




Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

BACHELOROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Byggingeniør/Konstruksjonsteknikk	Vårsemesteret, 2021 Åpen
Student: Beyza Cinar	 signatur
Faglig ansvarlig: Sudath C. Siriwardane Veileder: Ashish Aeran	
Tittel på oppgaven: «Tilstandsovervåking av bruer: Inspeksjon, Vurdering og Reparasjonsteknikker» Engelsk tittel: «Condition Monitoring of Bridges: Inspection, Assessment and Repair Techniques»	
Studiepoeng: 20	
Emneord: Bruinspeksjon Tilstandsvurdering Repareringsteknikker CSiBridge SAP2000	Sidetall: 82 + vedlegg/annet: 35 Stavanger, 15. mai 2021



Våren 2021

Tilstandsovervåking av bruer: Inspeksjon, Vurdering & Reparasjonsteknikker

| Beyza Cinar

Konstruksjonsteknikk

Universitetet i Stavanger



Sammendrag

Denne bacheloroppgaven tar for seg tilstandsovervåking, inspeksjon, vurdering og eventuelle repareringsteknikker som kan utføres på bruene.

Bruer blir fremstilt for å bære på store dynamiske laster over lengre tid, samtidig som tunge trafikklaster har økt. Videre er det kommunen som har ansvaret for bruk og vedlikehold av kommunale veier, også bruene. Kommunen kan utdele disse type oppgavene til ulike entreprenører og byggefirmaer. I flere kommuner blir vedlikehold og inspeksjoner underprioritert grunnet økonomisk budsjettering. Dette kan gi konsekvenser for at flere gamle bruene ikke blir kontrollert på over lengre tid. Det at vi gir glipp på frister for en bru som ikke blir brukt særlig er en annen sak, men de mest trafikkerte bruene må ha et periodisk plan over inspeksjoner for å sikre trafikksikkerheten og for å finne ut levetiden.

I første del av oppgaven blir det gjennomgått relevant teori angående brutyper, ulike laster, inspeksjoner, vurdering av skadene og repareringsteknikker. Deretter spesifiserer oppgaven seg på betong- og stålbru i hver sitt kapittel. I den andre delen av oppgaven brukes programvarene CSiBridge til å analysere en betong bjelkebru og SAP2000 til å designe et stål fagverksbru med hensyn til de ulike grensetilstandene.

Oppgaven konkluderer at for å evaluere forlengelsen på levetiden til en bru, må vi ha en omfattende forståelse av bruens nåværende tilstand og dens skader som den blir utsatt for over tid som utmattelse og korrosjon.

Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet våren 2021 som en avsluttende del av bachelorstudie i byggingeniør utdannelsen innen konstruksjonsteknikk ved Universitetet i Stavanger.

Det har både vært spennende og utfordrende å skrive en bacheloroppgave. Jeg har fått utnyttet den kunnskapen som jeg har lært igjennom de 3 årene på Universitetet i Stavanger. Parallelt har jeg også lært mye nytt som ikke har blitt dekket før i løpet av tidligere kurs. Jeg har oppnådd en del kunnskap innen bruinspeksjon, tilhørende skader og eventuelle tiltak som kan iverksettes. Samtidig som jeg satt meg godt inn i bruens oppførsel ved å bruke de forskjellige programvarene CSiBridge og SAP2000. Til tross for hvor utfordrende oppgaven ble, sitter jeg igjen med en bred forståelse for brukonstruksjon som jeg vil dra til nytte av videre i arbeidslivet.

Jeg vil gjerne takke min veileder, førsteamanuensis Ashish Aeran for motivasjon og veiledning opp igjennom hele oppgaven.

Jeg vil også få takke min familie spesielt min mor, og mine medstudenter for all støtte, og for flotte uforglemmelige opplevelser gjennom hele studieløpet.

Sted: Stavanger

Dato: 15.05.21

Beyza Cinar
.....

Beyza Cinar

Innholdsfortegnelse

SAMMENDRAG	III
FORORD	IV
INNHOLDSFORTEGNELSE	V
FIGURLISTE	VII
TABELLISTE	IX
1. INTRODUKSJON	1
1.1 BAKGRUNN FOR OPPGAVEN	1
1.2 FORMÅL	1
1.3 PROBLEMSTILLING OG AVGRENSNINGER	2
1.4 DISPOSISJON	2
2. BYGGVERKSFORMER, BRUTYPER OG BELASTNINGER	3
2.1 BRUER I NORGE	3
2.2 BYGGVERKSFORMER	4
2.2.1 Brutyper	4
2.3 BELASTNINGER	8
2.3.1 Regelverk og håndbøker	8
2.3.2 Bruklassifisering	8
2.3.3 Materialklasse, materialfasthet og materialfaktor	9
2.3.4 Kontroll av grensetilstander	10
2.3.5 Laster	11
2.3.6 Trafikkbelastninger	13
2.3.7 Naturlaster	16
3. TILSTANDSOVERVÅKNING AV BRUER	18
3.1 BRUTUS	18
3.2 INSPEKSJONER	18
3.2.1 Inspeksjonstyper	19
3.2.2 Planlegging av inspeksjonene	20
3.2.3 Gjennomføring av inspeksjonene	20
3.2.4 Bruinspeksjoner i dag	21
3.3 SKADEVURDERING OG BRU ELEMENTENES STATUS EVALUERING	22
3.3.1 Lokaliseringssystem for skadene	22
3.3.2 Skadens omfang	23
3.3.3 Skadens innvirkning	23
3.3.4 Bedømmelse av skader	24
3.3.5 Skadeutvikling	24
3.4 REPARERINGSTEKNIKKER OG TILTAK	25
3.4.1 Forlengelse av bruens levetid	25
3.4.2 Vedlikehold av ulike komponenter	25
3.4.3 Fornyelse og ombygging	25
3.4.4 Test og materialundersøkelse	26
4. TILSTANDSOVERVÅKNING AV BETONGBRUER	29
4.1 ULIKE SKADER I BETONG	29
4.1.1 Riss og sprekk i betong	29
4.1.2 Avskalling	32
4.1.3 Kalkutvasking	33
4.1.4 Støpesår	33

4.1.5	Korrosjon i armeringen.....	33
4.1.6	Andre årsaker som skaper skader i betong	34
4.2	KONTROLLMETODER FOR BETONGBRUER	35
5.	TILSTANDSOVERVÅKNING AV STÅLBRUER.....	36
5.1	ULIKE SKADER I STÅL	36
5.1.1	Korrosjon	36
5.1.2	Utmattelsessprekk.....	37
5.1.3	Deformasjon forårsaket av overbelastning	37
5.1.4	Overdreven temperaturskade	38
5.1.5	Skade på overflatebehandling	38
5.2	KONTROLLMETODER FOR STÅLBRUER	39
5.3	TYPER OG ÅRSAKER TIL SKADER PÅ STEINBRUER.....	40
5.3.1	Kontrollmetoder for steinbruer	40
6.	CASESTUDIE 1: ANALYSE AV BETONG BJELKEBRU I CSIBRIDGE.....	41
6.1	CSIBRIDGE	41
6.2	BESKRIVELSE AV BRUEN	41
6.2.1	Analyse.....	42
6.2.2	Tilnærming med håndberegning	43
6.2.3	Sammenligning av håndberegning og numerisk tilnærming	45
7.	CASESTUDIE 2: DESIGN AV STÅL FAGVERKSBRU I SAP2000.....	46
7.1	SAP2000	46
7.2	STRUKTUR DESIGN AV BRUEN	47
7.2.1	De permanente lastene på bruene.....	48
7.2.2	Trafikkbelastningene på bruene.....	49
7.2.3	Vindkrefter på bruene	53
7.3	GRENSETILSTANDER	54
7.3.1	Designsjekk for bruddgrensetilstand (ULS)	54
7.3.2	Lastkombinasjoner	55
7.3.3	Analyse	56
7.3.4	Design av fagverksmedlemmene.....	61
7.3.5	Designsjekk for bruksgrensetilstand (SLS).....	65
7.3.6	Designsjekk for utmattelsesgrensetilstand (FLS)	67
7.3.7	Designsjekk for ulykkesgrensetilstand (ALS)	71
8.	DISKUSJON.....	77
8.1	HVILKE FAKTORER PÅVIRKER BRUENES LEVETID?	77
8.1.1	Sprekk.....	77
8.1.2	Korrosjon	77
8.1.3	Utmattning og slitasje	78
8.2	REHABILITERING.....	78
8.3	HVORDAN SKAL LEVETIDEN PÅ BRUER VURDERES?	78
9.	KONKLUSJON	79
10.	REFERANSER.....	81

Figurliste

Figur 1: Totalt bru areal bygget etter 1920-tallet [2]	3
Figur 2: Amarube jernbanebru. Hyogo, Japan [4]	4
Figur 3: Rørledningsbru [4]	4
Figur 4: Chaotianmen bru over Yangtze elven. Chongqing, Kina [4]	5
Figur 5: Queen Elizabeth II bru (stål sammenhengende bjelkebru). Belfast, Nord Irland [4] ..	5
Figur 6: Ponte 25 de Abril bru. Lisboa, Portugal [4]	6
Figur 7: Tsuneyoshi Ohashi bru. Osaka, Japan [4]	6
Figur 8: Warren-type fagverksbru [4]	7
Figur 9: Tokyo Gate bru. Tokyo, Japan [4]	7
Figur 10: Tre eller flere kjørefelt for kjøretøy [6]	14
Figur 11: Føringsavstand for kjøretøy [6]	14
Figur 12: Terrengkategorier med følgende terrengfaktorer [10]	17
Figur 13: Plan over hvordan bruinspeksjon praktiseres [11]	20
Figur 14: Norgeskart over ikke inspiserte bruer i 2017 [23]	21
Figur 15: Elementinndeling for en bjelkebru [11]	22
Figur 16: 4B= Alvorlig skade, truer bruens bæreevne. Bør repareres innen ½ år [13]	23
Figur 17: 3V= Skade som har innvirkning på trafikksikkerheten. Den kan utvikle seg til at reparasjonen blir mer kostbar, og kompleks om den ikke renoveres innen 1-3 år [13]	23
Figur 18: Diagrammet forestiller hvordan de forskjellige skadene utvikler seg [11]	24
Figur 19: Kontroll av nagler. Håndbok V441 [2]	26
Figur 20: Betongstøv bores ut av konstruksjonen for analyse av kloridinnhold (Rapid Chloride Test). Håndbok V441 [2]	27
Figur 21: Utstyr som følger med for analysen RCT. Håndbok V441 [2]	27
Figur 22: T-banebru kollaps i Mexico City, Mexico [32]	28
Figur 23: Armeringskorrosjon [15]	29
Figur 24: Rissmønster i en betongvegg [15]	30
Figur 25: Grov sprekk på en landkarfront [15]	30
Figur 26: Måling av rissvidder i betong [2]	30
Figur 27: Bøyesprekk i en betongbjelke [13]	31
Figur 28: Skjærsprekk i en betongbjelke [13]	31
Figur 29: Svinnsprekker [17]	32
Figur 30: Varmesprekker [17]	32
Figur 31: Avskalling på et betongrekkverk [15]	32
Figur 32: Kalkutvasking (lime leaching) [31]	33
Figur 33: Støpesår i dekkekant [13]	33
Figur 34: Korrosjon i armeringen [15]	34
Figur 35: Forvitring [15]	34
Figur 36: Korrosjon på stålmuttere i et nytt rekkverk [15]	36
Figur 37: De forskjellige typene for punktkorrosjon (pitting) [19]	37
Figur 38: Sprekk i en stålbjelke [15]	37
Figur 39: Sprekk i vinkel med naglen [13]	37
Figur 40: Slitasje og gnissing i stålelement [15]	38
Figur 41: Skade på overflatebehandling, avflaking over 50% [15]	38
Figur 42: Utglidning i ytterkant av en steinbru [15]	40

Figur 43: En illustrasjon på dekkseksjonen	41
Figur 44: CSiBridge modellen	42
Figur 45: Moment diagram for venstre utvendig bjelke	42
Figur 46: Moment diagram for innvendig bjelke 1	43
Figur 47: Spennet og støttene mellom bjelkene.....	43
Figur 48: Påvirkningsområdet over innvendig bjelke 1	43
Figur 49: SAP2000 modell	46
Figur 50: Omriss av bruen: Blå linjer indikerer fagverkselementene, oransje linjer representerer bjelkene, gule linjer viser åsene (purlins) og rødt område viser betong dekket.	47
Figur 51: Bru modellen sett fra siden	47
Figur 52: Sett ovenfra viser de lyseblå linjene de øverste akkordene som er en del av bindingsverket, og de er dermed koblet til hovedakkordene (blå linjer).	48
Figur 53: Seksjons kutt av dekket (enhetene er i cm).....	48
Figur 54: Belastning av veien og gangveien i SAP2000 (enhetene er i kN/m^2 i -z retning).	49
Figur 55: Antall og bredder på de forskjellige teoretiske banene [8]	49
Figur 56: UDL for lastmodell 1 (enhetene er i kN/m^2 i -z retning).....	50
Figur 57: Demonstrasjon av lastmodell 2 [29]	50
Figur 58: Plasseringen av de to spesielle kjøretøy belastnings scenariene	51
Figur 59: Lastmodell 4 på gangveier (enheter i kN/m^2 i -z retning)	51
Figur 60: Lastmodell 4 på vei (enheter i kN/m^2 i -z retning)	51
Figur 61: Kalkulasjon for ruhetsfaktor og formel for basis vindhastighet [10].....	53
Figur 62: Deformert form av bruen (under STRa gr1a lastkombinasjon). Maksimal avbøyning er -0,039 m (3,9 cm nedover).....	56
Figur 63: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 1	56
Figur 64: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 2.....	57
Figur 65: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 4.....	57
Figur 66: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 5.....	58
Figur 67: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 6.....	58
Figur 68: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 8.....	59
Figur 69: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 11	59
Figur 70: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 14.....	60
Figur 71: Dimensjoner på TUBE 400x400x40 medlem [27]	61
Figur 72: Betegnelse på seksjonsegenskapene for IPE600 bjelke [27]	62
Figur 73: Deformert bru form; maksimal avbøyning er -0,039 m (3,9 cm nedover)	66
Figur 74: Kjøretøyer i utmattelsesbelastnings modell 4 [29].....	67
Figur 75: Stressområde i kategori 80 [29]	67
Figur 76: Trafikkategorier [29].....	68
Figur 77: Påvirkningslinje for midtspenn bøyemoment	68
Figur 78: Representerer ulykkescenariet for en lastebil	72
Figur 79: Ekvivalente statistiske ulykkesbelastninger [28]	72
Figur 80: Distribuerte permanente belastning på åsene	73
Figur 81: Skjærbelastning på hovedbjelkene	73
Figur 82: Lastene på fagverket	74
Figur 83: Utilstet handling på medlemmet	74
Figur 84: Dimensjoner på rør 400x400x40 medlem [27]	75

Tabelliste

Tabell 1: Betongens fasthetsklasser [6]	9
Tabell 2: Armeringsståls fasthetsklasser [6]	9
Tabell 3: Materialfaktorer (γ_m) [6]	10
Tabell 4: Bruddgrensekombinasjon, ULS [6]	10
Tabell 5: Lastfaktorer for ULS, kombinasjon a og b [6]	11
Tabell 6: Bruksgrensekombinasjon, SLS [6]	11
Tabell 7: Lastfaktorer for SLS, kombinasjon a og b [6]	11
Tabell 8: Egenlast av materialene [6]	12
Tabell 9: Bruksklasser [6]	13
Tabell 10: Trafikklaster for bruksklassene [6]	15
Tabell 11: Bremselaster [6]	15
Tabell 12: Størrelsestabell for riss og sprekker [11]	31
Tabell 13: Avvikstabell fra CSiBridge resultater og håndkalkulasjon	45
Tabell 14: Design verdier for kombinasjonene [7]	54
Tabell 15: Anbefalte verdier for ψ_1 faktorer for bruer [7]	55
Tabell 16: Tverrsnitt og material egenskaper for IPE600, S355 bjelke [27]	63
Tabell 17: Design verdier for kombinasjoner til SLS [7]	66
Tabell 18: Ψ – faktor verdier som er anbefalt for veibruer [7]	66
Tabell 19: Midtpenn moment for hvert kjøretøy	69
Tabell 20: Antall sykluser i løpet av designlivet	69
Tabell 21: Beregning av utmattelsesskader	70

1. Introduksjon

Bruer er byggverkstyper som har vært der siden oldtiden. Det er en av de viktigste ingeniørverkene som hjelper oss daglig; knytter oss mennesker sammen, øker effektiviteten for handel og transport. Helt siden gamle dager har bruer hjulpet oss mennesker med å krysse tvers over hav områder, sjøer, elver og ikke minst kontinenter [1]. Nærmere vår tid har det vært viktig å ha faste vegnetter for spredere bosetting, og spesielt for næringslivet distribusjon over hele landet. Enklere sagt er bruer byggverksformer som sikrer kontinuitet i transport ved å overvinne de geografiske og menneskelige barrierene.

I dette kapittelet introduseres hvordan oppgaven er oppbygget. Det blir redegjort for oppgavens bakgrunn og formål. Deretter sees det på problemstillingen og avgrensningene knyttet rundt temaet, og hvordan strukturen er disponert.

1.1 Bakgrunn for oppgaven

I løpet av mine tre år på byggingeniør studie innen konstruksjonsteknikk har vi gått gjennom mange lærerike fagfelt, herunder stål, betong og konstruksjonsfag. Dermed har dette opparbeidet et veldig sterkt ønske om å fordype meg i et tema som brukonstruksjon. Bakgrunnen for denne interessen valgte utgangspunktet til at jeg kom frem til temaet for bacheloroppgaven. Fagfeltet bruteknikk er en viktig gren av konstruksjonsteknikk, der det arbeides med planlegging, design, beregning og analyse av bruene.

1.2 Formål

Denne oppgaven har som formål å gjøre en tilstandsovervåkning av bruer, hvordan de kan bli forbedret ved hjelp av inspeksjoner, sammen med eventuelle vurderinger og hvilke typer reparasjonsteknikker det kan iverksettes. Hensikten med tilstandsovervåkning er for å sikre befolkningens bruk av bruene, deriblant at det blir utført nokså mange inspeksjoner gjennom bruens levetid. Det er nødvendig for samfunnet å kontrollere og inspisere eldre bruer, og dermed igangsette tiltak for å øke kapasiteten. Jeg håper ved hjelp av denne oppgaven kan dere lesere få et praktisk innblikk om hvordan bruinspeksjon fungerer og hvordan de offentlige sikrer etatens formål og drift.

1.3 Problemstilling og avgrensninger

Denne bacheloroppgaven søker svar på hvordan dagens bruer blir tilstandsovervåket, og følgende problemstilling blir fremstilt:

«Tilstandsovervåking av bruer: inspeksjon, vurdering og reparasjonsteknikker»

For at oppgaven skal kunne gå nok grundig i sine gjeldende områder ble det gjort noen avgrensninger, som blant annet er følgende:

- Trebruer er utelatt
- Kostnadsestimering er utelatt

1.4 Disposisjon

Oppgaven er satt sammen av i utgangspunktet 4 deler. Den første delen går inn på aktuell teori som frambringer hovedpoenget for problemstillingen. Det blir forklart om inspeksjoner, eventuelle skader og repareringsteknikker uavhengig av brutype. Deretter følges det videre med kapitler som går spesifikt inn på betong- og stålbruer.

Den andre delen består av å modellere en betong bjelkebru ved å tegne den på CSiBridge og sammenligne svaret med håndberegningene.

Den tredje delen består av å designe et stål fagverksbru på SAP2000, og analysere svaret med hensyn til de ulike grensetilstandene ved å bruke Norsk Standard.

Den fjerde og endelige delen er diskusjon og konklusjon av oppgavens problemstilling, sammen med hva som kan bli gjort for videre studie i emnet.

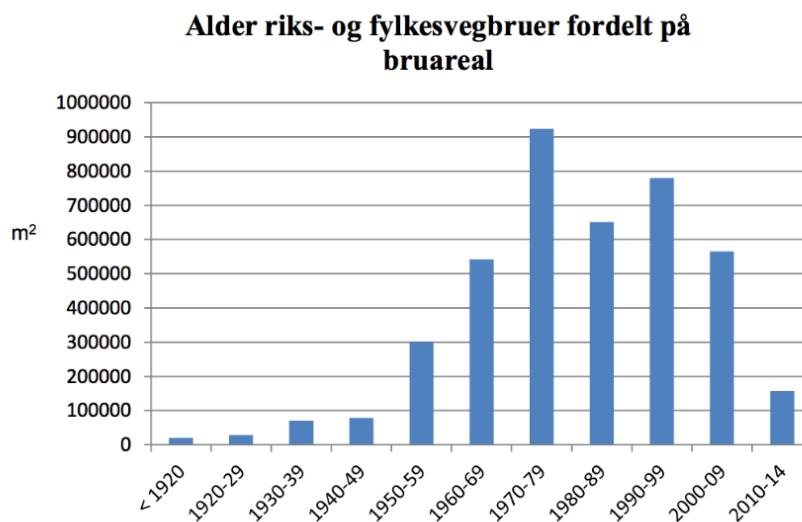
2. Byggverksformer, brutyper og belastninger

Norges unike natur med fjorder og fjell stiller krav til oppfinnsomhet når det vedrører brubygging. I løpet av historien har det blitt bygget flere forskjellige type bruer. Det er veldig omfattende å bevise når mennesker satte i gang med å bygge bruer, men en veldig stor sannsynlighet er at den første bruene var et tre som falt over en bekk [1].

De eldste bruene var smale, korte og tynne, men de var godt nok for da tidens transport midler til å passere. Dem ble laget av det som var lettest tilgjengelig i det natur området, som oftest var det av stein- og tre materialer [1]. Ettersom tiden har utviklet seg har menneskers forkunnskaper om bruer også utviklet. Materialbruken har delvis endret seg i løpet av tidsperioden bruene har vært igjennom. I dag bruker vi armert betong sammen med stålelementer for å få solide bruer over lengre spenn.

2.1 Bruer i Norge

I etterkrigstiden kom bilen for alvor inn i Norge og omorganiserte transportveiene fra hav til land. Dermed fortsatte etterspørselen etter flere og lengre bru forbindelser å vokse frem. Dette fremskynde bru byggingen på 1950-tallet og nådde sin første topp på 1970-tallet. I dag er det 17 200 motorveibruer på nasjonal og fylkesnivå med en total lengde på 450 kilometer og en gjennomsnittlig lengde på 26 meter. Det er 842 motorveibruer i Norge med en lengde på mer enn 100 meter. Figur 1 viser det totale bru arealet for nasjonale- og fylkesveibruer konstruert i tiåret etter 1920-tallet [2].



Figur 1: Totalt bru areal bygget etter 1920-tallet [2]

2.2 Byggverksformer

Byggverksformene er avhengig av deres geografiske- og klimatiskeforhold, økonomisk kraft og bruk. Bruer kan kategoriseres etter forskjellige type byggverksformer, noe som beskriver oss hva den er designet for å bære og hvordan den ser estetisk ut. Dette kan som for eksempel være bru for fotgjengere, veitrafikk, jernbane, rørledning, akvedukt osv. [4].



Figur 2: Amarube jernbanebru. Hyogo, Japan [4]



Figur 3: Rørledningsbru [4]

2.2.1 Brutyper

Selv om bruer kan deles inn etter forskjellige metoder som material, bæresystem, bruksområde, er det fortsatt den vanligste metoden å klassifisere bruene etter den strukturelle formen. Dette er vesentlig siden formen på strukturen er den viktigste faktoren som har den største innvirkningen i bruens levetid, inkludert design, konstruksjon, reparasjon og vedlikehold [4]. Under gis det et par eksempler på de forskjellige brutypene.

Brutyper [4]:

- Buebru
- Bjelkebru
- Hengebru
- Skråstagsbru
- Fagverksbru
- Annen byggverkstype, flytebru

2.2.1.1 Buebru

Dersom bruene har et lastbærende system av bue, kalles dem for buebru. Buebruer er dannet som en konveks buet bøyning for å fastholde de vertikale lastene. Den fungerer ved at vekten og andre belastninger overføres delvis til en horisontal skyvekraft som er belagt av støttene på hver sin side. Ytterligere skal også buen motstå bøyemomenter, skjærkrefter og trykkrefter i aksial retning. Siden disse buede formene ikke er egnet for veitrafikk, brukes de vanligvis med flate dekk som kan sitte, eller henges under [4]. Den største buebruen i verden i dag er Chaotianmen bruene i Chongqing i Kina, der spennlengden ligger på 552m [4].



Figur 4: Chaotianmen bru over Yangtze elven. Chongqing, Kina [4]

2.2.1.2 Bjelkebru

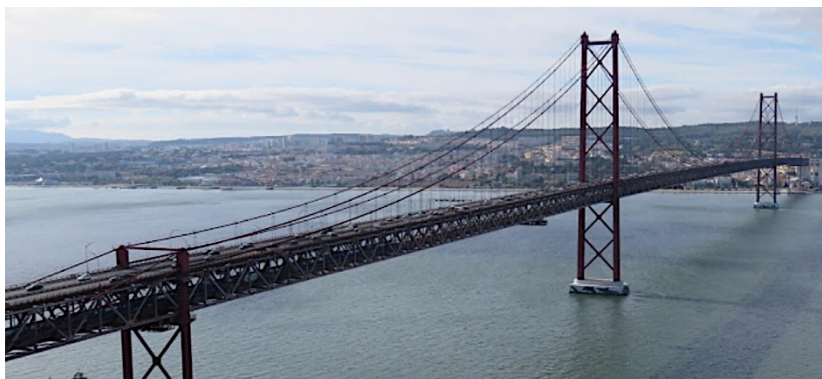
Bjelkebruer er en av de vanligste, rimeligste og enkleste type bruene som brukes i verden omkring i dag. Bruene har en bjelke som sitter på pilarene, der vekten og all trafikkpåkørsel støttes direkte av dem. Vekten av bjelken og andre type laster motvirkes av selve bjelken inkludert skjærkraft og bøyemoment. Det oppstår trykk i den øvre delen når vekten beveger seg nedover. Dermed forårsaker denne trykken til strekk i den nedre delen av dekket [4]. Vi skal gå nærmere inn på bjelkebru videre i kapittel 6.



Figur 5: Queen Elizabeth II bru (stål sammenhengende bjelkebru). Belfast, Nord Irland [4]

2.2.1.3 Hengebru

En hengebru er en slags kontinuerlig bjelke som er opphengt av hengekabler. Disse hengekablene overfører lasten til hovedkablene, og viderefører til tårn så til forankringene som holder dem. Forankringsoppgaven er å strekke hovedkabelen med høy spenning og koble den til bakken. Hovedkablene blir utspent mellom tårnene, og etterpå blir de loddrette kablene straks koblet fra hovedkabelen til ned på dekket eller til forankringene. Tverrsnittet for hovedkabelen er veldig egnet for å bære på laster, og gir oss derfor bruer med lengre spenn. Samtidig som disse type bruene spiller på det estetiske utseendet er det en fordel i forhold til andre type bruer [4].



Figur 6: Ponte 25 de Abril bru. Lisboa, Portugal [4]

2.2.1.4 Skråstagsbru

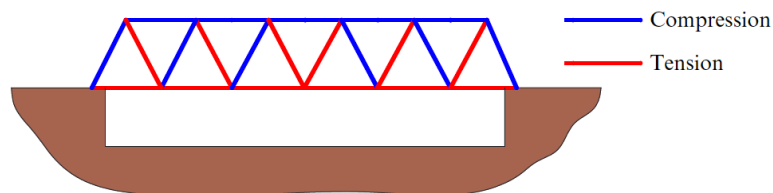
Skråstagsbruer er konstruert av et eller flere tårner med kjettinger som støtter brudekket. Når strekkablene blir utsatt for strekk belastning, vil bruene også bli utsatt for trykk belastning. Skråstagsbruen har en spennvidde på omtrentlig fra 150 til 600 m [4], som vil si at den har lengre spenningskapasitet i forhold til fagverksbruer og buebruer, men kortere i forhold til hengebruer. I dette området er skråstagsbruerne veldig økonomisk og har et elegant utseende på grunn av den relativt lille bjelke bredden. Samtidig som den har vist seg å være svært konkurransedyktig mot andre brutyper [4].



Figur 7: Tsuneyoshi Ohashi bru. Osaka, Japan [4]

2.2.1.5 Fagverksbru

En fagverksbru er satt sammen av ett eller flere bjelkesystemer (horisontale støtteelementer støttet i begge ender). Sammenlignet med en buebru med samme belastning og spenn, er den indre kraften som genereres i bjelken mye større i fagverksbru. Denne kraften blir fremkalt grunnet bjelken som prøver å bøye seg, der trykk oppstår i den øvre delen, mens strekk oppstår i den nedre delen av seksjonen [4]. For enklere beregninger antas fagverket som en festet forbindelse mellom fagverksmedlemmene. Derfor vil medlemmer som akkorder og vertikaler vise sin funksjon i bare spenning eller komprimering. For moderne fagverksbruer brukes det koblings plateforbindelser, da skal bøyemomenter og skjærkrefter vurderes og evalueres for å finne ut den virkelige ytelsen [4]. Typisk aksial krefter i en warren-type fagverk under dødvekt er vist i figur 8. Videre i denne oppgaven skal vi i kapittel 7 designe en warren-type-fagverksbru.



Figur 8: Warren-type fagverksbru [4]



Figur 9: Tokyo Gate bru. Tokyo, Japan [4]

2.2.1.6 Valg av brutype

Hvilken type bru er det som skal velges er avhengig av mange ulike spørsmål som gir et fortellende svar. Resultater fra geologisk-, topografisk-, seismikkundersøkelser samt kostnad, miljøpåvirkning og estetikk spiller en stor rolle. Dermed er maksimal spennlengde et viktig punkt å være klar over siden hver brutype har sitt eget anvendelsesområde. Tilgjengeligheten på materialene, og hvilken type konstruksjonsmateriale det skal brukes må det også tas hensyn til [4].

2.3 Belastninger

Brukonstruksjoner er satt sammen av ulike elementer som er festet til hverandre. Hver av elementene som utgjør konstruksjonen (pilar, dekk, bjelke osv.) må være i statisk likevekt under påvirkning av ytre belastninger, inkludert sin egen vekt. Det er veldig viktig å beregne belastningene så nær virkeligheten så mulig i løpet av bruens levetid. Hvis ikke kan mangelfull eller feil beregning av belastninger føre til svikt i konstruksjonen. På den annen side, hvis belastningene på strukturen blir estimert mer enn de virkelige lastene, vil det føre til en unødvendig, tung og kostbar konstruksjon.

