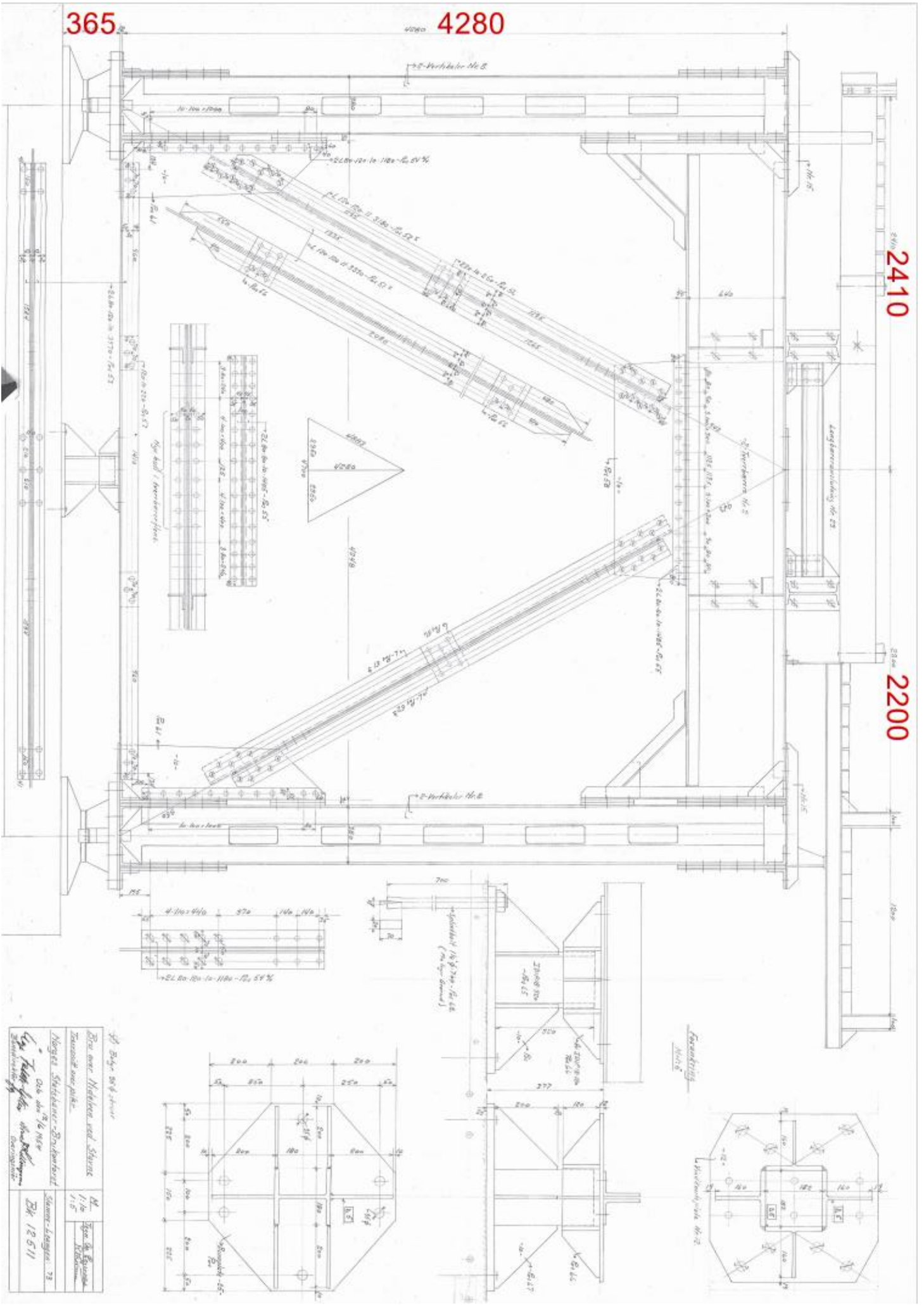
Pendelpillar III M.-1:50.

(Gjelder også for pendelpillar I, idet de mål som avviker fra tilsvarende mål ved pillar III, er satt i parentes.)

Betongkvalitet A.

Bru over Nidelva ved Stamne.	Målestokk 1:50	Avd. ing. <i>Uthaug</i>
Forskalingstegning pendelpillar I-IV	1:20	Tegn: <i>Per Th. Jensen</i>
Norges Statsbaner - Brukontoret.	Erstatning for	
Dato, den 15/7 - 1953	Stamne-Leangen nr. 61	
<i>Cig. Falck-Lytle</i>	<i>Wies. Børman</i>	BK. 12294.
Banedirektør.	Overingeniør.	Erstattet av:

