



**DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTETET**

## **MASTEROPPGAVE**

Studieprogram/spesialisering:  
Konstruksjoner og materialer – Master i  
teknologi/siv.ing

Vårsemesteret, 2023

Åpen

Forfatter:  
Herman Kleiven Lyngvær

Fagansvarlig ved UiS:  
Guillermo Rojas Orts

Veileder:  
Guillermo Rojas Orts

Tittel på oppgaven:  
Prosjektering av buebru i limtre

Engelsk tittel:  
Design of arched bridge in glulam

Studiepoeng: 30

Emneord:  
Limtre, buebru, dimensjonering,  
SAP2000, mekaniske forbindelser,  
AutoCAD, kapasitetskontroll

Sidetall: 111  
+ vedlegg/annet: 109

Stavanger, 15.06.2023

## **Forord**

Oppgaven er en avsluttende masteroppgave for et 2-årig masterstudie i konstruksjoner og materialer ved det teknisk-naturvitenskapelige fakultetet. Oppgaven er gitt ved Institutt for maskin, bygg og materialteknologi på UiS. Masteroppgaven gir 30 studiepoeng ved gjennomførelse.

Forfatter har tidligere erfaring med dimensjonering av tre som byggemateriale i bachelor. Det var derimot ingen tidligere erfaring ved dimensjonering av bæresystemer for bruer. Modellering i programmet SAP2000 er også en erfaring forfatter ikke hadde fra tidligere. Store deler av masteroppgaven har gått til å anskaffe seg kunnskap rundt regelverk og krav for dimensjonering av bruer i limtre. Parallelt er det benyttet tid til å lære grunnleggende funksjoner for dimensjonering av bruer i SAP2000.

En stor takk går til veileider av oppgaven Guillermo Rojas Orts for innsatsen i opplæring i programvaren SAP2000. I veiledningsmøter har veileder også delt god faglig kunnskap som har vært til stor hjelp for å gi forståelse i bruk av limtre som konstruksjonsmateriale.

Stavanger, 15.juni 2023

Herman Kleiven Lyngvær

## Sammendrag

Denne oppgaven tar for seg bruken av limtre som konstruksjonsmateriale både for det primære og sekundære bæresystemet for en bru. Programvaren SAP2000 benyttes som et digitalt hjelpemiddel ved å modellere bæresystemet for å kunne gjøre en detaljert analyse av lastpåvirkning på en buebru.

Oppgaven tar først for seg hvordan tre som materiale oppfører seg og hvordan egenskapene har store variasjoner innad i hvert enkelt tre. Trevirke er et levende materiale og får ortotrope egenskaper hvor styrkekapasitet er forskjellig avhengig av retning av materialet. Det er avgjørende for hvordan bæresystemet kan benyttes. Videre forklares ulike former av trebrutyper som er benyttet både for vei og gang- og sykkelvei i Norge.

Muligheter for lokasjons for en tenkt gjennomføring av en bru diskuteres. Når lokasjonen er valgt kan teorien om tre som bygningmateriale og brutyper kombineres for å definere hva som kan benyttes ut ifra praktiske og arkitektoniske egenskaper. Lokasjonen blir satt til sør for Auglandstunnelen i Stavanger, hvor det trengs et krysningspunkt i form av bru over et eksisterende veinett med E39. I tillegg presiseres kriterier for geometrisk utforming fra håndbøkene utgitt av Statens Vegvesen. Oppgaven fremstiller et alternativ ut ifra krav og regelverk for geometrisk utforming basert på forhåndsdimensjoner.

Konstruksjonsanalyser blir gjennomført i SAP2000 med opptredende lastkombinasjoner. Lastkombinasjonene er definert etter standardene og inneholder permanente og variable laster som er gjeldende for design av brukonstruksjoner. Analysen gir verdier for snittkrefter på bæresystemet som er modellert i programvaren. Disse benyttes i kapasitetskontroller fra standardene for å verifisere om modellen havner innenfor akseptable krav. Først antatte tverrsnittsdimensjoner havner over akseptable krav. Det er deretter gjort en iterasjonsprosess for å angi tverrsnittsdimensjoner som havner innfor kravene.

Resultatet er en buebru med overliggende bæresystem av limtre og underliggende brubane trevirke.

## **Abstract**

This master thesis deals with the use of glued laminated timber (glulam) as a construction material for both the primary and secondary support systems of a bridge. The software SAP2000 is used as a digital tool to model the support system in order to preform a detailed analysis of the load effects on an arch bridge.

The task first addresses how wood behaves as a material and how its properties vary significantly within each individual tree. Timber is a living material and exhibits orthotropic properties, where the strength capacity differs depending on the direction of the material. This is crucial for determining how the support system can be utilized. Furthermore, various types of timber structures used as roads or pedestrian and biking paths in Norway is explained.

The possibilities for the location of a hypothetical bridge construction are discussed. Once the location is chosen, the theory of wood as building material and the types of bridge structures are combined to determine what can be used based on practical and architectural properties. The location is set south of Auglandstunnelen in Stavanger, where a pedestrian crossing point in the form of a bridge is needed over an existing road network with E39. Additionally, criteria for geometric design from the handbooks published by the Norwegian Roads Administration are specified. The task presents an alternative based on requirements and regulation for geometric design, using preliminary dimensions.

Structural analyses are preformed in SAP2000 using load combinations. The load combinations are defined according to the standards and include permanent and variable loads applicable to bridge design. The analysis provides values for the internal forces on the support system modelled in the software. These values are used in capacity checks based on the standards to verify if the model meets the acceptable requirements. An iterative process is then carried out to determine cross-sectional dimensions that meets the requirements.

The result is an arch bridge with superstructure made of glued laminated timber and a substructure consisting of timber decking.

# Innholdsfortegnelse

<b>DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTETET</b> .....	1
<b>MASTEROPPGAVE</b> .....	1
Forord.....	2
Sammendrag .....	3
Abstract .....	4
Figurliste .....	8
Tabelliste.....	11
1. Intro.....	12
1.1 Problemstilling.....	12
1.2 Programvarer.....	13
1.2.1 Word .....	13
1.2.2 PTC Mathcad Prime.....	13
1.2.3 EndNote (online).....	13
1.2.4 AutoCad 2023 .....	13
1.2.5 CSiBridge.....	13
1.2.6 SAP2000 .....	14
2. Teori.....	14
2.1 Trevirke som konstruksjonsmateriale .....	14
2.1.1 Tverrsnitt inndeling.....	15
2.1.2 Celleoppbygning .....	16
2.1.3 Fuktighet i trevirke.....	18
2.1.4 Krymping .....	19
2.1.5 Styrkeklassifisering av trevirke.....	21
2.1.6 Limtre.....	22
2.2 Utforming av trebru .....	22
2.2.1 Brubane .....	22
2.3 Brutyper .....	24
2.3.1 Hengverksbruer.....	24
2.3.2 Sprengverksbruer .....	25
2.3.4 Fagverksbruer .....	26
2.3.5 Buebruer.....	27
2.3.6 Hengebruer og skråstagsbruer.....	28

3.	Valg av geometri bru .....	30
3.1	Valg av lokasjon .....	30
3.1.1	Alt 1 – Gangbru Storetveit .....	30
3.1.2	Alt 2 - Plastbru Paradis .....	30
3.1.3	Alt 3 - Gangbru sør for Auglendstunnelen.....	30
3.1.4	Valgt lokasjon .....	32
3.2	Valg av bæresystem .....	33
3.3	Krav til utforming .....	33
3.3.1	Fri høyde .....	33
3.3.2	Brubane .....	34
3.3.3	Rekkverk.....	35
3.3.4	Hengestenger.....	35
3.4	Alternativ til buebru.....	36
3.4.1	Alternativ til buebru med opphengt brubane og langsgående brubane.....	36
4.	Metode .....	38
4.1	Partialfaktormetoden.....	38
4.2	Forutsetninger og antagelser .....	42
4.2.1	Klimaklasse.....	42
4.2.2	Lastvarighetsklasse og <b>kmod</b> .....	43
5.	Karakteristiske laster.....	44
5.1	Permanente laster .....	45
5.1.1	Egenlast tre.....	45
5.1.2	Egenvekt belegning og slitelag .....	46
5.1.3	Egenlaster hengestenger og mekanisk forbindelse i stål.....	47
5.1.4	Rekkverk.....	47
5.1.5	Egenlaster komponenter.....	48
5.2	Variable laster .....	48
5.2.1	Trafikklaster.....	48
5.2.2	Snølaster.....	52
5.2.3	Vindlaster.....	53
5.3	Ulykkes laster.....	53
6.	Dimensjonerende laster.....	54
6.1	Lasttilfeller (Lastarrangement) .....	54
6.1.1	Livstiltfeller permanente laster .....	54
6.1.2	Lasttilfeller trafikklaster.....	56

6.1.3	Lasttilfeller snølaster.....	59
6.1.4	Lasttilfeller vindlaster .....	61
6.2	Lastkombinasjoner (Lasttilfeller).....	62
7.	Numerisk modell.....	63
7.1	Ny modell.....	64
7.2	Definisjon av materialet.....	65
7.3	Tverrsnitt konstruksjonsdeler.....	66
7.4	Modell.....	67
7.5	Laster .....	67
8.	Kapasitetskontroll bruddgrense.....	68
8.1	Buer – buede limtrebjelker.....	69
8.1.1	Aksial kapasitetskontroll.....	70
8.1.2	Skjær kapasitetskontroll.....	71
8.1.3	Bøyning kapasitetskontroll .....	72
8.1.4	Stabilitet .....	73
8.1.5	Kontroll kapasitet toppunkt.....	78
8.2	Bjelker – tverrgående bjelker.....	79
8.2.1	Skjær kapasitetskontroll.....	80
8.2.2	Bøyning kapasitetskontroll .....	80
8.3	Bjelker – langsgående bjelker.....	82
8.3.1	Skjær kapasitetskontroll.....	83
8.3.2	Bøyning kapasitetskontroll .....	83
8.3.3	Kombinert bøyning og aksialt trykk og strekk kapasitetskontroll .....	85
8.4	Stål hengere.....	86
8.4.1	Strekk .....	86
8.5	Mekaniske forbindelser.....	87
8.5.1	Innfestning hengere.....	87
8.5.2	Topp-ledd bue .....	93
8.5.3	Opplagere.....	96
8.5.4	Skjær-blokk brudd.....	98
8.6	Bruksgrensetilstand.....	99
8.6.1	Deformasjonskriterier .....	99
8.6.2	Vibrasjoner.....	100
9.	Brudimensjoner.....	102
10.	Konklusjon og videre arbeid.....	106

11. Referanseliste.....	108
Vedlegg.....	110

## Figurliste

Figur 1-1: Viser sideprofil av et alternativ for bæresystem .....	12
Figur 2-1: Oppbygning av en trestamme som henviser til de ulike lagene. Hentet fra Trefokus Nr.40 [11] .....	15
Figur 2-2: Celleoppbygning gjennom et år. Hentet fra «Design of timber structures - Volume 1» [9].....	16
Figur 2-3: Celleoppbygning av enkelt celle. Hentet fra FOKUS på tre Nr.40 [11] .....	17
Figur 2-4: Celleoppbygning i tre. Hentet fra «Design of timber structures - Volume 1» [9] .....	18
Figur 2-5: Krymping avhengig av vinkel på mikrofibriller og cellens lengdeakse. Hentet fra «Design of timber structures - Volume 1» [9].....	20
Figur 2-6: Krymping avhenger av fuktighet i trevirket. Hentet fra SNL – tre [7] .....	20
Figur 2-7: Forhold mellom styrke og trefuktighet. Hentet fra SNL – tre [7].....	21



Figur 2-8: 661 - Sprengverksbru med overliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19] .....	23
Figur 2-9: 51 - Buebru med overliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19].....	23
Figur 2-10: 671 - Hengeverksbru med overliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19] .....	23
Figur 2-11: 662 - Sprengverksbru med mellomliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19]).....	24
Figur 2-12: 53 - Buebru med mellomliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19] .....	24
Figur 2-13: 672 - Hengeverksbru med mellomliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19].....	24
Figur 2-14: 54 - Buebru med underliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19].....	24
Figur 2-15: 673 - Hengverksbru med underliggende brubane Hentet fra håndbok V440 [19].....	24
Figur 2-16: 663 – Sprengverksbru med underliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19] .....	24
Figur 2-17: Hengverksbru i Etnedal kommune, med dekke og trykkbjelker i limtre. Hentet fra Sweco-Trebruer [20].....	25
Figur 2-18: Kraftoverføring i sprengverksbru, tallrekken og pilene indikerer kraftretning (blå), T - tension (rød) henviser til reaksjonskrefter i strekkstag, C - compression (grønn) henviser til trykkrefter i bjelker	26
Figur 2-19: Bru i Åmot kommune. Hentet fra Sweco-Trebruer [20].....	27
Figur 2-20: Skråstagsbru med to tårn, og skråstag bare i hovedspennet. Kablene er endeforankret i grunn. Hentet fra håndbok V440 [19] .....	29
Figur 2-21: Hengebru md to tårn, og vertikale hengestenger som fester brubanen til hengekablene i hovedspennet. Forankret i grunn. Hentet fra håndbok V440[19] .....	29
Figur 3-1: Foreløpig oversiktstegning produsert av Multiconsult, bestilt av Kari Turøy. Tilsendt på e-post [26].....	31
Figur 3-2: Betongbru foreløpig utbyggelse. Eget bilde .....	32
Figur 3-3: Betongbru foreløpig utbyggelse. Eget bilde .....	32
Figur 3-4: Tverrsnitt bru .....	37
Figur 3-5:Sideprofil bru .....	38
Figur 4-1:Tabell NA.A.2.2. Hentet fra NS:EN 1990:2002 [33] .....	40
Figur 4-2: Tabell NA.A2.4(A). Hentet fra NS-EN 1990:2002 [33].....	41
Figur 4-3: Tabell NA A2.4(B). Hentet fra NS-EN 1990:2002 [33].....	41
Figur 4-4: Tabell NA.901. Hentet fra NS-EN 1995-1-1 [35] .....	42
Figur 4-5: Tabell NA.2.2. Hentet fra NS-EN 1995-1-1 [35] .....	43
Figur 5-1: Tabell 5.2.2-2. Hentet fra håndbok N400 [32].....	47
Figur 5-2: Lastplassering og geometrisk utforming. Hentet fra håndbok V412 [40].....	50
Figur 5-3: Lastplassering og geometrisk utforming. Hentet fra NS-EN 1991-2 [37] .....	50
Figur 6-1: Lasttilfelle 4 .....	57
Figur 6-2: Lasttilfelle 5 .....	57
Figur 6-3:Lasttilfelle 6 .....	58
Figur 6-4: Lasttilfelle 7 .....	58
Figur 6-5: Geometri av snølast: Hentet fra NS-EN 1991-1-3 [38] .....	59
Figur 6-6: Geometri særnorsk snølast. Hentet fra NS-EN 1991-1-3 [38].....	60
Figur 6-7: Lastkombinasjoner. Følger tabell NA.A2.4(B) i NS-EN 1990 [33] .....	62
Figur 7-1: Verdier for «Grid» i SAP2000 .....	64
Figur 7-2: Materialelegenskaper definert i SAP2000 .....	65
Figur 7-3: Tverrsnittsdimensjoner for langsgående limtrebjelke i SAP2000 .....	66
Figur 7-4: 3D-modell av bæresystem for bru i SAP2000 .....	67
Figur 8-1: Aksialkrefter .....	69
Figur 8-2: Moment i sterk akse .....	70
Figur 8-3: Aksialkraft i buene .....	70
Figur 8-4: Skjærkrefter i sterk akse for buene .....	71

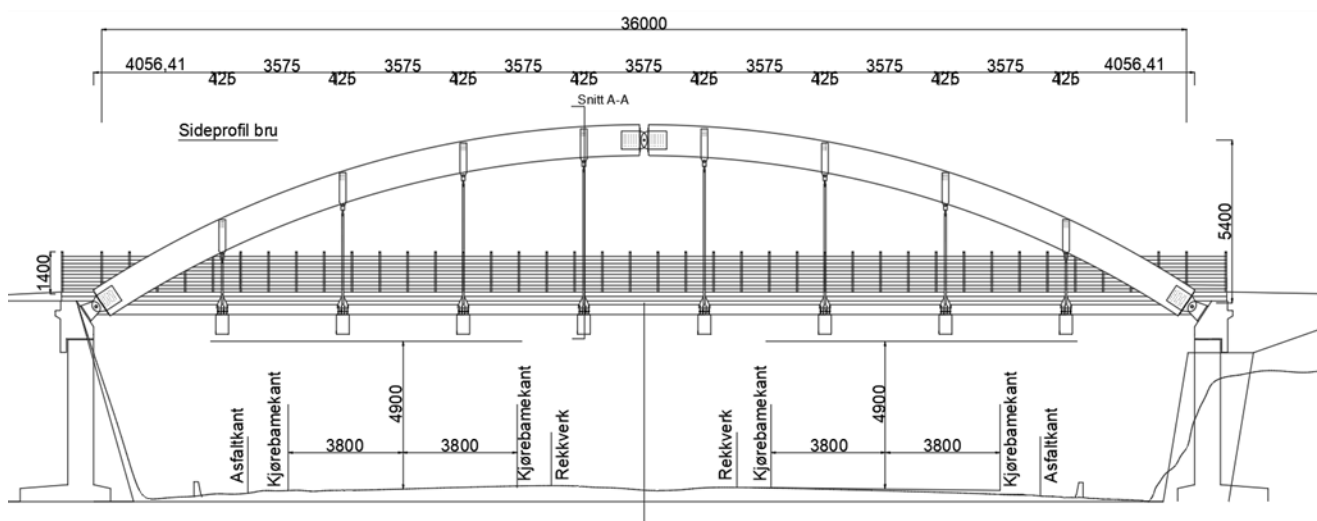
Figur 8-5: Moment i sterk akse (M3).....	72
Figur 8-6: Moment i svak akse (M2) .....	72
Figur 8-7: Oversikt over akse 3,5,6 og 8 i modellen.....	73
Figur 8-8: Vipping ut av plan. Hentet fra «Design of timber structures – Volume 1» [9].....	73
Figur 8-9: Knekking ut av plan, med avstivende bjelker. Hentet fra «Limtreboka» [18].....	74
Figur 8-10: Skjematisk verdi for numerisk faktor $\gamma_4$ . Hentet fra «Design of timber structures – Volume 1» [9].....	75
Figur 8-11: Kraft på halvbue. Hentet fra «Design of timber structures – Volume 1» [9].....	76
Figur 8-12: Posisjon av realistisk tverrsnitt brukt i kapasitetskontroll. Rød linje angir punkt på buen hvor tverrsnittet er lokalisert .....	77
Figur 8-13: Skjær i tverrgående limtrebjelke .....	80
Figur 8-14: Moment i sterk akse for tverrgående limtrebjelke .....	81
Figur 8-15: Skjær i langsgående limtrebjelke .....	83
Figur 8-16: Momentdiagram sterk akse "frame 9" .....	84
Figur 8-17: Momentdiagram sterk akse for "frame" 92.....	84
Figur 8-18: Langsgående limtrebjelke med størst aksialkraft.....	85
Figur 8-19: Aksialkraft henger.....	86
Figur 8-20: Sideprofil tverrgående limtrebjelke .....	88
Figur 8-21: Snitt A-A tverrgående limtrebjelke.....	89
Figur 8-22: Sideprofil bue limtrebjelke .....	91
Figur 8-23: Snitt A-A for bue limtrebjelke .....	92
Figur 8-24: Sideprofil bue toppledd.....	94
Figur 8-25: Snitt A-A bue toppledd .....	95
Figur 8-26: Sideprofil opplager fotende bue, utført som kemperledd .....	96
Figur 8-27: Snitt A-A opplager fotende bue .....	97
Figur 8-28: Bruddform for skjær-blokk brudd. Hentet fra NS-EN 1995-1-1 tillegg A [35].....	98
Figur 8-29: Deformasjonsverdier for brumodell i SAP2000 .....	99
Figur 8-30: Modell 1 .....	101
Figur 8-31: Modell 2.....	101
Figur 8-32: Modell 4.....	101
Figur 8-33: Modell 3.....	101
Figur 8-34: Modell 6.....	102
Figur 8-35: Modell 5.....	102
Figur 9-1: Sideprofil bru .....	103
Figur 9-2: Profil 3D-mopdell SAP2000.....	104
Figur 9-3: Snitt A-A.....	104
Figur 9-4: 3D-modell SAP2000.....	105

## Tabelliste

Tabell 4-1 .....	44
Tabell 5-1 .....	46
Tabell 5-2 .....	46
Tabell 5-3 .....	48
Tabell 5-4 .....	52
Tabell 5-5 .....	52
Tabell 5-6 .....	53
Tabell 6-1 .....	54
Tabell 6-2 .....	55
Tabell 6-3 .....	56
Tabell 6-4 .....	56
Tabell 6-5 .....	59
Tabell 6-6 .....	60
Tabell 6-7 .....	60
Tabell 6-8 .....	60
Tabell 6-9 .....	61
Tabell 6-10 .....	61
Tabell 8-1 .....	69
Tabell 8-2 .....	71
Tabell 8-3 .....	71
Tabell 8-4 .....	72
Tabell 8-5 .....	78
Tabell 8-6 .....	79
Tabell 8-7 .....	79
Tabell 8-8 .....	80
Tabell 8-9 .....	81
Tabell 8-10 .....	82
Tabell 8-11 .....	83
Tabell 8-12 .....	84
Tabell 8-13 .....	85
Tabell 8-14 .....	86
Tabell 8-15 .....	86
Tabell 8-16 .....	90
Tabell 8-17 .....	92
Tabell 8-18 .....	93
Tabell 8-19 .....	95
Tabell 8-20 .....	97
Tabell 8-21 .....	99
Tabell 8-22 .....	100
Tabell 8-23 .....	100
Tabell 8-24      Tabell 8-25 .....	101
Tabell 8-26      Tabell 8-27 .....	101
Tabell 8-28      Tabell 8-29 .....	102
Tabell 9-1 .....	103

# 1. Intro

Bakgrunn for oppgaven er å undersøke alternativene for utforming av et bæresystem for en gang- og sykkelbru. Det er ønskelig å benytte tre som det primære konstruksjonsmateriale. Oppgaven vil derfor ta utgangspunkt i at både det primære og sekundære bæresystemet skal gjennomføres som limtre i størst mulig grad. Arkitektonisk sett er buebru det som er visuelt ønskelig, som vist på figur 1-1. Teorien må derimot vurderes om dette er en relevant brutype for en gang- og sykkelbru.



Figur 1-1: Viser sideprofil av et alternativ for bæresystem

## 1.1 Problemstilling

Problemstilling lyder som følger:

- «Hvordan designe og dimensjonere gang- og sykkelbru med limtre som det primære og sekundære bæresystemet ved bruk av digitale analyseprogram.»

## **1.2 Programvarer**

Øvrig programvarer har blitt benyttet underveis med ferdigstillingen av masterrapporten. Enkelte programmer som Word, EndNote og AutoCad har lisenser som gir tilgang på flere enheter. Programvarene kunne derfor brukes både på universitetet i tillegg til bruk på private datamaskiner. CSiBridge og SAP2000 har strengere lisensavtaler, og alt arbeid har derav blitt gjennomført fysisk på lokalene til Universitetet i Stavanger.

### **1.2.1 Word**

Word er et digitalt tekstbehandlingsprogram. Det er benyttet til å fremstille resultater og informasjon hentet gjennom analyser, beregninger og eksterne kilder med teoretisk innhold. [1]

### **1.2.2 PTC Mathcad Prime**

Mathcad er en programvare hvor beregninger kan dokumenteres og løses i et formelt format. Programvaren er brukt til å digitalisere alle håndberegninger. Fordelen med bruk av programmet er at endringer av verdier endres i hele dokumentet og forenkler dermed korrigeringer av formler.[2]

### **1.2.3 EndNote (online)**

Referansehåndterings program benyttet for å effektivisere og standardisere kildebruken brukt i rapporten. Eksterne kilder er blitt registret i et eget nettbasert kilderegister manuelt. Kildene er ført inn Word med en tilleggspakke, hvor ønsket referansestil er valgt etter forhåndsdefinerte stiler.[3] IEEE er valgt for å minimere ekstra ordbruk i selve teksten.

### **1.2.4 AutoCad 2023**

AutoCAD har i oppgaven blitt benyttet til modellering og visualisering av tverrsnitt i ulike akser av brua. Programvaren er et dataassistert modellerings verktøy (computer-aided design – CAD software).[4] Den kan benyttes til å modellere og designe i både to-dimensjonalt og tre-dimensjonalt perspektiv.

### **1.2.5 CSiBridge**

CSiBridge er utviklet av amerikanske Computers & Structures, INC og kjører på SAPFire «motoren». Programvaren er et analytisk dimensjoneringsverktøy spesialisert til beregning av brukonstruksjoner. Konstruksjonsdeler som for eksempel stålkabler, dekker, veibaner, landkar etc. har forhåndsdefinerte modeller som kan benyttes for å genere en analytisk brumodell. [5]

### 1.2.6 SAP2000

SAP2000 er også utviklet av amerikanske Computers & Structures, INC og kjører på SAPFire «motoren». Programvaren inneholder verktøy som er brukt til strukturell analyse og design av konstruksjoner.[6]

## 2. Teori

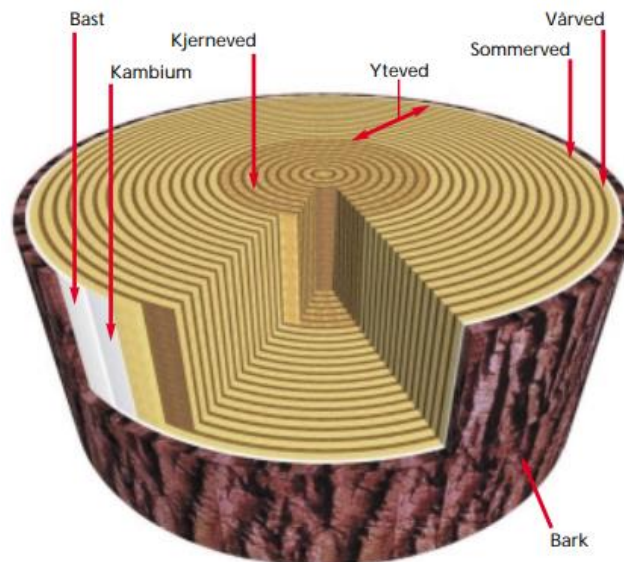
### 2.1 Trevirke som konstruksjonsmateriale

Trevirke er et levende materiale som skiller det fra de andre tradisjonelle bygningsmaterialene stål og betong. Sammenlignet med sin egenvekt kan trevirke oppnå en styrke tilsvarende som stål.[7] Det er en rekke egenskaper som påvirker trevirke som materiale, og kvaliteten på sluttproduktet er basert på en rekke parametere. *Picea abies* og *Pinus sylvestris* er de botaniske navnene på tresortene gran og furu. De er tresortene som er benyttet i størst grad for trekonstruksjoner i Norge. Det er lite som skiller dem i styrkekapasitet. Forskjellen er i cellestrukturen og oppbygningen av treverket.[8]

Oppbygningen av trestrukturen avhenger av miljøet og klimaet som opptrer i området hvor treet vokser. Treet vil optimalisere strukturen etter omgivelsene. Stammen vil vokse til en rund form for å ha lavere luftmotstand fra vind. Grener vokser ut for at enten blader eller nåler skal vokse. Bladene og nålene blir en motor for å gjennomføre fotosyntese for å opprettholde kontinuerlig vekst.[9] I noen tilfeller vil reaksjonsved bli produsert for å gjenopprette treetts statiske likevekt. En annen betegnelse for denne type ved er tenar. Veden har forskjellig betegnelse for tresort hvor den betegnes som trykkved for bartrær, og strekkved for løvtrær. Tennar dannes på trykksiden for trær med skjevhet, og har andre egenskaper på grunn av celleoppbygningen enn normalved.[10] Formen på grener, stammen og innvending arkitektur er også artsavhengig. [7] Beskrivelsen av stammens og cellenes oppbygning er en generell og mer forenklet fremstilling av treetts sammensetning. Det er for å vise til forskjellen ved bruk av et levende materiale som konstruksjonsmateriale sammenlignet med stål og betong. Forskjellen på karakteristisk oppbygning av stammen er ikke bare styrt av tresort, men også hvert enkelt tre har forskjeller.

### 2.1.1 Tverrsnitt inndeling

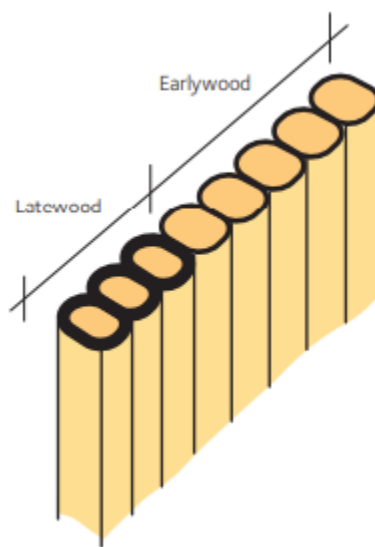
En generell oppbygning av treet er illustrert på figur 2-1 hentet fra fokus på tre-serien fra TreFokus.[11] For trevirke som skal benyttes for strukturell bruk er det fagbegrepene kjerneved, yteved, sommerved og vårved som har størst betydning. Funksjonen til cellene i yteveden er å virke som et transportledd for vann og næring videre oppover i treet. Kjerneveden består av døde celler som ikke lenger bidrar til transport av vann og mineraler og er fylt med luft. Kjerneveden er lokalisert i senter av stammen. Hovedfunksjonen til kjerneveden er å holde treet i statisk likevekt.[11]



Figur 2-1: Oppbygning av en trestamme som henviser til de ulike lagene. Hentet fra Trefokus Nr.40 [11]

Betegnelsene vårved og sommerved beskriver når på året veden er blitt dannet. Vårveden kan gjenkjennes med en lysere farge. Cellene som dannes på våren har cellevegger med omkring

2  $\mu m$ , sammenlignet med sommerveden som har omkring 10  $\mu m$ . Vårveden har av den grunn større hulrom, som er benyttet til å frakte væske og næring i treet. Gjennom sommer og høstmånedene trenger ikke treet samme form for transport av væske og næringsstoffer. Strukturell avstivelse fra eksterne laster er av større prioritering, av den grunn produseres celler med tykkere cellevegger og mindre hulrom. [9] Figur 2-2 er hentet fra Swedish Wood sin bok «*Design of timber structures – Volume 1*» [9]. Den er en forenklet illustrasjon av hvordan forskjellen i celleoppbygningen av sommerved (Latewood) og vårved (Earlywood) gjennom et år. I realiteten er antallet celler produsert i løpet av et år større en det som fremstilles i figuren.



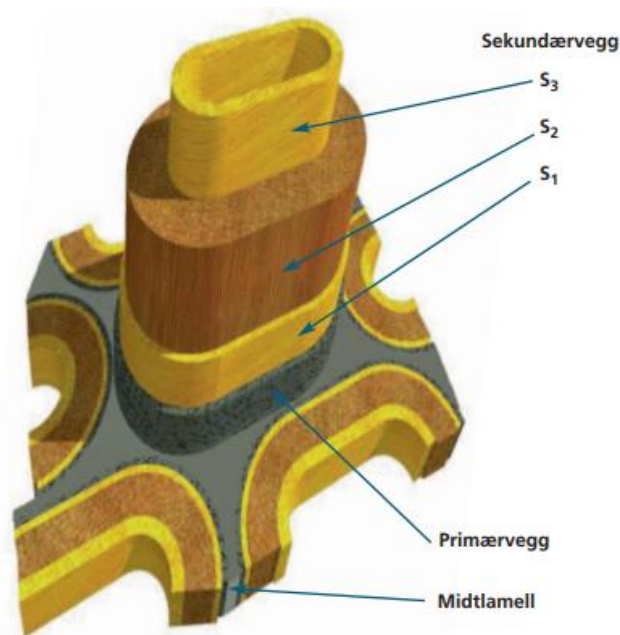
Figur 2-2: Celleoppbygning gjennom et år. Hentet fra «*Design of timber structures - Volume 1*» [9]

### 2.1.2 Celleoppbygning

Celleoppbygningen av en enkelt celle er vist på figur 2-3. De hule cellene betegnes også som hule fibre. Formen på cellene varierer i svært stor grad gjennom treets tverrsnitt. De er orientert både horisontalt og vertikalt. Det er for det meste fiber orientert i treets lengderetning, det vil si tilnærmet vertikalt. Bartrær, som er primært benyttet som konstruksjonsvirke i Norge, har et forhold mellom tykkelse og lengde på cellene på rundt 100. Celletykkelsen ligger gjennomsnittlig rundt 0.03 mm, men en lengde på 3 mm. [11] Cellene kan deles inn i ulike sjikt. Midtlamellen, farget i grå i figur 2-3, og virker som et lim mellom cellene. Innenfor dette sjiktet ligger sekundærvegen, som deles inn i de tre ulike sjiktene overgangslamellen ( $S_1$ ), sekundærveggen ( $S_2$ ) og tertiærveggen ( $S_3$ ). Det innerste sjiktet  $S_3$  har en cellevegg som er i

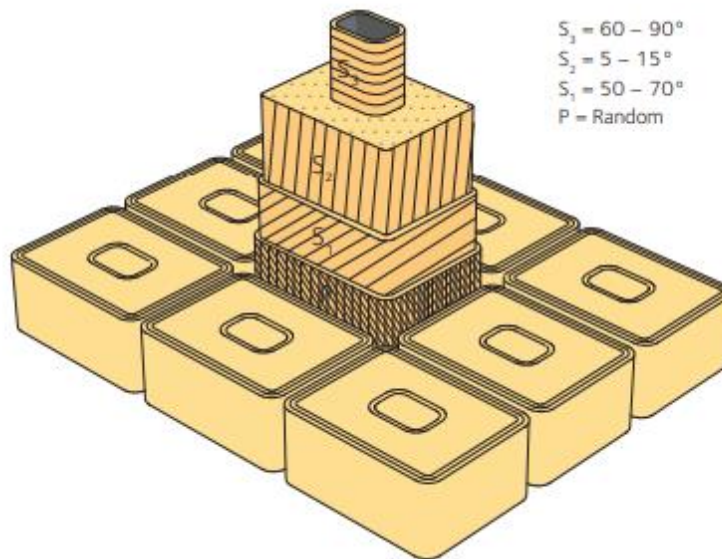


direkte kontakt med lumen. Cellene er lukket i begge ender, og hulrommet innenfor celleveggen til  $S_3$  kalles fiberlumen. Den inneholder væske i form av vann og næringsstoffer. Tykkelsen på sjiktet  $S_2$  er tykkere enn de andre veggene til sammen. Den opptar omkring 85% av celleveggens totale tykkelse. [9, 11] Overgangslamellen  $S_1$  stopper fiendtlige organismer som sopp som vil ha negativ påvirkning av styrke kvaliteten av trevirket.



Figur 2-3: Celleoppbygning av enkelt celle. Hentet fra FOKUS på tre Nr.40 [11]

Sjiktene er bygd opp av mikrofibriller. Orientering av mikrofibrillene i de ulike lagene er vist på figur 2-4. [9] De følger ikke nøyaktig lengdeaksen til selve fibret, og ligger i vilkårlige retninger i enkelte sjikt. Primærveggen (P) består av sammenflettede mikrofibriller uten bestemte retninger. Sjikt  $S_1$  og  $S_3$  har fiberorientering som er nærmere vertikalt, på tvers av lengderetningen av cellen. Det store sjiktet  $S_2$  har fiberretningen som er orientert med vinkel nært vinkelrett til lengdeaksen av cellen. Mikrofibrillene i dette sjiktet ligger tettpakket. Størrelsen på sjiktet  $S_2$  og fiberretningen danner grunnlaget til egenskapene til cellen. Trevirke får ortotropiske egenskaper som vil si at den har stor strekkfasthet i lengderetning på grunn av orienteringen av mikrofibrillene i det angitte sjiktet.[9, 11]



Figur 2-4: Celleoppbygning i tre. Hentet fra «Design of timber structures - Volume 1» [9]

### 2.1.3 Fuktighet i trevirke

Trevirke har hygroskopiske egenskaper. Fuktigheten i cellene er påvirket av luftens relative fuktighet og temperaturen rundt. Trefuktigheten i trevirket er forholdet mellom vekten av absolutt tørt treverk, og vekten av vannet som er tilstedeværende i treverket. Vektinnholdet av vann er betegnet med %. Formel er hentet fra «Design of timber structures - Volume 1»[9] og viser til trefuktigheten. Absolutt tørt trevirke har en fuktighet på 0%

$$u = \frac{m_u - m_{dry}}{m_{dry}} * 100$$

Hvor:

- $u$  vektforholdet mellom tørt treverk og treverk med angitt vekt av vann (fuktighet) uttrykt i % av vekten, [%]
- $m_u$  vekten til treverket med angitte trefuktigheten  $u$ , [kg]
- $m_{dry}$  vekten av treverket etter tørking på 103°C for 24 timer, [kg] (Tidkrevende prosess, oftest gjort på laboratorier når nøyaktig resultat er nødvendig)[8, 9]

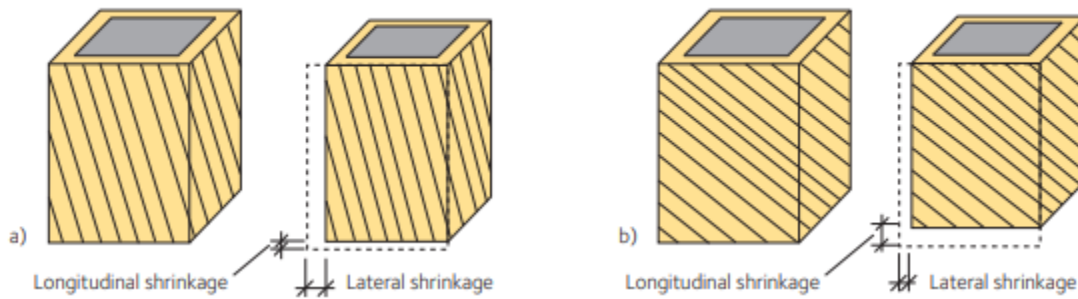
Nyavvirket trevirke har en fuktighet som ikke har gunstig bruksfuktighet for konstruksjonsvirke. Fuktigheten er forskjellig for ulike tresorter, og har individuelle forskjeller innad i et enkelt tre. Tverrsnittet til stammen av de mest brukte tresortene for konstruksjonsvirke gran og furu har fuktfordeling på:[12]

- Gjennomsnittlig fuktighet - *ca.* 80%
- Kjerneved fuktighet - 32 – 40%
- Yteved fuktighet - 120 – 130%

Ved rundt 28 – 30% fuktighetsinnhold er vannet som ligger fritt inne i cellehulrommet tørket. Resterende er vann som er bundet i celleveggene. Denne tilstanden betegnes som fibermetningspunktet. Videre uttørking av bundet vann vil føre til dimensjonsendringer av trevirket.[12]

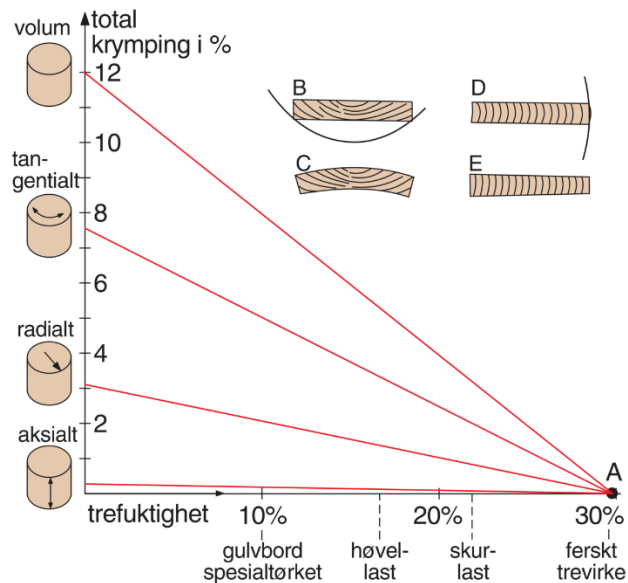
#### **2.1.4 Krymping**

Egenskapene i trevirket er i høy grad påvirket av metningsgrad i cellene. Orienteringen av mikrofibrillene som diskutert over påvirker i stor grad hvordan treverket krymper. Bundet vann ligger mellom mikrofibrillene. Økning i bundet vann vil føre til økning i distanse mellom mikrofibrillene. Resultatet er at trevirket sveller og øker i volum. Tilsvarende vil uttørking trekke ut bundet vann, og resultere i at trevirket krymper. Orienteringen av mikrofibrillene påvirker hvor mye trevirket krymper i forskjellige retninger. Det midterste sjiktet i sekundærveggen ( $S_2$ ) opptar størst volum av hele cellen. Mikrofibriller i sjiktet er orientert tilnærmet parallelt med lengdeaksen av cellen. Redusering av bundet vann gjennom tørking vil resultere i størst endring på tvers av cellen, mens det vil være mindre i lengdeaksen. I de to andre sjiktene i sekundærveggen er vinklene større sammenlignet med lengdeaksen til cellen, og krympeforholdet vil være motsatt. [12] Figur 2-5 viser til forskjellen i krymping tverrgående og parallelt til lengdeaksen av cellen. Illustrasjonen til venstre merket a) viser til en del av trevirke hvor mikrofibrillene har liten vinkel. Illustrasjon b) viser med større vinkel.[9]



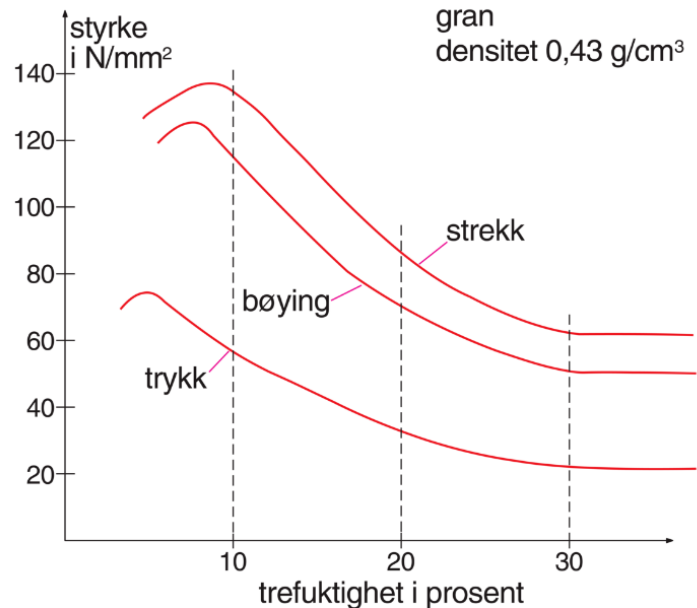
Figur 2-5: Krymping avhengig av vinkel på mikrofibriller og cellens lengdeakse. Hentet fra «Design of timber structures - Volume 1» [9]

Krymping skjer også i andre retninger enn vinkelrett og parallelt med lengdeaksen av cellen. Figur 2-6 [7] viser total krymping også for tangentialt og radielt på tverrsnittet av trestammen. Figuren illustrerer at største volumendringen skjer tangentialt (nesten 8%), og radielt (over 3%). Den aksiale dimensjonsendringen fra krymping er svært lav i forhold (fra 0,1 – 0,5%). [7]



Figur 2-6: Krymping avhenger av fuktighet i trevirket. Hentet fra SNL – tre [7]

Krymping av trevirke gjennomføres for å øke styrkeegenskapene. Figur 2-7 henviser til styrken for granvirke i strekk, bøyning og trykk for ulik fuktighet. Styrken er målt parallelt med cellenes lengdeakse.[7] Styrken øker betraktelig etter 10% etter uttørking.



Figur 2-7. Forhold mellom styrke og trefuktighet. Hentet fra SNL – tre [7]

### 2.1.5 Styrkeklassifisering av trevirke

Konstruksjonsdimensjonert trevirke sorteres etter styrkeklasser. Standarden NS-EN 338 definerer egenskaper for fasthetsklassene av konstruksjonsvirke. [13] Klassifisering av fasthetsklassen settes etter en sortering av trevirket er gjennomført. Standarden NS-EN 14081 definerer hvordan styrkesorteringen skal gjennomføres.[14] Det kan gjøres en visuell styrkesortering eller maskinell styrkesortering hvor eventuelle virkesfeil identifiseres. [8, 15, 16] Parametere som definerer hvilken klasse trevirket sorteres etter avhenger av tresort og eventuelle virkesfeil som opptrer. Kvist er en virkesfeil som påvirker styrkereduksjon i stor grad. Treet trenger nåler eller blader for å gjennomføre fotosyntesen og opprettholde vekst. Grener vokser for å kunne dekke et større areal og oppnå best mulig forhold for vekst. Vinkel på fiberretningen

påvirker også styrkeproduksjonen. Fiberretningen er varierende gjennom hele tverrsnittet av treet.[9, 11, 17]

### **2.1.6 Limtre**

Limtre er et ingeniørutviklet treprodukt. Det består av flere lameller av konstruksjonsvirke som danner et større limtre tverrsnitt. Resultatet er et tverrsnitt som ikke er restriktivt til dimensjonene av rent konstruksjonsvirke. Fasthetsklassene avhenger av om limtreet er satt opp som et kombinert eller homogent tverrsnitt. Homogene limtrebjelker har lameller med lik styrkeklassifisering gjennom hele tverrsnittet. Kombinert tverrsnitt har forskjellig styrkeklassifisering på lamellene i yttersjiktet og lamellene i midten av bjelken. Ved kombinert limtrebjelke er det høyest styrke på lamellene i det ytterste sjiktet, og lavere kvalitet på de mellomliggende lamellene. Lamelltykkelsen som er vanligst for rett bjelker av gran ligger på 45 mm. [16, 18]

## **2.2 Utforming av trebru**

Utformingen av brudesign har mange ulike løsninger hvor estetiske, økonomiske og prosjekterende faktorer avhenger av prosjektets natur og lokasjon. Valg av konstruksjonstype for bru avhenger derfor av bruas bruksområde. Skal brua benyttes kun av fotgjengere og andre myketransport, eller skal den inngå i et komplisert veinett hvor kjøretøy med høy aksellast skal passere. De ulike alternativene krever forskjellig brutverrsnitt. Spennvidde har også stor innflytelse på hvilken løsning som er praktisk mulig å gjennomføre. Det er også viktig å prosjektere etter eksisterende situasjon i form av underliggende forhold under bru. Slike forhold kan være eksisterende veinett, elv eller andre former for naturfenomen.

### **2.2.1 Brubane**

Brubanen kan være en del av det primære bærekonstruksjonen, eller være separat fra hovedbæresystemet, derav være et sekundært bæresystem. Dersom det ikke er et separat primært bæresystem, vil brubanen ha generelt tre posisjoner i forhold til hovedbæresystemet. Figurene 2-8 til 2-16 her hentet fra tabellene A.4.5-1 og A.4.6-1 i Håndbok V440 «Bruregistrering». [19] Håndboken er utviklet av Statens vegvesen og viser enkle hovedgrupper innenfor kategoriene sprengverksbru, buebru og hengeverksbru for de ulike plasseringene av brubaner.

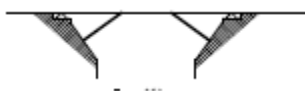
Tallbenevnelser i bildeteksten henviser til Byggverkskoder fra tabellene. Kodene bygger på forvaltningssystemet Brutus utviklet av Statens Vegvesen, hvor de enkelte tallene indikerer hvilke type konstruksjon, og i denne sammenheng brutyper.[19]

### **2.2.2.1 Brubane som primære bæresystem**

Platebru er et eksempel på brutype hvor brubanen er det primære bæresystemet. Utformingen av platebruer er forskjellige, men i hovedsak er det konstruksjonsvirke i tre eller limtrebjelker som ligger tett på tvers av spennvidden for å lage et konstruktivt samvirke mellom elementene. Forbindelser mellom konstruksjonselementene er avhengig av lastbildet til brua, i tillegg til lokasjon. Avhengig av forbindelse og dimensjoner av konstruksjonselementene kan slike brutyper oppnå spennvidder opptil 20 meter. [8, 19]

### **2.2.2.2 Overliggende brubane**

Overliggende brubane gir en utforming hvor det primære bæresystemet kan posisjoneres under brubanen. Det resulterer i en slankere profil. Underliggende brubane er et bæresystem som fordeler last på mest effektiv måte. Samtidig er det gunstig for bestandighet mot slitasje fra miljøpåvirkning.[8, 19]



Figur 2-8: 661 - Sprengverksbru med overliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19]



Figur 2-9: 51 - Buebru med overliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19]



Figur 2-10: 671 - Hengeverksbru med overliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19]

### **2.2.2.3 Mellomliggende brubane**

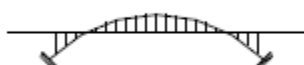
Bæresystemet for bruer med mellomliggende brubane må ligge på siden av brubanen.

Sidebæring for bruer med både trafikklast og gang og syklende kan løses også ved at det primære bæresystemet ligger utenfor veibanene, samtidig som det ligger innenfor gang og sykkel bane. For spennvidder større enn anbefalt for platebruer vil mellomliggende brubane og sidebæring være mer økonomisk gunstig sammenlignet med over- og underliggende. Lastfordelingen, i motsetning til overliggende brubane, må føres ut til sidebæringen. Løsninger for å føre lasten til

det primære bæresystemet er bruk av tverrbærere, eller dimensjonere brubanen slik at den kan overføre lastene uten ekstra konstruksjonsdeler.[8, 19]



Figur 2-11: 662 - Sprengverksbru med mellomliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19]



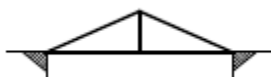
Figur 2-12: 53 - Buebru med mellomliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19]



Figur 2-13: 672 - Hengeverksbru med mellomliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19]

#### 2.2.2.4 Underliggende brubane

På samme måte som mellomliggende brubane kreves det muligens sidebæring, avhengig av lokasjon av angitt bru. Underliggende brubane er gunstig områder hvor det ikke er mulighet med primært bæresystem under brua uten å heve brubanen til en høyde hvor det trengs store mengder utfyllinger i vegkanten. [8, 19]



Figur 2-16: 663 - Sprengverksbru med underliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19]



Figur 2-14: 54 - Buebru med underliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19]



Figur 2-15: 673 - Hengverksbru med underliggende brubane. Hentet fra håndbok V440 [19]

## 2.3 Brutyper

Utformingen av en limtrebru kan løses med ulike systemer i kombinasjon med ulike posisjonering av det primære og sekundære bæresystemet. Valg av komponenter er avhengig av krav til bestandighet, estetikk og dimensjonerende forhold.

