

Andreas Høyland Asheim

Robusthet av eksisterende betongbruer

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Terje Kanstad

Juni 2023

Andreas Høyland Asheim

Robusthet av eksisterende betongbruer

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad
Juni 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden

Forord

Denne oppgaven er skrevet som et avsluttende arbeid på det femårige, integrerte masterprogrammet bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet - NTNU. Oppgaven er tilknyttet institutt for konstruksjonsteknikk og er skrevet av Andreas Høyland Asheim. Den er utarbeidet i løpet av 20 uker, våren 2023, og tilsvarer 30 studiepoeng. Veileder for oppgaven har vært Terje Kanstad ved institutt for konstruksjonsteknikk.

Opgaven omhandler robusthet av eksisterende konstruksjoner, med et fokus på betongbruer. I arbeidet er det gjort et litteraturstudie på eksisterende kunnskap om robusthet, kapasitetskontroll av en betongbru og forslått forbedringer av dagens regelverk for bruprosjektering knyttet til robuste løsninger.

Gjennom arbeidet med oppgaven har jeg fått muligheten til å sette meg inn i hva prosjektering av brukonstruksjoner egentlig innebærer. Jeg har tilegnet meg kunnskap om eksisterende regelverk, beregnings- og modelleringsmetoder for bruer i Norge. Jeg har fått et innblikk i begrensninger av dagens regelverk og hvordan man prosjekterer for at en bru skal være robust. Det har vært både interessant og svært lærerikt å få jobbe "individuellt" og ordentlig i dybden med et så relevant og spennende tema som robusthet er.

Til slutt vil jeg rette en takk til veilederen min, Terje Kanstad, for faglige innspill, gode diskusjoner, nyttige forslag og stort engasjement.

Trondheim, 11. juni 2023



Andreas Høyland Asheim

Sammendrag

Denne oppgaven tar for seg robusthet av eksisterende konstruksjoner, med fokus på betongbruer. Robusthet er en essensiell egenskap for alle konstruksjoner som øker motstandsdyktighet mot lokale brudd, uavhengig av årsaken. Konseptet har blitt presentert, analysert og forsøkt kvantifisert med hensyn til dimensjonering og prosjektering av betongbruer. I tillegg er det utført en kapasitetskontroll på en eksisterende betongbru (Svelgabru). Til slutt ble det britiske rammeverket for vurdering av robusthet anvendt på bruene for å vurdere nytten av et slikt verktøy i Norge.

Robusthet er avgjørende for alle konstruksjoner og i særlig grad for bruer. Liv, økonomi og miljø kan reddes dersom uforholdsmessige kollapser unngås etter katastrofale hendelser (f.eks. ulykker, ekstremvær, terroristangrep). Litteraturen som omhandler robusthet er omfattende, men det mangler enighet rundt kvantifisering av konseptet og konkrete krav til dimensjonering. Derfor er det i denne oppgaven forsøkt å samle relevant litteratur for å finne og sammenligne likheter og ulikheter. Gjennom litteratursøket er det funnet at tilbakevendende prinsipper for robusthet i konstruksjoner er *redundans*, *kontinuitet* og *duktilitet*. Det er ikke tilstrekkelig med bare et av disse prinsippene for å oppnå en robust konstruksjon, men det er, for enhver konstruksjon, nødvendig med minst en av dem.

Utfordringen med å sikre robusthet kan, som presentert i denne oppgaven, håndteres med ulike strategier. Deterministiske og probabilistiske konsepter av robusthetsanalyse eksisterer med forsøk på kvantifisering. Likevel er det å finne den mest effektive tilnærmingen en klassisk optimaliseringsoppgave som bestemmer hvor ressurser bør allokere for maksimal effekt. Dessverre er det på grunn av usikkerhet iboende scenarier som påvirker robusthet, ofte umulig å vurdere effektene numerisk - enten det gjelder probabilistisk eller deterministisk kvantifisering. Som et resultat må vurderingen stole på subjektive og kvalitative vurderinger.

CS465 [1] er et rammeverk som tilrettelegger for slike vurderinger. Fordelen med rammeverket er at det gir muligheten til å inkorporere usikker informasjon og subjektiv erfaring, som ikke er begrenset av vitenskapelige ”regler for spillet” eller avhengig av prøvestørrelse og betydningsfulle data for å bli ansett som gyldig. Det foreslås derfor å videreutvikle et rammeverk for norske forhold som veileder eksperter og ingeniører i prosjektering av robuste konstruksjoner.

For å effektivt fremheve hvordan robusthet kan kvantifiseres er det gjort en kapasitetskontroll på en relativt enkel bru. Bruen er en etteroppspent kassebru i armert betong, Svelgabru i Vestland, Norge. Gjennom arbeidet er det funnet at kritiske snitt i brua er midt i spennet for momentkapasitet og ved opplagrene for skjær- og torsjonskapasitet. Kapasitetskontrollen legger til rette for en tilstandsvurdering av bruene og gir svar på om brua krever umiddelbare tiltak for å sikre optimal konstruktiv integritet. Denne kontrollen er gjort i henhold til relevante regler og prosedyrer for bruprosjektering i Norge. Dog er kontrollen forenklet for å begrense omfanget av oppgaven.

Analysen av Svelgabru viser at selv om Svelgabru er en fritt opplagt bru med lite redundans i det statiske systemet, kan den fortsatt klassifiseres som robust. På grunn av god prosjektering og utførelse scorer bruene lavt på utsatte detaljer, materialer og ytre påvirkninger. Det er en ung bru, i forhold til at bruer som regel prosjekteres med en brukstid på 100 år, som har hatt få påvirkninger av tid (rust, avskalling, kryp). I kapasitetskontrollen ble det funnet at brua risser opp i underkant selv om den har mer enn tilstrekkelig moment-, torsjon-, og skjærkapasitet. Det betyr at selv om brua ikke trenger umiddelbare tiltak for å sikre robusthet, burde den observeres for å sikre at ikke rissene utvikler seg i størrelse.

Abstract

This thesis addresses the robustness of existing structures, with a focus on concrete bridges. Robustness is an essential property of all structures that increases resistance to local failures, regardless of the cause. The concept has been presented, analysed and there has been made an attempt to quantify robustness with regards to design and engineering of concrete bridges. Additionally, a capacity control calculation has been conducted on an existing bridge (Svelgabrui). Lastly, the British framework for assessing robustness has been applied to Svelgabrui in order to evaluate the necessity and utility of such a tool in Norway.

Robustness is crucial for all structures, in particular for bridges. Lives, capital and the environment can all be saved if disproportionate collapses are avoided after catastrophic events (e.g. accidents, storms, terrorist attacks). The literature on robustness is extensive, however there is a lack of agreement surrounding the quantification of robustness and thus, there is a lack of specific requirements for design. Therefore, this thesis attempts to gather relevant literature to identify and compare similarities and differences. In the literature review it has been found that recurring principles for robustness are *redundancy*, *continuity* and *ductility*. To achieve a robust structure, it is not sufficient with only one of these principles but at least one has to be included for any given structure.

The challenge of ensuring robust structures can, as presented in this thesis, be addressed with various strategies. Deterministic and probabilistic approaches to analysis of robustness exist, attempting to quantify the concept. However, finding the most effective solution is a classic problem of optimisation, deciding where resources should be allocated for maximum benefit. Unfortunately it is, because of considerable uncertainty inherent situations that affect robustness, often impossible to assess the effects numerically - whether in regard to probabilistic or deterministic quantification methods.

CS465 [1] is a framework that facilitates that kind of assessment. The benefit of using the framework is that it provides the opportunity of incorporating uncertain information and subjective experience, not limited by scientific "rules" or dependant on sample size and significant data in order to be valid. For these reasons, it is recommended to further develop a framework like CS465, for Norwegian conditions, that provides a guideline for experts and engineers to design robust structures.

To effectively demonstrate how robustness can be quantified, a capacity assessment has been carried out on a relatively simple bridge. The bridge is a post-tensioned box bridge constructed using reinforced concrete, Svelgabrui in Vestland, Norway. It has been found that critical sections in the bridge are: mid-span for moment capacity and at the supports for shear and torsional capacity. The capacity assessment facilitates an assessment of the bridge's condition and provides answers as to whether immediate measures are required to ensure optimal structural integrity. This assessment is done according to relevant rules and procedures for bridge design in Norway. However, the assessment has been simplified to limit the scope of the thesis.

The analysis of Svelgabrui reveals that even though it is a simply-supported bridge with little redundancy in the static system, it can be classified as robust. Due to good design and execution, the bridge has low scores on vulnerable details, materials, and external influences. It is a relatively new bridge compared to the usual design-life of bridges being 100 years, and it has had minimal effects from ageing (rust, flaking, creep). In the capacity assessment, it was found that the bridge exhibits cracking in the bottom of the cross section (tension side) despite having more than sufficient moment, torsional, and shear capacity. This means that although immediate measures are not needed to ensure robustness, the bridge should be monitored to ensure that the cracks do not develop further in size.

Innholdsfortegnelse

Forord	i
Sammendrag	ii
Abstract	iii
1 Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål	2
1.3 Metodikk	2
2 Robusthet	4
2.1 Hva er en konstruksjons robusthet?	4
2.2 Eksisterende retningslinjer og anbefalinger	5
2.3 Robusthet for bruer	7
3 Svikt	8
3.1 Omstendigheter for svikt	8
3.2 Konsekvenser av svikt	9
4 Metoder for kvantifisering av robusthet	11
4.1 Introduksjon	11
4.2 Hvordan kvantifisere robusthet	11
4.3 Rammeverk utviklet av Highways England	13
4.4 Robusthetsindeks	20
5 Strategier for økt robusthet av bruer	21
5.1 Første barriere	21
5.2 Andre barriere	22
5.3 Forebyggende prosjekteringsregler	23
5.4 Robuste bruer	24
6 Svelgabruer	30
6.1 Introduksjon	30
6.2 Bakgrunn	30
6.3 Bruens utforming	32
6.4 Materialer	34
6.5 Laster	38
6.6 Dimensjonerende krefter	43
6.7 Bruddgrensetilstand	46
6.8 Bruksgrensetilstand	50
6.9 Robusthet	50
6.10 Oppsummering	51

7	Diskusjon	52
7.1	Klassifisering av robusthet	53
7.2	Beregninger	54
8	Konklusjon og videre arbeid	54
8.1	Konklusjon	54
8.2	Forslag til videre arbeid	55
	Referanser	56
	Appendix	59
A	Tverrsnittsparemetre	59
B	Vindlastberegninger	61
C	Kryp & Svinn	62
D	Dimensjonerende krefter	64
E	Kapasiteter	67

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Statens vegvesen forvalter over 18 000 bruer i Norge [2]. Det har blitt bygd bruer i Norge siden år 950, men det var ikke før betongrevolusjonen på begynnelsen av 1900-tallet at vi begynte med armerte betongbruer. Disse tålte mer last, var mer bestandige, billigere og generelt sett mer robuste enn tre og stål som ble brukt tidligere. I løpet av 1950 økte mengden bruer betraktelig og brubyggingen nådde sin topp på 1970-tallet. Tall fra Brutus [3] viser at 22% av bruarealet i riks- og fylkesveinettet har en alder over 50 år, 38% har en alder mellom 30 og 50 år, mens bare 40% har en alder mindre enn 30 år. Det betyr at en stor del av bruene nærmer seg behov for omfattende vedlikehold og oppussing.

Forprosjektet "Reduksjon av forfallet" var, i 2016, ett av fire prosjekt gjennomført av avdelingen for trafikkikkerhet, miljø og teknologi (TMT) i Vegdirektoratet med fokus på vedlikehold og oppussing av bruonstruksjoner. Sentralt i prosjektet var å samle inn utfordringer de ulike regionene sto ovenfor, konkrete prosjekter, aspekter ved kompetanse & regelverk og hvilke planer regionene selv hadde innen vedlikehold og rehabilitering [3]. Forprosjektet ble avsluttet med rapporten "Effekten av FoU innen betongrehabilitering" i september 2016. På basis av forprosjektet ble en 5-årig plan for forskning og utvikling utarbeidet, kalt "Bedre bruvedlikehold". Dette programmet ble avsluttet i 2021 og endte med en rekke anbefalinger om nødvendige tiltak og videre arbeid. Blant mange publiseringer ble en STAR-rapport skrevet ved NTNU som undersøkte etteroppspente bruer med korrosjonsfremkalte brudd [4]. Denne rapporten konkluderte blant annet med en anbefaling om å utvikle et klassifiseringssystem for bruer knyttet til graden av robusthet mot uforutsette kollapser. Rapporten understrekte at "fravær av svakhet- og varselstegn slett ikke garanterer tryggheten til konstruksjoner". Derfor er det nødvendig med regelmessige inspeksjoner og vedlikehold i tillegg til at bruene er konstruert slik at de tåler skader uten uforholdsmessige konsekvenser - robuste.

Bruer er essensielle komponenter i transportinfrastrukturen som letter bevegelsen av mennesker, varer og tjenester. Samtidig er bruer utsatt for ulike typer farer, inkludert naturkatastrofer som jordskjelv, orkaner og flom, samt menneskeskapte hendelser som terrorangrep og kjøretøyulykker. I de siste årene har det vært flere tilfeller av brukollapser, som kollapsen av Morandi-bruen i Genova, Italia, i 2018, som krevde 43 liv, eller kollapsen av Tretten bru, i august 2022. Disse hendelsene understreker viktigheten av å sikre at bruer er robuste nok til å motstå uventede hendelser og ugunstige forhold. I tillegg til å sikre robusthet av nye konstruksjoner er det avgjørende å vurdere og overvåke oppførselen til eksisterende konstruksjoner for å eventuelt implementere passende tiltak for å sikre kontinuerlig integritet.

En konstruksjons konstruktive integritet er relatert til dens oppgave å bære krefter med størrelsesorden og intensitet definert av prosjekteringsstandarder og -normaler. Disse retningslinjene er basert på et pålitelighetsnivå som sikrer en optimal fordeling av ressurser tildelt sikkerheten til all infrastruktur. Pålitelighetsnivået er direkte knyttet til konstruksjonens innflytelse og viktighet, men mest relatert til konsekvensene av kollaps - både økonomisk og i form av menneskelige og miljømessige skader. Det er i disse retningslinjene det er nødvendig med endringer for å sikre at prosjektering og vedlikehold av bruer og annen infrastruktur i Norge gjør dem robuste nok til å motstå uforutsette laster uten uforholdsmessig store konsekvenser.

1.2 Formål

Denne masteroppgaven fokuserer på et godt dokumentert, men svært lite spesifikt felt innenfor konstruksjonsteknikk: robusthet; nærmere bestemt robusthet av betongbruer. Målet med oppgaven er å:

- Gjennomgå den nåværende tilgjengelige kunnskapen om bruers robusthet, inkludert definisjoner, metrikker og vurderingsmetoder.
- Identifisere kritiske faktorer som påvirker bruers robusthet, inkludert dimensjonering, konstruksjon, materialer, miljøforhold, skadetyper og vedlikeholdspraksis.
- Foreslå tiltak for å forbedre robustheten til eksisterende bruer, inkludert oppgradering og forsterkning, introdusere forslag til vedtak om nye standarder og presentere tanker rundt forbedring av inspeksjons- og vedlikeholdsprogrammer.

Det overordnede målet med oppgaven er å bidra til utviklingen av effektive løsninger for å sikre robustheten og sikkerheten til betongkonstruksjoner, spesielt betongbruer.

1.3 Metodikk

For å oppnå målet med oppgaven er det gjennomført en omfattende gjennomgang av relevant litteratur. Blant det som er studert er standarder og håndbøker knyttet til prosjektering av konstruksjoner med spesielt fokus på bruer, forslag fra FIB for neste generasjons standarden for betongkonstruksjoner (Model Code 2010), relevante konstruksjoner, eksisterende rammeverk for bestemmelse av robuste konstruksjoner fra Storbritannia og ledende ingeniøreksperters anbefalinger til robuste tiltak.

I tillegg er det gjort en kapasitetskontroll på en relativt enkel bru for å effektivt fremheve hvordan robusthet kan kvantifiseres. Dette innebærer en grundig konstruktiv analyse av bruen, med særlig fokus på å identifisere kritiske seksjoner og potensielle sviktmøder. Kapasitetskontrollen vil legge til rette for en tilstandsvurdering av bruen og gi svar på om den aktuelle konstruksjonen krever umiddelbare tiltak for å sikre optimal konstruktiv integritet. Denne kontrollen er gjort i henhold til relevante regler og prosedyrer for bruprosjektering i Norge. Dog er kontrollen forenklet for å begrense omfanget av oppgaven.

Teorien brukt til utregninger er i all hovedsak godt etablert i lærebøker, standarder, håndbøker og dokumenter. Det vil ikke bli gjengitt her da det oppleves som basiskunnskap for relevante lesere. Dog er det brukt en litt utradisjonell metode for å regne momentkapasiteten av brutverrsnittet. Denne metoden kalles lamell-metoden og blir presentert under.

1.3.1 Lamell-metoden

Lamell-metoden er en iterativ beregningsmetode som er ment for sammensatte tverrsnitt eller tverrsnitt som har variable dimensjoner og/eller spesielle materialegenskaper. Det kan være alt fra kompositter, fiberarmert betong, uregelmessigheter i materialet eller som i dette tilfellet variabel bredde av tverrsnittet. Det er en effektiv måte å regne momentkapasitet av T-tverrsnitt på som er mer nøyaktig enn eksisterende regelverk legger til rette for.

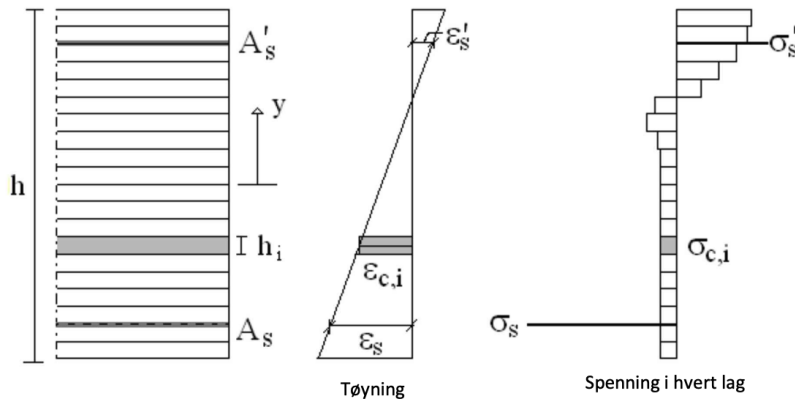
Bjelkens respons under økende tøyingsforløp beregnes ved hjelp av denne metoden. Metoden er basert på at man deler tverrsnittet i skiver, eller "lameller" (derav navnet) som forbindes med kompatibilitetesbetingelser, f.eks Navier-Bernoullis "plane tverrsnitt forblir plane". Det antas at hvert lag har konstant spenning og bredde. Tøyingsfordelingen modelleres over høyden som lineær. Bjelkens respons bestemmes ved hjelp av summen av kreftene i alle lamellene og armeringen inkluderes i relevante lag. Da beregnes middelspenning i hver lamell (for en gitt tøyning) inntil likevekt er nådd. Det er da likevekt iht. følgende ligning:

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_i \cdot h_i \cdot b_i = 0 \quad (1)$$

Samlet momentkapasitet bestemmes ved hjelp av følgende uttrykk:

$$M = \sum_{i=1}^n y_i \cdot \sigma_i \cdot h_i \cdot b_i \quad (2)$$

Figur 1 illustrerer beregningsmetoden.



Figur 1: Lamellemetoden [5]

Betongens strekkfasthet neglisjeres i alle beregninger i bruddgrensetilstanden som bestemt av EK2, 6.1(2), punkt 3. Som vist i figuren over, antas tøyingsfordelingen å være lineær der antagelsen videre forenkles til konstant i hver lamell. I beregningene er det brukt tilstrekkelig antall lameller (10^5) slik at forenklingen blir neglisjerbar. Spenningen for trykkpåkjent betong regnes i henhold til EK2, 3.1.7(1):

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (3)$$

2 Robusthet

2.1 Hva er en konstruksjons robusthet?

Robusthet refererer til evnen et system, en teknologi, en konstruksjon eller en teknikk har til å fungere effektivt og stabilt under ulike miljøforhold eller belastninger. Det innebærer en grad av motstandskraft og pålitelighet under uønskede forhold eller usikre situasjoner, slik at det opprettholder sin funksjonalitet og ytelse. Ordet stammer fra det franske ordet *robuste* og det latinske *robustus*, som betyr fast, hard; som kan tåle sterk påkjenning¹.

Systemer er vanligvis prosjektert for normal bruk; for omstendigheter som med all rimelighet må antas å kunne oppstå i løpet av levetiden til systemet. Å begrense prosjekteringen av systemet til disse omstendighetene gjør systemet sårbart for effekter som ikke er tenkt på eller inkludert i analysene. Det kan være hendelser som er helt uavhengige av det som er inkludert i prosjekteringen eller det kan være de samme med annerledes størrelsesorden. Uansett vil en slik prosjektering kunne bli kostbart dersom systemet ikke tåler men opplever en slik effekt. Spesielt gjelder dette i prosjektering av infrastruktur og andre konstruksjoner, da feilantagelser og manglende prosjektering kan bli både dyrt og fatalt.

