

Haben Alem Tewelde  
Rikard Ribe Nilsen

# Mulighetsanalyse for bruk av Sluppenbrua som gang- og sykkelbru

Feasibility Analysis for the Use of Sluppenbrua as  
a Pedestrian and Bicycle Bridge

Bacheloroppgave i Konstruksjonsteknikk  
Veileder: Arne Mathias Selberg  
Medveileder: Erlend Bolland Selsøvd  
Mai 2024

Rapporten er ÅPEN

Prosjektnr: 2024 - 18

## Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål

**Problemdefinering:** *Undersøke brukspotensialet til Sluppenbrua som gang- og sykkelbru.*

Sluppenbrua i Trondheim har tidligere betjent både harde og myke trafikanter, og var på den tiden en flaskehals for biltrafikken i området. Den er en stålbjelkebru med tredekke, noe som ikke er vanlig å bygge i dag. Etter at Nydalsbrua overtok biltrafikken, har Sluppenbrua blitt dedikert til bruk av gående og syklende. Nå ønskes det å analysere bruas potensial og kapasitet som gang- og sykkelbru, med tanke på dens alder og at komponentene stammer fra 50- og 70-tallet.

**Problembeskrivelse:** *Analysering av bruas kapasitet under påvirkning av de aktuelle kreftene.*

Opgaven fokuserer på å kontrollere alle konstruksjonskomponentene, bortsett fra pilarene, som følge av usikkerhet knyttet til deres oppbygning. Først må lastene som brua utsettes for fastsettes. Disse verdiene brukes deretter til å beregne kreftene og sammenlikne det mot dagens faktiske kapasitet. Ved evaluering av dagens bru må faktorer som rust og andre skader som konstruksjonen har blitt utsatt for, tas i betraktning.

**Resultatmål:** *Komme med en konklusjon for bruas egnethet for videre bruk.*

Prosjektets mål er å undersøke om dagens bru oppfyller gjeldende krav og regler, og deretter avgjøre om den er forsvarlig å bruke videre. Dette skal gi gruppa kunnskap og erfaring om hvordan analysere laster på en bru, samtidig som det sammenlignes opp mot kapasiteten.

**Stikkord fra prosjektet:** Bru, vindlast, snølast, egenlast, trafikklast, kapasitet, konstruksjon, Eurokode, Statens vegvesen, stål, tre, moment, skjær

# FORORD

Det er med stor glede at vi presenterer vår bacheloroppgave, en mulighetsanalyse for bruk av Sluppenbrua i Trondheim som gang- og sykkelbru. Oppgaven er et resultat av et prosjekt utført av Rikard Ribe Nilsen og Haben Alem Tewelde, våren 2024. Dette er den avsluttende oppgaven på vårt bachelorstudium i byggingeniør ved NTNU, hvor begge har tatt en fordypning innen konstruksjonsteknikk.

Vårt ønske om å skrive en bacheloroppgave om en brukonstruksjon kom etter vårt utvekslingsopphold ved QUT i Queensland, Australia, høsten 2023. Under oppholdet på QUT hadde vi begge mindre prosjekter relatert til sammensatte konstruksjoner. Sluppenbrua fanget vår interesse på grunn av dens lange historie, samt bruas sammensetting av flere ulike materialer, noen av dem vi tidligere ikke har hatt undervisning om. Til tross for at det har vært mye nytt å sette seg inn i, har prosessen både vært svært lærerik og interessant.

Vi ønsker å takke vår eksterne veileder Erlend Bolland Selsøvdal i Statens vegvesen. Erlend har bidratt med verdifull hjelp gjennom møter og e-post. Uten hans veiledning og tilgang til viktig informasjon hadde ikke denne oppgaven vært gjennomførbar.

Vår interne veileder Arne Mathias Selberg fortjener også stor takk for hans veiledning og bidrag gjennom prosjektet. Hans kompetanse og engasjement har vært avgjørende for vår forståelse og suksess i å løse denne oppgaven.

Til slutt ønsker vi å rette en varm takk til hverandre for det gode samarbeidet og den innsatsen vi har lagt ned gjennom hele prosessen. Sammen har vi overkommet utfordringer og oppnådd resultater vi er stolte av å presentere.

**Trondheim, 21. mai 2024**

*Haben Tewelde*

---

Haben Alem Tewelde

*Rikard Ribe Nilsen*

---

Rikard Ribe Nilsen

# SAMMENDRAG

Denne bacheloroppgaven undersøker om Sluppenbrua er egnet til bruk som gang- og sykkelbru i henhold til dagens krav. Kravene er basert på Eurokodene og Statens vegvesens håndbøker. Oppgaven innebærer å identifisere alle laster og finne de mest kritiske lasttilfellene. Deretter sammenlignes kreftene opp mot materialenes kapasitet.

Bruas oppbygning og dimensjonering er basert på utgitte tegninger fra Statens vegvesen, samt egne visuelle inspeksjoner. På grunn av mangelfulle tegninger, spesielt med hensyn til beskrivelse av materialfasthet, har det vært nødvendig å foreta en del antakelser i denne oppgaven. Fastheten på samtlige materialene på brua er antatt basert på kravene fra Håndbok V413.

Da det er en del usikkerhet rundt oppbyggingen til steinpilarene, både oppbyggingen og deres bæring i Nidelva, er disse utelatt fra beregningene. Denne mulighetsanalysen fokuserer derfor kun på materialene over steinpilarene.

Som følge av betydelig korrosjon på ståldragerne, er det valgt å redusere tverrsnittene til ståldragerne i kapasitetsberegningen. Reduksjoner er basert på skademeldinger fra Statens vegvesen. Som følge av tverrsnittsreduksjonen i kapasitetsberegningene for ståldragerne, er det fastslått at dragerne lengst nord på brua ikke har tilstrekkelig kapasitet til å håndtere momentbelastningene de vil utsettes for. Det påpekes likevel at denne konklusjonen er basert på en del antakelser, blant annet materialfastheten. Videre undersøkelser anbefales før endelig beslutning om bruas brukbarhet kan tas. Det er i tillegg noen komponenter som ikke oppfyller kravene for bruksgrensetilstand.

Da lagertypen på brua ikke er identifisert, og det er vanskelig å gjøre antakelser om den, er det knyttet usikkerhet rundt deres evne til å motstå belastningene. Det er fastslått at de resterende materialene på brua er tilstrekkelige for belastningene.

# ABSTRACT

This bachelor thesis investigates whether Sluppenbrua is suitable for use as a pedestrian and bicycle bridge according to current requirements. The requirements are based on the Eurocodes and the Norwegian Public Roads Administration's handbooks. The task involves identifying all loads and finding the most critical load cases. The forces are then compared against the capacity of the materials.

The construction and dimensioning of the bridge are based on drawings from the Norwegian Public Roads Administration, as well as visual inspections. Due to insufficient documents, particularly regarding the description of material strength, several assumptions have been necessary in this thesis. The strength of all the materials on the bridge has been assumed based on requirements from Handbook V413.

As there is some uncertainty regarding the construction of the stone pillars, both their structure and their bearing in the Nidelva River, the pillars have been excluded from the calculations. Therefore, this feasibility analysis focuses only on the materials above the stone pillars.

Due to significant corrosion on the steel girders, the cross-sections of the steel girders have been reduced in the capacity calculations. Reductions are based on damage reports from the Norwegian Public Roads Administration. As a result of the cross-section reduction in the capacity calculations for the steel girders, it has been determined that the girders at the northernmost part of the bridge do not have sufficient capacity to handle the moment loads they will be subjected to. However, it should be noted that this conclusion is based on several assumptions, including material strength. Further investigations are recommended before a final decision on the bridge's usability can be made. Additionally, some components do not meet the requirements for serviceability limit state.

Since the type of bearings on the bridge has not been identified, and it is difficult to make assumptions about them, there is uncertainty regarding their ability to withstand the loads. It has been concluded that the remaining materials on the bridge are sufficient for the loads.

# Innholdsfortegnelse

Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål	i
Forord	ii
Sammendrag	iii
Abstract	iv
Figurliste	ix
Tabelliste	x
Begrepsliste	xii
Symbolliste	xiii
<b>1 Introduksjon</b>	<b>1</b>
1.1 Oppgavebeskrivelse . . . . .	1
1.2 Statens vegvesen som ekstern veileder . . . . .	1
1.3 Historien til Sluppenbrua . . . . .	1
1.4 Rapportens oppbygging . . . . .	4
<b>2 Litteratur og teoretisk grunnlag</b>	<b>5</b>
2.1 Grunnlag for beregninger . . . . .	5
2.1.1 Tegninger av brua . . . . .	5
2.1.2 Visuell inspeksjon av brua . . . . .	6
2.1.3 Antakelser, avgrensninger og forutsetninger . . . . .	8
2.2 Regelverk . . . . .	9
2.2.1 Eurokodene . . . . .	9
2.2.2 Håndbøker fra Statens vegvesen . . . . .	11
2.3 Programvare . . . . .	12
2.3.1 Focus Konstruksjon . . . . .	12
2.3.2 Microsoft Excel . . . . .	13
2.3.3 Microsoft Teams, OneNote og L <sup>A</sup> T <sub>E</sub> X . . . . .	13
2.4 Beregningsmetoder . . . . .	13
2.5 Teori om konstruksjonsmaterialene . . . . .	14
2.5.1 Tre . . . . .	14
2.5.2 Stål . . . . .	15
2.5.3 Betong . . . . .	15
<b>3 Lastpåvirkninger</b>	<b>17</b>
3.1 Statisk system og konstruksjonselementene . . . . .	17
3.2 Definisjon av koordinatsystemet . . . . .	17
3.3 Klassifisering av påvirkninger . . . . .	18
3.4 Permanente laster . . . . .	18
3.4.1 Egenlaster . . . . .	18
3.4.2 Vann- og jordtrykk . . . . .	19
3.5 Variable laster . . . . .	19
3.5.1 Trafikklaster . . . . .	19
3.5.2 Vindlaster . . . . .	20
3.5.3 Snølast . . . . .	22
3.5.4 Andre variable laster . . . . .	23

3.6	Ulykkeslaster og seismiske påvirkninger . . . . .	24
3.6.1	Ulykkeslaster . . . . .	24
3.6.2	Seismiske påvirkninger og skred . . . . .	25
3.7	Utmattingslast . . . . .	25
3.8	Laster på rekkverket . . . . .	25
3.9	Samtidighet av laster . . . . .	26
3.10	Lastkombinasjoner og lastkoeffisienter . . . . .	26
3.10.1	ULS - Bruddgrensetilstand . . . . .	27
3.10.2	SLS - Bruksgrensetilstand . . . . .	29
<b>4</b>	<b>Analyse av kreftene i konstruksjonen</b>	<b>32</b>
4.1	Generelt om analysen . . . . .	32
4.1.1	Om analyse gjort i Focus . . . . .	32
4.1.2	Om manuell analyse . . . . .	32
4.2	Lastfordelingen vertikalt i konstruksjonen . . . . .	33
4.3	Tredekke . . . . .	34
4.3.1	Tredekke vertikalt . . . . .	34
4.3.2	Tredekke horisontalt . . . . .	35
4.4	Trebjelker . . . . .	36
4.5	Reelle krefter fra vertikal last på trekomponentene . . . . .	38
4.6	Rekkverk . . . . .	38
4.7	Ståldragere . . . . .	41
4.8	Lager . . . . .	43
4.9	Betongfundament . . . . .	44
<b>5</b>	<b>Kapasitetskontroll</b>	<b>45</b>
5.1	Generelt om kapasitetskontroll . . . . .	45
5.1.1	Vipping . . . . .	45
5.2	Tre . . . . .	45
5.2.1	Tredekke vertikalt . . . . .	46
5.2.2	Tredekke horisontalt . . . . .	46
5.2.3	Trebjelker . . . . .	47
5.2.4	Vipping av trebjelkene . . . . .	47
5.2.5	Rekkverk . . . . .	47
5.3	Ståldragere . . . . .	48
5.3.1	Ståldragere originalt tverrsnitt . . . . .	49
5.3.2	Ståldragere med redusert tverrsnitt . . . . .	50
5.3.3	Vipping av ståldragere . . . . .	52
5.4	Lager . . . . .	53
5.5	Betongfundament . . . . .	55
5.6	Bruksgrensetilstand . . . . .	55
<b>6</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>57</b>
6.1	Grunnlaget for beregningene . . . . .	57
6.1.1	Tegninger . . . . .	57
6.2	Statisk system og laster . . . . .	57
6.2.1	Det statiske systemet . . . . .	57
6.2.2	Jordtrykket . . . . .	58
6.2.3	Feilberegning av snølasten . . . . .	58
6.2.4	Den vertikale vindlasten . . . . .	59

6.2.5	Lastenes påvirkning . . . . .	59
6.3	Konstruksjonen som helhet . . . . .	60
6.3.1	Treverket . . . . .	61
6.3.2	Rekkverket . . . . .	62
6.3.3	Ståldragerne . . . . .	63
6.3.4	Lagrene . . . . .	64
6.3.5	Betongfundamentet . . . . .	64
6.3.6	Steinpilarene . . . . .	64
6.3.7	Bruksgrense . . . . .	65
6.4	Teori mot virkelighet . . . . .	65
6.5	Faktorer som ikke er undersøkt . . . . .	67
6.5.1	Økonomi . . . . .	67
6.5.2	Miljø . . . . .	67
6.5.3	Konstruksjonsrelatert . . . . .	67
6.6	Oppsummering av feilkilder, mangler og usikkerhetsmomenter . . . . .	67
<b>7</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>69</b>
<b>8</b>	<b>Veien videre</b>	<b>70</b>
	<b>Referanser</b>	<b>71</b>
	<b>Vedleggsliste:</b>	
<b>A</b>	<b>Brutegninger</b>	<b>I</b>
A.1	Brutegning 1884 - jernbanebru . . . . .	I
A.2	Brutegning 1953 - detaljtegning . . . . .	II
A.3	Brutegning 1953 - lager . . . . .	III
A.4	Brutegning 1955 - etter ombygningen i 1954 . . . . .	IV
A.5	Brutegning 1975 - gangbanebjelker og rekkverk, dagens konstruksjon . . . . .	VI
A.6	Brutegning 1976 - dagens konstruksjon . . . . .	VII
<b>B</b>	<b>Definere karakteristiske lastvirkninger</b>	<b>VIII</b>
B.1	Egenlast + Manuell lastanalyse . . . . .	VIII
B.2	Vind . . . . .	XII
B.3	Snø . . . . .	XVII
<b>C</b>	<b>Lastkombinasjoner og lastkoeffisienter</b>	<b>XVIII</b>
C.1	ULS - Bruddgrensetilstand . . . . .	XVIII
C.2	SLS - Bruksgrensetilstand . . . . .	XIX
<b>D</b>	<b>Lastfordeling vertikalt i konstruksjonen</b>	<b>XX</b>
D.1	Lastfordeling 45° . . . . .	XX
D.2	Lastfordeling 30° . . . . .	XXI
D.3	Lastfordeling 15° . . . . .	XXII
<b>E</b>	<b>Lastanalyser - Focus</b>	<b>XXIII</b>
E.1	Tredekke kjørebane . . . . .	XXIII
E.2	Tredekke gangbane . . . . .	XXIX
E.3	Trebjelke, tilfelle 1, kjøretøy midt i spenn . . . . .	XXXV
E.4	Trebjelke, tilfelle 2, kjøretøy over lager og midt spenn . . . . .	XLIII
E.5	DIMEL100 . . . . .	LI
E.6	DIMEL80 . . . . .	LVIII



E.7	HE900A . . . . .	LXV
E.8	HE650A . . . . .	LXXII
E.9	Rekkverk . . . . .	LXXIX
<b>F</b>	<b>Manuell kapasitetskontroll</b>	<b>LXXXV</b>
F.1	Tredekke og trebjelker . . . . .	LXXXV
F.2	Ståldragere - originalt og redusert tverrsnitt . . . . .	LXXXVIII
F.3	Lager . . . . .	XCV
F.4	Betongfundament . . . . .	XCVII
F.5	Vipping av ståldragere . . . . .	XCVIII
F.6	Rekkverk . . . . .	XCIX
<b>G</b>	<b>Diverse</b>	<b>C</b>
G.1	Målsatt tverrsnitt . . . . .	C

# Figurliste

1.1	Sluppen jernbanebru. (Foto tilsendt av SVV) . . . . .	2
1.2	Sluppenbrua i dag. (Foto: Rikard Ribe Nilsen) . . . . .	3
2.1	Snitt A-A av brua. (Utklipp fra vedlegg A.6) . . . . .	5
2.2	Plantegning av brua. (Utklipp fra vedlegg A.6) . . . . .	6
2.3	Festeanordningen mellom ståldragerne og trebjelkene. (Foto: Haben Tewelde)	7
2.4	Oppdelingen til Eurokodene. (Fra [5]) . . . . .	10
3.1	Definisjon av koordinatsystemet. (Egenprodusert) . . . . .	17
3.2	Lastklasse G1. (Figur 3.2.9-1 fra V412) . . . . .	20
3.3	Illustrasjon av terrengfaktor. (Tillegg A.1 fra EK1-1-4) . . . . .	22
3.4	Dimensjonerende verdier for laster i bruddgrense. (Tabell NA.A.2.4(B) fra EK0) . . . . .	28
3.5	Verdier av $\psi$ -faktorer for gangbruer. (Tabell NA.A2.2 fra EK0) . . . . .	29
3.6	Dimensjonerende verdier for laster i bruksgrense. (Tabell NA.A2.6 fra EK0)	30
4.1	Lastspredning fra hjul vertikalt i konstruksjonen. (Figur 4.4 fra EK1-2) . .	33
4.2	Lastspredning under asfalt tilsvarende 30°. (Egen illustrasjon) . . . . .	34
4.3	Momentdiagram for trebjelkene fra modellering i Focus. . . . .	37
4.4	Skjærkraftdiagram for trebjelkene fra modellering i Focus. . . . .	37
4.5	Forskyvningsdiagram for trebjelkene fra modellering i Focus. . . . .	37
4.6	Illustrasjon fra modellering av rekkverket i Focus. . . . .	39
4.7	Aksialkraftdiagram for rekkverket fra modellering i Focus. . . . .	40
4.8	Momentdiagram for rekkverket fra modellering i Focus. . . . .	40
4.9	Skjærkraftdiagram for rekkverket fra modellering i Focus. . . . .	41
4.10	Forskyvningsdiagram for rekkverket fra modellering i Focus. . . . .	41
4.11	Momentdiagram for ståldragerne fra modellering i Focus. . . . .	42
4.12	Skjærkraftdiagram for ståldragerne fra modellering i Focus. . . . .	42
4.13	Forskyvningsdiagram for ståldragerne fra modellering i Focus. . . . .	42
6.1	Tyngdetetthet for forskjellige typer snø. (Tabell E.1 fra EK1-1-3) . . . . .	59

# Tabelliste

3.1	Verdier for vindlasten i de forskjellige retningene. . . . .	21
4.1	Teoretiske verdier på kreftene vertikalt i tredekket. . . . .	35
4.2	Teoretiske verdier på kreftene horisontalt i tredekket. . . . .	36
4.3	Teoretiske verdier på kreftene vertikalt i trebjelkene. . . . .	38
4.4	Faktiske verdier på kreftene vertikalt i treverket. . . . .	38
4.5	Teoretiske verdier på kreftene i rekkverket fra Focus. . . . .	40
4.6	Teoretiske verdier på kreftene vertikalt i ståldragerne fra Focus. . . . .	43
4.7	Teoretiske verdier på kreftene vertikalt i ståldragerne fra manuell analyse. .	43
4.8	Teoretiske verdier på kreftene i lager fra manuell analyse. . . . .	43
5.1	Tredekkets kapasitet for vertikale krefter. . . . .	46
5.2	Tredekkets kapasitet for horisontale krefter. . . . .	46
5.3	Trebjelkenes kapasitet for vertikale krefter. . . . .	47
5.4	Opptredende spenninger, kapasitet og utnyttelse for rekkverket. . . . .	48
5.5	Andel av gjenstående originalt tverrsnitt for ståldragere ved forskjellige tverrsnittsreduksjoner. . . . .	48
5.6	Utnyttelse av moment og skjær for ståldragere ved tilfelle 1. . . . .	49
5.7	Utnyttelse av plastisk momentkapasitet for ståldragere av type HE-A ved tilfelle 1. . . . .	50
5.8	Utnyttelse av skjærkapasitet for ståldragere med redusert tverrsnitt. . . . .	50
5.9	Utnyttelse av ståldragere ved tilfelle 2. . . . .	51
5.10	Utnyttelse av plastisk momentkapasitet for ståldragere av type HE-A ved tilfelle 2. . . . .	51
5.11	Utnyttelse av plastisk momentkapasitet for ståldragere av type HE-A ved tilfelle 2, $f_y = 275$ . . . . .	51
5.12	Utnyttelse av ståldragere ved tilfelle 3. . . . .	51
5.13	Utnyttelse av plastisk momentkapasitet for ståldragere av type HE-A ved tilfelle 3, $f_y = 275$ . . . . .	52
5.14	Utnyttelse av plastisk momentkapasitet for ståldragere av type HE-A ved tilfelle 3, $f_y = 355$ . . . . .	52
5.15	Utnyttelse av plastisk momentkapasitet for ståldragere av type HE-A ved tilfelle 4, $f_y = 355$ . . . . .	52

5.16	Maksimal tillatt horisontal forskyvning for Lafu-lager av gitte dimensjoner.	54
5.17	Faktisk horisontal forskyvning for elastomerlagre av gitte dimensjoner. . .	54
5.18	Utnyttelse av betongens trykkapasitet. . . . .	55
5.19	Grenseverdier, samt opptredende horisontal forskyvning for komponentene.	56
6.1	Teoretisk skjærspenning for treverk ved mindre lastfordeling. . . . .	62
6.2	Teoretisk momentspenning for treverk ved mindre lastfordeling. . . . .	62

# Begrepsliste

**DOM** Digital Surface Model - høyde til overflater (overflatemodell).

**DTM** Digital Terrain Model - høyde til terreng (terrengmodell).

**EK0** NS-EN 1990 - Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.

**EK1** NS-EN 1991 - Eurokode 1: Laster på konstruksjoner.

**EK3** NS-EN 1993 - Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner.

**EK5** NS-EN 1995 - Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner.

**FEM** Finittelementmetode (Finite Element Method).

**N-V161** Veileder 161 Rekkverk på bruer og støttemurer.

**N101** Normal 101 - Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr.

**N400** Normal 400 - Bruprosjektering.

**NA** Nasjonalt tillegg til Eurokodene.

**NTNU** Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet.

**SLS** Serviceability Limit State - bruksgrensetilstand.

**SVV** Statens vegvesen.

**ULS** Ultimate Limit State - bruddgrensetilstand.

**V412** Veileder 412 Bæreevneklassifisering av bruer, laster.

**V413** Veileder 413 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer.

# Syllabliste

Denne listen definerer betydningen av symboler brukt i dette dokumentet, samt i vedleggene.

## Kapasitet, karakteristisk

- $f_{c,0,k}$  Karakteristisk kapasitet for trykkspenning langs trefibre
- $f_{m,k}$  Karakteristisk kapasitet for momentspenning
- $f_{t,0,k}$  Karakteristisk kapasitet for strekkspenning langs trefibre
- $f_{v,k}$  Karakteristisk kapasitet for skjærspenning

## Kapasitet, dimensjonerende

- $f_{c,0,d}$  Dimensjonerende kapasitet for trykkspenning langs trefibre
- $f_{c,d}$  Dimensjonerende kapasitet for trykkspenning (x-retning/y-retning, 90°/langs på trefibre)
- $f_{m,d}$  Dimensjonerende kapasitet for momentspenning
- $f_{m,y,d}$  Dimensjonerende kapasitet for momentspenning om y-akse
- $f_{t,0,d}$  Dimensjonerende kapasitet for strekkspenning langs trefibre
- $f_{t,d}$  Dimensjonerende kapasitet for strekkspenning (x-retning/y-retning, 90°/langs på trefibre)
- $f_{v,d}$  Dimensjonerende kapasitet for skjærspenning
- $M_{el,Rd}$  Dimensjonerende kapasitet for moment, elastisk
- $M_{pl,Rd}$  Dimensjonerende kapasitet for moment, plastisk

## Krefter og forskyvning

- $M$  Moment
- $M_{Ed}$  Opptredende moment
- $M_{max}$  Maks moment
- $N$  Normalkraft

$N_{Ed,c}$	Opptredende normalkraft, trykk
$N_{Ed,t}$	Opptredende normalkraft, strekk
$N_{Ed}$	Opptredende normalkraft
$V$	Skjærkraft
$V_{Ed}$	Opptredende skjærkraft
$V_{max}$	Maks skjærkraft
$w$	Forskyvning
$w_{max}$	Maks tillatt forskyvning

### **Laster og lastvirkning**

$\gamma$	Faktor som justerer laster for sikkerhet
$\psi$	Faktor som justerer variable laster
$\xi$	Reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster
$g$	Egenlast
$G_{kj,inf}$	Gunstig permanent last, karakteristisk
$G_{kj,sup}$	Ugunstig permanent last, karakteristisk
$q$	Jevnt fordelt last
$Q_{k,1}$	Dominerende variabel last, karakteristisk
$Q_{k,snø}$	Snølast, karakteristisk
$Q_{k,i}$	Øvrige variable laster, karakteristisk
$Q_{k,vind}$	Vindlast, karakteristisk
$Q_{tot}$	Total last, dimensjonerende

### **Materialparametre og andre symboler knyttet materialer**

$\gamma$	Tyngdetettheten til materialer
$A$	Tverrsnittsareal
$A_{eff}$	Effektivt tverrsnittsareal

$b$	Bredde
$b_{eff}$	Effektiv bredde
$E$	E-modul
$f_y$	Flytspenning for stål
$I$	2. arealmoment
$I_y$	2. arealmoment om y-aksen
$l/L$	Lengde
$z$	Avstand fra arealsenter til ytterkant av materiale, i z retning

### Spenninger, opptredende

$\sigma_{c,0,d}$	Opptredende trykkspenning langs trefibre
$\sigma_{c,d}$	Opptredende trykkspenning (x-retning/y-retning, 90°/langs på trefibre)
$\sigma_{m,y,d}$	Opptredende momentspenning om y-akse
$\sigma_{max}$	Største opptredende momentspenning
$\sigma_{t,0,d}$	Opptredende strekkspenning langs trefibre
$\sigma_{t,d}$	Opptredende strekkspenning (x-retning/y-retning, 90°/langs på trefibre)
$\tau_{max}$	Største opptredende skjærspenning

### Relatert til vipping

$\lambda_1$	Faktor som tar hensyn til kvalitet på stålet
$\bar{\lambda}_f$	Relativ slankhet for ekvivalent trykkflens
$\bar{\lambda}_{c0}$	Relativ grenseslankhet for ekvivalent trykkflens
$i_{f,z}$	Treghetsradien for ekvivalent trykkflens
$k_c$	Korreksjonsfaktor for relativ slankhet, avhengig av momentfordeling
$L_c$	Lengde mellom fastholdelser
$M_{c,Rd}$	Momentkapasitet
$M_{y,Ed}$	Største dimensjonerende bøyemoment om y-akse



## 1 Introduksjon

Da Nydalsbrua bare 300 meter lenger nord for Sluppenbrua åpnet høsten 2023, tok den over for all biltrafikk som tidligere passerte over Sluppenbrua. Siden dens åpning i 1954 har Sluppenbrua vært en viktig del av Trondheims infrastruktur. Etter nesten syv tiår skulle den ikke lengre benyttes av biltrafikk - til stor glede for mange i byen. Den nye firefeltsbruen er mye bedre egnet for dagens biltrafikk i området, og fra nå av skal Sluppenbrua benyttes som gang- og sykkelbru.

Da Sluppenbrua ble bygget var det andre krav enn det Eurokoden stiller i dag. Spesielt pilarene, som stammer tilbake til 1860-tallet, er bygget etter helt andre forutsetninger.

Selv om den forventede belastningen nå vil være betydelig lavere enn tidligere, vil det likevel i noen perioder være store laster på brua. Eksempler på dette kan være brøyting av snø, eller arrangementer med folketog gående over. Det er disse lastene som ofte blir kritiske for en gang- og sykkelbru, som ellers blir belastet relativt lite.

### 1.1 Oppgavebeskrivelse

Hensikten med denne oppgaven er å undersøke om Sluppenbrua er egnet for bruk som gang- og sykkelbru. Det er tatt utgangspunkt i dagens krav fastsatt i Eurokoden og Statens vegvesens håndbøker. Denne analysen fokuserer på de bygningstekniske aspektene, uten å ta hensyn til økonomiske eller miljømessige faktorer.

### 1.2 Statens vegvesen som ekstern veileder

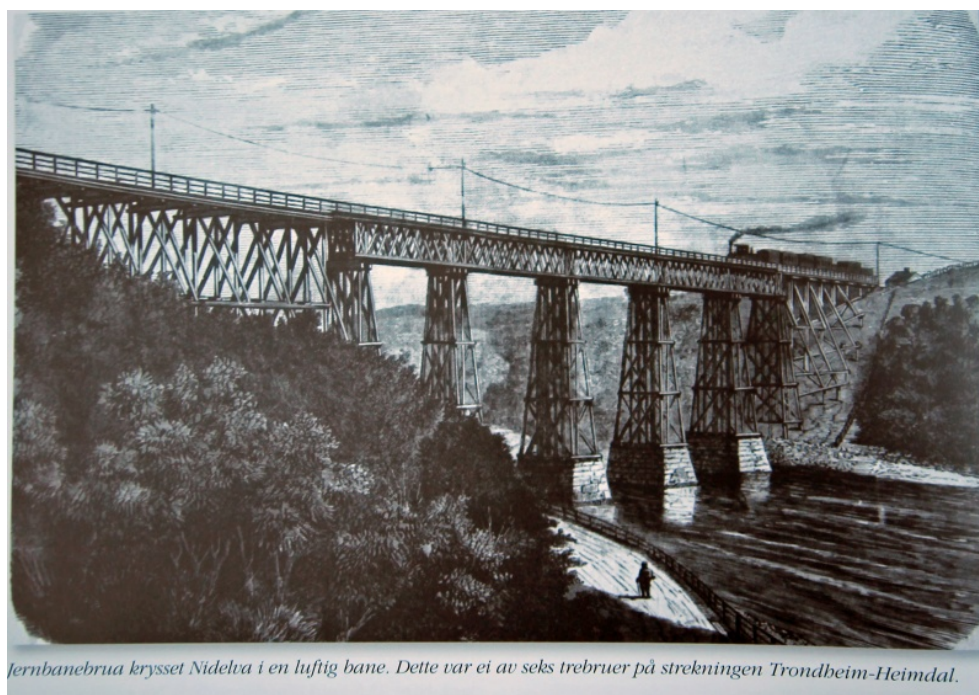
Statens vegvesen er veimyndighet for riksveiene, og har ansvaret for disse. Statens vegvesen er et forvaltningsorgan, og er et statlig tjenesteprodukt som er underlagt Samferdselsdepartementet [1].

Da det er Statens vegvesen som har ansvaret for brua, er det naturlig å ha dem som ekstern veileder for denne oppgaven. De har tilgang på relevante dokumenter og tegninger til brua, og kan gi svar på eventuelle spørsmål som oppstår underveis i prosjektet.

### 1.3 Historien til Sluppenbrua

Sluppenbrua, også kjent som “gamle Sluppen bru”, har gjennom årenes løp vært gjenstand for flere forskjellige brukonstruksjoner. I 1863 ble den første brua oppført i forbindelse med

jernbanens kryssing av Nidelva, med offisiell åpning i 1864 (se figur 1.1). Denne brua var nærmere 200 meter lang, 30 meter høy, bygd av tømmer, og sto på steinkar i elva - de samme som er i bruk den dag i dag. Brua ble revet i 1884, etter at jernbanetraseen ble lagt om [2, s. 58-59].



*Figur 1.1: Sluppen jernbanebru. (Foto tilsendt av SVV)*

I 1927 sto steinpilarene fremdeles i elva og ble overtatt av vegvesenet gratis. På det tidspunktet hadde de planer om å bygge en vegbru over Nidelva, men dette prosjektet ble ikke realisert før utbruddet av krigen. I 1941-42, etter krav fra tyskerne, ble det bygget en provisorisk fagverksbru av uimpregnerte materialer - noe som senere skulle vise seg å skape problemer. Denne brua ble åpnet for trafikk i 1942 med en kjørebanebredde på 6 meter. Imidlertid ble brua raskt utsatt for alvorlig råte, og til og med forsøk på ekstra impregnering forbedret ikke situasjonen. I 1948 ble dekket skiftet ut, men det viste seg igjen å være dårlig i 1953, og brua måtte da stenges for trafikk av større kjøretøy [2, s. 58-59].

På samme tid ble det foreslått å erstatte den eksisterende provisoriske brua med en ny provisorisk stålbjelkebru med tredekke, da det ble klart at den eksisterende konstruksjonen ikke kunne reddes. Dette forslaget ble vedtatt, og brua sto ferdig i 1954. Denne nye konstruksjonen hadde en lengde på 82 meter og en kjørebanebredde på 6 meter. I 1977 ble det lagt til en gangbane med en bredde på 2,55 meter [2, s. 58-59].

Den såkalte “provisoriske Sluppen bru” ble brukt inntil videre mens det pågikk planlegging

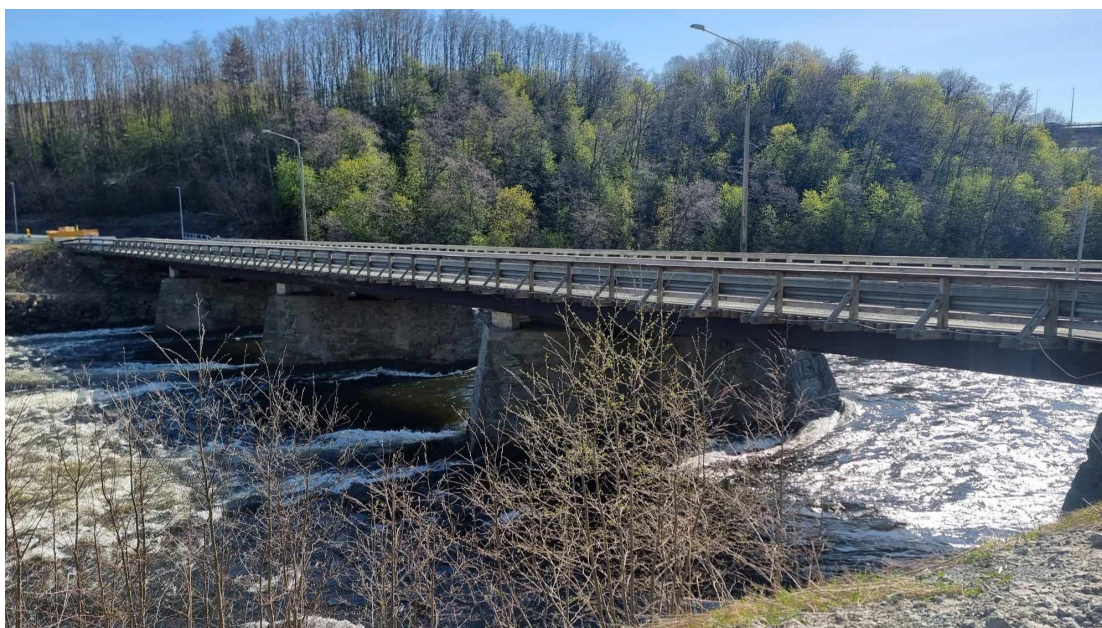
av en ny, større innfartsveg til Trondheim fra sør. Denne nye innfartsvegen ble Kroppan bru, og åpnet i 1975 [2, s. 58-59].

Per 2006 avviklet Sluppenbrua over 20 000 biler daglig, samt en stor mengde myke trafikanter. På dette tidspunktet var den foreslått erstattet med en ny firefelts bru [2, s. 58-59].

Sluppenbrua ble stengt for biltrafikk i juni 2023 - men ble fortsatt holdt åpen for gående og syklende. Etter dette tidspunktet ble den altså en ren gang- og sykkelbru [3].

I dag er det kommet en ny bru i området - Nydalsbrua. Kostnadsrammen for denne var 1,4 mrd. kr, og den er 183 m lang, med et 55 m høyt tårn. Designet ble til i 2014 etter en designkonkurranse. I 2017 ble reguleringsplanen vedtatt, og i 2019 ble byggingen av den sendt ut på anbud. Byggingen startet i oktober 2020, og i oktober 2023 åpnet den for biltrafikk - flere måneder før det originalt var planlagt, med avsluttende arbeider som skulle gjøres i 2024 [4].

I figur 1.2 under, ser en et bilde av dagens konstruksjon.



*Figur 1.2: Sluppenbrua i dag. (Foto: Rikard Ribe Nilsen)*

### 1.4 Rapportens oppbygging

Rapporten innledes med en gjennomgang av grunnlaget for beregningene, det aktuelle regelverket, programvarene som er benyttet, samt en overordnet gjennomgang av teorien bak konstruksjonsmaterialene. Deretter undersøkes de ulike lastene som påvirker den aktuelle brukonstruksjonen, og det analyseres hvordan disse kreftene påvirker konstruksjonen. Videre vurderes kapasiteten til elementene, både rent teoretisk og med en mer “realistisk” tilnærming. Til slutt drøftes funnene som er gjort, og det gis en konklusjon om hvorvidt brua er tilstrekkelig som gang- og sykkelbru.

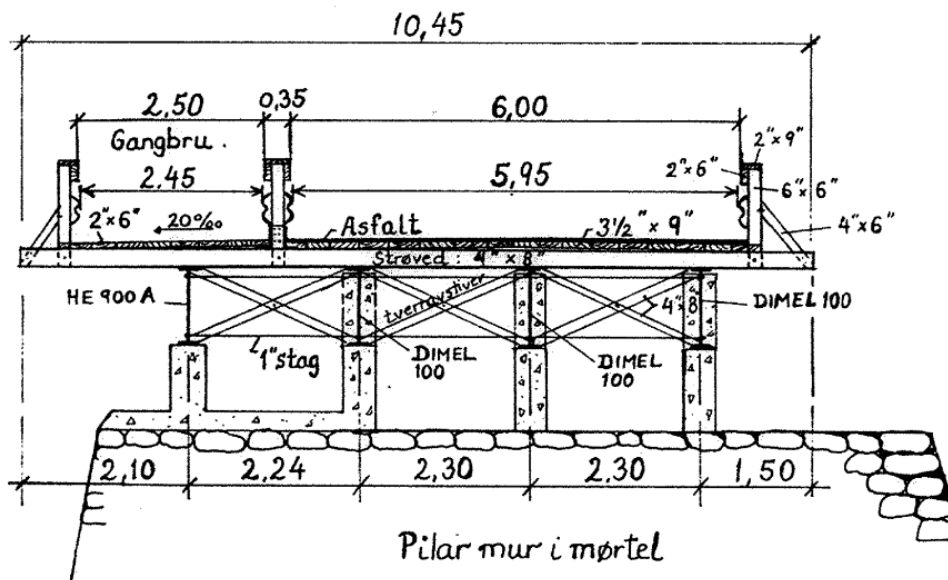
## 2 Litteratur og teoretisk grunnlag

### 2.1 Grunnlag for beregninger

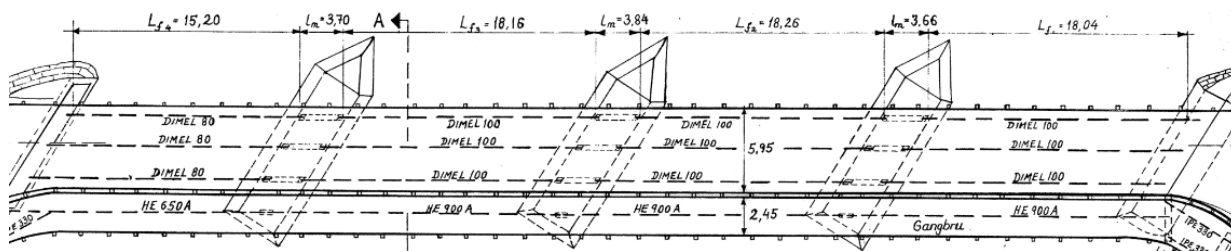
#### 2.1.1 Tegninger av brua

En rekke eldre tegninger, tilsendt fra SVV, er benyttet som hovedgrunnlag for beregningene. De eldste tegningene er fra 1884 og omhandler jernbanebrua og de eksisterende fundamentene, mens de nyeste er fra 1976 og beskriver dagens konstruksjon. Dagens konstruksjon er i all hovedsak slik den var etter utbyggingen i 1977. Se vedlegg A - Brutegninger for en oversikt over tegninger som er brukt som utgangspunkt.

Tegningene viser at brua er bygd opp med betongfundament plassert oppå steinpilarene. Langs brua ligger ståldragere festet til betongfundamentene ved hjelp av lagre. Disse ståldragerne er plassert langs fire akser, med fire spenn på hver akse. Dragerne på de tre sørligste aksene er av typen DIMEL, som stammer fra den opprinnelige konstruksjonen fra 1954. Den nordligste aksene, som ble lagt til i 1977, har ståldrager av typen HE-A. Over ståldragerne ligger et tverrgående bjelkelag i tre, og deretter et tredekke med asfalt på toppen. Bruas rekkverk er også bygd opp av tre.



Figur 2.1: Snitt A-A av brua. (Utklipp fra vedlegg A.6)



Figur 2.2: Plantegning av brua. (Utklipp fra vedlegg A.6)

Ståldragerne av typen DIMEL er et utgått produkt, og det er vanskelig å finne eksakte parametre til dem. For DIMEL-dragerne ble det derfor bestemt å bruke parameterne til HEA-profiler. En tabell utgitt fra det svenske Stålbyggnadsinstituttet bekrefter at disse to ståldimensjonene er tilnærmet like.