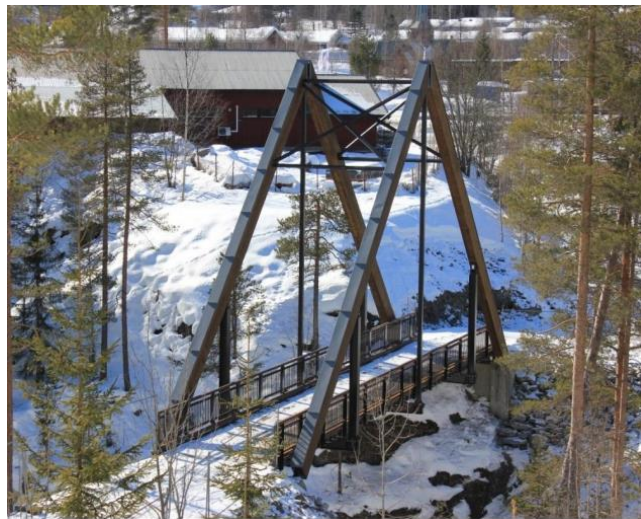
### 2.3.1 Hengverksbruer

Det primære bæresystemet i hengverksbruer består av stag med strekkrefter i aksialretningen. Stagene utgjør store deler hovedbæresystemet, og er ofte tynne konstruksjonselementer i stål. Det resterende bæresystemet kan være en bjelke i konstruksjonsvirke eller limtre, hvor strekkstagene kan plasseres under drageren, lik som illustrasjonen på figur 2-10. Strekkstagene i stål kan også virke i fagverk eller rammeverk. Hengverk kan kombineres med andre bæresystem som sprengverk for å øke spennlengden. [8, 19]



Hengverksbruer med bæresystemet under brubanen gir luftige bruer. Det kreves derimot nok høyde under brubanen til å få plass til bæresystemet. Positive sider er at det er mulig å oppnå lengre spennvidder kombinert med lavere kostnader. Heves brubanen til mellomliggende eller overliggende vil et hengverksystem få et lignende bæresystem som hengebruer. [8]

Figur 2-17 illustrerer en hengverksbru over elven Etna lokalisert i Etnedal kommune. Limtre er brukt i trykkbjelkene og i det tverspente dekket. Stål er konstruksjonsmaterialet for strekkstagene og de tverrgående bjelkene som holder det tverrspente dekket oppe. Spennet er 24 meter. [20]



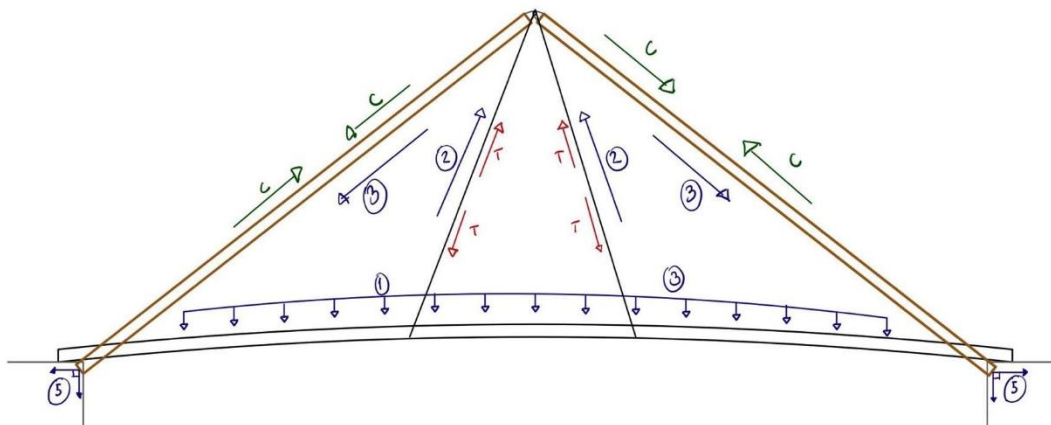
Figur 2-17: Hengverksbru i Etnedal kommune, med dekke og trykkbjelker i limtre. Hentet fra Sweco-Trebruer [20]

### 2.3.2 Sprengverksbruer

Bruer med sprengverkssystem består av et statisk system som er en mellomting mellom en enkel bru med en rett konstruksjonsbjelke og en buebru. Systemet passer fint med både under-, over-, og mellomliggende brubaner. Trykkstaver fører lastene fra hovedbæreelementene ned i grunn, lignende som en buebru. Hovedbæreelementene kan være en bjelke i form av konstruksjonsvirke eller limtre, men også fagverk. Trykkstavene er i så stor trykk at knekking i svak akse må antas. For å redusere knekk lengde og minimere sannsynligheten for knekking benyttes tverrbjelker og kryss for å avstive trykkstavene. [8, 19]

Sprengverks systemer kan få et optimalisert statisk system dersom det kombineres med hengestenger. Et eksempel er Årumfjellet GS-bru. Trykkstavene festet som ledd i grunn, og i midtpunktet hvor de møtes. Fra samme midtpunkt henger det hengestenger i strekk som er festet

i en underliggende brubane. Systemet blir derav et oversiktlig system hvor variable og permanente laster fra brubanen føres i strekkstagene over til trykkstavene som fører lasten ned til grunnen. [8, 19] Figur 2-18 viser hvordan lastene beveger seg i det statiske systemet.



Figur 2-18: Kraftoverføring i sprengverksbru, tallrekken og pilene indikerer kraftretning (blå), T - tension (rød) henviser til reaksjonskrefter i strekkstag, C - compression (grønn) henviser til trykkrefter i bjelker

### 2.3.4 Fagverksbruer

Fagverk består av konstruksjonselementer som bærer aksialkrefter i form av trykk og strekk. Stavene i fagverket er optimalisert slik at stavene består kun av rent strekk eller trykk. Det gjør at tverrsnittdimensjonene av hver enkelt stav kan minimeres. Sammenlignet med bjelker med massive tverrsnittdimensjoner er fagverk mer materialøkonomisk. Ved bruk av tre som konstruksjonsmateriale sammenlignet med stål vil tverrsnittdimensjonene være større som resulterer i at knekking ikke blir et like stort problem.[8, 19, 21]

Knutepunktene er derimot fagverket sitt kostbare element. Ved bruk av nye forbindelsesmidler som innlattede stålplater istedenfor mer tradisjonelle bolter fjernes tidligere problemer med bestandighet, i tillegg til at det oppstår mindre deformasjoner. Løsningene er derimot mer kostbare, og for bruer med tre som konstruksjonsmateriale er det gunstig med lange staver, derav færre knutepunkt, for å kunne utnytte den materialøkonomiske gevinsten.[8, 19, 21] Figur 2.19 viser en bru i Åmot kommune hvor Forsvaret var byggherre og Sweco Norge var brukonsulent med byggeår i 2005-2006. Bæresystemet er underliggende fagverk i tre, med overliggende brubane i betong. Den totale lengden er på 158 meter, hvor det lengste spennvidden er på 45 meter. [20]



Figur 2-19: Bru i Åmot kommune. Hentet fra Sweco-Trebruer [20]

### 2.3.5 Buebruer

Limtre er et konstruksjonsmateriale mer god formbarhet, og er godt egnet til bruk i buebruer. Økonomisk er det ikke mye forskjell om en limtrebjelke blir produsert som en rett linje, eller om formbarheten benyttes for å lage elliptiske, paraboliske eller sirkulære limtrebjelker. Liten forskjell i produksjonskostnaden avhenger derimot om utstyret for å lage en limtrebjelke med kurvatur er tilgjengelig. [8]

Produksjonen av buede limtrebjelker for bruer avhenger også av lengde og radius på limtrebuen. Transport og etterbehandling er faktorer som har innvirkning på utformingen. Transport av konstruksjonselementer med landbaserte kjøretøy er regulert av vegtrafikkregler.

Buekonstruksjoner som skal transporteres er påvirket av både lengde og høyde. Lovverk setter enkelte begrensinger, men også fysiske utfordringer som valg av trailer og henger, og tilkomst til byggeområdet er påvirkende faktorer. Etterbehandling av buede konstruksjonselementer vil også kunne ha innvirkning på utforming av buen. Ved kreosotimpregnering vil elementene bli dyppet i en impregneringskjele. Dimensjonene av kjelen vil være direkte innvirkende på design av trebuene. Arkitektoniske og økonomiske avgjørelser må gjennomføres for hvordan trebuene skal utformes. [8, 18]

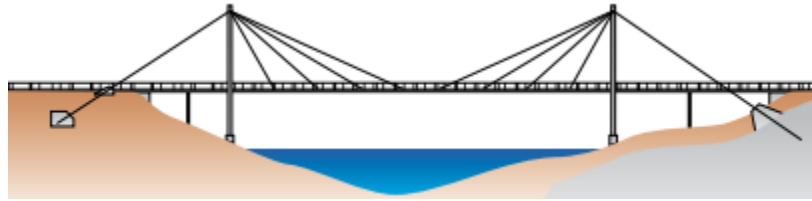
Buen kan både være designet som en kontinuerlig komponent med leddet innfestning ved to opplagere i enden, eller som en tre-ledds bue med ledd i topp av buen. To-leddet buer kan produseres i flere komponenter, men krever momentstive skjøter. Totalt er to-leddete buer stivere

enn tre-leddete, men de momentstive skjøtene må plasseres riktig ovenfor opptredene moment. I tillegg er det mer kostbart, og kan være arkitektonisk negativt. En tre leddet bue vil ha logistiske fordeler ovenfor en helhetlig bue ved at den under transport kan transporteres på kortere kjøretøy. En tre-leddet vil være statisk bestemt. Det resulterer i mindre påvirkning dersom det oppstår setninger i oppleggs innfestningene. I eget plan er tre-ledds rammen relativt stabil, men har derimot mindre stabilitet enn det to-ledds buen har ut av planet. Begge krever derimot ofte stabilitet for å eliminere vipping. Sideveis støtte for buene kan gjennomføres med fagverk, eller rammer i form av tverrgående bjelker og/eller skråstag, eller med avstivet brudekke med stål hengere festet i buene. Eventuelle horisontale krefter som buen overfører til opplagerne må tas i form av strekkstag festet i hvert opplegg.[18] Plassering av brubane er avhengig av lokasjon og tilstrekkelig plass til natur eller andre elementer under brubanen. En overliggende brubane vil ha et primært bæresystem med kortere tverrgående spennvidde. [8]

### **2.3.6 Hengebruer og skråstagsbruer**

Hengebruer blir også omtalt med fagordet skråstagsbruer. Bæresystemet i skråstagsbruer og hengebruer er prinsipielt like. Selve hengekablene, eller strekkstag, er det primære bæresystemet og opptar strekkrefter som et resultat av opptredende last på brubanen. Brubanen er det sekundære bæresystemet, og kan ha forskjellig utforming. Mulig utforming er kasse, limtredragere eller fagverk. Fra brubanen er strekkstagene/ kablene festet til tårnet. Tårnet opptar strekkrefter fra kablene/stagene og fører det ned i grunn hvor de er endeforankret. Antall tårn er avhengig av spennvidde og lastbildet brua er dimensjonert etter.[8, 19, 21]

Forskjellen i bæresystemet for hengebruer og skråstagsbruer er strekkelementene. I skråstagsbruer er skråstagene holdt med faste opplegg festet i indre tverrbærer i brubanen. De genererer samvirke mellom skråstagene eller kablene, og brubanen. Figur 2-20 viser kabler festet i et samlet midtpunkt på toppen av tårnene. Fra tårnene fordeles skråstagene i en vifteform til brubanen i hovedspennet. Her er ytterkablene festet rett i grunn. Sidespennet er ikke hengt opp med stag i tårnene, men har en trykkstav under hvert spenn. Bæresystem med skråstag i strekk, fører til at brubanen blir et konstruksjonselement som må ta betydelig trykkrefter. [8, 19, 21]



Figur 2-20: Skråstagsbru med to tårn, og skråstag bare i hovedspennet. Kablene er endeforankret i grunn. Hentet fra håndbok V440 [19]

Hengebru har vertikale hengestag som skaper samvirke mellom hengekablene og brubanen. Hengestagene kan ha forskjellige type festepunkt, for eksempel direkte i brubanen, eller i tverrgående bjelker som ligger under brubane komponenten. Figur 2-21 viser hengebru med vertikale hengestenger som henger brubanen i kablene, som går over to tårn, for så endeforankes i grunn. Sidespennet holdes oppe av trykkstaver. [8, 19, 21]



Figur 2-21: Hengebru md to tårn, og vertikale hengestenger som fester brubanen til hengekablene i hovedspennet. Forankret i grunn. Hentet fra håndbok V440[19]

For hengekabler, hengestenger og stråstag er stål et gunstig materiale på grunn av materiales evne til å ta opp strekkrefter. For hengebru og skråstagsbru er tre som konstruksjonsmateriale mer gunstig for sekundære komponenter. Limtrebjelker for tverrgående bjelker, eller bruk av limtrebjelke, fagverk eller kasse for brubanen som avstivningsbærer er mulig dersom tre vil benyttes. Brutårn eller mast med limtrebjelke konstruksjonselement er mulig. Det vil derimot være fare for utbøyning ved lange knekk lengder på brutårn.[8, 19]

## **3. Valg av geometri bru**

### **3.1 Valg av lokasjon**

Både eksisterende bruer og planlagte lokasjoner med forprosjekter av bruer har blitt vurdert. Lokasjoner med eksisterende bruer har blitt tatt med i vurdering grunnet stor skade/slitasje på eksisterende bruer som fører til at de ikke lenger er driftssikre.

#### **3.1.1 Alt 1 – Gangbru Storetveit**

Gangbrua i betong ved Storetveit ble i august 2021 ble truffet av bommen til en betongbil. Den midtre delen av brua ble totalskadet som resultat av hendelsen. I ettertid har det blitt vurdert ulike løsninger for de myke trafikantene. Det kommer frem at både rehabilitering av bru eller lyskryss er muligheter, men at det skal fortsatt være et krysningspunkt. Total lengde er ikke angitt. [22]

#### **3.1.2 Alt 2 - Plastbru Paradis**

Ved Paradis planlegges det en tryggere rute, spesielt for å skjerme skolebarn fra bybane og trafikkert vei. Fylkeskommunen sin løsning for problemet er en plastbru i hevet terreng, dermed over bybane og to-felts vei. Consto Anlegg Øst AS skal gjennomføre prosjektet ettersom de leverte best i anbudskonkurransen. Brua skal bygges i Fibre-reinforced plastic (FRP).

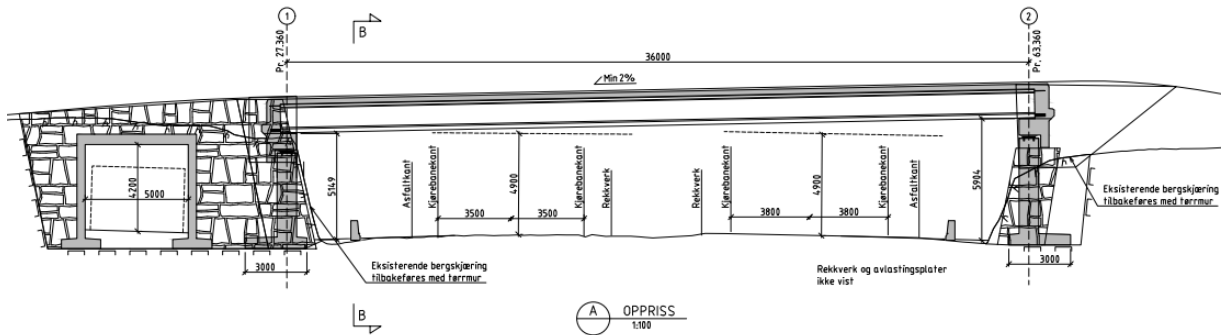
Materialvalget er relativt nytt for bruk i bru i Norge. Begrunnelsen for å benytte plastkompositt er miljøgevinsten ovenfor å produsere en tilsvarende bru i betong eller stål. I tillegg vil konstruksjonen være lett og ha lave vedlikeholdskostnader. Lav vekt resulterer også i en enklere logistikk ved montering og transportering med bruk fabrikkproduserte elementer som heises på plass. Spennet vil være rundt 42 meter.[23, 24]

#### **3.1.3 Alt 3 - Gangbru sør for Auglendstunnelen**

I Stavanger, sør for Auglendstunnelen ble det I mai 2022 startet arbeid for ny gangbru over firefelts motorvei for å knytte Hinnemarken og dermed turstier sammen. Statens Vegvesen er utførende firma. Brua kommer i sammenheng med utviklingen av sykkelstamveg i Nord-Jæren. Det knytter Stavanger og Sandnes sammen med en sykkelstrekning med høye standarder. Målet med å opprette sykkelstrekningen er å redusere bilbruken og åpne muligheten for å gjøre reisen til jobb på en sykkel. Under første fysiske befarings ble det identifisert at den vestlige delen av

brua har en kulvert/sykkeltunnel for den planlagte sykkelstamveien. Videre må det tas hensyn til dette ved dimensjonering av landkar og opplagere. [25]

Statens Vegvesen ble under oppgaveskriving kontaktet, og supplerte med tegning av gjeldende bru, registret i Brutus. Figur 3-1 er et utsnitt av sideprofilen til en foreløpig oversiktstegning fra 2021 produsert av Multiconsult.[26] Tegningen angir en spennvidde på rundt 36 meter. Brua er dimensjonert for gang- og sykkeltrafikk, men også for at tjenestekjøretøy skal kunne fjerne snø. Estimert mengde trafikk av myke trafikanter er mindre enn 50 gående og syklende per time. Brubanen har total bredde inkludert rekkverk på 5,8 meter. Tegningen inkluderer ikke rekkverk. Veibanen under består av en nordgående og en sørgående veibane, hver med to felt. Fartsgrensen er 90 km/t. Vegkart angir års-døgn-trafikken (ÅDT) i 2022 for strekningen av E39 sør for Auglendstunnelen til 65181 ÅDT. [27]



Figur 3-1: Foreløpig oversiktstegning produsert av Multiconsult, bestilt av Kari Turøy. Tilsendt på e-post [26]

### 3.1.4 Valgt lokasjon

På lokasjonen ved Storetveit er det usikkerhet ved den endelige løsningen for krysningspunkt. I tillegg er det ikke funnet nok data om detaljer rundt eksisterende situasjon og brukkomponenter.

Posisjoneringen av de to første lokasjonene er av praktiske grunner under skriving av oppgave ikke gunstige. Brua sør for Auglandstunnelen ligger i nærhet slik at befaring kan gjennomføres. Det er derfor mulig å utforske hvordan omkringliggende terreng rundt plassering av brua. Etter kontakt med Statens vegvesen via e-post er det mulig å følge utviklingen av eksisterende bruprojekt ved bruk av betong som materiale.

Informasjonen fått fra Statens Vegvesen om gjeldene forhold for lokasjonen i Stavanger er betydelig mer detaljert enn alternativene i Bergen. Den gir et godt oversiktsbilde av gjeldende situasjon. Av den grunn er lokasjonen sør for Auglandstunnelen den mest gunstige lokasjonen, og vil bli brukt som referanse for dimensjonering av limtrebru. Brua er et krysningspunkt for gang og syklende over E39. Figur 3-2 og 3-3 viser status på bygningsprosessen 13. februar 2023.



Figur 3-3: Betongbru foreløpig utbyggelse. Eget bilde



Figur 3-2: Betongbru foreløpig utbyggelse. Eget bilde



## 3.2 Valg av bæresystem

Bruk av limtre som bygningsmateriale gir store formmuligheter. Limtre har høy formbarhet, og gir muligheten til å bøye og vri, og i kombinasjon med nedslipning er det mulig å skape store arkitektoniske variasjoner.

Ulike utforminger av brutyper er omtalt i kapittel 2.3. Spennvidden på den valgte lokasjonen er estimert fra tegninger fra Statens Vegvesen til 36 meter. Bjelkebru, kassebru og platebruer gir lave konstruksjonshøyder og åpent profil over brubanen. De har derimot optimal spennvidde opptil 30 meter. Av den grunn er de uegnet for angitt lokasjon.

Primærbæresystem for bruer utformet som fagverk, skråstag, henge, sprengverk, hengverk eller bue er brusystemer som alle kan være prosjektert til lengder opptil og forbi 36 meter. Brutypene er derfor aktuell for angitt lokasjon.

For oppgaven er det ønskelig å benytte tre som materiale i størst mulig grad både for det primære og sekundære bæresystemet. For å utnytte materialets formbarhet og arkitektoniske egenskaper er det derfor valgt å benytte buer som det primære bæresystemet. Komplikasjoner ved buebruer av slike størrelser blir knekk lengder og fysiske hindringer. Buebru med spennvidde på 36 meter som krever kreosotimpregnering og skal transporteres er det hensiktsmessig å bruke en tre-leddet bue ovenfor en to-leddet-bue. En treleddet bue må ha et momentstivt toppledd.[18]

## 3.3 Krav til utforming

For å angi ett realistisk tverrsnitt av en buebru er det krav som må opprettholdes. Statens Vegvesen har utarbeidet en rekke rapporter og håndbøker. Håndbøkene inneholder vegnormaler, retningslinjer og veiledninger om hvordan offentlige veier og trafikkanlegg skal dimensjoneres etter.[28] Vegnormalene vil bli brukt for å kunne definere geometriske parametere for en mulig løsning av buebru i limtre. N100 og N400 serien vil bli brukt som dimensjoneringsgrunnlag i tillegg til standardene. De omhandler respektivt Veg- og gateutforming/rekkverk og Bruer/ferjeleier.[29]

### 3.3.1 Fri høyde

Valgt lokasjon er over Europavei 39. Vegnormal N100 «Veg- og gateutforming» [30] angir krav til fri høyde. Det tilsier høyden som kreves for å eliminere risiko for at kjøretøy ikke skal treffe

konstruksjonen. For gjeldene situasjon er konstruksjonen en tverrgående bru. Krav 5.4.1-1 påpeker at fri høyde mellom kjørebane og skulder skal være 4.90 meter til bru. Det presiseres dette gjelder dersom det er et overliggende bæresystem. Høydekravet baseres på at høyde av kjøretøy er opptil 4,5 meter. De resterende 0,4 meterne kan deles inn i forskjellige marginer og toleranser. For vedlikehold av underliggende vei er det lagt til 0,1 meter for ekstra slitelag. I tillegg er det en byggtoleranse på 0,1 meter. Det er også satt en sikkerhetsmargin på 0,2 meter. [30]

Fri høyde for gang- og sykkelveibruer med overliggende bæresystem etter krav 5.4.1-2 skal være 3,1 meter.[30] Kravet tar hensyn til at vedlikeholdskjøretøy skal kunne kjøre på brua.

Oversiktstegningen fra Statens Vegvesen presiserer at tjenestekjøretøyet skal fjerne snø. [26] Vedlikeholdskjøretøy kan være maksimum 3 meter, inkludert 0.05 meter i sikkerhetsmargin. En tilleggs toleranse på 0,1 meter er inkludert i kravet for å ta hensyn til vedlikehold, byggtoleranser og mulighet for hevet høyde på dekke grunnet snø/is.[30]

Fri høyde i sikkerhetssonen for veier under bruer kan reduseres langs sikkerhetssonen. Krav 3.2.3-1 i N101 «*Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr*» [31]definerer at høyden kan reduseres fra 4,9 meter (for angitt bru) til minimum 2,5 meter i ytterkant av sikkerhetssonen.

### **3.3.2 Brubane**

Vegnormal N100 «*Veg- og gateutforming*» kapittel 4.10 har et eget separat krav for bruer designet for kun gang- og sykkeltrafikk.[30] Kravet tilsier at fri bredde mellom rekkverkene skal minst være 3 meter. Samme normal definerer dimensjonerende mål for myke trafikanter etter tabell 5.1.1-1. Største bredde for syklende er under kategorien syklende med vogn, og krever et minimum bredde på 1,00 meter. For gående er det underkategorien gående med førerhund eller ledsager som krever en bredde på 1,20 meter. I tillegg suppleres det med minimumskrav til avstander mellom kategoriene angitt etter krav 5.1.1-1. Mellom gående er kravet 0,1 meter, og mellom gående og syklende er det 0,2 meter.[30] For å avgjøre hvilken kombinasjon av kategori og tilleggskrav som krever størst bredde sammenlignes to scenarioer.

Scenario 1 er med to kategorier med gående trafikanter. Det gir to under kategorien gående med førerhund eller ledsager og tilleggskravet, som gir:

$$1.2 \text{ m} + 1.2 \text{ m} + 0.1 \text{ m} = 2.5 \text{ m}$$

Scenario 2 er en kombinasjon av kategoriene gående og syklende. Kombinasjonen av trafikanter som gir størst bredde blir en under kategorien gående med førerhund eller ledsager, og en syklende med vogn. Det gir:

$$1.2 m + 1.0 m + 0.2 m = 2.4 m$$

Scenario 1 angir størst bredde. Kravet om 3 meter fra 4.10 angir derimot at det fortsatt 0,5 meter ekstra rom.[30]

Håndbok N400 presiserer også at distansen mellom overliggende bæresystem og trafikkprofilen skal være minimum 0,2 meter.[32]

### **3.3.3 Rekkverk**

Gang- og sykkelbruer skal etter krav 4.10-3 i N100 ha rekkverk.[30] Kravet tilsier at fri bredde mellom rekkverkene skal minst være 3 meter. Videre presiserer Håndbok N400 [32] og normal N101[31] geometriske krav for utforminger. Kapittel 4.5.2 i N101 omhandler gang- og sykkelbrurekkverk, og presiserer krav spesifikt til rekkverk for separate gang- og sykkelbruer.[31] Krav 4.5.2-2 henviser til rekkverkets geometriske krav. Angitt bruovergang har estimert <50 gående og syklende per time. Fra tabell 4.5.2-1 skal rekkverket ha en totalhøyde H større eller lik 1,4 meter. Av totale høyde skal over eller lik 0.8 meter være brystningshøyde. For å unngå at folk klatrer på rekkverket skal frie åpninger være mindre enn 0.12 meter. Merknad 4 i samme kapittel anbefaler at dersom rekkverk ikke plasseres på en opphøyd kant bør det benyttes et føringselement. Anbefaling om føringselement presiseres for å eliminere sannsynligheten for at tjenestekjøretøy for brøyting skal skade rekkverket.[31]

I N100 etter krav 4.5.2-3 setter styrkekrav for dimensjonering av rekkverk for gang- og sykkelbru. Det kreves ikke både inner- og ytterrekkverk siden brua er beregnet for gang- og sykkeltrafikk. Vegforholdene i tabell 4.5.2-2 som presiserer at ytterrekkverk havner i strykeklasse E. [30]

### **3.3.4 Hengestenger**

Hengestengene er gjennomført som stenger av rundstål. Materialkvaliteten er satt til S355. Stengene utsettes kun for aksialt strekk.

### 3.4 Alternativ til buebru

Opphengt brubane opphengt med stålkabler kan gjennomføres med både mellomliggende og underliggende brubane. Ved mellomliggende brubane vil hovedspennet ha stålkabler i strekk. Det oppstår komplikasjoner med avstivning for knekking og vipning ut av planet med mellomliggende brubane. De tverrgående avstivende elementene mellom buene må plasseres slik at den frie høyden mellom brubane og overliggende bæresystem er 3.1 meter. I tillegg er kravet for fri høyde under bru for kjøretøy på trafikkert vei 4.9 meter. Et overliggende bæresystem med underliggende brubane er derfor mest gunstig for den angitte situasjonen.

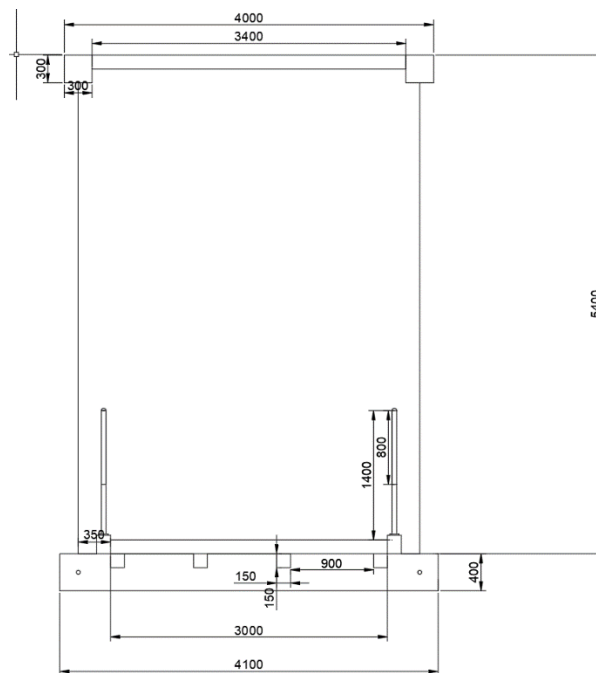
Forhåndsdimensjonering av buen gjennomført i starten av vedlegg 8.1 er basert på vanlige forhold mellom spennvidde og høyde forhold fra 0.14 til 0.3. Høyden er også kalt pilhøyden, og forholdet blir satt til 15 %, som tilsvarer et forhold på 0.15. Det gir en pilhøyde lik 5.4 meter for spennvidde på 36 meter. [9]

Det presiseres at ikke alle detaljer for alternativet er visualisert eller angitt. Alternativene er lagd som foråndsdesign regulert for kravene for generell utforming av bruer angitt av Statens Vegvesen. Justeringer av tverrsnittsdimensjoner blir gjort etter dimensjonerende forhold videre i oppgaven. Mekaniske forbindelser er ikke inkludert før det primære og sekundære bæresystemet er bestemt. For treleddet limtre bue kreves et momentstivt toppledd kreves. I tillegg er innfestning av hengestenger i både bue og tverrbærere ikke detaljert visualisert på angitte illustrasjoner. Det er ønskelig å benytte tre som materiale, og derfor er tverrbærere også utformet til å være samme materiale i alternativet. Stål kan også benyttes som tverrbærer dersom tre gir uhensiktsmessig store dimensjoner. Alternativet er derfor designet for å ha gode marginer for å ikke overgå krav når eventuelle justeringer på tverrsnittsdimensjoner gjennomføres.

#### 3.4.1 Alternativ til buebru med opphengt brubane og langsgående brubane

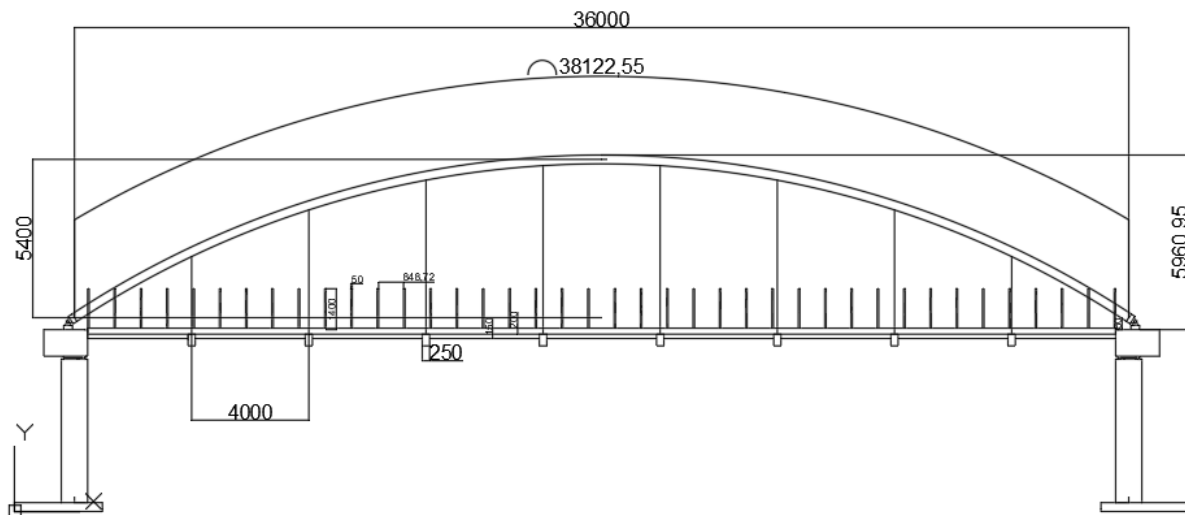
Hovedbæresystemet vil være en treleddet bue i limtre. Krav nevnt i kapittel 3.3 sier at det skal være en minimums lengde på 0.2 meter fra kjørebane og bæresystem. Bæresystemet er derfor i en annen akse en hva rekkverk og kjørebanen vil være. Tverrbærere er hengt opp i buene av hengestenger. Tverrbærere er plassert med en avstand på 4 meter, og en bredde på 4 meter, og med dybde på 0.4 meter. I tverrbærerne er det slisset rom for fire langsgående dragere, satt til

0.15 meter \* 0.15 meter med senteravstand på 0.9 meter. Disse er for å holde tverrgående skurlast på høykant som vil fungere som dekke. Dekke vil ha en bredde på tre meter for å overholde krav. I tillegg vil det være langsgående bjelke med høyde over dekket. Det vil skille dekket fra feste til rekkverket. Rekkverket vil være minst 1.4 meter høyt med en brystningshøyde på 0.8 meter. Figuren 3-4 visualiserer tverrsnittet med angitte mål. De sirkulære hullene hunder spennkablene i tverrbærerne er for spente kabler som skal i hovedsak forhindre horisontale forskyvninger/deformasjoner av tverrbærerne og dekke ut av plan med buene. Strekkbånd kan også dimensjoneres til å oppta deler av de horisontale kreftene i opplageret som kommer fra buene dersom det er nødvendig.



Figur 3-4: Tverrsnitt bru

Figur 3-5 viser sideprofilen av brua med målsatte dimensjoner. Målsatte krav fra vegnormalene og håndbøkene er tatt til rette for utforming av alternativet. Dimensjonerende laster må derimot benyttes for å bekrefte at dimensjoner for bue, tverrbærere, langsgående bjelker og skurlast er signifikante nok for lastbildet.



Figur 3-5: Sideprofil bru

## 4. Metode

### 4.1 Partialfaktormetoden

Standard NS-EN 1990:2002 [33] baserer seg på grensetilstandsmetoden «limit state design». Det bygger på påliteligheten til at en konstruksjonsdel kan tilfredsstille kriterier angitt i eurokoden ved å ikke overskride definerte grensetilstander. Metoden bruker statistisk tilnærming i form av å definere sannsynligheten for at en konstruksjon oppnår grensetilstand. Dimensjoneringen forholder seg til en pålitelighetsindeks som indikerer størst tillate sannsynlighet før en konstruksjonsvikt oppstår.[18, 34]

Grensetilstandene som benyttes i eurokoden skilles i to tilstander.

- Bruddgrensetilstanden – ULS «Ultimate limit state»  
Tilstander som klassifiseres til bruddgrensetilstand forekommer i situasjoner hvor sikkerheten til mennesker eller/og konstruksjonen er utsatt. Det vil tilsi konstruksjonsvikt eller sammenbrudd.[33]

- Bruksgrensetilstanden – SLS «Servicability limit state»

Tilstander som klassifiseres til bruksgrensetilstand forekommer i situasjoner hvor konstruksjonsdelene ikke tilfredsstillers dens funksjonsdyktighet ved normal bruk. Det kan også være situasjoner hvor menneskers komfort er komprimert, eller konstruksjonens utseende avviker fra ønsket formål. Deformasjoner og vibrasjoner er med på å utløse disse situasjonene. [33]

For brua angitt i denne oppgaven vil dimensjoneringen ikke bygge pålitelighetsmetoden. Dimensjonering i grensetilstander vil bruke partialfaktormetoden etter standard NS-EN 1990:2002.[33] Partialfaktormetoden, betegnet også som partialkoeffisientmetoden, inneholder sikkerhetsfaktorer som inkluderer usikkerhet i materialegenskaper ( $\gamma_M$ ), og usikkerhet i lastverdiene ( $\gamma_f$ ). Partialfaktor, også betegnet partialkoeffisient, multipliseres med en karakteristisk last verdi. Størrelsesorden på verdien av den partiell sikkerhetsfaktor avhenger på hvilken karakteristisk verdi den multipliseres med.[18, 34] De karakteristiske lastene inndeles og defineres etter kriteriene fra kapitlene 1.5.3.3-1.5.3.5 i NS-EN 1990:2002 [33]:

- Permanent påvirkning ( $G$ ) – påvirkningen har en ubetydelig variasjon over tiden den opptrer, lasten er monoton frem til oppnåelse av grensetilstand
- Variabel påvirkning ( $Q$ ) – påvirkningen har **ikke** ubetydelig variasjon, den er varierende avhengig av tiden, og er **ikke** monoton
- Ulykkes påvirkning ( $A$ ) – påvirkning av betydelig størrelse, liten sannsynlighet for at opptrer på konstruksjonens dimensjonerende brukstid, vanligvis kortvarig

Konstruksjonskomponenter må verifiseres for at den dimensjonerende lastvirkningen er lavere enn den dimensjonerende motstanden av komponenten. En dimensjonerende lastvirkning vil bestå av et lasttilfelle, som kan inndeles i lastarrangement. Lastarrangement betegnes etter 1.5.2.10 som en angivelse av en fri lasts plassering, størrelse og retning.[33] En karakteristisk last vil ha et bidrag til den dimensjonerende lastkombinasjonen som vist i formlene fra 6.3.1 i NS-EN 1990:2002 [33]:

$$F_d = \gamma * F_{rep}$$

$$F_{rep} = \psi * F_k$$

Bidraget består av en karakteristisk last  $F_k$  eksempelvis en permanent last  $G_k$  eller variabel last  $Q_k$ . Partialfaktoren  $\gamma$  konverterer den karakteristiske verdien til en dimensjonerende verdi. Verdien  $\psi$  er en kombinasjonsfaktor som korrigerer lasten for tiden opptrer. Den tilpasser lasten for hvor mye lasten påvirker lastsituasjonen samtidig som øvrige laster er opptredende. Verdier for kombinasjonsfaktorer for gangbruer er gitt i tabell NA.A.2.2 i NS-EN 1990:2002 [33] vist på figur 4-1.

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

Påvirkning	Symbol	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2^{4)}$	$\psi_{1,infq}^{1)}$
Trafikklaster	gr1 (jevnt fordelt last)	0,7 <sup>2)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
	$Q_{fwk}$ (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

1)  $\psi_{1,infq}$  er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.

2) 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).

3) Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.

4) Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdierne 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

Figur 4-1: Tabell NA.A.2.2. Hentet fra NS:EN 1990:2002 [33]

Bruddgrensetilstander som skal påvises er gitt i kapittel 6.4.1 (1)P i NS-EN 1990:2002 [33]:

- EQU – En konstruksjon, eller en tilhørende konstruksjonsdel sitt tap av statisk likevekt der delen er betraktet som et stivt legeme.
- STR – Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjon eller konstruksjonsdelene, medregnet fundamenter, peler, kjellervegger osv., der byggematerialenes fasthet er av betydning
- GEO – Brudd eller for store deformasjoner i grunnen, der fastheten i jord eller ber er av betydning for å sikre kapasiteten



d) FAT – Utmattingsbrudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene

Standarden nevner også bruddgrensetilstandene UPL og HYD. De tar for seg oppdrift fra vanntrykk eller tilsvarende og hydrauliske grunnbrudd/ erosjon. Disse tilstandene ansees som ikke aktuelle og vil utelukkes for dimensjoneringen. For GEO antas det at landkar og tilstøtende grunn er av stor nok styrke, siden det i hovedsak er bæresystemet til brua som skal analyseres. Utmattningstilstand FAT har heller ikke vært et fokus område for oppgaven og FAT er dermed ikke inkludert.

Dimensjonerende verdier for laster i bruddgrensetilstandene EQU, og STR er angitt i tabellene NA.A2.4(A) og NA.A2.4(B) fra NS-EN 1990:2002 [33]. Figur 4-2 viser tabell NA.A2.4(A), og figur 4-3 viser tabell NA.A2.4(B).

**Tabell NA.A2.4(A) – Dimensjonerende verdier for laster (EQU) (Sett A)**

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		For-spennning	Domi-nerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{p,sup} P$ $\gamma_{p,inf} P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Figur 4-2: Tabell NA.A2.4(A). Hentet fra NS-EN 1990:2002 [33]

**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)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Figur 4-3: Tabell NA A2.4(B). Hentet fra NS-EN 1990:2002 [33]

Verdiene for  $\gamma_{G,sup}$ ,  $\gamma_{G,inf}$ , og  $\gamma_Q$  er angitt i merknadene for tabellene. En korrigerende verdi  $\xi = 0,89$  er satt for bærende og ikke-bærende konstruksjoner for den ugunstige verdien i ligning 6.10 b).[33] Lasttilfeller og lastkombinasjoner angis i kapittel 6.

## 4.2 Forutsetninger og antagelser

### 4.2.1 Klimaklasse

Trevirke sin hygroskopiske egenskap fører til endring av mekaniske egenskaper avhengig av fuktighetsinnholdet i luften. Effekten av fuktighet må tas hensyn til ved dimensjonering av trestrukturer. Standard NS-EN 1995-1-1 definerer i tabell NA.901[35] klimaklasser for å påvise effekten av fuktighetsinnhold i trekonstruksjonen. Tabellen er basert på en temperatur på 20°C. Figur 4-4 viser tabell NA.901.

Klima-klasse	Relativ luftfuktighet RF	Fuktighetsinnhold for trevirke <sup>a</sup> $\omega$	Eksempler
1	RF < 65 %	$\omega < 12$ %	bærende elementer innendørs i rom som vanligvis er oppvarmet loftsbjelkelag og bærende takkonstruksjoner i kalde, men luftede loftsrom over rom som vanligvis er oppvarmet yttervegger i bygninger som vanligvis er oppvarmet og som er beskyttet av damp-sperre på varm side og av bl.a. vindsperre
2	65 % ≤ RF ≤ 85 %	12 % ≤ $\omega$ ≤ 20 %	bærende elementer i bygninger som vanligvis ikke er oppvarmet, men ventilerte taktro konstruksjoner i friluft, når disse er effektivt beskyttet mot regn og vann.
3	RF > 85 %	$\omega > 20$ %	konstruksjoner som ikke er beskyttet mot regn og vann. konstruksjoner som er i direkte kontakt med terreng. <b>MERKNAD</b> Bare i unntakstilfeller anses tildekte konstruksjoner å tilhøre klimaklasse 3.

Figur 4-4: Tabell NA.901. Hentet fra NS-EN 1995-1-1 [35]

En limtrebru vil ikke havne under klimaklasse 1 siden den er plassert i uteklima og ikke er oppvarmet. Den er plassert utendørs i fri luft og vil ha forhøyet luftfuktighet sammenlignet med konstruksjoner i innvendige bygg. Ifølge Håndbok N400 kapittel 9.2.2 klassifiseres trebruer generelt etter klimaklasse 3 angitt av tabell NA.901. [32, 35] Den henviser også til tilfeller hvor enkelte konstruksjonsdeler kan klassifiseres til klimaklasse 2. Fra tredje eksempel under

klimaklasse 2 i tabell NA.901 står det «... , når disse er effektivt beskyttet mot regn og vann».

[35] Konstruksjonsdeler må være beskyttet mot fuktpåvirkning for å defineres med klimaklasse 2. Beskyttelse for fuktpåvirkning kan være i form av konstruktiv beskyttelse, med kjemisk behandlet med kreosot impregnering, eller en kombinasjon. Ved kreosot impregnering kreves konstruktiv beskyttelse av konstruksjonsdelen dersom en resulterende helning er mellom 0° og 60°. Null grader tilsvarer en horisontal konstruksjonsdel. Oversiden på en konstruksjonsdel som ikke er kjemisk behandlet av kreosot skal konstruktiv beskyttelse uansett helningsgrad på konstruksjonsdel. [32] Sideflater og undersider skal ha konstruktiv beskyttelse ved ubehandlet trevirke. Det skal sørges for god utlufting ved konstruktiv beskyttelse for å forhindre at fuktighet lukkes inne. Det har blitt godtatt i Norge å klassifisere kreosotimpregnerte konstruksjonsdeler som er konstruktiv beskyttet på oversiden under klimaklasse 2.[8] Det er valgt bruke kreosotimpregnering og konstruktiv beskyttelse, og brua klassifiseres til klimaklasse 2.

#### 4.2.2 Lastvarighetsklasse og $k_{mod}$

Lastvarighetsklasse er definert i tabell NA.2.2 i NS-EN 1995-1-1 [35], vist i figur 4-5. Trafikklast på brua settes defineres som lastvarighetsklassen «korttidslast» under dimensjonering. Brua vil måtte dimensjoneres etter ulike kombinasjoner av lastpåkjenninger. For å ta hensyn til variasjon av lastvarighet og fuktighet benyttes fasthetsfaktoren  $k_{mod}$ . Verdien for  $k_{mod}$  er angitt i tabell 3.1 i NS-EN 1995-1-1.[35] Faktoren avhenger av materialegenskap, klimaklasse og lastvarighetsklasse. Tabell 4-1 viser de nødvendige verdiene for materialene konstruksjonsvirke og limtre, og er et utdrag av tabell 3.1 i NS-EN 1995-1-1.[35] Klimaklassen er satt til klimaklasse 2.

**Tabell NA.2.2 – Eksempler på plassering i lastvarighetsklasser**

Lastvarighetsklasse		Eksempler på belastning
Permanent last	mer enn 10 år	egenvekt
Langtidslast	6 måneder-10 år	lagring
Halvårslast	1 uke – 6 måneder	nyttelast på gulv og trafikklast <sup>a</sup>
Korttidslast	mindre enn 1 uke	snølast <sup>b</sup> og trafikklast på broer
Øyeblikklast	mindre enn 10 sek	vindlast <sup>b</sup> og ulykkeslast
<sup>a</sup> Trafikklast fra hensatte kjøretøyer/biler skal betraktes som halvårslast <sup>b</sup> Under særskilte forhold vil det være riktig å vurdere: - snølast som halvårslast - vindlast som korttidslast		

Figur 4-5: Tabell NA.2.2. Hentet fra NS-EN 1995-1-1 [35]

Tabell 4-1

Materiale	Klima- klasse	Lastvarighetsklasse				
		Permanent last	Langtids- last	Mellomlangtids- last	Korttids- last	Øyeblikks- last
Konstruksjonstre	2	0,60	0,70	0,8	0,9	1,1
Limtre	2	0,60	0,70	0,8	0,9	1,1

Lastkombinasjoner med lastpåkjenninger fra ulikelastvarighetsklasser kan løses etter kapittel 3.1.3(2) i NS-EN1995-1-1.[35] Lastpåkjenningen med den lastvarighetsklassen som har størst tilhørende fasthetsfaktor blir den dimensjonerende  $k_{mod}$  verdien. Det tilsier den verdien av  $k_{mod}$  til lasten med korteste varighet. Eksempelvis vil en limtrebjelke med en lastkombinasjon bestående av en permanentlast og en øyeblikklast ( $k_{mod}=1,1$ ) ha en fasthetsfaktor lik:  $k_{mod}=1,1$ .

## 5. Karakteristiske laster

Karakteristiske laster er etter standardene:

- NS-EN 338 [13]
- NS-EN 14080 [36]
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 [37]
- NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018 [38]
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 [39]

I tillegg har håndbøker fra Statens Vegvesen blitt brukt som supplerende kilder til å beregne lastene.

## 5.1 Permanente laster

Permanente laster opptrer tilnærmet kontinuerlig med liten til ingen variasjon over et dimensjonerende tidsrom. Påvirkninger som resulterer i permanente laster er definert i håndbok V412 [40]:

- Tyngde av konstruksjonsdeler
- Tyngde av slitelag, eller generelt annen permanent last som ikke blir fjernet i bruas levetid
- Tyngde i form av vanntrykk,
- Tyngde i form av jordtrykk, det gjelder vekt fra jord eller andre fyllmasser

Vanntrykk og jordtrykk har ikke vært gjeldene med utforming og lokasjon av angitt buebru. De vil av den grunn ikke inngå i design av brua.

### 5.1.1 Egenlast tre

Egenvekt av tre er påvirket av at tre er et levende materiale. Fuktighet har stor innvirkning på vekt med tanke på hvor mye vann som er bundet i celleveggene. Fuktinnhold har dermed stor innvirkning på densiteten. Den vil kunne variere over tid siden fuktinnholdet ikke er konstant. Kreosotimpregnering vil gi en vektøkning som ikke kan utelukkes.[8]

Tallene angitt i tabell 5-1 og 5-2 bygger på verdier fra NS-EN 338 [13] og NS-EN 14080 [36]. Standarden NS-EN 338 angir fasthetsklasser for konstruksjonsvirke, som inngår i brudekket. Konstruksjoner av limtre har fasthetsklasser fra NS-EN 14080. Det er også tatt hensyn til bestemmelser fra Håndbok N400, særlig kapitel 10 for trekonstruksjoner. [32] Kravene fra N400 inngår i prosjekteringsdetaljer for tre komponentene. Verdiene som korrigerer standardene baseres på tidligere erfaringer og nordiske, derav også norske, utviklingsprosjekter fra eksisterende trebruer. De gjelder for tettvekst nordisk furu og gran.[32]

Konstruksjonsvirke skal etter N400 krav 10.2.1-1 ha minimum fasthetsklasse C18 eller høyere fra NS-EN 338.[32] Fasthetsklasse C24 er valgt for videre dimensjonering. Verdiene for densitet er angitt i tabell 5-1 hentet fra NS-EN 338 [13]:

Tabell 5-1

Strykeklasse C24	Betegnelsen	Densitet [ $kg/m^3$ ]
5%-fraktil densitet	$p_k$	350
Middelverdi densitet	$p_{mean}$	420

Styrkeklasse GL30C er valgt til videre dimensjonering. Rapport R422 presiserer at referansecfuktigheten er satt til 12% for verdiene angitt for de enkelte dimensjonene.[8]

Densiteten kan brukes direkte fra tabell. Verdiene i tabell 5-2 er hentet fra NS-EN 14080 tabell 4 [36]:

Tabell 5-2

GL30c	Betegnelsen	Densitet [ $kg/m^3$ ]
5%-fraktil densitet	$p_{g,k}$	390
Middelverdi densitet	$p_{g,mean}$	430

For å konvertere densiteten til en last med enhetene  $kN/m^3$  multipliseres den med tyngdekraften og deles på 1000 for å gå fra  $N$  til  $kN$ . Tyngdekraften er satt til  $g = 9.81 m/s^2$ . Resultatet er angitt i tabellene.

Impregneringsoljer vil øke tyngdetettheten til trevirket. Bruk av kreosotimpregnering i trevirke vil føre til en betydelig økning i densitet.[8] Fra veiledningen til krav 10.2.1-3 i N400 [32] kan tillegget fra kreosotimpregnering i limtre settes til  $0.5 kN/m^3$  eller  $0.8 kN/m^3$  etter hva som er mest ugunstig. Ved å ta hensyn til en tyngdekraft på  $g = 9.81 m/s^2$  tilsvarer det et tillegg i densitet på ca.  $51 - 81.5 kg/m^3$ .

### 5.1.2 Egenvekt belegning og slitelag

Håndbok N400 kapittel 12.2 omhandler krav om belegning på bruer. [32] Krav 12.2.1-1 tilsier at brudekke på separate gang- og sykkelbruer skal ha belegning. Videre presiserer krav 12.2.1-3 at tredekker havner under belegningsklasse A3-4. I samme krav utbredes det at det skal benyttes et beskyttelses lag dersom kreosotimpregnert dekke er brukt. Beskyttelseslaget skal forhindre uønsket påvirkning på kreosotimpregneringen. Inkludert i belegningslaget skal det etter krav 12.2.4-1 inkluderes et 12 millimeter lag med Topeka 4S.[32] Egenlast for belegning er angitt i

kapittel 5.2.2 i N400.[32] Minimumskrav for belegningsvekter for separate gang- og sykkelbruer er definert under krav 5.2.2-2 med tilhørende tabell 5.2.2-2, vist på figur 5-1. [32]

**Tabell 5.2.2—2 — Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter for bruer med gang- og sykkeltrafikk**

Største spennvidde $l$ [m]	
$l \leq 200$	$l > 200$
2,0 kN/m <sup>2</sup>	1,5 kN/m <sup>2</sup>

Figur 5-1: Tabell 5.2.2-2. Hentet fra håndbok N400 [32]

Største spennvidde på brua er under 200 m. Det gir en egenvekt fra belegning på 2.0 kN/m<sup>2</sup>.

### 5.1.3 Egenlaster hengestenger og mekanisk forbindelse i stål

Hengestengene i brua er i rundstål med materialkvaliteten S355. Håndbok V412 definerer at for bæreevneklassifisering av bruer skal stål ha en egenvekt på 77 kN/m<sup>3</sup>. [40] Beregningen av vekten på hengestenger er tatt med i den numeriske modellen. Her er europeisk standard S355 stål valgt. Forhåndsdefinerte verdier for vekt av stål er tatt hensyn til i beregning av egenvekt fra hengere som en del av sekundært bæresystem i SAP2000.

### 5.1.4 Rekkverk

Kapittel 3.3.3 definerte geometriske krav til rekkverk for gang- og sykkelbruer. Materialvalg ble ikke presisert. Håndbok V161 [41] kapittel 4.3 omtaler rekkverk utarbeidet i tre. Dersom rekkverket tilfredsstillter testkrav for angitt styrkeklasse kan tre benyttes som materiale. Problemet med utførelse i tre er krav om å oppnå 50 års levetid. Vedlikehold for å oppnå kravet vil være kostbart. Bruk av kreosotimpregnering for å øke bestandighet er ikke et alternativ. Etter gamle håndbok N400 kapittel 9.8.2.4 [32] skal håndlister og andre konstruksjonsdeler behandlet med kreosotimpregnering ikke være kontakt med mennesker. Håndbok V161 sier også at håndlister i trevirke ikke er gunstig, da hudkontakt kan føre til skader. [41] Materialvalg av rekkverk velges derfor bort fra tre, og settes som stål. Egenlaster for rekkverk i stål er angitt i håndbok V412 kapittel 4.1.1. Den er satt til en linjelast på 0.5 kN/m. [41]

### 5.1.5 Egenlaster komponenter

Tabell 5-3 viser alle de karakteristiske verdiene for egenlast.