Eksempler på definisjoner av konstruksjoners robusthet er som følger:

En konstruksjons umiddelbare insensitivitet til skade. En konstruksjon er robust dersom lokal skade ikke fører til uforholdsmessig kollaps. [6]

En kvalitet i en konstruksjon som beskriver dens evne til å tåle en bestemt mengde skade uten at hele konstruksjonen kollapser i særlig grad. Robusthet indikerer en ufølsomhet til lokal svikt. [7]

Definisjonen presentert i Eurokoden er enda mer hendelsesspesifikk:

En konstruksjons robusthet kan beskrives som evnen et system har til å motstå nedbrytning eller skade forårsaket av ytre faktorer som trafikkbelastninger, miljøpåvirkninger og aldring, uten å utvikle skader som er uforholdsmessig store i forhold til den originale årsaken. [8]

Det er viktig å konstruere bygg og infrastruktur som tåler uforutsette laster da bruk og belastning kan endres over tid. Spesielt er det viktig å sikre at overbelastning eller lokale brudd ikke forårsaker total kollaps da bruer og annen infrastruktur ofte er kritisk for funksjonen til samfunnet rundt. Desto mer alvorlige konsekvensene av en kollaps er, med andre ord, desto flere mennesker som blir skadet, desto mer akutt er behovet for robuste løsninger.

Fenomenet robusthet har lenge vært en essensiell del av prosjektering og begrepet har derfor blitt introdusert i de fleste nasjonale og internasjonale prosjekteringsstandarder. Det er imidlertid ingen tallfestede krav eller anbefalinger, som gjør det vanskelig å overføre den kvalitative beskrivelsen av robusthet til kvantifiserte verdier og til dimensjoneringskriterier som alle involverte parter kan enes om. Det er nødvendig for å kunne skille mellom robuste og mindre robuste konstruksjoner og for å kunne sette en grense for når en konstruksjon er robust nok.

¹Hentet fra NAOB: Det norske akademis ordbok {<https://naob.no/ordbok/robust>}

Maes et al. [9] foreslo i 2006 en rekke kriterier som må presiseres for å kunne greie ut om robusthet:

1. *Systemet* må være tydelig definert.
2. Formålet/funksjonen til systemet må være identifisert.
3. Forstyrrelsene (faremomenter, avvik fra antagelser, indre og ytre omstendigheter osv.) som påvirker systemet må identifiseres.
4. De totale konsekvensene av individuelle forstyrrelser må analyseres opp mot tidligere definerte funksjoner/formål.
5. Nivået av robusthet kan da bestemmes.

Prosessen kan bli brukt på alle systemer og til spesifikke forstyrrelser som er uten usikkerheter. Det er sjeldent tilfellet for konstruksjoner og det er derfor nødvendig å innføre et 6. steg, *risiko*. Bestemmelsen av en konstruksjons risiko må inkludere alle usikkerhetene forbundet med de andre 5 stegene.

Flere kollapser av bygninger og bruer på 70-tallet [10, 11] gjorde det nødvendig å iverksette forskning på tiltak mot progressiv kollaps og for økt generell konstruktiv integritet i infrastruktur. I tillegg ble blant annet prosjekteringskrav for ulykkeslaster introdusert i Storbritannias prosjekteringshåndbøker som et av de første eksemplene på denne typen krav [12]. Som nevnt i introduksjonen er Norge og Statens Vegvesen også interessert i forbedret regelverk, og har de siste årene tildelt midler til forskning på konstruksjoners integritet og robusthet.

2.2 Eksisterende retningslinjer og anbefalinger

Relevante standarder og håndbøker som blir brukt i oppgaven, da spesielt i beregningene, er presentert under:

2.2.1 Standarder

- NS-EN 1990:2002+NA:2016, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (EK0)
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster (EK1-1-1)
- NS-EN 1991-1-4:2002+NA:2019, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster: Vindlaster (EK1-1-4)
- NS-EN 1991-1-4:2002+NA:2019, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster: Vindlaster (EK1-1-4)
- NS-EN 1991-1-4:2003+NA:2008, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster: Termiske påvirkninger (EK1-1-5)
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer (EK1-2)

- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2021, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler (EK2-1-1)
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer (EK2-2)

2.2.2 Håndbøker

- Statens vegvesens håndbok N400: Bruprosjektering (N400)
- Håndbok R762: Prosesskode 2 (R762)
- Håndbok V440: Bruregistrering (V440)
- Håndbok 145: Brudekker: Fuktisolering og slitelag (nå en del av N400) (N145)
- Håndbok 268: Brurekkverk (N268)

2.2.3 IABSE

IABSE står for International Association for Bridge and Structural Engineering. Det er en global organisasjon dedikert til å fremme utviklingen av konstruksjonsteknikk og teknologi for bygninger og infrastruktur. Organisasjonen gir en plattform for ingeniører, arkitekter og forskere til å samarbeide og dele kunnskap og erfaringer innenfor områdene bruer, bygninger, tunneler og andre konstruksjoner. IABSE har utviklet retningslinjer relatert til robustheten til konstruksjoner, med spesiell fokus på bruer og andre store konstruksjoner. Noen av de viktigste reglene og retningslinjene utviklet av IABSE relatert til robusthet er:

- Guideline for Bridge Design for Robustness [13]: Denne retningslinjen gir veiledning om dimensjonering av nye bruer for å sikre at de er robuste og kan motstå uventede hendelser. Retningslinjen dekker temaer som redundans, konstruktiv kontinuitet og vurdering av tilfeldige laster.
- Assessment of Existing Bridges for Robustness [14]: Denne retningslinjen gir veiledning om vurdering av eksisterende bruer for å fastslå deres robusthet og identifisere potensielle sviktmoder. Retningslinjen dekker temaer som inspeksjon, testing og bruk av datamodeller for å simulere bruens oppførsel under ulike belastningsforhold.
- Code of Practice for Bridge Strengthening [15]: Denne koden for praksis gir veiledning om styrking av eksisterende bruer for å øke deres robusthet og sikre at de kan motstå uventede hendelser. Koden dekker temaer som valg av egnede styrkingsmetoder, dimensjonering av forsterkningstiltak og testing og overvåking av den forsterkede konstruksjonen.

Generelt er reglene og retningslinjene utviklet av IABSE relatert til robusthet ment å sikre at bruer og andre store konstruksjoner er dimensjonert, bygget og vedlikeholdt for å være robuste og motstå effekten av uventede hendelser. Retningslinjene blir mye brukt av bru- og konstruksjonsingeniører over hele verden for å sikre sikkerheten og påliteligheten til kritisk infrastruktur.

2.2.4 FIB Model Code 2010

FIBs Model Code [16] er en serie dokumenter som er ment å fungere som en basis for fremtidige standarder². Den fungerer som en veileder fordi den tar hensyn til ny forskning og kunnskap om betongkonstruksjoner. Model Code 2010 presenterer flere forslag til endringer for EK2, som sannsynligvis implementeres i neste utgave. Denne versjonen av Model Code er i følge FIB mer ”livssyklus-orientert”. Det er for eksempel lagt mye fokus på pålitelighet, bærekraft og robusthet. Blant annet forslås det at robustetskriterier legges til i kriteriene for brukbarhet og konstruktiv sikkerhet sammen med bruksgrensetilstand (SLS) og bruddgrensetilstand (ULS).

Dessverre er det ingen kvalitative mål på robusthet foreslått. Det forslås to spesifikke metoder for å forbedre robusthet: alternative lastveier og kapasitetsdimensjonering. For kapasitetsdimensjonering forslås det et hierarki av motstandskomponenter og sviktmoder slik at forebyggende sprø sviktmoder er forhindre og duktile sviktmoder blir fremhevd. Et eksempel er for bygninger konstruert som rammekonstruksjoner der man ved bruk av ligning 4 kan oppnå lokale påvirkninger i stedet for globale:

$$\sum M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rb} \quad (4)$$

hvor $\sum M_{Rc}$ og $\sum M_{Rb}$ er henholdsvis summen av momentkapasitet for søylene og bjelkene i rammen og sikkerhetsfaktoren, γ_{Rd} , definert som $\geq 1,0$ tar hensyn til økning i styrke som ikke modelleres eksplisitt.

Tiltakene som fremmes er selvsagt en forbedring, men samtidig mangelfulle når det kommer til bruprosjektering. Det er ingen detaljer rundt hva som skal til for at en bru er robust nok eller hvordan robusthet skal måles. Det anbefales statisk ubestemt for å sikre konstruktiv redundans, som er et effektivt tiltak for å oppnå økt robusthet. Forslaget om å unngå robusthetsbetraktninger ved å betrakte alle mulige lastkombinasjoner er urealistisk og urimelig da det i praksis vil øke prosjekteringskostnader drastisk uten å sikre at absolutt alle sviktmoder er analysert og sikret.

2.3 Robusthet for bruer

Robusthet er spesielt nødvendig i bruer fordi de blir eksponert i stor grad for en rekke påvirkninger som kan føre til skader. I tillegg er bruer kritisk infrastruktur som redder liv og sørger for effektiv trafikkflyt. En robust bru er og burde være prosjektert og bygget for å kunne håndtere variasjoner i belastning, temperaturendringer, bevegelser i grunnen, erosjon, vibrasjoner, korrosjon og andre påvirkninger i løpet av sin levetid. Robustheten til en bru kan måles ved å vurdere dens evne til å opprettholde strukturell integritet, bærekapasitet og funksjonalitet under ulike påkjenninger og uforutsette hendelser. Det er viktig å sikre at bruer er robuste for å sikre sikkerheten til brukerne og forlenge levetiden til strukturen. Ved utforming, bygging og vedlikehold av broer må det tas hensyn til ulike faktorer som påvirker robustheten, inkludert materialvalg, konstruksjonsmetoder, miljøforhold og vedlikeholdspraksis.

Kravet om konstruktiv robusthet for bruer kan håndheves gjennom å nærmere definere uttrykk introdusert tidligere. Først og fremst er det brusystemet som undersøkes, og i motsetning til bygninger har alle dets underkomponenter en konstruktiv hensikt. Det kan argumenteres for at de fleste brusystemer er seriekoblet, ettersom mange av komponentene kan klassifiseres som

²{<https://www.fib-international.org/>}

kritiske elementer og dermed er avgjørende for overlevelsen til hele konstruksjonen; det vil si at svikt i en av disse komponentene kan føre til total kollaps. For eksempel er brutårn og landkar utformet for å fordele vertikale reaksjonskrefter fra brudekket til bakken, og brudekket er ikke nødvendigvis utformet med tilstrekkelig restkapasitet dersom en av støttene fjernes. Derimot betyr det ikke nødvendigvis at svikt i en enkel tråd i en kabelbru vil føre til svikt i de tilstøtende bruspenne. Hver bru bør undersøkes individuelt, selv om det kan være mulig å fastsette visse krav til dimensjonering for visse brutyper.

Primærfunksjonen til de fleste bruer er å opprettholde en trygg og kontinuerlig trafikkflyt uansett form, for: fotgjengere, kjøretøy og/eller tog. Denne funksjonen er ivaretatt av samspill mellom de konstruktive komponentene som utgjør bæresystemet til bruene. Lokal svikt i en av disse komponentene vil medføre direkte konsekvenser til de sammenkoblede komponenter som *kan* føre til indirekte konsekvenser på globalt nivå (progressiv kollaps). Derfor er det viktig å forstå hvilke deler som er avhengige av hverandre, dvs. hierarkiet i systemet.

Neste steg i å vurdere nivået av robusthet i bruer er å identifisere omstendigheter og eksponeringer som har potensiale til å forårsake global svikt (kollaps) av bruene. Disse kan variere stort blant annet ut i fra hvilken brutype som analyseres, omgivelsene og materialene valgt. Mulige årsaker kan være, men er ikke begrenset til, ulykkeslaster definert i mange standarder for bruprosjektering (for eks. EK1-2, 4.7 for ulykkeslaster fra trafikk på bruer).

En brus robusthet til skader i etterspenningssystemer avhenger sterkt av nivået av redundans, motstand mot yre påvirkninger og graden av statisk ubestemthet. Derfor er noen av de mest sårbare konstruksjonene statisk bestemte, nemlig fritt-opplagte bruer. Selv om de fleste bruer i Norge er robuste og sikre mot plutselig svikt på grunn av problemer i etterspenningssystemer, finnes det bruer og spesielle konstruksjoner som kan være ømfintlige for lokale skader (for eksempel Kollstraumen bru [17]). Disse konstruksjonenes konstruktive sikkerhet kan raskt feile dersom det oppstår alvorlige skader i deler av bæresystemet.

For å bevise og evaluere at statisk bestemte bruer ikke nødvendigvis trenger å være lite robuste er det valgt å regne på Svelgabruen. Denne er konstruert som en fritt-opplagt kassebru, men viser seg å være robust på grunn av måten den er prosjektert og utført.

3 Svikt

STAR-rapporten skrevet ved NTNU om bruer med korrosjonsinduserte kollapser [4] er en av mange studier som har dokumentert og analysert årsaker til kollaps av bruer. Det er viktig å bygge på undersøkelser som disse for å danne et grunnlag for forskning på robusthet av bruer. Det er åpenbart at bruene som har kollapset ikke har vært tilstrekkelig robuste og ved å analysere hvorfor de har sviktet kan mye lærdom hentes.

3.1 Omstendigheter for svikt

Enkel logikk tilsier at for et system skal kollapse må det bli eksponert for påvirkninger som igjen kan føre til skade. Derimot er det ikke lett å tallfeste verken påvirkningene eller skadeeffekten av disse. For hvordan kan man dimensjonere en konstruksjon mot en last man ikke er sikker på størrelsen, retningen eller omfanget på? Eksempler på eksponeringer som kan være svært

vanskelige å kvantifisere er:

- Uforutsette hendelser
- Lasteffekter
- Uforutsette setninger
- Feil modellering
- Feil beregningsmodell
- Dårlig utførelse
- Svakheter i materialer

Det er akkurat disse unøyaktighetene i prosjektering som gjør det nødvendig at en konstruksjon er robust. Sørensen beskriver kollaps med en sannsynlighetsmodell [18]: Dersom kollaps betegnes C , eksponering E , og skade D , vil sannsynligheten for eksponering beskrives som $P(E_i)$, sannsynligheten for skade som følge av eksponering i er $P(D_j|E_i)$ og da blir sannsynligheten for kollaps gitt eksponering i og skade j : $P(C|E_i \cap D_j)$. Den totale sannsynligheten for kollaps er da:

$$P(C) = \sum_i \sum_j P(C|E_i \cap D_j) P(D_j|E_i) P(E_i) \quad (5)$$

Med et statistisk uttrykk for kollaps av en konstruksjon er det mulig å identifisere mulige tiltak fordi det som skal til for å utløse kollaps konkretiseres. Det er åpenbart at sannsynligheten for kollaps kan reduseres (og dermed øke robustheten) ved å redusere sannsynligheten for eksponering, skade eller skadeomfanget. For eksempel kan man styrke avgjørende komponenter (nøkkelelementer som søyler, bærende bjelker) som reduserer $P(D_j|E_i)$, eller man kan redusere sannsynligheten $P(C|E_1 \cap D_1)$ ved for eksempel å øke overflødigheten (redundancy) i konstruksjonen. Dette gjøres blant annet ved å etablere alternative lastveier og sikre muligheter for lastomlagring.

3.2 Konsekvenser av svikt

Den viktigste egenskapen til en robust konstruksjon er dens evne til å opprettholde en akseptabel grad av funksjonalitet etter at den har utviklet en skade, eller, dersom den delvis mister funksjonaliteten i en begrenset periode. For en bru er hovedfunksjonen å opprettholde trafikkflyten mens noe skade kan være akseptabelt hvis skaden er lokalisert eller til en grad der funksjonen bare er delvis påvirket. Dermed må en akseptabel grad av globale konsekvenser (dvs. konsekvenser for hele systemet) spesifiseres fra sak til sak. I noen ekstreme tilfeller kan det være akseptabelt at en bru mister total funksjonalitet mens brukersikkerhet opprettholdes (kanskje bruene har nok deformbarhet til å bremse kollapsen nok til at liv ikke går tapt [19]).

I den danske standarden, DS409, stilles det krav til robustheten av en konstruksjon i forhold til konsekvensen av kollaps. De bruker 3 ulike konsekvensklasser for å bestemme krav til robusthetstiltak som er basert på uttrykket for total risiko som en sum av henholdsvis konsekvensen av

lokale skader og konsekvensen av kollaps. Her er C_j kostnaden forbundet med lokal skade, j , og C_F er kostnaden forbundet med total kollaps. Uttrykket er presentert under:

$$\sum_j C_j \cdot P(D_j) + C_F \cdot P(C) \quad (6)$$

Dette uttrykket gjør oppgaven med å prioritere robusthetstiltak lettere, ettersom man kjenner verdien av konsekvensene til hver enkel bruddmulighet. Det er absolutt et tiltak som er mulig å implementere i norske håndbøker og standarder og som vil føre til at det er mulig å benytte seg av konsekvensklassene definert i Eurokoden. Per i dag er det kun konstruksjoner i konsekvensklasse 3 som må redegjøres for robusthet i Danmark [18]. Norge er allerede godt på vei i denne sammenheng, da alle norske bruer er i konsekvensklasse 3. Eurokode 0 spesifiserer konsekvensklasser (CC) som vurderer svikt eller funksjonsfeil i en konstruksjon som følgende:

- CC1
 - o **Liten** konsekvens i form av tap av menneskeliv og **små eller uvesentlige** økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser
- CC2
 - o **Middels** stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, **betydelige** økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser
- CC3
 - o **Stor** konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller **svært store** økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser

Disse konsekvensklassene er tilknyttet *pålitelighetsklasser* (RC) som defineres ved hjelp av pålitelighetsindeksen β og bestemmer akseptable grenser for sannsynligheten av konstruktiv svikt. Indeksen β er definert som den inverse av standard normalfordeling av sannsynligheten til svikt, P_f [20].

$$\beta_n = -\Phi^{-1}(n \cdot P_{f,1\text{year}}) \quad (7)$$

Tabell 1 viser verdien for pålitelighetsindeksen for forskjellige pålitelighetsklasser gitt returperiode på 1 og 50 år.

Tabell 1: Tabell B2 i EK0 - Anbefalte minsteverdier for β [20]

Pålitelighetsklasse	Minsteverdier for β	
	Returperiode 1 år	Returperiode 50 år
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Definisjonen på globale konsekvenser, som nevnt tidligere, baserer seg på kvalitative uttrykk som **høy**, **middels** og **lav** konsekvens. Dette er vanskelig å implementere i et regelverk da kvalitative uttrykk avhenger av den subjektive vurderingen til ansvarlig ingeniør. Men dersom konstruksjoner blir karakterisert og sortert riktig etter hvilke globale konsekvenser de har, kan

man blant annet anta at en konstruksjon med **lav** konsekvens ved brudd ikke trenger tiltak for robusthet først. I tillegg er det verdt å nevne at dersom det er konstruksjoner med **høy** konsekvens som følge av sviktmoder med **lav** sannsynlighet kan det defineres som en lite robust konstruksjon.

4 Metoder for kvantifisering av robusthet

4.1 Introduksjon

Flere forskningsprosjekt har etterlyst krav/regler og kriterier for robusthet og duktilitet av konstruksjoner. Cantero og Kanstad [21] anbefalte i 2022 Statens vegvesen å adoptere det britiske rammeverket for å kategorisere betongbruer til det norske brunettet. Da kan robustheten til alle bruer som vedlikeholdes av staten evalueres med tanke på robusthet og legges inn i vegvesenets forvaltningssystem, BRUTUS. I rapporten er det anbefalt å starte med bruer man vet har lite redundans, typisk statistisk bestemte bruer.

4.2 Hvordan kvantifisere robusthet

I Norge streber man etter å oppnå konstruksjoner som oppfører seg duktilt i bruddgrensetilstand og som er lite ømfintlige for lokale skader. En konstruksjon som mangler robusthet kan beskrives på følgende måter: Den har begrensede muligheter for omlagring av krefter. Det er en statistisk bestemt konstruksjon, det vil si at den vil kollapse ved utvikling av plastiske ledd. Den er svært sårbar for lokale skader og som kan kollapse selv ved små, lokale brudd. Konstruksjonen kan også ha lav grad av konstruktiv redundans. Manglende robusthet er en betydelig utfordring for konstruksjoner fordi mangel på varselstegn som indikerer en sannsynlighet for skade, ikke nødvendigvis garanterer den konstruktive sikkerheten. Det har flere ganger blitt rapportert bruer og andre konstruksjoner som kolliderer helt uten advarsel. Derfor er det viktig å sikre at konstruksjonene har tilstrekkelig robusthet og konstruktiv redundans for å motstå belastninger og minimere risikoen for kollaps.

Flere forskere og eksperter har funnet at forskjellige typer konstruksjoner er sensitive for ulike typer skadescenario [22]. Noe som er godt dokumentert er fenomenet progressiv kollaps av rammekonstruksjoner. Denne kunnskapen er viktig for å karakterisere sannsynligheten for svikt for spesifikke scenario, men det er ofte vanskelig å generalisere disse funnene til andre typer konstruktive system eller skader. Andre eksperter har foreslått metoder for å kvantifisere robusthet som er gyldig for ethvert konstruktivt system. Lind foreslo for eksempel en normalisert måte å måle hvor mye skade et system tåler, basert på økningen i sannsynligheten for brudd på grunn av enkelte skader [23]. Ellingwood fant at probabilistisk risikovurdering kan bli brukt til å vurdere robusthet for system generelt [24].

Målestokker for konstruksjoners robusthet kan være:

- Redundans: En konstruksjons redundans er det samme som statistisk ubestemt og refererer til tilstedeværelsen av parallelle lastveier eller deler av en konstruksjon som sørger for tilleggskapasitet og som kan motstå plutselige sviktmoder. Redundans kan kvantifiseres på flere måter, som ”faktor for redundans” (redundancy factor) beskrevet i den amerik-

anske håndboken ACSE 7-16, 12.3.4. Denne faktoren beskriver forholdet mellom antall komponenter i konstruksjonen og det minste antallet nødvendig for konstruktiv stabilitet.