VEDLEGG A2
Tverrsnitt over pilar



365

4280

2410

2200

Byggsakfører

For over Måltid og Skatte

Tilsett over pilar

Måltid Skiltene - Brødbord

Oslo 20. 1/6 1918

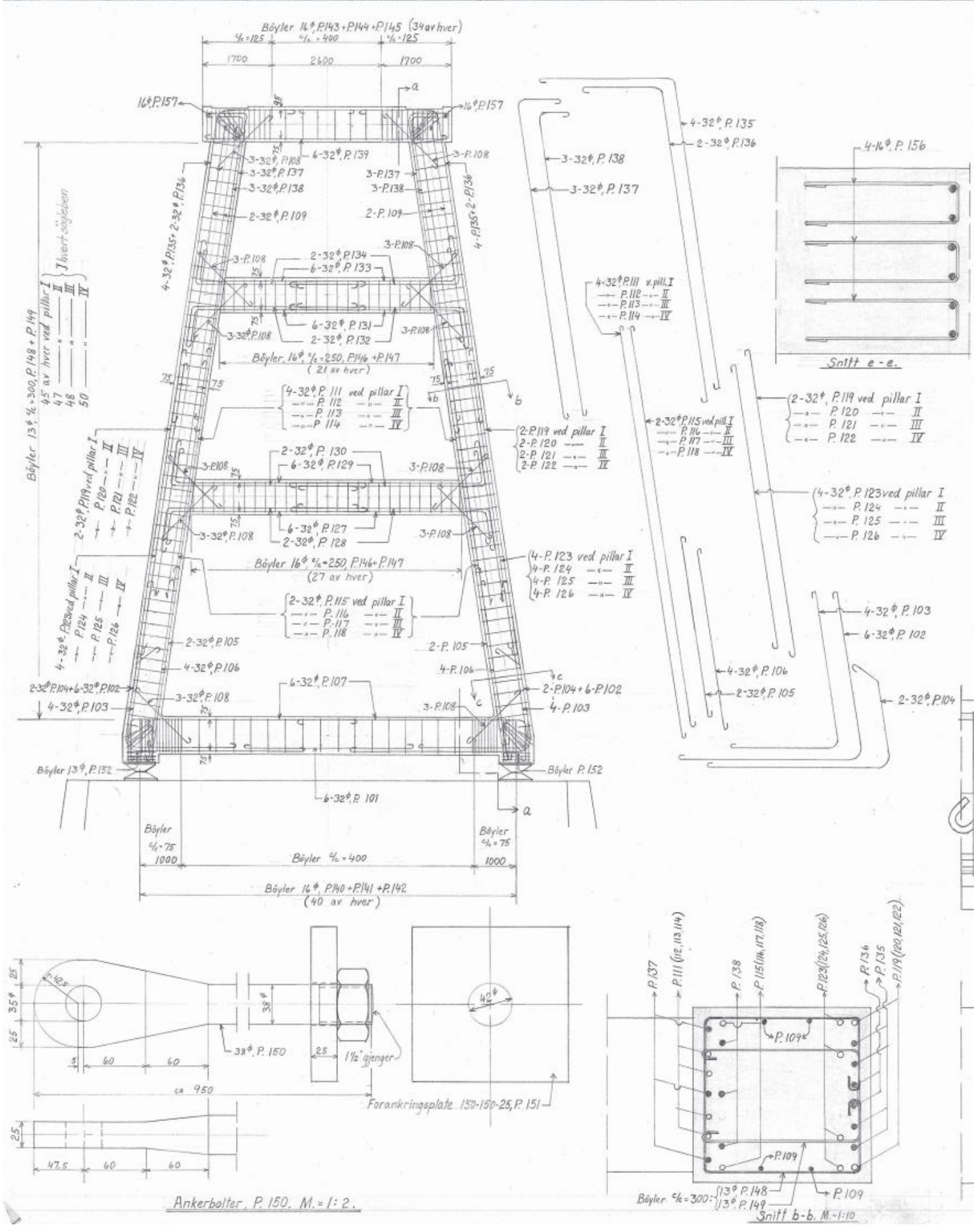
Byggsakfører

Skiltene - Brødbord

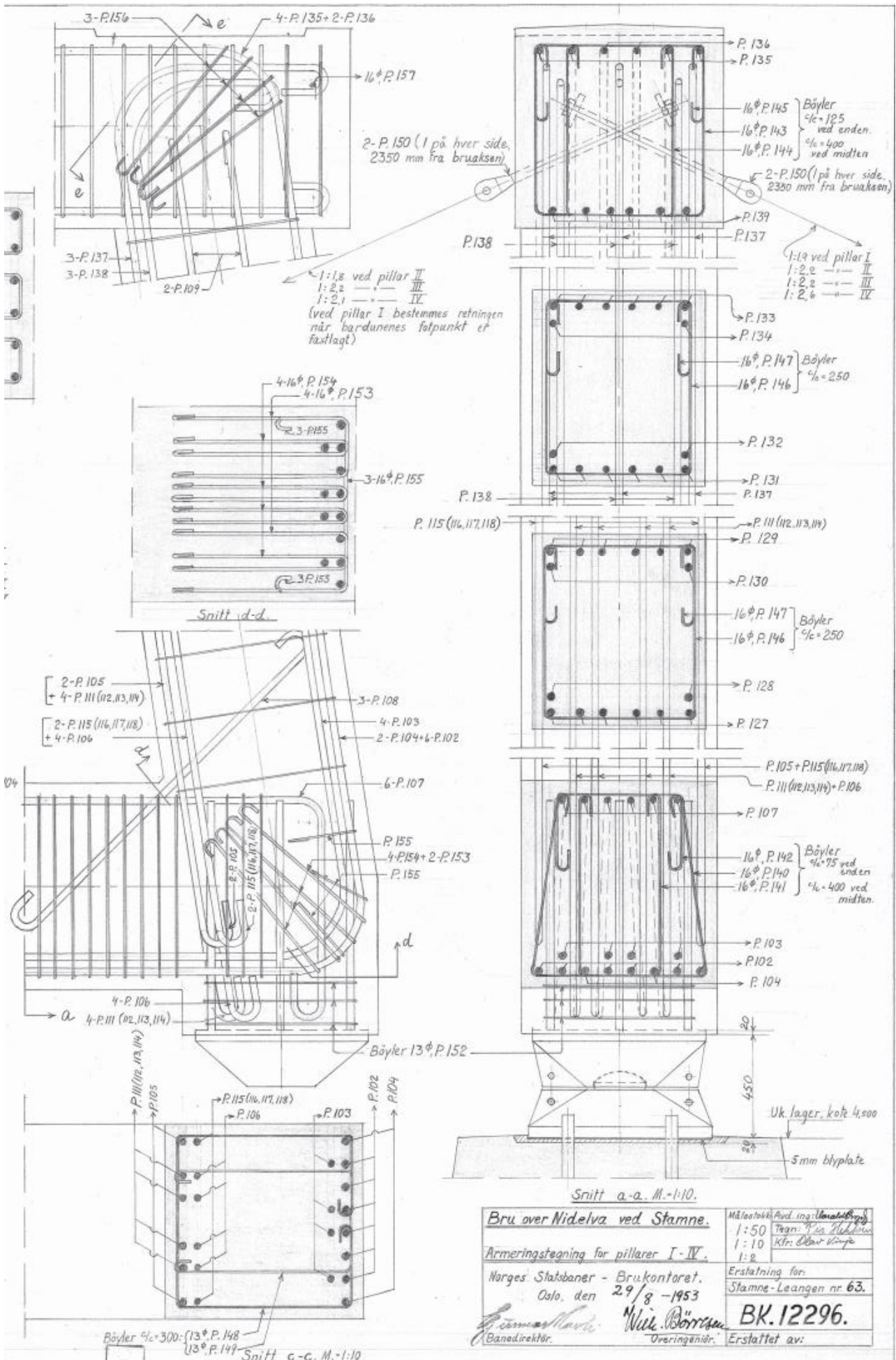
Skiltene - Brødbord

M	1/10
Summe Lønnen: 72	
Bk 12 511	

VEDLEGG A3
Armeringstegning for pilarer

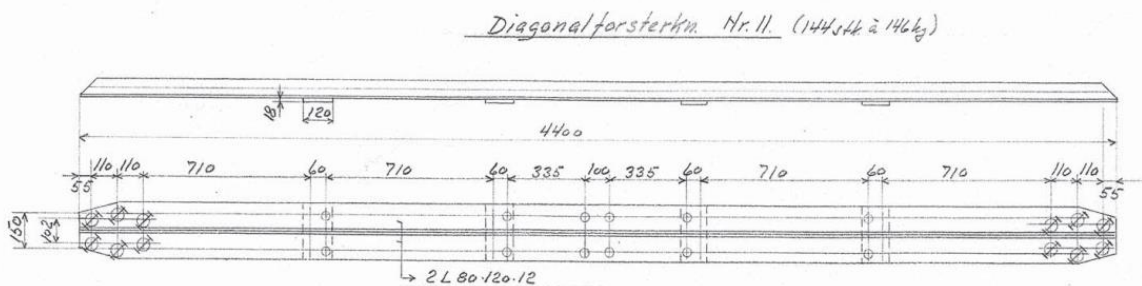
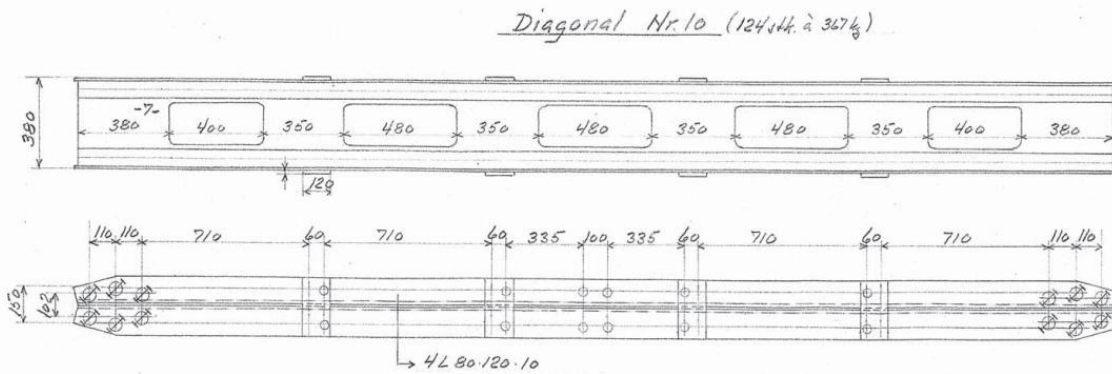
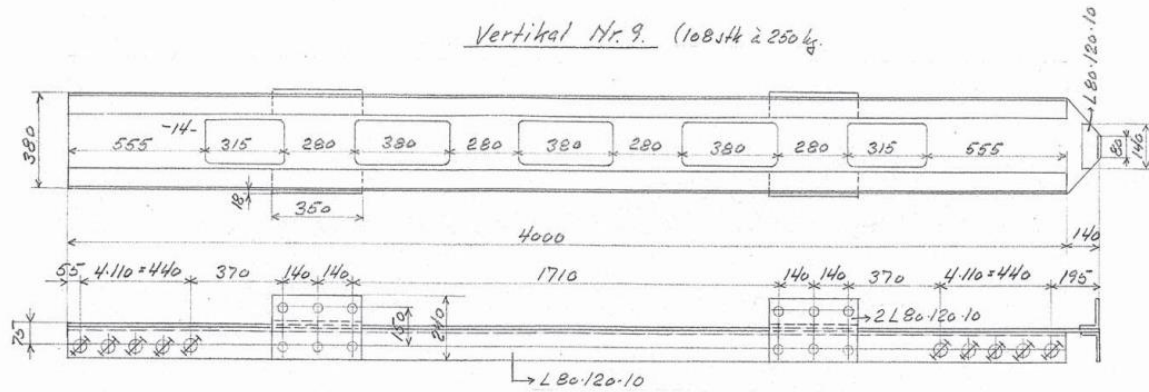
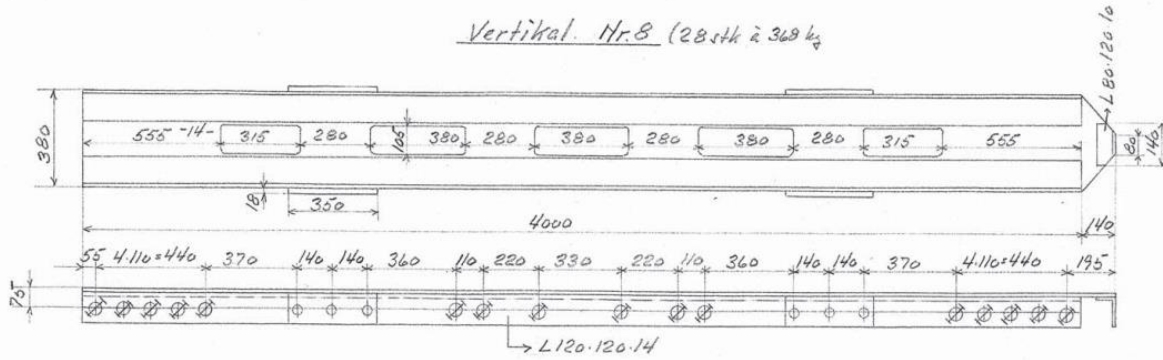


VEDLEGG A3
Armeringsteining for pilarer



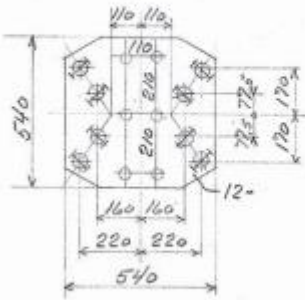
Bru over Nidelva ved Stamne.		Målestokk: Ark. ing. <i>U. Nordmark</i>
Armeringsteining for pilarer I-IV.		1:50 Tegner: <i>Per Holmboe</i>
Norges Statsbaner - Brukontoret.		1:10 Ktr.: <i>Olav Skjerve</i>
Oslo, den 29/8-1953		1:2
Erstatning for: Stamne-Leangen nr. 63.		
<i>W. Børresen</i> Overingeniør.		BK.12296.
Erstattet av:		

VEDLEGG A4
 Anvendte konstruksjonsdeler i fagverket

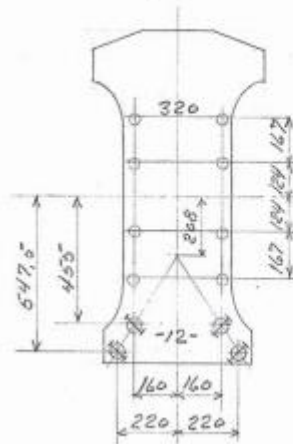


VEDLEGG A4
Anvendte konstruksjonsdeler i fagverket

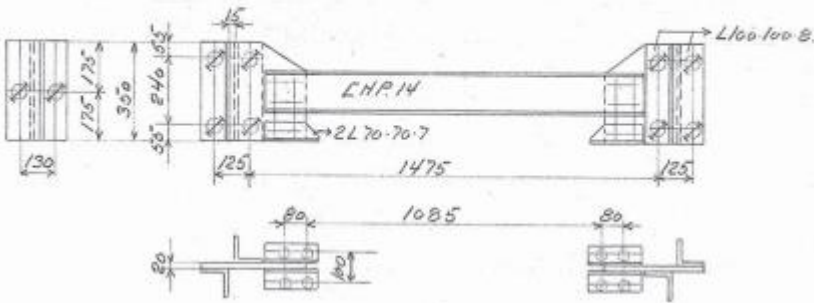
Vindknodeplate Nr.12 (122 stk à 26 kg)



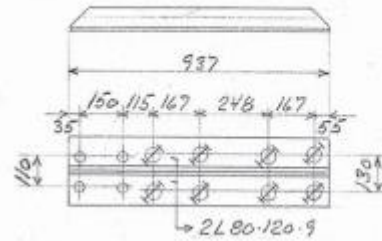
Vindknodeplate Nr.13. (242 stk à 52 kg)



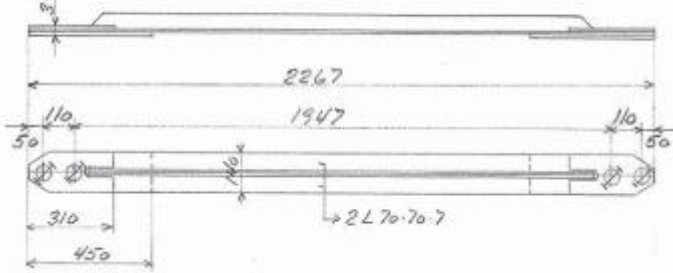
Langbæreranslutning Nr.23 (61 stk à 85 kg)



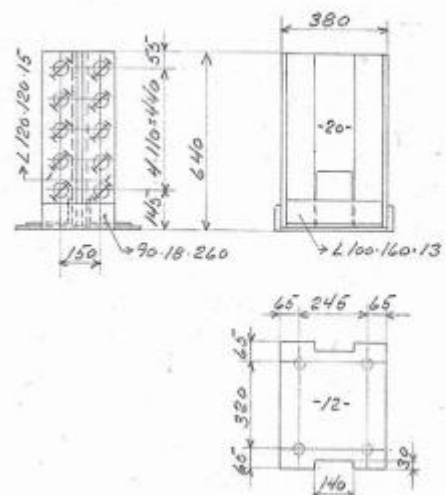
Innspenningvinkler Nr.15 (238 stk à 25 kg)



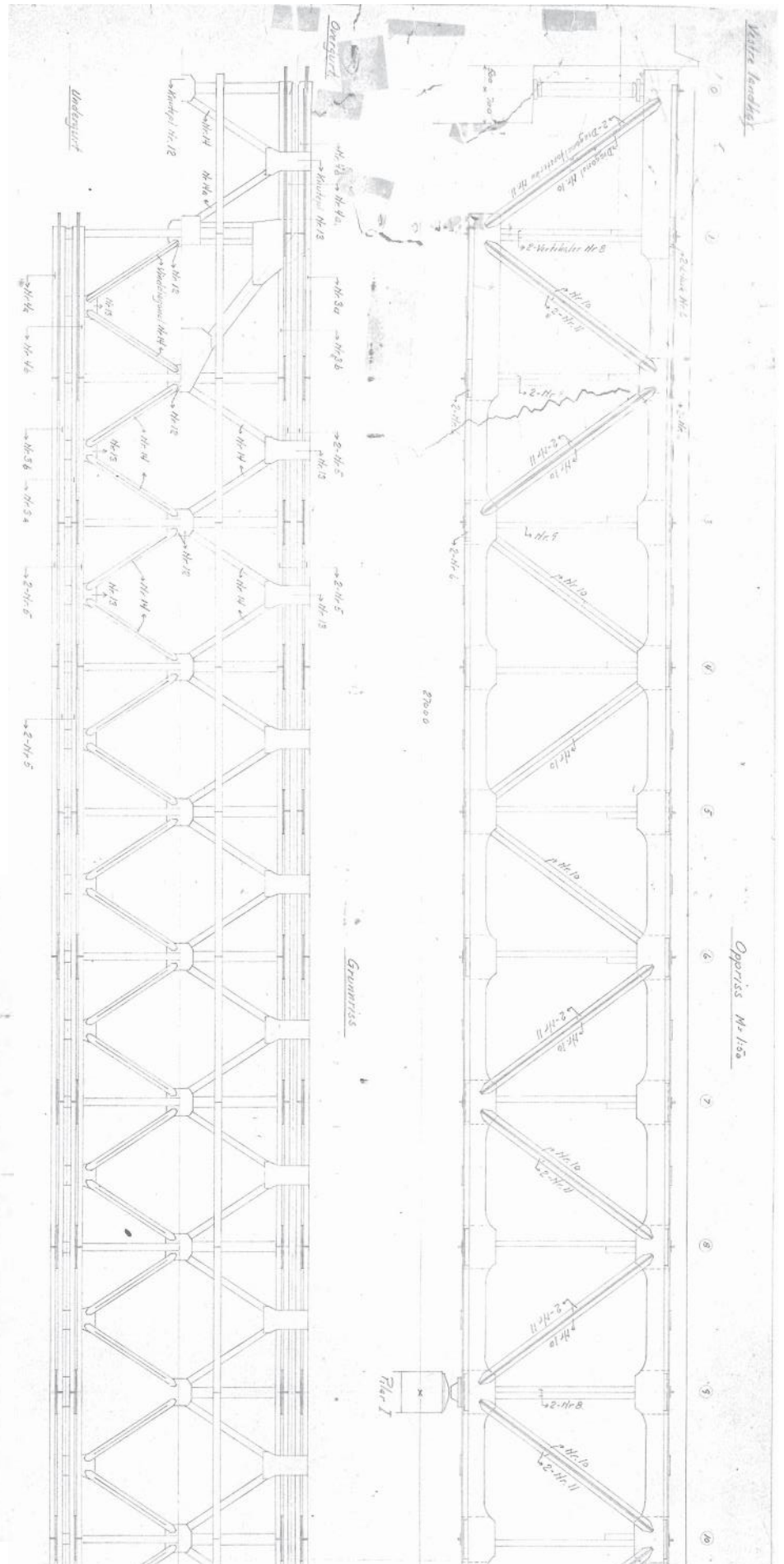
Vinddiagonal Nr.14. (48 stk à 41 kg)



Endeknutepkt. avstivning Nr.27 (4 stk à 161 kg)

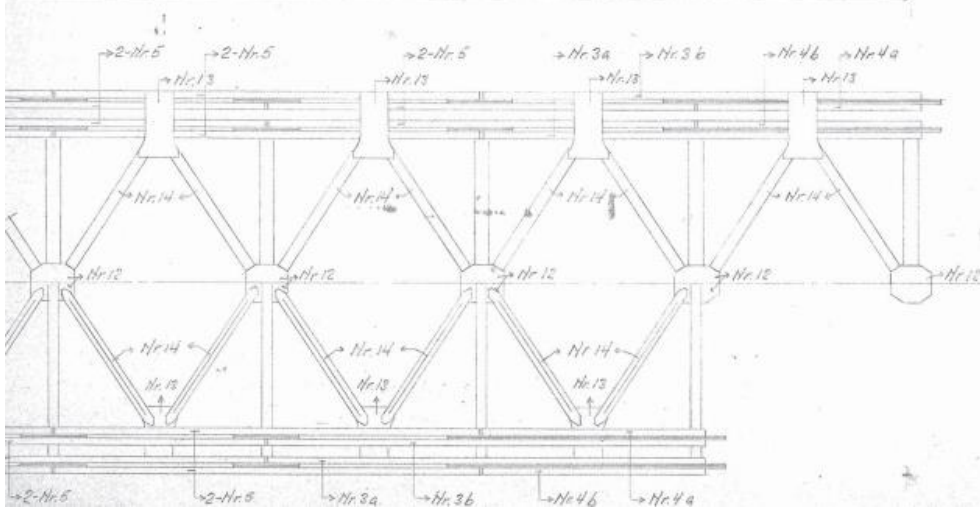
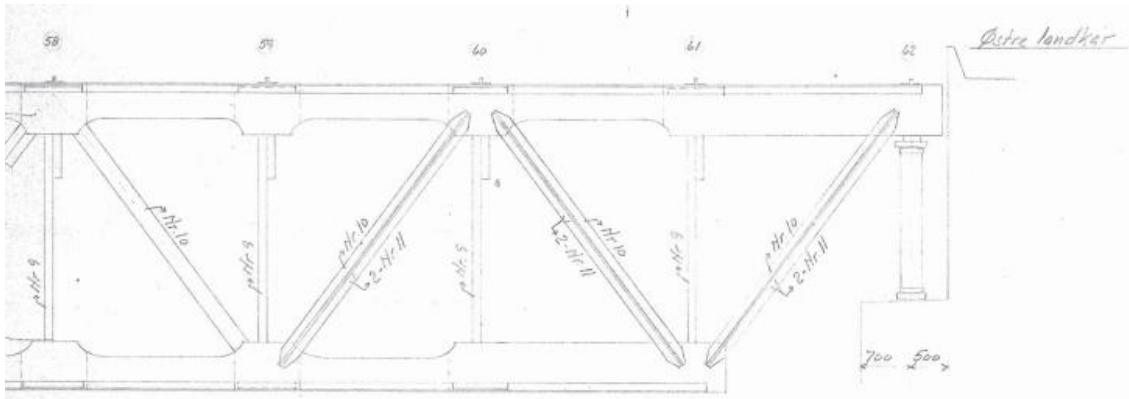


VEDLEGG A5
Oversikt fagverk

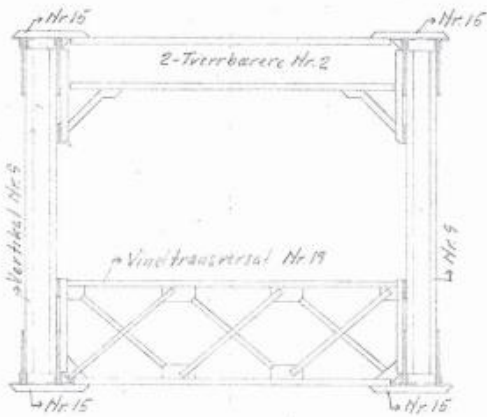


Bru over Nidelven ved Steine		M
Oversikt		1:50
Norges Statsbaner - Brukontrakt		Tegn og beregning av L. Thoresen
Oslo den 16. 1954		Stavne - lengden 70
Lage Teles - Guts		Bk. 12508
Banebyråttet by		AustSkillingmo Overingenier

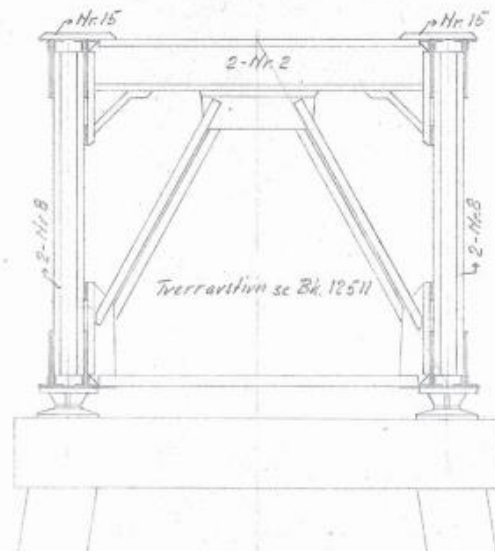
VEDLEGG A5
 Oversikt fagverk



Normalt tverrsnitt.