Tabell 5-3

Komponent	Betegnelse	Materiale	Dimensjoner b*h*l [mm]	Egenlast	Enhet
Dekke	$g_{k,d}$	C24	48*150*3000	4.1202	[kN/m <sup>3</sup> ]
Langsgående bjelker	$g_{k,lb}$	GL30c	250*450*«36000»	4.2183	[kN/m <sup>3</sup> ]
Tverrbærere	$g_{k,tb}$	GL30c	250*450*4000	4.2183	[kN/m <sup>3</sup> ]
Buebjelker	$g_{k,bue}$	GL30c	300*700*«36000»	4.2183	[kN/m <sup>3</sup> ]
Kreosotimpregneringsolje	$g_{k,kimp}$	-	-	0.5-0.8	[kN/m <sup>3</sup> ]
Belegning/slitelag	$g_{k,bs}$	Asfalt	-	2.0	[kN/m <sup>2</sup> ]
Rekkverk	$g_{k,rk}$	Stål	-	0.5	[kN/m]

## 5.2 Variable laster

Variable laster har varierende tidsrom for når de opptrer. Lastene inkluderer naturlige laster som påvirker konstruksjonen, men også varierende laster som trafikklaste fra biler eller gang- og syklende.

### 5.2.1 Trafikklaste

Veiledning V412 «Bæreevneklassifisering av bruer, laste» [40] inneholder klassifisering av bæreevne for bruer. Bæreevneklassifiseringen for en bru defineres etter maksimale trafikklast som er gitt av Samferdsdepartementets Forskrift om bruk av kjøretøy. [40] Verdiene revideres hvert halve år i april og oktober. Trafikklasten er den belastningen som kjøretøy og fotgjengere belaster bruas strukturelle komponenter i horisontal og vertikal retning. Komponentene være kjørebane, skulder, gangvei, midtdeler etc. som utgjør bruas tverrsnitt.[40] I standarden NS-EN 1991-2 kapittel fem definerer også laste på gangbruer.[37]

Gang- og sykkelbruer blir omdiskutert i kapittel 3.2.9 og A.1.3.3 i V412.[40]. Føringsavstanden under 1.5 meter er fysisk stengt for trafikk av kjøretøy. Føringsavstander mellom 1.5 – 2.5 meter er stengt for brøytetraktor, men må dimensjoneres for aksellaste for personbiler. Den valgte geometriske utformingen har en føringsavstand på kjørebane på 3 meter. Brua skal defineres for



vedlikeholdskjøretøy. Det resulterer i at ingen fysiske hindringer trenger å bli brukt for å stoppe trafikk av kjøretøy. Fra Tabell 3.2.9-1 kan GS-100 til GS-500 utelukkes siden det ikke opprettes et fysisk hinder for brøytetraktor.[40]

### 5.2.1.1 Vertikale laster

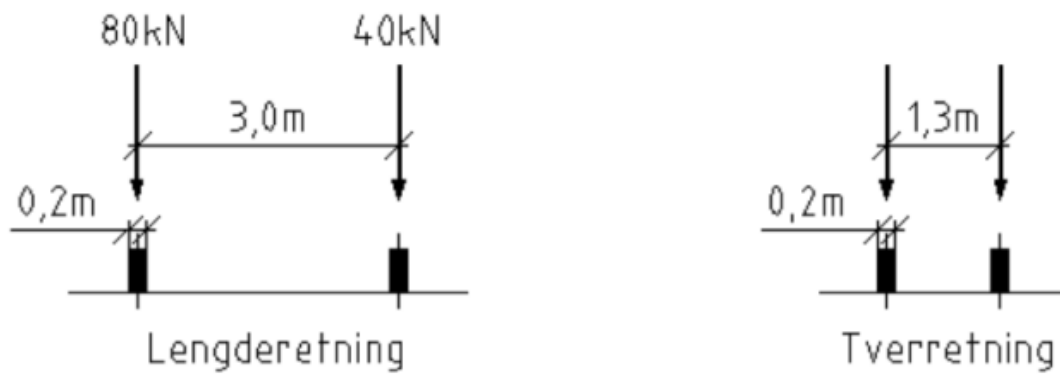
Kapittel 5.3.1 (2) i håndbok V412 [40] presiserer at det er tre moduler for karakteristiske verdier for statiske vertikale laster som må vurderes. De følgende karakteristiske verdier må vurderes:

- $q_{fk}$  uniform distribuert last
- $Q_{fwk}$  konsentrert last
- $Q_{serv}$  laster som representerer last fra tjenestekjøretøy

Den uniforme lasten skal etter standarden posisjoneres mest ugunstig både på langs og på tvers av kjørebane hvor den opptrer. Eurokoden samstemmer med GS-bruusklass 6/10 for jevnt fordelt last med en verdi på  $q_{fk} = 5.0 \text{ kN/m}^2$ . [40]

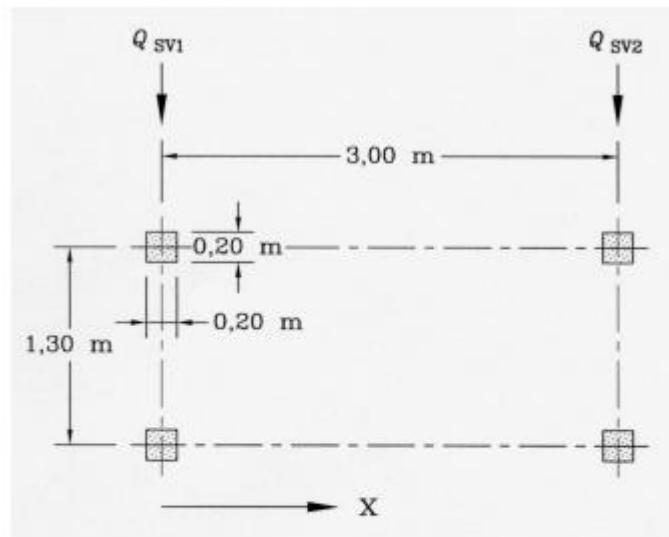
Konsentrert last skal settes til  $Q_{fwk} = 10 \text{ kN}$  som virker på et areal med dimensjonene  $0.1 \text{ m} * 0.1 \text{ m}$ . For gang- og sykkelbru hvor tjenestekjøretøy skal benyttes trenger ikke  $Q_{fwk}$  å kontrolleres. I stedet benyttes konsentrerte laster definert som  $Q_{serv}$ . For gjeldene gang- og sykkelbru er dette tjenestekjøretøyet et brøytetekjøretøy. [40]

Velger til sikker side (TTS) G1 for å dimensjonere for vedlikeholdskjøretøy. I det nasjonale tillegget i Eurokode NS-EN 1991-2 [37] presiseres det en regel for gang- og sykkelbruer. Alle bruer hvor føringsavstanden er stor nok til at tjenestekjøretøy kan kjøre over brua, og det ikke er en fysisk barriere, skal brua tåle angitt  $Q_{serv}$  som angitt i kapittel 5.6.3 i samme standard. Kravene i dette kapittelet tilsvarer de samme geometriske dimensjonene for de vertikale konsentrerte lastene G1 angitt i håndbok V412. [40] Den konsentrerte lasten er utformet som et tjenestekjøretøy med to akslinger. Den ene akslingen har en total konsentrert kraft på  $80 \text{ kN}$ , og den andre akslingen har en total last på  $40 \text{ kN}$ . Avstanden på akslingene er 3 meter, og har hjulavstand på  $1.3 \text{ m}$  definert mellom hjulenes senterlinje. Alle fire hjulene har en lik kontaktflate med kjørebane, som er et kvadrat på  $0.2 \text{ m} * 0.2 \text{ m}$ . Figurene 5-2 og 5-3 illustrerer lastplassering og geometrisk utforming. Figur 5-2 er hentet fra V412 [40], og figur 5-3 fra eurokoden [37].



**Figur 3.2.9–1 – Lasttype G1**

Figur 5-2: Lastplassering og geometrisk utforming. Hentet fra håndbok V412 [40]



**Key**  
 x : Bridge axis direction  
 $Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$   
 $Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

**Figure 5.2 - Accidental loading**

Figur 5-3: Lastplassering og geometrisk utforming. Hentet fra NS-EN 1991-2 [37]

Den konsentrerte lasten  $Q_{serv}$  fra tjenestekjøretøy virker ikke samtidig som den jevnt fordelte lasten  $q_{fk}$ .

### 5.2.1.1 Horisontale laster

For gang- og sykkelbruer gjelder det bare en horisontal last som virker på høyde med brudekket, i lengderetningen av bruas akse. Den karakteristiske verdien av bremselasten settes som den største av de følgende kravene [37, 40]:

- 10 % av total jevnt fordelt last  $q_{fk}$
- 60 % av totalvekten av tjenestekjøretøy  $Q_{serv}$

Sidelast er den horisontale kraften som virker i tverretningen av brudekket, vinkelrett på senterlinjen. Den karakteristiske verdien av sidelasten er 25 % av bremselasten i lengderetningen. Sidelasten virker på samme høyde som den karakteristiske verdien i lengderetningen. Sidelasten opptrer samtidig som tjenestekjøretøy. Den karakteristiske horisontale kraften i lengderetning og tverrretning opptrer samtidig som den korresponderende karakteristiske vertikale lasten. Karakteristiske verdier for horisontale krefter har notasjonen  $Q_{fik}$ . [40]

Karakteristisk verdi av horisontal kraft i lengderetning:

$$\begin{aligned} Q_{fik1} &= \max\{0.1 * q_{fk}, 0.6 * Q_{serv}\} \\ &= \max\left\{0.1 * 5 \frac{kN}{m^2}, 0.6 * (80 kN + 40 kN)\right\} \\ &= \max\{0.5 kN/m^2, 72 kN\} \end{aligned}$$

Karakteristisk verdi av horisontal kraft i tverrretning:

$$Q_{fik2} = Q_{fik1} * 0,25 = 72 kN * 0,25 = 18 kN$$

Tabell 5-4 viser de forskjellige kombinasjonene og verdiene for de karakteristiske vertikale og horisontale verdiene. Tabellen bygger på tabell 5.1 fra NS-EN 1991-2 [37] og viser karakteristiske laster på brua.

Tabell 5-4

Last type		Vertikale krefter		Horisontale krefter
Last system		Uniform distribuert last	Tjenestekjøretøy	
Gruppeinndeling av laster	Gruppe 1	$q_{fk} = 5.0 \text{ kN/m}^2$	0	$Q_{flk}$
	Gruppe 2	0	$Q_{serv} = Q_{SV1} + Q_{SV2}$ $= 80 \text{ kN}$ $+ 40 \text{ kN}$	$Q_{flk}$

### 5.2.2 Snølaster

Brua er dimensjonert for at et tjenestekjøretøy i form av brøytetraktor skal fjerne snø. Det følger at brua ikke vil stå uryddet for snø. Den vil også ikke bli disponeres til lagringsplass for snø.

Snølast vil heller ikke opptre samtidig som en eventuell trafikklast opptre. Ut ifra angitte kriterier presiserer V412 kapittel 5.1 [40] og N400 kapittel 5.12 [32] at det ikke er særskilt grunn til å angi snølaster på brubanen. Snølaster på buede limtrebjelker vil derimot ikke fjernes, og tas dermed med under beregning av kapasitet på primærbæresystem.

Karakteristiske snølaster har blitt beregnet etter standarden NS-EN 1991-1-3 «Snølaster» [38]. Etter 1.1(8) gir standarden ikke retningslinjer for spesielle aspekter ved snølast på bruer. For dimensjonering er det antatt at det kan oppstå situasjoner hvor snø legger seg på bue bjelkene og på brubanen. Snølast opptre etter krav 5.11-1 N400 [32], ikke samtidig som trafikklast. Utfyllende beregning er gjort i vedlegg 5.1. Fra utregning er det tre situasjoner for bue bjelkene og en uniform areallast på brubanen. Tabell 5-5 viser karakteristisk verdi for snølast.

Tabell 5-5

Situasjon	Karakteristisk snølast
Sit (I) – uniform last på buede limtrebjelker	$1.2 \text{ kN/m}^2$
Sit (I) – trekantlast halve bue, skjevfordelt	$1.275 \text{ kN/m}^2 - 2.55 \text{ kN/m}^2$
Sit (I) – trekantlast halve bue, bare en side	$2.55 \text{ kN/m}^2$
Sit (III) – uniform last på brubane	$1.2 \text{ kN/m}^2$

### 5.2.3 Vindlaster

Vindlasten er dimensjonert etter standarden NS-EN 1991-1-4 «Vindlaster» [39]. Korrigerende veiledninger fra håndbok N400 [32] er tatt hensyn til under dimensjonering. Byggeplassen til brua ligger i et område hvor trær er i nærhet i nord, øst og vest. I sør går E39 og landskapet er mer åpent og flatt. Beskrivelsen av terrengruhetskategori II i tabell NA.4.1 i NS-EN 1991-1-4 *Vindlaster* [39] nevner landbruksområde, spredte små bygninger eller trær. Landskapet rundt brua tilsvarer denne beskrivelsen best, og brua settes til terrengruhetskategori II. For beregning av overgangssonefaktor ligger Harfrsfjord 2.5 km unna byggeplassen. Terrengruhetskategorien for denne sonen ligner mest på beskrivelsen av terrengruhetskategori I. Høyden benyttet fra beregningene består av den frie høyden fra E39 til dekket, addert med byggehøyden av brua. Etter krav 5.6.6-2 i håndbok N400 presiseres det at for gang- og sykkelbruer kontrolleres det ikke med påvirkning fra vindlast og trafikklast samtidig. [32] Vindlastene som påvirker brua er beregnet utfyllende i vedlegg 5.2. Tabell 5-6 viser karakteristiske verdier for vindlasten på topp av bue og for høyden av dekket. Plassering, retning og størrelse på de ulike vindlast tilfellene er under definert i kapittel 6.1.4 Lasttilfeller vindlast.

Tabell 5-6

Høydereferanse	Karakteristisk vindlast
Topp av limtre bue	1.104 kN/m <sup>2</sup>
Midt av dekke	0.93 kN/m <sup>2</sup>

### 5.3 Ulykkes laster

Påkjøring fra trafikk på E39 ansees som lite sannsynlig grunnet overliggende plassering av det primære bæresystem. Brubane og landkar har en høyere sannsynlighet for at trafikk fra E39 gir ulykkes laster fra kollisjon. Det kan forekomme av kjøretøy som overstiger den totale fire høyden under brua. Det er derimot ikke tatt hensyn til i oppgaven.

## 6. Dimensjonerende laster

### 6.1 Lasttilfeller (Lastarrangement)

Lasttilfeller angir lastens lastarrangement. Et lasttilfelle spesifiserer hvordan den opptredende lastpåvirkningens egenskaper påkjenner konstruksjonen og/eller konstruksjonsdeler. [18] De karakteristiske verdiene av permanente og variable laster defineres med posisjonering, størrelse og retning. Lasttilfellene er definert for å kunne benyttes i den numeriske modellen. Av den grunn er enkelte verdier satt til linjelaster for at lastene skal påvirke riktig konstruksjonsdel i det bærende systemet som er angitt i modellen.

#### 6.1.1 Livstilfeller permanente laster

Permanente livstilfeller består av to tilfeller. Inndelingen går på konstruksjonsdelene som betraktes som det primære og sekundære bæresystemet, og de som ikke inngår i bæresystemet. Det er også slik at livstilfelle er konstruksjonsdelene modellert i SAP2000. Egenvekt er lagt inn manuelt i programmet. Unntaket er hengere som følger europeisk standard for S355 stål. Dekket er blitt plassert som linjelaster på de langsgående limtrebjelkene i den numeriske modellen.

##### 6.1.1.1 Lasttilfelle 1 (LT1)

Lasttilfelle 1 inkluderer verdier fra permanente laster av bruas bæresystem. Det kan deles inn i egenvekt fra primære og sekundære bæresystemet, ekskludert de ikke-bærende konstruksjonsdelene. Egenvekten fra får betegnelsen:

$$G_{k,g}$$

Det er gravitasjonskrefter på konstruksjonsdeler med angitt volum med tilhørende verdi for materialets densitet. Konstruksjonsdeler som er inkludert under  $G_{k,g}$  er gitt i tabell 6-1.

Tabell 6-1

Konstruksjonsdel	Antall	Dimensjoner b*h*l [mm]	Densitet [kg/m <sup>3</sup> ]
<b>Primære bæresystem</b>			
Buede limtrebjelker	2	300*700*380198	430
<b>Sekundære bæresystem</b>			
Tversgående limtrebjelke	8	250*450*4000	430
Langsgående limtrebjelker	4	250*450*36000	430
Hengestenger	16	Tykkelse 60 mm, varierende høyde	--

$b \cdot h \cdot l$ : bredde \* høyde \* lengde, for buede limtrebjelker er det buelengden som er oppgitt

I den numeriske modellen havner lasttilfellet under «Dead». Modellen som er generert er basert på et statisk system som består av de bærende elementene angitt i tabellen ovenfor.

### 6.1.1.2 Lasttilfelle 2 (LT2)

Livstilfelle 2 inkluderer egenvekten fra ikke-bærende komponenter og konstruksjonsdeler som ikke inngår i det bærende systemet. Lastene fra de ulike komponentene samles til et lasttilfelle med «super-imposed» permanente laster utenom det som inngår i bæresystemet (LT1). Egenvekt «super-imposed» last får betegnelsen:

$$G_{k,SD}$$

Komponentene som inngår i lasttilfellet, er:

- Rekkverk
- Dekke
- Belegning – her inngår også fuktisolering og Topeka 4S
- Kreosotimpregnering

Rekkverket er et stålrekkverk med en egenvekt som tilsvarer en linjelast på  $0.5 \text{ kN/m}$ . Lasten virker på de ytterste langbærerne i hel bruas lengde på 36 meter.

Dekkets høyde er på 150 millimeter. Belegningslaget er lokalisert over hele dekket, og er satt til en tykkelse på 80 millimeter. Kreosotimpregneringen inngår i hele dekket. Egenlasten til dekket inkludert belegning og kreosotimpregnering fordeles som linjelaster på de langsgående limtrebjelkene. Lastbidraget fra egenlastene til de enkelte komponentene er vist i tabell 6-2 med angitt tykkelse for hvert lag.

Tabell 6-2

Komponent i dekket	Tyngdetetthet [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ]	Tykkelse lag [ $\text{mm}$ ]	Egenvekt per areal [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ]
Konstruksjonsvirke	4.1202	150	0.61803
Kreosotimpregnering	0.8	150	0.12000
Belegning	-	80	2.00000
Total uniform last			2.73803

Den uniforme lasten fra dekket fordeles til de fire langsgående limtrebjelkene. Resultatet er to ulike linjelaster, avhengig av lastbredden som er sentralavstanden mellom de langsgående limtrebjelkene. Bjelkene lokalisert ytterst på hver side av brubanebredden får halvparten av lastbredden. Bjelkene lokalisert i midten får hele lastbredden. Resultatet for verdiene av linjelastene angis i tabell 6-3.

Tabell 6-3

Komponent	Verdi linjelast [ $kN/m$ ]
Ytre limtrebjelker	1.588
Midtre limtrebjelker	2.52

### 6.1.2 Lasttilfeller trafikklaster

Trafikklaster deles inn i gruppe 1 og gruppe 2. Gruppe 1 inneholder den uniforme lasten på  $5\text{ kN/m}^2$  plassert i hele brubanen. Gruppe 2 består av to laster fordelt på to akslinger, beskrevet i kapittel 5.2.1.1. Lokasjonen av de konsentrerte lastene fra vedlikeholdskjøretøyet plasseres slik at lastbildet blir mest ugunstig. Derav defineres flere lasttilfeller med forskjellig lastplassering i bruas lengdeakse. Trafikklastene omtalt i LT3-LT7 defineres som lastvarighetsklassen «korttidslast» etter tabell NA.2.2 2 i NS-EN 1995-1-1 [35]. Betegnelsen for uniform last fra ansamling av personer har betegnelsen  $q_{fk}$ . Konsentrerte laster fra tjenestekjøretøy har samlet betegnelse  $Q_{serv}$ .

#### 6.1.2.1 Lasttilfelle 3 (LT3)

Den uniforme lasten på  $5\text{ kN/m}^2$  virker i hele dekkets bredde. Tilsvarende lastene i LT2 fordeles lasten til ytre og midtre langsgående limtrebjelkene. Tabell 6-4 viser linjelastene:

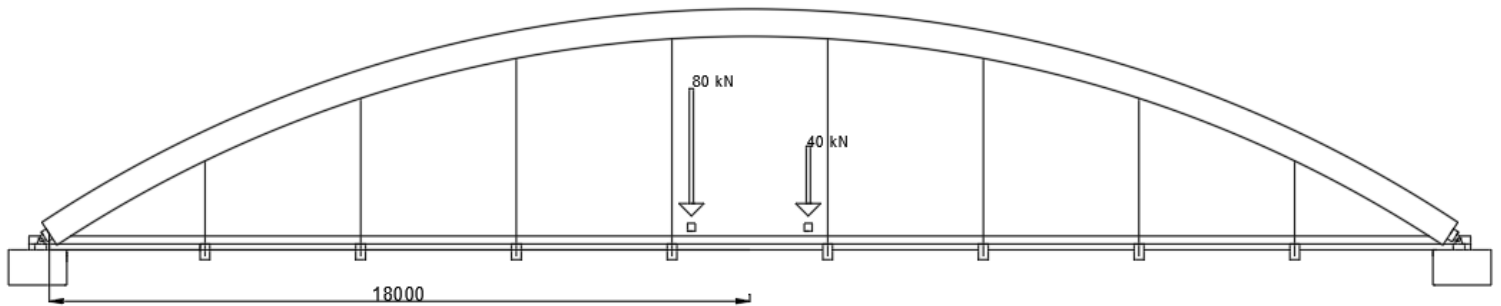
Tabell 6-4

Komponent	Verdi linjelast [ $kN/m$ ]
Ytre limtrebjelker	2.9
Midtre limtrebjelker	4.6



### 6.1.2.2 Lasttilfelle 4 (LT4)

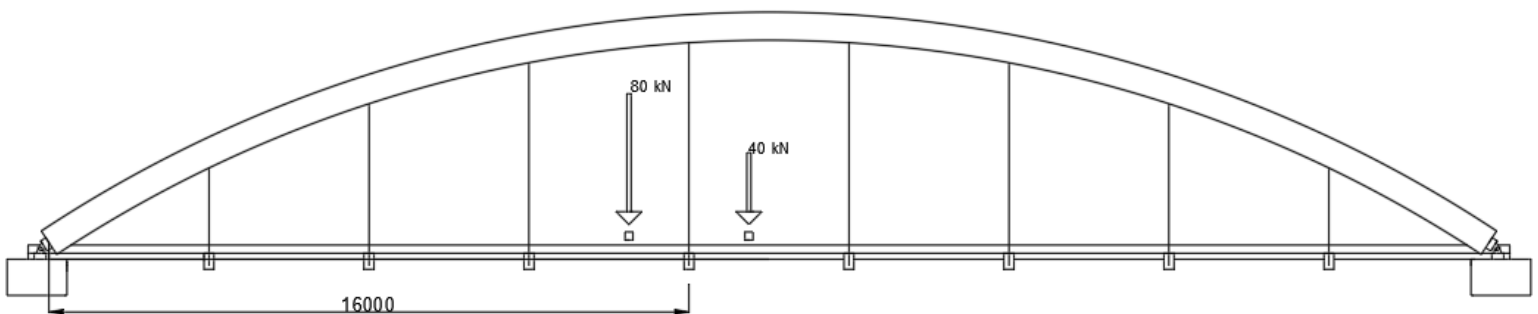
Første plassering av vedlikeholdskjøretøyet er midt på brua. Avstand til midten av akslingene og opplager av brua er 18 meter. Senter av vedlikeholdskjøretøyet akslinger er plassert i midten av to tverrbærere. Figur 6-1 viser plasseringen av de to akslingene og tilhørende vertikale krefter i sideprofilen av brua.



Figur 6-1: Lasttilfelle 4

### 6.1.2.3 Lasttilfelle 5 (LT5)

Andre plassering av vedlikeholdskjøretøyet er 16 meter fra venstre opplager av brua. Senter av vedlikeholdskjøretøyet akslinger er plassert i akse med henger og tversgående limtrebjelke. Figur 6-2 viser plasseringen av de to akslingene og tilhørende vertikale krefter i sideprofilen av brua.

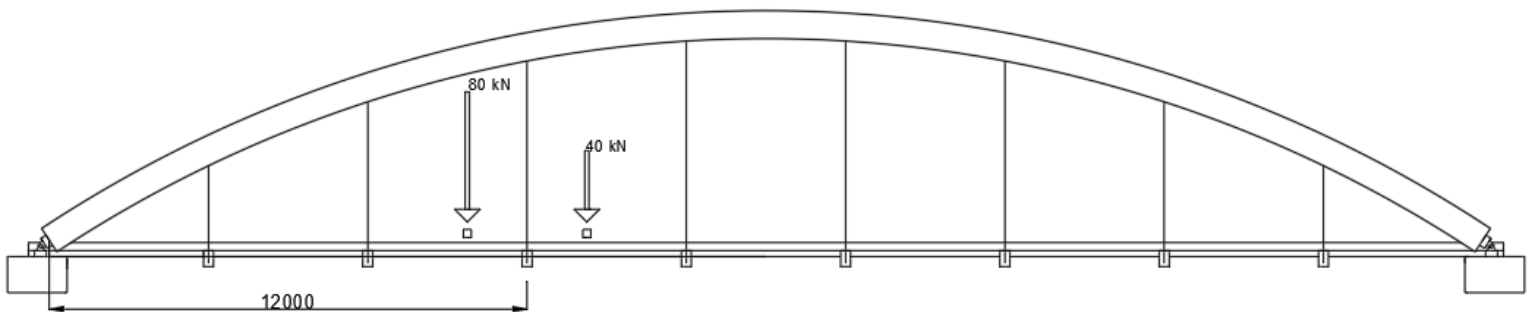


Figur 6-2: Lasttilfelle 5

#### 6.1.2.4 Lasttilfelle 6 (LT6)

Tredje plassering av vedlikeholdskjøretøyet er 12 meter fra venstre opplager av brua. Senter av vedlikeholdskjøretøyet akslinger er plassert i akse med henger og tversgående limtrebjelke.

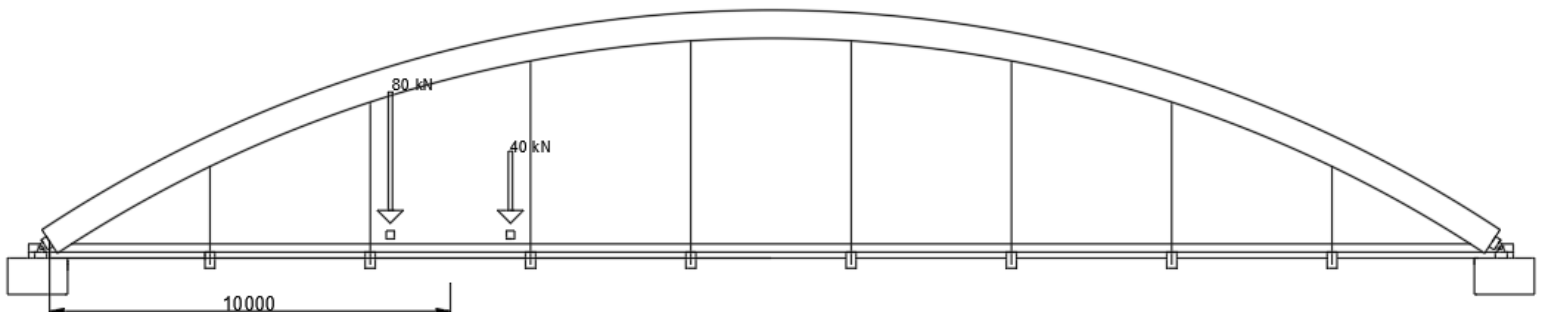
Figur 6-3 viser plasseringen av de to akslingene og tilhørende vertikale krefter i sideprofilen av brua.



Figur 6-3: Lasttilfelle 6

#### 6.1.2.5 Lasttilfelle 7 (LT7)

Fjerde plassering av vedlikeholdskjøretøyet er midt på brua. Avstand til midten av akslingene og opplager av brua er 10 meter. Senter av vedlikeholdskjøretøyet akslinger er plassert i midten av to tverrbærere. Figur 6-4 viser plasseringen av de to akslingene og tilhørende vertikale krefter i sideprofilen av brua.



Figur 6-4: Lasttilfelle 7

### 6.1.3 Lasttilfeller snølaster

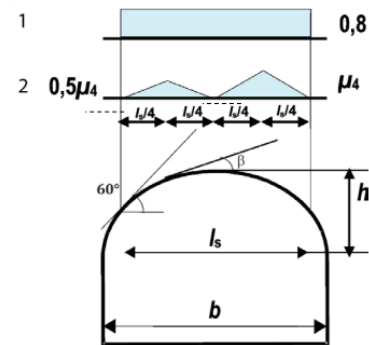
Snølast tilfellene er delt in i to kategorier. Situasjonene betegnet sit(I), sit(II) og sit (III) er snølaster påvirker de to buede limtrebjelkene. Kapittel 5.3.5 og NA.5.3.5 i NS-EN 1991-1-3 [38] angir verdier for formfaktor på tak,  $\mu$ . Det er antatt at snølastene oppfører seg tilsvarende for angitt bru. Forholdet mellom bredden og høyden av trebuene har en vinkel tilsvarende  $\beta < 34^\circ$ . Siden vinkelen er lavere enn kravet i standarden på  $\beta < 60^\circ$  vil bredden brukt i beregningene være hele den horisontale bredden på brua på 36 meter.[38] Vedlegg 5.1 angir utfyllende beregning av lastene. Snølastene LT8-LT11 defineres som lastvarighetsklassen «kortidslast» etter tabell N.A.2.2 i NS-EN 1991-1-3. [38]

#### 6.1.3.1 Lasttilfelle 8 (LT8)

For dette snølasttilfellet ansees snøen til å være upåvirket av vind. Lasten settes til en uniform last i hele buens horisontalbredde. Formfaktoren settes ut lik  $\mu_1 = 0.8$  for situasjon 1 fra figur 6-5 hentet fra kapittel 5.3.5 (3) i NS-EN 1991-1-3 [38]. Tabell 6-5 angir linjelast på buene.

Tabell 6-5

Konstruksjonsdel b*h [mm]	Verdi linjelast[kN/m]
Buede limtrebjelke 300*700	0.36



Figur 6-5: Geometri av snølast:  
Hentet fra NS-EN 1991-1-3 [38]

#### 6.1.3.2 Lasttilfelle 9 (LT9)

Kapittel 5.3.5(3) i NS-EN 1991-1-3 [38] angir tilfeller hvor snødriver påvirker formen på snølasten i buebjelkens lengde. Lasttilfellet betegnet 2 i figur 6-5 angir formen på snølasten. Formfaktoren settes til  $\mu_4 = 1.7$  etter beregning av formel (5.5) i standarden.[38] For brua er bredden den hele horisontale lengden, som tilsvarer lengde på 36 meter. Det gir maksimumpunktene av snølast henholdsvis på 9 meter og 27 meter. Linjelast verdier for de to maksimumpunktene er angitt i tabell 6-6 etter figur 6-5.

Tabell 6-6

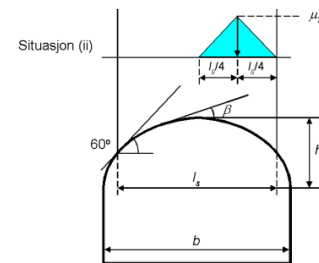
Makspunkt for trekanter, trebue	Verdi linjelast [kN/m]
9 m - $0.5 * \mu_4 = 0.85$	0.3825
27 m - $\mu_4 = 1.7$	0.765

### 6.1.3.3 Lasttilfelle 10 (LT10)

Det nasjonale tillegget presiserer i NA.5.3.5 i NS-EN 1991-1-3 [38] en særnorsk situasjon hvor en trekantlast plasseres halve siden av den buede limtrebjelken. Figur 6-6 hentet fra samme kapittel i standarden angir plassering for snølasten. Formfaktoren er tilsvarende som  $\mu_4$ . Maksimumlasten vil opptre på tilsvarende lengde som LT9 på 9 meter og 27 meter. Lasten opptrer derimot bare på en side. Maksverdi for linjelasten med form som trekant er vist i tabell 6-7.

Tabell 6-7

Makspunkt for trekant, trebue	Verdi linjelast [kN/m]
9 m/ 27 m - $\mu_3 = 1.7$	0.765



Figur 6-6: Geometri særnorsk snølast. Hentet fra NS-EN 1991-1-3 [38]

### 6.1.3.4 Lasttilfelle 11 (LT11)

For brudekket kan en uniform snølast ligge uniformt over dekket dersom det ikke har blitt brøytet. Standard NS-EN 1991-1-3 [38] angir formfaktorer for tak. Antar konservativt at det ikke opptrer en formfaktor for dekket grunnet det ikke er en vinkel på dekket slik at snøen kan gli vekk fra dekket. Verdien for linjelast på langsgående limtrebjelker er gitt i tabell 6.8

Tabell 6-8

Komponent	Verdi linjelast [kN/m]
Ytre limtrebjelker	0,87
Midtre limtrebjelker	1,38

#### 6.1.4 Lasttilfeller vindlaster

Livstilfellene for vindlaster deles inn i kreftene som påvirker buene og kreftene som påvirker dekket. Vindlast standarden NS-EN 1991-1-4 [39] benyttes for å beregne retning og størrelse på de karakteristiske vindlastene.. Kapittel 8 i samme standard definerer vindpåvirkninger på bruer. Dimensjonering av vindlast på dekket følger dette kapitelet. Det tar derimot ikke spesifikt for seg buede limtrebjelker i buebruer. Kapittel 7.6 i standarden tar for seg kraftfaktor for konstruksjonsdeler med rektangulære tverrsnitt.[39] For dimensjonering av vindkrefter på buede limtrebjelker er dette kapitlet benyttet. Vindlasttilfellene LT12-LT14 havner etter tabell NA.2.2 i NS-EN 1995-1-1 [35] i lastvarighetsklassen «øyeblikkslast»

##### 6.1.4.1 Lasttilfelle 12 (LT12)

Vindlasten som påvirker buene er en horisontal vindlast som virker på hele buens lengde. Lasten er beregnet som en linjelast basert på høyden av limtrebuen på 700 millimeter. Det er gjort for å føre kalkulert linjelast inn i den numeriske modellen. Den karakteristiske verdien for vindlast på buen betegnes  $Q_{k.v.b}$ . Tabell 6-9 viser utregnet linjelast fra vedlegg 5.2.

Tabell 6-9

Komponent	Verdi horisontal linjelast[kN/m]
Buet limtrebjelke	1.556

##### 6.1.4.2 Lasttilfelle 13 (LT13)

Aksesystemet illustrert på figur 8.2 i NS-EN 1991-1-4 [39] er benyttet for bestemmelse av retningen av vinpåvirkningene. Den horisontale komponenten som virker vinkelrett på dekkets lengdeakse er benevnt som kraft i x-retning. Vedlegg 5.2 har utdypende utregning av vindlasten. Den karakteristiske verdien for vindlast vinkelrett på dekket betegnes  $Q_{k.v.x}$ . Linjelasten som virker i bruas lengde vinkelrett på dekket er gitt i tabell 6-10.

Tabell 6-10

Komponent	Verdi linjelast[kN/m]
Dekke, vertikalt	5.668

## 6.2 Lastkombinasjoner (Lasttilfeller)

Lastkombinasjoner er satt sammen av lasttilfeller som har sannsynlighet til å opptre samtidig i en lastsituasjon. Kombinasjonene av laster vil generere påvirkninger på konstruksjonen og/eller konstruksjonsdelene de påkjenner. Virkningene opptre i konstruksjonen i form av spenninger, indre krefter og forskyvinger. [18] Formlene for oppbygningen av lastkombinasjoner er omtalt i kapittel 4.1 og tabellene angitt i Nasjonalt Annex i NS-EN 1990 [33].

Figur 6-7 følger tabellen NA.A2.4(B) i NS-EN 1990 [33] og angir lastkombinasjonene for bruddgrensetilstanden STR/GEO. Verdiene for permanente laster, dominerende og øvrige variable lastene er angitt med bruk av kombinasjonsfaktorer  $\psi$  og partialfaktorer  $\gamma$  angitt for gangbruer i standarden NS-EN 1990. [33] Lasttilfellene for permanent last inngår i alle kombinasjonene. Snølaster opptre ikke samtidig som trafikklaster.

ULS STR/GEO [Tabell NA.A2.4(B)]														
Lastkombinasjon	1a[T+V]	1b[T+V]	2a[V+T]	2b[V+T]	3a[V+S]	3b[V+S]	4a[S+V]	4b[S+V]	5a[V]	5b[V]	6a[S]	6b[S]	7a[T]	7b[T]
Ligningssett	6.10 a)	6.10 b)	6.10 a)	6.10 b)	6.10 a)	6.10 b)	6.10 a)	6.10 b)	6.10 a)	6.10 b)	6.10 a)	6.10 b)	6.10a)	6.10b)
<b>Permanente laster</b>														
LT1 - $G_{k,g}$	1.35	1.2	1.35	1.2	1.35	1.2	1.35	1.2	1.35	1.2	1.35	1.2	1.35	1.2
LT2 - $G_{k,SD}$	1.35	1.2	1.35	1.2	1.35	1.2	1.35	1.2	1.35	1.2	1.35	1.2	1.35	1.2
<b>Variable laster</b>														
<i>-Trafikklaster</i>														
LT3 - $q_{fk}$	0.945	1.35	0.945	0.945									0.945	1.35
LT4 - $Q_{serv}$	0.945	1.35	0.945	0.945									0.945	1.35
LT5 - $Q_{serv}$	0.945	1.35	0.945	0.945									0.945	1.35
LT6 - $Q_{serv}$	0.945	1.35	0.945	0.945									0.945	1.35
LT7 - $Q_{serv}$	0.945	1.35	0.945	0.945									0.945	1.35
<i>-Snølaster</i>														
LT8 - sit(I)					1.05	1.05	1.05	1.5			1.05	1.5		
LT9 - sit(II)					1.05	1.05	1.05	1.5			1.05	1.5		
LT10 - sit(III)					1.05	1.05	1.05	1.5			1.05	1.5		
LT11 - $Q_{k,s}$					1.05	1.05	1.05	1.5			1.05	1.5		
<i>-Vindlaster</i>														
LT12 - $Q_{k,v,b}$	1.12	1.12	1.12	1.6	1.12	1.6	1.12	1.12	1.12	1.6				
LT13 - $Q_{k,v,x}$	1.12	1.12	1.12	1.6	1.12	1.6	1.12	1.12	1.12	1.6				

T=trafikklaster, V=Vindlaster, S=Snølaster, **fet skrift**=dominerende variable last i lastkombinasjon, *kursiv skrift*=øvrige variable laster

Figur 6-7: Lastkombinasjoner. Følger tabell NA.A2.4(B) i NS-EN 1990 [33]

Lasttilfellene innenfor trafikklaster opptre ikke samtidig heller. Den uniforme lasten fra ansamling av personer  $q_{fk}$  opptre ikke samtidig som lasttilfellene med tjenestekjøretøy  $Q_{serv}$ . For snø opptre bare en av de tre situasjonene samtidig med den uniforme lasten på dekket  $Q_{sk}$ .

For vind vil muligheten for horisontal vind på en bue  $Q_{k.vb}$  opptre samtidig horisontal vind på dekket  $Q_{k.v.x}$ .

Resultatet av analysen i den numeriske modellen angir maksimum- og minimumsverdier for trykk, skjær og moment. Hva som angir maksimum for spesifikke spenninger eller krefter avhenger av lastkombinasjonen. Alle maks/min verdiene vil ikke genereres fra samme lastkombinasjon.

## 7. Numerisk modell

SAP2000 benyttes for å finne dimensjonerende krefter for brua. Ved modellering av tverrsnittet til brua er det gjort forenklinger. Dekket blir sett som linjelaster på de langsgående limtrebjelkene istedenfor å modellere opp tverrsnittet. Forenklingene er gjort for å lage et fungerende statisk system innad i programvaren.

Modellen ble først generert i CSiBridge. Den ble underveis eksportert fra CSiBridge, og importert i SAP2000. SAP2000 er tilsvarende program som CSiBridge, hvor mye av funksjonene er identiske. Programvaren er lagd av samme utvikler og gir en overgang hvor alle parametere ble beholdt, og modellen er identisk. Grunnen til overføring kommer av at funksjonene som ble benyttet i CSiBridge var samme som SPA2000. Ekstrafunksjonene i CSiBrdige kunne ikke benyttes da de forhåndsdefinerte tverrsnittene var utelukkende for stål og betong. Derav var det mer hensiktsmessig å benytte SAP2000 ovenfor CSiBrdige. Fremgangsmåten som er brukt for å generere bæresystem for angitt bru er helt tilsvarende i begge programmene. Beskrivelsen av fremgangsmåten er derav gyldig for begge programvarene. Forskjellen ligger i plassering av funksjonene i programmenes grensesnitt, og har ingen påvirkning på analysen av modellen. Fremgangsmåten angir de viktigste punktene gjort i SAP2000 for å lage en numerisk modell som tilsvarer det valgte primære og sekundære bæresystemet.

## 7.1 Ny modell

For å genere en ny modell i SAP2000 velges funksjonen «File» og deretter «new» for å få opp «new model» menyen. Her defineres prosjektets parameter. Enhetene for modellen settes som *KN, m, C* (kilonewton, meter, grader celsius). For «tamplate» velges «grid only». Fra den nye menyen defineres et «grid» med dimensjoner basert på figur 7-1. Her velges antall «grid lines» i x-retning basert på antall langsgående limtrebjelker i brubanens bredde. Avstand settes lik figur 7-1 for å få et 3 meter bredt dekke med buer plassert 0.5 meter fra dekket. I y-retning velges 10 «grid lines» med senteravstand på 4 meter for å henvise til tverrgående limtrebjelker lokalisert vinkelrett på brubanens lengderetning. Høyden i z-retning settes til 5.4 meter for å angi høyden av senter bue.

**S** Define Grid System Data

System Name: Bridge grid

Grid Lines: Quick Start...

**X Grid Data**

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
A	0	Primary	Yes	End	
B	0,5	Primary	Yes	End	
C	1,5	Primary	Yes	End	
D	2,5	Primary	Yes	End	
E	3,5	Primary	Yes	End	
F	4	Primary	Yes	End	

Add  
Delete

**Y Grid Data**

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
1	0	Primary	Yes	Start	
2	4	Primary	Yes	Start	
3	8	Primary	Yes	Start	
4	12	Primary	Yes	Start	
5	16	Primary	Yes	Start	
CL	18	Primary	Yes	Start	
6	20	Primary	Yes	Start	

Add  
Delete

**Z Grid Data**

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc
B	0	Primary	Yes	End
Top	5,4	Primary	Yes	End

Add  
Delete

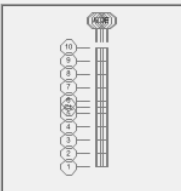
Display Grids as:  
 Ordinates  Spacing

Hide All Grid Lines  
 Glue to Grid Lines

Bubble Size: 2,4384

Reset to Default Color  
Reorder Ordinates  
Locate System Origin...

OK Cancel



Figur 7-1: Verdier for «Grid» i SAP2000



## 7.2 Definisjon av materialet

SAP2000 har forhåndsdefinerte materialegenskaper for stål og betong. For tre eller limtre er det ingen forhåndsdefinerte materialegenskaper. For å gjennomføre analyse må det defineres et nytt materiale basert på egenskaper for limtre. Under funksjonen «Add material property» velges «material type» til «other» for å kunne fritt endre på materialegenskapene til det nye materialet. Velger definere materialet GL30c med verdier hentet fra NS-EN 14080. [36] Før valget «modify/show material properties» velges settes «directional symmetry type» til «orthotropic» materiale. Trelast har ulike egenskaper avhengig av hvilken akse som lastpåvirkes. Materiale har større styrke og stivhet parallelt på cellens lengdeakse i sammenlignet med styrken vinkelrett på fibrene. [9] Parameterne for styrkeklassen GL30c vises i figur 7-2

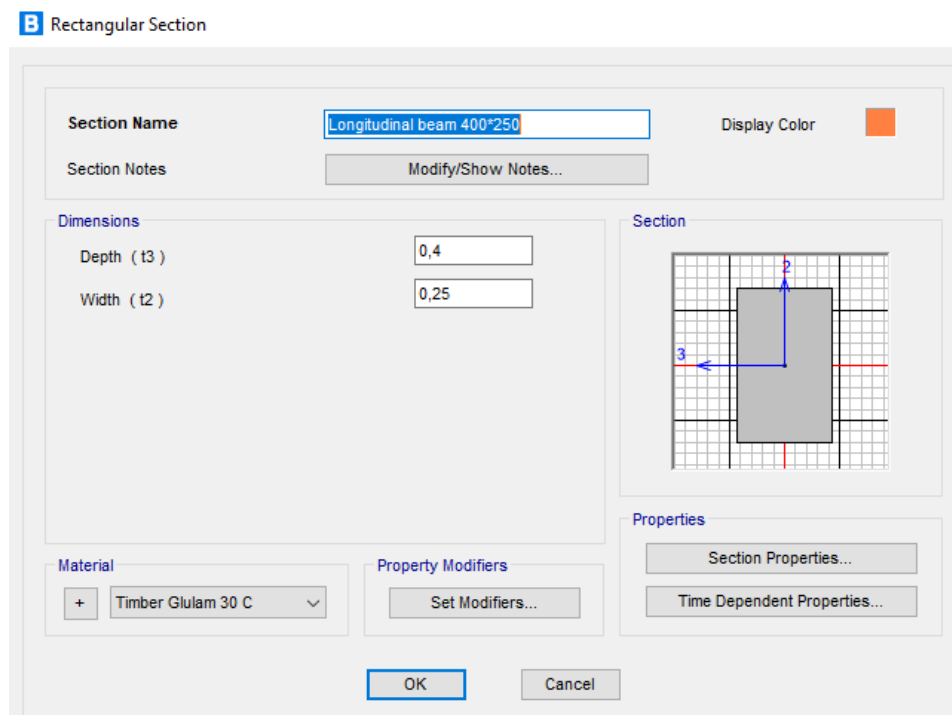
The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The material name is 'MAT'. The material type is 'Other' and the symmetry type is 'Orthotropic'. The units are set to 'N, mm, C'. The modulus of elasticity values are E1=13000, E2=300, and E3=300. The weight and mass values are 4,217E-06 and 1,471E-08 respectively. The Poisson's ratio values are U12=0,2, U13=0,2, and U23=0,2. The coefficient of thermal expansion values are A1=0,5E-05, A2=4E-05, and A3=4E-05. The shear modulus values are G12=650, G13=65, and G23=65. The dialog box has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Property	Value
Material Name	MAT
Material Type	Other
Symmetry Type	Orthotropic
Modulus of Elasticity (E1)	13000
Modulus of Elasticity (E2)	300
Modulus of Elasticity (E3)	300
Poisson (U12)	0,2
Poisson (U13)	0,2
Poisson (U23)	0,2
Coeff of Thermal Expansion (A1)	0,5E-05
Coeff of Thermal Expansion (A2)	4E-05
Coeff of Thermal Expansion (A3)	4E-05
Shear Modulus (G12)	650
Shear Modulus (G13)	65
Shear Modulus (G23)	65
Weight per Unit Volume	4,217E-06
Mass per Unit Volume	1,471E-08
Units	N, mm, C

Figur 7-2: Materialegenskaper definert i SAP2000

## 7.3 Tverrsnitt konstruksjonsdeler

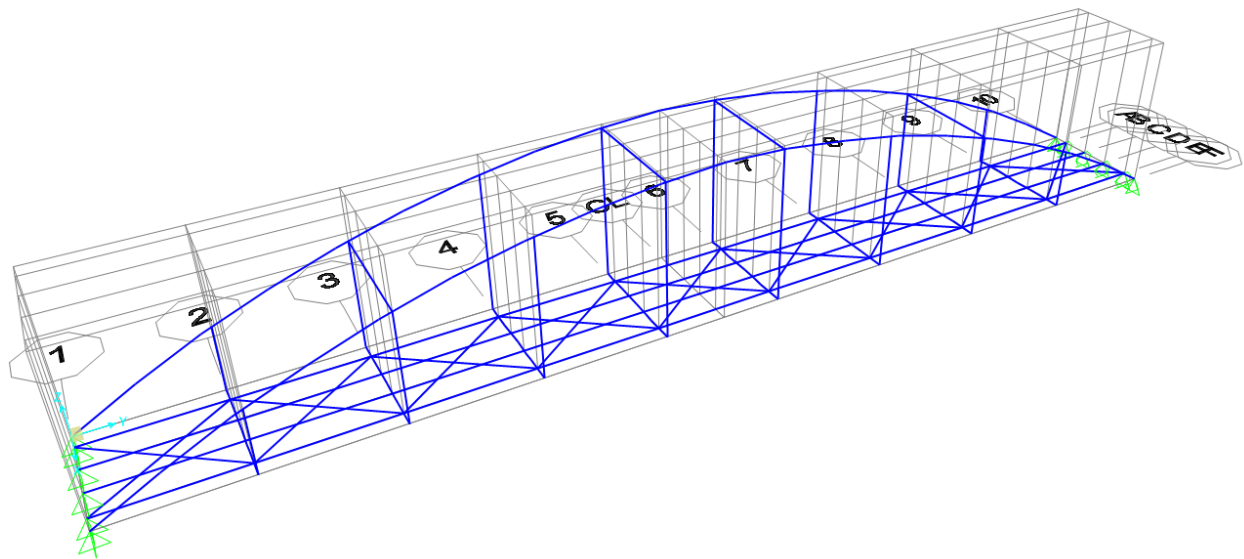
Det er ingen forhåndsdefinerte tverrsnitt designet særskilt for trevirke eller limtrebjelker. Egendefinerte tverrsnitt må dermed defineres. Limtrebjelkene angitt AutoCad tegninger for alternativt bæresystem har rektangulære tverrsnitt. Under menyen «Components» velges «Frame properties» for å spesifisere ønsket tverrsnitt. Velger funksjonen «Add Frame Section Property» for å definere det nye egendefinerte tverrsnittet. For å få et rektangulært tverrsnitt velges stål foreløpig. Neste meny gir muligheten til å endre materiale og andre parametere som styrer dimensjoner på tverrsnittet. Her velges det egendefinerte materialet «Timber Glulam GL30C». For stålkablene blir det definert et sirkulært tverrsnitt på samme fremgangsmåte som beskrevet for limtre tverrsnittene. Figur 7-3 viser hvordan tverrsnittet for langsgående limtrebjelker er definert i SAP2000. Prosessen er deretter gjenbrukt for alle konstruksjonsdelene.



Figur 7-3: Tverrsnittsdimensjoner for langsgående limtrebjelke i SAP2000

## 7.4 Modell

Brumodellen er tegnet i SAP2000 med funksjonen «Draw farne/cable/tendon». «Grid» definert i 7.1 brukes for å angi riktig plassering av konstruksjonsdelene. For hengerne er funksjonen «Frame releases and Parital Fixity» benyttet for å unngå at det oppstår uønskede momenter og rotasjon i rundstålet. De skal overføre krefter aksialt. Figur 7-4 viser endelig modell i SAP2000.



Figur 7-4: 3D-modell av bæresystem for bru i SAP2000

## 7.5 Laster

SAP2000 deler laster inn i «Load Pattern», «Load Cases» og «Load Combinations». «Load Pattern» definerer posisjonering av laster på konstruksjonsdel, størrelse og retning. Det er de karakteristiske lastene som er plassert ut ifra hvilke konstruksjonsdeler de påvirker. «Load Cases» er definert for å få et analytisk resultat ut fra modellen. Under «Load Cases» defineres lastene om de er statisk eller dynamisk, lineær eller ikke-lineær. Innad i hver «Load Case» er det enten en eller flere «Load Patterns». I programvaren er alle livstilfellene beskrevet 6.1 definert som egne «Load Cases», hvor de relevante «Load Patterns» er inkludert i hver enkelt. For å angi dimensjonerende lastkombinasjoner er «Load Combinations» benyttet. [42] Funksjonen

inkluderer alle mulige lastkombinasjoner som er omtalt i figur 6-7. Alle mulige kombinasjoner er manuelt definert med tilhørende verdi av kombinasjonsfaktorer  $\psi$  og partialfaktorer  $\gamma$  fra NA.A2.4(B) i NS-EN 1990 [33]. Etter laster er definert kan en samlet analyse av modellen genereres. Verdiene fra analysen er videre benyttet i beregninger av kapasitet for konstruksjonsdelene.

