

Prosjektering av en nettverksbuebro i tre

Magnus Wilhelm Bast

Jonas Emil Tveter

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2017

Hovedveileder: Kjell A Malo, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



NTNU- NORGES TEKNISK- NATURVITENSKAPELIGE UNIVERSITET

MASTEROPPGAVE 2017

FAGOMRÅDE: Trekonstruksjoner	DATO: 11.06.2017	ANTALL SIDER: 69
TITTEL: Prosjektering av nettverksbuebro i tre. Design of a network arch bridge in timber.		
UTFØRT AV: Magnus Wilhelm Bast Jonas Emil Tveter	 	
SAMMENDRAG: I denne oppgaven er det gjennomført en eksempelstudie av en spesiell type buebro i limtre, en nettverksbuebro med frittstående buer. Nettverksbuebroer i limtre, som har vært studert på Institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU i en årrekke, er ment til å bidra i utviklingen av slankere og mer bestandige limtrebroer med lange brospenn. Utgangspunktet for broen er et spenn på 50 meter, og limtrebuer med en pilhøyde på 8 meter. Broen består av en tofelts kjørebane og to gangbaner i spennlaminerte dekker, som blir støttet opp av HEA-stålprofil. Gjennom en iterativ prosess er det forsøkt å optimalisere bærekomponentene med hensyn til relevant standardverk og håndbøker. Abaqus CAE er benyttet til numeriske beregninger, og benyttet bromodell er basert på et Python-script produsert av Ph.D. Anna Ostrycharczyk. På bakgrunn av kapasitetssjekker for materialet til buen, ble optimalt tverrsnitt funnet til å være 950x450 mm ² , noe som ga en kapasitetsutnyttelse på 95% for dimensjonerende lasttilfelle. Høyden på gangbanene og hoveddekket er satt til 400 mm, for å sikre tilstrekkelig lav nedbøyning. For dekket er det valgt limtreklasse GL24c, som med ni tverrbærere i HEA-450 ga maksimal nedbøyning globalt på 117.5 mm. Dette tilsvarer ca. 94% av nedbøyningskravet etter aktuelt standardverk. Funnene i studien tyder på at valgt løsning kan optimaliseres videre ved blant annet å se på løsninger med ny hengerorientering samt redusert antall tverrbærere. I tillegg til dimensjonering av broens elementer er det i denne oppgaven utført et kostnadsestimat. For å kunne sammenligne pris med liknende brokonstruksjoner er det benyttet en enhetskost hvor kostnaden er omregnet til kostnad per kvadratmeter dekkeareal. Fra kostnadsestimatet kom det frem at broen vil koste ca. 24 500 NOK per kvadratmeter dekkeareal før merverdiavgift, fundamenterings- og byggherrekostnad. I sammenligningen med andre buebroer i både treverk, stål og betong er dette en konkurransedyktig pris.		
FAGLÆRER: Kjell Arne Malo, KT VEILEDER: Kjell Arne Malo, KT DEL-VEILEDERE: Anna Ostrycharczyk, KT og Johannes Veie, Statens vegvesen UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk		

Forord

Denne oppgaven er avsluttende oppgave for vårt 5-årige masterstudie i konstruksjonsteknikk ved Institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU. Oppgaven er utarbeidet i samarbeid med Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU og Statens vegvesen.

Det er i arbeidet med oppgaven fokusert på å sette oss inn i relevant regelverk og bransjeløsninger for broer i treverk. I tillegg har mye av tiden blitt brukt til å knytte kjennskap til Abaqus-programvaren som er benyttet til numeriske analyser i dimensjoneringsprosessen underveis i oppgaven.

Vi ønsker å rette en stor takk til vår veileder Prof. Kjell Arne Malo for lærerike møter og samtaler rundt temaet.

Vår delveileder Ph.D. Anna W. Ostrycharczyk fortjener en stor takk for hennes innsats i opplæring i hennes numeriske modell og for god teknisk veiledning i Abaqus CAE.

Vi vil også rette en takk til Johannes Veie i Statens vegvesen, Ulrich Hundhausen i Treteknisk, Åge Holmestad i Moelven Limtre AS og Magne A. Bjertnæs i Sweco for å ha gitt oss nyttig innsikt i essensielle temaer for oppgaven.

Trondheim 11.06.2017

Magnus Wilhelm Bast
Jonas Emil Tveter

Sammendrag

I denne oppgaven er det gjennomført en eksempelstudie av en spesiell type buebro i limtre, en nettverksbuebro med frittstående buer. Nettverksbuebroen i limtre, som har vært studert på Institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU i en årrekke, er ment til å bidra i utviklingen av slankere og mer bestandige limtrebroer med lange brospenn. Utgangspunktet for broen er et brospenn på 50 meter, og limtrebuer med en pilhøyde på 8 meter. Broen består av en tofelts kjørebane og to gangbaner i spennlaminerte dekker, som blir støttet opp av HEA-stålprofil. For hengestengene som knytter limtrebuene og dekket sammen er det benyttet rundstål.

Gjennom en iterativ prosess er det forsøkt å optimalisere bærekomponentene med hensyn til relevant standardverk og håndbøker. Abaqus CAE er benyttet til numeriske beregninger, og benyttet bromodell er basert på et Python-script produsert av Ph.D. Anna Ostrycharczyk. Resultatene i form av krefter, spenninger, nedbøyninger og knekkfaktorer er kontrollert underveis for å verifisere og falsifisere komponentenes- og broens globale kapasitet. Dette er grunnlaget for de optimale dimensjonene funnet underveis i arbeidet.

Nettverksbuene undersøkt, har hengestenger i par vinklet ut av buens plan, som et alternativ til den konvensjonelle avstivingsløsningen med vindfagverk mellom buene. Dette gir en redusert stivhet i buenes tverretning, noe som gjør buene ømfintlig for knekking ut av plan. Det er derfor benyttet en løsning hvor buebredden er større enn høyden slik at bøyning ut av plan skjer om buens sterke akse. På bakgrunn av kapasitetssjekker for materialet til buen, ble optimalt tverrsnitt funnet til å være $950 \times 450 \text{ mm}^2$, noe som ga en kapasitetsutnyttelse på 95% for dimensjonerende lasttilfelle. Funnene i studien tyder på at valgt løsning kan optimaliseres videre ved blant annet å se på løsninger med ny hengerorientering samt redusert antall tverrbærere.

Høyden på gangbanene og hoveddekket er satt til 400 mm, for å sikre tilstrekkelig lav nedbøyning. For dekket er det valgt limtreklasse GL24c, som med ni tverrbærere i HEA-450 ga maksimal nedbøyning globalt på 117.5 mm. Dette tilsvarer ca. 94% av nedbøyningskravet etter aktuelt standardverk. For gangbanene ble det nødvendig å benytte limtreklasse GL30c for å ta hensyn til store skjærkrefter fra servicekjøretøy og for slik å kunne øke oppspenningskraften i oppspenningssystemet.

I tillegg til dimensjonering av broens elementer er det i denne oppgaven utført et kostnadsestimat. For å kunne sammenligne pris med liknende brokonstruksjoner er det benyttet en enhetskost hvor kostnaden er omregnet til kostnad per kvadratmeter dekkeareal. Fra kostnadsestimatet kom det frem at broen vil koste ca. 24 500 NOK per kvadratmeter dekkeareal før merverdiavgift, fundamenterings- og byggherrekostnad. I sammenligningen med andre buebroer i både treverk, stål og betong er dette en konkurransedyktig pris.

Abstract

In this thesis there has been conducted a case study of a particular type of arch bridge in glulam; a network arch bridge with freestanding arches. The network arch bridge in glulam, which has been studied at the Department of Structural Engineering at NTNU for many years, is meant to contribute to the development of slimmer and more secure glulam bridges with long main spans. The bridge we are basing the exploration and analysis on is a bridge with a 50 meters long main span, and glulam arches with an arch rise at 8 meters. The bridge consists of a two-lane roadway, and two sidewalks in pre-stressed glulam timber, which are supported by a HEA-beam in steel. For the hangers, which ties the glulam arches and the deck together, it is used steel round bars.

Through an iterative process, it has been attempted to optimize the main components with consideration to relevant standards and handbooks. Abaqus CAE has been used for numeric analysis, and the chosen bridge model is based on a Python-script produced by Ph.D. Anna Ostrycharczyk. The results in terms of forces, stresses, deflection and buckling factors has been controlled during the process to verify and falsify the components' and the bridge's global capacity. This is the foundation for the optimal dimensions found during the process of this analysis.

The network arches that have been examined have hangers in pairs, with out-of-plane angle relative to the arches, as an alternative to the conventional stability-solution with trusses between the arches. This leads to a reduced stiffness in the arches, which makes the arches exposed for buckling out of plane. Based on this, it has been chosen to use a solution where the arch width is larger than the height, so that bending out of plane occurs about the arches strong axis. Based on capacity tests for the material for the arch, optimal cross-section was found to be 950x450 mm², which lead to a capacity utilization at 95 % for dimensioned load case. The findings in this study indicate that the chosen solution can be further optimized, through considering solutions with a new hangers orientation, and a reduced number of transverse beams.

The height of the sidewalks and the main deck has been placed at 400 mm, to ensure sufficiently low deflection. For the deck, strength class GL24c has been chosen. With nine transverse beams in HEA-450, this gave a maximal deflection globally at 117.5 mm. This is equivalent to ca. 94 % of the deflections-demand, based on relevant standards. For the sidewalks, strength class GL30c had to be used. This was needed because of the large shear forces from the service vehicle.

In addition to dimensioning the bridge elements, a cost estimate has been included in the thesis. To compare prices with similar bridge constructions, a unity cost has been used. This unity cost is based on cost per square meter deck areal. The cost estimate showed that the bridge will cost ca. 24 500 NOK per square meter deck areal, before value added tax, foundations- and contracting cost. Compared to other arch bridges, both in wood, steel and concrete, this is a competitive price.

INNHALDSFORTEGNELSE

1	Innledning.....	1
2	Teori	5
2.1	Nettverksbuebro	5
2.1.1	Buenes stabilitet.....	5
2.1.2	Hengerorientering.....	6
2.2	Nettverksbuebroer i limtre.....	8
2.3	Impregneringsmetoder og beskyttelse av limtre.....	8
2.4	Vibrasjoner i broen	9
3	Metode.....	10
3.1	Laster	10
3.1.1	Vindlast.....	10
3.1.2	Trafikklast.....	11
3.1.3	Temperaturlast.....	13
3.1.4	Jordskjelvlaster	14
3.2	Lastkombinasjoner	14
3.2.1	Bruddgrensetilstand.....	14
3.2.2	Bruksgrensetilstand	17
3.2.3	Ulykkestilstand	18
3.2.4	Lastkombinasjoner for gangbanene.....	19
3.3	Numerisk analyse	20
3.3.1	Bjelkeelement	20
3.3.2	Skallelement	21
3.3.3	Stavelement	22
3.3.4	Laster og tilknytninger i den numeriske analysen	22
3.3.5	Gjennomførte analyser	25
4	Prosjektering.....	27
4.1	Bue.....	27
4.2	Hengestenger	28
4.2.1	Hengestengenes orientering.....	28
4.3	Knutepunkter	30
4.4	Dekke.....	31

4.4.1	Hoveddekket for kjørefelt.....	31
4.4.2	Spennstenger for hoveddekke.....	33
4.4.3	Gangbaner.....	33
4.4.4	Dekkeopplegg.....	34
4.4.5	Belegning og fuktisolering av dekket.....	35
4.5	Tverrbærere	36
4.6	Sikkerhetsrekkverk	37
4.7	Montering	38
4.8	Kvalitetssikring av beregningene	39
5	Kostnadsestimat.....	41
5.1	Grunnlag for prissammenligning.....	41
5.2	Kostnadstabell for valgt broløsning.....	43
6	Resultater.....	44
6.1	Bruddgrensetilstand.....	44
6.1.1	Utnyttelse av kapasitetssjekker.....	44
6.1.2	Knekkverdier	46
6.1.3	Utnyttelse i ulike tverrsnitt	46
6.1.4	Utnyttelse ved endret k_{mod}	47
6.1.5	Lastplassering i kritisk lastkombinasjon.....	47
6.1.6	Hengere i relaksasjon.....	48
6.2	Bruksgrensetilstand	49
6.3	Ulykkessituasjon.....	49
6.4	Egenfrekvens	50
7	Ulike varianter av broen	51
7.1	Sammenlikning av ulik hengerorientering	51
7.2	Fjernet sideavstand til trafikkprofilen	53
7.3	Vertikale hengestenger	53
7.4	Sirkulære tverrbærere	54
7.5	Redusert antall tverrbærere.....	55
8	Diskusjon og videre arbeid.....	57
8.1	Resultater fra numerisk analyse.....	57
8.2	Kostnad.....	58
8.3	Prosjekteringsløsninger	59

9	Konklusjon	61
10	Referanseliste	62
	Vedlegg	68

1 INNLEDNING

Bakgrunn for oppgaven

Flere av dagens nye broer i Norge bygges i limtre. Bruk av miljøvennlige og bestandige materialer i konstruksjoner har blitt en politisk prioritet de senere årene. Det settes strengere krav fra myndighetene om å dimensjonere og designe varige, bærekraftige konstruksjoner for å minske karbonfotavtrykket og for å oppnå nasjonale og globale klimamål. Treverk er et fornybart og klimavennlig materiale som lagrer CO₂ gjennom sin levetid. I tillegg er det en lokal ressurs, noe som er med på å skape arbeidsplasser i Distrikts-Norge. Dagens limtrebroer impregneres med det kreftfremkallende stoffet kreosot, da det er det eneste impregneringsmiddelet på markedet som gir broene en dokumentert levetid på hundre år eller mer. Det er usikkert hvor lenge det vil være lovlig for bruk i Norge og det forskes på bruk av annen mer miljø- og helsevennlig impregnering. I skiftet fra kreosot til mer miljøvennlige stoffer blir det viktig å finne konstruktive løsninger som hindrer vann fra å trenge inn i brokonstruksjonene. I lys av dette har det ved Institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU blitt forsket på en spesifikk brotype, nettverksbuebroen, med limtrebuer, dekke i limtre, og vinklede hengerpar ut av buens plan. Målene har vært å finne konstruktive løsninger som minimerer fuktansamling, som gir slanke konstruksjoner og som samtidig muliggjør lange brospenn.

I denne oppgaven vil forskningen som er gjort på nettverksbuebroen videreføres med en eksempelstudie av en nettverksbuebro i limtre med enkeltspenn på 50m. Broen dimensjoneres og styrkeberegnes etter gjeldende regelverk. Studiens hensikt er å utvide kunnskapen på temaet og finne ut hvilke løsninger som er nødvendig for å få en god bærekraftig bro for gjeldende brospenn uten bruk av kreosot.

Oppgavens problemstilling

Vi har valgt følgende problemstilling: Hvordan dimensjonere en optimal nettverksbuebro i limtre som tilfredsstillende morgendagens krav til ytelse og kostnadsbilde.

Det vil gjennom numeriske analyser og studie av litteratur undersøkes:

- i. Prosjekteringsløsninger som tilfredsstillende krav til bestandighet og bærekraft.
- ii. Broens kapasitet og stabilitet ved optimalisert design.
- iii. Kostnad ved bygging av valgt løsning.

Det legges vekt på å finne optimaliserte brokomponenter for å redusere pris og undersøke hvorvidt broløsningen er konkurransedyktig i forhold til alternative buebroer i treverk, stål og betong. Etter ønske fra Statens vegvesen har prosjekteringen tatt utgangspunkt i Elverum-området, og naturlaster har derfor blitt dimensjonert ut fra dette.

Oppgavens oppbygging

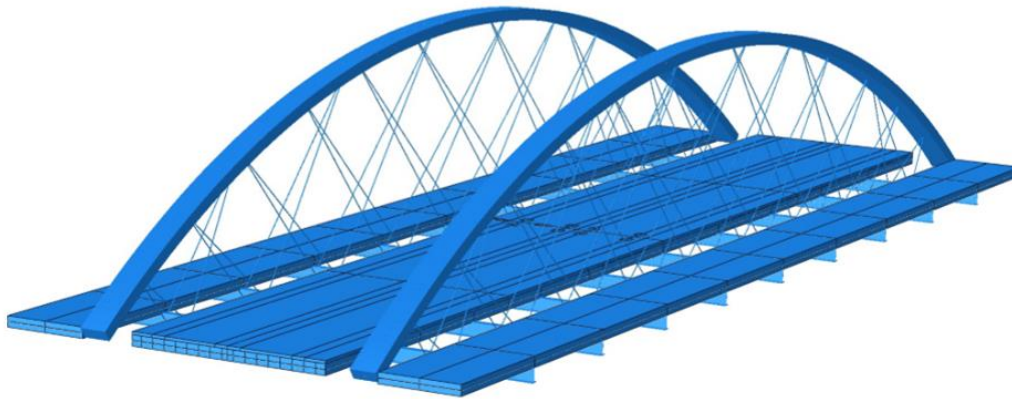
Oppgaven er bygget opp i følgende kapitler:

- Teori
- Metode
- Prosjektering
- Kostnadsestimat
- Resultater
- Ulike varianter av broen
- Diskusjon og videre arbeid
- Konklusjon

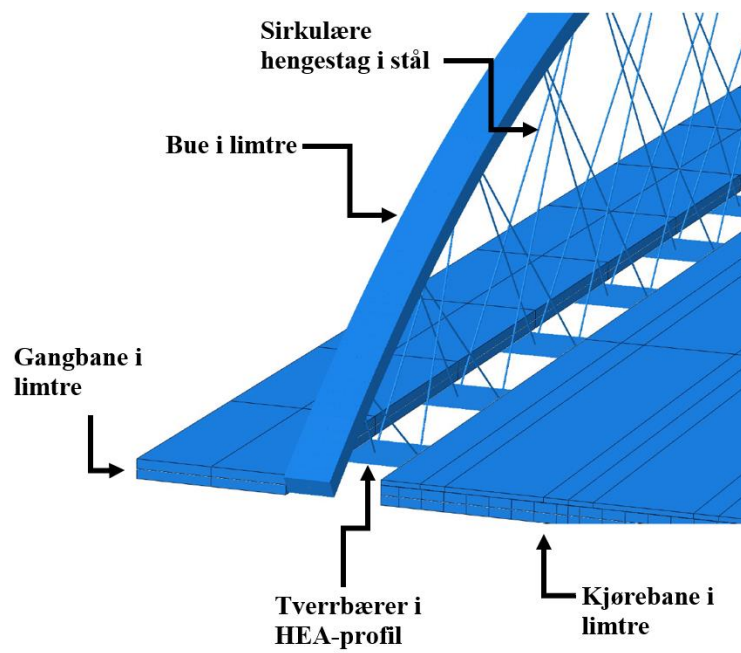
I teoridelen beskriver vi sentrale, relevante teorier som senere blir knyttet opp til resten av oppgaven. Videre i metoddelen, følger en beskrivelse av de ulike lastene og hvordan disse er tatt i bruk i de numeriske analysene. I prosjekteringskapittelet legger vi frem valgte løsninger for de sentrale komponentene knyttet til brokonstruksjonen, som i påfølgende kapittel blir vurdert i et kostnadsestimat før resultatene av de mest sentrale analysene legges frem. Videre legger vi frem ulike varianter av broen, før vi avslutningsvis diskuterer de sentrale temaene og løsningene i oppgaven, samt legger frem en konklusjon med anbefalte temaer for videre arbeid.