De utgitte tegningene til brua spesifiserer ikke materialfasthetsklassene for noen av materialene. Kapasitetsberegningene i denne oppgaven baserer seg derfor på antatte materialfastheter, som er tatt i henhold til kravene fra V413. Disse antakelsene er nærmere beskrevet i de relevante kapitlene om kapasitetsberegninger for de ulike materialene.

### 2.1.2 Visuell inspeksjon av brua

Egne inspeksjoner ble utført for å undersøke brua nærmere og innhente informasjon som manglet på tegningene.

Under inspeksjonene ble det oppdaget at tverrbjerkene til brua var i limtre, en detalj som ikke var spesifisert på tegningene. Det ble også oppdaget at tverrbjerkene var festet til ståldragerne ved hjelp av spiker som var halveis innspikret til undersiden, og spikerhodet bøyd rundt flensen på stålet. Ved jevne mellomrom, omtrent 6 ganger for hvert spenn, var trebjerkene festet ordentlig til ståldragerne ved hjelp av vinkelstål. I figur 2.3 vises festeanordningen mellom ståldragerne og trebjerkene.



Figur 2.3: Festeordningen mellom ståldragerne og trebjelkene. (Foto: Haben Tewelde)

Ved mange tilfeller var det også observert kortere senteravstand mellom trebjelkene enn angitt på tegningene. I analyseutregningene er det likevel tatt utgangspunkt i senteravstanden oppgitt på tegningene, som gjør at analysen for trebjelkene kan være noe konservativt.

På tegningene til brua er det illustrert at skråavstiverne til rekkverket er festet med flere spiker til trebjelkelaget. Inspeksjonen viste derimot at disse kun er festet med en enkelt bolt gjennom tverrbjelkene.

Lagertypen som beskrives i tegningene, kalt "Sj 26-91", er et utgått produkt. Gruppen har ikke lyktes med å finne materialegenskapene eller kapasiteten for denne lagertypen. Under inspeksjon ble det oppdaget at lagrene på brua er av typen elastomerlager, også kalt blokkager. Dette er et produkt som i dag sjelden blir brukt på bruer da stålpottelager har tatt mer over. Ifølge informasjon gitt fra ekstern veileder er dimensjonene på blokkagerne 250 mm x 300 mm.

Det ble observert at asfaltlaget på gangbanen er betydelig tynnere enn asfaltlaget på kjørebanelen. Uten eksakte mål antas det at tykkelsen på gangbanens asfalt er omtrent halvparten av asfalten over kjørebanelen. Siden gruppa bare hadde tall på asfalttykkelsen på kjørebanelen, ble denne verdien også brukt som utgangspunkt for tykkelsen på asfaltlaget på gangbanen. Som et resultat vil den beregnede egenvekten over gangbanen være noe høyere enn den faktiske vekten.

På brua ble det oppdaget flere sprekker og hull i asfaltlaget, som tillater vann å trenge gjennom til tredekket. Langs skillerekkverket er det også åpninger ned til tredekket, noe som ytterligere muliggjør vanninntrengning. Dette øker risikoen for råte i tredekket, selv om det ikke ble oppdaget råte på oversiden av tredekket. Det ble heller ikke oppdaget noe råte verken på undersiden av tredekket eller på trebjelkene.

På ståldragerne til Sluppenbrua har det blitt oppdaget betydelig korrosjon. Dette skyldes både bruas plassering over Nidelva og salting på brua, som fremskynder rustprosessen. I kapasitetsberegningene for ståldragerne har det derfor blitt vurdert både de opprinnelige og reduserte ståltverrsnittene. Delamineringen her fører til en selvforsterkende effekt, hvor det blir enda lettere for vann å samle seg, og dermed føre til mer korrosjon.

Reduksjonen av tverrsnittet er basert på rapporter fra SVV. Siden det samler seg mer vann på flensen enn på steget, har tverrsnittet til flensen blitt mer redusert enn tverrsnittet til steget. På drageren HE650A, plassert nordøst på brua, har SVV registrert en tverrsnittreduksjon som følge av rust på opptil 41% for flensen og 15% for steget på deler av drageren. Det er derfor sett på ett tilfelle der tverrsnittet er redusert så mye, selv om reduksjonen kun er oppdaget på enkelte områder og ikke over hele drageren.

### 2.1.3 Antakelser, avgrensninger og forutsetninger

I beregningene er hovedsakelig konstruksjonen analysert teoretisk med hensyn til materialer og parametere, basert på de tilgjengelige tegningene. SVVs håndbøker angir antatte materialparametere i fravær av spesifikke opplysninger på tegningene, som beskrevet i kapittel 2.1.1. Dette er utfyllende beskrevet i de relevante delene av rapporten. Noen ganger er den visuelle inspeksjonen tatt med i betraktningen, for eksempel når det er observert betydelig reduserte tverrsnitt i rustutsatte områder. Flere antagelser er grundig begrunnet i de relevante delene av rapporten.

Det er trolig at det har vært små endringer i plasseringen av materialer, samt at det har oppstått setninger over tid. Siden det ikke finnes informasjon om dette, blir denne delen av analysen neglisjert.

Som nevnt tidligere, er steinpilarene som står i elven de samme som var i bruk da jernbanen over elva åpnet i 1864. Tegninger fra den tiden antyder at pilarene er bygget på et tredekke med trepæler under. For flere detaljer om pilarenes konstruksjon, se vedlegg A.1. Det har ikke vært mulig å skaffe mer informasjon om pilarene, og nærmere undersøkelser har ikke



blitt gjennomført på grunn av risiko for at treverket kan råtne ved lufttilførsel. I møter med SVV er det også blitt nevnt at det sannsynligvis har forekommet noe utvasking av masser, spesielt rundt den østre pilaren der strømmen i elva er sterkest. Det har også blitt utført arbeider for å stabilisere elvegrunnen mot erosjon og justere strømmingen rundt pilarene, samt diverse arbeider på den ytre konstruksjonen for festing og fugging av steinene.

På grunn av betydelig usikkerhet om hvordan steinpilarene er bygd opp, er det etter diskusjoner med veiledere blitt besluttet å fokusere på konstruksjonen over dem og utelate pilarene fra videre beregninger.

På hver ende av gangbanen er brua forsterket med ståldragere av typen IPE 330, én på østsiden og to på vestsiden, som vist i vedlegg A.6. Disse dragerne har som oppgave å ta belastningen rundt hjørnene på brua. På grunn av oppgavens omfang og for å forenkle analysen, er disse dragerne utelatt fra beregningene i denne oppgaven.

Knutepunktene til konstruksjonen utelates også fra vurderingen. Dette er et aspekt som er viktig med tanke på overføringen av kreftene mellom komponentene

I denne oppgaven er det ikke sett på aspekter som har med økonomi og miljø å gjøre.

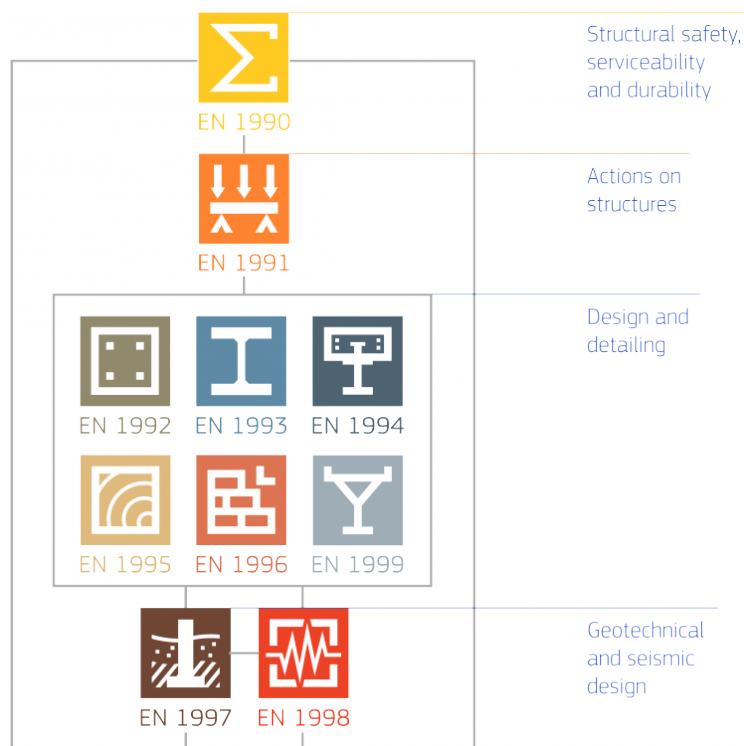
## 2.2 Regelverk

For å gjennomføre denne oppgaven er kravene som er fastsatt i Eurokodene og håndbøkene til SVV fulgt.

### 2.2.1 Eurokodene

Eurokodene, en serie bestående av 10 standarder fra EN 1990 til EN 1999, fastsetter felles europeiske krav for utformingen av konstruksjoner. Disse standardene dekker alle aspekter, inkludert planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon. De forutsettes å være benyttet for å dokumentere konstruksjoners sikkerhet i samsvar med byggeforskriftenes krav, samt for dokumentasjon i henhold til byggevaredirektivet i Norge [5, 6].

Disse 10 standardene er i hovedsak delt inn i 4 “kategorier”: grunnlag for konstruksjonsdesign, krefter på konstruksjoner, spesifikke veiledninger for byggematerialer, og til slutt geoteknisk + seismisk design. Se figur 2.4 for en oversikt over standardene. Alle Eurokodene, unntatt EK0, har flere underdeler, som for eksempel “allmenne regler”, “brannteknisk dimensjonering” og spesifikke deler for ulike typer byggverk som bygninger, bruer eller master [5, 6].



Figur 2.4: Oppdelingen til Eurokodene. (Fra [5])

Alle Eurokodene har nasjonale tillegg, kalt “NA”, som angir nasjonale bestemmelser for det aktuelle landet, da de fleste land har spesifikke forhold som er unike for deres område – spesielt Norge med sitt klima. Det nasjonale tillegget gir hvert enkelt land muligheten til å fastsette sine egne spesifikke parametere. Tidligere hadde Norge egne nasjonale standarder, men disse er nå erstattet, og alle Eurokodene har blitt en del av dagens Norsk Standard [6].

Fordelene som Eurokodene har skapt er mange, men viktigst er kanskje at de etablerer et felles grunnlag for byggevarer, øker konkurranseevnen, muliggjør friere bruk av ingeniørtjenester, fremmer teknologioverføring, øker sikkerheten for brukere, og reduserer produksjons- og salgskostnader. Eurokodene bidrar til å øke sikkerheten til konstruksjoner i Europa samtidig som de gjør europeiske selskaper mer konkurransedyktige gjennom å skape en felles standard for bransjen over hele Europa [5].

Eurokodene er for tiden under utvikling for å integrere de mange nye metodene og materialene som har blitt tilgjengelige gjennom årene, samt å møte nye krav og behov. Neste generasjon av Eurokoder er under produksjon og forventes å være ferdigstilt i 2028. Disse vil da erstatte de nåværende Eurokodene [6].

### **Følgende Eurokoder er benyttet:**

- NS-EN 1990 - Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991 - Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
  - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
  - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster
  - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster
  - Del 1-7: Allmenne laster — Ulykkeslaster
  - Del 2: Trafikklast på bruer
- NS-EN 1993 - Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner
  - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
  - Del 2: Bruer
- NS-EN 1995 - Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner
  - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
  - Del 2: Bruer

### **I tillegg er disse standardene benyttet:**

- NS-EN 1337 Konstruksjonslager
  - Del 3: Elastomerelagere
- NS-EN 338:2016 - Konstruksjonstrevirke Fasthetsklasser

### **2.2.2 Håndbøker fra Statens vegvesen**

Statens vegvesen har utviklet en rekke håndbøker som dekker ulike aspekter av veibygging og trafikksikkerhet. Disse håndbøkene omfatter vegnormaler, veiledninger og retningslinjer, og tjener som viktige verktøy for utforming og dimensjonering av offentlige vei- og trafikkanlegg [8].

- Vegnormalene, som er forankret i lovverket, fastsetter krav som gjelder for både Statens vegvesen og andre myndigheter [8].

- Veiledninger gir detaljerte retningslinjer om hvordan kravene i normalene kan oppfylles. Disse dokumentene inneholder omfattende faglig informasjon som utfyller normalene og veileder til oppfyllelsen av kravene [8].
- Retningslinjene, som er basert på lovverket, gjelder for riksveger, Statens vegvesen samt konsulenter og entreprenører som utfører oppdrag på vegne av Statens vegvesen. Retningslinjene stiller obligatoriske krav ved bruk av verbet *skal*, og gir anbefalinger ved bruk av verbene *kan* og *bør* [8, 9].

Dersom det er uoverensstemmelser i innholdet mellom de ulike typene håndbøker, er det alltid vegnormalene som har forrang og gjelder [8].

Håndbøkene fra SVV fungerer som et verdifullt supplement til Eurokodene, spesielt der Eurokodene ikke dekker spesifikke temaer like grundig. I dette prosjektet er håndbøkene fra SVV benyttet der det er hensiktsmessig, siden de ofte reflekterer de unike norske forholdene bedre enn det som gjøres i Eurokodene.

### **Følgende håndbøker er benyttet:**

- N101 - Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr
- N400 - Bruprosjektering
- N-V161 - Rekkverk på bruer og støttemurer
- V412 - Bæreevneklassifisering av bruer, laster
- V413 - Bæreevneklassifisering av bruer, materialer

## **2.3 Programvare**

I denne oppgaven er ulike digitale verktøy benyttet som hjelpemidler; detaljene for verktøyene er beskrevet i de respektive underkapitlene.

### **2.3.1 Focus Konstruksjon**

Focus Konstruksjon, heretter referert til som Focus, er et FEM-analyseprogram som bruker elementmetoden for å beregne alt fra enkle til komplekse konstruksjoner i både 2D og 3D. Programmet tillater modellering med materialer som stål, betong og tre, og inneholder innebygde krav i henhold til EK og NA for analyser [10]. Brukeren kan legge inn tverrsnittstyper som ikke allerede er definert i programbiblioteket, og plassere segmenter,

oppleggstyper og laster etter behov. Selv om programmet kan beregne lastkombinasjoner etter krav fra Eurokoden, er det valgt å legge inn faktorene basert på egne beregninger for å sikre korrekthet. Basert på de ulike lastfaktorene som plasseres i Focus, kan programmet analysere hvilken kombinasjon som resulterer i den mest kritiske belastningen.

For å forenkle analysen er 2D-modellering benyttet i denne oppgaven, hvor hvert enkelt segment vurderes separat.

### 2.3.2 Microsoft Excel

Microsoft Excel, heretter referert til som Excel, er et velkjent regnearkprogram som muliggjør enkel presentasjon og analyse av data, samt utførelse av beregninger gjennom bruk av formler og matematiske funksjoner. Bruken av Excel har vist seg å være svært hensiktsmessig fremfor håndregninger, spesielt siden det ofte er behov for å gjenta lignende beregninger med små endringer i variabler som lengde, tverrsnitt eller andre parametre. Brukerne kan effektivt gjenbruke tidligere skrevne formler.

### 2.3.3 Microsoft Teams, OneNote og L<sup>A</sup>T<sub>E</sub>X

Fildeling og organisering av oppgaven ble gjennomført via Teams, mens OneNote ble brukt til notater og utkast, spesielt for håndberegninger. Rapporten ble skrevet i Overleaf, en nettbasert L<sup>A</sup>T<sub>E</sub>X-editor. L<sup>A</sup>T<sub>E</sub>X er et tekstbehandlingssystem som er spesielt effektivt for å skrive akademiske dokumenter med omfattende kryssreferanser, referanselister, vedlegg og mer [11, 12].

## 2.4 Beregningsmetoder

Beregningen av lastene på brua og kapasiteten til de forskjellige materialene er kun utført i Excel. Selv om resultatene ikke er verifisert, ansees de som pålitelige da de er basert på Eurokoder og håndbøker. Videre støttes troverdigheten av tidligere erfaringer fra lignende beregninger, samt det faktum at dette gjelder en eksisterende konstruksjon som ikke antas å være vesentlig under- eller overdimensjonert.

For å utføre analyser av kreftene i brua er Focus benyttet sammen med kontrollregninger i Excel. Målet var å bekrefte at resultatene fra automatiserte beregninger var i samsvar med manuelle beregninger, og å identifisere eventuelle feil som kunne oppstå ved bruk av en av metodene. Er svarene fra Focus og Excel like, gir det en indikasjon på at beregningene er pålitelige.

Flere av resultatene fra denne oppgaven er blitt kontrollert av både intern og ekstern veileder. Resultatene har blitt ansett som korrekte, sannsynligvis heller de mot den konservative siden.

### 2.5 Teori om konstruksjonsmaterialene

#### 2.5.1 Tre

Tre har vært brukt i byggeindustrien siden de tidligste sivilisasjonene. I motsetning til andre byggematerialer som stål og betong, som krever industriell prosessering, er tre en naturlig ressurs som vokser rundt oss i store deler av verden. Dette gjør det ikke bare til et enkelt materiale å utvinne, men også til et bærekraftig materiale så lenge det forvaltes på en ansvarlig måte. Bruken av tre i konstruksjoner kan også betraktes som en form for karbonlagring, da det har tatt opp  $CO_2$  mens det har vært levende i skogen. Så lenge treet ikke råtner eller brennes etter at det er felt, vil ikke  $CO_2$  slippe ut av materialet [13].

Som konstruksjonsmateriale finnes det flere ulike trematerialer laget av forskjellige tresorter. I Europa er gran, furu og eik de mest brukte tresortene innen konstruksjon, hvor de to sistnevnte ofte velges i fuktige strøk på grunn av deres egenskaper til å motstå fuktighet. Konstruksjonstrevirke, eller trelast, utgjør det mest grunnleggende trematerialet i byggebransjen. For større konstruksjoner som bruer og høyhus, benyttes limtre og krysslimt tre for å øke styrkeegenskapene. Både limtre og krysslimt tre består av minst to eller flere trelameller limt sammen for å oppnå høyere styrke og stabilitet [14].

Tre har gode styrkeegenskaper i forhold til sin egenvekt, noe som gjør det til et effektivt materiale der lav vekt og høy styrke er nødvendig. I tillegg har tre gode elastiske egenskaper, som gjør at materialet kan bøyes betydelig uten å få plastiske deformasjoner. Konstruksjonsmaterialer av tre deles inn i ulike klasser, hver angitt med et tall. Konstruksjonstrevirke kategoriseres i C-klasser, som angir bøyekapasiteten. Limtre er kategorisert i T-klasser, også kjent som GL-klasser, som angir strekkapasiteten.

En utfordring med tre som byggemateriale er hvordan fukt kan påvirke materialet. Når fukt trenger inn i treverket, kan det raskt føre til dannelse av mugg, som igjen kan forårsake nedbrytning og råte. Derfor er det viktig å beskytte tre som brukes i fuktutsatte områder mot soppinntrengning. På grunn av risikoen for råte blir det imidlertid stadig mindre vanlig å bruke tre som byggemateriale i slike strøk. Den teknologiske utviklingen innen stål og betong har også bidratt til økt popularitet av disse materialene i bærende konstruksjoner.

### 2.5.2 Stål

Stål utgjør en legering primært bestående av jern, kombinert med opptil 2% karbon og ofte andre elementer for å forbedre spesifikke egenskaper [15]. Etter betong er stål det nest mest brukte byggematerialet globalt i dag. På linje med tre har stål gode styrke-vekt-forhold og ofte lang holdbarhet, som gjør det i stand til å motstå betydelige belastninger over lang tid. Stål er også svært fleksibelt under produksjonsprosessen, noe som tillater tilpasning etter ønsket design. Siden stålelementer ofte er ferdigproduserte før de leveres til byggeplassen, bidrar dette til en rask og effektiv byggeprosess på arbeidsplassen.

Stål har også betydelige gjenbruksmuligheter, da materialet er 100% resirkulerbart. Gamle stålkonstruksjoner kan demonteres og brukes på nytt til andre formål, eller smeltes og omformes til nye produkter. Dette bidrar til å redusere behovet for nye råmaterialer og reduserer dermed miljøfotavtrykket.

Stål fikk en betydelig økning i bruk innen byggeindustrien etter innføringen av Bessemerprosessen i 1855 [16]. Da Brooklyn Bridge i New York ble åpnet i 1883, markerte den et viktig skritt for stål i bruteknologi, da bruens kabler var laget av stål [17]. Etter dette har teknologien fortsatt å utvikle seg, og stål har blitt stadig mer økonomisk å bruke som bjelker og søyler. Dette har resultert i at mange av verdens mest kjente og historiske bruer er bygget med stål. Eksempler inkluderer Golden Gate Bridge, Akashi-Kaikyo-brua og Vasco da Gama-brua.

Stålets evne til å motstå store miljøpåvirkninger som vindbelastninger og jordskjelv gjør det til et egnet materiale for krevende miljøer. Likevel utgjør korrosjonsrisikoen en betydelig utfordring når stålet utsettes for fuktighet og salt. Konsekvensene av korrosjon inkluderer primært redusert tverrsnitt, men det kan også påvirke styrke og duktilitet. Avskallende rustflak fra stålet kan også forurense miljøet. Derfor er overflatebehandling ofte avgjørende for å beskytte stålet mot rust.

### 2.5.3 Betong

Betong er i dag verdens mest brukte byggemateriale. Den kan formes i alle slags former, er robust og krever minimalt vedlikehold. Ved riktig produksjon kan ferdigstøpt betong ha en levetid på minst 100 år og er et materiale som kan resirkuleres i det uendelige [18]. Likevel anses betong som en klimaversting, og står for omtrent 7-8% av det globale klimagassutslippet. Nesten 90% av disse utslippene kommer fra produksjon av sement [19].

Komponentene i betong inkluderer vann, sement, tilslag og tilsetningsstoffer. Når vann og sement blandes, dannes en sementlim som fyller hulrommene mellom tilslaget - en samlebetegnelse for sand, stein og pukk. Over tid gjennomgår sementen en kjemisk reaksjon med vannet i en prosess kjent som hydratisering, noe som resulterer i at betongen herder. Betong har en svært høy trykkfasthet, men lav strekkfasthet. Derfor må armering, som har høy strekkfasthet, støpes inn i betongen. Bruk av armering i betong, også kjent som armert betong, ble vanlig fra starten av 1900-tallet [20].

Ved å tilpasse betongsammensetningen kan betong gjøres motstandsdyktig mot fuktighet. Et eksempel på tilpasning er å holde vann-sement-forholdet under 0,5. Utstøpingsarbeidet er også avgjørende for at betongen skal være vanntett, da overflaten ikke kan ha sprekker og åpninger som gjør det mulig for vann å trenge inn. Betongens evne til å håndtere fukt er en viktig faktor som ofte avgjør hvorfor betong foretrekkes fremfor stål og tre i fuktutsatte områder.



### 3 Lastpåvirkninger

I dette kapitlet vil de karakteristiske lastpåvirkningene defineres, som skal brukes i videre beregninger. Brua er vurdert for både horisontale og vertikale laster.

#### 3.1 Statisk system og konstruksjonselementene

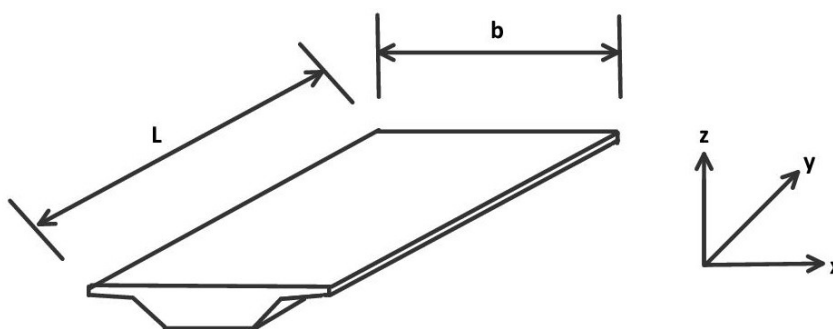
Bruas oppbygging er vist i figur 2.1 og 2.2, og er ytterligere illustrert i vedlegg A.

Det statiske systemet blir definert i dette kapitlet, og brukes for videre beregninger. Der det mangler informasjon om hvordan de ulike komponentene er festet til hverandre, er det gjort visse antakelser.

I vedlegg A.2 er det spesifisert at ståldragerne er fritt opplagte, hvor den ene siden har fastlager, mens den andre har et glidelager. Disse bjelkene er dermed statisk bestemt, og dermed unngås mange spenninger som kan oppstå, spesielt grunnet temperaturutvidelser. Over ståldragerne er det et bjelkelag som er festet til ståldragerne med vinkelstål jevnt fordelt langs spennene. Det er antatt at trebjelkene kan rotere fritt i forhold til dragerne, slik at de ikke skaper torsjon for dem. Tredekket er festet til bjelkelaget, hvor det er antatt at de er jevnlig spikret fast og kan rotere om dem.

#### 3.2 Definisjon av koordinatsystemet

I figur 3.1 er en definisjon av koordinatsystemet som er brukt i denne oppgaven.



Figur 3.1: Definisjon av koordinatsystemet. (Egenprodusert)

- Last i z-retning representerer den vertikale lasten.
- Last i x-retning representerer den horisontale lasten som virker vinkelrett på lengderetningen til brua.

- Last i y-retning representerer den horisontale lasten som virker langs lengderetningen til brua.

### 3.3 Klassifisering av påvirkninger

N400, kap. 5 stiller krav til laster på brukonstruksjoner sammen med V412. Videre definisjoner av de forskjellige lastene i dette kapitlet er hentet fra disse håndbøkene.

N400, krav 5.1-1 sier at laster klassifiseres etter deres variasjon over tid som:

- Permanente påvirkninger
- Variable påvirkninger
- Ulykke og seismiske påvirkninger

### 3.4 Permanente laster

Permanente laster ventes å være tilnærmet konstante innenfor det tidsrom som betraktes. Under dette går: tyngde av konstruksjon (egenlast), tyngde av utstyr som ikke vil bli fjernet, vanntrykk, trykk fra fyllmasser, samt eventuelle setninger. I denne oppgaven vil bare de mest aktuelle lastene bli vurdert.

#### 3.4.1 Egenlaster

Som egenlast vil tyngden til materialene som er del av den permanente konstruksjonen legges til grunn.

Egenvekten av materialene er basert på tabeller fra EK1-1-1, som spesifiserer tyngdetettheten av materialer. Diverse tabeller for spesifikke materialer er også benyttet, særlig for ståldragerne og autovernet [24–28]. Disse kildene anses som troverdige, da det for ståldragerne ble benyttet en nettside tilhørende et selskap som gir ut analyseverktøy for konstruksjoner, og for autovernet ble benyttet en nettside til en produsent av dette.

Da konstruksjonen står over en elv, er det sannsynlig at treverket inneholder mer fuktighet enn om det hadde vært plassert andre steder. I henhold til EK5-1-1, tabell NA.901, er bruas beliggenhet definert som klimaklasse 3. Videre spesifiserer kravene i N400, pkt. 10.2.1—3 at tyngdetettheten til treverk skal korrigeres med en faktor på 1,3 dersom det er plassert i denne klimaklassen.

For å beregne de korrekte karakteristiske egenlastene for materialene, er det tatt

utgangspunkt i tabellene, og dette er multiplisert med mengden av materialene som er brukt for de gitte elementene eller spennene som beregnes, slik som skrevet i uttrykk 3.1.

$$g = \gamma \cdot h \cdot b \cdot l \quad (3.1)$$

Egenlasten til rekkverket virker som en punktlast hver andre meter, der det er festet til to av bjelkene fra bjelkelaget. Dermed vil halvparten av den totale lasten virke på en bjelke hver andre meter.

Se vedlegg B.1 for en detaljert utregning av egenlasten.

#### 3.4.2 Vann- og jordtrykk

Vann- og jordtrykket vil belaste henholdsvis steinpilarene og landkarene. Gitt omfanget av denne oppgaven, er det valgt å utelate disse faktorene i denne oppgaven.

### 3.5 Variable laster

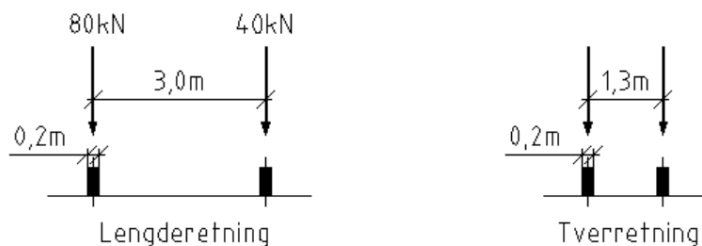
Variable laster inkluderer trafikklast, naturlaster og midlertidig utstyr. Disse lastene påvirker konstruksjonen i midlertidige faser og varierer i intensitet over tid. Naturlaster er påvirkninger som skyldes klimatiske forhold og andre naturgitte faktorer.

#### 3.5.1 Trafikklast

##### Vertikale laster:

V412, kap. 3.2.9, stiller krav til trafikklast på gang- og sykkelbruer. Tabell 3.2.9-1 inneholder ulike lastklasser for slike bruer, og for denne brua tilsvarende den valgte lasten 5 kN/m<sup>2</sup>. I henhold til EK1-2, kap. NA.5.3.2.1, skal det benyttes en jevnt fordelt last av denne størrelsen når det ikke er samtidig last fra kjøretøy. Den jevnt fordelte lasten som tilsvarende 5 kN/m<sup>2</sup>, defineres som GS-brukslast At6/10. Dette tillater vedlikeholdsutstyr av klasse G1 å kjøre på brua, som er definert i henhold til EK1-2, kap. NA.5.3.2.3, med en aksellast på 40/80 kN. I denne lasten er det tatt høyde for et dynamisk tillegg på 20 kN. Dette betyr vedlikeholdskjøretøy kan benyttes, inkludert traktorer eller annet utstyr for snørydding. Det er viktig å merke seg at selv om dette representerer den tyngste nyttelasten, er lasten fra vedlikeholdskjøretøyene bare til stede i en svært liten del av året. Dette tas hensyn til i videre beregninger. Kontaktflaten for lasttype G1 er 20 cm x 20 cm, med en avstand på 3 m mellom akslene og 1,3 m mellom hjulene på hver aksel, som illustrert i figur 3.2. Denne

punktlasten kan betraktes som spredt utover konstruksjonen, noe som vil bli nærmere beskrevet i kapittel 4.2 - Lastfordelingen vertikalt i konstruksjonen.



Figur 3.2: Lastklasse G1. (Figur 3.2.9-1 fra V412)

Videre vil det stilles krav til brua i N400, kap. 5.3.1 dersom den skal kunne belastes av engangstransporter (LM3), samt i kap. 5.3.2 hvis den skal fungere som adkomstvei til eiendom og for utrykningskjøretøy. Sluppenbrua trenger ikke å oppfylle disse kravene, da Nydalsbrua som ligger like ved tar seg av dette behovet.

#### Horisontale laster:

Ifølge EK1-2, kap. 5.4, vil bremselasten være den største av verdiene:

- 10% av den totalt jevnt fordelte lasten:  $5 \text{ kN/m}^2 \cdot 8,85 \text{ m} \cdot 80,86 \text{ m} = \mathbf{357,81 \text{ kN}}$
- 60% av vertikallasten fra G1: 72 kN

Dermed utgjør bremselasten 357,81 kN.

Som følge av bremselast, vil det også oppstå en sidelast som virker vinkelrett på bremselasten. V412, pkt. 3.2.9 sier at sidelasten utgjør 25% av bremselasten fra G1, og blir dermed 18 kN.

Både bremse- og sidelast virker i samme høyde som brudekke, i senterlinje og vinkelrett på denne.

Det trengs ikke ta hensyn til sentrifugallast, da brua ligger på en rett linje og ikke har noen radius.

#### 3.5.2 Vindlaster

For å beregne vindlasten er det tatt utgangspunkt i kravene som EK1-1-4 og N400 stiller. Se vedlegg B.2 for detaljerte utregninger.

En konstruksjons vindlast vil variere kontinuerlig over tid og vil typisk fungere som en

øyeblikkslast med en lastvarighet på under 10 sekunder. I spesielle tilfeller kan den betraktes som en korttidslast med en varighet på under 1 uke [30]. Vindlasten kan påvirke alle overflatene til brua avhengig av vindretningen, og den totale lasten i hver retning er presentert i tabell 3.1. Siden brua har en betydelig større bredde, 10,45 m, i forhold til dybden, 1,33 m, vil den oppleve størst vindbelastning i z-retning.

Retning	Total last [kN]	Last per meter [kN/m]
X	245,18	3,03
Y	61,30	0,76
Z	670,03	8,26

Tabell 3.1: Verdier for vindlasten i de forskjellige retningene.

EK1-4 anbefaler en referansevindhastighet  $V_{b,0} = 23\text{m/s}$  når vindlast skal vurderes sammen med trafikklast. Siden Sluppenbrua er en gang- og sykkelbru og trafikklasten kun vil komme fra vedlikeholdsutstyr med relativt lav hastighet et fåtall ganger i året, brukes  $V_{b,0} = 26\text{m/s}$  for Trondheim kommune, som angitt i EK1-4, tabell NA.4(901.1). Denne vindhastigheten er basert på en 50 års returperiode, og det er valgt å bruke denne perioden som grunnlag for beregning av vindlasten. Basisvindhastigheten  $V_b$  er derfor lik  $V_{b,0}$  på 26 m/s.

Når det gjelder området brua ligger i, er terrenget plassert i kategori II, som vist i figur 3.3.

#### Tillegg A (informativt) Terrengvirkninger

##### A.1 Illustrasjoner av største ruhet for hver terrengkategori

###### Terrengkategori 0

Kyststrøk som er eksponert for åpent hav



###### Terrengkategori I

Innsjøer eller områder med lite vegetasjon og uten hindringer



###### Terrengkategori II

Område med lav vegetasjon som gress og spredte hindringer (trær, bygninger) med innbyrdes avstander på minst 20 ganger deres høyde



###### Terrengkategori III

Område med jevnt dekke av vegetasjon eller bygninger eller med spredte hindringer med innbyrdes avstander på høyst 20 ganger deres høyde (som landsbyer, forstadsterreng, permanent skog)



###### Terrengkategori IV

Område der minst 15 % av overflaten er dekket av bygninger, og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m



Figur 3.3: Illustrasjon av terrengfaktor. (Tillegg A.1 fra EK1-1-4)

Bruas høyde over terrenget,  $z$ , er funnet ved hjelp av Kartverkets høydedata [31] ved koordinatene “EUREF89 UTM33: 7037961N 269627Ø”. Ifølge Kartverket har Sluppenbrua en høyde DOM på 12,2 m og en høyde DTM på 5,7 m. Dermed blir høyden over terrenget,  $z$ , lik 6,5 m.

#### 3.5.3 Snølast

For å finne bruas snølast er EK1-1-3 brukt. I motsetning til vindlast, som kun oppstår som en øyeblikkslast, vil snølast opptre som korttidslast med lastvarighet mindre enn 1

uke, og noen ganger som halvårslast med lastvarighet på opp til 6 måneder [30]. Slik som for vindlast, varierer snølasten ut fra hvor i landet konstruksjonen er plassert og i hvilken høyde den befinner seg. Den karakteristiske snølasten for Trondheim kommune er hentet fra EK1-1-3, tabell NA.4.1(901). Se vedlegg B.3 for detaljerte utregninger.

Når snølast beregnes for bruer, legges det til en eksponeringskoeffisient  $C_e$  på den karakteristiske snølasten som varierer ut fra topografien rundt konstruksjonen. I områder som er særlig vindutsatte, kan snø blåse bort, og dermed blir den karakteristiske snølasten redusert. Tilsvarende må snølasten økes hvis konstruksjonen er skjermet for vinden. Sluppenbrua er plassert i et område med normal topografi der vinden i vesentlig grad ikke fjerner snø fra brua. Derfor er  $C_e$  satt til å være lik 1.

EK1 del 1-3, NA.4.1 sier at den karakteristiske snølasten fra tabell NA.4.1(901) skal tilpasses dersom konstruksjonen befinner seg i en høyde over havet,  $H$ , som er høyere enn høydegrensen  $H_g$ , som ifølge tabellen er 150 meter. Dette kravet ble feiltolket, og det ble antatt at dette skulle tilpasses uansett om  $H$  var større eller mindre enn  $H_g$ . Derfor ble den karakteristiske snølasten redusert ut fra bruas høyde DOM på 12,2 meter. Det er derfor brukt en karakteristisk snølast på  $2,5 \text{ kN/m}^2$ , som egentlig skulle vært  $3,5 \text{ kN/m}^2$ . Dette ble oppdaget etter at alle utregningene var gjort, og det er besluttet å ikke gjøre utregningene på nytt. Se kapittel 6.2.3 for en dypere begrunnelse hvorfor.

#### 3.5.4 Andre variable laster

##### **Termiske påvirkninger:**

Det stilles krav til termiske påvirkninger i N400, kap. 5.4. Termiske påvirkninger vil ikke ha stor betydning for denne konstruksjonen, verken for treverket eller ståldragerne. Ståldragerne er statisk bestemt, og det er fri bevegelse langs dragerne på grunn av lagertypene, så temperaturutvidelse vil ikke påvirke disse og skape spenninger.

##### **Deformasjonslaster:**

Deformasjonslaster er nevnt i N400, kap. 5.5. Disse lastene er knyttet til påførte deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsmaterialets egenskaper, slik som spennkrefter, svinn, kryp og setninger. Deformasjonslaster er ofte tidsavhengige, og den karakteristiske lasten defineres som den største forventede verdien innenfor tidsrommet som betraktes. På grunn av oppgavens omfang er ikke deformasjonslaster tatt med i lastberegningen. Setninger under steinpilarene, samt svinn og kryp i betongfundamentene,

kan likevel påvirke brua.

#### **Dynamiske laster:**

Det er ikke gjort direkte beregninger som er spesifikt knyttet til dynamiske laster. Imidlertid er det inkludert en dynamisk faktor i lastklasse G1, som er på 20 kN. Dynamiske laster er belastninger som varierer i både størrelse og tid, som for eksempel vindkast eller trafikkbelastninger [32].

Dersom vinden blåser på brua eller hvis mennesker går i en bestemt takt, kan dette falle innenfor en frekvens som er identisk med brua sin egenfrekvens. Dette kan føre til resonans, noe som resulterer i kraftige svingninger. Dette er imidlertid sannsynligvis ikke et problem i dette tilfellet, da spennene er relativt korte. Resonans er vanligvis mer relevant for større bruer.

### **3.6 Ulykkeslaster og seismiske påvirkninger**

Ulykkeslaster og seismiske påvirkninger er ekstraordinære belastninger som konstruksjonen kan utsettes for som følge av feilaktig bruk, ulykker eller unormale hendelser. Dette kan inkludere påkjørselsbelastninger fra kjøretøy eller skip, fallende gjenstander, branner, skred/flom og jordskjelv.

#### **3.6.1 Ulykkeslaster**

N400, krav 5.14.1-1 sier at søyler, overbygning og andre bærende konstruksjoner skal kontrolleres for påkjøringslaster fra kjøretøy dersom dette er relevant. Det er ingen opptredende sannsynlighet for at den bærende konstruksjonen vil bli påkjørt av kjøretøy. Dette skyldes fraværet av skipsfart i området og konstruksjonens plassering, som ikke utsetter bærekonstruksjonen i fare for påkjørsel. Videre er det svært lite sannsynlig at ulykker med servicekjøretøy vil forekomme, da disse vanligvis oppholder seg på brua i svært kort tid i løpet av året. Det er også lite sannsynlig at flere servicekjøretøy vil være til stede samtidig, slik at dette reduserer risikoen for kollisjoner mellom kjøretøy.

V412, kap. 7 sier at det vanligvis ikke er nødvendig å kontrollere bruer for ulykkeslast i forbindelse med bæreevneklassifisering. På bakgrunn av dette er det valgt å ikke se nærmere på ulykkeslaster.

Det forventes primært gang- og sykkeltrafikk på brua, og eventuelle ulykker knyttet til dette vil ha begrenset eller ingen innvirkning på bruas bæreevne. Mulige ulykker eller



påvirkninger på rekkverket er behandlet i kapittel 3.8. Basert på det som er nevnt tidligere, er sannsynligheten lav for at rekkverket blir påkjørt.

#### 3.6.2 Seismiske påvirkninger og skred

Ifølge N400, kap. 5.13 klassifiseres jordskjelvlaster som en unormal naturlast med en returperiode på 475 år. De fleste eldre bruer er ikke designet for å tåle slike laster, og i bæreevneklassifisering er det vanligvis unødvendig å vurdere jordskjelvlaster, ifølge V412, kap. 5.2.

Skred er identifisert som en ulykkeslast i henhold til V412, kap. 2.4.4, og den mest relevante typen skred i dette området er et flomskred i Nidelva. Det er ikke nødvendig å undersøke ulykkeslastene ved bæreevneklassifisering, som nevnt i avsnitt 3.6.1.

#### 3.7 Utmattingslast

V412, kap. 3.2.5 understreker behovet for å evaluere utmattingslastene individuelt i hvert tilfelle, basert på variabler som alder, trafikkhistorikk og antatt sårbarhet for konstruksjonen. Utmattingslastene involverer gjentatte lastvariasjoner under bruddgrensen, og over tid kan dette føre til dannelse av små sprekker som gradvis kan utvikle seg til større problemer for konstruksjonens integritet. På grunn av mangelen på tilgjengelige data har dette aspektet ikke blitt grundig undersøkt. Likevel kunne en nærmere analyse vært hensiktsmessig, spesielt med tanke på at konstruksjonen er gammel og har blitt sterkt belastet gjennom årene.