## 8. Kapasitetskontroll bruddgrense

Analysen fra SAP2000 fremstiller de dimensjonerende lastene og hvordan de påvirker både det primære og sekundære bæresystemet. Verdiene fra analysen benyttes i kapasitetskontrollen for både bruddgrensetilstanden og bruksgrensetilstanden. Kontrollene som er gjennomført bygger på følgende standarder fra Norsk Standard:

- Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger [35]  
→NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 2: Bruer [43]  
→NS-EN 1995-2:2004+NA:2010
- Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger [44]  
→NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

I tillegg har «*Dimensjonering av trekonstruksjoner*» [16], «*Design of timber structures-volume 1*» [9], «*Limtreboka*»[18], «*Limtreboka beregningseksempler*» [34] og «*Mekaniske treforbindelser – dimensjonering*» [45] virket som supplerende litteratur for å støtte opp under og gi videre informasjon rundt beregninger i standardene. Håndberegninger er blitt ført inn i programmet MathCad.[2] for å generalisere og enklere kunne justere variabler i etterkant. Utdypende beregninger er lagt til som vedlegg. Kapasitetskontrollene som er trukket frem i rapporten er kontrollene som ble dimensjonerende for konstruksjonsdelene.

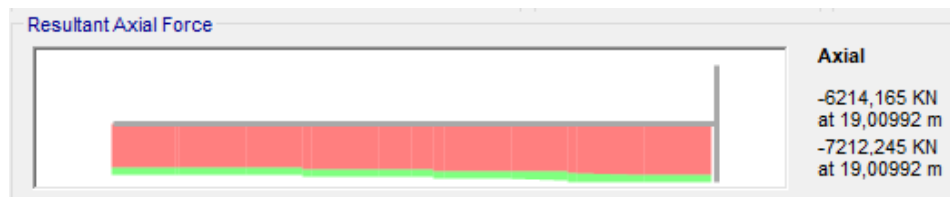
## 8.1 Buer – buede limtrebjelker

Det primære bæresystemet i SAP2000 består av to tre-leddete trebuer i limtre. Materialet er homogent limtre GL32h etter NS-EN 14080.[36] Ekstremverdier for påvirkningene på buene er hentet fra Excel-tabeller generert fra SAP2000. Tabell 8-1 henter ut ekstremverdiene for de ulike snittkreftene.

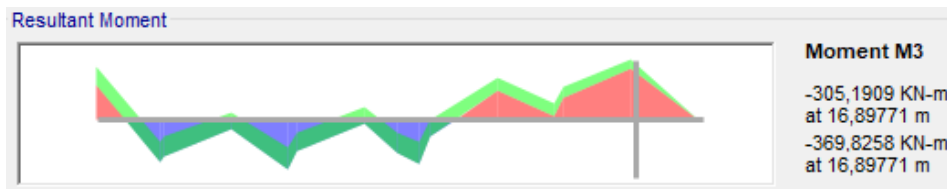
Tabell 8-1

Last	Max	Min
P – aksial	- 5322.754 [kN]	-7212.246 [kN]
V2 – skjær sterk akse	462.161 [kN]	-462.093 [kN]
V3 – skjær svak akse	24.074 [kN]	-24.672 [kN]
T – Torsjon	22.7017 [kNm]	-23.1348 [kNm]
M2 – moment svak akse (z)	99.4726 [kNm]	-25.8959 [kNm]
M3 – moment sterk akse (y)	385.3604 [kNm]	-369.8258 [kNm]

Ekstremverdiene for de ulike kreftene opptrer på ulike lokasjoner på buen. Maksimum aksialt trykk i buen er nødvendigvis ikke på samme posisjon på bjelken som maksimalt moment for både sterk og svak akse. Tilsvarende opptrer ikke nødvendigvis maksimal verdi av moment om de ulike aksene i samme tverrsnitt. Figur 8-1 viser at maksimal aksialkraft opptrer ved 19.00992 meter, som tilsvarer i enden av buen ved opplager. Maksimalt moment i sterk akse for samme komponent vises i figur 8-2 opptrer ved 16.89771 meter. Lastkombinasjoner kan også være varierende for ekstremalverdier. Maksimal aksialkraft etter tabell 8-1 er en virkning fra påkjennelsen fra lastkombinasjon 1.1a. Det er en kombinasjon av trafikallast som dominerende variabel last, og vindlast som øvrige variable last. Vindlasten er en øyeblikklast etter tabell NA.2.2 i 1995-1-1 [35], og angir en  $k_{mod} = 1.1$ .



Figur 8-1: Aksialkrefter

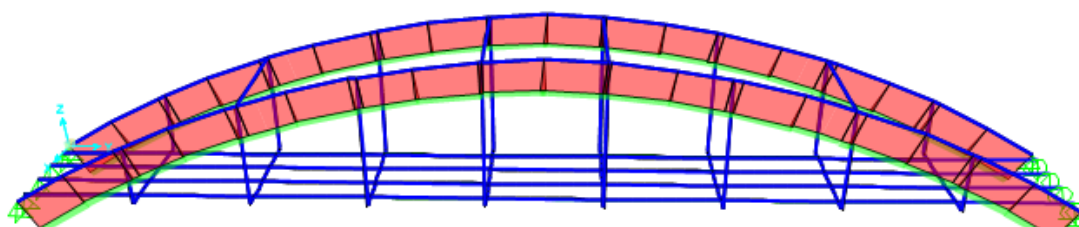


Figur 8-2: Moment i sterk akse

Ved kapasitetskontroll vil det være konservativt å benytte ekstremverdier for de ulike kreftene. Stabilitet er en dimensjonerende kapasitet for buene i angitt utforming av bæresystem. I formelen for kapasitetskontroll for stabilitet er aksialt trykk, moment i sterk og svak akse og knekk lengde avgjørende. Benyttes maksimalt trykk og maksimale momenter som er snittkrefter som i realiteten ikke opptrer i samme tverrsnitt, vil det resultere i et overdimensjonert tverrsnitt. Etter dimensjonering av originalt tverrsnitt ble det gjennomført en iterasjonsprosess for å få en utnyttelse under 1 for kapasitetskontrollene. Tverrsnittdimensjonene for limtre buen måtte korrigeres utgangspunktet av  $700\text{mm} \times 300\text{mm}$  til  $1025\text{mm} \times 500\text{mm}$ . Vedlegg 8.1 og 8.1(2) viser utdypende beregning for buene.

### 8.1.1 Aksial kapasitetskontroll

Buen består av konstant trykk normalt på fiberretning gjennom hele tverrsnittet som vist i figur 8-3. Verdien har varierende verdi, men minimum ved topp-leddet, og maksimumsverdier lokalisert nærmet opplagerne. Lastvirkningen oppstår av på «frame» 157 ved enden 19.00992 meter, grunnet lastkombinasjon 1.1a. Tabell 8-2 angir utnyttelsen.



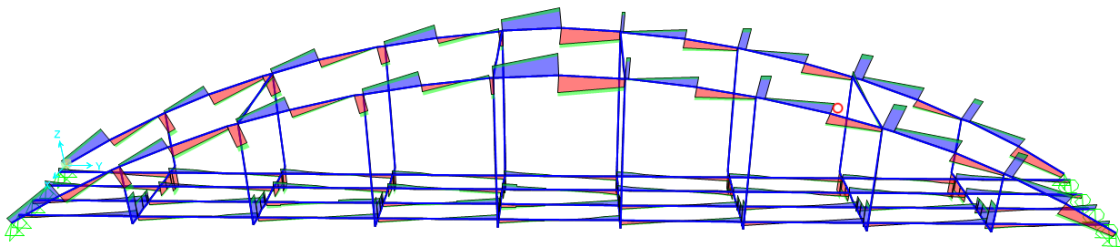
Figur 8-3: Aksialkraft i buene

Tabell 8-2

Dimensjonerende aksialt trykk	Tverrsnittdimensjon $h * b$	Utnyttelse	Resultat
7212.245 [kN]	700mm * 300 mm	1.122	Ikke OK
7212.245 [kN]	1025mm * 500mm	0.46	OK

### 8.1.2 Skjær kapasitetskontroll

Verdiene for skjær varierer gjennom hele tverrsnittet. Figur 8-4 viser hvordan skjær i sterk akse får store verdier over innfestning av hengestenger, og midt på buen mellom festet av to hengerfester. Maksimal lastvirkning oppstår av på «frame» 157 ved 10.56107 meter, grunnet lastkombinasjon 1.1a. Tabell 8-3 angir utnyttelsen.



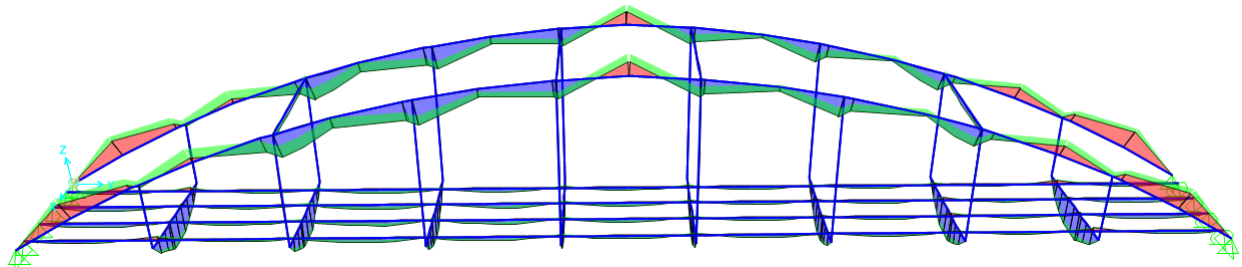
Figur 8-4: Skjærkrefter i sterk akse for buene

Tabell 8-3

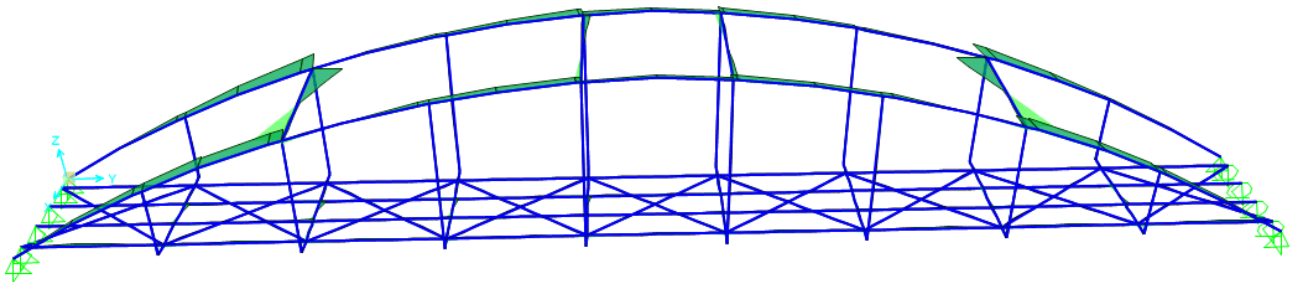
Dimensjonerende skjær (sterk akse)	Tverrsnittdimensjon $h * b$	Utnyttelse	Resultat
462.161 [kN]	700mm * 300mm	1.233	Ikke OK
462.161 [kN]	1025mm * 500mm	0.505	OK

### 8.1.3 Bøyning kapasitetskontroll

Kapasitetsformlene for bøyning i NS-EN 1995-1-1 [35] kombinerer moment i både sterk og svake akse. Figurene 8-5 og 8-6 illustrerer hvor moment 3-3 (sterk akse) og moment 2-2 (svak akse) opptrer.



Figur 8-5: Moment i sterk akse ( $M_3$ )



Figur 8-6: Moment i svak akse ( $M_2$ )

For beregning av kun bøyning inngår både moment i sterk og svak akse i formelen for kapasitet. Det er konservativt brukt maksverdier for både  $M_y$  og  $M_z$ . Fasthetsfaktoren er  $k_{mod} = 1.1$  for begge ekstremverdiene. Tabell 8-4 viser at selv med ekstremverdier overgås ikke kapasiteten.

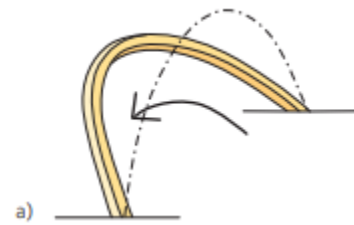
Tabell 8-4

Dimensjonerende moment		Formel i NS-EN 1995-1-1	Tverrsnittdimensjon $h * b$	Utnyttelse	Resultat
$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]				
385.3604	99.6	(6.11)	700mm * 300mm	0.732	OK
385.3604	99.6	(6.12)	700mm * 300mm	0.671	OK
385.3604	99.6	(6.11)	1025mm * 500mm	0.197	OK
385.3604	99.6	(6.12)	1025mm * 500mm	0.177	OK



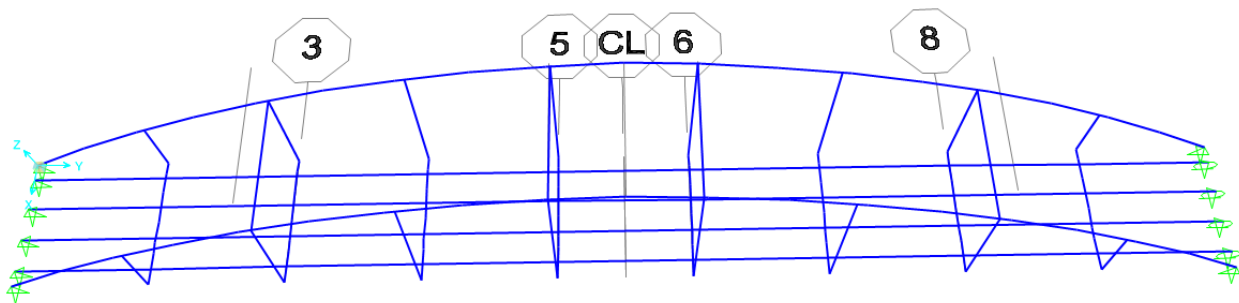
### 8.1.4 Stabilitet

Stabilitetskontroll blir gjort for å forhindre konstruksjonsvikt hvor buen vil vippe ut, eller tippe over i det vertikale planet. Figur 8-7 illustrer vipping ut av planet. [9] Det er to løsninger som kan implementeres for å forhindre konstruksjonsvikt. Den ene er å lage fast innspennt opplagre i fotpunktene av buene. En slik løsning vil kreve et fundament av store dimensjoner for å unngå uønsket deformasjoner. Økonomisk er kostnadene av slike fotpunkt



Figur 8-8: Vipping ut av plan.  
Hentet fra «Design of timber structures – Volume 1» [9]

høy.[18] Metode 2 består av å benytte vinkelrette avstivere mellom de to parallelle buene i brua. Bjelker på tvers av buene vil skape sideveis stabilitet. [18] For å løse vipping er det inkludert totalt fire tverrgående bjelker mellom buene i akse 3, 5, 6 og 8 i SAP2000 som illustrert i figur 8-8.

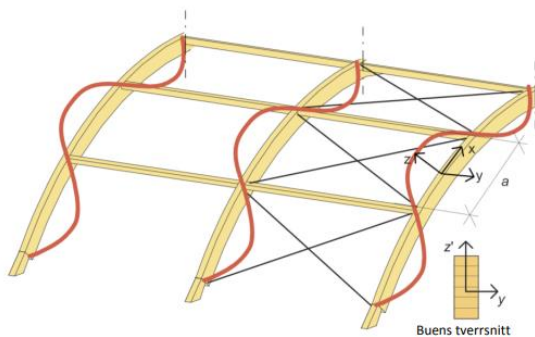


Figur 8-7: Oversikt over akse 3,5,6 og 8 i modellen

#### 8.1.4.1 Knekking ut av plan (svak akse)

Slankheten av limtrebjelkens tverrsnitt gjør at knekking ut av plan i svak akse må også kontrolleres med introduksjon av mellomliggende tverrbærere. Figur 8-9 illustrerer hvordan buens tverrsnitt kan knekke i y-aksen av buen, som tilsvarer den svake aksene av tverrsnittet. Reduksjon av sannsynligheten for knekking ut av planet kan gjøres med å øke stivheten til limtrebjelken. Økning av tverrsnittsdimensjonen i y-akse er et alternativ for å øke stivheten i angitt retning. En annen metode er å minimere avstanden mellom tverrbærerne, betegnet som  $a$  i figur 8-9.[9, 18] Beregning av knekking ut av plan regnes på samme metode som knekking av søyler og bjelker. Litteratur som «Swedish Wood Design of timber volume 1» [9] og «Limtreboka» [18] påpeker at

effektiv knekk lengde brukt i formlene normalt er distansen mellom avstivningspunktene hvor tverrgående bjelker er lokalisert. Rapport R422 «Trebruer» [8] henviser til at når bjelken dimensjoneres for stabilitet som en søyle mellom tverrbærere defineres knekk lengden ved å se på en stav med leddlagre i begge ender. Det angir samme knekk lengde med multipliseringsfaktor lik 1, som er lik som knekk lengden omtalt i «Design of timber volume 1» [9] og «Limtreboka»[18].



Figur 8-9: Knekkning ut av plan, med avstivende bjelker. Hentet fra «Limtreboka» [18]

For beregning av kapasiteten av knekking ut av plan velges lengden av den paraboliske buen mellom stabiliserende bjelker. Spennet som gir størst knekk lengde blir dimensjonerende knekk lengde. Lengden mellom opplager og til første tverrbærer, henholdsvis frem til akse 3 eller 8, er lik  $l_{kz} = 8.898 \text{ m}$ .

#### 8.1.4.2 Knekkning i plan (sterk akse)

Dimensjonering for knekking i buens plan vil i oppgaven basere seg på den forenklete analysen gitt i «Design of timber structures – Volume 1» [9]. Analysen tar for seg samme kapasitetskontroll som for søyler og bjelker. Faktorene  $k_c$  og  $k_{crit}$  inkluderer stress produsert av geometriske avvik i limtrebuen. De multipliseres i formlene angitt i kapitlene 6.3.2 og 6.3.3 i NS-EN 1995-1-1 [35]. Formlene tar for seg stress i form av aksialt trykk og bøyemoment som oppstår i tverrsnittet fra påvirkningen av ekstern last. For å kunne definere faktorene  $k_c$  og  $k_{crit}$  kreves et slankhetstall, som igjen krever en knekk lengde. Fremgangsmåten for å definere en relevant knekk lengde er fra «Design of timber structures – Volume 1»[9]. Først angis geometrien for buen. Den paraboliske buen som er benyttet i oppgaven har et forhold mellom høyde og lengden. Lengden er her horisontalprojeksjonen av buen, som tilsvarer spennvidden på 36 meter. I forhåndsberegningen av buene er høyden basert på at dette forholdet skal ligge på mellom 0.14

til 0.3. For angitt bue ble forholdet satt til 15%, som tilsvarer en høyde på 5.4 meter. Teori fra Timoshenko omtalt i «*Design of timber structures – Volume 1*» [9] angir en kritisk uniform last. Antagelsene for å beregne denne kritiske lasten bygger på følgende kriterier:

- Buen har en parabolisk utforming
- Høyde/lengde forholdet er mellom 0.14 og 0.3
- Lasten  $q$  opptrer som en uniform last over hele spennvidden (horisontalprojeksjon)
- Buen er enten to-leddet eller tre-leddet
- Tverrsnittet er uniformt i hele buens lengde  $S$

Formelen for den kritiske lasten er angitt som:

$$q_{crit} = \gamma_4 * \frac{E * I}{l^3}$$

Den numeriske faktoren  $\gamma_4$  kan finnes grafisk fra figur 8-10 ved å bruke forholdet mellom høyde og lengde. Figuren er hentet fra «*Design of timber structures – Volume 1*» [9]

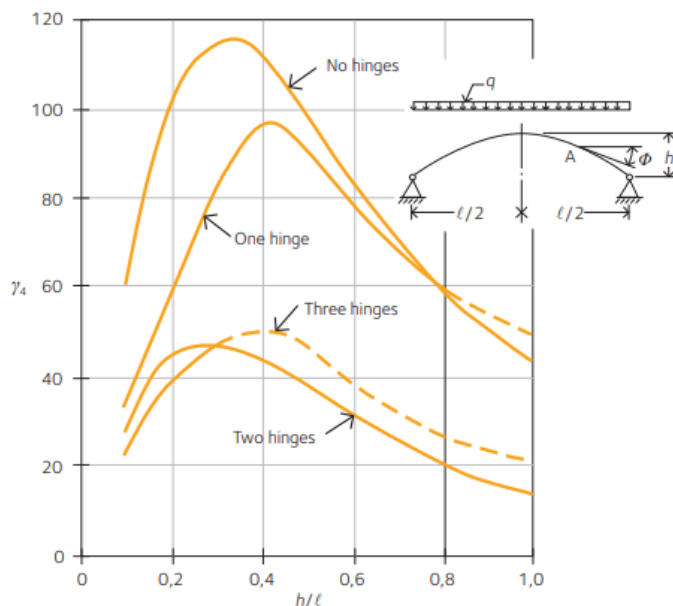


Figure 3.21  $\gamma_4$  values as a function of  $h/l$

Figur 8-10: Skjematisk verdi for numerisk faktor  $\gamma_4$ . Hentet fra «*Design of timber structures – Volume 1*» [9]

Med forholdet  $\frac{h}{l} = 0,15$  og en tre-leddet bue kan verdien for den numeriske faktoren avleses til omtrentlig  $\gamma_4 = 30$ . Neste steg er å sette opp kritisk verdi for normal kraft i toppleddet. Kraften er betegnet  $H_{crit}$  som illustrert på figur 8-11 fra «*Design of timber structures – Volume 1*» [9].

$$H_{crit} = \frac{q_{crit} * l^2}{8 * f}$$

Formelen for  $q_{crit}$  puttes inn og gir formelen:

$$H_{crit} = \gamma_4 \frac{E * I}{8 * f * l}$$

Den kan sammenlignes med kritisk verdi for aksialt trykk i en bjelke:

$$N_{crit} = \pi^2 \frac{E * I}{(\beta * S)^2}$$

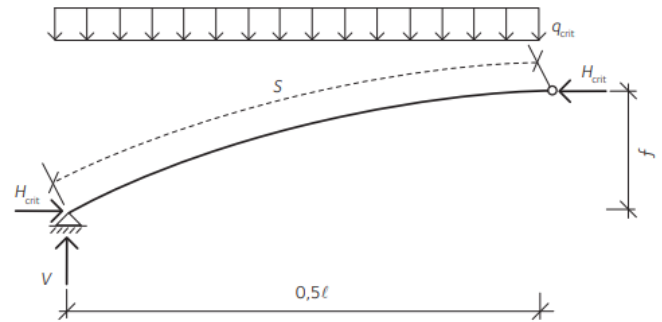


Figure 3.22 Forces acting on a half three-hinged arch  
Figur 8-11: Kraft på halvbue. Hentet fra «*Design of timber structures – Volume 1*» [9]

S er buelengden som angitt i figur 8-11. Den kan beregnes etter en tilnærmet formel hvor lengden kan antas som  $l_{arch} = 1.06 * l$ . Verdien for S i formelen for  $N_{crit}$  vil kunne settes som halvparten av  $l_{arch}$  basert på figur 8-11 hvor  $H_{crit} = N_{crit}$  i toppleddet av buen. Formelen  $N_{crit}$  kan skrives om til:

$$N_{crit} = \pi^2 \frac{E * I}{(\beta * S)^2} = \pi^2 \frac{E * I}{\left(\beta * \left(\frac{1.06 * l}{2}\right)\right)^2} = \pi^2 \frac{E * I}{\beta^2 * 0.53^2 * l^2}$$

Den ønskede verdien er knekk lengdefaktoren  $\beta$ . Når de kritiske verdiene settes lik hverandre for angitt punkt ved toppleddet, og sette verdien for  $\gamma_4 = 30$  og forholdet mellom  $\frac{h}{l} = \frac{f}{l} = 0.15$  angir det en knekk lengdefaktor på

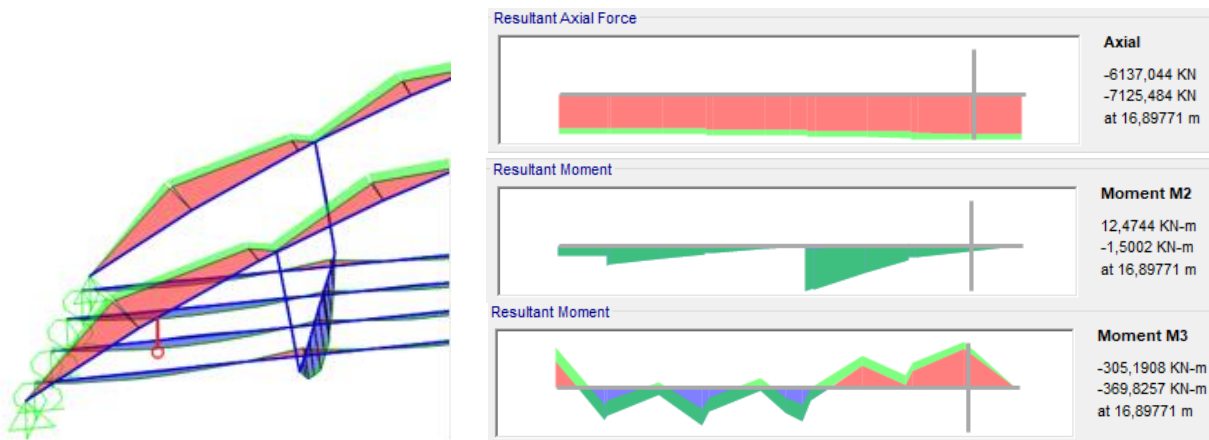
$$\beta = 1.185506$$

For praktisk design angir både «Limtreboka» [18] og «*Design of timber structures – Volume 1*» [9] at effektiv knekk lengde ofte kan settes lik  $l_{k.e} = 1.25 * s$ . Utrekningen av knekk lengden med teorien fra Timoshenko angitt i «*Design of timber structures – Volume 1*» [9] kan denne verdien settes til  $\beta = 1.185506$ . Det gir en dimensjonerende knekk lengde for knekking i plan på:

$$l_{ky} = \frac{S}{2} * \beta = 22.597 \text{ m}$$

Hvor  $S$  er lengden på hele den paraboliske buen. Utrekningene fra Timoshenko er basert på kritisk aksiallast i topp-leddet og opplager av en halvdel av tre-leddet buen. Knekk lengden er derfor halvparten av bue lengden  $S$ .

Ved beregning av kapasitet for knekking av en bue benyttes knekk lengdene  $l_{ky}$  og  $l_{kz}$ . For valg av dimensjonerende bøyespenninger og trykkspenning er posisjon av moment og aksialkraft avgjørende. Formlene (6.23) og (6.24) angitt i vedlegg 8.1 og 8.1(2) fra NS-EN 1995-1-1 [35] viser at verdien for aksialt trykk er av stor påvirkning på kapasiteten grunnet faktorene  $k_{c,y}$  og  $k_{c,z}$ . De reduserer kapasiteten av strekkfasten basert på knekk lengde. I tillegg er verdien av momentet i sterk akse større generelt enn i svak akse. Verdiene angitt i tabell 8-5 angir lastvirkningen som er relevant for å beregne stabilitet. Det er en lastsituasjon for «frame» 157 på en posisjon 16.89771 på buen. Denne posisjonen er illustrert på figur 8-12 og viser at lastene som virker i punktet er relevant for knekk lengden  $l_{kz}$  som virker mellom opplager og til første tverrbærer. Situasjonen gir også maks kombinasjon av aksialkrefter og moment i både sterk og svak som kan oppstå innenfor parameteren for begge knekk lengdene. Det er mer realistisk lastbilde enn å bruke ekstremverdier som angitt i tabell 8-1.



Figur 8-12: Posisjon av realistisk tverrsnitt brukt i kapasitetskontroll. Rød linje angir punkt på buen hvor tverrsnittet er lokalisert

Tabell 8-5

Dimensjonerende last			Formel i NS-EN 1995-1-1	Tverrsnittdimensjon $h * b$	Utnyttelse	Resultat
$F [kN]$	$M_y [kNm]$	$M_z [kNm]$				
7125.484	369.8257	12.4744	(6.23)	700mm * 300mm	4.567	Ikke OK
7125.484	369.8257	12.4744	(6.24)	700mm * 300mm	3.829	Ikke OK
7125.484	369.8257	12.4744	(6.23)	1025mm * 500mm	0.97	OK
7125.484	369.8257	12.4744	(6.24)	1025mm * 500mm	0.712	OK

### 8.1.5 Kontroll kapasitet toppunkt

Standard NS-EN 1995-1-1 [35] tar for seg betingelse for bøyepeninger som opptrer i rundt toppunktet. Det for seg saltsalsbjelker, krumme bjelker og salttaksbjelker med krum underside. Kravet tar ikke direkte for seg buer. Faktorene brukt til beregning er korrigert til å tilnærme seg geometrien til en sirkulær parabolisk med konstant tverrsnitt. Reduksjonsfaktor  $k_r$  på fastheten grunnet krumning settes lik 1 siden forholdet mellom krumningsradius og lamell tykkelse er over 240. Bøyepeningen blir også multiplisert med en faktor  $k_l$ . Faktoren inkluderer ulike geometriske parametere for toppunktet. Ved bruk av figur 6.9 b) i NS-EN 1995-1-1 [35] kan denne beregnes til  $k_l = 1.011$  etter vinkelen settes lik  $\alpha = 0^\circ$  og høyden i møne lik høyden av resten av bjelken,  $h_{ap} = h$ . I toppleddet dannes også en strekkspenning vinkelrett på fiberretningen som en følge av opptredende bøyemoment. Beregningen av strekkspenningen blir gjennomført med å multiplisere kapasiteten for bøyning med faktor  $k_p$ . De angitte geometriske verdiene for  $\alpha$  og  $h_{ap}$  gir  $k_p = 0.008$ , som tilsvarer 0.8% av bøyepeningen. Strekkfasthet vinkelrett på fiberretning multipliseres med faktorene  $k_{dis}$  og  $k_{vol}$ . Faktoren  $k_{dis}$  tar hensyn til virkningen av spenningsfordeling i toppunktet, og settes til  $k_{dis}=1.4$ . [35] Faktoren  $k_{vol}$  er en volumfaktor. For å beregne volumfaktor kreves tverrstrekkbelastede volum i toppunktet. Volumet for buer er ikke klart definert i standarden. Konservativt velges maksimalverdien som er satt til 2/3 av buens totale volum, og gir  $k_{vol} = 0.241$ . Kombinasjon av opptredende skjær i toppunkt og strekk vinkelrett på fiberretning må også vurderes. Beregning av faktorer og spenninger er vist i vedlegg 8.1 og 8.1(2). Utnyttelsen for bøyepening og strekkspenning vinkelrett på fiberretning i møneområdet er angitt i tabell 8-6.

Tabell 8-6

Kapasitetskontroll	Tverrsnittdimensjon $h * b$	Utnyttelse	Resultat
Bøyespennning toppunkt	700mm * 300mm	0.433	OK
Strekk vinkelrett på fiberretning	700mm * 300mm	0.37	OK
Kombinasjon skjær og strekk vinkelrett på fiberretning	700mm * 300mm	1.474	Ikke OK
Bøyespennning toppunkt	1025mm * 500mm	0.029	OK
Strekk vinkelrett på fiberretning	1025mm * 500mm	0.18	OK
Kombinasjon skjær og strekk vinkelrett på fiberretning	1025mm * 500mm	0.638	OK

## 8.2 Bjelker – tverrgående bjelker

Modellen i SAP2000 består av totalt av 8 tverrgående bjelker. De ligger i aksene 2-9. og har en lengde på 4 meter. Limtrebjelkene inngår i det sekundære bæresystemet. Dimensjonene satt for modellen er 450 mm \* 250 mm, med materialkvaliteten GL30c. Tabell 8-7 viser ekstremverdier tatt fra tverrsnittet, hentet fra SAP2000. Tilsvarende som kapittel 8.1 vil det være konservativt dersom de brukes til kapasitetsberegning.

Tabell 8-7

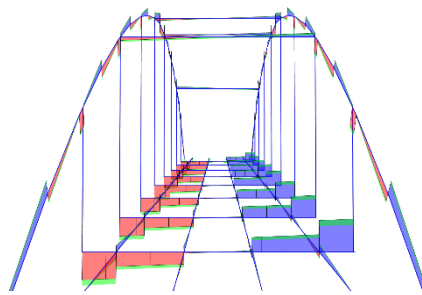
Last	Max	Min
P – aksial	4.828 [kN]	-30.946 [kN]
V2 – skjær sterk akse	475.593[kN]	-478.013[kN]
V3 – skjær svak akse	34.294[kN]	-30.141[kN]
T – Torsjon	13.115[kNm]	-12.9316 [kNm]
M2 – moment svak akse (z)	17.233[kNm]	-17.0723[kNm]
M3 – moment sterk akse (y)	462.231[kNm]	-6.5096[kNm]

Vedlegg 8.2 og 8.2(2) viser utdypende beregning av tverrgående bjelker. Dimensjonerende påvirkninger av limtrebjelken er skjær og moment i både sterk og svak akse.

Etter dimensjonering av originalt tverrsnitt måtte det økes til 625mm \* 425mm gjennom en iterasjonsprosess for å oppnå utnyttelser under 1 for kapasitetskontrollene.

### 8.2.1 Skjær kapasitetskontroll

Skjærkreftene som opptrer i de tverrgående limtrebjelkene er vist på figur 8-13. Figuren illustrerer skjær i sterk akse (V3), som er den dimensjonerende verdien ved utberegning. Verdien har variert størrelse gjennom tverrsnittet, men verdiene er størst i overgangen mot hengestengene, forbi det som er dimensjonert som dekke. Tabell 8-8 viser utnyttelsen fra maksimalverdier av skjær. Verdien er rundet opp til 480 kN som er tilsvarende kraft som opptrer i hengere.



Figur 8-13: Skjær i tverrgående limtrebjelke

Tabell 8-8

Dimensjonerende skjær (sterk akse)	Tverrsnittdimensjon $h * b$	Utnyttelse	Resultat
480 [kN]	450mm * 250mm	2.301	Ikke OK
480 [kN]	650mm * 425mm	0.973	OK

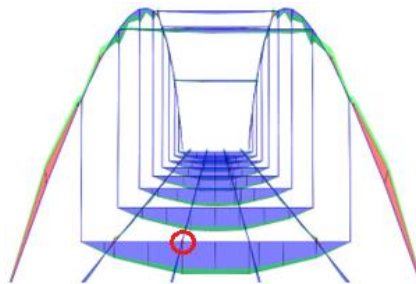
### 8.2.2 Bøyning kapasitetskontroll

Moment i sterk akse som oppstår i tverrbærerne er illustrert på figur 8-14. Moment i sterk akse av limtrebjelken har størst verdi midt i bjelken. Det er de ytterste bjelkene i akse 9 og 2 som får høyest verdi. Tilsvarende bjelker får størst verdi av moment i svak akse. Ekstremverdiene for moment i svak akse er lokalisert der de langsgående bjelkene er festet til tverrbærerne. Den røde sirkelen på figuren er på 1.5 meter fra lengdeaksen og angir hvor moment i svak akse er størst. Størrelsen av moment i svak akse er lav i forhold til sterk akse. Maks moment i sterk akse oppstår midt i tverrsnittet, og på denne posisjonen er moment i svak akse lik null. For



dimensjonering er det gjort en beregning med ekstremverdi for moment om begge aksene. Et realistisk lastbilde ville vært å benytte rødt punkt, hvor moment i sterk akse er rundt  $20 \text{ kNm}$  lavere en maks verdi. Tabell 8-9 viser verdier for utnyttelse ved bruk av maksverdier.

Utnyttelsen tilfredsstillter kravet med god margin med konservative verdier, og videre beregning for rødt punkt i 8-14 er dermed ikke nødvendig.



Figur 8-14: Moment i sterk akse for tverrgående limtrebjelke

Tabell 8-9

Dimensjonerende moment		Formel i NS-EN 1995-1-1	Tverrsnittdimensjon $h * b$	Utnyttelse	Resultat
$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]				
462.231	17.233	(6.11)	450mm * 250mm	1.999	Ikke OK
462.231	17.233	(6.12)	450mm * 250mm	1.464	Ikke OK
462.231	17.233	(6.11)	625mm * 425mm	0.56	OK
462.231	17.233	(6.12)	625mm * 425mm	0.407	OK

Verdiene for utnyttelse for kombinert aksialt trykk/strekk og bøyning blir tilsvarende lik tabell 8-9 på grunn av lav opptredende aksialt trykk/strekk.

### 8.3 Bjelker – langsgående bjelker

I SAP2000 er det modellert totalt 36 «frames» på 4 meter lengde som til sammen lager fire langsgående limtrebjelker på 36 meter. Limtrebjelkene inngår i det sekundære bæresystemet. Dimensjonene satt for modellen er  $450\text{ mm} * 250\text{ mm}$ , med materialkvaliteten GL30c. Tabell 8-10 viser ekstremverdier i tverrsnittet, hentet fra SAP2000. Tilsvarende som kapittel 8.1 vil det være konservativt dersom de brukes til kapasitetsberegning.

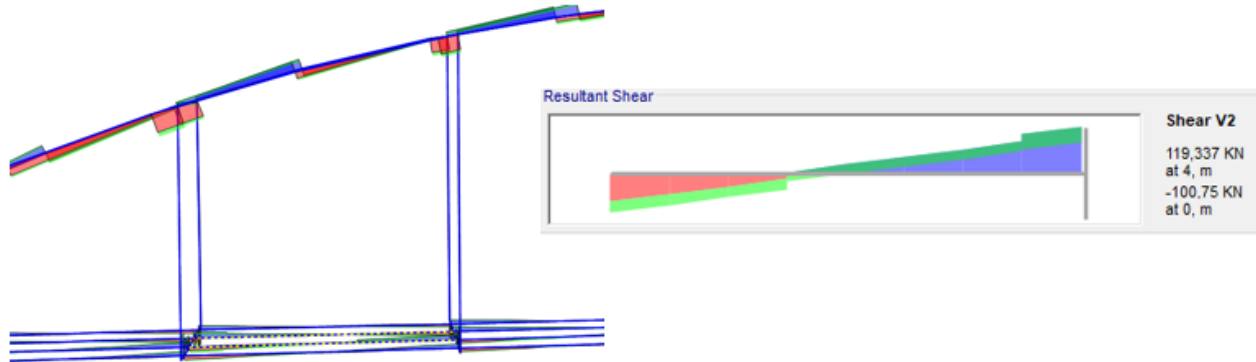
Tabell 8-10

Last	Max	Min
P – aksial	397.644 [kN]	-392.957 [kN]
V2 – skjær sterk akse	119.337 [kN]	-119.302 [kN]
V3 – skjær svak akse	46.842 [kN]	-53.772 [kN]
T – Torsjon	5.7471 [kNm]	-6.5892 [kNm]
M2 – moment svak akse (z)	15.3201 [kNm]	-11.1756 [kNm]
M3 – moment sterk akse (y)	89.7312 [kNm]	-88.2275 [kNm]

Vedlegg 8.3 viser utdypende beregning av langsgående bjelker. Dimensjonerende påvirkninger av limtrebjelken er moment i både sterk og svak akse, i tillegg til kombinasjon av aksialkrefter og moment. Etter dimensjonering av originalt tverrsnitt viser kapasitetskontrollene at tverrsnittet med dimensjonene  $450\text{ mm} * 250\text{ mm}$  kan beholdes.

### 8.3.1 Skjær kapasitetskontroll

Skjærkreftene som opptrer i de langsgående limtrebjelkene er illustrert på figur 8-15. Bjelkene med gul og blå stiptet linje angir «frame» 77 og 90, som har ekstremverdiene for skjærkreftene. Maskverdiene er ved 0 og 4 meter på bjelken, som er over tverrgående bjelker. Tabell 8-11 angir utnyttelsen for skjær.



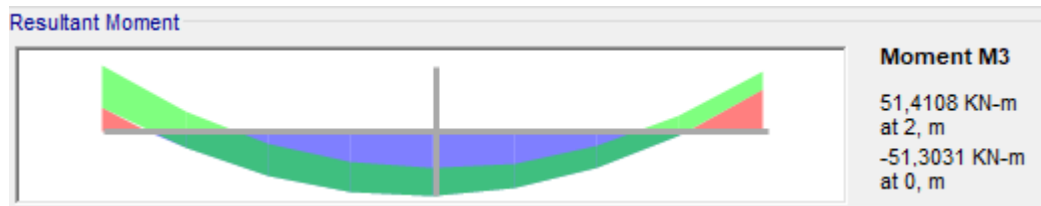
Figur 8-15: Skjær i langsgående limtrebjelke

Tabell 8-11

Dimensjonerende skjær (sterk akse)	Tverrsnittdimensjon $h * b$	Utnyttelse	Resultat
119.337 [kN]	450mm * 250mm	0.594	OK

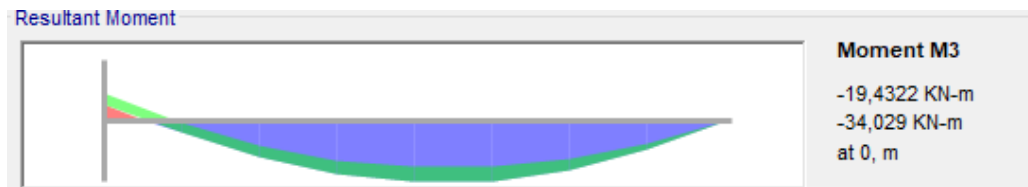
### 8.3.2 Bøyning kapasitetskontroll

Moment i sterk akse for langsgående limtrebjelke har topper i samme akse som hengere og tverrbærere med negativ verdi. Mellom tverrbærere er det bunner med positiv verdi i nærheten av senter på bjelken. Figur 8-16 viser momentdiagram for «frame 9» som ligner på de fleste elementene av langsgående limtrebjelker.



Figur 8-16: Momentdiagram sterk akse "frame 9"

Unntakene er elementene nært opplegg har forskjøvet bunner fra midten, siden moment er lik 0 i opplegg. Figur 8-17 viser momentdiagram for «frame» 92 som har verdien 0 for moment i sterk akse (M3) ved opplager lokalisert 4 meter på elementet. Ekstremverdien for moment på figuren er moment over tverrbærende limtrebjelke.



Figur 8-17: Momentdiagram sterk akse for "frame" 92

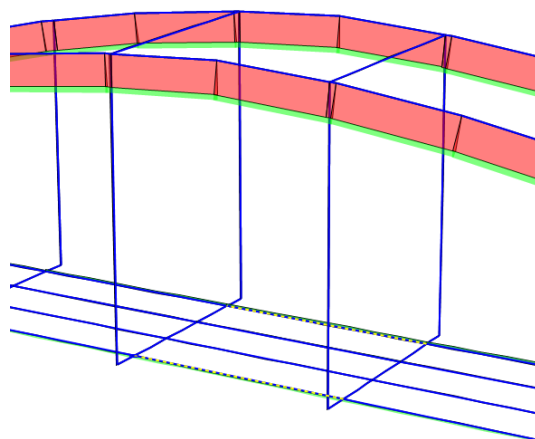
For kapasitetsberegning av bøyning med kombinasjon av begge momentene er det gjennomført en konservativ beregning av tverrsnittet med ekstremverdier som i realiteten ikke vil opptre samtidig. Tabell 8-12 viser at utnyttelsen er innfor kravet, og videre beregning er ikke nødvendig.

Tabell 8-12

Dimensjonerende moment		Formel i NS-EN 1995-1-1[35]	Tverrsnittdimensjon $h * b$	Utnyttelse	Resultat
$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]				
89.7312	15.3201	(6.11)	450mm * 250mm	0.45	OK
89.7312	15.3201	(6.12)	450mm * 250mm	0.373	OK

### 8.3.3 Kombinert bøyning og aksial trykk og strekk kapasitetskontroll

Elementene betegnet «frame» 70 og 97 i SAP2000 er to ytre elementer lokalisert i midt på brua. Figur 8-18 viser bjelkene markert med gul stiplet linje. Disse har størst aksialkraft. Ved beregning av kombinasjon av aksial trykk og strekk med bøyning er det maskverdiene fra gjeldende langsgående bjelker som er benyttet. Tabell 8-13 angir konservativ verdi for kombinasjonsformlene. Utnyttelsen er innfor kravet, og videre beregning er ikke nødvendig.



Figur 8-18: Langsgående limtrebjelke med størst aksialkraft

Tabell 8-13

Dimensjonerende last			Formel i NS-EN 1995-1-1[35]	Tverrsnittdimensjon $h * b$	Utnyttelse	Resultat
$F [kN]$	$M_y [kNm]$	$M_z [kNm]$				
397.957	89.7312	15.3201	(6.17)	450mm * 250mm	0.638	OK
397.957	89.7312	15.3201	(6.18)	450mm * 250mm	0.561	OK
397.957	89.7312	15.3201	(6.19)	450mm * 250mm	0.473	OK
397.957	89.7312	15.3201	(6.20)	450mm * 250mm	0.396	OK

## 8.4 Stål hengere

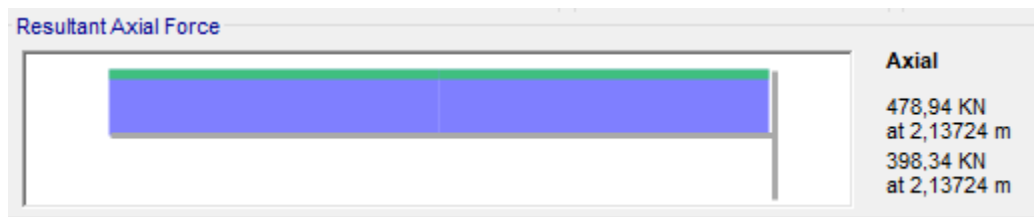
Hengestengene er utført i rundstål med diameter på 60 mm. Stengene er bare ment til å ta strekk. De skal overføre kreftene som kommer fra lastene som virker på det sekundære bæresystemet over til det primære bæresystemet. Ekstremverdier i tabell 8-14 viser at verdier utenom aksialt strekk er svært lave. Vedlegg 8.4 har utdypende beregninger, her trekkes frem i hovedsak strekk.

Tabell 8-14

Last	Max	Min
P – aksial	478.94 [kN]	349.884 [kN]
V2 – skjær sterk akse	3.633 [kN]	-4.828 [kN]
V3 – skjær svak akse	2.58 [kN]	-2.107 [kN]
T – Torsjon	0.659 [kNm]	-0.5905 [kNm]
M2 – moment svak akse (z)	2.8187 [kNm]	-2.6946 [kNm]
M3 – moment sterk akse (y)	4.9278 [kNm]	-6.5096 [kNm]

### 8.4.1 Strekk

Alle hengestengene i modellen består av konstant strekk gjennom hele tverrsnittet. Kraften varierer ut ifra opptredende lastkombinasjon, men har tilnærmet uniform størrelse for alle kombinasjonene. Figur 8-19 viser til aksialkreftene i «frame» 21, som er en av de kortere stengene. De kortere stengene har større verdier for strekk enn de lengste lokalisert mer sentralt i brua. Forskjellen er derimot mindre enn 60 [kN]. Kapasitetskontroll for aksialt strekk er gjort for ekstremverdi som opptrer i de kortere stengene, vist i tabell 8-15.



Figur 8-19: Aksialkraft henger

Tabell 8-15

Dimensjonerende strekk i lengdeakse	Tverrsnittdimensjon $d$	Utnyttelse	Resultat
478.94 [kN]	60 mm	0.501	OK

## 8.5 Mekaniske forbindelser

Dimensjoneringer og kapasitetskontroller er gjort etter NS-EN 1995-1-1 [35], med supplerende informasjon fra «*Dimensjonering av trekonstruksjoner*» [16] og «*Mekaniske treforbindelser – dimensjonering*» [45].

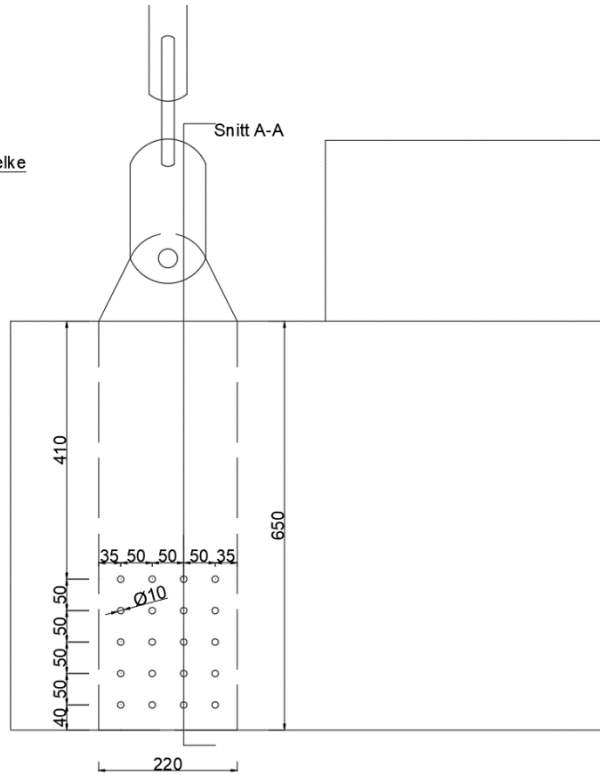
### 8.5.1 Innfestning hengere

For feste av hengestenger av rundstål til buene og tverrgående limtrebjelker benyttes en kombinasjon av stavdybler og innslissede stålplater. Stavdybler tar ikke aksialkrefter grunnet glatt overflate, og ingen klemvirkning sammenlignet med en bolt.[16]

#### 8.5.1.1 Innslissede stålplater i tverrgående limtrebjelke

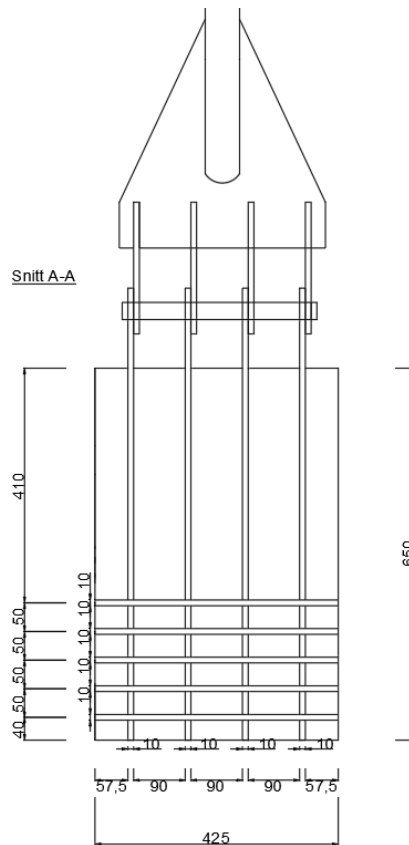
Figur 8-20 og 8-21 illustrerer plassering av stavdybler og stålplater i den tverrgående limtrebjelken. Detaljen består totalt 20 stavdybler med diameter på  $d = 10 \text{ mm}$ . Stålplatene har tykkelse på  $t_{plate} = 10 \text{ mm}$ . Forholdet mellom stavdybler og stålplate er lik 1. Etter NS-EN 1995-1-1[35] betegnes platen som tykk stålplate med angitt forhold mellom plate og dybler. Plassering av stavdybler i tverrsnittet tar utgangspunkt i minimumsavstander angitt i tabell 8.5 NS-EN 1995-1-1 [35]. Standarden angir avstander mellom stavdybler innbyrdes og avstander til kanter og ende. Avstandene på figur 8-20 angir innbyrdesavstander og avstander til ende og kant som overgår minimumskravet. Plasseringen av forbindelsen i tverrsnittet er nærmest undersiden av limtrebjelken for å øke kapasitet mot blokkutrivning og tverrstrekkbrudd. Utdypende beregning for forbindelsen er gitt i vedlegg 8.5.1.1 og 8.5.1.1(2).