2.3.1 Regelverk og håndbøker

Norske bruer må overholde «vegloven» vedtatt av samferdselsdepartementet. Statens vegvesen har utgitt håndbøker for bruk av sine forskrifter. Disse håndbøkene er regelverk som er publisert for drift og vedlikehold av konstruksjoner forvaltet av Statens vegvesen, og er delt i to nivåer [5]:

- Nivå 1 – Inkluderer forskrifter, manualer og retningslinjer autorisert av høyere myndigheter eller Statens vegvesen.
- Nivå 2 – Inkluderer retningslinjer, lærebøker og veidata som er godkjent av Statens vegvesen.

Manualen er et supplement til Norsk Standard, og må følges med mindre annet er oppgitt. Dermed er det som står på nivå 1 utformet etter krav, mens innholdet på nivå 2 er retningslinjer og anbefalinger [5].

2.3.2 Bruklassifisering

Bruklassifisering referer til å bestemme den maksimalt tillate trafikkbelastningen for bruer basert på belastninger, registrert materialstyrke og material koeffisient. Kravene til bruklassifisering inkluderer følgende to manualer [6]:

- Bruklassifisering: Trafikkklaster. Manual R412, nivå 1. Denne håndboken hjelper til med å beregne maksimal lasten som kan påføres av trafikk.
- Bruklassifisering: Lastforskrifter. Manual 239, nivå 2. Denne håndboken gir informasjon om historiske belastninger sammen med standardtegninger bearbeidet av Statens vegvesen.

2.3.3 Materialklasse, materialfasthet og materialfaktor

I Håndbok R412 påpekes det hvilke materialklasser og materialfaktorer som skal brukes.

Materialklasser for betong:

Tabell 1: Betongens fasthetsklasser [6]

Byggverksår	NS 427 (av 1939)	NS 427A (av 1962)		NS 3473 (av 1973 og senere)	
	Betongkvalitet	Betong -kvalitet	σ_c ($\frac{kg}{cm^2}$)	Fasthets -klasse	f_{cn} ($\frac{N}{mm^2}$)
Før 1920	C-betong	B200	40	C15	11,2
1920-1945	B-betong	B250	45	C20	14,0
Etter 1945	A-betong	B300	55	C25	16,8
		B350	60	C30	19,6
		B400	70	C35	22,4
		B450	80	C40	25,2
				C45	28,0

Dimensjonerende materialfasthet for betong kan finnes ut ved følgende ligning: $f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_m}$

Bruer som er bygget etter 1945 skal det ikke brukes høyere fasthetsklasse enn C25, med mindre annet er angitt på tegningene.

Materialklasser for armeringsstål:

Tabell 2: Armeringsståls fasthetsklasser [6]

Lastklasse	Armeringstype	Armeringskvalitet	Diameter (mm)	Strekfasthet f_{sk} ($\frac{N}{mm^2}$)
Før 1958	Glatstål	St.37	8-32	230
Fra og med 1958	Kamstål	Ks 40 og Ks 40 S	8-20	400
			25-32	380
		Ks 50 og Ks 50 S	8-16	500
			20-32	480
		Ks 60 og Ks 60 S	8-16	600
		K 400 S og K400 TS	8-32	400
K500 S og K500 TS	8-32	500		
		K500 TE	8-32	500

Det brukes kamstål for bruer som er konstruert i samsvar med lastvurderingen fra 1958, før det har det blitt brukt glattstål. Dimensjonerende materialfasthet kan finnes ut ved følgende

ligning: $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_m}$

Materialfaktor (γ_m), for betong og armeringsstål:

Tabell 3: Materialfaktorer (γ_m) [6]

Materiale	Materialfaktorene (γ_m)		
	Bruddgrensetilstand (ULS)	Bruksgrensetilstand (SLS)	Ulykkes- og utmattings- grensetilstand (ALS, FLS)
Armert betong	1,40	1,0	1,20
Armering før 1920	1,50	1,0	1,32
Armering etter 1920	1,25	1,0	1,10

2.3.4 Kontroll av grensetilstander

Ved bruk av brukklassifisering skal følgende kontroller være påkrevd [7]:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand

Det er påkrevd å kontrollere for bruddgrensetilstanden under klassifisering av bruene. De andre grensetilstandene kan kontrolleres i det området som det anses relevant [6].

2.3.4.1 Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden og bruksgrensetilstand

Under er det gitt to forskjellige lastkombinasjoner for å sjekke bruens bruddgrensetilstand ifølge Håndbok R412 av Statens vegvesen. Begge settene a og b med lastkombinasjoner skal kontrolleres sammen med lastfaktorene vist i tabellen.

Lastfaktorer for bruddgrense (ULS) lastkombinasjon:

Tabell 4: Bruddgrensekombinasjon, ULS [6]

Lastkombinasjon	Permanente laster	Deformasjonslaster	Variable laster
a	1,15	1,0	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,10	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \Sigma Q_n$

Den mest ugunstige kombinasjonen av a og b er lagt til grunn for dimensjoneringsjekk. Hvis det er ugunstig, settes lastfaktoren for den permanente lasten lik 1,0

Tabell 5: Lastfaktorer for ULS, kombinasjon a og b [6]

	γ_1	γ_2
Brukslaster	1,4	1,2
Spesialtransporter	1,2	1,1
Mobilkraner	1,15	1,05
Temperaturlast	1,0	0,8
Andre variable laster	1,6	1,3
Engangstransporter	1,1	-

Q_1 = karakterisk verdi for den variable lasten

Q_n = karakteristisk verdi for de andre variable lastene

Lastfaktorer for bruksgrense (SLS) lastkombinasjon:

Tabell 6: Bruksgrensekombinasjon, SLS [6]

Lastkombinasjon	Permanente laster	Deformasjonslaster	Variable laster
a	1,0	1,0	$Q_1 + 0,7 \cdot \Sigma Q_n$
b	1,0	1,0	$\Psi_1 \cdot Q_1 + \Psi_1 \cdot 0,7 \cdot \Sigma Q_n$

Tabell 7: Lastfaktorer for SLS, kombinasjon a og b [6]

Ψ_1	0,5	Trafikklast
	0,5	Naturlast
	1,0	Ballast

I tillegg påpekte Håndbok R412 at kombinasjon a brukes til å kontrollere forskyvning av skjøter, mens kombinasjon b brukes til å kontrollere typiske deformasjon av sprekker.

2.3.5 Laster

Bruer dimensjoneres etter sine bruksområder, derfor er det veldig viktig å utregne med hvilke laster som skal være med å prege dem. De forskjellige lastene kan segmenteres i 4 forskjellige grupper ifølge Statens vegvesens Håndbok 185.

2.3.5.1 Permanente, døde laster:

Vekten av alle permanente deler av strukturen regnes som egenvekt. Vekten til en hvilken som helst konstruksjon eller element varierer i henhold til dimensjonene og materialtypen den er konstruert av. Permanentlast regnes som følgende [5]:

- Strukturverkt (egenlast)
- Vekt av permanent ballast og utstyr som ikke kan fjernes
- Eksternt vanntrykk beregnet fra gjennomsnittlig vannstand eller gjennomsnittlig grunnvannsnivå.
- Jordtrykk, tyngde av jorda eller andre type fyllmasser.

Egenlast av de forskjellige hovedmaterialene er gitt i tabellen under:

Tabell 8: Egenlast av materialene [6]

Materialtype	Egenvekt
Stål	$77 \frac{kN}{m^3}$
Betong	$25 \frac{kN}{m^3}$
Tre	$8 \frac{kN}{m^3}$

2.3.5.2 Variable, levende laster:

Belastninger som ikke blir liggende på strukturen, og som ikke er i bruk over lang tid, kalles variable eller levende belastninger. Bevegelige laster er laster som holder seg fast når dem berører, men som noen ganger kan bevege seg. Last fra variabel eller levende påvirkning er belastning som endres over tid og inkluderer [5]:

- Trafikkbelastninger
- Påvirkninger og fortøyningslaster av ferjen
- Naturlige belastninger
- Andre variable laster: ballast og utstyr som kan fjernes eller laster påført i konstruksjonen i midlertidige faser

2.3.5.3 Deformasjonslaster:

Belastninger relatert til påført deformasjon eller egenskapene til byggematerialet (strekk, kryp, forhold og andre deformasjoner på grunn av produksjons- eller konstruksjonsmetoder). Deformasjonsbelastning er vanligvis relatert til tid, så karakteristisk belastning defineres vanligvis som den maksimale forventede belastningen i den aktuelle perioden [5].

2.3.5.4 Ulykkeslaster

Ulykkes belastning er belastning som strukturen kan oppleve på grunn av feil drift, ulykke eller en uvanlig hendelse som for eksempel [5]:

- Påkjøring og ulykke fra skip-, kjøretøy- eller jernbanetraffikk
- Belastning fra fallende gjenstander
- Eksplosjon og brann
- Last på grunn av skred

2.3.6 Trafikkbelastninger

Trafikkbelastning er en av de viktigste brukslastene bruene må sjekkes for. Det inkluderer lett belastning som fotgjengere, men også tyngre belastning i horisontal og vertikal retning for kjøretøy [8]. Hovedprinsippet er å tilby en bruksklasse som gjenspeiler bruksbelastning for bruene, og for at den kan betjenes uten begrensninger.

2.3.6.1 Vertikale laster

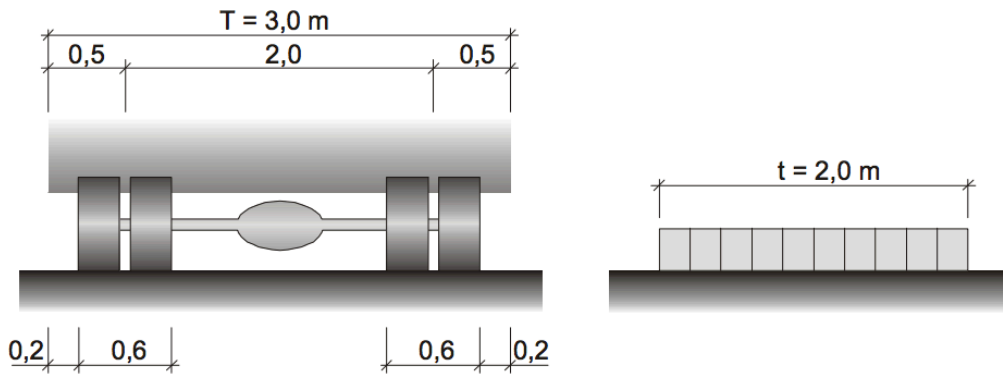
Håndbok R412 gir grunnlag for vertikale belastninger i forskjellige brukskategorier. Forkortelsen Bk står for bruksklasse og skrives sammen med et tall, der tallet skal vise tillatt last per aksling. Den sterkeste gruppen er Bk10, deretter deles brukskategoriene etter å få svakere bærende kapasitet. Dermed skal lasten velges ut ifra avstanden mellom akselkombinasjonen og totalvekten. For hver klasse er det satt inn et nivå for å ha evnen til å tåle hjullast H, aksellast A og totalvekt V [6].

Den mest ugunstige lastklassen må brukes. For bru med korte spenn brukes hjulbelastning, aksellast, og boggilast, mens for bru med lengre spenn brukes det vogntoglast. Dersom bruene ikke faller i noen av gruppene skal maksimal totalvekt og maksimal aksellast brukes for å sette frem bruens kapasitet [6]. Følgende tabell med bruksklasser brukes for bruer:

Tabell 9: Bruksklasser [6]

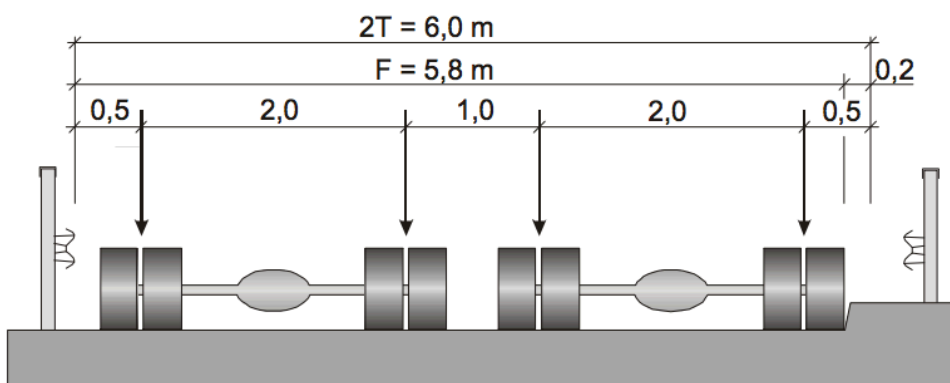
Aksel/akselkombinasjon	Akselavstand i m	Tonn			
		Bk10	BkT10	Bk8	Bk6
Aksellast (frirullende hjul)		10	8	8	6
Aksellast drivaksel		11,5	8	8	6
Last fra to aksler	1,30 – 1,79 (boggi)	18	14	12	9
	1,20 – 1,29 (boggi)	16	12	12	9
	0,80 – 1,19	15	11,5	11,5	8,5
	Under 0,80	10	8	8	6
Trippelboggi	1,30 – 1,80	24	19	16	12
	1,00 – 1,29	22	18	16	12
	Under 1,00	16	12	12	9

Figuren under viser et eksempel på en lastposisjon en bru blir utsatt for. Hjulbelastningen skal legges til på bruene som en fordelt last, der den skal være 0,2m på en overflate x 0,6m bred i kjøreretning. Aksellasten anrettes på bruene som en lineær belastning med en bredde på 2,0m [6].



Figur 10: Tre eller flere kjørefelt for kjøretøy [6]

Det er ulike reglementer for last posisjonering i bruer. Dersom bruene har tre eller flere kjørefelt kan det bare lastes brukslast på to av kjørefeltene. De resterende kjørefeltene skal være belastet med en lett belastning på 6kN/m i kjøreretning fordelt på 2,0m. Dersom to tunge kjøretøy og ett lett kjøretøy skal kjøre ved side, må det beregnes at føre avstanden er fra 7,8m til 8m. Denne avstanden blir fra 5,6m til 6,0m for to tunge kjøretøy. Derifra blir det fra 8m til 4,8m for et tungt kjøretøy og ett lett kjøretøy. Illustrasjonen under viser et eksempel på et kjøretøy som krysser bruene med dekkene nær kanten. I dette tilfelle velges føringsavstanden lik 5,8m [6].



Figur 11: Føringsavstand for kjøretøy [6]

Tabellen under angir trafikklastene for de forskjellige bruksklassene:

Tabell 10: Trafikklaster for bruksklassene [6]

Lasttype	Lastkonfigurasjon (*) H_{kN}	Bruksklasser				
			Bk10	BkT8	Bk8	Bk6
Hjullast		H	80	56	56	42
Aksellast		A	160	112	112	84
Boggilast		A ₁	65	40	40	30
		A ₂	160	112	112	84
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Trippelboggilast		A ₁	70	60	50	40
		A ₂	140	84	84	56
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Kjøretøylast		A	40	32	32	24
		V	300	280	220	180
Vogntoglast		A	40	32	32	24
		V	500	400	320	280
		p	6	6	6	6

2.3.6.2 Horisontale laster

De horisontale lastene er bremselast og sidelast, men disse kan ikke opptre uten de tilhørende vertikale laster. Bremselast er bilens bremse- og akselerasjonseffekt som virker på kjørefeltet parallelt med trafikken. Sidelast forekommer ved asymmetrisk bremsing og er 25 % av bremselasten [6]. Dermed er verdien for bremselast gitt på tabellen under:

Tabell 11: Bremselaster [6]

Brulengde (L)	Bremselast (kN)			
	Bk 10	Bk T8	Bk 8	Bk 6
= 10m (B_1)	150	120	100	90
= 40m (B_2)	300	240	190	170

For bru som har lengde imellom 10m og 40m bestemmes B ved lineær interpolasjon.

2.3.7 Naturlaster

Naturlaster er belastninger forårsaket av stedsklimaet og andre naturlige forhold [9]:

- Snø- og islast
- Vindlast
- Jordskjelv- og skredslast
- Bølger og strøm, variabelt vanntrykk
- Termiske innvirkninger

2.3.7.1 Snølast

Snø belastningen anses ikke å forekomme samtidig med trafikkbelastningen på veibruer, ferjekaier eller gang- og sykkelbruer. Hvis konstruksjonen kan brukes som lagringsplass for snø, eller at snøen ikke fjernes vekk, må belastningen vurderes separat [9].

2.3.7.2 Vindlast

Trykket som genereres av vind og som treffer en flat overflate, avhenger av vindhastigheten, innfallsvinkelen og strukturens geometri. Vindlasten på brustrukturen bestemmes i henhold til følgende vindlastkategorier [9]:

Klasse 1 vindbelastning: brustrukturer som ikke påvirkes av vinddynamiske belastninger.

Vindlast klasse 1 er inkludert i alle bruer med maksimal naturlig svingetid $< 2s$.

Klasse 2 vindbelastning: brustrukturer med dynamisk vindbelastning som ikke kan ignoreres.

- Maksimal naturlig svingeperiode er $\geq 2s$, og spennvidden er $< 300m$.
- Maksimal naturlig svingeperiode $< 2s$, og spennvidden er $\geq 300m$.

Klasse 3 vindbelastning: bruksstrukturer med betydelige vinddynamiske belastningseffekter.

- Maksimal naturlig svingningsperiode er $\geq 2s$.
- Spennvidden er $\geq 300m$.

Spesialdesignede brukonstruksjoner med tynne fortau bør betraktes under vindlast klasse 3 selv om det maksimale spennet er $< 300m$, tatt i betraktning til egensvingningsperiode er $\geq 2s$.

Etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 kan basis vindhastighet regnes ut følgende: ut ifra den typiske 10 minutters middelhastigheten som ikke er avhengig av årstid og vindretning, 10

meter over terrengnivå med lav vegetasjon mellom enkelthindringer på minst 20 ganger høyden som blir terrengkategori 2.

Basis vindhastighet:

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$$

$$C_{dir} = \text{retningsfaktor}$$

$$C_{season} = \text{årstidsfaktor}$$

$$V_{b,0} = \text{referansevindhastighet}$$

Stedsvindhastighet:

$$V_m(z) = C_r(z) * C_o * V_b$$

$$C_r(z) = \text{ruhetsfaktor}$$

$$C_o = \text{terrengformfaktor}$$

$$V_b = \text{basis vindhastighet}$$

Ruhetsfaktor $10 \text{ m} \leq z \leq 200 \text{ m}$

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$k_r = \text{terrengets ruhetsfaktor}$$

$$z_0 = \text{ruhetslengde}$$

Terrengets ruhetsfaktor:

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,2}}\right)^{0,07}$$

$$z_{0,2} = \text{ruhetskategori 2, ruhetslengde}$$

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	k_r	z_0 (m)	z_{\min} (m)
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,003	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2
II	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområde der minst 15 % av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Barskogområder	0,24	1,0	16

Figur 12: Terrengkategorier med følgende terrengfaktorer [10]

3. Tilstandsovervåkning av bruer

Tilstandsovervåking av bruer er for å iverksette strategier til å bestemme skader på anleggsinfrastrukturer. En skade på materialet er definert som endringer på de fysiske og geometriske egenskapene, samtidig som den påvirker grenseforholdene og systemtilkoblingen. Disse type skader kan svekke ytelsen til anlegget.

3.1 Brutus

For å bestemme bruens status, trenger vi et detaljert bruholdningssystem. I dag bruker Statens vegvesen Brutus for planlegging av inspeksjoner og innlegging av resultater fra de utførte inspeksjonene. Brutus er et veldig effektivt fungerende verktøy for å vite om alle eksisterende bruer i Norge, og deres geometriske strukturinformasjon samt status [12].

Informasjon og hjelp som kan fås ut av Brutus er følgende [12]:

- Byggverkets status og generelle datainformasjon (navn, nummer, byggeår osv.)
- Ideell prioritert rekkefølge på reparasjonene
- Utsette reparasjonsarbeid på grunn av trafikksikkerhet og flyt
- Bestemmelse av bruens kapasitet ved å utføre beregninger på bæreevnen
- Analysere forholdet mellom vedlikeholdskostnadene og bruens levetid
- Utrekning av kostnadene for omkostningene rundt vedlikeholds- og reparasjonsteknikker

3.2 Inspeksjoner

Inspeksjoner er viktig for å sikre etatens formål til bruk og vedlikehold av bruene. Det er et krav fra Statens vegvesen å utføre rutinemessige inspeksjoner for alle Norges bruer.

Påviste resultater fra inspeksjonene blir registrert på bruforvaltningssystem Brutus. Registrert arbeid for vedlikehold og bruk av bruene vil hjelpe til budsjettbehandlingen til det neste året som kommer. Det er også viktig å være obs på bruinspektørenes sikkerhet og HMS.

Inspektørene kan være i fare for skade forårsaket av fall, drukning eller kollisjon under inspeksjon [13].

3.2.1 Inspeksjonstyper

Inspeksjonstyper gir oss et bilde av grundigheten og syklusen for inspeksjonene som skal utføres. Det finnes forskjellige type inspeksjoner avhengig av hvilke type bru det er og hva som er problemet. Først og fremst ettersom bruene er ferdig bygget skal det sjekkes for reklamasjonsbetingelse og ferdigbefaring. Reklamasjonsbesiktigelse utføres for å sjekke om det er skader, feil eller mangler som kan spores tilbake til utførelsesprosessen. Ferdigbefaring kontrollerer om bruene er konstruert i henhold til tegningene og instruksjonene [11].

Deretter kommer de rutinemessige inspeksjonene i levetiden til bruene. De ulike inspeksjonstypene er [11]:

- Enkel inspeksjon
- Hovedinspeksjon
- Spesialinspeksjon

Enkel inspeksjon utføres for å kontrollere om bruene har fått kritiske skader på kort tid. Disse skadene er avgjørende når det gjelder bruens styrke, trafikksikkerhet og fremtidig drift. I tillegg til at det spiller på det estetiske bildet. Enkel inspeksjon utføres ved en enkel visuell inspeksjon for alle deler av bruene som er over vann. Det ordinære kravet er å utføre det én gang i året.

Hovedinspeksjon utføres for å kontrollere statusen til den delen av bruene som ligger over vann, for å sikre at den opptrer i henhold til forventningene. I tillegg må ethvert behov for drift- og vedlikeholdstiltak forsikres. Hovedinspeksjonen bør legges til grunn for å iverksette, eller endre inspeksjonsplan og vedlikeholdsplan. Det ordinære kravet for hovedinspeksjon er å utføre det hvert 5. år for bruer og hvert 3. år for bevegelige bruer eller ferjekaier.

Spesialinspeksjon utføres ved spesielle eller særegne hendelser. Denne inspeksjonstypen utføres dersom hovedinspeksjonen indikerer at den er nødvendig. Da er det allerede påvist skader eller bevegelser som det må utføres allsidig tiltak. Samtidig som relaterte kostnadsoverslag skal ansees.

3.2.2 Planlegging av inspeksjonene

Inspeksjonsplanlegging beregner med alle gjøremål fra å velge de bruene som skal inspiseres til å utføre inspeksjoner på dem. Meste parten av arbeidet medfører bruk av Brutus og derfor inkluderer planleggingsarbeidet følgende [11]:

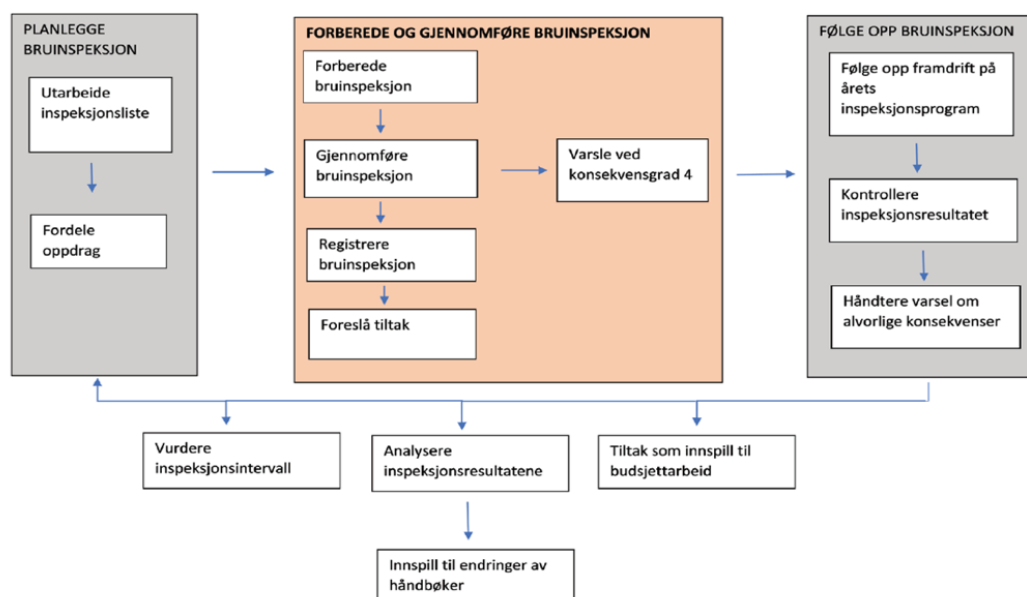
- Sende inn en plan over inspeksjonen
- Valg av inspeksjonsutstyr og transportform
- Tilrettelegging av arbeidsvarsling, gjennomføre SJA (Sikker Jobb Analyse)
- Overholde HMS-kravene

Det er best å utføre inspeksjoner i sommer halvåret. Da er vær forholdet og temperaturen ved tilgang til bruene mer gunstig.

3.2.3 Gjennomføring av inspeksjonene

Før gjennomførelse av en inspeksjon skal alle bruer ha en inspeksjonsplan på Brutus. Dermed skal inspeksjons gjennomførelsen dekke følgende punkter [11]:

- Hvilken type og hvilken tid inspeksjon det skal utføres
- Hvilken type elementer blir observert under inspeksjonen eventuelt dokumentere med bilder
- Test, materialundersøkelse, og avlesning med instrumentering
- Finne ut om det er skader som må holdes under spesielt tilsyn
- Registrere inspeksjonen, og foreslå tiltak



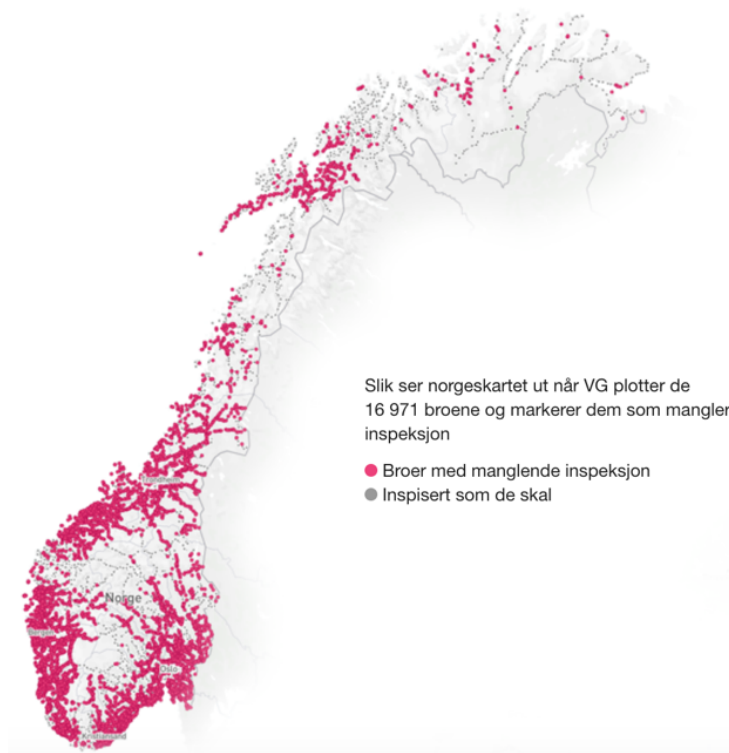
Figur 13: Plan over hvordan bruinspeksjon praktiseres [11]

3.2.4 Bruinspeksjoner i dag

Tross alt, er det alltid et avvik mellom vegdirektoratets håndbøker for hvordan inspeksjonene skal utføres, og hvordan det blir gjort i virkeligheten i fylkene. I 2017 fikk VG innsyn på tilstandsrapportene for de 16971 bruene i Norge. Rapporten viste seg at 1087 bruer var under klassen «store» eller «kritiske» skader for trafiksikkerheten eller bæreevnen. Ifølge analysen av rapporten tydet det at Vegvesenet systematisk brøyt reglene for norske veibruers sikkerhet ved å ikke gjennomføre de årlige inspeksjonene innen fristen [23].

I henhold til VGs analyser har det blitt registrert at noen av bruene hadde helt eller delvis blitt reparert uten at det har blitt registrert på Brutus. Samtidig kommer det frem ulike grunner for hvorfor regionene ikke klarer å følge etter inspeksjonene, som blant annet manglende ressurser og begrenset intern kapasitet [23].

Etter stor kritikk fra VG har Statens vegvesen fått to rapporter fra Vegtilsynet for at regelverk knyttet til inspeksjoner ikke har blitt fulgt etter som den skal. Dette økte fokus på bruforvaltningen, og i løpet av 2018 har det blitt utført over 17000 bruinspeksjoner i Norge. Samtidig som mangelfulle data ble innført i bruregisteret [24].



Figur 14: Norgeskart over ikke inspiserte bruer i 2017 [23]

3.3 Skadevurdering og bru elementenes status evaluering

Det å vurdere skadene er en essensiell prosess for videre behandling av bruene.

Skadevurderingen skjer på følgende måte [11]:

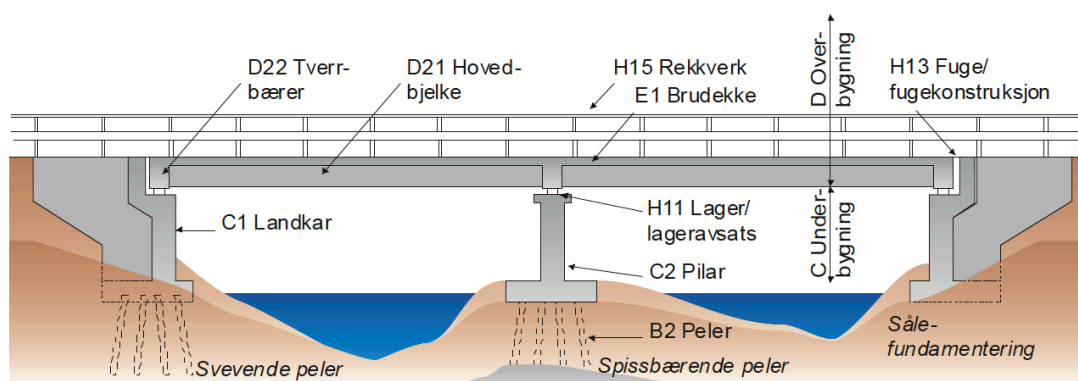
- Vurdere hvilke type skader det er, og hvor i bruene det har oppstått
- Vurdere skadens omfang og hvor alvorlig den er
- Vurdere årsaken til at skaden har oppstått
- Vurdere hvor stor skaden har innvirkning på bruene

Vanligvis er vurdering av skadene en visuell inspeksjon, måling eller materialinspeksjon. I spesielle tilfeller kan det være nødvendig å utføre langsiktige statiske beregninger, eller bruke instrumenter for overvåking til å oppnå et mer tilstrekkelig grunnlag.