- Konstruktiv integritet: Konstruktiv integritet refererer til evnen en konstruksjon har til å opprettholde sin styrke, stivhet og stabilitet under ulike lastsituasjoner. Integriteten kan evalueres på flere måter, blant annet ved bruk av FEM-analyser, ikke-destruktiv testing (NDT) og visuell inspeksjon.
- Motstand mot ulykker: Å kunne motstå ulykker og plutselige, uforutsette laster er vesentlig for enhver konstruksjon. Bruer kan bli utsatt for ekstreme laster som, jordskjelv, kollisjoner, skipsstøt og flom. Motstanden en bru har i slike situasjoner kan modelleres ved bruk av for eksempel skjørhetsanalyse (fragility analysis), probabilistisk risikovurdering og dynamisk analyse.

Det kan være utfordrende å vite nøyaktig hvor og når man skal sjekke en konstruksjon for robusthet. Spesielt gjelder dette om det ikke finnes noen tallfestede mål på hva som skiller en god og dårlig utførelse av konseptet. Hvor man skal inspisere en konstruksjon er godt definert i håndbøker. I følge Cantero og Kanstad [21], skal konstruksjoner under inspeksjon særlig sjekkes i kritiske snitt. Et kritisk snitt i en konstruksjon refererer til en spesifikk lokasjon eller del som er mest sårbar for feil eller kollaps under bestemte belastningsforhold. Disse kritiske snittene blir typisk identifisert gjennom konstruktiv analyse og dimensjonering, ved å ta hensyn til ulike faktorer som belastningsfordeling, materialegenskaper, geometriske dimensjoner og tilstedeværelsen av konstruktive elementer som ledd, forbindelser og støtter. For å sikre konstruktiv integritet og sikkerhet i en bygning eller infrastruktur, er det viktig å fokusere på at disse kritiske snittene har evnen til å motstå nedbrytninger og skader. Kritiske snitt man alltid sjekker ved dimensjonering av bruer i Norge er blant annet: maksimalt opptredende moment, skjøter, snitt hvor spennarmering er forankret, over støtter og lignende [25].

Et annet kriterium som er viktig å introdusere i diskusjonen om robusthet er overlevelse. Det er ikke et fast krav, men kan variere fra konstruksjon til konstruksjon, alt etter bruk og funksjon. Vanligvis betyr det overlevelse av funksjon, som konstruksjonsmessig betyr kapasitet mot laster, kjemiske inntrengninger, klimapåvirkninger og/eller inneslutting av stoffer. En konstruksjon må dermed være robust nok til å tåle en rekke forskjellige påvirkninger og fortsatt beholde dens opprinnelige funksjon.

I konstruksjonslære skilles det mellom elastisk og plastiske egenskaper, som kapasitet, spennings/tøyingsforhold og deformasjon. Dimensjoneringsregler for konstruksjoner er normalt fastsatt etter elastisk kapasitet fordi det er ønskelig at konstruksjonsdelene skal kunne lastes gjentatte ganger uten å miste brukbarheten på grunn av for store deformasjoner eller riss. Likevel er noen konstruktive systemer dimensjonert for å måtte tåle skade i en forventet situasjon. Da utnyttes de plastiske egenskapene for å lage robuste systemer. Et eksempel på dette er autovern langs veier, som er frie til å deformere seg under en kollisjon men har som mål å holde kjøretøyet på veien. Autovern må byttes ut etter ”bruk” da de har tjent sin hensikt. Et annet eksempel er bygninger som går i fra å være tilholdssteder til tilfluktssteder under brann og jordskjelv. Bygningene er dimensjonert slik at de bli gjenstand for estetisk skade og svekker eller mister sin primære funksjon som bruksområde så lenge de sørger for ly mot farene. Bygningene er selvfølgelig ikke helt fungerende etter skadene og må gjenbygges eller rives, men har tjent sine formål som tilfluktssteder.

Et robust system kan derav beskrives som et som oppfyller med følgende ligning:

$$\text{Gjenværende kapasitet} \geq \text{gjenværende last} \quad (8)$$

Her kan *kapasitet* bety typisk motstand mot krefter (materialenes styrke), men det også vise til deformerbarhet, duktilitet eller stabilitet. I følge det nasjonale forskningsrådet i Italia [26], blir det i etterforskninger etter ulykker ofte kommet frem til at ulykken hadde lite å gjøre med sikkerhetsmarginene brukt i prosjekteringen, men at det oftest var på grunn av elementer som ikke var forutsett. Med andre ord hadde sannsynligvis ikke en økning av sikkerhetsmarginene gjort noe for å forhindre ulykkene. En god egenskap til et robust system er derfor mulighet for omlagring av krefter, eller alternative lastveier. Et godt eksempel på dette er nettopp autovernet. Dersom støtet mot autovernet er av liten størrelsesorden vil systemet fungere som en fritt opplagt bjelke som overfører spenningene ved bøyning, mens et større støt (krasj) vil føre til at systemet endrer funksjon og overfører kreftene som spenninger i lengderetningen (catenary effect). Dog vil autovernet etter ulykken være ødelagt og ha behov for utskiftning, men det har tjent sitt formål (beskytte trafikanter fra å forlate veien ved ulykke).

I jakten på å tilby konkrete krav og vurderingskriterier til konstruksjoners robusthet har flere land introdusert håndbøker og retningslinjer. Et eksempel på en slik håndbok er DMRB utgitt i Storbritannia som fungerer som et klassifiseringssystem for hvordan eksisterende bruer forholder seg til robusthet og hvilken tilstand de har.

4.3 Rammeverk utviklet av Highways England

Dimensjoneringshåndboken for veier og bruer (DMRB) er en serie med dokumenter som er publisert av veimyndighetene i Storbritannia. Et av dokumentene publisert av DMRB er CS465 [1]. Dette dokumentet omhandler inspeksjon av konstruksjoner langs motorveier (bruer) og er spesielt for måten de generelle prinsippene for inspeksjon og rapportering er beskrevet. Dokumentet fremstår som et vurderingsrammeverket for å bestemme nødvendig inspeksjonsfrekvens basert på risikoanalyse støttet av ingeniørmessig dømmekraft. Det er en prosess som er delt i 3 deler. Den første er risikogjennomgang: ansvarlig ingeniør analyserer relevant dokumentasjon og bestemmer om risikovurdering og -håndtering er nødvendig. Dersom ingeniøren mener at det er nødvendig, må risikovurdering iverksettes. Dette innebærer å identifisere trusler som kan skade bæresystemet f.eks. etteroppspenningen i brua. Trusler kan være alt som ”negativt påvirker tilstanden til konstruksjonen”. Til slutt, basert på konklusjonen i de to forrige stegene, utføres risikohåndtering. Da gjennomføres inspeksjoner, konstruktiv evaluering og til slutt iverksettes nødvendige tiltak.

I praksis vurderes eksisterende konstruksjoner etter en rekke kriterier og blir dermed tildelt en risikoscore. Risikoscoren beregnes avhengig av flere faktorer, som sannsynligheten for en hendelse (feil oppstår, konstruktiv svikt), dens potensielle konsekvenser, evnen til å oppdage en svikt og evnen til å kontrollere utfallet. Myndighetene presiserer at motivasjonen for håndboken er usikkerhetene knyttet til tilstanden av internt oppspente betongbruer. Da det er meget vanskelig å bestemme tilstanden til de interne spennkablene fordi ytre tegn på feil eller at noe er galt (sprekker eller rustflekker) som regel ikke oppstår før det er for sent. Det kan være feil innad i konstruksjonen som er umulig å se fra utsiden, som korrosjon i eventuelle spennkabler eller utilstrekkelig injisering av spennrør.

I første trinn, risikogjennomgang, skal bruene analyseres. Det er en inspeksjon av historisk dokumentasjon der det identifiseres kritiske snitt og beregnes antall kritiske punkt.

Kritisk snitt - Snitt med høy risiko ved infiltrasjon av fuktig luft, vann og annen forurensning som kan føre til korrosjon av etterspenningssystemet. Kritiske snitt inkluderer områder

hvor tomrom i kanalene kan oppstå og/eller områder hvor flytepunkter vil kunne føre til en kollapsmekanisme. Det vil si at kritisk snitt kan være:

- Endeforankringspunkt
- Midtspenn
- Områder over støtter
- Plasstøpte konstruksjonsledd som krysser kabelkanaler og spennkabler

Kritiske snitt og punkt blir identifisert under risikogjennomgangen som det første trinnet i risikoevalueringen.

Kritisk punkt - Alle steder hvor spennkabler krysser kritiske snitt. Gjennom kurvetilpasning fremkommer formelen som beskriver hvor mange kritiske punkter som må sjekkes under bruinspeksjon, avhengig av hvor mange kritiske punkt konstruksjonen har; ligning 9 for armering i lengderetningen og ligning 10 i tverretningen:

$$C_L = 3,57 \cdot C_{PL}^{0,36} \quad (9)$$

$$C_T = 1,21 \cdot C_{PT}^{0,36} \quad (10)$$

Dersom det blir bestemt at bruene skal undersøkes videre skal prosedyren for risikovurdering i håndboken følges. Denne gir et godt innblikk i hvilke bruer som krever ytterlige tiltak:

- Først undersøkes bruens form og utforming for å bestemme risikoen for sprø sviktmodus fra "veldig høy" til "lav" ved å bruke figur 2.
- Så identifiseres utsatte detaljer og materialer ved å bruke figur 3.
- Deretter bestemmes trusler grunnet ytre forhold ved bruk av figur 4 og 5.
- For hver trussel identifisert må en del informasjon bestemmes. Det er:
 1. Selve hendelsen (hva skjer om trusselen ikke behandles).
 2. Sannsynligheten for at trusselen skjer.
 3. Konsekvenser gitt at trusselen oppstår.
 4. Hva risikonivå trusselen burde gis.
 5. Hvilke tiltak som skal anbefales.

Bridge form	Risk of brittle failure mode	F_F
Segmental		
Beams or box girders, simply supported, non-composite, transverse joints, longitudinal post-tensioning	Very high	12
Beam grillage, simply supported, non-composite, longitudinal and transverse joints and post-tensioning	High	10
Beams or box girders, simply supported with a composite slab, transverse joints and longitudinal post-tensioning	Medium	8
Continuous beams, box girders or portals, non-composite, transverse joints and longitudinal post-tensioning	Medium	8
Continuous beams or box girders or portals with a composite slab, transverse joints and longitudinal post-tensioning	Low	4
Monolithic		
Beams, simply supported, non-composite, longitudinal post-tensioning	Medium	6
Beams, continuous, non-composite, longitudinal post-tensioning	Medium	5
Beam or box girder, simply supported, composite, longitudinal or longitudinal and transverse post-tensioning	Low	4
Beam or box girder, continuous, composite, longitudinal or longitudinal and transverse post-tensioning	Low	3
Beams, simply supported or continuous, non-composite, transverse post-tensioning	Very low	2
Solid or voided slab, simply supported or continuous, longitudinal and/or transverse post-tensioning	Very low	2
Post-tensioned substructure		
Bridges with ties between supports	Very high	12
Segmental construction, where the post-tensioning arrangement is designed to provide resistance to primary bending	Very high	12
Monolithic construction, where the post-tensioning arrangement is designed to provide resistance to primary bending	High	9
Segmental construction, where the post-tensioning arrangement is not designed to provide resistance to primary bending	Medium	5
Monolithic construction, where the post-tensioning arrangement is not designed to provide resistance to primary bending	Low	3
Tie-downs		
Continuous bridges, cantilevers and suspended spans on half-joints, with anchor spans tied down for:		
- Dead load and live load	Very high	12
- Live load only	High	10

Figur 2: Bruens form knyttet til risiko for sprø sviktmodus [1]

Segmental joints	<p>In descending order of vulnerability:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) narrow in situ mortar (typically <25mm); 2) wide in situ mortar or concrete (typically >100mm); 3) match cast glued.
Other joints	<ol style="list-style-type: none"> 1) construction joints intersecting anchorages, couplers or tendons/ducts; 2) half-joints; 3) hinges.
Post-tensioning system	<ol style="list-style-type: none"> 1) lack of redundancy, e.g. small number of large tendons where a severe local defect can have a serious effect on strength; 2) design where failure of a single post-tensioned element could result in structural collapse; 3) tendons located close to the upper surface of the deck where failure of deck waterproofing may lead to corrosion and loss of section; 4) use of spacers to separate post-tensioning wires making them vulnerable to crevice corrosion; 5) tendon ducts with hogging and sagging profiles with a vulnerability to void formation and water ponding; 6) unlined ducts; 7) tendons grouped together in a single duct; 8) tendons protected only by mortar or concrete; 9) unprotected anchorages; 10) anchorages concealed within joints or on upper surfaces of decks; 11) grout tubes exposed in top of deck.
Water management system	<ol style="list-style-type: none"> 1) absent or malfunctioning drainage system; 2) absent or old deck waterproofing system; 3) absence of deck joint seals.
Materials and durability	<ol style="list-style-type: none"> 1) low cover to reinforcement; 2) low concrete grade; 3) additives or admixtures containing chlorides used in concrete or grout; 4) insufficient longitudinal or shear reinforcement (as determined by a structural assessment); 5) reactive aggregates used in concrete.
Construction	<ol style="list-style-type: none"> 1) grouting problems; 2) tensioning problems.

Figur 3: Utsatte detaljer [1]

Structure	
Cracking	1) in post-tensioned concrete elements - various locations, crack directions and causes.
Water management system	1) cracks and potholes in carriageway surfacing; 2) surface ponding on deck; 3) blocked drainage systems; 4) water trapped in boxes and other structure voids; 5) damaged or missing deck joint seals; 6) water leaks and staining on soffit and at movement joints.
Deflection	1) excessive deflection; 2) differential vertical deflection.
Concrete	1) delamination and/or spalling due to corrosion or freeze/thaw action; 2) spalling or crushing due to stress concentrations; 3) honeycombing; 4) evidence of chemical attack; 5) low cement contents.
Reinforcement corrosion	1) visual evidence; 2) evidence from corrosion testing.
Construction joints	1) leaks and stains.
Bearings	1) corrosion, deterioration and/or damage; 2) unexpected movement/rotation or failure to move/rotate as expected.
Post-tensioning system	

Figur 4: Tilstandsutfordringer [1]

Ducts	<ol style="list-style-type: none"> 1) incorrect location; 2) corrosion; 3) perforation; 4) presence of water; 5) ungrouted.
Grout	<ol style="list-style-type: none"> 1) cracked or shattered; 2) soft; 3) moist; 4) voids; 5) low cement contents; 6) high chloride and/or sulfate contents.
Tendons	<ol style="list-style-type: none"> 1) incorrect type or size; 2) missing tendons; 3) corrosion resulting in loss of section; 4) fracture of wires/strands/tendons; 5) loss of prestress.
Anchorage	<ol style="list-style-type: none"> 1) deterioration of capping material.; 2) moisture/water; 3) high chloride and/or sulfate contents in capping material; 4) corrosion; 5) missing anchorage components.

Figur 5: Fortsettelse av tilstandsutfordringer [1]

Til slutt oppsummeres prosedyren i at man regner ut risikoscoren til konstruksjonen. Dette er en formel som avhenger av byggeår, type statisk system, tverrsnittstype, utsatte detaljer & materialer, tilstand og konsekvensfaktorer.

$$R = 100 \frac{((4F_Y + F_F + F_V + F_C)F_Q) - 6}{254} \quad (11)$$

De ulike variablene er:

- F_Y - Konstruksjonsår
- F_F - bruens form (statisk system og tverrsnittstype)
- F_V - Spesielt utsatte detaljer og materialer

- F_C - Ytre forhold
- F_Q - Konsekvens

Tabell 2: Faktor for konstruksjonsår [1]

Konstruksjonsår	F_Y
Før 1965	5
1965 - 1975	4
1976 - 1985	3
1986 - 1996	2
Etter 1996	1

Tabell 3: Konsekvensfaktor [1]

Tilfelle	F_Q
ÅDT	
> 95 000	5
70 500 - 95 000	4
47 000 - 70 500	3
25 000 - 47 000	2
< 25 000	1
bru som krysser jernbane	5
Andre tilfeller under bruene som hensyntas	
Verdifull infrastruktur	3
Bebodd område	3
Elv brukt til transport	3
Lager for helsefarlige stoffer/materialer	3
Miljømessig sensitive områder (eks. vernede områder)	2
Elv	1

Variabelen for konstruksjonsår varierer fra 1 til 5 hvor verdien 5 tildeles bruer som er bygget før 1965, som vist i tabell 2. Variabelen som beskriver bruens form er basert på sannsynligheten for sprø sviktmodus (brittle failure mode). Her skiller det blant annet på segmentbruer, monolittiske bruer og etteroppspente konstruksjoner som videre kategoriseres etter statisk system. Denne variabelen varierer fra 1 til 12 og er presentert i figur 2. Verdiene for både spesielt utsatte detaljer og ytre forhold fastsettes etter antall identifiserte tilfeller ihht. tabeller 4.7 og 4.8 i [1] opp til maksimalt 10 hver, vist i henholdsvis figur 3, 4 og 5. Den siste variabelen som inkluderes er konsekvensen ved brudd. Denne er avhengig av årsgjennsnittstraffikken og/eller kritisk infrastruktur under bruene som jernbane eller kanal. Variabelen har maksimalverdi på 5 som tildeles bruer som krysser jernbane eller som har ÅDT over 95,000. Variabelen er presentert i tabell 3. Dersom mer enn en situasjon gjelder er det den med høyest faktor/score som velges. Faktoren kan også i følge [1] økes dersom bruene er en kritisk ferdselsåre som ikke har umiddelbare alternativer.

Retningslinjene tilbyr altså en meget oversiktlig måte å kategorisere eksisterende betongbruer på gjennom en ryddig og logisk prosess. Rammeverket er absolutt noe som kan tilpasses norske

forhold og påvirkninger. Den mest relevante informasjonen finnes i figur 2, som bestemmer risikoen for sprø sviktmøder etter hvordan bruene er utformet, fra ”veldig høy” til ”lav”. Denne kategoriseringen gir et raskt bilde på hvilke bruene som krever umiddelbare tiltak, og ikke minst hvilke brutyper det er lurt å fokusere på å bygge dersom man i fremtiden vil ha bruene med høy robusthet. For eksempel viser kategoriseringen at brutypen med høyest risiko for sprø sviktmøder er segmentelle bruene produsert av bjelkebruene eller kassebruene i fritt-opplagte statiske system. Slike bruene finnes det svært få av i Norge.

4.3.1 Kommentarer

Tabellen for bruform er det mest konkrete målet på robusthet i retningslinjene. Denne tabellen tilbyr en måte å kategorisere alle bruene på for å identifisere hvilke som kan kreve tiltak for robusthet først. Det er godt dokumentert at segmentelle bruene er vanskelige å vedlikeholde og at de sliter med robusthet [4].

Monolittiske bruene som regnes som fritt opplagte bjelker kan fremstå som lite robuste. Tabellen i figur 2 sier noe annet. Selv om det ikke er mulig å sikre seg mot total kollaps dersom en av støttene i en fritt opplagt konstruksjon svikter, er det fortsatt mulig å hindre den initielle svikten. Med redundans i det indre bæresystemet (spennkabler) og nøye prosjektering av forankringspunkter vil man kunne oppnå en konstruksjon som er robust selv om den ikke er statisk ubestemt. Det er nok disse betraktningene som ligger til grunn for at ”simply-supported”, monolittiske konstruksjoner ikke får mer en **medium** risiko for sprø sviktmøder. Da de fleste bruene i Norge er nettopp monolittiske, burde klassifiseringen vært mer presis på denne typen bruene for å være effektiv. Det går for eksempel an å skille på encellede og flercellede kassebruene, da de vil ha forskjellig risiko for sprø sviktmøder.

De mest utsatte brutypene er segmentelle i følge DMRB. Dette er en konstruksjonsmåte som ikke er vanlig i Norge. Segmentelle bruene er utsatte i skjøtene og for skjærbrudd, som er vanskelig å prosjektere for duktile brudd. Denne delen av regelverket trenger ikke å inkluderes dersom det skal implementeres i Norge, da reglene ikke er aktuelle for den type bruene som blir bygd her.

Konsekvensfaktoren i tabell 3 er heller ikke tilpasset norske forhold. Det er bare 8 veistrekninger i Norge som har ÅDT > 95 000³ og ingen av disse er bruene. Dersom man ønsker at risikofaktoren skal kunne ta alle verdier må da konsekvensfaktoren tilpasses norske trafikkmengder.

4.4 Robusthetsindeks

JCSS og IABSE samarbeidet i 2015 om et rammeverk for å vurdere robusthet [27]. Ved å bruke sannsynlighetsmodeller ble det konkludert med en beskrivelse av den globale risikoen som en funksjon av hvert enkelt scenario. Fremgangsmåten er godt dokumentert i rapporten [27], der resultatet ble et enkelt forhold for å beskrive robusthetsindeksen til en konstruksjon.

$$I_{\text{Rob}} = \frac{R_{\text{Dir}}}{R_{\text{Total}}} = \frac{R_{\text{Dir}}}{R_{\text{Dir}} + R_{\text{Ind}}} \quad (12)$$

Det skilles her mellom indirekte og direkte konsekvenser. Direkte konsekvenser fra et brudd er deler av en konstruksjon som er direkte sammenkoblet med elementet som betraktes eller som

³<https://vegkart.atlas.vegvesen.no/>

går til brudd. Indirekte konsekvenser er da påvirkningen på resten av konstruksjonen som ikke er direkte i kontakt med elementet i fokus. Indeksen varierer fra 0 til 1, der 1 betyr at systemet er helt robust og det ikke er noen risiko som følge av indirekte konsekvenser. $I_R = 0$ betyr dermed at indirekte konsekvenser bærer all risiko for konstruksjonen.