Sideprofil tverrgående limtrebjelke



Figur 8-20: Sideprofil tverrgående limtrebjelke





Figur 8-21: Snitt A-A tverrgående limtrebjelke

Detaljen er en flersnittsforsbindelse, og består av flere snitt av stål og limtre elementer. For å angi realistiske hullkantfastheter må bruddformen for hvert enkelt snitt samsvare med hverandre når de skal kombineres. Tverrsnittet deles inn i to ytterfelt og tre innerfelt. Innerfeltene ansees som en serie med dobbeltsnittede forbindelser, som totalt danner 6 snitt [16]. Ytterfeltene ansees som enkeltsnittede forbindelser, og gir to snitt. Standarden angir totalt 11 bruddformer, betegnet a-m [35]. Kapasiteten for hver enkelt er angitt i vedlegg 8.5.1.1 og 8.5.1.1(2). Valg av bruddformer for innerfelt er avgjørende for bruddformen som velges for ytterfeltene. Dersom den dimensjonerende bruddformen i innerfelt består av rent hullkant trykk uten flyteledd, vil ikke en bruddform for ytterfelt kunne ha flyteledd [16, 45]

Bruddform for innerfelt velges etter den som angir lavest karakteristiske kapasitet per snitt per forbinder i en dobbeltsnittet forbindelse. Hullkantfastheten er redusert på grunn av at aksialkraften fra hengeren virker vertikalt oppover med en vinkel på  $\alpha = 90^\circ$  i forhold til fiberretningen av limtrebjelken.

Verdien på aksialkraften som virker på den mekaniske forbindelsen er  $478.94[kN]$ . Den fordeles på fire stålplater, som gir  $\frac{478.94[kN]}{4} = 119.735[kN]$ . Totalt er det fire rader med stavdybler, med fem dybler i hver rad. Kraften som virker på hver plate fordels igjen på fire rader, som gir  $\frac{119.735[kN]}{4} = 29.934[kN]$ . Raden består av 5 stavdybler. Effektive antall stavdybler som opptar kreftene er angitt etter standarden til å være lik antall dybler i selve raden. Det kommer fra at aksiallasten er vinkelrett på fiberretningen. Utnyttelsen for raden er angitt i tabell 8-16.

Tabell 8-16

Dimensjonerende kraft	Bruddform	Utnyttelse	Resultat
478.94[kN]	g og d	0.16	OK
478.94[kN]	m/h og d	0.124	OK

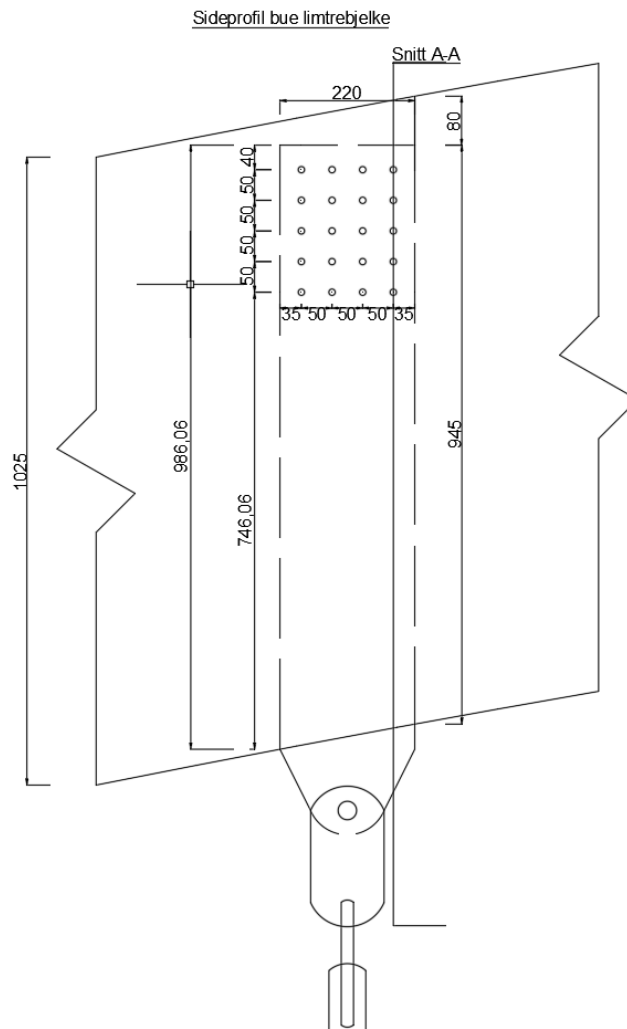
### 8.5.1.2 Innslissede stålplater i bue

Hengeren er festet på tilsvarende måte i limtrebuen som for den tverrgående bjelken. For å oppnå symmetri er det benyttet samme geometrisk utforming av forbindelsen som nevnt i kapittel

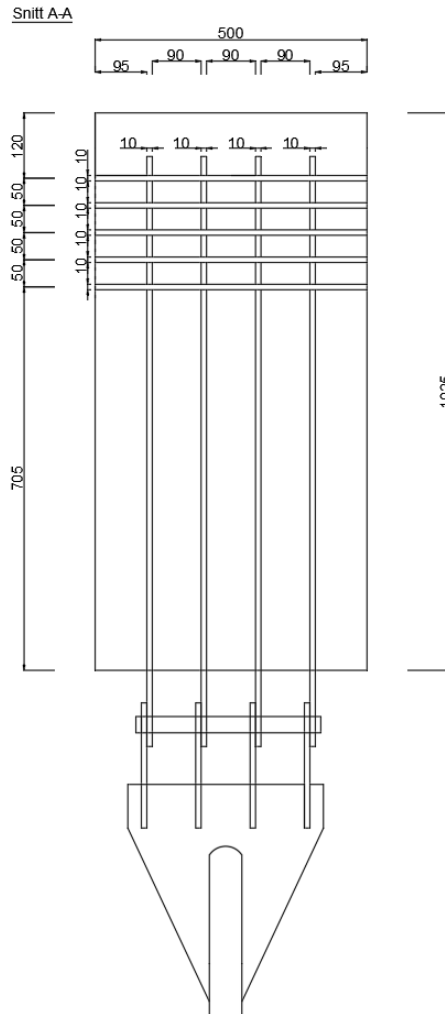
8.5.1.1 Opptredende aksialkraft virker med samme størrelse, vinkelrett på fiberretningen.

Retningen er derimot nedover, som gjør at belastet kant er underside av bjelken. En forskjell fra tverrgående bjelke er dimensjonen på tverrsnittet. I tillegg følger den mekaniske forbindelsen aksens tilsvarende aksens buen ligger i. Innbyrdes avstander mellom platene og dyblene beholdes, kravene for minimums avstander endres ikke. Forskjellen i geometri er økt tykkelse på ytterfelt grunnet større tverrsnitt av buebjelken. Figur 8-22 viser sideprofilet til den innslissete platen og avstander dybler og limtre. Figur 8-23 viser snitt A-A og viser distansen på dyblene i snittet. Plasseringen av forbindelsen i tverrsnittet er nærmest oversiden av limtrebjelken for å øke

kapasitet mot blokkutrivning og tverrstrekkbrudd. Utdypende beregning for forbindelsen er gitt i vedlegg 8.5.1.2 og 8.5.1.2(2).



Figur 8-22: Sideprofil bue limtrebjelke



Figur 8-23: Snitt A-A for bue limtrebjelke

Den karakteristiske verdien for hullkantfastheten øker grunnet limtrematerialet i buen er GL32h sammenlignet med verdien i tverrgående bjelker på GL30c. Høyre densitet i tillegg til større tverrsnitt gir lavere utnyttelse, som angitt i tabell 8-17.

Tabell 8-17

Dimensjonerende kraft	Bruddform	Utnyttelse	Resultat
478.94[kN]	g og d	0.137	OK
478.94[kN]	m/h og d	0.116	OK

### 8.5.1.3 Tverrstrekkbrudd

Aksialkraften fra hengerne virker vinkelrett på fiberretningen. Kraften genererer tverrstrekkspenninger på tvers av fibreene kan utløse splitting som kan føre til brudd. Bruddet oppstår på grunn av bjelkens strekkfasthet vinkelrett på fiberretningen er lav sammenlignet med fasthet parallelt med fibreene.[16, 45] NS-EN 1995-1-1 angir en karakteristisk splittingskapasitet for forbindelseskrefter som danner en vinkel med fiberretningen.[35] I formelen for kapasitet benyttes distansen  $h_e$  som er avstanden til belastet kant til senter av forbindelsen lengst unna belastet kant. Kapasiteten som defineres er angir kapasiteten av resterende tverrsnitt.

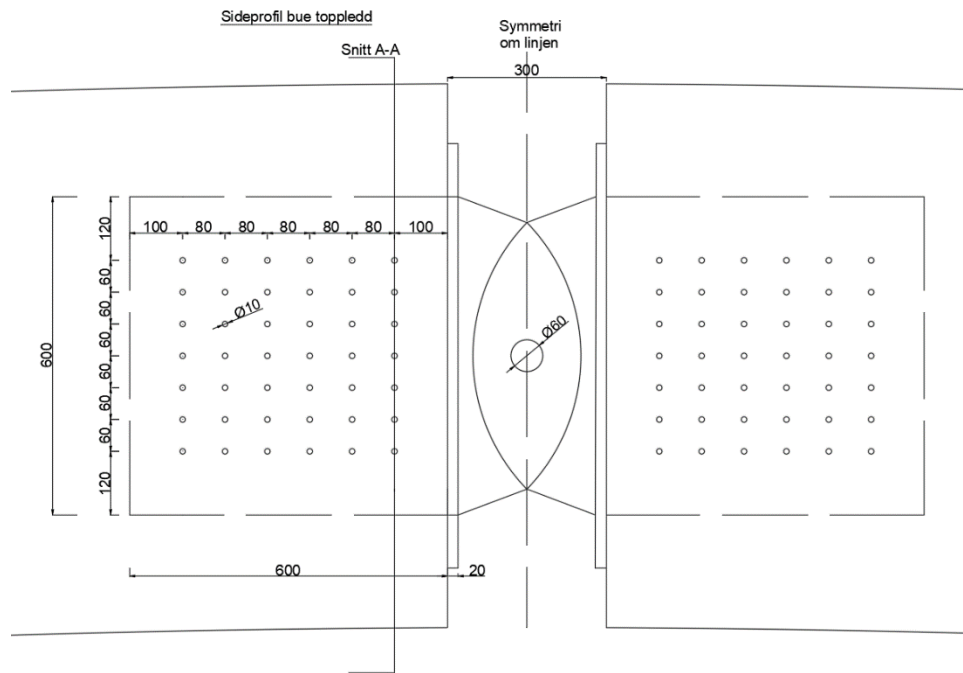
Splittingskapasiteten som angitt i standarden tar ikke hensyn til beregning av minimumsavstander og hullkantfastheter for forbindelsen. Tverrstrekkbrudd kan derfor oppstå selv om forbindelsen kapasitet følger krav angitt i kapittel 8.5.1.1 og 8.5.1.2. Beregning av splittingskapasiteten for bue og tverrgående er gitt i vedlegg 8.5.1.1, 8.5.1.1(2), 8.5.1.2 og 8.5.1.2(2). Plasseringen av forbindelsen er definert for å gi høyest verdi av  $h_e$  for å unngå tverrstrekkbrudd. Tabell 8-18 angir kapasiteten.

Tabell 8-18

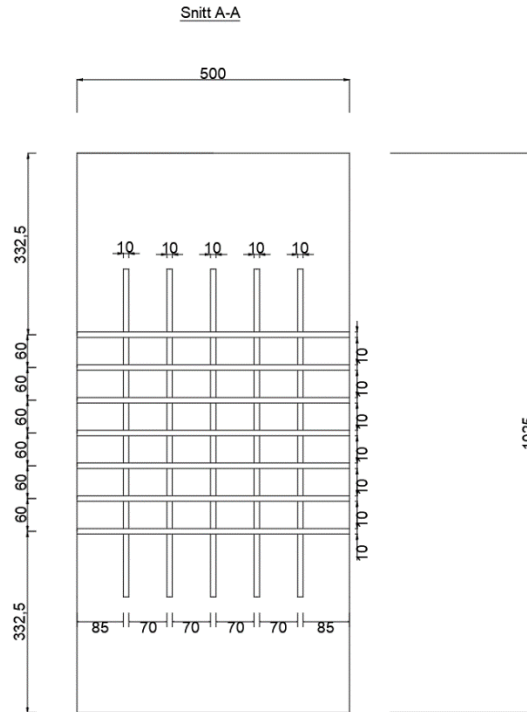
Komponent forbindelse	Dimensjonerende kraft	Dimensjonerende splittingskapasitet	Utnyttelse	Resultat
Tverrgående	478.94[kN]	481.343[kN]	0.955	OK
Bue	478.94[kN]	520.766[kN]	0.92	OK

### 8.5.2 Topp-ledd bue

Den mekaniske forbindelsen i toppleddet av den tre-leddete buen er dimensjonert etter samme kriterier som for innslissede plater for hengerne. Kraftoverføring mellom buene er vertikalt, parallelt med fiberretningen. Vinkel på kraftoverføringen er satt til  $\alpha = 0^\circ$  på fiberretningen. Verdien til kraften er 6230 kN. Forbindelsen består av 7 rader med stavdybler, med 6 dybler i hver rad. Totalt er det 42 dybler med en diameter på 10 mm, per bue-halvdel. Det er fem plater i tverrsnittet med en diameter på 10 mm. Figur 8-24 illustrerer sideprofilen til detaljen og viser det er symmetri om den vertikale linjen i midtpunktet for leddet. Figur 8-25 viser snitt A-A angitt i sideprofilen. Utdypende beregning for forbindelsen er gitt i vedlegg 8.5.2 og 8.5.2(2).



Figur 8-24: Sideprofil bue toppledd



Figur 8-25: Snitt A-A bue toppledd

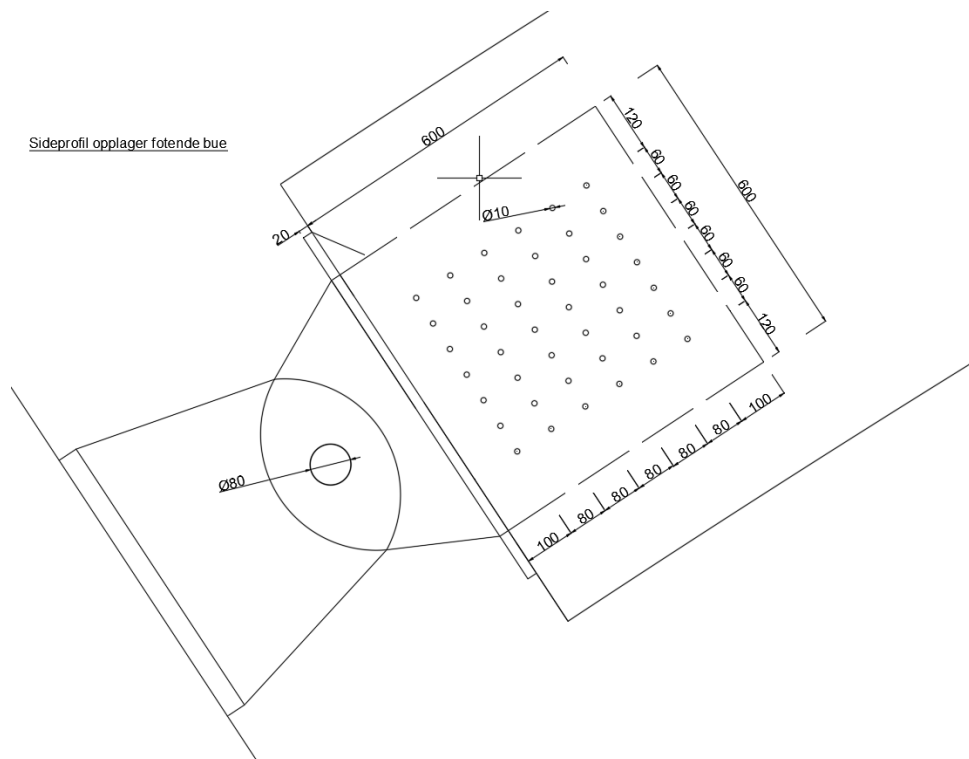
Ved valg av bruddformer deles tverrsnittet av flersnittsforbindelsen inn to ytterfelt og fire innerfelt. Ytterfeltene gir totalt to snitt, og innerfeltene gir totalt fire snitt. Verdien på aksialkraften som virker på den mekaniske forbindelsen er  $6230[kN]$ . Den fordeles på fem stålplater, som gir  $\frac{6230[kN]}{5} = 1246[kN]$ . Totalt er det 7 rader med stavdybler, med 6 dybler i hver rad. Kraften som virker på hver plate fordels igjen på 7 rader, som gir  $\frac{1246[kN]}{7} = 178[kN]$ . Raden består av 6 stavdybler. Effektive antall stavdybler i fiberretningen som opptar kreftene er 3.95. Utnyttelsen for raden er angitt i tabell 8-19.

Tabell 8-19

Dimensjonerende kraft	Bruddform	Utnyttelse	Resultat
6230 [kN]	g og e	0.696	OK
6230 [kN]	m/h og e	0.521	OK

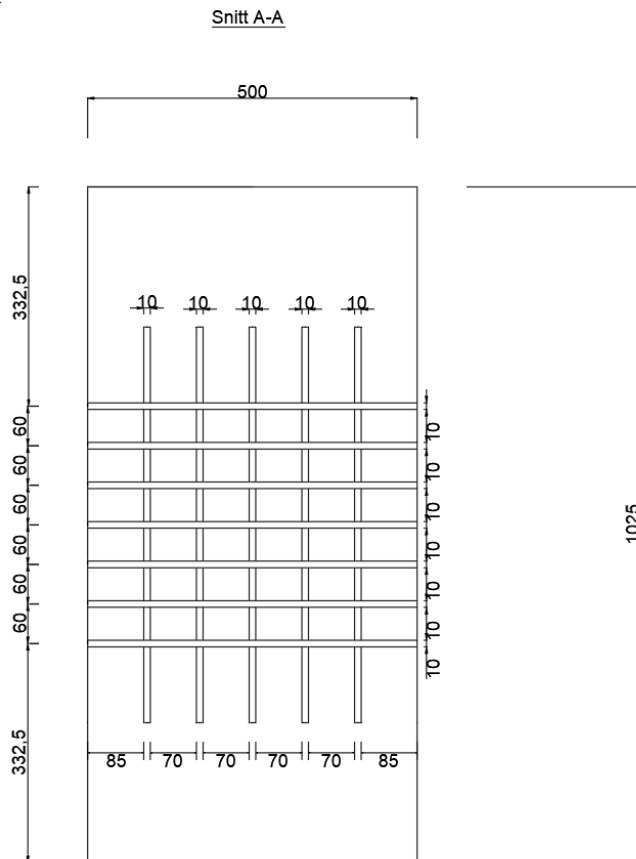
### 8.5.3 Opplagere

Opplager ved fotenden av buen utføres som et kemperledd. Den mekaniske forbindelsen har samme dimensjoner for avstander mellom stavdybler og plater tilsvarende forbindelsen for toppleddet i buen. Bruddform og antall snitt er identiske. Figur 8-26 illustrerer sideprofilen til detaljen og figur 8-27 viser snitt A-A angitt i sideprofilen



Figur 8-26: Sideprofil opplager fotende bue, utført som kemperledd





Figur 8-27: Snitt A-A opplager fotende bue

Forskjellen fra topp-ledd i buen er størrelsen på aksialkraften som virker i fiberretning. Verdien på aksialkraften som overføres fra mekaniske forbindelsen ved fotenden av buen til landkar er  $7215[kN]$ . Den fordeles på fem stålplater, som gir  $\frac{7215[kN]}{5} = 1443[kN]$ . Totalt er det 7 rader med stavdybler, med 6 dybler i hver rad. Kraften som virker på hver plate fordels igjen på 7 rader, som gir  $\frac{1443[kN]}{7} = 206.143[kN]$ . Raden består av 6 stavdybler. Effektive antall stavdybler i fiberretningen som opptar kreftene er 3.95. Utdypende beregning for forbindelsen er gitt i vedlegg 8.5.3 og 8.5.3(2). Utnyttelsen for raden er angitt i tabell 8-20.

Tabell 8-20

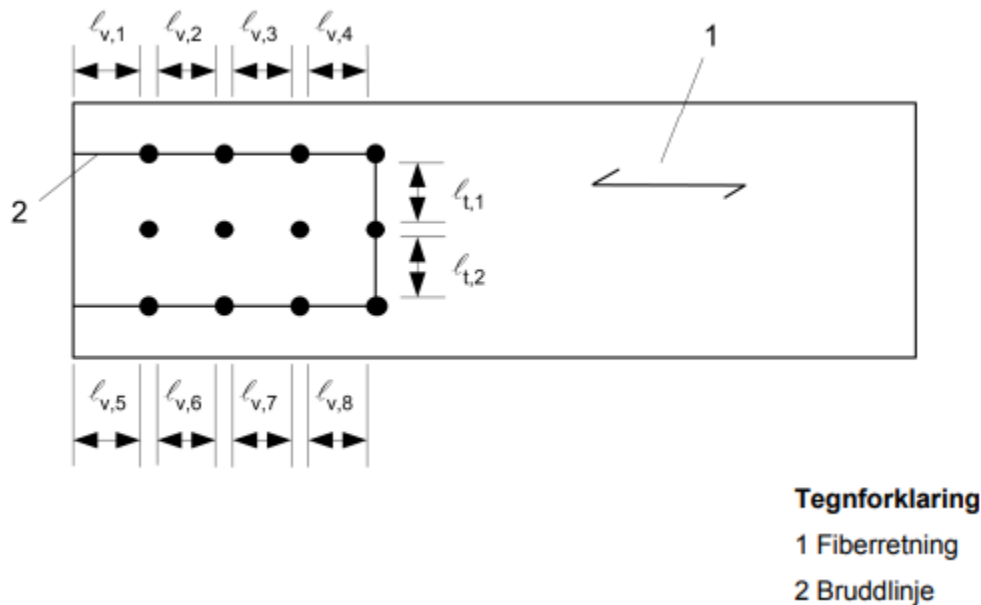
Dimensjonerende kraft	Bruddform	Utnyttelse	Resultat
7215 [kN]	g og e	0.806	OK
7215 [kN]	m/h og e	0.603	OK

### 8.5.4 Skjær-blokk brudd

Forbindelsene benyttet med stavdybler, stålplater og limtre kan få brudd i form av blokkutrivning. Kraften virker parallelt med fiberretningen. Det kan resultere i brudd ved ytterraden av forbindelsene og dermed rive ut en blokk av trevirket. Kapasitet mot skjær-blokk er beregnet som den største kapasiteten av skjærbrudd og strekkbrudd etter formelen A.1 angitt i det informative tillegg A i NS-EN 1995-1-1. [35]

$$F_{bs.Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.5 * A_{net.t} * f_{t.0.k} \\ 0.7 * A_{net.v} * f_{v.k} \end{array} \right.$$

Figur 8-28 er hentet fra NS-EN 1995-1-1 tillegg A og beskriver bruddformen for skjær-blokk bruddet. [35] Summen av lengden mellom dyblene i fiberretning multiplisert med dybden angir nettoareal  $A_{net.v}$  av trevirket, som i formel  $F_{bs.Rk}$  blir multiplisert med skjærkapasitet. Summen av lengden mellom dyblene vinkelrett på fiberretning multiplisert med dybden angir nettoareal  $A_{net.t}$  av trevirket, som i formel  $F_{bs.Rk}$  blir multiplisert med strekkkapasitet. Dybden er tykkelsen av bruddblokken i aksen til dyblene. Den er beregnet ved å ta bredden på limtrebjelken minus tykkelsen slissen til stålplatene.



Figur 8-28: Bruddform for skjær-blokk brudd. Hentet fra NS-EN 1995-1-1 tillegg A [35]

Beregningen er vist i vedlegg 8.5.2, 8.5.2(2), 8.5.3 og 8.5.3(2). Tabell 8-21 viser utnyttelsen forbindelsene. For innslissede plater med kraft vinkelrett på fiberretning som i kapittel 8.5.1.1 og 8.5.1.2 er det tverrstrekkbrudd som blir dimensjonerende.

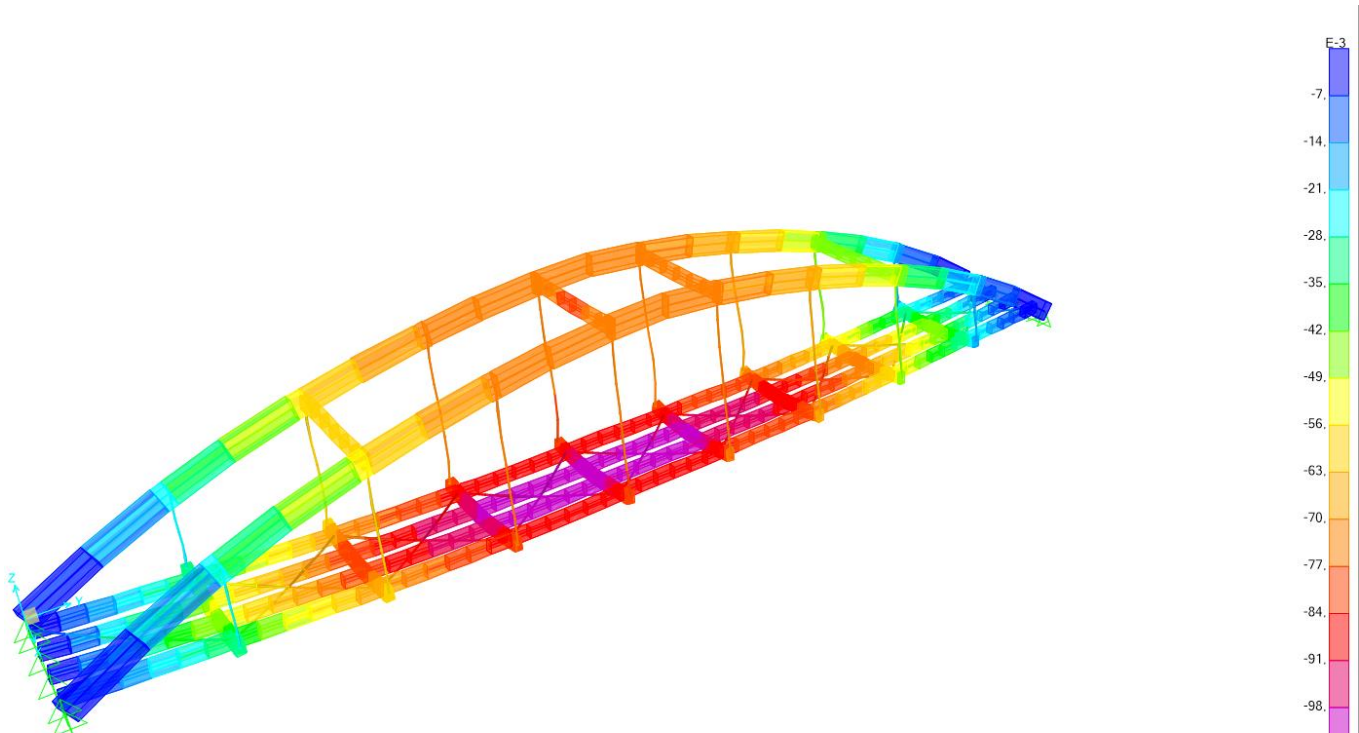
Tabell 8-21

Dimensjonerende kraft	Forbindelse	Utnyttelse	Resultat
6230 [kN]	Topp-ledd bue	0.479	OK
7215 [kN]	Opplagere	0.554	OK

## 8.6 Bruksgrensetilstand

### 8.6.1 Deformasjonskriterier

Standarden NS-EN 1995-1-2 tabell 7.1 [43] angir grenseverdier av deformasjon. For gang- og sykkelbruer med fotgjengerlast og last fra brøytetraktor ligger grenseverdiene mellom  $l/200$  til  $l/400$ , hvor førstnevnte er den anbefalte verdien. Avstanden settes lik lengde av brudekket  $l = 36000 \text{ mm}$ . Verdien fra SAP2000 gir største horisontale deformasjon av dekket på  $U_1 = 0.0088 \text{ m}$ . Figur 8-29 viser deformasjon i vertikal akse betegnet  $U_z$ . Det tilsvarende den lokale aksene  $U_3$ , som angir vertikal deformasjon på en konstruksjonsdel. Største vertikale nedbøyning oppstår også på midtre del av brua, med en verdi  $U_3 = 0.12 \text{ m}$ .



Figur 8-29: Deformasjonsverdier for brumodell i SAP2000

Tabell 8-22 angir verdiene for grenseverdi og opptredende verdier. Verdiene for horisontal og vertikal verdi er innenfor grenseverdiene angitt etter standarden.

Tabell 8-22

Deformasjon retning	Verdi SAP200	Øvre grense (anbefalt) $\frac{l}{200}$	Nedre grense $\frac{l}{400}$
Horisontal - $U_1$	8.8 [mm]	180 [mm]	90 [mm]
Vertikal - $U_3$	120 [mm]	180 [mm]	90 [mm]

### 8.6.2 Vibrasjoner

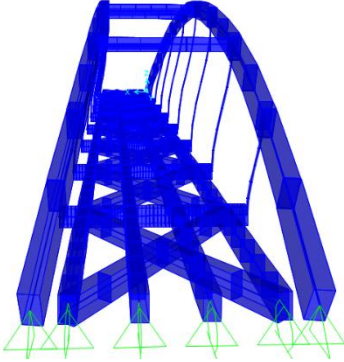
Dynamiske virkninger i form av vibrasjoner vil kunne forårsake ubehag for brukere av gang- og sykkelbrua. Komfort ubehaget kommer av visuelle og auditive forstyrrelser. I tillegg vil kroppens balanseorganer bli påvirket av akselerasjonsinduserte krefter. En bruker av brua vil indusere en rytmisk bevegelse som gir en dynamisk last på brua. Størrelsen og frekvensen av bevegelsen er avhengig av hvilken bevegelse som gjennomføres, og antall personer som utfører dem.[9] Tabell 8-23 angir typiske egenfrekvens verdier for relevante bevegelsesmønstre som opptrer på en gang- og sykkelbru. Dersom brua har samme frekvens som tabell 8-23 vil det være mulighet for resonans og uønskelige svingninger. Verdiene er basert på verdier fra ISO 10137:2007 tabell A.3 [46] og «Betongelementboka på nett» tabell C 1.7 [47]. Det er variasjon på verdier av frekvensspekteret for angitte bevegelsesmønstre. Verdiene er konservativt satt til et bredere spekter.

Tabell 8-23

Bevegelsesmønster	Grunnfrekvens
Gange	1.2 – 2.6 [Hz]
Løping/jogging	2.0 – 4.0 [Hz]
Hopping	1.8 – 2.6 [Hz]

Dekket er konstruksjonsdelen som i størst grad blir påvirket av den dynamiske lasten fra menneskelig rytme. Egenfrekvensen av dekket er påvirket av massen, stivheten, demping og den strukturelle oppbygningen av tverrsnittet. [9] I SAP2000 er det generert 6 harmoniske modeller, betegnet «modes». Vibrasjonsanalysene angir egenfrekvensen av brua. Figur 8-30 til 8-35 henviser til de seks «modes» fra programvaren, med tilhørende tabeller 8-24 til 8-29 som inneholder verdier for egenperiode og egenfrekvens.

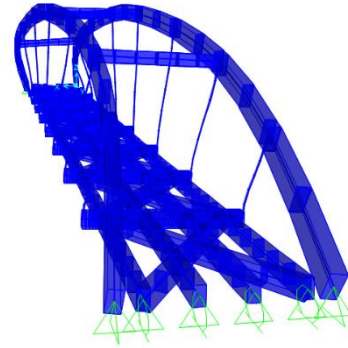
Figur 8-30: Modell 1



Tabell 8-24

Mode	Egenperiode	Egenfrekvens
1	$T = 3.28541$ [sek]	$f = 0.30438$ Hz

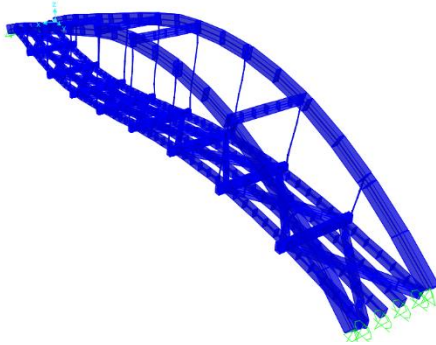
Figur 8-31: Modell 2



Tabell 8-25

Mode	Egenperiode	Egenfrekvens
2	$T = 1.47438$ [sek]	$f = 0.67825$ Hz

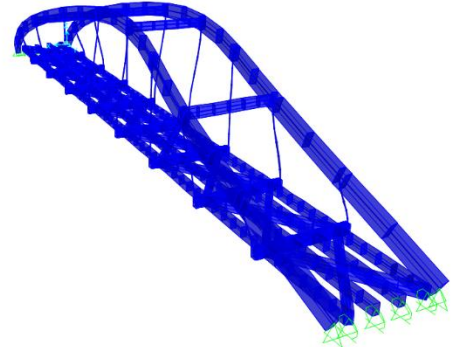
Figur 8-33: Modell 3



Tabell 8-26

Mode	Egenperiode	Egenfrekvens
3	$T = 1.22353$ [sek]	$f = 0.81731$ Hz

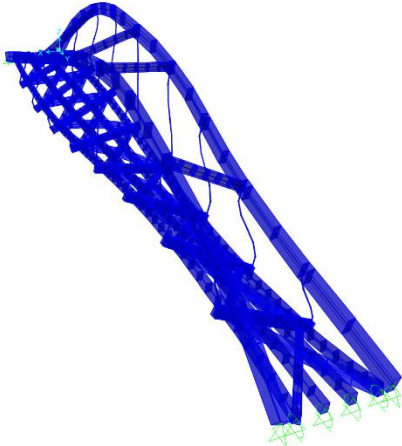
Figur 8-32: Modell 4



Tabell 8-27

Mode	Egenperiode	Egenfrekvens
4	$T = 0.82847$ [sek]	$f = 1.20704$ Hz

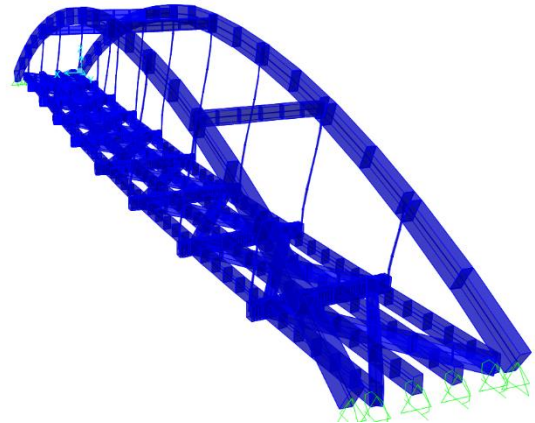
Figur 8-35: Modell 5



Tabell 8-28

Mode	Egenperiode	Egenfrekvens
5	$T = 0.58621$ [sek]	$f = 1.70587$ Hz

Figur 8-34: Modell 6



Tabell 8-29

Mode	Egenperiode	Egenfrekvens
6	$T = 0.54424$ [sek]	$f = 1.83744$ Hz

De harmoniske modellene 1-3 havner utenfor frekvensspekteret for bevegelsesmønstrene i tabell 8-23. Modell 3 angir størst vertikal svingning, som er kritisk for påvirkning på menneskelig komfort. Modell 5 og 6 angir en egenfrekvens faller innenfor, og muligheten for resonans som skaper uønskede svingninger er mulig. Modell 4 havner også i nedre grense for det konservative spekteret for gange. Bestemmelse av dynamisk respons vertikalt og horisontalt og krever videre analyse både for dynamisk respons fra menneskelig rytmisk frekvens og dynamisk påvirkning for vind.

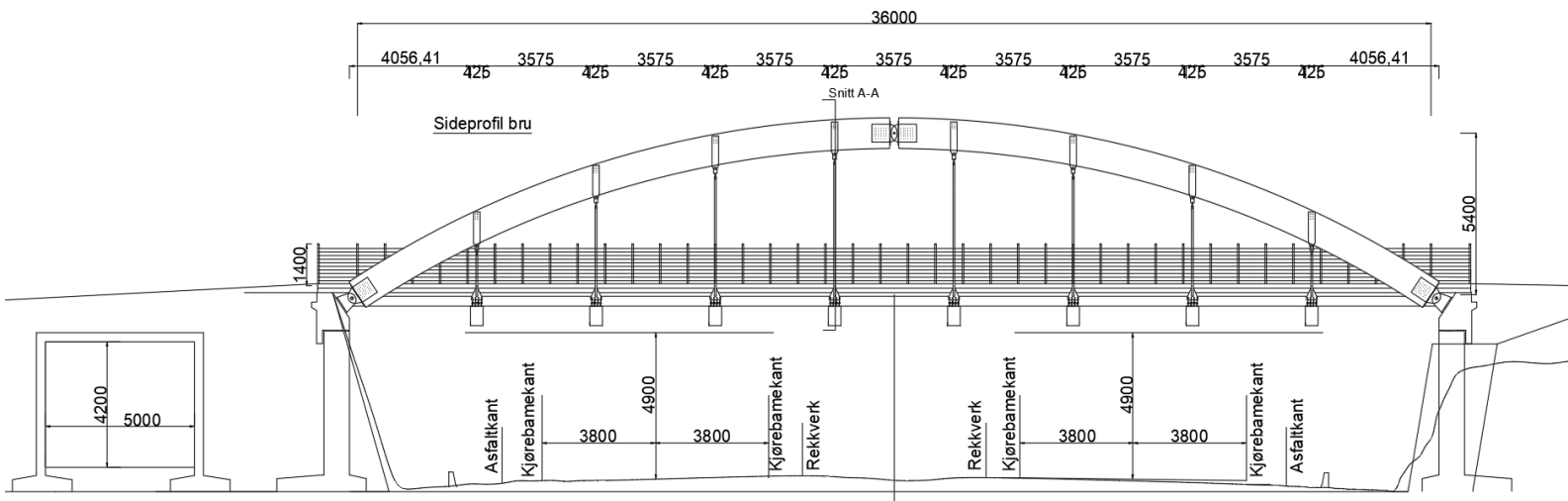
## 9. Brudimensjoner

Under beregning av kapasitetskontroller er det blitt gjort endringer av tverrsnittsdimensjoner av enkelte konstruksjonsdel i det primære og sekundære bæresystemet. Justeringene er gjennomført for å oppnå en akseptabel utnyttelse av komponentene basert på krav angitt i standardene. Tabell 9-1 viser tverrsnittsdimensjonen for hver enkelt konstruksjonsdel fra originalt design til gjeldende etter kapasitetskontroll. Kravene fra Statens Vegvesen for utforming av bru er ikke overgått med de nye endringene.

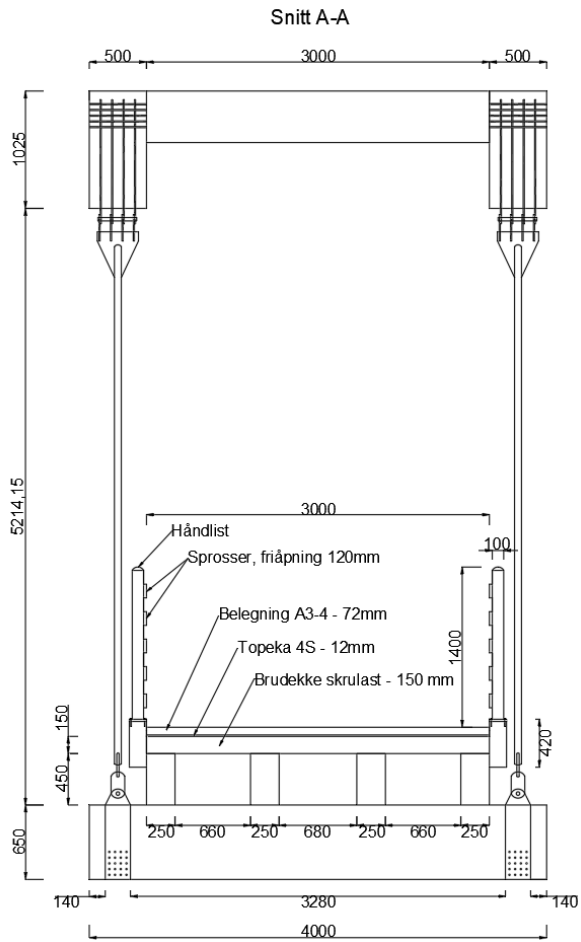
Tabell 9-1

Konstruksjonsdel	Originalt tverrsnitt design [h * b]	Endelig tverrsnitt design [h * b]
Buer	700mm * 300 mm	1025mm * 500mm
Tverrgående limtrebjelker	450 mm * 250 mm	625 mm * 425 mm
Langsgående limtrebjelker	450 mm * 250 mm	450 mm * 250 mm
Hengere	ø 60 mm	ø 60 mm

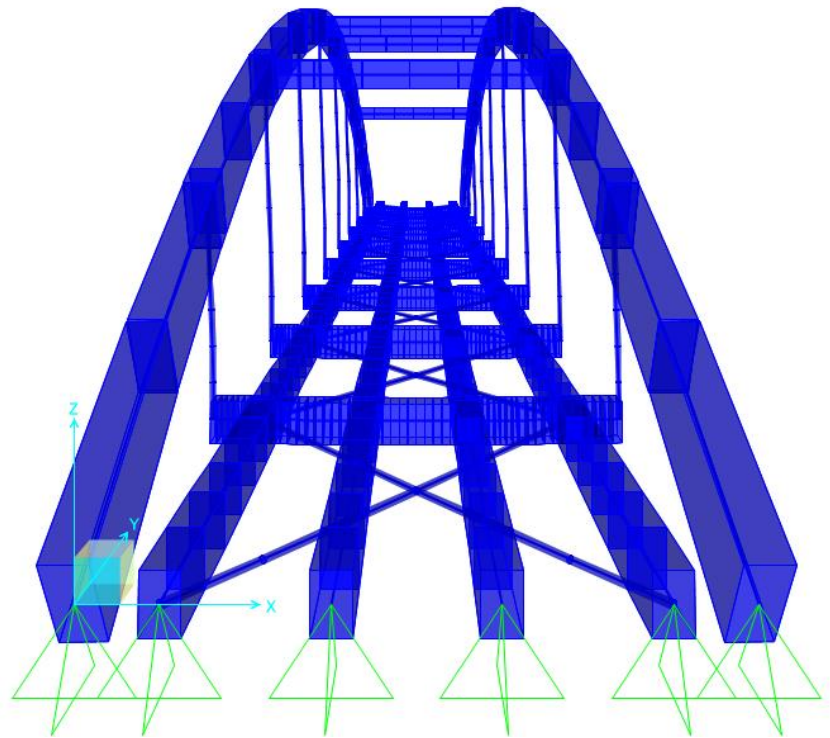
Figur 9-1 og 9-3 er generert i AutoCad for å illustrere bæresystemet av brua etter endret tverrsnitt. Figurene inkluderer også rekkverk som er en ikke-bærende konstruksjonsdel. Figur 9-1 viser sideprofilen av brua. Tegningen tar utgangspunkt i detaljer fra figur 3-1 fra kapittel 3.1.3. Dimensjonene på eksisterende bergskjæring, tørrmurer og landkar i betong er basert på verdier fra figur 3-1. De er inkludert for å illustrere omkringliggende detaljer rundt brua. Detaljer som mekaniske forbindelser er også inkludert for å vise posisjonering i profilet. Figur 9-3 viser snitt A-A som er angitt i figur 9-1. Større bilder av figurene er vist i vedlegg 9.1 Figur 9-2 og 9-4 viser den tredimensjonale modellen av brua generert i SAP2000. Figur 9-2 viser hvordan tverrsnittet er modellert, og figur 9-4 en oversikt over hele modellen.



Figur 9-1: Sideprofil bru

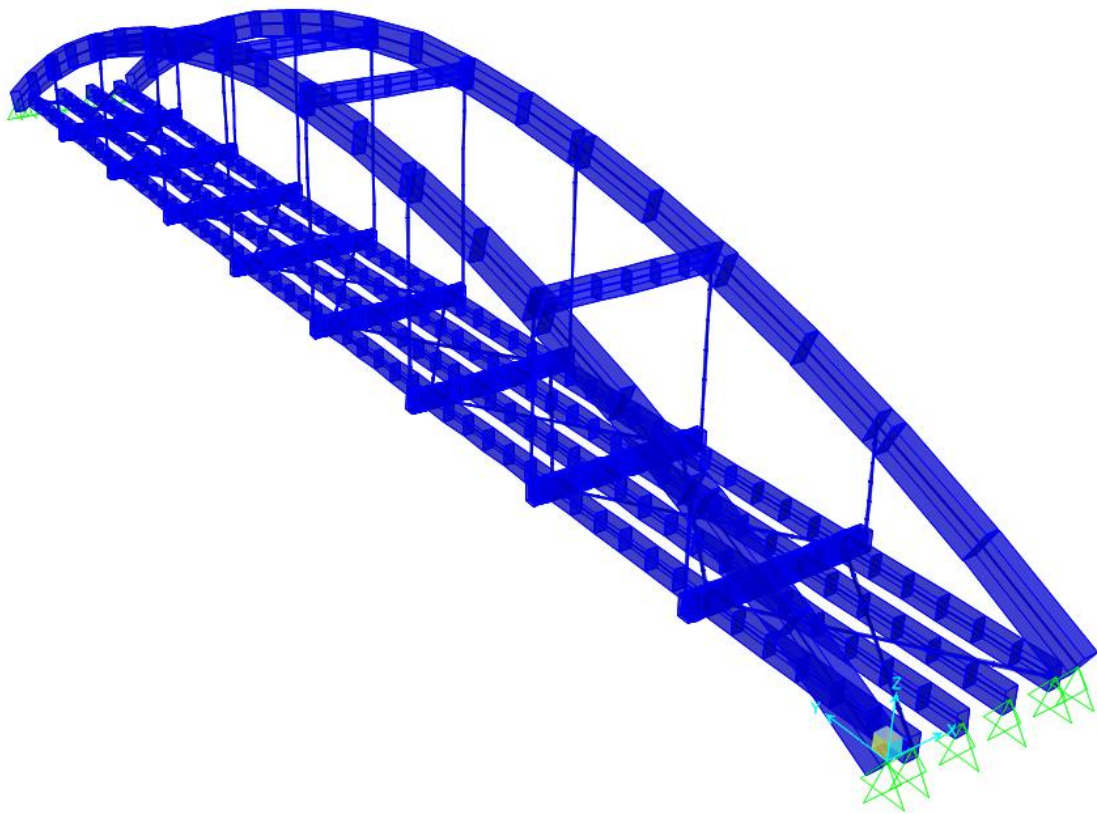


Figur 9-3: Snitt A-A



Figur 9-2: Profil 3D-mopdell SAP2000





*Figur 9-4: 3D-modell SAP2000*

## 10. Konklusjon og videre arbeid

For angitt lokasjon sør for Auglandstunnelen fungerer det geometrisk designede alternativet gitt en buebru med et overliggende bæresystem og underliggende brubane. Store tverrsnittsdimensjoner ved bruk av limtre som konstruksjonsmateriale har liten innvirkning på krav om fri høyde under brua på grunn av gode marginer. Eksisterende veinett med E39 vil dermed være upåvirket med den valgte geometriske utformingen valgt for bruen. I tillegg gir den nye løsninger for krysningpunkt for gang- og syklende en mer arkitektonisk utførelse med buede limtrebjelker som det primære bæresystemet.

Den numeriske modellen benytter tverrsnittsdimensjoner fra alternativet for krysningpunktet som baserer seg på forhåndsdimensjoneringen. Dimensjonene som er benyttet overholder krav for utforming angitt i Statens Vegvesens håndbøker. Etter gjennomført kapasitetskontroll konkluderes det med at første antatte dimensjoner får utnyttelser som er langt over krav gitt i standardene. Kapasitetskontrollen som ansees som mest kritisk og gir høyest utnyttelse var stabilitetskontrollene for buene.

Gjennom en iterasjonsprosess ved endring av tverrsnittsdimensjoner og materialeegenskaper i kapasitetskontrollene har utnyttelsen for dimensjonene endt på et akseptabelt nivå. Endringer av limtrebuene består av å øke materialeegenskapene ved å gå fra kombinert limtre med fasthetsklasse GL30c til et homogent limtre med fasthetsklasse GL32h. Det gir økning av fasthet både i trykkfasthet og bøyefasthet som er avgjørende for den dimensjonerende kapasitetskontrollen av stabilitet. Økt fasthet, økt tverrsnittdimensjoner til  $1025\text{ mm} * 500\text{ mm}$  og tverrgående stabiliserende bjelker gjør at det primære bæresystemet motstår knekking både i og ut av planet. De tverrgående limtrebjelkene beholder fasthetsklassen GL30c. Tverrsnittet ble justert til  $650\text{ mm} * 425\text{ mm}$  for å overholde kapasitetskravene. For de langsgående limtrebjelkene beviser kapasitetskontrollene at tverrsnittsdimensjonene  $450\text{ mm} * 250\text{ mm}$  kan beholdes. Ved bruk av de justerte tverrsnittsdimensjonene angis et statisk bæresystem som overholder kapasitetskravene angitt av standardene.

Justeringene gjort på bæresystemet påvirket ikke kravene for utforming presisert i håndbøkene, grunnet første antatte tverrsnitt hadde gode marginer for justering. Resultatet er et bæresystem som etter standarden kan benyttes som et krysningpunkt for gang- og syklende og et tjenestekjøretøy i form av brøytetraktor.

Brua er i oppgaven dimensjonert som et statisk system påvirket av statiske permanente og variable laster. Dynamiske påvirkninger for brua er omtalt som innenfor krav for enkelte harmoniske modeller. En videre vurdering av dynamiske laster bør undersøkes ytterligere. Det vil inkludere dynamiske horisontale laster fra brøytekjøretøy samt påvirkninger fra den dynamiske delen av vindlaster.

Videre arbeid vil også være å dimensjonere landkar og opplager i betong ved fotendene av buene. Det er store opptredende aksialkrefter i form av trykk i det primære bæresystemet. Landkaret og opplagerdetaljen i betong må dimensjoneres etter den vertikale og horisontale komponenten som kommer fra den resulterende aksialkraften fra buen.

## 11. Referanseliste

- [1] Microsoft. "Microsoft Word." <https://www.microsoft.com/nb-no/microsoft-365/word?market=no> (accessed 03.02, 2023).
- [2] PTC Inc. "PTC Mathcad Prime - Show Your Work!" <https://www.mathcad.com/en> (accessed 03.02, 2023).
- [3] Clarivate. "EndNote 21 is here!" <https://endnote.com/> (accessed 03.02, 2023).
- [4] Autodesk INC. "Autodesk AutoCad: Trusted by millions, built to accelerate your creativity." <https://www.autodesk.eu/products/autocad/overview?term=1-YEAR&tab=subscription&plc=ACDIST> (accessed 03.02, 2023).
- [5] Computers and Structures Inc. "CSiBridge Bridge analysis, design and rating." <https://www.csiamerica.com/products/csibridge> (accessed 02.03, 2023).
- [6] Computers and Structures INC. "SAP2000 Structural analysis and design." <https://www.csiamerica.com/products/sap2000> (accessed 02.03, 2023).
- [7] E. Bøhmer, H. Aarnes, and M. Foslie. "tre." <https://snl.no/tre> (accessed 07.02, 2023).
- [8] T. Dyken, "Trebruer," in "R422," Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen, Online 2017. [Online]. Available: <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2670309/Rapport%20422%20Trebruer.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- [9] P. Godonou, Ed. *Design of timber structures – Volume 1* (Structural aspects of timber construction. [www.swedishwood.com](http://www.swedishwood.com): Swedish Forest Industries Federation, Swedish Wood, 2022, p. 256. [Online]. Available: <https://www.swedishwood.com/siteassets/5-publikationer/pdfer/sw-design-of-timber-structures-vol1-2022.pdf>.
- [10] S. Tronstad. "tennar." <https://snl.no/tennar> (accessed 07.02, 2023).
- [11] E. Skaug, "Trevirkets oppbygging og egenskaper," *FOKUS på tre*, vol. 3000/04/07, no. Nr. 40, p. 8
- [12] S. Tronstad, "Trefuktighet - tørking," *FOKUS på tre*, vol. 2000/03/06, no. Nr. 38, p. 8
- [13] *Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser*, NS-EN 338:2016, 2016.
- [14] *Trekonstruksjoner - Styrkesortert konstruksjonsvirke med rektangulært tverrsnitt - Del 1 Generelle krav*, NS-EN 14081-1:2016+A1:2019, 2019.
- [15] K. H. Solli and G. Glasø, "Trebaserete konstruksjonselementer," *FOKUS på tre*, vol. web 2011, no. Nr. 27, p. 8
- [16] K. Bell, *Dimensjonering av trekonstruksjoner*. Bergen: Fagbokforlaget, 2017.
- [17] A. Øvrum, "Konstruksjonsvirke," *FOKUS på tre*, vol. 2500/10/12, no. NR. 43, p. 6
- [18] K. Bell and H. Liven, *Limtreboka*, 2. ed. <https://www.moelven.com/no/produkter-og-tjenester/alt-om-limtre/>: Norske Limtreprodusenters Forening, 2015, p. 326. [Online]. Available: [https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtreboka\\_2015\\_el2.pdf](https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtreboka_2015_el2.pdf).
- [19] Statens vegvesen, *V440 Bruregistrering*. Vegdirektoratet, 21.02.2023, p. 178.
- [20] Sweco Norge AS, "Trebruer," Lillehammer, Online 2015. [Online]. Available: <https://www.statsforvalteren.no/siteassets/fm-innlandet/07-landbruk-og-mat/skogbruk/trebruk/trebruer-versjon-10---august-2015.pdf>
- [21] K. H. Solli, "Broer i tre," *Fokus på tre*, vol. 4000/11/07, no. Nr. 12, p. 8
- [22] P. A. Mæland. "Her er planene for seks nye broer i Bergen." <https://www.bt.no/nyheter/lokalt/i/1O3meQ/her-er-planene-for-seks-nye-broer-i-bergen> (accessed 15/02, 2023).
- [23] S. C. Alvsaker. "Verdas lengste bru i sitt slag." Vestland fylkeskommune. <https://www.vestlandfylke.no/den-grone-leiartroya/verdas-lengste-kunststoffbru/> (accessed 15.02, 2023).
- [24] Vestland fylkeskommune. "Consto Anlegg Øst AS skal bygge Paradis bru." <https://www.vestlandfylke.no/fylkesveg/nyheitsarkiv-fylkesveg/nyheitsmeldingar-om-fylkesveg/consto-anlegg-ost-as-skal-bygge-paradis-bru/> (accessed 17.02, 2023).