Tverrsnitt over pilarer



Vedlegg B

Beregning av last fra fagverk

Type	nr.	Antall	Vekt pr stk [kg]	Total vekt [kg]	Vekt [tonn]
Langbærer	1	124	252	31248	
Tverrbærer	2	126	424	53424	
Endegurtstykke *	3a	16	627	10032	
Endegurtstykke *	3b	16	627	10032	
Endegurtstykke *	4a	16	409	6544	
Endegurtstykke *	4b	16	409	6544	
Gurtstykke	5	464	493	228752	
Gurtstjøtlask	6	480	16	7680	
Gurtavstivning	7	**	11	10000	
Vertikal	8	28	368	10304	
Vertikal	9	108	250	27000	
Diagonal	10	124	367	45508	
Diagonalforsterkn	11	144	146	21024	
Vindkrnutepate	12	122	26	3172	
Vindkrnutepate	13	242	52	12584	
Vinddiagonal	14	484	41	19844	
Innspenningvinkler	15	238	25	5950	
Vindportal	19	54	340	18360	
Langbæreranslutning	23	61	85	5185	
Endeknutepunktavstivning	27	4	161	644	
SUM				533831	534
Sninner, bolter, muttere etc.			legger til	10 %	
SUM				587214	587
186 m lang bru gir jevnt fordelt last lik g			g=	30,97 kN/m	

* : Studering av bilder fra befaring og tegninger fra Bane NOR har bestemt antallet endegurtstykker til 16 av hver type.

** : antall er ikke oppgitt, og det er gjort en antagelse for total vekt.

Antall og vekt er hentet fra *Anvendte konstruksjonsdeler*, se vedlegg A4.

VEDLEGG C

Beregning av AR-effekter

Konstanter:

E-modul betong (langtid):	$E_C := 10000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
E-modul armeringsstål:	$E_S := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Flytespenning til armering:	$f_{yd} := 292 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Flytespenning til betong	$f_{cd} := 11.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Termisk utvidelseskoeffisient:	$\alpha_T := 10^{-5} \frac{1}{\text{K}}$

C1 - Gradient som gir krumning i planet, av søylen i nord:

1. Tverrsnittet kartlegges:

Høyde:

$$H := 850 \text{ mm}$$

Bredde:

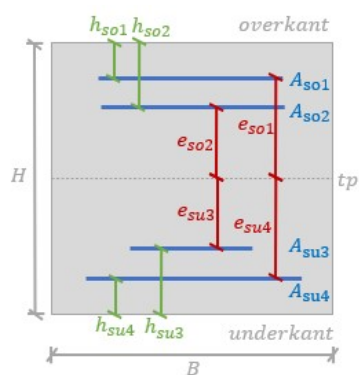
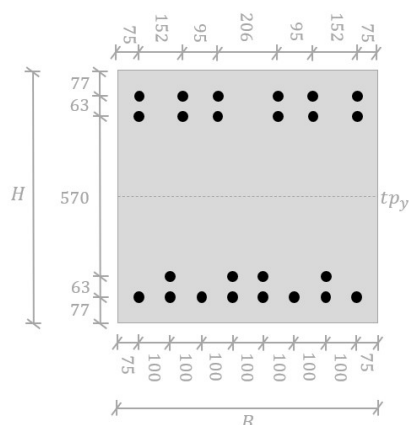
$$B := 850 \text{ mm}$$

Areal:

$$A_C := H \cdot B = 7.225 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Arealtreghetsmoment:

$$I_C := \frac{1}{12} \cdot B \cdot H^3 = 4.35 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$



Avstander på figuren:

$$h_{so1} := 77 \text{ mm} \quad e_{so1} := 348 \text{ mm}$$

$$h_{so2} := 140 \text{ mm} \quad e_{so2} := 285 \text{ mm}$$

$$h_{su3} := 140 \text{ mm} \quad e_{su3} := 285 \text{ mm}$$

$$h_{su4} := 77 \text{ mm} \quad e_{su4} := 348 \text{ mm}$$

Armeringsmengder:

$$A_{so1} := 6 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{ mm} \right)^2 = 4.825 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{so2} := 6 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{ mm} \right)^2 = 4.825 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{su3} := 4 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{ mm} \right)^2 = 3.217 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{su4} := 8 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{ mm} \right)^2 = 6.434 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

2. Initielle tøyninger (fri ekspansjon):

Tøyning i tverrsnittets overkant:	$\epsilon_{ini.o} := 0.0007$	krumning som gir strekk i overkant
Tøyning i tverrsnittets underkant:	$\epsilon_{ini.u} := 0.0004$	
Initiell krumning:	$\kappa_{ini} := \frac{\epsilon_{ini.o} - \epsilon_{ini.u}}{H} = 3.529 \times 10^{-7} \frac{1}{mm}$	Krumning oppover
Tøyning ved overkantarmring Aso1:	$\epsilon_{ini.so1} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot (H - h_{so1}) = 6.728 \times 10^{-4}$	
Tøyning ved overkantarmring Aso2:	$\epsilon_{ini.so2} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot (H - h_{so2}) = 6.506 \times 10^{-4}$	
Tøyning ved tyngdepunkt:	$\epsilon_{ini.tp} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot \frac{H}{2} = 5.5 \times 10^{-4}$	
Tøyning ved underkantarmring Asu3:	$\epsilon_{ini.su3} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot h_{su3} = 4.494 \times 10^{-4}$	
Tøyning ved underkantarmring Asu4:	$\epsilon_{ini.su4} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot h_{su4} = 4.272 \times 10^{-4}$	
Initiell AR-ekspansjon gir tilsvarende temperaturlast:	$\Delta T_{N.ini} := \frac{\epsilon_{ini.tp}}{\alpha_T} = 55 \text{ K}$	ekspansjon
	$\Delta T_{M.ini} := \frac{\kappa_{ini} \cdot H}{\alpha_T} = 30 \text{ K}$	utvider seg mer i ok enn uk. strekk overside

3. Armeringens motstand

Strekkefter i armeringen, gitt initiell AR-ekspansjon:

Strekkefter i armering Aso1:	$F_{so1} := \epsilon_{ini.so1} \cdot E_s \cdot A_{so1} = 649.34 \cdot \text{kN}$
Strekkefter i armering Aso2:	$F_{so2} := \epsilon_{ini.so2} \cdot E_s \cdot A_{so2} = 627.881 \cdot \text{kN}$
Strekkefter i armering Asu3:	$F_{su3} := \epsilon_{ini.su3} \cdot E_s \cdot A_{su3} = 289.151 \cdot \text{kN}$
Strekkefter i armering Asu4:	$F_{su4} := \epsilon_{ini.su4} \cdot E_s \cdot A_{su4} = 549.689 \cdot \text{kN}$

Strekkeftene i armeringen gir tilsvarende aksialkraft (trykk) og moment (strekke underside) i tverrsnittet:

Aksialkraft: $N_{\text{arm}} := F_{\text{so1}} + F_{\text{so2}} + F_{\text{su3}} + F_{\text{su4}} = 2.116 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Moment: $M_{\text{arm}} := F_{\text{so1}} \cdot e_{\text{so1}} + F_{\text{so2}} \cdot e_{\text{so2}} - F_{\text{su3}} \cdot e_{\text{su3}} - F_{\text{su4}} \cdot e_{\text{su4}} = 131.217 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Armeringens motstand gir tøyninger i tverrsnittet:

Tøyning ved tyngdepunktet: $\epsilon_{\text{arm.tp}} := \frac{N_{\text{arm}}}{E_c \cdot A_c} = 2.929 \times 10^{-4}$

Krumning over tverrsnittet: $\kappa_{\text{arm}} := \frac{M_{\text{arm}}}{E_c \cdot I_c} = 3.016 \times 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$

Tøyning ved tverrsnittets overkant: $\epsilon_{\text{arm.o}} := \epsilon_{\text{arm.tp}} + \kappa_{\text{arm}} \cdot \frac{H}{2} = 4.211 \times 10^{-4}$

Tøyning ved tverrsnittets underkant: $\epsilon_{\text{arm.u}} := \epsilon_{\text{arm.tp}} - \kappa_{\text{arm}} \cdot \frac{H}{2} = 1.647 \times 10^{-4}$

Armeringens motstand gir tilsvarende temperaturalst:

$\Delta T_{N.\text{arm}} := \frac{\epsilon_{\text{arm.tp}}}{\alpha_T} = 29.288 \text{ K}$ Trykkes sammen

$\Delta T_{M.\text{arm}} := \frac{\kappa_{\text{arm}} \cdot H}{\alpha_T} = 25.64 \text{ K}$ Strekk underside

4. AR i analysen

Temperaturalst i analysen tilsvarende AR:

$\Delta T_{N.\text{AR}} := \Delta T_{N.\text{ini}} - \Delta T_{N.\text{arm}} = 25.712 \text{ K}$ Utvidelse

$\Delta T_{M.\text{AR}} := \Delta T_{M.\text{ini}} - \Delta T_{M.\text{arm}} = 4.36 \text{ K}$ Strekk overside

5. Resulterende tøyninger i tverrsnittet

Tøyning i overkant av tverrsnittet: $\epsilon_{\text{AR.o}} := \epsilon_{\text{ini.o}} - \epsilon_{\text{arm.o}} = 2.789 \times 10^{-4}$

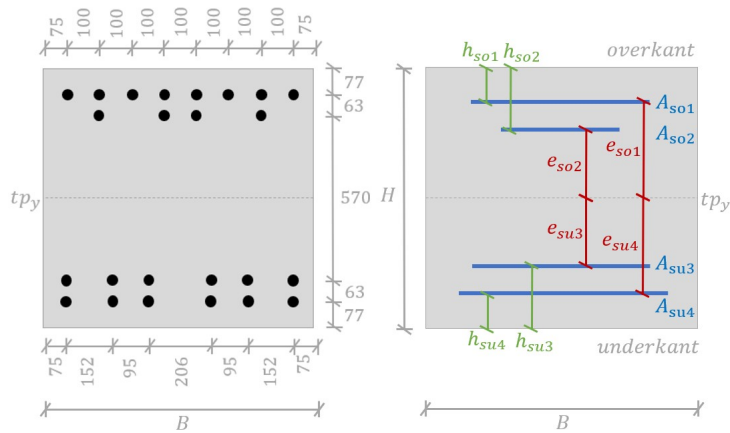
Tøyning i tyngdepunktet: $\epsilon_{\text{AR.tp}} := \epsilon_{\text{ini.tp}} - \epsilon_{\text{arm.tp}} = 2.571 \times 10^{-4}$

Tøyning i underkant av tverrsnittet: $\epsilon_{\text{AR.u}} := \epsilon_{\text{ini.u}} - \epsilon_{\text{arm.u}} = 2.353 \times 10^{-4}$

C2 - Gradient som gir krumning i planet, av søylen i sør:

1. Tverrsnittet kartlegges:

Høyde:	$H := 850\text{mm}$
Bredde:	$B := 850\text{mm}$
Areal:	$A_C := H \cdot B = 7.225 \times 10^5 \text{mm}^2$
Arealtreghetsmoment:	$I_C := \frac{1}{12} \cdot B \cdot H^3 = 4.35 \times 10^{10} \text{mm}^4$



Avstander på figuren:	$h_{so1} := 77\text{mm}$	$e_{so1} := 348\text{mm}$
	$h_{so2} := 140\text{mm}$	$e_{so2} := 285\text{mm}$
	$h_{su3} := 140\text{mm}$	$e_{su3} := 285\text{mm}$
	$h_{su4} := 77\text{mm}$	$e_{su4} := 348\text{mm}$

Armeringsmengder:	$A_{so1} := 8 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{mm} \right)^2 = 6.434 \times 10^3 \text{mm}^2$
	$A_{so2} := 4 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{mm} \right)^2 = 3.217 \times 10^3 \text{mm}^2$
	$A_{su3} := 6 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{mm} \right)^2 = 4.825 \times 10^3 \text{mm}^2$
	$A_{su4} := 6 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{mm} \right)^2 = 4.825 \times 10^3 \text{mm}^2$

2. Initielle tøyninger (fri ekspansjon):

Tøyning i tverrsnittets overkant: $\epsilon_{ini.o} := 0.0007$ krumning som gir strekk i overkant

Tøyning i tverrsnittets underkant: $\epsilon_{ini.u} := 0.0004$

Initiell krumning: $\kappa_{ini} := \frac{\epsilon_{ini.o} - \epsilon_{ini.u}}{H} = 3.529 \times 10^{-7} \frac{1}{mm}$ Krumning oppover

Tøyning ved overkantarmoring Aso1: $\epsilon_{ini.so1} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot (H - h_{so1}) = 6.728 \times 10^{-4}$