#### 3.8 Laster på rekkverket

N101, krav 4.5.2-3 angir at ytterrekkverket skal være i styrkeklasse "E", som ifølge N-V161, kap. 2.2.4 tilsvarer en trafikklast i ULS/SLS lik 1,6 kN/m. Dette antas å være en linjelast rettet mot den øvre delen av rekkverket.

Krav 4.5.2-4 presiserer at verdiene knyttet til krav 4.5.2-3 skal benyttes uendret under dimensjonering og ikke multipliseres med noen faktor.

Hvor påkjørsel er relevant, bør en ulykkesituasjon vurderes. For karakteristiske verdier i denne sammenhengen brukes en faktor på 1,5, i henhold til N-V161, kap. 2.2.4. Som tidligere nevnt i kapittel 3.6.1, er sannsynligheten for ulykker og påkjørsler av rekkverket såpass lav at det er valgt å ikke foreta nærmere beregninger på dette.

Det kan likevel være verdt å merke seg at ved dimensjonering av rekkverket med tanke på ulykkessituasjoner, så vil det trolig være bedre om kjøretøy kjører gjennom rekkverket hvis det skulle treffe med en stor kraft. Hvis rekkverket hadde vært ekstremt solid bygget, ville det kunne føre til fare for skade på hele konstruksjonen, og i verste fall forårsake kollaps og resultere i at brua faller ut i elva.

### 3.9 Samtidighet av laster

N400, krav 5.15-1 sier: “To eller flere laster som er sterkt avhengige i tid og plassering, eller som opptrer med sin maks verdi ved samme tid, skal regnes som én last ved kombinasjon av laster. Laster som ut fra et rimelighetssynspunkt utelukker hverandre, kombineres ikke” [21, s. 166].

For eksempel tas det ikke hensyn til tilfeller der maksimal snølast og maksimal vindlast opptrer samtidig, da snøen sannsynligvis vil blåse bort under sterk vind. N400, krav 5.6.6-2 angir at det ikke er nødvendig å kontrollere vind- og trafikklaster samtidig for separate gang- og sykkelbruer. Likevel er denne beregningen inkludert, da det anses som sannsynlig at disse to lastene kan inntreffe samtidig på Sluppenbrua.

I henhold til N400, krav 5.12-1 skal snølasten ikke opptre samtidig med trafikklaster på gang- og sykkelbruer. Likevel er tilfeller der trafikk- og snølast opptrer samtidig, men ikke på samme område av brua, blitt vurdert. Dette skyldes at brua kan belastes av begge laster samtidig under snørydding. Det ble antatt at dette kunne bli en kritisk kombinasjon, siden snølasten er relativt stor. I tillegg kan snølasten bli enda mer konsentrert dersom det brøytes med plog i stedet for fres. Både intern og ekstern veileder mener at dette er et fornuftig lasttilfelle å undersøke.

### 3.10 Lastkombinasjoner og lastkoeffisienter

EK0, kap. 2.1 sier at en konstruksjon skal prosjekteres og utføres på en slik måte at den, med tilstrekkelig grad av pålitelighet, ivaretar nødvendige økonomiske hensyn i sin forutsatte brukstid. Den skal også kunne motstå alle påregnelige påvirkninger og forhold under utførelse og bruk, samt tilfredsstille krav til brukbarhet for konstruksjonen eller konstruksjonsdelen.

For å oppnå kravene i Eurokoden, må brua være dimensjonert for både ULS og SLS. Ifølge EK0, kap. 3.3 er ULS avgjørende for menneskers og konstruksjonens sikkerhet, mens SLS

Ifølge kap. 3.4 er viktig for konstruksjonens funksjonsdyktighet, utseende og menneskers komfort.

Ifølge EK0, kap. 6 må de lastene som opptrer samtidig kombineres og lage ulike lasttilfeller for å sjekke bruas ULS og SLS. Hver last i lasttilfellene tilføres en lastkoeffisient som bestemmes ved hjelp av partialfaktormetoden.

I kapittel 3.10.1 og 3.10.2 er uttrykkene med tilhørende koeffisienter presentert avslutningsvis gjeldende for laster i vertikal retning ( $z$ ). For koeffisientene knyttet til andre retninger i ULS henvises det til vedlegg C.1, da det for SLS bare er bestemt koeffisienter i vertikal retning.

#### **3.10.1 ULS - Bruddgrensetilstand**

Som nevnt i kapittel 3.10, er bruddgrensetilstand viktig for menneskers og konstruksjonens sikkerhet. For ULS er kravene i EK0, pkt. 6.4.1b - STR, som omhandler brudd eller store deformasjoner i konstruksjonene eller konstruksjonsdelene, kontrollert.

For å bestemme lasttilfellene benyttes ligning 6.10a og 6.10b fra tabell NA.A2.4(B) i EK0 (se figur 3.4).  $\xi$ -faktorene, som er reduksjonsfaktorer for ugunstige permanente laster, hentes fra tabell NA.A2.4(B).  $\gamma$ -faktorene, som er partialfaktorer for lastene og justerer for sikkerhet, hentes også fra tabell NA.A2.4(B).  $\psi$ -faktorene, som brukes til å justere de variable lastene, hentes fra tabell NA.A2.2 (se figur 3.5). Ved beregninger skal det mest ugunstige av disse to uttrykkene benyttes.

Tabell NA.A2.4(B) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B)

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10 a)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_p^P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_p^P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(\*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.

MERKNAD 1 Det skal i bruddgrenstilstanden påvises ved bruk av ligningene 6.10 a og 6.10 b at bruers konstruksjonsoppførsel er i overensstemmelse med antatt beregningsmodell, ut over mindre endringer (f.eks. oppløft fra lager, strekkpeiler som det ses bort fra, flyteledd osv.) som kan aksepteres forutsatt at konstruksjonen dimensjoneres i overensstemmelse med de endrede forutsetningene.

MERKNAD 2 Det benyttes følgende sett med  $\gamma$ - og  $\xi$ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:

$\gamma_{G,sup}$  = 1,35 for permanent last, untatt de som er listet under <sup>1) 2)</sup>  
 1,00 for irreversible deformasjonslaster <sup>3)</sup>  
 1,20 for permanent del av vanntrykk

$\gamma_{G,inf}$  = 1,0 for permanent last <sup>1) 2)</sup>  
 0 for irreversible deformasjonslaster <sup>3)</sup>  
 1,0 for vanntrykk

$\xi$  = 0,89 for egenvekt <sup>1)</sup>

$\gamma_p$  = verdier gitt i de aktuelle Eurokodene <sup>4)</sup>

$\gamma_Q$  = 1,35 for vegtrafikk fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q$  = 1,5 for jernbanetrafikk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig). For lastmodell SW/2 benyttes  $\gamma_Q = 1,2$

$\gamma_Q$  = 1,60 for laster fra vind, bølger og strøm, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q$  = 1,20 for temperaturlast, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q$  = 1,35 for last fra lagerfriksjon og variabel del av vanntrykk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q$  = 1,50 for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

<sup>1)</sup> Disse verdiene gjelder for egenvekt av bærende og ikke-bærende konstruksjonsdeler, ballast, jord, flyttbare laster osv.

<sup>2)</sup> De karakteristiske verdiene for laster av samme opprinnelse, for eksempel egenvekt, multipliseres med  $\gamma_{G,sup}$  hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med  $\gamma_{G,inf}$  hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. Dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

<sup>3)</sup> Irreversible deformasjonslaster kan være bl.a. differansesetning, kryp og svinn. For  $\gamma$ -verdier for svinn vises til NS-EN 1992-1-1. Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for eventuelle øvrige  $\gamma$ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner. Irreversible deformasjonslaster skal alltid tas med dersom de har ugunstig virkning.

<sup>4)</sup> Der dette er aktuelt, gjelder verdiene også for indirekte virkninger av spennkrefter, dvs. som tvangskrefter i statisk ubestemte konstruksjoner.

MERKNAD 3 Jf. fotnote 2 over. Se også A2.3.1 (2).

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for  $\gamma_G$  og  $\gamma_Q$  igjen deles inn i verdiene  $\gamma_9$  og  $\gamma_4$  og modellens usikkerhetsfaktor  $\gamma_{\psi,d}$ . En verdi for  $\gamma_{\psi,d}$  som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan normalt benyttes.

Mer detaljerte regler for dette kan gis for det enkelte prosjekt.

MERKNAD 5 For laster fra vann som ikke er dekket i denne tabellen eller av NS-EN 1997 (f.eks. rennende vann), kan lastkombinasjonene som skal brukes, angis for det enkelte prosjekt.

Figur 3.4: Dimensjonerende verdier for laster i bruddgrense. (Tabell NA.A.2.4(B) fra EK0)

Tabell NA.A2.2 – Verdier av  $\psi$ -faktorer for gangbruer

Påvirkning	Symbol	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2^{4)}$	$\psi_{1,inf}^{1)}$
Trafikklaster	gr1 (jevnt fordelt last)	0,7 <sup>2)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
	$Q_{trak}$ (konsentrert last)	0,7 <sup>2)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr2 (tjenestekjøretøy)	0,7 <sup>2)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
Vindkrefter	$F_{wk}$	0,7	0,6	0/0,5	0,8
	$F_w^*$	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Temperatur <sup>3)</sup>	$T_k$	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Snølaster	$Q_{Sn,k}$ På tak o.l.	0,7	0,6	0,2/0,5	0,8
	$Q_{Sn,k}$ Under utførelse	0,8	-	-	-
Laster i byggetilstand	$Q_c$	1,0	-	1,0	-
Istrykk	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Bølger og strøm	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Vanntrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Jordtrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Last fra lagerfriksjon	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Øvrige variable laster	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8

<sup>1)</sup>  $\psi_{1,inf}$  er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.  
<sup>2)</sup> Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved  $F_{wk}$ , bør  $\psi_0$  for trafikklast settes lik 0, jf. også A2.2.2(5).  
<sup>3)</sup> Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.  
<sup>4)</sup> Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdiene 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

Figur 3.5: Verdier av  $\psi$ -faktorer for gangbruer. (Tabell NA.A2.2 fra EK0)

Permanente laster for Sluppenbrua vil kun omfatte egenlasten til brua. Siden trafikklasten på 5 kN/m<sup>2</sup> (eller som punktlast: 80 kN + 40 kN) er den største variable lasten på brua, vil disse bli betraktet som de dominerende variabel lastene. Andre variable laster vil inkludere vind- og snølast. Brua er ikke forspennet på noen måte.

Se vedlegg C.1 for utregningen av faktorene som skal brukes i uttrykkene.

Følgende er uttrykkene for 6.10a (3.2) og 6.10b (3.3):

$$Q_{tot} = 1,35G_{k,j,sup} + 1,00G_{k,j,inf} + 0,95Q_{k,1} + 1,12Q_{k,vind} + 1,05Q_{k,snø} \quad (3.2)$$

$$Q_{tot} = 1,20G_{k,j,sup} + 1,00G_{k,j,inf} + 1,35Q_{k,1} + 1,12Q_{k,vind} + 1,05Q_{k,snø} \quad (3.3)$$

Her er alle variablene satt til sine karakteristiske verdier, siden den dimensjonerende verdien beregnes ved hjelp av faktorene. I beregninger utført i Focus og Excel er koeffisienten 1,12 benyttet for snølasten. Dette er mer konservativt og forenkler beregningene noe.

### 3.10.2 SLS - Bruksgrensetilstand

Som nevnt i kapittel 3.10, blir det ofte i bruksgrensetilstand nærmere undersøkt faktorer knyttet til komfort, for eksempel aktuell forskyvning av konstruksjonen, som må

sammenlignes med grenseverdier for dette.

I henhold til N400, krav 3.5-2, skal grenseverdien for forskyvning settes lik uttrykk 3.4.

$$w_{max} \leq \frac{L}{350} \quad (3.4)$$

Ved kontroll for SLS følges EK0, kap. 6.5.3, samt tabell NA.A2.6 (figur 3.6), som tester 4 ulike lasttilfeller:

- **Karakteristisk**, vanlige laster under normal bruk:  
Uttrykk 6.14a i EK0 (*uttrykk 3.5 under*)
- **Sjeldent forekommende**:  
Definert i NA i EK0 (*uttrykk 3.6 under*)
- **Ofte forekommende**:  
Uttrykk 6.15a i EK0 (*uttrykk 3.7 under*)
- **Tilnærmet permanent**, normalt brukt for langtidsvirkninger og utseende:  
Uttrykk 6.16a i EK0 (*uttrykk 3.8 under*)

For enkelte tilfeller kan det være nødvendig å modifisere det som er angitt som uttrykk (6.14) til (6.16) - denne modifikasjonen er da spesifisert i den gjeldende Eurokoden.

Tabell NA.A2.6 – Dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner

Kombinasjon	Permanente laster $G_d$		For- spenning	Variable laster $Q_d$	
	Ugunstig	Gunstig		Dominerende last	Øvrige laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i}Q_{k,i}$
Sjeldent forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{1,inf}Q_{k,1}$	$\psi_{1,i}Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$

Figur 3.6: Dimensjonerende verdier for laster i bruksgrense. (Tabell NA.A2.6 fra EK0)

Etter testing ble det konkludert med at “karakteristiske” og “ofte forekommende” lastkombinasjoner er de mest kritiske i SLS, da det er disse to som fører til de største lastene.

På samme måte som ved ULS, hentes  $\psi$ -faktorene fra tabell NA.A2.2 i EK0 - se figur 3.5.

Normalt vil den variable lasten for brua kun omfatte gang- og sykkellast samt vindlast. Derfor er disse to lastene inkludert i det karakteristiske uttrykket, hvor gang- og sykkellasten er satt som den dominerende, og vindlasten som den øvrige variable lasten.

Snølasten er klassifisert som en ofte forekommende last, da den belaster brua oftere enn vedlikeholdskjøretøy. I sjeldne tilfeller vil vedlikeholdskjøretøy representere den dominerende variable lasten, med vindlasten som den øvrige variable.

For den tilnærmet permanente lasten tas det kun hensyn til egenvekten

Se vedlegg C.2 for utregningen av faktorene som skal brukes i uttrykkene.

Følgende er uttrykkene for SLS (3.5-3.8):

$$Q_{tot} = 1,00G_{k,j,sup} + 1,00G_{k,j,inf} + 1,00Q_{k,1} + 0,70Q_{k,i} \quad (3.5)$$

$$Q_{tot} = 1,00G_{k,j,sup} + 1,00G_{k,j,inf} + 0,80Q_{k,1} + 0,60Q_{k,i} \quad (3.6)$$

$$Q_{tot} = 1,00G_{k,j,sup} + 1,00G_{k,j,inf} + 0,60Q_{k,snø} \quad (3.7)$$

$$Q_{tot} = 1,00G_{k,j,sup} + 1,00G_{k,j,inf} \quad (3.8)$$

Alle disse variablene er også satt til sine karakteristiske verdier.

## 4 Analyse av kreftene i konstruksjonen

### 4.1 Generelt om analysen

For å beregne de korrekte karakteristiske lastene for de ulike spennene, ble de aktuelle lastene multiplisert tilhørende lastbredde. Denne beregningen ble utført ved hjelp av Excel, som dokumentert i vedlegg B.1. Tredekket vil ha en lastbredde på enten 0,148 m eller 0,223 m, avhengig av om det er i gang- eller kjørebanelen. Lastbredden for trebjelkene er 0,25 m, som tilsvarer senteravstanden mellom dem. Ståldragerne av typen DIMEL i midten av kjørebanelen har en lastbredde på 2,3 m, da begge spennene som er koblet til denne har denne lengden. Dragerne langs denne akse har den største lastbredden og er dermed kritiske. For dragerne under gangbanen, av typen HE-A, er lastbredden 2,62 m, som ble beregnet i vedlegg G.1. Videre ble det tatt hensyn til det lengste spennet for det aktuelle bjelketverrsnittet, siden dette er det som vil være kritisk.

#### 4.1.1 Om analyse gjort i Focus

For modelleringen i Focus ble verdiene for laster som ble beregnet i Excel brukt. Når det gjelder egenlastene som ble lagt inn i Focus, ble kun det som lå over den aktuelle bjelken inkludert. Dette skyldes at egenlasten for konstruksjonselementet blir automatisk tatt med i beregningene, siden det i Focus defineres hvilke typer bjelker som skal analyseres, sammen med tilhørende parametere. I tillegg ble de ulike lastkombinasjonene med tilhørende faktorer, som ble bestemt i kapittel 3.10.1 og 3.10.2, lagt inn i Focus, slik at det automatisk kunne beregne det mest kritiske tilfellet. Flere mulige kombinasjoner og plasseringer av lastene ble testet her.

Lastene ble lagt inn som enten linjelaster, punktlaster eller som last fra dekk, da som "linjelast" fordelt over 200 mm. Lasten lagt inn for dekkene hadde en total intensitet tilsvarende lasten fra enten enkeltdekk eller den totale lasten fra en aksling.

#### 4.1.2 Om manuell analyse

For å utføre de manuelle beregningene i Excel, måtte både egenlasten over komponentene og egenlasten til selve komponenten legges til. Videre måtte det manuelt identifiseres hvilke lastkombinasjoner som var kritiske, slik at disse kunne brukes for å finne den totale lastintensiteten, og deretter beregne kreftene. I tillegg ble 2. arealmoment og E-moduler lagt inn for å kunne beregne forskyvningen. De spesifikke formlene som ble benyttet for



manuell kontroll, er nærmere beskrevet for de ulike elementene.

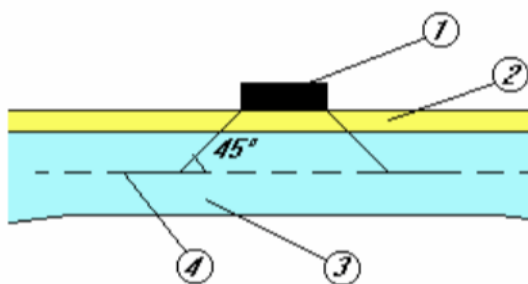
For tredekket og spesielt trebjelkene var det litt komplisert å komme frem til helt korrekte verdier ved manuell regning, da det involverer flere forskjellige punktlaster og forskjellige lengder på spenn. Derfor ble det gjort forenklete beregninger her. Punktlastene fra kjøretøy ble omgjort til jevnt fordelte laster, og deretter ble det benyttet formelsamlinger for kontinuerlige bjelker fra undervisningen. Selv om denne metoden ikke gir helt nøyaktige resultater, ble det valgt å gjøre det på denne måten i stedet for å beregne det helt nøyaktig for hånd. Det antas at Focus vil gi et korrekt svar, noe som kan bekreftes ved å sammenligne med resultater fra manuelle beregninger.

For ståldragerne kunne det enkelt utføres en korrekt manuell kontroll av verdiene fra Focus, hvor det her tas utgangspunkt i formler for fritt opplagte bjelker med jevnt fordelt last.

Se vedlegg B.1 for alle de manuelle analysene.

## 4.2 Lastfordelingen vertikalt i konstruksjonen

Ifølge EK1-2, kap. 4.3.6, skal konsentrerte laster betraktes som jevnt fordelt over hele sin kontaktflate. Videre skal lastspredningen i asfalt være 1:1 horisontalt til vertikalt, tilsvarende en spredningsvinkel på  $45^\circ$ , se figur 4.1 [35]. I tillegg er det bestemt at lasten skal spres videre ut ved en lavere vinkel under asfalten, enten  $30^\circ$  eller  $15^\circ$ , nærmere bestemt eksakt i de relevante tilfellene. En slik spredning er antatt i videre beregninger.

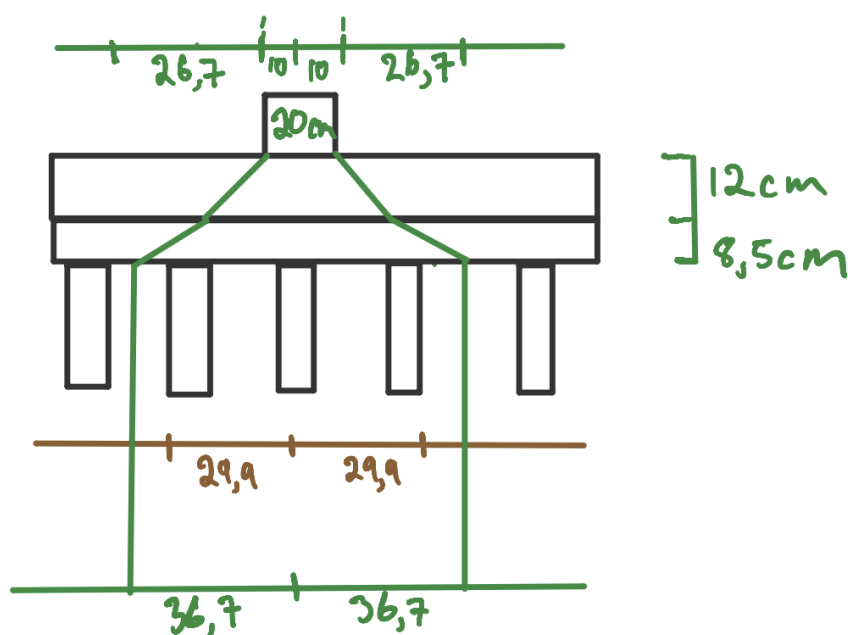


Figur 4.1: Lastspredning fra hjul vertikalt i konstruksjonen. (Figur 4.4 fra EK1-2)

1. Hjul
2. Asfalt
3. Betong (eller annet materiale)
4. Geometrisk sentrum av betonglaget (eller annet materiale)

Grunnen til at dette gjøres, er basert på antagelsen om at når lasten treffer tredekket, vil den spre seg utover flere av bjelkene under, ikke bare i en vinkel på  $45^\circ$ . Når tredekket opplever en vertikal forskyvning på grunn av lasten, vil dette føre til at lasten fordeles over flere av bjelkene under. Jo større vertikal forskyvning, jo flere bjelker vil bidra til å ta opp lasten. Det er blitt bekreftet av intern veileder at en vinkel på  $15\text{--}30^\circ$  for lastfordelingen under asfalten kan antas uten behov for nærmere beregninger.

Det er valgt å gå for en spredning på  $30^\circ$  under asfalten for videre beregninger. I figur 4.2 under er dette illustrert. Her ser en at lastbredden er på 44 cm når den treffer dekket, og er på 73,4 cm når den treffer bjelkelaget.



Figur 4.2: Lastspredning under asfalt tilsvarende  $30^\circ$ . (Egen illustrasjon)

Se vedlegg D.1, D.2 og D.3 for utregningen av de forskjellige lastspredningene som er vurdert.

### 4.3 Tredekke

#### 4.3.1 Tredekke vertikalt

##### Analyse i Focus:

Tredekket ble tegnet med 150 mm mellom faste opplagre, som tilsvarer avstanden mellom hver bjelke som ligger under. Dette kan imidlertid føre til litt unøyaktig modellering, da det faktiske området tredekket hviler på mellom hver lysåpning er 98 mm. Materialtypen er satt til C24. "Punktlasten" fra trafikken på 40 kN ga de største verdiene, da det her bare

tas hensyn til ett dekk. Når lasten ble plassert midt over et spenn, ble det observert større verdier. Hvis lasten derimot ble plassert midt over et opplager, ble det observert mindre verdier.

For både kjørebanelen og gangbanen var det uttrykk (3.3) med vind som den eneste øvrige variable lasten som ble den kritiske lastkombinasjonen. Se vedlegg E.1 og E.2 for beregningene av dette.

**Manuell analyse:** Når det gjelder dekket, er de manuelle beregningene i Excel ganske korrekte med hensyn til lastplassering og størrelse. Derfor er det kommet frem til verdier som er ganske like de i Focus. Det er blitt benyttet formelsamling for kontinuerlige bjelker med tre spenn, hvor spennene er 0,15 m, som tilsvarer lysåpningen mellom opplagrene. Lasten er bare plassert på det midterste spennet, noe som vil være svært likt tilfellet i virkeligheten. Når det gjelder formlene som ble benyttet for å finne kreftene, fantes det ikke en formel for å beregne forskyvning, så dette har en ikke mulighet til å utføre manuell kontroll på. Se formel 4.1 - 4.2 for formlene som ble brukt her.

Moment:

$$M_{max} = ql^2 \cdot (0,075) \quad (4.1)$$

Skjær:

$$V_{max} = \frac{ql \cdot (0,55)}{2} \quad (4.2)$$

#### Tredekke - resultater fra analyse

Beregningsmetode	Focus		Manuelt	
<b>Dimensjon</b>	48x148	85,5x223	48x148	85,5x223
$M_{Ed}$ [kNm]	0,52	0,55	0,46	0,46
$V_{Ed}$ [kN]	11,94	12,57	11,18	11,18
$w$ [mm]	0,5	0,2	-	-

Tabell 4.1: Teoretiske verdier på kreftene vertikalt i tredekket.

#### 4.3.2 Tredekke horisontalt

**Manuell analyse:**

Brua vil bli belastet med en horisontallast. På tredekket er det hovedsakelig bremse- og sidelast som vil påvirke, da vindlasten ikke vil ha en betydelig arealflate som vil gi virkning.

Det er analysert for bremselast knyttet til lastklasse G1. Dette gir den største

horisontallasten over et lite område med en karakteristisk last på 72 kN i y-retning. Denne lasten spres av dekkene på hver sin side av kjøretøyet, og det er derfor valgt å se på et tilfelle fra den ene siden, med en total karakteristisk bremselast på 36 kN. Sidelasten vil være 25% av bremselasten, som tilsier en karakteristisk last på 9 kN. På grunn av lastfordelingen vil bremselasten ha en bredde på 44 cm når den treffer tredekket. To bord blir dermed belastet samtidig i kjørebanelen, og tre bord i gangbanen. Bremselasten vil gi en trykk- og strekkspenning i fiberretningen på bordene.

**Tredekke - horisontale laster**

Lastretning	x-retning		y-retning	
$N_{Ed}$ [kN]	12,15		48,6	
<b>Dimensjon</b>	48x148	85,5x223	48x148	85,5x223
$\sigma_{c,d}$ [MPa]	0,58	0,32	2,30	1,29
$\sigma_{t,d}$ [MPa]	0,58	0,32	2,30	1,29

Tabell 4.2: Teoretiske verdier på kreftene horisontalt i tredekket.

Se vedlegg F.1 for utregningen av dette.

#### 4.4 Trebjelker

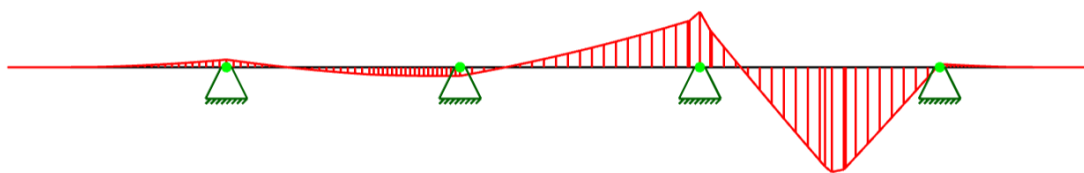
##### Analyse i Focus:

Konstruksjonen ble tegnet opp der ståldragerne ble brukt som fast opplager i det statiske systemet. Materialtypen er satt til C24, siden den riktige typen for limtre ikke ble funnet. Dette vil være mer konservativt, da limtre egentlig har høyere kapasitet i tilsvarende styrkeklasser. Ved beregningene for trebjelkene, ble det fokusert på de bjelkene hvor rekkverket var festet, siden det vil være punktlaster på disse bjelkene i tillegg til de andre lastene som er jevnt fordelt. Analysen viste at trafikklasten som to “punktlaster” på 40 kN ga de største kreftene i konstruksjonen. Kraftene ut fra dette var betydelig større enn kreftene som kom av trafikklasten som jevnt fordelt. Hvis kjøretøyet ble plassert midt i det ene av spennene på 2,3 m, oppsto den største skjærkraften, mens det ble størst moment og forskyvning hvis det ene hjulet ble plassert over et opplager og det andre tilnærmet midt i et spenn.

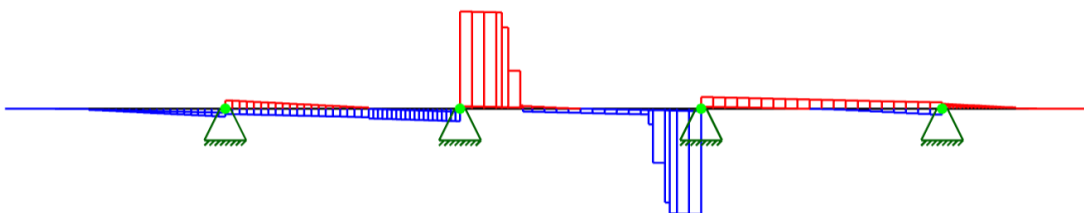
Her var det uttrykk (3.3) med vind som eneste øvrige variable last som ble den kritiske lastkombinasjonen. Se vedlegg E.3 og E.4 for beregningene av dette.

Diagrammene ut fra de kritiske lastplasseringene, som viser største moment, skjærkraft og

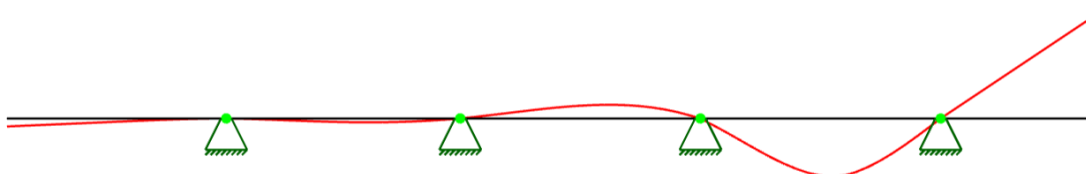
forskyvning for trebjelkene er vist i figur 4.3 - 4.5.



Figur 4.3: Momentdiagram for trebjelkene fra modellering i Focus.



Figur 4.4: Skjærkraftdiagram for trebjelkene fra modellering i Focus.



Figur 4.5: Forskyvningsdiagram for trebjelkene fra modellering i Focus.

### Manuell analyse:

For bjelkene er det gjort noe forenklede manuelle beregninger. For å finne verdiene her, er det tatt utgangspunkt i bjelkeformler for kontinuerlige bjelker med tre spenn, hvor spennene er 2,3 m. Dette tilsvarer de to lengste spennene til bjelken, som vil være kritisk. For maks moment er det gått ut fra at det er en jevnt fordelt last som bare er plassert i det midterste spennet. Det gir en verdi som ligger midt mellom de to verdiene som ble presentert av Focus for de to kritiske lasttilfellene - se formel 4.3. For å finne maks skjærkraft ble det antatt at lasten gikk over alle tre spennene. Da kom en frem til en verdi som var litt større enn maks verdi for skjær i det mest kritiske tilfellet - se formel 4.4.

Basert på dette er verdiene for kreftene og nedbøyningen fra Focus valgt, da disse antas å være de mest korrekte resultatene.

Moment:

$$M_{max} = ql^2 \cdot (0,075) \quad (4.3)$$

Skjær:

$$V_{max} = \frac{ql \cdot (1,1)}{2} \quad (4.4)$$

#### Trebjelker - resultater fra analyse

Beregningsmetode	Focus	Manuelt
Dimensjon	98x198	98x198
$M_{Ed}$ [kNm]	24,41	19,18
$V_{Ed}$ [kN]	57,78	61,16
$w$ [mm]	66,7	-

Tabell 4.3: Teoretiske verdier på kreftene vertikalt i trebjelkene.

#### 4.5 Reelle krefter fra vertikal last på trekomponentene

I analysene over er det antatt at all last går til en enkelt bjelke eller et enkelt bord, uten å ta hensyn til lastspredningen nevnt i kapittel 4.2. Siden lastbredden er 44 cm på dekket og 73,4 cm på bjelkelaget, blir det 3 bord i gangbanen, 2 bord i kjørebanelen, og 3 bjelker som tar opp lasten ved de mest kritiske tilfellene. Det er blitt kontrollert i Focus at det vil være riktig å fordele kreftene som teoretisk er regnet på for en enkelt komponent, på det antallet komponenter som faktisk tar opp lasten. Med hensyn til dette vil de faktiske verdiene for hver komponent være som vist i tabell 4.4.

#### Treverk - faktiske verdier

Dimensjon	48x148	85,5x223	98x198
$M_{Ed}$ [kNm]	0,17	0,28	8,14
$V_{Ed}$ [kN]	3,98	6,29	19,26
$w$ [mm]	0,17	0,1	22,2

Tabell 4.4: Faktiske verdier på kreftene vertikalt i treverket.

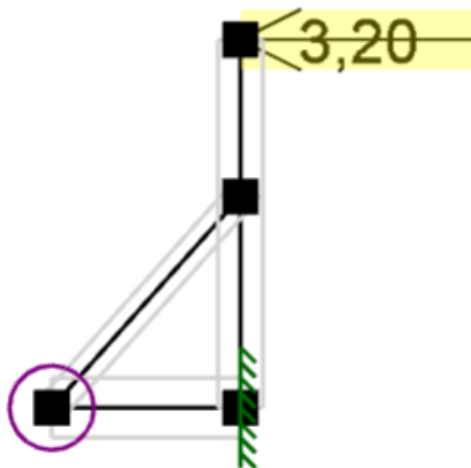
#### 4.6 Rekkverk

##### Analyse i Focus:

Her er det sett på et tilfelle der det er en linjelast på 1,6 kN/m i toppen av ytterrekkverket, i henhold til kravene i kapittel 3.8. Dette er omregnet til en punktlast for hver stolpe, som vil være lik 3,2 kN. Deretter er det blitt gjennomført en analyse av kapasiteten til materialene som rekkverket består av, ut fra denne punktlasten.

Stolpene som står vertikalt, er festet til bjelkelaget med en "Bulldog-skive", en type skive med tagger som hindrer tredelene som er festet sammen med bolter, fra å vri seg i forhold til

hverandre. Dermed antas det at det er momentstivt i dette knutepunktet. Ved ytterkanten av bjelkelaget står det et skråstag opp mot søylen, som ifølge tegningene er festet med flere spiker, men inspeksjonen avdekket derimot at det var festet med en enkelt bolt på tvers gjennom. Dermed antas det at det kan rotere i dette punktet. I den øvre delen er det festet med en enkelt bolt som går gjennom staget og inn i søylen, så her antas det at det er momentstivt.



Figur 4.6: Illustrasjon fra modellering av rekkeverket i Focus.

Se vedlegg E.9 for beregningen av dette. I tabell 4.5 under er resultatene for kreftene i rekkeverket. Her presenteres både størrelsen på kreftene og spenningene i hvert tverrsnitt.

For å finne spenningene ble det brukt følgende formler (4.5-4.8):

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{Ed,t}}{A} \quad (4.5)$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed,c}}{A} \quad (4.6)$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed} \cdot z}{I_y} \quad (4.7)$$

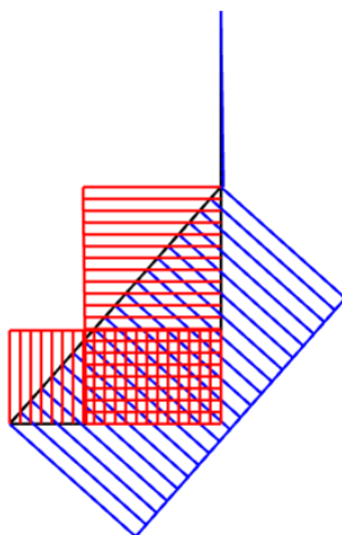
$$\tau_{max} = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot A_{eff}} \quad (4.8)$$

## Rekkverk - resultater fra Focus

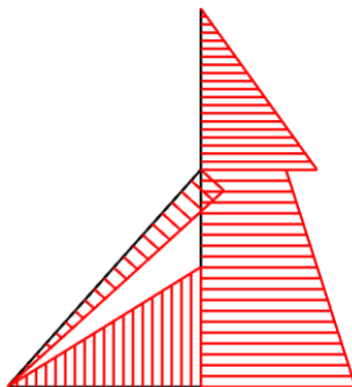
Dimensjon		Liggende 48x198	Stående 148x148	Avstiver 98x148
Krefter	$N_{Ed,t}$ [kN]	1,78	2,62	0
	$N_{Ed,c}$ [kN]	0	0	3,22
	$M_{Ed}$ [kNm]	1,71	2,22	0,44
	$V_{Ed}$ [kN]	2,75	3,20	0,49
Spenning	$\sigma_{t,0,d}$ [MPa]	0,19	0,12	0
	$\sigma_{c,0,d}$ [MPa]	0	0	0,22
	$\sigma_{m,y,d}$ [MPa]	5,45	4,11	1,86
	$\tau_{max}$ [MPa]	0,54	0,33	0,08

Tabell 4.5: Teoretiske verdier på kreftene i rekkverket fra Focus.

Diagrammene for aksialkraft, moment, skjærkraft og forskyvning for rekkverket er vist i figur 4.7 - 4.10.

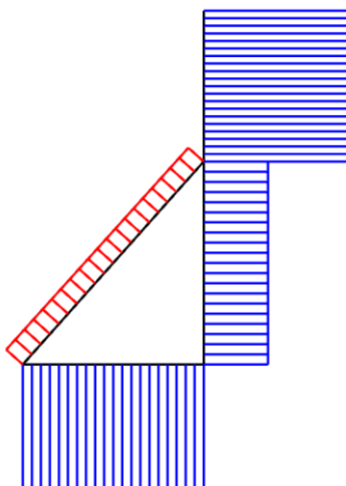


Figur 4.7: Aksialkraftdiagram for rekkverket fra modellering i Focus.

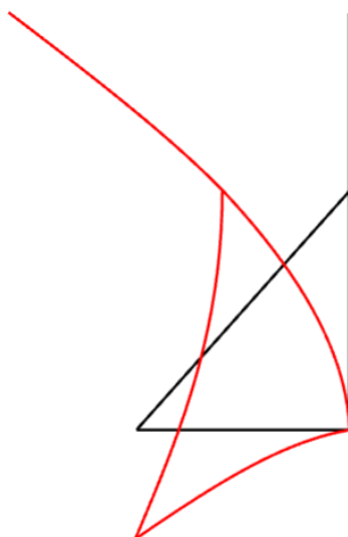


Figur 4.8: Momentdiagram for rekkverket fra modellering i Focus.





Figur 4.9: Skjærkraftdiagram for rekkverket fra modellering i Focus.



Figur 4.10: Forskyvningsdiagram for rekkverket fra modellering i Focus.

## 4.7 Ståldragere

### Analyse i Focus:

For ståldragerne ble det gjennomført 4 analyser, ettersom det er 4 forskjellige typer i konstruksjonen. Disse ble modellert som fritt opplagte bjelker, som beskrevet i tegningene. Materialtypen ble satt til S235. I disse analysene viste det seg at den jevnt fordelte trafikklaster ga de største kreftene i samtlige bjelker, da denne utgjorde en større total lastintensitet enn trafikklaster som punktlaster.

Her var det igjen uttrykk (3.3) som var kritisk, med vind som eneste øvrige variable last.

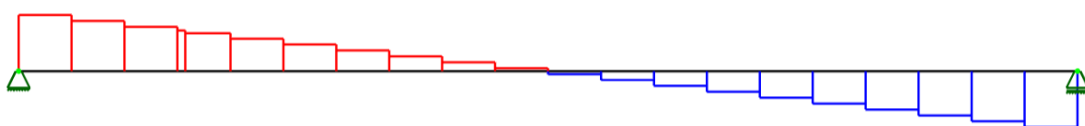
Se vedlegg E.5, E.6, E.7 og E.8 for beregningene av dette. Det er valgt å ikke legge

ved tilfellene knyttet til punktlast for trafikk for ståldragerne, da dette ikke er et kritisk lasttilfelle, til tross for at det er utført analyser for det.

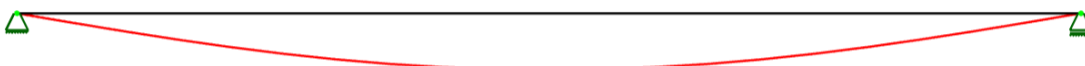
Diagrammene som viser moment, skjærkraft og forskyvning for ståldragerne er vist i figur 4.11 - 4.13. Dette er bare utskrift for en av dragerne, men diagrammene vil se like ut for alle spennene.



Figur 4.11: Momentdiagram for ståldragerne fra modellering i Focus.



Figur 4.12: Skjærkraftdiagram for ståldragerne fra modellering i Focus.



Figur 4.13: Forskyvningsdiagram for ståldragerne fra modellering i Focus.

### Manuell analyse:

Alle ståldragerne er fritt opplagte, og den kritiske lasten kom fra jevnt fordelt last. Dermed var det bare å bruke enkle formler for å etterprøve Focus-beregningene; formel 4.9 - 4.11. Resultatene viste omtrent samme verdier for moment og forskyvning som i Focus. Imidlertid ga det en noe høyere skjærkraft enn det Focus beregnet. Dette kan skyldes at Focus tar hensyn til en skjærkraft som virker lenger inn i bjelken, mens manuelt er det kommet frem til verdien som vil være rett over opplageret. Verdien for skjær ved manuell beregning er tilnærmet veldig lik reaksjonskreftene til bjelken i Focus.

Moment:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} \quad (4.9)$$

Skjær:

$$V_{max} = \frac{ql}{2} \quad (4.10)$$

Forskyvning:

$$w = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI} \quad (4.11)$$

## Ståldragere - resultater fra Focus

	DIMEL80	DIMEL100	HE650A	HE900A
$M_{Ed}$ [kNm]	1030,82	1454,28	1337,48	2170,09
$V_{Ed}$ [kN]	241,95	289,94	287,96	370,62
$w$ [mm]	34,8	37,4	92,1	98,6

Tabell 4.6: Teoretiske verdier på kreftene vertikalt i ståldragerne fra Focus.