- [25] Statens Vegvesen. "Sykkelstamveg Nord-Jæren." <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/prosjekt/sykkelstamvegnordjaren/> (accessed 05.03, 2023).
- [26] Multiconsult, "Delstrekning E05 Sørmarka -Asser Jåttens vei 11-xxxx GS bru over E39 Oversiktstegning," 05.07, 2021.
- [27] Statens Vegvesen and Sentralt stedsnavnsregister @Kartverket. "Vegkart." [https://vegkart.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/@-32705,6569098,12/hva:!\(id~540\)~/valgt:1017316146:540/vegsystemreferanse:-33840.3:6569286.01](https://vegkart.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/@-32705,6569098,12/hva:!(id~540)~/valgt:1017316146:540/vegsystemreferanse:-33840.3:6569286.01) (accessed 08.03, 2023).
- [28] Statens Vegvesen. "Vegnnormalene." <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/vegnormalene/> (accessed 25.03, 2023).
- [29] Statens vegvesen. "Statens vegvesens håndbøker inndelt etter hovedtema." Vegdirektoratet. <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/handbokoversikt-inndelt-etter-hovedtema-per-28-03-2023.pdf> (accessed 24.03, 2023).
- [30] Statens vegvesen, *N100 Veg-og gateutforming*. Vegdirektoratet, 31.10.2022, p. 167.
- [31] Statens vegvesen, *N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr*. Vegdirektoratet, 21.12.2022, p. 105.
- [32] Statens vegvesen, *N400 Bruprosjektering*. Vegdirektoratet, 01.01.2023, p. 322.
- [33] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016.
- [34] K. Bell and H. Liven, *Limtreboka Beregningseksempler*, Moelven Limtre AS, ed., 1. ed. <https://www.moelven.com/no/produkter-og-tjenester/alt-om-limtre/>: Norske Limtreprodusenters Forening, 2018, p. 256. [Online]. Available: [https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtre\\_eksmpl\\_digital.pdf](https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtre_eksmpl_digital.pdf).
- [35] *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010, 2010.
- [36] *Trekonstruksjoner - Limtre og limt laminert heltre - Krav*, NS-EN 14080:2013+NA:2016, 2016.
- [37] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer*, NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, 2010.
- [38] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster*, NS - EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018, 2018.
- [39] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, 2009.
- [40] Statens vegvesen, *V412 Bæreevneklassifisering av bruer, laster*. Vegdirektoratet, 24.02.2023, p. 66.
- [41] Statens vegvesen, *V161 Brurekkverk*. Vegdirektoratet, sept.2016, p. 65.
- [42] *CSI Analysis Reference Manual*, Computers and Structures INC, ed., 19. ed. [www.csiamerica.com](http://www.csiamerica.com), 2016. [Online]. Available: <https://docs.csiamerica.com/manuals/sap2000/CSiRefer.pdf>.
- [43] *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 2: Bruer*, NS-EN 1995-2:2004+NA:2010, 2010.
- [44] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015.
- [45] N. I. Bovim, O. Ellingsrud, G. Glasø, B. Jacobsen, and K. H. Solli, *Mekaniske treforbindelser - dimensjonering*, 5. ed. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt, 2007.
- [46] *Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations*, ISO 10137:2007, 2007.
- [47] Betongelementforeningen, *Betongelementboken Bind C Elementer og knutepunkter*, M.Sc. John-Erik Reiersen, ed., 4. ed.: Betongelementforeningen, 2020. [Online]. Available: [https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=141&DocumentId=BindC/Del\\_1/C1/1\\_4\\_1.pdf&BookId=C](https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=141&DocumentId=BindC/Del_1/C1/1_4_1.pdf&BookId=C).

## **Vedlegg**

Vedlegg 5.1 Snølast

Vedlegg 5.2 Vindlaster

Vedlegg 6.1 Lasttilfeller

Vedlegg 8.1 Kapasitetskontroll tre-leddet buebjelker

Vedlegg 8.1(2) Kapasitetskontroll tre-leddet buebjelker 700-300

Vedlegg 8.2 Kapasitetskontroll av tverrgående limtrebjelker

Vedlegg 8.2(2) Kapasitetskontroll av tverrgående limtrebjelker 450-250

Vedlegg 8.3 Kapasitetskontroll av langsgående limtrebjelker

Vedlegg 8.4 Kapasitetskontroll av hengere

Vedlegg 8.5.1.1 Mekanisk forbindelse innslissetplate tverrgående

Vedlegg 8.5.1.1(2) Mekanisk forbindelse innslissetplate tverrgående (annen bruddform)

Vedlegg 8.5.1.2 Mekanisk forbindelse innslissetplate bue

Vedlegg 8.5.1.2(2) Mekanisk forbindelse innslissetplate bue (annen bruddform)

Vedlegg 8.5.2 Toppledd innslisset

Vedlegg 8.5.2(2) Toppledd innslisset (annen bruddform)

Vedlegg 8.5.3 Opplager innslisset

Vedlegg 8.5.3(2) Opplager innslisset (annen bruddform)

Vedlegg 9.1 Tegning av bru. AutoCAD



## Vedlegg 5.1 - Snølaster

Bruker standarden NS-EN 1991-1-3 Allmenne laster Snølaster for dimensjonering

$$(5.1) \quad s := \mu_j \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$$C_e := 1.0$$

Eksponeeringskoeffisient, konstruksjon ikke skjermet, men setter TSS lik 1

$$C_t := 1.0$$

Termisk koeffisient, normal varmegjennomgang, settes lik 1

$$s_k := s_{k0} + n \cdot \Delta s_k$$

Karakteristisk verdi for snølast på mark, etter NA.4.1

$$H := 50 \text{ m}$$

høyde over havet på byggested

Karakteristiske verdier for snølast på mark fra tabell NA.4.1(901) for Stavanger

$$H_g := 150 \text{ m}$$

høydegrense

$$s_{k0} := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

grunnverdi

$$\Delta s_k := \frac{0.5}{\text{m}^2}$$

$$s_{k.maks} := -0$$

$$H < H_g$$

sk settes lik grunnverdi

$$s_k := s_{k0} = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$b := 36 \text{ m} \quad h := 5.4 \text{ m}$$

dimensjoner for buebjelke, horisontal lengde

$$\text{sit(I)} \quad \mu_1 := 0.8$$

jevnt fordelt over hele lengden

$$\text{sit(II)} \quad \mu_4 := 0.2 + 10 \cdot \frac{h}{b} = 1.7$$

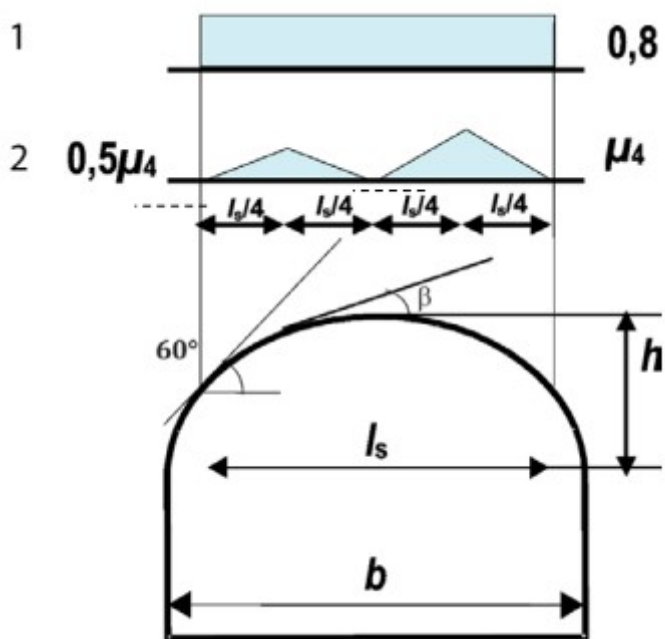
trekant som virker på tak, antar lik som for byggverk, vinkel mindre enn 34 grader



sit(III)

$$\mu_3 := \mu_4 = 1.7$$

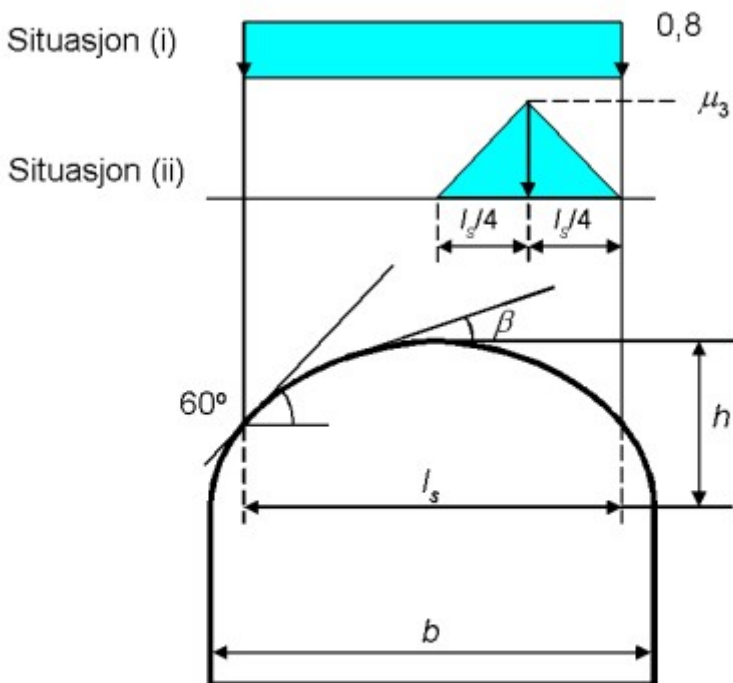
fra NA.5.3.4, kun trekantlast på en side



anvist sit(I) og sit(II)

$$l_s := b = 36 \text{ m}$$

$$\frac{l_s}{4} = 9 \text{ m}$$



Figur NA.5.5 – Formfaktorer for snølast - buetak

$$\text{sit(I)} \quad s_1 := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{sit(II)} \quad s_2 := \mu_4 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 2.55 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{sit(III)} \quad s_3 := \mu_3 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 2.55 \frac{kN}{m^2}$$

## Vedlegg 5.2 - Vindlaster

Dimensjonert etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 og Håndbok N400  
Bruprosjektering

TSS - til sikker side

### Stedvindshastighet 4.3.1

$$(4.3) \quad v_m(z) := c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

### Ruhetsfaktor

$$(4.4) \quad c_r(z) := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$c_r(z) := c_r(z_{min}) \quad \text{for} \quad z \leq z_{min}$$

$$z_{bru} := 5.4 \text{ m} + 0.35 \text{ m} = 5.75 \text{ m} \quad \text{byggehøyde av bru}$$

$$z_{frihøyde} := 6.615 \text{ m} \quad \text{fri høyde fra E39}$$

$$z_{dekke} := z_{frihøyde} = 6.615 \text{ m} \quad \text{høyde dekke}$$

$$z_{bue} := z_{bru} + z_{frihøyde} = 12.365 \text{ m} \quad \text{høyde på buede limtrebjelker (høyeste punkt)}$$

Data fra tabell NA.4.1, kat 2

$$k_r := 0.19$$

$$z_0 := 0.05 \text{ m}$$

$$z_{min} := 4 \text{ m}$$

åpent rundt bru og i sør-retning av E39, skog i nærhet på hver side og i nord (etter tunnel), velger kat 2

$z_{bue}$  og  $z_{dekke}$  ligger mellom  $z_{min}$  og  $z_{max}$  det gir første formel for  $c_r$

$$(4.3.2(1)) \quad z_{max} := 200 \text{ m}$$

$$c_{r,b} := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{bue}}{z_0}\right) = 1.047$$

ruhetsfaktor bue

$$c_{r,d} := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{dekke}}{z_0}\right) = 0.928$$

ruhetsfaktor dekke

### Terrengformfaktor (topografirifaktor)

$$c_0 := 1.0$$

ingen påvirkning,  
konservativt (TSS)

### Basisvindhastighet

$$(NA.4.1) \quad v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b.0}$$

$$c_{dir} := 1.0$$

retningsfaktor, TSS ingen reduksjon

$$c_{season} := 1.0$$

årstidsfaktor, TSS ingen reduksjon

$$c_{prob} := 1.0$$

returperiode faktor, settes til 1.0 for 50  
års

(NA.4(901.1))

$$c_{alt1} := 1.0$$

for  $v_{b.0} \geq v_0$

høydefaktor

$$c_{alt2} := 1.0 + \frac{(v_b - v_{b.0}) \cdot (H - H_0)}{v_{b.0} \cdot (H_{topp} - H_0)}$$

for  $v_{b.0} < v_0$

### Referansevindhastigheten

$v_{b.0}$  hentes fra tabell NA.4(901.1)  
bru lokalisert i stavanger kommune, byggested har høyde  $H := 50 \text{ m}$ , fra tabell

$$v_{b.0} := 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}, \text{ og } v_0 := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}} \text{ settes}$$

Selv om  $v_{b.0} < v_0$  så er høyden på byggeplass lav slik at 1.0 blir TSS

$$c_{alt} := c_{alt1} = 1$$

### Det gir basisvindhastighet

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b.0} = 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

### Det gir stedsvindshastighet

$$v_{m.b} := c_{r.b} \cdot c_0 \cdot v_b = 27.222 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

for bue

$$v_{m.d} := c_{r.d} \cdot c_0 \cdot v_b = 24.132 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

for dekke

### Vindkasthastighetstrykket

$$(NA.4.8) \quad q_p(z) := [1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)] \cdot q_m(z)$$

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{luftdensitet}$$

$$(4.10) \quad q_{m.b} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{m.b}^2 = 463.161 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad \text{for bue}$$

$$(4.10) \quad q_{m.d} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{m.d}^2 = 363.979 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad \text{for dekke}$$

$$k_p := 3.5 \quad \text{toppfaktor (NA.4.5.1)}$$

### Turbulensintensitet

$z_{bue}$  og  $z_{dekke}$  ligger mellom  $z_{min}$  og  $z_{max}$

fra formel (4.7) blir da følgende ligning gjeldene

$$k_1 := 1.0 \quad \text{anbefalt verdi}$$

$$I_{v.b} := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z_{bue}}{z_0}\right)} = 0.181$$

$$I_{v.d} := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z_{dekke}}{z_0}\right)} = 0.205$$

$$q_{p.b} := ((1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v.b})) \cdot q_{m.b} = 1.052 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{for bue}$$

$$q_{p.d} := ((1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v.d})) \cdot q_{m.d} = 0.886 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{for dekke}$$

$$q_{kast} := q_p \cdot k_3$$

$k_3$  - overgangsfaktor (etter vedlegg V i standarden)

Byggested (brulokasjon) er sone B, med terrengruhetskat II (2), Sone A er sone med glattere terreng, 2.5 km fra angitt byggested ligger midten av Hafrsfjord. Det faller under kat I (1), det gir:

$$\Delta n_{BA} := 2 - 1 = 1$$

Med disse verdiene gir Tabell V.1 en verdi på  $k_3$  på 1.05

$$x_b := 2.5 \text{ km}$$

Sone A er kat I (1)

$$k_3 := 1.05$$

$$q_{kast.b} := q_{p.b} \cdot k_3 = 1.104 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{for bue}$$

$$q_{kast.d} := q_{p.d} \cdot k_3 = 0.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{for dekke}$$

Bue dimensjoner

$$b_{bue} := 300 \text{ mm} \quad h_{bue} := 700 \text{ mm} \quad l_{bue} := 38.123 \text{ m}$$

Dekke

$$b_{dekke} := 3 \text{ m} \quad l_{dekke} := 36 \text{ m}$$

$$h_{dekke} := 150 \text{ mm} \quad h_{langsgåendebejelke} := 450 \text{ mm} \quad h_{tverrbærere} := 450 \text{ mm}$$

$$h_{rekkverk} := 1.2 \text{ m} \quad \text{fra tabell 8.1, åpent rekkverk, begge sider, settes til 1.2m}$$

$$d_{tot} := h_{dekke} + h_{langsgåendebejelke} + h_{tverrbærere} + h_{rekkverk} = 2.25 \text{ m}$$

Kraftfaktor bue

$$(7.9) \quad c_f := c_{f.0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda$$

buen har rektangulært tverrsnitt, følger kapittel 7.6

$$r := \frac{b_{bue}}{h_{bue}} = 0.429$$

ved å bruke forholdet mellom bredde og høyde benyttes figur 7.23 til å finne kraftfaktor for rektangulære tverrsnitt

$$\frac{d_{0.2}}{b_{0.2}} \quad \text{er} \quad c_{f.0.0.2} := 2.0$$

interpolerer for å finne for 0.429

$$\frac{d_{0.6}}{b_{0.6}} \quad \text{er} \quad c_{f.0.0.6} := 2.35$$

$$c_{f,0} := c_{f,0.0.2} + \left( \frac{r - 0.2}{0.6 - 0.2} \right) \cdot (c_{f,0.0.6} - c_{f,0.0.2}) = 2.2 \quad \text{kraftfaktor}$$

$$\psi_r := 1 \quad \text{redukjonsfaktor for runde hjørnen, er ikke avrundet, } r := 0, \text{ dermed angir figur 7.24 en verdi på 1}$$

$$\psi_\lambda \quad \text{Endeffektfaktor } \psi_\lambda, \text{ bestennes etter kapittel 7.13, } \lambda \text{ bestemmes dimensjoner og plassering av konstruksjon}$$

$$\text{for } l \geq 50 \text{ m} \quad \lambda_{50} := \min \left( 1.4 \cdot \frac{l_{bue}}{h_{bue}}, 70 \right) = 70 \quad l_{bue} = 38.123 \text{ m ligger mellom angitt i tabell 7.16, men settes til 70 siden er lik for begge}$$

$$\text{for } l < 15 \text{ m} \quad \lambda_{15} := \min \left( 2 \cdot \frac{l_{bue}}{h_{bue}}, 70 \right) = 70$$

$$\varphi := 1 \quad \text{massivitetsforholdet, fra formel 7.28 er forholdet av arealene 1 fordi det er et solid tversnitt}$$

$$\psi_\lambda := 0.915 \quad \text{endeffektfaktor, Verdi hentet fra figur 7.36 ved bruk av verdiene fra } \varphi \text{ og } \lambda$$

$$c_{f,bue} := c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 2.013 \quad \text{kraftfaktor bue}$$

Horizontal vindlast bue

$$q_{bue} := c_{f,bue} \cdot q_{kast,b} \cdot h_{bue} = 1.556 \frac{kN}{m}$$

Kraftfaktor dekke  
dimensjonert etter kap 8 i standarden

Kraftfaktor i x-retning (vinkelrett på lengderetning) 8.3.1-8.3.2

$$C := c_e \cdot c_{f.x} \quad \text{fra 8.3.2(1)}$$

$$(4.9) \quad c_e := \frac{q_{p.d}}{q_{m.d}} = 2.433$$

eksponeringsfaktor, fra 4.5  
ligning (4.9), kunne brukt  
figur 4.2, men hadde gitt litt  
lave verdier, TSS

$$(8.1) \quad c_{f.x} := c_{f.x.0}$$

fra 8.3.1(1), bruker figur 8.3  
for å finne  $c_{f.x.0}$  med forhold  
 $\frac{b_{dekk}}{d_{tot}}$ , avlensing gir ca. 1.8

$$\frac{b_{dekk}}{d_{tot}} = 1.333$$

$$c_{f.x.0} := 1.8 \quad c_{f.x} := c_{f.x.0} = 1.8$$

$$C := c_e \cdot c_{f.x} = 4.379$$

8.3.2(1) merknad angir derimot en forenklet metode for C, dersom bruene er i  
kat II,  $c_0 = 1$  og  $k_1 = 1$ , noe bruene er (må påvises etter NA.8.3.2 at dynamisk  
responsanalyse ikke er nødvendig)

$$C := 3.6 + \left( \frac{6.7 - 3.6}{4.0 - 0.5} \right) \cdot \left( 4 - \frac{b_{dekk}}{d_{tot}} \right) = 5.962$$

linær interpolasjon siden  
 $\frac{b_{dekk}}{d_{tot}}$  ligger mellom verdier i  
tabell 8.2

velger høyset C, da det gir høyere verdier for krefter,  
konservativt

Kraftfaktor i z-retning (vertikalt på dekket) 8.3.3

$$c_{f.z} := 0.9 \quad \text{anbefalt verdi NA.8.3.3}$$

$$C_z := c_e \cdot c_{f.z} = 2.19$$

Kraft på dekket

x-retning (vinkelrett på)

$$A_{ref.x} := l_{dekk} \cdot d_{tot} = 81 \text{ m}^2$$

$$(8.2) \quad F_{w.x} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref.x} = 204.031 \text{ kN}$$



$$q_{w.x.d.1} := \frac{F_{w.x}}{l_{dekke}} = 5.668 \frac{kN}{m}$$

z-retning, vertikalt

$$A_{ref.z} := b_{dekke} \cdot l_{dekke} = 108 \text{ m}^2$$

$$F_{w.x} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref.z} = 272.042 \text{ kN}$$

$$q_{w.z.d.1} := \frac{F_{w.x}}{l_{dekke} \cdot b_{dekke}} = 2.519 \frac{kN}{m^2} \quad q_{w.z.d.2} := q_{kast.d} \cdot C_z = 2.036 \frac{kN}{m^2}$$

Fordeling på langsgående limtrebjelker, linjelaster

$$l_{b.y} := 0.58 \text{ m}$$

Lastbredde ytterste bjelker

$$l_{b.i} := 0.92 \text{ m}$$

Lastbredde innerste bjelker

$$q_{w.y.k} := \max(q_{w.z.d.1} \cdot l_{b.y}, q_{w.z.d.2} \cdot l_{b.y}) = 1.461 \frac{kN}{m} \quad \text{Linjelast ytterste bjelker}$$

$$q_{w.i.k} := \max(q_{w.z.d.1} \cdot l_{b.i}, q_{w.z.d.2} \cdot l_{b.i}) = 2.317 \frac{kN}{m} \quad \text{Linjelast innerste bjelker}$$

## Vedlegg 6.1 - Lasttilfeller

### Trafikkklaster

LT3 - uniforme laster

$$g_{fk} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lastbredde

$$l_{b.1.4} := 250 \text{ mm} + \frac{660 \text{ mm}}{2} = 0.58 \text{ m}$$

Lastbredde for bjelke 1 og 4

$$l_{b.2.3} := 250 \text{ mm} + \frac{680 \text{ mm}}{2} + \frac{660 \text{ mm}}{2} = 0.92 \text{ m}$$

Lastbredde for bjelke 2 og 3

Linjelast

$$g_{g.t.u.1.4} := l_{b.1.4} \cdot g_{fk} = 2.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{g.t.u.2.3} := l_{b.2.3} \cdot g_{fk} = 4.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

LT4-LT7 konsentrerte laster

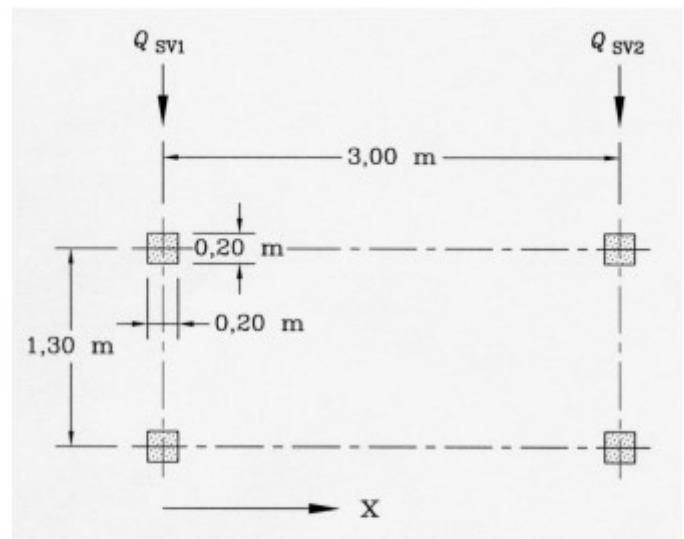
Antar plassering i midten av brubane

Plassering av kontaktfaltene på dekket i forhold langsående er dermed angitt som:

$$b_{kt} := 1.3 \text{ m} \quad \text{senteravstand hjul på en aksling}$$

$$l_{kt} := 3 \text{ m} \quad \text{senteravstand mellom akslinger}$$

$$b_{mid} := \frac{b_{kt}}{2} = 0.65 \text{ m} \quad \text{avstand fra senter hjul til midt av dekke}$$



**Key**  
x : Bridge axis direction  
 $Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$   
 $Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

**Figure 5.2 - Accidental loading**

$$b_d := 1.5 \text{ m}$$

senter dekke fra

$$l_1 := b_d - b_{mid} = 0.85 \text{ m}$$

plassering av konsentrert last i forhold til  $x=0$  m på dekket, for en aksling

$$l_2 := b_d + b_{mid} = 2.15 \text{ m}$$

Plassering senterangående bjelker distanse fra  $x=0$ , til  $x=3$ m, basert på SAP2000 modell av bru

$$b_1 := 0 \text{ m}$$

Plassering av venstre hjul er mellom  $b_1$  og  $b_2$ , og høyre

$$b_2 := 1 \text{ m}$$

hjul er plassert mellom  $b_3$  og  $b_4$

$$b_3 := 2 \text{ m}$$

$$b_4 := 3 \text{ m}$$

Distanse fra senter konsentrert hjullast og senter for de fire bjelkene

$$d_1 := b_1 + l_1 = 0.85 \text{ m}$$

Distansen mellom de ytterste bjelkene 1 og 4 er lik, tilsvarende for de to midtre bjelkene 2 og 3 (pga symmetri)

$$d_2 := b_2 - l_1 = 0.15 \text{ m}$$

$$d_3 := l_2 - b_3 = 0.15 \text{ m}$$

$$d_4 := b_4 - l_2 = 0.85 \text{ m}$$

Last fordeling på ytterste og midtre bjelker

$$Q_{SV1} := 80 \text{ kN}$$

Aksling 1

$$Q_{SV1.v} := \frac{Q_{SV1}}{2} = 40 \text{ kN}$$

Venstre hjul

$$Q_{SV1.h} := \frac{Q_{SV1}}{2} = 40 \text{ kN}$$

Høyre hjul

$$Q_{SV2} := 40 \text{ kN}$$

Aksling 2

$$Q_{SV2.v} := \frac{Q_{SV2}}{2} = 20 \text{ kN}$$

Venstre hjul

$$Q_{SV2.h} := \frac{Q_{SV2}}{2} = 20 \text{ kN}$$

Høyre hjul

$$l := 1 \text{ m}$$

Ser på dekket som en bjelke med spennvidde på 1 m med leddet opplagere på langsående bjelke

$$F_{k.i.Qsv1} := \frac{Q_{SV1.v} \cdot d_1}{l} = 34 \text{ kN}$$

Verdi indre bjelker (2 og 3) for største aksling

$$F_{k.y.Qsv1} := \frac{Q_{SV1.v} \cdot d_2}{l} = 6 \text{ kN}$$

Verdi ytre bjelker (1 og 4) for største aksling

$$F_{k.i.Qsv2} := \frac{Q_{SV2.v} \cdot d_1}{l} = 17 \text{ kN}$$

Verdi indre bjelker (2 og 3) for minste aksling

$$F_{k.y.Qsv2} := \frac{Q_{SV2.v} \cdot d_2}{l} = 3 \text{ kN}$$

Verdi ytre bjelker (1 og 4) for minste aksling

Distanse på langsgående bjelke i SAP

$$l_b := 4 \text{ m}$$

Lengde element

LT 7

$$L_1 := \frac{l_b}{2} - \frac{l_{kt}}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$L_2 := l_b - \frac{l_{kt}}{2} = 2.5 \text{ m}$$

LT6

$$L_1 := l_b - \frac{l_{kt}}{2} = 2.5 \text{ m}$$

$$L_2 := \frac{l_{kt}}{2} = 1.5 \text{ m}$$

## Vedlegg 8.1 - Dimensjonering/Kapasitetskontroll av treleddet bue

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur

- Design of timber structures volume 1-2, Swedish Wood
- Limtreboka, Moelven
- Limtreboka - beregningseksempler, Moelven
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- NS-EN 1195-2:2004+NA:2010
- NS-EN 14080:2013+NA:2016

Forhåndsdimensjoneringer etter Limtrebøkene (lave buer)

$$0.14 \leq \frac{f}{l} \leq 0.3 \quad \text{Tilsier en vinkel på over 30 grader}$$

Setter  $\frac{f}{l}$  lik 0.15, lengden av bru er 36 m, det gir:

$$l := 36 \text{ m}$$

$$f := l \cdot 0.15 = 5.4 \text{ m}$$

Formler fra limtreboka gir geometriske verdier:

$$R := \frac{(l^2 + 4 \cdot f^2)}{8 \cdot f} = 32.7 \text{ m} \quad \text{Krumningsradius}$$

$$a := \arcsin\left(\frac{l}{2 \cdot R}\right) = 33.398 \text{ deg} \quad \text{Startvinkel}$$

$$S := 2 \cdot a \cdot R = 38.123 \text{ m} \quad \text{Buelengde}$$

Tverrsnitt buebjelker

$$h := 1025 \text{ mm}$$

$$b := 500 \text{ mm}$$

## Karakteristiske verdier GL32h - NS-EN 14080

$$f_{m.g.k} := 32 \frac{N}{mm^2}$$

Bending strength

$$f_{t.0.g.k} := 25.6 \frac{N}{mm^2}$$

Tensile strength

$$f_{t.90.g.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c.0.g.k} := 32 \frac{N}{mm^2}$$

Compression strength

$$f_{c.90.g.k} := 2.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{v.g.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2}$$

Shear strength

$$f_{r.g.k} := 1.2 \frac{N}{mm^2}$$

Rolling shear strength

$$E_{0.g.mean} := 14200 \frac{N}{mm^2}$$

Modulus of elasticity

$$E_{0.g.05} := 11800 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{90.g.mean} := 300 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{90.g.05} := 250 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{g.mean} := 650 \frac{N}{mm^2}$$

Shear-modulus

$$G_{g.05} := 540 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{r.g.mean} := 65 \frac{N}{mm^2}$$

Rolling shear-modulus

$$G_{r.g.05} := 54 \frac{N}{mm^2}$$

Densities

$$\rho_{g.k} := 440 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho_{g.mean} := 490 \frac{kg}{m^3}$$

$$\gamma_M := 1.15$$

$$k_{mod} := 1.1$$

## 2. Kapasitetskontroll [6 Bruddgrensetilstander]

### 2.1 Bruddgrense

#### 2.1.1 Strekk fiberretning - [6.1.2]

$$F_{t.0} := 0 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.513 \text{ m}^2$$

$$(6.1) \quad \sigma_{t.0.d} \leq f_{t.0.d}$$

$$\sigma_{t.0.d} := \frac{F_{t.0}}{A} = 0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{t.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{t.0.g.k}}{\gamma_M} = 24.487 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} = 0$$

#### 2.1.2 Trykk i fiberretning - [6.1.4]

$$F_{c.0} := 7212.245 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.513 \text{ m}^2$$

$$(6.2) \quad \sigma_{c.0.d} \leq f_{c.0.d}$$

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{c.0}}{A} = 14.073 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.g.k}}{\gamma_M} = 30.609 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} = 0.46$$

### 2.1.3 Trykk vinkelrett på fiberreting - [6.1.5]

$$F_{c.90} := 0 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.513 \text{ m}^2$$

$$(6.3) \quad \sigma_{c.90.d} \leq k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}$$

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{F_{c.90}}{A} = 0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$k_{c.90}$  for limtre, avhengig av  $l_1$  og  $2 h$

$$f_{c.90.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.90.g.k}}{\gamma_M} = 2.391 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{f_{c.90.d}} = 0$$

### 2.1.4 Bøyning - [6.1.6]

$$(6.11-6.12) \quad \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1 \quad \text{og} \quad k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$W_y := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (8.755 \cdot 10^7) \text{ mm}^3 \quad W_z := \frac{1}{6} \cdot b^2 \cdot h = (4.271 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

$$M_y := 385.3604 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_z := 100 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{m.y.d} := \frac{M_y}{W_y} = 4.401 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := \frac{M_z}{W_z} = 2.341 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.y.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.g.k}}{\gamma_M} = 30.609 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.z.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.g.k}}{\gamma_M} = 30.609 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_m := 0.7$$

rektangulært tversnitt

$$\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.197$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.177$$



### 2.1.5 Skjær - [6.1.7]

$$(6.13) \quad \tau_d \leq f_{v.d}$$

$$V := 462.161 \text{ kN}$$

$$k_{cr} := 0.8 \quad \text{fra retningsblad for limtre}$$

$$(6.13a) \quad b_{ef} := k_{cr} \cdot b = 0.4 \text{ m}$$

$$\tau_d := 1.5 \cdot \frac{V}{b_{ef} \cdot h} = 1.691 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v.g.k}}{\gamma_M} = 3.348 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} = 0.505$$

### 2.1.6 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Ikke noe opptredene aksialt strekk

### 2.1.7 Kombinert bøyning og aksialt trykk - [6.2.4]

$$(6.19) \quad \left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$(6.20) \quad \left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$\left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.409$$

$$\left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.389$$

## 2.1.8 Torsjon - [6.1.8]

$$(6.14) \quad \tau_{tor.d} \leq k_{shape} \cdot f_{v.d}$$

$$(6.15) \quad k_{shape} := \min\left(1.0 + 0.05 \cdot \frac{h}{b}, 1.3\right) = 1.103$$

$$M_x := 23.1348 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_y := \frac{M_x \cdot 3 \left(1 + 0.6 \cdot \frac{b}{h}\right)}{h \cdot b^2} = 0.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{tor.d} := \tau_y = 0.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.d} := k_{shape} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{v.g.k}}{\gamma_M} = 3.691 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_{tor.d}}{f_{v.d}} = 0.095$$

## 2.2 Stabilitetskontroll

Knekk lengder

Knekk lengder ut av buens plan

Knekk lengde i buens plan

Timoshenko

$$\frac{f}{l} = 0.15 \quad S = 38.123 \text{ m} \quad \frac{S}{2} = 19.061 \text{ m} \quad l_{arch} := 1.06 \cdot l = 38.16 \text{ m}$$

$$\gamma_4 := 30 \quad S_{SAP} := 38.0198$$

$$\beta_1 := \sqrt{\left(\pi^2 \cdot \frac{f}{l} \cdot \frac{1}{(0.53)^2} \cdot 8 \cdot \frac{1}{30}\right)} = 1.186$$

$$\beta_2 := 1.17$$

$$l_1 := \frac{S}{2} \cdot \beta_1 = 22.597 \text{ m}$$

$$S \cdot \beta_1 = 45.195 \text{ m}$$

$$\frac{S}{2} \cdot \beta_2 = 22.302 \text{ m}$$

$$S \cdot \beta_2 = 44.603 \text{ m}$$

$$l_{k.e} := 1.25 \cdot \frac{S}{2} = 23.827 \text{ m}$$

$$l_{k.e} := 1.25 \cdot S = 47.653 \text{ m}$$

Kapasitet stabilitet - [6.3.2]

$$i_y := \frac{1}{\sqrt{12}} \cdot h = 0.296 \text{ m}$$

$$i_z := \frac{1}{\sqrt{12}} \cdot b = 0.144 \text{ m}$$

$$l_{k,y} := l_1 = 22.597 \text{ m}$$

$$l_{k,z} := 8.898 \text{ m}$$

$$\lambda_y := \frac{l_{k,y}}{i_y} = 76.37$$

$$\lambda_z := \frac{l_{k,z}}{i_z} = 61.647$$

put stiffeners at axis 3,5,6  
and 8, longest lk is then  
8.16m is the longest span  
(between 3 to 5 and 6 to 8)

$$(6.21) \quad \lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.g.k}}{E_{0.g.05}}} = 1.266$$

$$(6.22) \quad \lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.g.k}}{E_{0.g.05}}} = 1.022$$

$$(6.23) \quad \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c,y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$(6.24) \quad \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c,z} \cdot f_{c.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$\beta_c := 0.1$$

limtre

$$(6.27) \quad k_y := 0.5 \left( 1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2 \right) = 1.35$$

$$(6.28) \quad k_z := 0.5 \left( 1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2 \right) = 1.058$$

$$(6.25) \quad k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.55$$

$$(6.26) \quad k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.75$$

$$M_y := 369.8257 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_z := 12.4744 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{m.y.d} := \frac{M_y}{W_y} = 4.224 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{m.z.d} := \frac{M_z}{W_z} = 0.292 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{c.0} := 7125.484 \text{ kN} \quad \sigma_{c.0.d} := \frac{F_{c.0}}{A} = 13.903 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.97$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.z} \cdot f_{c.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.712$$

Vipping - [6.3.3]

$$(6.33) \quad \sigma_{m.d} \leq k_{crit} \cdot f_{m.d}$$

$$l_{ef} := l_{k.y} + 2 \cdot h = 24.647 \text{ m}$$

$$(6.32) \quad \sigma_{m.crit} := \frac{0.78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0.95} = 91.08 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$(6.30) \quad \lambda_{rel.m} := \sqrt{\frac{f_{m.g.k}}{\sigma_{m.crit}}} = 0.593$$

**OBS!**

since  $\lambda_{rel.m}$  is < then 0.75,  
then  $k_{crit}$  from (6.34)

$$k_{crit} := 1.0$$

$$\sigma_{m.d} := \sigma_{m.y.d} = 4.224 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.d} := f_{m.y.d} = 30.609 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.d} \cdot k_{crit} = 30.609 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

check that  $\sigma_{m.d}$  is less than  
 $f_{m.d}$

$$\frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d} \cdot k_{crit}} = 0.138$$

## Krumme bjelker - [6.4.3]

### Bøyespenning møneområdet

$$(6.42) \quad \sigma_{m.d} := k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{ap.d}}{b \cdot h_{ap}^2}$$

$$(6.43) \quad k_l := k_1 + k_2 \left( \frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \cdot \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^3$$

$$(6.48) \quad r_{in} := R = 32.7 \text{ m}$$

$$h_{ap} := h = 1.025 \text{ m}$$

$$\alpha_{ap} := 0$$

$$r := r_{in} + 0.5 \cdot h_{ap}$$

$$(6.44) \quad k_1 := 1 + 1.4 \cdot \tan(\alpha_{ap}) + \tan(\alpha_{ap})^2 = 1$$

$$(6.45) \quad k_2 := 0.35 - 8 \cdot \tan(\alpha_{ap}) = 0.35$$

$$(6.46) \quad k_3 := 0.6 + 8.3 \tan(\alpha_{ap}) - 7.8 \tan(\alpha_{ap})^2 = 0.6$$

$$(6.47) \quad k_4 := 0.6 \cdot \tan(\alpha_{ap})^2 = 0$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left( \frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \cdot \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \cdot \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^3 = 1.011$$

$$M_{ap.d} := 330 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{m.y.d} := k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{ap.d}}{b \cdot h_{ap}^2} = 3.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.y.d} = 30.609 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_{lam} := 45 \text{ mm}$$

$$\frac{r_{in}}{t_{lam}} = 726.667$$

$$k_r := 1.0$$

Fig 6.9 angir bare saltaksbjelke, krumme bjelker, saltaksbjelke med krum underside. Her er krumme bjelker det nærmeste angitt bue

$\frac{r_{in}}{t_{lam}} \geq 240$  fra 6.3.4 gir følgende for  $k_r$

$$(6.41) \quad \frac{\sigma_{m.y.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.125$$

Største stressspenning vinkelrett på fiberretning i topp punktet

$$(6.54) \quad \sigma_{t.90.d} := k_p \cdot \frac{6 M_{ap.d}}{b \cdot h_{ap}^2}$$

$$(6.57) \quad k_5 := 0.2 \cdot \tan(\alpha_{ap}) = 0$$

$$(6.58) \quad k_6 := 0.25 - 1.5 \cdot \tan(\alpha_{ap}) + 2.6 \cdot \tan(\alpha_{ap})^2 = 0.25$$

$$(6.59) \quad k_7 := 2.1 \cdot \tan(\alpha_{ap}) - 4 \cdot \tan(\alpha_{ap})^2 = 0$$

$$(6.56) \quad k_p := k_5 + k_6 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_7 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 = 0.008$$

$$\sigma_{t.90.d} := k_p \cdot \frac{6 M_{ap.d}}{b \cdot h_{ap}^2} = 0.029 \frac{N}{mm^2}$$

$$(6.50) \quad \sigma_{t.90.d} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}$$

$$(6.52) \quad k_{dis} := 1.4$$

Gjelder for saltaksbjelker og krumme bjelker, nærmeste tilnærmet en bue

$$(6.51) \quad k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)$$

for limtrte

$$V_0 := 0.01 \text{ m}^3$$

referanse volum

$$V_b := h \cdot b \cdot l = 18.45 \text{ m}^3$$

total volum bjelke

$$V := \frac{2 V_b}{3} = 12.3 \text{ m}^3$$

maks verdi for V

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.241$$

$$f_{t.90.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{t.90.g.k}}{\gamma_M} = 0.478 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_{t.90.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.18$$

Kombinert strekk vinkelrett  
og skjær

$$(6.53) \quad \frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.638$$

## Vedlegg 8.1(2) - Dimensjonering/Kapasitetskontroll av tre-leddet bue 700mm\*300mm

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur

- Design of timber structures volume 1-2, Swedish Wood
- Limtreboka, Moelven
- Limtreboka - beregningseksempler, Moelven
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- NS-EN 1195-2:2004+NA:2010
- NS-EN 14080:2013+NA:2016

Forhåndsdimensjoneringer etter Limtrebøkene (lave buer)

$$0.14 \leq \frac{f}{l} \leq 0.3 \quad \text{Tilsier en vinkel på over 30 grader}$$

Setter  $\frac{f}{l}$  lik 0.15, lengden av bru er 36 m, det gir:

$$l := 36 \text{ m}$$

$$f := l \cdot 0.15 = 5.4 \text{ m}$$

Formler fra limtreboka gir geometriske verdier:

$$R := \frac{(l^2 + 4 \cdot f^2)}{8 \cdot f} = 32.7 \text{ m} \quad \text{Krumningsradius}$$

$$a := \text{asin}\left(\frac{l}{2 \cdot R}\right) = 33.398 \text{ deg} \quad \text{Startvinkel}$$

$$S := 2 \cdot a \cdot R = 38.123 \text{ m} \quad \text{Buelengde}$$

Tverrsnitt buebjelker

$$h := 700 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm}$$



Karakteristiske verdier GL32h - NS-EN 14080

$$f_{m.g.k} := 32 \frac{N}{mm^2}$$

Bending strength

$$f_{t.0.g.k} := 25.6 \frac{N}{mm^2}$$

Tensile strength

$$f_{t.90.g.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c.0.g.k} := 32 \frac{N}{mm^2}$$

Compression strength

$$f_{c.90.g.k} := 2.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{v.g.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2}$$

Shear strength

$$f_{r.g.k} := 1.2 \frac{N}{mm^2}$$

Rolling shear strength

$$E_{0.g.mean} := 14200 \frac{N}{mm^2}$$

Modulus of elasticity

$$E_{0.g.05} := 11800 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{90.g.mean} := 300 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{90.g.05} := 250 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{g.mean} := 650 \frac{N}{mm^2}$$

Shear-modulus

$$G_{g.05} := 540 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{r.g.mean} := 65 \frac{N}{mm^2}$$

Rolling shear-modulus

$$G_{r.g.05} := 54 \frac{N}{mm^2}$$

Densities

$$\rho_{g.k} := 440 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho_{g.mean} := 490 \frac{kg}{m^3}$$

$$\gamma_M := 1.15$$

$$k_{mod} := 1.1$$

## 2. Kapasitetskontroll [6 Bruddgrensetilstander]

### 2.1 Bruddgrense

#### 2.1.1 Strekk fiberretning - [6.1.2]

$$F_{t.0} := 0 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.21 \text{ m}^2$$

$$(6.1) \quad \sigma_{t.0.d} \leq f_{t.0.d}$$

$$\sigma_{t.0.d} := \frac{F_{t.0}}{A} = 0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{t.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{t.0.g.k}}{\gamma_M} = 24.487 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} = 0$$

#### 2.1.2 Trykk i fiberretning - [6.1.4]

$$F_{c.0} := 7212.245 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.21 \text{ m}^2$$

$$(6.2) \quad \sigma_{c.0.d} \leq f_{c.0.d}$$

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{c.0}}{A} = 34.344 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.g.k}}{\gamma_M} = 30.609 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} = 1.122$$

### 2.1.3 Trykk vinkelrett på fiberreting - [6.1.5]

$$F_{c.90} := 0 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.21 \text{ m}^2$$

$$(6.3) \quad \sigma_{c.90.d} \leq k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}$$

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{F_{c.90}}{A} = 0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$k_{c.90}$  for limtre, avhengig av  $l_1$  og  $2h$

$$f_{c.90.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.90.g.k}}{\gamma_M} = 2.391 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{f_{c.90.d}} = 0$$

### 2.1.4 Bøyning - [6.1.6]

$$(6.11-6.12) \quad \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1 \quad \text{og} \quad k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$W_y := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (2.45 \cdot 10^7) \text{ mm}^3 \quad W_z := \frac{1}{6} \cdot b^2 \cdot h = (1.05 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

$$M_y := 385.3604 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_z := 100 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{m.y.d} := \frac{M_y}{W_y} = 15.729 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := \frac{M_z}{W_z} = 9.524 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.y.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.g.k}}{\gamma_M} = 30.609 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.z.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.g.k}}{\gamma_M} = 30.609 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_m := 0.7$$

rektangulært tversnitt

$$\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.732$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.671$$

### 2.1.5 Skjær - [6.1.7]

$$(6.13) \quad \tau_d \leq f_{v.d}$$

$$V := 462.161 \text{ kN}$$

$$k_{cr} := 0.8 \quad \text{fra retningsblad for limtre}$$

$$(6.13a) \quad b_{ef} := k_{cr} \cdot b = 0.24 \text{ m}$$

$$\tau_d := 1.5 \cdot \frac{V}{b_{ef} \cdot h} = 4.126 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v.g.k}}{\gamma_M} = 3.348 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} = 1.233$$

### 2.1.6 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Ikke noe opptredene aksialt strekk

### 2.1.7 Kombinert bøyning og aksialt trykk - [6.2.4]

$$(6.19) \quad \left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$(6.20) \quad \left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$\left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 1.991$$

$$\left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 1.93$$

### 2.1.8 Torsjon - [6.1.8]

$$(6.14) \quad \tau_{tor.d} \leq k_{shape} \cdot f_{v.d}$$

$$(6.15) \quad k_{shape} := \min\left(1.0 + 0.05 \cdot \frac{h}{b}, 1.3\right) = 1.117$$

$$M_x := 23.1348 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_y := \frac{M_x \cdot 3 \left(1 + 0.6 \cdot \frac{b}{h}\right)}{h \cdot b^2} = 1.385 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{tor.d} := \tau_y = 1.385 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.d} := k_{shape} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{v.g.k}}{\gamma_M} = 3.738 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_{tor.d}}{f_{v.d}} = 0.37$$

### 2.2 Stabilitetskontroll

Knekk lengder

Knekk lengder ut av buens plan

Knekk lengde i buens plan

Timoshenko

$$\frac{f}{l} = 0.15 \quad S = 38.123 \text{ m} \quad \frac{S}{2} = 19.061 \text{ m} \quad l_{arch} := 1.06 \cdot l = 38.16 \text{ m}$$

$$\gamma_4 := 30 \quad S_{SAP} := 38.0198$$

$$\beta_1 := \sqrt{\left(\pi^2 \cdot \frac{f}{l} \cdot \frac{1}{(0.53)^2} \cdot 8 \cdot \frac{1}{30}\right)} = 1.186$$

$$\beta_2 := 1.17$$

$$l_1 := \frac{S}{2} \cdot \beta_1 = 22.597 \text{ m}$$

$$S \cdot \beta_1 = 45.195 \text{ m}$$

$$\frac{S}{2} \cdot \beta_2 = 22.302 \text{ m}$$

$$S \cdot \beta_2 = 44.603 \text{ m}$$

$$l_{k.e} := 1.25 \cdot \frac{S}{2} = 23.827 \text{ m}$$

$$l_{k.e} := 1.25 \cdot S = 47.653 \text{ m}$$

Kapasitet stabilitet - [6.3.2]

$$i_y := \frac{1}{\sqrt{12}} \cdot h = 0.202 \text{ m}$$

$$i_z := \frac{1}{\sqrt{12}} \cdot b = 0.087 \text{ m}$$

$$l_{k,y} := l_1 = 22.597 \text{ m} \quad l_{k,z} := 8.898 \text{ m}$$

$$\lambda_y := \frac{l_{k,y}}{i_y} = 111.827$$

$$\lambda_z := \frac{l_{k,z}}{i_z} = 102.745$$

put stiffeners at axis 3,5,6  
and 8, longest lk is then  
8.16m is the longest span  
(between 3 to 5 and 6 to 8)

$$(6.21) \quad \lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.g.k}}{E_{0.g.05}}} = 1.854$$

$$(6.22) \quad \lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.g.k}}{E_{0.g.05}}} = 1.703$$

$$(6.23) \quad \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c,y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$(6.24) \quad \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c,z} \cdot f_{c.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$\beta_c := 0.1$$

limtre

$$(6.27) \quad k_y := 0.5 \left( 1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2 \right) = 2.296$$

$$(6.28) \quad k_z := 0.5 \left( 1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2 \right) = 2.02$$

$$(6.25) \quad k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.274$$

$$(6.26) \quad k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.322$$

$$M_y := 369.8257 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_z := 12.4744 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{m.y.d} := \frac{M_y}{W_y} = 15.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{m.z.d} := \frac{M_z}{W_z} = 1.188 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{c.0} := 7125.484 \text{ kN} \quad \sigma_{c.0.d} := \frac{F_{c.0}}{A} = 33.931 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 4.567$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.z} \cdot f_{c.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 3.829$$

Vipping - [6.3.3]

$$(6.33) \quad \sigma_{m.d} \leq k_{crit} \cdot f_{m.d}$$

$$l_{ef} := l_{k.y} + 2 \cdot h = 23.997 \text{ m}$$

$$(6.32) \quad \sigma_{m.crit} := \frac{0.78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0.9.05} = 49.313 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$(6.30) \quad \lambda_{rel.m} := \sqrt{\frac{f_{m.g.k}}{\sigma_{m.crit}}} = 0.806$$

$$k_{crit} := 1.56 - 0.75 \cdot \lambda_{rel.m} = 0.956$$

**OBS!**

since  $\lambda_{rel.m}$  is between  
 $0.75 < \lambda_{rel.m} \leq 1.4$ , then  $k_{crit}$   
 from (6.34)

$$\sigma_{m.d} := \sigma_{m.y.d} = 15.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.d} := f_{m.y.d} = 30.609 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.d} \cdot k_{crit} = 29.257 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

check that  $\sigma_{m.d}$  is less then  
 $f_{m.d}$

$$\frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d} \cdot k_{crit}} = 0.516$$