Tøyning ved overkantarmoring Aso2: $\epsilon_{ini.so2} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot (H - h_{so2}) = 6.506 \times 10^{-4}$

Tøyning ved tyngdepunkt: $\epsilon_{ini.tp} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot \frac{H}{2} = 5.5 \times 10^{-4}$

Tøyning ved underkantarmoring Asu3: $\epsilon_{ini.su3} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot h_{su3} = 4.494 \times 10^{-4}$

Tøyning ved underkantarmoring Asu4: $\epsilon_{ini.su4} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot h_{su4} = 4.272 \times 10^{-4}$

Initiell AR-ekspansjon gir tilsvarende temperaturlast: $\Delta T_{N.ini} := \frac{\epsilon_{ini.tp}}{\alpha_T} = 55 \text{ K}$ ekspansjon

$$\Delta T_{M.ini} := \frac{\kappa_{ini} \cdot H}{\alpha_T} = 30 \text{ K}$$
utvider seg mer i ok enn uk. strekk overside

3. Armeringens motstand

Strekkefter i armeringen, gitt initiell AR-ekspansjon:

Strekkefter i armering Aso1: $F_{so1} := \epsilon_{ini.so1} \cdot E_S \cdot A_{so1} = 865.787 \cdot \text{kN}$

Strekkefter i armering Aso2: $F_{so2} := \epsilon_{ini.so2} \cdot E_S \cdot A_{so2} = 418.587 \cdot \text{kN}$

Strekkefter i armering Asu3: $F_{su3} := \epsilon_{ini.su3} \cdot E_S \cdot A_{su3} = 433.726 \cdot \text{kN}$

Strekkefter i armering Asu4: $F_{su4} := \epsilon_{ini.su4} \cdot E_S \cdot A_{su4} = 412.267 \cdot \text{kN}$

Strekkeftene i armeringen gir tilsvarende aksialkraft (trykk) og moment (strekke underside) i tverrsnittet:

Aksialkraft: $N_{\text{arm}} := F_{\text{so1}} + F_{\text{so2}} + F_{\text{su3}} + F_{\text{su4}} = 2.13 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Moment: $M_{\text{arm}} := F_{\text{so1}} \cdot e_{\text{so1}} + F_{\text{so2}} \cdot e_{\text{so2}} - F_{\text{su3}} \cdot e_{\text{su3}} - F_{\text{su4}} \cdot e_{\text{su4}} = 153.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Armeringens motstand gir tøyninger i tverrsnittet:

Tøyning ved tyngdepunktet: $\epsilon_{\text{arm.tp}} := \frac{N_{\text{arm}}}{E_c \cdot A_c} = 2.949 \times 10^{-4}$

Krumning over tverrsnittet: $\kappa_{\text{arm}} := \frac{M_{\text{arm}}}{E_c \cdot I_c} = 3.529 \times 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$

Tøyning ved tverrsnittets overkant: $\epsilon_{\text{arm.o}} := \epsilon_{\text{arm.tp}} + \kappa_{\text{arm}} \cdot \frac{H}{2} = 4.448 \times 10^{-4}$

Tøyning ved tverrsnittets underkant: $\epsilon_{\text{arm.u}} := \epsilon_{\text{arm.tp}} - \kappa_{\text{arm}} \cdot \frac{H}{2} = 1.449 \times 10^{-4}$

Armeringens motstand gir tilsvarende temperaturalst:

$\Delta T_{N.\text{arm}} := \frac{\epsilon_{\text{arm.tp}}}{\alpha_T} = 29.486 \text{ K}$ Frykkes sammen

$\Delta T_{M.\text{arm}} := \frac{\kappa_{\text{arm}} \cdot H}{\alpha_T} = 29.996 \text{ K}$ Strekk underside

4. AR i analysen

Temperaturalast i analysen tilsvarende AR:

$\Delta T_{N.\text{AR}} := \Delta T_{N.\text{ini}} - \Delta T_{N.\text{arm}} = 25.514 \text{ K}$ Utvidelse

$\Delta T_{M.\text{AR}} := \Delta T_{M.\text{ini}} - \Delta T_{M.\text{arm}} = 4.071 \times 10^{-3} \text{ K}$ Strekk overside

5. Resulterende tøyninger i tverrsnittet

Tøyning i overkant av tverrsnittet: $\epsilon_{\text{AR.o}} := \epsilon_{\text{ini.o}} - \epsilon_{\text{arm.o}} = 2.552 \times 10^{-4}$

Tøyning i tyngdepunktet: $\epsilon_{\text{AR.tp}} := \epsilon_{\text{ini.tp}} - \epsilon_{\text{arm.tp}} = 2.551 \times 10^{-4}$

Tøyning i underkant av tverrsnittet: $\epsilon_{\text{AR.u}} := \epsilon_{\text{ini.u}} - \epsilon_{\text{arm.u}} = 2.551 \times 10^{-4}$

C3 - Gradient som gir krumning ut av planet, for begge søyler:

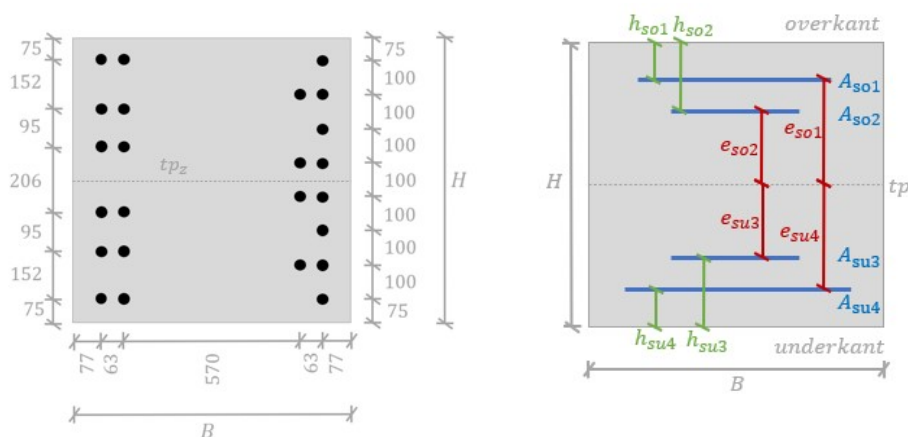
1. Tverrsnittet kartlegges:

Høyde: $H := 850 \text{ mm}$

Bredde: $B := 850 \text{ mm}$

Areal: $A_C := H \cdot B = 7.225 \times 10^5 \text{ mm}^2$

Arealtreghetsmoment: $I_C := \frac{1}{12} \cdot B \cdot H^3 = 4.35 \times 10^{10} \text{ mm}^4$



Avstander på figuren:

$$h_{so1} = 147 \text{ mm} \quad e_{so1} = 278 \text{ mm}$$

$$h_{so2} = 333.8 \text{ mm} \quad e_{so2} = 91.2 \text{ mm}$$

$$h_{su3} = 333.8 \text{ mm} \quad e_{su3} = 91.2 \text{ mm}$$

$$h_{su4} = 147 \text{ mm} \quad e_{su4} = 278 \text{ mm}$$

Armeringsmengder:

$$A_{so1} := 7 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{ mm} \right)^2 = 5.63 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{so2} := 5 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{ mm} \right)^2 = 4.021 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{su3} := 5 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{ mm} \right)^2 = 4.021 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{su4} := 7 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{ mm} \right)^2 = 5.63 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

2. Initielle tøyninger (fri ekspansjon):

Tøyning i tverrsnittets overkant:

$$\varepsilon_{ini.o} := 0.0007$$

krumning som gir strekk i overkant

Tøyning i tverrsnittets underkant:

$$\varepsilon_{ini.u} := 0.0004$$

Initiell krumning:

$$\kappa_{ini} := \frac{\varepsilon_{ini.o} - \varepsilon_{ini.u}}{H} = 3.529 \times 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$$

Krumning oppover

Tøyning ved overkantarmering Aso1:

$$\varepsilon_{ini.so1} := \varepsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot (H - h_{so1}) = 6.481 \times 10^{-4}$$

Tøyning ved overkantarmering Aso2:

$$\varepsilon_{ini.so2} := \varepsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot (H - h_{so2}) = 5.822 \times 10^{-4}$$

Tøyning ved tyngdepunkt:

$$\varepsilon_{ini.tp} := \varepsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot \frac{H}{2} = 5.5 \times 10^{-4}$$

Tøyning ved underkantarmering Asu3:

$$\varepsilon_{ini.su3} := \varepsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot h_{su3} = 5.178 \times 10^{-4}$$

Tøyning ved underkantarmering Asu4:

$$\varepsilon_{ini.su4} := \varepsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot h_{su4} = 4.519 \times 10^{-4}$$

Initiell AR-ekspansjon gir tilsvarende temperaturlast:

$$\Delta T_{N.ini} := \frac{\varepsilon_{ini.tp}}{\alpha_T} = 55 \text{ K}$$

ekspansjon

$$\Delta T_{M.ini} := \frac{\kappa_{ini} \cdot H}{\alpha_T} = 30 \text{ K}$$

utvider seg mer
øk enn uk.
strekk overside

3. Armeringens motstand

Strekkefter i armeringen, gitt initiell AR-ekspansjon:

Strekkefter i armering Aso1:

$$F_{so1} := \varepsilon_{ini.so1} \cdot E_s \cdot A_{so1} = 729.746 \cdot \text{kN}$$

Strekkefter i armering Aso2:

$$F_{so2} := \varepsilon_{ini.so2} \cdot E_s \cdot A_{so2} = 468.224 \cdot \text{kN}$$

Strekkefter i armering Asu3:

$$F_{su3} := \varepsilon_{ini.su3} \cdot E_s \cdot A_{su3} = 416.449 \cdot \text{kN}$$

Strekkefter i armering Asu4:

$$F_{su4} := \varepsilon_{ini.su4} \cdot E_s \cdot A_{su4} = 508.795 \cdot \text{kN}$$

Strekkeftene i armeringen gir tilsvarende aksialkraft (trykk) og moment (strekk underside) i tverrsnittet:

$$\text{Aksialkraft: } N_{arm} := F_{so1} + F_{so2} + F_{su3} + F_{su4} = 2.123 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Moment: $M_{\text{arm}} := F_{\text{so1}} \cdot e_{\text{so1}} + F_{\text{so2}} \cdot e_{\text{so2}} - F_{\text{su3}} \cdot e_{\text{su3}} - F_{\text{su4}} \cdot e_{\text{su4}} = 66.146 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Armeringens motstand gir tøyninger i tverrsnittet:

Tøyning ved tyngdepunktet: $\epsilon_{\text{arm.tp}} := \frac{N_{\text{arm}}}{E_c \cdot A_c} = 2.939 \times 10^{-4}$

Krumning over tverrsnittet: $\kappa_{\text{arm}} := \frac{M_{\text{arm}}}{E_c \cdot I_c} = 1.521 \times 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$

Tøyning ved tverrsnittets overkant: $\epsilon_{\text{arm.o}} := \epsilon_{\text{arm.tp}} + \kappa_{\text{arm}} \cdot \frac{H}{2} = 3.585 \times 10^{-4}$

Tøyning ved tverrsnittets underkant: $\epsilon_{\text{arm.u}} := \epsilon_{\text{arm.tp}} - \kappa_{\text{arm}} \cdot \frac{H}{2} = 2.292 \times 10^{-4}$

Armeringens motstand gir tilsvarende temperaturalst:

$\Delta T_{\text{N.arm}} := \frac{\epsilon_{\text{arm.tp}}}{\alpha_T} = 29.387 \text{ K}$ Trykkes sammen

$\Delta T_{\text{M.arm}} := \frac{\kappa_{\text{arm}} \cdot H}{\alpha_T} = 12.925 \text{ K}$ Strekk underside

4. AR i analysen

Temperaturalast i analysen tilsvarende AR:

$\Delta T_{\text{N.AR}} := \Delta T_{\text{N.ini}} - \Delta T_{\text{N.arm}} = 25.613 \text{ K}$ Utvidelse

$\Delta T_{\text{M.AR}} := \Delta T_{\text{M.ini}} - \Delta T_{\text{M.arm}} = 17.075 \text{ K}$ Strekk overside

5. Resulterende tøyninger i tverrsnittet

Tøyning i overkant av tverrsnittet: $\epsilon_{\text{AR.o}} := \epsilon_{\text{ini.o}} - \epsilon_{\text{arm.o}} = 3.415 \times 10^{-4}$

Tøyning i tyngdepunktet: $\epsilon_{\text{AR.tp}} := \epsilon_{\text{ini.tp}} - \epsilon_{\text{arm.tp}} = 2.561 \times 10^{-4}$

Tøyning i underkant av tverrsnittet: $\epsilon_{\text{AR.u}} := \epsilon_{\text{ini.u}} - \epsilon_{\text{arm.u}} = 1.708 \times 10^{-4}$

Resulterende krumning: $\kappa_{\text{AR}} := \frac{\epsilon_{\text{AR.o}} - \epsilon_{\text{AR.u}}}{H} = 2.009 \times 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$

krumningen som er brukt til deformasjonsberegning av søyler

C4 - Gradient som gir krumning i planet, av tverrbærere:

1. Tverrsnittet kartlegges:

Høyde:

$$H := 850 \text{ mm}$$

Bredde:

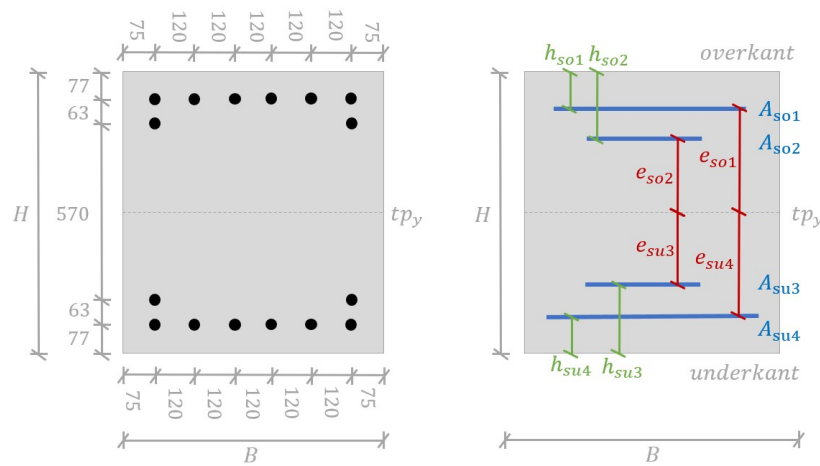
$$B := 750 \text{ mm}$$

Areal:

$$A_C := H \cdot B = 6.375 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Arealtreghetsmoment:

$$I_C := \frac{1}{12} \cdot B \cdot H^3 = 3.838 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$