## Ståldragere - resultat fra manuell analyse

	DIMEL80	DIMEL100	HE650A	HE900A
$M_{Ed}$ [kNm]	1030,79	1454,19	1337,48	2170,58
$V_{Ed}$ [kN]	254,67	305,18	303,11	390,22
$w$ [mm]	34,19	36,67	91,01	97,59

Tabell 4.7: Teoretiske verdier på kreftene vertikalt i ståldragerne fra manuell analyse.

Det er svært like resultater fra både Focus og kontrollregningen. Basert på dette er det besluttet å benytte verdiene fra Focus i videre sammenligninger mot kapasiteten til tverrsnittene, da disse verdiene sannsynligvis er mer nøyaktige.

## 4.8 Lager

Hver ståldrager på brua er festet med et fastlager på den ene enden og et glidelager på motsatt side. Det er fastlagrene på brua som tar opp alle de horisontale kreftene, da glidelageret kun tar vertikale krefter. Da brua har 16 ståldragere, har den også 16 fastlagre som tar opp kreftene i x- og y-retning.

I y-retning belastes fastlagrene av bremselast og vindlast, mens de i x-retning påvirkes av sidelast og vindlast. For å velge dimensjonerende bremselast på lagrene, brukes bremselasten fra G1, siden denne lasten blir større per lager enn 10 % av den totalt jevnt fordelte lasten. Som et resultat av dette blir hvert lager belastet slik som vist i tabell 4.8. Se vedlegg F.3 for utregninger.

## Analyse av lager

	Horisontal last
<b>x-retning</b> [kN]	24,3
<b>y-retning</b> [kN]	36,5

Tabell 4.8: Teoretiske verdier på kreftene i lager fra manuell analyse.

Det mest kritiske tilfellet ble undersøkt der G1 er plassert midt mellom to ståldragere, og

hvert sett med for- og bakhjul fra G1 belaster hver sin ståldrager med tilhørende fastlager. Når et blokklager analyseres for horisontale laster, sammenlignes den horisontale forskyvningen som lasten påfører lageret, opp mot den tillatte horisontale forskyvningen for det respektive blokklageret [36, s. 30]. Etter beregning konkluderes det med at et fastlager på brua, utsatt for maksimal horisontal last, får en horisontal forskyvning på 31,4 mm. Dette representerer resultantforskyvningen av den mest kritiske lasten i x- og y-retning. Se vedlegg F.3 for beregningene.

Lagrene blir også utsatt for en vertikal trykkkraft. Denne lasten vil også tas opp av glidelagrene. Trykkraften er tatt utgangspunkt i den ståldrageren som har størst belastning. Reaksjonskreftene fra denne er på 390,13 kN, og er fra bjelken av type HE900A i sitt lengste spenn (se vedlegg E.7, punkt 2.1).

### 4.9 Betongfundament

Ved analyse av betongfundamentet som ståldragerne hviler på, er det i denne oppgaven kun sett på den vertikale trykkbelastningen fundamentene utsettes for. Den vertikale trykkbelastningen vil være den samme blokklagrene utsettes for, 390,13 kN. Fundamentet vil ikke få noe moment eller torsjon som følge av de vertikale kreftene på ståldragerne, da lagrene ikke er fast innspent. Spenningen i betongen vil da tilsvare 5,20 MPa. Se vedlegg F.4 for beregningen.

Som følge av de horisontale lastene som blir overført via lagrene, kan det også oppstå en skjærkraft samt moment i fundamentet, dette er dog ikke sett nærmere på. Det er heller ikke kontrollert for kryp, svinn eller riss i betongen.

## 5 Kapasitetskontroll

### 5.1 Generelt om kapasitetskontroll

Kapasitetskontroll er utført manuelt ved hjelp av Excel. Disse beregningene er basert på krav fra Eurokodene, der materialfasthetsklassene er antatt i henholdt til V413. Grundigere beskrivelse av kapasitetsberegningene finnes i de respektive kapitlene for hvert materiale.

#### 5.1.1 Vipping

Hvor det er aktuelt kontrolleres det for vipping. Vipping er et uønsket stabilitetsfenomen i bjelkekonstruksjoner. Det oppstår når en bjelke som er momentbelastet om sin sterke akse, deformeres om sin svake akse. Åpne tverrsnitt, som H-profiler av stål i denne konstruksjonen, er utsatt for dette fenomenet, mens lukkede tverrsnitt som boksp profiler ikke vil vippe. Vipping vil videre redusere momentkapasiteten til bjelken [37].

### 5.2 Tre

V413, kap. 2.3.2, sier at brudekker av tre skal antas å ha en karakteristisk bøyefasthet  $f_{m,k} = 30$  MPa dersom annet ikke er oppgitt. Standarden sier også at dersom trematerialene er i dårlig stand skal det foretas en skjønnsmessig reduksjon av fastheten. Som nevnt i 2.1.2 er det ikke oppdaget noen skader på treet som følge av råte eller noe annet. Da det ikke er mulig å ta en visuell kontroll av overflaten til tredekket som ligger under asfalten, er det foretatt en liten reduksjon i fastheten. Det er derfor valgt en litt lavere fasthetsklasse i kapasitetsberegningene for dekket, C24, enn det V413 tillatter. T21 er valgt som fasthetsklassen for limtrebjelkene. De karakteristiske verdiene for C24 og T21 er hentet fra NS-EN 338.

Ved utregning av skjærkapasitet i trekonstruksjoner må  $b_{eff}$  brukes i stedet for  $b$ , som tar hensyn til innflytelsen av sprekker som kan oppstå. Her er verdien av  $k_{cr}$  lik 0,67 for konstruksjonstrevirke og 0,80 for limtre, EK5-1-1, formel NA.6.13a.  $k_{mod}$  er valgt som 0,65 for både konstruksjonstrevirke og limtre, da konstruksjonen er plassert i klimaklasse 3, og det er bestemt at gjennomsnittliglastvarighet er mellom-langtidslast.

### 5.2.1 Tredekke vertikalt

Vertikalt er tredekket kontrollert for skjær- og momentspenninger.

**Kapasitet og spenninger i dekke**

	Kjørebane	Gangbane
$\tau_{max}$ [MPa]	0,74	1,25
$f_{v,d}$ [MPa]	2,08	2,08
<b>Utnyttelse</b>	36%	60%
$\sigma_{max}$ [MPa]	1,03	2,99
$f_{m,d}$ [MPa]	12,48	12,48
<b>Utnyttelse</b>	8%	24%

Tabell 5.1: Tredekkets kapasitet for vertikale krefter.

Se vedlegg F.1 for fullstendig utregning. Det er kun utført beregninger for skjær- og momentkapasitet hver for seg, ettersom EK5 ikke stiller krav til samtidig kontroll av skjær og moment i trekonstruksjoner. Dette skyldes at skjær- og momentspenningene ikke oppstår på samme sted i et tverrsnitt; skjærspenningene oppstår i midten av et tverrsnitt, mens momentspenningene vil oppstå på over- og undersiden.

### 5.2.2 Tredekke horisontalt

Ved kontroll av tredekkets horisontale kapasitet som følge av bremse- og sidelast, er det i beregningene kun vurdert kapasiteten til ett enkelt bord. Tabellen nedenfor viser at strekkapasiteten overskrides når bordene blir belastet i x-retning. Se vedlegg F.1 for detaljerte utregninger.

**Tredekke - horisontal kapasitet**

Lastretning	x-retning		y-retning	
	48x148	85,5x223	48x148	85,5x223
$f_{c,d}$ [MPa]	1,3	1,3	10,92	10,92
$\sigma_{c,d}$ [MPa]	0,58	0,32	2,30	1,29
<b>Utnyttelse</b>	44%	25%	21%	12%
$f_{t,d}$ [MPa]	0,21	0,21	7,54	7,54
$\sigma_{t,d}$ [MPa]	0,58	0,32	2,30	1,29
<b>Utnyttelse</b>	277%	155%	31%	17%

Tabell 5.2: Tredekkets kapasitet for horisontale krefter.

En viktig faktor som ikke er tatt i betraktning i beregningene, er hvordan skiveeffekten vil påvirke spenningene og fordele lasten over et større område. Siden tredekket er festet

til trebjelkene under, samt ligger under asfalten som vil ha noe heft, vil trebordene jobbe sammen og skiveeffekten vil innvirke. Dette vil bidra til å fordele lasten og redusere de lokale spenningene som oppstår i angrepspunktet. Det er ikke gjort beregninger på hvor mye av lasten skiveeffekten vil fordele, hovedsakelig på grunn av gruppens manglende kompetanse til å utføre slike beregninger, men også på grunn av omfanget til oppgaven. Etter samtaler med veiledere forventes det at skiveeffekten vil ha en betydelig innvirkning på lasten som bordene utsettes for, og det antas derfor at tredekket vil være tilstrekkelig til tross for at beregningene indikerer noe annet. Dette er rimelig å anta, særlig med tanke på at tredekket har blitt belastet med en vesentlig høyere horisontallast da brua ble brukt til trafikk .

### 5.2.3 Trebjelker

Tabell 5.3 nedenfor viser at trebjelkene vil ha tilstrekkelig kapasitet til å håndtere både skjær- og momentkreftene de utsettes for. For detaljerte beregninger, se vedlegg F.1.

**Kapasitet trebjelker**

	<b>98x198</b>
<b>Skjær [kN]</b>	19,26
$\tau_{max}$ [MPa]	1,86
$f_{v,d}$ [MPa]	2,26
<b>Utnyttelse</b>	82%
<b>Moment [kNm]</b>	8,14
$\sigma_{max}$ [MPa]	12,71
$f_{m,d}$ [MPa]	16,39
<b>Utnyttelse</b>	78%

Tabell 5.3: Trebjelkenes kapasitet for vertikale krefter.

### 5.2.4 Vipping av trebjelkene

Ut fra at bjelkelaget er sideveis fastholdt i øvre del av trykksonene, og at det har en rektangulær form som ikke er slank, går en ut fra at det ikke er fare for vipping her. EK5-1-1 sier ingenting spesifikt tilknyttet til vipping av trekonstruksjoner.

### 5.2.5 Rekkverk

I tabell 5.4 nedenfor sammenlignes kapasiteten til rekkverket med de opptredende kreftene. I dette tilfellet er det kun moment om én akse. Som det fremgår av tabellen, er ikke de opptredende spenningene nær å overskride kapasiteten. Se vedlegg F.6 for detaljert analyse av de opptredende kreftene og bestemmelse av kapasiteten til rekkverket, hvor det også er

gjennomført kontroll for kombinert strekk/trykk og moment. Kravene til ULS som stilles i EK5-1-1, kap. 6.1 og 6.2 er også kontrollert, og alle de kontrollerte punktene er oppfylt.

### Rekkverk - spenninger og kapasitet

Dimensjon		Liggende 48x198	Stående 148x148	Avstiver 98x148
Oppt.	$\sigma_{t,0,d}$ [MPa]	0,19	0,12	0
	$\sigma_{c,0,d}$ [MPa]	0	0	0,22
	$\sigma_{m,y,d}$ [MPa]	5,45	4,11	1,86
	$\tau_{max}$ [MPa]	0,54	0,33	0,08
Kap.	$f_{t,0,d}$ [MPa]	11,87	7,54	7,54
	$f_{c,0,d}$ [MPa]	14,13	10,92	10,92
	$f_{m,y,d}$ [MPa]	16,39	12,48	12,48
	$f_{v,d}$ [MPa]	2,26	2,08	2,08
Utn.	Strekk	1,6%	1,6%	0%
	Trykk	0%	0%	2,0%
	Moment	33,3%	32,9%	14,9%
	Skjær	23,9%	15,9%	3,8%

Tabell 5.4: Opptredende spenninger, kapasitet og utnyttelse for rekkverket.

### 5.3 Ståldragere

Da ståldragerne på brua er sterkt påvirket av korrosjon, er kapasiteten for dragerne kontrollert for to ulike scenarier: ett scenario med originale tverrsnitt og ett scenario hvor tverrsnittet er redusert. I scenariet med redusert tverrsnitt er det vurdert tre forskjellige tilfeller, noe som gir totalt fire tverrsnitt som er blitt kontrollert. Se tabell 5.5 som viser hvor stor andel av det originale tverrsnittet som er beregnet.

#### Tverrsnittstørrelser

	Tilfelle 1	Tilfelle 2	Tilfelle 3	Tilfelle 4
Flens	100%	95%	85%	59%
Steg	100%	97,5%	92,5%	85%

Tabell 5.5: Andel av gjenstående originalt tverrsnitt for ståldragere ved forskjellige tverrsnittsreduksjoner.

Tilfelle 4 er kun vurdert for HE650A, da det kun er blitt observert en så stor tverrsnittsreduksjon på den bjelken.

På samme måte som for tredekket og trebjelkene, er ståldragerne også kun kontrollert for skjær og moment. EK3-1-1, pkt. 6.2.8(2), sier: “Der skjærkraften er mindre enn den halve plastiske skjærkapasiteten, kan det sees bort fra dens virkning på den dimensjonerende



momentkapasiteten, bortsett fra der skjærknekking reduserer tverrsnittets kapasitet, se NS-EN 1993-1-5” [40, s. 54]. Ettersom skjærkapasiteten til alle fire bjelkene er under 50% utnyttet i alle de fire tilfellene, er det sett bort fra å redusere momentkapasiteten på grunn av skjær.

Da både flensen og steget for alle ståldragerne på brua går under tverrsnittsklasse 1, selv etter tverrsnittsreduksjon, tillater EK3 å dimensjonere for plastisk momentkapasitet. Dette skyldes at en økende belastning ut over den elastiske kapasiteten som gir flyt i de ytterste fibre, kun fører til at en større del av tverrsnittet når flytegrensen  $f_y$ , uten at noen områder overskrider  $f_y$  [41, s. 88]. En bjelke innenfor tverrsnittsklasse 1 vil heller ikke kunne få lokal knekking så lenge den holdes innenfor den plastiske momentkapasiteten, i henhold til EK3-1-1, kap. 5.5.2. Det er likevel fare for permanent deformasjon ved plastisk belastning, og det er derfor valgt å kontrollere for elastisk momentkapasitet i denne oppgaven. I de tilfellene hvor elastisk momentkapasitet overskrides, sjekkes det opp mot plastisk momentkapasitet.

$f_y$  for ståldragerne er avgjørende for både skjær- og momentkapasiteten. Da de utgitte tegningene ikke informerer om  $f_y$  for dragerne, krever V413, tabell 2.1.2-1, at det skal antas klasse St. 37, som har en  $f_y = 235$  MPa. Dette vil nok gi en litt konservativ kapasitet, spesielt for dragerne av typen HE65A og HE900A som ble produsert i 1976. Det er sannsynlig at det på den tiden var mer vanlig å bruke drager med  $f_y = 275$  eller 355 MPa på bruer.

Se vedlegg F.2 for beregningene.

### 5.3.1 Ståldragere originalt tverrsnitt

	Tilfelle 1			
	DIMEL80	DIMEL100	HE650A	HE900A
$f_{v,d}$ [MPa]	123,34	123,34	123,34	123,34
$\tau_{max}$ [MPa]	21,98	18,94	36,28	28
<b>Utnyttelse skjærkap.</b>	18%	15%	29%	23%
$M_{el,Rd}$ [kNm]	1640,73	2390,59	1169,45	2026,34
$M_{Ed}$ [kNm]	1030,82	1454,28	1337,48	2170,09
<b>Utnyttelse elastisk momentkap.</b>	63%	61%	114%	107%

Tabell 5.6: Utnyttelse av moment og skjær for ståldragere ved tilfelle 1.

Slik tabell 5.6 viser, blir den elastiske momentkapasiteten til HE650A og HE900A overskredet med henholdsvis 14% og 7%. Når det kontrolleres opp mot plastisk momentkapasitet, utnyttet de to bjelkene med henholdsvis 102% og 94%.

#### Plastisk momentkapasitet, tilfelle 1

	HE650A	HE900A
$M_{pl,Rd}$ [kNm]	1310,87	2309,41
$M_{Ed}$ [kNm]	1337,48	2170,09
<b>Utnyttelse elastisk momentkap.</b>	<b>102%</b>	94%

Tabell 5.7: Utnyttelse av plastisk momentkapasitet for ståldragere av type HE-A ved tilfelle 1.

Resultatene fra tabell 5.7 tar utgangspunkt i en  $f_y = 235$  MPa, noe som er lite sannsynlig for ståldragere fra 1974. Det er mer sannsynlig at dragere fra den tiden hadde en høyere  $f_y$ , slik som 275 eller 355 MPa. Dette vil sannsynligvis øke kapasiteten, som vil bli undersøkt nærmere i neste kapittel.

### 5.3.2 Ståldragere med redusert tverrsnitt

For de tre tilfellene med redusert tverrsnitt blir kapasiteten utnyttet som beskrevet i følgende tabeller:

#### Skjær i ståldragerne

		DIMEL80	DIMEL100	HE650A	HE900A
$f_{v,d}$ [MPa]		123,4	123,4	123,4	123,4
$\tau_{max}$	<b>Tilfelle 2</b>	22,54	20,90	37,21	28,71
	<b>Tilfelle 3</b>	23,76	21,98	39,22	30,27
	<b>Tilfelle 4</b>	-	-	42,68	-
<b>Utn.</b>	<b>Tilfelle 2</b>	18%	17%	30%	23%
	<b>Tilfelle 3</b>	19%	18%	32%	25%
	<b>Tilfelle 4</b>	-	-	35%	-

Tabell 5.8: Utnyttelse av skjærkapasitet for ståldragere med redusert tverrsnitt.

## Elastisk momentkapasitet, tilfelle 2

	DIMEL80	DIMEL100	HE650A	HE900A
$M_{el,Rd}$ [kNm]	1521,71	2224,15	1087,79	1884,51
$M_{Ed}$ [kNm]	1030,82	1454,28	1337,48	2170,09
Utnyttelse elastisk momentkap.	68%	65%	123%	115%

Tabell 5.9: Utnyttelse av ståldragere ved tilfelle 2.

## Plastisk momentkapasitet, tilfelle 2

	HE650A	HE900A
$M_{pl,Rd}$ [kNm]	1219,21	2151,74
$M_{Ed}$ [kNm]	1337,48	2170,09
Utnyttelse elastisk momentkap.	110%	101%

Tabell 5.10: Utnyttelse av plastisk momentkapasitet for ståldragere av type HE-A ved tilfelle 2.

Plastisk momentkapasitet,  $f_y = 275$ , tilfelle 2

	HE650A	HE900A
$M_{pl,Rd}$ [kNm]	1426,74	2518
$M_{Ed}$ [kNm]	1337,48	2170,09
Utnyttelse plastisk momentkap.	94%	86%

Tabell 5.11: Utnyttelse av plastisk momentkapasitet for ståldragere av type HE-A ved tilfelle 2,  $f_y = 275$ .

## Elastisk momentkapasitet, tilfelle 3

	DIMEL80	DIMEL100	HE650A	HE900A
$M_{el,Rd}$ [kNm]	1389,86	2036,43	992,18	1696,01
$M_{Ed}$ [kNm]	1030,82	1454,28	1337,48	2170,09
Utnyttelse elastisk momentkap.	74%	71%	135%	128%

Tabell 5.12: Utnyttelse av ståldragere ved tilfelle 3.

Plastisk momentkapasitet,  $f_y = 275$ , tilfelle 3

	HE650A	HE900A
$M_{pl,Rd}$ [kNm]	1301,27	2255,65
$M_{Ed}$ [kNm]	1337,48	2170,09
Utnyttelse plastisk momentkap.	103%	96%

Tabell 5.13: Utnyttelse av plastisk momentkapasitet for ståldragere av type HE-A ved tilfelle 3,  $f_y = 275$ .

Plastisk momentkap,  $f_y = 355$ , tilfelle 3

	HE650A
$M_{pl,Rd}$ [kNm]	1679,83
$M_{Ed}$ [kNm]	1337,48
Utnyttelse plastisk momentkap.	80%

Tabell 5.14: Utnyttelse av plastisk momentkapasitet for ståldragere av type HE-A ved tilfelle 3,  $f_y = 355$ .

Plastisk momentkap,  $f_y = 355$ , tilfelle 4

	HE650A
$M_{pl,Rd}$ [kNm]	1271,62
$M_{Ed}$ [kNm]	1337,48
Utnyttelse plastisk momentkap.	105%

Tabell 5.15: Utnyttelse av plastisk momentkapasitet for ståldragere av type HE-A ved tilfelle 4,  $f_y = 355$ .

Selv med en  $f_y = 355$  MPa overskrides den plastiske momentkapasiteten for HE650A i tilfelle 4. Som tidligere nevnt i kapittel 2.1.2, har ikke hele bjelken gjennomgått en så omfattende tverrsnittsreduksjon som følge av korrosjon.

### 5.3.3 Vipping av ståldragere

Ved oppleggene til ståldragerne er det skråavstivere. Disse bidrar til stabiliteten til bjelkene over oppleggene og holder dem stabile når det ikke er laster på bjelkene. Imidlertid vil de ikke bidra til stabilitet mot vipping utover oppleggene når det påføres last, og dette kan føre

til vipping (*lateral torsional buckling*), som er et problem for lange, slanke bjelker. Dette fenomenet fører til sideveis utbøyning kombinert med rotasjon om x-aksen [41, s. 213].

EK3-1-1, pkt. 6.3.2.1(2) påpeker at bjelker med tilstrekkelig fastholdelse av trykkflensen ikke er følsomme for vipping. Langs hele aksen til ståldragerne er det spiker festet til trebjelkelager, som er bøyd rundt den øvre flensen - en detalj som ikke er tatt med i beregningene på grunn av betydelig rustdannelse og antatt manglende bidrag fra disse festene. Under visuell inspeksjon av brua ble det observert vinkelstål langs aksen til ståldragerne, festet til bjelkelaget. Dokumentasjon indikerte at disse skulle plasseres langs 1/4-punktene til spennene, men ved inspeksjon ble det observert flere fester enn dette. Derfor antas det i beregningene at trykkflensen er fastholdt av 6 jevnt fordelte punkter.

EK3-1-1, kap. 6.3.2.4 fastslår at staver med punktvis sideveis støtte av trykkflensen kan anses som ikke følsomme for vipping hvis lengden  $L_c$  mellom fastholdelsene og den tilhørende relative slankhet  $\bar{\lambda}_f$  for den ekvivalente trykkflensen oppfyller kravene gitt i uttrykk 6.59. Ved kontroll sjekkes dette ved det punktet hvor  $M_{Ed}$  er størst, som vil si midt i spennet til bjelkene, da dette er det kritiske punktet med tanke på vipping.

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} \quad (5.1)$$

I beregningene gjort i vedlegg F.5 konkluderes det med at uttrykk (5.1) er oppfylt for alle ståldragerne. Dette betyr at lengden  $L_c$  er tilstrekkelig for å forhindre at bjelkens momentkapasitet reduseres på grunn av vipping.

## 5.4 Lager

Som beskrevet i kapittel 2.1.1, er det mangelfull informasjon om materialeegenskapene og kapasiteten til blokklagrene på brua. Derfor har det ikke vært mulig å utføre kapasitetsberegninger på de eksisterende lagrene. I stedet er det valgt å sammenligne belastningen blokklagrene på brua får med et blokklager som er tilgjengelig på markedet i dag. Denne sammenligningen gir en vurdering av de horisontale lastene som brua utsettes for, sammenlignet med et eksisterende blokklager.

Det er valgt å utføre en sammenlikning for blokklagrene fra Lafu, ettersom de oppgir tillatt forskyvning. Siden de ikke tilbyr lagre med nøyaktig samme overflateareal og tykkelse som på Sluppenbrua, velges de to lagrene som ligner mest på brua sine lagre. Sluppenbruas

lagre har et areal på 300 x 250 mm og en tykkelse på 37 mm. Det ene Lafu-lageret har samme areal og en lagertykkelse på 29 mm, mens det andre lageret har et areal på 250 x 400 mm og en tykkelse på 37 mm.

I tabell 5.16 vises maksimal tillatt horisontal forskyvning for Lafus lagre av gitte dimensjoner. I tabell 5.17 vises horisontale forskyvninger av elastomerlagre med gitte dimensjoner utsatt for den horisontale lasten på brua, beregnet ut fra standard NS-EN 1337-3. Den øverste beregningen er ut fra dimensjonene til de eksisterende lagrene på brua. Den nederste beregningen, er kun utført for å kunne sammenligne hvor stor forskyvningen til et Lafu-lager ville vært om det hadde vært brukt på brua, opp mot tillatt forskyvning.

**Tillatt forskyvning Lafu-lager**

	<b>Horisontal forskyvning</b>
<b>300x250 29 mm tykkelse</b>	29 mm
<b>250x400 37 mm tykkelse</b>	37 mm

*Tabell 5.16: Maksimal tillatt horisontal forskyvning for Lafu-lager av gitte dimensjoner.*

**Horisontal forskyvning for elastomerlagre**

	<b>Horisontal forskyvning</b>
<b>300x250 37 mm tykkelse</b>	31,4 mm
<b>300x250 29 mm tykkelse</b>	24,6 mm

*Tabell 5.17: Faktisk horisontal forskyvning for elastomerlagre av gitte dimensjoner.*

For detaljerte beregninger, se vedlegg F.3.

Som tidligere påpekt, er denne analysen utført for å estimere belastningen på brulagrene, og resultatene kan ikke alene brukes til å ta beslutninger om tilstrekkeligheten av brulagrene for den horisontale lasten. Sammenlignet med Lafu-lagrene viser resultatene at brulagrene opplever betydelig belastning.

Den antas at lagrene har tilstrekkelig vertikal trykkapasitet, da Lafu sine lagre tillatter en

vertikal last på 1608 kN og 2425 kN, sammenlignet med maks opptredende trykklast på 390,13 kN.

## 5.5 Betongfundament

Bestandigheten til fundamentet må antas, da tegningene ikke oppgir fasthetsklassen til betongen. I henhold til V413, kap. 2.1.2, skal fasthetsklasse B20 benyttes for bruer bygd etter 1945 hvis originaltegningene ikke spesifiserer fasthetsklasse. Siden originaltegningene heller ikke oppgir armeringsmengden, er kapasitetsberegningene for fundamentet utført under antagelsen om at de ikke har noen armering.

Som nevnt i kapittel 4.9, er det kun trykkapasiteten til fundamentene som er kontrollert. Arealet til lagrene er brukt som utgangspunkt for å bestemme trykkarealet. Resultatene er oppsummert i tabell 5.18 nedenfor.

**Trykkapasitet betong**

	<b>Betongfundament 250x300 mm</b>
$f_{c,d}$ [MPa]	11,33
$\sigma_{c,d}$ [MPa]	5,20
<b>Utnyttelse</b>	46%

Tabell 5.18: Utnyttelse av betongens trykkapasitet.

## 5.6 Bruksgrensetilstand

Her kontrolleres kun kravene mot de mest kritiske av bjelkene med hensyn til ULS, ikke alle spenn. Det antas at de gjenværende bjelkene av samme type oppfyller kravene dersom den mest kritiske gjør det. Uten en nærmere analyse er det imidlertid ikke mulig å si med sikkerhet om de andre bjelkene av samme type oppfyller kravene eller ikke, da de kan variere i laststørrelse selv om de har kortere spenn.

Som vist i tabell 5.19 under, er det bare bjelkene av typen HE650A og HE900A som ikke oppfyller kravene for forskyvning i SLS for ståldragerne. Det er bare ett spenn av typen HE650A, men 3 spenn av typen HE900A, hvor det av typen HE900A bare er kontrollert for drageren med lengst spenn. Dermed er det mulig at de gjenværende bjelkene oppfyller kravene - eller ikke - men dette er ikke blitt kontrollert.

For treverket er det bare trebjelkene som ikke oppfyller kravet, da punktlasten fra trafikk

fører til stor forskyvning. Det er sannsynlig at forskyvningene ikke kommer til å være like store som beregnet her, da det er mulig lasten vil spre seg ytterligere enn antatt - det er sannsynlig at flere enn 3 bjelker vil bære lasten fra et dekk.

#### Forskyvning - grenseverdier og opptredende

Type bjelke	Lengde spenn [m]	Krav i henhold til formel (3.4) [mm]	Aktuell forskyvning [mm]
Tredekke kjørebane	0,15	0,43	0,1
Tredekke gangbane	0,15	0,43	0,17
Trebjelker	2,30	6,57	22,2
DIMEL80	16,19	46,26	34,8
DIMEL100	19,06	54,46	37,4
HE650A	17,65	50,43	92,1
HE900A	22,25	63,57	98,6

Tabell 5.19: Grenseverdier, samt opptredende horisontal forskyvning for komponentene.



## 6 Diskusjon

Flere faktorer og tilfeller avgjør om Sluppenbrua er tilstrekkelig for bruk som gang- og sykkelbru. På grunn av manglende detaljerte tegninger og bruas alder, er de antakelsene som gjøres avgjørende for resultatet. Alle mulige lastkombinasjoner og plasseringer er ikke vurdert, og det kan ikke garanteres at de valgte lasttilfellene er de mest kritiske. Reduksjonen av tverrsnittet på ståldragerne er også en viktig faktor, spesielt med tanke på hvor mye tverrsnittet skal reduseres. Steinpilarenes kapasitet er avgjørende for bruas videre eksistens. Hvis de ikke er i god nok forfatning, vil ikke konstruksjonen over stå, uavhengig av hvor tilstrekkelig den ellers måtte være. Siden steinpilarene er ekskludert fra beregningene, er dette kun en mulighetsanalyse av konstruksjonen over.

### 6.1 Grunlaget for beregningene

#### 6.1.1 Tegninger

De utgitte tegningene gruppa fikk tilsendt, som danner hovedgrunlaget for alle beregningene, er nokså mangelfulle. I hovedsak presenterer disse diverse mål samt hvilke tverrsnitt og komponenter som er brukt i konstruksjonen, men ikke noe ut over dette. Mangelen på informasjon om materialfasthetene er spesielt merkbar. Uten disse verdiene vil beregningen av kapasiteten sannsynligvis være mer konservativ enn den virkelig er. For å oppnå helt nøyaktige beregninger burde materialene på brua blitt undersøkt nærmere for å fastsette materialkvalitetene mer presist. På grunn av oppgavens omfang valgte gruppa å ikke ta prøver av noen av materialene. SVV hadde heller ikke tilgjengelige prøveresultater som kunne deles. Dermed ble materialfasthetsklassene antatt ved bruk av krav fra V413.

### 6.2 Statisk system og laster

#### 6.2.1 Det statiske systemet

Det er mange forskjellige statiske systemer gruppa kunne antatt for konstruksjonen som helhet, avhengig av hvordan de forskjellige komponentene er festet til hverandre. Det systemet som er antatt her, er kanskje ikke helt korrekt, men det er valgt basert på en vurdering av hva som virker mest riktig ut fra tegningene og den informasjonen som er tilgjengelig. Andre mulige statiske systemer kunne inkludert forskjellige typer forbindelser og støtteforhold mellom komponentene, som kunne endret lastfordelingen og responsen til brua under belastning.

**Hvordan forskjellige festemåter kunne påvirket resultatene:**

- **Flere momentfaste forbindelser:** Hadde flere av forbindelsene i konstruksjonen vært momentfaste, ville dette ha økt stivheten og bæreevnen, men samtidig resultert i større momentkrefter.
- **Rullelager:** Hvis flere av opplagrene under komponentene hadde vært rullelager fremfor faste lagre, kunne dette påvirket kraftfordelingen og deformasjonene - potensielt redusert de indre kreftene i noen bjelker, spesielt relatert til horisontale krefter.
- **Kontinuerlige ståldragere:** Hadde brua vært designet som en kontinuerlig bjelke fremfor å være delt i 4 spenn, ville dette påvirket lastfordelingen. Det ville ført til redusert moment midt i spennene, men økt moment over støttene.

Disse eksemplene viser hvordan forskjellige konstruktive valg kan påvirke bruas oppførsel og kapasitet. Videre kan de beregnede resultatene variere noe fra det reelle tilfellet, avhengig av de antagelsene som er gjort. Dette understreker viktigheten av å ha nøyaktige og detaljerte tegninger og dokumentasjon for en presis analyse.

**6.2.2 Jordtrykket**

Det at jordtrykket som virker på landkarene ikke er tatt hensyn til, kan føre til unøyaktige resultater i beregningene. Jordtrykket kan føre til horisontale krefter som presser mot landkarene, noe som kan påvirke stabiliteten og bæreevnen til ståldragerne som hviler på dem. Dette kan føre til økt risiko for deformasjon eller sammentrykning av disse dragerne. Ekstern veileder har informert om at det er blitt gjort observasjoner på masser som har sklidd ut under landkarene. Dette kan ytterligere svekke bæreevnen til landkarene, og skape en fare for at enda mer masser sklir ut. Slike bevegelser kan føre til økt ustabilitet og potensielle skader på brua, noe som understreker behovet for grundigere undersøkelser og forsterkning av landkarene hvis nødvendig.

**6.2.3 Feilberegning av snølasten**

I beregningene for snølast ble det som følge av en feiltolkning av kravene i Eurokoden, benyttet en karakteristisk snølast på  $2,5 \text{ kN/m}^2$  i stedet for  $3,5 \text{ kN/m}^2$ . Denne feilen ble oppdaget etter at alle analysene av lastpåvirkningene på brua var utført. Det ble konkludert med å ikke gjøre en ny analyse med snølast på  $3,5 \text{ kN/m}^2$ .

Hovedårsaken til denne beslutningen er at det er svært liten sannsynlighet for at brua faktisk vil oppleve en så stor snølast. Under i figur 6.1, er tabell E.1 fra EK1-1-3, tillegg E, som viser gjennomsnittlig tyngdetetthet for snø. Denne informasjonen gir en bedre forståelse av snølastens påvirkning på brua og understreker viktigheten av å bruke realistiske laster i beregningene.

**Tabell E.1 – Gjennomsnittlig tyngdetetthet for snø**

Snøtype	Tyngdetetthet [kN/m <sup>3</sup> ]
Nysnø	1,0
Fast snø (flere timer eller dager siden snøfall)	2,0
Gammel snø (flere uker eller måneder etter snøfall)	2,5 - 3,5
Våt snø	4,0

*Figur 6.1: Tyngdetetthet for forskjellige typer snø. (Tabell E.1 fra EK1-1-3)*

Det er svært lite sannsynlig at brua vil bli utsatt for så store snømengder, da dette ville kreve betydelige mengder nysnø eller fast snø på brua over lengre perioder, alt fra ca 1-3 m ut fra tettheten. Slike ekstreme snøforhold forekommer sjelden på lavlandet i Trondheim. Videre er det vanskelig å samle opp så store mengder snø uten at det faller i elva, da rekkverket har en høyde på bare 1,15 m. Den karakteristiske snølasten som angis i tabellen er også beregnet for områder hvor snø vanligvis ikke fjernes, i motsetning til en gang- og sykkelbru der snøen vil bli fjernet. Til slutt antas det at en endring fra 2,5 kN/m<sup>2</sup> til 3,5 kN/m<sup>2</sup> vil ha en liten innvirkning på analyseresultatene.

#### 6.2.4 Den vertikale vindlasten

Ved beregning av den vertikale vindlasten på brua, ble det brukt en bredde på 10,45 m. Dette er teoretisk sett ikke helt nøyaktig, da denne bredden bare forekommer der rekkverket er festet og bjelkelaget stikker ut. En mer nøyaktig tilnærming ville vært å bruke bredden fra rekkverket og innover, som er kontinuerlig langs hele lengden av brua, og som er omtrent 9,35 m.

#### 6.2.5 Lastenes påvirkning

Under beregningene av kjøretøyenes punktlaster, ble lasten opprinnelig fordelt over et område på 20x20 cm. Senere ble denne lasten fordelt på et større område, og som følger et større

antall komponenter for å gi en mer realistisk representasjon. Uten eksakte beregninger ble det gjort kvalifiserte estimater basert på informasjon fra veiledere. Det er derfor mulig at arealene for lastfordeling på de ulike komponentene ikke er helt nøyaktige. Det er også mulig at lastene sprer seg over et større område enn hva som er beregnet, da det ikke er sannsynlig at de vil virke på et mindre område. Som et resultat kan de faktiske lastvirkningene og spenningene på komponentene være lavere enn antatt i beregningene, siden det her baserte seg på en ganske teoretisk tilnærming.

De manuelle analysene av lastenes påvirkning på konstruksjonen er forenklete og sannsynligvis ikke helt nøyaktige, da de kun ble brukt som en tilnærming for å kontrollere den automatiske analysen i Focus. Det antas at verdiene Focus produserer er mer pålitelige for mer komplekse konstruksjoner enn en enkelt bjelke som kan analyseres ved håndregning. Siden de samme verdiene ble oppnådd både i Focus og ved manuell kontroll for ståldragerne, kan resultatene fra Focus betraktes som troverdige for samtlige komponenter.

Det kan ikke konkluderes med at de valgte lastplasseringene, spesielt av punktlastene fra trafikk, er de mest kritiske. Imidlertid er det forsøkt å identifisere det som antas å være mest kritisk med tanke på skjær og moment, henholdsvis ved plassering av lastene nær opplageret og tilnærmet midt i spennet.

Hvis nødvendig, kunne muligheten for å forbedre fordelingen av krefter og spre spenninger over et større område blitt utforsket. En løsning kunne vært å introdusere en stålplate, eventuelt aluminium hvis egenvekten til stål er for høy, mellom asfalten og tredekket. Denne platen ville fungert som et ekstra lag som fordeler belastningen jevnt over et større område. På denne måten kunne belastningen reduseres på de enkelte komponentene og dermed økt den generelle stabiliteten og levetiden til konstruksjonen. Dette tiltaket ville spesielt vært nyttig hvis det var behov for å håndtere økte belastninger eller forbedre konstruksjonens bæreevne.

### **6.3 Konstruksjonen som helhet**

Det er viktig å tenke på at brua tidligere har vært benyttet av tungtrafikk med totalvekt på opp mot 50 tonn gjennom snart 70 år - og nå vurderes potensialet den har som en gang- og sykkelbru. Ved tidligere bruk hadde riktignok de større kjøretøyene et større areal å fordele lasten på. I analysen som er utført, ble lasten fra G1 modellert med 4 kontaktpunkter på 20x20 cm, mens større kjøretøy enn dette vanligvis har flere dekk per aksel og flere akslinger.

Selv om det ikke er inkludert i analysen, har brua tidligere vært godkjent for større laster, selv om det i noen tilfeller har vært utnyttelser på opptil 100% ifølge informasjon mottatt fra veiledere.

Lastene fra servicekjøretøyene på brua vil mest sannsynlig være kritiske med tanke på kapasitet, sett fra et realistisk perspektiv. Sannsynligheten for at brua vil bli belastet med en “personlast” på 5 kN/m over hele overflaten, noe som tilsvarer omtrent 5-6 personer per kvadratmeter, er svært liten. Dette scenarioet vil trolig aldri inntreffe, og de mest sannsynlige tilfellene hvor en så stor “personlast” oppstår, er ved arrangementer som 17. mai-tog eller korpsmarsjer. Likevel er det en teoretisk mulighet for en last på 5 kN/m, og derfor må dette tas med i betraktningen.

### 6.3.1 Treverket

Kapasitetsberegningene for treverket indikerer at ingen av trekomponentene på brua blir overbelastet. Både dekket, tverrbjelkene og rekkverket har tilstrekkelig kapasitet til å håndtere de påførte lastene, både vertikalt og horisontalt. For vertikal belastning er lastfordelingen avgjørende for om bjelkene og dekket overskrides i kapasitet. Som tidligere nevnt i kapittel 4.2, fordeles den mest kritiske lasten på tre bjelker og henholdsvis to og tre bord i kjøre- og gangbanen. Dette bygges på kravet om at servicekjøretøyets hjul skal ha en kontaktflate på 20x20 cm. Hvis dekkene hadde vært mindre, ville lasten fordelt seg over færre komponenter, noe som potensielt kunne vært kritisk. Spesielt tverrbjelkene, som ved lastfordeling på tre bjelker nærmer seg maksimal utnyttelse, kunne blitt overbelastet dersom kontaktflaten til kjøretøyet hadde vært mindre.

Tabell 6.1 og 6.2 viser hvordan spenningen i trekomponentene endres hvis lasten fordeles på én færre komponent. For trebjelkene vil dette føre til at både skjær- og momentkapasiteten overskrides, og for tredekket vil skjærkapasiteten nærme seg grensen for hva den kan belastes med. Ut fra dette er det viktig å komme frem til riktig lastfordeling for å ende opp med realistiske resultater.

## Skjærspenning i dekke og bjelker, fordelt på én færre komponent

	48x148	85,5x223	98x198
$f_{v,d}$ [MPa]	2,08	2,08	2,26
$\tau_{max}$ <b>originalt</b> [MPa]	1,25	0,74	1,86
<b>Utnyttelse</b> [%]	60	36	82
$\tau_{max}$ <b>ved 1 færre</b> [MPa]	1,88	1,48	2,79
<b>Utnyttelse</b> [%]	90	71	123

Tabell 6.1: Teoretisk skjærspenning for treverk ved mindre lastfordeling.

## Momentspenning i dekke og bjelker, fordelt på én færre komponent

	48x148	85,5x223	98x198
$f_{m,d}$ [MPa]	12,48	12,48	16,39
$\sigma_{max}$ <b>originalt</b> [MPa]	2,99	1,03	12,71
<b>Utnyttelse</b> [%]	24	8	78
$\sigma_{max}$ <b>ved 1 færre</b> [MPa]	4,49	2,06	19,07
<b>Utnyttelse</b> [%]	36	17	116

Tabell 6.2: Teoretisk momentspenning for treverk ved mindre lastfordeling.

En annen viktig faktor for trematerialene er de antatte styrkeklassene. Som nevnt i kapittel 2.1.2, har det ikke vært mulig å utføre en visuell kontroll av oversiden på trebordene, ettersom de er dekket av asfalt. Derfor er det ikke mulig å fastslå tredekkets tilstand direkte.