3.3.1 Lokaliseringssystem for skadene

Det er nødvendig at alle bruker samme metode for å bemerke plasseringen av skaden på bruene, og stedet der målinger og materialundersøkelser er utført. Derfor må det for alle bruer etableres et lokaliseringssystem for å gjøre det mulig. De strukturelle komponentene er basert på parametriske definisjoner der det deles inn i elementer som pilar, plate, landkar også videre [11].

Figur 15 viser et lokaliseringssystem etablert ved hjelp av akser, dekk og landkar. Det lokaliseringssystemet og den akseinndelingen som har blitt brukt på konstruksjonstegningene skal oppbevares og brukes videre [11].



Figur 15: Elementinndeling for en bjelkebru [11]

3.3.2 Skadens omfang

For at skadene skal beskrives på en enhetlig måte brukes en definert type nummer til skade og årsak. I tillegg registreres også skadegraden og en tekstbeskrivelse av skaden. Dette er for å forenkle registreringen av skader på Brutus, og gjøre det lettere for å søke opp skadenes statistikk på data. Hvis samme type skade oppstår mange plasser på samme element, registreres skadetyper en gang og skadegraden forblir den høyeste [13].

Hvor alvorlig skaden er avgjørende for hvor raskt den må korrigeres. Det finnes forskjellige koder for hver skadegrad. Følgende koder brukes av Statens vegvesen [13]:

1. Liten skade/mangel, ingen grunn til å ta noen tiltak
2. Middels skade/mangel, ta tiltak innen 4-10 år
3. Stor skade/mangel, ta tiltak innen 1-3 år
4. Kritisk skade/mangel, ta umiddelbart tiltak eller senest ½ år

3.3.3 Skadens innvirkning

Skadens innvirkning brukes til å indikere konsekvensene av skadene på bruene eller miljøet.

Følgende skadekonsekvens koder brukes [13]:

B skade/mangel som truer bæreevnen

T skade/mangel som truer trafiksikkerheten

V skade/mangel som kan øke vedlikeholdskostnadene

M skade/mangel som kan påvirke miljø-/estetikk

Skadeomfanget og dens innvirkning bør brukes sammen for å vurdere skaden på en anstendig måte. Eksemplene ved bruk av dem er gitt nedenfor:



Figur 16: 4B= Alvorlig skade, truer bruens bæreevne. Bør repareres innen ½ år [13]



Figur 17: 3V= Skade som har innvirkning på trafiksikkerheten. Den kan utvikle seg til at reparasjonen blir mer kostbar, og kompleks om den ikke renoveres innen 1-3 år [13]

3.3.4 Bedømmelse av skader

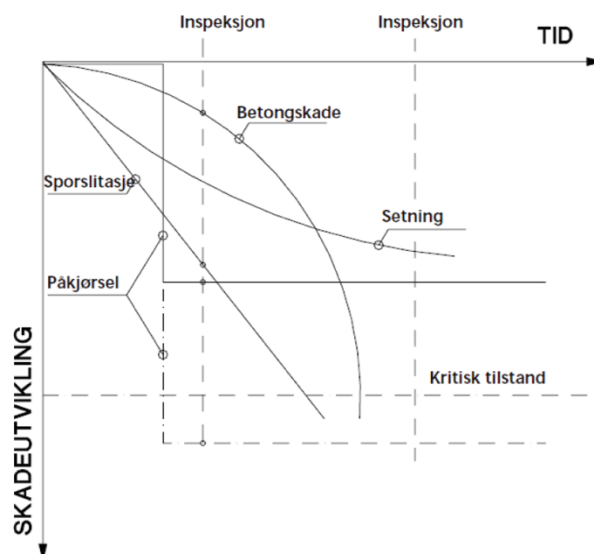
I mange situasjoner fører en type skade (primærskade) til utvikling av andre type skader (sekundærskade). Et eksempel på det er sprekker i betong som kan forårsake til lekkasje eller fuktskade. Et annet eksempel er små og ødelagte belegg som kan vanligvis forårsake korrosjon og spalting av armeringsjernet [13]. Det er nødvendig å forstå forholdet mellom primære- og sekundære skader når en vurderer skadene og bestemmer for reparasjonsmetoder. I noen tilfeller må store skader utsettes slik at vi finner ut av hva den egentlig har blitt forårsaket av for å utarbeide en riktig reparasjonsinstruksjon. Enkeltstående behandlinger på følgeskader gir knapt effektive resultater.

3.3.5 Skadeutvikling

Når nedbrytningshastigheten bedømmes, er det avgjørende å bemerke seg at kollaps eller bøyning i forskjellige deler av bruene kan ha variabelt utviklingsprosess. Dette kan være forårsaket av vekslende forskjeller i miljø- og klimapåvirkning eller begrensede ulikheter i materialkvalitet [11].

I det lange løp utvikles skadene følgende [11]:

- Ingen utvikling – (f.eks. skade forårsaket av kollisjon)
- Nedgang i utviklingen – (f.eks. setningskade)
- Stabil utvikling – (f.eks. slitasje på spor)
- Akselererende i utviklingen – (f.eks. korrosjon eller avskalling)



Figur 18: Diagrammet forestiller hvordan de forskjellige skadene utvikler seg [11]

3.4 Repareringsteknikker og tiltak

Reparasjon og rehabilitering er tiltak som gjenoppretter funksjonen til en defekt bygningsdel. Disse type tiltakene er viktig å utføre på bruer i henhold til at vi sparer på kostnader for et nytt bru eller bruelement, som følge av det blir det mindre karbonavtrykk, og andre type miljø påvirkninger.

3.4.1 Forlengelse av bruens levetid

Bruene i Norge er designet for å ha en levetid på 100 år, mens gjennomsnitts alderen er på ca. 70 år. Ifølge undersøkelsen til senioringeniør Morten Wright Hansen som var prosjektleder for Vegkapitalprosjektet i Statens vegvesen er den største effekten av sviktet vedlikehold er forkortet levetid [14].

Det er ulikt hvor lenge levetiden til en bru kan forlenges, men i henhold til inspeksjonen og statusen til bruene, kan bruinspektøren fremsette forskjellige tiltak. De følgende punktene under er en benevnelse for de forskjellige tiltakstypene som kan iverksettes [11]:

- Vedlikehold av ulike komponenter
- Fornyelse og ombygging
- Test og materialundersøkelse

3.4.2 Vedlikehold av ulike komponenter

Ifølge Håndbok V441 skal tiltakene for vedlikehold av ulike komponenter tas regelmessig før skadene oppstår. Et eksempel på det kan være betong og stål elementer som jevnlig får behandling på overflaten, der de kan impregneres med vanntett spray for å forebygge karbonisering og kloridinntrenging. Sliping og sveising på de forskjellige elementene er tiltak som kan forlenge levetiden på bruene. Vask og rengjøring under vann på pilarene og undervanns elementene kan også forsterke bruens levetid [11].

3.4.3 Fornyelse og ombygging

For fornyelse av hele bruene tas det ut den gjenværende levetiden av eksisterende bru og det vurderes en ny bru [11]. Derifra kan det utføres forsterkninger når for eksempel aksellasten økes grunnet trafikkvolumet øker. Andre uønskede hendelser kan være svekkelse av brukomponentene forårsaket av korrosjon på stål eller armerings tverrsnittet. Følgelig kan komponentene utskiftes og ombygges for å sikre trafiksikkerheten og arealbruken.

Ombygging kan omfatte [11]:

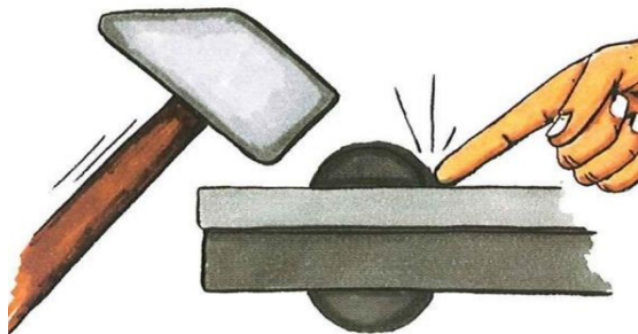
- Breddeutvidelse
- Opphengning av gangbaner
- Økning av frihøyder
- Utskifte av brudekke, overbygningen eller underkonstruksjonen.

3.4.4 Test og materialundersøkelse

Når det kreves ytterligere oppfølging eller at det finnes skjulte skader for å finne ut resterende levetid til å sette i gang reparasjonstiltak, kan det være nødvendig med materialundersøkelse. Materialundersøkelsestiltak som ikke ødelegger selve materialet under testing, blir kalt for NDT (Non-Destructive Testing).

Eksempler på materialundersøkelsestiltak [2][21]:

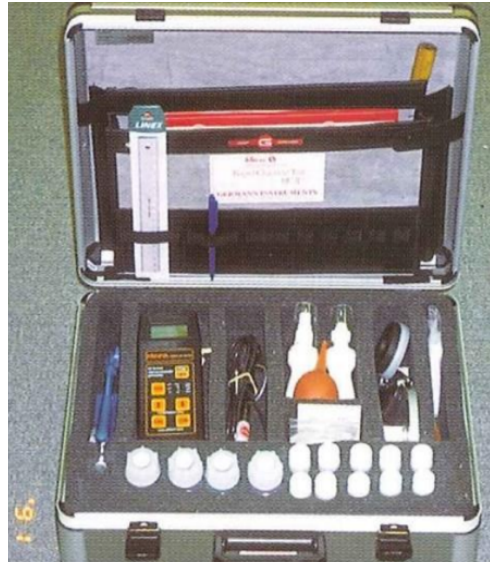
- Kontroll av karboniseringsdybde, hardhet og kloridinnhold.
- Oppmåling av bruene ved hjelp av et nivellement for undersøkelse av forskyvning.
- Drone undersøkelse som hjelper til med å finne skader kostnadsfritt og effektivt.
- Korrosjonstest (EKP = elektrokjemiske potensialmålinger).
- Lekkasjetest: Området dekkes med passende væske, noe som vil trenge seg inn i sprekkene, og etter at den har tørket av vil sprekkene vise seg.
- Ultralydtesting: Høyfrekvente lydbølger sendes inn i materialet for oppdagelse av indre feil.
- Andre test typer: Røntgenprøve, termisk kamera, virvelstrøm og fiberoptikk.
- Kontroll av skruer og nagler.



Figur 19: Kontroll av nagler. Håndbok V441 [2]



Figur 20: Betongstøv bores ut av konstruksjonen for analyse av kloridinnhold (Rapid Chloride Test). Håndbok V441 [2]



Figur 21: Utstyr som følger med for analysen RCT. Håndbok V441 [2]

3.4.4.1 ROS-analyse

ROS-analyse (risiko-og sårbarhetsanalyse) kan også utføres når skader, design eller miljø gjør bruens utsatt eller sårbar for hendelser. ROS-analyse utføres under følgende sårbarheter [11]:

- Lavt rekkverk, lett påvirket av trafikksikkerhet
- Mangler sikkerhetsgjerd over utløp, sårbar trafikksikkerhet
- Påkjørt og reparert flere ganger, utsatt for påkjørsel
- Bruer utsatt for skred, sårbar for ras
- Rørledningsforskyvning forårsaket av flom
- Stor vannføring ved flom og fare for erosjon under fundamenter, sårbar for flom

3.4.4.2 T-banebru kollaps i Mexico

En T-banebru for linje 12 kollapset i Mexico City den 4.mai 2021, mens T-banen kjørte over bruene. Ulykken førte til at 24 personer omkom, og over 70 personer ble skadet. Hovedårsaken var en stålbejelke som brøt, der Mexico citys T-bane er en av verdens mest brukte metrosystemer for transport av millioner mennesker [32].

Selv om linjen var såpass ny (innviet i 2012) har det vært bekymringer for dårlig design og konstruksjonsstandarder, men T-banen har også vært gjennom et jordskjelv med styrke på 7,1 i 2017. Jordskjelven har ført til at det har oppstått sprekker og andre type strukturelle mangler. I stedet for å nedstenge og føre full inspeksjon på linjen, ble det lagt til noen lappetepper på skadene og åpnet den på nytt. Ulykken er såpass ny til å vite hva som er hovedgrunnen, men passasjerene mener at dette kunne ha blitt unngått dersom staten hadde ført inspeksjonene i tide, og holdt øye på de skadene som kunne ha forverret konstruksjonen spesielt etter jordskjelvet [32].



Figur 22: T-banebru kollaps i Mexico City, Mexico [32]

4. Tilstandsovervåkning av betongbruer

For å være i stand til å kontrollere betongbruer, er det nødvendig å kjenne til de vanligste betong slitasje typene som kan oppstå. Det forventes at inspektøren som skal utføre kontrollen, kjenner til de uønskede konsekvensene av disse problemene, og hvor disse problemene kan normalt være. I del kapitlene under går vi nærmere inn på de forskjellige skade typene i betong.

4.1 Ulike skader i betong

Det kan utvikle seg ulike skader i betong grunnet materialinnhold, miljøforhold eller påføringsfeil. Siden betong er et sammensatt materiale, blir den lett påvirket av produksjons-, transport- og påføringsmaterialer i forhold til andre type materialer. Feil blanding av materialene, dårlig plassering av støpe området eller dersom nødvendig etterbehandling ikke utføres vil det resultere til reduksjon i både styrken og holdbarheten.



Figur 23: Armeringskorrosjon [15]

4.1.1 Riss og sprekk i betong

Strekfastheten til betong er lav. Dette betyr at betong sprekker etter bøyning eller strekking er normale, men sprekkene må være innenfor gjeldende grenser. Sammenlignet med kamstål kan en bru med glatte stålstenger gi grovere sprekker og lengre avstand mellom sprekkene [16].

Sprekker kan oppstå på grunn av prosjekteringsfeil ved at det blir brukt for lite armering eller for høy armering i bruksgrensetilstanden. Sprekker forårsaker til at vann og luft kan trenge seg inn i betongen og få armeringen til å ruste. Samtidig som sprekken vokser etter hvert på grunn av fryse-tining dannelsen reduserer disse tilstandene bruens levetid, og fører til en

reduisert kapasitet for bæresystemet. Dersom det blir observert sprekker som er større enn 2 mm, vil det tyde på at strekkområdet kommer til et grensepunkt [11]. Brudd indikerer at betongen er under påvirkning av større belastninger enn trykkfastheten. I slike tilfeller bør kollapsen forutsettes til enhver tid, og nødvendige forholdsregler bør tas uten forsinkelse, da trafikksikkerheten er i fare på grunn av tap av bæreevnen [16].

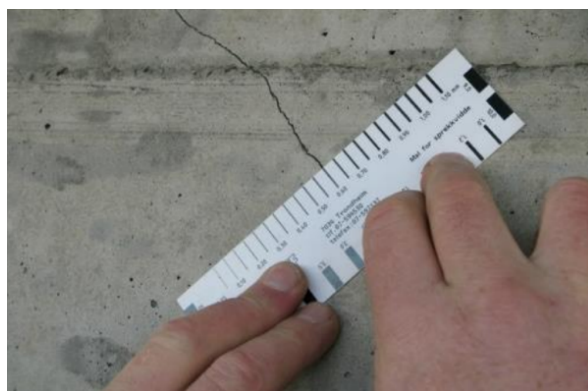


Figur 24: Rissmønster i en betongvegg [15]



Figur 25: Grov sprekk på en landkarfront [15]

Sprekker er vanligvis delt inn i strukturelle eller ikke-strukturelle sprekker. Strukturelle sprekker er som navnet antyder, sprekker som påvirker konstruksjonens struktur. Dette kan være forårsaket av dårlig jordbæringskapasitet og overbelastning. Derifra er ikke-strukturelle sprekker ikke truende for bæreevnen, men kan bli dersom tiltak ikke iverksettes. De ikke-strukturelle sprekkenes kan oppstå på grunn av værforhold, temperaturendring eller fuktighetsinnhold [17].

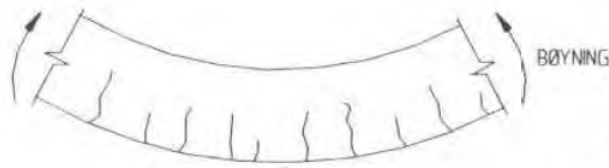


Figur 26: Måling av rissvidder i betong [2]

4.1.1.1 Bøyeprekk

Bøyeprekker er forårsaket av bøyekraft der strekkbelastningene kommer frem i strekkflaten. Disse sprekkenes finnes i den nedre midt delen av bjelkeåpningen eller i de øvre delen av bjelken. Vesentlig blir sprekkenes likt fordelt langs den tyngst belastede delen av bjelken, det

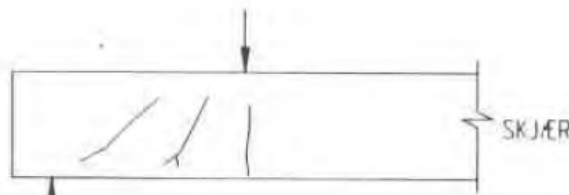
vil si nær midtspennet. Slike strekktyper kan forhindres ved å gi nok mengde armering midt på bjelken [16].



Figur 27: Bøyesprekk i en betongbjelke [13]

4.1.1.2 Skjærsprekk

Skjærsprekker er forårsaket av vertikale påkjenninger, der den oppstår i åpningene nær støtteområdet. Disse sprekkene strekker seg fra den nedre delen av bjelken nær støtten til midten av bjelken i en vinkel på omtrent 30-45 grader i forhold til bjelkeaksen. Sprekkene i bjelken kan forbedres ved å gi ytterligere skjærforsterkninger nær områdene der det er størst sprekk. I likhet med bøye sprekker vil sprekkene være bredest ved strekkoverflaten [16].



Figur 28: Skjærsprekk i en betongbjelke [13]

4.1.1.3 Størrelsen på sprekkene

Størrelsen på sprekkene er veldig viktig for å bestemme bruens tilstand. Sprekker kan observeres i hele konstruksjonen, eller så kan de også være lokale. Det er snakk om tilfeller med sprekker i forskjellige bredder, dybder og lengder. For forspente bruer er sprekkene veldig viktige å få med seg, mens det er mer normalt for betongarmerte bruer å ha noen overfladiske sprekker [16]. En nøyaktig oversikt over sprekkenes bredde, plassering, lengde og vinkel bør føres inn på Brutus under inspeksjoner.

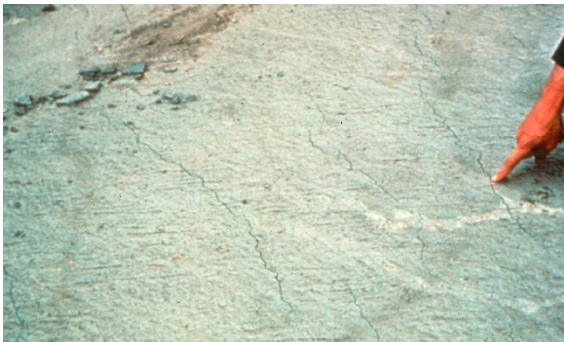
Tabell 12: Størrelsestabell for riss og sprekker [11]

Skadegrad 1	Riss/Sprekk < 0,3 mm
Skadegrad 2	Riss/Sprekk 0,3-1,0 mm
Skadegrad 3	Riss/Sprekk 1,0 – 2,0 mm
Skadegrad 4	Riss/Sprekk > 2,0 mm

4.1.1.4 Overfladiske sprekker

Overfladiske sprekker er forårsaket av levende og døde belastninger i strukturen og andre type indre spenninger som gir konsekvenser for forskyvning. Det er flere typer for overfladiske sprekker, men her er en av de tre vanligste typene [17]:

- Varmesprekker er forårsaket av utvidelse og sammentrekning av elementene på grunn av temperaturfallet.
- Svinnsprekker oppstår når materialet ikke når optimum fuktighetsinnhold under herdeprosessen. Det finnes to typer for overfladisksprekker: plastisk svinnsprekk og tørr svinnsprekk.
- Setningssprekker kommer frem når den underliggende bakken ikke har blitt forberedt på riktig måte. Jorda i undergrunnen kan være ujevn.



Figur 30: Varmesprekker [17]



Figur 29: Svinnsprekker [17]

4.1.2 Avskalling

Avskalling er når det skaller av deler på betongen grunnet utvidelse av armeringskorrosjon, ekspansjon eller sammentrekning av elementene på grunn av temperaturforskjeller, og andre alvorlige påkjenninger. Dersom det ikke brukes god nok kvalitet av aggregat på toppen, bunnen eller sidene av bjelken kan det føre til avskalling. Dermed kan den også komme frem ved bruk av dårlig sement, eller ved bruks- og belastningsskader. De forskjellige sprekkenes hever seg og deretter fører til avskalling [17].



Figur 31: Avskalling på et betongrekkverk [15]

4.1.3 Kalkutvasking

Fuktighet og vann som trenger seg inn gjennom sprekke i betongen, løser opp kalk og den smeltede kalken begynner å spy ut. Deretter fortsetter dette til å danne et hvitt lag på betongelementet. Denne lagdelingen kalles for kalkutvasking og har fått navnet "lime leaching" på engelsk [31].



Figur 32: Kalkutvasking (lime leaching) [31]

4.1.4 Støpesår

Støpesår som også blir kalt for «honeycombing» på engelsk, er små huller som oppstår når materialet i betongen skiller seg fra hverandre, og mister sin ensartede funksjon. Det er et problem som følger ved at det ikke er nok herding under plassering av betongen, eller at slump verdien er for høy. Et annet årsak kan være at betongen plasseres fra høy avstand, der de største aggregatene når bunnen først [17].



Figur 33: Støpesår i dekkekant [13]

4.1.5 Korrosjon i armeringen

Armering gir en veldig god og naturlig beskyttelse for betongkonstruksjonen, men med tiden trenger det inn fuktighet, vann og oksygen. Dette forårsaker til korrosjon, og dermed kan ekspansjon oppstå i armeringen som er korrodert. På grunn av utvidelsen kan den indre spenningen øke og forsterkningen kan nå til et høyere volum enn den opprinnelige tilstanden

[13]. Det er mulig å legge merke til korrosjonen i armeringen av rustsporene som viser seg på betongoverflaten.



Figur 34: Korrosjon i armeringen [15]

4.1.6 Andre årsaker som skaper skader i betong

Temperaturendringer som fører til forvitring: Effekten av frysing og tining er en av de viktigste faktorene som skader betongen. Vannet som har kommet inn i betongen fryser, der det frosne vannet krystalliserer og blir til is. På slutten av denne fryse-tine syklusen oppstår det sprekker i betongen og viderefører til forvitring [13].



Figur 35: Forvitring [15]

Kjemikalier: Sulfatforbindelser i vann og luft er alvorlige farer for betong. Natrium, magnesium og kalsiumsulfater forårsaker rask slitasje i betongen. I tillegg kan alkaliene i sementen reagere med mineralene i tilslaget. I dette tilfellet dannes det en gele lignende lag, og i kaldt vær fryser denne gelen som fører til volumutvidelse også til sprekk. [17]. Dermed kan kjemikaliene også gi skade på overflatebehandlingen.

Designfeil: Noen type designfeil kan føre til at betongen henger etter. Dette kan være tidlig fjerning av formen, eller ukjente stoffer i tilslaget som skjell og flis. Andre problemer kan være utvasking av betongsøyler under vann [13].

4.2 Kontrollmetoder for betongbruer

Det er tre vesentlige typer kontrollmetoder for betongbruer [17]:

1. Visuell kontroll
2. Fysisk kontroll
3. Kontroll med avanserte kontrollmetoder

Visuell kontroll: Vi kan dele visuell kontroll i to; den første delen er en vanlig sjekk. I denne kontrollmetoden inspiserer inspektøren vanligvis bruene visuelt fra en viss avstand. Den andre kontrollmetoden er nærkontroll. Under denne kontrollen, nærmer inspektøren seg og utfører sjekk i detalj.

Fysisk kontroll: Fysisk kontroll kan utføres ved for eksempel bruk av en hammer. Inspektøren bruker hammeren på de problematiske stedene for å forstå omfanget. Dersom hammeren treffer en av sprekkene, vil den lage en sprø lyd. Dette kan være et større problem som kan avsløres på den enkle metoden.

Kontroll med avanserte kontrollmetoder: Hvis problemene i bruene virker for store til å bli bestemt av enkle kontrollmetoder, er det nødvendig å bruke mer avanserte kontrollsjekk.

Nedenfor er det listet opp noen typer for avanserte kontrollmetoder [17][21]:

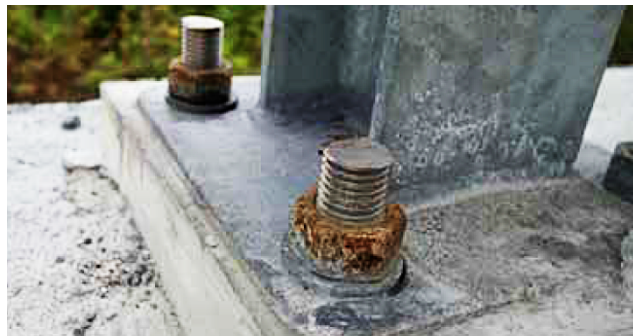
1. Kontroll med akustisk lydbølge sensorer: Sender ut lydbølger for å finne ut sprekker.
2. Elektriske- og elektromagnetiske metoder: Måling av armeringskorrosjons elektrokjemiske potensialer.
3. Infrarød termisk måler: Berøringsfritt termometer, som kan avsløre brudd.
4. Georadar måling: Ved bruk av elektromagnetiske bølger kan lagdelingen i veg eller grunnen finnes ut.
5. Betongskanner/ultralydstest: Bruker ultralyd for å få 3D bilder av betongen ved å rulle skanneren på betongoverflaten.

5. Tilstandsovervåkning av stålbruer

Stål er desidert en av de mest brukte materialene i verden i dag for konstruksjoner. Den er både billig, resirkulerbart og sterk. Av den grunn er den også en av de viktigste hovedelementene som brukes i bruer. Det finnes forskjellige typer for stål, men hovedlegerings elementene består for det meste av jern og karbon [17]. I del kapitlene under gis det forklaring på de forskjellige skadene som kan oppstå i stål.

5.1 Ulike skader i stål

For å gi riktig status og resterende levetid på bruen er det hensiktsmessig å vite de ulike problemene som kan oppstå i stål elementer. Den største og kjente faren for stål er korrosjon, siden virkningen fører til seksjonstap. Dette forekommer når stål går i et intervall mellom våt og tørr syklus [13].



Figur 36: Korrosjon på stålmuttere i et nytt rekkverk [15]

5.1.1 Korrosjon

Punktene under viser de viktigste typene for korrosjon [19]:

Uniform korrosjon: Den vanligste typen korrosjon som kommer frem på grunn av materialet som får kontakt med vann, oksygen, fuktighet eller akkumulerte fremmedlegemer.

Punktkorrosjon (pitting): Når det er urenheter eller andre type organismer i saltområder som treffer stål overflaten kan det oppstå en slik deformasjon. Det begynner først som små punkter på overflaten, og deretter trenger det seg inn i materialet.

Galvanisk korrosjon: Dette er en korrosjons type som kommer frem ved av materialet begynner å korrodere når den er i elektrisk kontakt med et annet elektrisk system som for eksempel elektriske skinner, signalsystemer eller katodiske beskyttelsessystemer.

Spenningskorrosjon: Skyldes for at strekkbelastninger på stålelementet eller ekspansjon på grunn av raske temperatur endringer i et etsende miljø. En slik korrosjon kan utløse kollapsmekanismen.



Figur 37: De forskjellige typene for punktkorrosjon (pitting) [19]

5.1.2 Utmattelsessprekk

Utmattelsessprekker kommer frem som følge av begrensningene i stålelementene som konstant blir trett og frigjort før de når flytespenningen. Det er viktig å vite hvor disse sprekkene kommer frem, og hvilket stadium de er på, siden det kan føre til kollaps. Dersom bøyningen av materialet har overskredet elastisksonen og nådd plastsonen, er de plastiserte sonene hovedpunktene hvor metallutmattelsessprekkene har generert [17].

Hovedgrunnene til metalliske utmattelsessprekker er [17]:

- Trafikkvekst (tetthet av tunge kjøretøy)
- Betydelig stress variasjon
- Kvaliteten og stabiliteten på elementene
- Sveisingskvalitet
- Temperaturen i miljøet



Figur 39: Sprekk i vinkel med naglen [13]



Figur 38: Sprekk i en stålbjelke [15]

5.1.3 Deformasjon forårsaket av overbelastning

Dersom konstruksjonen ikke er påberegnet til ekstremt høy last kan det oppstå kollaps eller deformasjon i strukturen. I stål finnes det elastisk- og plastisk deformasjon. Dersom materialet går over fra flytepunktet elastisksonen til over plastisksonen er ikke materialet lenger reversibel. Hovedtyper for deformasjon er listet opp nedenfor [17]:

- Kryp i stålelement
- Seksjonstap i stålelement
- Overbelastnings bevegelser i stål som fører til slitasje og gnissing



Figur 40: Slitasje og gnissing i stålelement [15]

5.1.4 Overdreven temperaturskade

Det kan forekomme alvorlige deformasjoner i stålelementer som knekk, kryp og rotasjon hvis dem blir utsatt for overdreven temperatur.

Effekten av temperatur på stålstyrken [20]:

- Rundt 315 °C begynner motstanden
- Rundt 590 °C, 50 % tap av sin styrke

5.1.5 Skade på overflatebehandling

Hovedårsakene til problemer i overflatebehandling for stål [17]:

- Vann og salt som ligger igjen på overflaten under maling, eller bobler i malingen som kan forbli til olje.
- Hvis overflaten begynner å ruste, og det påføres maling før rusten er fjernet, kan malingen hovne opp.
- Andre type årsaker som utførelsesfeil, eller ukjente bakterier og mikroorganismer i miljøet.



Figur 41: Skade på overflatebehandling, avflaking over 50% [15]

5.2 Kontrollmetoder for stålbruer

Det er tre grunnleggende metoder for å kontrollere stålbruer [17]:

- Visuell kontroll
- Fysisk kontroll
- Kontroll med avanserte kontrollmetoder

Visuell kontroll: Konstruksjonsdeler som består av stål skal kontrolleres visuelt for korrosjon, tap av tverrsnitts areal, deformasjon og utmattelsessprekker. Under er det listet opp visuelle kontrollmetoder for de ulike skadene i stål.

Deformerte eller bøyde elementer: For det første må bakgrunnen til skade på materialet besluttes (brann, strekkbelastning, slitasje osv.). Derifra skal sprekker, hull og forskyvning på den naturlige plasseringen og plasseringen etter skaden på overflaten finnes frem.