Avstander på figuren:

$$h_{so1} := 77 \text{ mm} \quad e_{so1} := 348 \text{ mm}$$

$$h_{so2} := 140 \text{ mm} \quad e_{so2} := 285 \text{ mm}$$

$$h_{su3} := 140 \text{ mm} \quad e_{su3} := 285 \text{ mm}$$

$$h_{su4} := 77 \text{ mm} \quad e_{su4} := 348 \text{ mm}$$

Armeringsmengder:

$$A_{so1} := 6 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{ mm} \right)^2 = 4.825 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{so2} := 2 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{ mm} \right)^2 = 1.608 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{su3} := 2 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{ mm} \right)^2 = 1.608 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{su4} := 6 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{ mm} \right)^2 = 4.825 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

2. Initielle tøyninger (fri ekspansjon):

Tøyning i tverrsnittets overkant:

$$\epsilon_{ini.o} := 0.0007$$

krumning som gir strekk i overkant

Tøyning i tverrsnittets underkant:

$$\epsilon_{ini.u} := 0.0004$$

Initiell krumning:

$$\kappa_{ini} := \frac{\epsilon_{ini.o} - \epsilon_{ini.u}}{H} = 3.529 \times 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$$

Krumning oppover

Tøyning ved overkantarmoring Aso1:

$$\epsilon_{ini.so1} := \epsilon_{ini.o} - \kappa_{ini} \cdot h_{so1} = 6.728 \times 10^{-4}$$

Tøyning ved overkantarmoring Aso2:

$$\epsilon_{ini.so2} := \epsilon_{ini.o} - \kappa_{ini} \cdot h_{so2} = 6.506 \times 10^{-4}$$

Tøyning ved tyngdepunkt:

$$\epsilon_{ini.tp} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot \frac{H}{2} = 5.5 \times 10^{-4}$$

Tøyning ved underkantarmoring Asu3:

$$\epsilon_{ini.su3} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot h_{su3} = 4.494 \times 10^{-4}$$

Tøyning ved underkantarmoring Asu4:

$$\epsilon_{ini.su4} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot h_{su4} = 4.272 \times 10^{-4}$$

Initiell AR-ekspansjon gir tilsvarende temperaturlast:

$$\Delta T_{N.ini} := \frac{\epsilon_{ini.tp}}{\alpha_T} = 55 \text{ K}$$

ekspansjon

$$\Delta T_{M.ini} := \frac{\kappa_{ini} \cdot H}{\alpha_T} = 30 \text{ K}$$

utvider seg mer i ok enn uk. strekk overside

3. Armeringens motstand

Strekkefter i armeringen, gitt initiell AR-ekspansjon:

Strekkefter i armering Aso1:

$$F_{so1} := \epsilon_{ini.so1} \cdot E_S \cdot A_{so1} = 649.34 \cdot \text{kN}$$

Strekkefter i armering Aso2:

$$F_{so2} := \epsilon_{ini.so2} \cdot E_S \cdot A_{so2} = 209.294 \cdot \text{kN}$$

Strekkefter i armering Asu3:

$$F_{su3} := \epsilon_{ini.su3} \cdot E_S \cdot A_{su3} = 144.575 \cdot \text{kN}$$

Strekkefter i armering Asu4:

$$F_{su4} := \epsilon_{ini.su4} \cdot E_S \cdot A_{su4} = 412.267 \cdot \text{kN}$$

Strekkeftene i armeringen gir tilsvarende aksialkraft (trykk) og moment (strekke underside) i

tværsnittet:

$$\text{Aksialkraft: } N_{\text{arm}} := F_{\text{so1}} + F_{\text{so2}} + F_{\text{su3}} + F_{\text{su4}} = 1.415 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Moment: } M_{\text{arm}} := F_{\text{so1}} \cdot e_{\text{so1}} + F_{\text{so2}} \cdot e_{\text{so2}} - F_{\text{su3}} \cdot e_{\text{su3}} - F_{\text{su4}} \cdot e_{\text{su4}} = 100.946 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Armeringens motstand gir tøyninger i tværsnittet:

$$\text{Tøyning ved tyngdepunktet: } \epsilon_{\text{arm.tp}} := \frac{N_{\text{arm}}}{E_c \cdot A_c} = 2.22 \times 10^{-4}$$

$$\text{Krumning over tværsnittet: } \kappa_{\text{arm}} := \frac{M_{\text{arm}}}{E_c \cdot I_c} = 2.63 \times 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$$

$$\text{Tøyning ved tværsnittets overkant: } \epsilon_{\text{arm.o}} := \epsilon_{\text{arm.tp}} + \kappa_{\text{arm}} \cdot \frac{H}{2} = 3.338 \times 10^{-4}$$

$$\text{Tøyning ved tværsnittets underkant: } \epsilon_{\text{arm.u}} := \epsilon_{\text{arm.tp}} - \kappa_{\text{arm}} \cdot \frac{H}{2} = 1.103 \times 10^{-4}$$

Armeringens motstand gir tilsvarende temperaturalst:

$$\Delta T_{N,\text{arm}} := \frac{\epsilon_{\text{arm.tp}}}{\alpha_T} = 22.204 \text{ K} \quad \boxed{\text{Trykkes sammen}}$$

$$\Delta T_{M,\text{arm}} := \frac{\kappa_{\text{arm}} \cdot H}{\alpha_T} = 22.355 \text{ K} \quad \boxed{\text{Strekk underside}}$$

4. AR i analysen

Temperaturalst i analysen tilsvarende AR:

$$\Delta T_{N,\text{AR}} := \Delta T_{N,\text{ini}} - \Delta T_{N,\text{arm}} = 32.796 \text{ K} \quad \boxed{\text{Utvidelse}}$$

$$\Delta T_{M,\text{AR}} := \Delta T_{M,\text{ini}} - \Delta T_{M,\text{arm}} = 7.645 \text{ K} \quad \boxed{\text{Strekk overside}}$$

5. Resulterende tøyninger i tværsnittet

$$\text{Tøyning i overkant av tværsnittet: } \epsilon_{\text{AR.o}} := \epsilon_{\text{ini.o}} - \epsilon_{\text{arm.o}} = 3.662 \times 10^{-4}$$

$$\text{Tøyning i tyngdepunktet: } \epsilon_{\text{AR.tp}} := \epsilon_{\text{ini.tp}} - \epsilon_{\text{arm.tp}} = 3.28 \times 10^{-4}$$

C5 - Gradient som gir krumning ut av planet, av tverrbærere:

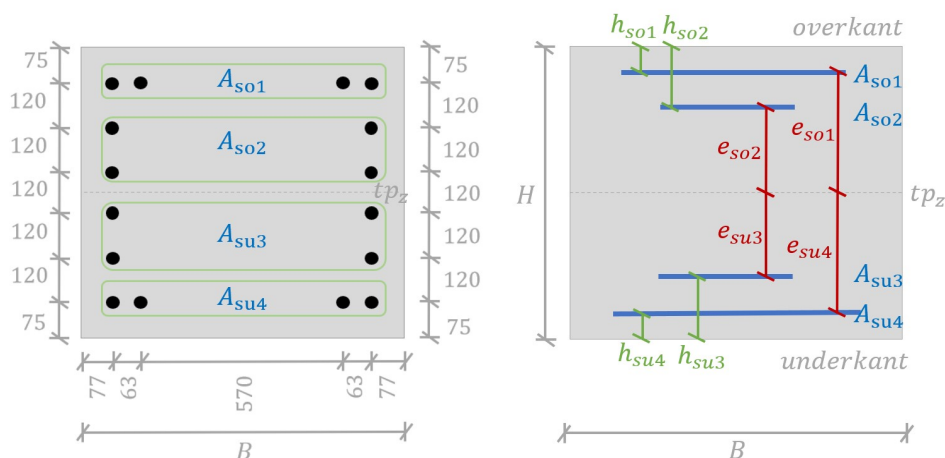
1. Tverrsnittet kartlegges:

Høyde: $H := 750\text{mm}$

Bredde: $B := 850\text{mm}$

Areal: $A_C := H \cdot B = 6.375 \times 10^5 \text{mm}^2$

Arealtreghetsmoment: $I_C := \frac{1}{12} \cdot B \cdot H^3 = 2.988 \times 10^{10} \text{mm}^4$



Avstander på figuren:

$h_{so1} := 75\text{mm}$ $e_{so1} := 300\text{mm}$

$h_{so2} := 255\text{mm}$ $e_{so2} := 120\text{mm}$

$h_{su3} := 255\text{mm}$ $e_{su3} := 120\text{mm}$

$h_{su4} := 75\text{mm}$ $e_{su4} := 300\text{mm}$

Armeringsmengder:

$$A_{so1} := 4 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{mm} \right)^2 = 3.217 \times 10^3 \text{mm}^2$$

$$A_{so2} := 4 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{mm} \right)^2 = 3.217 \times 10^3 \text{mm}^2$$

$$A_{su3} := 4 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{mm} \right)^2 = 3.217 \times 10^3 \text{mm}^2$$

$$A_{su4} := 4 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{mm} \right)^2 = 3.217 \times 10^3 \text{mm}^2$$

2. Initiell AR-ekspansjon:

Tøyning i tverrsnittets overkant: $\epsilon_{ini.o} := 0.0007$ krumning som gir strekk i overkant

Tøyning i tverrsnittets underkant: $\epsilon_{ini.u} := 0.0004$

Initiell krumning: $\kappa_{ini} := \frac{\epsilon_{ini.o} - \epsilon_{ini.u}}{H} = 4 \times 10^{-7} \frac{1}{mm}$ Krumning oppover

Tøyning ved overkantarmoring Aso1: $\epsilon_{ini.so1} := \epsilon_{ini.o} - \kappa_{ini} \cdot h_{so1} = 6.7 \times 10^{-4}$

Tøyning ved overkantarmoring Aso2: $\epsilon_{ini.so2} := \epsilon_{ini.o} - \kappa_{ini} \cdot h_{so2} = 5.98 \times 10^{-4}$

Tøyning ved tyngdepunkt: $\epsilon_{ini.tp} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot \frac{H}{2} = 5.5 \times 10^{-4}$

Tøyning ved underkantarmoring Asu3: $\epsilon_{ini.su3} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot h_{su3} = 5.02 \times 10^{-4}$

Tøyning ved underkantarmoring Asu4: $\epsilon_{ini.su4} := \epsilon_{ini.u} + \kappa_{ini} \cdot h_{su4} = 4.3 \times 10^{-4}$

Initiell AR-ekspansjon gir tilsvarende temperaturlast: $\Delta T_{N.ini} := \frac{\epsilon_{ini.tp}}{\alpha_T} = 55 \text{ K}$ ekspansjon

$$\Delta T_{M.ini} := \frac{\kappa_{ini} \cdot H}{\alpha_T} = 30 \text{ K}$$
utvider seg mer i ok enn uk. strekk overside

3. Armeringens motstand

Strekkefter i armeringen, gitt initiell AR-ekspansjon:

Strekkefter i armering Aso1: $F_{so1} := \epsilon_{ini.so1} \cdot E_S \cdot A_{so1} = 4.311 \times 10^5 \text{ N}$

Strekkefter i armering Aso2: $F_{so2} := \epsilon_{ini.so2} \cdot E_S \cdot A_{so2} = 3.848 \times 10^5 \text{ N}$

Strekkefter i armering Asu3: $F_{su3} := \epsilon_{ini.su3} \cdot E_S \cdot A_{su3} = 3.23 \times 10^5 \text{ N}$

Strekkefter i armering Asu4: $F_{su4} := \epsilon_{ini.su4} \cdot E_S \cdot A_{su4} = 2.767 \times 10^5 \text{ N}$

Strekkeftene i armeringen gir tilsvarende aksialkraft (trykk) og moment (strekke underside) i

tværsnittet:

Aksialkraft: $N_{\text{arm}} := F_{\text{so1}} + F_{\text{so2}} + F_{\text{su3}} + F_{\text{su4}} = 1.415 \times 10^6 \text{ N}$

Moment: $M_{\text{arm}} := F_{\text{so1}} \cdot e_{\text{so1}} + F_{\text{so2}} \cdot e_{\text{so2}} - F_{\text{su3}} \cdot e_{\text{su3}} - F_{\text{su4}} \cdot e_{\text{su4}} = 53.737 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Armeringens motstand gir tøyninger i tværsnittet:

Tøyning ved tyngdepunktet: $\epsilon_{\text{arm.tp}} := \frac{N_{\text{arm}}}{E_c \cdot A_c} = 2.22 \times 10^{-4}$

Krumning over tværsnittet: $\kappa_{\text{arm}} := \frac{M_{\text{arm}}}{E_c \cdot I_c} = 1.798 \times 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$

Tøyning ved tværsnittets overkant: $\epsilon_{\text{arm.o}} := \epsilon_{\text{arm.tp}} + \kappa_{\text{arm}} \cdot \frac{H}{2} = 2.895 \times 10^{-4}$

Tøyning ved tværsnittets underkant: $\epsilon_{\text{arm.u}} := \epsilon_{\text{arm.tp}} - \kappa_{\text{arm}} \cdot \frac{H}{2} = 1.546 \times 10^{-4}$

Armeringens motstand gir tilsvarende temperaturalst:

$\Delta T_{N,\text{arm}} := \frac{\epsilon_{\text{arm.tp}}}{\alpha_T} = 22.204 \text{ K}$ Trykkes sammen

$\Delta T_{M,\text{arm}} := \frac{\kappa_{\text{arm}} \cdot H}{\alpha_T} = 13.487 \text{ K}$ Strekkes underside

4. AR i analysen

Temperaturalst i analysen tilsvarende AR:

$\Delta T_{N,\text{AR}} := \Delta T_{N,\text{ini}} - \Delta T_{N,\text{arm}} = 32.796 \text{ K}$ Utvidelse

$\Delta T_{M,\text{AR}} := \Delta T_{M,\text{ini}} - \Delta T_{M,\text{arm}} = 16.513 \text{ K}$ Strekkes overside

5. Resulterende tøyninger i tværsnittet

Tøyning i overkant av tværsnittet: $\epsilon_{\text{AR.o}} := \epsilon_{\text{ini.o}} - \epsilon_{\text{arm.o}} = 4.105 \times 10^{-4}$

Tøyning i tyngdepunktet: $\epsilon_{\text{AR.tp}} := \epsilon_{\text{ini.tp}} - \epsilon_{\text{arm.tp}} = 3.28 \times 10^{-4}$