Brodesign

Broen har et spenn på 50 meter, og buer med en pillhøyde på 8 meter. Den består av en kjørebane og to gangbaner i limtre, som blir støttet opp av et HEA-profil. Buene er i limtre, og hengestengene som knytter buen og dekket sammen er av sirkulært stål. Hengestengene er vinklet ut av plan for å øke stabiliteten, noe som betyr at det for hver tverrbærer vil være to knutepunkter per bue hvor hengestengene er festet.



Figur 1 Brodesign

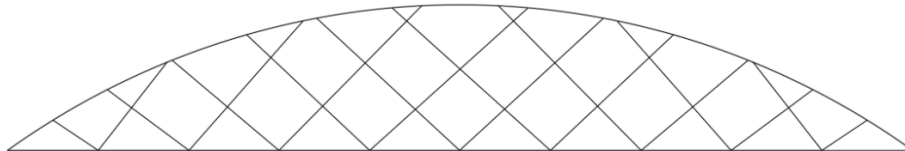


Figur 2 Detaljtegning av brodesign

2 TEORI

2.1 NETTVERKSBUEBRO

En nettverksbuebro skiller seg fra konvensjonelle buebroer ved at hengerne er skråstilt i forhold til vertikalplanet og krysser hverandre en eller flere ganger [1]. Selve grunnidéen med vinklede hengestag ble først utviklet og patentert av den svenske ingeniøren Octavius F. Nielsen tidlig på 1900-tallet [2]. Konseptet med kryssede hengestag som i dag karakteriserer nettverksbuebroen ble først utviklet av den norske ingeniøren Per Tveit på 1950-tallet.



Figur 3 Nettverksbuebromønster med vinkling ut fra tverrbærere

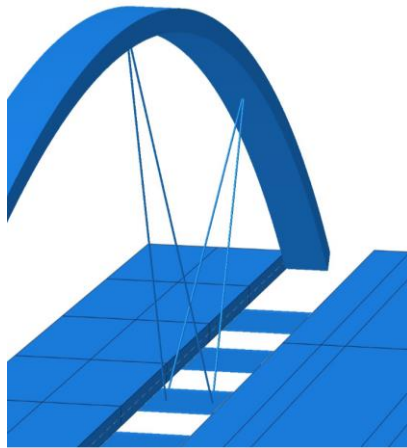
For nettverksbuebroen er det buen som er det primære bæresystemet, hvor vertikale laster blir tatt opp i buen i form av trykk. For hvert lasttilfelle kan en trykklinje defineres, som tilsier hvilken linje trykkraften må treffe for å unngå moment. En bue som er formet nøyaktig etter trykklinjen, hvor trykklinjen treffer samme sted som senterlinjen til buen, vil for en gitt vertikal belastning kun ha trykkspenninger. Det er derfor ønskelig å definere buens form slik at aktuelle momenter blir så små som mulig. Det er likevel ikke til å unngå at det oppstår bøyemomenter i buen, da det er forskjellige laster i forskjellige kombinasjoner som opptrer for en buebro.

For jevnt fordelt last over hele dekket er buer med vertikale hengere en god løsning. Når det oppstår ujevn lastplassering derimot, vil det være en bedre løsning å ta i bruk kryssende hengere som i en nettverksbuebro [3]. Ved å orientere hengestengene slik at aksialkreftenes angrepslinjer avviker lite fra senterlinjen til buen, vil mye av kreftene bli overført som trykk og momentene i buen og dekket vil bli små [4]. Dette legger til rette for å benytte relativt slanke buer sammenlignet med konvensjonelle buebroer med vertikale hengestag. I tillegg er knutepunkter og detaljer repeterende for hele broen noe som gjør nettverksbuebroen økonomisk konkurransedyktig [1].

2.1.1 Buenes stabilitet

En løsning for å øke stabiliteten til buene vil være å innføre vindavstivere i form av fagverk mellom buene. Denne løsningen fører til utfordringer for broen ved å eksponere flere knutepunkter for vann, og kan føre til at store deler av konstruksjonen må dekkes til med beslag for å unngå fuktskader. Et annet alternativ vil være en U-ramme. Denne rammen monteres under brodekket og opp til buene. På den måten vil buene avstives og samtidig ha fri høyde mellom buene. Dette alternativet kan være utfordrende for nettverksbuebroer med tanke på montering, da det er mange hengestenger som skal krysses.

Effekten av lav rotasjonsfleksibilitet i endene av buene som oppnås ved innspenning vil også bidra til økt stabilitet, men vil avta lenger ut fra opplagerne [5]. Buetverrsnittets bredde, dimensjoneres derfor vanligvis større enn høyden til tverrsnittet, slik at bøyning ut av buens plan blir bøyning om sterk akse. Det er fortsatt behov for ytterligere stivhetsbidrag normalt på buens plan. En av løsningene har vært å utvikle nettverksbuer med hengerpar som fra buen vinkles ut av bueplanet. Konseptet har likheter med sykkelhjulet med eiker fra hjulfelg som vinkles ut av felgplanet inn mot akslingen. Dette hindrer felgen i å knekke sideveis fra vekten av syklisten. På lik måte hindres sideveis bevegelse av buene i en nettverksbuebro. En bevegelse ut av buens plan vil kreve en forlengelse av en av hengerne og dermed innføres en kraft i motsatt retning av buens knekkbevegelse. Figur 4 illustrerer en detalj av buen i sammenheng med hengestengene. Knekking i buens plan vil oftest ikke være et like stort problem, da de vinklede hengerne i strekk tvinger buen på plass i planet. Knekking i planet vil i stor grad avhenge av om det blir relaksasjon i flere av hengerne [6]. Det er i denne oppgaven benyttet en løsning med hengere ut av plan.



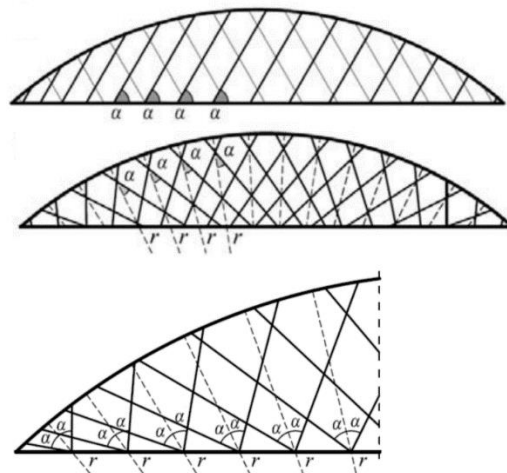
Figur 4 Detalj av buen i sammenheng med hengestengene

2.1.2 Hengerorientering

Prinsippet bak en nettverksbuebro er som nevnt at noen hengestag krysses opptil flere ganger [6]. Måten kryssingen blir gjennomført på kan løses på mange ulike måter og bidrar til utnyttelsesgraden av buen. Momentene som oppstår i buen er svært påvirkelig av hengstengenes ordning [7], og det er derfor ønskelig å finne et optimalisert mønster for hengerens orientering for å oppnå en effektiv konstruksjon med god utnyttelsesevne. En annen utfordring med nettverksbuebroer er relaksasjon i hengestengene, en tilstand hvor enkelte hengere ikke er påført strekkrefter. Relaksasjon oppstår ved belastning av punktlaster på dekket og er uønsket, da flere stag i relaksasjon samtidig vil føre til en økning i bøyemomentet i buene [3]. I tillegg vil enkelte stenger i relaksasjon kunne få større trykkspenninger og deformeres ved knekking, som vil kunne føre til hyppige utskiftninger og høye vedlikeholdskostnader. Dette har vært et av hovedargumentene for å benytte tyngre førroppsente betongdekker ved design av nettverksbuebroer [8]. Vekten fra betongdekket er med på å forspenne hengerne tilstrekkelig slik at de forblir i strekk, selv uten jevnt fordelt nyttelast over hele brodekket. For lette dekker i limtre vil det være behov for å optimalisere orienteringen av hengestengene i

prosjekteringsfasen for å forhindre relaksasjon. I tillegg vil forspenning ved initiell forlengelse av hengerne være en mulig løsning, men dette vil kunne komplisere dimensjonering av hengerens knutepunkter på buene og tverrbærerne [9].

Ved valg av hengerordning er det vanlig å velge en konstant avstand mellom hengerne i buen. Dette lar seg gjøre om det benyttes langsgående kantbjelker, slik at hengerne kan festes hvor som helst langs dekket. Det finnes også løsninger hvor man velger konstant avstand på dekket, og dermed får en mer vilkårlig plassering av stengene i buen. Denne løsningen egner seg bedre for broer som ikke har strekkbånd eller annen kantbjelke langs spennet. Hengestengene festes direkte til tverrbærerne som gjerne er fordelt med en jevn avstand langs brospennet. Uavhengig om man velger å ha konstant avstand i buen eller dekket, er det vanlig å ta i bruk en radial hengerorientering. Med dette menes det at en stråling avhengig av buens radius bestemmer hengerorienteringen, og man setter en bestemt vinkel ut fra strålen. Figur 5 viser en ordning med bestemt vinkel og avstand mellom hengerne, en radial ordning med vinkel ut fra buen, og en ordning med en vinkel ut fra tverrbærer/dekket.



Figur 5 Eksempler på hengerorientering [7]

2.2 NETTVERKSBUEBROER I LIMTRE

Fra politisk hold er det generelt en offensiv holdning til bruk av treverk i broer og det har de seneste årene blitt bygget flere trebroer med relativt lange spenn i Norge [10]. Trevirke er en fornybar ressurs som krever lite energi ved foredling sammenlignet med stål og betong, samtidig som utnyttelsesgraden av råstoffet er høy [11].

Av nettverksbuebroer er det mest stålbroer som foreløpig er bygd. På NTNU, ved *Institutt for konstruksjonsteknikk* samt andre utdannings- og forskningsinstitusjoner i Norge, har flere forskningsprosjekter, doktoravhandlinger og masteroppgaver belyst ulike aspekter ved nettverksbuebroer i limtre. Likevel er det i Norge kun Steien bru på riksvei 3 i Alvdal kommune som står som Norges eneste nettverksbuebro med buer i limtre. Broen spenner 88 meter og består av fagverksbuer i limtre som er knyttet til dekket av føroppspent betong med kryssende hengestenger [12].

2.3 IMPREGNERINGSMETODER OG BESKYTTELSE AV LIMTRE

Utendørskonstruksjoner i treverk som dimensjoneres for lang levetid skal beskyttes mot nedbrytning. Det benyttes kjemisk beskyttelse, konstruktiv beskyttelse eller oftest en kombinasjon av disse. Konstruktiv beskyttelse kan typisk være beslag, kledning, sjalusi og lignende og skal først og fremst beskytte konstruksjonsdeler mot direkte kontakt med regnvann. Ved utforming av konstruktiv beskyttelse er det viktig å sørge for god lufting slik at vann kan dreneres ut av konstruksjonsdelen. Limtre lamellene orienteres med kjerneveden opp [13]. Dermed vil det være minimalt med sprekker på topp av dekket, mens sprekken på underkant av dekket sørger for å drenerer ut vann. En slik orientering av treverket hindrer soppdannelse, initiering av råte og andre fuktskader på tre-elementene.

En to-steps trykkimpregnering med bruk av vannbasert kobbersalt før liming og kreosot etter liming er den mest brukte kjemiske impregneringsmetoden for limtreelementer på broer [14]. Kreosot er et tjærelignende produkt som utvinnes fra steinull. Kreosotet virker giftig overfor råtesopp og treborende insekter [15] og ved trykkimpregnering dannes tungtløselige forbindelser som gir god fuktbeskyttelse. Tross de gode impregneringsegenskaper er det flere utfordringer ved bruk av kreosot. Kreosot er klassifisert som et kreftfremkallende stoff og bruk av stoffet er strengt regulert til enkelte konstruksjonselementer som elementer i brokonstruksjoner, kraftmaster og jernbanesviller [16]. I tillegg vil det impregnerte treverket svette ut kreosot de første årene ved varme sommerdager. Dette kan i tillegg til miljøforurensning føre til estetiske skader på brokomponenter, samt kjøretøy som befinner seg under de impregnerte tre-elementene.

Norsk Treteknisk Institutt, i samarbeid med norske markedsaktører, har et pågående forskningsprosjekt kalt CreoSub, hvor det forskes på erstatninger til kreosot til impregnering av blant annet trebroer. På bakgrunn av prosjektet er det tre ulike oljebaserte impregneringsmidler som fremstår som mulige substitutter til kreosot [17]:

- i. Sleeperprotect, et naturoljeprodukt som inneholder kobber produsert av den tyske impregneringsprodusenten Fuerstenberg-THP [18].

- ii. Tanasote™, trykkimpregnering med varmolje nå under utvikling av den britiske produsenten Lonza Wood Protection [19].
- iii. Royal olje, en populær treolje i Norge som blir brukt til kledning etc., hvor impregneringsparameterne endres slik at oljen trekker seg dypere inn i limtreelementene [17].

Det er tenkt en to-steps impregnering, lik standard prosess i dag, men hvor kreosot er erstattet av en av de tre oljebaserte impregneringsmidlene over. For samtlige av de alternative impregneringsproduktene mangler det lange tidsserier som kan verifisere lang holdbarhet [17].

2.4 VIBRASJONER I BROEN

Ved store folkemasser kan det oppstå uønskede svingninger i konstruksjoner, og det bør sjekkes hvorvidt konstruksjonens egenfrekvens er innenfor frekvensområdet som blir dannet av last fra fotgjengere, for å unngå resonans. Følgende frekvenser blir dannet av fotgjengere [20]:

Første harmoniske lastmodell

Vertikale og langsgående vibrasjoner $1,25 \text{ Hz} \leq f \leq 2,3 \text{ Hz}$

Laterale vibrasjoner $1,25 \text{ Hz} \leq f \leq 2,3 \text{ Hz}$

Andre harmoniske lastmodell

Vertikale og langsgående vibrasjoner $1,25 \text{ Hz} \leq f \leq 4,6 \text{ Hz}$

Laterale vibrasjoner er ikke påvirket av den andre harmoniske lasten fra fotgjengere [20].

3 METODE

I dette kapittelet vil det legges frem relevante laster og lastkombinasjoner tatt i bruk for dimensjonering av broen. Det vil også legges frem en beskrivelse av de numeriske analysene som er gjennomført.

3.1 LASTER

3.1.1 Vindlast

Vindlasten påført konstruksjonen er beregnet etter NS-EN 1991-1-4 [21] og håndbok N400 [22]. Egensvingeperiodene til broen er etter resultater fra den numeriske modellen, se punkt 6.4, funnet til å være:

$$T = \frac{1}{f} = \frac{1}{1.97} = 0.51 \text{ s}$$

Likning 1 Egensvingeperiode, T

og det ble derfor valgt vindklasse 1, som gjelder for broer med høyeste egensvingeperiode $< 2\text{s}$ [22]. Referansevindhastigheten til Elverum er 22m/s, og det er valgt terrengkategori I som omfatter innsjøer eller flatt og horisontalt område med lite vegetasjon og uten hindringer. Videre er det valgt en referansehøyde (z_e) på 10m. Vindlasten skal belastes både med og uten trafikk i bruddgrensetilstand. I bruksgrensetilstand *ofte forekommende* skal vindlasten belastes uten trafikk. Aktuell vindlast som ble tatt i bruk for analysen av bruene er vist i tabell 1 og vindlastberegningene er gitt i vedlegg A.1.