Korrosjon: Det er veldig viktig å finne plasseringen og virkningen av korrosjon, noe som er en av hovedårsakene til tapet i tverrsnitts arealet for stålelementer. For det meste kan korrosjon ikke finnes ut visuelt dersom den har forplantet seg i elementet, så den fysiske kontrollen må fullføres.

Utmattelses spekker: Identifisere de områdene hvor slike sprekker kan sees visuelt.

Manglende delelementer og sveisesteder: Manglende delelementer og sveisesteder som har blitt dårlig sveiset kan føre til ujevn spenning og vibrasjon i bruen.

Fysisk kontroll: Fysisk kontroll av stål omfatter ved bruk av en hammer, stålborste eller andre type utstyr. Det skal være et forsøk til å bestemme størrelsen på skaden, der for eksempel det korroderte området skubbes vekk ved hjelp av en hammer eller en stålborste. Utbredelsen av skaden kan anerkjennes ved å skrape på den.

Kontroll med avanserte kontrollmetoder [21][17]: Det finnes også avanserte kontrollmetoder for stålelementer. Noen av dem er listet opp under:

1. Akustisk emisjon: Lydbølger sendes inn i strukturen og måler refleksjonen. Ulikhet i lydbildet indikerer sprekk.
2. Korrosjonslaser: Tegner kart over overflaten for å finne ut korrosjon og sprekk.
3. Ultralyd-, virvelstrøm-, og radiografiprøvinger: Ultralydprøving gir ut lydstråler som til slutt illustrerer feilmeldingene. Virvelstrømprøving har magnetisk induksjonsprinsipper, og hjelper til med søking av sprekk. Radiografiprøving sender inn stråling der interne feil blir avdekket med røntgenbilder.

4. Magnetpulver kontroll: Brukes for områder der materiale kan magnetisere seg. Utføres ved tilføring av jernpulver, der den trekker seg inn i skadene og danner et lekkasjefelt.

5.3 Typer og årsaker til skader på steinbruer

Typiske skader på steinbruer [13][17]:

- Utglidning og utrasing, fall av steinelementer fra konstruksjonen
- Sprekker og hull i steiner som danner konstruksjonen
- Brann, steinelementer brenner ikke, men kan blir påvirket av det
- Slitasje og oppspaltning av steinene i konstruksjonen



Figur 42: Utglidning i ytterkant av en steinbru [15]

Årsaker for skader på steinbruer [17]:

- Kjemikalier og mikroorganismer påvirker steinstyrken dårlig og skaper slitasje
- Endringer i volum, der temperaturforskjeller kan skape volumendringer i steinen hvor fuktighet og vann kan trenge seg inn, og skape deformasjon ved å fryse
- Overbelastning på grunn av økt trafikk og bruk
- Plantearter, der forskjellige type planter vokser imellom steinene som skader steinen ved å skille ut enzymer fra røttene sine

5.3.1 Kontrollmetoder for steinbruer

Kontrollmetoden for steinbruer er i samme stil som kontrollmetoden for betongbruer, slik at inspeksjonsprosessen for betong elementer bør også vurderes for steinbruer. Derifra kan det være nyttig å legge vekt på mørtel kontroll i steinbruer.

6. Casestudie 1: Analyse av betong bjelkebru i CSiBridge

I kapittel 6 blir det utført en strukturanalyse av en betong bjelkebru ved å bruke programvaren CSiBridge. Denne programvaren er egnet for bruk av brudesign og analyse. Fra programmets analyseresultat blir det oppnådd noen numeriske verdier som deretter blir sammenlignet med manuelle håndberegninger.

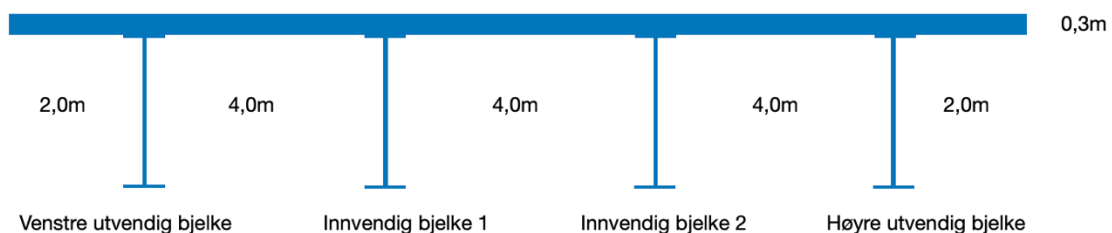
6.1 CSiBridge

CSiBridge er en programvare som innarbeider modelleringstrekkene, analyse resultatene og dimensjonerings egenskapene for brukonstruksjonen til en enkelt modell. Ved hjelp av den enkle håndteringen danner programmet et objekt basert modelltilnærming. Dermed oppnår programmet en bru sammenstilling som består av et parti med objekter [3].

CSiBridge muliggjør en raskt og realistisk bedømmelse av hele konstruksjonen [3]. Den analyserte bruene som skal brukes i denne oppgaven er påført med død belastning og er satt på analyse som videre blir vurdert med tabell og grafer.

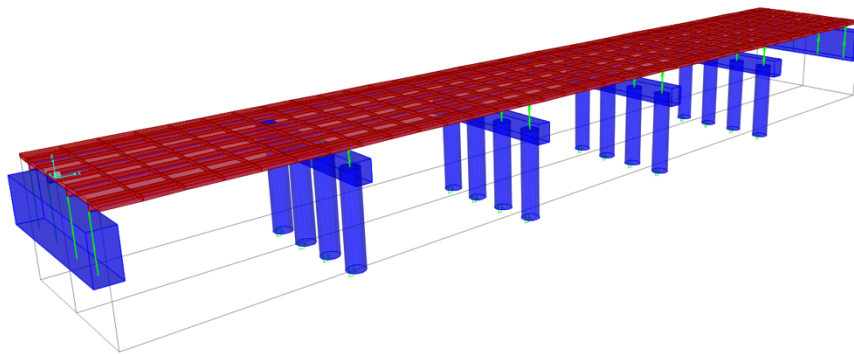
6.2 Beskrivelse av bruene

For denne oppgaven har vi valgt å analysere en enkelt bjelkebru over 5 spenn. Den totale lengden på bruene er på 100m, der hver spennlengde er på 20m. Dekkseksjonen består av stål I-bjelker (IPE-bjelker) som er av materialkvalitet S355. Betongens fasthetsklasse som vi bruker for pilar og landkar er C35. Bruene er støttet med 4 betong pilarer under hvert støttepunkt, og bruens dekkseksjon består av 4 horisontalgående stål I-bjelker ordnet etter med 4m avstand over bruens bredde. Dekkseksjonen spenner over de langsgående stål I-bjelkene og med et 2m utkrag overheng utenfor de ytterste bjelkene på hver sin side. Totalt er tverrsnittet på dekkseksjonen 16m som vist i figur 43 under.



Figur 43: En illustrasjon på dekkseksjonen

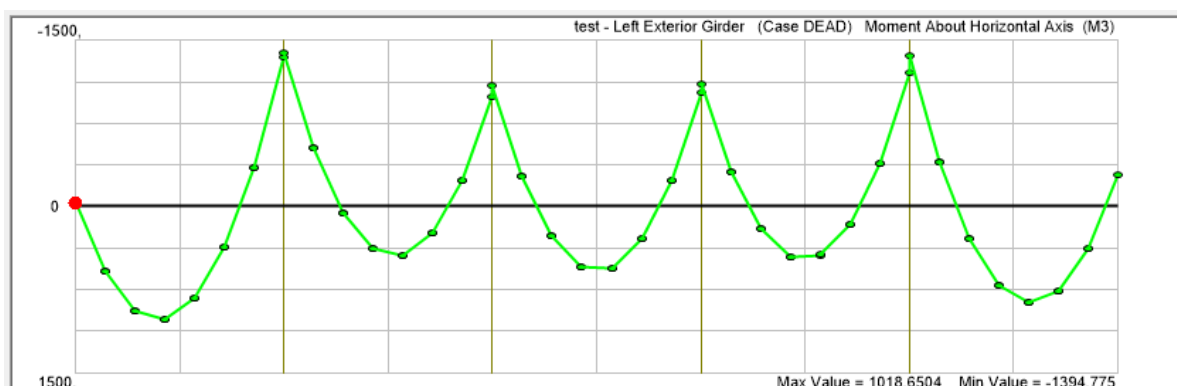
I-bjerkene er konstruert etter en høyde på 500mm, flensbredde på 300mm, flenstykkelse på 30 mm og stegtykkelse på 25mm. I dette kapittelet skal det fokuseres på selv vekten av bruen ved bruk av CSiBridge, og hvordan I-bjerkene omformer bruen på moment- og skjærkraftdiagrammet.



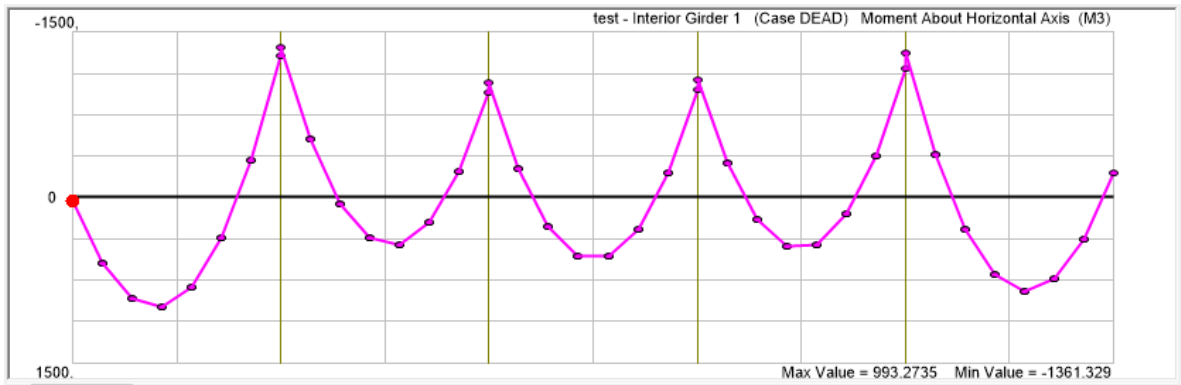
Figur 44: CSiBridge modellen

6.2.1 Analyse

For å få et enkelt CSi-modell som skal stemme overens med håndberegningene ble dekkseksjonen modifisert til en jevn tykkelse på 0,3m. Dette ble gjort for å simplifisere beregningene av distribuert egenvekt. Det er åpenbart en forskjell i momentet mellom venstre utvendig bjelke og innvendig bjelke 1. Ut ifra analysen skal innvendig bjelke 1 brukes som referanse bjelke. Figur 45 og figur 46 er illustrasjoner som vurderer sammenhengen på de to forskjellige bjelkene og den døde vekten som bruen får tilført.



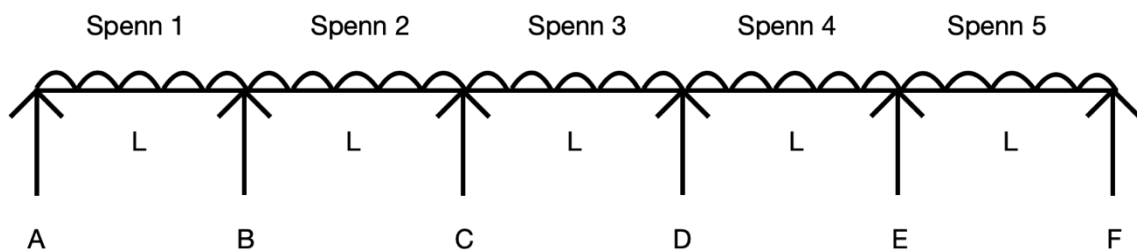
Figur 45: Moment diagram for venstre utvendig bjelke



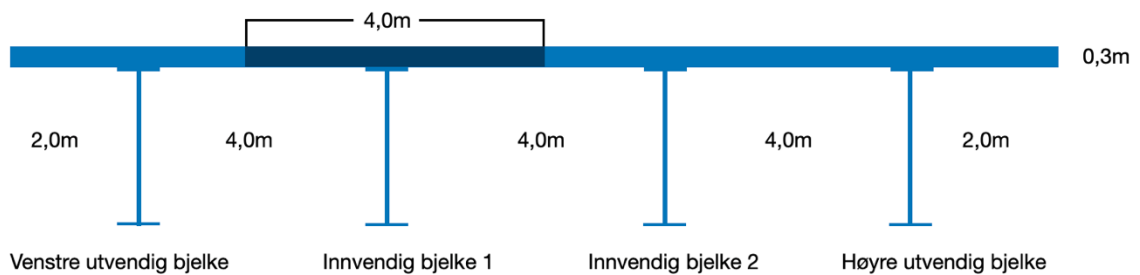
Figur 46: Moment diagram for innvendig bjelke 1

6.2.2 Tilnærming med håndberegning

Innvendig bjelke 1 blir brukt for å sammenligne tilnærmet håndberegning med de numeriske resultatene fra CSiBridge-modellen. Dette er på grunn av innvendig bjelke 1 anerkjennes som en kontinuerlig bjelke med jevnt fordelt belastning. Figur 47 viser den spennfordelingen over betong dekket og på figur 48 vises det påvirkede området av bjelken på dekkseksjonen.



Figur 47: Spennet og støttene mellom bjelkene



Figur 48: Påvirkningsområdet over innvendig bjelke 1

Den samlede totallasten, q , beregnes som følger:

$$A_c = 0.3m * 4m$$

$A_c = \text{område av betong}$

$$\gamma_c = 25 \frac{kN}{m^3}$$

$\gamma_c = \text{enhetsvekst av betong}$

$$q_c = A_c * \gamma_c = 30 \frac{kN}{m}$$

$q_c = \text{fordelt last av betong}$

$$A_s = 0.029m^2$$

$A_s = \text{areal av stålbjelke}$

$$\rho_s = 7849 \frac{kg}{m^3}$$

$\rho_s = \text{tetthet av stål}$

$$g = 9.81 \frac{m}{s^2}$$

$g = \text{gravitasjons akselerasjon}$

$$q_s = A_s * \rho_s * g = 2.232 \frac{kN}{M}$$

$q_s = \text{fordelt last av stål}$

$$q = q_c + q_s = 32.232 \frac{kN}{m}$$

$q = \text{kombinert distrubert last}$

$$L = \frac{100}{5} = 20m$$

$L = \text{lengde på hver spenn}$

Koeffisient verdiene for hogging moment ble bestemt som følgende [22]:

Hogging moment

$$M_A = 0$$

$$M_B = -0.105 * q * L^2 = -1353.744$$

$$M_C = -0.079 * q * L^2 = -1018.531$$

$$M_D = -0.079 * q * L^2 = -1018.531$$

$$M_E = -0.105 * q * L^2 = -1353.744$$

$$M_F = 0$$

De verdiene som kom ut fra hogging moment legger til rette for å utregne skjærkrefter ved støttene, avstanden til skjæringspunktet på hver spennvidde, og sagging moment.

Videre beregning er vist på Vedlegg A, sammen med moment tabellene som begås.

6.2.3 Sammenligning av håndberegning og numerisk tilnærming

Tabell 13 viser resultatene fra manuelle håndberegninger og verdiene oppnådd fra CSiBridge-modellen sammen med tilhørende avvik presentert på venstre rad.

Tabell 13: Avvikstabell fra CSiBridge resultater og håndkalkulasjon

	CSiBridge-modell	Håndkalkulasjon	Avvik
	Hogging moment [kNm]		ΔM [%]
M_B	-1361.3	-1353.7	0.55
M_C	-1047.5	-1018.5	2.76
M_D	-1052.6	-1018.5	3.23
M_E	-1309.5	-1353.7	3.37
	Sagging moment [kNm]		ΔM [%]
M_1	993.3	1005.7	1.25
M_2	427.9	426.4	0.35
M_3	567.4	593.07	4.52
M_4	438.6	432.8	1.30
M_5	963.9	1005.7	4.34
	Skjærkraft [kN]		ΔV [%]
V_A	246.7	254.6	3.21
V_B	755.9	729.09	3.54
V_C	634.4	627.8	1.02
V_D	619.4	627.8	1.37
V_E	744.4	729.09	2.05
V_F	261.2	254.6	2.51

Verdiene fremstilte seg at maksimalt avvik var på litt over 4%, noe som har regningsvarende bekreftelse. Det blir en forenklet antagelse å anse påvirkningsområdet til betongdekket på hele bruene som en konstant på $4 * 0,3m^2$. Det berørte området blir egentlig ikke konstant siden momentet ved støttene på den utvendige bjelken og innvendige bjelken er forskjellig. Men for den forenklete metoden kan denne endringen ignoreres, og påvirkningsområdet antas å være konstant.

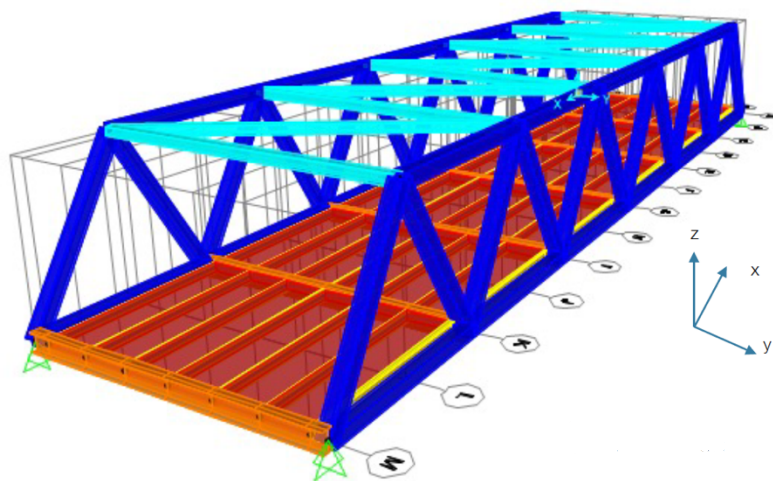
7. Casestudie 2: Design av stål fagverksbru i SAP2000

Det er ulike handlinger som kan påvirke en konstruksjon. Disse handlingene er de forskjellige lastene som resulterer til bøyning, skjæring eller rotasjon. Medlemmene av bruene bør være bærekraftige og økonomiske for å oppnå et design som er både trygt og gjennomførbart. Formålet med dette kapitlet er å designe og analysere et stål fagverksbru ved bruk av programvaren SAP2000. De permanente belastningene, ulike trafikkbelastningene og vind handlingene blir analysert i samsvar med Eurokodene. Fundamenterings effekter blir ikke vurdert i dette kapitlet.

7.1 SAP2000

Programmet SAP2000 brukes for struktur analyse, og får navnet sitt fra «Structural Analysis Program». Dette er et veldig omfattende dataverktøy som hjelper oss med å designe og analysere alle slags strukturer som transport, bygninger og andre type anlegg. I motsetning til CSiBridge kan dette programmet brukes innen flere felter [3].

Ved bruk av SAP2000 kan to eller tre dimensjonale prosjekter tegnes, enkle og vanskelige geometriske strukturerer simuleres, analyseres og rapporteres. Dette programmet har et integrert objekt orientert grensesnitt og har nødvendige maler for modellering. Programmet legger til rette for at informasjonen fra modellene kan redigeres i en tabellvisning, noe som øker effektiviteten til å legge til endringer etter hvert [3].



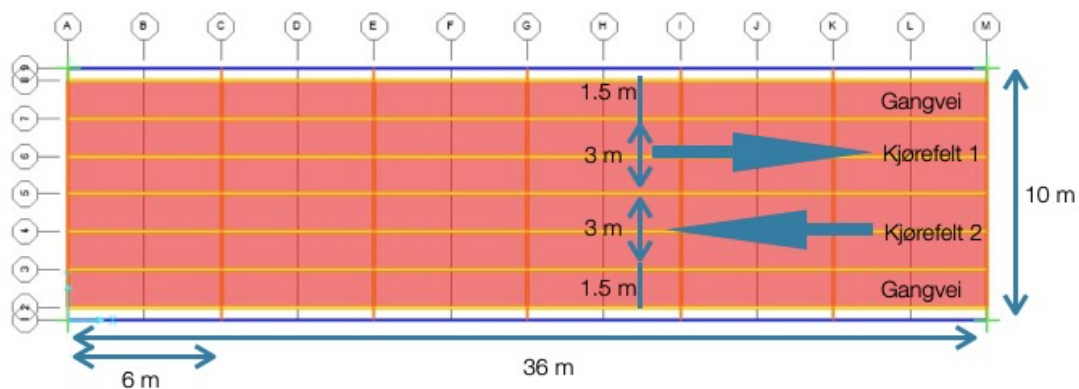
Figur 49: SAP2000 modell

7.2 Struktur design av bruene

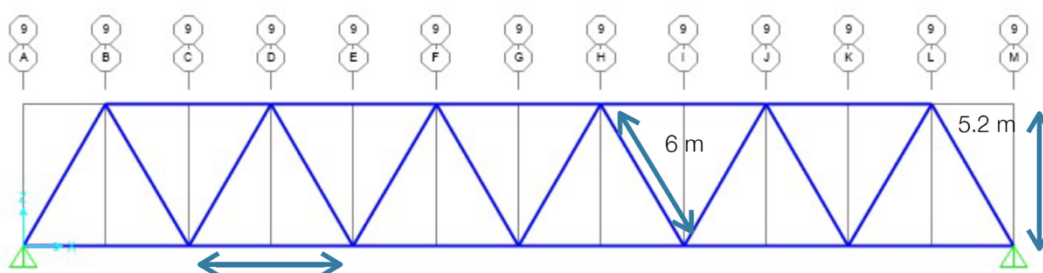
Strukturen som skal analyseres er en fagverksbru satt sammen av stålelementer.

Fagverksbruene har en spennvidde på 36m, og er av typen warren bindingsverk. Sidene og toppen av bruene har det blitt brukt en serie av ensidige trekkanter, som går opp og ned. Betongdekket er støttet av bjelker i y-retning og av ås (purlins) i x-retning. Avstanden på åsene og bjelkene er henholdsvis 6 meter og 1,5 meter. Betongens fasthetsklasse er C30, og materialkvaliteten på stål er S355. Armeringsstålet har en flytegrense på 413 MPa, derfra har betongdekket en tykkelse på 30cm. Akkordene er valgt av rektangulær hul seksjon (RHS), der hovedakkordene er av TUBO 400x400x40 rørseksjoner, og toppakkordene er av TUBE 300x300x40 rørseksjoner. Bærebjelkene er av IPE600 og forsterkere er av IPE300.

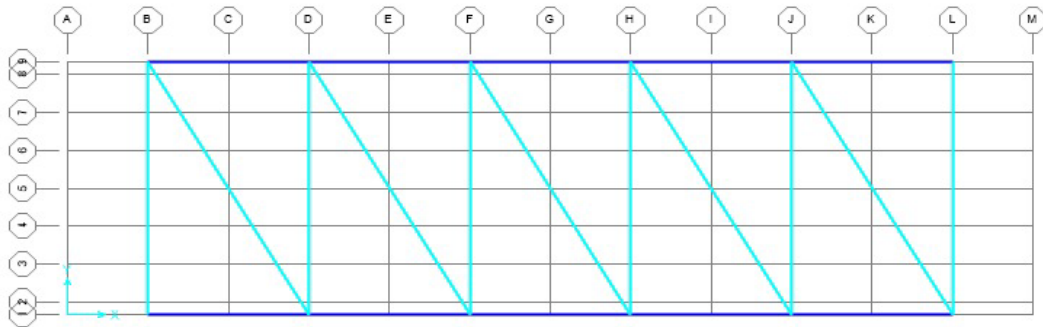
For støttene har det blitt brukt pin-tilkoblede støtter uten moment motstand. Dekkssystemet består av betongplater, bjelker og stål åser, der bærebjelkene er festet til fagverket. Det er en avstand på 0,5 meter (målt fra senterlinjen) mellom åsene og fagverksmedlemmene for å forhindre midtspenn belastning på fagverket. Lastmodell 1, 2, 3, 4 brukes til å simulere trafikkhandlingene. De permanente belastningene består av vekten til de bærende elementene, asfaltlag og gangvei. Bruene har to kjørefelt i motsatt retning og en gangvei på hver sin side.



Figur 50: Omriss av bruene: Blå linjer indikerer fagverkelementene, oransje linjer representerer bjelkene, gule linjer viser åsene (purlins) og rødt område viser betongdekket.



Figur 51: Bru modellen sett fra siden



Figur 52: Sett ovenfra viser de lyseblå linjene de øverste akkordene som er en del av bindingsverket, og de er dermed koblet til hovedakkordene (blå linjer).

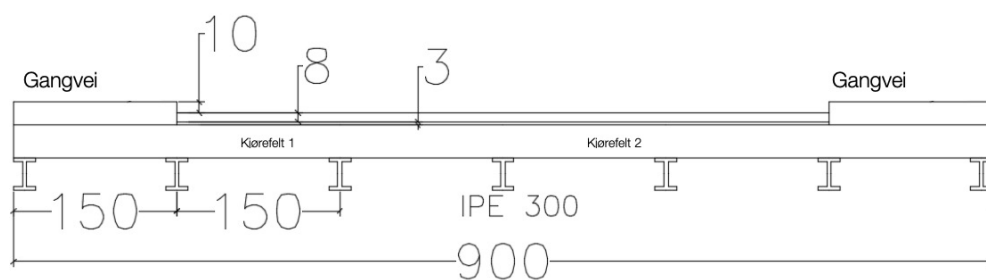
7.2.1 De permanente lastene på bruene

De permanente lastene på bruene består av selv vekten til lastesystemet og vekten av andre elementer totalt. Dem blir kalt for døde laster, og forblir relativt konstante over tid.

7.2.1.1 Vekten av lastesystemet

Densiteten er 7800 kg/m^3 for de strukturelle stålelementene og 2500 kg/m^3 for betong. Hovedakkord bjelkene er 400×40 rørdeler med en belastning på $4,93 \text{ kN/m}$. Toppakkord bjelkene er 300×40 rørdeler med en belastning på $3,70 \text{ kN/m}$. IPE600 bjelker har en belastning på $1,20 \text{ kN/m}$ og IPE 300 bjelker har en belastning på $0,41 \text{ kN/m}$. Betongplaten har en vekt på $7,5 \text{ kN/m}^3$. Vekten på det bærende systemet beregnes automatisk av SAP2000.

7.2.1.2 Vekten av andre elementer

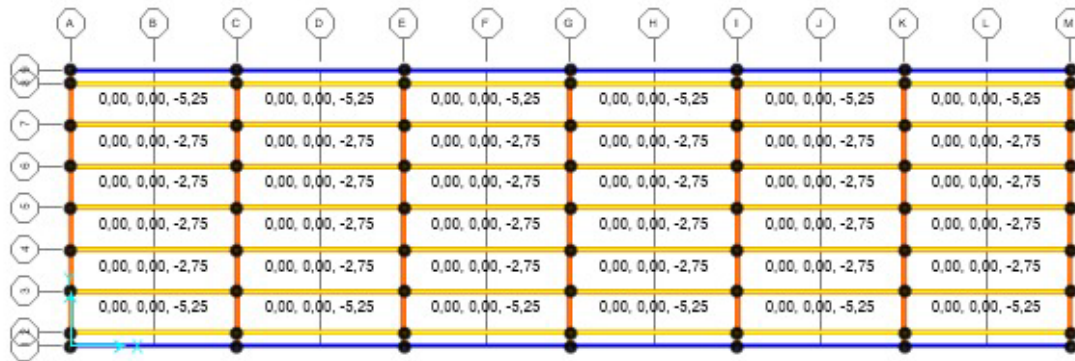


Figur 53: Seksjons kutt av dekket (enhetene er i cm)

Som vist i figur 53, er det flere permanente laster som kommer frem ved hjelp av seksjons kutt. Disse er vekten av asfalt, vanntettlag og gangvei i betong med en tykkelse på henholdsvis 8cm, 3cm og 21cm. Nettoforskjellen mellom veinivå og gangveinivå er 10 cm. Det vil også bli brukt stålbarrierer, men siden vekten er så liten kan dette oversees.

- Vekt av asfalt og vanntettlag $2,75 \text{ kN/m}^2$
- Vekt av gangvei $5,25 \text{ kN/m}^2$

Figur 54 viser fordelingen av lasten i SAP2000 modell, der lastene blir bevirket på platene.



Figur 54: Belastning av veien og gangveien i SAP2000 (enhetene er i kN/m^2 i -z retning)

7.2.2 Trafikkbelastningene på bruene

Trafikkbelastninger er variable handlinger som svinger i løpet av konstruksjonens levetid. Disse handlingene kan være normal trafikkbelastning, last som kommer fra spesialbiler, tunge kjøretøy eller fotgjengere. I tillegg må også bremse- og akselerasjonskrefter tas i betraktning [8]. Bruene er ikke buet, så det er ingen sentrifugalkrefter. Trafikkbelastningene deles etter 4 lastmodeller der det tas hensyn til de nevnte scenariene for de ulike kombinasjonene av trafikken. Dermed blir lastene analysert med tanke på det som blir mest ugunstig for konstruksjonen.

7.2.2.1 Lastmodell 1

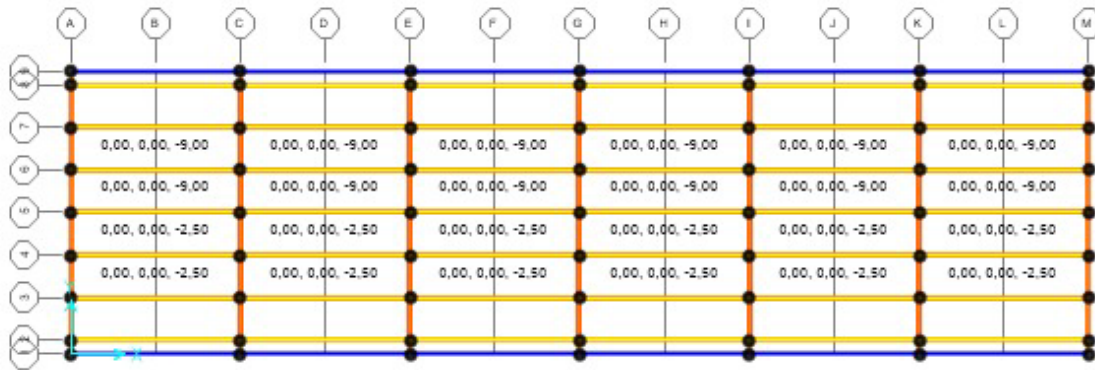
Lastmodell 1 brukes generelt for biler og lastebiler som har jevnt distribuert og konsentrert last. Lastmodell 1 er satt sammen av to konsentrerte laster, en jevnt fordelt last (UDL-system) og boggilaster (Tandem-system). Boggilast (TS) har en vekt på hver aksel som er $\alpha_Q Q_k$, og en kontaktflate 0,4 kvadratmeter på hvert hjul. Vekten av den jevnt fordelte lasten (UDL) er $\alpha_Q q_k$ av den teoretiske banen per kvadratmeter [8][29]. Etter lastmodell 1 er bredden på kjørebane delt inn i to felt. Der bruens bredde, (w) er 6 m og bredden på hver felt, (n) er 3 m.

Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane w_l	Width of the remaining area
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.

Figur 55: Antall og bredder på de forskjellige teoretiske banene [8]

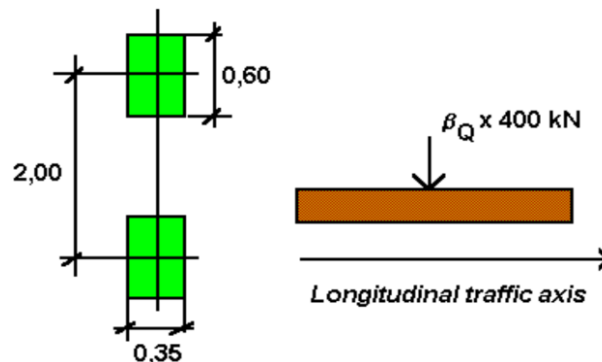
Siden bruene er symmetriske, har vi valgt kjørefelt 1 for å være det feltet med en høyere trafikkbelastning. En jevnt fordelt last på 9 kN/m^2 distribueres til kjørefelt 1 og en jevnt fordelt last på $2,5 \text{ kN/m}^2$ distribueres til kjørefelt 2. Figur 56 viser tildelingen av UDL på platene i SAP2000. Boggilasten simulerer de lokale effektene av trafikken, og verdiene den får er 600 kN for kjørefelt 1 og 400 kN for kjørefelt 2.



Figur 56: UDL for lastmodell 1 (enhetene er i kN/m^2 i -z retning)

7.2.2.2 Lastmodell 2

Lastmodell 2 brukes for de dynamiske påkjenningene fra kjøretøyer med aksellast som er lik $\beta_Q Q_{ak}$ over et spesifikt lastereale. Videre settes Q_{ak} lik 400 kN (200 kN per hjul) sammen med en dynamisk forsterkning, der β_Q er lik $1,0$. Hvert hjul skal ha en kontakt flate på $0,35 \text{ m}$ og $0,6 \text{ m}$ med 2 m avstand målt sentrert fra hjulene [29].

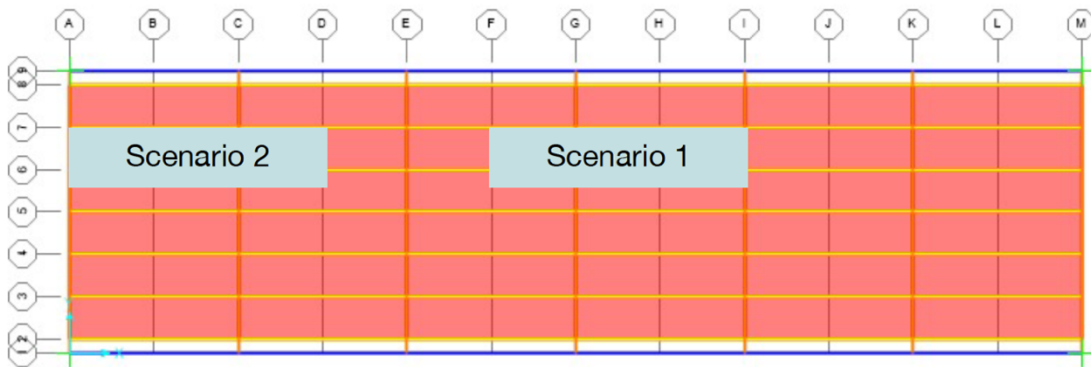


Figur 57: Demonstrasjon av lastmodell 2 [29]

7.2.2.3 Lastmodell 3

Bruen er også designet for andre type belastninger som kommer fra spesialkjøretøyer. Vi bruker SV80-kjøretøy siden det anbefales for motorveier [8]. Kjøretøyet kan ha forskjellige effekter på bruene avhengig av posisjonen. Lastmodell 3 analyseres i to forskjellige scenarier, der det første scenariet er når kjøretøyet er i midten, og det andre er når kjøretøyet er i

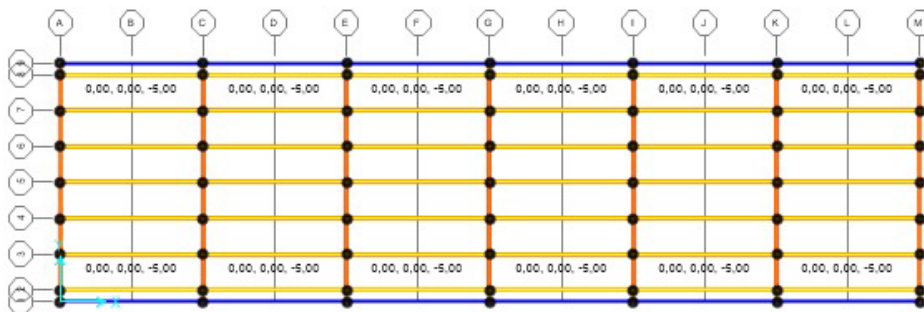
nærheten av støttepunktet. Figur 58 viser posisjonen som blir påført i SAP2000 for de to scenariene. Andre mulige steder er ikke unike på grunn av strukturens symmetriske geometri.



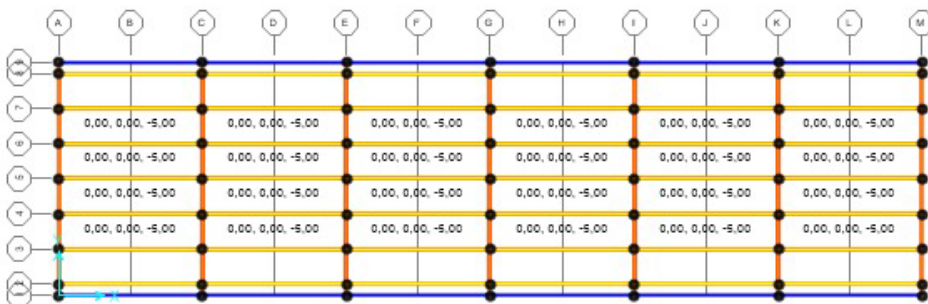
Figur 58: Plasseringen av de to spesielle kjøretøy belastnings scenariene

7.2.2.4 Lastmodell 4

Lastmodell 4 presenterer en jevnt fordelt last av fotgjengere og er delt inn i to lastemønstre. Første lastemønster er den menneskelige belastningen på gangveiene, og andre lastemønster vurderes når folkemengder går på veien. Lasten har en verdi på 5 kN/m^2 og en kombinasjons verdi lik 3 kN/m^2 . Figur 59 og 60 viser lastmodell 4 i henholdsvis til SAP2000-modellen for gangvei og veilast.



Figur 59: Lastmodell 4 på gangveier (enheter i kN/m^2 i -z retning)



Figur 60: Lastmodell 4 på vei (enheter i kN/m^2 i -z retning)

Bremse- og akselerasjonskrefter

Bremse- og akselerasjonskrefter er handlinger i lengderetning og tverretning (y- og z retning). Lengdekraftene er 75% av lastmodell 1 og de horisontale kreftene er halvparten i verdi av langsgående krefter. Dette gjelder både UDL og TS.

Påføring av levende belastninger på kjørefeltene

De levende lastene er trafikk- og fotgjengerbelastning på kjørefeltene og gangveiene. Vognveiens bredde er 6m, og bredden på kjørefeltene er 3m hver. Det gjenværende området for to gangveier er 1,5 meter for hver. Kjørebansens midtlinje er 0,0 m og har en bredde på 3m på hver side.

Lastmodell 1:

UDL på kjørefelt 1	Mellom: 0,0m – 3m
UDL på kjørefelt 2	Mellom: 0,0m – -3m
TS på kjørefelt 1	Midtlinje: 1,5m
TS på kjørefelt 2	Midtlinje: -1,5m
Bremse og akselerasjon på kjørefelt 1	Mellom: 0,0m – 3m
Bremse og akselerasjon på kjørefelt 2	Mellom: 0,0m – -3m

Lastmodell 2:

Kjørefelt 1	Midtlinje: 1,5 m
-------------	------------------

Lastmodell 3:

Midtspenn på kjørefelt 1	Midtlinje: 1,5 m (scenario 1)
Nær støtte på kjørefelt 1	Midtlinje: 1,5 m (scenario 2)

Lastmodell 4:

Brukes på gangveier som arealbelastning

7.2.3 Vindkrefter på bruene

For utregning av basis vindhastighet brukes informasjonen som er gitt på NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 [10]. Bruens høyde er 5,2 meter, og høyden på støttene som er høyden på bakken over havet antas å være 10 meter. Det vil si at støttene sitter 10 meter over havet.

Bruene er plassert på et horisontalt område med regelmessig dekning av vegetasjon.

Terrenkategorier er III som vist i figur 61, og terrengets ruhefaktorer (k_r) er lik 0,215.

Ruhefaktorer (C_r) blir 0,149, og referansevindhastigheten ($V_{b,0}$) er tatt som 26 m/s. Verdiene for terrenformfaktor (C_o), retningsfaktor (C_{dir}), og årstidsfaktor (C_{season}) blir tatt som 1, anbefalt etter det nasjonale vedlegget [10]. Dermed blir basis vindhastighet (V_b) lik 26 m/s.

Steds vindhastighet er beskrevet som den gjennomsnittlige vindhastigheten (V_m).

Gjennomsnittlig vindhastighet beregnes ved hjelp av formelen nedenfor:

$$V_m = C_r * C_o * V_b$$

$$V_m = 3,87 \text{ m/s}$$

Gjennomsnittlig vindhastighet blir 3,87 m/s. SAP2000 beregner vindhandlingene når vindparameterne er definert. Formlene har tidligere vært nærmere forklart i delkapittelet «2.3.7.2 Vindlast».

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \qquad c_r(z) = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)$$

where:

$z_{0,II}$ = 0,05 m (terrain category II, Table 4.1)

z_{min} is the minimum height defined in Table 4.1

z_{max} is to be taken as 200 m

Terrain category	z_0 m	z_{min} m
0 Sea or coastal area exposed to the open sea	0,003	1
I Lakes or flat and horizontal area with negligible vegetation and without obstacles	0,01	1
II Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights	0,05	2
III Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)	0,3	5
IV Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m	1,0	10

NOTE: The terrain categories are illustrated in A.1.

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$$

NOTE 2 The value of the directional factor, c_{dir} , for various wind directions may be found in the National Annex. The recommended value is 1,0.

NOTE 3 The value of the season factor, c_{season} , may be given in the National Annex. The recommended value is 1,0.

Figur 61: Kalkulasjon for ruhefaktor og formel for basis vindhastighet [10]

7.3 Grensetilstander

Grensetilstander referer til tilstander der en struktur eller strukturelement er på grensen til å være uegnet eller ikke oppfyller de angitte kravene. I dette delkapittelet skal det utføres relevante belastningsmodeller for de forskjellige grensetilstandene. Bruen skal bli kontrollert for at ingen grensetilstand overskrider designverdiene med tilhørende materialegenskaper og laster. Resultatet fra lastkombinasjonene skal ikke overstige designmotstanden, og dersom det er flere laster som virker samtidig skal den kombinerte effekten ikke overstige motstanden for den kombinasjonen. Følgende grensetilstander er det [7]:

- Bruddgrensetilstand (Ultimate Limit State, ULS)
- Bruksgrensetilstand (Serviceability Limit State, SLS)
- Utmattelsesgrensetilstand (Fatigue Limit State, FLS)
- Ulykkesgrensetilstand (Accidental Limit State, ALS)

7.3.1 Designsjekk for bruddgrensetilstand (ULS)

Det utføres designsjekk for bruddgrensetilstand for bruene med tilhørende laster. Lastene som påføres er en kombinasjon av død last og flere typer lastmodeller med forskjellige sikkerhetsfaktorer. Denne sjekken med ulike sikkerhetsfaktorer skal vise frem om bruene tåler en ugunstig last kombinasjon av trafikkbelastninger og andre type laster som for eksempel fotgjengere og vindaksjoner. Ligning 6.10 a) og 6.10 b) brukes, og verdiene for design faktorer, reduksjonsfaktorer og utformingsverdier er hentet fra Norsk Standard [7].

$$\text{Ligning 6.10 a)} \quad \Sigma \gamma_{Gj,sup} \cdot G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}$$

$$\text{Ligning 6.10 b)} \quad \Sigma \xi \gamma_{Gj,sup} \cdot G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$$

Tabell 14: Design verdier for kombinasjonene [7]

	Lastkombinasjon	Type last	
		Permanent ($\gamma_{Gj,sup}$)	Trafikk/variabel ($\gamma_{Q,1}$)
Trafikklast	EQU (sett A)	1,0	1,35
	STRa (ligning a)	1,35	1,35
	STRb (ligning b)	1,2015 ¹⁾	1,35

¹⁾I Norge brukes 6.10a og 6.10b, slik at $\xi \gamma_{Gj,sup} = 0,89 \cdot 1,35 = 1,2015$

Tabell 15: Anbefalte verdier for ψ_1 faktorer for bruer [7]

Aksjon	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Trafikklast	0,7	0,7	0,2/0,5

7.3.2 Lastkombinasjoner

Kombinasjonene er definert på SAP2000 og inkluderer varierende kombinasjoner av handlinger og kombinasjoner av scenarier i handlingene (for eksempel belastningen i lastmodell 3 har to scenarier som vi har beskrevet tidligere). Siden EQU har lav lastkoeffisient inkluderes det i STRa. Dermed ble kombinasjonene som følgende:

STRa (ligning a) $1,35 G_{kj,sup} + 1,35 (0,7 Q_{k,1}) = 1,35 G_{kj,sup} + 0,945 Q_{k,1}$

- gr1a $1,35 G_{kj,sup} + 0,945 (LM1 + 0,6 LM4)$: LM4 for gangvei
- gr1b $1,35 G_{kj,sup} + 0,945 (LM2)$
- gr2 $1,35 G_{kj,sup} + 0,945 (LM1 + LM1 (Bremse og akselerasjon))$
- gr3 $1,35 G_{kj,sup} + 0,945 LM4$: Gangvei belastning
- gr4 $1,35 G_{kj,sup} + 0,945 (LM4)$: Fult publikum belastning
- gr5 $1,35 G_{kj,sup} + 0,945 (LM3)$: Midtspenn scenario
- gr5 $1,35 G_{kj,sup} + 0,945 (LM3)$: Nær støtte scenario

STRb (ligning b) $1,2015 G_{kj,sup} + 1,35 Q_{k,1}$

- gr1a $1,2015 G_{kj,sup} + 1,35 (LM1 + 0,6 LM4)$: LM4 for gangvei
- gr1b $1,2015 G_{kj,sup} + 1,35 (LM2)$
- gr2 $1,2015 G_{kj,sup} + 1,35 (LM1 + LM1 (Bremse og akselerasjon))$
- gr3 $1,2015 G_{kj,sup} + 1,35 LM4$: Gangvei belastning
- gr4 $1,2015 G_{kj,sup} + 1,35 (LM4)$: Fult publikum belastning
- gr5 $1,2015 G_{kj,sup} + 1,35 (LM3)$: Midtspenn scenario
- gr5 $1,2015 G_{kj,sup} + 1,35 (LM3)$: Nær støtte scenario

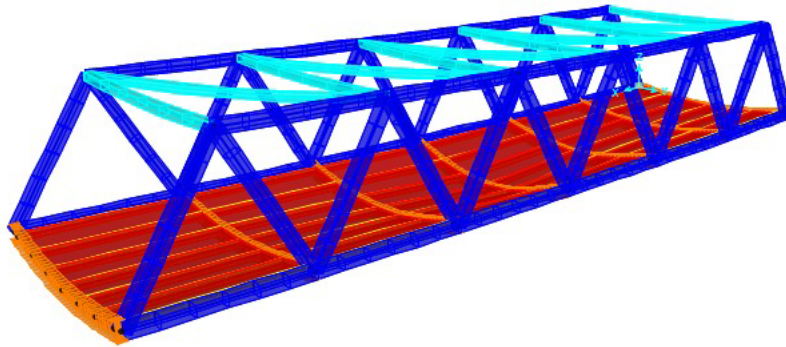
Vindhandling $1,35 G_{kj,sup} + 1,5 W$

$1,35 G_{kj,sup} + 1,5 W$

Totalt ble 15 lastkombinasjoner definert på SAP2000 modell. Etter å ha definert lastkombinasjonene ble strukturanalysen igangsatt på programmet.

7.3.3 Analyse

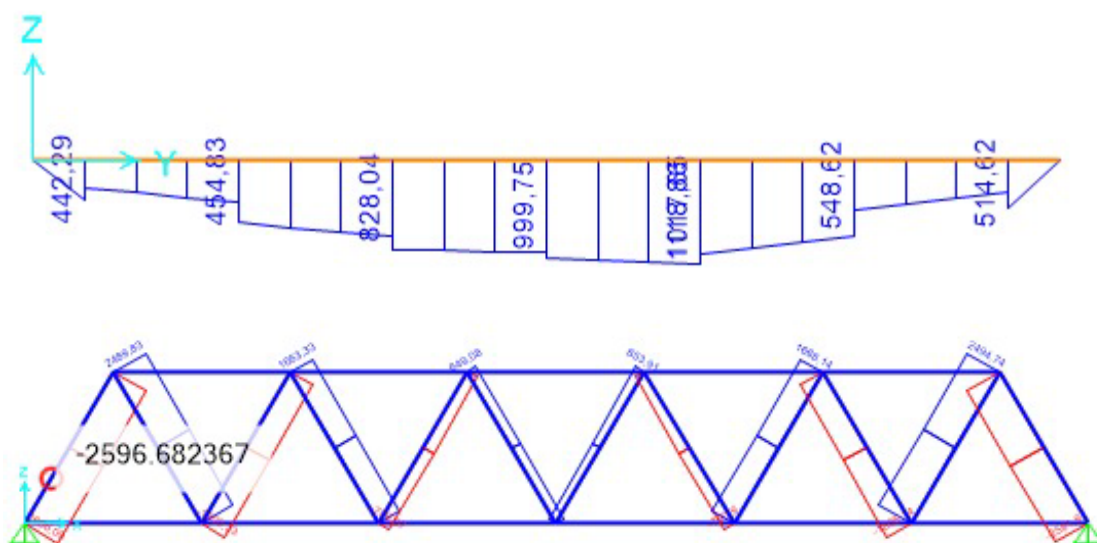
Bruen analyseres i henhold til de definerte materialene, geometrien og lastkombinasjonene. Resultatet av alle kombinasjonene presenteres som de interne belastningene i de strukturelle medlemmene. I de følgende avsnittene presenteres moment diagrammet for bjelkene og aksiale belastnings diagrammet på fagverkselementene.



Figur 62: Deformert form av bruene (under STRa gr1a lastkombinasjon). Maksimal avbøyning er $-0,039$ m (3,9 cm nedover)

STRa gr1a

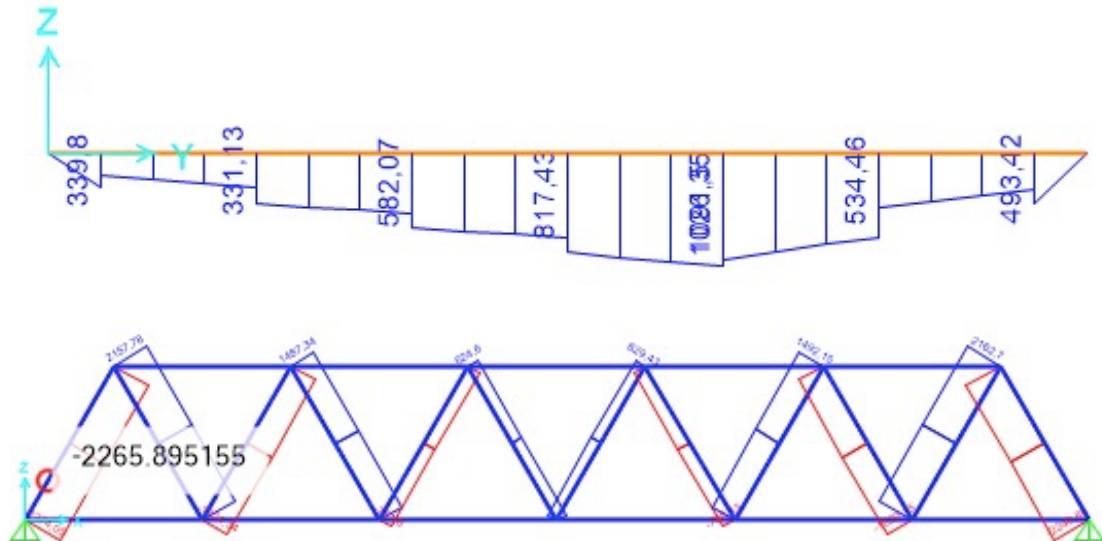
Denne lastkombinasjonen dekker død belastning samt normalt trafikkforhold og fotgjenger belastning på gangveiene. Momentdiagrammet nedenfor er diagrammet for bjelken på GG-akse, som er den aksene med høyest moment.



Figur 63: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 1

STRa gr1b

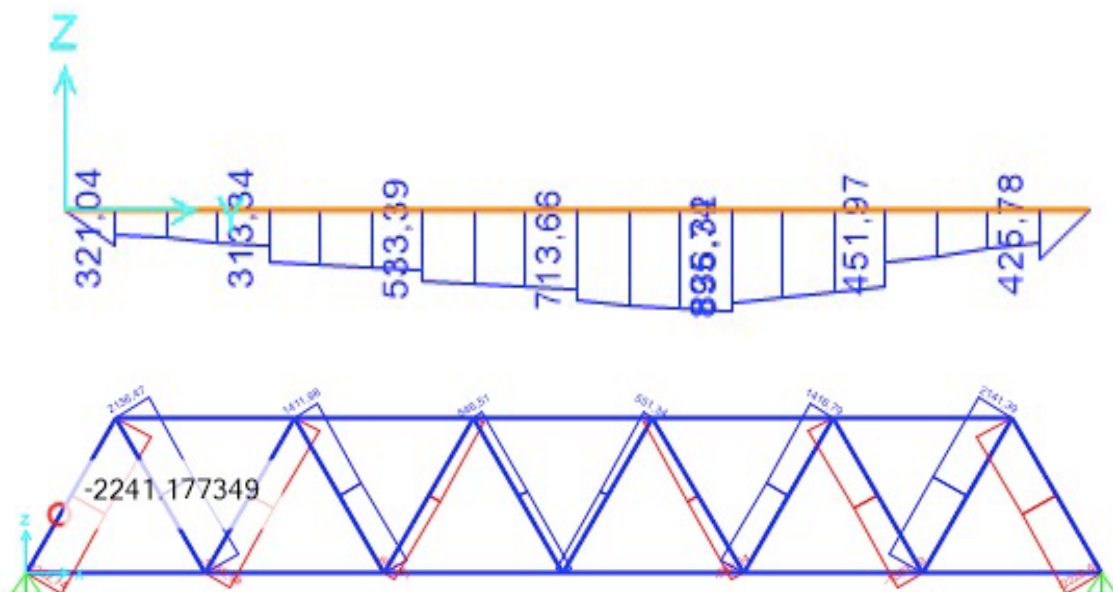
Denne lastkombinasjonen dekker død belastning samt enkelakselast. Momentdiagrammet nedenfor er diagrammet for bjelken med høyest moment.



Figur 64: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 2

STRa gr3

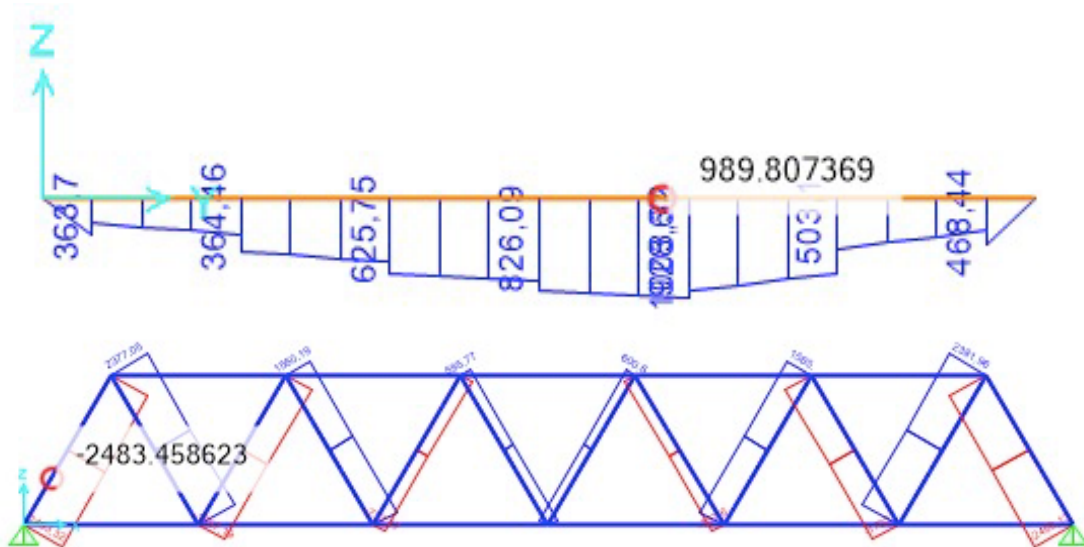
Denne lastkombinasjonen dekker de døde lastene samt fotgjenger belastning på gangveiene. Momentdiagrammet nedenfor er diagrammet for bjelken med høyest moment.



Figur 65: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 4

STRa gr4

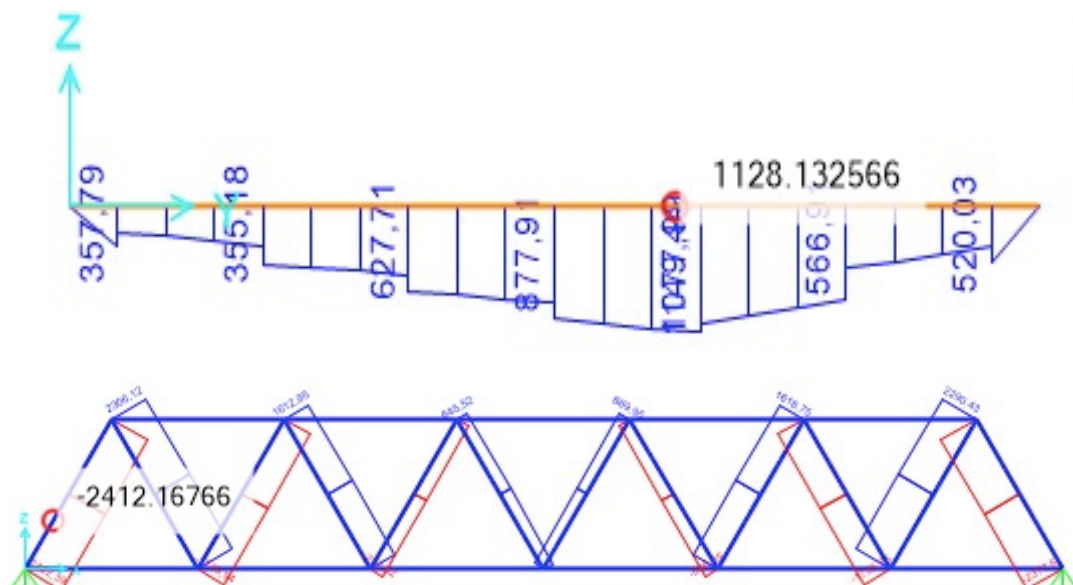
Denne lastkombinasjonen dekker de døde lastene, så vel som fullt publikums belastning på gangveier og vei. Momentdiagrammet nedenfor er diagrammet for bjelken med høyest moment. Forskjellen mellom “gr3” og “gr4” er at førstnevnte bare dekker fotgjenger belastning på gangveien, og sistnevnte dekker fotgjenger belastning på hele dekkområdet på bruene.



Figur 66: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 5

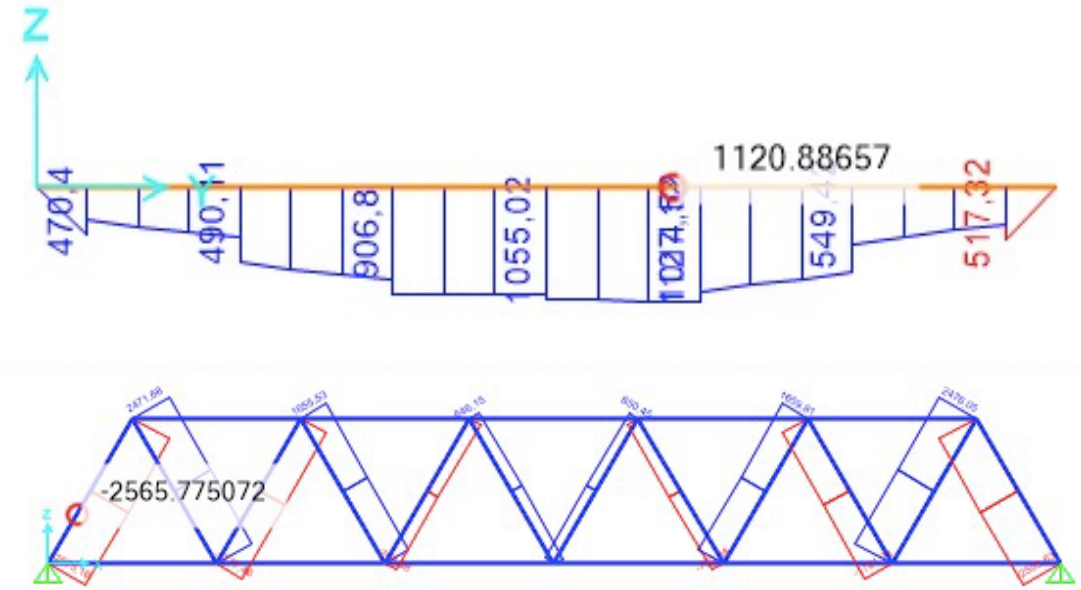
STRa gr5 (last scenario for midtspenn)

Denne lastkombinasjonen dekker de døde lastene samt spesiell kjøretøybelastning på midtspennet. Momentdiagrammet nedenfor er diagrammet for bjelken med høyest moment.