### 6.3.2 Rekkverket

Ved analysen av rekkverkets kapasitet ble det besluttet å ikke inkludere vindlasten, da vinden uansett har begrenset areal å virke på på grunn av det åpne rekkverket, og dermed utgjør ikke utgjør et betydelig vindfang. Basert på analysen av de oppgitte lastene, viser det seg at rekkverket har tilstrekkelig kapasitet.

Det er verdt å merke seg at rekkverket ikke oppfyller dagens krav med hensyn til høyde, som beskrevet i N101, kap. 4.5.2. Kravene angir at minimumshøyden skal være 1,2 meter når det er under 25 syklistere per time, og 1,4 meter når det er over 25 syklistere per time. Rekkverket på brua har for øyeblikket en høyde på 1,15 meter.

Selv om alt på brua ikke oppfyller dagens krav, er det i prinsippet tillatt å fortsette å bruke den som den er, så lenge det ikke utgjør en direkte fare for brukerne. Imidlertid kan det av sikkerhetshensyn være fornuftig å oppgradere rekkverket i tråd med dagens standarder, spesielt med tanke på at brua ligger over Nidelva, en elv med sterke strømmer. Området

der brua befinner seg har også utfordrende forhold, noe som kan utgjøre en fare dersom noen skulle falle i elven.

### 6.3.3 Ståldragerne

Av materialene på brua er det kun kapasiteten til ståldragerne fra 1976 som er kritisk. Disse dragerne ligger under gangbanen, og det er mulig at de ikke ble dimensjonert for at servicekjøretøy skulle kunne kjøre over dem. Ifølge V412, kap. 3.2.9, angående baner med føringsavstand 1,5-2,5 m, står det: “Fysisk stengt for brøytetraktor, kan trafikkeres av personbiler. Kontrolleres for aksellast 20 kN inkl. rystelse” [22, s. 25]. Med gangbanens føringsavstand på 2,45 m frem til en eventuell riving av det, kan det antas at ståldragerne ble dimensjonert for en mindre nyttelast enn det som er tatt hensyn til i denne oppgaven, hvor det er lagt til grunn at et servicekjøretøy skal kunne kjøre over. Dette kan også forklare hvorfor det er blitt brukt drager med mindre tverrsnitt enn dragerne under kjørebanelen til brua. Dette er en viktig faktor å vurdere før eventuell fjerning av skillerekkverket, da det tillates at vedlikeholdskjøretøy også kan kjøre på gangbanen.

Som nevnt i kapittel 2.1.2, ble det observert at asfaltlaget over gangbanen er tynnere. Da det i lastberegningene ble antatt en asfalttykkelse på 12 cm over hele brua, vil den faktiske belastningen i virkeligheten være mindre. En halvering av asfalttykkelsen vil senke den jevnt fordelte lasten fra asfalten fra 3 kN/m<sup>2</sup> til 1,5 kN/m<sup>2</sup>. Valget om å anta en asfalttykkelse på 12 cm over hele brua ble gjort da gruppen ikke hadde eksakte tall på asfalttykkelsen over gangbanen. En nøye vurdering må også her gjennomføres før eventuelle høydeforskjeller utjevnes ved å øke asfalttykkelsen over gangbanen dersom skillerekkverket rives.

Antakelsene om stålqualiteten er avgjørende for kapasiteten og muligheten for videre bruk av ståldragerne. En ståldrager med en flytgrense  $f_y = 355$  MPa har en 50% større momentkapasitet enn en med  $f_y = 235$  MPa. Selv om kravet i V413 tilsier at det må benyttes  $f_y = 235$  MPa hvis det mangler materialesertifikater, er det stor sannsynlighet for at  $f_y$  er høyere for dragerne fra 1976.

En mulig viktig faktor som ikke er inkludert i kapasitetsberegningene, er utmattingslaster. Dette kan være relevant for eldre bruer som Sluppenbrua, som har blitt utsatt for betydelige belastninger over sin levetid. På grunn av begrensningene i oppgaven ble dette ikke vurdert.

### 6.3.4 Lagrene

Som beskrevet i kapittel 5.4, er lagerbelastningen for denne brua bare en sammenlikning opp mot Lafus blokklagre. Beregningene viser at maksimal horisontallast i x- og y-retning for Sluppenbrua, resulterer i en forskyvning som tilsvarer den maksimalt tillatte forskyvningen for Lafus lagre, noe som indikerer en betydelig horisontalt rettet belastning på brua. Selv om det forventes at moderne blokklagre har større kapasitet enn de fra 1953, kan det være andre produsenter som tilbyr lagre med enda høyere kapasitet enn Lafu, og at en sammenlikning opp mot disse ikke nødvendigvis er helt korrekt.

Beregningene for lagerforskyvning antar at den horisontale bremse- og sidelasten fordeles kun på to fastlagre. Imidlertid vil økende forskyvning i et system som består av flere komponenter vanligvis føre til at en større del av kreftene fordeles på flere komponenter. Det er derfor sannsynlig at bremse- og sidelasten vil fordele seg på flere enn bare to lagre dersom maksimal horisontallast skulle inntreffe.

### 6.3.5 Betongfundamentet

Kapasitetsberegningene for betongfundamentene indikerer at deres trykkapasitet er nesten fullt utnyttet. Likevel antas beregningene å være relativt konservative. Det forventes at trykkbelastningen på fundamentene vil ha en større arealflate enn lagerflatene, spesielt når kraften overføres gjennom betongen. Videre er det også sannsynlig at det er brukt armering i fundamentene, da det som nevnt i kapittel 2.5.3 har vært vanlig å bruke armert betong siden tidlig 1900-tallet. Rundt samme tid som Sluppenbrua ble bygget, ble glattarmering erstattet med kamstål, så det er vanskelig å fastslå hvilken type armering som er benyttet. Selv om trykkapasiteten ikke er overskredet, er det likevel valgt å se bort fra armering i fundamentene, hovedsakelig fordi det ikke finnes tegninger som dokumenterer dette.

### 6.3.6 Steinpilarene

Tilstanden til steinpilarene er av avgjørende betydning for evalueringen av Sluppenbrua, da disse pilarene er fundamentale for bruas fortsatte brukbarhet. Dersom pilarene ikke er tilstrekkelig stabile eller trygge, vil det kreves utbedringer eller alternative løsninger for å sikre bruas integritet. Pilarenes alder og de mange usikkerhetsmomentene knyttet til dem gjør det umulig å anta at de er tilstrekkelig uten en grundig undersøkelse. Siden pilarene har stått siden 1860-tallet, øker viktigheten av å nøye analysere deres tilstand. Argumentet om at pilarene nå vil bli utsatt for lavere belastninger enn tidligere, da de opprinnelig fungerte



som både jernbane- og veibru, er ikke tilstrekkelig til å garantere deres stabilitet.

### 6.3.7 Bruksgrense

I tabell 5.19 er en sammenlikning av opptredende forskyvning mot grenseverdiene.

Ut fra denne tabellen vises det at trebjelkene og ståldragerne av typen HE-A overskrider kravene til forskyvning i SLS, trolig på grunn av de antakelser som er gjort relatert til lastspredning. Trebjelkene overskrider kravet betydelig, med forskyvninger som er tre ganger større enn tillatt. Forskyvningen oppstår ved ytterkanten av bjelkelaget på grunn av punktlasten fra et hjul plassert midt i spennet. Forskyvningen er vist i figur 4.5. Dette kan fremstå som en altfor stor og muligens urealistisk forskyvning, særlig siden de andre komponentene som ikke oppfylte kravene, ikke hadde like store prosentvise avvik fra kravene satt av ligning 3.4.

Dette kan tyde på at lastspredningen til kreftene når de treffer bjelkelaget i realiteten er større enn antatt, da det ikke burde bli så store avvik i en eksisterende konstruksjon. Det er også mulig at grenseverdien som er satt er for streng, da det er observert at EK ved flere anledninger sier at krav gjerne skal fastsettes for hvert enkelt prosjekt.

## 6.4 Teori mot virkelighet

Ved gjennomføringen av en oppgave som dette blir analysene og de følgende resultatene ofte veldig teoretisk. Det er viktig å tenke på at disse tilnærmingene bør tilpasses og tolkes fra et mer realistisk perspektiv gjennom kritisk tankegang. Selv om mye av det teoretiske arbeidet i “teorien” er rett, kan det vise seg å fungere annerledes i praksis. Under er en redegjørelse for noen av tilnærmingene som er gjort med tanke på nettopp dette:

- **Rent teoretisk tilnærming ved analyse:** Ved beregningene ble konstruksjonen analysert med en rent teoretisk tilnærming for materialer og deres parametre basert på tilgjengelige dokumenter. Eventuelle observerte skader ble ikke tatt med i betraktningen. Det er også sannsynlig at materialklassene avviker fra det som ble antatt, da det ble gjort svært konservative antakelser som teoretisk sett skal kunne være lavere.
- **Realistiske snølaste:** Feilen som ble gjort ved beregningen av snølasten har i ettertid vist seg å kanskje føre til en mer realistisk vurdering av snølasten, noe som kanskje ikke ville blitt oppdaget hvis ikke feilen hadde blitt identifisert. Selv om det

er krav til hvordan ting skal beregnes, er det viktig å vurdere sannsynligheten rundt disse kravene. Det er rett og slett svært usannsynlig at det noensinne vil ligge 1-3 meter med snø på denne brua over lengre tid uten å bli fjernet.

- **Korrekt lastfordeling i konstruksjonen:** Å ha en nøyaktig lastfordeling innad i konstruksjonen, spesielt med tanke på spredning mellom komponenter, er avgjørende for pålitelige beregninger. Rent teoretisk betraktes ofte laster som fordelt i en vinkel på  $45^\circ$  vertikalt direkte under belastningspunktet. I praksis samarbeider komponentene i en konstruksjon mer og fordeler lasten seg mellom, spesielt i områder med stor belastning. Selv om dette ikke er nøyaktig analysert, er det gjort rimelige antakelser. I kapasitetsberegningen for tredekket horisontalt i kapittel 5.2.2 nevnes skiveeffekten, som illustrerer dette prinsippet ytterligere. Derfor kan det antas at de beregnede spenningene og lastene på flere komponenter i virkeligheten er lavere enn det som er beskrevet.
- **Korrekt antakelse av kritiske laster:** Når trafikklasten vurderes for brua, må det tas hensyn til både en jevnt fordelt last på  $5 \text{ kN/m}^2$  og punktlaster fra dekkene på servicekjøretøy i klasse G1. Det er lite sannsynlig at en jevnt fordelt last av denne størrelsen, som skyldes menneskelig aktivitet, vil opptre over hele brua, med tanke på den faktiske mengden mennesker som beveger seg over den til vanlig. Derfor er det viktig å ta hensyn til et mer realistisk scenario når kritiske laststørrelsene beregnes.
- **Realistisk tverrsnittsreduksjon av ståldragerne:** Antakelsene om dragernes tverrsnitt, basert på skademeldinger og dokumenterte gjenværende tverrsnittstykkelser, er en avgjørende faktor i kapasitetsberegningen. Imidlertid er det viktig å være klar over at de tre tilfellene av tverrsnittsreduksjon kun er basert på begrensede målinger i deler av konstruksjonen, og derfor ikke nødvendigvis representerer hele dragernes dimensjoner nøyaktig - men er heller sannsynlige tilnærminger. I virkeligheten kan dragerne ha andre tykkelser enn det som er beregnet. Videre er det også lite sannsynlig at en hel drager har en tverrsnittsreduksjon tilsvarende tilfelle 4 i tabell 5.5.
- **Faktiske asfalttykkelser:** Ved beregningene ble det forutsatt et tykkere lag med asfalt enn det faktisk er i gangbanen. Som et resultat vil dragerne under gangbanen i virkeligheten bli mindre belastet i realiteten. Disse dragerne, som er avgjørende i beregningene, kunne muligens vært tilstrekkelige hvis en mindre asfalttykkelse hadde

blitt tatt i betrakning. Ved prosjektering av bru er begrensningen ofte asfalttykkelsen til det minimale for å begrense de påførte lastene.

### 6.5 Faktorer som ikke er undersøkt

#### 6.5.1 Økonomi

Det er valgt å utelate denne faktoren med tanke på omfanget av analysen, samt fordi fokuset i oppgaven ligger på den eksisterende konstruksjonen i stedet for å vurdere nye løsninger. Hvis denne oppgaven hadde vært en prosjektering av en ny konstruksjon eller inneholdt mer spesifikke forbedringsforslag, ville det vært hensiktsmessig å inkludere dette.

#### 6.5.2 Miljø

Det er et relevant å nevne de potensielle miljøbesparelsene ved å videreføre og eventuelt forbedre den eksisterende konstruksjonen sammenlignet med å bygge en helt ny bru, selv om dette ikke er hovedfokuset i oppgaven. Det er også viktig å være oppmerksom på at ståldragerne er behandlet med blymaling, og pussing av dette kan potensielt føre til forurensning av Nidelva.

#### 6.5.3 Konstruksjonsrelatert

- En viktig faktor som ikke er undersøkt i denne oppgaven er knutepunktene mellom materialene. Knutepunktene er kritiske for at brua skal være tilstrekkelig når det skal overføres store krefter gjennom dem.
- Som nevnt i kapittel 2.1.3 er ikke de små ståldragerne i hver ende av gangbanen tatt med i beregninger.
- Steinpilarer, en veldig viktig faktor. Se 2.1.3 og 6.3.6 for begrunnelser.

### 6.6 Oppsummering av feilkilder, mangler og usikkerhetsmomenter

Nedenfor følger en oppsummering av de feilkildene, manglene og usikkerhetsmomentene som har blitt identifisert i gjennomføringen av denne rapporten, hvor de fleste er diskutert i tidligere avsnitt:

- Mangler rundt informasjon om materialfasthetsklasser, som fører til mange antakelser og sannsynligvis konservative beregninger.
- Tverrsnitt til ståldragerne, hvor mye disse skal reduseres som følge av korrosjon.

- Tegninger som ikke nøyaktig representerer den faktiske konstruksjonen.
- Upresise størrelser på laster, knyttet til asfalttykkelse og snølasten.

### 7 Konklusjon

Basert på de gjennomførte beregningene konkluderes det med at Sluppenbrua ikke oppfyller kravene for å fungere som en gang- og sykkelbru. Dette skyldes overbelastning av momentkapasiteten til ståldragerne av typen HE-A. Korrosjon har påvirket disse dragerne, og det må derfor antas at tverrsnittet deres er redusert. Selv ved kontroll av plastisk momentkapasitet viser beregningene at dragerne ikke har tilstrekkelig kapasitet når tverrsnittet reduseres med 5 % i flensen og 2,5 % i steget.

Kapasiteten til andre komponenter, som treverk og betongfundamentet, er vurdert til å være tilstrekkelig for å håndtere belastningene. Det er imidlertid usikkerhet knyttet til kapasiteten til lagrene, da det ikke var mulig å finne dokumentasjon på deres kapasitet. Gitt at de tidligere har håndtert større horisontallaster da brua fungerte som trafikkbru, antas det likevel at disse også vil være tilstrekkelige for bruk som gang- og sykkelbru. Flere av bruas komponenter oppfyller heller ikke kravene for forskyvninger.

## 8 Veien videre

Videre vurdering og analyse av Sluppenbrua bør omfatte testing og målinger av materialene for å bestemme deres fasthetsklasser. Dette er essensielt for å oppnå mer nøyaktige beregninger av kapasiteten til brua. Særlig viktig er dette for ståldragerne, da kapasitetsberegningene viser at de kan ha tilstrekkelig momentkapasitet med en høyere  $f_y$ .

Det er også nødvendig å utføre grundige målinger av tverrsnittene på dragerne for å fastslå de faktiske dimensjonene. Videre bør det implementeres tiltak for å hindre ytterligere korrosjon på ståldragerne, samtidig som det sikres at dette ikke medfører miljøforurensning.

Å skaffe mer detaljert informasjon om lagrene er også viktig for å sikre at de tåler de belastningene de utsettes for. Dette kan omfatte grundige undersøkelser og tester for å verifisere lagrenes bæreevne under de aktuelle forholdene.

Til slutt er det nødvendig å gjennomføre en grundig undersøkelse av steinpilarene, ettersom de er avgjørende for bruas tilstand. Hvis resultatene indikerer at pilarene ikke er sikre å bruke, må det vurderes om de bør forsterkes eller om bruken av dem skal opphøre. Dette kan inkludere inspeksjoner, tester og evaluering av pilarenes strukturelle integritet for å bestemme om de oppfyller kravene til sikker bruk.

## Referanser

- [1] Gisle Solvoll. *Statens vegvesen*. I: *Store norske leksikon*. 28. des. 2023. URL: [https://snl.no/Statens\\_vegvesen](https://snl.no/Statens_vegvesen) (sjekket 10.05.2024).
- [2] Eli Fremstad og Per Gustav Thingstad. *Nidelva, Trondheims hjerte. Bli med ut 7: 58-59*. NTNU Vitenskapsmuseet, 2007.
- [3] Lone Martinsen. *Nå stenges brua for trafikk*. Nidaros. 22. jun. 2023. URL: <https://www.nidaros.no/5-113-459078> (sjekket 01.05.2024).
- [4] Miljøpakken. *Nydalsbrua – ny bru på Sluppen*. Miljøpakken. URL: <https://miljopakken.no/prosjekter/sluppen-bru> (sjekket 01.05.2024).
- [5] European Commission. *About the EN Eurocodes | Eurocodes: Building the future*. About the EN Eurocodes. URL: <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/en-eurocodes/about-en-eurocodes> (sjekket 24.04.2024).
- [6] Standard Norge. *Eurokoder*. Eurokoder. URL: <https://standard.no/fagomrader/eurokoder/> (sjekket 24.04.2024).
- [7] Standard Norge. *NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016*. Eurokode — Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Mai 2016. URL: <https://online.standard.no/nb/ns-en-1990-2002a1-2005ac-2010na-2016>.
- [8] Statens vegvesen. *Om håndbøkene*. Om håndbøkene. URL: <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/om-handbokene/> (sjekket 24.04.2024).
- [9] Statens vegvesen. *R110:2023*. R110 Modellgrunnlag. 16. jun. 2023. URL: <https://store.vegnorm.vegvesen.no/r110> (sjekket 24.04.2024).
- [10] Focus Software AS. *Focus Konstruksjon 2D - Sogelink - Focus Software AS*. 9. jun. 2020. URL: <https://www.focus.no/produkter/focus-konstruksjon-2d/> (sjekket 26.04.2024).
- [11] *Overleaf - Kunnskapsbasen - NTNU*. URL: <https://i.ntnu.no/wiki/-/wiki/Norsk/Overleaf> (sjekket 19.05.2024).
- [12] *LaTeX - Installasjon og introduksjon - Kunnskapsbasen - NTNU*. URL: <https://i.ntnu.no/wiki/-/wiki/Norsk/LaTeX+-+Installasjon+og+introduksjon#section-LaTeX+-+Installasjon+og+introduksjon-Hvordan+bruke+LaTeX> (sjekket 19.05.2024).

- [13] *Hvorfor kan bruk av tre bidra til å løse klimakrisen?* Moelven. 15. jan. 2018. URL: <https://www.moelven.com/no/aktuelt-og-nyheter/nyhetsarkiv/2018/hvorfor-kan-bruk-av-tre-bidra-til-a-lose-klimakrisen/> (sjekket 18.05.2024).
- [14] *Glued-laminated timber (GLT)*. URL: <https://www.storaenso.com/en/products/mass-timber-construction/building-products/glulam> (sjekket 12.05.2024).
- [15] Jan Ketil Solberg, Nils Christensen og Almar Almar-Næss. *stål*. I: *Store norske leksikon*. 3. mai 2024. URL: <https://snl.no/st%C3%A5l> (sjekket 12.05.2024).
- [16] Nils Ryum og Almar Almar-Næss. *bessemerprosessen*. I: *Store norske leksikon*. 22. aug. 2023. URL: <https://snl.no/bessemerprosessen> (sjekket 12.05.2024).
- [17] Hans Thomas Øderud og Rasmus S. Nordahl. *Brooklyn Bridge*. I: *Store norske leksikon*. 22. aug. 2023. URL: [https://snl.no/Brooklyn\\_Bridge](https://snl.no/Brooklyn_Bridge) (sjekket 13.05.2024).
- [18] Betong Norge. *Fakta om betong*. URL: <https://www.betong.no/fakta-om-betong/> (sjekket 10.05.2024).
- [19] Ann Kristin Kvellheim og Katharina Bramslev. *Betong er en del av klimaløsningen*. SINTEF. 14. apr. 2020. URL: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/> (sjekket 10.05.2024).
- [20] Jan Vincent Thue. *armeringsstål*. I: *Store norske leksikon*. 22. aug. 2023. URL: <https://snl.no/armeringsst%C3%A5l> (sjekket 20.05.2024).
- [21] Statens vegvesen. *N400:2024*. N400 Bruprosjektering. 2024. URL: <https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859986/nb>.
- [22] Statens vegvesen. *V412:2023*. V412 Bæreevneklassifisering av bruer, laster. 2023. URL: <https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859962/nb>.
- [23] Standard Norge. *NS-EN 1991*. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. URL: <https://standard.no/fagomrader/eurokoder/eurokode-1-laster-pa-konstruksjoner/>.
- [24] Dlubal Software. *HE650A Cross-Section Properties*. URL: <https://www.dlubal.com/en/cross-section-properties/he-650-a-euronorm-53-62-arcelormittal-2011> (sjekket 09.04.2024).



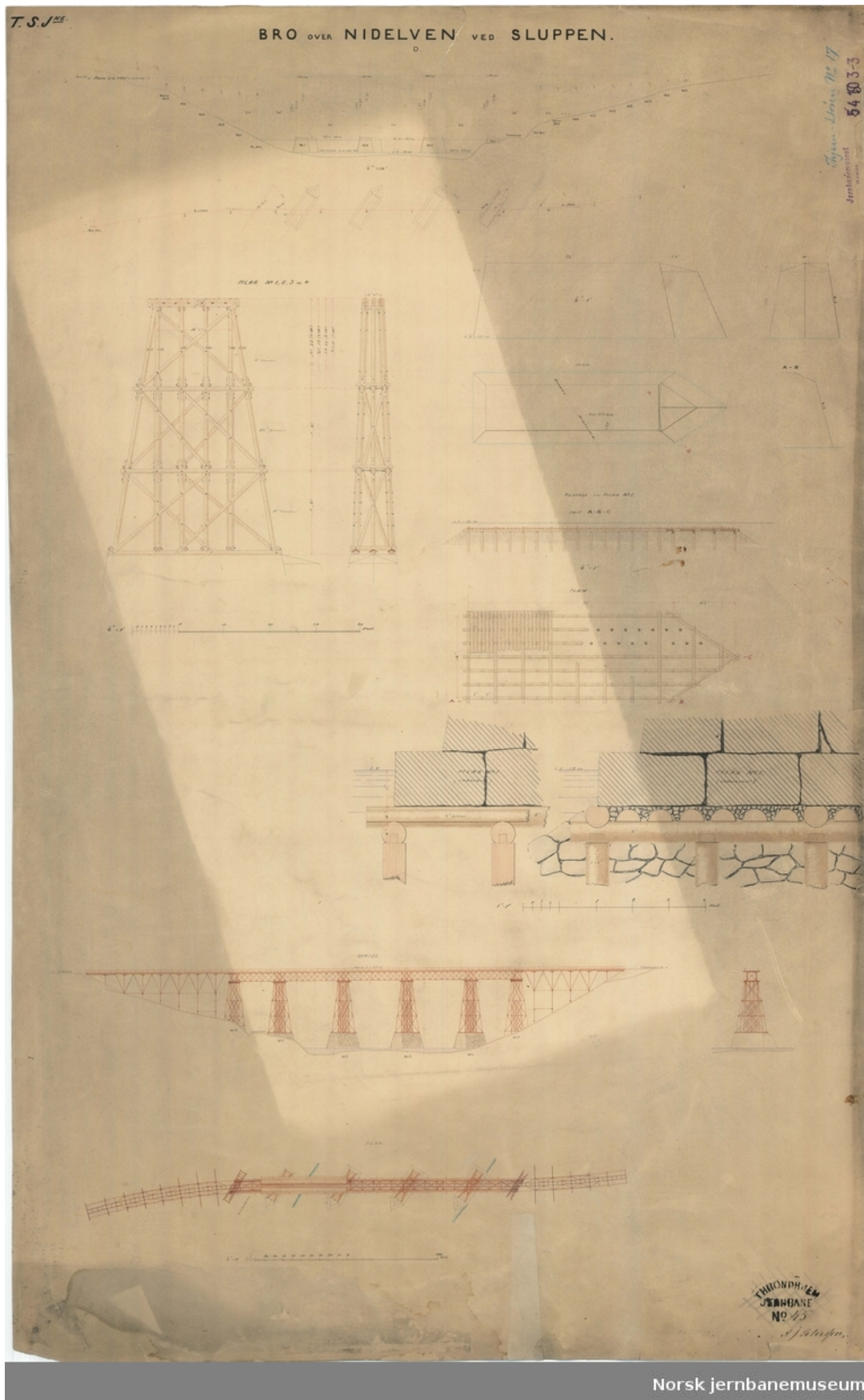
- [25] Dlubal Software. *HE900A Cross-Section Properties*. URL: <https://www.dlubal.com/en/cross-section-properties/he-900-a-euronorm-53-62-arcelormittal-2011> (sjekket 09.04.2024).
- [26] Dlubal Software. *HEA1000 Cross-Section Properties*. URL: <https://www.dlubal.com/en/cross-section-properties/hea-1000-din-1025-3-1994-03-euronorm-53-62> (sjekket 09.04.2024).
- [27] Dlubal Software. *HEA800 Cross-Section Properties*. URL: <https://www.dlubal.com/en/cross-section-properties/hea-800-din-1025-3-1994-03-euronorm-53-62> (sjekket 09.04.2024).
- [28] Oslo Gjerde AS. *Autovern skinne 310 mm*. URL: <https://oslogjerde.no/produkt/gjerder--rekkverk/vegarekkverk-skinne/> (sjekket 02.05.2024).
- [29] Standard Norge. *NS-EN 1995*. Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. URL: <https://standard.no/fagomrader/eurokoder/eurokode-5/>.
- [30] Standard Norge. *NS-EN 1995-1-1:2004+A2:2014+NA:2024*. Eurokode 5 - Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Feb. 2024. URL: <https://online.standard.no/nb/ns-en-1995-1-1-2004a2-2014na-2024-2>.
- [31] Kartverket. *Høydedata*. URL: <https://hoydedata.no/LaserInnsyn2/> (sjekket 06.05.2024).
- [32] Runald Walter Meyer. *dynamisk last*. I: *Store norske leksikon*. 22. aug. 2023. URL: [https://snl.no/dynamisk\\_last](https://snl.no/dynamisk_last) (sjekket 15.05.2024).
- [33] Statens vegvesen. *N101:2022*. N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr. 2022. URL: <https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859965/nb>.
- [34] Statens vegvesen. *N-V161:2024*. N-V161 Rekkverk på bruer og støttemurer. 2024. URL: <https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859991/nb>.
- [35] Standard Norge. *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010*. Eurokode 1 - Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer. Apr. 2010. URL: <https://online.standard.no/nb/ns-en-1991-2-2003na-2010>.
- [36] Standard Norge. *NS-EN 1337-3*. NS-EN 1337 - Konstruksjonslager - Del 3: Elastomerlagere. Jan. 2005. URL: <https://online.standard.no/nb/ns-en-1337-3-2005>.

- [37] Runald Walter Meyer. *vipping - stabilitestfenomen*. I: *Store norske leksikon*. 1. des. 2022. URL: [https://snl.no/vipping\\_-\\_stabilitestfenomen](https://snl.no/vipping_-_stabilitestfenomen) (sjekket 08.05.2024).
- [38] Statens vegvesen. *V413:2023*. V413 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer. 2023. URL: <https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859963/nb>.
- [39] Standard Norge. *NS-EN 1993*. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. URL: <https://standard.no/fagomrader/eurokoder/eurokode-3-prosjektering-av-stalkonstruksjoner/>.
- [40] Standard Norge. *NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015*. Eurokode 3 — Prosjektering av stålkonstruksjoner — Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Jun. 2015. URL: <https://online.standard.no/nb/ns-en-1993-1-1-2005a1-2014na-2015>.
- [41] Per Kristian Larsen. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, 3. utgave. Fagbokforlaget, 2020.

# VEDLEGG

## A Brutegninger

### A.1 Brutegning 1884 - jernbanebru





A.3 Brutegning 1953 - lager

Lager for stålbejelkebru.

Stykkliste.

Stykk nr.	Antall	Vekt i kg.		Materiale	Merknad
		posik.	i alt		
X				Sj. 26-91	
2	12	12.2	146	"	
3				"	
4	12	12.3	148	"	

Sum 294 kg.

Anleggsflaten (linjen) for ② og ④ pusses rett med fil e. lign.

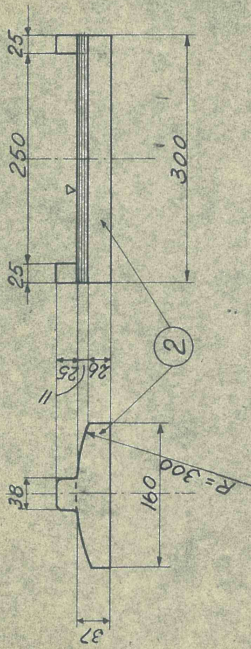
Anleggsflaten (stål mot stål) for ① bålves. Rutte ③ streives.

De angitte tykkelser av lagerplatene er nettomål.

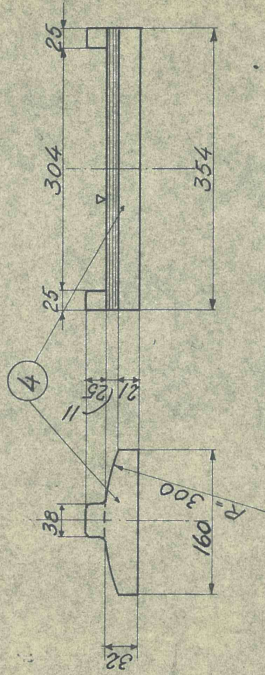
Lagerplatene ② og ④ støpes minst 10 mm inn i betongen.

Lagertrykk = 27.5 tonn.

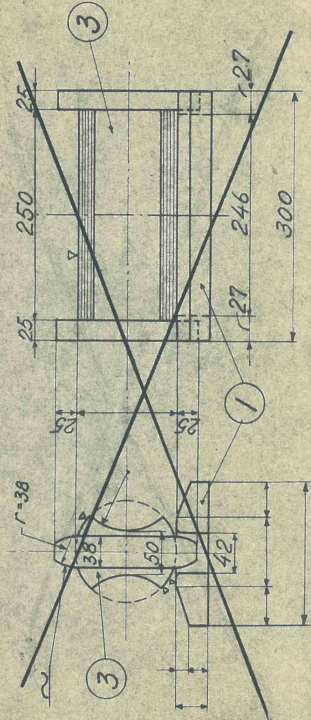
Fast lager



Glidelager



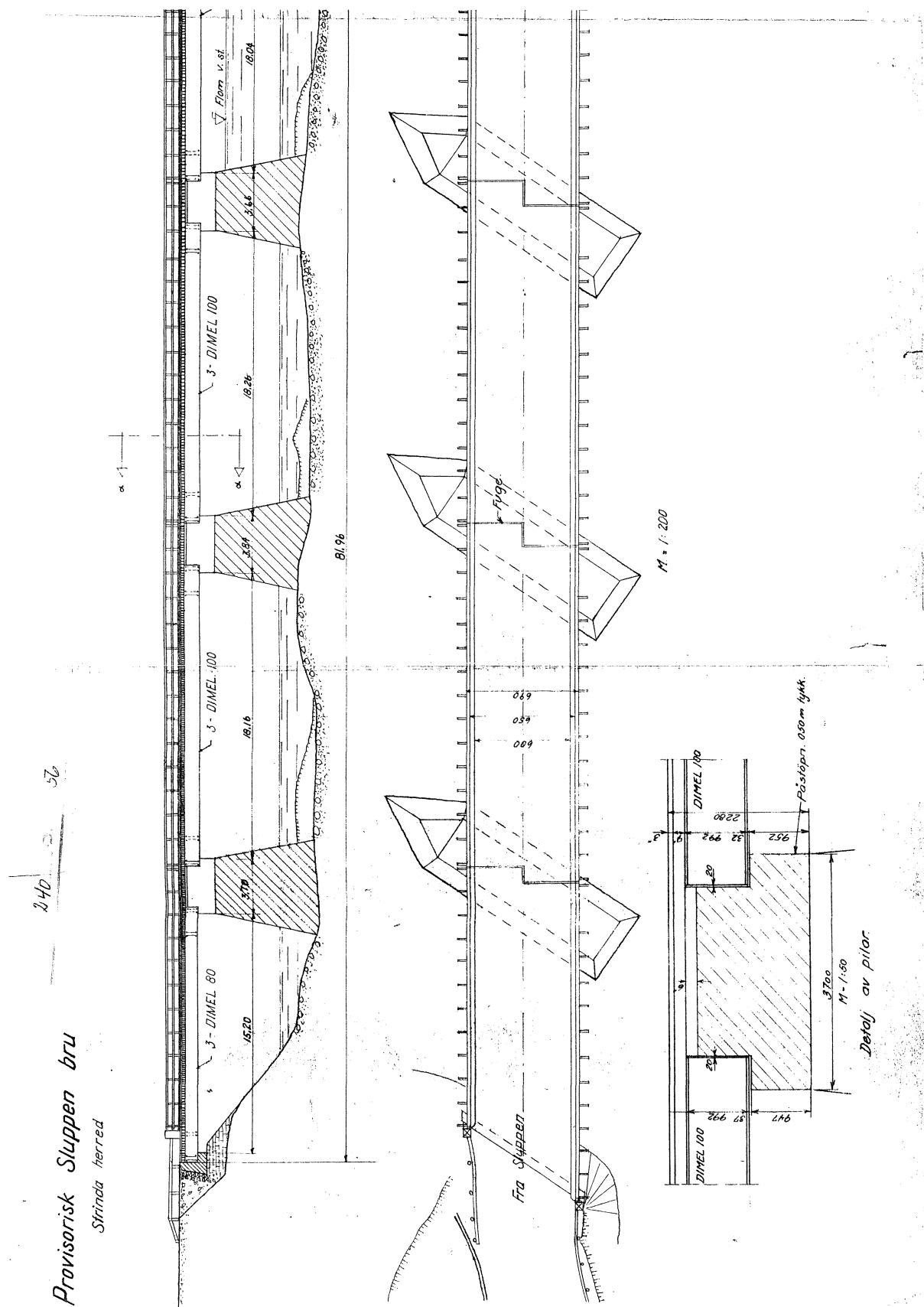
Rullelager



Sluppen prøv bru		Ut-fyllt:	S.K.
Sør-føndelag. fylte		Kfr:	K5J
Vegdirektoratet, Os, 16. 23/9-53		Erstatning for:	
Brukontoret		Bl. II 169/53	
Omslag		Erstattet av:	

# VEDLEGG

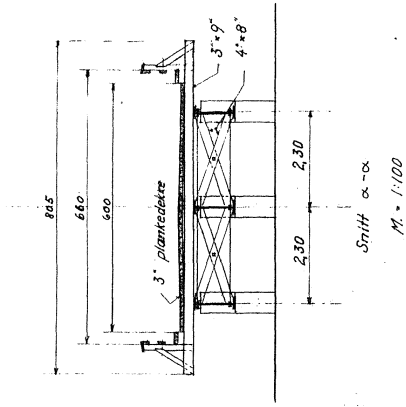
## A.4 Brutegning 1955 - etter ombygningen i 1954



Provisorisk Sluppen bru  
Sfrinda herred

240 56

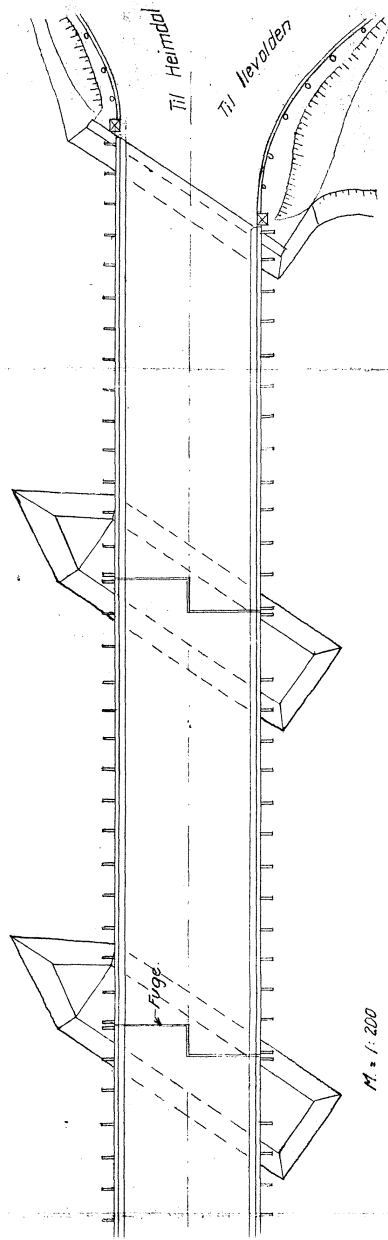
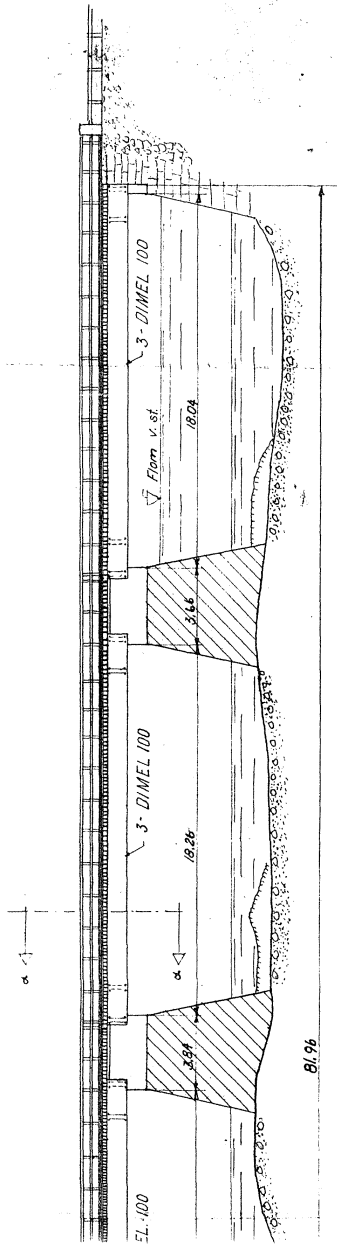
# VEDLEGG



Støtjelerkebru med tredekte  
 Lysvidde: 15,20 + 18,16 + 18,26 + 18,04  
 Spennvidde: 16,19 + 19,06 + 19,06 + 19,06  
 Total lengde: 81,96  
 Kjørebanebredde: 6,00  
 Lastklasse 2/1947  
 Dekke og rekkverk av Fjöringimøreg  
 materialer.  
 Ny ombygning 1954.  
 Km 4,0

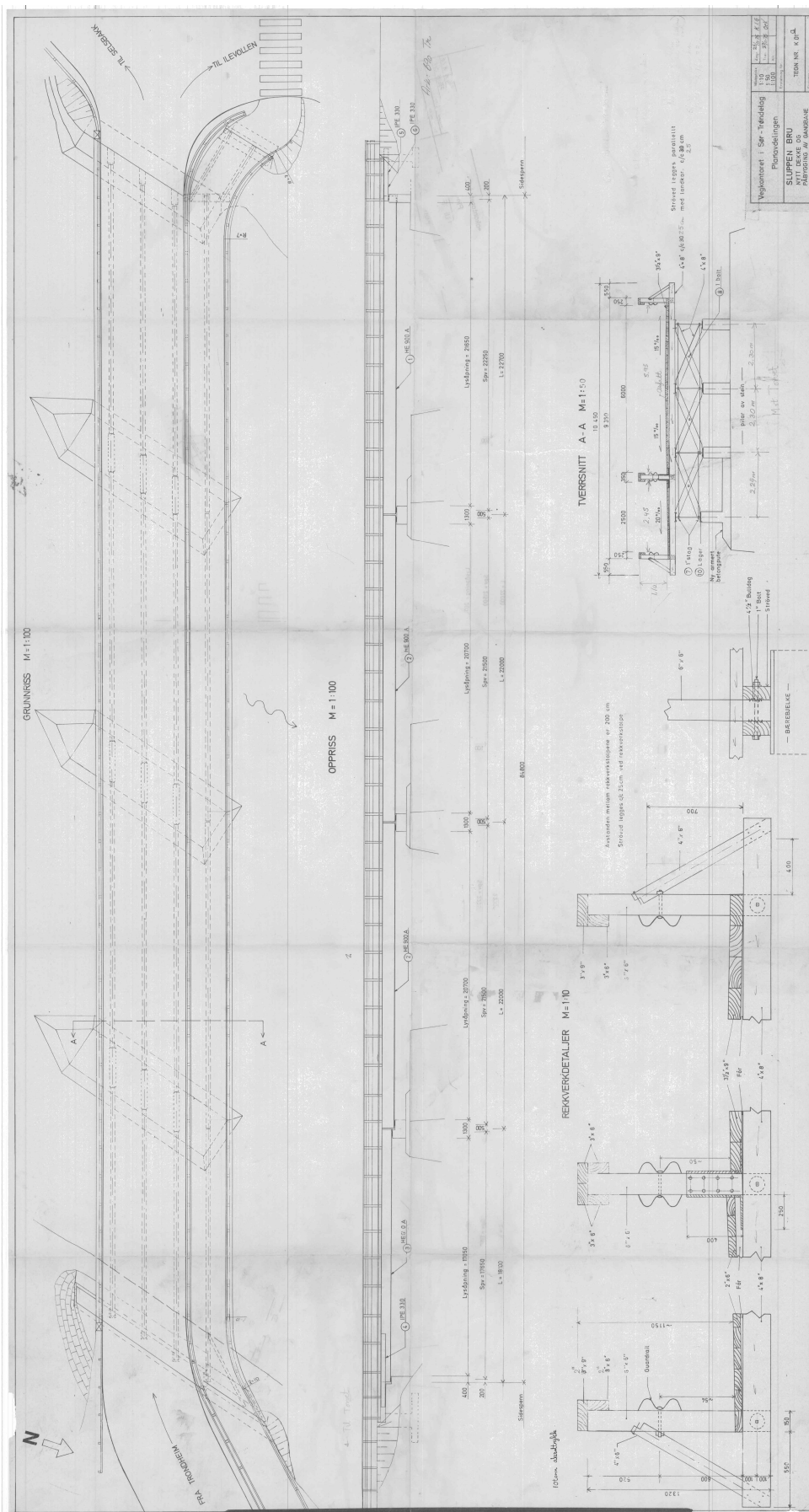
Harred. Sfrinda	165/153	165/153
LEGG	2, 47	160
TRINN	100	
Sluppen bru		

Vegvesenet i Sör-Tröndelag 20-1-1955



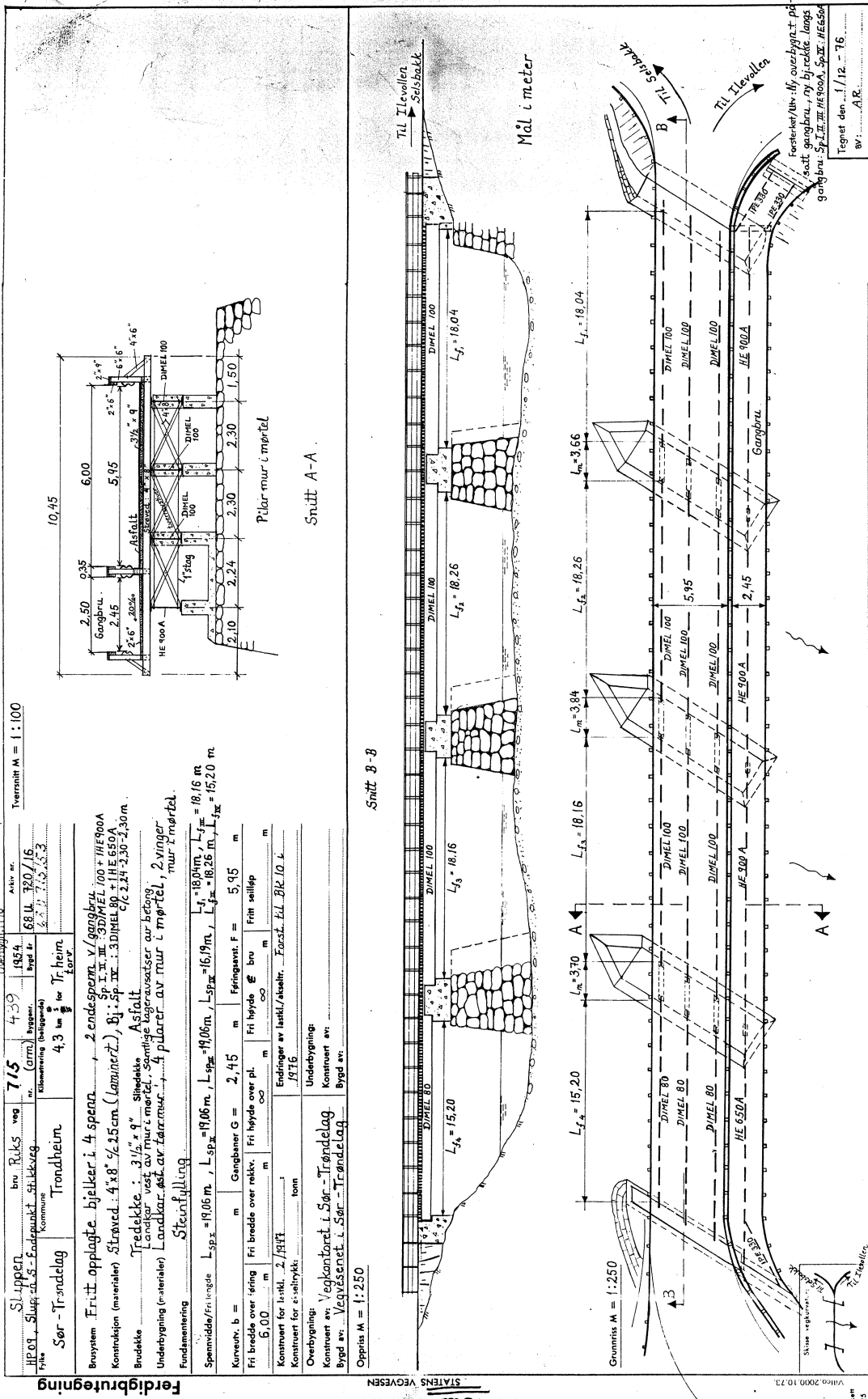
# VEDLEGG

## A.5 Brutegning 1975 - gangbanebjelker og rekkverk, dagens konstruksjon





A.6 Brutegning 1976 - dagens konstruksjon



Overbygd 1976

Sluppen bru Riks veg 715 439 1954

HP 09, Sluppen Sør-Trøndelag 68. II. 320/16

Kommune: Tromsheim

Bygd av: 4,3 km

Bygd for: 1954

Bygd av: 4,3 km

Brusystem: Fri-utt opplagte bjelker i 4 spenn, 2 endespenn v/ gangbrua. 3DIMEL 100 + IHE 900A

Konstruksjon (materiale): Ståvel, 4x8" 1/2 25cm (laminert), Bj. Sp. I. II. III. 3DIMEL 80 + IHE 650A

Brudette: 3 1/2" x 9" Ståvel, Asfalt

Underbygning (materiale): Landkar, 4x8" av tømmer, 4 piler av mur i mørtel, 2 vinger mur i mørtel.