Vindlast på dekke	Med trafikklast	Uten trafikklast
Vinkelrett på lengderetning	3.10 kN/m	2.23 kN/m
Vertikalt på broen	1 kN/ m ²	1 kN/m ²
Parallelt med lengderetning	19 kN/m	13.65 kN/m
Vindlast på buen		
Vinkelrett på lengderetning, lo side	0.88 kN/m	
Vinkelrett på lengderetning, le side	0.88 kN/m	

Tabell 1 Vindlast

3.1.2 Trafikklast

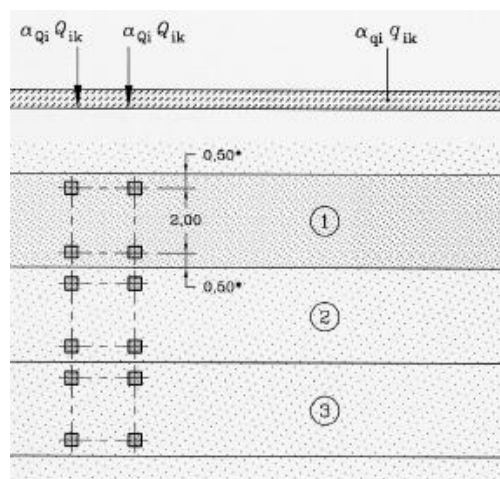
Buer, tverrbærere og det trafikkerte hoveddekket, er dimensjonert etter trafikklast for vegbroer etter NS-EN 1991-2 [23]. Dekkene for gangbanene er dimensjonert etter trafikklast fra samme Eurokode, men med egne laster gjeldende for gangbroer og gangbaner på vegbroer. Det vil her legges frem en oversikt og beskrivelse av hvilke trafikklaster som er benyttet i prosjekteringen av hovedkomponentene til broen. Beregning av karakteristiske trafikklaster finnes i vedlegg A.2.

3.1.2.1 Trafikklast på hoveddekket

Standarden deler opp trafikklastene i ulike lastgrupper, som igjen består av ulike kombinasjoner av lastmodeller. For denne broen er det valgt lastmodellene 1, 2 og 4 ved dimensjonering av hovedkomponentene, med unntak av dekkene til gang- og sykkelfeltene. Lastmodell 3 som inkluderer spesialkjøretøyer er ikke inkludert i analysene.

Lastmodell 1 – (LM1)

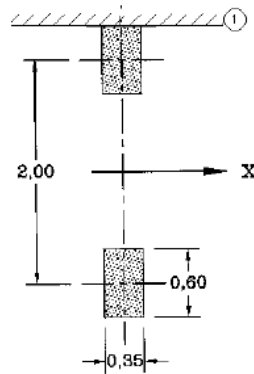
I lastmodell 1 som benyttes i lastgruppe gr1a, vist tabullert i punkt 3.2, skal broen belastes med en jevnt fordelt last ($\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$) som varierer avhengig av kjørebane og restareal. I denne lastmodellen skal det også belastes med et tandem system bestående av to akselbelastninger ($\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$) per kjørebane som tilsvarer fire arealflater på $400 \times 400 \text{ mm}^2$ som skal representere et kjøretøy. α_{qi} og α_{Qi} er korreksjonsfaktorer oppgitt i nasjonalt tillegg til NS-EN 1991-2 [23]. Det skal være ett kjøretøy per kjørebane, som skal belastes samtidig som den jevnt fordelte lasten. For den aktuelle broen er det to kjørefelt på 3 meter med resterende areal på 795mm på hver side. Plassering av den jevnt fordelte lasten samt kjøretøyene skal velges ut fra den minst gunstige plasseringen. Det har i denne oppgaven blitt gjort flere analyser med ulike lastplasseringer for å finne den minst gunstige plasseringen. Dette er beskrevet nærmere i punkt 3.3.4.



Figur 6 Lastplassering for lastmodell 1 [23]

Lastmodell 2 (LM2)

Lastmodell 2 som benyttes i lastgruppe gr1b består av en enkel akselbelastning, $\beta_Q \cdot Q_{ak}$ med to arealflater på $600 \times 350 \text{ mm}^2$, som vist i figur 7. β_Q er korreksjonsfaktor til lastmodell 2 og er oppgitt i nasjonalt tillegg til NS-EN 1991-2 [23]. LM2 skal plasseres helt i ytterkanten av kjørebanelen, og på den måten sørge for at det dimensjoneres for et relativt stort torsjonsmoment.



Figur 7 Lastplassering for lastmodell 2 [23]

Lastmodell 4 (LM4)

Lastmodell 4 inngår i lastgruppe gr4 og omfatter store folkemengder. Belastningen består av en jevnt fordelt last på 5 kN/m^2 som skal plasseres der det er minst gunstig [23].

3.1.2.2 Trafikklast for dimensjonering av gangbane

For dimensjonering av gang- og sykkeldekket er det benyttet to ulike trafikklaster i tillegg til bidrag fra vind og temperatur. Det er valgt å dimensjonere med hensyn på mulighet for å kjøre servicekjøretøy over gangbanene og trafikklasterne blir dermed som følger [23]:

- i. Gr1 – jevnt fordelt last fra gående

Karakteristisk trafikklaster 5 kN/m^2 på mest ugunstige plassering.

- ii. Gr2 – servicekjøretøy

Karakteristisk last fra to akslinger på henholdsvis 80 kN og 40 kN fordelt på kvadratiske hjulfelt med sidekanter 200 mm . Senteravstand mellom hjulfeltene for en aksling settes til $1,3 \text{ m}$, mens senteravstand mellom akslingene settes til $3,0 \text{ m}$.

Lastene i brudd- og bruksgrensetilstand kombineres etter regler fra Eurokode 0 [24] med trafikklaster gr1 og gr2 hver for seg, plassert på minst gunstige områder. Se punkt 3.2 for lastkombinasjoner med tilhørende kombinasjonsfaktorer.

3.1.3 Temperaturlast

Temperatur inkluderes i form av spenninger ved å påføre termiske tøyninger som oppstår ved temperaturendringer. Eurokode 1, Del 1-5: Allmenne laster Termiske påvirkninger [25] gir ingen spesifikke regler for inkludering av temperaturlaster på trebruer med dekke av limtre, men etter håndbok N400 har man følgende prinsipp for valg av temperaturpåvirkning i numerisk analyse i bruddgrensetilstand:

«Endringene i konstruksjonstemperatur kan antas lik høyeste og laveste døgnmiddeltemperatur på brustedet.» [22]

Ved å i tillegg innføre konstruksjonsmaterialenes temperaturutvidelseskoeffisienter vil temperaturtøyninger og tilhørende spenninger bli introdusert i brokomponentene. Temperaturutvidelseskoeffisienten α avhenger av materialvalg samt temperatur, og for otrotrope materialer vil koeffisienten også være avhengig av akseretning. For furu settes α -verdien konstant lik $5 \cdot 10^{-6}$ mm/(mm°C) i fiberretningen og $40 \cdot 10^{-6}$ mm/(mm°C) på tvers av fiberretningen [22]. Temperaturutvidelseskonstanten til stål, $\alpha_{\text{stål}}$, settes konstant lik $12 \cdot 10^{-6}$ mm/(mm°C) etter anbefaling fra Eurokode 1, del 1-5 [25]. I den numeriske modellen er det valgt å multiplisere α -verdiene med kombinasjonsfaktoren for den gitte lastkombinasjonen etter verdier fra Eurokode 0, «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner» [24]. På denne måten inkluderes kombinasjonsverdien til temperatur ved samtidighet av andre laster. De endelige α -verdiene er listet opp i tabell 2 nedenfor. Kombinasjonsfaktorer og lastkombinasjoner er lagt frem i punkt 3.2

	Temperaturutvidelseskoeffisient [mm/(mm°C)]	Kombinasjonsfaktor	Koeffisientinput i numerisk analyse
$\alpha_{\text{tre},0,\text{fiberretningen}}$	$5 \cdot 10^{-6}$	0,84	$4,2 \cdot 10^{-6}$
		1,2	$6 \cdot 10^{-6}$
$\alpha_{\text{tre},90,\text{tvers-av-fiberretningen}}$	$40 \cdot 10^{-6}$	0,84	$33,6 \cdot 10^{-6}$
		1,2	$48 \cdot 10^{-6}$
$\alpha_{\text{stål}}$	$12 \cdot 10^{-6}$	0,84	$10,08 \cdot 10^{-6}$
		1,2	$14,4 \cdot 10^{-6}$

Tabell 2 Temperaturutvidelseskoeffisient

Høyeste og laveste døgnmiddeltemperatur er hentet fra Nasjonalt tillegg i NS-EN 1991-1-5:2003 [25] og er gjengitt i tabell 3. Verdiene har en returperiode på 50-år, altså en årlig sannsynlighet for inntreffelse på 2%.

Minste årlig døgnmiddeltemperatur, T_{min}	-50°C
Maksimal årlig døgnmiddeltemperatur, T_{maks}	36 °C
Temperaturdifferanse, ΔT	86 °C

Tabell 3 Temperaturdifferanse Elverum

3.1.4 Jordskjelvlast

Eurokode 8 gir regler ved dimensjonering for jordskjelvlaster [26]. Den inkluderer Eurokode 8-2 [27] for jordskjelvlastmodeller for broer. Seismisk klasse for konstruksjonen, grunntype, spissverdi for berggrunnens akselerasjon og andre faktorer med beregninger finnes i vedlegg A.3. Det går frem av beregningene at dimensjonerende grunnakselerasjon a_g multiplisert med seismisk parameter S er lik $0,448 \text{ m/s}^2$. Dette karakteriseres som lav seismisitet og etter tabell NA.2(904) stilles det ingen krav til valg av analysemetode [27]. Det er derfor sett bort ifra seismiske påvirkninger i dimensjonering av broen.

3.2 LASTKOMBINASJONER

3.2.1 Bruddgrensetilstand

Lastmodellene i bruddgrensetilstand blir tatt i bruk for å gjennomføre sjekker for kapasitet og stabilitet. Kombinasjonene er produsert etter Eurokode 0 Tabell NA.A2.4 [24] etter likning 6.10a og 6.10b. Måten lastene kombineres på er å velge en dominerende last, og aktuelle øvrige laster som skal kombineres i sammenheng med den dominerende lasten. For å justere hva som er dominerende og øvrige laster tas det i bruk kombinasjonsfaktoren Ψ . Det tas også i bruk sikkerhetsfaktoren γ for de ulike lastene. I likning 6.10a er egenvekten den dominerende lasten, og denne kombineres med en variasjon av øvrige laster. Se tabell 4. For likning 6.10b vil den dominerende lasten variere ut fra hvilken lastgruppe det velges å se på. Det ble for valgt brodesign likning 6.10b som ble dimensjonerende. Konstruksjonen er relativt lav i vekt sammenliknet med påsatt last, og lastgruppene beskrevet i tabell 4 og 5 ga derfor en større påvirkning enn egenvekten. Lastkombinasjonene sammen med aktuelle laster brukt i den numeriske modellen ligger i vedlegg B.1.

	Gr1a (6.10a)	Gr1b (6.10a)	Gr4 (6.10a)	Vind uten trafikk (6.10a)	Temperaturlast (6.10a)
Egenvekt	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Trafikklast (LM1)	0.95	-	-	-	0.95
Trafikklast, fotgjengere og sykkel	0.95	-	-	-	0.95
Trafikklast, enkel aksling (LM2)	-	0.95	-	-	-
Trafikklast, folkemasser (LM4)	-	-	0.95	-	-
Trafikk, horisontale laster	0.95	-	-	-	0.95
Vind med trafikklast	1.12	1.12	1.12	-	1.12
Vind uten trafikk	-	-	-	1.12	-
Temperatur	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84

Tabell 4 Likning 6.10a [24] lastkombinasjon i bruddgrense

	Gr1a (6.10b)	Gr1b (6.10b)	Gr4 (6.10b)	Vind uten trafikk (6.10b)	Temperaturlast (6.10b)
Egenvekt	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Trafikklast (LM1)	1.35	-	-	-	0.95
Trafikklast, fotgjengere og sykkel	1.35	-	-	-	0.95
Trafikklast, enkel aksling (LM2)	-	1.35	-	-	-
Trafikklast, folkemasser (LM4)	-	-	1.35	-	-
Trafikk, horisontale laster	1.35	-	-	-	0.95
Vind med trafikklast	1.12	1.12	1.12	-	1.12
Vind uten trafikk	-	-	-	1.6	-
Temperatur	0.84	0.84	0.84	0.84	1.2

Tabell 5 Likning 6.10b [24] lastkombinasjon i bruddgrense

3.2.2 Bruksgrensetilstand

Etter NS-EN 1995-2 tabell NA.7.1 [28] er grenseverdien for nedbøyning $L/400$, hvor L er lengden av det betraktede spenn. Denne verdien gjelder for bjelker, plater og fagverk knyttet til veibroer og gjelder for nedbøyninger som skyldes karakteristiske trafikklaster alene. Det stilles også krav til tøyningbegrensning i N400, hvor strekktøyning i øvre del av dekket over tverrbærer ikke skal overskride 1.2‰ av hensyn til oppsprekking av belegning [22]. Denne kontrollen utføres i bruksgrensetilstand med kombinasjonen *ofte forekommende*. Lastkombinasjonene til grenseverdikontrollen i bruksgrensetilstand er laget etter Tabell NA.A2.6 i Eurokode 0 [24] og vises i tabell 6. Laster som er benyttet i den numeriske modellen kommer frem av vedlegg B.2.

	Gr1a	Gr1b	Gr4	Vind uten trafikk	Temperaturlast
Egenvekt	1	1	1	1	1
Trafikklast (LM1)	0.7	-	-	-	0.2
Trafikklast, fotgjengere og sykkel	0.7	-	-	-	0.2
Trafikklast, enkel aksling (LM2)	-	0.7	-	-	-
Trafikklast, folkemasser (LM4)	-	-	0.7	-	-
Trafikk, horisontale laster	0.7	-	-	-	0.2
Vind uten trafikk	-	-	-	0.6	-
Temperatur	-	-	-	-	0.6

Tabell 6 Lastkombinasjon i bruksgrensetilstand

3.2.3 Ulykkestilstand

I ulykkestilstand er det valgt å se på situasjonen hvor flere hengestenger blir fjernet fra konstruksjonen. Ulykkesituasjonen er gjennomført med trafikklast fra lastgruppen gr1a. Kombinasjonsfaktorene ($\psi_{i,i}$) er hentet fra tabell A2.1 og kombineringsfaktor er utført etter tabell A2.5 i NS-EN 1990:2002 [24]. Se punkt 6.3 for oversikt over hengere som er fjernet samt resultater av kapasitetssjekken. Laster som er benyttet i numerisk modell går frem av vedlegg B.3.

Ulykkeslast	Hengerbrudd	1
Gravitasjon	Egenvekt	1
gr1a	Aksellast	0.75
	Jevnt fordelt trafikklast	0.4
	Laster på gangveier	0.4
	Horisontal bremsekraft	0.4
Termiske påvirkninger	Karakteristisk temperaturpåvirkning	0.5

Tabell 7 Lastkombinasjon i ulykkestilstand

3.2.4 Lastkombinasjoner for gangbanene

Lastkombinering for gangbanene er som for buen og hoveddekket utført etter NS-EN 1990:2002+NA:2016 [24]. Lastkombinasjonsfaktorene fra tabell NA.A2.2 i Eurokoden er kombinert med lastfaktorer γ fra tabell NA.A2.4(B) og tabell NA.A2.6 for henholdsvis bruddgrense- og bruksgrensetilstand *ofte forekommende*. Endelig lastfaktor benyttet for de ulike lastgruppene er vist i tabell 8 og 9. Laster som fremkommer ved lastkombinasjonene kan studeres i vedlegg B.4.

	Dominerende last				
	Gr1	Gr2	Vind uten trafikk	Temperatur med gr1	Temperatur med gr2
Gr1	1.35			0.945	
Gr2		1.35			0.945
Vind	1.12	1.12	1.6	1.12	1.12
Temperatur	0.84	0.84	0.84	1.2	1.2

Tabell 8 Lastkombinasjon for gangbane i bruddgrensetilstand

	Dominerende last				
	Gr1	Gr2	Vind uten trafikk	Temperatur med gr1	Temperatur med gr2
Gr1	0.7			0.2	
Gr2		0.7			0.2
Vind			0.6		
Temperatur				0.6	0.6

Tabell 9 Lastkombinasjon for gangbane i bruksgrensetilstand

3.3 NUMERISK ANALYSE

Alle analyser i denne oppgaven er kjørt i programmet Abaqus/CAE, et program som baseres på Elementmetoden (Finite element method - FEM), og som brukes til å lage FEM-modeller, gjennomføre analyser, overvåke og diagnostisere jobber, og evaluere resultater [29]. I dette kapitlet vil det bli lagt frem de ulike elementene valgt i Abaqus og deres tilhørende egenskaper. Det vil også bli beskrevet hvordan noen av lastene har blitt plassert i modellen, samt hvilke analyser og tilhørende resultater som er hentet ut fra programmet. Figur 8 viser valgt globalt aksesystem. Det er verdt å legge merke til at Abaqus har z- og y-akse i motsatt retning i sitt program enn hva det er valgt å ta i bruk for denne oppgavens aksesystem i vedlagte beregninger.