5 Strategier for økt robusthet av bruer

Robusthet av konstruksjoner er et kriterium som enda er svært lite kvantifisert i normaler eller standarder. John Dalsgaard Sørensen er professor i konstruksjonsteknikk ved Aalborg universitet i Danmark og er en av flere som har forsøkt å beskrive robusthet. Han krever at en konstruksjon skal være ”prosjektert og utført på en måte som sikrer at den ikke kollapser som følge av hendelser som: eksplosjoner, støt eller konsekvenser av menneskelige feil i et uforholdsmessig omfang sammenlignet med den opprinnelige årsaken” [18]. Det ligner mye på hvordan Statens Vegvesen også beskriver robusthet [25]. Videre prøver Sørensen å beskrive viktigheten av robusthet gjennom en visuell modell som han kaller en barrieremodell. Den ser slik ut:



Figur 6: Barrieremodell [18]

Figur 6 viser hvordan robusthet skal fungere i praksis. Det skal være en tydelig sperre mellom de ulike fasene en konstruksjon gjennomgår. Den første barrieren forhindrer både kjente og udefinerte/ukjente eksponeringer og ytre påvirkninger fra å skade det konstruktive systemet. Den andre barrieren forhindrer at lokal skade forårsaker kollaps. I tillegg ønsker man at den aktuelle konstruksjonen viser tegn til svakheter og uregelmessigheter dersom disse skulle oppstå. Det kan gjøres gjennom nedbøyninger, riss eller sprekker.

Det er disse barrierene som er fundamentet for alt som kan kalles robusthet. Klarer man å ”bygge” og opprettholde de barrierene vil man sikre en robust konstruksjon. Viktige fremgangsmåter og tiltak for den første barrieren i betongkonstruksjoner er: overdekning, injisering, korrekt utførelse og riktig dimensjonering av detaljer. For den andre barrieren er alternative lastveier, momentomlagring, offerelementer, tøyningsherding, duktil materialoppførsel og motstand etter knekking alle eksempler på gode tiltak.

5.1 Første barriere

Den første barrieren i Sørensens modell skaper et skille mellom ”eksponering” og ”skade”, spesielt for kritiske elementer. Et kritisk element er et element som ved brudd forårsaker en uforholdsmessig stor belastning/reaksjon for resten av konstruksjonen. Disse elementene kan finnes gjennom analytiske eller intuitive prosedyrer; for eksempel ved å sjekke graden av kollaps som følge av å fjerne en komponent. Typiske eksponeringer som kan føre til skade på betongbruer er:

korrosjon, alkali-silika reaksjoner, overbelastning og feilbelastning. For å sikre at kritiske element ikke svikter under denne type eksponering kan man enten øke kapasiteten eller introdusere beskyttende- eller offerelementer.

Å øke kapasiteten til allerede introduserte elementer er en enkel jobb, men kan være kostbart og unødvendig. For prosjekt der kapasitetsøkninger ikke er mulig eller økonomisk forsvarlig kan fysiske sperrer eller overvåkning introduseres. Ulempen med denne typen løsning er at den ikke tar hensyn til feilbelastning eller ulykkessituasjoner som kan ha blitt oversett. Sikkerhetsnivået er rett og slett ikke bra nok for uforutsette belastninger. Det er vanskelig å gjøre noe med uforutsette belastninger i første barriere og i noen tilfeller kan det til og med være mer økonomisk å la kjente eksponeringer også føre til lokal skade. Da er det viktigere å ha gode tiltak som begrenser skaden og forhindrer kollaps.

5.2 Andre barriere

Når først kritiske element svikter, som de til slutt alltid vil gjøre, handler det om å begrense skadeomfanget - forhindre kollaps. Den andre barrieren i Sørensen's modell er det som hindrer at lokale skader forårsaker kollaps, eller uforholdsmessige store konsekvenser for konstruksjonen. Her finnes det flere alternativ, noen av de presenteres under:

5.2.1 Alternative lastveier

Konstruksjonen er ikke avhengig av at alle kreftene må gå gjennom et bærende element, men heller en kombinasjon av flere. Dette gjør at dersom en eller flere bærende element skulle gå til brudd vil resten av systemet fortsette å motstå lasten. For å oppnå dette er det viktig at de gjenværende konstruksjonelementene er sterke nok til å oppta kreftene til de ødelagte. I tillegg er det hensiktsmessig at elementer som blir overbelastet kan deformere seg uten å miste for mye av motstandskapasiteten sin. Det må til for å sikre at de andre elementene har "tid" til å ta opp den økte belastningen og for å unngå en slags domino-effekt, der ett etter ett element overbelastes og svikter. Til slutt er det viktig at de gjenværende elementene erstatter alle konstruktive funksjoner til de ødelagte elementene, blant annet for å bevare global stabilitet.

Det som er viktig å huske på når man projekteer konstruksjoner for å ha alternative lastveier er at flere lastveier som involverer skjøre brudd eller begrenset tøyning kan føre til suksessive kollapser (på engelsk, zipper-style failures). Det kan (og burde absolutt) beskrives mer detaljert, da slike kollapser ofte er svært omfattende og katastrofale:

Enkelt beskrevet er definisjonen på duktilitet følgende forhold:

$$\text{duktilitet} = \frac{\text{maksimal deformasjon}}{\text{maksimal elastisk deformasjon}} \quad (13)$$

"Maksimal deformasjon" eller egentlig: "maksimal tillatt deformasjon", er noe som gjerne endrer seg fra konstruksjon til konstruksjon. Oftest er det krav til nedbøyning for bjelker og bruer som ivaretar både utseende, brukbarhet og sikkerhet. I bruddgrensetilstand er den maksimalt tillatte deformasjonen som regel opp til hvor konstruksjonen fortsatt har en brukbar lastmotstand. Hva som er *brukbart* må bestemmes ut i fra den generelle definisjonen på robusthet.

5.2.2 Oppdeling/segmentering

For bruer der alternative lastveier ikke er mulig eller tilstrekkelig, må andre tiltak vurderes. Segmentering betyr å begrense følgene av progressive kollapser ved å isolere deler av konstruksjoner. En akseptabel grense for lokalisert svikt må bestemmes under prosjekteringen og konstruksjonene må konstrueres med "sperrer", som hindrer progressiv kollaps. For at en slik prosjekteringsmetode skal være effektiv må konstruksjonen nøye prosjekteres for å sikre at eventuell svikt forblir lokal og ikke sprer seg til resten av bæresystemet.

Manglende segmentering var tilfellet for høyspentledninger opp til 100 km lange i Montreal, Canada [28] under en storm i januar 1998. Hundrevis av ledningsmaster kollapset under vekten av regnet som frøs på ledningene, som domino-er. Mastene var produsert i stål og optimalisert med tanke på vertikal og horisontal belastning. Problemet var at forutsetningene for dimensjoneringen var feil (den benyttede lastverdien var ikke konservativ) og da den første masten kollapset var ikke den neste sterk nok til å bære den økte og skjevfordelte belastningen. Den første kollapsen førte til en domino-lignende kollaps som dro med seg 100 km med master og etterlot millioner av mennesker uten strøm. Konsekvensene av den første kollapsen kunne vært unngått dersom nettverket hadde vært segmentert. Hadde for eksempel hver 5. mast vært sterk nok til å håndtere ubalansen i lastpåvirkning som følge av svikt i de svakere mastene ville progressiv kollaps vært unngått og konsekvensene kunne i stor grad vært redusert.

5.2.3 Momentomlagring

Betongbruer som er spennarmerte, har vanligvis en sammenhengende brubane som er monolittisk bundet sammen med søyler eller tårn. Fordelen med denne typen konstruksjon er at det er mulig å utnytte momentomlagring. Dersom et område blir overbelastet og går til teoretisk brudd, kan kreftene til en viss grad omdirigeres og tas opp andre steder i konstruksjonen som har restkapasitet. FFB-bruer, som ofte har mye gjenstående kapasitet i tårn og brubane ved tårn på grunn av byggemetoden, er spesielt egnet for å benytte seg av denne metoden. En overlast midt i spennet kan da føre til at det dannes ledd (flytning og teoretisk brudd), og lasten overføres til tårntoppen som tilleggsmomenter i brubjelken og tårnet.

5.3 Forebyggende prosjekteringsregler

De tidligere forslagene for å øke robusthet fokuserer alle på direkte tiltak som krever kompliserte analyser av brusystemet og dets konstruktive respons på ulykkes scenarier. Analysene tar lang tid og kan ofte kreve mye beregningskraft. Spesielt for mindre/billigere bruer er det ikke realistisk med slike analyser. Da er det bedre å ta i bruk forebyggende prosjekteringsregler, som i EK0, 2.4(2). Noen forslag til andre tiltak kan være:

- Forbinde konstruktive elementer med hverandre
- Tillate kontaktledningseffekter (catenary)
- Prosjektore duktile løsninger

Selv om disse forslagene kan hjelpe med å sikre den generelle sikkerheten til bruer burde ikke robusthetsbetraktninger ende her. Bruer er kompliserte byggverk med begrenset adgang på

empirisk kunnskap om kollapser (da det er sjeldne hendelser) og enhver bru må nøye prosjekteres for å ivareta sikkerheten til brukerne.

5.4 Robuste bruer

I spennarmerte betongbruer er det spennarmeringen som er hovedbære-elementet på strekksiden, mens slakkarmeringen har en helt sekundær betydning. Spennarmeringen er plassert dypt inne i betongtverrsnittet for å beskyttes mot korrosjon og slakkarmeringen ligger da som et nett på utsiden. Sammenlignet med slakkarmeringen er spennarmeringen beskyttet i mye større grad mot ytre påvirkninger. Rapporten av Cantero og Kanstad [21], som fokuserer på skadete etteroppspente bruer, har kategorisert en rekke påvirkninger som fører til skader på etteroppspenningssystemer. Blant annet vet vi fra eksisterende litteratur at spennstål særlig påvirkes negativt av korrosjon både på styrke og duktilitet. Flere studier har faktisk funnet at korrosjonsrate er direkte avhengig av spenningsnivå. Det betyr at spennstål er spesielt utsatt. Spennstål får ved korrosjon redusert bruddtøyning, som fører til en sprø bruddmode [21]. Baksiden av denne konstruksjonsmåten er at det er vanskelig å overvåke og inspisere spennarmeringen. Det finnes per i dag ingen bestemte metoder for å fastslå om spennarmeringen er korrosjonsfri, fullstendig innstøpt eller at injiseringen har gått riktig for seg. Mange usikkerheter gjenstår, noe som indikerer at evaluering av tilstanden til spennarmering i injiserte kanaler fortsatt er en svært krevende oppgave. Det er derfor helt avgjørende at eiere av infrastruktur beskriver vedlikeholdsstrategier som implementeres regelmessig og nøye.

Som nevnt, er det viktig å analysere tidligere brusvikter for å kunne lære om oppførsel under svikt og eventuell mangelfull prosjektering. Denne delen av oppgaven er en kort analyse av bruer som har kollapset helt eller delvis av ulike årsaker. Det er analysert både gode og dårlige eksempler på robuste bruer for å trekke fram hvordan robusthetstiltak som alternative lastveier og momentomlagring fungerer i praksis.

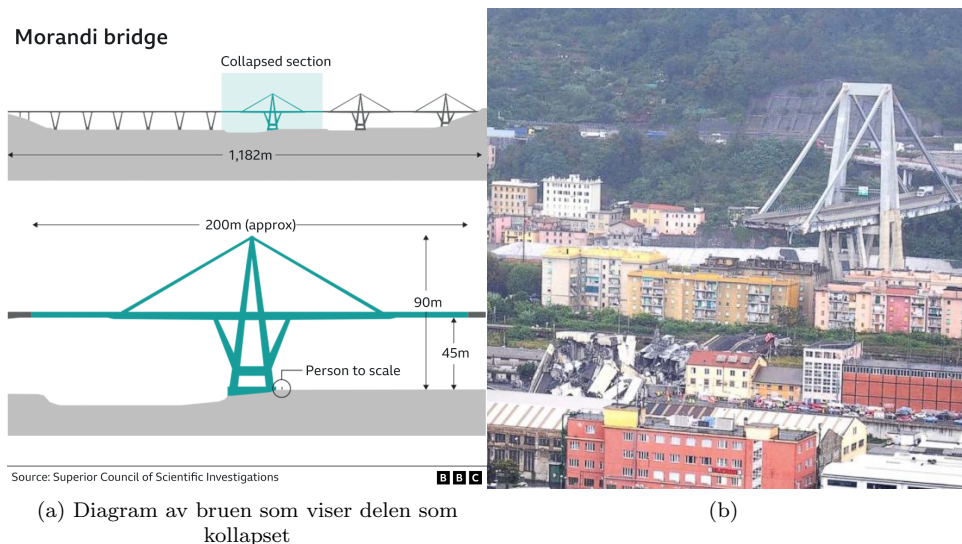
5.4.1 Ponte Morandi

Ponte Morandi (norsk: Morandibruen) var en kabelstagbru som krysset Polcevera-elven i Genoa, Italia. Bruen kollapset 14. august 2018, der 43 mennesker omkom og flere ble skadet i tillegg til at selve kollapsen ødela hjemmene til over 600 mennesker. Kollapsen ble nøye undersøkt og det ble konkludert med at det var flere medvirkende årsaker til ulykken. Det ble funnet at det var en kritisk dimensjoneringsvakheth i selve stagene, materialene valgt var feil og bruens manglet vedlikehold.



Figur 7: Nærbilder av Morandi bru [29]

Den 1180 m lange bruens spenn på opptil 210 meter ble fullført i 1967. Bruen lignet mye på Brooklyn Bridge, og det sies at ingeniøren hentet inspirasjon fra General Rafael Urdaneta Bridge i Venezuela [30]. Men i motsetning til Brooklyn Bridge som hadde flere dusin stag per tårn hadde Morandi bru bare fire, to på hver side. I tillegg var disse stagen av spennarmert betong i stedet for vevd stål som vanligvis brukes. Det er en løsning som har blitt stuset på av de fleste eksperter blant annet på grunn av det kritiske faktum at det ikke var noen måte å inspisere tilstanden til armeringen i stagen. I følge [31] mente italienske eksperter at det var korrosjon i nettopp stagen som førte til den tragiske ulykken. Det spekuleres at kapasiteten var redusert så mye som 20 %.



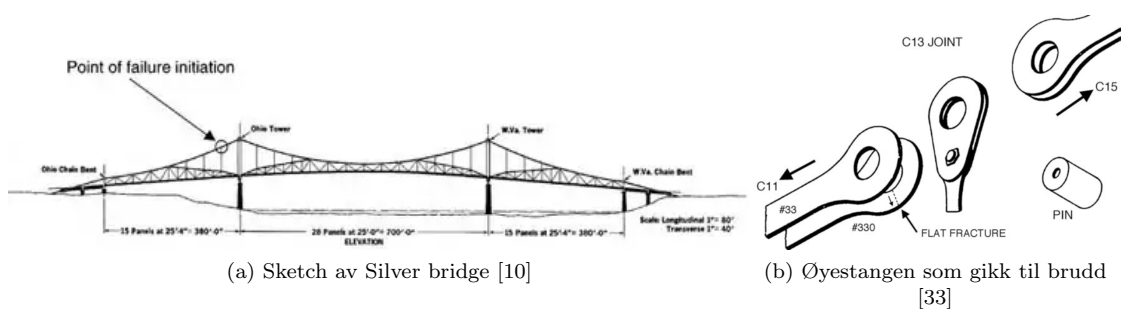
Figur 8: Diagram og perspektivbilde av bruens [29]

Med tanke på robusthet var bruene en katastrofe. Fordi det er brukt så få stag til å holde oppe brudekket, er det i praksis en fritt opplagt bjelke mellom der stagen fra tilstøtende tårn er festet i brudekket. Et brudd her førte til at hele brudekket umiddelbart kollapset, nesten uten varselstegn. Fritt-opplagt bjelkeløsninger kan være robuste konstruksjoner, men det forutsetter gode ordninger for å håndtere skjærbrudd ved opplagene. Åpenbart var ikke dette tilfellet for Morandi-bruen. I videoer som er tatt av selve kollapsen, ser det ut som om det er det ene staget som går til brudd først, før resten av konstruksjonen kollapse som en følge av overbelastning på grunn av omfordelingen av last. Med så få stag er det åpenbart at det ikke finnes noen alternative lastveier eller ekstra sikkerhet i konstruksjonen. For både hengebruer og kabelstagbruer er symmetri i belastning kritisk for bæreevnen. Desto flere stag en bru har, desto mer robust er den i forhold til ujevnheter i belastning. Da denne brua bare hadde ett par stag på hver side var den svært utsatt for brudd på grunn av skjevfordelt lastvirkning, som var nøyaktig det som førte til kollaps.

5.4.2 Silver Bridge

Silver Bridge i West Virginia var en 681 meter lang bru bygd i 1928. Den 15. desember 1967 kollapset brua plutselig under rushtrafikken, etter 32 år med konstant vedlikehold. Tragedien resulterte i 46 omkomne [32]. Silver bridge var en konseptbru det hadde blitt bygget svært få av tidligere og det har heller ikke blitt bygget noen som den etter kollapsen. Figur 9 (a) viser at det var en slags kryssning mellom hengebru og fagverk [10]. Midt i det lengste spennet ble strekkablene balansert av trykk i overgurten av fagverket. Måten denne typen system fungerer på er at kreftene utlignes av hverandre og dermed bidrar til en økonomisk løsning.

Strekkablene besto av par med øyestenger (eyebars) forbundet med ståldybler mellom segmentene. Disse øyestengene var produsert av en ny type temperert, høyfasthets-stål. En detaljtegning av forbindelsen er inkludert i figur 9 (b). Kollapsen ble tilskrevet en av disse øyestengene, som hadde en produksjonsfeil i form av en liten sprekk. Denne defekten vokste over tid på grunn av tretthet, og førte til slutt til at øyestangen sprakk akkurat ved leddkoblingen, noe som førte til at bruene kollapset. Dessverre var dette et ukjent fenomen i 1927, da bruene ble dimensjonert. I tillegg skjedde feilen på et sted som i følge [10] ikke var mulig å inspisere på den tiden.



Figur 9: Silver bridge

Silver Bridge manglet redundans og sikkerhetsmarginer, som begge kunne ha forhindret kollapsen selv om en komponent sviktet. Hver link besto av bare to øyestenger, som gjorde at dersom det

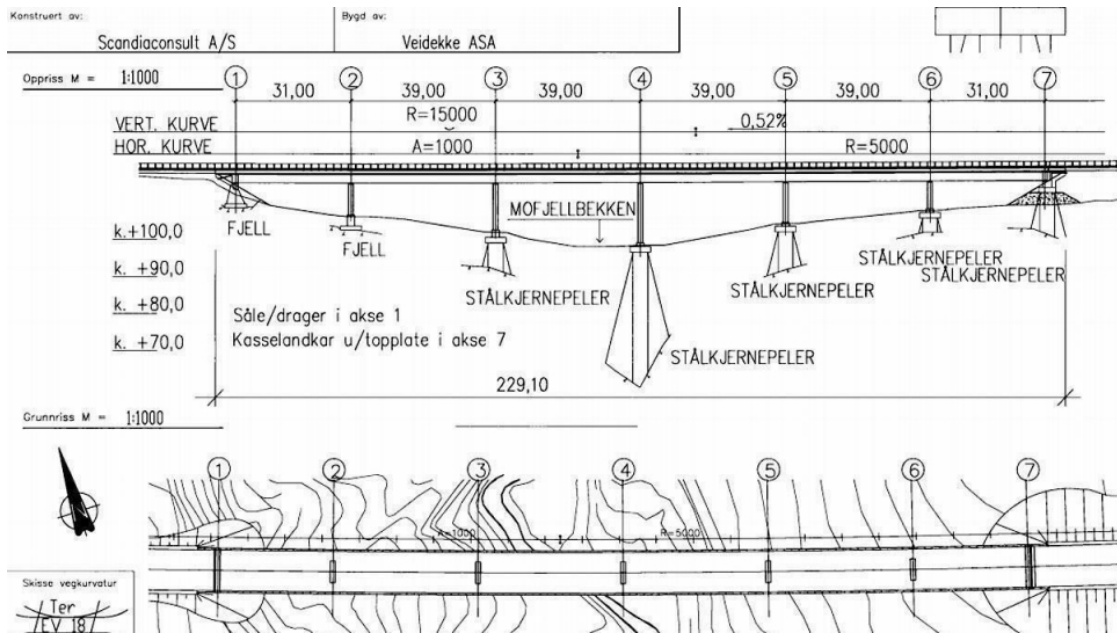
skulle skje et brudd ville hele belastningen måtte bli båret av bare en stang. Det viste seg å være utilstrekkelig da det var nøyaktig det som førte til dominokollapsen av hele bruene. Merkelig inkluderte systemet ingen sikkerhet eller redundanser for å kompensere for den potensielle feilen til denne kritiske komponenten. Det som gjorde denne kollapsen så ekstrem var at en så liten årsak som en sprekk som følge, av det som antageligvis var produksjonsspenninger, bare et par millimeter i tykkelse førte til kollaps av hele bruene.

Det kan trekkes frem minst to mangler i forhold til robusthet av Silver bridge. For det første er det måten hovedbærekablene var dimensjonert på, første barriere i Sørensens barrieremodell. Med kun to deler å lene seg på, der begge var nødvendige for kapasiteten til bruene er åpenbart ikke tilstrekkelig. Hadde Silver Bridge vært konstruert med mange øyestenger i hvert kjedeselement, som Budapest Chain Bridge, ville sannsynligvis bruene fortsatt stått den dag i dag. Det andre problemet med bruene hører til andre barrierer i barrieremodellen og er mangelen på deler som kan bære seg selv uavhengig av resten av konstruksjonen. Da stangen gikk til brudd, førte det til en ubalanse i lastfordelingen som gjorde at hele resten av bruene kollapset. Det kunne vært unngått dersom man hadde valgt et annet konstruksjonssystem som ikke er så avhengig av symmetrisk belastning som det Silver Bridge var.