Fundamentering: Steinfylling

Spennvidde/Fri lengde: L<sub>sp.1</sub> = 19,06 m, L<sub>sp.2</sub> = 19,06 m, L<sub>sp.3</sub> = 16,19 m, L<sub>sp.4</sub> = 18,16 m, L<sub>sp.5</sub> = 15,20 m

Kurv. b = m, Gangbaner G = 2,45 m, Feringshv. F = 5,95 m

Fri bredde over søing: 6,00 m, Fri bredde over rekt.: m, Fri høyde over pl.: m, Fri høyde over bru: m, Fri selvp: m

Konstruert for last: 2,7/1976, Endringer av last/akseler.: Forst. ZIL Bj. 10 L

Overbygning: Underbygning: Konstruert av: Bygd av: Vegvesenet i Sør-Trøndelag

Oppriss M = 1:250

STATENS VEGVESSEN

## VEDLEGG

# B Definere karakteristiske lastvirkninger

## B.1 Egenlast + Manuell lastanalyse

Materiale	Tyngdetetthet	Enhet	Hentet fra:
Trevirke - C24 * korr fakt (1.3)	5,46	kN/m <sup>3</sup>	EK1-1-1 (A.3)
Asfalt	25	kN/m <sup>3</sup>	EK1-1-1 (A.6)
Autovern	11,5	kg/m	Autovern
DIMEL100 [BRUKER HEA1000]	272,2	kg/m	[26]
DIMEL80 [BRUKER HEA800]	224,4	kg/m	[27]
HE900A	251,6	kg/m	[25]
HE650A	189,7	kg/m	[24]

Nyttelaster		
Hva	Last	Enhet
Trafikklast	5	kN/m <sup>2</sup>
Snølast	2,5	kN/m <sup>2</sup>
Vindlast, z	0,79	kN/m <sup>2</sup>

E-modul C24 / T14 (kN/mm <sup>2</sup> ) =	11
E-modul stål [GPa] =	210

Hva	Egenlaster			Andre parametre	
	Dimensjon	Last	Enhet	E-modul (MPa)	$I_y$ (mm <sup>4</sup> )
Asfalt	12cm tykkels	3,00	kN/m <sup>2</sup>		
Tredette kjørebane	85,5x223	0,47	kN/m <sup>2</sup>	11000	1,16E+07
Tredette gangbane	48x148	0,26	kN/m <sup>2</sup>	11000	1,36E+06
Autovern	w - profil	0,11	kN/m		
Rekkverk gangbane	treverk + autovern	0,68	kN pr 2m		
Rekkverk midt	treverk + 2x autovern	1,09	kN pr 2m		
Rekkverk kjørebane	treverk + autovern	0,78	kN pr 2m		
Rekkverk, jevnt fordelt	treverk + autovern	1,27	kN/m		
Trebjelker	98x198	0,42	kN/m <sup>2</sup>	11000	6,34E+07
Stålbjelker	DIMEL100 [HEA1000]	2,67	kN/m	210000	5,54E+09
Stålbjelker	DIMEL80 [HEA800]	2,20	kN/m	210000	3,03E+09
Stålbjelker	HE900A	2,47	kN/m	210000	4,22E+09
Stålbjelker	HE650A	1,86	kN/m	210000	1,75E+09

Kilder:  
 [26] [\[26\]](#)  
 [27] [\[27\]](#)  
 [25] [\[25\]](#)  
 [24] [\[24\]](#)

FAKTORER	ULS - 6.10a	ULS - 6.10b	SLS - kar.	SLS - ofte forek.
Permanent, ugunstig	1,35	1,2	1	1
Permanent, gunstig	1	1	1	1
Dominerende variabel - trafikk	0,95	1,35	1	0
Øvrige variabel - vind/snø	1,12	1,12	0,7	0,6

VEDLEGG

Dimensjonerende laster		
ULS - 6.10a	ULS - 6.10b	SLS - kar. SLS - ofte forek.

Tredেকে, 85,5x223 og 48x148											
Lastbredde (fast)	0,223 m	m	Forenklet tilnærming av maks verdier for sammenlikning								
			Spenn	Trafikklast - punktlast er kritisk	Snølast	Vindlast	Egenlast over dekke	Egenlast (dekke) gangbane	Egenlast (dekke) kjørebane	Punkt. trafikk omg. til UDL (40kN/0,2m)	200 kN/m
	0,15	c/c 250									271,13 kN/m
	1,12	kN/m	1,06	1,51	1,12	0,00	0,33				
	0,56	kN/m									
	0,18	kN/m	0,20	0,20	0,12						
	0,67	kN/m	0,90	0,80	0,67	0,67					0,46 kNm
	0,06	kN/m	0,08	0,07	0,06	0,06					11,18 kN
	0,10	kN/m	0,14	0,12	0,10	0,10					
q <sub>tot, gangbane</sub>			2,24	2,58	1,97	1,06					0,43
q <sub>tot, kjørebane</sub>			2,30	2,63	2,01	1,11					

Trebjelker, 98x198											
Lastbredde (fast)	0,25 m	m	Forenklet tilnærming av maks verdier for sammenlikning								
			Variabelt spenn..	Trafikklast - punktlast er kritisk	Snølast	Vindlast	Egenlast over bjelke, gangbane	Egenlast over bjelke, kjørebane	Egenlast til bjelke	Punkt. trafikk omg. til UDL (80kN/2,3m)	34,78 kN/m
	2,30	gj.sn									48,35 kN/m
	1,25	kN/m	1,19	1,69	1,25	0,00	0,38				
	0,63	kN/m									
	0,20	kN/m	0,22	0,22	0,14						
	0,82	kN/m	1,10	0,98	0,82	0,82					19,18 kNm
	0,87	kN/m	1,17	1,04	0,87	0,87					
	0,11	kN/m	0,14	0,13	0,11	0,11					
	0,34	kN	0,46	0,41	0,34	0,34					61,16 kN
	0,55	kN	0,74	0,65	0,55	0,55					
	0,39	kN	0,53	0,47	0,39	0,39					
q <sub>tot, gangbane</sub> (Uten rekkverk)			2,65	3,02	2,31	1,30					6,57
q <sub>tot, kjørebane</sub> (Uten rekkverk)			2,72	3,08	2,36	1,35					

VEDLEGG

Stålbjelke, DIMEL100 - midt kjørebane										
Lastbredde (største spenn)	2,30	m								
Tilhørende spenn	19,06	m								1454,19
Trafikklast - jevnt fordelt er kritisk	11,50	kN/m	10,93	15,53	11,50	0,00				305,18
Snølast	5,75	kN/m				3,45				
Vindlast	1,83	kN/m	2,05	2,05	1,28					
Egenlast over stålbjelke	8,95	kN/m	12,08	10,74	8,95	8,95				36,67
Egenlast til rekkverk * (1/3)	0,42	kN/m	0,57	0,51	0,42	0,42				54,46
Egenlast til stålbjelke	2,67	kN/m	3,60	3,20	2,67	2,67				
q <sub>dim,tot</sub>			29,23	32,02	24,82	15,49				
Total egenlast over bjelke										

Stålbjelke, DIMEL80 - midt kjørebane										
Lastbredde (største spenn)	2,30	m								
Tilhørende spenn	16,19	m								1030,79
Trafikklast - jevnt fordelt er kritisk	11,50	kN/m	10,93	15,53	11,50	0,00				254,67
Snølast	5,75	kN/m				3,45				
Vindlast	1,83	kN/m	2,05	2,05	1,28					
Egenlast over stålbjelke	8,95	kN/m	12,08	10,74	8,95	8,95				34,19
Egenlast til stålbjelke	2,20	kN/m	2,97	2,64	2,20	2,20				46,26
Rekkverk (1/3)...	0,42	kN/m	0,57	0,51	0,42	0,42				
q <sub>dim,tot</sub>			28,60	31,46	24,35	15,02				
Tot egenlast over bjelke										

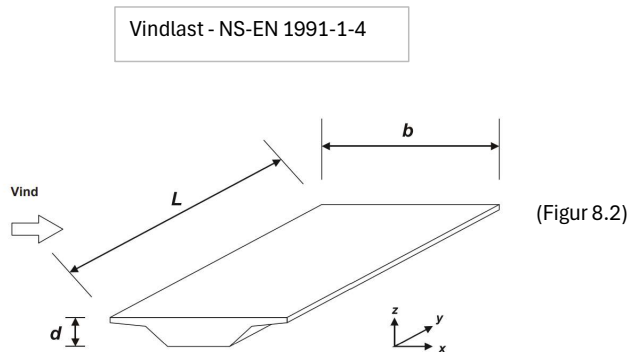
VEDLEGG

Stålbjelke, HE900A										
Lastbredde (største spenn)	2,62	m, ca								
Tilhørende spenn	22,25	m								2170,58
Trafikklast - jevnt fordelt er kritisk	13,10	kN/m	12,45	17,69	13,10	0,00				390,22
Snølast	6,55	kN/m				3,93				
Vindlast	2,08	kN/m	2,33	2,33	1,46					
Egenlast over stålbjelke m/asfalt	9,66	kN/m	13,04	11,59	9,66	9,66				97,59
Egenlast til stålbjelke	2,47	kN/m	3,33	2,96	2,47	2,47				63,57
Rekkverk (1/3)...	0,42	kN/m	0,57	0,51	0,42	0,42				
q <sub>dim,tot</sub>			31,72	35,08	27,11	16,48				
Tot egenlast over bjelke										10,08

Stålbjelke, HE650A										
Lastbredde (største spenn)	2,62	m, ca								
Tilhørende spenn	17,65	m								1337,48
Trafikklast - jevnt fordelt er kritisk	13,10	kN/m	12,45	17,69	13,10	0,00				303,11
Snølast	6,55	kN/m				3,93				
Vindlast	2,08	kN/m	2,33	2,33	1,46					
Egenlast over stålbjelke m/asfalt	9,66	kN/m	13,04	11,59	9,66	9,66				91,01
Egenlast til stålbjelke	1,86	kN/m	2,51	2,23	1,86	1,86				50,43
Rekkverk (1/3)...	0,42	kN/m	0,57	0,51	0,42	0,42				
q <sub>dim,tot</sub>			30,90	34,35	26,50	15,87				
Tot egenlast over bjelke										10,08

# VEDLEGG

## B.2 Vind



Figur 8.2 – Retninger for vindpåvirkninger på bruer

### 1. Vindlast i x-retning, $F_{w,x}$

$$F_{w,x} = 0,5\rho v_b^2 C A_{ref,x} \quad \text{EK1 1-4, 8.3.2 (8.2)}$$

$\rho$  = lufttetthet

$v_b$  = basisvindhastighet

$A_{ref,x}$  = referanseareal x-retning

$C$  = vindlastfaktoren

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	1,25
$v_b$	26 = $C_{dir} C_{season} C_{alt} C_{prob} v_{b,0}$ (1.1)
$A_{ref,x}$ (m <sup>2</sup> )	161,19441 = $d_{tot} l$ (1.2)
$C$	3,6 1.3
$F_{w,x}$ (kN)	245,176698
$F_{w,x}$ (kN/m)	<b>3,03</b>

EK1 1-4, NA.4.5

EK1 1-4, NA.4.2 (NA.4.1)

EK1 1-4, 8.3.1

### 1.1 Basisvindhastighet, $v_b$

$$v_b = C_{dir} C_{season} C_{alt} C_{prob} v_{b,0}$$

$C_{dir}$  = retningsfaktoren

$C_{season}$  = årstidsfaktoren

$C_{alt}$  = nivåfaktor

$C_{prob}$  = faktor for returperiode ulik 50 år

$v_{b,0}$  = referansevindhastighet

$C_{dir}$	1	EK1 1-4, NA.4.2
$C_{season}$	1	EK1 1-4, NA.4.2
$C_{alt}$	1	EK1 1-4, NA.4.2
$C_{prob}$	1	EK1 1-4, NA.4.2
$v_{b,0}$ (m/s)	26	EK1 1-4, tabell NA.4(901.1)
$v_b$ (m/s)	26	

## VEDLEGG

### 1.2 Referanseareal $x$ -retning, $A_{ref,x}$

$$A_{ref,x} = d_{tot}l$$

$$d_{tot} = d + 0,6$$

$d$  = dybde topp asfalt til bunn stålbjelke

$l$  = lengde

*EK1 1-4, tabell 8.1*

*EK1 1-4, figur 8.5*

$d$ (m)	1,3935
$d_{tot}$ (m)	1,9935
$l$ (m)	80,86
$A_{ref,x}$ (m <sup>2</sup> )	161,19441

### 1.3 Vindlastfaktor, $C$

$b$ (m)	10,45
$b/d_{tot}$	5,24203662
$z_e$ (m)	$\leq 20$
$C$	3,6

*EK1 1-4, tabell 8.2*

# VEDLEGG

## 2. Vindlast i z-retning, $F_{w,z}$

$$F_{w,z} = c_s c_d c_{f,z} q_p(z_e) A_{ref,z} \quad \text{EK1 1-4, 5.3 (5.4)}$$

$c_s c_d$  = konstruksjonsfaktor

$c_{f,z}$  = kraftfaktor i z-retning

$q_p(z_e)$  = vindkasthastighetstrykket

$A_{ref,z}$  = referanseareal z-retning

$c_s c_d$	1
$c_{f,z}$	$\pm 0,9$
$q_p(z_e)$	881,055873
$A_{ref,z}(m^2)$	844,987
$F_{w,z}(kN)$	670,032683
$F_{w,z}(kN/m^2)$	<b>0,79</b>

EK1 1-4, 6.2(1)

EK1 1-4, NA.8.3.3

EK1 1-4, NA.4.5 (NA.4.8)

EK1 1-4, 8.3.3

### 2.1 Vindkasthastighetstrykk, $q_p(z_e)$

$$q_p(z_e) = 0,5\rho v_m^2(z) [1 + 2k_p I_v(z)]$$

$\rho$  = lufttetthet

$v_m(z)$  = stedsvindhastighet

$k_p$  = toppfaktor

$I_v(z)$  = turbulensintensitet

$\rho (kg/m^3)$	1,25
$v_m(z)$	24,0456202
$k_p$	3,5
$I_v(z)$	0,20544282
$q_p(z_e)$	881,055873

EK1 1-4, NA.4.5

EK1 1-4, 4.3.1 (4.3)

EK1 1-4, NA.4.5

EK1 1-4, 4.4 (4.7)

### 2.1.1 Stedsvindhastighet, $v_m(z)$

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b$$

$c_r(z)$  = ruhetsfaktor

$c_o(z)$  = terrengformfaktor

$v_b$  = basisvindhastighet

$c_r(z)$	0,92483155
$c_o(z)$	1
$v_b$	26
$v_m(z)$	24,0456202

$$= k_r \ln(z/z_0) \quad (2.1.1.1)$$

EK1 1-4, 4.3.2 (4.4)

EK1 1-4, 4.3.1



## VEDLEGG

### 2.1.1.1 Ruhetsfaktor, $c_r(z)$

$$c_r(z) = k_r \ln(z/z_0)$$

$k_r$  = terrenguhetsfaktor

$z$  = høyde over terreng = høyde DOM - høyde DTM

$z_0$  = ruhetslengde

$k_r$	0,19
$z$ (m)	6,5
$z_0$ (m)	0,05
$c_r(z)$	0,92483155

*EK1 1-4, tabell NA 4.1*

hoydedata.no

*EK1 1-4, tabell NA 4.1*

### 2.1.2 Turbulensintensitet, $I_v(z)$

$$I_v(z) = k_I / (c_o(z) \ln(z/z_0))$$

$k_I$  = turbulensfaktor

$k_I$	1
$I_v(z)$	0,20544282

*EK1 1-4, NA.4.4*

### 2.2 Referanseareal z-retning, $A_{ref,z}$

$$A_{ref,z} = bl$$

$b$ (m)	10,45
$l$ (m)	80,86
$A_{ref,z}$ (m <sup>2</sup> )	844,987

# VEDLEGG

## 3. Vindlast i y-retning, $F_{w,y}$

$$F_{w,y} = 25 \% \text{ av } F_{w,x}$$

*EK1 1-4, 8.3.4*

$F_{w,y}$ (kN/m)	<b>0,76</b>
------------------	-------------

## VEDLEGG

### B.3 Snø

Snølast - NS-EN 1991-1-

**Karakteristisk snølast,  $s_k = s_{k0} + n \Delta s_k$**  *EK1 1-3, NA.4.1*

$s_{k0}$  = Grunnverdi for bestemt kommune

$n$  = tilpassingsfaktor

$\Delta s_k$  = tilleggsverdi

$s_{k0}(\text{KN/m}^2)$	3,5
$n$	-1 = $(H - H_g)/100$ (1.1)
$\Delta s_k$	1
$s_k(\text{KN/m}^2)$	2,5

*EK1 1-3, tabell NA.4.1(901)*

*EK1 1-3, NA.4.1*

*EK1 1-3, tabell NA.4.1(901)*

1.1 Tilpassingsfaktor,  $n$

$n = (H - H_g)/100$ , avrundes til nærmeste heltall

H (m)	12	<i>hoydedata.no</i>
$H_g$ (m)	150	<i>EK1 1-3, tabell NA.4.1(901)</i>
$n$	-1	

Eksponeringskoeffisienten  $C_e = 1$  *EK1 1-3, tabell NA.5.1*

## VEDLEGG

### C Lastkombinasjoner og lastkoeffisienter

#### C.1 ULS - Bruddgrensetilstand

Alle lastfaktorene er hentet fra EK, tabell NA.A2.2 og tabell NA.A2.4(B)

Vertikal last, z-retning					
NA.A2.4(B) 6.10 a, trafikkfelt & gangfelt					
Lastgruppe	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrig variable laster	
	Ugunstig	Gunstig	Trafikklast	Vindlast	Snølast
Lastfaktor	1,35	1,00	0,95	1,12	1,05

NA.A2.4(B) 6.10 b, trafikkfelt & gangfelt					
Lastgruppe	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrig variable laster	
	Ugunstig	Gunstig	Trafikklast	Vindlast	Snølast
Lastfaktor	1,20	1,00	1,35	1,12	1,05

Horisontal last, y-retning				
NA.A2.4(B) 6.10 a, trafikkfelt & gangfelt				
Lastgruppe	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrig variable laster
	Ugunstig	Gunstig	Bremselast	Vindlast
Lastfaktor	1,35	1,00	0,95	1,12

NA.A2.4(B) 6.10 b, trafikkfelt & gangfelt				
Lastgruppe	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrig variable laster
	Ugunstig	Gunstig	Bremselast	Vindlast
Lastfaktor	1,20	1,00	1,35	1,12

Horisontal last, x-retning				
NA.A2.4(B) 6.10 a, trafikkfelt & gangfelt				
Lastgruppe	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrig variable laster
	Ugunstig	Gunstig	Sidelast	Vindlast
Lastfaktor	1,35	1,00	0,95	1,12

NA.A2.4(B) 6.10 b, trafikkfelt & gangfelt				
Lastgruppe	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrig variable laster
	Ugunstig	Gunstig	Sidelast	Vindlast
Lastfaktor	1,20	1,00	1,35	1,12

## VEDLEGG

### C.2 SLS - Bruksgrensetilstand

Test for bruksgrensetilstand iht EK, NA.A2.4.1

Alle lastfaktorene er hentet fra EK, tabell NA.A2.2

Vertikal last, z-retning				
Karakteristisk (vanlige laster under normal bruk, gangtrafikk og vind)				
Lastgruppe	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrig variable laster
	Ugunstig	Gunstig	Gang- og sykkelast	Vindlast
Lastfaktor	1,00	1,00	1,00	0,70

Sjeldent forekommende (trafikk/brøytebil og vind)				
Lastgruppe	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrig variable laster
	Ugunstig	Gunstig	Vedlikeholdsbil	Vindlast
Lastfaktor	1,00	1,00	0,80	0,60

Ofte forekommende (snølast)				
Lastgruppe	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrig variable laster
	Ugunstig	Gunstig	Snølast	
Lastfaktor	1,00	1,00	0,60	

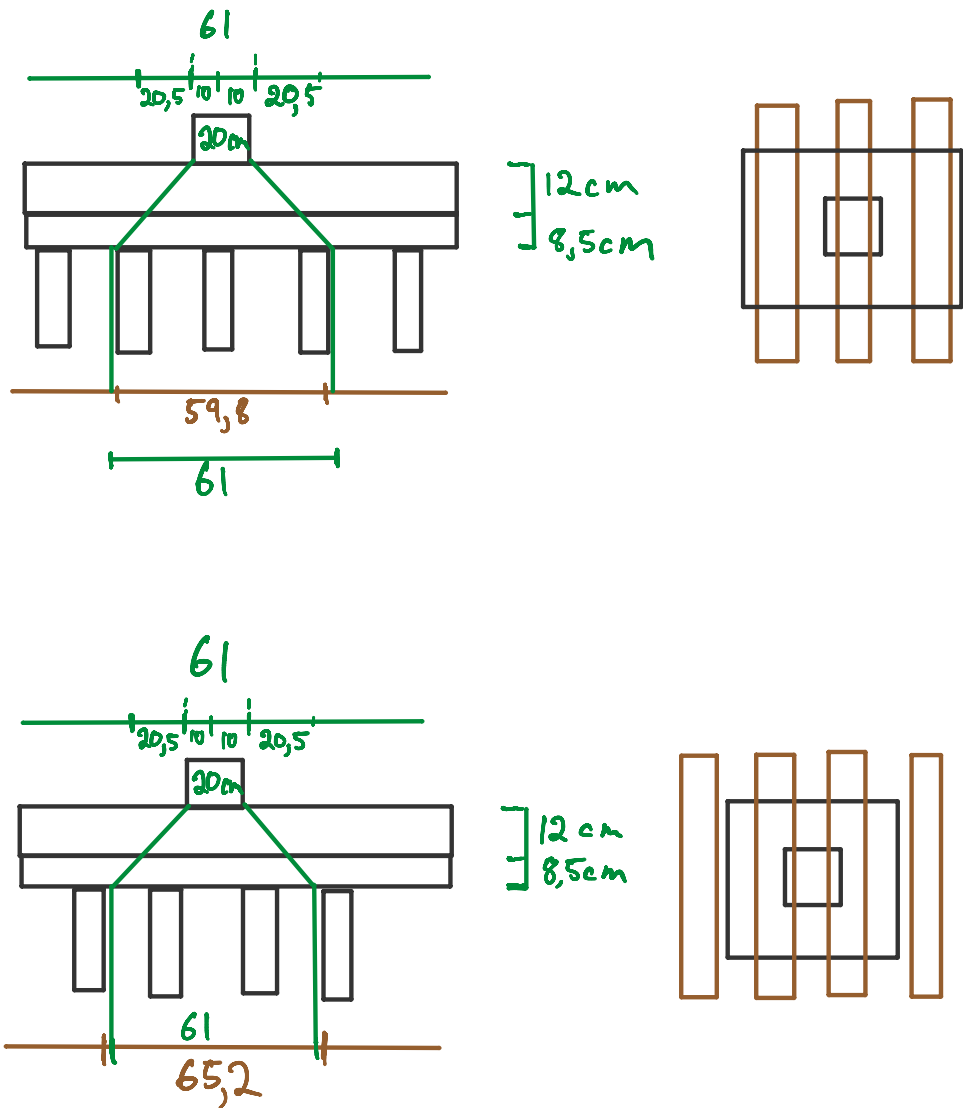
Tilnærmet permanent (kun egenvekt)				
Lastgruppe	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrig variable laster
	Ugunstig	Gunstig		
Lastfaktor	1,00	1,00		

# VEDLEGG

## D Lastfordeling vertikalt i konstruksjonen

### D.1 Lastfordeling 45°

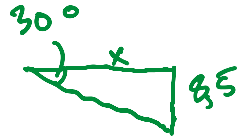
Tilfelle 1, 45°



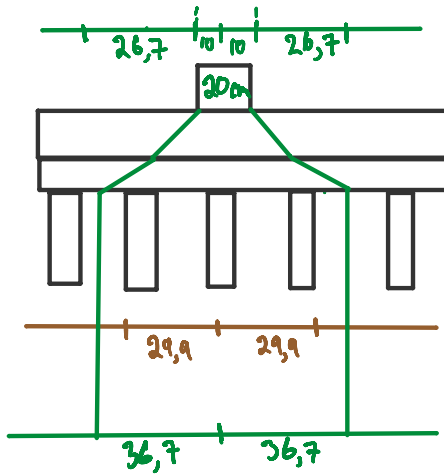
# VEDLEGG

## D.2 Lastfordeling 30°

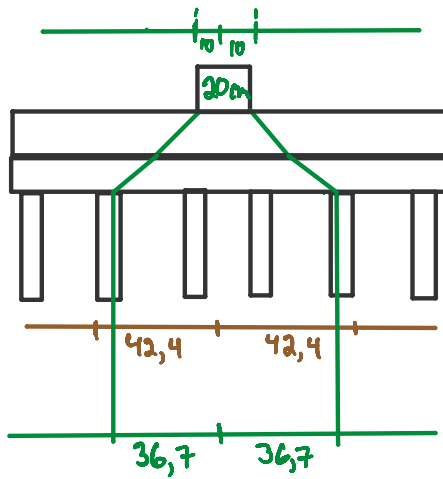
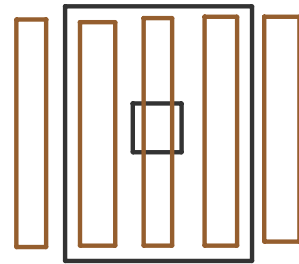
Tilfelle 2, 30°



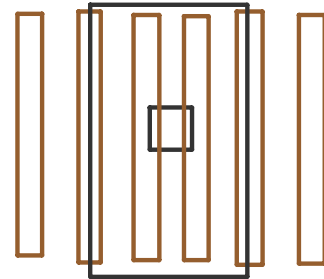
$$x = \frac{8,5}{\tan(30)} = 14,72$$



12cm  
8,5cm

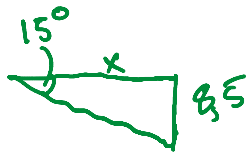


12cm  
8,5cm

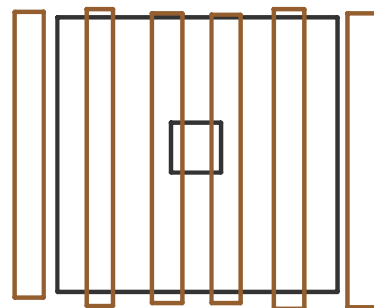
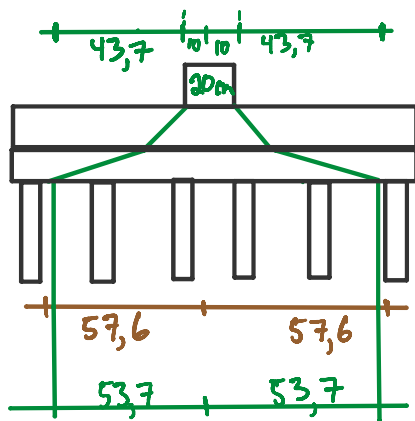
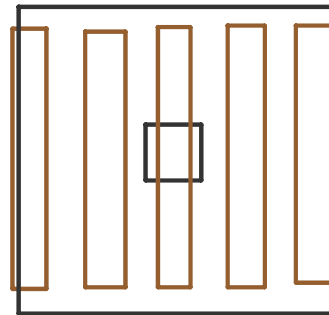
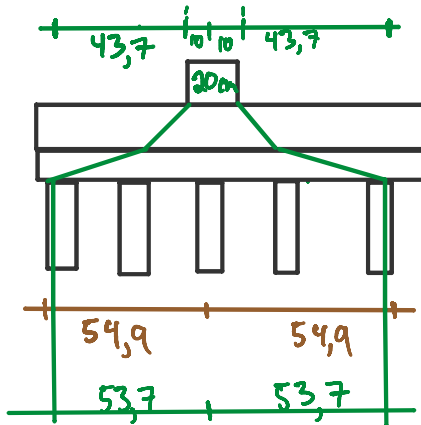


D.3 Lastfordeling 15°

Tilfelle 3, 15°



$$x = \frac{8,5}{\tan(15)} = 31,7$$





## E Lastanalyser - Focus

### E.1 Tredekke kjørebane

Tredekke kjørebane

Beregning utført: 07.05.2024 10:35:24

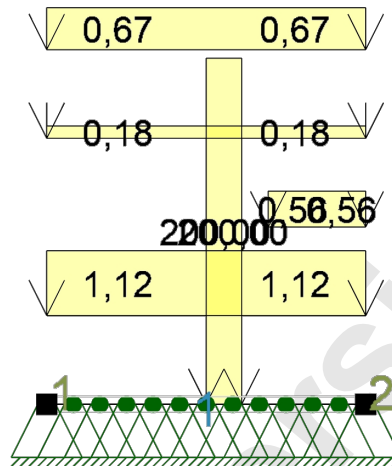
# Focus Konstruksjon 2024

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 2

## 1. KONSTRUKSJONSMODELLO OG LASTER



### 1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	2250	4000
2	4050	4000

### 1.2. TVERRSNITTSDATA

#### 1.2.1. Segmenter

Nr.	Navn	Parametre
1	223x85,5 Bjelkelag kjørebane	A [mm <sup>2</sup> ] 19066 Ix [mm <sup>4</sup> ] 3,5238e+007 Iy [mm <sup>4</sup> ] 1,1615e+007 Iz [mm <sup>4</sup> ] 7,9013e+007 Total vekt [kN] 0,14

### 1.3. MATERIALDATA

1	<b>C24, Heltre</b>	Material: Heltre
	Varmeutv.koeff.: 5,00e-006 °C <sup>-1</sup>	
	Fasthetsklasse: C24	
	Tyngdetetthet: 4,12 kN/m <sup>3</sup>	
	Sprekkfaktor k <sub>cr</sub> : 0,67	Total vekt: 0,14 kN

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 3

Karakteristiske fasthetsparametre:

$f_{mk} = 24,00 \text{ N/mm}^2$                        $f_{vk} = 4,00 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{t0k} = 14,50 \text{ N/mm}^2$                        $f_{c0k} = 21,00 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{t90k} = 0,40 \text{ N/mm}^2$                        $f_{c90k} = 2,50 \text{ N/mm}^2$

## 1.4. SEGMENTDATA

Seg. Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Form	Rot. [°]	Uend. stiv?
1	1	2	223x85,5 Bjelkelag kjørebane	223x85,5 Bjelkelag kjørebane	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei

### 1.4.1. Segmentdata EN 1995

Seg. nr	Mat.faktor Gamma_M	Klima-klasse	$k_{sys}$	$L_{ky}$ [mm]	$L_{kz}$ [mm]	$L_{ef}$ [mm]	Stivhetsparametre [N/mm <sup>2</sup> ]
1	1,25	3	1,00	1800	1800	1800	Permanent: E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002 Annen variabel: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002 Vindlast: E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002 Snølast nordisk: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002

## 1.5. LASTKOMBINASJON

Forskyvninger beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

- (3) SLS Håndregnet, karakteristisk
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
 1,00 \* Egenlast  
 1,00 \* Trafikklast  
 0,70 \* Vindlast
- (4) SLS Håndregnet, bare snø
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
 1,00 \* Egenlast  
 0,00 \* Trafikklast  
 0,00 \* Vindlast  
 0,60 \* Snølast
- (11) SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + snø
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
 1,00 \* Egenlast  
 1,00 \* Punktlaster fra trafikk  
 0,70 \* Snølast

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

- (12) SLS Håndregnet,  
karakteristisk - punktlast fra  
trafikk + vind
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
1,00 \* Punktlaster fra trafikk  
0,70 \* Vindlast

Snittkrefter beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

- (1) ULS Håndregnet, 6.10a
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Trafikklast  
1,12 \* Vindlast
- (2) ULS Håndregnet, 6.10b
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,12 \* Vindlast  
1,35 \* Trafikklast
- (5) ULS Håndregnet, 6.10a -  
bare snø
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
1,12 \* Snølast
- (6) ULS Håndregnet, 6.10b -  
bare snø
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,12 \* Snølast
- (7) ULS Håndregnet, 6.10a -  
punktlast fra trafikk + snø i  
andre felt
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Snølast
- (8) ULS Håndregnet, 6.10b -  
punktlast fra trafikk + snø i  
andre felt
- Grensetilstand: Brudd

- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,35 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Snølast
- (9) ULS Håndregnet, 6.10a -  
punktlast fra trafikk + vind  
Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Vindlast
- (10) ULS Håndregnet, 6.10b -  
punktlast fra trafikk + vind  
Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,35 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Vindlast

## 1.6. ANALYSEINFORMASJON

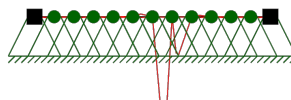
Lineær analyse

Inkluder skjærdeformasjoner: Ja

## 2. BEREGNINGER

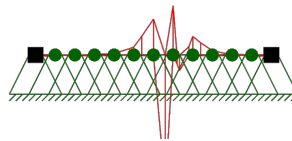
### 2.1. RESULTATER GRAFISK

#### 2.1.1. Forskyvning



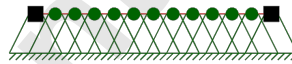
Største forskyvning: 0,2 mm

#### 2.1.2. Moment - segmenter



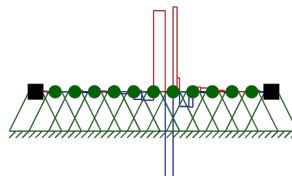
Største moment:  $-0,55 \text{ kN}\cdot\text{m}$

2.1.3. Aksialkraft - segmenter



Største aksialkraft:  $0,00 \text{ kN}$

2.1.4. Skjærkraft - segmenter



Største skjærkraft:  $-12,57 \text{ kN}$

E.2 Tredekke gangbane

Tredekke gangbane

Beregning utført: 07.05.2024 10:13:54

**Focus Konstruksjon 2024**

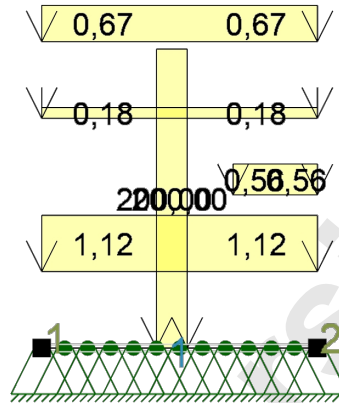
Studentversjon

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 2

## 1. KONSTRUKSJONSMODELLO OG LASTER



### 1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	2250	4000
2	4050	4000

### 1.2. TVERRSNITTSDATA

#### 1.2.1. Segmenter

Nr.	Navn	Parametre
1	148x48 tredekke gangbane	A [mm <sup>2</sup> ] 7104 Ix [mm <sup>4</sup> ] 4,3411e+006 Iy [mm <sup>4</sup> ] 1,3640e+006 Iz [mm <sup>4</sup> ] 1,2967e+007 Total vekt [kN] 0,05

### 1.3. MATERIALDATA

1	<b>C24, Heltre</b> Varmeutv.koeff.: 5,00e-006 °C <sup>-1</sup> Fasthetsklasse: C24 Tyngdetetthet: 4,12 kN/m <sup>3</sup> Sprekkfaktor k_cr: 0,67	Material: Heltre  Total vekt: 0,05 kN
---	--	---

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

XXX



# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 3

Karakteristiske fasthetsparametre:

$f_{mk} = 24,00 \text{ N/mm}^2$                        $f_{vk} = 4,00 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{t0k} = 14,50 \text{ N/mm}^2$                        $f_{c0k} = 21,00 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{t90k} = 0,40 \text{ N/mm}^2$                        $f_{c90k} = 2,50 \text{ N/mm}^2$