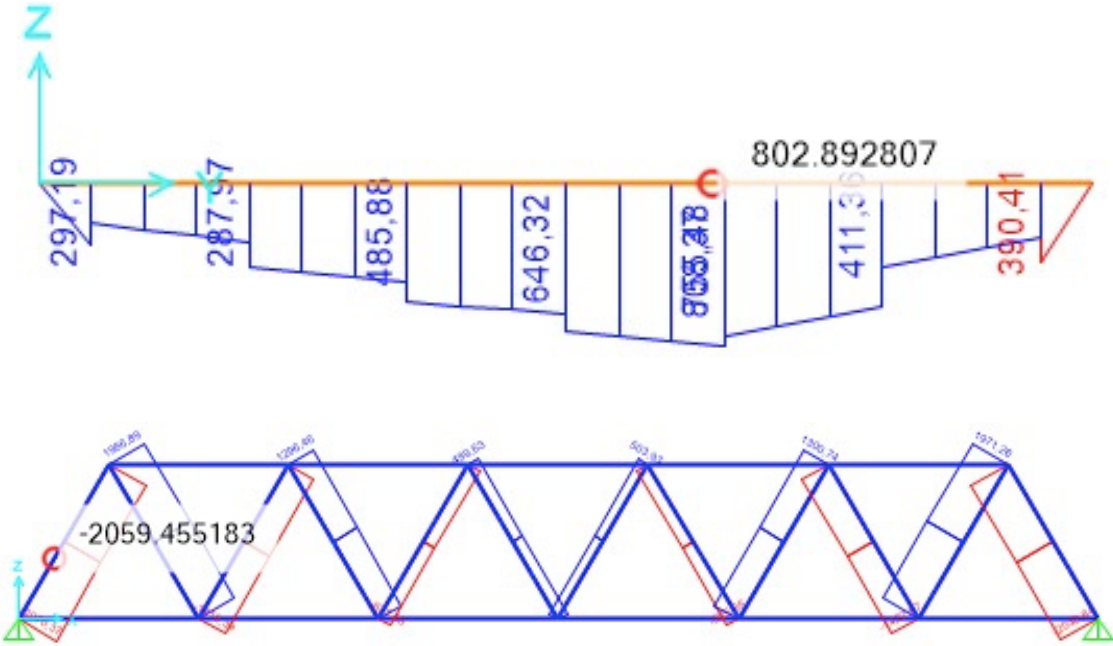
Figur 67: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 6

STRb gr1a



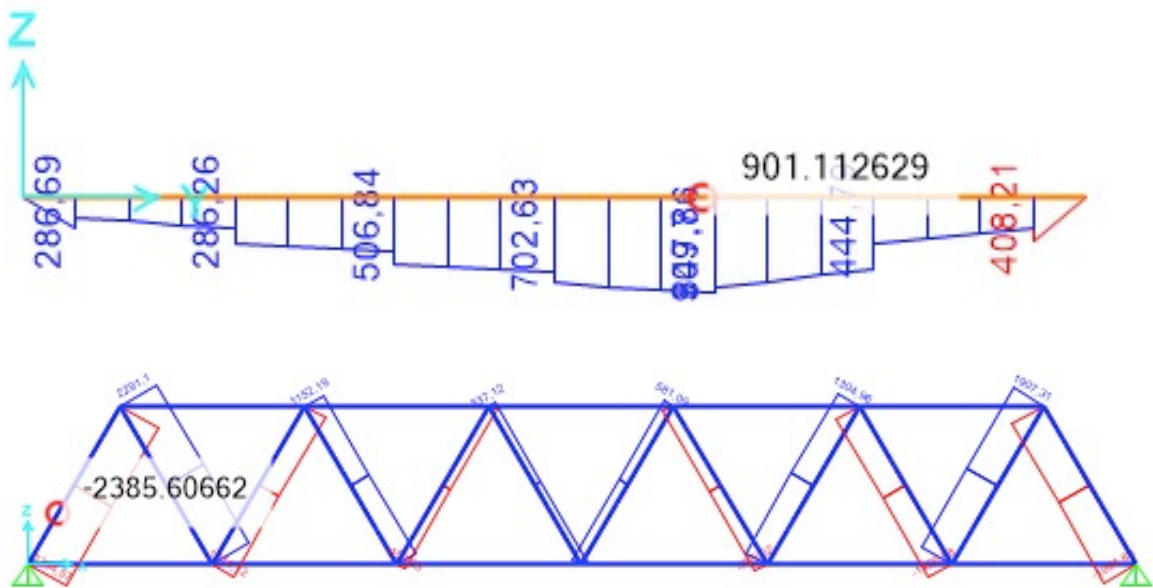
Figur 68: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 8

STRb gr3



Figur 69: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 11

STRb gr5 (nær støtte)



Figur 70: Moment (kNm) og aksial (kN) belastnings diagram for lastkombinasjon 14

7.3.3.1 Resultater fra analysen

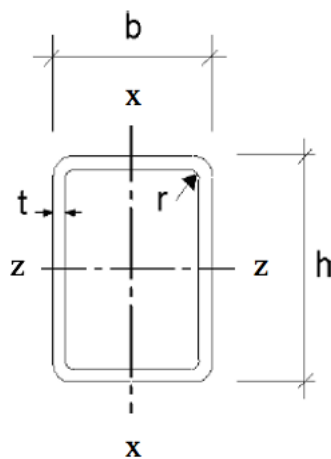
Vi ser at de permanente belastningene er mer effektive og at lasttilfeller med høyere permanente lastkoeffisienter gir mer ugunstige resultater. Vi har sett at den maksimale trykkraften på hovedfagverksdelene er 2597 kN i kompresjon. Maksimum bøyemoment på bjelkene er 1110 kNm. Den endelige utformingen av bruddgrensetilstanden (ULS) for medlemmene vil bli gjort basert på resultatene av strukturanalysen, der “gr1a” - kombinasjonen gir den mest ugunstige effekten.

7.3.4 Design av fagverksmedlemmene

For å tilfredsstille kravet til bruddgrensetilstanden skal medlemmene i bruene være organisert slik at forsamlingen som helhet oppfører seg som et enkelt objekt mot eventuelt brudd.

7.3.4.1 Design av TUBE 400x40 fagverksmedlem

Tube 400x40 er hovedakkord medlemmene på sidene av bruene. Maksimal aksial kraft er 2597 kN i kompresjon, og dimensjonene for medlemmet kan sees nedenfor. Lokal knekking, global knekking og trykkstyrke sjekkene gjøres etter NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 [27].



$$h = 400 \text{ mm}$$

$h = \text{totalt høyde}$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$b = \text{totalt bredde}$

$$t = 40 \text{ mm}$$

$t = \text{tykkelse}$

$$A = 63 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$A = \text{areal}$

$$I_z = 1464 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$I_z = \text{treghetsmoment } z - \text{akse}$

$$I_x = 1464 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$I_x = \text{treghetsmoment } x - \text{akse}$

$$r_z = 156 \text{ mm}$$

$r_z = \text{gyrasjonsradius } z - \text{akse}$

$$r_x = 156 \text{ mm}$$

$r_x = \text{gyrasjonsradius } x - \text{akse}$

Figur 71: Dimensjoner på TUBE 400x40x40 medlem [27]

Slankhetsforholdet på fagverksmedlemmene: $\lambda = L_c/r = 38,5 < 200 \quad OK$.

Medlemmene er ikke slanke under spenning. Siden trykkreftene er høyere enn strekkreftene, gjør vi beregninger i henhold til trykkreftene. Elastisitetsmodulen til strukturelt stål er 200 GPa og flytegrensen er 355 MPa. Utfyllende beregninger for detaljene er vist i Vedlegg B.

Lokal knekking

$$L_c = 6000 \text{ mm}$$

$L_c = \text{vognveiens bredde}$

$$h_w = 320 \text{ mm}$$

$h_w = \text{stegets høyde}$

$$\lambda = \frac{h_w}{t} = 8 \leq 35.4 = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Medlemmet er ikke utsatt for lokal knekking, årsaken til det er at de medlemmene vi har brukt er 40mm, veldig tykke.

Global knekking

$$\lambda = L_c/r = 38,5 \text{ m} \leq 111,8 = 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Medlemmet er utsatt for plastisk global knekking. Dersom det hadde vært elastisk global knekking ville vi brukt verdien av F_e , men siden vi har plastisk global knekking beregner vi F_{cr} separat.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} = 1334 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{f_y}{F_e}}\right) f_y = 317 \text{ MPa}$$

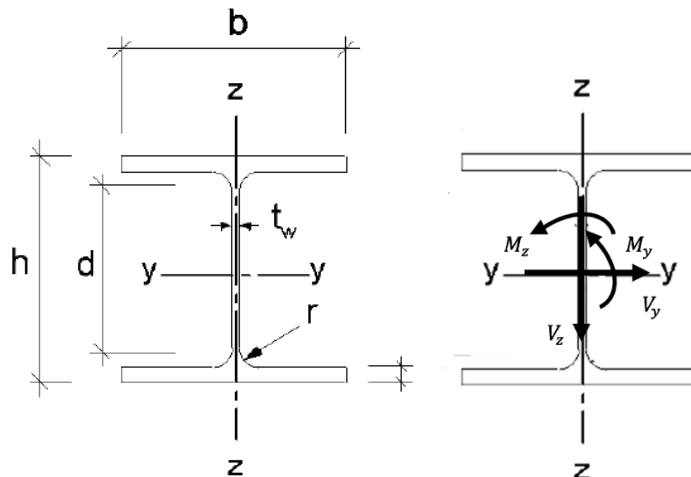
Trykkfastheten bekreftes ved å se på forholdet mellom tverrsnittets dimensjonerende aksialkraftkapasitet ($N_{c,Rd}$) og den dimensjonerende aksialkraften (N_{Ed})

$$N_{c,Rd} = 0,9F_{cr}A = 17974 \text{ kN} \quad \text{og} \quad N_{Ed} = 2597 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} \geq N_{Ed} \quad \text{OK.}$$

7.3.4.2 Design av IPE 600 bjelker

Betongens fasthetsklasse er C30, og stålqualiteten er S355. Betegnelse på formen og material egenskapene for IPE600 stål I-bjelke er vist i figur 72 og tabell 16 under. Dermed er moment etterspørselen på komposittdekket lik 1110 kNm.



Figur 72: Betegnelse på seksjonsegenskapene for IPE600 bjelke [27]

Tabell 16: Tverrsnitts- og material egenskaper for IPE600, S355 bjelke [27]

Parametere	Verdier
$f_y(kN)$	355
$f_{ck}(kN)$	30
$f_u(kN)$	470
$E (GPa)$	200
$A(mm^2)$	15600
$h(mm)$	600
$b(mm)$	220
$t_w(mm)$	12
$t_f(mm)$	19
$I_z = 10^6 mm^4$	921
$I_x = 10^6 mm^4$	34
$i_z(mm) - gyrasjonsradius$	243
$S_z(1000mm^3) - elastisk seksjon modulus$	3069
$Z_z(1000mm^3) - plastisk seksjon modulus$	3512
$i_x(mm) - gyrasjonsradius$	46,6

Effektiv bredde på betongdekket er $10m / 8 = 1,25$ m. Styrken på stålplaten, armering og betongfylling av platen ignoreres.

7.3.4.3 Bestemmelse av nøytralaksens dybde

Forutsatt at stålbejelken gir seg fullt ut under spenning og nøytralaksen er over stålbejelken. Derifra beregnes dybden på nøytralaksen (x) som følgende:

Strekk kraft i IPE600

$$T_s = \phi_s A f_y$$

$$T_s = 4984 \text{ kN}$$

Trykk kraft i betong

$$T_s = C_c = (0,82c)(1,25m)(30MPa/1,5)$$

$$c = \text{dybden på kompresjonsblokken i betong}$$

$$c = 0,16m = x$$

Nøytralaksen er over IPE 600 bjelken

Belastning på toppen av IPE600

$$(\epsilon_{st})_{topp} = (0,0035)(0,24m)/(0,16m)$$

$$(\epsilon_{st})_{topp} = 0,005 \geq 0,002$$

Antakelsen er korrekt.

Siden bjelken er under full spenning, er det ikke behov for knekksjekk. Bøyemoment motstanden kan beregnes som følger.

7.3.4.4 Moment motstand

Design bøyemoment

$$M_{c,Rd} = T_s z$$

z: avstanden mellom sentrum til IPE600 og C_c

$$z = 0,63$$

$$M_{c,Rd} = 3140 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 1110 \text{ kNm}$$

$$M_{c,Rd} \geq M_{Ed} \quad OK.$$

Belastning på bunnen av IPE600

$$(\epsilon_{st})_{bunn} = (0,0035)(0,84m)/(0,16m)$$

$$(\epsilon_{st})_{bunn} = 0,018$$

Maksimal tillat belastning er 0,1

$$(\epsilon_{st})_{bunn} \leq 0,1 \quad OK.$$

Tykkelsen på betongdekket er ikke redusert for å være på den konservative siden.

7.3.4.5 Skjærkraft motstand

Maksimal skjærkraft, som kommer fra gr1a-kombinasjonen er 1030 kN på GG-aksen.

Arealet av steg på IPE600

$$A_w = (h - 2t_f)(t_w) = 6744 \text{ mm}^2$$

Skjærmotstand

$$V_{c,Rd} = \phi 0,6 f_y A_w$$

$$\phi = 0,75 \text{ for skjærkraft}$$

$$V_{c,Rd} = 1077 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1030 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd} \geq V_{Ed} \quad OK.$$

7.3.5 Designsjekk for bruksgrensetilstand (SLS)

Bruksgrensetilstanden beskriver tap av bruens funksjon uten at det gir strukturell svikt eller usikkerhet for bæreevnen. Dette inkluderer vibrasjon og avbøyning, samt holdbarhet. Disse forholdene vedrører ikke konstruksjonens sikkerhet, men kan fremdeles svekke blant annet effektivitet, funksjon og utseendet [6].

Denne grensetilstanden kan være reversibel og irreversibel [7]:

- Reversibel bruksgrensetilstand: Årsaken til overskridelsen på strukturen kan fjernes, og strukturen kommer tilbake til ønsket tilstand.
- Irreversibel bruksgrensetilstand: Årsaken til overskridelsen på strukturen kan fjernes, men elementet er uopprettelig fra den deformerte tilstanden, kan utbyttes.

Det er i utgangspunktet tre kombinasjoner som vurderes for bruksgrensetilstand:

Karakteristisk kombinasjon

Den karakteristiske kombinasjonen brukes til å sjekke de irreversible grensetilstandene som for eksempel sprekker i betong. Verdien for karakteristisk kombinasjon er et resultat av en handling som er ment for å ta hensyn til redusert sannsynlighet for samtidig forekomst av to eller flere variable handlinger. Den karakteristiske verdien uttrykkes med følgende faktor, $\psi \leq 1,0$ [7].

$$\Sigma G_{kj,sup} + Q_{k,1}$$

Hyppig kombinasjon

Denne kombinasjonstypen brukes til å kontrollere reversible grensetilstander som for eksempel sprekker i forspente betong eller avbøyninger. Verdien for hyppig kombinasjon er slik at den bare skal overskride i en kort periode. Den kan uttrykkes som en del av den karakteristiske verdien ved å bruke faktor $\psi \leq 1,0$ [7].

$$\Sigma G_{kj,sup} + \psi_{1,1} Q_{k,1}$$

Kvasi permanent kombinasjon

Denne kombinasjonen er relatert til langsiktige effekter, og utseendet til en struktur som for eksempel avbøyninger eller sprekkebredder i betong. Verdien for kvasi permanent kombinasjon er betegnelsen på at den skal overskride i en betydelig periode. Den uttrykkes som en del av den karakteristiske verdien ved å bruke faktor $\psi \leq 1,0$ [7].

$$\Sigma G_{kj,sup} + \psi_{2,1} Q_{k,1}$$

Delfaktorene for de permanente handlingene i bruksgrensetilstanden settes lik 1,0.

Tabell 17: Design verdier for kombinasjoner til SLS [7]

	Type last		Anbefalt størst avbøyning
	Permanent (ugunstig)	Trafikk (ledende)	
Karakteristisk	$G_{kj,sup}$	$Q_{Q,1}$	Definert for det enkelte prosjekt
Hypig	$G_{kj,sup}$	$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$	Definert for det enkelte prosjekt
Kvasi permanent	$G_{kj,sup}$	$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\frac{L}{200} - \frac{L}{250}$

Tabell 18: ψ –faktor verdier som er anbefalt for veibruer [7]

Aksjon	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Trafikklast	0,7	0,7	0,2/0,5

7.3.5.1 Kontroll av bruksgrense

For å finne ut om bruksgrensetilstanden blir tilfredsstillt må spennet i bruens kontrolleres for maksimalt tillatt avbøyning, og settes lik med faktisk avbøyning, $\delta_{faktisk} \leq \delta_{tillatt}$

Den maksimale tillatte avbøyningen blir regnet ut ved hjelp av følgende formel:

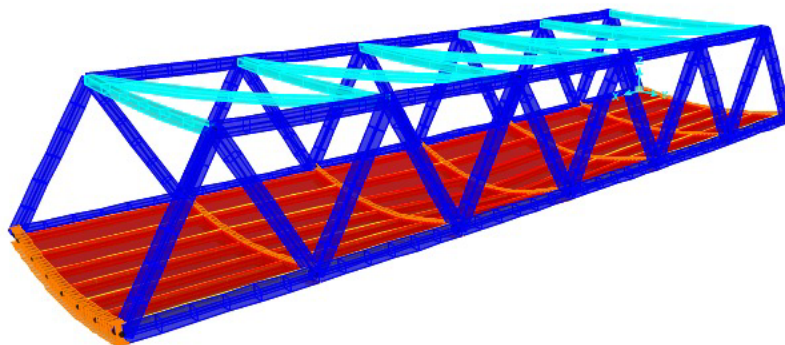
$$\delta_{tillatt} = \frac{L_{bru}}{250}$$

$$\delta_{tillatt} = \frac{36m}{250} = 0,144m = 14,4cm$$

Faktisk avbøyning er maksimalt på GG-aksen med lastkombinasjon i gr1a. Den beregnes som 3,9 cm av SAP2000, vist i figur 73.

$$14,4 \text{ cm} \geq 3,9 \text{ cm}$$





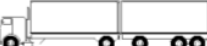
$$\delta_{tillatt} \geq \delta_{faktisk} \quad \text{OK.}$$



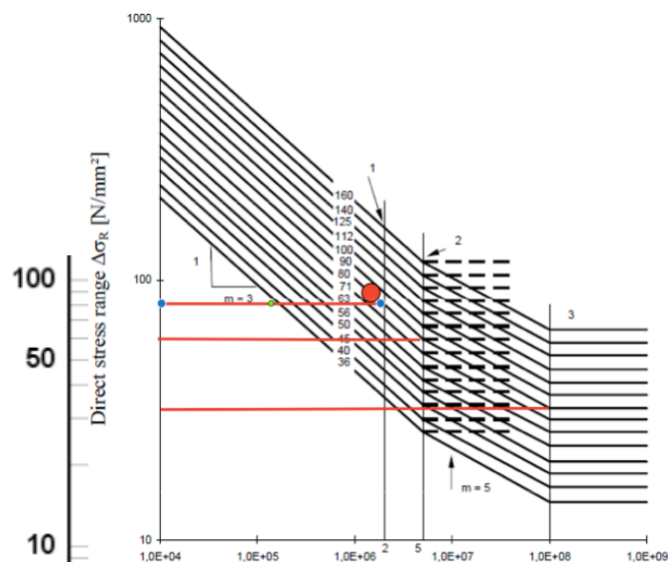
Figur 73: Deformert bru form; maksimal avbøyning er -0,039 m (3,9 cm nedover)

7.3.6 Designsjekk for utmattelsesgrensetilstand (FLS)

Under påføring av jevnlig last kan det forekomme utmattelseskader på materialet. Utmattelsesgrensetilstanden sjekker stressnivået for belastningssykluser som er generert av trafikken, det vil si økt stress som ikke er påberegnet på strukturen kan over tid føre til utmattelsessvikt. Utmattelsesbelastnings modell 4 (Fatigue Load Model 4) bør brukes for veibruer [26]. I FLM 4 er det 5 forskjellige kjøretøyer som blir representert for de virkelige trafikkforholdene, vist i figur 74. Derneft blir stresshistorikken funnet ut ved å flytte hver lastebil individuelt på bruene.

LORRY SILHOUETTE			TRAFFIC TYPE		
LORRY	Axle spacing [m]	Equivalent Axle loads [kN]	Long distance	Medium distance	Local traffic
			Lorry percentage	Lorry percentage	Lorry percentage
	4.5	70 130	20.0	40.0	80.0
	4.20 1.30	70 120 120	5.0	10.0	5.0
	3.20 5.20 1.30 1.30	70 150 90 90	50.0	30.0	5.0
	3.40 6.00 1.80	70 140 90 90	15.0	15.0	5.0
	4.80 3.60 4.40 1.30	70 130 90 80 80	10.0	5.0	5.0

Figur 74: Kjøretøyer i utmattelsesbelastnings modell 4 [29]



Figur 75: Stressområde i kategori 80 [29]

Vi bruker detaljkategori 80 for de sveisende skjærepinnene IPE600. Referansestressverdi for utmattelsesstyrke ved 2 millioner sykluser ($\Delta\sigma_C$), ved 5 millioner sykluser ($\Delta\sigma_D$), og ved grenseverdien ($\Delta\sigma_L$) med tilhørende sikkerhetsfaktor ($\gamma_{Mf} = 1,35$) er som følgende [26]:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_C &= 80 \text{ MPa} & \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} &= 59,3 \text{ MPa} \\ \Delta\sigma_D &= 59 \text{ MPa} & \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}} &= 43,7 \text{ MPa} \\ \Delta\sigma_L &= 32 \text{ MPa} & \frac{\Delta\sigma_L}{\gamma_{Mf}} &= 23,7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Vi velger trafikkategori nummer 4 for lokale veier med lav strømningshastighet av lastebiler.

Indicative number of lorries expected per year on a slow lane

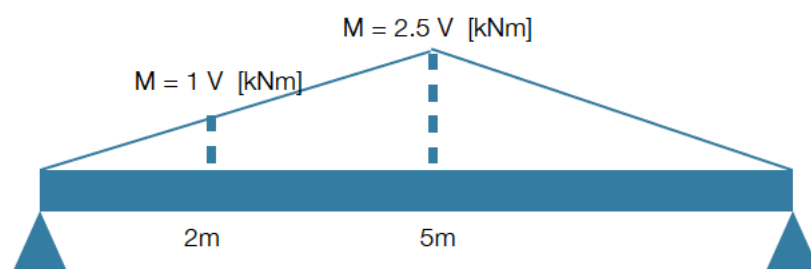
	Traffic categories	Nobs per year and per slow lane
1	Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	$2.0 \cdot 10^6$
2	Roads and motorways with medium flow rates of lorries	$0.5 \cdot 10^6$
3	Main roads with low flow rates of lorries	$0.125 \cdot 10^6$
4	Local roads with low flow rates of lorries	$0.05 \cdot 10^6$

Figur 76: Trafikkategorier [29]

$n_i :=$ antall sykluser per kjøretøy

$N_{obs} = 0.05 \cdot 10^6$ forventet antall tunge kjøretøy per år

Påkjeningene som oppstår midt på bruene er på grunn av trafikkhandlinger som blir beregnet av innflytelseslinjen. Dekk antas som en enkel støttet bjelke med 10m lengde, og tabell 19 viser maksimums- og minimumsmomenter som oppstår for hver lastning av kjøretøy. Maksimalmomentet oppstår ved midtfelt på dekket, og minimumsmomentet oppstår når aksellasten er ved den ytre kanten av feltet.



Figur 77: Påvirkningslinje for midtspenn bøyemoment

Tabell 19: Midtspenn moment for hvert kjøretøy

	Maksimum moment (kNm)	Minimum moment (kNm)
Kjøretøy 1	500	200
Kjøretøy 2	775	310
Kjøretøy 3	1225	490
Kjøretøy 4	975	390
Kjøretøy 5	1125	450

For lokale veier (trafikkategori 4) vises tilsvarende sett med vogntog og antall sykluser i tabell 20. Bruens design levetid antas å være 100 år.

$$n_{i,\text{årlig}} = \text{kjøretøy prosent} \cdot N_{obs}$$

$$n_{100 \text{ år}} = n_{\text{årlig}} \cdot 100$$

Tabell 20: Antall sykluser i løpet av designlivet

Kjøretøy	%	$n_{i,\text{årlig}}$	$n_{100 \text{ år}}$
1	80	40000	4000000
2	5	2500	250000
3	5	2500	250000
4	5	2500	250000
5	5	2500	250000
Sum	100	50000	5000000

Interne påkjenninger interpoleres fra resultatene av beregningen for utforming av kompositt dekket. Stresstyrken på toppen av IPE600 bjelken er 319,5 MPa når bøyemomentet er 3161 kNm. Faktisk stress kan interpoleres av bøyemomenter som er presentert i tabell 19. Tabell 21 viser beregninger av utmattelseskader for hvert kjøretøy belastning. Antall sykluser som trengs for å oppnå utmattelsessvikt, beregnes ved hjelp av formelen under:

$$N_i = 5 \cdot 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\Delta\sigma_p \gamma_{Ff}} \right)^m$$

Tabell 21: Beregning av utmattelseskader

Kjøretøy	ΔM (<i>kNm</i>)	$\Delta \sigma$ (<i>MPa</i>)	m	N_i (syklus)	$n_{i,årlig}$ (syklus)	$D_i = \frac{n_{i,årlig}}{N_i}$
1	300	30	5	35682160	40000	$1,121 * 10^{-3}$
2	465	47	3	4227940	2500	$5,913 * 10^{-4}$
3	735	74	3	1083246	2500	$2,307 * 10^{-3}$
4	585	59	3	2137304	2500	$1,169 * 10^{-3}$
5	675	68	3	1396033	2500	$1,790 * 10^{-3}$
Sum						$6,978 * 10^{-3}$

Bruens teoretiske design liv med hensyn til sveiset utmattelsesstyrke på skjærpinnene er 144 år i trafikkategori 4. Utfyllende beregninger for detaljene er vist i vedlegg C.

7.3.7 Designsjekk for ulykkesgrensetilstand (ALS)

Hovedformålet med ulykkesgrensetilstand er for å sikre at strukturen tåler relevante tilfeldige hendelser. Slik at når det inntreffer en ulykke skal konstruksjonen opprettholde den strukturelle integriteten i en tilstrekkelig periode, og under visse omgivelsesforhold. Dette hjelper til med risikoreduserende og gjenoppbyggende tiltak til å finne stedet [30].

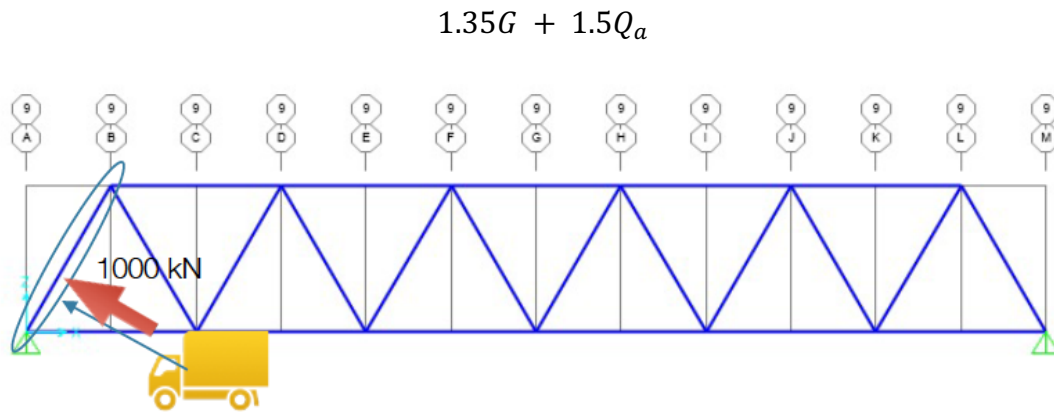
Ulykkesgrensetilstand skal gi et sikkerhetsnivå for konstruksjonen som dekker de akseptable skade konsekvensene og hvor høy sannsynlig skaden kan forekomme. Det er viktig å designe for hvordan strukturen omfordeler lasten under og etter ulykken. Derimot finnes det ulike ulykkeshendelser som kan inntreffe bruene, som følgende [30]:

- Kollisjon: En kollisjon som kommer frem mellom et fartøy og konstruksjonen skal vurderes separat for alle elementene i strukturen. Dem kan bli utsatt for side-, bue- eller akter kollisjon. Valg av materiale og tykkelse på bruelementene spiller en stor rolle.
- Fallende gjenstander: Dersom det faller gjenstander fra konstruksjonen, skal det ikke skape brann, eksplosjon eller andre type skader som ødelegger strukturen, samtidig som det ikke fører til tap av menneskeliv. Fallende gjenstander kan også være et resultat av jordskjelv.
- Varmeskader og eksplosjoner: Dersom det oppstår brann eller andre type skader forårsaket av varme som videre fører til eksplosjon, skal den strukturelle integriteten ikke kollapse før evakueringen er utført.
- Høy flom: Konstruksjonen skal være innen sikkerhetssonen for utilsiktet flom. Områder som kan være utsatte for flom skal kontrolleres med hensyn til dynamisk bølgetrykk fra ett års omgivelsesforhold og andre type slagkrefter.

Forskjellige typer tilfeldige hendelser krever forskjellige type metoder forbedringsnivåer. Derfor skal ALS sjekk være en viktig del av design og drift når det gjelder vurdering av risiko og håndtering av dette.

7.3.7.1 Ulykkes scenario for fagverksbru

I denne delen vurderes bruens motstand mot en utilsiktet handling, der scenariet er når en lastebil treffer et av fagverkets medlemmer. Den utilsiktede belastning kombineres med død last. Hvor G representerer død last og Q_a representerer utilsiktet last.



Figur 78: Representerer ulykkes scenariet for en lastebil

Det antas at lastebilen treffer på det diagonale fagverksmedlemmene mellom A-B aksen. Utilsiktet belastning på medlemmet er 1000 kN vinkelrett på fagverket. Lasten virker 1,5 m over gangveinivået. Der den ekvivalente statiske støt belastningen av lastebilulykken finnes i NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008, som vist nedenfor:

Dimensjoneringsklasse	Kraft $F_{dx}^{a,b}$ (kN)	Kraft $F_{dy}^{a,b}$ (kN)
Veger med fartsgrense større enn eller lik 80 km/h	1 000	500
Veger med fartsgrense 60 eller 70 km/h	750	375
Veger og gater med fartsgrense mindre enn eller lik 50 km/h	500	250
Alle vegkategorier for biltrafikk, det regnes en støtkraft i vilkårlig høyde	100	50
Gang og sykkelveger	150	75
Gårdsplasser og parkeringshus med tilkomst for:		
Biler	50	25
Lastebiler ^c	150	75

^a Indeks x er for kjøreretningen for normal trafikk. Indeks y er for retning vinkelrett på kjøreretningen for normal trafikk.
^b Det kan tas hensyn til reduksjon av støtkraftene der det treffes tiltak for å forhindre påkjørsel, for eksempel kjørestærke rekkverk.
^c Termen "lastebil" refererer til motorvogn med maksimal totallast større enn 3,5 tonn.