VEDLEGG D

Beregning av slankhet

Informasjon om søyletverrsnitt:

Aksialkraft i søylen:

$$N_{Ed} := 3167 \text{ kN}$$

Høyde på tverrsnitt:

$$h := 850 \text{ mm}$$

Bredde på tverrsnitt:

$$b := 850 \text{ mm}$$

Effektivt kryptall:

$$\varphi_{ef} := 1.0$$

Flytespenning til armering:

$$f_{yd} := 292 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Flytespenning til betong

$$f_{cd} := 11.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Areal betong:

$$A_c := h \cdot b = 0.722 \text{ m}^2$$

Areal armering:

$$A_s := 24 \cdot \pi \cdot \left(\frac{32}{2} \text{ mm} \right)^2 = 0.019 \text{ m}^2$$

D1 - Slankhetsberegning av søyle

Moment i toppen av søylen:

$$M_{\text{topp}} := 110.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{02} := 110.8 \text{ kNm}$$

Moment i bunnen av søylen:

$$M_{\text{bunn}} := 110.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{01} := 110.8 \text{ kNm}$$

Lengde på søyle:

$$l_{\text{søyle}} := 14.11 \text{ m}$$

Effektiv høyde:

$$h_{\text{merket}} := 426 \text{ mm}$$

Beregning av normalisert slankhet:

$$i := \sqrt{\frac{1}{12}} \cdot h = 0.245 \text{ m}$$

$$i_s := \frac{h_{\text{merket}}}{2} = 0.213 \text{ m}$$

$$k_a := \left(\frac{i_s}{i} \right)^2 = 0.754$$

$$\lambda := \frac{l_{\text{søyle}}}{i} = 57.504$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.388$$

$$\omega := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.69$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}} = 25.073$$

Beregning av slankhetskrav:

$$r_m := \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1$$

$$N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} = 134.597 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Siden $N_{Ed} \cdot h/20$ er større enn M_{01} , brukes $r_m = 1$

$$A_\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 1.042$$

$$\lambda_{lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 13.542$$

Kontroll av slankhet:

$$\lambda_n > \lambda_{lim} \quad \text{Søylen er slank}$$

D2 - Slankhetsberegning av søyleled

Moment i toppen av søyleled:	$M_{\text{topp}} := -277 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{01} := M_{\text{topp}}$
Moment i bunnen av søyleled:	$M_{\text{bunn}} := 282 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{02} := M_{\text{bunn}}$
Lengde på søyleled:	$l_{\text{søyle}} := 4.90 \text{ m}$	
Knekk lengde:	$l_0 := 0.8 \cdot l_{\text{søyle}} = 3.92 \text{ m}$	
Effektiv høyde:	$h_{\text{merket}} := 633 \text{ mm}$	
Effektivt kryttall:	$\varphi_{\text{ef}} := 1.0$	

Beregning av normalisert slankhet:

$$i := \sqrt{\frac{1}{12}} \cdot h = 0.245 \text{ m}$$

$$i_s := \frac{h_{\text{merket}}}{2} = 0.317 \text{ m}$$

$$k_a := \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 1.664$$

$$\lambda := \frac{l_0}{i} = 15.976$$

$$n := \frac{N_{\text{Ed}}}{f_{\text{cd}} \cdot A_c} = 0.388$$

$$\omega := \frac{f_{\text{yd}} \cdot A_s}{f_{\text{cd}} \cdot A_c} = 0.69$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}} = 5.48$$

Beregning av slankhetskrav:

$$M_{01} = -277 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{02} = 282 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$r_m := \frac{M_{01}}{M_{02}} = -0.982$$

$$N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} = 134.597 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Siden $N_{Ed} \cdot h/20$ er mindre enn M_{02} , brukes beregnet verdi for r_m

$$A_{\varphi} := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 1.042$$

$$\lambda_{lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_{\varphi} = 40.385$$

Kontroll av slankhet:

$$\lambda_n < \lambda_{lim} \quad \text{Søyledelen er ikke slank}$$

VEDLEGG E

Beregning av 2. ordens moment

Informasjon om tverrsnittet:

Kneklengde:	$l_0 := 14.11\text{m}$
Høyde på tverrsnitt:	$h := 850\text{mm}$
Bredde på tverrsnitt:	$b := 850\text{mm}$
	$d := 638\text{mm}$
Flytespenning til armering:	$f_{yd} := 292 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Flytespenning til betong	$f_{cd} := 11.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Areal betong:	$A_c := h \cdot b = 0.722\text{m}^2$
Areal armering:	$A_s := 24 \cdot \pi \cdot \left(\frac{32}{2}\text{mm}\right)^2 = 0.019\text{m}^2$
Flytetøyning i armering:	$\epsilon_{yd} := 0.00217$

E1 - Andre ordens moment (for lasttilfelle med maks aksiallast):

Aksialkraft i søylen:

$$N_{Ed} := 3167 \text{ kN}$$

Beregning av 2.ordens utbøyning etter NS-EN 1992-1-1, del 5.8.8.2:

2. ordens utbøyning:

$$e_2 := \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{\pi^2}$$

Dimensjonsløs aksialkraft:

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.388$$

$$n_u := \frac{f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = 1.69$$

$$n_{bal} := 0.4$$

Faktorer som tar hensyn til krumningsvariasjon og kryp:

$$K_r := \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = 1.009 \quad \text{begrenses til } 1,0 \quad K_{\varphi} := 1$$

$$K_{\varphi} := 1.0 \quad \text{for korttidslaster}$$

Maks krumning balansepunkt:

$$\frac{1}{r_0} := \frac{\epsilon_{yd}}{0.45 \cdot d} = 7.558 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

Nominell krumning:

$$\frac{1}{r} := K_r \cdot K_{\varphi} \cdot \frac{1}{r_0} = 7.558 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

2. ordens utbøyning blir

$$e_2 := \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{\pi^2} = 0.152 \text{ m}$$

2. ordens moment blir

$$M_2 := e_2 \cdot N_{Ed} = 482.869 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

E1 - Andre ordens moment (for lasttilfelle med maks moment):

Aksialkraft i søylen:

$$N_{Ed} := 2402 \text{ kN}$$

Beregning av 2.ordens utbøyning etter NS-EN 1992-1-1, del 5.8.8.2:

2. ordens utbøyning:

$$e_2 := \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{\pi^2}$$

Dimensjonsløs aksialkraft:

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.294$$

$$n_u := \frac{f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = 1.69$$

$$n_{bal} := 0.4$$

Faktorer som tar hensyn til krumningsvariasjon og kryp:

$$K_r := \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = 1.082 \quad \text{begrenses til } 1,0 \quad \underline{\underline{K_r := 1}}$$

$$K_\varphi := 1.0 \quad \text{for korttidslaster}$$

Maks krumning balansepunkt:

$$\frac{1}{r_0} := \frac{\epsilon_{yd}}{0.45 \cdot d} = 7.558 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

Nominell krumning:

$$\frac{1}{r} := K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = 7.558 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

2. ordens utbøyning blir

$$e_2 := \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{\pi^2} = 0.152 \text{ m}$$

2. ordens moment blir

$$M_2 := e_2 \cdot N_{Ed} = 366.23 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

VEDLEGG F

Beregning av My-N diagram

My - N: tøyning som gir bøing i planet

Konstanter:

E-modul betong (langtid): $E_c := 10000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

E-modul armeringsstål: $E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

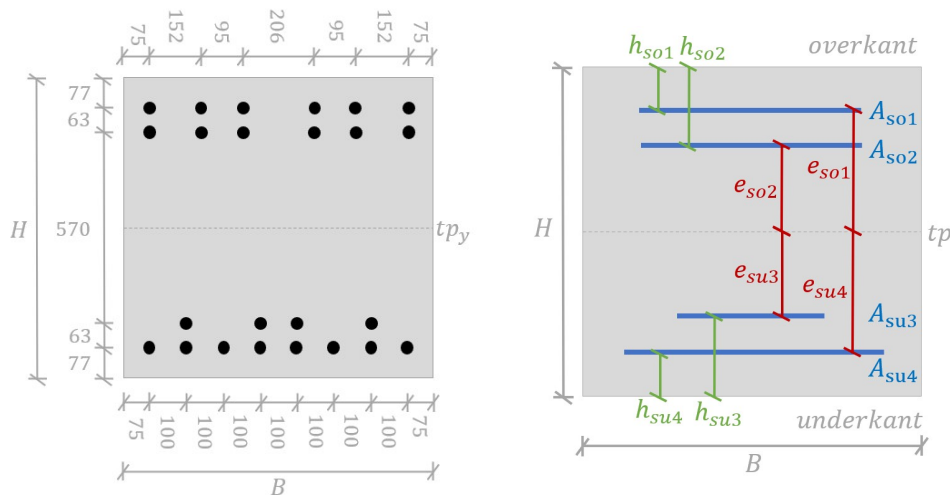
Flytespenning til armering: $f_{yd} := 292 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Flytespenning til betong $f_{cd} := 11.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tverrsnittet kartlegges:

Høyde: $H := 850\text{mm}$

Bredde: $B := 850\text{mm}$



Figuren viser tverrsnittet av et søyleben, med avstander og plassering av armeringsjern (svart).

Plassering av armeringslag: armeringen plasseres i 4 lag. De 6 øverste inngår Aso1 og de 6 neste i Aso2. De 8 nederste inngår i Asu4 og de 4 neste i Asu3. Dette er illustrert med en blå linje for hvert armeringslag. Det blir totalt 4 lag med armering.

Avstander på figuren:	$h_{so1} := 77\text{mm}$	$e_{so1} := 348\text{mm}$
	$h_{so2} := 140\text{mm}$	$e_{so2} := 285\text{mm}$
	$h_{su3} := 140\text{mm}$	$e_{su3} := 285\text{mm}$
	$h_{su4} := 77\text{mm}$	$e_{su4} := 348\text{mm}$

Armeringsmengder:

$$A_{so1} := 6 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{mm} \right)^2 = 4.825 \times 10^3 \text{mm}^2$$

$$A_{so2} := 6 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{mm} \right)^2 = 4.825 \times 10^3 \text{mm}^2$$

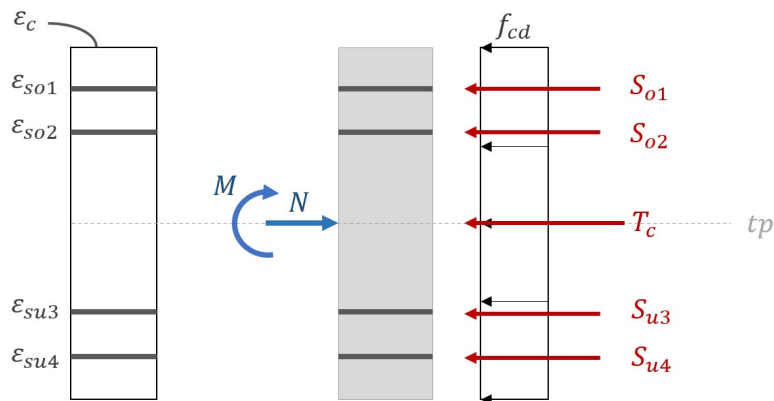
$$A_{su3} := 4 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{mm} \right)^2 = 3.217 \times 10^3 \text{mm}^2$$

$$A_{su4} := 8 \cdot \pi \left(\frac{32}{2} \text{mm} \right)^2 = 6.434 \times 10^3 \text{mm}^2$$

Bruddkriterier etter EC2, tabell 3.1 og figur 3.3:

- Trykkbrudd i betongen ved rent trykk: $\epsilon_c = \epsilon_{c2} = 2 \text{‰}$
- Trykkbrudd i betong når det også er strekk i tverrsnittet: $\epsilon_c = \epsilon_{cu2} = 3,5 \text{‰}$

a. Trykkbrudd i betongen ved rent trykk



Bruddtøyning i betong: $\epsilon_{c2.a} := 0.00200$

Flytetøyning i armeringen: $\epsilon_{yd.a} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00146$

Siden $\epsilon_{c2.a} > \epsilon_{yd.a}$ vil armeringen flyte i alle lag.

Krefter:

$$T_{c.a} := f_{cd} \cdot B \cdot H = 8.164 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{o1.a} := f_{yd} \cdot A_{so1} = 1.409 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{o2.a} := f_{yd} \cdot A_{so2} = 1.409 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{u3.a} := f_{yd} \cdot A_{su3} = 939.361 \cdot \text{kN}$$

$$S_{u4.a} := f_{yd} \cdot A_{su4} = 1.879 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

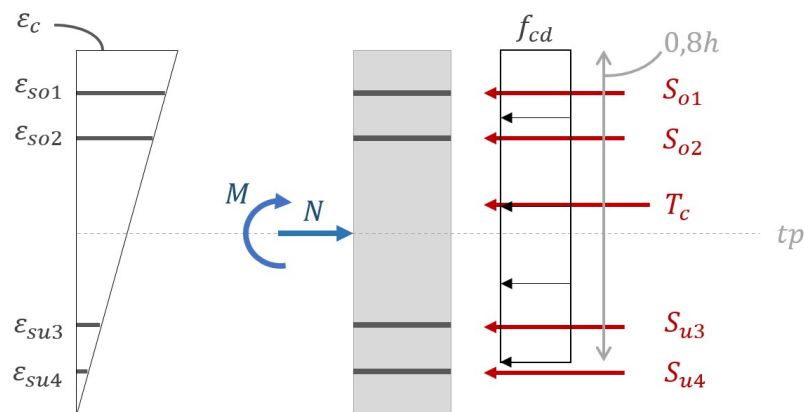
Aksiell likevekt:

$$N_a := T_{c.a} + S_{o1.a} + S_{o2.a} + S_{u3.a} + S_{u4.a} = 1.38 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_a := S_{o1.a} \cdot e_{so1} + S_{o2.a} \cdot e_{so2} + T_{c.a} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{H}{2} \right) - S_{u3.a} \cdot e_{su3} - S_{u4.a} \cdot e_{su4} = -29.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b. Trykkbrudd i betong i øverste fiber (trykk i hele tverrsnittet):



Bruddtøyning i betong:

$$\epsilon_{c2.b} := 0.00200$$

Flytetøyning i armeringen:

$$\epsilon_{yd.b} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00146$$

Krumning:

$$\kappa_b := \frac{\epsilon_{c2.b}}{H} = 2.353 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

Tøyning i øverste armeringslag:

$$\epsilon_{so1.b} := \epsilon_{c2.b} - \kappa_b \cdot h_{so1} = 0.00182$$

Tøyning i nest øverste armeringslag:

$$\epsilon_{so2.b} := \epsilon_{c2.b} - \kappa_b \cdot h_{so2} = 0.00167$$

Siden $\epsilon_{so2.b} > \epsilon_{yd.b}$ vil armeringen flyte. Bruker derfor f_{yd} for de øverste to lagene.