## 1.4. SEGMENTDATA

Seg. Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Form	Rot. [°]	Uend. stiv?
1	1	2	148x48 tredekke gangbane	148x48 tredekke gangbane	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei

### 1.4.1. Segmentdata EN 1995

Seg. nr	Mat.faktor Gamma_M	Klima-klasse	k_sys	L_ky [mm]	L_kz [mm]	L_ef [mm]	Stivhetsparametre [N/mm <sup>2</sup> ]
1	1,25	3	1,00	1800	1800	1800	Permanent: E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002 Annen variabel: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002 Vindlast: E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002 Snølast nordisk: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002

## 1.5. LASTKOMBINASJON

Forskyvninger beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

- (3) SLS Håndregnet, karakteristisk
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
 1,00 \* Egenlast  
 1,00 \* Trafikklast  
 0,70 \* Vindlast
- (4) SLS Håndregnet, bare snø
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
 1,00 \* Egenlast  
 0,00 \* Trafikklast  
 0,00 \* Vindlast  
 0,60 \* Snølast
- (11) SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + snø
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
 1,00 \* Egenlast  
 1,00 \* Punktlaster fra trafikk  
 0,70 \* Snølast

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

- (12) SLS Håndregnet,  
karakteristisk - punktlast fra  
trafikk + vind
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
1,00 \* Punktlaster fra trafikk  
0,70 \* Vindlast

Snittkrefter beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

- (1) ULS Håndregnet, 6.10a
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Trafikklast  
1,12 \* Vindlast
- (2) ULS Håndregnet, 6.10b
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,12 \* Vindlast  
1,35 \* Trafikklast
- (5) ULS Håndregnet, 6.10a -  
bare snø
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
1,12 \* Snølast
- (6) ULS Håndregnet, 6.10b -  
bare snø
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,12 \* Snølast
- (7) ULS Håndregnet, 6.10a -  
punktlast fra trafikk + snø i  
andre felt
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Snølast
- (8) ULS Håndregnet, 6.10b -  
punktlast fra trafikk + snø i  
andre felt
- Grensetilstand: Brudd

- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,35 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Snølast
- (9) ULS Håndregnet, 6.10a -  
punktlast fra trafikk + vind  
Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Vindlast
- (10) ULS Håndregnet, 6.10b -  
punktlast fra trafikk + vind  
Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,35 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Vindlast

## 1.6. ANALYSEINFORMASJON

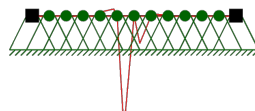
Lineær analyse

Inkluder skjærdeformasjoner: Ja

## 2. BEREGNINGER

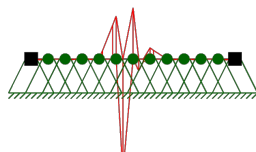
### 2.1. RESULTATER GRAFISK

#### 2.1.1. Forskyvning



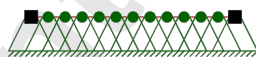
Største forskyvning: 0,5 mm

#### 2.1.2. Moment - segmenter



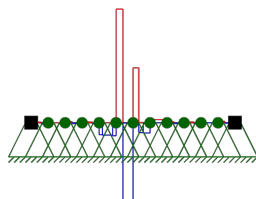
Største moment:  $-0,52 \text{ kN}\cdot\text{m}$

2.1.3. Aksialkraft - segmenter



Største aksialkraft:  $0,00 \text{ kN}$

2.1.4. Skjærkraft - segmenter



Største skjærkraft:  $11,94 \text{ kN}$

## VEDLEGG

### E.3 Trebjelke, tilfelle 1, kjøretøy midt i spenn

Trebjelke, kjøretøy midt i spenn

Beregning utført: 07.05.2024 09:58:10

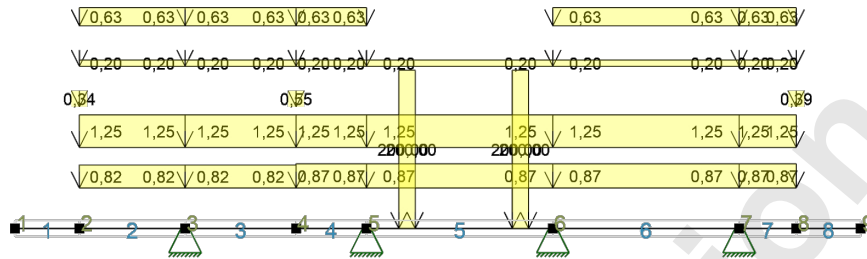
# Focus Konstruksjon 2024

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 2

## 1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER



### 1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	4000
2	795	4000
3	2100	4000
4	3470	4000
5	4340	4000
6	6640	4000
7	8940	4000
8	9645	4000
9	10440	4000

### 1.2. TVERRSNITTSDATA

#### 1.2.1. Segmenter

Nr.	Navn	Parametre
1	Justert 98x198	A [mm <sup>2</sup> ] 19404 Ix [mm <sup>4</sup> ] 4,2749e+007 Iy [mm <sup>4</sup> ] 6,3393e+007 Iz [mm <sup>4</sup> ] 1,5530e+007 Total vekt [kN] 0,83

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

1.3. MATERIALDATA

1 C24, Heltre

Material: Heltre

Varmeutv.koeff.:  $5,00e-006 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Fasthetsklasse: C24

Tyngdetetthet:  $4,12 \text{ kN/m}^3$

Sprekkefaktor  $k_{cr}$ : 0,67

Total vekt: 0,83 kN

Karakteristiske fasthetsparametre:

$f_{mk} = 24,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{vk} = 4,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{t0k} = 14,50 \text{ N/mm}^2$

$f_{c0k} = 21,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{t90k} = 0,40 \text{ N/mm}^2$

$f_{c90k} = 2,50 \text{ N/mm}^2$

1.4. SEGMENTDATA

Seg Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Form	Rot. [°]	Uend. stiv?
1	1	2	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
2	2	3	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
3	3	4	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
4	4	5	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
5	5	6	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
7	7	8	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
8	8	9	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
6	6	7	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei

1.4.1. Segmentdata EN 1995

Seg. nr	Mat.faktor Gamma_M	Klima-klasse	$k_{sys}$	$L_{ky}$ [mm]	$L_{kz}$ [mm]	$L_{ef}$ [mm]	Stivhetsparametre [N/mm <sup>2</sup> ]
1	1,25	3	1,00	795	795	795	Permanent: E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002 Annen variabel: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002 Vindlast: E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002 Snølast nordisk: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
2	1,25	3	1,00	1305	1305	1305	Permanent: E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002 Annen variabel: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002 Vindlast: E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002 Snølast nordisk: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 4

3	1,25	3	1,00	1370	1370	1370	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
4	1,25	3	1,00	870	870	870	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
5	1,25	3	1,00	2300	2300	2300	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
7	1,25	3	1,00	705	705	705	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
8	1,25	3	1,00	795	795	795	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
6	1,25	3	1,00	2300	2300	2300	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002

## 1.5. LASTKOMBINASJON

Forskyvninger beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

(3) SLS Håndregnet, karakteristisk

Grensetilstand: Bruks

Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
1,00 \* Trafikklast  
0,70 \* Vindlast

(4) SLS Håndregnet, bare snø

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk



- |      |  |   |
|------|--|---|
|      | Grensetilstand:  | Bruks   |
|      | Lasttilfeller:   | 1,00 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,00 * Egenlast<br>0,00 * Trafikklast<br>0,00 * Vindlast<br>0,60 * Snølast |
| (11) | SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + snø         |   |
|      | Grensetilstand:  | Bruks   |
|      | Lasttilfeller:   | 1,00 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,00 * Egenlast<br>1,00 * Punktlaster fra trafikk<br>0,70 * Snølast        |
| (12) | SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + vind        |   |
|      | Grensetilstand:  | Bruks   |
|      | Lasttilfeller:   | 1,00 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,00 * Egenlast<br>1,00 * Punktlaster fra trafikk<br>0,70 * Vindlast       |
| (13) | SLS Håndregnet, sjeldent forekommende - punktlast fra trafikk + vind |   |
|      | Grensetilstand:  | Bruks   |
|      | Lasttilfeller:   | 1,00 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,00 * Egenlast<br>0,80 * Punktlaster fra trafikk<br>0,60 * Vindlast       |
| (14) | SLS Håndregnet, egenvekt   |   |
|      | Grensetilstand:  | Bruks   |
|      | Lasttilfeller:   | 1,00 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,00 * Egenlast  |
| (15) | SLS Håndregnet, egenvekt   |   |
|      | Grensetilstand:  | Bruks   |
|      | Lasttilfeller:   | 1,00 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,00 * Egenlast<br>0,60 * Snølast  |

Snittkrefter beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

- |     |                       |       |
|-----|-----------------------|-------|
| (1) | ULS Håndregnet, 6.10a |       |
|     | Grensetilstand:       | Brudd |

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 6

- 
- |      |  |   |
|------|--|---|
|      | Lasttilfeller:   | 1,35 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,35 * Egenlast<br>0,95 * Trafikklast<br>1,12 * Vindlast             |
| (2)  | ULS Håndregnet, 6.10b  |   |
|      | Grensetilstand:  | Brudd   |
|      | Lasttilfeller:   | 1,20 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,20 * Egenlast<br>1,12 * Vindlast<br>1,35 * Trafikklast             |
| (5)  | ULS Håndregnet, 6.10a - bare snø                                 |   |
|      | Grensetilstand:  | Brudd   |
|      | Lasttilfeller:   | 1,35 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,35 * Egenlast<br>1,12 * Snølast                                    |
| (6)  | ULS Håndregnet, 6.10b - bare snø                                 |   |
|      | Grensetilstand:  | Brudd   |
|      | Lasttilfeller:   | 1,20 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,20 * Egenlast<br>1,12 * Snølast                                    |
| (7)  | ULS Håndregnet, 6.10a - punktlast fra trafikk + snø i andre felt |   |
|      | Grensetilstand:  | Brudd   |
|      | Lasttilfeller:   | 1,35 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,35 * Egenlast<br>0,95 * Punktlaster fra trafikk<br>1,12 * Snølast  |
| (8)  | ULS Håndregnet, 6.10b - punktlast fra trafikk + snø i andre felt |   |
|      | Grensetilstand:  | Brudd   |
|      | Lasttilfeller:   | 1,20 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,20 * Egenlast<br>1,35 * Punktlaster fra trafikk<br>1,12 * Snølast  |
| (9)  | ULS Håndregnet, 6.10a - punktlast fra trafikk + vind             |   |
|      | Grensetilstand:  | Brudd   |
|      | Lasttilfeller:   | 1,35 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,35 * Egenlast<br>0,95 * Punktlaster fra trafikk<br>1,12 * Vindlast |
| (10) | ULS Håndregnet, 6.10b - punktlast fra trafikk + vind             |   |

---

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 7

Grensetilstand:	Brudd
Lasttilfeller:	1,20 * <Konstruksjonens tyngde> 1,20 * Egenlast 1,35 * Punktlaster fra trafikk 1,12 * Vindlast

## 1.6. ANALYSEINFORMASJON

Lineær analyse

Inkluder skjærdeformasjoner: Ja

## 2. BEREGNINGER

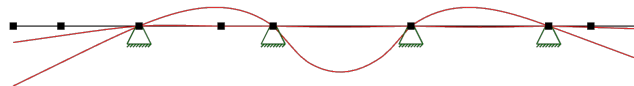
### 2.1. OPPLEGGSKREFTER

Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	RMy [kN·m]
2 (Seg)	2100	4000	0,00(10)	9,00(2)	0,00(10) max
			0,00(1)	-0,70(10)	0,00(2) min
4 (Seg)	4340	4000	0,00(10)	59,84(8)	0,00(10) max
			0,00(1)	2,86(6)	-0,00(6) min
5 (Seg)	6640	4000	0,00(10)	64,62(8)	0,00(10) max
			0,00(1)	3,45(6)	0,00(6) min
6 (Seg)	8940	4000	0,00(10)	6,08(2)	0,00(8) max
			0,00(1)	-1,81(10)	-0,00(2) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra

### 2.2. RESULTATER GRAFISK

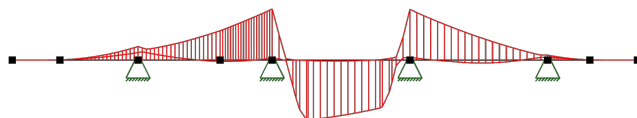
#### 2.2.1. Forskyvning



Største forskyvning: 38,5 mm

#### 2.2.2. Moment - segmenter

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk



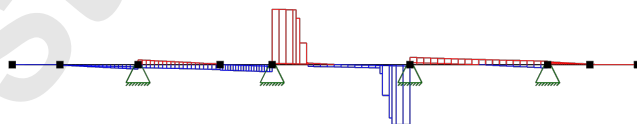
2.2.3. Aksialkraft - segmenter

Største moment: -14,21 kN·m



2.2.4. Skjærkraft - segmenter

Største aksialkraft: 0,00 kN



Største skjærkraft: -57,78 kN

## VEDLEGG

### E.4 Trebjelke, tilfelle 2, kjøretøy over lager og midt spenn

Trebjelke, kjøretøy over opplager og midt i spenn

Beregning utført: 07.05.2024 10:04:17

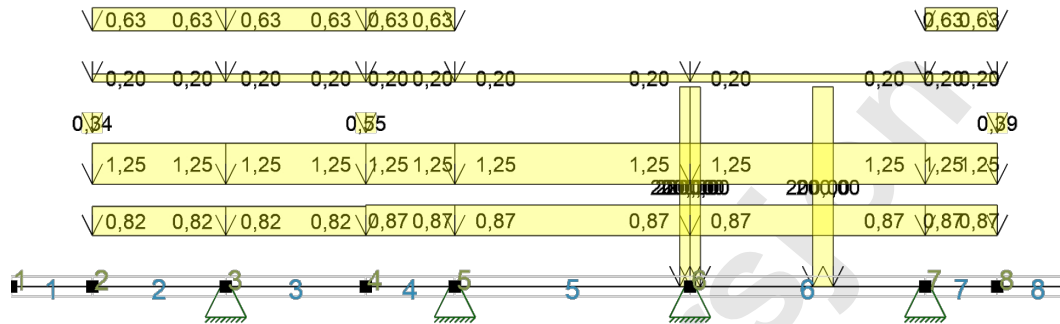
# Focus Konstruksjon 2024

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 2

## 1. KONSTRUKSJONSMODELLO OG LASTER



### 1.1. KNUTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	4000
2	795	4000
3	2100	4000
4	3470	4000
5	4340	4000
6	6640	4000
7	8940	4000
8	9645	4000
9	10440	4000

### 1.2. TVERRSNITTSDATA

#### 1.2.1. Segmenter

Nr.	Navn	Parametre
1	Justert 98x198	A [mm <sup>2</sup> ] 19404 I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ] 4,2749e+007 I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ] 6,3393e+007 I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ] 1,5530e+007 Total vekt [kN] 0,83

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 3

## 1.3. MATERIALDATA

### 1 C24, Heltre

Material: Heltre

Varmeutv.koeff.:  $5,00e-006 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Fasthetsklasse: C24

Tyngdetetthet:  $4,12 \text{ kN/m}^3$

Sprekkefaktor  $k_{cr}$ : 0,67

Total vekt: 0,83 kN

Karakteristiske fasthetsparametre:

$f_{mk} = 24,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{vk} = 4,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{t0k} = 14,50 \text{ N/mm}^2$

$f_{c0k} = 21,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{t90k} = 0,40 \text{ N/mm}^2$

$f_{c90k} = 2,50 \text{ N/mm}^2$

## 1.4. SEGMENTDATA

Seg Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Form	Rot. [°]	Uend. stiv?
1	1	2	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
2	2	3	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
3	3	4	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
4	4	5	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
5	5	6	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
7	7	8	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
8	8	9	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
6	6	7	Justert 98x198	Justert 98x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei

### 1.4.1. Segmentdata EN 1995

Seg. nr	Mat.faktor Gamma_M	Klima-klasse	$k_{sys}$	$L_{ky}$ [mm]	$L_{kz}$ [mm]	$L_{ef}$ [mm]	Stivhetsparametre [N/mm <sup>2</sup> ]
1	1,25	3	1,00	795	795	795	Permanent: E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002 Annen variabel: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002 Vindlast: E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002 Snølast nordisk: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
2	1,25	3	1,00	1305	1305	1305	Permanent: E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002 Annen variabel: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002 Vindlast: E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002 Snølast nordisk: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 4

3	1,25	3	1,00	1370	1370	1370	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
4	1,25	3	1,00	870	870	870	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
5	1,25	3	1,00	2300	2300	2300	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
7	1,25	3	1,00	705	705	705	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
8	1,25	3	1,00	795	795	795	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
6	1,25	3	1,00	2300	2300	2300	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002

## 1.5. LASTKOMBINASJON

Forskyvninger beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

- (3) SLS Håndregnet, karakteristisk
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
1,00 \* Trafikklast  
0,70 \* Vindlast
- (4) SLS Håndregnet, bare snø



- 
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,00 \* Trafikklast  
0,00 \* Vindlast  
0,60 \* Snølast
- (11) SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + snø
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
1,00 \* Punktlaster fra trafikk  
0,70 \* Snølast
- (12) SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + vind
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
1,00 \* Punktlaster fra trafikk  
0,70 \* Vindlast
- (13) SLS Håndregnet, sjeldent forekommende - punktlast fra trafikk + vind
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,80 \* Punktlaster fra trafikk  
0,60 \* Vindlast
- (14) SLS Håndregnet, egenvekt
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast
- (15) SLS Håndregnet, egenvekt
- Grensetilstand: Bruks
- Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
0,60 \* Snølast

Snittkrefter beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

- (1) ULS Håndregnet, 6.10a
- Grensetilstand: Brudd

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 6

- 
- |                |   |
|----------------|---|
| Lasttilfeller: | 1,35 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,35 * Egenlast<br>0,95 * Trafikklast<br>1,12 * Vindlast |
|----------------|---|
- (2) ULS Håndregnet, 6.10b
- |                 |       |
|-----------------|-------|
| Grensetilstand: | Brudd |
|-----------------|-------|
- |                |   |
|----------------|---|
| Lasttilfeller: | 1,20 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,20 * Egenlast<br>1,12 * Vindlast<br>1,35 * Trafikklast |
|----------------|---|
- (5) ULS Håndregnet, 6.10a - bare snø
- |                 |       |
|-----------------|-------|
| Grensetilstand: | Brudd |
|-----------------|-------|
- |                |  |
|----------------|--|
| Lasttilfeller: | 1,35 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,35 * Egenlast<br>1,12 * Snølast |
|----------------|--|
- (6) ULS Håndregnet, 6.10b - bare snø
- |                 |       |
|-----------------|-------|
| Grensetilstand: | Brudd |
|-----------------|-------|
- |                |  |
|----------------|--|
| Lasttilfeller: | 1,20 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,20 * Egenlast<br>1,12 * Snølast |
|----------------|--|
- (7) ULS Håndregnet, 6.10a - punktlast fra trafikk + snø i andre felt
- |                 |       |
|-----------------|-------|
| Grensetilstand: | Brudd |
|-----------------|-------|
- |                |  |
|----------------|--|
| Lasttilfeller: | 1,35 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,35 * Egenlast<br>0,95 * Punktlaster fra trafikk<br>1,12 * Snølast |
|----------------|--|
- (8) ULS Håndregnet, 6.10b - punktlast fra trafikk + snø i andre felt
- |                 |       |
|-----------------|-------|
| Grensetilstand: | Brudd |
|-----------------|-------|
- |                |  |
|----------------|--|
| Lasttilfeller: | 1,20 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,20 * Egenlast<br>1,35 * Punktlaster fra trafikk<br>1,12 * Snølast |
|----------------|--|
- (9) ULS Håndregnet, 6.10a - punktlast fra trafikk + vind
- |                 |       |
|-----------------|-------|
| Grensetilstand: | Brudd |
|-----------------|-------|
- |                |   |
|----------------|---|
| Lasttilfeller: | 1,35 * <Konstruksjonens tyngde><br>1,35 * Egenlast<br>0,95 * Punktlaster fra trafikk<br>1,12 * Vindlast |
|----------------|---|
- (10) ULS Håndregnet, 6.10b - punktlast fra trafikk + vind
- 

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 7

Grensetilstand:	Brudd
Lasttilfeller:	1,20 * <Konstruksjonens tyngde> 1,20 * Egenlast 1,35 * Punktlaster fra trafikk 1,12 * Vindlast

## 1.6. ANALYSEINFORMASJON

Lineær analyse

Inkluder skjærdeformasjoner: Ja

## 2. BEREGNINGER

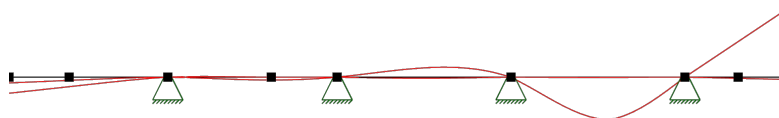
### 2.1. OPPLEGGSKREFTER

Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	RM <sub>y</sub> [kN·m]
2 (Seg)	2100	4000	0,00(10)	9,00(2)	0,00(6) max
			0,00(1)	5,61(10)	-0,00(2) min
4 (Seg)	4340	4000	0,00(10)	6,10(2)	0,00(5) max
			0,00(1)	-4,13(10)	0,00(2) min
5 (Seg)	6640	4000	0,00(10)	91,22(10)	0,00(6) max
			0,00(1)	2,41(6)	-0,00(8) min
6 (Seg)	8940	4000	0,00(10)	29,11(8)	0,00(1) max
			0,00(1)	3,35(6)	-0,00(8) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra

### 2.2. RESULTATER GRAFISK

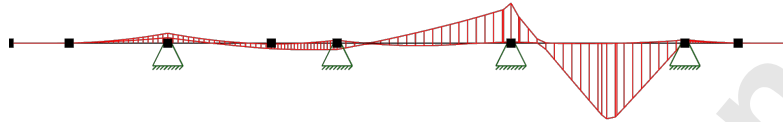
#### 2.2.1. Forskyvning



Største forskyvning: 66,7 mm

#### 2.2.2. Moment - segmenter

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk



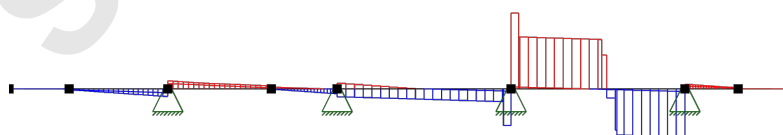
Største moment: -24,41 kN-m

2.2.3. Aksialkraft - segmenter



Største aksialkraft: 0,00 kN

2.2.4. Skjærkraft - segmenter



Største skjærkraft: 43,18 kN

E.5 DIMEL100

DIMEL100

Beregning utført: 06.05.2024 14:51:07

# Focus Konstruksjon 2024

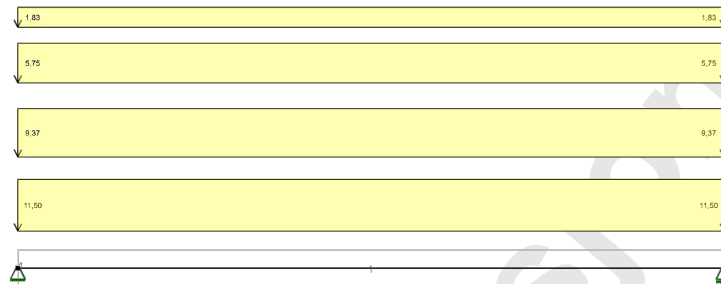
Studentversjon

# VEDLEGG

06.05.2024

Side: 2

## 1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER



### 1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	3000
2	19060	3000

### 1.2. TVERRSNITTSDATA

#### 1.2.1. Segmenter

Nr.	Navn	Parametre
1	HE 1000 A	A [mm <sup>2</sup> ] 34700 Ix [mm <sup>4</sup> ] 8,2500e+006 Iy [mm <sup>4</sup> ] 5,5380e+009 Iz [mm <sup>4</sup> ] 1,4000e+008 Total vekt [kN] 50,93

### 1.3. MATERIALDATA

1	<b>S235, Stål</b>	Material: Stål
	Fasthetsklasse: S235	
	Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C <sup>-1</sup>	Tyngdetetthet: 77,01 kN/m <sup>3</sup>
	E-modul: 2,1000e+005 N/mm <sup>2</sup>	G-modul: 8,1000e+004 N/mm <sup>2</sup>

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

# VEDLEGG

06.05.2024

Side: 3

Total vekt: 50,93 kN

Karakteristiske fasthetsparametre:

$f_y = 235,00 \text{ N/mm}^2$  for godstykkelse  $\leq 40,0 \text{ mm}$   
 $f_y = 215,00 \text{ N/mm}^2$  for godstykkelse  $\leq 80,0 \text{ mm}$   
 $f_y = 215,00 \text{ N/mm}^2$  for godstykkelse  $> 80,0 \text{ mm}$

## 1.4. SEGMENTDATA

Seg. Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Form	Rot. [°]	Uend. stiv?
1	1	2	HE 1000 A	HE 1000 A	S235, Stål	Rett bjelke		Nei

### 1.4.1. Segmentdata EN 1993

Seg. nr.	Gamma_M0 (brudd)	Gamma_M1 (brudd)	L_ky [mm]	L_kz [mm]	L_eff [mm]	k	k_w	C1	C2	C2	z_g [mm]	z_j [mm]
1	1,05	1,05	19060	19060	19060	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0	0

## 1.5. LASTKOMBINASJON

Forskyvninger beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

(3) SLS Håndregnet, karakteristisk

Grensetilstand: Bruks

Lasttilfeller:  
 $1,00 * <\text{Konstruksjonens tyngde}>$   
 $1,00 * \text{Egenlast}$   
 $1,00 * \text{Trafikklast}$   
 $0,70 * \text{Vindlast}$

(4) SLS Håndregnet, bare snø

Grensetilstand: Bruks

Lasttilfeller:  
 $1,00 * <\text{Konstruksjonens tyngde}>$   
 $1,00 * \text{Egenlast}$   
 $0,00 * \text{Trafikklast}$   
 $0,00 * \text{Vindlast}$   
 $0,60 * \text{Snølast}$

(11) SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + snø

Grensetilstand: Bruks

Lasttilfeller:  
 $1,00 * <\text{Konstruksjonens tyngde}>$   
 $1,00 * \text{Egenlast}$   
 $1,00 * \text{Punktlaster fra trafikk}$   
 $0,70 * \text{Snølast}$

(12) SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + vind

Grensetilstand: Bruks

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

# VEDLEGG

06.05.2024

Side: 4

---

Lasttilfeller:	1,00 * <Konstruksjonens tyngde> 1,00 * Egenlast 1,00 * Punktlaster fra trafikk 0,70 * Vindlast
----------------	---

Snittkrefter beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

(1) ULS Håndregnet, 6.10a

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller:	1,35 * <Konstruksjonens tyngde> 1,35 * Egenlast 0,95 * Trafikklast 1,12 * Vindlast
----------------	---

(2) ULS Håndregnet, 6.10b

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller:	1,20 * <Konstruksjonens tyngde> 1,20 * Egenlast 1,12 * Vindlast 1,35 * Trafikklast
----------------	---

(5) ULS Håndregnet, 6.10a -  
bare snø

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller:	1,35 * <Konstruksjonens tyngde> 1,35 * Egenlast 1,12 * Snølast
----------------	--

(6) ULS Håndregnet, 6.10b -  
bare snø

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller:	1,20 * <Konstruksjonens tyngde> 1,20 * Egenlast 1,12 * Snølast
----------------	--

(7) ULS Håndregnet, 6.10a -  
punktlast fra trafikk + snø i  
andre felt

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller:	1,35 * <Konstruksjonens tyngde> 1,35 * Egenlast 0,95 * Punktlaster fra trafikk 1,12 * Snølast
----------------	--

(8) ULS Håndregnet, 6.10b -  
punktlast fra trafikk + snø i  
andre felt

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller:	1,20 * <Konstruksjonens tyngde> 1,20 * Egenlast 1,35 * Punktlaster fra trafikk 1,12 * Snølast
----------------	--

---

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk



- (9) ULS Håndregnet, 6.10a -  
punktlast fra trafikk + vind  
Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Vindlast
- (10) ULS Håndregnet, 6.10b -  
punktlast fra trafikk + vind  
Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,35 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Vindlast

## 1.6. ANALYSEINFORMASJON

Lineær analyse

Inkluder skjærdeformasjoner: Ja

## 2. BEREGNINGER

### 2.1. OPPLEGGSKREFTER

Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	RMy [kN·m]
1 (Seg)	0	3000	0,00(10)	305,20(2)	0,00(2) max 0,00(1) 157,25(10) 0,00(10) min
1 (Seg)	19060	3000	0,00(10)	305,20(2)	-0,00(10) max 0,00(1) 157,25(10) -0,00(2) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra

### 2.2. SEGMENTRESULTATER

#### 2.2.1. Forskyvninger

Seg Nr.	Snitt mm	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
1	0	0,0(3)	0,0(3)	0,4(3) max 0,2(12) min
	0	0,0(3)	0,0(3)	0,2(12) min
	9530	0,0(3)	-20,1(12)	-0,0(12) max
	9530	0,0(3)	-37,4(3)	-0,0(3) min
	19060	0,0(3)	0,0(3)	-0,2(12) max
	19060	0,0(3)	0,0(3)	-0,4(3) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra

## 2.2.2. Krefter

Seg Nr.	Snitt mm	N [kN]	Vz [kN]	My [kN·m]
1	0	0,00(1)	289,94(2)	-0,00(10) max
	0	0,00(1)	149,38(10)	-0,00(2) min
	9530	0,00(1)	-0,00(6)	-749,28(10) max
	9530	0,00(1)	-0,00(9)	-1454,28(2) min
	19060	0,00(1)	-149,38(10)	-0,00(10) max
	19060	0,00(1)	-289,94(2)	-0,00(2) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra

## 2.3. RESULTATER GRAFISK

## 2.3.1. Forskyvning



Største forskyvning: 37,4 mm

## 2.3.2. Moment - segmenter

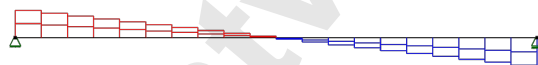


Største moment: -1454,28 kN·m

## 2.3.3. Aksialkraft - segmenter

2.3.4. Skjærkraft - segmenter

Største aksialkraft: 0,00 kN



Største skjærkraft: 289,94 kN

E.6 DIMEL80

DIMEL80

Beregning utført: 06.05.2024 14:58:28

# Focus Konstruksjon 2024

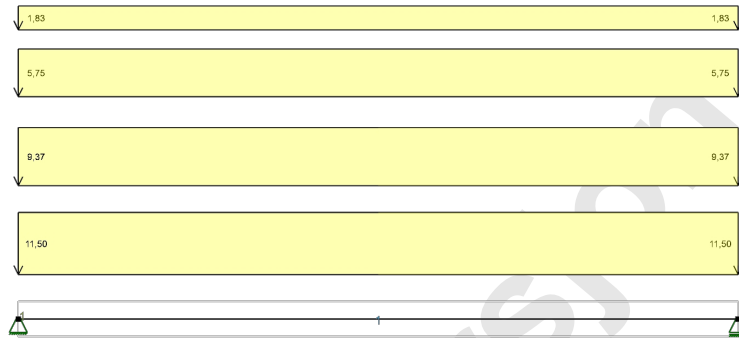
Studentversjon

# VEDLEGG

06.05.2024

Side: 2

## 1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER



### 1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	3000
2	16190	3000

### 1.2. TVERRSNITTSDATA

#### 1.2.1. Segmenter

Nr.	Navn	Parametre
1	HE 800 A	A [mm <sup>2</sup> ] 28600 Ix [mm <sup>4</sup> ] 5,9900e+006 Iy [mm <sup>4</sup> ] 3,0340e+009 Iz [mm <sup>4</sup> ] 1,2640e+008 Total vekt [kN] 35,66

### 1.3. MATERIALDATA

1	<b>S235, Stål</b>	Material: Stål
	Fasthetsklasse: S235	
	Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C <sup>-1</sup>	Tyngdetetthet: 77,01 kN/m <sup>3</sup>
	E-modul: 2,1000e+005 N/mm <sup>2</sup>	G-modul: 8,1000e+004 N/mm <sup>2</sup>

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

# VEDLEGG

06.05.2024

Side: 3

Total vekt: 35,66 kN

Karakteristiske fasthetsparametre:

$f_y = 235,00 \text{ N/mm}^2$  for godstykkelse  $\leq 40,0 \text{ mm}$   
 $f_y = 215,00 \text{ N/mm}^2$  for godstykkelse  $\leq 80,0 \text{ mm}$   
 $f_y = 215,00 \text{ N/mm}^2$  for godstykkelse  $> 80,0 \text{ mm}$

## 1.4. SEGMENTDATA

Seg. Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Form	Rot. [°]	Uend. stiv?
1	1	2	HE 800 A	HE 800 A	S235, Stål	Rett bjelke		Nei

### 1.4.1. Segmentdata EN 1993

Seg. nr.	Gamma_M0 (brudd)	Gamma_M1 (brudd)	L_ky [mm]	L_kz [mm]	L_eff [mm]	k	k_w	C1	C2	C2	z_g [mm]	z_j [mm]
1	1,05	1,05	16190	16190	16190	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0	0

## 1.5. LASTKOMBINASJON

Forskyvninger beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

(3) SLS Håndregnet, karakteristisk

Grensetilstand: Bruks

Lasttilfeller:  
 $1,00 * <\text{Konstruksjonens tyngde}>$   
 $1,00 * \text{Egenlast}$   
 $1,00 * \text{Trafikklast}$   
 $0,70 * \text{Vindlast}$

(4) SLS Håndregnet, bare snø

Grensetilstand: Bruks

Lasttilfeller:  
 $1,00 * <\text{Konstruksjonens tyngde}>$   
 $1,00 * \text{Egenlast}$   
 $0,00 * \text{Trafikklast}$   
 $0,00 * \text{Vindlast}$   
 $0,60 * \text{Snølast}$

(11) SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + snø

Grensetilstand: Bruks

Lasttilfeller:  
 $1,00 * <\text{Konstruksjonens tyngde}>$   
 $1,00 * \text{Egenlast}$   
 $1,00 * \text{Punktlaster fra trafikk}$   
 $0,70 * \text{Snølast}$

(12) SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + vind

Grensetilstand: Bruks

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

# VEDLEGG

06.05.2024

Side: 4

---

Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Egenlast  
1,00 \* Punktlaster fra trafikk  
0,70 \* Vindlast

Snittkrefter beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

(1) ULS Håndregnet, 6.10a

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Trafikklast  
1,12 \* Vindlast

(2) ULS Håndregnet, 6.10b

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,12 \* Vindlast  
1,35 \* Trafikklast

(5) ULS Håndregnet, 6.10a -  
bare snø

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
1,12 \* Snølast

(6) ULS Håndregnet, 6.10b -  
bare snø

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,12 \* Snølast

(7) ULS Håndregnet, 6.10a -  
punktlast fra trafikk + snø i  
andre felt

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Snølast

(8) ULS Håndregnet, 6.10b -  
punktlast fra trafikk + snø i  
andre felt

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,35 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Snølast

---

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

- (9) ULS Håndregnet, 6.10a -  
punktlast fra trafikk + vind
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Vindlast

- (10) ULS Håndregnet, 6.10b -  
punktlast fra trafikk + vind
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,35 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Vindlast

## 1.6. ANALYSEINFORMASJON

Lineær analyse

Inkluder skjærdeformasjoner: Ja

## 2. BEREGNINGER

### 2.1. OPPLEGGSKREFTER

Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	RMy [kN·m]
1 (Seg)	0	3000	0,00(10)	254,68(2)	-0,00(8) max -0,00(1) min
1 (Seg)	16190	3000	0,00(10)	254,68(2)	-0,00(10) max -0,00(2) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra

### 2.2. SEGMENTRESULTATER

#### 2.2.1. Forskyvninger

Seg Nr.	Snitt mm	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
1	0	0,0(3)	0,0(3)	0,4(3) max 0,2(12) min
	0	0,0(3)	0,0(3)	0,2(12) min
	8095	0,0(3)	-18,4(12)	0,0(3) max
	8095	0,0(3)	-34,8(3)	0,0(12) min
	16190	0,0(3)	0,0(3)	-0,2(12) max
	16190	0,0(3)	0,0(3)	-0,4(3) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra



## 2.2.2. Krefter

Seg Nr.	Snitt mm	N [kN]	Vz [kN]	My [kN·m]
1	0	0,00(1)	241,95(2)	0,00(1) max
	0	0,00(1)	122,56(10)	0,00(6) min
	8095	0,00(1)	0,00(2)	-522,15(10) max
	8095	0,00(1)	0,00(10)	-1030,82(2) min
	16190	0,00(1)	-122,56(10)	-0,00(9) max
	16190	0,00(1)	-241,95(2)	-0,00(2) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra

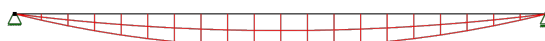
## 2.3. RESULTATER GRAFISK

## 2.3.1. Forskyvning



Største forskyvning: 34,8 mm

## 2.3.2. Moment - segmenter



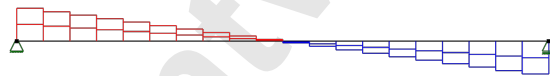
Største moment: -1030,82 kN·m

## 2.3.3. Aksialkraft - segmenter

2.3.4. Skjærkraft - segmenter



Største aksialkraft: 0,00 kN



Største skjærkraft: -241,95 kN

E.7 HE900A

HE900A

Beregning utført: 07.05.2024 10:49:08

# Focus Konstruksjon 2024

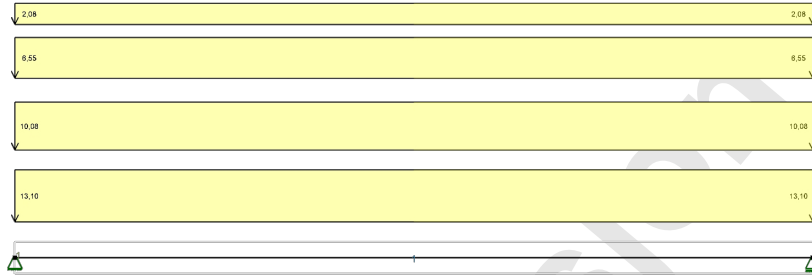
Studentversjon

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 2

## 1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER



### 1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	3000
2	22250	3000

### 1.2. TVERRSNITTSDATA

#### 1.2.1. Segmenter

Nr.	Navn	Parametre
1	HE 900 A	A [mm <sup>2</sup> ] 32000 Ix [mm <sup>4</sup> ] 7,3900e+006 Iy [mm <sup>4</sup> ] 4,2210e+009 Iz [mm <sup>4</sup> ] 1,3550e+008 Total vekt [kN] 54,83

### 1.3. MATERIALDATA

1	<b>S235, Stål</b>	Material: Stål
	Fasthetsklasse: S235	
	Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C <sup>-1</sup>	Tyngdetetthet: 77,01 kN/m <sup>3</sup>
	E-modul: 2,1000e+005 N/mm <sup>2</sup>	G-modul: 8,1000e+004 N/mm <sup>2</sup>

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 3

Total vekt: 54,83 kN

Karakteristiske fasthetsparametre:

$f_y = 235,00 \text{ N/mm}^2$  for godstykkelse  $\leq 40,0 \text{ mm}$   
 $f_y = 215,00 \text{ N/mm}^2$  for godstykkelse  $\leq 80,0 \text{ mm}$   
 $f_y = 215,00 \text{ N/mm}^2$  for godstykkelse  $> 80,0 \text{ mm}$

## 1.4. SEGMENTDATA

Seg. Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Form	Rot. [°]	Uend. stiv?
1	1	2	HE 900 A	HE 900 A	S235, Stål	Rett bjelke		Nei

### 1.4.1. Segmentdata EN 1993

Seg. nr.	Gamma_M0 (brudd)	Gamma_M1 (brudd)	L_ky [mm]	L_kz [mm]	L_eff [mm]	k	k_w	C1	C2	C2	z_g [mm]	z_j [mm]
1	1,05	1,05	22250	22250	22250	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0	0

## 1.5. LASTKOMBINASJON

Forskyvninger beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

(3) SLS Håndregnet, karakteristisk

Grensetilstand: Bruks

Lasttilfeller:  
 $1,00 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$   
 $1,00 \cdot \text{Egenlast}$   
 $1,00 \cdot \text{Trafikklast}$   
 $0,70 \cdot \text{Vindlast}$

(4) SLS Håndregnet, bare snø

Grensetilstand: Bruks

Lasttilfeller:  
 $1,00 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$   
 $1,00 \cdot \text{Egenlast}$   
 $0,00 \cdot \text{Trafikklast}$   
 $0,00 \cdot \text{Vindlast}$   
 $0,60 \cdot \text{Snølast}$

(11) SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + snø

Grensetilstand: Bruks

Lasttilfeller:  
 $1,00 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$   
 $1,00 \cdot \text{Egenlast}$   
 $1,00 \cdot \text{Punktlaster fra trafikk}$   
 $0,70 \cdot \text{Snølast}$

(12) SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + vind

Grensetilstand: Bruks

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

---

Lasttilfeller:	1,00 * <Konstruksjonens tyngde> 1,00 * Egenlast 1,00 * Punktlaster fra trafikk 0,70 * Vindlast
----------------	---

Snittkrefter beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

- (1) ULS Håndregnet, 6.10a  
Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Trafikklast  
1,12 \* Vindlast
- (2) ULS Håndregnet, 6.10b  
Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,12 \* Vindlast  
1,35 \* Trafikklast
- (5) ULS Håndregnet, 6.10a - bare snø  
Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
1,12 \* Snølast
- (6) ULS Håndregnet, 6.10b - bare snø  
Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,12 \* Snølast
- (7) ULS Håndregnet, 6.10a - punktlast fra trafikk + snø i andre felt  
Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Snølast
- (8) ULS Håndregnet, 6.10b - punktlast fra trafikk + snø i andre felt  
Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,35 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Snølast