Figur 79: Ekvivalente statistiske ulykkesbelastninger [28]

Kombinasjon av død belastning og utilsiktet belastning gjøres ved håndberegninger:

Vekt av asfalt og vanntettlag: $2,75 \text{ kN/m}^2$

Vekt av gangvei: $5,25 \text{ kN/m}^2$

Vekt på 30cm betongdekk: $7,5 \text{ kN/m}^2$

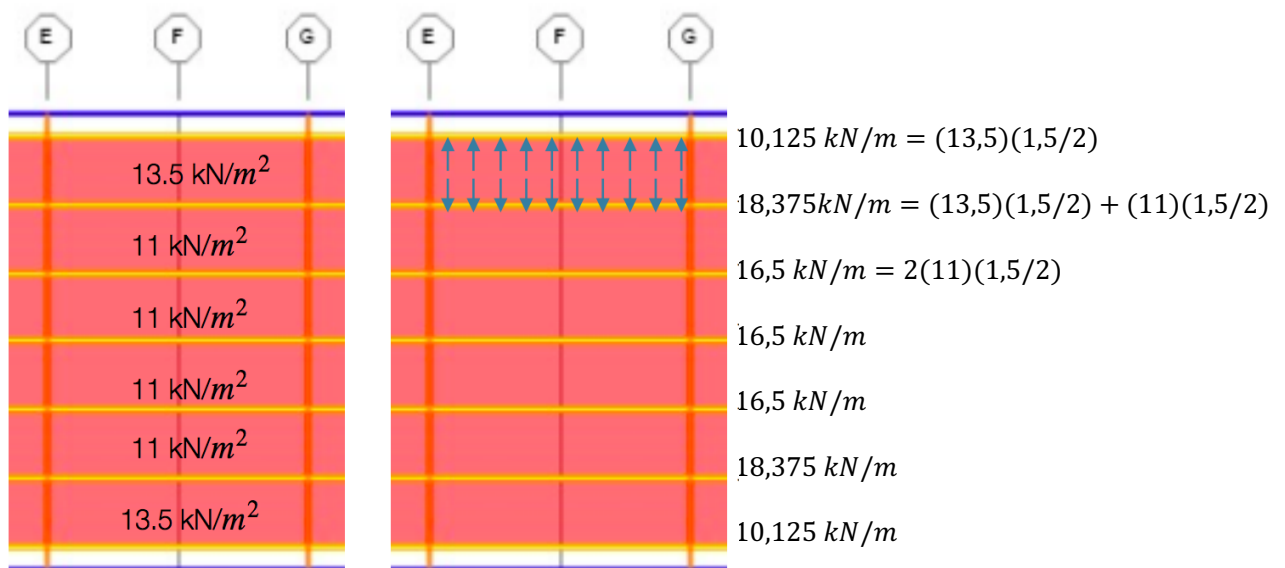
For enkelhets skyld antas vekten av stålelementene å være 10% av betongdekket og jevnt fordelt over dekkområdet.

Vekten av stålmedlemmene: $0,75 \text{ kN/m}^2$

Total permanent last på gangveiene: $5,25 + 7,5 + 0,75 = 13,5 \text{ kN/m}^2$

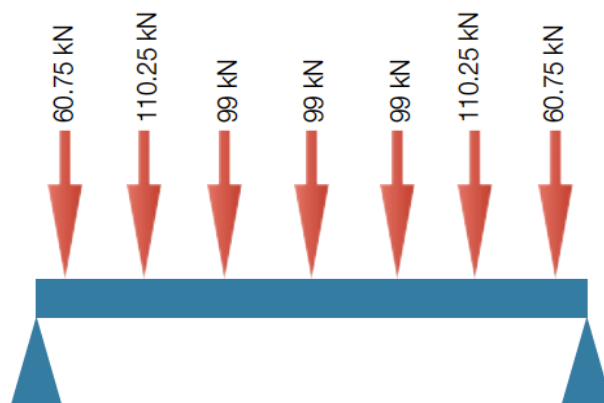
Total permanent last på veien: $2,75 + 7,5 + 0,75 = 11 \text{ kN/m}^2$

Betongdekket er støttet av bjelker og åser. Forholdet mellom dekkets lange kant og dets korte kant er 2:1, så det fungerer som en enveis plate. De resulterende fordelte belastningene på åsene er vist i figur 80. Åsene er 6m lange og avstanden mellom dem er 1,5m. Utregningen av den resulterende skjærkraften på hovedbjelkene er presentert i figur 81.



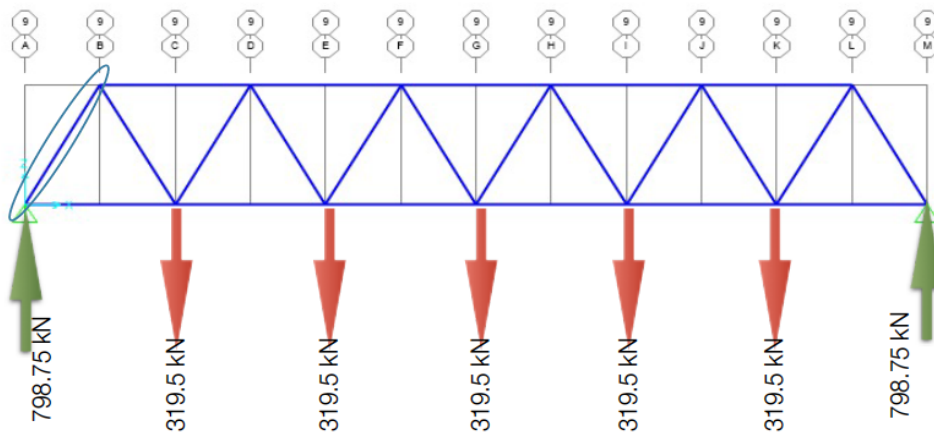
Figur 80: Distribuerte permanente belastning på åsene

For bjelkene virker den distribuerte kraften til permanente handlinger på hovedbjelkene fra ås-støttebjelker.



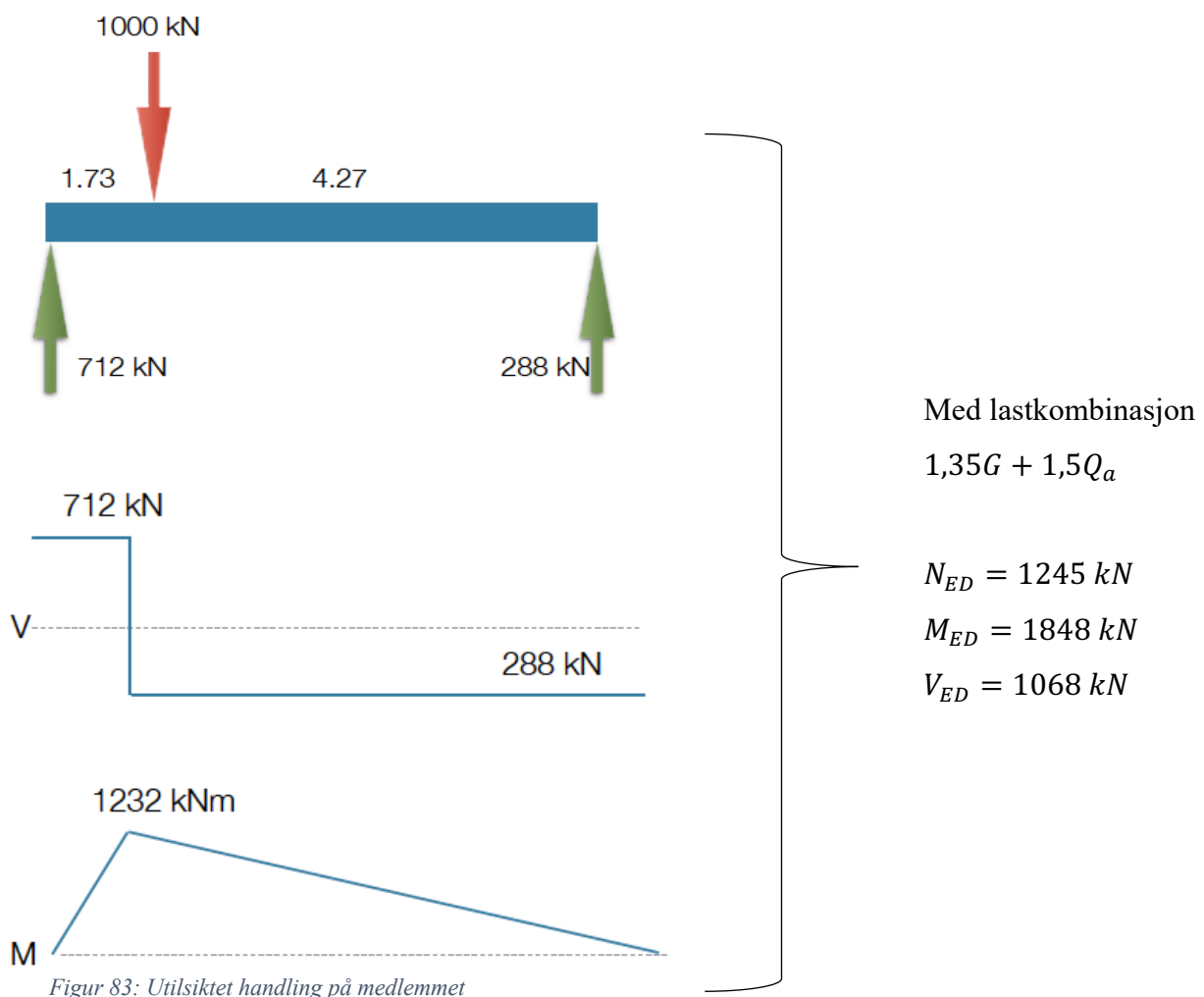
Figur 81: Skjærbelastning på hovedbjelkene

Bærebjeltene er støttet til fagverket. Derfor er den vertikale kraften som virker på hver pin-tilkoblede støtte er lik 319,5 kN.



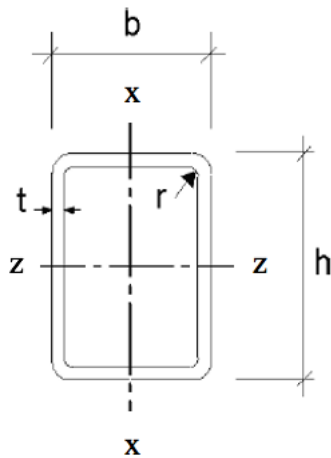
Figur 82: Lastene på fagverket

Fra fagverksanalyse er den aksiale kraften som virker på A-B diagonalt medlem 922,3 kN i kompresjon. Den utilsiktede belastningen virker vinkelrett på medlemmet. Utfyllende beregninger for detaljene er vist i Vedlegg D.



Figur 83: Utilsiktet handling på medlemmet

For TUBO 400x400x40 seksjon, $N_{c,Rd}$ er funnet lik 18259 kN.



$$h = 400 \text{ mm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$t = 40 \text{ mm}$$

$$A = 63 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_z = 1464 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_x = 1464 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$r_z = 156 \text{ mm}$$

$$r_x = 156 \text{ mm}$$

$h = \text{totalt h\ooyde}$

$b = \text{totalt bredde}$

$t = \text{tykkelse}$

$A = \text{areal}$

$I_z = \text{treghetsmoment z - akse}$

$I_x = \text{treghetsmoment x - akse}$

$r_z = \text{gyrasjonsradius z - akse}$

$r_x = \text{gyrasjonsradius x - akse}$

Figur 84: Dimensjoner på rør 400x400x40 medlem [27]

For steg $\lambda = h / t$

$$\lambda = 10 \leq 89,2 = 3,76 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}, \text{ steget er kompakt}$$

Dermed blir ikke medlemmene utsatt for lokal knekking under bøyemoment.

For sideveis torsjon knekkanalyse,

$$L_p = 1,76 \cdot r \cdot \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

$$L_p = 6875 \text{ mm}$$

$$L_b = 6000 \text{ mm}$$

$$L_b = 6000 \text{ mm} \leq L_p = 6875 \text{ mm}$$

$L_b = \text{er minimum forskyvelig lengde}$

Seksjonen blir ikke utsatt for sideveis torsjonsknekkning, plastseksjonsmodul (Z) brukes i beregningen av momentmotstand. $\phi = 0,9$

$$Z = \frac{bh^2}{4} - (b - 2t) \left(\frac{h}{2} - t\right)^2 = 7808 \text{ cm}^3$$

$$M_{c,Rd} = \phi f_y Z = 2495 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 1848 \text{ kN}$$

$$M_{c,Rd} \geq M_{Ed} \quad \text{OK.}$$

Skjærstyrke beregnes ut fra formelen nedenfor. $\phi = 0,75$

$$A_w = (h - 2 * t) * t * 2 = 25600$$

$$V_{ED} = 1068 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd} = \phi 0,6 f_y A_w = 4090 \text{ kN}$$

$$A_w = \text{stegareal}$$

$$V_{c,Rd} \geq V_{Ed} \quad \text{OK.}$$

Kombinerte effekter blir sjekket siden elementet er både under aksial belastning og bøyemoment.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0.068 \leq 1 \quad \text{OK.}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,068 \leq 0.2$$

$$\frac{N_{Ed}}{2N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0,775 \leq 1 \quad \text{OK.}$$

8. Diskusjon

Hovedformålet med denne oppgaven var å se på hvordan bruene i Norge blir tilstandsovervåket med hensyn til inspeksjon, vurdering av skadene og reparasjonsteknikker. Det har blitt gjort et litteraturstudium rundt bruinspeksjon og i tillegg til det har vi analysert to forskjellige brutyper ved å bruke CSiBridge og SAP2000.

8.1 Hvilke faktorer påvirker bruens levetid?

De tidsavhengige nedbrytningsskadene som sprekk, korrosjon, utmatting og slitasje må overvåkes i løpet av hele funksjonstiden til bruene. For å kunne iverksette riktige tiltak er det veldig viktig å vurdere brustatusen. Feil eller mangelfull vurdering kan føre til et større problem videre i bruens levetid. Et eksempel på det er mangel på design i vanddreneringshull som har forårsaket fuktighet under bruplatten, som videre har ført til korrosjon i armeringen og som igjen har påført avskalling rundt avløpsutsparring [11]. Det er avgjørende å vite primærskaden, slik at vi ikke bruker tid og ressurs på følgeskader som kan repetere seg.

8.1.1 Sprekk

Sprekker kan fort vokse frem til en størrelse som kan være truende for bæreevnen. Derfor er det viktig å holde øye med inspeksjoner før disse type sprekkene når til en kritisk sprekkstørrelse. Samtidig så må inspeksjonene skje innen fristen for at sprekkene ikke skal få tid til å utvikle seg.

8.1.2 Korrosjon

Dersom bruene ikke blir vedlikeholdt vil korrosjon ikke gi seg til å forekomme på armerte betongbruer eller stålbruer. Etter at et stålelement har fullt korrodert er den ikke lenger reversibel. Derfor er det hensiktsmessig å inspisere disse områdene nøye før de når til det kritiske punktet. Hvis ikke kan det bli kostnadmessig dyrt, og hele elementet må ombyttes.

Det kan utføres katodisk korrosjonsbeskyttelse for at stålet ikke skal korrodere, men igjen må denne også vedlikeholdes. For galvanisk korrosjon må det unngås for at ulike metaller ikke møter med hverandre som for eksempel stål og kobber. I likhet så må også overflatebehandlingen vedlikeholdes.

8.1.3 Utmatting og slitasje

De gamle bruene er ikke påberegnet til å ha like mye kjøretøy belastning som det er i dag. Dermed oppstår det utmattingsskader og slitasje grunnet bruene ikke er egnet for så mye brukslast. For at både nyere og eldre bruer ikke skal få lignende skader, bør dem konstrueres etter riktig bruksklasse, og inspiseres ofte for å sikre trafikksikkerheten og bæreevnen. Det å redusere kapasiteten til bruk er også annen løsningsforslag, som for eksempel ved å stenge ned det ene kjørefeltet.

8.2 Rehabilitering

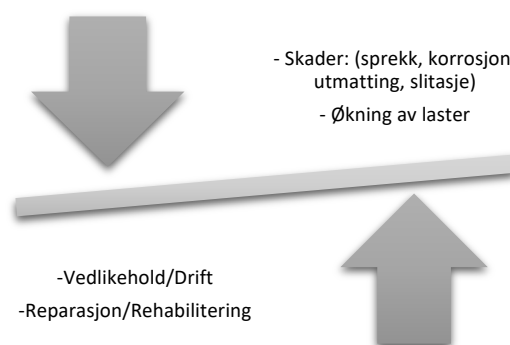
Rehabilitering kan øke levetiden på bruer, istedenfor at de skal utskiftes. Det er mange faktorer som skaper forringelse på strukturene, som økt kjøretøy, forurensing og begrenset vedlikehold. Hver bru og bruelement må evalueres for seg selv og i tilfeller rehabiliteres.

I dag utnytter Statens vegvesen effektivt av den nye teknologien, som for eksempel droneundersøkelser med infrarødt kamera. I en velfungerende droneundersøkelse kan bruk av lift, stillas eller klatrere legges til siden i noen tilfeller. Et annet eksempel på resultat av den nyere teknologien er å tilføre strøm på betongruer som kan forlenge levetiden på bruene for mer enn 25 år [25].

8.3 Hvordan skal levetiden på bruer vurderes?

For å evaluere en livstidsutvidelse på en bru må inspektøren ha god oversikt over bruene, og hvordan skadene kan utvikle seg ettersom tiden. De forskjellige spørsmålene under kan være hensiktsmessig å svare på under levetidsvurderingen:

- Hvilke type skader er det og hvor store er dem, kan de utvikle seg med tiden?
- Har trafikklasterne overskredet det bruene er prosjektert for?
- Kan skadene repareres eller må bruene eller elementene utskiftes?



9. Konklusjon

Det er ikke ofte en bru faller eller kolliderer, men det betyr ikke at skadene ikke kan gi store konsekvenser. Det meste av situasjonene er menneskelige feil som oppgraving nær grunnlaget eller for høye kjøretøy som påkjører i et element. Det er viktig å tilstandsovervåke bruene for befolkningens sikkerhet til bruk av dem. Ved å velge riktig status og reparasjons tiltak kan mennesker trygt krysse bruene med god samvittighet.

For å evaluere levetidsforlengelsen på bruer grunnet ulike skader, er det nødvendig å ha godt tilsyn på brutilstanden og hvordan skadene vil forandre seg med tiden. Videre er livsforlengelsen i seg selv en balanse mellom skadene og lastene som blir påført på brukonstruksjonen. Levetiden kan forlenges med forskjellige reparasjoner, utskifting av elementene eller en utvidelse av lastoppdatering på bruene. I forhold til trafikklasten kan ÅDT (årsdøgntrafikk) måles og eventuelt reduseres til hva bruene har blitt designet til.

Vi har brukt programvarene CSiBridge og SAP2000 for modellering av en betong bjelkebru og et stål fagverksbru. Disse programmene kan også brukes for simuleringer av inspeksjon og rehabilitering for bruer, der det enkelt kan oppdages om et tillegg av et element eller forsterkning kan bringe konstruksjonen tilbake til full drift.

Problemstillingen har vært veldig interessant, informativ og gitt mersmak for å jobbe med bruer. På begynnelsen var kunnskapen rundt emnet nesten ikke halvparten av hva det jeg kan nå. Gjennom studering og veiledning har kunnskapen økt betydelig, både teoretisk i framfor hvordan bruene i Norge tilstandsovervåkes og hvordan dem blir klassifisert og last påført ved å bruke de forskjellige data programmene CSiBridge og SAP2000.

Videre arbeid

Forslag til hva som kan studeres videre for emnet:

- Utvikle et lettere tilgjengelig og brukelig lagringssystem for bruene

- Utvikle en fremgangsmåte for levetidsvurderinger for betong og stål bruer i forhold til påført last og trafikk
 - Finne ut gjenværende levetid for gammel bru
 - Finne ut levetid for et nytt bru

- Kostnadsestimering
 - Kostnadsestimere for riving av gammel bru
 - Kostnadsestimere for bygging av et nytt bru
 - Kostnadsestimere de forskjellige tiltakene og reparasjonene

- Hvilken type bru og material skal brukes ved prosjektering
 - Betong: prefabrikkert/plasstøpt
 - Stål: hengebru/skråstagsbru

10. Referanser

- [1] Olsen, S. M. *Broer i Norge*, Norge. Vigmostad Bjørke, 2008.
- [2] Statens vegvesen. *Rapportnr. 365: Lærebok, drift og vedlikehold av veger*, Norge. Vegdirektoratet, 2015.
- [3] CSI America. *Products: CSiBridge and SAP2000*. Hentet:13.04.21
<https://www.csiamerica.com/products>
- [4] Lin, W., & Yoda, T. *Chapter One - Introduction of Bridge Engineering*. In W. Lin & T. Yoda (Eds.), *Bridge Engineering* (s. 1-30). Butterworth-Heinemann, 2017.
- [5] Statens vegvesen. *Håndbok 185: Bruprosjektering – Eurokodeutgaven*, Norge. Vegdirektoratet, 2011.
- [6] Statens vegvesen. *Håndbok R412: Bruklassifisering*, Norge. Vegdirektoratet, 2014.
- [7] Standard Norge. Eurokode: *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.
- [8] Standard Norge. Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer*, NS-EN 1991-2:2003+NA:2010.
- [9] Statens vegvesen. *Håndbok N400: Bruprosjektering: Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner*, Norge. Vegdirektoratet, 2015.
- [10] Standard Norge. Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster*, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.
- [11] Statens vegvesen. *Håndbok V441: Bruinspeksjon*, Norge. Vegdirektoratet, 2019.
- [12] Statens vegvesen. *Forvaltning*, Norge. Vegdirektoratet, 2020.
- [13] Statens vegvesen. *Håndbok 136: Inspeksjonshåndbok for bruer*, Norge. Vegdirektoratet, 2000.
- [14] J. Seehusen. Teknisk Ukeblad: Bruvedlikeholdet forsømmes. Hentet: 10.03.21
<https://www.tu.no/artikler/bruedlikeholdet-forsømmes/261294>.
- [15] Statens vegvesen. *Håndbok V441: V1- Eksempelsamling til skadetyper*, Norge. Vegdirektoratet, 2020.
- [16] Woodson, R. D. *Concrete portable handbook*. ProQuest Ebook Central. Elsevier Science & Technology. Saint Louis, 2011.
- [17] FHWA (Federal Highway Administration), 2002, *Bridge Inspector's Reference Manual*, Publication No. FHWA NHI 12-049 Desember, 2012.
- [18] Statens vegvesen. *Håndbok R211: Feltundersøkelser*. Vegdirektoratet, 2021.

- [19] Gibson stainless: Corrosion types and prevention. Hentet: 28.02.21
<https://www.gibsonstainless.com/types-of-corrosion.html>
- [20] American institute of steel construction: *Steel Exposed to fire*. Hentet: 30.03.21
<https://www.aisc.org/steel-solutions-center/engineering-faqs/11.2.-steel-exposed-to-fire/#9370>
- [21] Wikipedia: *Ikke-ødeleggende utprøving, NDT*. Hentet: 03.04.21
https://no.wikipedia.org/wiki/Ikke-%C3%B8deleggende_utpr%C3%B8ving
- [22] Yourspreadsheets: *Continuous Beam Bending Tables*. Hentet: 07.04.21
<https://www.yourspreadsheets.co.uk/continuous-beam-bending-tables.html>
- [23] VG: *De forsømte bruene*. Hentet: 10.04.21 <https://www.vg.no/spesial/2017/de-forsomte-broene/inspeksjoner/>
- [24] Statens vegvesen. *Over 17000 bruinspeksjoner gjennomført*. Hentet: 11.04.21
<https://www.vegvesen.no/om+statens+vegvesen/presse/nyheter/nasjonalt/over-17.000-bruinspeksjoner-gjennomfort>
- [25] Teknisk Ukeblad: *Strøm kan øke bruers levetid med 25 år*. Hentet: 19.04.21
<https://www.tu.no/artikler/industri-strom-kan-oke-bruers-levetid-med-25-ar/230675>
- [26] Aygul M., Al-Emrani M. *Fatigue design of steel and composite bridges*. Chalmers University of Technology. Göteborg, Sverige, 2014.
- [27] Standard Norge. Eurokode 3: *Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015.
- [28] Standard Norge. Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner – Del 1-7: Allmenne laster: Ulykkeslaster*. NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008.
- [29] Croce P., Malakatas N. *EUROCODES Bridges: Background and applications*. EN 1991 – Actions on Bridges.
- [30] OFFSHORE STANDARDS: DNVGL-OS-C101. *Design of offshore steel structures, general - LRFD method*. April 2016. Hentet: 01.05.21
<https://rules.dnvgl.com/docs/pdf/DNVGL/OS/2016-04/DNVGL-OS-C101.pdf>
- [31] The Concrete Society. *Lime Leaching*. Hentet: 06.05.21
<http://www.concrete.org.uk/fingertips-nuggets.asp?cmd=display&id=520>
- [32] Grant. W. BBCNews. “*Mexico City metro: Fears structural failure behind deadly crash*”. Hentet 09.05.21:
https://www.bbc.com/news/world-latin-america-56985164?fbclid=IwAR12X_c2I8dOm55LieGCSxq3iSsxClGk4lnP4QnpgXYd-JeKc3WGTLV5RLc

Vedlegg A

- Numerisk og teoretisk tilnærming

Vedlegg A

Håndkalkulasjon

$$\text{Påvirkningsområdet} := 4.0\text{m}$$

$$A_c := 0.3\text{m} \cdot 4.0\text{m} = 1.2\text{m}^2$$

$$\text{Dekk tykkelse} := 0.3\text{m}$$

$$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$q_c := A_c \cdot \gamma_c$$

$$q_c := 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_s := 0.029\text{m}^2$$

$$\rho_s := 7849 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$q_s := A_s \cdot \rho_s \cdot g$$

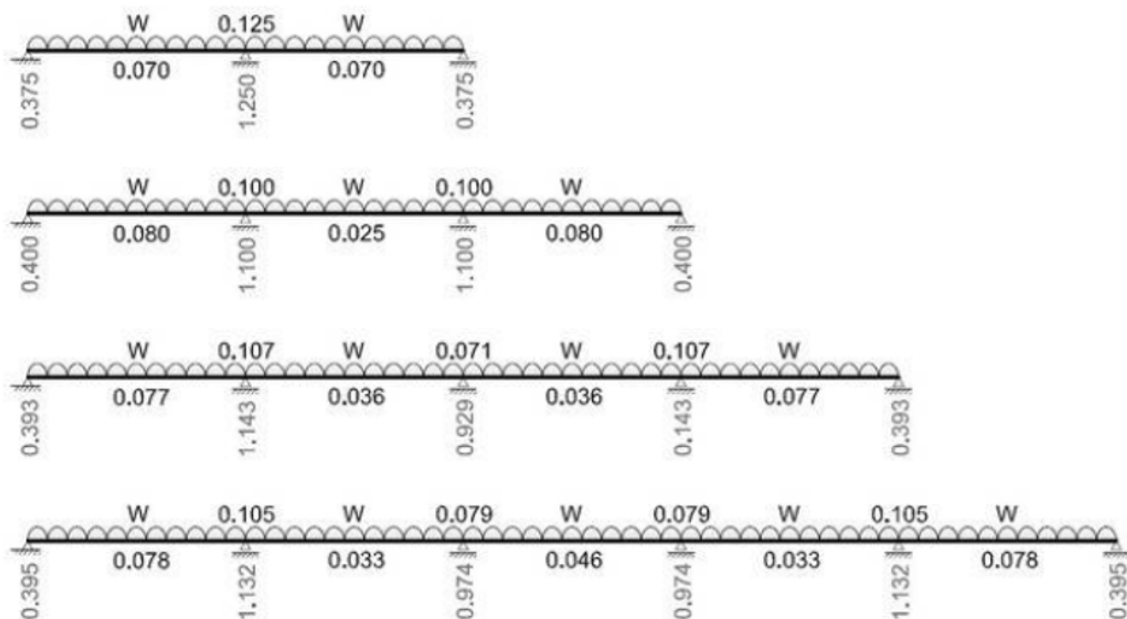
$$q_s := 2.232 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := q_c + q_s$$

$$q := 32.232 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L := \frac{100\text{m}}{5} = 20\text{m}$$

$$L := 20\text{m}$$



Hogging moment

$$M_A := 0$$

$$M_A := 0$$

$$M_B := -0.105 \cdot q \cdot (L)^2$$

$$M_B := -1353.784 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C := -0.079 \cdot q \cdot (L)^2$$

$$M_C := -1018.531 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

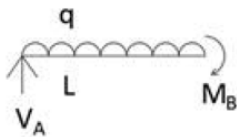
$$M_D := -0.079 \cdot q \cdot (L)^2$$

$$M_D := -1018.531 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_E := -0.105 \cdot q \cdot (L)^2$$

$$M_E := -1353.784 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Seksjonskutt for reaksjonskrefter