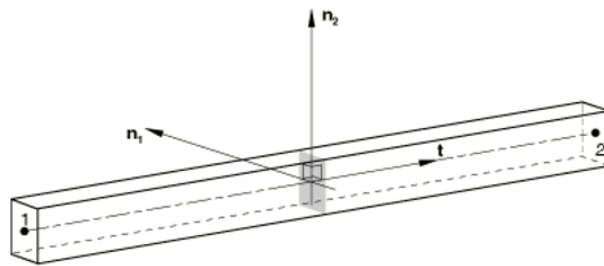


Figur 8 Valgt globalt aksesystem

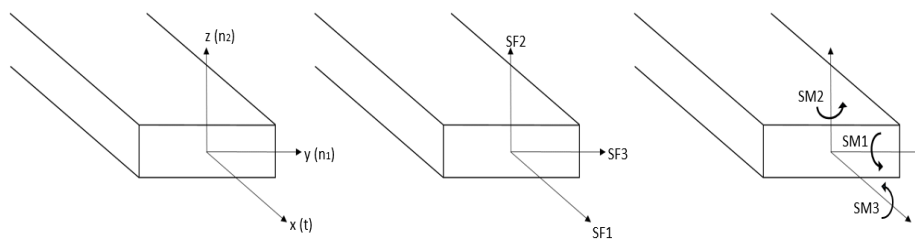
3.3.1 Bjelkeelement

Euler-Bernoulli-bjelkeelementet er et av de vanligste bjelkeelementene som tillater tre deformasjonsformer: aksialtrekk, bøyning og torsjon. Dette elementet antar at plane tverrsnitt som i utgangspunktet står normalt på bjelkens akse, forblir plane, normale på akse og udeformert [30]. Skjærdeformasjoner er altså ikke inkludert for dette bjelkeelementet og egner seg best for tynne bjelker. Et annet bjelkeelement er Timoshenko-bjelkeelementet som tar hensyn til at tverrsnittet ikke nødvendigvis forblir normalt til bjelkeaksen, og dermed inkluderer effekter fra skjærdeformasjon. I Abaqusmodellen består buen og tverrbærerne av et bjelkeelement beskrevet i Abaqus som «B31», en 2-node lineær bjelke i 3D. «B31» er et element som baseres på Timoshenko-bjelkeelementet, og kan derfor ta høyde for aksialtrekk, bøyning, torsjon samt skjærdeformasjoner.

Det lokale aksesystemet for bjelkeelementet er vist i figur 9, hvor aksialkraften (SF1) virker langs retning «t», vertikal skjærkraft (SF2) virker langs «n₂» og horisontal skjærkraft (SF3) virker langs retning «n₁». Buens moment i plan (SM1) virker om akse «n₁», momentet ut av plan virker om akse «n₂», og torsjonsmomentet (SM3) virker om akse «t» [31]. I denne oppgaven er beregninger i x-, y-, og z-retning definert som vist i figur 10.



Figur 9 Lokalt aksesystem for bjelkeelementet [31]



Figur 10 Valgt aksesystem for bjelkeelementet

3.3.2 Skallelement

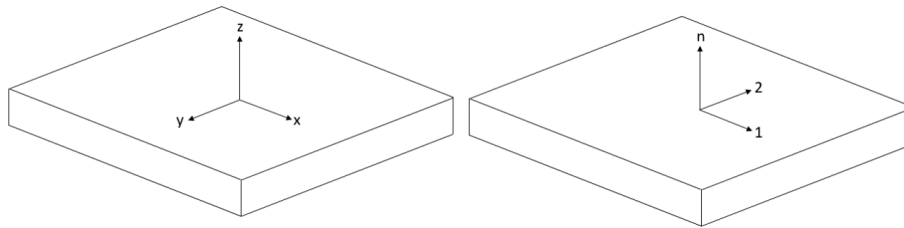
Abaqus deler inn skallelementutvalget deres inn i tre kategorier [32]:

- i. skall til generell hensikt
- ii. tynne skallelementer
- iii. tykke skallelementer

Tynne plateelementer retter seg mot klassisk skallteori (Kirchhoff), tykke plateelementer mot skjærflexibel skallteori (Mindlin), og skall til generell hensikt kan gi løsninger til både tynne og tykke skallproblemer [32]. I modellen er det tatt i bruk «S4R» for dekket og asfaltlaget. «S4R» er et 4-node skallelement med redusert integrasjon, som er et element fra kategorien *skall til generell hensikt*. Dette elementet kan levere nøyaktige nok løsninger i alle lastforhold for både tynne og tykke skallproblemer [32].

For skallelementer oppgir Abaqus kreftene per enhet bredde, som for denne modellen betyr Newton per millimeter bredde. Aksialkraften i dekket (SF1) virker i lokal 1-retning, per mm bredde i 2-retning. SF2 er kraften som virker i lokal 2-retning per mm i 1-retning. Videre er SF3 skjærkraften som virker i det lokale 1-2 planet, SF4 er skjærkraften som virker i n-retning per mm i 2-retning, og SF5 er skjærkraften i n-retning per mm i 1-retning. Momentene som virker på skallelementet er oppgitt i Newtonmillimeter per millimeter. SM1 er momentet som virker om lokal 2-akse per mm, SM2 virker om lokal 1-akse per mm, og SM3 er momentet som virker i det lokale 1-2 planet per mm [33].

For Abaqusmodellen virker lokal akse 1 i samme retning som valgt globale akse x, lokal akse 2 tilsvarer retning y, og lokal normalretning n virker i retning z. Det samme aksesystemet er valgt for dekke- og gangbanemodellen, se figur 11 for beskrivelse av aksesystemet.



Figur 11 Aksesystem for skallelementet

3.3.3 Stavelement

Stavelementer er slanke konstruksjonselementer som kun kan oppta aksialkrefter [34]. I den numeriske modellen er det tatt i bruk elementet «T3D2» for å representere hengestagene. «T3D2» er et 2-node lineært 3-D stavelement. I modellen er hengerne modellert som stavelementer som kun opptar strekkrefter. I FEM-program vil restriksjonen om kun å oppta strekkrefter føre til problemer med konvergens i modellen. Konvergensproblemet er løst ved å innføre virtuelle hengere som plasseres på samme plass som de opprinnelige hengerne. For å beholde ønsket nøyaktighet bør det sørges for at det ikke mistes for mange siffer under de aktuelle iterasjonene, noe som kan være tilfellet hvis trykkstagsstivheten blir for liten i forhold til stivheten i de resterende elementene. Det er derfor funnet et virtuelt stavelement som har liten nok stivhet til ikke å påvirke det statiske systemet, samtidig som det må være stort nok til å gi ønsket nøyaktighet knyttet til matriseberegningene utført av den numeriske programvaren.

3.3.4 Laster og tilknytninger i den numeriske analysen

Vindlast

Vindlasten som virker på buene er i Abaqus definert som en linjelast, altså en last i Newton per mm langs buens lengde. Denne lasten er beregnet konservativt ved å ta utgangspunkt i pillhøyden til broen. En annen løsning for å få en mer nøyaktig vindlast på buene ville vært å dele opp linjelasten på buen med ulike verdi ut fra høyden den er plassert i.

Temperaturlast

Temperaturlasten påført modellen er laget ved å ha et steg hvor den aktuelle temperaturendringen påvirker komponentene. De aktuelle temperaturkoeffisientene legges inn i materialegenskapene til komponentene, hvor de blir multiplisert med den aktuelle lastkombinasjonsfaktoren.

Trafikklast

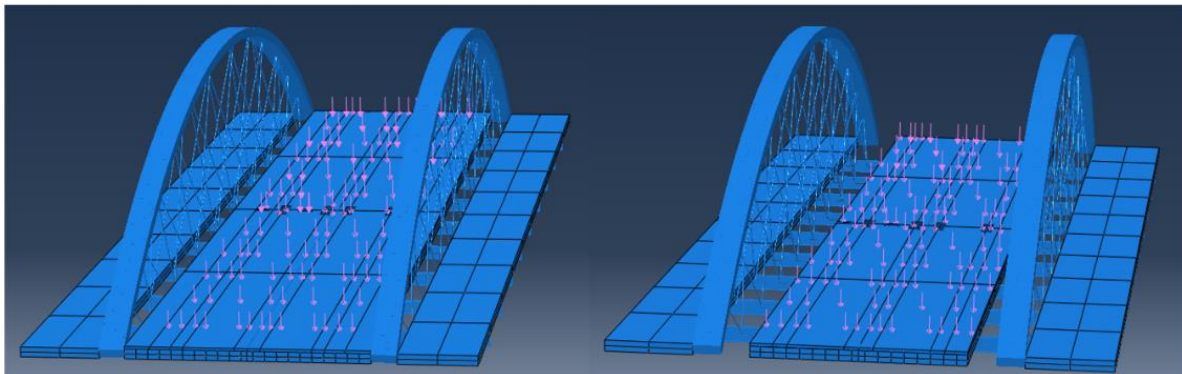
Den horisontale lasten på dekket som skal representere en akselerasjon eller bremsing fra trafikken er lagt til et virtuelt bjelkeelement langs asfaltlaget. Denne bjelken har kun som formål å overføre bremselasten over til asfaltlaget, og har tilnærmet ingen annen påvirkning på

modellen. Materialet til bjelken tilsvarer asfaltmaterialet, men da det er en virtuell bjelke, er radiusen satt til 0.1mm. Denne virtuelle bjelken er, på lik linje med dekket og asfalten, koblet sammen til asfalten ved bruk av en «master/slave» kobling som knytter komponentene fast. Når man definerer overflater til å knyttes sammen ved bruk av “master/slave” bør man ta i bruk en finere mesh på «slave» overflaten enn på «master» overflaten. Dette gjør at analysen går raskere, og det kreves mindre lagringsplass for å kjøre analysene. For trafikklaster som skal representere et kjøretøy ble det tegnet overflater som skal representere bilhullet i kontakt med asfalten på asfaltoverflaten i Abaqus.

Lastmodellen LM1, som beskrevet i punkt 3.1.2, består av 2x4 punktlaster som skal representere to trafikkkjøretøy. Det ble antatt at den kritiske plasseringen for aksellasten ville være i midten av broen, for å oppnå lavest knekkverdi og på den måten få størst utnyttelse i likning 6.24 som omhandler kombinasjon av trykk og bøyning [35], beskrevet nærmere i punkt 3.3.5. For å verifisere at denne plasseringen er den kritiske er det utført analyser hvor bilene har blitt plassert på ulike plasseringer langs brospennet, samtidig med horisontal bremskraft, jevnt fordelt trafikklaster og temperaturlast. Vind ble utelatt, da kapasitetssjekken uten vind ($k_{mod} = 0.9$) ble kritisk for grensesjekk 6.24. For å finne kritisk lastplassering for aksellastene, og den jevnt fordelte lasten i kombinasjon, vil det være hensiktsmessig å enten benytte dataprogrammer eller algoritmer i for eks. i Abaqus CAE som kan kombinere situasjonene automatisk. For denne oppgaven er lastkombineringen begrenset til å sjekke 9x2 situasjoner manuelt for å få en viss oversikt over hva som kan være minst gunstig lastplassering. Det er utført kapasitetssjekker for buen ved jevnt fordelt last over 100 prosent av broen med aksellaster som er flyttet fem og fem meter over hver og én tverrbærer. Samme fremgangsmåte er utført med jevnt fordelt last over 50 prosent av broen.

Forenklinger i analysearbeidet

Etter nye regler fra Statens vegvesen skal veibroer med overliggende bærekonstruksjon ha minimum sideavstand $a = 1,0$ m til trafikkprofilen [22]. En begrensning i scriptet som genererer den numeriske modellen gjør at sikkerhetsavstanden ikke enkelt kan inkluderes automatisk. For å ta hensyn til endringen, ble det bestemt at sikkerhetsavstanden a , skulle inkluderes i dekket ved å lage en modell med et to meter bredere dekke enn faktisk bredde. Endringen er vist visuelt i figur 12. I prosessen med å finne optimale tverrsnitt på broen ble det valgt å beholde de to ekstra meterne for å spare tid. Kutting av de to sidekantene viste seg å være tidkrevende. Mange av koblingene mellom dekket og tverrbærerne må slettes, og dette må gjøres manuelt for hver ny modell etter endring av buetverrsnitt da det er ønsket at hengerne ut av plan skal ha tilsvarende avstand seg imellom som bredden av buen. I analysene ble de to ekstra sidekantene beholdt ved å avskrive alle laster utenom egenvekt. Påvirkningen fra egenvekt og stivhet fra ekstra dekke-del, ble funnet til å være så små at dette ble en god løsning til optimalt design var funnet. Etter å ha funnet optimale tverrsnitt for buer, tverrbærere og dekket ble det gjennomført analyser og kapasitetssjekker for riktig modell for å verifisere at løsningen var konservativ og at endringene i resultatene var små.



Figur 12 Med og uten ekstra dekkekant

I modellen er tilknytning mellom dekket og tverrbærerne definert som sveiset for å få en god overføring av kreftene fra dekket til tverrbærere. Denne sveisen er punktvis definert av et tilknytningselement bestående av en 2-node «wire», med avstand som kan bestemmes av bruker. Det ble i startfasen kjørt analyser med 10 tilknytningselementer mellom dekket og tverrbærere, noe som ga en raskere kjøretid og relativt nøyaktige resultater. For å oppnå høyere nøyaktighet i resultatene ble antall tilknytninger mellom dekket og tverrbærere økt fra 10 til 20. Denne løsningen ga en mer realistisk fordeling av kreftene, og man unngikk områder med store konsentrerte laster hvor sveise-tilknytningen var fremtredende for resultatet.

3.3.5 Gjennomførte analyser

For denne oppgaven ble det gjennomført en iterativ prosess for å finne hovedkomponenter som var best utnyttet i henhold til aktuelle kapasitetssjekker. På grunn av stabilitetsutfordringer for buene, viste pre-design av buetverrsnittene seg for å gi for slanke tverrsnitt etter bruk av generell formel fra litteraturen [1]. Utgangspunktet for buene ble derfor valgt på bakgrunn av erfaring fra veileder. Dekket og tverrbærere ble satt til en relativt konservativ verdi, for først å optimere buens tverrsnitt. Da buen begynte å nærme seg en optimal dimensjon ble fokuset rettet mot tverrbærer og dekket. På den måten ble komponentene optimalisert enkeltvis, og nye kontroller ble kontinuerlig gjennomført for komponenten i endring, samt komponenter som stod uendret, men som ble indirekte påvirket.

For buen var det knekkverdien, moment om sterk og svak akse og aksialkraft som var de mest sentrale verdiene hentet fra Abaqus. Momentet og aksialkraften ble hentet fra SM og SF, beskrevet i punkt 3.3.1, mens knekkverdien ble hentet ved å kjøre en knekkingsanalyse i Abaqus. Ved knekkingsanalysen fås global knekkverdi med tilhørende knekkform av buene. Denne verdien blir multiplisert med maks. trykkraft i buen, og gir den kritiske aksialkraften. Videre blir kritisk aksiallast (N_{kr}) brukt for å finne den tilhørende knekkklengden ved bruk av formel for Eulers knekklast, vist i likning 2.

$$N_{kr} = \frac{\pi^2 EI}{l_{kr}^2} \rightarrow l_{kr} = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{N_{kr}}}$$

Likning 2 Eulers knekklast

Denne knekkklengden blir tatt i bruk for å gjennomføre to av de aktuelle kapasitetssjekkene i NS-EN 1995-1-1 [35] som omhandler knekking av buen. Disse kapasitetssjekkene sjekker utnyttelsesgraden til søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning. Kapasitetssjekk 6.23 tar for seg knekking i planet, mens 6.24 tar for seg knekking ut av planet. Reduksjonsfaktorene $k_{c,y}$ og $k_{c,z}$ tar hensyn til knekking ved reduksjon av limtreets trykkfasthet i fiberretning, og subindeksene "y" og "z" viser til knekking om henholdsvis y- og z-akse. De tre leddene i likningene er spenningsutnyttelse for aksialspenning, momentspenning om y-akse og momentspenning om z-akse. Modifikasjonsfaktoren k_m tar hensyn til omfordeling av spenninger avhengig av hvilken reduksjonsfaktor k_c det fokuseres på.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) \leq 1$$

Likning 3 Kapasitetssjekk 6.23, mht. knekking i planet [35]

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} * f_{c,0,d}} + k_m \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Likning 4 Kapasitetssjekk 6.24, mht. knekking ut av planet [35]

Trykket i buen er forholdsvis konstant sammenliknet med momentet, som har flere lokale topp- og bunnpunkter med stor variasjon. Kreftene og momentene tatt i bruk i kapasitetssjekkene ble derfor hentet fra tverrsnittet der det oppstod størst moment i planet. En sammenlikning av utnyttelse ved maks. trykkraft og maks. moment er gjennomført i resultatene, punkt 6.1.3.

For å undersøke hvordan modifikasjonsfaktoren k_{mod} påvirket kapasitetssjekken, ble de aktuelle lastkombinasjonene beskrevet i punkt 3.2.1 tatt i bruk med justeringer av lastkombinasjonene for å endre k_{mod} . Denne modifikasjonsfaktoren tar hensyn til lastvarigheten, noe trevirkets fasthet er sterkt avhengig av. For permanente laster er $k_{mod} = 0.6$, mens den for øyeblikkslast, som for eksempel vindlast, er satt til 1.1. Endringen fra 0.9 til 1.1 ble sentral for kapasitetssjekkene gjennomført på buen. Denne endringen fra korttidslast til øyeblikkslast tilsvarer en lastsituasjon med trafikklast kombinert med og uten vindlast. Modifikasjonsfaktoren inkluderes i de dimensjonerende fasthetsegenskapene til trematerialet, som vist i likning 5 nedenfor. γ er her en partialfaktor som tar hensyn til bestandighet av materialet.

$$f_d = f_k \frac{k_{mod}}{\gamma}$$

Likning 5 Karakteristisk verdi for fasthetsegenskap inkludert modifikasjonsfaktor k_{mod}

4 PROSJEKTERING

I denne delen vil broens dimensjonerte komponenter bli presentert med kommentarer til valgene som er tatt. For de sekundære bæreelementene vil relevante utdrag av resultatene fra analysene bli vist, mens det for buene blir lagt frem resultater i en egen senere del. Beregningene bak dimensjonerte løsninger er referert til underveis i teksten og kan finnes i vedleggene.