- (9) ULS Håndregnet, 6.10a -  
punktlast fra trafikk + vind
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Vindlast

- (10) ULS Håndregnet, 6.10b -  
punktlast fra trafikk + vind
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,35 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Vindlast

## 1.6. ANALYSEINFORMASJON

Lineær analyse

Inkluder skjærdeformasjoner: Ja

## 2. BEREGNINGER

### 2.1. OPPLEGGSKREFTER

Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	RMy [kN·m]
1 (Seg)	0	3000	0,00(10)	390,13(2)	0,00(2) max
			0,00(1)	193,38(10)	0,00(10) min
1 (Seg)	22250	3000	0,00(10)	390,13(2)	0,00(2) max
			0,00(1)	193,38(10)	0,00(10) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra

### 2.2. SEGMENTRESULTATER

#### 2.2.1. Forskyvninger

Seg Nr.	Snitt mm	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
1	0	0,0(3)	0,0(3)	0,8(3) max
	0	0,0(3)	0,0(3)	0,4(12) min
	11125	0,0(3)	-51,0(12)	-0,0(12) max
	11125	0,0(3)	-98,6(3)	-0,0(3) min
	22250	0,0(3)	0,0(3)	-0,4(12) max
	22250	0,0(3)	0,0(3)	-0,8(3) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra

## 2.2.2. Krefter

Seg Nr.	Snitt mm	N [kN]	Vz [kN]	My [kN·m]
1	0	0,00(1)	370,62(2)	-0,00(10) max
	0	0,00(1)	183,71(10)	-0,00(2) min
	11125	0,00(1)	-0,00(10)	-1075,69(10) max
	11125	0,00(1)	-0,00(2)	-2170,09(2) min
	22250	0,00(1)	-183,71(10)	0,00(2) max
	22250	0,00(1)	-370,62(2)	0,00(10) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra

## 2.3. RESULTATER GRAFISK

## 2.3.1. Forskyvning



Største forskyvning: 98,6 mm

## 2.3.2. Moment - segmenter



Største moment: -2170,09 kN·m

## 2.3.3. Aksialkraft - segmenter



2.3.4. Skjærkraft - segmenter

Største aksialkraft: 0,00 kN



Største skjærkraft: 370,62 kN

E.8 HE650A

HE650A

Beregning utført: 07.05.2024 10:47:52

# Focus Konstruksjon 2024

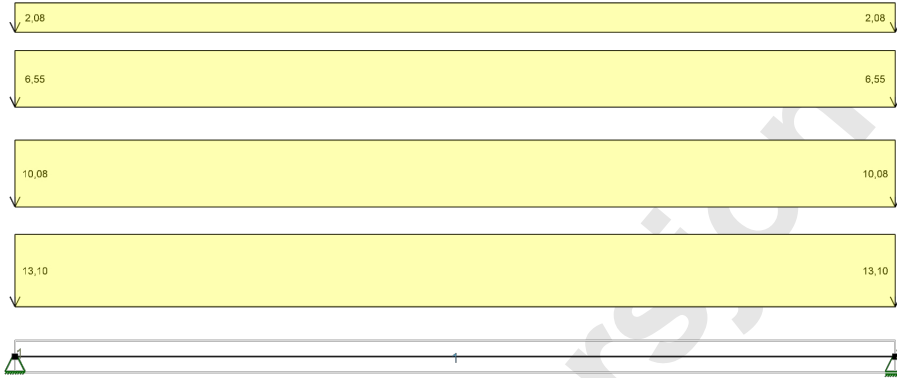
Studentversjon

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 2

## 1. KONSTRUKSJONSMODELLO OG LASTER



### 1.1. KNUTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	3000
2	17650	3000

### 1.2. TVERRSNITTSDATA

#### 1.2.1. Segmenter

Nr.	Navn	Parametre
1	HE 650 A	A [mm <sup>2</sup> ] 24200 Ix [mm <sup>4</sup> ] 4,5000e+006 Iy [mm <sup>4</sup> ] 1,7520e+009 Iz [mm <sup>4</sup> ] 1,1720e+008 Total vekt [kN] 32,89

### 1.3. MATERIALDATA

1	<b>S235, Stål</b>	Material: Stål
	Fasthetsklasse: S235	
	Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C <sup>-1</sup>	Tyngdetetthet: 77,01 kN/m <sup>3</sup>
	E-modul: 2,1000e+005 N/mm <sup>2</sup>	G-modul: 8,1000e+004 N/mm <sup>2</sup>

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 3

Total vekt: 32,89 kN

Karakteristiske fasthetsparametre:

$f_y = 235,00 \text{ N/mm}^2$  for godstykkelse  $\leq 40,0 \text{ mm}$   
 $f_y = 215,00 \text{ N/mm}^2$  for godstykkelse  $\leq 80,0 \text{ mm}$   
 $f_y = 215,00 \text{ N/mm}^2$  for godstykkelse  $> 80,0 \text{ mm}$

## 1.4. SEGMENTDATA

Seg. Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Form	Rot. [°]	Uend. stiv?
1	1	2	HE 650 A	HE 650 A	S235, Stål	Rett bjelke		Nei

### 1.4.1. Segmentdata EN 1993

Seg. nr.	Gamma_M0 (brudd)	Gamma_M1 (brudd)	L_ky [mm]	L_kz [mm]	L_eff [mm]	k	k_w	C1	C2	C2	z_g [mm]	z_j [mm]
1	1,05	1,05	17650	17650	17650	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0	0

## 1.5. LASTKOMBINASJON

Forskyvninger beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

(3) SLS Håndregnet, karakteristisk

Grensetilstand: Bruks

Lasttilfeller:  
 $1,00 * <\text{Konstruksjonens tyngde}>$   
 $1,00 * \text{Egenlast}$   
 $1,00 * \text{Trafikklast}$   
 $0,70 * \text{Vindlast}$

(4) SLS Håndregnet, bare snø

Grensetilstand: Bruks

Lasttilfeller:  
 $1,00 * <\text{Konstruksjonens tyngde}>$   
 $1,00 * \text{Egenlast}$   
 $0,00 * \text{Trafikklast}$   
 $0,00 * \text{Vindlast}$   
 $0,60 * \text{Snølast}$

(11) SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + snø

Grensetilstand: Bruks

Lasttilfeller:  
 $1,00 * <\text{Konstruksjonens tyngde}>$   
 $1,00 * \text{Egenlast}$   
 $1,00 * \text{Punktlaster fra trafikk}$   
 $0,70 * \text{Snølast}$

(12) SLS Håndregnet, karakteristisk - punktlast fra trafikk + vind

Grensetilstand: Bruks

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

# VEDLEGG

07.05.2024

Side: 4

---

Lasttilfeller:	1,00 * <Konstruksjonens tyngde> 1,00 * Egenlast 1,00 * Punktlaster fra trafikk 0,70 * Vindlast
----------------	---

Snittkrefter beregnet for alle lastkombinasjoner bestående av:

(1) ULS Håndregnet, 6.10a

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller:	1,35 * <Konstruksjonens tyngde> 1,35 * Egenlast 0,95 * Trafikklast 1,12 * Vindlast
----------------	---

(2) ULS Håndregnet, 6.10b

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller:	1,20 * <Konstruksjonens tyngde> 1,20 * Egenlast 1,12 * Vindlast 1,35 * Trafikklast
----------------	---

(5) ULS Håndregnet, 6.10a -  
bare snø

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller:	1,35 * <Konstruksjonens tyngde> 1,35 * Egenlast 1,12 * Snølast
----------------	--

(6) ULS Håndregnet, 6.10b -  
bare snø

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller:	1,20 * <Konstruksjonens tyngde> 1,20 * Egenlast 1,12 * Snølast
----------------	--

(7) ULS Håndregnet, 6.10a -  
punktlast fra trafikk + snø i  
andre felt

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller:	1,35 * <Konstruksjonens tyngde> 1,35 * Egenlast 0,95 * Punktlaster fra trafikk 1,12 * Snølast
----------------	--

(8) ULS Håndregnet, 6.10b -  
punktlast fra trafikk + snø i  
andre felt

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller:	1,20 * <Konstruksjonens tyngde> 1,20 * Egenlast 1,35 * Punktlaster fra trafikk 1,12 * Snølast
----------------	--

---

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

- (9) ULS Håndregnet, 6.10a -  
punktlast fra trafikk + vind
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,35 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,35 \* Egenlast  
0,95 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Vindlast

- (10) ULS Håndregnet, 6.10b -  
punktlast fra trafikk + vind
- Grensetilstand: Brudd
- Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,20 \* Egenlast  
1,35 \* Punktlaster fra trafikk  
1,12 \* Vindlast

## 1.6. ANALYSEINFORMASJON

Lineær analyse

Inkluder skjærdeformasjoner: Ja

## 2. BEREGNINGER

### 2.1. OPPLÉGGSKREFTER

Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	RMy [kN·m]
1 (Seg)	0	3000	0,00(10)	303,11(2)	-0,00(10) max -0,00(2) min
1 (Seg)	17650	3000	0,00(10)	303,11(2)	0,00(8) max -0,00(1) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra

### 2.2. SEGMENTRESULTATER

#### 2.2.1. Forskyvninger

Seg Nr.	Snitt mm	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
1	0	0,0(3)	0,0(3)	0,9(3) max 0,5(12) min
	0	0,0(3)	0,0(3)	0,5(12) min
	8825	0,0(3)	-46,6(12)	-0,0(12) max
	8825	0,0(3)	-92,1(3)	-0,0(3) min
	17650	0,0(3)	0,0(3)	-0,5(12) max
	17650	0,0(3)	0,0(3)	-0,9(3) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra

## 2.2.2. Krefter

Seg Nr.	Snitt mm	N [kN]	Vz [kN]	My [kN·m]
1	0	0,00(1)	287,96(2)	0,00(2) max
	0	0,00(1)	139,69(10)	0,00(10) min
	8825	0,00(1)	-0,00(2)	-648,82(10) max
	8825	0,00(1)	-0,00(9)	-1337,48(2) min
	17650	0,00(1)	-139,69(10)	0,00(5) max
	17650	0,00(1)	-287,96(2)	-0,00(1) min

Tall i parentes er nummer på lastkombinasjonen som tilhørende verdi er hentet fra

## 2.3. RESULTATER GRAFISK

## 2.3.1. Forskyvning



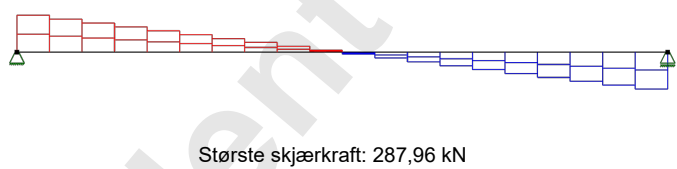
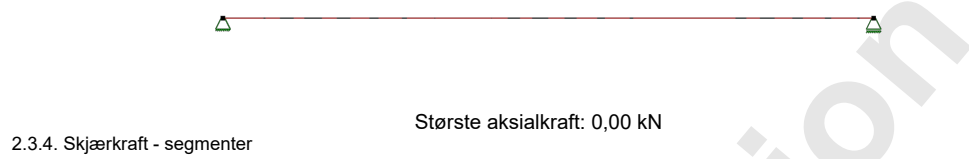
Største forskyvning: 92,1 mm

## 2.3.2. Moment - segmenter



Største moment: -1337,48 kN·m

## 2.3.3. Aksialkraft - segmenter





E.9 Rekkverk

Rekkverk

Beregning utført: 06.05.2024 15:26:35

# Focus Konstruksjon 2024

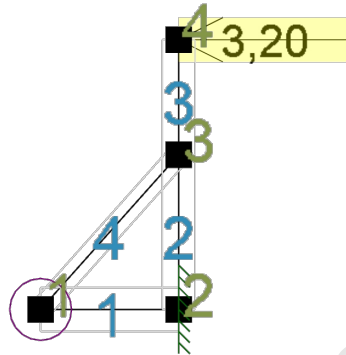
Studentversjon

# VEDLEGG

06.05.2024

Side: 2

## 1. KONSTRUKSJONSMODELLO OG LASTER



### 1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	1000	1000
2	1625	1000
3	1625	1700
4	1625	2220

### 1.2. TVERRSNITTSDATA

#### 1.2.1. Segmenter

Nr.	Navn	Parametre	
1	Justert 98x148	A [mm <sup>2</sup> ]	14504
		I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	2,7062e+007
		I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	1,1608e+007
		I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	2,6475e+007
		Total vekt [kN]	0,06
2	Justert 148x148	A [mm <sup>2</sup> ]	21904
		I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	5,9174e+007
		I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	3,9982e+007
		I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	3,9982e+007
		Total vekt [kN]	0,11

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

# VEDLEGG

06.05.2024

Side: 3

3	Justert 48x198	A [mm <sup>2</sup> ]	9504
		Ix [mm <sup>4</sup> ]	6,1843e+006
		Iy [mm <sup>4</sup> ]	3,1050e+007
		Iz [mm <sup>4</sup> ]	1,8248e+006
		Total vekt [kN]	0,02

## 1.3. MATERIALDATA

<b>1 C24, Heltre</b>	Material: Heltre
Varmeutv.koeff.: 5,00e-006 °C <sup>-1</sup>	
Fasthetsklasse: C24	
Tyngdetetthet: 4,12 kN/m <sup>3</sup>	
Sprekkfaktor k <sub>cr</sub> : 0,67	Total vekt: 0,19 kN
Karakteristiske fasthetsparametre:	
f <sub>mk</sub> = 24,00 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>vk</sub> = 4,00 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>t0k</sub> = 14,50 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>c0k</sub> = 21,00 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>t90k</sub> = 0,40 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>c90k</sub> = 2,50 N/mm <sup>2</sup>

## 1.4. SEGMENTDATA

Seg. Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Form	Rot. [°]	Uend. stiv?
1	1	2	Justert 48x198	Justert 48x198	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
2	2	3	Justert 148x148	Justert 148x148	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
3	3	4	Justert 148x148	Justert 148x148	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei
4	1	3	Justert 98x148	Justert 98x148	C24, Heltre	Rett bjelke		Nei

### 1.4.1. Segmentdata EN 1995

Seg. nr	Mat.faktor Gamma_M	Klima-klasse	k <sub>sys</sub>	L <sub>ky</sub> [mm]	L <sub>kz</sub> [mm]	L <sub>ef</sub> [mm]	Stivhetsparametre [N/mm <sup>2</sup> ]
1	1,25	3	1,00	625	625	625	Permanent: E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002 Annen variabel: E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002 Snølast nordisk: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002 Vindlast: E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
2	1,25	3	1,00	700	700	700	Permanent: E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002 Annen variabel: E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002 Snølast nordisk: E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002 Vindlast: E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002

# VEDLEGG

06.05.2024

Side: 4

3	1,25	3	1,00	520	520	520	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002
4	1,25	3	1,00	938	938	938	Permanent:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Annen variabel:	E = 3,6667e+003 G = 2,3000e+002
							Snølast nordisk:	E = 7,8571e+003 G = 4,9286e+002
							Vindlast:	E = 1,1000e+004 G = 6,9000e+002

## 1.5. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for lastkombinasjon

(1) Predefinert lastkombinasjon

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Nyttelast  
1,00 \* Egenlast  
1,00 \* Snølast  
1,00 \* Vindlast

## 1.6. ANALYSEINFORMASJON

Lineær analyse

Inkluder skjærdeformasjoner: Ja

## 2. BEREGNINGER

### 2.1. OPPLÈGGSKREFTER

Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	RMy [kN·m]
1 (Seg)	1625	1000	3,20	0,19	3,93
Resultanter			3,20	0,19	

### 2.2. SEGMENTRESULTATER

#### 2.2.1. Forskyvninger

Seg Nr.	Snitt mm	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
1	0	-0,0	-2,9	-0,3
	625	0,0	0,0	0,0

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

# VEDLEGG

06.05.2024

Side: 5

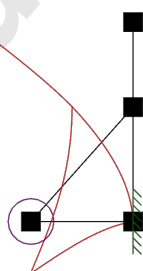
2	0	0,0	0,0	0,0
	700	-3,4	0,0	-0,5
3	0	-3,4	0,0	-0,5
	520	-9,1	0,0	-0,6
4	0	-0,0	-2,9	-0,2
	938	-3,4	0,0	-0,5

## 2.2.2. Krefter

Seg Nr.	Snitt mm	N [kN]	Vz [kN]	My [kN·m]
1	0	1,78	-2,73	0,00
	625	1,78	-2,75	1,71
2	0	2,56	-1,42	-2,22
	700	2,62	-1,42	-1,22
3	0	-0,05	-3,20	-1,66
	520	-0,00	-3,20	0,00
4	0	-3,22	0,49	0,00
	938	-3,18	0,46	-0,44

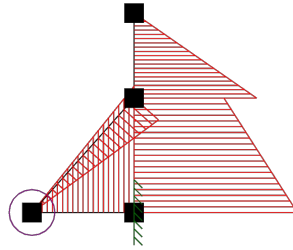
## 2.3. RESULTATER GRAFISK

### 2.3.1. Forskyvning



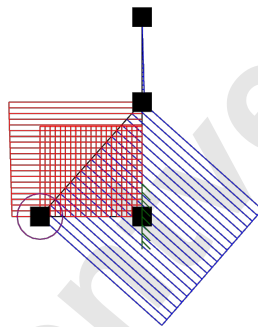
Største forskyvning: 9,1 mm

### 2.3.2. Moment - segmenter



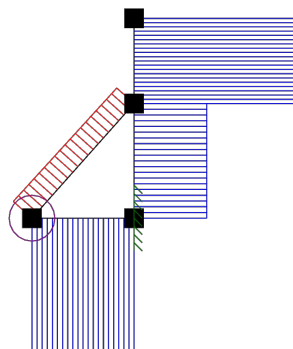
2.3.3. Aksialkraft - segmenter

Største moment:  $-2,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$



2.3.4. Skjærkraft - segmenter

Største aksialkraft:  $-3,22 \text{ kN}$



Største skjærkraft:  $-3,20 \text{ kN}$

## VEDLEGG

### F Manuell kapasitetskontroll

#### F.1 Tredekke og trebjelker

##### Tre

Krav skjær:  $\tau_{\text{maks}} \leq f_{v,d}$  EK5 1-1, 6.1.7 (6.13)  
 Krav moment:  $\sigma_{\text{bøyenspenning}} \leq f_{m,d}$  EK5 1-1, 616 (6.11), kun  
 bøyemoment om én akse

##### Diverse parametre:

	Bjelker:	Dekke:		
		Kjørefelt	Gangfelt	
Klasse	T21	C24	C24	V413, 2.3.2
$f_{m,k}$ (MPa)	29	24	24	NS-EN 338, tabell 1 og 2
$f_{v,k}$ (MPa)	4	4	4	
$k_{\text{mod}}$	0,65	0,65	0,65	EK5 1-1, tabell 3.1
$\gamma_M$	1,15	1,25	1,25	EK5 1-1, tabell NA.2.3
b (mm)	98	223	148	
$k_{cr}$	0,8	0,67	0,67	EK5 1-1, NA.6.1.7
$b_{\text{eff}}$ (mm)	78,4	149,41	99,16	EK5 1-1, NA.6.1.7 (NA.6.13a)
h (mm)	198	85,5	48	
$A_{\text{eff}}$ (mm <sup>2</sup> )	15523,2	12774,555	4759,68	
$I$ (mm <sup>4</sup> )	6,34E+07	1,16E+07	1,36E+06	
$f_{v,d}$ (MPa)	2,26	2,08	2,08	EK5 1-1, 2.4.1 (2.14)
$f_{m,d}$ (MPa)	16,39	12,48	12,48	EK5 1-1, 2.4.1 (2.14)
$V_{\text{Ed}}$ (kN)	19,26	6,29	3,98	
$M_{\text{Ed}}$ (kNm)	8,14	0,28	0,17	

##### Skjærspenning

	Bjelker	Kjørefelt	Gangfelt
$\tau_d$ (MPa) = $3V/2A_{\text{eff}}$	1,86	0,74	1,25
$f_{v,d}$ (MPa)	2,26	2,08	2,08
<b>Utnyttelse</b>	<b>82 %</b>	<b>36 %</b>	<b>60 %</b>

##### Momentspenning

	Bjelker	Kjørefelt	Gangfelt
$\sigma_{m,y,d}$ (MPa) = $Mz/I_y$	12,71	1,03	2,99
$f_{m,d}$ (MPa)	16,39	12,48	12,48
<b>Utnyttelse</b>	<b>78 %</b>	<b>8 %</b>	<b>24 %</b>

# VEDLEGG

## Horizontal last

Lastbredde (mm) 440

## Bremselast (y-retning)

$N_{Ed}$ (kN)	48,6	
	Kjørefelt:	Gangfelt:
Klasse	C24	C24
Areal (mm)	37620	21120
$k_{mod}$	0,65	0,65
$\gamma_M$	1,25	1,25

## Trykkspenning

	Kjørefelt	Gangfelt
$f_{c,0,k}$ (MPa)	21	21
$f_{c,0,d}$ (MPa)	10,92	10,92
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,29	2,30
<b>Utnyttelse</b>	<b>12 %</b>	<b>21 %</b>

*NS-EN 338, tabell 1*  
*EK5 1-1, 2.4.1 (2.14)*

## Strekkspenning

	Kjørefelt	Gangfelt
$f_{t,0,k}$ (MPa)	14,5	14,5
$f_{t,0,d}$ (MPa)	7,54	7,54
$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	1,29	2,30
<b>Utnyttelse</b>	<b>17 %</b>	<b>31 %</b>

*NS-EN 338, tabell 1*  
*EK5 1-1, 2.4.1 (2.14)*



## VEDLEGG

### Sidelast (x-retning)

$N_{Ed}$ (kN)	12,15	
	Trafikkfelt	Gangfelt
Klasse	C24	C24
Areal (mm)	37620	21120
$k_{mod}$	0,65	0,65
$\gamma_M$	1,25	1,25

### Trykkspenning

	Kjørefelt	Gangfelt	
$f_{c,90,k}$ (MPa)	2,5	2,5	<i>NS-EN 338, tabell 1</i>
$f_{c,90,d}$ (MPa)	1,3	1,3	<i>EK5 1-1, 2.4.1 (2.14)</i>
$\sigma_{c,90,d}$ (MPa)	0,32	0,58	
<b>Utnyttelse</b>	<b>25 %</b>	<b>44 %</b>	

### Strekkspenning

	Kjørefelt	Gangfelt	
$f_{t,90,k}$ (MPa)	0,4	0,4	<i>NS-EN 338, tabell 1</i>
$f_{t,90,d}$ (MPa)	0,21	0,21	<i>EK5 1-1, 2.4.1 (2.14)</i>
$\sigma_{t,90,d}$ (MPa)	0,32	0,58	
<b>Utnyttelse</b>	<b>155 %</b>	<b>277 %</b>	

## VEDLEGG

### F.2 Ståldragere - originalt og redusert tverrsnitt

#### Stål

##### Diverse parametre

$f_y$ (MPa)	235	V413, tabell 2.2.2-1
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	1	EK3 1-1, tabell 5.2
$\gamma_{M0}$	1,1	EK3 2, NA.6.1

##### Areal (fra dlubal.com)

	$A_{flens}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{steg}$ (mm <sup>2</sup> )
HEA800	8400	11010
HEA1000	9300	15312
HE650A	7800	7938
HE900A	9000	13238

##### Tverrsnittsklasse

###### Krav tverrsnittklasse 1

	Maks c/t	
Steg:	72 $\epsilon$	EK3 1-1, tabell 5.2
Flens:	9 $\epsilon$	EK3 1-1, tabell 5.2

##### HEA800

	Forhold	Klasse
Steg	48,93	1
Flens	4,82	1

##### HE650A

	Forhold	Klasse
Steg	43,56	1
Flens	5,25	1

##### HEA1000

	Forhold	Klasse
Steg	56,24	1
Flens	4,35	1

##### HE900A

	Forhold	Klasse
Steg	51,88	1
Flens	4,5	1

Verdier hentet fra dlubal

##### Skjærkapasitet, alle stålbjelker

$$\text{Elastisk skjærkapasitet } \tau_{c,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad \text{EK3 1-1, 6.2.6 (6.19)}$$

123,34 MPa

##### Skjærspenning

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_s} \text{ hvis } \frac{A_f}{A_s} \geq 0,6 \quad \text{EK3 1-1, 6.2.6 (6.21)}$$

	HEA800	HEA1000	HE650A	HE900A
$A_f/A_s$	0,76	0,61	0,98	0,68
$V_{Ed}$ (kN)	241,95	289,94	287,96	370,62
$\tau_{Ed}$ (MPa)	21,98	18,94	36,28	28
<b>Utnyttelse</b>	<b>18 %</b>	<b>15 %</b>	<b>29 %</b>	<b>23 %</b>

# VEDLEGG

## Elastisk momentkapasitet

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad EK3 1-1, 6.2.5 (6.14)$$

	HEA800	HEA1000	HE650A	HE900A
$W_{el,min} (cm^3)$	7680	11190	5474	9485
$M_{el,Rd} (kNm)$	1640,73	2390,59	1169,45	2026,34
$M_{Ed} (kNm)$	1030,82	1454,28	1337,48	2170,09
<b>Utnyttelse</b>	<b>63 %</b>	<b>61 %</b>	<b>114 %</b>	<b>107 %</b>

## Plastisk momentkapasitet

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad EK3 1-1, 6.2.5 (6.13)$$

	HE650A	HE900A
$W_{pl} (cm^3)$	6136	10810
$M_{pl,Rd} (kNm)$	1310,872727	2309,409091
<b>Utnyttelse</b>	<b>102 %</b>	<b>94 %</b>

## VEDLEGG

### Redusert tverrsnitt, flens 5% og steg 2,5%

Flens	95 %
Steg	97,5 %

### Flens

	$A_f(\text{mm}^2)$	c/t-forhold	Tverrsnittsklasse
HEA800	7980	5,08	1
HEA1000	8835	4,58	1
HE650A	7410	5,53	1
HE900A	8550	4,74	1

### Steg

	$A_s(\text{mm}^2)$	c/t-forhold	Tverrsnittsklasse
HEA800	10734,75	50,19	1
HEA1000	14929,20	57,68	1
HE650A	7739,55	44,67	1
HE900A	12907,05	53,21	1

### Skjærspenning

	HEA800	HEA1000	HE650A	HE900A
$A_f/A_s$	0,74	0,59	0,96	0,66
$V_{Ed}$ (kN)	241,95	289,94	287,96	370,62
$\tau_{Ed}$ (MPa)	22,54	20,90	37,21	28,71
<b>Utnyttelse</b>	<b>18 %</b>	<b>17 %</b>	<b>30 %</b>	<b>23 %</b>

$\tau_{Ed}$

$$\text{HEA1000: } \frac{A_f}{A_s} < 0,6 \rightarrow \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t} \quad \text{EK3 1-1, 6.2.6 (6.20)}$$

### HEA1000

z(mm)	366,7	Arealsenter
S(mm <sup>3</sup> )	5,98E+06	Første arealmoment
I(mm <sup>4</sup> )	5,15E+09	Andre arealmoment
t(mm)	16,09	Tverrsnittstykkelsen der spenningen påvises

### Elastisk momentkapasitet

Elastisk tverrsnittsmodul for I – bjelke,  $W_{el,min} = I/0,5h$

	HEA800	HEA1000	HE650A	HE900A
I(mm <sup>4</sup> )	2,81E+09	5,15E+09	1,63E+09	3,93E+09
$W_{el,min}$ (cm <sup>3</sup> )	7122,92	10410,90	5091,76	8821,12
$M_{el,Rd}$ (kNm)	1521,71	2224,15	1087,79	1884,51
$M_{Ed}$ (kNm)	1030,82	1454,28	1337,48	2170,09
<b>Utnyttelse</b>	<b>68 %</b>	<b>65 %</b>	<b>123 %</b>	<b>115 %</b>

# VEDLEGG

## Plastisk momentkapasitet

Plastisk tverrsnittsmodul for I – bjelke,  $W_{pl} = 0,25t_w d^2 + bt(d + t)$   
*Roark's Formulas for Stress and Strain, 7E, table A.1 (6)*

$t_w$  = tykkelse steg

$d$  = lengde steg

$b$  = bredde flens

$t$  = tykkelse flens

Se vedlegg REDUSERT TVERRSNITT for dimensjoner

	HE650A	HE900A
$W_{pl}(\text{mm}^3)$	5706952,50	10071992,10
$M_{pl,Rd}(\text{kNm})$	1219,21258	2151,743767
<b>Utnyttelse</b>	<b>110 %</b>	<b>101 %</b>

## Økt flytegrense

$f_y(\text{MPa})$  275

	HE650A	HE900A
$M_{pl,Rd}(\text{kNm})$	1426,738126	2517,998025
<b>Utnyttelse</b>	<b>94 %</b>	<b>86 %</b>

## VEDLEGG

Redusert tverrsnitt, flens 15% og steg 7,5%

Flens	85 %
Steg	92,5 %

**Flens**

	$A_f(\text{mm}^2)$	c/t-forhold	Tverrsnittsklasse
HEA800	7140	5,67	1
HEA1000	7905	5,12	1
HE650A	6630	6,18	1
HE900A	7650	5,29	1

**Steg**

	$A_s(\text{mm}^2)$	c/t-forhold	Tverrsnittsklasse
HEA800	10184,25	52,90	1
HEA1000	14163,6	60,80	1
HE650A	7342,65	47,09	1
HE900A	12245,15	56,08	1

**Skjærspenning**

	HEA800	HEA1000	HE650A	HE900A
$A_f/A_s$	0,70	0,56	0,90	0,62
$V_{Ed}$ (kN)	241,95	289,94	287,96	370,62
$E_d$ (MPa)	23,76	21,98	39,22	30,27
<b>Utnyttelse</b>	<b>19 %</b>	<b>18 %</b>	<b>32 %</b>	<b>25 %</b>

HEA1000:  $\frac{A_f}{A_s} < 0,6 \rightarrow \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t}$  EK3 1-1, 6.2.6 (6.20)

**HEA1000**

z(mm)	364,27	Arealsenter
S(mm <sup>3</sup> )	5,46E+06	Første arealmoment
I(mm <sup>4</sup> )	4,72E+09	Andre arealmoment
t(mm)	15,26	Tverrsnittstykkelsen der spenningen påvises

**Elastisk momentkapasitet**

	HEA800	HEA1000	HE650A	HE900A
I(mm <sup>4</sup> )	2,57E+09	4,72E+09	1,49E+09	3,53E+09
$W_{el,min}$ (cm <sup>3</sup> )	6505,75	9532,20	4644,26	7938,77
$M_{el,Rd}$ (kNm)	1389,86	2036,43	992,18	1696,01
$M_{Ed}$ (kNm)	1030,82	1454,28	1337,48	2170,09
<b>Utnyttelse</b>	<b>74 %</b>	<b>71 %</b>	<b>135 %</b>	<b>128 %</b>

## VEDLEGG

### Plastisk momentkapasitet

	HE650A	HE900A
$W_{pl}$ (mm <sup>3</sup> )	5205094,68	9022594,62
$M_{pl,Rd}$ (kNm)	1111,9975	1927,55431
<b>Utnyttelse</b>	<b>120 %</b>	<b>113 %</b>

### Økt flytegrense

$f_y$  (MPa) 275

	HE650A	HE900A
$M_{pl,Rd}$ (kNm)	1301,27367	2255,64866
<b>Utnyttelse</b>	<b>103 %</b>	<b>96 %</b>

$f_y$  (MPa) 355

	HE650A
$M_{pl,Rd}$ (kNm)	1679,826011
<b>Utnyttelse</b>	<b>80 %</b>

## VEDLEGG

Redusert tverrsnitt, flens 41% og steg 15 %

Flens	59 %
Steg	85 %

### HE650A

Flens	$A_f(\text{mm}^2)$	c/t-forhold	Tverrsnittsklasse
	4602	8,9	1
Steg	$A_s(\text{mm}^2)$	c/t-forhold	Tverrsnittsklasse
	6747,3	51,24	1

### Skjærspenning

$A_f/A_s$	0,68
$V_{Edx}(\text{kN})$	287,96
$\tau_{Ed}(\text{MPa})$	42,68
<b>Utnyttelse</b>	<b>35 %</b>

### Elastisk momentkapasitet

$I(\text{mm}^4)$	1,11E+09
$W_{el,min}(\text{cm}^3)$	3482,66
$M_{el,Rd}(\text{kNm})$	744,02
$M_{Ed}(\text{kNm})$	1337,48
<b>Utnyttelse</b>	<b>180 %</b>

### Plastisk momentkapasitet

	HE650A
$W_{pl}(\text{mm}^3)$	3940232,70
$M_{pl,Rd}(\text{kNm})$	841,7769849
<b>Utnyttelse</b>	<b>159 %</b>

### Økt flytegrense

#### HE650A

$f_y(\text{MPa})$	275	355
$M_{pl,Rd}(\text{kNm})$	985,0581738	1271,620552
<b>Utnyttelse</b>	<b>136 %</b>	<b>105 %</b>



## VEDLEGG

### F.3 Lager

Antall fastlager	16
------------------	----

#### Horisontale laster

##### Vindlast

	x-retning	y-retning
Totalt (kN)	245,2	8,36
Per lager (kN/stk)	15,33	0,52

##### Bremselast

Mest kritisk	10% av hele brua	60% av G1	<i>EK1 2, NA.5.4</i>
Totalt (kN)	357,8	72	
Per lager (kN/stk)	22,36	<b>36</b>	

##### Sidelast

	25 % av bremselast	<i>EK1 2, NA5.4</i>
Per lager (kN/stk)	9	

#### Dimensjonerende laster

	Faktor	Dim. Last
Vindlast x-retning	1,12	17,16
Vindlast y-retning	1,12	0,59
Bremselast	1,35	48,6
Sidelast	1,35	12,15

#### Total horisontale laster

$F_x$ (kN/stk)	29,3
$F_y$ (kN/stk)	49,2

#### Total horisontal forskyvning, $v_{xy}$

$$v_{xy} = R_{xy} * T_e / A * G \quad \text{EN 1337-3, 5.3.3.7 (17)}$$

$$R_{xy} = \text{resultant av horisontalkraft i x- og y-retning} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$T_e$  = tykkelse lager

A = overflateareal lager

G = skyvmodul

$R_{xy}$ (kN)	57,26
$T_e$ (mm)	37
A (mm <sup>2</sup> )	75000
G (MPa)	0,9
$v_{xy}$ (mm)	<b>31,39</b>

*EN 1337-3, 4.3.1.1*

## VEDLEGG

### Minsket tykkelse til 29 mm

$R_{xy}$ (kN)	57,26
$T_e$ (mm)	29
$A$ (mm <sup>2</sup> )	75000
$G$ (MPa)	0,9
$v_{xy}$ (mm)	<b>24,60</b>

*EN 1337-3, 4.3.1.1*

## F.4 Betongfundament

**Betong****Trykkspenning**

Areal lager (mm)	75000
$N_{Ed,c}$ (kN)	390,13
$\sigma_t$ (MPa)	5,20
$f_{ck}$ (MPa)	20
$\alpha_{cc}$	0,85
$\gamma_c$	1,5
$f_{cd}$ (MPa)	11,33
<b>Utnyttelse</b>	<b>46 %</b>

F.5 Vipping av ståldragere

kommentar	[enhet]	Type bjelke:	DIMEL100	DIMEL80	HE650A	HE900A
	m	L <sub>spenn</sub>	19,06	16,19	17,65	22,25
antall jevnt fordelte feste punkter	stk	n	6	6	6	6
største dimensjonerende bøyemoment	kNm	M <sub>y,Ed</sub>	1454,28	1030,82	1337,48	2170,09
tykkelse flens	mm	t <sub>flens</sub>	31	28	26	30
bredden flens	mm	b <sub>flens</sub>	300	300	300	300
tykkelse steg	mm	t <sub>w</sub>	16,5	15	13,5	16
høyde bjelke	mm	h <sub>tot</sub>	990	790	640	890
stål kvalitet	N/mm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	235	235	235	235
areal til trykkpåkjent flens + 1/3 av trykkbelastet steg	mm <sup>2</sup>	A <sub>f</sub>	11852	10419	9417	11283
2. arealmoment til trykkpåkjent flens	mm <sup>4</sup>	I <sub>z,flens</sub>	6,98E+07	6,30E+07	5,85E+07	6,75E+07
elastisk seksjonsmodul om y-akse	mm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub>	1,12E+07	7,68E+06	5,47E+06	9,49E+06
	-	ε	1	1	1	1
momentkapasitet	kNm	M <sub>c,Rd</sub>	2504,20	1719,30	1225,13	2122,83
EK3 del 2, NA.6.1	-	γ <sub>M1</sub>	1,05	1,05	1,05	1,05
EK3 del 1-1, kap 6.3.2.3 - anbefalt verdi	-	λ <sub>1,T,0</sub>	0,4	0,4	0,4	0,4
grenseslankhet. EK3 del 1-1, NA6.3.2.4	-	λ <sub>c0</sub>	0,5	0,5	0,5	0,5
korreksjonsfaktor for mom. fordeling. EK3 del 1-1, tabell 6.6	-	k <sub>c</sub>	0,94	0,94	0,94	0,94
lengde mellom fastholdelsespunkt	mm	L <sub>c</sub>	3176,67	2698,33	2941,67	3708,33
treghetsradie for trykkflens + 1/3 av trykkbelastet steg	mm	i <sub>f,z</sub>	76,71	77,76	78,82	77,35
	-	λ <sub>1</sub>	93,90	93,90	93,90	93,90
	-	λ <sub>f</sub>	0,415	0,347	0,374	0,480
	-	mindre eller lik?	0,861	0,834	0,458	0,489
	-	KONKLUSION:	OK, er mindre	OK, er mindre	OK, er mindre	OK, er mindre

## VEDLEGG

### F.6 Rekkverk

Hvilken bjelke:	Liggende	Stående	Avstiver	
<b>Diverse parametre</b>				
Dimensjon	48x198	148x148	98x148	
Klasse	T21	C24	C24	
$f_{t,0,k}$ (MPa)	21	14,5	14,5	NS-EN 338, tabell 1 og 2
$f_{c,0,k}$ (MPa)	25	21	21	NS-EN 338, tabell 1 og 2
$f_{m,k}$ (MPa)	29	24	24	NS-EN 338, tabell 1 og 2
$f_{v,k}$ (MPa)	4	4	4	NS-EN 338, tabell 1 og 2
$k_{mod}$	0,65	0,65	0,65	EK5 1-1, tabell 3.1
$\gamma_M$	1,15	1,25	1,25	EK5 1-1, tabell NA. 2.3
b (mm)	48	148	148	
h (mm)	198	148	98	
$k_{cr}$	0,8	0,67	0,67	EK5 1-1, NA.6.1.7
$b_{eff}$ (mm)	38,4	99,16	99,16	EK5 1-1, NA.6.1.7, (NA.6.13a)
A (mm <sup>2</sup> )	9504	21904	14504	
$A_{eff}$ (mm <sup>2</sup> )	7603	14676	9718	
$I_y$ (mm <sup>4</sup> )	3,10E+07	4,00E+07	1,16E+07	
$I_z$ (mm <sup>4</sup> )	1,82E+06	4,00E+07	2,65E+07	
Verdi for $k_m$	0,7	0,7	0,7	EK5 1-1, 6.1.6 (2)
<b>Kapasitet</b>				
$f_{t,0,d}$ (MPa)	11,87	7,54	7,54	EK5 1-1, 2.4.1 (2.14)
$f_{c,0,d}$ (MPa)	14,13	10,92	10,92	EK5 1-1, 2.4.1 (2.14)
$f_{m,y,d}$ (MPa)	16,39	12,48	12,48	EK5 1-1, 2.4.1 (2.14)
$f_{m,z,d}$ (MPa)	16,39	12,48	12,48	EK5 1-1, 2.4.1 (2.14)
$f_{v,d}$ (MPa)	2,26	2,08	2,08	EK5 1-1, 2.4.1 (2.14)
<b>Opptredende krefter, fra Focus</b>				
$M_{Ed}$ (kNm)	1,71	2,22	0,44	
$V_{Ed}$ (kN)	2,75	3,2	0,49	
$N_{Ed,t}$ (kN)	1,78	2,62	0	
$N_{Ed,c}$ (kN)	0	0	3,22	
<b>Opptredende spenninger</b>				
$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	0,19	0,12	0	
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	0	0	0,22	
$\sigma_{m,y,d}$ (MPa) = $M_z/I_y$	5,45	4,11	1,86	
$\sigma_{m,z,d}$ (MPa) = 0	0	0	0	er bare bøyning om y-akse
$\tau_d$ (MPa) = $3V/2A_{eff}$	0,54	0,33	0,08	

<b>Kontroll av formler som definerer krav i EK3 1-1:</b>				
Strekk i fiberretningen	OPPFYLT	OPPFYLT	-	formel 6.1
Trykk i fiberretningen	-	-	OPPFYLT	formel 6.2
Bøyning	OPPFYLT	OPPFYLT	OPPFYLT	formel 6.11
	OPPFYLT	OPPFYLT	OPPFYLT	formel 6.12
Skjær	OPPFYLT	OPPFYLT	OPPFYLT	formel 6.13
Kombinert bøyning og aksialt strekk	OPPFYLT	OPPFYLT	-	formel 6.17
	OPPFYLT	OPPFYLT	-	formel 6.18
Kombinert bøyning og aksialt trykk	-	-	OPPFYLT	formel 6.19
	-	-	OPPFYLT	formel 6.20