## Krumme bjelker - [6.4.3]

### Bøyespenning møneområdet

$$(6.42) \quad \sigma_{m.d} := k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{ap.d}}{b \cdot h_{ap}^2}$$

$$(6.43) \quad k_l := k_1 + k_2 \left( \frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \cdot \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^3$$

$$(6.48) \quad r_{in} := R = 32.7 \text{ m}$$

$$h_{ap} := h = 0.7 \text{ m}$$

$$\alpha_{ap} := 0$$

$$r := r_{in} + 0.5 \cdot h_{ap}$$

$$(6.44) \quad k_1 := 1 + 1.4 \cdot \tan(\alpha_{ap}) + \tan(\alpha_{ap})^2 = 1$$

$$(6.45) \quad k_2 := 0.35 - 8 \cdot \tan(\alpha_{ap}) = 0.35$$

$$(6.46) \quad k_3 := 0.6 + 8.3 \tan(\alpha_{ap}) - 7.8 \tan(\alpha_{ap})^2 = 0.6$$

$$(6.47) \quad k_4 := 0.6 \cdot \tan(\alpha_{ap})^2 = 0$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left( \frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \cdot \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \cdot \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^3 = 1.008$$

$$M_{ap.d} := 330 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{m.y.d} := k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{ap.d}}{b \cdot h_{ap}^2} = 13.573 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.y.d} = (3.061 \cdot 10^7) \text{ Pa}$$

$$t_{lam} := 45 \text{ mm}$$

$$\frac{r_{in}}{t_{lam}} = 726.667$$

$$k_r := 1.0$$

Fig 6.9 angir bare saltaksbjelke, krumme bjelker, saltaksbjelke med krum underside. Her er krumme bjelker det nærmeste angitt bue

$\frac{r_{in}}{t_{lam}} \geq 240$  fra 6.3.4 gir følgende for  $k_r$



$$(6.41) \quad \frac{\sigma_{m.y.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.443$$

Største stressspenning vinkelrett på fiberretning i topp punktet

$$(6.54) \quad \sigma_{t.90.d} := k_p \cdot \frac{6 M_{ap.d}}{b \cdot h_{ap}^2}$$

$$(6.57) \quad k_5 := 0.2 \cdot \tan(\alpha_{ap}) = 0$$

$$(6.58) \quad k_6 := 0.25 - 1.5 \cdot \tan(\alpha_{ap}) + 2.6 \cdot \tan(\alpha_{ap})^2 = 0.25$$

$$(6.59) \quad k_7 := 2.1 \cdot \tan(\alpha_{ap}) - 4 \cdot \tan(\alpha_{ap})^2 = 0$$

$$(6.56) \quad k_p := k_5 + k_6 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_7 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 = 0.005$$

$$\sigma_{t.90.d} := k_p \cdot \frac{6 M_{ap.d}}{b \cdot h_{ap}^2} = 0.071 \frac{N}{mm^2}$$

$$(6.50) \quad \sigma_{t.90.d} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}$$

$$(6.52) \quad k_{dis} := 1.4$$

Gjelder for saltaksbjelker og krumme bjelker, nærmeste tilnærmet en bue

$$(6.51) \quad k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)$$

for limtrte

$$V_0 := 0.01 \text{ m}^3$$

referanse volum

$$V_b := h \cdot b \cdot l = 7.56 \text{ m}^3$$

total volum bjelke

$$V := \frac{2 V_b}{3} = 5.04 \text{ m}^3$$

maks verdi for V

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.288$$

$$f_{t.90.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{t.90.g.k}}{\gamma_M} = 0.478 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_{t.90.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.37$$

Kombinert strekk vinkelrett  
og skjær

$$(6.53) \quad \frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 1.474$$

## Vedlegg 8.2 - Kapasitetskontroll av tverrgående limtrebjelker

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur

- Design of timber structures volume 1, Swedish Wood
- Limtreboka, Moelven
- Limtreboka - beregningseksempler, Moelven
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- NS-EN 1195-2:2004+NA:2010
- NS-EN 14080:2013+NA:2016

Tverrsnitt

$$b := 425 \text{ mm} \quad h := 650 \text{ mm} \quad A := b \cdot h = 0.276 \text{ m}^2$$

$$k_h := \min \left( \left( \frac{600}{h} \right)^{0.1}, 1.1 \right) \quad k_h := 1.1 \quad (3.2) \text{ NS-EN 1995-1-1, kan ikke benyttes}$$

Karakteristiske verdier GL30c - NS-EN 14080

$$f_{m.g.k} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Bending strength}$$

Densities

$$\rho_{g.k} := 390 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{t.0.g.k} := 19.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tensile strength}$$

$$\rho_{g.mean} := 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{t.90.g.k} := 0.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c.0.g.k} := 24.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Compression strength}$$

$$f_{c.90.g.k} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.g.k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Shear strength}$$

$$f_{r.g.k} := 1.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Rolling shear strength}$$

$$E_{0.g.mean} := 13000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Modulus of elasticity}$$

$$E_{0.g.05} := 10800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{90.g.mean} := 300 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{90.g.05} := 250 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{g.mean} := 650 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Shear-modulus}$$

$$G_{g.05} := 540 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{r.g.mean} := 65 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Rolling shear-modulus}$$

$$G_{r.g.05} := 54 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_M := 1.15 \quad k_{mod} := 1.1$$

## 2. Kapasitetskontroll [6 Bruddgrensetilstander]

### 2.1 Bruddgrense

#### 2.1.1 Strekk fiberretning - [6.1.2]

$$F_{t.0} := 4.828 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.276 \text{ m}^2$$

$$(6.1) \quad \sigma_{t.0.d} \leq f_{t.0.d}$$

$$\sigma_{t.0.d} := \frac{F_{t.0}}{A} = 0.017 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{t.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{t.0.g.k}}{\gamma_M} = 18.652 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} = 9.37 \cdot 10^{-4}$$

### 2.1.2 Trykk i fiberretning - [6.1.4]

$$F_{c.0} := 30.946 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.276 \text{ m}^2$$

$$(6.2) \quad \sigma_{c.0.d} \leq f_{c.0.d}$$

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{c.0}}{A} = 0.112 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.g.k}}{\gamma_M} = 23.435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} = 0.005$$

### 2.1.3 Trykk vinkelrett på fiberretning - [6.1.5]

$$F_{c.90} := 0 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.276 \text{ m}^2$$

$$(6.3) \quad \sigma_{c.90.d} \leq k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}$$

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{F_{c.90}}{A} = 0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$k_{c.90}$  for limtre, avhengig av  
 $l_1$  og  $2h$

$$f_{c.90.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.90.g.k}}{\gamma_M} = 2.391 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{f_{c.90.d}} = 0$$

### 2.1.4 Bøyning - [6.1.6]

$$(6.11-6.12) \quad \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1 \quad \text{og} \quad k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$W_y := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (2.993 \cdot 10^7) \text{ mm}^3 \quad W_z := \frac{1}{6} \cdot b^2 \cdot h = (1.957 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

$$M_y := 462.231 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_z := 17.233 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{m.y.d} := \frac{M_y}{W_y} = 15.445 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := \frac{M_z}{W_z} = 0.881 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.y.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.g.k}}{\gamma_M} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.z.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.g.k}}{\gamma_M} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_m := 0.7$$

rektangulært tversnitt

$$\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.56$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.407$$

### 2.1.5 Skjær - [6.1.7]

$$(6.13) \quad \tau_d \leq f_{v.d}$$

$$V := 480 \text{ kN}$$

$$k_{cr} := 0.8$$

fra retningsblad for limtre

$$(6.13a) \quad b_{ef} := k_{cr} \cdot b = 0.34 \text{ m}$$

$$\tau_d := 1.5 \cdot \frac{V}{b_{ef} \cdot h} = 3.258 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v.g.k}}{\gamma_M} = 3.348 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} = 0.973$$

## 2.1.6 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Ikke noe opptredene aksialt strekk

## 2.1.7 Kombinert bøyning og aksialt trykk - [6.2.4]

$$(6.19) \quad \left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$(6.20) \quad \left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$\left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.56$$

$$\left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.407$$

## 2.1.8 Torsjon - [6.1.8]

$$(6.14) \quad \tau_{tor.d} \leq k_{shape} \cdot f_{v.d}$$

$$(6.15) \quad k_{shape} := \min \left( 1.0 + 0.05 \cdot \frac{h}{b}, 1.3 \right) = 1.076$$

$$M_x := 13.115 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_y := \frac{M_x \cdot 3 \left( 1 + 0.6 \cdot \frac{b}{h} \right)}{h \cdot b^2} = 0.467 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{tor.d} := \tau_y = 0.467 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.d} := k_{shape} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{v.g.k}}{\gamma_M} = 3.604 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_{tor.d}}{f_{v.d}} = 0.129$$

## 2.2 Stabilitetskontroll

### Knekk lengder

Kapasitet stabilitet - [6.3.2]

$$i_y := \frac{1}{\sqrt{12}} \cdot h = 0.188 \text{ m}$$

$$i_z := \frac{1}{\sqrt{12}} \cdot b = 0.123 \text{ m}$$

$$l_{k,y} := 4 \text{ m}$$

$$l_{k,z} := 4 \text{ m}$$

$$\lambda_y := \frac{l_{k,y}}{i_y} = 21.318$$

$$\lambda_z := \frac{l_{k,z}}{i_z} = 32.603$$

put stiffeners at axis 3,5,6  
and 8, longest  $l_k$  is then  
8.16m is the longest span  
(between 3 to 5 and 6 to 8)

$$(6.21) \quad \lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.g.k}}{E_{0.g.05}}} = 0.323$$

$$(6.22) \quad \lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.g.k}}{E_{0.g.05}}} = 0.494$$

$$(6.23) \quad \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c,y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$(6.24) \quad \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c,z} \cdot f_{c.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$\beta_c := 0.1$$

limtre

$$(6.27) \quad k_y := 0.5 \left( 1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2 \right) = 0.553$$

$$(6.28) \quad k_z := 0.5 \left( 1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2 \right) = 0.632$$



$$(6.25) \quad k_{c.y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel.y}^2}} = 0.997$$

$$(6.26) \quad k_{c.z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel.z}^2}} = 0.975$$

$$M_y := 459 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_z := 133 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{m.y.d} := \frac{M_y}{W_y} = 15.337 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{m.z.d} := \frac{M_z}{W_z} = 6.797 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{c.0} := 30 \text{ kN} \quad \sigma_{c.0.d} := \frac{F_{c.0}}{A} = 0.109 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.705$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.z} \cdot f_{c.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.616$$

Vipping - [6.3.3]

$$(6.33) \quad \sigma_{m.d} \leq k_{crit} \cdot f_{m.d}$$

$$l_{ef} := l_{k.y} + 2 \cdot h = 5.3 \text{ m}$$

$$(6.32) \quad \sigma_{m.crit} := \frac{0.78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0.9.05} = 441.679 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$(6.30) \quad \lambda_{rel.m} := \sqrt{\frac{f_{m.g.k}}{\sigma_{m.crit}}} = 0.261$$

**OBS!**

since  $\lambda_{rel.m}$  is < then 0.75,  
then  $k_{crit}$  from (6.34)

$$k_{crit} := 1.0$$

$$\sigma_{m.d} := \sigma_{m.y.d} = 15.337 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.d} := f_{m.y.d} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.d} \cdot k_{crit} = 28.696 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d} \cdot k_{crit}} = 0.534$$

check that  $\sigma_{m.d}$  is less then  
 $f_{m.d}$

## Vedlegg 8.2(2) - Kapasitetskontroll av tverrgående limtrebjelker 450mm\*250mm

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur

- Design of timber structures volume 1, Swedish Wood
- Limtreboka, Moelven
- Limtreboka - beregningseksempler, Moelven
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- NS-EN 1195-2:2004+NA:2010
- NS-EN 14080:2013+NA:2016

Tverrsnitt

$$b := 250 \text{ mm} \quad h := 450 \text{ mm} \quad A := b \cdot h = 0.113 \text{ m}^2 \quad h_1 := 450$$

$$k_h := \min \left( \left( \frac{600}{h_1} \right)^{0.1}, 1.1 \right) = 1.029 \quad (3.2) \text{ NS-EN 1995-1-1}$$

Karakteristiske verdier GL30c - NS-EN 14080

$$f_{m.g.k} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Bending strength}$$

Densities

$$\rho_{g.k} := 390 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{t.0.g.k} := 19.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tensile strength}$$

$$\rho_{g.mean} := 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{t.90.g.k} := 0.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c.0.g.k} := 24.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Compression strength}$$

$$f_{c.90.g.k} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.g.k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Shear strength}$$

$$f_{r.g.k} := 1.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Rolling shear strength}$$

$$E_{0.g.mean} := 13000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Modulus of elasticity}$$

$$E_{0.g.05} := 10800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{90.g.mean} := 300 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{90.g.05} := 250 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{g.mean} := 650 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Shear-modulus}$$

$$G_{g.05} := 540 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{r.g.mean} := 65 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Rolling shear-modulus}$$

$$G_{r.g.05} := 54 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_M := 1.15 \quad k_{mod} := 1.1$$

## 2. Kapasitetskontroll [6 Bruddgrensetilstander]

### 2.1 Bruddgrense

#### 2.1.1 Strekk fiberretning - [6.1.2]

$$F_{t.0} := 4.828 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.113 \text{ m}^2$$

$$(6.1) \quad \sigma_{t.0.d} \leq f_{t.0.d}$$

$$\sigma_{t.0.d} := \frac{F_{t.0}}{A} = 0.043 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{t.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{t.0.g.k}}{\gamma_M} = 18.652 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} = 0.002$$

### 2.1.2 Trykk i fiberretning - [6.1.4]

$$F_{c.0} := 30.946 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.113 \text{ m}^2$$

$$(6.2) \quad \sigma_{c.0.d} \leq f_{c.0.d}$$

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{c.0}}{A} = 0.275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.g.k}}{\gamma_M} = 23.435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} = 0.012$$

### 2.1.3 Trykk vinkelrett på fiberretning - [6.1.5]

$$F_{c.90} := 0 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.113 \text{ m}^2$$

$$(6.3) \quad \sigma_{c.90.d} \leq k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}$$

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{F_{c.90}}{A} = 0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$k_{c.90}$  for limtre, avhengig av  
 $l_1$  og  $2h$

$$f_{c.90.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.90.g.k}}{\gamma_M} = 2.391 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{f_{c.90.d}} = 0$$

### 2.1.4 Bøyning - [6.1.6]

$$(6.11-6.12) \quad \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1 \quad \text{og} \quad k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$W_y := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (8.438 \cdot 10^6) \text{ mm}^3 \quad W_z := \frac{1}{6} \cdot b^2 \cdot h = (4.688 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$M_y := 462.231 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_z := 17.233 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{m.y.d} := \frac{M_y}{W_y} = 54.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := \frac{M_z}{W_z} = 3.676 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.y.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.g.k}}{\gamma_M} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.z.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.g.k}}{\gamma_M} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_m := 0.7$$

rektangulært tversnitt

$$\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 1.999$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 1.464$$

### 2.1.5 Skjær - [6.1.7]

$$(6.13) \quad \tau_d \leq f_{v.d}$$

$$V := 462.161 \text{ kN}$$

$$k_{cr} := 0.8$$

fra retningsblad for limtre

$$(6.13a) \quad b_{ef} := k_{cr} \cdot b = 0.2 \text{ m}$$

$$\tau_d := 1.5 \cdot \frac{V}{b_{ef} \cdot h} = 7.703 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v.g.k}}{\gamma_M} = 3.348 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} = 2.301$$

## 2.1.6 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Ikke noe opptredene aksialt strekk

## 2.1.7 Kombinert bøyning og aksialt trykk - [6.2.4]

$$(6.19) \quad \left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$(6.20) \quad \left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$\left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 1.999$$

$$\left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 1.465$$

## 2.1.8 Torsjon - [6.1.8]

$$(6.14) \quad \tau_{tor.d} \leq k_{shape} \cdot f_{v.d}$$

$$(6.15) \quad k_{shape} := \min \left( 1.0 + 0.05 \cdot \frac{h}{b}, 1.3 \right) = 1.09$$

$$M_x := 13.115 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_y := \frac{M_x \cdot 3 \left( 1 + 0.6 \cdot \frac{b}{h} \right)}{h \cdot b^2} = 1.865 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{tor.d} := \tau_y = 1.865 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.d} := k_{shape} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{v.g.k}}{\gamma_M} = 3.649 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_{tor.d}}{f_{v.d}} = 0.511$$

## 2.2 Stabilitetskontroll

### Knekk lengder

Kapasitet stabilitet - [6.3.2]

$$i_y := \frac{1}{\sqrt{12}} \cdot h = 0.13 \text{ m}$$

$$i_z := \frac{1}{\sqrt{12}} \cdot b = 0.072 \text{ m}$$

$$l_{k,y} := 4 \text{ m}$$

$$l_{k,z} := 4 \text{ m}$$

$$\lambda_y := \frac{l_{k,y}}{i_y} = 30.792$$

$$\lambda_z := \frac{l_{k,z}}{i_z} = 55.426$$

put stiffeners at axis 3,5,6  
and 8, longest  $l_k$  is then  
8.16m is the longest span  
(between 3 to 5 and 6 to 8)

$$(6.21) \quad \lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.g.k}}{E_{0.g.05}}} = 0.467$$

$$(6.22) \quad \lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.g.k}}{E_{0.g.05}}} = 0.84$$

$$(6.23) \quad \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c,y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$(6.24) \quad \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c,z} \cdot f_{c.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$\beta_c := 0.1$$

limtre

$$(6.27) \quad k_y := 0.5 \left( 1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2 \right) = 0.617$$

$$(6.28) \quad k_z := 0.5 \left( 1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2 \right) = 0.88$$



$$(6.25) \quad k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.979$$

$$(6.26) \quad k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.876$$

$$M_y := 369.8257 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_z := 30.5289 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{m,y,d} := \frac{M_y}{W_y} = 43.831 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{m,z,d} := \frac{M_z}{W_z} = 6.513 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{c,0} := 7125.484 \text{ kN} \quad \sigma_{c,0,d} := \frac{F_{c,0}}{A} = 63.338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 4.446$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 4.382$$

Vipping - [6.3.3]

$$(6.33) \quad \sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

$$l_{ef} := l_{k,y} + 2 \cdot h = 4.9 \text{ m}$$

$$(6.32) \quad \sigma_{m,crit} := \frac{0.78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0.9,05} = 238.776 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$(6.30) \quad \lambda_{rel,m} := \sqrt{\frac{f_{m,g,k}}{\sigma_{m,crit}}} = 0.354$$

**OBS!**

since  $\lambda_{rel,m}$  is < then 0.75,  
then  $k_{crit}$  from (6.34)

$$k_{crit} := 1.0$$

$$\sigma_{m,d} := \sigma_{m,y,d} = 43.831 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m,d} := f_{m,y,d} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.d} \cdot k_{crit} = 28.696 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d} \cdot k_{crit}} = 1.527$$

check that  $\sigma_{m.d}$  is less than  
 $f_{m.d}$

## Vedlegg 8.3 - Kapasitetskontroll av langsående limtrebjelker

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur

- Design of timber structures volume 1, Swedish Wood
- Limtreboka, Moelven
- Limtreboka - beregningseksempler, Moelven
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- NS-EN 1195-2:2004+NA:2010
- NS-EN 14080:2013+NA:2016

Tverrsnitt

$$b := 250 \text{ mm} \quad h := 450 \text{ mm} \quad A := b \cdot h = 0.113 \text{ m}^2$$

Karakteristiske verdier GL30c - NS-EN 14080

$$f_{m.g.k} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bending strength

Densities

$$\rho_{g.k} := 390 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{t.0.g.k} := 19.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tensile strength

$$\rho_{g.mean} := 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{t.90.g.k} := 0.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c.0.g.k} := 24.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Compression strength

$$f_{c.90.g.k} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.g.k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Shear strength

$$f_{r.g.k} := 1.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Rolling shear strength

$$E_{0.g.mean} := 13000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Modulus of elasticity

$$E_{0.g.05} := 10800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{90.g.mean} := 300 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{90.g.05} := 250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G_{g.mean} := 650 \frac{N}{mm^2}$$

Shear-modulus

$$G_{g.05} := 540 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{r.g.mean} := 65 \frac{N}{mm^2}$$

Rolling shear-modulus

$$G_{r.g.05} := 54 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_M := 1.15$$

$$k_{mod} := 1.1$$

## 2. Kapasitetskontroll [6 Bruddgrensetilstander]

### 2.1 Bruddgrense

#### 2.1.1 Strekk fiberretning - [6.1.2]

$$F_{t.0} := 397.644 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.113 \text{ m}^2$$

$$(6.1) \quad \sigma_{t.0.d} \leq f_{t.0.d}$$

$$\sigma_{t.0.d} := \frac{F_{t.0}}{A} = 3.535 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{t.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{t.0.g.k}}{\gamma_M} = 18.652 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} = 0.19$$

### 2.1.2 Trykk i fiberretning - [6.1.4]

$$F_{c.0} := 392.957 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.113 \text{ m}^2$$

$$(6.2) \quad \sigma_{c.0.d} \leq f_{c.0.d}$$

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{c.0}}{A} = 3.493 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.g.k}}{\gamma_M} = 23.435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} = 0.149$$

### 2.1.3 Trykk vinkelrett på fiberretning - [6.1.5]

$$F_{c.90} := 0 \text{ kN}$$

$$A := b \cdot h = 0.113 \text{ m}^2$$

$$(6.3) \quad \sigma_{c.90.d} \leq k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}$$

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{F_{c.90}}{A} = 0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$k_{c.90}$  for limtre, avhengig av  
 $l_1$  og  $2h$

$$f_{c.90.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.90.g.k}}{\gamma_M} = 2.391 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{f_{c.90.d}} = 0$$

### 2.1.4 Bøyning - [6.1.6]

$$(6.11-6.12) \quad \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1 \quad \text{og} \quad k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$W_y := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (8.438 \cdot 10^6) \text{ mm}^3 \quad W_z := \frac{1}{6} \cdot b^2 \cdot h = (4.688 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$M_y := 89.7312 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_z := 15.3201 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{m.y.d} := \frac{M_y}{W_y} = 10.635 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := \frac{M_z}{W_z} = 3.268 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.y.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.g.k}}{\gamma_M} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m.z.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.g.k}}{\gamma_M} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_m := 0.7$$

rektangulært tversnitt

$$\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.45$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.373$$

### 2.1.5 Skjær - [6.1.7]

$$(6.13) \quad \tau_d \leq f_{v.d}$$

$$V := 119.337 \text{ kN}$$

$$k_{cr} := 0.8$$

fra retningsblad for limtre

$$(6.13a) \quad b_{ef} := k_{cr} \cdot b = 0.2 \text{ m}$$

$$\tau_d := 1.5 \cdot \frac{V}{b_{ef} \cdot h} = 1.989 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v.g.k}}{\gamma_M} = 3.348 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} = 0.594$$

### 2.1.6 Kombinert bøyning og aksialt strekk [6.2.3]

$$F_{t.0.2} := 392.957 \text{ kN} \quad M_{y.2} := 89.7312 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{z.2} := 15.3201 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{t.0.d.2} := \frac{F_{t.0.2}}{A} = 3.493 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{m.y.d.2} := \frac{M_{y.2}}{W_y} = 10.635 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{m.z.d.2} := \frac{M_{z.2}}{W_z} = 3.268 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$(6.17) \quad \frac{\sigma_{t.0.d.2}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d.2}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d.2}}{f_{m.z.d}} = 0.638$$

$$(6.18) \quad \frac{\sigma_{t.0.d.2}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d.2}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d.2}}{f_{m.z.d}} = 0.561$$

### 2.1.7 Kombinert bøyning og aksialt trykk - [6.2.4]

$$(6.19) \quad \left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$(6.20) \quad \left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

$$\left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.473$$

$$\left( \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.396$$

### 2.1.8 Torsjon - [6.1.8]

$$(6.14) \quad \tau_{tor.d} \leq k_{shape} \cdot f_{v.d}$$

$$(6.15) \quad k_{shape} := \min\left(1.0 + 0.05 \cdot \frac{h}{b}, 1.3\right) = 1.09$$

$$M_x := 5.7471 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_y := \frac{M_x \cdot 3 \left(1 + 0.6 \cdot \frac{b}{h}\right)}{h \cdot b^2} = 0.817 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{tor.d} := \tau_y = 0.817 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.d} := k_{shape} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{v.g.k}}{\gamma_M} = 3.649 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_{tor.d}}{f_{v.d}} = 0.224$$



## Vedlegg 8.4 - Kapasitetskontroll av hengere

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur  
- NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

Valgt hengere med  $\varnothing 60 \text{ mm}$

$$\varnothing := 60 \text{ mm} \quad r := \frac{\varnothing}{2} = 0.03 \text{ m}$$

$$A := \pi \cdot r^2 = 0.003 \text{ m}^2$$

Data - S355

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{flytespenning}$$

$$f_{u.k} := 470 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{strekkfasthet, } t := \varnothing = 0.06 \text{ m} \\ \text{derfor mellom 40 og 80 mm} \\ \text{tabell 3.1}$$

$$\gamma_{M0} := 1.05 \quad \text{NA.6.1}$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Strekk - [6.2.3]

$$(6.5) \quad \frac{N_{Ed}}{N_{t.Rd}} \leq 1.0$$

$$(6.6) \quad N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 955.942 \text{ kN} \quad N_{t.Rd} := N_{pl.Rd}$$

$$N_{Ed} := 478.94 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.501$$

## Vedlegg 8.5.1.1 - Mekanisk forbindelse - stavdybler og innslissede plater - tverrgående limtrebjelke

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur, kildehenvising i rapport

- Design of timber structures volume 1-2, Swedish Wood
- Limtreboka, Moelven
- Limtreboka - beregningseksempler, Moelven
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- NS-EN 1195-2:2004+NA:2010
- NS-EN 14080:2013+NA:2016
- Dimensjonering av trekonstruksjoner, Kolbein Bell
- Mekaniske treforbindelser - dimensjonering

Dimensjonerende bæreevne - [2.4.3]

$$(2.17) \quad R_d := k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M}$$

$$\gamma_M := 1.3$$

tab NA.2.3 for forbindelser  
(utenom spikerplater)

Verdier GL30c

$$\rho_{g,k} := 390 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$h := 650 \text{ mm}$$

$$b := 425 \text{ mm}$$

$$\rho_k := \rho_{g,k} = 390 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{t,0,k} := 19.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Velger S355 for dybler og plater

$$d := 10 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_{plate} := 10 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_{plate}} = 1$$

Etter 8.2.3(1) er det en tykk  
stålplate om  $t_{plate} \geq 1.0 \cdot d$

Tverrbelastede stavdybler - [8.5.1+8.6]

$$d_{myrk} := 10$$

$$f_{u,k} := 510$$

$$(8.30) \quad M_{y,Rk,ub} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d_{myrk}^{2.6} = 6.091 \cdot 10^4$$

$$M_{y,Rk} := M_{y,Rk,ub} \cdot N \cdot \text{mm} = 60.91 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(8.33) \quad k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot \frac{d}{\text{mm}} = 1.5$$

$$(8.32) \quad f_{h.0.k} := 0.082 \cdot \left(1 - 0.01 \cdot \frac{d}{\text{mm}}\right) \cdot \frac{\rho_k}{\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)} = 28.782$$

$$\alpha := 90 \text{ deg}$$

Lasten fra henger virker 90 grader på fiberretningen

$$(8.31) \quad f_{h.\alpha.k} := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} = 19.188$$

$$f_{h.k} := f_{h.\alpha.k} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 19.188 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Avstander etter tabell 8.5

tv.sn=tvrrsnitt

$$\alpha := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{3.t} := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{3.c} := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{4.t} := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{4.c} := 270 \text{ deg}$$

$$a_1 := (3 + 2 \cdot |\cos(\alpha)|) \cdot d = 30 \text{ mm}$$

i fiberretning

$$a_2 := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

vinkelrett på fiberretning

$$a_{3.t} := \max(7 \cdot d, 80 \text{ mm}) = 80 \text{ mm}$$

belastet ende (opptrer ikke)

$$a_{3.c} := \max(|\sin(\alpha_{3.c})| \cdot d, 80 \cdot \text{mm}) = 80 \text{ mm}$$

ubelastet ende

$$a_{4.t} := \max((2 + 2 \cdot \sin(\alpha_{4.t})) \cdot d, 3 \cdot d) = 40 \text{ mm}$$

belastet kant (oppover i tv.sn)

$$a_{4.c} := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

ubelastet kant (nedover i tv.sn)

Kapasitet per skjærflate per forbinder

$$F_{ax.Rk} := 0$$

"Rope effect" også kalt  
taueffekt er lik 0% etter  
8.2.2(2)

$$f_{h.1.k} := f_{h.k} = 19.188 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.2.k} := f_{h.1.k} = 19.188 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$t_1 := 57.5 \text{ mm}$$

$$t_2 := 90 \text{ mm}$$

For en enkelsnittet tynn stålplate

$$(8.9)a \quad F_{v.Rk.a} := 0.4 \cdot f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 4.413 \text{ kN}$$

$$(8.9)b \quad F_{v.Rk.b} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.56 \text{ kN}$$

For en enkelsnittet tykk stålplate

$$(8.10)c \quad F_{v.Rk.c} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 11.033 \text{ kN}$$

$$(8.10)d \quad F_{v.Rk.d} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 6.002 \text{ kN}$$

$$(8.10)e \quad F_{v.Rk.e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.863 \text{ kN}$$

Tykk stålplate som sentral komponent i en dobbelsnittet forbindelse

$$t_1 := \frac{t_2}{2} = 45 \text{ mm}$$

$$(8.11)f \quad F_{v.Rk.f} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 8.635 \text{ kN}$$

$$(8.11)g \quad F_{v.Rk.g} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.36 \text{ kN}$$

$$(8.11)h \quad F_{v.Rk.h} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.863 \text{ kN}$$

Tynne stålplater som ytre komponenter i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.12)j \quad F_{v.Rk.j} := 0.5 \cdot f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 8.635 \text{ kN}$$

$$(8.12)k \quad F_{v.Rk.k} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.56 \text{ kN}$$

Tykke stålplater som de ytre komponenter i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.13)l \quad F_{v.Rk.l} := 0.5 \cdot f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 8.635 \text{ kN}$$

$$(8.13)m \quad F_{v.Rk.m} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.863 \text{ kN}$$

## Kapasitetskontroll

innerfelt, laveste kapasitet av bruddform for dobbeltsnittet  
fordbindelse

$$F_{v.Rk.i} := (\min(F_{v.Rk.l}, F_{v.Rk.m}, F_{v.Rk.h}, F_{v.Rk.g}, F_{v.Rk.f})) = 5.36 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.y} := \min(F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e}) = 6.002 \text{ kN}$$

ytterfelt, laveste kapasitet av  
bruddform for enkeltsnittet  
fordbindelse, må ha  
samvirke med innerfelt

$$F_{v.Rk.dybel} := 2 \cdot F_{v.Rk.y} + 6 \cdot F_{v.Rk.i} = 44.168 \text{ kN}$$

$$n := 5 \quad \text{antall bolter i raden}$$

$$(8.35) \quad n_{ef} := n = 5 \quad \text{antall effektive forbindere i  
rad for laster vinkelrett på  
fiberretningen}$$

$$(8.1) \quad F_{v.ef.Rk} := n_{ef} \cdot F_{v.Rk.dybel} = 220.839 \text{ kN}$$

$$k_{mod} := 1.1 \quad \text{kraft som gir opptredende  
verdier for aksiallast i henger  
er vind, øyeblikklast,}$$

$$F_{v.ef.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.ef.Rk}}{\gamma_M} = 186.864 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} := 478.94 \text{ kN} \quad \text{opptredende kraft}$$

$$F_{Ed.p} := \frac{F_{Ed}}{4} = 119.735 \text{ kN} \quad \text{kraft per plate, totalt fire  
plater}$$

$$F_{row.d} := \frac{F_{Ed.p}}{4} = 29.934 \text{ kN} \quad \text{kraft per rad med bolter}$$

$$\frac{F_{row.d}}{F_{v.ef.Rd}} = 0.16$$

## Blokkutring

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k})$$

$$A_{net.t} := L_{net.t} \cdot t$$

$$A_{net.v} := L_{net.v} \cdot t \quad \text{for bruddform c,f,j,l,k,m}$$

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{2} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef}) \quad \text{andre bruddformer}$$

$$l_{v.1} := 405 \text{ mm} \quad l_{v.6} := l_{v.1} = 405 \text{ mm}$$

$$l_{v.2} := 40 \text{ mm} \quad l_{v.3} := l_{v.2} = 40 \text{ mm} \quad l_{v.4} := l_{v.2} = 40 \text{ mm}$$

$$l_{v.5} := 40 \text{ mm} \quad l_{v.7} := l_{v.2} = 40 \text{ mm} \quad l_{v.8} := l_{v.2} = 40 \text{ mm}$$

$$l_{v.9} := 40 \text{ mm} \quad l_{v.10} := l_{v.2} = 40 \text{ mm}$$

$$L_{net.v} := l_{v.1} + l_{v.2} + l_{v.3} + l_{v.4} + l_{v.5} + l_{v.6} + l_{v.7} + l_{v.8} + l_{v.9} + l_{v.10} = (1.13 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{t.1} := 40 \text{ mm} \quad l_{t.2} := 40 \text{ mm} \quad l_{t.3} := 40 \text{ mm}$$

$$L_{net.t} := l_{t.1} + l_{t.2} + l_{t.3} = 120 \text{ mm}$$

$$t := b - (t_{plate} \cdot 4) = 385 \text{ mm}$$

$$t_1 := 57.5 \text{ mm}$$

$$t_{ef.a} := 0.4 \cdot t_1 = 23 \text{ mm} \quad \text{for bruddform a}$$

$$t_{ef.b} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 24.944 \text{ mm} \quad \text{for bruddform b}$$

$$t_{ef.e.h} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 35.634 \text{ mm} \quad \text{for bruddform e og h}$$

$$t_{ef.d.g} := t_1 \cdot \left( \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) \right) = 31.282 \text{ mm} \quad \text{for bruddform d og g}$$

$$t_{ef} := t_{ef.d.g} = 31.282 \text{ mm} \quad \text{d er valgt}$$

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{1} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef}) = 0.206 \text{ m}^2$$

$$A_{net.t} := L_{net.v} \cdot t = 0.435 \text{ m}^2$$

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k}) = (1.273 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F_{bs.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{bs.Rk}}{\gamma_M} = (1.077 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\frac{478.94 \text{ kN}}{F_{bs.Rd}} = 0.044$$

Forenklet hullkantfasthet stål

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.k.s} := 1.6 \cdot t_{plate} \cdot d \cdot f_y = 56.8 \text{ kN}$$

$$F_{v.k.s} := f_{h.k.s} \cdot 8 = 454.4 \text{ kN}$$

Total antall snitt er 8

$$\frac{F_{v.Rk.dybel}}{F_{v.k.s}} = 0.097$$

Tverrestrekkbrudd

Forbindeseskrefter som danner en vinkel med fiberretningen

$$(8.2) \quad F_{v.Ed} \leq F_{90.Rd}$$

$$(8.5) \quad w := 1.0$$

for andre forbindere enn  
spikerplater

$$h_e := \frac{(h - 40 \text{ mm})}{\text{mm}} = 610$$

$$b := \frac{b}{\text{mm}} = 425 \quad h := \frac{h}{\text{mm}} = 650$$

$$(8.4) \quad F_{90.Rk} := 14 \cdot b \cdot w \cdot \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} = 5.924 \cdot 10^5 \quad \text{splittingskapasitet for bartrevirke}$$

$$F_{90.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{90.Rk}}{\gamma_M} \cdot N = 501.254 \text{ kN}$$

$$F_{v.Ed} := F_{Ed} = 478.94 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{90.Rd}} = 0.955$$

## Vedlegg 8.5.1.1(2) - Mekanisk forbindelse - stavdybler og innslissede plater - tverrgående limtrebjelke (annen bruddform)

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur, kildehenvising i rapport

- Design of timber structures volume 1-2, Swedish Wood
- Limtreboka, Moelven
- Limtreboka - beregningseksempler, Moelven
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- NS-EN 1195-2:2004+NA:2010
- NS-EN 14080:2013+NA:2016
- Dimensjonering av trekonstruksjoner, Kolbein Bell
- Mekaniske treforbindelser - dimensjonering

Dimensjonerende bæreevne - [2.4.3]

$$(2.17) \quad R_d := k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M}$$

$$\gamma_M := 1.3$$

tab NA.2.3 for forbindelser  
(utenom spikerplater)

Verdier GL30c

$$\rho_{g,k} := 390 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad h := 650 \text{ mm} \quad b := 425 \text{ mm}$$

$$\rho_k := \rho_{g,k} = 390 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad f_{t,0,k} := 19.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{v,k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Velger S355 for dybler og plater

$$d := 10 \text{ mm} \quad f_{u,k} := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad t_{plate} := 10 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_{plate}} = 1$$

Etter 8.2.3(1) er det en tykk  
stålplate om  $t_{plate} \geq 1.0 \cdot d$

Tverrbelastede stavdybler - [8.5.1+8.6]

$$d_{myrk} := 10 \quad f_{u,k} := 510$$

$$(8.30) \quad M_{y,Rk,ub} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d_{myrk}^{2.6} = 6.091 \cdot 10^4$$

$$M_{y,Rk} := M_{y,Rk,ub} \cdot N \cdot \text{mm} = 60.91 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(8.33) \quad k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot \frac{d}{\text{mm}} = 1.5$$



$$(8.32) \quad f_{h.0.k} := 0.082 \cdot \left(1 - 0.01 \cdot \frac{d}{\text{mm}}\right) \cdot \frac{\rho_k}{\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)} = 28.782$$

$$\alpha := 90 \text{ deg}$$

Lasten fra henger virker 90 grader på fiberretningen

$$(8.31) \quad f_{h.\alpha.k} := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} = 19.188$$

$$f_{h.k} := f_{h.\alpha.k} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 19.188 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Avstander etter tabell 8.5

tv.sn=tvverrsnitt

$$\alpha := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{3.t} := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{3.c} := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{4.t} := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{4.c} := 270 \text{ deg}$$

$$a_1 := (3 + 2 \cdot |\cos(\alpha)|) \cdot d = 30 \text{ mm}$$

i fiberretning

$$a_2 := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

vinkelrett på fiberretning

$$a_{3.t} := \max(7 \cdot d, 80 \text{ mm}) = 80 \text{ mm}$$

belastet ende (opptrer ikke)

$$a_{3.c} := \max(|\sin(\alpha_{3.c})| \cdot d, 80 \cdot \text{mm}) = 80 \text{ mm}$$

ubelastet ende

$$a_{4.t} := \max((2 + 2 \cdot \sin(\alpha_{4.t})) \cdot d, 3 \cdot d) = 40 \text{ mm}$$

belastet kant (oppover i tv.sn)

$$a_{4.c} := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

ubelastet kant (nedover i tv.sn)

Kapasitet per skjærflate per forbinder

$$F_{ax.Rk} := 0$$

"Rope effect" også kalt  
taueffekt er lik 0% etter  
8.2.2(2)

$$f_{h.1.k} := f_{h.k} = 19.188 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.2.k} := f_{h.1.k} = 19.188 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$t_1 := 57.5 \text{ mm}$$

$$t_2 := 90 \text{ mm}$$

$$t_e := 0.4 \cdot t_2 = 36 \text{ mm}$$

$$t_1 := \min(t_1, t_e) = 0.036 \text{ m}$$

For en enkelsnittet tynn stålplate

$$(8.9)a \quad F_{v.Rk.a} := 0.4 \cdot f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 2.763 \text{ kN}$$

$$(8.9)b \quad F_{v.Rk.b} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.56 \text{ kN}$$

For en enkelsnittet tykk stålplate

$$(8.10)c \quad F_{v.Rk.c} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 6.908 \text{ kN}$$

$$(8.10)d \quad F_{v.Rk.d} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.016 \text{ kN}$$

$$(8.10)e \quad F_{v.Rk.e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.863 \text{ kN}$$

Tykk stålplate som sentral komponent i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.11)f \quad F_{v.Rk.f} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 6.908 \text{ kN}$$

$$(8.11)g \quad F_{v.Rk.g} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.016 \text{ kN}$$

$$(8.11)h \quad F_{v.Rk.h} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.863 \text{ kN}$$

Tynne stålplater som ytre komponent i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.12)j \quad F_{v.Rk.j} := 0.5 \cdot f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 8.635 \text{ kN}$$

$$(8.12)k \quad F_{v.Rk.k} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.56 \text{ kN}$$

Tykke stålplater som de ytre komponenter i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.13)l \quad F_{v.Rk.l} := 0.5 \cdot f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 8.635 \text{ kN}$$

$$(8.13)m \quad F_{v.Rk.m} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.863 \text{ kN}$$

## Kapasitetskontroll

innerfelt, laveste kapasitet av bruddform for dobbeltsnittet  
fordbindelse

$$F_{v.Rk.i} := (\min(F_{v.Rk.l}, F_{v.Rk.m}, F_{v.Rk.h})) = 7.863 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.y} := \min(F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e}) = 5.016 \text{ kN}$$

ytterfelt, laveste kapasitet av  
bruddform for enkeltsnittet  
fordbindelse, må ha  
samvirke med innerfelt

$$F_{v.Rk.dybel} := 2 \cdot F_{v.Rk.y} + 6 \cdot F_{v.Rk.i} = 57.211 \text{ kN}$$

$$n := 5 \quad \text{antall bolter i raden}$$

$$(8.35) \quad n_{ef} := n = 5 \quad \text{antall effektive forbindere i  
rad for laster vinkelrett på  
fiberretningen}$$

$$(8.1) \quad F_{v.ef.Rk} := n_{ef} \cdot F_{v.Rk.dybel} = 286.053 \text{ kN}$$

$$k_{mod} := 1.1 \quad \text{kraft som gir opptredende  
verdier for aksiallast i henger  
er vind, øyeblikkløst,}$$

$$F_{v.ef.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.ef.Rk}}{\gamma_M} = 242.045 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} := 478.94 \text{ kN} \quad \text{opptredende kraft}$$

$$F_{Ed.p} := \frac{F_{Ed}}{4} = 119.735 \text{ kN} \quad \text{kraft per plate, totalt fire  
plater}$$

$$F_{row.d} := \frac{F_{Ed.p}}{4} = 29.934 \text{ kN} \quad \text{kraft per rad med bolter}$$

$$\frac{F_{row.d}}{F_{v.ef.Rd}} = 0.124$$

## Blokkutrivning

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k})$$

$$A_{net.t} := L_{net.t} \cdot t$$

$$A_{net.v} := L_{net.v} \cdot t \quad \text{for bruddform c,f,j,l,k,m}$$

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{1} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef}) \quad \text{andre bruddformer}$$

$$l_{v.1} := 405 \text{ mm} \quad l_{v.6} := l_{v.1} = 405 \text{ mm}$$

$$l_{v.2} := 40 \text{ mm} \quad l_{v.3} := l_{v.2} = 40 \text{ mm} \quad l_{v.4} := l_{v.2} = 40 \text{ mm}$$

$$l_{v.5} := 40 \text{ mm} \quad l_{v.7} := l_{v.2} = 40 \text{ mm} \quad l_{v.8} := l_{v.2} = 40 \text{ mm}$$

$$l_{v.9} := 40 \text{ mm} \quad l_{v.10} := l_{v.2} = 40 \text{ mm}$$

$$L_{net.v} := l_{v.1} + l_{v.2} + l_{v.3} + l_{v.4} + l_{v.5} + l_{v.6} + l_{v.7} + l_{v.8} + l_{v.9} + l_{v.10} = (1.13 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{t.1} := 40 \text{ mm} \quad l_{t.2} := 40 \text{ mm} \quad l_{t.3} := 40 \text{ mm}$$

$$L_{net.t} := l_{t.1} + l_{t.2} + l_{t.3} = 120 \text{ mm}$$

$$t := b - (t_{plate} \cdot 4) = 385 \text{ mm}$$

$$t_1 := 57.5 \text{ mm}$$

$$t_{ef.a} := 0.4 \cdot t_1 = 23 \text{ mm} \quad \text{for bruddform a}$$

$$t_{ef.b} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 24.944 \text{ mm} \quad \text{for bruddform b}$$

$$t_{ef.e.h} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 35.634 \text{ mm} \quad \text{for bruddform e og h}$$

$$t_{ef.d.g} := t_1 \cdot \left( \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) \right) = 31.282 \text{ mm} \quad \text{for bruddform d og g}$$

$$t_{ef} := t_{ef.d.g} = 31.282 \text{ mm} \quad \text{d er valgt}$$

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{1} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef}) = 0.206 \text{ m}^2$$

$$A_{net.t} := L_{net.v} \cdot t = 0.435 \text{ m}^2$$

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k}) = (1.273 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F_{bs.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{bs.Rk}}{\gamma_M} = (1.077 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\frac{478.94 \text{ kN}}{F_{bs.Rd}} = 0.044$$

Forenklet hullkantfasthet stål

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.k.s} := 1.6 \cdot t_{plate} \cdot d \cdot f_y = 56.8 \text{ kN}$$

$$F_{v.k.s} := f_{h.k.s} \cdot 8 = 454.4 \text{ kN}$$

Total antall snitt er 8

$$\frac{F_{v.Rk.dybel}}{F_{v.k.s}} = 0.126$$

Tverrestrekkbrudd

Forbindeseskrefter som danner en vinkel med fiberretningen

$$(8.2) \quad F_{v.Ed} \leq F_{90.Rd}$$

$$(8.5) \quad w := 1.0$$

for andre forbindere enn  
spikerplater

$$h_e := \frac{(h - 40 \text{ mm})}{\text{mm}} = 610$$

$$b := \frac{b}{\text{mm}} = 425 \quad h := \frac{h}{\text{mm}} = 650$$

$$(8.4) \quad F_{90.Rk} := 14 \cdot b \cdot w \cdot \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} = 5.924 \cdot 10^5 \quad \text{splittingskapasitet for bartrevirke}$$

$$F_{90.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{90.Rk}}{\gamma_M} \cdot N = 501.254 \text{ kN}$$

$$F_{v.Ed} := F_{Ed} = 478.94 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{90.Rd}} = 0.955$$

## Vedlegg 8.5.1.2 - Mekanisk forbindelse - stavdybler og innslissede plater - bue

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur, kildehenvising i rapport

- Design of timber structures volume 1-2, Swedish Wood
- Limtreboka, Moelven
- Limtreboka - beregningseksempler, Moelven
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- NS-EN 1195-2:2004+NA:2010
- NS-EN 14080:2013+NA:2016
- Dimensjonering av trekonstruksjoner, Kolbein Bell
- Mekaniske treforbindelser - dimensjonering

Dimensjonerende bæreevne - [2.4.3]

$$(2.17) \quad R_d := k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M}$$

$$\gamma_M := 1.3$$

tab NA.2.3 for forbindelser  
(utenom spikerplater)

Verdier GL32h

$$\rho_{g,k} := 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$h := 1025 \text{ mm} \quad b := 500 \text{ mm}$$

$$\rho_k := \rho_{g,k} = 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{t,0,k} := 25.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Velger S355 for dybler og plater

$$d := 10 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_{plate} := 10 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_{plate}} = 1$$

Etter 8.2.3(1) er det en tykk  
stålplate om  $t_{plate} \geq 1.0 \cdot d$

Tverrbelastede stavdybler - [8.5.1+8.6]

$$d_{myrk} := 10$$

$$f_{u,k} := 510$$

$$(8.30) \quad M_{y,Rk,ub} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d_{myrk}^{2.6} = 6.091 \cdot 10^4$$

$$M_{y,Rk} := M_{y,Rk,ub} \cdot \text{N} \cdot \text{mm} = 60.91 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(8.33) \quad k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot \frac{d}{\text{mm}} = 1.5$$

$$(8.32) \quad f_{h.0.k} := 0.082 \cdot \left(1 - 0.01 \cdot \frac{d}{\text{mm}}\right) \cdot \frac{\rho_k}{\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)} = 32.472$$

$$\alpha := 90 \text{ deg}$$

Lasten fra henger virker 90 grader på fiberretningen

$$(8.31) \quad f_{h.\alpha.k} := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} = 21.648$$

$$f_{h.k} := f_{h.\alpha.k} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 21.648 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Avstander etter tabell 8.5

tv.sn=tvverrsnitt

$$\alpha := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{3.t} := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{3.c} := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{4.t} := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{4.c} := 270 \text{ deg}$$

$$a_1 := (3 + 2 \cdot |\cos(\alpha)|) \cdot d = 30 \text{ mm}$$

i fiberretning

$$a_2 := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

vinkelrett på fiberretning

$$a_{3.t} := \max(7 \cdot d, 80 \text{ mm}) = 80 \text{ mm}$$

belastet ende (evig i bue)

$$a_{3.c} := \max(|\sin(\alpha_{3.c})| \cdot d, 80 \cdot \text{mm}) = 80 \text{ mm}$$

ubelastet ende (evig i bue)

$$a_{4.t} := \max((2 + 2 \cdot \sin(\alpha_{4.t})) \cdot d, 3 \cdot d) = 40 \text{ mm}$$

belastet kant (nedover i tv.sn)

$$a_{4.c} := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

ubelastet kant (oppover i tv.sn)

Kapasitet per skjærflate per forbinder

$$F_{ax.Rk} := 0$$

"Rope effect" også kalt  
taueffekt er lik 0% etter  
8.2.2(2)

$$f_{h.1.k} := f_{h.k} = 21.648 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.2.k} := f_{h.1.k} = 21.648 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$t_1 := 95 \text{ mm}$$

$$t_2 := 90 \text{ mm}$$

For en enkelsnittet tynn ståplate

$$(8.9)a \quad F_{v.Rk.a} := 0.4 \cdot f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 8.226 \text{ kN}$$

$$(8.9)b \quad F_{v.Rk.b} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.906 \text{ kN}$$

For en enkelsnittet tykk ståplate

$$(8.10)c \quad F_{v.Rk.c} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 20.566 \text{ kN}$$

$$(8.10)d \quad F_{v.Rk.d} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 9.412 \text{ kN}$$

$$(8.10)e \quad F_{v.Rk.e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 8.352 \text{ kN}$$

Tykk ståplate som sentral komponent i en dobbelsnittet forbindelse

$$t_1 := \frac{t_2}{2} = 45 \text{ mm}$$

$$(8.11)f \quad F_{v.Rk.f} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 9.742 \text{ kN}$$

$$(8.11)g \quad F_{v.Rk.g} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.832 \text{ kN}$$

$$(8.11)h \quad F_{v.Rk.h} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 8.352 \text{ kN}$$

Tynne sålplater som ytre komponent i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.12)j \quad F_{v.Rk.j} := 0.5 \cdot f_{h.1.k} \cdot t_2 \cdot d = 9.742 \text{ kN}$$

$$(8.12)k \quad F_{v.Rk.k} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.906 \text{ kN}$$

Tykke ståplater som de ytre komponenter i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.13)l \quad F_{v.Rk.l} := 0.5 \cdot f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 9.742 \text{ kN}$$

$$(8.13)m \quad F_{v.Rk.m} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 8.352 \text{ kN}$$