Tøyning i nest nederste armeringslag:

$$\epsilon_{su3.b} := \kappa_b \cdot h_{su3} = 0.00033$$

Tøyning i nest øverste armeringslag:

$$\epsilon_{su4.b} := \kappa_b \cdot h_{su4} = 0.00018$$

Krefter:

$$T_{c.b} := f_{cd} \cdot B \cdot 0.8H = 6.531 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{o1.b} := f_{yd} \cdot A_{so1} = 1.409 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{o2.b} := f_{yd} \cdot A_{so2} = 1.409 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{u3.b} := \epsilon_{su3.b} \cdot E_s \cdot A_{su3} = 211.943 \cdot \text{kN}$$

$$S_{u4.b} := \epsilon_{su4.b} \cdot E_s \cdot A_{su4} = 233.137 \cdot \text{kN}$$

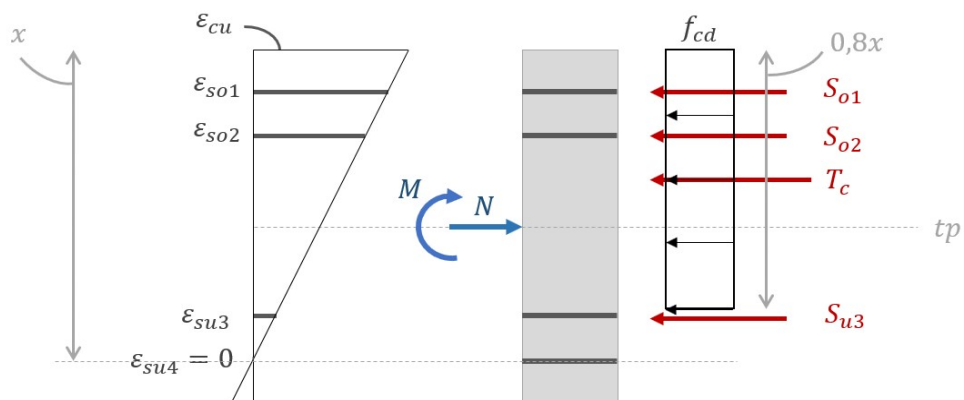
Aksiell likevekt:

$$N_b := T_{c.b} + S_{o1.b} + S_{o2.b} + S_{u3.b} + S_{u4.b} = 9.795 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_b := S_{o1.b} \cdot e_{so1} + S_{o2.b} \cdot e_{so2} + T_{c.b} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{0.8 \cdot H}{2} \right) - S_{u3.b} \cdot e_{su3} - S_{u4.b} \cdot e_{su4} = 1.306 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

c. Trykkbrudd i betong og null tøyning i nederste armeringslag (litt strekk i tverrsnittet):



Bruddtøyning i betong: $\epsilon_{cu.c} := 0.00350$

Flytetøyning i armeringen: $\epsilon_{yd.c} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00146$

Krumning: $\kappa_c := \frac{\epsilon_{cu.c}}{H - h_{su4}} = 4.528 \times 10^{-6} \frac{1}{mm}$

Trykksonehøyde: $x_c := H - h_{su4} = 773 \text{ mm}$

Tøyning i nest nederste armeringslag: $\epsilon_{su3.c} := \kappa_c \cdot (h_{su3} - h_{su4}) = 0.00029$

Tøyning i nest øverste armeringslag: $\epsilon_{so2.c} := \kappa_c \cdot (e_{so2} + e_{su4}) = 0.00287$

Siden $\epsilon_{so2.c} > \epsilon_{yd.c}$ vil armeringen flyte. Bruker derfor f_{yd} for de to øverste lagene.

Krefter: $T_{c.c} := f_{cd} \cdot B \cdot 0.8 \cdot x_c = 5.94 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

$$S_{o1.c} := f_{yd} \cdot A_{so1} = 1.409 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Armeringen vil flyte i de to øverste lagene.

$$S_{o2.c} := f_{yd} \cdot A_{so2} = 1.409 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{u3.c} := \epsilon_{su3.c} \cdot E_s \cdot A_{su3} = 183.531 \cdot \text{kN}$$

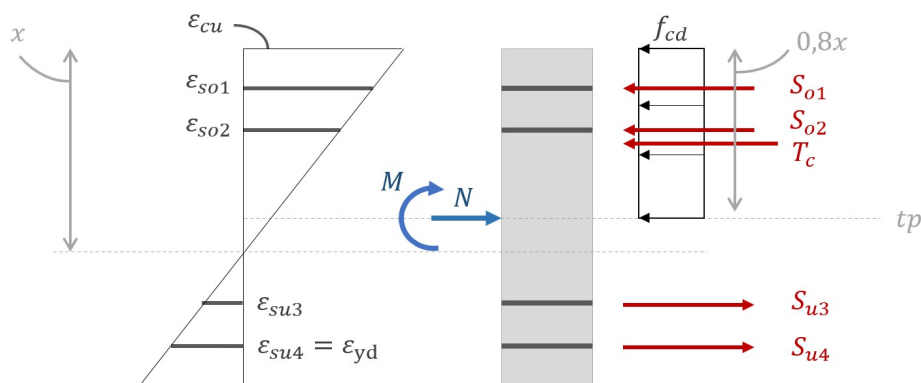
$$S_{u4.c} := 0 \cdot E_s \cdot A_{su4} = 0 \cdot \text{kN}$$

Aksiell likevekt: $N_c := T_{c.c} + S_{o1.c} + S_{o2.c} + S_{u3.c} + S_{u4.c} = 8.941 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Momentlikevekt:

$$M_c := S_{o1.c} \cdot e_{so1} + S_{o2.c} \cdot e_{so2} + T_{c.c} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{0.8 \cdot x_c}{2} \right) - S_{u3.c} \cdot e_{su3} - S_{u4.c} \cdot e_{su4} = 1.527 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

d. Trykkbrudd i betong og flytning i nederste armeringslag:



Bruddtøyning i betong:

$$\epsilon_{cu,d} := 0.00350$$

Flytetøyning i armeringen:

$$\epsilon_{yd,d} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00146$$

Krumning:

$$\kappa_d := \frac{\epsilon_{cu,d} + \epsilon_{yd,d}}{H - h_{su4}} = 6.417 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

Trykksonehøyde:

$$x_d := \frac{\epsilon_{cu,d}}{\epsilon_{cu,d} + \epsilon_{yd,d}} \cdot (H - h_{su4}) = 545.464 \text{ mm}$$

Tøyning i øverste armeringslag:

$$\epsilon_{so1,d} := \epsilon_{cu,d} - \kappa_d \cdot h_{so1} = 0.00301$$

Tøyning i nest øverste armeringslag:

$$\epsilon_{so2,d} := \epsilon_{cu,d} - \kappa_d \cdot h_{so2} = 0.0026$$

Siden $\epsilon_{so1,d} > \epsilon_{so2,d} > \epsilon_{yd,d}$ vil armeringen flyte. Bruker derfor f_{yd} i de to øverste lagene.

Tøyning i nest nederste armeringslag:

$$\epsilon_{su3,d} := \epsilon_{yd,d} - \kappa_d \cdot (h_{su3} - h_{su4}) = 0.00106$$

Krefter:

$$T_{c,d} := f_{cd} \cdot B \cdot 0.8x_d = 4.191 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{o1,d} := f_{yd} \cdot A_{so1} = 1.409 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{o2,d} := f_{yd} \cdot A_{so2} = 1.409 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Armeringen vil flyte i de to øverste og nederste lag

$$S_{u3.d} := \epsilon_{su3.d} \cdot E_s \cdot A_{su3} = 679.272 \cdot \text{kN}$$

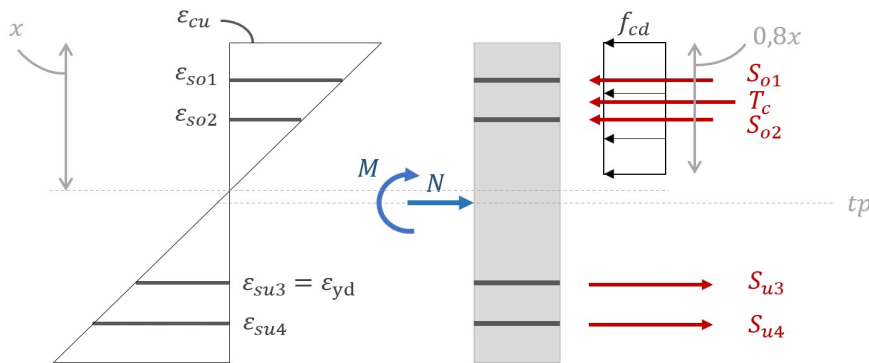
$$S_{u4.d} := f_{yd} \cdot A_{su4} = 1.879 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Aksiell likevekt:
$$N_d := T_{c.d} + S_{o1.d} + S_{o2.d} - S_{u3.d} - S_{u4.d} = 4.451 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_d := S_{o1.d} \cdot e_{so1} + S_{o2.d} \cdot e_{so2} + T_{c.d} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{0.8 \cdot x_d}{2} \right) + S_{u3.d} \cdot e_{su3} + S_{u4.d} \cdot e_{su4} = 2.606 \times 10^3 \text{ kNm}$$

e. Trykkbrudd i betong og flytning i nest nederste armeringslag:



Bruddtøyning i betong:
$$\epsilon_{cu.e} := 0.00350$$

Flytetøyning i armeringen:
$$\epsilon_{yd.e} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00146$$

Krumning:
$$\kappa_e := \frac{\epsilon_{cu.e} + \epsilon_{yd.e}}{H - h_{su3}} = 6.986 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

Trykksonehøyde:
$$x_e := \frac{\epsilon_{cu.e}}{\epsilon_{cu.e} + \epsilon_{yd.e}} \cdot (H - h_{su3}) = 501.008 \text{ mm}$$

Tøyning i øverste armeringslag:
$$\epsilon_{so1.e} := \epsilon_{cu.e} - \kappa_e \cdot h_{so1} = 0.00296$$

Tøyning i nest øverste armeringslag:

$$\varepsilon_{so2.e} := \varepsilon_{cu.e} - \kappa_e \cdot h_{so2} = 0.00252$$

Siden $\varepsilon_{so1.e} > \varepsilon_{so2.e} > \varepsilon_{yd.e}$ vil armeringen flyte. Bruker derfor f_{yd} i de to øverste lagene.

Tøyning i nest nederste armeringslag:

$$\varepsilon_{su3.e} := \varepsilon_{yd.e} = 0.00146$$

Siden $\varepsilon_{su4.e} > \varepsilon_{su3.e} = \varepsilon_{yd.e}$ brukes f_{yd} for de nederste to lagene.

Krefter:

$$T_{c.e} := f_{cd} \cdot B \cdot 0.8 \cdot x_e = 3.85 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{o1.e} := f_{yd} \cdot A_{so1} = 1.409 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Armeringen vil flyte i alle lagene

$$S_{o2.e} := f_{yd} \cdot A_{so2} = 1.409 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{u3.e} := f_{yd} \cdot A_{su3} = 939.361 \cdot \text{kN}$$

$$S_{u4.e} := f_{yd} \cdot A_{su4} = 1.879 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

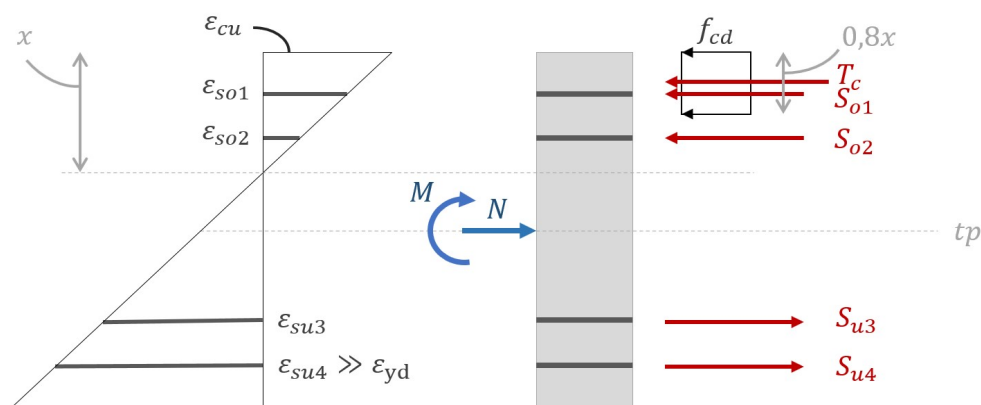
Aksiell likevekt:

$$N_e := T_{c.e} + S_{o1.e} + S_{o2.e} - S_{u3.e} - S_{u4.e} = 3.85 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_e := S_{o1.e} \cdot e_{so1} + S_{o2.e} \cdot e_{so2} + T_{c.e} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{0.8 \cdot x_e}{2} \right) + S_{u3.e} \cdot e_{su3} + S_{u4.e} \cdot e_{su4} = 2.678 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

f. Trykkbrudd i betong og stor tøyning i de nederste armeringslagene:



Bruddtøyning i betong: $\epsilon_{cu,f} := 0.00350$

Flytetøyning i armeringen: $\epsilon_{yd,f} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00146$

Bestemmer stor tøyning i nederste armeringslag, som tilsvarer $3^* \epsilon_{yd,f}$

Krumning: $\kappa_f := \frac{\epsilon_{cu,f} + 3\epsilon_{yd,f}}{H - h_{su4}} = 1.019 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{mm}}$

Trykksonehøyde: $x_f := \frac{\epsilon_{cu,f}}{\epsilon_{cu,f} + 3\epsilon_{yd,f}} \cdot (H - h_{su4}) = 343.338 \text{ mm}$

Tøyning i øverste armeringslag: $\epsilon_{so1,f} := \epsilon_{cu,f} - \kappa_f \cdot h_{so1} = 0.00272$

Tøyning i nest øverste armeringslag: $\epsilon_{so2,f} := \epsilon_{cu,f} - \kappa_f \cdot h_{so2} = 0.00207$

Siden $\epsilon_{so1,f} > \epsilon_{so2,f} > \epsilon_{yd,f}$ vil armeringen flyte. Bruker derfor f_{yd} i de to øverste lagene.