Mest interessant for denne oppgaven er kanskje det som skjedde i tiden påfølgende kollapsen. Ulykken var en oppkvikker for bransjen i USA og førte til at ingeniører gikk sammen om å drastisk endre regelverket for prosjektering, utførelse, inspeksjon og vedlikehold av bruer. Endringen av størst betydning var innføringen av kravet om at en bru måtte være *robust*, videre spesifisert til at den ikke skulle kollapse nettopp ved lokal svikt. I håndbøkene ble det spesifisert at "[the system] must not be prone to progressive collapse". [10]. Kraftene i deler som sviktet i en konstruksjon skulle bli omdirigert til resten av konstruksjonen. Med andre ord skulle konstruksjonene nå være *redundante*.

5.4.3 Skjeggstadbrua

Skjeggstadbrua er et praktisk eksempel på en robust bru. Brua er ei spennarmert betongkassebru med syv akser bygget i 1998. Alle aksene (søylene) er fundamentert på stålkjernepeler til berg, bortsett fra to akser der fundamentet står direkte på fjell. Pelene er boret minimum fire meter ned i berg [34]. Brua er monolittisk støpt og sammen med minimumsarmering i både topp og grunn kan den dermed overføre krefter langs hele brudekket.



Figur 10: Oversiktstegninger av Skjeggestad bru; henholdsvis oppriss og grunnriss [35]

Det var et kvikkleireskred utløst lenger opp i elveløpet som overbelastet den ene søylen til brua [36]. Som vist i bildet under, var det søylen i akse 5 som gikk til brudd og bare ble holdt oppe av friksjonen mellom betong og betong. Men hele bruene kollapset ikke av den grunn. På grunn av god prosjektering og mulighet for omfordeling av laster ble bruene stående og ingen ble skadet som følge av ulykken.

Slik brua var prosjektert, er et naturlig å tenke at under en jevnt fordelt last (som egenlast og mye trafikk) vil momentfordelingen gi støttemomenter over søylene (strekk i topp av brutverrsnittet) og feltmomenter mellom søylene (strekk i bunn). På grunn av dimensjoneringsregler i Norge er det lagt minimumsarmering i både bunn og topp av tverrsnittet, blant annet for å sikre at brua tåler endringer i belastning som kan føre til annerledes momentfordeling. Minimumsarmeringen gjør brua robust fordi da den ene søylen går til brudd er brua fortsatt i stand til å bære last uten å kollapse. Det var på grunn av minimumsarmeringen at brua ikke kollapset da søylen sviktet.

Minimumsarmeringen sikrer at brutverrsnittet kan bære strekkrefter der det egentlig er dimensjonert for trykk. Dette sikrer en robust løsning som er i stand til å tåle endringer i lastsituasjon, som var tilfellet for Skjeggestadbrua. Desverre sto ikke brua til å redde etter den voldsomme nedbøyningen, men ingen liv gikk tapt og brua tjente dermed sin hensikt med å beskytte brukerne.



Figur 11: Perspektivbilde av Skjeggestadbrua etter "kollaps" [37]



Figur 12: Nærbilde av Skjeggestadbrua etter "kollaps" [38]

6 Svelgabrui

6.1 Introduksjon

Den første delen av oppgaven ga innsikt i og overblikk over robusthet som en nødvendig konstruktiv egenskap i bruer. Det har blitt presentert ulike måter å kvantifisere robusthet samt enkle eksempler på hva som skiller en robust fra en mindre robust bru/konstruksjon. Robusthet har med andre ord blitt analysert uten å gå noe særlig i detalj på hvordan det anvendes for spesifikke bruer. Derfor er den beste måten å oppnå dette på, nemlig å studere en bru med både kapasitetskontroll og robusthetskontroller.

Denne delen av oppgaven handler derav om en etteroppspent kassebru i armert betong, Svelgabrui i Vestland, Norge. Analysen er en kombinasjon mellom standard kapasitetskontroll i tillegg til robusthetsbetraktninger som er mer detaljerte enn tidligere eksempel. Formålet er å vise/teste hvordan regelverk som praktiseres i andre deler av verden fungerer i praksis og hvordan de kan bli brukt i Norge.

6.2 Bakgrunn

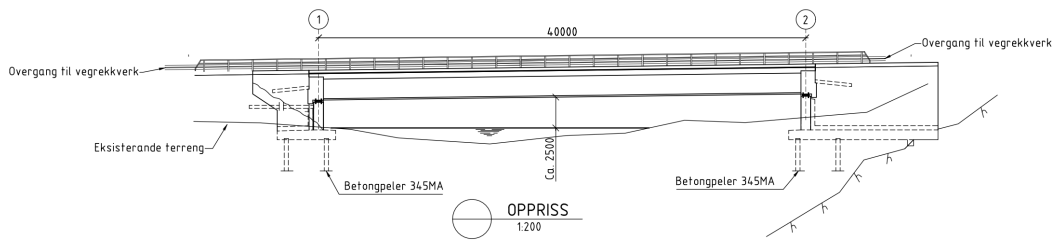
Svelgabrui ligger i Vestland (gamle Hordaland) i Voss herad kommune, som vist i figur 13.



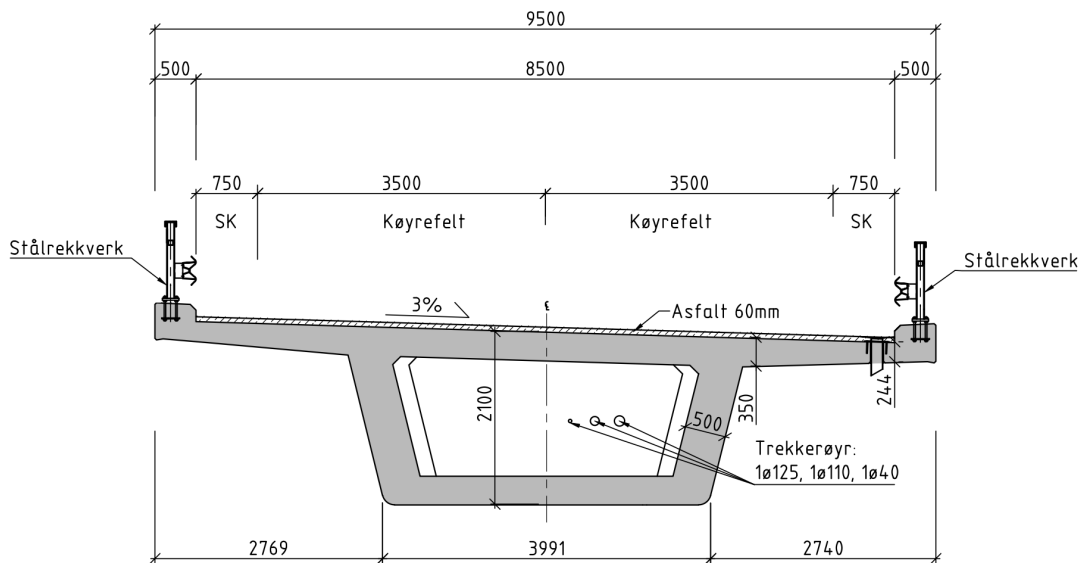
Figur 13: Plassering av Svelgabrui

Brua sto ferdig i 2011 og er en del av riksvei 13 som går mellom Odda og Voss. Fartsgrensen på stedet er 80 km/t. Årsdøgnstraffikken er 3000 ÅDT. Brua er en etteroppspent plastøpt kassekonstruksjon med vinger, med en bredde som tilsvarer to kjørefelt. Brua består av betong, armert med en kombinasjon av slakk- og spennarmering, asfalt som belegning og rekkverk i diverse stålprofiler. Det vil i denne oppgaven kun bli fokusert på de konstruktive delene av brua.

Dokumentasjon på brua "som bygd" blir presentert nedenfor. Brua har ett spenn på 40 m som fremkommer av figur 14. Figur 15 viser bruas tverrsnitt og angir bruas føringsbredde på 8,5 m. Forbindelsene mellom brua og lagerene i akse 1 og 2 er leddet, det vil si at de ikke overfører moment og brua kan betraktes som fritt opplagt med glidelager i akse 1.



Figur 14: Oppriss



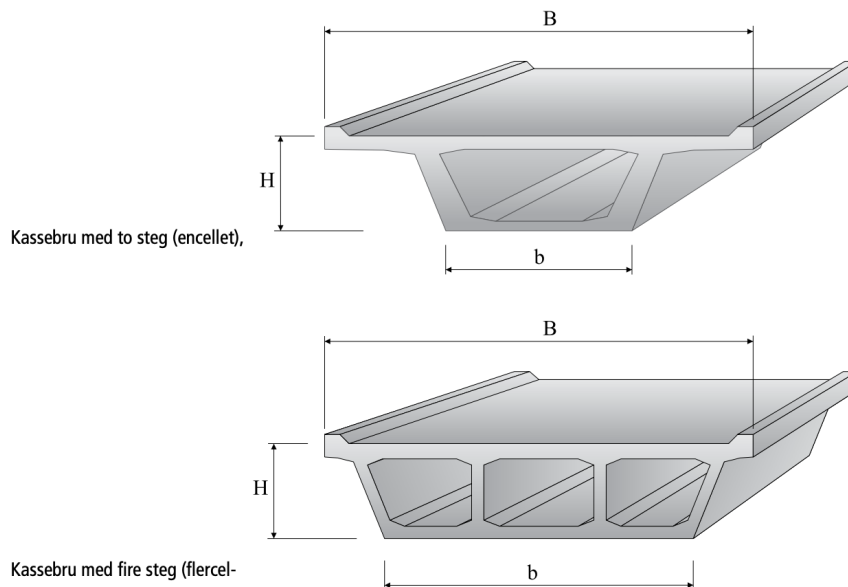
Figur 15: Tverrsnitt

6.3 Bruens utforming

6.3.1 Brutype

”Bruer hvor hovedbæresystemet er utformet som et eller flere kassetverrsnitt klassifiseres som kassebru” [39]. Felles for kassebruer er at de har et eller flere par vertikale eller skrå steg som separerer flensene. Brubanen fungerer som overflens og er gjerne et par hakk bredere enn underflensen. Svelgabruer er av typen kassebru med to steg (også kalt encellet). Brutypen er svært gunstig med tanke på kostnader, byggetid og kompleksitet. Det er lett å tilpasse geometrien til ulike situasjoner. Fra kassen overføres lastene direkte til opplagrene/fundamentene uten bruk av bjelker. En annen fordel med kassebruer er at tverrsnittet kan utformes på svært mange forskjellige måter; enten det er flere celler, ekstern spennarmering, konstant eller variabel steghøyde, eller innvendige tverrskott og tverrammer for avstivning. Valgene avhenger som regel av en kombinasjon av lastsituasjon, estetikk og egenvekt. Flerspennsbruer vil ofte ha stor variasjon i steghøyden for å oppnå optimal motstand mot lastvirkningene.

Fra Statens Vegvesens håndbok V440 [39] vises brutypen sammen med en flercellet variant (Figur 16). Svelgabruer har en bredde, $B = 9500$ mm, høyde, $H = 2103$ mm og $b = 3934$ mm.



Figur 16: Klassifisering av brutype [39]

6.3.2 Tverrsnittsparmetre

Ettersom det opprinnelige tverrsnittet har varierende stegtykkelse langs lengden av brua, i tillegg til forskjellig steghøyde som følge av helningen i horisontalplanet, vil det bli gjort noen forenklinger. Det regnes ut et midlere tverrsnitt som beskriver brua langs hele lengden. Steghøyden

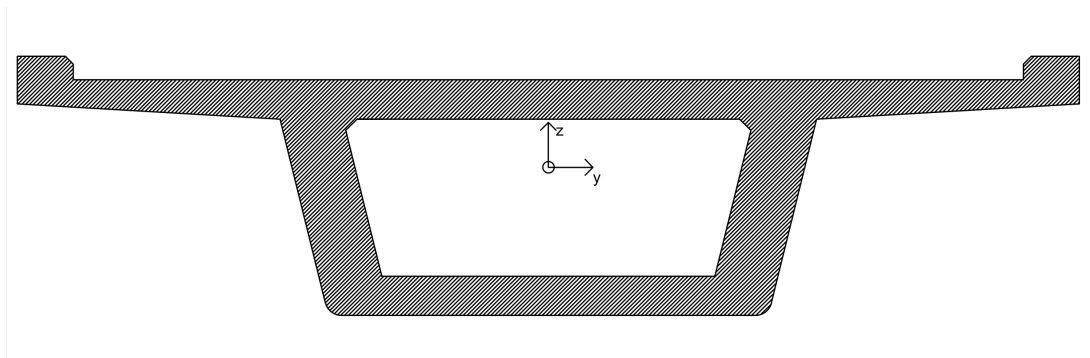
blir da regnet til å være:

$$\bar{h}_s = \frac{1329 + 1476}{2} = 1403 \text{ mm} \quad (14)$$

Midlere stegtykkelsen blir da:

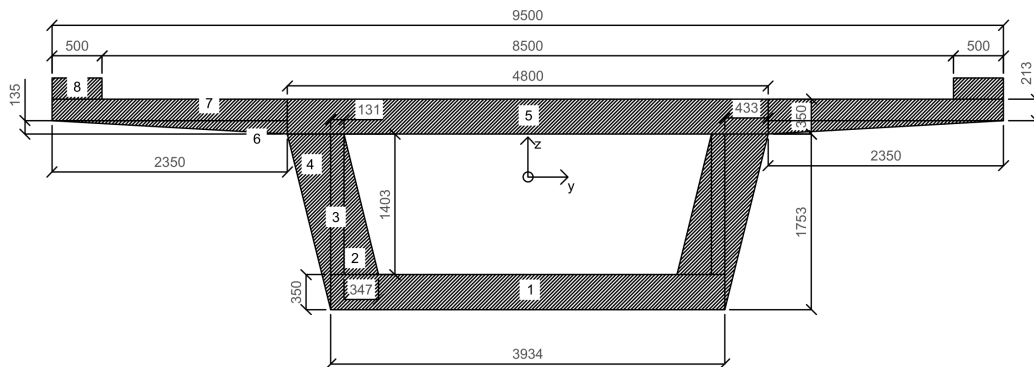
$$\bar{b}_s = \frac{\frac{710+515}{2} + 515}{2} = 564 \text{ mm} \quad (15)$$

Det midlere tverrsnittet som vil benyttes i videre beregninger er vist i figur 17. Ved å bruke "hatch"-funksjonen i AutoCad, ble det midlere arealet funnet til å være $A = 6,21 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$.



Figur 17: Midlere tverrsnitt tegnet i AutoCad

Arealsenter, 1. arealmoment og 2. arealmoment ble regnet ved å dele det forenklede tverrsnittet opp i 8 mindre deler som vist i figur 18. Beregningene er inkludert i appendiks A.



Figur 18: Oppdelt midlere tverrsnitt

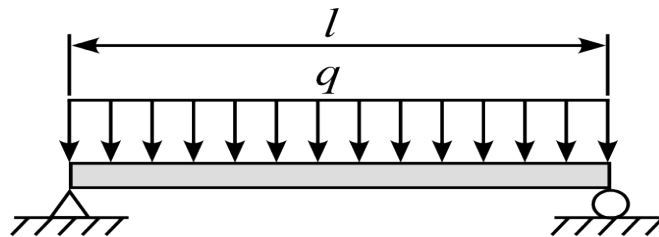
Beregningene gir følgende tverrsnittsparetre:

Tabell 4: Tverrsnittsparmetre

Egenskaper	Forkortelse	Verdi	Enhet
Areal	A	$6,21 \cdot 10^6$	mm^2
Avstand til nøytralakse	z_c	1323	mm
1. arealmoment	S_y	$8204 \cdot 10^6$	mm^3
2. arealmoment	I_y	$3459 \cdot 10^9$	mm^4

6.3.3 Statisk system

Bruas statiske system er delvis nevnt allerede. Brua kan modelleres som en fritt opplagt bjelke på to opplager, der bruplata er bjelken. Se Figur 19.



Figur 19: Statisk system [40]

6.4 Materialer

6.4.1 Betong

Svelgabruai er prosjertert og utført med betongklasse B45 SV-40. SV-40 betyr at betongen må være i henhold til Statens Vegvesen sine spesifikasjoner for innhold av flyveaske og sement, samt krav til bestandighetsklasse MF40.

Materialeegenskapene og faktorer er fastsatt i EK2-1-1 og gjengitt i tabell 5:

Tabell 5: Betongens materialegenskaper

Egenskaper	B45	
Materialfaktor	γ_c	1,5
Karakteristisk sylindrefasthet 28 døgn	f_{ck}	45 MPa
Dimensjonerende sylindrefasthet	f_{cd}	25,5 MPa
Karakteristisk sylindrestrekkfasthet	$f_{ctk,0,05}$	2,7 MPa
Dimensjonerende sylindrestrekkfasthet	f_{ctd}	1,53 MPa
Midlere aksialstrekkfasthet	f_{ctm}	3,8 MPa
Elastisitetsmodul	E_{cm}	36 000 MPa
Tyngdetetthet uarmert betong	$\rho_{c,uarmert}$	24 kN/m^3
Tyngdetetthet armert betong	$\rho_{c,armert}$	25 kN/m^3

Overdekning i betongkonstruksjoner refererer til minimumsavstanden mellom betongoverflaten og den konstruktive armeringen i betongen. Dette kravet er avgjørende for å sikre at armeringen er tilstrekkelig beskyttet mot korrosjon og at betongkonstruksjonen har tilstrekkelig styrke og holdbarhet. Krav til overdekning finnes i EK2-1-1, og kvantifiseres ut ifra en rekke faktorer som eksponering og krav til levetid.

Dersom overdekningskravet ikke overholdes, kan det føre til alvorlige konsekvenser som kan påvirke både sikkerheten og levetiden til betongkonstruksjonen. Konkret kan dette føre til:

1. Redusert holdbarhet: Hvis armeringen ikke er tilstrekkelig beskyttet mot korrosjon, vil det føre til redusert levetid og holdbarhet for betongkonstruksjonen. Korrosjon av armering vil svekke styrken til betongkonstruksjonen. Spennarmering er spesielt utsatt for korrosjon.
2. Redusert styrke: Hvis armeringen ikke er plassert riktig i betongen, kan det føre til svekkelse av konstruksjonens styrke og evne til å motstå belastninger og påkjenninger.
3. Skader på betongoverflaten: Hvis overdekningskravet ikke overholdes, kan det føre til skader på betongoverflaten, som kan gjøre konstruksjonen mindre estetisk tiltalende og redusere dens verdi.

Det er derfor viktig å sikre at overdekningskravet følges nøye i alle betongkonstruksjoner for å opprettholde sikkerheten, styrken og holdbarheten til strukturen over tid. Fra EK2-1-1, punkt 4.4.1.1(2) bestemmes overdekningen til:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min,dur}} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (16)$$

Minste betongoverdekning er bestemt av N400 tabell 7.2 der minste overdekning settes til 50 mm. I tillegg skal det ihht. punk 7.4.3 regnes med et avvik på $\Delta c_{\text{dev}} \pm 15$ mm [25]. I arbeidstegningene er det oppgitt at $c_{\text{min}} = 55$ mm, så det vil brukes i beregningene.

Dermed blir $c_{\text{nom}} = 55$ mm + 15 mm = 70 mm.

6.4.2 Spennarmering

Spennarmeringen som er brukt i brua er av typen Cona Multi 1906 [41]. Armeringen består av 8 kabler (4 i hvert steg) plassert i to høyder. Koden 1906 betyr at det er 19 tråder per tau med en nominell diameter på 0,6" (dvs. 140 mm²) per tau. Det gir $A_p = 2660$ mm².

Tabell 6: Spennarmeringens materialegenskaper

Egenskaper	Cona Multi 1906	
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1860 MPa
Karakteristisk strekkfasthet 0,2% ⁴ - grense	$f_{p0,2k}$	1670 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet 0,2% - grense	$f_{p0,2k}$	1452 MPa
Materialfaktor	γ_p	1,15
Elastisitetsmodul	E_p	195 000 MPa
Areal (per tau)	A_p	140 mm ²
Areal (per kabel, 19 tau á 140 mm ²)	A_p	2660 mm ²
Relaksasjonsklasse	Klasse:	2
Friksjonskoeffisient	μ	0,18
Låsetap	$\Delta L_{lås}$	6 mm
Wobble-koeffisient	α	0,01 Rad./m

Maksimal oppspenningskraft er definert i EK2-1-1, punkt 5.10.2.1 og skal ikke overskride følgende verdi:

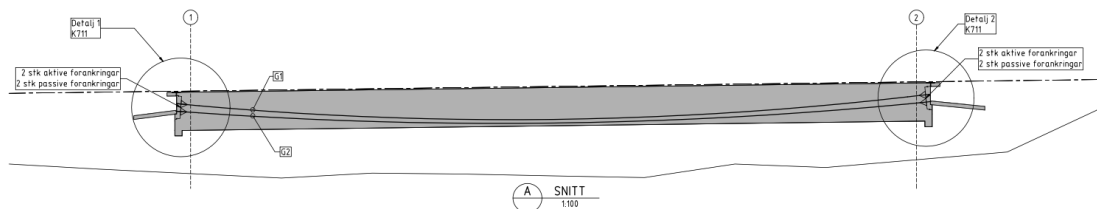
$$\begin{aligned}
 P_{max} &= A_p \cdot \sigma_{p,max} = A_p \cdot \min\{0,8 \cdot f_{pk} ; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\} \\
 &= 2260 \text{ mm}^2 \cdot \min\{1488 ; 1503\} \\
 &= 3363 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{17}$$

I konstruksjonsgrunnlaget er oppspenningskraften gitt som $S = P_{max} = 3554 \text{ kN}$. Den kraften er regnet ut på følgende vis:

$$S = 0,8 \cdot f_{p0,2k} \cdot A_p \tag{18}$$

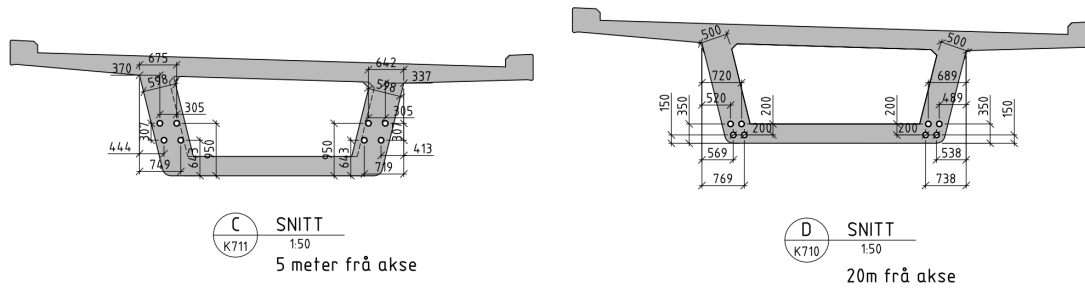
Det vil derfor bli brukt $S = 3554 \text{ kN}$ videre i oppgaven.