4.1 BUE

Buene består av limtre av nordisk furu med materialstyrke GL30c, og har dimensjonen 950x450 mm². Broen består av to limtrebuer som bærekonstruksjon, med vinklede hengere ut av buens plan. Det er ikke benyttet vindfagverk for å knytte buene sammen, noe som gjør at knekking ut av planet blir en av hovedutfordringene. Det er derfor valgt å ha en dimensjon på buen som er større i bredden enn høyden for å styrke materialet og sørge for at momentet ut av plan fungerer om sterk akse. Etter flere analyser i Abaqus og tilhørende kapasitetssjekker fra NS-EN 5-1-1 [35], ble det dimensjonen 950x450 mm² som ga best utnyttelse uten å overskride aktuelle grensetilstander. Utnyttelsesgrader og resultater for buen ved ulike lastsituasjoner er lagt frem i kapittel 6.

For å kunne transportere buen til monteringsplassen vil den produseres i tre deler [13], og settes sammen med stive ledd som kan overføre moment og på den måten representere en kontinuerlig bue. I Norge er majoriteten av middels store broer og deres tilhørende buer sammensatt av stålplater og plugger som plasseres inne i buen [36]. Et alternativ til dette er gjengede stenger som kan gi en stor rotasjonsstivhet samt god momentkapasitet [36]. For å unngå at stålstengene skaper spalting grunnet strekkspenninger vil det være viktig at stengene ikke monteres helt parallelt med fiberretningen, men med en viss vinkel til fiberretningen [37].

Bue-endene monteres med kemperledd. Dette leddet kan utføres kun med beslag, innslissede plater, eller med gjengede stenger tilsvarende løsning som ved de stive leddene i buen. Det er valgt løsningen med innslissede plater festet med dybler til buen som videre knyttes til kemperleddet. Leddet utføres med en bolt som fester kemperleddet til de innslissede platene, og på den måten gir buen mulighet til å rotere i planet. Denne rotasjonen gir lavere stabilitet, men det vil også resultere i et lavere moment i buen, noe som kan resultere i lavere dimensjoner. Knutepunktet er tvunget mot bevegelse og rotasjon i alle retninger utenom rotasjon i buens plan. Med andre ord skal knutepunktet sikre en stivhet som er lik et ledd som kun er fri til å rotere i buens plan.

Buen trykkimpregneres med kobbersalt før liming og impregneres deretter med et av de tre oljeproduktene lagt frem i punkt 2.3. Buen kles med sinkbeslag med minimumtykkelse 0.7 mm som dekker hele øvre flate av buen og minimum 30 millimeter ned på sidene fra overkant. Ved endeoppleggene kles hele bueprofilen fra opplegg og opp til punktet som tilsvarer 1 meter vertikalhøyde fra belegningsoverkant. Dette for å motstå trafikkspurt [22].

4.2 HENGESTENGER

Av hengere som overfører krefter fra dekket til buen kan det benyttes hengestenger med sirkulære tverrsnitt eller spenntau med tråder av stål som spennes jevnt sammen. I valg av hengersystem mellom dekke og bue er det viktig å ta høyde for lastene som oppstår ved ulykkesituasjon med brudd i en eller flere hengere, samt ta høyde for belastning på enkelthengere som oppstår ved relaksasjon av andre hengere.

Det er valgt å gå ut ifra hengestenger av typen Detan Ø42. Produktspesifikasjoner gjengis i tabell nedenfor.

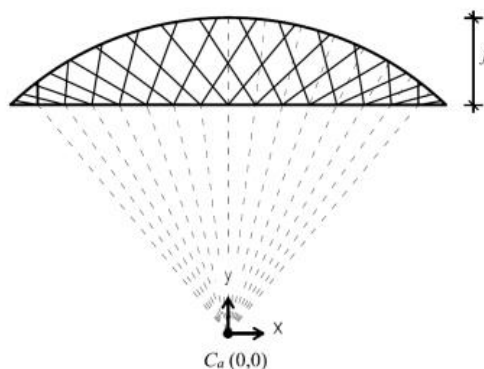
Detan S460 42 mm	
Diameter Ø	42 mm
Materialfashet f_{yk}	460 N/mm ²
Lastkapasitet $N_{R,d}$	504.4 kN

Tabell 10 Spesifikasjoner hengestenger [39].

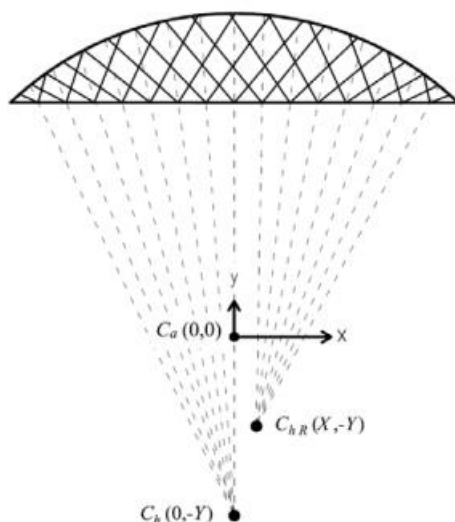
4.2.1 Hengestengenes orientering

Som beskrevet i punkt 2.1.2, er hengerstengenes orientering en påvirkende faktor for momentstørrelsen i buen. Den aktuelle broen består av et tredekke som hviler på ni tverrbærere, og det blir derfor naturlig at hengestengene festes til tverrbærerne. Dette setter en begrensning for valg av hengestengenes ordning, hvor alle hengestengene skal festes med lik avstand på 5m, tilsvarende avstand mellom tverrbærerne.

Broens orientering består av et radiale mønster, basert på resultater fra del-veileder Anna Ostrycharczyk, se vedlegg P. Figur 13 viser oppstillingen av et radiale mønster uten offset som betyr at strålingen kommer fra samme punktet som sentrum av buesirkelen. På den måten vil strålingen tilsvare radiusen på buesirkelen. Resultatene fra Ostrycharczyk og Malo [7] viser at løsningen som gir minst moment i buen er ved å ha en offset i både x- og y-retning. Dette prinsippet er illustrert i figur 14.



Figur 13 Radiale mønster uten offset [7]



Figur 14 Radialt mønster med offset [7]

Den optimale avstanden i x- og y-retning er avhengig av pilhøyden og lengden til buen. Den aktuelle broen har en lengde på 50 meter, og det ble etter samtale med veileder valgt en pilhøyde på 8 meter. Den optimale hengerorienteringen ble beregnet av Anna Ostrycharczyk ved å gradvis belaste en 2D modell fra 0 til 100% belastning med en jevnt fordelt last, og gjennomføre denne metoden for ulike offset og vinkler og sammenlikne resultatene. Man trekker altså ut det største momentet for hver modellvariant, som kan oppstå for ulik grad av belastning avhengig av de innlagte parameterne. Det største momentet blir deretter sammenliknet med de andre variantene, og den varianten som har lavest maksimalt moment tilsvarer den beste hengerorienteringen.

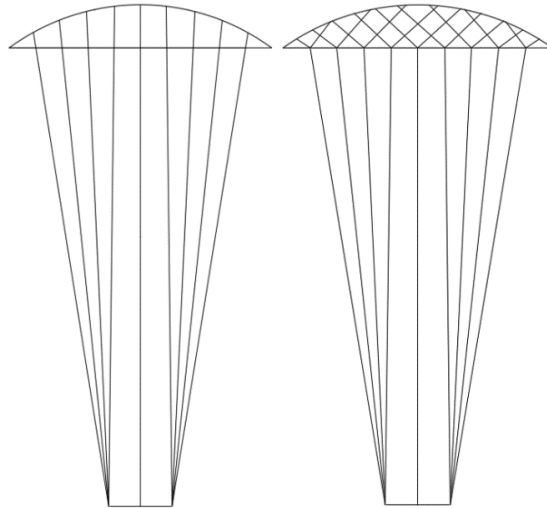
For denne broens satte parametere;

Pilhøyde: 8m

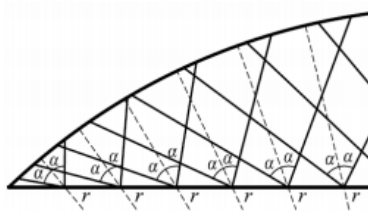
Spennlengde: 50m

Antall tverrbærere: 9

ble det minste maksimale momentet funnet for en modell med vinkel på 47.5 grader samt offset på $x = 6\text{m}$ og $y = -50\text{m}$ som vist i figur 15. Maks. momentet for modellen oppstod ved en jevnt fordelt last over hele dekket, altså 100% belastet. Vinkelen på 47.5 grader er satt ut fra strålingen, som i figur 16 er vist som vinkelen « α » og strålingen som « α ».



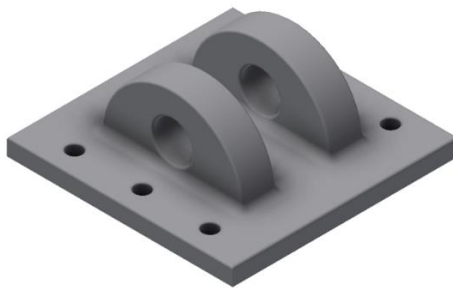
Figur 15 Hengerorientering med valgt offset



Figur 16 Vinkel ut fra strålingen [7]

4.3 KNUTEPUNKTER

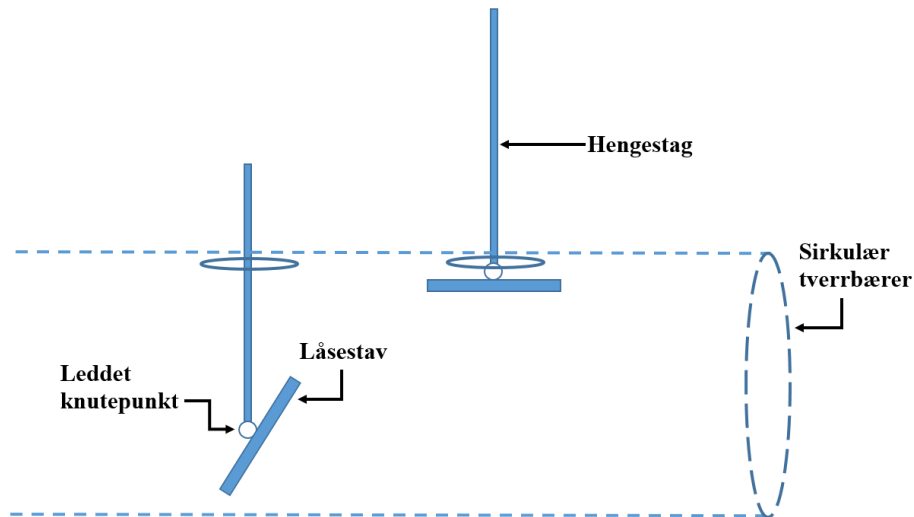
Hengernes festeanordning er valgt til t-stykker som på buen skrus fast på undersiden med 6xM24-gjengestenger. Alt stål er galvanisert og pulverlakkert med epoksy pulver. Disse t-stykkene er enkle å montere og ved å benytte muttere på begge sider av platen sikres innfestingen av gjengestengene samtidig som vannutsatte stål-mot-tre-områder på buen begrenses. For ankerpunktene på tverrbærerne er festeørene sveist direkte på overkant flens. For dimensjonering av festeanordning se vedlegg C.



Figur 17 Festeanordning til hengestengene på buene

Om relaksasjon i hengestengene blir en større utfordring for konstruksjonen kan det være aktuelt å se på andre innfestingsløsninger, for å unngå at stengene tar trykk og ikke bøyes ut av plan. En alternativ løsning kan være å ta i bruk hule sirkulære tverrbærere med utsparinger til hengestengene, som kan bevege seg inn i tverrbæreren. Ved å feste enden av hengestengene

med et ledd til en låsestav kan den tres inn i utsparingen ved den sirkulære bjelken. Når staven er plassert på innsiden av tverrbæreren, vil den under strekk i hengestengene bli presset mot tverrbæreren fra innsiden og under trykk vil hengestengene ha mulighet til å bevege seg fritt inn i tverrbærer. Dette prinsippet er illustrert ved en enkel skisse i figur 18. Ved en slik løsning er det viktig at det fokuseres på brukervennlighet, hvor det tas i bruk en løsning som eliminerer raske bevegelser og støynivå.



Figur 18 Enkel skisse av innfestningsprinsipp

4.4 DEKKE

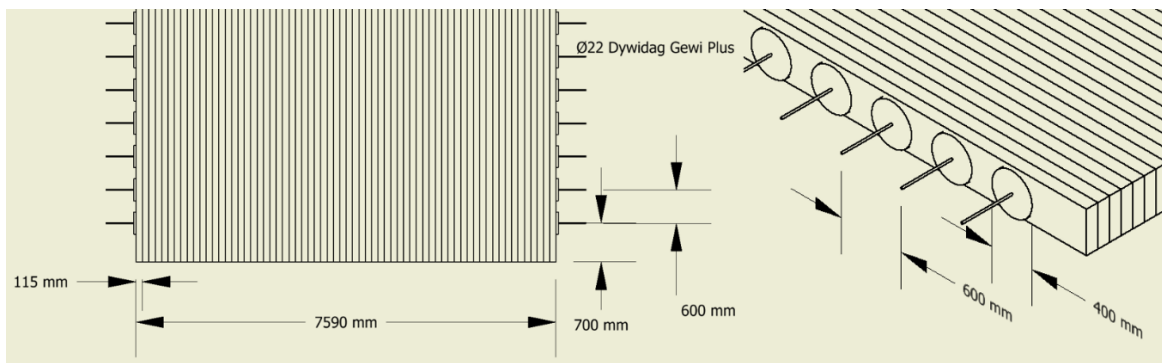
4.4.1 Hoveddekket for kjørefelt

Dekket består av 115 mm brede bjelker av impregnert limtre i furu med en lamelltykkelse på 33.3 mm [41]. Dekkets høyde er dimensjonert til å være 400 mm. Bredden til dekket mellom trebuene er 7.59 m med to separate gangveier på 3.105 m på utsiden av buene. Dekket har blitt prosjektert for både bruks- og bruddgrensetilstand og kapasitetssjekker finnes i vedlegg D.1. For bruddgrensetilstand ble det sjekket for skjær samt kombinert bøyning og aksialt trykk [35] mens det i bruksgrensetilstand ble sjekket for nedbøyning, som ikke skal overskride $L/400$ [28], og strekktøyning i overkant av dekket over tverrbærer som ikke skal overskride 1,2‰ [22]. Det ble i bruksgrensetilstand tatt i bruk to ulike numeriske modeller for å sjekke nedbøyningen. Den ene modellen er en fullstendig modell, tilsvarende modell som brukt i bruddgrensetilstand, hvor L settes til 50m. Resultater knyttet til denne modellen er lagt frem i punkt 4.5, som beskriver valg av tverrbærer. Det ble også laget en egen dekkemodell hvor tverrbærerne er byttet ut med glidelager som ikke kan bevege seg i vertikalplanet. Det ble i denne modellen undersøkt lokal nedbøyning mellom tverrbærere, og lengden L mellom glidelagrene ble derfor satt til 5m. Tabell 11 viser resultater knyttet til lokal nedbøyning mellom tverrbærere, og det kommer her frem at lastkombinasjon med lastgruppe gr1b ble dominerende.

Spennlengde L		5 000 mm
Krav (L/400)		12.5 mm
Last-kombinasjon	Gr1a	8.70
	Gr1b	10.16
	Gr4	1.22

Tabell 11 Lokal nedbøyning

Dekkelamellene blir holdt sammen av tverrspente stålstenger med diameter på 22 mm som trykker lamellene sammen og skaper innbyrdes høy friksjon. Det er benyttet produktinformasjon fra Dywidag [42]. Kraftene fordeles over forankringsplater som vist på figur 19, og størrelsen til forankringsplaten er avhengig av kapasiteten til tredekket.



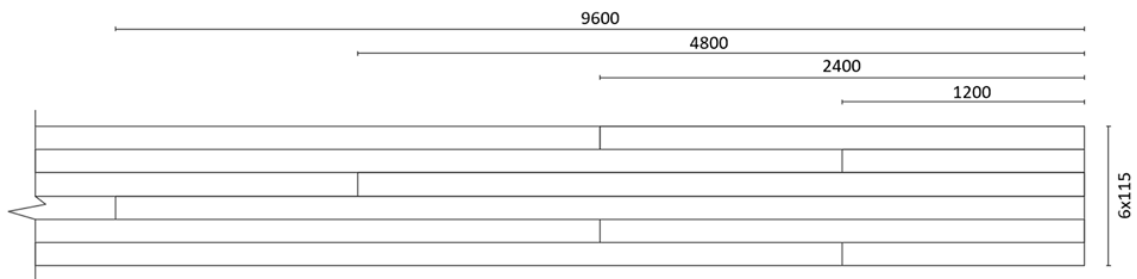
Figur 19 Spennlaminert limtredekke, kjørebane

Lamellene blir plassert side om side langs hele dekkebredden, og blir spent sammen av stålstengene med intervaller på 600 mm. Avstanden mellom stålstengene er beregnet ut fra en kombinasjon av krav til maksimal oppspenning av spennstålet, krav til ingen forekomst av glidning mellom lamellene i bruddgrensetilstand, samt krav til ingen forekomst av oppsprekking mellom lamellene i bruksgrensetilstand. For detaljert beregning, se vedlegg D.2.

For å unngå oppsprekking, må stengene opprettholde et tilstrekkelig jevnt trykk i tverretning, for hele dekket. Kontroll av oppsprekking forårsaket av tverrgående bøyemoment skjer i både brudd- og bruksgrensetilstand hvor bruddgrensetilstand tillater oppsprekking ved reduksjon av effektiv tverrsnittshøyde. Kravet om null forekomst av oppsprekking er satt til bruksgrensetilstand og kontroll utføres i lastkombinasjonen *ofte forekommende* [22]. I beregningene i vedlegg D.2 er dette kontrollert ved å legge sammen spenninger fra maksimale tverrmoment i dekkemodellen i Abaqus CAE med trykkspenninger fra oppspenningen. Negativ netto spenning er krevd, som betyr trykkspenning også i punkt med maksimalt tverrmoment. Trafikklast fra gr1a i kombinasjon med temperatur- og vindlast viste seg å være dimensjonerende med hensyn til oppsprekking.