## Kapasitetskontroll

innerfelt, laveste kapasitet av bruddform for dobbeltsnittet  
fordbindelse

$$F_{v.Rk.i} := (\min(F_{v.Rk.l}, F_{v.Rk.m}, F_{v.Rk.h}, F_{v.Rk.g}, F_{v.Rk.f})) = 5.832 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.y} := \min(F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e}) = 8.352 \text{ kN}$$

ytterfelt, laveste kapasitet av  
bruddform for enkelttsnittet  
fordbindelse, må ha  
samvirke med innerfelt

$$F_{v.Rk.dybel} := 2 \cdot F_{v.Rk.y} + 6 \cdot F_{v.Rk.i} = 51.696 \text{ kN}$$

$$n := 5 \quad \text{antall bolter i raden}$$

$$(8.35) \quad n_{ef} := n = 5 \quad \text{antall effektive forbindere i  
rad for laster vinkelrett på  
fiberretningen}$$

$$(8.1) \quad F_{v.ef.Rk} := n_{ef} \cdot F_{v.Rk.dybel} = 258.482 \text{ kN}$$

$$k_{mod} := 1.1 \quad \text{kraft som gir opptredende  
verdier for aksiallast i henger  
er vind, øyeblikklast,}$$

$$F_{v.ef.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.ef.Rk}}{\gamma_M} = 218.716 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} := 478.94 \text{ kN} \quad \text{opptredende kraft}$$

$$F_{Ed.p} := \frac{F_{Ed}}{4} = 119.735 \text{ kN} \quad \text{kraft per plate, totalt fire  
plater}$$

$$F_{row.d} := \frac{F_{Ed.p}}{4} = 29.934 \text{ kN} \quad \text{kraft per rad med bolter}$$

$$\frac{F_{row.d}}{F_{v.ef.Rd}} = 0.137$$

## Blokkutrivning

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k})$$

$$A_{net.t} := L_{net.t} \cdot t$$

$$A_{net.v} := L_{net.v} \cdot t$$

for bruddform c,f,j,l,k,m

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{1} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef})$$

andre bruddformer

$$l_{v.1} := 739.4 \text{ mm} \quad l_{v.6} := 711.428 \text{ mm}$$

$$l_{v.2} := 40 \text{ mm} \quad l_{v.3} := l_{v.2} = 40 \text{ mm} \quad l_{v.4} := l_{v.2} = 40 \text{ mm}$$

$$l_{v.5} := 40 \text{ mm} \quad l_{v.7} := l_{v.2} = 40 \text{ mm} \quad l_{v.8} := l_{v.2} = 40 \text{ mm}$$

$$l_{v.9} := 40 \text{ mm} \quad l_{v.10} := l_{v.2} = 40 \text{ mm}$$

$$L_{net.v} := l_{v.1} + l_{v.2} + l_{v.3} + l_{v.4} + l_{v.5} + l_{v.6} + l_{v.7} + l_{v.8} + l_{v.9} + l_{v.10} = (1.771 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{t.1} := 40 \text{ mm} \quad l_{t.2} := 40 \text{ mm} \quad l_{t.3} := 40 \text{ mm}$$

$$L_{net.t} := l_{t.1} + l_{t.2} + l_{t.3} = 120 \text{ mm}$$

$$t := b - (t_{plate} \cdot 4) = 460 \text{ mm}$$

$$t_1 := 95 \text{ mm}$$

$$t_{ef.a} := 0.4 \cdot t_1 = 38 \text{ mm}$$

for bruddform a

$$t_{ef.b} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 23.484 \text{ mm}$$

for bruddform b

$$t_{ef.e.h} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 33.548 \text{ mm}$$

for bruddform e og h

$$t_{ef.d.g} := t_1 \cdot \left( \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) \right) = 43.476 \text{ mm} \quad \text{for bruddform d og g}$$

$$t_{ef} := 0$$

$$t_{ef} := t_{ef.e.h} = 33.548 \text{ mm}$$

e er valgt

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{1} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef}) = 0.331 \text{ m}^2$$

$$A_{net.t} := L_{net.v} \cdot t = 0.815 \text{ m}^2$$

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k}) = (3.128 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F_{bs.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{bs.Rk}}{\gamma_M} = (2.647 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$\frac{478.94 \text{ kN}}{F_{bs.Rd}} = 0.018$$

Forenklet hullkantfasthet stål

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.k.s} := 1.6 \cdot t_{plate} \cdot d \cdot f_y = 56.8 \text{ kN}$$

$$F_{v.k.s} := f_{h.k.s} \cdot 8 = 454.4 \text{ kN}$$

Total antall snitt er 8

$$\frac{F_{v.Rk.dybel}}{F_{v.k.s}} = 0.114$$

Tverstrekkbrudd

Forbindeseskrefter som danner en vinkel med fiberretningen

$$(8.2) \quad F_{v.Ed} \leq F_{90.Rd}$$

$$(8.5) \quad w := 1.0$$

for andre forbindere enn  
spikerplater

$$h_e := \frac{(h - 120 \text{ mm})}{\text{mm}} = 905$$

$$b := \frac{b}{\text{mm}} = 500 \quad h := \frac{h}{\text{mm}} = 1.025 \cdot 10^3$$

$$(8.4) \quad F_{90.Rk} := 14 \cdot b \cdot w \cdot \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} = 6.155 \cdot 10^5 \text{ splittingskapasitet for bartrevirke}$$

$$F_{90.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{90.Rk}}{\gamma_M} \cdot N = 520.766 \text{ kN}$$

$$F_{v.Ed} := F_{Ed} = 478.94 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{90.Rd}} = 0.92$$

## Vedlegg 8.5.1.2(2) - Mekanisk forbindelse - stavdybler og innslissede plater - bue (annen bruddform)

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur, kildehenvising i rapport

- Design of timber structures volume 1-2, Swedish Wood
- Limtreboka, Moelven
- Limtreboka - beregningseksempler, Moelven
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- NS-EN 1195-2:2004+NA:2010
- NS-EN 14080:2013+NA:2016
- Dimensjonering av trekonstruksjoner, Kolbein Bell
- Mekaniske treforbindelser - dimensjonering

Dimensjonerende bæreevne - [2.4.3]

$$(2.17) \quad R_d := k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M}$$

$$\gamma_M := 1.3$$

tab NA.2.3 for forbindelser  
(utenom spikerplater)

Verdier GL32h

$$\rho_{g,k} := 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$h := 1025 \text{ mm} \quad b := 500 \text{ mm}$$

$$\rho_k := \rho_{g,k} = 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{t,0,k} := 25.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Velger S355 for dybler og plater

$$d := 10 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_{plate} := 10 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_{plate}} = 1$$

Etter 8.2.3(1) er det en tykk  
stålplate om  $t_{plate} \geq 1.0 \cdot d$

Tverrbelastede stavdybler - [8.5.1+8.6]

$$d_{myrk} := 10$$

$$f_{u,k} := 510$$

$$(8.30) \quad M_{y,Rk,ub} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d_{myrk}^{2.6} = 6.091 \cdot 10^4$$

$$M_{y,Rk} := M_{y,Rk,ub} \cdot N \cdot \text{mm} = 60.91 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(8.33) \quad k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot \frac{d}{\text{mm}} = 1.5$$

$$(8.32) \quad f_{h.0.k} := 0.082 \cdot \left( 1 - 0.01 \cdot \frac{d}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{\rho_k}{\left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)} = 32.472$$

$$\alpha := 90 \text{ deg}$$

Lasten fra henger virker 90 grader på fiberretningen

$$(8.31) \quad f_{h.\alpha.k} := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} = 21.648$$

$$f_{h.k} := f_{h.\alpha.k} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 21.648 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Avstander etter tabell 8.5

tv.sn=tvverrsnitt

$$\alpha := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{3,t} := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{3,c} := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{4,t} := 90 \text{ deg} \quad \alpha_{4,c} := 270 \text{ deg}$$

$$a_1 := (3 + 2 \cdot |\cos(\alpha)|) \cdot d = 30 \text{ mm}$$

i fiberretning

$$a_2 := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

vinkelrett på fiberretning

$$a_{3,t} := \max(7 \cdot d, 80 \text{ mm}) = 80 \text{ mm}$$

belastet ende (evig i bue)

$$a_{3,c} := \max(|\sin(\alpha_{3,c})| \cdot d, 80 \cdot \text{mm}) = 80 \text{ mm}$$

ubelastet ende (evig i bue)

$$a_{4,t} := \max((2 + 2 \cdot \sin(\alpha_{4,t})) \cdot d, 3 \cdot d) = 40 \text{ mm}$$

belastet kant (nedover i tv.sn)

$$a_{4,c} := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

ubelastet kant (oppover i tv.sn)

Kapasitet per skjærflate per forbinder

$$F_{ax.Rk} := 0$$

"Rope effect" også kalt  
taueffekt er lik 0% etter  
8.2.2(2)

$$f_{h.1.k} := f_{h.k} = 21.648 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.2.k} := f_{h.1.k} = 21.648 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$t_1 := 95 \text{ mm}$$

$$t_2 := 90 \text{ mm}$$

$$t_e := 0.4 \cdot t_2 = 36 \text{ mm}$$

$$t_1 := \min(t_1, t_e) = 36 \text{ mm}$$

For en enkelsnittet tynn ståplate

$$(8.9)a \quad F_{v.Rk.a} := 0.4 \cdot f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 3.117 \text{ kN}$$

$$(8.9)b \quad F_{v.Rk.b} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.906 \text{ kN}$$

For en enkeltstnittet tykk ståplate

$$(8.10)c \quad F_{v.Rk.c} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 7.793 \text{ kN}$$

$$(8.10)d \quad F_{v.Rk.d} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.406 \text{ kN}$$

$$(8.10)e \quad F_{v.Rk.e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 8.352 \text{ kN}$$

Tykk ståplate som sentral komponent i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.11)f \quad F_{v.Rk.f} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 7.793 \text{ kN}$$

$$(8.11)g \quad F_{v.Rk.g} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.406 \text{ kN}$$

$$(8.11)h \quad F_{v.Rk.h} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 8.352 \text{ kN}$$

Tynne ståplater som ytre komponent i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.12)j \quad F_{v.Rk.j} := 0.5 \cdot f_{h.1.k} \cdot t_2 \cdot d = 9.742 \text{ kN}$$

$$(8.12)k \quad F_{v.Rk.k} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.906 \text{ kN}$$

Tykke ståplater som de ytre komponenter i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.13)l \quad F_{v.Rk.l} := 0.5 \cdot f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 9.742 \text{ kN}$$

$$(8.13)m \quad F_{v.Rk.m} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 8.352 \text{ kN}$$

## Kapasitetskontroll

innerfelt, laveste kapasitet av bruddform for dobbeltsnittet  
fordbindelse

$$F_{v.Rk.i} := (\min(F_{v.Rk.l}, F_{v.Rk.m}, F_{v.Rk.h})) = 8.352 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.y} := \min(F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e}) = 5.406 \text{ kN}$$

ytterfelt, laveste kapasitet av  
bruddform for enkeltsnittet  
fordbindelse, må ha  
samvirke med innerfelt

$$F_{v.Rk.dybel} := 2 \cdot F_{v.Rk.y} + 6 \cdot F_{v.Rk.i} = 60.923 \text{ kN}$$

$$n := 5 \quad \text{antall bolter i raden}$$

$$(8.35) \quad n_{ef} := n = 5 \quad \text{antall effektive forbindere i  
rad for laster vinkelrett på  
fiberretningen}$$

$$(8.1) \quad F_{v.ef.Rk} := n_{ef} \cdot F_{v.Rk.dybel} = 304.613 \text{ kN}$$

$$k_{mod} := 1.1 \quad \text{kraft som gir opptredende  
verdier for aksiallast i henger  
er vind, øyeblikklast,}$$

$$F_{v.ef.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.ef.Rk}}{\gamma_M} = 257.749 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} := 478.94 \text{ kN} \quad \text{opptredende kraft}$$

$$F_{Ed.p} := \frac{F_{Ed}}{4} = 119.735 \text{ kN} \quad \text{kraft per plate, totalt fire  
plater}$$

$$F_{row.d} := \frac{F_{Ed.p}}{4} = 29.934 \text{ kN} \quad \text{kraft per rad med bolter}$$

$$\frac{F_{row.d}}{F_{v.ef.Rd}} = 0.116$$

## Blokkutrivning

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k})$$

$$A_{net.t} := L_{net.t} \cdot t$$

$$A_{net.v} := L_{net.v} \cdot t$$

for bruddform c,f,j,l,k,m

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{1} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef})$$

andre bruddformer

$$l_{v.1} := 739.4 \text{ mm} \quad l_{v.6} := 711.428 \text{ mm}$$

$$l_{v.2} := 40 \text{ mm} \quad l_{v.3} := l_{v.2} = 40 \text{ mm} \quad l_{v.4} := l_{v.2} = 40 \text{ mm}$$

$$l_{v.5} := 40 \text{ mm} \quad l_{v.7} := l_{v.2} = 40 \text{ mm} \quad l_{v.8} := l_{v.2} = 40 \text{ mm}$$

$$l_{v.9} := 40 \text{ mm} \quad l_{v.10} := l_{v.2} = 40 \text{ mm}$$

$$L_{net.v} := l_{v.1} + l_{v.2} + l_{v.3} + l_{v.4} + l_{v.5} + l_{v.6} + l_{v.7} + l_{v.8} + l_{v.9} + l_{v.10} = (1.771 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{t.1} := 40 \text{ mm} \quad l_{t.2} := 40 \text{ mm} \quad l_{t.3} := 40 \text{ mm}$$

$$L_{net.t} := l_{t.1} + l_{t.2} + l_{t.3} = 120 \text{ mm}$$

$$t := b - (t_{plate} \cdot 4) = 460 \text{ mm}$$

$$t_1 := 95 \text{ mm}$$

$$t_{ef.a} := 0.4 \cdot t_1 = 38 \text{ mm}$$

for bruddform a

$$t_{ef.b} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 23.484 \text{ mm}$$

for bruddform b

$$t_{ef.e.h} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 33.548 \text{ mm}$$

for bruddform e og h

$$t_{ef.d.g} := t_1 \cdot \left( \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) \right) = 43.476 \text{ mm} \quad \text{for bruddform d og g}$$

$$t_{ef} := 0$$

$$t_{ef} := t_{ef.e.h} = 33.548 \text{ mm}$$

e er valgt

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{1} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef}) = 0.331 \text{ m}^2$$



$$A_{net.t} := L_{net.v} \cdot t = 0.815 \text{ m}^2$$

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k}) = (3.128 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F_{bs.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{bs.Rk}}{\gamma_M} = (2.647 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$\frac{478.94 \text{ kN}}{F_{bs.Rd}} = 0.018$$

Forenklet hullkantfasthet stål

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.k.s} := 1.6 \cdot t_{plate} \cdot d \cdot f_y = 56.8 \text{ kN}$$

$$F_{v.k.s} := f_{h.k.s} \cdot 8 = 454.4 \text{ kN}$$

Total antall snitt er 8

$$\frac{F_{v.Rk.dybel}}{F_{v.k.s}} = 0.134$$

Tverrestrekkbrudd

Forbindeseskrefter som danner en vinkel med fiberretningen

$$(8.2) \quad F_{v.Ed} \leq F_{90.Rd}$$

$$(8.5) \quad w := 1.0 \quad \text{for andre forbindere enn spikerplater}$$

$$h_e := \frac{(h - 120 \text{ mm})}{\text{mm}} = 905 \quad b := \frac{b}{\text{mm}} = 500 \quad h := \frac{h}{\text{mm}} = 1.025 \cdot 10^3$$

$$(8.4) \quad F_{90.Rk} := 14 \cdot b \cdot w \cdot \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} = 6.155 \cdot 10^5 \quad \text{splittingskapasitet for bartrevirke}$$

$$F_{90.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{90.Rk}}{\gamma_M} \cdot N = 520.766 \text{ kN}$$

$$F_{v.Ed} := F_{Ed} = 478.94 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{90.Rd}} = 0.92$$



## Vedlegg 8.5.2 - Mekanisk forbindelse - toppledd innslisset

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur, kildehenvising i rapport

- Design of timber structures volume 1-2, Swedish Wood
- Limtreboka, Moelven
- Limtreboka - beregningseksempler, Moelven
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- NS-EN 1195-2:2004+NA:2010
- NS-EN 14080:2013+NA:2016
- Dimensjonering av trekonstruksjoner, Kolbein Bell
- Mekaniske treforbindelser - dimensjonering

Dimensjonerende bæreevne - [2.4.3]

$$(2.17) \quad R_d := k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M}$$

$$\gamma_M := 1.3$$

tab NA.2.3 for forbindelser  
(utenom spikerplater)

Verdier GL32h

$$\rho_{g,k} := 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$h := 1025 \text{ mm} \quad b := 500 \text{ mm}$$

$$\rho_k := \rho_{g,k} = 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{t,0,k} := 25.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Velger S355 for dybler og plater

$$d := 10 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_{plate} := 10 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_{plate}} = 1$$

Etter 8.2.3(1) er det en tykk  
stålplate om  $t_{plate} \geq 1.0 \cdot d$

Tverrbelastede stavdybler - [8.5.1+8.6]

$$d_{myrk} := 10$$

$$f_{u,k} := 510$$

$$(8.30) \quad M_{y,Rk,ub} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d_{myrk}^{2.6} = 6.091 \cdot 10^4$$

$$M_{y,Rk} := M_{y,Rk,ub} \cdot \text{N} \cdot \text{mm} = 60.91 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(8.33) \quad k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot \frac{d}{\text{mm}} = 1.5$$

$$(8.32) \quad f_{h.0.k} := 0.082 \cdot \left( 1 - 0.01 \cdot \frac{d}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{\rho_k}{\left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)} = 32.472$$

$$\alpha := 0 \text{ deg}$$

Lasten fra henger virker 90 grader på fiberretningen

$$(8.31) \quad f_{h.\alpha.k} := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} = 32.472$$

$$f_{h.k} := f_{h.\alpha.k} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 32.472 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Avstander etter tabell 8.5

tv.sn=tverrsnitt

$$\alpha := 0 \text{ deg}$$

$$\alpha_{3.t} := 0 \text{ deg}$$

$$\alpha_{3.c} := 90 \text{ deg}$$

$$\alpha_{4.t} := 0 \text{ deg}$$

$$\alpha_{4.c} := 360 \text{ deg}$$

$$a_1 := (3 + 2 \cdot |\cos(\alpha)|) \cdot d = 50 \text{ mm}$$

i fiberretning

$$a_2 := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

vinkelrett på fiberretning

$$a_{3.t} := \max(7 \cdot d, 80 \text{ mm}) = 80 \text{ mm}$$

belastet ende

$$a_{3.c} := \max(|\sin(\alpha_{3.c})| \cdot d, 80 \cdot \text{mm}) = 80 \text{ mm}$$

ubelastet ende (evig i bue)

$$a_{4.t} := \max((2 + 2 \cdot \sin(\alpha_{4.t})) \cdot d, 3 \cdot d) = 30 \text{ mm}$$

belastet kant (ikke belastet kant)

$$a_{4.c} := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

ubelastet kant

Kapasitet per skjærflate per forbinder

$$F_{ax.Rk} := 0$$

"Rope effect" også kalt  
taueffekt er lik 0% etter  
8.2.2(2)

$$f_{h.1.k} := f_{h.k} = 32.472 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.2.k} := f_{h.1.k} = 32.472 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$t_1 := 85 \text{ mm}$$

$$t_2 := 70 \text{ mm}$$

For en enkelsnittet tynn ståplate

$$(8.9)a \quad F_{v.Rk.a} := 0.4 \cdot f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 11.04 \text{ kN}$$

$$(8.9)b \quad F_{v.Rk.b} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.233 \text{ kN}$$

For en enkeltsnittet tykk ståplate

$$(8.10)c \quad F_{v.Rk.c} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 27.601 \text{ kN}$$

$$(8.10)d \quad F_{v.Rk.d} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 12.433 \text{ kN}$$

$$(8.10)e \quad F_{v.Rk.e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 10.229 \text{ kN}$$

Tykk ståplate som sentral komponent i en dobbelsnittet forbindelse

$$t_1 := \frac{t_2}{2} = 35 \text{ mm}$$

$$(8.11)f \quad F_{v.Rk.f} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 11.365 \text{ kN}$$

$$(8.11)g \quad F_{v.Rk.g} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.005 \text{ kN}$$

$$(8.11)h \quad F_{v.Rk.h} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 10.229 \text{ kN}$$

Tynne ståplater som ytre komponent i en dobbeltsnittet forbindelse

$$(8.12)j \quad F_{v.Rk.j} := 0.5 \cdot f_{h.1.k} \cdot t_2 \cdot d = 11.365 \text{ kN}$$

$$(8.12)k \quad F_{v.Rk.k} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.233 \text{ kN}$$

Tykke ståplater som de ytre komponenter i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.13)l \quad F_{v.Rk.l} := 0.5 \cdot f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 11.365 \text{ kN}$$

$$(8.13)m \quad F_{v.Rk.m} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 10.229 \text{ kN}$$

## Kapasitetskontroll

innerfelt, laveste kapasitet av bruddform for dobbeltsnittet  
fordbindelse

$$F_{v.Rk.i} := \left( \min \left( F_{v.Rk.l}, F_{v.Rk.m}, F_{v.Rk.h}, F_{v.Rk.g}, F_{v.Rk.f} \right) \right) = 7.005 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.y} := \min \left( F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e} \right) = 10.229 \text{ kN}$$

ytterfelt, laveste kapasitet av  
bruddform for enkeltsnittet  
fordbindelse, må ha  
samvirke med innerfelt

$$F_{v.Rk.dybel} := 2 \cdot F_{v.Rk.y} + 8 \cdot F_{v.Rk.i} = 76.495 \text{ kN}$$

$$n := 6$$

antall bolter i raden

$$(8.34) \quad n_{ef} := \min \left( n, n^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right) = 3.95$$

antall effektive forbindere i  
rad for laster vinkelrett på  
fiberretningen

$$(8.1) \quad F_{v.ef.Rk} := n_{ef} \cdot F_{v.Rk.dybel} = 302.152 \text{ kN}$$

$$k_{mod} := 1.1$$

kraft som gir opptredende  
verdier for aksiallast i henger  
er vind, øyeblikklast,

$$F_{v.ef.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.ef.Rk}}{\gamma_M} = 255.667 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} := 6230 \text{ kN}$$

opptredende kraft

$$F_{Ed.p} := \frac{F_{Ed}}{5} = (1.246 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

kraft per plate, totalt fire  
plater

$$F_{row.d} := \frac{F_{Ed.p}}{7} = 178 \text{ kN}$$

kraft per rad med bolter

$$\frac{F_{row.d}}{F_{v.ef.Rd}} = 0.696$$

## Blokkutring

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k})$$

$$A_{net.t} := L_{net.t} \cdot t$$

$$A_{net.v} := L_{net.v} \cdot t$$

for bruddform c,f,j,l,k,m

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{1} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef})$$

andre bruddformer

$$l_{v.1} := 95 \text{ mm}$$

$$l_{v.2} := 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.3} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.4} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.5} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.6} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.7} := 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.8} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.9} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.10} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.11} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.12} := l_{v.1} = 95 \text{ mm}$$

$$L_{net.v} := l_{v.1} + l_{v.2} + l_{v.3} + l_{v.4} + l_{v.5} + l_{v.6} + l_{v.7} + l_{v.8} + l_{v.9} + l_{v.10} + l_{v.11} + l_{v.12} = 890 \text{ mm}$$

$$l_{t.1} := 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.2} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.3} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.4} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.5} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.6} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$L_{net.t} := l_{t.1} + l_{t.2} + l_{t.3} + l_{t.4} + l_{t.5} + l_{t.6} = 300 \text{ mm}$$

$$t := b - (t_{plate} \cdot 5) = 450 \text{ mm}$$

$$t_1 := 85 \text{ mm}$$

$$t_{ef.a} := 0.4 \cdot t_1 = 34 \text{ mm}$$

for bruddform a

$$t_{ef.b} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 19.174 \text{ mm}$$

for bruddform b

$$t_{ef.e.h} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 27.392 \text{ mm}$$

for bruddform e og h

$$t_{ef.d.g} := t_1 \cdot \left( \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) \right) = 38.29 \text{ mm}$$

for bruddform d og g

$$t_{ef} := 0$$

$$t_{ef} := t_{ef.e.h} = 27.392 \text{ mm}$$

e er valgt

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{1} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef}) = 0.316 \text{ m}^2$$

$$A_{net.t} := L_{net.v} \cdot t = 0.401 \text{ m}^2$$

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k}) = (1.538 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F_{bs.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{bs.Rk}}{\gamma_M} = (1.301 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\frac{6230 \text{ kN}}{F_{bs.Rd}} = 0.479$$

Forenklet hullkantfasthet stål

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.k.s} := 1.6 \cdot t_{plate} \cdot d \cdot f_y = 56.8 \text{ kN}$$

$$F_{v.k.s} := f_{h.k.s} \cdot 10 = 568 \text{ kN}$$

Total antall snitt er 8

$$\frac{F_{v.Rk.dybel}}{F_{v.k.s}} = 0.135$$



## Vedlegg 8.5.2(2) - Mekanisk forbindelse - Toppledd innslisset (annen bruddform)

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur, kildehenvising i rapport

- Design of timber structures volume 1-2, Swedish Wood
- Limtreboka, Moelven
- Limtreboka - beregningseksempler, Moelven
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- NS-EN 1195-2:2004+NA:2010
- NS-EN 14080:2013+NA:2016
- Dimensjonering av trekonstruksjoner, Kolbein Bell
- Mekaniske treforbindelser - dimensjonering

Dimensjonerende bæreevne - [2.4.3]

$$(2.17) \quad R_d := k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M}$$

$$\gamma_M := 1.3$$

tab NA.2.3 for forbindelser  
(utenom spikerplater)

Verdier GL32h

$$\rho_{g,k} := 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$h := 1025 \text{ mm} \quad b := 500 \text{ mm}$$

$$\rho_k := \rho_{g,k} = 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{t,0,k} := 25.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Velger S355 for dybler og plater

$$d := 10 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_{plate} := 10 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_{plate}} = 1$$

Etter 8.2.3(1) er det en tykk  
stålplate om  $t_{plate} \geq 1.0 \cdot d$

Tverrbelastede stavdybler - [8.5.1+8.6]

$$d_{myrk} := 10$$

$$f_{u,k} := 510$$

$$(8.30) \quad M_{y,Rk,ub} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d_{myrk}^{2.6} = 6.091 \cdot 10^4$$

$$M_{y,Rk} := M_{y,Rk,ub} \cdot N \cdot \text{mm} = 60.91 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(8.33) \quad k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot \frac{d}{\text{mm}} = 1.5$$

$$(8.32) \quad f_{h.0.k} := 0.082 \cdot \left( 1 - 0.01 \cdot \frac{d}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{\rho_k}{\left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)} = 32.472$$

$$\alpha := 0 \text{ deg}$$

Lasten fra henger virker 90 grader på fiberretningen

$$(8.31) \quad f_{h.\alpha.k} := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} = 32.472$$

$$f_{h.k} := f_{h.\alpha.k} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 32.472 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Avstander etter tabell 8.5

tv.sn=tvverrsnitt

$$\alpha := 0 \text{ deg}$$

$$\alpha_{3.t} := 0 \text{ deg}$$

$$\alpha_{3.c} := 90 \text{ deg}$$

$$\alpha_{4.t} := 0 \text{ deg}$$

$$\alpha_{4.c} := 360 \text{ deg}$$

$$a_1 := (3 + 2 \cdot |\cos(\alpha)|) \cdot d = 50 \text{ mm}$$

i fiberretning

$$a_2 := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

vinkelrett på fiberretning

$$a_{3.t} := \max(7 \cdot d, 80 \text{ mm}) = 80 \text{ mm}$$

belastet ende

$$a_{3.c} := \max(|\sin(\alpha_{3.c})| \cdot d, 80 \cdot \text{mm}) = 80 \text{ mm}$$

ubelastet ende (evig i bue)

$$a_{4.t} := \max((2 + 2 \cdot \sin(\alpha_{4.t})) \cdot d, 3 \cdot d) = 30 \text{ mm}$$

belastet kant (ikke belastet kant)

$$a_{4.c} := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

ubelastet kant

Kapasitet per skjærflate per forbinder

$$F_{ax.Rk} := 0$$

"Rope effect" også kalt taueffekt er lik 0% etter 8.2.2(2)

$$f_{h.1.k} := f_{h.k} = 32.472 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.2.k} := f_{h.1.k} = 32.472 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$t_1 := 85 \text{ mm}$$

$$t_2 := 70 \text{ mm}$$

For en enkelsnittet tynn ståplate

$$(8.9)a \quad F_{v.Rk.a} := 0.4 \cdot f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 11.04 \text{ kN}$$

$$(8.9)b \quad F_{v.Rk.b} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.233 \text{ kN}$$

For en enkeltstnittet tykk ståplate

$$(8.10)c \quad F_{v.Rk.c} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 27.601 \text{ kN}$$

$$(8.10)d \quad F_{v.Rk.d} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 12.433 \text{ kN}$$

$$(8.10)e \quad F_{v.Rk.e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 10.229 \text{ kN}$$

Tykk ståplate som sentral komponent i en dobbelsnittet forbindelse

$$t_1 := \frac{t_2}{2} = 35 \text{ mm}$$

$$(8.11)f \quad F_{v.Rk.f} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 11.365 \text{ kN}$$

$$(8.11)g \quad F_{v.Rk.g} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.005 \text{ kN}$$

$$(8.11)h \quad F_{v.Rk.h} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 10.229 \text{ kN}$$

Tynne ståplater som ytre komponenter i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.12)j \quad F_{v.Rk.j} := 0.5 \cdot f_{h.1.k} \cdot t_2 \cdot d = 11.365 \text{ kN}$$

$$(8.12)k \quad F_{v.Rk.k} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.233 \text{ kN}$$

Tykke ståplater som de ytre komponenter i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.13)l \quad F_{v.Rk.l} := 0.5 \cdot f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 11.365 \text{ kN}$$

$$(8.13)m \quad F_{v.Rk.m} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 10.229 \text{ kN}$$

## Kapasitetskontroll

innerfelt, laveste kapasitet av bruddform for dobbeltsnittet  
fordbindelse

$$F_{v.Rk.i} := \left( \min(F_{v.Rk.l}, F_{v.Rk.m}, F_{v.Rk.h}) \right) = 10.229 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.y} := \min(F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e}) = 10.229 \text{ kN}$$

ytterfelt, laveste kapasitet av  
bruddform for enkeltsnittet  
fordbindelse, må ha  
samvirke med innerfelt

$$F_{v.Rk.dybel} := 2 \cdot F_{v.Rk.y} + 8 \cdot F_{v.Rk.i} = 102.289 \text{ kN}$$

$$n := 6$$

antall bolter i raden

$$(8.34) \quad n_{ef} := \min \left( n, n^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right) = 3.95$$

antall effektive forbindere i  
rad for laster vinkelrett på  
fiberretningen

$$(8.1) \quad F_{v.ef.Rk} := n_{ef} \cdot F_{v.Rk.dybel} = 404.037 \text{ kN}$$

$$k_{mod} := 1.1$$

kraft som gir opptredende  
verdier for aksiallast i henger  
er vind, øyeblikklast,

$$F_{v.ef.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.ef.Rk}}{\gamma_M} = 341.877 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} := 6230 \text{ kN}$$

opptredende kraft

$$F_{Ed.p} := \frac{F_{Ed}}{5} = (1.246 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

kraft per plate, totalt fire  
plater

$$F_{row.d} := \frac{F_{Ed.p}}{7} = 178 \text{ kN}$$

kraft per rad med bolter

$$\frac{F_{row.d}}{F_{v.ef.Rd}} = 0.521$$

## Blokkutrivning

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k})$$

$$A_{net.t} := L_{net.t} \cdot t$$

$$A_{net.v} := L_{net.v} \cdot t$$

for bruddform c,f,j,l,k,m

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{1} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef})$$

andre bruddformer

$$l_{v.1} := 95 \text{ mm}$$

$$l_{v.2} := 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.3} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.4} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.5} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.6} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.7} := 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.8} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.9} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.10} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.11} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.12} := l_{v.1} = 95 \text{ mm}$$

$$L_{net.v} := l_{v.1} + l_{v.2} + l_{v.3} + l_{v.4} + l_{v.5} + l_{v.6} + l_{v.7} + l_{v.8} + l_{v.9} + l_{v.10} + l_{v.11} + l_{v.12} = 890 \text{ mm}$$

$$l_{t.1} := 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.2} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.3} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.4} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.5} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.6} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$L_{net.t} := l_{t.1} + l_{t.2} + l_{t.3} + l_{t.4} + l_{t.5} + l_{t.6} = 300 \text{ mm}$$

$$t := b - (t_{plate} \cdot 5) = 450 \text{ mm}$$

$$t_1 := 85 \text{ mm}$$

$$t_{ef.a} := 0.4 \cdot t_1 = 34 \text{ mm}$$

for bruddform a

$$t_{ef.b} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 19.174 \text{ mm}$$

for bruddform b

$$t_{ef.e.h} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 27.392 \text{ mm}$$

for bruddform e og h

$$t_{ef.d.g} := t_1 \cdot \left( \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) \right) = 38.29 \text{ mm}$$

for bruddform d og g

$$t_{ef} := 0$$

$$t_{ef} := t_{ef.e.h} = 27.392 \text{ mm}$$

e er valgt

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{1} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef}) = 0.316 \text{ m}^2$$

$$A_{net.t} := L_{net.v} \cdot t = 0.401 \text{ m}^2$$

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k}) = (1.538 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F_{bs.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{bs.Rk}}{\gamma_M} = (1.301 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\frac{6230 \text{ kN}}{F_{bs.Rd}} = 0.479$$

Forenklet hullkantfasthet stål

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.k.s} := 1.6 \cdot t_{plate} \cdot d \cdot f_y = 56.8 \text{ kN}$$

$$F_{v.k.s} := f_{h.k.s} \cdot 10 = 568 \text{ kN}$$

Total antall snitt er 8

$$\frac{F_{v.Rk.dybel}}{F_{v.k.s}} = 0.18$$

## Vedlegg 8.5.3 - Mekanisk forbindelse - opplager innslisset

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur, kildehenvising i rapport

- Design of timber structures volume 1-2, Swedish Wood
- Limtreboka, Moelven
- Limtreboka - beregningseksempler, Moelven
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- NS-EN 1195-2:2004+NA:2010
- NS-EN 14080:2013+NA:2016
- Dimensjonering av trekonstruksjoner, Kolbein Bell
- Mekaniske treforbindelser - dimensjonering

Dimensjonerende bæreevne - [2.4.3]

$$(2.17) \quad R_d := k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M}$$

$$\gamma_M := 1.3$$

tab NA.2.3 for forbindelser  
(utenom spikerplater)

Verdier GL32h

$$\rho_{g,k} := 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$h := 1025 \text{ mm} \quad b := 500 \text{ mm}$$

$$\rho_k := \rho_{g,k} = 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{t,0,k} := 25.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Velger S355 for dybler og plater

$$d := 10 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_{plate} := 10 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_{plate}} = 1$$

Etter 8.2.3(1) er det en tykk  
stålplate om  $t_{plate} \geq 1.0 \cdot d$

Tverrbelastede stavdybler - [8.5.1+8.6]

$$d_{myrk} := 10$$

$$f_{u,k} := 510$$

$$(8.30) \quad M_{y,Rk,ub} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d_{myrk}^{2.6} = 6.091 \cdot 10^4$$

$$M_{y,Rk} := M_{y,Rk,ub} \cdot N \cdot \text{mm} = 60.91 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(8.33) \quad k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot \frac{d}{\text{mm}} = 1.5$$

$$(8.32) \quad f_{h.0.k} := 0.082 \cdot \left( 1 - 0.01 \cdot \frac{d}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{\rho_k}{\left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)} = 32.472$$

$$\alpha := 0 \text{ deg}$$

Lasten fra henger virker 90 grader på fiberretningen

$$(8.31) \quad f_{h.\alpha.k} := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} = 32.472$$

$$f_{h.k} := f_{h.\alpha.k} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 32.472 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Avstander etter tabell 8.5

tv.sn=tverrsnitt

$$\alpha := 0 \text{ deg}$$

$$\alpha_{3.t} := 0 \text{ deg}$$

$$\alpha_{3.c} := 90 \text{ deg}$$

$$\alpha_{4.t} := 0 \text{ deg}$$

$$\alpha_{4.c} := 360 \text{ deg}$$

$$a_1 := (3 + 2 \cdot |\cos(\alpha)|) \cdot d = 50 \text{ mm}$$

i fiberretning

$$a_2 := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

vinkelrett på fiberretning

$$a_{3.t} := \max(7 \cdot d, 80 \text{ mm}) = 80 \text{ mm}$$

belastet ende

$$a_{3.c} := \max(|\sin(\alpha_{3.c})| \cdot d, 80 \cdot \text{mm}) = 80 \text{ mm}$$

ubelastet ende (evig i bue)

$$a_{4.t} := \max((2 + 2 \cdot \sin(\alpha_{4.t})) \cdot d, 3 \cdot d) = 30 \text{ mm}$$

belastet kant (ikke belastet kant)

$$a_{4.c} := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

ubelastet kant

Kapasitet per skjærflate per forbinder

$$F_{ax.Rk} := 0$$

"Rope effect" også kalt  
taueffekt er lik 0% etter  
8.2.2(2)

$$f_{h.1.k} := f_{h.k} = 32.472 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.2.k} := f_{h.1.k} = 32.472 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$t_1 := 85 \text{ mm}$$

$$t_2 := 70 \text{ mm}$$



For en enkelsnittet tynn ståplate

$$(8.9)a \quad F_{v.Rk.a} := 0.4 \cdot f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 11.04 \text{ kN}$$

$$(8.9)b \quad F_{v.Rk.b} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.233 \text{ kN}$$

For en enkeltsnittet tykk ståplate

$$(8.10)c \quad F_{v.Rk.c} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 27.601 \text{ kN}$$

$$(8.10)d \quad F_{v.Rk.d} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)} - 1} \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 12.433 \text{ kN}$$

$$(8.10)e \quad F_{v.Rk.e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 10.229 \text{ kN}$$

Tykk ståplate som sentral komponent i en dobbelsnittet forbindelse

$$t_1 := \frac{t_2}{2} = 35 \text{ mm}$$

$$(8.11)f \quad F_{v.Rk.f} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 11.365 \text{ kN}$$

$$(8.11)g \quad F_{v.Rk.g} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot (t_1^2)} - 1} \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.005 \text{ kN}$$

$$(8.11)h \quad F_{v.Rk.h} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 10.229 \text{ kN}$$

Tynne ståplater som ytre komponent i en dobbeltsnittet forbindelse

$$(8.12)j \quad F_{v.Rk.j} := 0.5 \cdot f_{h.1.k} \cdot t_2 \cdot d = 11.365 \text{ kN}$$

$$(8.12)k \quad F_{v.Rk.k} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.233 \text{ kN}$$

Tykke ståplater som de ytre komponenter i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.13)l \quad F_{v.Rk.l} := 0.5 \cdot f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 11.365 \text{ kN}$$

$$(8.13)m \quad F_{v.Rk.m} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 10.229 \text{ kN}$$

## Kapasitetskontroll

innerfelt, laveste kapasitet av bruddform for dobbeltsnittet  
fordbindelse

$$F_{v.Rk.i} := \left( \min \left( F_{v.Rk.l}, F_{v.Rk.m}, F_{v.Rk.h}, F_{v.Rk.g}, F_{v.Rk.f} \right) \right) = 7.005 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.y} := \min \left( F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e} \right) = 10.229 \text{ kN}$$

ytterfelt, laveste kapasitet av  
bruddform for enkeltsnittet  
fordbindelse, må ha  
samvirke med innerfelt

$$F_{v.Rk.dybel} := 2 \cdot F_{v.Rk.y} + 8 \cdot F_{v.Rk.i} = 76.495 \text{ kN}$$

$$n := 6$$

antall bolter i raden

$$(8.34) \quad n_{ef} := \min \left( n, n^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right) = 3.95$$

antall effektive forbindere i  
rad for laster vinkelrett på  
fiberretningen

$$(8.1) \quad F_{v.ef.Rk} := n_{ef} \cdot F_{v.Rk.dybel} = 302.152 \text{ kN}$$

$$k_{mod} := 1.1$$

kraft som gir opptredende  
verdier for aksiallast i henger  
er vind, øyeblikklast,

$$F_{v.ef.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.ef.Rk}}{\gamma_M} = 255.667 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} := 7215 \text{ kN}$$

opptredende kraft

$$F_{Ed.p} := \frac{F_{Ed}}{5} = (1.443 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

kraft per plate, totalt fire  
plater

$$F_{row.d} := \frac{F_{Ed.p}}{7} = 206.143 \text{ kN}$$

kraft per rad med bolter

$$\frac{F_{row.d}}{F_{v.ef.Rd}} = 0.806$$

## Blokkutring

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k})$$

$$A_{net.t} := L_{net.t} \cdot t$$

$$A_{net.v} := L_{net.v} \cdot t$$

for bruddform c,f,j/l,k,m

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{1} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef})$$

andre bruddformer

$$l_{v.1} := 95 \text{ mm}$$

$$l_{v.2} := 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.3} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.4} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.5} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.6} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.7} := 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.8} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.9} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.10} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.11} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.12} := l_{v.1} = 95 \text{ mm}$$

$$L_{net.v} := l_{v.1} + l_{v.2} + l_{v.3} + l_{v.4} + l_{v.5} + l_{v.6} + l_{v.7} + l_{v.8} + l_{v.9} + l_{v.10} + l_{v.11} + l_{v.12} = 890 \text{ mm}$$

$$l_{t.1} := 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.2} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.3} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.4} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.5} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.6} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$L_{net.t} := l_{t.1} + l_{t.2} + l_{t.3} + l_{t.4} + l_{t.5} + l_{t.6} = 300 \text{ mm}$$

$$t := b - (t_{plate} \cdot 5) = 450 \text{ mm}$$

$$t_1 := 85 \text{ mm}$$

$$t_{ef.a} := 0.4 \cdot t_1 = 34 \text{ mm}$$

for bruddform a

$$t_{ef.b} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 19.174 \text{ mm}$$

for bruddform b

$$t_{ef.e.h} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 27.392 \text{ mm}$$

for bruddform e og h

$$t_{ef.d.g} := t_1 \cdot \left( \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) \right) = 38.29 \text{ mm}$$

for bruddform d og g

$$t_{ef} := 0$$

$$t_{ef} := t_{ef.e.h} = 27.392 \text{ mm}$$

e er valgt

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{2} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef}) = 0.158 \text{ m}^2$$

$$A_{net.t} := L_{net.v} \cdot t = 0.401 \text{ m}^2$$

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k}) = (1.538 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F_{bs.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{bs.Rk}}{\gamma_M} = (1.301 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\frac{7215 \text{ kN}}{F_{bs.Rd}} = 0.554$$

Forenklet hullkantfasthet stål

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.k.s} := 1.6 \cdot t_{plate} \cdot d \cdot f_y = 56.8 \text{ kN}$$

$$F_{v.k.s} := f_{h.k.s} \cdot 10 = 568 \text{ kN}$$

Total antall snitt er 8

$$\frac{F_{v.Rk.dybel}}{F_{v.k.s}} = 0.135$$

## Vedlegg 8.5.3(2) - Mekanisk forbindelse - opplager innslisset (annen bruddform)

Dimensjonering gjort i vedlegget baserer seg på følgende litteratur, kildehenvising i rapport

- Design of timber structures volume 1-2, Swedish Wood
- Limtreboka, Moelven
- Limtreboka - beregningseksempler, Moelven
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010
- NS-EN 1195-2:2004+NA:2010
- NS-EN 14080:2013+NA:2016
- Dimensjonering av trekonstruksjoner, Kolbein Bell
- Mekaniske treforbindelser - dimensjonering

Dimensjonerende bæreevne - [2.4.3]

$$(2.17) \quad R_d := k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M}$$

$$\gamma_M := 1.3$$

tab NA.2.3 for forbindelser  
(utenom spikerplater)

Verdier GL32h

$$\rho_{g,k} := 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$h := 1025 \text{ mm} \quad b := 500 \text{ mm}$$

$$\rho_k := \rho_{g,k} = 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{t,0,k} := 25.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Velger S355 for dybler og plater

$$d := 10 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_{plate} := 10 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_{plate}} = 1$$

Etter 8.2.3(1) er det en tykk  
stålplate om  $t_{plate} \geq 1.0 \cdot d$

Tverrbelastede stavdybler - [8.5.1+8.6]

$$d_{myrk} := 10$$

$$f_{u,k} := 510$$

$$(8.30) \quad M_{y,Rk,ub} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d_{myrk}^{2.6} = 6.091 \cdot 10^4$$

$$M_{y,Rk} := M_{y,Rk,ub} \cdot N \cdot \text{mm} = 60.91 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(8.33) \quad k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot \frac{d}{\text{mm}} = 1.5$$

$$(8.32) \quad f_{h.0.k} := 0.082 \cdot \left( 1 - 0.01 \cdot \frac{d}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{\rho_k}{\left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)} = 32.472$$

$$\alpha := 0 \text{ deg}$$

Lasten fra henger virker 90 grader på fiberretningen

$$(8.31) \quad f_{h.\alpha.k} := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} = 32.472$$

$$f_{h.k} := f_{h.\alpha.k} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 32.472 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Avstander etter tabell 8.5

tv.sn=tverrsnitt

$$\alpha := 0 \text{ deg}$$

$$\alpha_{3.t} := 0 \text{ deg}$$

$$\alpha_{3.c} := 90 \text{ deg}$$

$$\alpha_{4.t} := 0 \text{ deg}$$

$$\alpha_{4.c} := 360 \text{ deg}$$

$$a_1 := (3 + 2 \cdot |\cos(\alpha)|) \cdot d = 50 \text{ mm}$$

i fiberretning

$$a_2 := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

vinkelrett på fiberretning

$$a_{3.t} := \max(7 \cdot d, 80 \text{ mm}) = 80 \text{ mm}$$

belastet ende

$$a_{3.c} := \max(|\sin(\alpha_{3.c})| \cdot d, 80 \cdot \text{mm}) = 80 \text{ mm}$$

ubelastet ende (evig i bue)

$$a_{4.t} := \max((2 + 2 \cdot \sin(\alpha_{4.t})) \cdot d, 3 \cdot d) = 30 \text{ mm}$$

belastet kant (ikke belastet kant)

$$a_{4.c} := 3 \cdot d = 30 \text{ mm}$$

ubelastet kant

Kapasitet per skjærflate per forbinder

$$F_{ax.Rk} := 0$$

"Rope effect" også kalt  
taueffekt er lik 0% etter  
8.2.2(2)

$$f_{h.1.k} := f_{h.k} = 32.472 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.2.k} := f_{h.1.k} = 32.472 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$t_1 := 85 \text{ mm}$$

$$t_2 := 70 \text{ mm}$$

For en enkelsnittet tynn ståplate

$$(8.9)a \quad F_{v.Rk.a} := 0.4 \cdot f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 11.04 \text{ kN}$$

$$(8.9)b \quad F_{v.Rk.b} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.233 \text{ kN}$$

For en enkeltstnittet tykk ståplate

$$(8.10)c \quad F_{v.Rk.c} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 27.601 \text{ kN}$$

$$(8.10)d \quad F_{v.Rk.d} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)} - 1} \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 12.433 \text{ kN}$$

$$(8.10)e \quad F_{v.Rk.e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 10.229 \text{ kN}$$

Tykk ståplate som sentral komponent i en dobbelsnittet forbindelse

$$t_1 := \frac{t_2}{2} = 35 \text{ mm}$$

$$(8.11)f \quad F_{v.Rk.f} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 11.365 \text{ kN}$$

$$(8.11)g \quad F_{v.Rk.g} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot (t_1^2)} - 1} \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.005 \text{ kN}$$

$$(8.11)h \quad F_{v.Rk.h} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 10.229 \text{ kN}$$

Tynne ståplater som ytre komponent i en dobbeltsnittet forbindelse

$$(8.12)j \quad F_{v.Rk.j} := 0.5 \cdot f_{h.1.k} \cdot t_2 \cdot d = 11.365 \text{ kN}$$

$$(8.12)k \quad F_{v.Rk.k} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 7.233 \text{ kN}$$

Tykke ståplater som de ytre komponenter i en dobbelsnittet forbindelse

$$(8.13)l \quad F_{v.Rk.l} := 0.5 \cdot f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 11.365 \text{ kN}$$

$$(8.13)m \quad F_{v.Rk.m} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.2.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 10.229 \text{ kN}$$

## Kapasitetskontroll

innerfelt, laveste kapasitet av bruddform for dobbeltsnittet  
fordbindelse

$$F_{v.Rk.i} := \left( \min \left( F_{v.Rk.l}, F_{v.Rk.m}, F_{v.Rk.h} \right) \right) = 10.229 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.y} := \min \left( F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e} \right) = 10.229 \text{ kN}$$

ytterfelt, laveste kapasitet av  
bruddform for enkeltsnittet  
fordbindelse, må ha  
samvirke med innerfelt

$$F_{v.Rk.dybel} := 2 \cdot F_{v.Rk.y} + 8 \cdot F_{v.Rk.i} = 102.289 \text{ kN}$$

$$n := 6$$

antall bolter i raden

$$(8.34) \quad n_{ef} := \min \left( n, n^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right) = 3.95$$

antall effektive forbindere i  
rad for laster vinkelrett på  
fiberretningen

$$(8.1) \quad F_{v.ef.Rk} := n_{ef} \cdot F_{v.Rk.dybel} = 404.037 \text{ kN}$$

$$k_{mod} := 1.1$$

kraft som gir opptredende  
verdier for aksiallast i henger  
er vind, øyeblikklast,

$$F_{v.ef.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.ef.Rk}}{\gamma_M} = 341.877 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} := 7215 \text{ kN}$$

opptredende kraft

$$F_{Ed.p} := \frac{F_{Ed}}{5} = (1.443 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

kraft per plate, totalt fire  
plater

$$F_{row.d} := \frac{F_{Ed.p}}{7} = 206.143 \text{ kN}$$

kraft per rad med bolter

$$\frac{F_{row.d}}{F_{v.ef.Rd}} = 0.603$$



## Blokkutring

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k})$$

$$A_{net.t} := L_{net.t} \cdot t$$

$$A_{net.v} := L_{net.v} \cdot t$$

for bruddform c,f,j/l,k,m

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{1} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef})$$

andre bruddformer

$$l_{v.1} := 95 \text{ mm}$$

$$l_{v.2} := 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.3} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.4} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.5} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.6} := l_{v.2} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.7} := 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.8} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.9} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.10} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.11} := l_{v.7} = 70 \text{ mm}$$

$$l_{v.12} := l_{v.1} = 95 \text{ mm}$$

$$L_{net.v} := l_{v.1} + l_{v.2} + l_{v.3} + l_{v.4} + l_{v.5} + l_{v.6} + l_{v.7} + l_{v.8} + l_{v.9} + l_{v.10} + l_{v.11} + l_{v.12} = 890 \text{ mm}$$

$$l_{t.1} := 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.2} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.3} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.4} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.5} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{t.6} := l_{t.1} = 50 \text{ mm}$$

$$L_{net.t} := l_{t.1} + l_{t.2} + l_{t.3} + l_{t.4} + l_{t.5} + l_{t.6} = 300 \text{ mm}$$

$$t := b - (t_{plate} \cdot 5) = 450 \text{ mm}$$

$$t_1 := 85 \text{ mm}$$

$$t_{ef.a} := 0.4 \cdot t_1 = 34 \text{ mm}$$

for bruddform a

$$t_{ef.b} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 19.174 \text{ mm}$$

for bruddform b

$$t_{ef.e.h} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d}} = 27.392 \text{ mm}$$

for bruddform e og h

$$t_{ef.d.g} := t_1 \cdot \left( \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot (t_1^2)}} - 1 \right) \right) = 38.29 \text{ mm}$$

for bruddform d og g

$$t_{ef} := 0$$

$$t_{ef} := t_{ef.e.h} = 27.392 \text{ mm}$$

e er valgt

$$A_{net.v} := \frac{L_{net.v}}{2} \cdot (L_{net.t} + 2 \cdot t_{ef}) = 0.158 \text{ m}^2$$

$$A_{net.t} := L_{net.v} \cdot t = 0.401 \text{ m}^2$$

$$F_{bs.Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net.t} \cdot f_{t.0.k}, 0.7 \cdot A_{net.v} \cdot f_{v.k}) = (1.538 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F_{bs.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{bs.Rk}}{\gamma_M} = (1.301 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\frac{7215 \text{ kN}}{F_{bs.Rd}} = 0.554$$

Forenklet hullkantfasthet stål

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h.k.s} := 1.6 \cdot t_{plate} \cdot d \cdot f_y = 56.8 \text{ kN}$$

$$F_{v.k.s} := f_{h.k.s} \cdot 10 = 568 \text{ kN}$$

Total antall snitt er 8

$$\frac{F_{v.Rk.dybel}}{F_{v.k.s}} = 0.18$$

# Vedlegg 9 – AutoCAD tegninger

Snitt A-A