Spennarmeringen er parabelformet for å effektivt motvirke de ytre lastvirkningene. Kabelkanalenes baner vises i figur 20 med tverrsnitt 5 m fra opplager og midtspenn i figur 21.



Figur 20: Spennarmering oppriss (figur hentet fra brutegninger)

⁴0,2% - grensen har blitt erstattet med 0,1% i dag.



Figur 21: Spennarmering tverrsnitt (figur hentet fra brutegninger)

Trekkerøra ble etter oppspenning fylt med sementbasert mørtel. For Svelgabrua er halvparten av spennarmeringsforankringene passive og halvparten aktive på hver side av brua for å oppnå symmetrisk oppspenningstap. Spennarmeringen er hovedbidragsyteren til momentkapasiteten til brua. Figur 21a) viser plasseringen til spennarmeringen 5 m fra opplageret. Avstand fra bunnen av tverrsnittet til arealsenteret av spennarmeringen ved opplageret er, $\bar{z}_p = 1195$ mm, som gir en effektiv høyde $d_{p,mean} = 908$ mm. Endeforankringen ligger noe lavere enn nøytralaksen $z_c = 1323$ mm som gir en gjennomsnittlig endeeksentrisitet $e_1 = e_3 = -128$ mm. Det vil gi et moment og vertikale krefter ved oppleggene.

Eksentrisiteten ved midtspenn er $e_2 = -1073$ mm fordi arealsenteret av spennkablene er, $\bar{z}_p = 250$ mm, over bunnen av tverrsnittet.

Midlere eksentrisitet regnes ut ved å bruke følgende formel, der e_1 og e_3 er eksentrisitetene ved opplagene og e_2 er eksentrisiteten ved midtspenn:

$$\begin{aligned}
 e_m &= \frac{e_1}{2} + e_2 + \frac{e_3}{2} \\
 &= \frac{-128}{2} + 1073 + \frac{-128}{2} \\
 &= 945 \text{ mm}
 \end{aligned} \tag{19}$$

6.4.3 Slakkarmering

Slakkarmeringen som er brukt er av typen B500NC, NS3576-3. Det er standard kamstål i Norge der NS 3576 fastsetter tekniske krav til sveisbare kamstenger i teknisk klasse B500NC. Armeringens egenskaper er presentert i tabell 7:

Tabell 7: Slakkarmeringens materialegenskaper

Egenskaper	B500NC	
Karakteristisk fasthet	f_{yk}	500 MPa
Dimensjonerende fasthet	f_{yd}	434 MPa
Materialfaktor	γ_s	1,15
Elastisitetsmodul	E_s	200 000 MPa

Armeringsdimensjonene brukt i brua er $\phi 12$, $\phi 16$, $\phi 20$ og $\phi 25$. Slakkarmeringens oppgaver er å

sikre duktilitet og gi brua tilstrekkelig strekk-, trykk- og skjærkapasitet. I arbeidstegningene er det spesifisert hvordan slakkarmeringen er plassert i tverrsnittet og langs lengden.

6.5 Laster

Laster skal klassifiseres etter deres variasjon over tid i følge N400, 5.1 [25]. Klassene er:

- Permanente påvirkninger
- Variable påvirkninger
- Ulykkespåvirkninger

Relevante laster presenteres i dette kapitlet og er oppsummert i tabell 8.

Tabell 8: Karakteristiske lastverdier

Last	Verdi	
Egenlast	$g_{k,bet}$	155,25 kN/m
Belegningslast	$g_{k,be1}$	21,25 kN/m
Rekkverkslast	$g_{k,rek}$	1 kN/m
Bremselast	q_{lk}	11,7 kN/m
Skrenselast	q_{trk}	2,9 kN/m
Ekvivalent last	$q_{k,p}$	-134,4 kN/m
Vindlast tvers på lengderetningen	$F_{W,x}$	2,9 kN/m
Vindlast i z-retning	$F_{W,z}$	$\pm 7,1$ kN/m

6.5.1 Egenlast

Egenlasten fra betongtverrsnittet er regnet ut ved bruk av det midlere tverrsnittet i figur 17 på side 33. Den karakteristiske verdien på lasten blir derfor $g_{k,bet} = 155,25$ kN/m.

Egenlasten fra belegningen er i arbeidstegningene spesifisert til å være i klasse A3-4 iht. Håndbok 145 [42]. Det vil si et asfaltslitelag med full fuktisolering med PmB baserte materialer. Det er videre spesifisert at brua er dimensjonert for en slitelagsvekt på $2,5$ kN/m² som for en føringsbredde på $8,5$ m betyr $g_{k,be1} = 21,25$ kN/m.

Det er oppgitt at det er benyttet standard brurekkverk fra Statens Vegvesen i arbeidstegningene. Rekkverk er spesifisert i Statens vegvesens håndbøker: Rekkverkshåndbok 231 [43] og Standard brurekkverk 268 [44]. Rekkverkstypen benyttet for Svelgabri heter Oppland SVV2 [45] og tilfredsstillende kravene til H2-W1. Egenvekten er $46,4$ kg/m som er omtrent $g_{k,rek} = 0,5$ kN/m per rekkverk.

6.5.2 Trafikklaster

Trafikklaster innebærer både horisontale og vertikale laster fra vegtrafikk. Lastene kan være både statiske og dynamiske. Trafikklasterne spesifisert i forskriftene dekker belastningen som

konstruksjonen er dimensjonert for. Svelgabrua er klassifisert som Bk10/50, som vil si bruksklasse med aksellast på 10 tonn (100 kN) med en tillatt totallast på 50 tonn (500 kN) [46]. Dette betyr at tyngre spesialkjøretøy må ha særskilt godkjenning for å passere. Dimensjoneringen fungerer slik at trafikklaster beskrives av ekvivalentlast (forenklete laster som beskriver lastvirkningen). Lastene skal iht. forskriftene plasseres i minst gunstige posisjon i både lengde- og tverretningen innenfor føringsavstanden. For bruer med lengde mindre enn 200 m er karakteristiske verdier for trafikklaster gitt av EK1-2.

Vertikal trafikklaster

EK1-2 spesifiserer at kjørebana deles i teoretiske soner iht. tabell 4.1. Da føringsbredden for Svelgabrua er 8,5 m, blir de beregningsmessige lastfeltene slik:

$$w = 8,5 \rightarrow n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 2$$

$$w_l = 3\text{m}$$

$$\text{Resterende lastfelt} = w - 3 \cdot n_1 = 2,5\text{m}$$

Føringsbredden blir altså delt inn i 2 felt på 3 m og ett resterende felt på 2,5 m. Videre defineres det 4 lastmodeller (LM1-4). Av disse er bare LM1 og LM2 aktuelle for bruene.

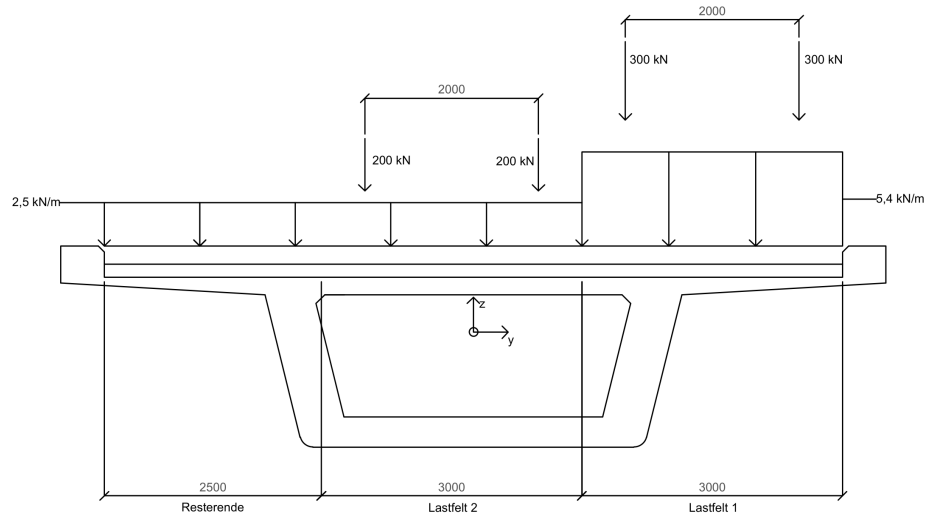
- LM1

LM1 beskriver både konsentrerte og jevnt fordelte laster. De konsentrerte lastene kalles bogilaster og er en dobbeltakslet last hvor hver aksel har verdien $\alpha_{Qi}Q_{ik}$, med $\alpha_Q = 1$. De fordelte lastene har verdien $\alpha_{qi}q_{ik}$, der $\alpha_{q1} = 0,6$ og $\alpha_{qi} = 1$ for $i \geq 2$ blir spesifisert i NA.4.3.2. De karakteristiske verdiene med dynamisk tillegg inkludert beskrives av tabell 4.2 og NA.4.3.2. Tabell 9 er hentet fra EK1-2.

Tabell 9: LM1 - karakteristiske verdier

Nr.	Lastfelt		Aksellast [kN]	Fordelt last [kN/m ²]
	Bredde [m]			
1	3		300	$9 \cdot 0,6 = 5,4$
2	3		200	2,5
Resterende	2,5		0	2,5

Figur 4.2a i EK1-2 viser hvordan lastene skal plasseres. For Svelgabrua betyr det at lastfordelingen blir som vist i figur 22. Akselavstanden er 2 meter. Som presentert i tabell 9, er aksellasten og den fordelte lasten størst i lastfelt 1. Dette er etter EK1-2 den mest ugunstige lastfordelingen.



Figur 22: Lastfelt i LM1

- LM2

LM2 består av en enkel aksellast $Q_{ak} = 400$ kN (dynamisk tillegg inkludert), som plasseres der den virker mest ugunstig for konstruksjonen. LM2 er egnet til å utføre lokal analyse ettersom den ikke vil ha stor effekt i lengderetningen til brua. Kontaktflaten for hvert hjul i akslingen er et rektangel med sidelengder 0,35 m og 0,60 m med en akselavstand som i LM1 på 2 meter og beskrives i figur 4.3 i EK1-2.

Horisontal trafikklaster

Horisontal trafikklaster er bestemt i EK1-2, 4.4. De horisontale lastene består av bremselaster, akselerasjonskrefter, sentrifugalkrefter og sidelaster som blir påført brua av trafikken. For Svelgabrua kan sentrifugalkrefter neglisjeres ettersom veiprofilen er forenklet til å være helt rett.

Bremselasten Q_{lk} er lik akselerasjonslasten men motsatt rettet. Den er avhengig av den vertikale trafikklaster med et forhold bestemt av Eurokoden.

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot \alpha_{q1} q_{1k} w_1 L \quad (20)$$

med krav:

$$180\alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ (kN)}$$

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 0,6 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 40 = 468 \text{ kN}$$

Lasten fordeles jevnt over hele lengden av brua. Det gir en horisontal linjelast $q_{lk} = 11,7$ kN/m.

Horisontal last i tverretningen kan oppstå som følge av skjev bremselaster eller skreising. Denne lasten bestemmes av EK1-2, 4.4.2(4) og er lik 25% av bremselaster i lengderetningen. Denne lasten skal ifølge Eurokoden betraktes sammen med Q_{lk} . Verdien av denne vil derfor være en jevnt fordelt tverrlaster, $q_{trk} = 2,9$ kN/m.

6.5.3 Snølast

Ifølge N400 skal ikke snølast beregnes sammen med trafikklasten. I denne oppgaven blir derfor ikke snølast inkludert.

6.5.4 Vindlast

I følge N400 er betongkassebruer i vindlastklasse I, som omhandler konstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Dermed regnes vindbelastningen kun statisk for Svelgabri. Beregningsfremgang bestemmes av EK1-1-4 samt N400. Relevante parametre for vindlasten er gitt i tabell 10. Bruas overkant ligger omtrent 232 moh. mens terrenget under er ca. 226 moh. Det betyr at brua ligger omtrent 6 meter over bakken.

Tabell 10: Forutsetninger for vindlast

Forutsetninger for vindlast		
Beliggenhet	Vestland	Voss-herad kommune
Retningsfaktor	C_{dir}	1,0
Sesongfaktor	C_{season}	1,0
Havnivå	$C_{alt.}$	1,0
Returperiode i ferdigtilstand	C_{prob}	1,0
Terrengformfaktor	$C_0(z)$	1,0
Overbygningens høyde over terreng	C_{dir}	1,0
Terrengruhet	Kategori	II
Vindturbulens	K_1	1,0
Eksponeringsfaktor	c_e	2,03
Bruplatebredde	B	9,5 m
Kraftfaktor for vindpåvirkning	$c_{f,x}$	1,3
Kraftfaktor for vindpåvirkning	$c_{f,z}$	0,9
Effektiv tverrsnittshøyde	d_{tot}	2,7 m
Referanseareal	$A_{ref,x}$	2,7 m ² /m
Referanseareal	$A_{ref,z}$	9,5 m ² /m
Referansevindhastighet	$v_{b,0}$	24 m/s
Kraftfaktor for bruer på tvers	C_x	2,64
Kraftfaktor i z-retning	C_z	1,83

I alle beregninger skal vindfeltets karakteristiske egenskaper tas med med utgangspunkt i det aktuelle stedet. Basisvindhastigheten som brukes i videre beregninger bestemmes av EK1-1-1, 4.2(2):

$$v_b = C_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 24 \text{ m/s} \quad (21)$$

For vindlastklasse I, kan vindkraften som virker tvers på brua bestemmes ved følgende ligning fra EK1-1-4, 8.3.2(1):

$$F_{W,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot A_{ref,x} = 2,6 \text{ kN/m} \quad (22)$$

Mens vindpåvirkningen på brudekket i z-retning både oppover og nedover bestemmes av samme formel med annerledes kraftfaktor og referanseareal:

$$F_{W,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{\text{ref},z} = \pm 6,3 \text{ kN/m} \quad (23)$$

Den vertikale lasten plasseres med eksentrisitet, $e = b/4 = 2,375 \text{ m}$, fra bruas senterlinje. Fullstendige beregninger er presentert i appendiks B.

6.5.5 Deformasjonslaster

Deformasjonslaster er avhengige av tid ettersom betongen fortsetter å herde og endre seg etter støping. Vanligvis regner man effekten av disse lastene over et tidsperspektiv på 50-100 år, alt etter levetiden til den aktuelle konstruksjonen. Deformasjonslaster innebærer kryp og svinn.

Kryp

Kryp kommer fra volumendringen betongen gjennomgår som følge av trykkbelastning over lengre tid. Hvis påkjenningen vedvarer vil betongen over tid bli trykket sammen utover den momentane sammentrykningen når lasten påføres. Denne tøyningen kalles kryp og kvantifiseres på bakgrunn av størrelse og varighet av lasten. Kryptallet er spesielt avhengig av pålastningstidspunkt. Det spesifiseres ikke når bruene blir belastet med de ulike lastene, derfor antas disse tidspunktene i forhold til det som er standard.

Fullstendige krypberegninger er vedlagt i appendiks C. Beregningene er gjort ihht. EK2-1-1. Kryptall etter 100 år, for ulike pålastningstidspunkt blir:

$$\varphi_7 = \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,7} = 1,691 \quad (24)$$

$$\varphi_{14} = \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,14} = 1,484 \quad (25)$$

$$\varphi_{28} = \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,28} = 1,301 \quad (26)$$

Svinn

Når betong herder vil den tørke ut, som fører til at den krymper. Denne krympingen kalles svinn. Svinntøyninger skjer for all betong, uavhengig av lastnivå. Svinntøyning kan kategoriseres som uttørkingssvinn, ε_{cd} , og autogent svinn, ε_{ca} .

Fullstendige svinnberegninger er vedlagt i appendiks C. Beregningene er gjort ihht. EK2-1-1. Total svinntøyning blir:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2,992 \cdot 10^{-4} \quad (27)$$

6.5.6 Spennarmeringskrefter

En spennarmering som ikke er rettlinjert vil føre til en fordelt oppadrettet tverrkraft på betongen. Dette er hensiktsmessig da det ”motvirker” effekten av påførte laster. Kraftvirkningen fra spennarmeringen på betongen kalles ”ekvivalente krefter”. Den ekvivalente lasten fra spennarmeringskablene i Svelgabruen som er parabelformet beskrives som i Betongkonstruksjoner [47]:

$$q = \frac{8Pe_m}{L^2} = 134,3 \text{ kN/m} \quad (28)$$

Spennkrafttap

I følge Betongkonstruksjoner [47] er det 3 hovedtyper av spennkrafttap.

1. Tap av tøyingsdifferanse. Tap pga. mangel på heft mellom betong og spennarmeringen.
2. Spenningsendring pga. korttidslast. For eksempel tap ved kapping av spennarmeringen i spennbenken.
3. Tidsavhengige tap. Tap som skyldes kryp og svinn i betongen og relaksasjon i spennstålet.

Som nevnt er spennarmeringen i Svelgabruai av typen Cona Multi 1906. Produsenten oppgir at $\Delta L_{lås} = 6$ mm. Det gir:

$$\Delta \varepsilon_{lås} = \frac{L_{lås}}{L} = 1,5 \cdot 10^{-4} \quad (29)$$

$$\varepsilon_{p,jekk} = \frac{P_{jekk}}{E_s A_p} = 6,9 \cdot 10^{-3} \quad (30)$$

$$Låsetap = \frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jekk}} = 2,2\% \quad (31)$$

Friksjonstapet skyldes normaltrykk fra spennstålet mot utsparingsrøret pga. kurvatur langs spennenheten. Produsenten oppgir en friksjonskoeffisient $\mu = 0,18$ og en wobble-koeffisient $\alpha = K = 0,01$ Rad./m. Dette gir:

$$\text{Friksjonstap} = 1 - e^{-\mu(\theta + Kx)} = 4,6\% \quad (32)$$

Det er ikke oppgitt spenningstap pga. kapping eller spenningsendring pga. korttidslast av produsenten så dette tapet neglisjeres. Fullstendige spennkrafttapsberegninger er vedlagt i appendiks E.

6.6 Dimensjonerende krefter

I tillegg til å kontrollere brua for globale krefter i lengderetningen, må den også kontrolleres for laster lokalt. Dette gjøres ved å betrakte tverrsnittet som en sammensatt konstruksjon, der for eksempel flensen behandles som en utkrager med fast innspenning i steget. I denne oppgaven fokuseres det på global analyse og det vil derfor av hensyn til oppgavens omfang ikke bli kontrollert likevekt i tverretningen.

6.6.1 Lastkombinering

Kombinasjon av ulike laster som virker samtidig er nødvendig for alle konstruksjoner. Laster deles i hovedsak opp i permanente og variable laster. Deretter skilles det mellom gunstige og ugunstige lastvirkninger. Lastkombinering gjøres for å finne de største kreftene en konstruksjon skal måtte tåle og som den skal dimensjoneres for. Generelle regler for lastkombinering bestemmes av EK0.

Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand kontrolleres bruas kapasitet mot de opptredene lastene. En overskridning av kapasiteten i denne tilstanden vil føre til brudd i brua. EK0, 6.4.3 beskriver fire ulike tilfeller som må kontrolleres der det er aktuelt:

- EQU: Tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller en del av den.
- STR: Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene, medregnet fundamenter, peler, kjellervegger osv.
- GEO: Brudd eller for store deformasjoner i grunnen.
- FAT: Utmattingsbrudd i konstruksjonen.

I denne oppgaven blir Svelgabriu kontrollert opp mot grensetilstanden STR. Her brukes i følge EK0, 6.4.3.2(3) følgende ligninger for lastkombinasjoner for vedvarende eller forbigående dimensjonerende situasjoner. Det er den minst gunstige av ligningene (6.10a) og (6.10b) som benyttes til dimensjonering (her ligning 33 og 34).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (33)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (34)$$

En rekke lastfaktorer er bestemt gjennom forsøk og statistisk teori. Disse er partialfaktorer som tar hensyn til usikkerhet i lastene og kombinasjonsfaktorer for variable laster. De er fastsatt i A1:2005 Tabell NA.A2.4(B) og gjengitt nedenfor i tabell 11.

Tabell 11: Lastfaktorer i bruddgrensetilstand

Bruksområde	Verdi	
Ugunstig permanent last	$\gamma_{G,sup}$	1,35
Gunstig permanent last	$\gamma_{G,inf}$	1,00
Reduksjonsfaktor for egenvekt	ξ	0,89
Partialfaktor forspenning	γ_P	0,9/1,1
Ugunstig/gunstig trafikklast	γ_Q	1,35/0
Ugunstig/gunstig temperaturlast	γ_Q	1,2/0
Ugunstige/gunstige øvrige laster	γ_Q	1,5/0

ψ -faktorene finnes i tabell NA.A2.1 i A1:2005. $\psi_0 = 0,7$ for alle relevante laster for Svelgabriu. Siden det statiske systemet for brua er som en fritt opplagt bjelke vil alle laster være ugunstige. Derfor vil det kun bli analysert to lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand:

- ULS-STR1: etter formel (6.10a).
- ULS-STR2: etter formel (6.10b).

Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstanden er det brukbarheten til en konstruksjon som er dimensjonerende. Dette kan være for eksempel maksimal nedbøyning, rissvidder, bestandighet eller vibrasjoner. Selv om brua ikke nødvendigvis går til brudd kan det ofte tenkes at nedbøyningene eller rissene blir så store at brua oppleves uforsvarlig å bruke, og dermed ikke oppfyller kravene i bruksgrensetilstanden. I EK0, 6.5.3 gis det 3 lastkombinasjoner som skal kontrolleres:

Karakteristisk kombinasjon:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (35)$$

Ofte forekommende kombinasjon:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (36)$$

Kvasi-permanent kombinasjon:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (37)$$

Ettersom alle lastene er ugunstige og alle verdier av $\psi < 1,0$, er det åpenbart at det er den karakteristiske kombinasjonen som kommer til å være dimensjonerende.

6.6.2 Bøyemoment

Bøyemomentet i lengderetningen påvirkes av egenvekt, spennkraft, trafikklast og vertikal vindlast. Spennkrafttapet utregnet i 6.5.6 blir brukt i beregningene. Maksimalt moment oppstår midt på brua med strekk i underkant. Fullstendige beregninger for både bruddgrense- og bruksgrænsetilstand er vedlagt i appendiks D. Resultatene er oppsummert i tabell 12.

Tabell 12: Dimensjonerende bøyemomenter

Kombinasjon	Ligning	M_{Ed} , midtsnitt [kNm]
ULS-STR1	6.10a)	42 307
ULS-STR2	6.10b)	44 395
SLS	6.14a)	27 583

6.6.3 Skjærkrefter

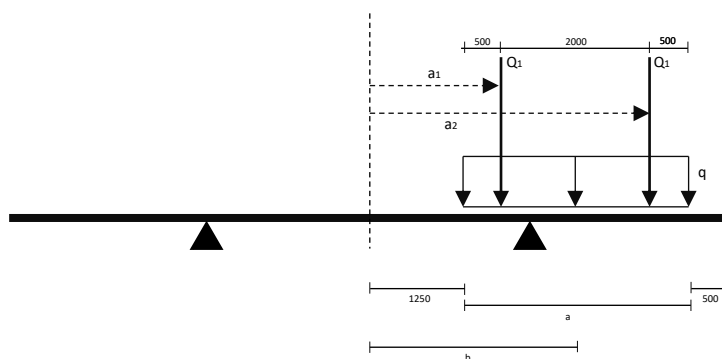
Største skjærkraft er for en fritt opplagt bjelke, ved opplegget. EK2-1-1, 6.2.1(8) presiserer at det er en redusert skjærkraft, en avstand d , fra opplegget det skal dimensjoneres for. d er i dette tilfellet den effektive høyden av tverrsnittet, $d_m = 1902$ mm. Den dimensjonerende lasten blir da sjekket mot skjærstrekkapasiteten til tverrsnittet en avstand $d = 1902$ mm fra opplagret. Ved skjærdimensjoneringen brukes spennkrafttapet ved opplager B, et tap på 12,2%. Fullstendige beregninger er vedlagt i appendiks D. Resultatene er oppsummert i tabell 13.

Tabell 13: Dimensjonerende skjærkrefter

Kombinasjon	Ligning	V_{Ed} [kN]	$V_{Ed,red}$ [kN]
ULS-STR1	6.10a)	3824	3642
ULS-STR2	6.10b)	3808	3627
SLS	6.14a)	2390	2276

6.6.4 Torsjon

De dimensjonerende torsjonskreftene oppstår på grunn av skjevfordeling av lastene på brudekket. Kraften blir regnet ved å ta momentet om midten av brua i tverretning. Da vil det dimensjonerende tilfellet være når lastene fra LM1 kun virker i kjørebane, som vist i figur 23. Den jevnt fordelte trafikklaster vil gi et jevnt fordelt torsjonsmoment, t , mens punktlastene vil gi lokale torsjonsmoment, T .



Figur 23: Lastsituasjon for dimensjonerende torsjonsmoment

Beregningene i appendiks D gir, der $\gamma_{\text{traf}} = 1,35$:

$$t = \gamma_{\text{traf}} \cdot q \cdot a \cdot b = 60,1 \text{ kNm/m} \quad (38)$$

$$T = \gamma_{\text{traf}} \cdot 2 \cdot Q_1 (a_1 + a_2) = 2227 \text{ kNm} \quad (39)$$

Det lokale torsjonsmomentet er plassert slik at det største bidraget sammenfaller med største verdi for det jevnt fordelte torsjonsmomentet. Totalt blir det dimensjonerende torsjonsmomentet, en avstand d fra opplageret:

$$T_{\text{Ed,red}} = 3267 \text{ kNm} \quad (40)$$

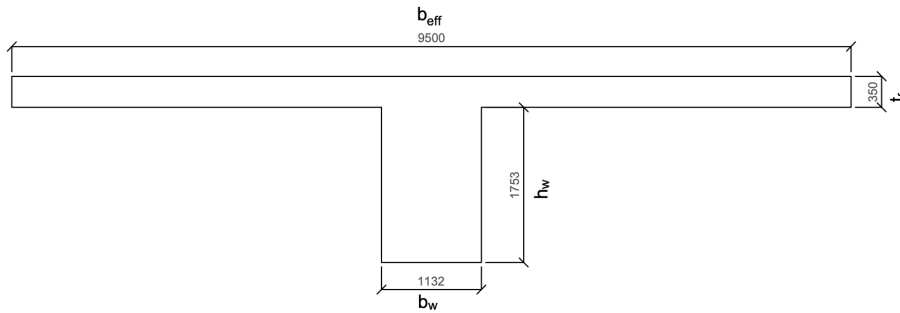
6.7 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand (ULS - Ultimate limit state) beregnes den maksimale kapasiteten en konstruksjon har mot belastninger og spenninger før den svikter eller kollapser. Det er en av de viktigste faktorene å ta hensyn til når en konstruksjon prosjekteres fordi det sikrer at konstruksjonen kan bære lasten den er ment til gjennom dens levetid.

6.7.1 Tverrsnittmodell

Kassetverrsnittet kan i beregningene betraktes som et "T-tverrsnitt". For T-tverrsnitt er regelen at dersom nøytralaksen ligger i flensen av tverrsnittet, betraktes det bare som et rektangulært

tvverrsnitt med bredde b_f . I dette tilfellet ligger nøytralaksen, som vist i seksjon 6.3.2, under flensen og beregningsmodellen blir som vist i figur 24. Ettersom dette er en fritt opplagt bjelke, med minimalt moment ved opplagene som følge av spennarmeringen, vil den effektive bredden, b_f , til T-tverrsnittet være lik den faktiske bredden, $b = 9500$ mm.



Figur 24: T-tverrsnitt

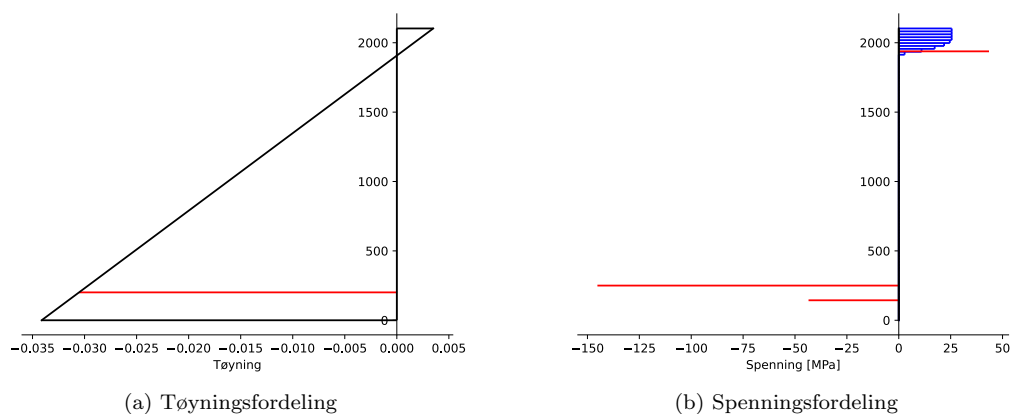
6.7.2 Momentkapasitet

Momentkapasiteten til tverrsnittet blir utregnet ved bruk av lamell-metoden som introdusert i teoridelen av oppgaven. Fullstendige beregninger er vedlagt i appendiks E.

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^n y_i \cdot \sigma_i \cdot h_i \cdot b_i \quad (41)$$

$$= 65948 \text{ kNm}$$

$M_{rd} = 96\,080 \text{ kNm} > M_{Ed} = 44\,395 \text{ kNm}$, betyr at momentkapasiteten er tilstrekkelig.



Figur 25: Lamell-metoden

Diagrammene i figur 25 viser, som i seksjonen om lamell-metoden, tøyning- og spenningsfordelingen i tverrsnittet. Tøyningsfordelingen er forenklet til å variere lineært og spenningen utregnet med Hookes lov. I følge EK2-1-1 er det ikke tillatt å utnytte strekkapasiteten til betong til momentkapasitet, derfor er denne neglisjert. Spenningsverdiene i armeringen (vist i rødt) er justert ned i diagrammene med en faktor 10 av visuelle hensyn.

Trykkspenning

Ved momentkapasitetsberegninger for betongtverrsnitt er det alltid viktig å sjekke trykkspenningen i betongen. Der armeringen er til for å sikre tilstrekkelig strekkapasitet er betongen det som holder igjen i trykk. Denne spenningen regnes ut med følgende formel:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{M_{Rd}}{t_f b_f \cdot (d - \frac{t_f}{2})} \\ &= 16,73 \text{ MPa}\end{aligned}\quad (42)$$

$\sigma_c = 16,73 \text{ MPa} < f_{cd} = 25,5 \text{ MPa}$, betyr at spenningen er tilstrekkelig lav og tverrsnittet vil ikke gå til brudd som følge av at betongen knuses.

6.7.3 Skjærkraftkapasitet

Tverrsnittets skjærkraftkapasitet er beregnet etter EK2-1-1. Ifølge EK2-1-1, 6.2 skal virkningen av aksialkraften fra spennarmeringen tas med. EK2-1-1, 6.2.2 gir følgende ligning for skjærstrekkkapasitet.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = 8527 \text{ kN} \quad (43)$$

b_w er i dette tilfellet definert som "den minste bredden av tverrsnittet i strekksonen [mm] og settes lik 3934 mm, som er bredden til underflensen.

Videre sjekkes minimumsverdien fra ligning (6.2.b) og NA.6.2.2:

$$V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 7257 \text{ kN} \quad (44)$$

Minimumskravet er mindre enn $V_{Rd,c}$, som betyr at den er den dimensjonerende skjærkraftkapasiteten. $V_{Rd,c} = 8527 \text{ kN} > V_{Ed,\text{red}} = 3642 \text{ kN}$, betyr at skjærkraftkapasiteten er tilstrekkelig.

Skjærtrykkapasiteten skal også kontrolleres etter EK2-1-1, 6.2.3(3). Her står man fri til å velge $\cot\theta$ selv mellom 1 og 2.5. I N400 blir det dog spesifisert at man maksimalt kan bruke en verdi på 2 for brukonstruksjoner. Dette er også den verdien som vil gi den mest konservative skjærtrykkapasiteten og derfor velges $\cot\theta = 2.0$. Det antas at vertikalarmering brukes og fullstendige beregninger finnes i appendiks E.

$$V_{Rd,\max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = 40217 \text{ kN} \quad (45)$$

$V_{Rd,\max} = 40\,217 \text{ kN} \gg V_{Ed} = 3824 \text{ kN}$, betyr at skjærtrykkapasiteten er mer enn tilstrekkelig.

6.7.4 Oppspenningstilstand

Ved spennarmerte konstruksjoner er det alltid en balanse mellom når man kan spenne opp kablene i forhold til herdetiden og -fastheten til betongen. Entreprenøren ønsker ofte å fortsette

med arbeidet men må vente til betongen tåler kreftene fra spennkablene. Dersom oppspenningen skjer før det er gått 28 dager er ikke betongen ferdig herdet og vil ikke ha den karakteristiske trykkfastheten som er spesifisert. Derfor må momentkapasiteten sjekkes ved tidspunktet når spennkablene blir oppspenning. I tegningene er oppspenningsfastheten oppgitt til å være $f_{ck,oppssp.} = 40$ MPa. Dimensjonerende trykkfasthet ved oppspenning blir da:

$f_{cd,oppssp.} = 0.85 * 40 / 1.5 = 22,7$ MPa. Med redusert trykkfasthet blir momentkapasiteten redusert til: $M_{Rd,oppssp.} = 95\,690$ kNm, noe som er mer en tilstrekkelig.

Skjærkraftkapasiteten blir også redusert ved oppspenning og beregnes til: $V_{Rd,oppssp.} = 8396$ kN, som også er tilstrekkelig. Fullstendige beregninger er vedlagt i appendiks D.

6.7.5 Torsjonskapasitet

For de fleste bruer er torsjon en vesentlig faktor å ta hensyn til ved dimensjonering. Mange brutverrsnitt er utformet med "vinger" som stikker ut fra hoveddelen av tverrsnittet. Ved skjev belastning vil det derfor kunne bli betydelige torsjonsmomenter. Torsjonskapasiteten blir beregnet etter EK2-11, 6.3.2. Det er valgt å betrakte tverrsnittet som et tynnvegget, lukket hultverrsnitt. Utkragerene neglisjeres da de vil ha minimal påvirkning på torsjonskapasiteten. Torsjonskapasiteten vil være større i stegene enn i flensene grunnet større tykkelse, men det er regnet med en justert effektiv tykkelse for hele tverrsnittet. Den effektive tykkelsen er regnet ut som $t_{ef} = b * h/u$, der u er den ytre omkretsen. EK2-1-1, 6.3.2(1) spesifiserer at dersom tverrsnittet har varierende tykkelse, er den virkelige tykkelsen en øvre grense for t_{ef} . For den mest konservative løsningen velges den minste tykkelsen, dvs. $t_{ef} = 350$ mm.

Torsjonskapasiteten med bare minimumsarmering er regnet ut i appendiks E. Resultatet blir:

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef} = 6729 \text{ kNm} \quad (46)$$

$T_{Rd,c} = 6729$ kNm $>$ $T_{Ed,red} = 3267$ kNm, betyr at tverrsnittet ikke risser opp og minimumsarmering er tilstrekkelig. Torsjonskapasiteten blir også påvirket av opptredende skjær og største kapasitet for en konstruksjonsdel er påvirket av betongtrykkstavens kapasitet, så denne interaksjonen må også sjekkes:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1.0 \quad (47)$$

Her er $T_{Rd,max}$ bestemt av følgende uttrykk:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta = 26033 \text{ kNm} \quad (48)$$

Det gir følgende forhold:

$$\frac{3267}{26033} + \frac{3824}{40217} = 0,221 < 1.0 \quad (49)$$

Kravet er oppfylt og det konkluderes med at trykkbruddkapasiteten mot torsjon og skjær er tilstrekkelig.

6.8 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden (SLS - Serviceability limit state) er en annen viktig kontroll som må gjennomføres for konstruksjoner. Bruksgrensetilstanden handler om en konstruksjons evne til å tåle lastene den er dimensjonert for uten overdrevne deformasjoner, sprekker, riss eller andre typer skader. Vibrasjoner under dynamiske laster er også noe som må sjekkes. Oppsummert handler bruksgrensetilstanden om komfort ved bruk, sikkerheten til brukerne og opprettholdelse av en forhåndsdefinert stivhet. I denne oppgaven er bruksgrensetilstanden ikke sjekket, da det ikke er relevant for fokusområdet og for å redusere omfanget av oppgaven. Dog er det utført en kontroll av strekkspenningene i betongen for å sjekke om tverrsnittet risser opp.

6.8.1 Risskontroll

Det er ønskelig å begrense spenningene i betongen, for å unngå riss. Riss har som fordel å være en varsel om overbelastning men kan virke skremmende for brukerne av konstruksjonen.

Krav til kontroll av riss er spesifisert i både Eurokode 2 og Statens vegvesens N400. Bakgrunnen for risskontroll er for å unngå armeringskorrosjon, som er spesielt kritisk for spennarmerte konstruksjoner, og for å forhindre et avskrekkinge utseende. Riss på tvers av lengderetningen skjer der det er strekk i betongen, og man sjekker derfor spenningene opp mot bøyestrekfastheten til betongen. Uttrykk for dette er spesifisert i EK2, 3.1.8(1):

$$f_{ctm,\text{fl}} = \max\{(1,6 - h/1000)f_{ctm}; f_{ctm}\} \quad (50)$$

For å regne ut spenningene i betongen, brukes fremgangsmåten fra [47]. Det blir brukt transformert areal, tyngdepunktsakse og 2. arealmoment for å inkludere armeringen i tverrsnittet. Det er spesielt viktig ved spennarmerte konstruksjoner på grunn av bidraget spennarmeringen har til kapasiteten.

$$A_t = A_c + (\eta - 1)A_p \quad \text{der } \eta = \frac{E_p}{E_{cm}} \quad (51)$$

$$y_t = \frac{(\eta - 1)A_p \cdot e}{A_t} \quad (52)$$

$$I_t = I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1)A_p(e - y_t)^2 \quad (53)$$

De transformerte tverrsnittsverdiene brukes i utregningen av betongspenningen som er gitt i formelen:

$$\sigma_c(y) = \frac{N}{A_t} + \frac{M - N \cdot y_t}{I_t}(y - y_t) \quad (54)$$

Som vist i appendiks D (med fullstendige beregninger), blir spenningen i underkant av brutverrsnittet, $\sigma_c^{uk} = 5,74 \text{ N/mm}^2 > f_{ctm,\text{fl}} = 3,8 \text{ N/mm}^2$. Det betyr at betongen risser opp i underkant av brua og skulle vært regnet som opprisset - Stadium II. Rissvidden kan regnes som en funksjon av differansen i tøyning mellom armeringen og betongen.

6.9 Robusthet

I betraktningene er det benyttet formelen for risikoscore, bestemt i [1] og tidligere presentert her som ligning 11 på side 18. Denne scoren gir en pekepinn for hvilke bruer som krever ytterligere

tiltak først.

$$R = 100 \frac{((4F_Y + F_F + F_V + F_C)F_Q) - 6}{254}$$

Svelgabru er bygget i 2011, lenge etter 1996 som betyr at faktoren for konstruksjonsår er $F_Y = 1$.

ÅDT er 3000 og bruene krysser hverken jernbane eller andre tilfeller som må hensyntas, derfor er også $F_Q = 1$.

Bruen er bygget som en monolittisk støpt kassebru i etteroppspent betong. Det er et slitelag med asfalt som utgjør kjørebane, som ikke er lastbærende. På bakgrunn av dette defineres bruene som "Monolithic - beams, simply-supported, non-composite, longitudinal post tensioning" som har **lav** risiko for sprø sviktmodus. Dette betyr at $F_F = 6$.

Til slutt skal antall skadeutsatte detaljer og materialer og antall tilstandsforemomenter oppsummeres for å bestemme F_V og F_C . Begge disse faktorene kan maksimalt bli 10.

Det er ingen segmentelle eller andre utsatte skjøter i bruene. Oppspenningssystemet mangler ikke redundans, og er prosjektert på en robust måte. Det er heller ikke funnet noen rapporter som kritiserer utførelsen. $F_V = 0$, på grunn av god utførelse og at bruene fortsatt fungerer som den skal.

Bruene har derimot foremomenter knyttet til tilstand. Det er dokumentert at bruene risser opp. Det er ikke dokumentert noen problemer knyttet til drenering av vann. Utnyttelsen av momentkapasiteten er lav, så det antas at nedbøyningen ikke er overdreven. På bakgrunn av dette settes $F_C = 4$.

$$R = \frac{((4 \cdot 1 + 6 + 0 + 4) \cdot 1) - 6}{254} = \frac{8}{254} = 3,15\% \quad (55)$$

Analysen viser at selv om Svelgabru er en fritt opplagt bru med lite redundans i det statiske systemet, kan den fortsatt klassifiseres som robust. På grunn av god prosjektering og utførelse scorer bruene lavt på utsatte detaljer, materialer og ytre påvirkninger. Det er en relativt ung bru, i forhold til at bruene som regel prosjekteres med en brukstid på 100 år, som har hatt få påvirkninger av tid (rust, avskalling, kryp). Det er ikke en bru som krever umiddelbare tiltak for å gjøres mer robust, men den burde bli kontrollert jevnlig for å sjekke at rissviddene ikke øker.

6.10 Oppsummering

Denne delen av oppgaven har gått ut på å verifisere kapasiteten av ei ferdigbygd etteroppspent betongkassebru. I tillegg er det diskutert hvordan en statisk bestemt konstruksjon som en fritt opplagt bru kan være robust.

Tabell 14 oppsummerer opptredende krefter, kapasitet og utnyttelsesgrad for bruene.

Tabell 14: Dimensjonerende krefter, kapasitet og utnyttelsesgrad

Situasjon	Dimensjonerende verdi	Kapasitet	Utnyttelsesgrad [%]
Moment i lengderetningen [kNm]	44 395	96 080	46,2
Skjærkraft [kN]	3642	8527	42,7
Torsjon [kNm]	3267	6729	26,8
Risskontroll spenning [MPa]	5,74	3,8	151
Risikoscore robusthet	8	254	3,15

7 Diskusjon

Fra litteraturgjennomgangen er det innhentet mye informasjon og undertegnede har tilegnet seg mye kunnskap om robusthet. Under følger mine betraktninger av hva robusthet betyr i en konstruktiv sammenheng.