Lamellene legges i mønsteret vist i figur 20 med buttskjøter på maksimalt 10 mm. Det skal ikke være mer enn én buttskjøt for hver fjerde langsgående lamell innenfor et lengdesnitt på l_1 . l_1

settes lik minimumsverdien av to ganger avstanden mellom forspenningsstengene, 30 ganger tykkelsen av de langsgående lamellene og 1,2m [28]. Buttskjøtene reduserer dekkstivheten sammenlignet med et kontinuerlig tredekke. Dette er blitt tatt hensyn til ved å redusere elastisitetsmodulen i lamellretning, med en buttskjøtfaktor beregnet etter punkt 9.5.2.3 i håndbok N400 [22].



Figur 20 Buttskjøtmønster, startlengder [mm]

4.4.2 Spennstenger for hoveddekke

Det er valgt å benytte gjengede spennstenger av typen Dywidag GEWI® Plus [42] med en diameter på 22 mm, med sirkulære ankerplater. Dimensjonerende oppspenning P_{\min} gir en maksimumsavstand på 622 mm mellom oppspenningsstengene. Spennstengene blåserenses og sprøyteforsinkes med en belegningstykkelse på minimum $100\mu\text{m}$ [43]. Av hensyn på spennsystemets levetid bør det vurderes alternative løsninger til det korrosjonsutsatte spennstålet. Bruk av oppspente glassfiberstenger er en løsning som blir undersøkt i et samarbeidsprosjekt mellom Statens vegvesen og Moelven Limtre AS [44]. Se vedlegg D.2 for dimensjonering av spennsystem.

4.4.3 Gangbaner

I denne delen vil prosjektert løsning med dimensjoner og spesifikasjoner for de tverrspente gangbanene i limtre bli lagt frem. De to gangbanene på utsiden av buene dimensjoneres for laster beskrevet i punkt 3.1.2.2.

Dimensjoneringen av dekket skjer i hovedsak lokalt ved å påføre laster på en forenklet dekkemodell. Dekkemodellen for gangbanene ligner den forenklete modellen for hoveddekket. Alle grensebetingelser er identiske, med opplegg for hver femte meter på dekket som hindrer vertikal- og tverrforskyvning, samt opplagere i endene som kun gir rotasjonsfrihet om dekkets tverrakse. Avstanden mellom oppleggene er fem meter, som representerer avstanden mellom tverrbærerne. Bredden på de to dekkene settes til 3.105m for å gjøre plass til en servicebil, som for eksempel en mindre traktor for snømåking. Lastene fra trafikk og vind plasseres på minst gunstige plassering for hver enkelt sjekk.

Nedbøyningskravet $L/400$ ble kontrollert lokalt, med et spenn L lik 5 meter. Det ble undersøkt nedbøyning fra menneskelast i gr1, fordelt jevnt over et helt område, mellom to tverrbærere midt på broen, samt gr2, last fra servicekjøretøy med tyngste aksling midt mellom tverrbærerne. Tøyningskravet på maksimalt 1.2% over tverrbærere ble sjekket lokalt i bruksgrensetilstand

ofte forekommende, for gr1 over to felt, samt gr2 med akslingene 1,5m fra tverrbærer på hver side.

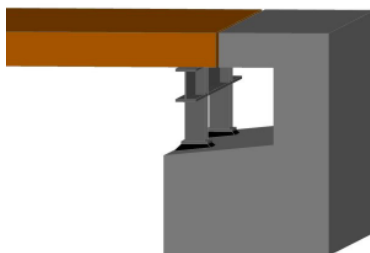
Minst gunstig lastplassering for nedbøyning lokalt ble funnet til å være tyngste aksling fra gr2 midt mellom oppleggene. For maksimal tøyning i bruksgrensetilstand *ofte forekommende*, ble maksimal strekktoyning funnet for plassering av aksellastene på hver sin side av tverrbærer, midt på dekket. Resultatene fra sjekk i brudd- og bruksgrensetilstand er lagt frem i vedlegg D.4.

Den store aksellasten fra gr2 fordelt på forholdsvis små arealer ga økt skjærspenning i dekket sammenlignet med hoveddekket. Dette krevde en dekkhøyde på 400mm, og ved å benytte samme spennsystem som for hoveddekket ble maksimal avstand mellom stengene i underkant av 400mm for å ta høyde for skjærkreftene. Se vedlegg D.5 for beregninger og kapasitetssjekker. Denne avstanden gir god trykkfordeling på tvers av dekket, men er lavere enn ønsket. Normal avstand er mellom 500-800mm [13], og det er behov for en økt avstand for å ha plass til festepunkter for brorekkverket på siden av dekket.

Brodekkene er både i de lokale numeriske modellene, samt den globale modellen dimensjonert i fasthetsklasse 24c. Etter NS-EN 14080:2013 [45] er trykkfastheten normalt på fiberretningen $f_{c,90,g,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ for alle fasthetsklassene. Dette gir begrensninger på maksimal oppspenningskraft fra spennstengene på tvers av dekket som blant annet skal hindre glidning mellom lamellene. For at ikke trematerialet skal knuses er det behov for store forankringsplater i stål og en kortere avstand enn ønsket. Det er derfor etter å ha dimensjonert broen, undersøkt bruk av dekke i limtreklasse GL30c. Dermed kan det etter en rapport fra Treteknisk [46] regnes med en trykkfasthet normalt på fiberretning på $5,5 \text{ N/mm}^2$ basert på forsøk og erfaring fra tidligere prosjekter. Dette gir rom for bruk av spennstål med en høyere strekkfasthet. Stålet strekkes opp til en høyere grense enn hva som først var tilfelle ved dekket i limtreklasse GL24c. Etter beregninger i henhold til Eurokode 5 [35] og regler for trykkfasthet normalt på lengderetningen etter Treteknisk rapport [46] er det kommet frem til en forbedret løsning. Det er derfor, for gangbanene, benyttet Ø26.5 Dywidag WR-stenger [47] med karakteristisk strekkfasthet $f_{yk} = 950 \text{ N/mm}^2$ og bruddspenning $f_u = 1050 \text{ N/mm}^2$, hvor maksimal avstand mellom stengene ble beregnet til 750 mm. Beregningene er vist i vedlegg D.5.

4.4.4 Dekkeopplegg

På bakgrunn av kunnskapen om utvidelse av limtredekker ved endringer i temperatur og fuktighet i konstruksjonen, er det valgt et endeopplegg uten mekanisk fuge. Dekkets ende legges på en HEA-bjelke som bæres av to korte betongsøyler knyttet til fundamentet. En limtreplate skrur til enden av dekket og det stiftes på vanntett grunnmurspapp og svellebånd i enden for å beskytte mot fuktighet. En utkraget betongplate fra fundamentet føres ut til enden av limtredekket og blir presset mot svellebåndene. Svellebåndet utvider seg opptil 400 prosent [48] og danner et fukt-tett sjikt mellom treverket og betongen. Den utkragede fundamentløsningen sikrer god lufting av fugekonstruksjonen samtidig som den gir mulighet for inspeksjon av fugen og opplageret. Dette fører igjen til sjeldnere og enklere vedlikeholdsarbeid.



Figur 21 Endeopplegg med utkraget betongplate [13]

For å sikre sidestyling, med andre ord overføring av tverrkrefter på dekket til fundament, kan det benyttes en løsning som vist i figur 22. Her monteres en åk i form av en massiv stålplate til underkant av dekket som hindres mot sideveis bevegelse av en bolt. Bolten kan sveises til steget i HEA-profilet som avstives med plater i stegets tverrakse. Bolten hindrer ikke vertikal bevegelse og heller ikke bevegelse i dekkets lengderetning, men tverrkrefter på dekket blir ført gjennom stålplaten over til bolten.

Det er ikke satt av tid til å utføre beregninger av stålplaten og bolt-opplegget, dette settes derfor til videre arbeid. Det bør utføres nødvendige kapasitetssjekker og løsningen bør dimensjoneres og utformes på bakgrunn av dimensjonerende lastverdier.



Figur 22 Åk av stål som kun overfører tverrkrefter til fundamentet [13]

4.4.5 Belegning og fuktisolering av dekket

Brodekker av tre skal beskyttes med full fuktisolering i belegningsklasse A3-4 iht. håndbok N400 [22]. Detaljene til belegningsutførelsen og krav til materialene er beskrevet i Statens vegvesens håndbok R762 prosesskode 2 [43]. Egenvekten til belegningslaget inkluderes i egenvekten til broen ved dimensjonering i den numeriske modellen. Minstekravet til dimensjonerende belegningsvekt på $3,5 \text{ kN/m}^2$ under punkt 5.2.2.2 i håndbok N400 er brukt til å bestemme asfalttykkelsen. Beregninger finnes i vedlegg D.3.

Fuktisoleringen består i hovedsak av et vanntett membransjikt og et asfaltslitelag. Dekket trykkimpregneres først med Cu-salt, og til slutt, etter all bearbeiding er utført, impregneres dekket med et av alternativene lagt frem i punkt 2.3. Ved å velge bort kreosot til fordel for mer miljøvennlige olje-produkter, forenkles legging av membranen. Kreosot virker

nemlig som et løsemiddel og det kreves derfor et asfaltlag som beskyttende sjikt mellom tredekket og membranen. I tillegg vil drypping av kreosot ned på biler og underliggende konstruksjonsdeler potensielt være et problem, noe som krever montering av plater på undersiden av dekket.

På dekket legges det en tynn kleber før laget med 12 mm Topeka 4s-membran smøres jevnt utover dekket. Topeka er et elastisk materiale som beveges med temperatur- og fuktendringer i dekket [13]. Det skal legges beslag langs øvre dekkkanter som dekker minimum 30 millimeter av sidekant dekke for å beskytte membranen på sidekantene av dekket. Slitelaget vil bestå av asfaltbetong (Ab) som legges med tosidig helning på tre prosent som sikrer tverrfall og god avrenning.

4.5 TVERRBÆRERE

Som med buens og dekkets dimensjoner har tverrbærernes dimensjoner blitt valgt på bakgrunn av en iterativ prøving og feiling-prosess. Etter samtale med veileder ble det valgt ni tverrbærere som sekundært bæresystem under dekket, noe som gir en avstand på fem meter mellom hver tverrbærer. Da knutepunktene til hengestengene og tverrbærerne plasseres på utsiden av dekket blir den bærende spennvidden forholdsvis stor. I tillegg bidrar kravet fra Statens vegvesen om én meter avstand mellom trafikkprofilen og bæresystemet [22]. Dette gir forsterkede momenter og skjærkrefter på tverrbjelkene. For å kunne ta opp kreftene samt unngå for stor nedbøyning i bruksgrensetilstand er det valgt å benytte HEA-stålprofil i fasthetsklasse S355. Dimensjoneringen er utført i Abaqus CAE i bruddgrensetilstand med lastgruppe gr1a som dimensjonerende lasttilfelle. Nedenfor er dimensjonene listet.

HEA-450	Enhet [mm]
Høyde h:	440
Bredde flens b:	300
Tykkelse flens t:	21
Tykkelse steg s:	11.5
Radius overgang liv/flens r:	27

Tabell 12 HEA-profil, spesifikasjoner

HEA-profilene blåserenses og varmforsinkes med et lag på 115µm ved neddypping i flytende sink etter klasse B i Statens vegvesens Håndbok R762, prosesskode 2 [43]. Tverrbærerne skal utformes med en forhøyning i lengderetning midt på øvre del av tverrsnittet. Denne løsningen skal hindre vann fra å renne inn over de utstikkende delene av øvre flens og bli sugd opp av treverket i dekket [22]. For å hindre hvitrust på stålet under sjikt med tre og varmforsinket stål i direkte kontakt, pulverlakeres øvre del av flens med 100 µm epoksy.

Det ble også undersøkt bruk av sirkulære profiler, da disse profilene har mindre overflate knyttet til dekket, som er fordelaktig med hensyn til avrenning. En ulempe med disse er at de krever større tverrsnitt, altså mer stål enn de slanke HEA-profilene for å sikre liten nedbøyning og god kjørekraft. Det ble på bakgrunn av analysene kommet frem til tverrsnitt HEA-450. Nedbøyningen for karakteristisk trafikklaster endte tett opp mot grensen L/400 for

dimensjonerende lastgruppe gr1a. Dette skyldes nok også valget av det slanke brodekket på 400mm. I snitt for størst moment var det ikke nødvendig å ta hensyn til interaksjon med skjær og aksialkraft etter NS-EN 1993-1-1 [49]. Kapasitetssjekk med tilhørende kalkulasjoner for tverrbærerene finnes i vedlegg E. I tabell 13 nedenfor vises nedbøyning på dekket for karakteristisk trafikklaster fra relevante lastgrupper.

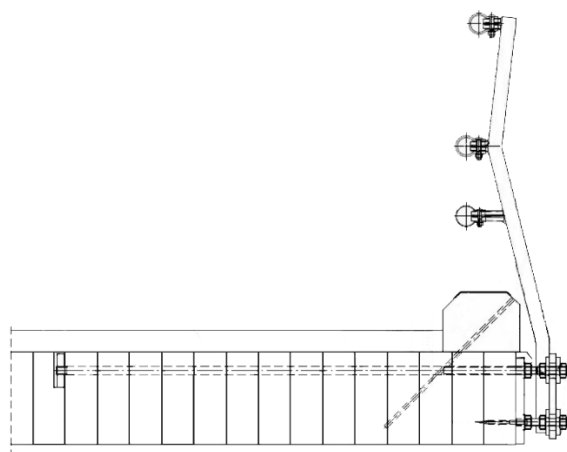
Spennlengde L		50 000 mm
Krav (L/400)		125 mm
Last-kombinasjon	Gr1a	117.5
	Gr1b	52.63
	Gr4	59.56

Tabell 13 Nedbøyning i dekket

4.6 SIKKERHETSREKKVERK

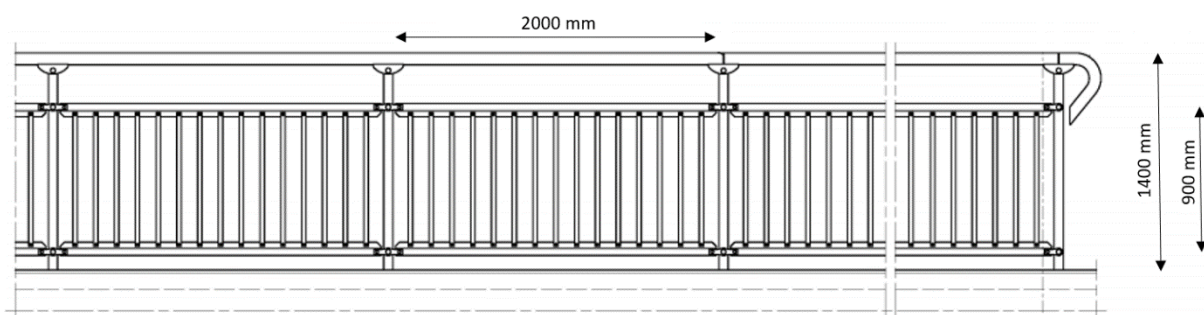
Sikkerhetsrekkverket skal lede kjøretøy slik at det ikke oppstår farlige situasjoner ved for eksempel utforkjøring, kollisjon med kjørende og fotgjengere og kollisjon og brudd i bærende elementer i broen. NS-EN 1317 [50] gir krav til styrkeklasser for sikkerhetsrekkverk og gir også krav til fullskalatesting for verifisering av styrkeklasse. For rekkverket på broen er styrkeklassen satt til H2, som er gjeldende for broer hvor ikke gjennombrudd av rekkverket får alvorlige konsekvenser i form av personlige skader ut over sjåfør [51]. Sikkerhetsrekkverket skal etter krav fra håndbok N101 ha en minimumshøyde på 1,2 meter og håndlisten på topp bør være avrundet slik at klatring forhindres. Horisontale føringskinner av treverk har blitt brukt en del i senere prosjekter, men er ikke godkjent som kjøresterke rekkverk [13]. Rekkverk med langsgående stålprofiler må derfor benyttes. De relativt slanke langsgående profilene krever festestolper med en innbyrdes avstand mindre enn 5 meter. Dermed må festestolpene festes direkte i limtredekket.

Valgt løsning er å feste stålstolper til dekkets sidekant med langsgående føringskinner i runde stålprofil. Momentinnspenningen til hver stolpe ved kollisjon sikres ved kraftpar fra to øvre gjengede strekkstag og to gjengede trykkstag. For en slik løsning krever håndbok N400 at det sørges for at innfestingen ikke påvirker oppspenningsnivået i dekket. I tillegg settes det krav til minimumslengde for strekkstaget for å sikre kapasitet mot utrivningsbrudd [22]. Strekkstagene forankres derfor til en stålplate i en utsparring i dekket mellom to lameller over 1,5 meter inn i dekket. Det skal også monteres en kantsvill som skal ta opp deler av støtkreftene ved kollisjon. Kantsvillen monteres derfor med skruer som vinkles i forhold til dekket. Løsningsdetaljer kan studeres i figur 23.



Figur 23 Tverrprofil av sikkerhetsrekkverk [13]

For gang- og sykkelfeltene stilles det ikke samme krav til rekkverkene da kjørefeltene har foreskrevet styrkeklasse H2 og er atskilt fra gangbanene. Rekkverkene må ha en minimumshøyde på 1,2 m med maks lysåpning mellom rekkverksstengene på 120mm [51]. Det er valgt å benytte samme innfestingsmetode som for det kjøresterke rekkverket, men valgt et rekkverk tilpasset gang- og sykkelfelt. Løsningen som vist på figur 24 er levert av den svenske produsenten *Saferoad Birsta AB* [52].