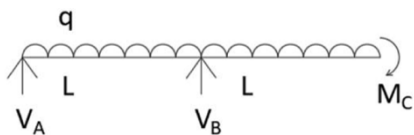


$$\Sigma M_{x1} := 0$$

$$\Sigma M_{x1} := M_B + q \cdot \frac{1}{2} \cdot (L)^2 - V_A \cdot L$$

$$V_A := \left(\frac{1}{L}\right) \cdot \left(M_B + q \cdot \frac{1}{2} \cdot (L)^2\right)$$

$$V_A := 254.630 \text{ kN}$$

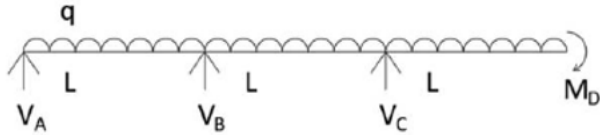


$$\Sigma M_{x2} := 0$$

$$\Sigma M_{x2} := M_C + q \cdot \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot L)^2 - V_A \cdot 2 \cdot L - V_B \cdot L$$

$$V_B := \left(\frac{1}{L}\right) \cdot \left(M_C + q \cdot \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot L)^2 - V_A \cdot 2 \cdot L\right)$$

$$V_B := 729.093 \text{ kN}$$

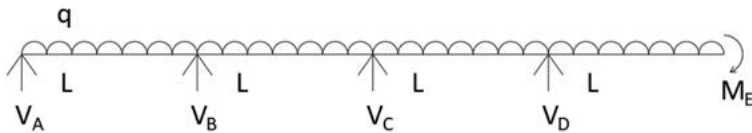


$$\Sigma M_{x3} := 0$$

$$\Sigma M_{x3} := M_D + q \cdot \frac{1}{2} \cdot (3 \cdot L)^2 - V_A \cdot 3 \cdot L - V_B \cdot 2 \cdot L - V_C \cdot L$$

$$V_C := \left(\frac{1}{L}\right) \cdot \left(M_D + q \cdot \frac{1}{2} \cdot (3 \cdot L)^2 - V_A \cdot 3 \cdot L - V_B \cdot 2 \cdot L\right)$$

$$V_C := 627.877 \text{ kN}$$

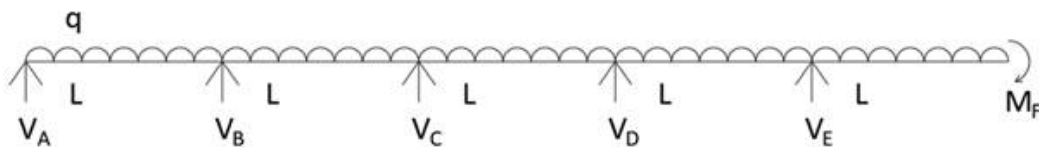


$$\Sigma M_{x4} := 0$$

$$\Sigma M_{x4} := M_E + q \cdot \frac{1}{2} \cdot (4 \cdot L)^2 - V_A \cdot 4 \cdot L - V_B \cdot 3 \cdot L - V_C \cdot 2 \cdot L - V_D \cdot L$$

$$V_D := \left(\frac{1}{L}\right) \cdot \left(M_E + q \cdot \frac{1}{2} \cdot (4 \cdot L)^2 - V_A \cdot 4 \cdot L - V_B \cdot 3 \cdot L - V_C \cdot 2 \cdot L\right)$$

$$V_D := 627.877 \text{ kN}$$

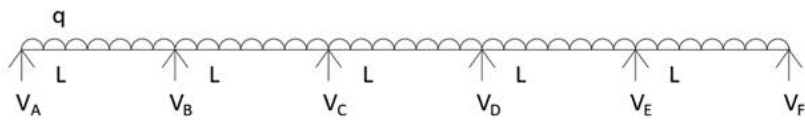


$$\Sigma M_{x5} := 0$$

$$\Sigma M_{x5} := M_F + q \cdot \frac{1}{2} \cdot (5 \cdot L)^2 - V_A \cdot 5 \cdot L - V_B \cdot 4 \cdot L - V_C \cdot 3 \cdot L - V_D \cdot 2 \cdot L - V_E \cdot L$$

$$V_E := \left(\frac{1}{L}\right) \cdot \left(M_F + q \cdot \frac{1}{2} \cdot (5 \cdot L)^2 - V_A \cdot 5 \cdot L - V_B \cdot 4 \cdot L - V_C \cdot 3 \cdot L - V_D \cdot 2 \cdot L\right)$$

$$V_E := 729.093 \text{ kN}$$



$$\Sigma F_y := 0$$

$$\Sigma F_y := -q \cdot 5 \cdot L + V_A + V_B + V_C + V_D + V_E + V_F$$

$$V_F := q \cdot 5 \cdot L - V_A - V_B - V_C - V_D - V_E$$

$$V_F := 254.630 \text{ kN}$$

Skjærkraft ved støttepunktene

$$V_A := 254.630 \text{ kN}$$

$$V_B := 729.093 \text{ kN}$$

$$V_C := 627.877 \text{ kN}$$

$$V_D := 627.877 \text{ kN}$$

$$V_E := 729.093 \text{ kN}$$

$$V_F := 254.630 \text{ kN}$$

Positive og negative verdier for skjærkraftsdiagram

$$V_{A,positiv} := V_B$$

$$V_{A,positiv} := 254.630 \text{ kN}$$

$$V_{B,positiv} := V_{A,positiv} - q \cdot L + V_B$$

$$V_{B,positiv} := 339.083 \text{ kN}$$

$$V_{C,positiv} := V_{B,positiv} - q \cdot L + V_C$$

$$V_{C,positiv} := 322.320 \text{ kN}$$

$$V_{D,positiv} := V_{C,positiv} - q \cdot L + V_D$$

$$V_{D,positiv} := 305.557 \text{ kN}$$

$$V_{E,positiv} := V_{D,positiv} - q \cdot L + V_E$$

$$V_{E,positiv} := 390.010 \text{ kN}$$

$$V_{B,negativ} := V_{B,positiv} - V_B$$

$$V_{B,negativ} := -390.010 \text{ kN}$$

$$V_{C,negativ} := V_{C,positiv} - V_C$$

$$V_{C,negativ} := -305.557 \text{ kN}$$

$$V_{D,negativ} := V_{D,positiv} - V_D$$

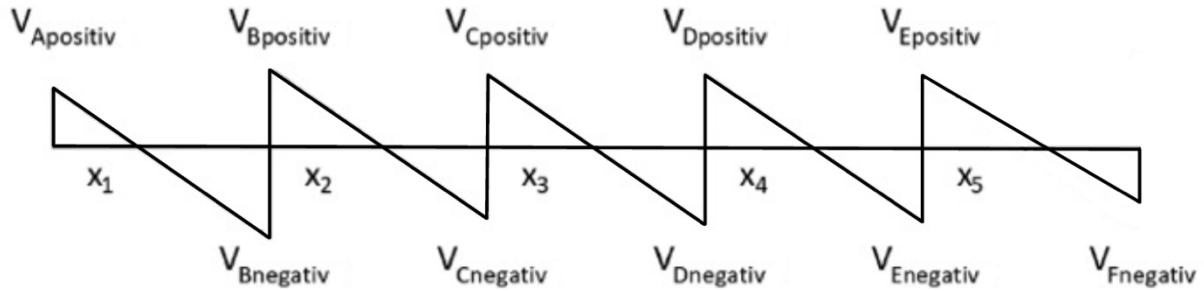
$$V_{D,negativ} := -322.320 \text{ kN}$$

$$V_{E,negativ} := V_{E,positiv} - V_E$$

$$V_{E,negativ} := -339.083 \text{ kN}$$

$$V_{F,negativ} := -V_F$$

$$V_{F,negativ} := -254.630 \text{ kN}$$



Avstand til krysningspunkt

$$x_1 := \frac{V_{A,positiv}}{q}$$

$$x_1 := 7.9 \text{ m}$$

$$x_2 := \frac{V_{B,positiv}}{q}$$

$$x_2 := 10.5 \text{ m}$$

$$x_3 := \frac{V_{C,positiv}}{q}$$

$$x_3 := 10 \text{ m}$$

$$x_4 := \frac{V_{D,positiv}}{q}$$

$$x_4 := 9.5 \text{ m}$$

$$x_5 := \frac{V_{E,positiv}}{q}$$

$$x_5 := 12.1 \text{ m}$$

Sagging moment

$$M_1 := V_{A,positiv} \cdot \frac{1}{2} \cdot x_1$$

$$M_1 := 1005.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := V_{B,positiv} \cdot \frac{1}{2} \cdot x_2 + M_B$$

$$M_2 := 426.401 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 := V_{C,positiv} \cdot \frac{1}{2} \cdot x_3 + M_C$$

$$M_3 := 593.069 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_4 := V_{D,positiv} \cdot \frac{1}{2} \cdot x_4 + M_D$$

$$M_4 := 432.864 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_5 := V_{E,positiv} \cdot \frac{1}{2} \cdot x_5 + M_E$$

$$M_5 := 1005.776 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Avvik

CSI Bridge Modell

Håndkalkulasjon

Hogging moment

$$M_{B_{csi}} := -1361.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B := -1353.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{C_{csi}} := -1047.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C := -1018.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{D_{csi}} := -1052.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_D := -1018.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{E_{csi}} := -1309.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_E := -1353.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta_{MB} := \left| \frac{(M_{B_{csi}} - M_B)}{M_{B_{csi}}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{MB} := 0.55$$

$$\Delta_{MC} := \left| \frac{(M_{C_{csi}} - M_C)}{M_{C_{csi}}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{MC} := 2.76$$

$$\Delta_{MD} := \left| \frac{(M_{D_{csi}} - M_D)}{M_{D_{csi}}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{MD} := 3.23$$

$$\Delta_{ME} := \left| \frac{(M_{E_{csi}} - M_E)}{M_{E_{csi}}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{ME} := 3.37$$

Sagging moment

$$M_{1_{csi}} := 993.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_1 := 1005.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2_{csi}} := 427.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := 426.401 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{3_{csi}} := 567.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 := 593.069 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{4_{csi}} := 438.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_4 := 432.864 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{5_{csi}} := 963.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_5 := 1005.776 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta_{M1} := \left| \frac{(M_{1_{csi}} - M_1)}{M_{1_{csi}}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{M1} := 1.25$$

$$\Delta_{M2} := \left| \frac{(M_{2_{csi}} - M_2)}{M_{2_{csi}}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{M2} := 0.35$$

$$\Delta_{M3} := \left| \frac{(M_{3_{csi}} - M_3)}{M_{3_{csi}}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{M3} := 4.52$$

$$\Delta_{M4} := \left| \frac{(M_{4csi} - M_4)}{M_{4csi}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{M4} := 1.30$$

$$\Delta_{M5} := \left| \frac{(M_{5csi} - M_5)}{M_{5csi}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{M5} := 4.34$$

Skjærkrefter

$$V_{Acsi} := 246.7 \text{ kN}$$

$$V_A := 254.630 \text{ kN}$$

$$V_{Bcsi} := 755.9 \text{ kN}$$

$$V_B := 729.093 \text{ kN}$$

$$V_{Ccsi} := 634.4 \text{ kN}$$

$$V_C := 627.877 \text{ kN}$$

$$V_{Dcsi} := 619.4 \text{ kN}$$

$$V_D := 627.877 \text{ kN}$$

$$V_{Ecsi} := 744.4 \text{ kN}$$

$$V_E := 729.093 \text{ kN}$$

$$V_{Fcsi} := 261.2 \text{ kN}$$

$$V_F := 254.630 \text{ kN}$$

$$\Delta_{VA} := \left| \frac{(V_{Acsi} - V_A)}{V_{Acsi}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{VA} := 3.21$$

$$\Delta_{VB} := \left| \frac{(V_{Bcsi} - V_B)}{V_{Bcsi}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{VB} := 3.54$$

$$\Delta_{VC} := \left| \frac{(V_{Ccsi} - V_C)}{V_{Ccsi}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{VC} := 1.02$$

$$\Delta_{VD} := \left| \frac{(V_{Dcsi} - V_D)}{V_{Dcsi}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{VD} := 1.37$$

$$\Delta_{VE} := \left| \frac{(V_{Ecsi} - V_E)}{V_{Ecsi}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{VE} := 2.05$$

$$\Delta_{VF} := \left| \frac{(V_{Fcsi} - V_F)}{V_{Fcsi}} \cdot 100 \right|$$

$$\Delta_{VF} := 2.51$$

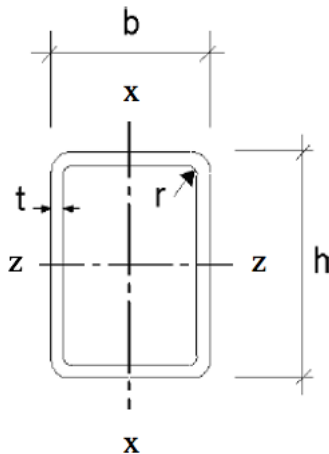
Vedlegg B

- Design av fagverksmedlemmene

Vedlegg B

Design av fagverksmedlemmene i henhold til ULS

TUBE 400X40 fagverksmedlem



$$h = 400 \text{ mm}$$

$h =$ totalt høyde

$$b = 400 \text{ mm}$$

$b =$ totalt bredde

$$t = 40 \text{ mm}$$

$t =$ tykkelse

$$A = 63 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$A =$ areal

$$I_z = 1464 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$I_z =$ treghetsmoment z – akse

$$I_x = 1464 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$I_x =$ treghetsmoment x – akse

$$r_z = 156 \text{ mm}$$

$r_z =$ gyrasjonsradius z – akse

$$r_x = 156 \text{ mm}$$

$r_x =$ gyrasjonsradius x – akse

$$L_c = 6000 \text{ mm}$$

$L_c =$ avstanden mellom sideveis støttepunkter

$$r = 156 \text{ mm}$$

$r =$ gyrasjonsradius

$$\lambda = \frac{L_c}{r}$$

$\lambda =$ slankhetsforholdet

$$E = 200 \text{ GPa}$$

$E =$ elastisitetsmodul

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$f_y =$ flytegrensen

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$f_{ck} =$ fasthetsklasse for betong

$$\lambda = \frac{L_c}{r} = \frac{6000}{156} = 38,5 < 200 \quad \text{OK.}$$

Lokal knekking

$$h_w = h - 2 \cdot t$$

$h_w =$ høyden på steget

$$h_w = 400 - 2 \cdot 40 = 320$$

$$\lambda = \frac{h_w}{t} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$\lambda =$ slankhetsforhold mht. begrensningen

$$\lambda = \frac{320}{40} = 8 \leq 35,4 = 1,49 \sqrt{\frac{200 \cdot 1000}{355}}$$

Medlemmet er ikke utsatt for lokal knekking

Global knekking

$$\lambda = \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda = \frac{6000}{156} = 38,5 \text{ m} \leq 111.8 = 4.71 \sqrt{\frac{200 * 1000}{355}}$$

Medlemmet er utsatt for plastisk global knekking

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} = \frac{\pi^2 200000}{(6000/156)^2} = 1334 \text{ MPa}$$

F_e = Eulers knekkstress (langsgående kompresjonsbelastning)

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{f_y}{F_e}}\right) f_y = \left(0.658^{\frac{355}{1334}}\right) 355 = 317 \text{ MPa}$$

F_{cr} = bøyelig knekkstress (kritisk kompresjonsbelastning)

$$N_{Ed} = 2597 \text{ kN}$$

N_{Ed} = den dimensjonerende aksialkraften

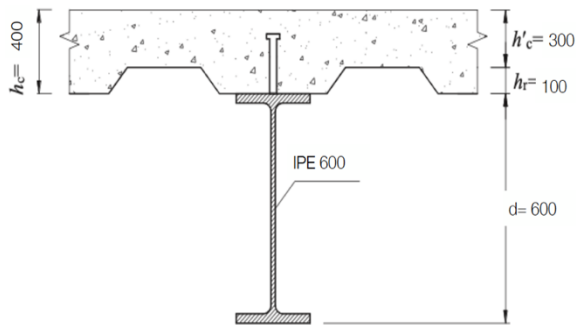
$$N_{c,Rd} = 0,9 F_{cr} A$$

$N_{c,Rd}$ = tverrsnittets dimensjonerende aksialkraftkapasitet

$$N_{c,Rd} = 0,9 F_{cr} A = 0,9 * 317 * 63 = 17974 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} \geq N_{Ed} \quad \text{OK.}$$

IPE600 stål I – bjelker



Tabell 16: Tverrsnitt og material egenskaper for IPE600, S355 bjelke [27]

Parametere	Verdier
f_y (kN)	355
f_{ck} (kN)	30
f_a (kN)	470
E (GPa)	200
A (mm ²)	15600
h (mm)	600
b (mm)	220
t_w (mm)	12
t_f (mm)	19
$I_y = 10^8$ mm ⁴	921
$I_x = 10^8$ mm ⁴	34
i_y (mm) – gyrasjonsradius	243
S_x (1000mm ³) – elastisk seksjon modulus	3069
Z_x (1000mm ³) – plastisk seksjon modulus	3512
i_x (mm) – gyrasjonsradius	46,6

$$b_{eff} = \frac{10}{8} = 1,25$$

b_{eff} = effektiv bredde på betongdekket

Strekk kraft i IPE600

$$\phi_s = 0,9$$

ϕ_s = sikkerhetskoeffisient for stål under moment

$$T_s = \phi_s A f_y$$

T_s = strekkkraft

$$T_s = 0,9 * 15,6 * 355 = 4984 \text{ kN}$$

Trykk kraft i betong

(0,82c) = verdien for ekvivalent trykk på betong

$$\gamma_c = 1,5$$

γ_c = sikkerhetskoeffisient for betong

$$c = 0,16 \text{ m} = x$$

c = dybden på kompresjonsblokken i betong

$$T_s = C_c = (0,82c) b_{eff} \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$T_s = C_c = (0,82c)(1,25 \text{ m}) \left(\frac{30 \text{ MPa}}{1,5} \right) = 328 \text{ kN}$$

Belastning på toppen av IPE600

$$\epsilon_{st} = \frac{0,0035 * d_1}{c}$$

ϵ_{st} = maksimum belastning

$$d_1 = 40 - 16 = 24$$

d_1 = avstand fra IPE600 topp til betongdekket

$$(\epsilon_{st})_{topp} = \frac{(0,0035)(0,24 \text{ m})}{0,16 \text{ m}} = 0,005$$

$$(\epsilon_{st})_{topp} = 0,005 \geq 0,002$$

Siden bjelken er fullt under spenning, er det ikke behov for knekksjekk.

Design bøyemoment

$$M_{Ed} = 1110 \text{ kNm} \quad M_{Ed} = \text{dimensjonerende moment}$$

$$M_{c,Rd} = T_s z \quad M_{c,Rd} = \text{tverrsnittets momentkapasitet ved bøyning}$$

$$z = 0,63 \quad z = \text{avstanden mellom sentrum til IPE600 og } C_c$$

$$M_{c,Rd} = 4984 * 0,63 = 3140 \text{ kNm}$$

$$M_{c,Rd} \geq M_{Ed} \quad \text{OK.}$$

Belastning på bunnen av IPE600

30cm betongdekk + 10cm stålplater + 60cm IPE600 bjelke = 100cm

$$d_2 = 100 - 16 = 84$$

$$(\epsilon_{st})_{bunn} = \frac{0,0035 * d_2}{c}$$

$$(\epsilon_{st})_{bunn} = \frac{(0,0035)(0,84m)}{0,16m} = 0,018$$

Maksimal tillat belastning er 0,1

$$(\epsilon_{st})_{bunn} \leq 0,1 \quad \text{OK.}$$

Arealet av steg på IPE600

$$A_w = (h - 2t_f)(t_w) = (600 - 2 * 19)(12) = 6,744m^2$$

Skjærmotstand

$$V_{Ed} = 1030 \text{ kN} \quad V_{Ed} = \text{dimensjonerende skjærkraft}$$

$$V_{c,Rd} = \phi 0,6 f_y A_w \quad V_{c,Rd} = \text{dimensjonerende skjærkapasitet}$$

$$\phi = 0,75 \text{ for skjærkraft} \quad \phi = \text{sikkerhetsfaktor for stålskjærfasthet}$$

$$V_{c,Rd} = 0,75 * 0,6 * 355 * 6,744 = 1077 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd} \geq V_{Ed} \quad \text{OK.}$$

Vedlegg C

- Utmattelsesbelastningsmodell 4 (FLM 4)

Vedlegg C

Metode for akkumulering av skader for utmattelsebelastningsmodell 4 (FLM 4)

Midtspenn moment for hvert kjøretøy

$$V.1 \ 70 + 130 = 200$$

$$V.2 \ 70 + 120 + 120 = 310$$

$$V.3 \ 70 + 150 + 90 + 90 + 90 = 490$$

$$V.4 \ 70 + 140 + 90 + 90 = 390$$

$$V.5 \ 70 + 130 + 90 + 80 + 80 = 450$$

Maksimum moment (ΔM_{max}):

$$V.1 \ 200 * 2,5 = 500$$

$$V.2 \ 310 * 2,5 = 775$$

$$V.3 \ 490 * 2,5 = 1225$$

$$V.4 \ 390 * 2,5 = 975$$

$$V.5 \ 450 * 2,5 = 1125$$

Minimum moment (ΔM_{min}):

$$V.1 \ 200 * 1,0 = 200$$

$$V.2 \ 310 * 1,0 = 310$$

$$V.3 \ 490 * 1,0 = 490$$

$$V.4 \ 390 * 1,0 = 390$$

$$V.5 \ 450 * 1,0 = 450$$

$$\Delta M_i = \Delta M_{max} - \Delta M_{min}$$

$$V.1 \ \Delta M_1 = \Delta M_{max} - \Delta M_{min} = 300$$

$$V.2 \ \Delta M_2 = \Delta M_{max} - \Delta M_{min} = 465$$

$$V.3 \ \Delta M_3 = \Delta M_{max} - \Delta M_{min} = 735$$

$$V.4 \ \Delta M_4 = \Delta M_{max} - \Delta M_{min} = 585$$

$$V.5 \ \Delta M_5 = \Delta M_{max} - \Delta M_{min} = 675$$

$$\sigma = 319,5 \text{MPa} \quad M_{Ed} = 3161 \text{kNm}$$

$$\Delta \sigma_i = \frac{\sigma}{M_{Ed}} * \Delta M_i$$

$$V.1 \ \Delta \sigma_1 = \frac{\sigma}{M_{Ed}} * \Delta M_1 = 30 \text{MPa}$$

$$V.2 \ \Delta \sigma_2 = \frac{\sigma}{M_{Ed}} * \Delta M_2 = 47 \text{MPa}$$

$$V.3 \ \Delta \sigma_3 = \frac{\sigma}{M_{Ed}} * \Delta M_3 = 74 \text{MPa}$$

$$V.4 \ \Delta \sigma_4 = \frac{\sigma}{M_{Ed}} * \Delta M_4 = 59 \text{MPa}$$

$$V.5 \Delta\sigma_5 = \frac{\sigma}{M_{Ed}} * \Delta M_5 = 68 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Mf} = 1,35, \text{ lav konsekvens}$$

$$\gamma_{Ff} = 1,0$$

$$\Delta\sigma_D = 59 \text{ MPa} \quad \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}} = 43,7 \text{ MPa}$$

$$N_i = 5 \cdot 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\Delta\sigma_i \gamma_{Ff}} \right)^m$$

$$m := 5 \text{ og } 3$$

$$N_1 = 5 \cdot 10^6 \left(\frac{\frac{60}{1,35}}{30 \cdot 1,0} \right)^5 \quad N_1 = 35682160$$

$$N_2 = 5 \cdot 10^6 \left(\frac{\frac{60}{1,35}}{47 \cdot 1,0} \right)^3 \quad N_2 = 4227940$$

$$N_3 = 5 \cdot 10^6 \left(\frac{\frac{60}{1,35}}{74 \cdot 1,0} \right)^3 \quad N_3 = 1083246$$

$$N_4 = 5 \cdot 10^6 \left(\frac{\frac{60}{1,35}}{59 \cdot 1,0} \right)^3 \quad N_4 = 2137304$$

$$N_5 = 5 \cdot 10^6 \left(\frac{\frac{60}{1,35}}{68 \cdot 1,0} \right)^3 \quad N_5 = 1396033$$

$n_i :=$ antall sykluser per kjøretøy

$N_{obs} = 0.05 \cdot 10^6$ forventet antall tunge kjøretøy per år

Lokal trafikk

Kjøretøy prosent n_i

V.1	80%	$n_1 := 0.8 \cdot N_{obs}$	$n_1 = 40000$
V.2	5%	$n_1 := 0.05 \cdot N_{obs}$	$n_1 = 2500$
V.3	5%	$n_1 := 0.05 \cdot N_{obs}$	$n_1 = 2500$
V.4	5%	$n_1 := 0.05 \cdot N_{obs}$	$n_1 = 2500$
V.5	5%	$n_1 := 0.05 \cdot N_{obs}$	$n_1 = 2500$

Skade forårsaket av hvert kjøretøy

$$D_i := \frac{n_i}{N_i}$$

$$D_1 := \frac{40000}{N_i} \quad D_1 = 1,121 * 10^{-3}$$

$$D_2 := \frac{2500}{N_i} \quad D_2 = 5,913 * 10^{-4}$$

$$D_3 := \frac{2500}{N_i} \quad D_3 = 2,307 * 10^{-3}$$

$$D_4 := \frac{2500}{N_i} \quad D_4 = 1,169 * 10^{-3}$$

$$D_5 := \frac{2500}{N_i} \quad D_5 = 1,790 * 10^{-3}$$

Totalt skade akkumulert

$$D := \sum_{i=1}^5 D_i$$

$$D := D_1 + D_2 + D_3 + D_4 + D_5$$

$$D = 6,978 * 10^{-3}$$

$$\text{Utmattelses liv } \frac{1}{D} = 144 \text{ år}$$

Vedlegg D

- Ulykkesscenario for lastebil (ALS)

Vedlegg D

Vekt av asfalt og vanntettlag: $2,75 \text{ kN/m}^2$

Vekt av gangvei: $5,25 \text{ kN/m}^2$

Vekt på 30 cm betongdekk: $7,5 \text{ kN/m}^2$

Vekten av stålelementene antas å være 10% av betongdekket og jevnt fordelt over dekkområdet.

Vekten av stålmedlemmene: $0,75 \text{ kN/m}^2$

Total permanent last på gangveiene: $5,25 + 7,5 + 0,75 = 13,5 \text{ kN/m}^2$

Total permanent last på veien: $2,75 + 7,5 + 0,75 = 11 \text{ kN/m}^2$

$P = \text{purlin/ås}$

$$P.1 = 13,5 * \frac{1,5}{2} = 10,125 \text{ kN/m}$$

$$P.2 = 13,5 * \frac{1,5}{2} + 11 * \frac{1,5}{2} = 18,375 \text{ kN/m}$$

$$P.3 = 2 * 11 * \frac{1,5}{2} = 16,5 \text{ kN/m}$$

$$P.4 = 2 * 11 * \frac{1,5}{2} = 16,5 \text{ kN/m}$$

$$P.5 = 2 * 11 * \frac{1,5}{2} = 16,5 \text{ kN/m}$$

$$P.6 = 13,5 * \frac{1,5}{2} + 11 * \frac{1,5}{2} = 18,375 \text{ kN/m}$$

$$P.7 = 13,5 * \frac{1,5}{2} = 10,125 \text{ kN/m}$$

Skjærbelastning på hovedbjelkene

$$v_i = P * 2 * 3$$

$$v_1 = 10,125 * 2 * 3 = 60,75 \text{ kN}$$

$$v_2 = 18,375 * 2 * 3 = 110,25 \text{ kN}$$

$$v_3 = 16,5 * 2 * 3 = 99 \text{ kN}$$

$$v_4 = 16,5 * 2 * 3 = 99 \text{ kN}$$

$$v_5 = 16,5 * 2 * 3 = 99 \text{ kN}$$

$$v_6 = 18,375 * 2 * 3 = 110,25 \text{ kN}$$

$$v_7 = 10,125 * 2 * 3 = 60,75 \text{ kN}$$

$$v = \sum_{i=1}^7 v_i$$

$$v := v_1 + v_2 + v_3 + v_4 + v_5 + v_6 + v_7$$

$$v = 639 \text{ kN}$$

Vertikale kraften som virker på hver pin – tilkoblede bjelke:

$$V_1 = \frac{v * 5}{2} = 798,75 \text{ kN}$$

$$V_2 = \frac{v}{2} = 319,5 \text{ kN}$$

$$V_3 = \frac{v}{2} = 319,5 \text{ kN}$$

$$V_4 = \frac{v}{2} = 319,5 \text{ kN}$$

$$V_5 = \frac{v}{2} = 319,5 \text{ kN}$$

$$V_6 = \frac{v}{2} = 319,5 \text{ kN}$$

$$V_7 = \frac{v * 5}{2} = 798,75 \text{ kN}$$

$$F_a = 922,3 \text{ kN}$$

$F_a =$ aksialkraft

Lastkombinasjon: 1,35G + 1,5Q_a

$$\Sigma F_x = 0$$

$$-1000 + V_A + V_B = 0$$

$$\Sigma M_a = 0$$

$$1000 \text{ kN} * 1,73 \text{ m} - V_B * 6 \text{ m} = 0$$

$$V_C = \frac{1000 * 1,73}{6} = 288 \text{ kN}$$

$$V_B = 1000 - 288 = 712 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1,35 * 922,3 = 1245 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,5 * 712 = 1068 \text{ kN}$$

$$M_{ED} = 1232 * 1,5 = 1848 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 18259 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{h}{t} \leq 3,76 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} \quad \lambda = \text{slankhetsforholdet mht. begresning}$$

$$\lambda = \frac{400}{40} = 10 \leq 89,2 = 3,76 \sqrt{\left(\frac{200 * 1000}{355}\right)}$$

Steget er kompakt

Medlemmene blir ikke utsatt for lokal knekking under bøyemoment.

For sideveis torsjon knekkanalyse,

$$L_b = 6000 \text{ mm}$$

L_b = minimum forskyvelig lengde

$$L_p = 1,76 * r * \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

$$L_p = 1,76 * 156 * \sqrt{\left(\frac{200 * 1000}{355}\right)} = 6875 \text{ mm}$$

$$L_b = 6000 \text{ mm} \leq L_p = 6875 \text{ mm}$$

Seksjonen blir ikke utsatt for sideveis torsjonsknekkning.

$$Z = \frac{bh^2}{4} - (b - 2t) \left(\frac{h}{2} - 2\right)^2 \quad Z = \text{plastseksjonsmodul}$$

$$Z = \frac{400 * 400^2}{4} - (400 - 2 * 40) \left(\frac{400}{2} - 40\right)^2 = 7808000 \text{ mm}^3$$

Momentmotstand

$$\phi = 0,9$$

$$M_{Ed} = 1848 \text{ kNm}$$

$$M_{c,Rd} = \phi f_y Z$$

$$M_{c,Rd} = 0,9 * 355 * 7808 = 2495 \text{ kNm}$$

$$M_{c,Rd} \geq M_{Ed} \quad \text{OK.}$$

Skjærmotstand

$$\phi = 0,75$$

$$V_{Ed} = 1068 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd} = \phi 0,6 f_y A_w$$

$$V_{c,Rd} = 0,75 * 0,6 * 355 * 25600 = 4090 \text{ kN}$$

$$A_w = (h - 2 * t) * t * 2$$

$$A_w = (400 - 2 * 40) * 40 * 2 = 25600 \text{ mm}^2$$

$$V_{c,Rd} \geq V_{Ed} \quad \text{OK.}$$

Kombinerte effekter

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1245}{18259} = 0,068 \leq 1 \quad \text{OK.}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,068 \leq 0,2$$

$$\frac{N_{Ed}}{2N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{1245}{2 * 18259} + \frac{1848}{2495} = 0,775 \leq 1 \quad \text{OK.}$$

Vedlegg E

- Eksempel på inspeksjonsrapport

Byggverk	Vegreferanse	Kategori/type	Lengde/ Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over

Inspeksjonsrapport

Byggverksmerknad

Tiltak

Inspeksjonsplan

Inspeksjonstype	Sist utført	Intervall	Planlagt utført	Tilkomst
Ferdigbefaring				
Enkel inspeksjon				
Hovedinspeksjon				

Inspeksjonsdata

Utførelsesansvarlig	Utførelsesdato

Element	Skade								
B4 – Fylling (løsmasse)	Skadetype	1.Registrert	Skade - beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								
C1 - Landkar (fundament/ betong)	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								
C2 - Pilar	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								
D3 - Kasse	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak

Element	Skade								
E1 - Brudekke	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								
E2 – Slitelag/fuktisol asjon	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								
E3 - Kantdrager	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								
G7 - Kjeglemur	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								
H11 – Lager med lageravsats	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								
H13 – Fugekonstruksj on	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								

H15 - Rekkverk	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								
H16 – Vann- og avløpssystem	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								
H17 – Ledning/kabler	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								
H24 - Støyskjerm	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								
H26 – Luke/dør	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak
Element	Skade								
Annet	Skadetype	1.Registrert	Skade -beskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Skadeårsak