I all hovedsak handler robusthet om å sikre at konstruksjonen kan tåle belastninger, deformasjoner og påkjenninger uten å kollapse eller miste sin bæreevne. De neste fire avsnittene definerer konstruksjoners robusthet mer i detalj:

Motstandsdyktighet mot belastninger: Robusthet innebærer at en konstruksjon er i stand til å motstå eksterne belastninger, som for eksempel trafikk eller vind. Dette inkluderer evnen til å absorbere og fordele belastningene jevnt over hele konstruksjonen for å unngå uønskede deformasjoner eller skader. Det oppnås med gjennomtenkte materialvalg samt statiske system som muliggjør belastningsfordeling som for eksempel fagverk. Konstruksjoner som bruer er dimensjonert for en levetid på 50-100 år og må da kunne tåle belastninger og ytre påvirkninger uten å miste egenskaper. Blant det som er presentert i oppgaven er spesielt overdekning viktig for betongbruer for å unngå inntrengning av ødeleggende stoffer.

Evne til å absorbere energi: Robusthet innebærer også evnen til å absorbere og dissipere energi som oppstår under ekstreme påkjenninger, for eksempel jordskjelv eller eksplosjoner. Dette kan oppnås gjennom bruk av materialer med høy duktilitet og deformasjonsevne, samt utforming av konstruksjonen for å redusere energiutviklingen ved påkjenningen. Konstruksjoner som ikke gjør dette etterlates til den primære bæreevnen hver enkel komponent har for seg i stedet for å bære laster som et system. Ved å utnytte duktile materialegenskaper samt tøyningsharding som for eksempel autovern gjør, kan robuste løsninger oppnås.

Redundans og reservekapasitet: En robust konstruksjon har ofte redundante elementer eller systemer som kan ta over belastningen hvis ett element eller system svikter. Dette bidrar til å opprettholde konstruksjonens funksjon og bæreevne selv om det oppstår feil eller skader. Reservekapasitet refererer til den ekstra styrken eller bæreevnen som er innebygd i konstruksjonen utover det som er nødvendig for normal belastning. Det er sett på flere eksempler av bruer som ikke hadde redundante elementer og som dermed utviklet progressiv kollaps fra lokal svikt. Selvfølgelig vil det medføre en ekstrakostnad å inkludere redundante elementer, men denne kostnaden spares raskt inn igjen ved at konstruksjonen vil kunne tåle større og annerledes påvirkninger enn tenkt. Slik reservekapasitet vil kunne forhindre dyre reparasjoner og andre kostnader knyttet til brudd.

Skadebegrensning og segmentering: En robust konstruksjon er i stand til å begrense skader

og forhindre spredning av skader hvis uforutsette hendelser oppstår. Dette kan omfatte bruk av brannsikre materialer, segmentering, konstruktive sikkerhetsstrategier og systemer som varsler om og responderer på endringer i belastningsforhold. Segmentering refererer til konstruksjonens evne til å begrense skader til der de oppstår og ikke la lokale svikt utvikle seg til progressive kollapser. I oppgaven er det analysert flere tilfeller av konstruksjoner som mangler evnen til skadebegrensning. Det har ført til kostnader som absolutt kunne vært unngått dersom konstruksjonene var mer robuste.

Samlet sett er konstruksjoners robusthet avgjørende for å sikre sikkerheten og påliteligheten til bygnings- og infrastrukturprosjekter. Ved å implementere prinsippene for konstruktiv robusthet i dimensjonering, konstruksjon og vedlikehold, kan man bygge konstruksjoner som er i stand til å motstå ulike påkjenninger og opprettholde sin funksjonalitet over tid.

7.1 Klassifisering av robusthet

Det britiske rammeverket CS465, utviklet av Highways England for DMRB er gjennomgått i denne oppgaven. Det anbefales at det videreutvikles for norske forhold og regler før det tas i bruk her, selv om det er vist (for Svelgabruai) at det er mulig å bruke regelverket til å klassifisere norske bruer. Blant det som fokuseres på i rammeverket, er sannsynligheten for sprø sviktmøder, utsatte materialer og detaljer, redundans i det statiske systemet, oppsprekking, nedbøyning og skjøter mellom konstruktive elementer. I tillegg vektlegges konsekvensen av svikt og alder på konstruksjonen. Mye av det som sjekkes i rammeverket bygger på robusthetsteori angående redundans, alternative lastveier og løsninger som sikrer duktilitet og kontinuitet.

Implementering av DMRBs CS465 for norske bruer krever nøye vurdering og tilpasning for å passe til Norges behov og forskrifter. Regelverket må tilpasses norske forhold, med tanke på faktorer som lokale dimensjoneringsregler, miljøforhold og byggepraksis.

Et av hovedpoengene ved implementering av CS465 for norske bruer vil være å overholde relevante norske dimensjoneringskoder og standarder. Statens Vegvesen har sine egne sett med retningslinjer, inkludert retningslinjer for dimensjonering og Eurokode-tillegg. Derfor vil det være viktig å harmonisere bestemmelsene og anbefalingene i CS465 med de spesifikke kravene som er fastsatt i de norske standardene. Dette vil kreve en grundig gjennomgang og sammenligning av de to retningslinjene for å identifisere overlappende områder, avvik og potensielle forbedringer.

I tillegg er det avgjørende å ta hensyn til de unike miljøforholdene som norske bruer blir utsatt for. Norge opplever et bredt spekter av klimatiske forhold, med blant annet kalde vintre med tunge snøfall og frostgrader. Ansvarlig prosjekterende må da ta hensyn til faktorer som snølast, isdannelse og fryse-tine-sykluser. I tillegg er mange bruer i Norge utsatt for betydelig rasfare, som ikke er inkludert i CS465. Implementeringen av CS465 bør inkludere tilpasninger som tar opp disse spesifikke utfordringene og sikrer robustheten og motstandskraften til bruer under ekstreme værforhold.

Videre er det viktig å ta hensyn til forskjellen i byggepraksis og materialer som brukes i Norge. Byggeteknikker, tilgjengelighet av lokale materialer og prosesser for kvalitetskontroll varierer fra Storbritannia. Som nevnt, bygges det svært sjeldent segmentelle bruer i Norge, men oftest monolittiske. Implementeringen av CS465 må derfor ta hensyn til disse faktorene og gi retningslinjer som er kompatible med norsk byggepraksis. Dette innebærer å inkludere spesifikke

byggemetoder, materialspesifikasjoner og krav til kvalitetskontroll som er relevante for Norges bruyggingsindustri. Regelverket virker utdatert på risikoscoren knyttet til alder på konstruksjonene. For eksempel blir alle bruer bygd etter 1996 tildelt laveste poengsum i faktoren for konstruksjonsår, selv om noen av disse bruene snart er 30 år gamle. Denne faktoren burde bli endret til alder av konstruksjonen for å sikre at regelverket ikke blir utdatert over tid.

For å lykkes med implementeringen av CS465 i Norge vil det være avgjørende å involvere relevante interessenter, inkludert myndigheter, ingeniører og bruedlikeholdsorganisasjoner. Samarbeid og tilbakemelding fra disse interessentene vil bidra til å tilpasse retningslinjene for å adressere de spesifikke behovene og utfordringene som finnes i den norske konteksten.

7.2 Beregninger

Generelt for prosjektering av konstruksjoner er alltid nøyaktigheten av resultatene er sterkt avhengig av analysemetoden brukt, hvilken type analyse som er gjennomført og oppførselen til materialene som danner konstruksjonen. Det er derfor avgjørende å verifisere integriteten til en bygnings konstruktive elementer og deres motstandskraft hvis man ønsker å stole på dem. Argumentet om at en konstruksjon som har stått testen av tid i et århundre vil fortsette å gjøre det i et århundre til, er feil. Dette argumentet må støttes av tilstrekkelige bevis på at den opprinnelige tilstanden til konstruksjonen fortsatt er intakt. Truen på at våre forfedre bygde mer solid og med mer oppmerksomhet på kvalitet og robusthet enn vi gjør i dag, er også ubegrunnet. Derfor er det nødvendig å vurdere robustheten til en konstruksjon hvis man ønsker å stole på den.

8 Konklusjon og videre arbeid

8.1 Konklusjon

I denne oppgaven har fokus vært rettet mot robusthet. Robusthet er en essensiell egenskap for konstruksjoner som styrker en bygning eller brus motstandsdyktighet mot lokale brudd, uavhengig av årsaken. Konseptet har blitt presentert, analysert og forsøkt kvantifisert med hensyn til dimensjonering og prosjektering av betongbruer. I tillegg er det utført en kapasitetskontroll på en eksisterende betongbru (Svelgabru). Til slutt ble det britiske rammeverket for vurdering av robusthet anvendt på bruene for å vurdere nytten av et slikt verktøy i Norge.

Det er en bestemt grad av lokal svikt en konstruksjon må kunne tåle for å klassifiseres som robust. Graden er definert gjennom fjerning av en enkel søyle, stag eller bærende bjelke. Omfanget av kollaps som følge av fjernelsen studeres med for eksempel analyse av alternative lastveier. Deretter sammenlignes omfanget med grenseverdier gitt i standarder for å bestemme graden av robusthet. Det er verdt å nevne at det kan være akseptabelt for en konstruksjon å utvikle uopprettelige skader så fremt liv ikke går tapt. Tilbakevendende prinsipper for robusthet er *redundans*, *kontinuitet* og *duktilitet*. Det er ikke tilstrekkelig med bare et av disse prinsippene, men det er uansett nødvendig med minst en av dem.

Utfordringen med å sikre robusthet kan, som presentert i denne oppgaven, håndteres med ulike strategier. Det vil kunne gi flere alternativer å vurdere i ulike situasjoner. Deterministiske og probabilistiske konsepter av robusthetsanalyse eksisterer med forsøk på kvantifisering. Likevel er

det å finne den mest effektive tilnærmingen en klassisk optimaliseringsoppgave som bestemmer hvor ressurser bør allokeres for maksimal effekt. Dessverre er det på grunn av betydelig usikkerhet som er iboende scenarier som påvirker robusthet, ofte umulig å vurdere effektene numerisk - enten det gjelder probabilistisk eller deterministisk kvantifisering. Som et resultat må vurderingen stole på subjektive og kvalitative vurderinger.

CS465 [1] er et rammeverk som tilrettelegger for slike vurderinger. Fordelen med rammeverket er at det gir fordelene av å inkorporere usikker informasjon og subjektiv erfaring, som ikke er begrenset av vitenskapelige ”regler for spillet” eller avhengig av prøvestørrelse og betydningsfulle data for å bli ansett som gyldig. Det foreslås derfor å videreutvikle et rammeverk for norske forhold som veileder eksperter og ingeniører i prosjektering av robuste konstruksjoner.

8.2 Forslag til videre arbeid

En mulig retning for fremtidig forskning og utvikling er integrering av robusthetsmål med nye teknologier, som avanserte materialer, sensorer og kunstig intelligens, som kan forbedre ytelsen og holdbarheten til bruer, og muliggjøre sanntids overvåkning og kontroll av deres oppførsel og tilstand. For eksempel kan bruk av smarte sensorer og overvåkingssystemer gi sanntidsdata om belastning, stress og deformasjoner av bruer, og muliggjøre forutsigende vedlikehold og risikostyring. Bruk av sensorer ble analysert i [4] og konklusjonen da var at det fortsatt var for dyrt, i tillegg til manglende rammeverk for at det kunne være økonomisk. Med ytterligere forskning innen feltet vil sannsynligvis prisene synke og teknologien bli bedre slik at dette er et realistisk tiltak i fremtiden.

En annen mulig retning for fremtidig utvikling er anvendelsen av robusthetsmål på forskjellige typer bruer, som hengebruer, skråkabelbruer, buebruer og fagverksbruer, som har forskjellige geometrier, materialer og lastbærende mekanismer. Implementeringen av robusthetsmål kan, som diskutert tidligere i oppgaven, variere avhengig av de spesifikke egenskapene til hver type bru, og kan involvere forskjellige utfordringer og muligheter. Det har blitt vist at forskjellige brutyper har stor varians i blant annet risikoen for sprø sviktmøder. For eksempel har hengebruer og skråkabelbruer høy redundans og fleksibilitet, men krever nøye dimensjonering og vedlikehold av kablene og tårnene deres, mens buebruer og fagverksbruer har høy stivhet og stabilitet, men krever spesiell oppmerksomhet til deres forbindelser og ledd. Det trengs med andre ord spesifikke regler for ulike typer bruer.

På grunn av likheter, kan seismiske analyser og kompetanse gi verdifull kunnskap om robusthet. Dimensjoneringsprinsipper for seismiske laster burde derfor analyseres videre for å evaluere deres relevans for konstruktiv robusthet. I tillegg er ikke-lineære statiske og dynamiske analyser viktig å videreutvikle for å nærmere beskrive kollapsmekanismer og påvirkninger på globalt nivå i konstruksjoner.

Regelverket utviklet i Storbritannia må uansett videreutvikles og tilpasses norske forhold. Dog kan man allerede begynne å klassifisere bruer i Norge etter bruform og dermed identifisere hvilke bruer som krever styrkende tiltak først.

Referanser

- [1] Highways England. ‘Management of post-tensioned concrete bridges’. In: *Design Manual for Roads and Bridges* (2020).
- [2] Yngve Jarseltt. *Broer i Norge*. Sept. 2022. URL: <https://snl.no/taxonomy/4490>.
- [3] Bård M. Pedersen. ‘Sluttrapport FoU-programmet Bedre bruvedlikehold 2017-2021’. In: 865 (2022).
- [4] Antonia Menga, Terje Kanstad and Daniel Cantero. ‘Corrosion induced failures of post-tensioned bridges’. In: (2022).
- [5] Norsk Betongforening. ‘Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner’. In: 38 (2020).
- [6] Uwe Starossek and Marco Haberland. ‘Disproportionate collapse: terminology and procedures’. In: *Journal of performance of constructed facilities* 24.6 (2010), pp. 519–528.
- [7] ISE. *Practical guide to structural robustness and disproportionate collapse in buildings - The Institution of Structural Engineers*. en-GB. Apr. 2019. URL: <https://www.istructe.org/resources/guidance/structural-robustness-disproportionate-collapse/> (visited on 30th May 2023).
- [8] British Standard. ‘Eurocode 1: Actions on structures—’. In: *British Standard, United Kingdom* (2006).
- [9] Marc A Maes, Kathleen E Fritzsons and Simon Glowienka. ‘Structural robustness in the light of risk and consequence analysis’. In: *Structural engineering international* 16.2 (2006), pp. 101–107.
- [10] NTSB. ‘Collapse of U.S. 35 Highway Bridge, Point Pleasant, West Virginia, December 16, 1967’. In: *Washington, D.C.* NTSB-HAR-71-1 (1970). URL: <http://www.nts.gov/Publictn/1971/HAR7101.htm..>
- [11] Cynthia Pearson and Norbert Delatte. ‘Ronan point apartment tower collapse and its effect on building codes’. In: *Journal of Performance of Constructed Facilities* 19.2 (2005), pp. 172–177.
- [12] Haig Gulvanessian and Ton Vrouwenvelder. ‘Robustness and the Eurocodes’. In: *Structural engineering international* 16.2 (2006), pp. 167–171.
- [13] IABSE. *Design for Robustness*. en. Mar. 2017. URL: <https://issuu.com/iabse.secretariat/docs/sed11> (visited on 9th May 2023).
- [14] IABSE. ‘IABSE Guidelines for the Assessment of Existing Bridges for Robustness’. In: (Oct. 2011). URL: https://www.iabse.org/IABSE/Publications/Technical_Publications/IABSE_Guidelines/IABSE_Publications/Publications_Guidelines.aspx.
- [15] iStrucE. ‘iStrucE Code of Practice for Bridge Strengthening: 2019’. In: (2019). URL: <https://www.istructe.org/resources/guidance/code-of-practice-for-bridge-strengthening/>.
- [16] Luc Taerwe, Stijn Matthys et al. *Fib model code for concrete structures 2010*. 2013.
- [17] Erlend Ukvitne and Håkon Vangdal. ‘Kapasitetskontroll og analyse av etteroppspent bru med redusert spennarmering’. MA thesis. NTNU, 2021.
- [18] John Dalsgaard Sørensen. ‘Robustness of Structures: Danish Approach’. In: *Proceedings of COST actions ‘Robustness of structures’*. The COST actions, 2008, pp. 159–168.
- [19] Randall W Poston and Jeffrey S West. ‘Investigation of the Charlotte Motor Speedway bridge collapse’. In: *Structures Congress 2005: Metropolis and Beyond*. 2005, pp. 1–11.

-
- [20] British Standard et al. ‘Eurocode—Basis of structural design’. In: *Eurocode 0* (2002).
- [21] Daniel Cantero and Terje Kanstad. ‘Numerical investigations of damaged post-tension systems and their structural effect on bridges’. In: (2022).
- [22] Bruce Ellingwood and EV Leyendecker. ‘Approaches for design against progressive collapse’. In: *Journal of the Structural Division* 104.3 (1978), pp. 413–423.
- [23] Niels C Lind. ‘Vulnerability of damage-accumulating systems’. In: *Reliability Engineering & System Safety* 53.2 (1996), pp. 217–219.
- [24] Bruce R Ellingwood. ‘Strategies for mitigating risk of progressive collapse’. In: *Structures Congress 2005: Metropolis and Beyond*. 2005, pp. 1–6.
- [25] Statens Vegvesen. ‘Håndbok N400 Bruprosjektering’. In: *Oslo: Vegdirektoratet* (2015).
- [26] National research council of Italy. *Guide to Design of Structures for Robustness*. 2021.
- [27] Jack Baker, Daniel Straub and Kazuyoshi Nishijima. ‘On the Assessment of Robustness I: A General Framework’. In: *ETH Zürich* (May 2023), p. 10.
- [28] INMR. ‘Looking Back on the Great Ice Storm of 1998’. In: (Nov. 2020). URL: <https://www.inmr.com/looking-back-on-the-great-ice-storm-of-1998/>.
- [29] Emily Pollock. *Italy’s Morandi Bridge Collapse—What Do We Know?* Aug. 2018. URL: <https://www.engineering.com/story/italys-morandi-bridge-collapse-what-do-we-know> (visited on 1st May 2023).
- [30] Jeffrey Heimgartner. *The Rise, Fall and Rebuild of the Doomed Morandi Bridge*. Aug. 2020. URL: <https://www.engineering.com/story/the-rise-fall-and-rebuild-of-the-doomed-morandi-bridge> (visited on 1st May 2023).
- [31] Global Resilience Institute. *Corrosion, faulty concrete suspected in Genoa, Italy bridge collapse*. en-US. Aug. 2018. URL: <https://globalresilience.northeastern.edu/corrosion-faulty-concrete-suspected-in-geoa-italy-bridge-collapse/> (visited on 1st May 2023).
- [32] West Virginia DoT. *WVDOT marks 55th anniversary of the Silver Bridge collapse, remembers those who lost their lives*. en. URL: https://transportation.wv.gov:443/communications/PressRelease/Pages/WVDOT_marks.55th_anniversary_of_the_Silver_Bridge_collapse_remembers_those_who_lost_their_lives.aspx (visited on 2nd May 2023).
- [33] Kanji Ono. ‘Structural Materials: Metallurgy of Bridges: Prehistory to the Space Age’. In: Nov. 2018, pp. 193–269. ISBN: 978-3-319-93754-0. DOI: 10.1007/978-3-319-93755-7_4.
- [34] Per-Ivar Nikolaisen. *Skjeggstadbrua ville aldri kollapse hadde den blitt bygget i dag*. Feb. 2015. URL: <https://www.tu.no/artikler/skjeggstadbrua-ville-aldri-kollapse-hadde-den-blitt-bygget-i-dag/223267> (visited on 1st May 2023).
- [35] Hans Kristian Barbøl. *Veidekke-bru kollapse*. nb-no. Section: anlegg. Feb. 2015. URL: <https://www.at.no/anlegg/402138> (visited on 1st May 2023).
- [36] NVE-Norwegian Water Resources and Energy Directorate. ‘Skredet ved Mofjellbekken bruer (Skjeggstadskredet)’. In: *Utredning av teknisk årsaks-sammenheng* (2015).
- [37] TV 2 AS. *Skjeggstad bru åpnes allerede fredag*. no. Section: nyheter. June 2015. URL: <https://www.tv2.no/nyheter/innenriks/skjeggstad-bru-apnes-allerede-fredag/7084763/> (visited on 1st May 2023).
- [38] Ludt Øyvind and Peter Fiskerstrand. *Rapport om Skjeggstadbrua klar*. 2015. URL: <https://www.at.no/anlegg/401926>.
- [39] Statens Vegvesen. ‘Håndbok V440, Bruregistrering’. In: *Håndbok V440* (2009).
-

- [40] Michael Greminger. *Calculating the Displacement and Stress for a Simply Supported Beam*. June 2022. URL: <https://blog.engineeringpaper.xyz/calculating-the-displacement-and-stress-for-a-simply-supported-beam>.
- [41] KB Spenneteknikk. *BBR Cona Multi spennetausystem*. Jan. 2018. URL: <https://issuu.com/spenneteknikk/docs/bbr-cona-multi-spenntausystem-24022>.
- [42] Statens vegvesen Vegdirektoratet. *Brudekker: fuktisolering og slitelag: retningslinjer [Håndbok 145]*. 1997.
- [43] Statens Vegvesen. 'Håndbok nr. 231-Rekkverk og vegens sideområder'. In: *Statens Vegvesen* (2013).
- [44] Statens Vegvesen. 'Håndbok nr. 268-Brurekkverk'. In: *Statens Vegvesen* (2009).
- [45] Oppland Stål. *Oppland SVV2*. Jan. 2021. URL: <https://opplandstaal.no/produkt/svv2/>.
- [46] Statens vegvesen. *Vegliste for riksveier*. Nov. 2022. URL: <https://www.vegvesen.no/kjoretoy/yrkestransport/veglister-og-dispensasjoner/riksveier/>.
- [47] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner*. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. Fagbokforlaget, 2013. ISBN: 9788232102976.