Figur 24 Lengdeprofil av sikkerhetsrekkverk gang- og sykkelfelt [52]

4.7 MONTERING

En fordel med trebroer er deres raske og relative enkle ereksjon. En vanlig montasjefremgang er å bygge store seksjoner ferdig på byggeplassen, og deretter reise seksjonene på plass ved bruk av mobile kraner [53]. Ved å lage store seksjoner på byggeplassen vil man minimere leietiden for kranhjelp. Trebruer sine gode egenskaper knyttet til prefabrikering og vektstyrkeforhold gjør det mulig å løfte store sammensatte seksjoner [13].

En overslagsberegning av vekten på de største brokomponentene er beregnet i vedlegg F og lagt frem i tabell 14. Her kommer det frem at totalvekten er på rundt 155.26 tonn, noe som kan gi muligheter for å montere sammen broen på byggeplassen, og deretter løfte den komplette broen på plass ved bruk av mobilkraner. Dette gjør at man minimerer bruk av kranhjelp, og samtidig vil en eventuell stopper av trafikken på området bli minimert. Hvis broen er tenkt over

en elv, kan det være aktuelt å legge en midlertidig fylling i elven for å gi plass til mobilkranen og på den måten minske spennet på kranen. Hvis dette ikke lar seg gjøre kan det plasseres kraner på hver side av tenkt bro plassering. Dette kan resultere i at man må ta i bruk en beltekran på motsatte siden av byggeplassen hvor den ferdigoppførte broen vil befinne seg, da avstanden og vekten blir i overkant stor for en mobilkran [54, 55].

For at denne løsningen skal fungere vil det være behov for en midlertidig løsning med strekkbånd for å ta opp de horisontale kreftene til buen før buen blir montert til fundamentene. Beregning av horisontalkrefter og strekkbånddimensjon ligger i vedlegg F.

Komponent	Vekt [tonn]
Buer	17.79
Dekke	100.74
Tverrbærere	22.30
Strekkbånd	0.42
Spennstål	7.20
Hengestag	6.81
Total vekt	155.26

Tabell 14 Vekt av hovedkomponentene

4.8 KVALITETSSIKRING AV BEREGNINGENE

I et broprosjekt vil det være stort fokus på sikring av beregningene. Denne sikringen vil normalt bestå av egensjekk og annenhåndssjekk. I særlig risiko- og eller konsekvensutsatte konstruksjoner vil man også ha krav om en uavhengig tredjepartssjekk der et firma blir engasjert til å gå igjennom kalkulasjonene.

For egen- og annenhåndssjekk tar man i bruk mer eller mindre detaljerte sjekklister, der det blir haket av for sjekk av håndberegninger, materialbruk, laster og lastfaktorer, digitalmodell og randbetingelser, se forenklet eksempel i tabell 15.

Tredjepartssjekken blir utført av et uavhengig firma med godt renommé. Her kan rapporten bli gjennomgått og det kan suppleres med hånd- og digitale beregninger fra forenklete modeller til modeller i samme omfang som i rapporten som sjekkes.

Det har i denne oppgaven blitt begrenset til egensjekk pga. tilgjengelige ressurser. Det har likevel vært fokus på å lage nye numeriske modeller med interne sjekklister, for å minske sannsynligheten for å overse nye justeringer etter hvert som det har blitt erfart mer om både prosjekteringskrav samt modelleringsløsninger. Det har også vært fokus på et samarbeid hvor begge parter tar del i alle aspektene av oppgaven. På den måten vil man lettere oppdage feil når nye parter skal inn i et allerede etablert system. Dette er aktuelt både for beregninger og tolkning av ulike krav.

Nr.	Sjekk	OK/IA
1	Modell	
1.a	Riktig dimensjon på hengere	OK
1.b	Riktig dimensjon på buene	OK
1.c	Riktig valg av elementer	OK
1.d	Riktig bruk av eksentrisiteter i knutepunkt	OK
2	Håndberegninger	
2.a	Riktig bruk av materialfaktorer	OK
2.b	Riktig valg av kapasitetskontroller	OK
2.c	Riktig input fra numerisk analyse	OK
3	Materialbruk	
3.a	Riktig valg av hengermaterialer	OK
3.b	Riktig bruk av knutepunkt	OK
3.c	Riktig bolter	OK
3.d	Riktige E-moduler	OK
4	Laster	
4.a	Riktige Laster	OK
4.b	Riktige lastfaktorer	OK
4.c	Riktige lastkombinasjoner	OK
4.d	Valg av representative kombinasjoner	OK
5	Randbetingelser	
5.a	Interne	OK
5.b	Eksterne	OK

IA=Ikke aktuelt

Tabell 15 Eksempel på sjekklister

5 KOSTNADSESTIMAT

For at broen skal være et godt valg bør den være konkurransedyktig på pris. I denne delen legges det frem et estimat over broens kostnader, komponentvis med summert totalkostnad. For å kunne sette kostnadene i en sammenheng er det i dette kapitlet vist erfaringstall for totalkostnader av ulike brotyper i betong, stål og treverk. Det er også lagt frem erfaringstall for de viktigste kostnadsdataene for Steien bro, Norges lengste nettverksbuebro med limtrebuer. Prissammenligninger og diskusjon rundt kostnadene er lagt frem under diskusjonskapittel 9.2. Innledningsvis vil grunnlaget for estimatet bli lagt frem.

Broens kostnad er estimert på bakgrunn av innhentede priser fra leverandører samt erfaringstall fra Steien bro. Da fundamentering ikke er dimensjonert i denne oppgaven er det utelatt i kostnadsestimatet. Det er gjort estimat på totalkostnad før merverdiavgift og byggherrekostnader (mva.) inkludert en riggekostnad tilsvarende 25% av byggekostnad. Andelen for riggekostnad er valgt på bakgrunn av erfaring fra tidligere prosjekter i Statens vegvesen [56].

Priser på limtreelementer og impregnering er innhentet fra Moelven Limtre AS [57]. Kreosot som impregneringsmiddel er valgt bort til fordel for mer miljøvennlige midler beskrevet i punkt 2.3. Da to av de alternative impregneringsmidlene er på utviklingsstadiet er det antatt lik pris for valgt impregnering, som prisen for kreosotimpregnering. Prisnivået til de nye impregneringsmetodene Sleeperprotect og Tanasote™ er ikke innhentet. Pris på ubehandlede tverrbærere er hentet fra prisliste hos Norsk Stål AS [58]. Prisen på hengestengene er satt som en del av hengerprisen for Steien bro. Det er valgt samme leverandør av hengestenger, derfor antas enhetsprisen lik den på Steien bro. Enhetsprisen er gjort om til NOK/m. Det er i beregningen antatt en gjennomsnittlig hengerlengde på 12,7 meter for Steien bro som representerer en henger ved fjerdedelspunktet til buen som danner en vinkel på 70° med dekket. Pris på spennsystemet er innhentet fra Dywidag Norge, og det er tatt utgangspunkt i WR-systemet med Ø26.5-stenger. Øvrige enhetspriser er basert på erfaringstall fra Steibrua-prosjektet. Enhetsprisene fra Steien bru er justert for prisøkning, fra første kvartal 2016 til første kvartal 2017, ved å multiplisere med justeringsfaktor 1.046 etter Byggekostnadsindeksene fra Statistisk sentralbyrå [59].

5.1 GRUNNLAG FOR PRISSAMMENLIGNING

For å kunne sette kostnadene til broen i oppgaven i perspektiv er det i tabell 16 lagt fram prisområde for buebroer i betong, stål og limtre på bakgrunn av erfaringstall fra Vegdirektoratet [60]. Prisene er omgjort fra 4. kvartals- 2009-kroner til 1. kvartals- 2017-kroner ved å multiplisere kostnadene med en faktor lik 1.25, som fremkommer av byggekostnadsindeks for betongbroer hos Statistisk sentralbyrå [59]. Prisene er totalpris inkludert riggekostnader samt byggherrekostnader og er lagt ved for å vise tilnærmede prisområder for ulike brokostnader i Norge, se tabell 16. I tillegg er det lagt frem erfaringstall for Steien bru. Broen har likhetstrekk ved broen dimensjonert i oppgaven, som nettverkshengere og buer i limtre og gangbaner på 3 meter bredde utenfor hver limtrebue, se figur 25. Det er benyttet en kostnadsmodell hvor pris

er omregnet til pris per kvadratmeter broareal, inkludert areal fra gangbanene. I tabell 17 ses spesifikasjoner og kostnader for Steien bru.



Figur 25 Steien bru [12]

Enhetskostnad [NOK/m ²]			
	Betong	Stål	Tre
Buebroer	31 250	28 750 – 42 500	25 000 – 32 500
Dekkebroer	17 500 – 22 500		20 000 – 25 000

Tabell 16 Kostnadsområder for ulike typer broer i Norge [60]

Steien bru [61]:	
Brottype:	Nettverksbuebro i limtre
Lokasjon:	Alvdal kommune, Hedmark
Åpningsdato:	24.09.2016
Bros penn:	88 meter
Føringsbredde dekke:	9 meter
Bredde ganfelt:	3 meter
Areal av dekke inkl. gangbane:	1320 m ²
Bæresystem:	Doble limtrebuer med nettverkshengere og vindfagverk. Dekke i før oppspent betong
Totalpris eks riggekost og mva.	36 000 000
Totalpris* ekskludert fundamentering, rigg og mva.:	31 078 000 NOK
Pris* per areal dekke inkl. gangbane:	23 544 NOK/m ²
Andel av totalkost, fundamenteringskost, grunnarbeid og lysanlegg	14 % (5 162 386 NOK / 36 000 000 NOK)

Tabell 17 Data, Steien bru

*Pris på lysanlegg, grunnarbeid og landkar i tillegg til riggekostnad og mva er ekskludert

5.2 KOSTNADSTABELL FOR VALGT BROLØSNING

I tabell 18 er estimerte kostnader listet opp etter material og type arbeid. Kostnad for trematerialet med impregnering er summert til ca. 4 830 000 NOK. I tillegg er montasje en av de større postene, estimert til å koste 4 413 500 NOK. Totalkostnad før rigg, fundamentering, byggherrekost og mva. er kalkulert til ca. 13 530 000 NOK. Verdt å legge merke til, ved estimatet, er at kostnaden her er i underkant av 4 000 NOK lavere enn for Steien bru. Inkluderes rigggkostnad på 25% ligger prisen for broen på ca. 16 920 000 NOK. Tallene vil bli diskutert videre i kapittel 9.2.

Element	Enhet	Antall	Justeringsfaktor	Pris/enhet [NOK]	Kostnad [NOK]
Limtrelementer					
Limtrebuer	m ³	45,68	1	20 000,00	913 600,00
To-stegsimpregnering uten kreosot, buer	m ³	45,68	1	3 000,00	137 040,00
Limtredekke, hoveddekke og gangbaner	m ³	276	1	11 000,00	3 036 000,00
To-stegsimpregnering uten kreosot, dekke	m ³	276	1	2 500,00	690 000,00
Kantavviser, kjørefelt med CU-impregnering	m ³	4,2	1	13 500,00	56 700,00
Transport av trekonstruksjoner	RS	1	1	Inkludert	0,00
Sekundære bærekomponenter					
Tverrbærere, HEA 450	tonn	22,302	1	23 310,00	519 860,00
Hengestenger	m	313	1,046	2 946,00	964 515,00
Spennsystem dekke, kjørefelt	stk	83	1,046	4 350,00	377 658,00
Spennsystem dekke, gangfelt	stk	132	1,046	4 350,00	600 613,00
Forbindelsesmidler	tonn	2,5128	1,046	84 000,00	220 785,00
Transport av stålelementer og hengestenger	tonn	25,46	1,046	2 000,00	53 262,00
Overflatebehandling av stål S355					
Blåserensning, HEA og spennsystem	m ²	374,12	1,046	150,00	58 699,00
Varmforsinking, HEA og spennsystem	m ²	374,12	1,046	160,00	62 613,00
Pulverlakkering, HEA og spennsystem	m ²	116,1	1,046	80,00	9 715,00
Blåserensning, forbindelsesmidler	m ²	25,25	1,046	150,00	3 962,00
Varmforsinking, forbindelsesmidler	m ²	25,25	1,046	160,00	4 226,00
Pulverlakkering, forbindelsesmidler	m ²	25,25	1,046	80,00	2 113,00
Belegningslag, membran og beslag					
Fuktisolering A3-4 (håndbok RS762 Prosesskode 2)	m ²	690	1,046	325,00	234 566,00
Slitelag av asfaltbetong (Ab)	tonn	98,67	1,046	1 215,00	125 399,00
Sinkbeslag for buer og kantavviser	m ²	48,02	1,046	2 300,00	115 527,00
Rekkverk					
Kjøresterkt rekkverk i stål, kjørebane	m	110	1,046	2 850,00	327 921,00
Rekkverk i stål, gangvei	m	200	1,046	2 900,00	606 680,00
Transport av rekkverk	RS	1	1	Inkludert	0,00
Montasje					
Montering av trekonstruksjoner	RS	1	1,046	3 200 000,00	3 347 200,00
Montering av hengestenger og tverrbærere	RS	1	1,046	900 000,00	941 400,00
Oppspenning av dekket	stk	215	1,046	555,55	124 938,00
Totalkost eks. mva., fundamentering og rigg					13 534 992,00
Pris per m2 dekke medregnet gangfelt					19 615,93
Riggkostnader	%	25	1		3 383 748,00
Totalkostnad eks., mva og fundamentering					16 918 740,00
Totalpris per m2 dekke medregnet gangfelt					24 519,91

Tabell 18 Kostnadsestimat nettverksbuebro

6 RESULTATER

6.1 BRUDDGRENSETILSTAND

I dette kapitlet vil det bli lagt frem resultater knyttet til ulike kapasitetssjekker og krav knyttet til brodesignet. Det er fokusert på resultater tilhørende buene, da disse komponentene er særlig utsatt ved små endringer. Resultater knyttet til andre komponenter av broen ble lagt frem underveis i prosjekteringskapitlet med referanser til relevante vedlegg. Lastkombinasjonen med lastgruppe «gr1a» som dominerende last ble dimensjonerende, og denne lastkombinasjonen vil videre bli referert til som lastkombinasjon gr1a. Kapitlet består av resultater fra følgende del-kapitler:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkestilstand
- Egenfrekvens

6.1.1 Utnyttelse av kapasitetssjekker

Buens kapasitet ble analysert i bruddgrensetilstand, med de ulike lastkombinasjonene beskrevet i punkt 3.2.1. For alle lastmodellene er det likning 6.23 og 6.24 i NS-EN 1995-1-1 [35] som gir størst utnyttelse, beskrevet nærmere i punkt 3.3.5. Disse likningene sjekker spenningskapasiteten for søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning, noe som er hensiktsmessig for buebroer da det kan oppstå samtidighet av store aksialkrefter og momenter. For valgt brøløsning var knekkverdien for alle lastmodellene lavest ut av plan, noe som betyr at broen er mest utsatt for knekking ut av buens plan. Dette kommer ikke like godt frem i utnyttelsesresultatene for alle lastmodellene da spenningen fra momentet spiller en dominerende rolle for utnyttelsen i flere lastmodeller. I disse lastmodellene vil knekkverdien være såpass høy for både knekking i- og ut av plan, at selv om den er lavere ut av plan vil forskjellen mellom $k_{c,y}$ og $k_{c,z}$ ikke ha like stor betydning på likningene sammenliknet med påvirkningen fra modifikasjonsfaktoren k_m . Likning 3 og 4 i punkt 3.3.5 viser de aktuelle sjekkene. Beskrivelse av de ulike kapasitetssjekkene er lagt frem i tabell 19, og utnyttelsen for de ulike lastkombinasjonene er lagt frem i tabell 20. Utrekning av kapasitetssjekkene og utnyttelsen for de ulike lastkombinasjonene ligger i Vedlegg H.1.

Likninger i NS-EN 1995-1-1	Beskrivelse
6.17	Kombinert bøyning og aksialt strekk
6.18	Kombinert bøyning og aksialt strekk
6.19	Kombinert bøyning og aksialt trykk
6.20	Kombinert bøyning og aksialt trykk
6.23	Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning
6.24	Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning
6.41	Bøyespenning i toppunktet av buede bjelker
6.53	Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen
Skjær + torsjon	Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

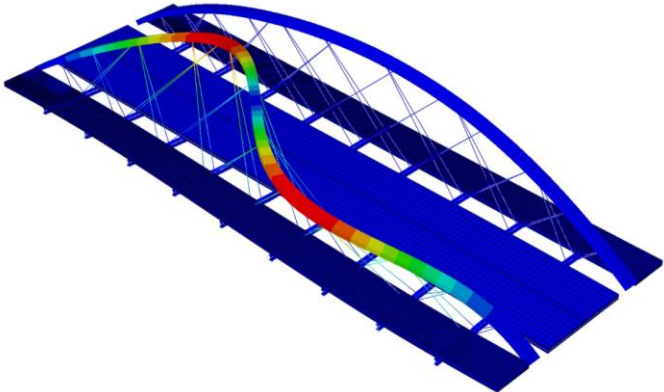
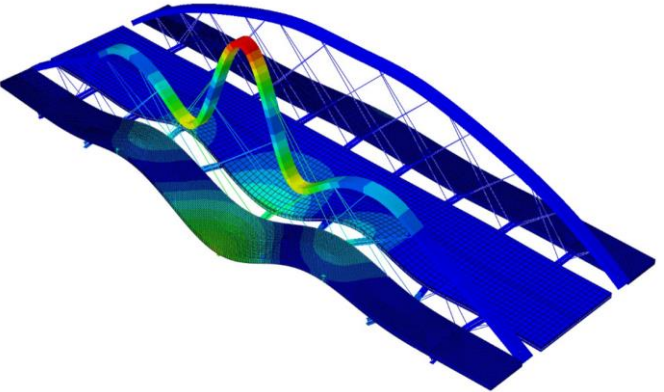
Tabell 19 Beskrivelse av kapasitetssjekkene

Likninger i NS-EN 1995-1-1									
	6.17	6.18	6.19	6.20	6.23	6.24	6.41	6.53	Skjær + torsjon
Gr1a	0.305	0.223	0.393	0.475	0.740	0.859	0.271	0.067	0.297
Gr1b	0.179	0.13	0.179	0.228	0.405	0.377	0.145	0.035	0.17
Gr4	0.194	0.149	0.274	0.319	0.567	0.656	0.135	0.035	0.066
Vind uten trafikk	0.087	0.072	0.096	0.111	0.244	0.235	0.056	0.020	0.047
Temperatur	0.226	0.163	0.277	0.341	0.580	0.613	0.203	0.047	0.226

Tabell 20 Utnyttelse av kapasitetssjekkene

6.1.2 Knekkverdier

For kritisk lastkombinasjon av gr1a, med minst gunstige lastplasseringer, er det i tabell 21 vist laveste knekkverdier for knekking ut av- og i buens plan.