Krefter: $T_{c,f} := f_{cd} \cdot B \cdot 0.8 \cdot x_f = 2.638 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

$$S_{o1,f} := f_{yd} \cdot A_{so1} = 1.409 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Armeringen vil flyte i alle lag

$$S_{o2,f} := f_{yd} \cdot A_{so2} = 1.409 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{u3,f} := f_{yd} \cdot A_{su3} = 939.361 \cdot \text{kN}$$

$$S_{u4,f} := f_{yd} \cdot A_{su4} = 1.879 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Aksiell likevekt: $N_f := T_{c,f} + S_{o1,f} + S_{o2,f} - S_{u3,f} - S_{u4,f} = 2.638 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Momentlikevekt

$$M_f := S_{o1,f} \cdot e_{so1} + S_{o2,f} \cdot e_{so2} + T_{c,f} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{0.8 \cdot x_f}{2} \right) + S_{u3,f} \cdot e_{su3} + S_{u4,f} \cdot e_{su4} = 2.572 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

g. Trykkbrudd i betong og stor tøyning i de nederste armeringslagene:

Bruddtøyning i betong: $\epsilon_{cu.g} := 0.00350$

Flytetøyning i armeringen: $\epsilon_{yd.g} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00146$

Bestemmer stor tøyning i nederste armeringslag, som tilsvarer $8 \cdot \epsilon_{yd.f}$

Krumning: $\kappa_g := \frac{\epsilon_{cu.g} + 8\epsilon_{yd.g}}{H - h_{su4}} = 1.964 \times 10^{-5} \frac{1}{mm}$

Trykksonehøyde: $x_g := \frac{\epsilon_{cu.g}}{\epsilon_{cu.g} + 8\epsilon_{yd.g}} \cdot (H - h_{su4}) = 178.228 \text{ mm}$

Tøyning i øverste armeringslag: $\epsilon_{so1.g} := \epsilon_{cu.g} - \kappa_g \cdot h_{so1} = 0.00199$

Siden $\epsilon_{so1.g} > \epsilon_{yd.g}$ vil armeringen flyte. Bruker derfor f_{yd} i det øverste laget.

Tøyning i nest øverste armeringslag: $\epsilon_{so2.g} := \epsilon_{cu.g} - \kappa_g \cdot h_{so2} = 0.00075$

Krefter: $T_{c.g} := f_{cd} \cdot B \cdot 0.8 \cdot x_g = 1.37 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

$$S_{o1.g} := f_{yd} \cdot A_{so1} = 1.409 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{o2.g} := \epsilon_{so2.g} \cdot E_s \cdot A_{so2} = 724.51 \cdot \text{kN}$$

$$S_{u3.g} := f_{yd} \cdot A_{su3} = 939.361 \cdot \text{kN}$$

$$S_{u4.g} := f_{yd} \cdot A_{su4} = 1.879 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Armeringen vil flyte i det øverste og de to nederste lagene.

Aksiell likevekt: $N_g := T_{c.g} + S_{o1.g} + S_{o2.g} - S_{u3.g} - S_{u4.g} = 684.971 \cdot \text{kN}$

Momentlikevekt

$$M_g := S_{o1.g} \cdot e_{so1} + S_{o2.g} \cdot e_{so2} + T_{c.g} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{0.8 \cdot x_g}{2} \right) + S_{u3.g} \cdot e_{su3} + S_{u4.g} \cdot e_{su4} = 2.103 \times 10^3 \text{ kNm}$$

Resulterende punkter til My-N diagram:

$$N_1 := \begin{pmatrix} N_a \\ N_b \\ N_c \\ N_d \\ N_e \\ N_f \\ N_g \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.38 \times 10^7 \\ 9.795 \times 10^6 \\ 8.941 \times 10^6 \\ 4.451 \times 10^6 \\ 3.85 \times 10^6 \\ 2.638 \times 10^6 \\ 6.85 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ N}$$
$$M_1 := \begin{pmatrix} M_a \\ M_b \\ M_c \\ M_d \\ M_e \\ M_f \\ M_g \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -29.59 \\ 1.306 \times 10^3 \\ 1.527 \times 10^3 \\ 2.606 \times 10^3 \\ 2.678 \times 10^3 \\ 2.572 \times 10^3 \\ 2.103 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

EC2, 6.1(4) begrenser kapasiteten ved å forlange at det regnes med en minimumseksentrisitet:

$$e_0 := \max\left(\frac{H}{30}, 20\text{mm}\right) = 28.333 \text{ mm}$$

$$M_{\text{eks}} := N_a \cdot e_0 = 391.012 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Det gir en rett linje fra origo med vinkeleksentrisitet $\frac{1}{e_0}$, tegnet med stiplet linje i diagrammet.

$$N_2 := \begin{pmatrix} 0 \\ N_a \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.38 \times 10^7 \end{pmatrix} \text{ N}$$
$$M_2 := \begin{pmatrix} 0 \\ M_{\text{eks}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 391.012 \end{pmatrix} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

VEDLEGG G

Beregning av M-N diagram med AR

G1 - Mz-N diagram med AR

Trykkfastheten reduseres til:

$$f_{cd} = 6.24 \text{ MPa}$$

Tilsvarende beregningsgang som i F1. Det gir resulterende punkter til Mz-N diagram:

$$N_1 := \begin{pmatrix} N_a \\ N_b \\ N_c \\ N_d \\ N_e \\ N_f \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.014 \times 10^4 \\ 7.249 \times 10^3 \\ 6.549 \times 10^3 \\ 2.911 \times 10^3 \\ 606.742 \\ -808.229 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$
$$M_1 := \begin{pmatrix} M_a \\ M_b \\ M_c \\ M_d \\ M_e \\ M_f \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 686.784 \\ 924.823 \\ 1.485 \times 10^3 \\ 1.474 \times 10^3 \\ 1.31 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

G2 - My-N diagram med AR

Trykkfastheten reduseres til:

$$f_{cd} = 6.24 \cdot \text{MPa}$$

Tilsvarende beregningsgang som i F1. Det gir resulterende punkter til Mz-N diagram:

$$N_1 := \begin{pmatrix} N_a \\ N_b \\ N_c \\ N_d \\ N_e \\ N_f \\ N_g \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.014 \times 10^4 \\ 6.87 \times 10^3 \\ 6.282 \times 10^3 \\ 2.575 \times 10^3 \\ 2.126 \times 10^3 \\ 1.457 \times 10^3 \\ 71.724 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$
$$M_1 := \begin{pmatrix} M_a \\ M_b \\ M_c \\ M_d \\ M_e \\ M_f \\ M_g \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -29.59 \\ 1.057 \times 10^3 \\ 1.219 \times 10^3 \\ 2.218 \times 10^3 \\ 2.291 \times 10^3 \\ 2.233 \times 10^3 \\ 1.886 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Finner $V_b \rightarrow$ Basisvindhastighet

VEDLEGG H - Vindlastberegninger etter NS-EN 1991-1-4

$V_{b,0} = 26 \text{ m/s}$ Trondheim, terreng kategori II
↑
Tabell NA (901.1)

$$C_{alt} = 1 + \frac{(V_0 - V_{b,0})(H - H_0)}{V_{b,0}(H_{topp} - H_0)} \quad \text{for } V_{b,0} < V_0$$

Område 1 $\left\{ \begin{array}{l} V_0 = 30 \text{ m/s} \\ H_0 = 900 \text{ m} \\ H_{topp} = 1500 \text{ m} \end{array} \right\}$ Tab. NA.4 (901.2)

$$H = 25 \text{ m}$$

$$C_{alt} = 1 + \frac{(30 - 26)(25 - 900)}{26(1500 - 900)} = 0,776$$

Siden beregnet verdi $C_{alt} = 0,776 < 1,0$, settes
 $C_{alt} = 1,0$ i hht NA.4.2(2).

Det nationale tillegget erstatter (4.1) med (N.A.4.1):

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \cdot V_{b,0}$$

$C_{dir} = 1,0$ - valgt konservativt

$C_{prob} = 1,0$
 $C_{season} = 1,0$ } NA.4.2(2)

Basis-
vindhastighet

$$\Rightarrow V_b = V_{b,0} = \underline{26 \text{ m/s}} \quad \text{normalt og} \\ \underline{25 \text{ m/s}} \quad \text{ved samtidig vind og togtrafikk}$$

(NA.8.1)

Finner $C \rightarrow$ vindlastfaktor

$$8.3.2 \quad C = C_e \cdot C_{fix}$$

$$8.3.1(1) \quad C_{fix} = C_{fx,0} \quad (8.1)$$

Merknad 2. Foru vanlige bruer kan

$C_{fx,0}$ settes lik 1,3

Ved bruk av figur 8.3:

Bruker disse verdiene,
mest konservativt.

$$\text{uten trafikk} \quad \frac{b}{d_{tot}} = \frac{9640}{5510} = 1,75 \rightarrow C_{fx,0} = 2,0$$

$$\text{med trafikk} \quad \frac{b}{d_{tot}} = \frac{9640}{8110} = 1,19 \rightarrow C_{fx,0} = 2,1$$

$$4.5 \quad C_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

basisvind-
hastighetsstrykk

$$q_b = \frac{1}{2} \rho V_b^2 \quad (4.10)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot \text{kg/m}^3 \cdot (26 \text{ m/s})^2 = 422,5 \text{ kg/m}^2$$

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \rho V_m^2 [1 + 2 k_p I_v(z)] \quad (\text{NA.4.8})$$

$$4.3.1 \quad V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot V_b$$

Terrengkategori II $\rightarrow z_0 = 0,05 \text{ m}$, $z_{min} = 2 \text{ m}$ (Tab 4.1)

$$4.3.2 \quad C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$k_r = 0,19.$$

$$c_r(z) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{25}{0,05}\right) = 1,18 \quad (4.4)$$

$$c_o(z) = 1,0$$

Stedsvindhastighet $\Rightarrow V_m(z) = 1,18 \cdot 1,0 \cdot 26 \text{ m/s} = 30,7 \text{ m/s} \quad (4.3)$

$$\begin{aligned} \Rightarrow q_m(z) &= \frac{1}{2} \rho (V_m(z))^2 \\ &= 0,5 \cdot 1,25 \cdot 30,7^2 = 589 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad (\text{NA 4.8}) \end{aligned}$$

$$k_p = 3,5$$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad (4.7)$$

velger å sette $k_1 = 1,0$ som anbefalt

$$\Rightarrow I_v(z) = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(25/0,05)} = 0,16$$

Vindkast-
hastighetstrykk $\Rightarrow q_p(z) = (0,5 \cdot 1,25 \cdot 30,7^2) \cdot [1 + 2 \cdot 3,5 \cdot 0,16]$
 $= 1249 \text{ N/m}^2 \quad (\text{NA 4.8})$

$$\Rightarrow c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{1249}{422,5} = 2,96$$

Vindlast faktor for tilfellet med
vind uten samtidig trafikk:

$$C = \underset{\uparrow}{2,96} \cdot \underset{\uparrow}{2,0} = \underline{5,92}$$

$c_e \quad c_{f,1,0}$

N400 punkt 5.6.6-2: for samtidig vind- og trafikklast skal kastvindhastigheten V_p begrenses til 35 m/s.

Vi har følgende sammenheng:

$$V_p = V_m \cdot \sqrt{1 + 2k_p l_v} \quad \text{punkt NA.4.4}$$

↑ kastvindhastighet ↑ stedsvindhastighet

Fra før har vi regnet $V_m = 30,7 \text{ m/s}$, som gir

$$V_p = 30,7 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3,5 \cdot 0,16} = 44,7 \text{ m/s} > 35 \text{ m/s}$$

Begrenser $V_p = 35 \text{ m/s}$, og beregner \hat{V}_m : Symboliserer vind+trafikk

$$\hat{V}_m = 35 / \sqrt{1 + 2 \cdot 3,5 \cdot 0,16} = 24 \text{ m/s}$$

$$\hat{q}_p(z) = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 24^2 \cdot [1 + 2 \cdot 3,5 \cdot 0,16] = 763,2 \text{ N/m}^2$$

$$\hat{c}_e(z) = \frac{763,2}{422,5} = 1,81$$

Vindlastfaktor for tilfellet vind med samtidig trafikklast:

$$\hat{C} = \underset{\substack{\uparrow \\ \hat{c}_e}}{1,81} \cdot \underset{\substack{\uparrow \\ C_{F_x,0}}}{2,1} = \underline{3,8}$$

Ser på et stykke av bruven med lengde $L = 6\text{m}$

Fagverk

- 2 stk undergurt (Nr. 5)

$$2 \cdot [6000 \cdot 550] = \textcircled{1} \quad 6,6\text{m}^2$$

- 2 · 2 stk diagonaler (Nr. 10)

$$4 \cdot [260 \cdot 3850] = \textcircled{2} \quad 4,0\text{m}^2$$

- 2 · 2 · 2 stk vertikaler (Nr. 8.)

$$8 \cdot [120 \cdot 3010] = \textcircled{3} \quad 2,9\text{m}^2$$

$$\text{SUM } \textcircled{1} + \textcircled{2} + \textcircled{3} = \underline{13,5\text{m}^2}$$

Gangbanen :

- Undergurt : $1 \cdot 200 \cdot 6000 = 1,2\text{m}^2$
 - Diagonaler : $4 \cdot 100 \cdot 4000 = 1,6\text{m}^2$
 - Vertikaler : $1 \cdot 100 \cdot 4000 = 0,4\text{m}^2$
- } $3,2\text{m}^2$

Totalt : $16,7\text{m}^2$

$$\Rightarrow \Delta d = \frac{16,7\text{m}^2}{6\text{m}} = \underline{2,78\text{m}}$$

Fra for = $d_1 = 2,73\text{m}$ (uten trafikk)

∴ $d_2 = 5,33\text{m}$ (med togtrafikk*)

* Legger til 4m fra skinnoverkant for tog

$$\begin{aligned}
 d_{\text{tot}} &= d_1 + \Delta d \\
 &= 5,51 \text{ m} \quad (\text{uten trafikk}) \\
 &= 8,11 \text{ m} \quad (\text{med togtrafikk})
 \end{aligned}$$

$$A_{\text{ref},x} = d_{\text{tot}} \cdot L$$

Vindkraft i x-retning:

$$8-3.2 \quad F_{w,x} = \frac{1}{2} \rho V_b^2 C \cdot A_{\text{ref},x} \quad (8.2)$$

$$\begin{aligned}
 F_{w,x} &= 0,5 \cdot 1,25 \cdot 26^2 \cdot 6,22 \cdot 5,51 \cdot L \\
 &= \underline{14,5 \text{ kN/m}} \quad \text{uten trafikklast}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{w,x,t} &= 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25^2 \cdot 3,8 \cdot 8,11 \cdot L \\
 &= \underline{12,1 \text{ kN/m}} \quad \text{med samtidig trafikklast}
 \end{aligned}$$