Lastkombinasjon gr1a	Knekkverdi	Kritisk aksiallast [kN]
 Knekking ut av plan	$\lambda = 1.825$	$N_{\text{kritisk}} = 8046$
 Knekking i plan	$\lambda = 5.826$	$N_{\text{kritisk}} = 25690$

Tabell 21 Knekkverdier

6.1.3 Utnyttelse i ulike tverrsnitt

Det ble valgt å hente krefter og momenter fra snittet til maks. moment i planet. Resultatene til utnyttelse i snittet ved maks. aksialkraft og ved maks. moment i planet er lagt frem i Tabell 22 og viser at utnyttelsen er størst i snittet til maks. moment i plan. Se vedlegg H.1 og H.3 for utregninger.

Likninger i NS-EN 1995-1-1									
	6.17	6.18	6.19	6.20	6.23	6.24	6.41	6.53	Skjær + torsjon
Gr1a Snitt Fx.max	0.041	0.045	0.239	0.235	0.505	0.723	0.271	0.054	0.046
Gr1a Snitt My.max	0.305	0.223	0.393	0.475	0.740	0.859	0.271	0.067	0.297

Tabell 22 Utnyttelse i ulike tverrsnitt

6.1.4 Utnyttelse ved endret k_{mod}

Nedenfor vises spenningsutnyttelser for konstruksjonen i bruddgrensetilstand, analysert uten vind med en redusert k_{mod} . For kun gravitasjon, $k_{mod} = 0.6$, var utnyttelsen godt innenfor med kritisk utnyttelsesverdi på 0.32. For lastsituasjon uten vindlast, $k_{mod} = 0.9$, ble endringene større. Å endre k_{mod} fra 1.1 til 0.9 viste seg å ha en stor påvirkning selv om vindlastene var fjernet fra modellen, men utnyttelsen av den kritiske lastmodellen gr1a var akkurat innenfor kravet. Se tabell 23 for utnyttelse av kapasitetssjekkene for lastmodeller uten vindlast. Beregningene finnes i vedlegg H.2.

Likninger i NS-EN 1995-1-1									
	6.17	6.18	6.19	6.20	6.23	6.24	6.41	6.53	Skjær + torsjon
Gr1a (Uten vind)	0.357	0.262	0.471	0.566	0.837	0.950	0.317	0.079	0.339
Gr1b (Uten vind)	0.205	0.146	0.200	0.260	0.433	0.374	0.003	0.003	0.152
Gr4 (Uten vind)	0.196	0.140	0.290	0.346	0.602	0.655	0.146	0.032	0.049
Temperatur (Uten vind)	0.258	0.187	0.322	0.393	0.640	0.658	0.229	0.055	0.249

Tabell 23 Utnyttelse uten vindlast

6.1.5 Lastplassering i kritisk lastkombinasjon

Som beskrevet i punkt 3.3.4 ble lastplasseringen for LM1 bestemt ut fra 9x2 analyser i Abaqus. Som vist i tabell 24 ble den kritiske utnyttelsen som antatt ved lastplassering midt i brospennet med jevnt fordelt last over hele dekket. Alle analysene ble gjennomført uten vindlast og $k_{mod} = 0.9$. Se vedlegg Q for beregninger.

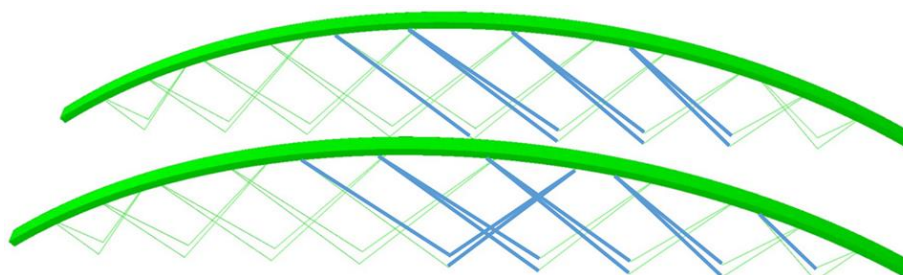
For noen knekkmoder i Abaqus kommer knekkverdien ut negativ. Dette betyr at Abaqus viser frem knekkverdien til modellen hvis lastene blir lagt inn i motsatt retning. Dette er ikke aktuelt for denne broen, da blant annet trafikklaster aldri vil virke opp fra dekket. For noen av knekkingsanalysene, med jevnt fordelt last over halve dekket, kom det ikke frem verdier for knekkfaktorer i buens plan. For å begrense analysetiden ble det satt en øvre grense på hundre knekkfaktorer. For situasjoner hvor det kun ble gitt knekkverdier ut av plan og negative knekkverdier ble det konservativt valgt å anta største knekkfaktor for knekking ut av plan som gjeldene for knekking i plan. Situasjonene hvor dette er tilfellet er markert med symbolet «*» bak verdien i tabell 24.

	Bilplassering over tverrbærere (jevnt fordelt last over hele dekket)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Likning fra NS-EN [35]	6.23	0.804	0.873	0.825	0.819	0.837	0.819	0.825	0.873	0.804
	6.24	0.786	0.866	0.863	0.879	0.950	0.879	0.864	0.863	0.786
	Bilplassering over tverrbærere (jevnt fordelt last over halve dekket)									
	6.23	0.761	0.859*	0.845*	0.903	0.873	0.704	0.624	0.711*	0.634
	6.24	0.703	0.789	0.816	0.867	0.844	0.691	0.606	0.649	0.591

Tabell 24 Lastplassering. * = konservativ knekkverdi

6.1.6 Hengere i relaksasjon

Det er for den numeriske bromodellen undersøkt forekomst av relaksasjon av hengere ved jevnt fordelt last over begrensede områder på dekket. Figur 26 viser hengerne i relaksasjon ved belastning av gr1a i bruddgrensetilstand, med jevnt fordelt last over halve lengden av dekket. Aksellaster er plassert over tredje tverrbærer og lastkombinering er utført etter tabell 4 og 5.



Figur 26 Relaksasjon i hengere

Resultatet viser relaksasjon i 17 av totalt 72 hengere. I den numeriske modellen er hengerne definert til å kun ta strekk, og hengerne markert i blått over er hengere som ga verdien null for Mises-spenningen i den numeriske modellen. Utbøyning er ikke undersøkt da hengerne i modellen ikke tar trykk.

6.2 BRUKSGRENSETILSTAND

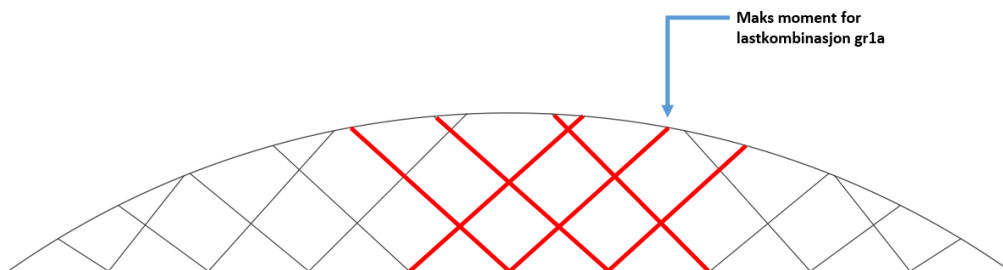
For buen er det i bruksgrensetilstand fokusert på nedbøyning og utbøyning etter krav fra NS-EN 1995-2 [28]. Her er kravet $L/400$ for buen, hvor L er lengden på spennet til buen. Tabell 25 viser nedbøyning og utbøyning for de ulike lastkombinasjonene, for karakteristisk trafikklast alene.

	Nedbøyning [mm]	Utbøyning [mm]
Krav ($L/400$)	125	125
Gr1a	77.85	72.30
Gr1b	29.62	38.61
Gr4	38.27	30.22

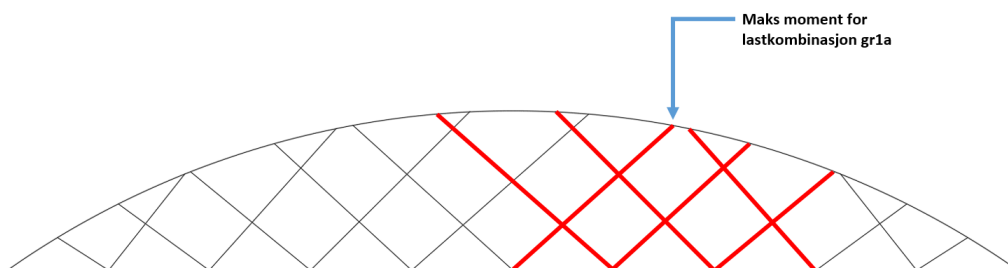
Tabell 25 Nedbøyning og utbøyning i bruksgrensetilstand for buene

6.3 ULYKKESSITUASJON

Ulykkesituasjon ble beregnet etter lastmodellen beskrevet i punkt 3.2.3, hvor seks indre hengere ble fjernet. Det ble gjennomført to analyser med fjerning av ulike hengere, som vist i figur 27 og 28. Resultatene ble tilnærmet like for de to ulike variantene, og resultater for alternativ 1 er lagt frem i tabell 26. Lastgruppen gr1a ga størst utnyttelse. Vedlegg I viser detaljerte beregninger.



Figur 27 Fjernede hengere, alternativ 1



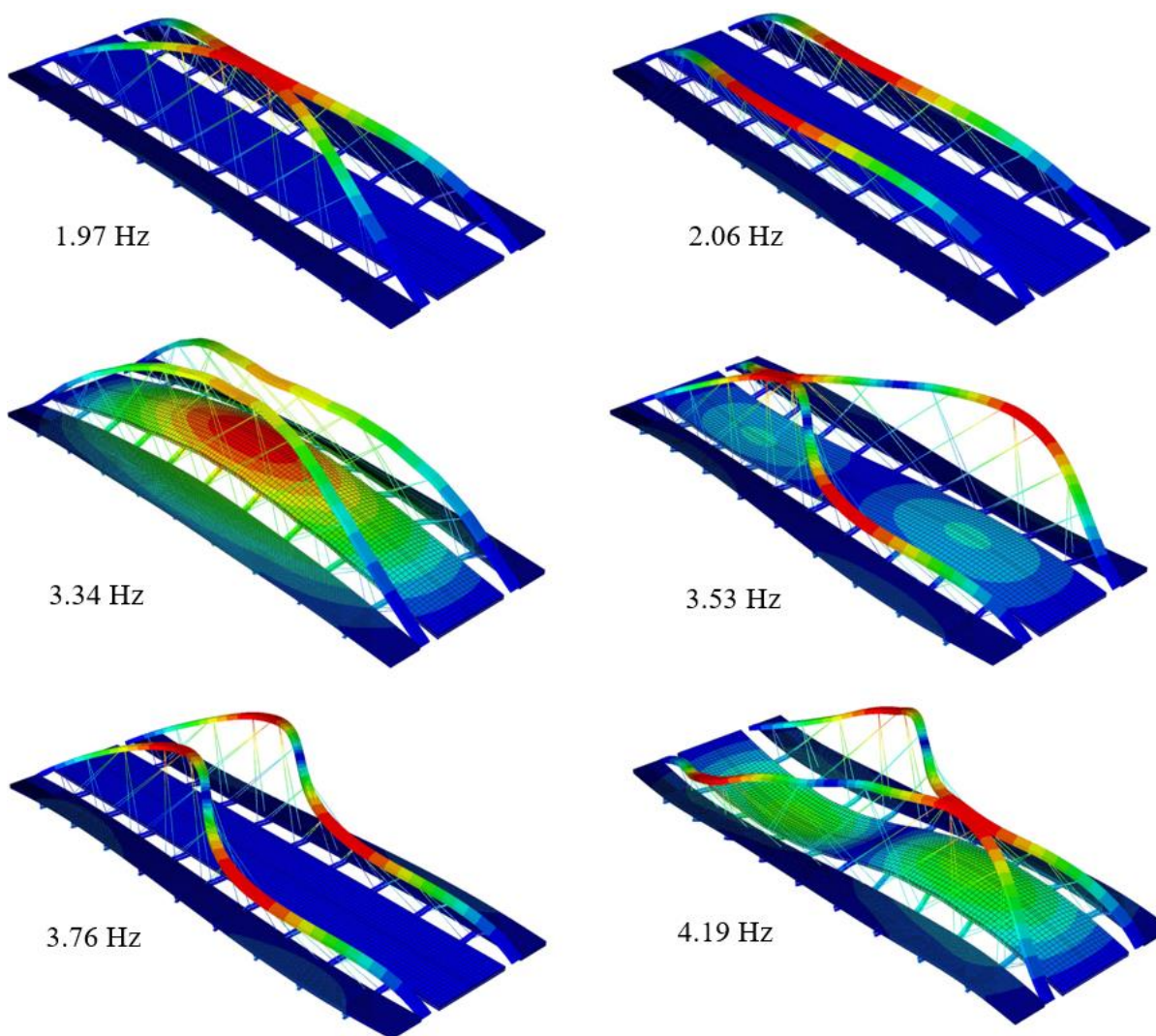
Figur 28 Fjernede hengere, alternativ 2

Likninger i NS-EN 1995-1-1									
	6.17	6.18	6.19	6.20	6.23	6.24	6.41	6.53	Skjær + torsjon
Ulykke 1	0.218	0.181	0.242	0.278	0.474	0.516	0.153	0.060	0.0274

Tabell 26 Utnyttelse i ulykkesituasjon, alternativ 1

6.4 EGENFREKVENNS

Egenfrekvensene for broen ble hentet fra Abaqus, og svingemode 1-6 er vist i figur 29 med tilhørende egenfrekvens. Det kommer frem fra figuren at alle modene er innenfor kritisk frekvensområde tilknyttet første og andre harmoniske lastmodell forbundet med last fra fotgjengere, beskrevet i punkt 2.4.

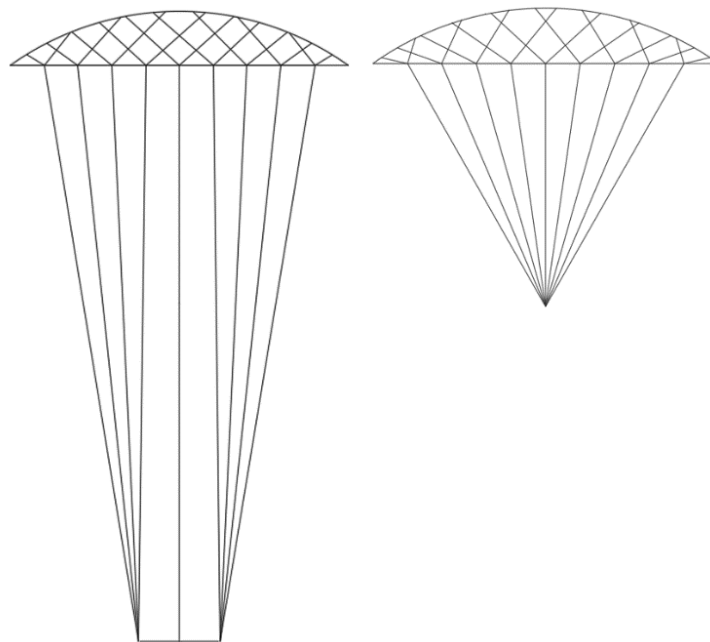


Figur 29 Første seks egenfrekvenser for broen

7 ULIKE VARIANTER AV BROEN

7.1 SAMMENLIKNING AV ULIK HENGERORIENTERING

Som beskrevet i punkt 4.2.1 er hengestengene orientert ut fra en offset-stråling som vist til venstre i figur 30. Denne orienteringen er basert på en 2D analyse gjennomført av del-veileder Anna Ostrycharczyk, hvor resultatene ga et lavere maksimalt moment med valgt offset sammenliknet med en modell uten offset, vist til høyre i figur 30. Det var derfor interessant å undersøke om dette også var gjeldende for samme orientering i 3D med lastkombinasjonene beskrevet i punkt 3.2.1. Det ble først gjennomført en analyse i 3D, med samme lastsituasjon som var opphavet til den valgte hengerorienteringen, for jevnt fordelt last over hele dekket. Dette ga som forventet et lavere moment i buen ved valgt offset sammenliknet med tilsvarende bro uten offset. Videre ble det sammenliknet med lastkombinasjon gr1a, samt gr1a, uten vind ($k_{\text{mod}} = 0.9$) og resultatene er lagt frem i tabell 27. Det kommer her frem at den valgte hengerorienteringen ga noe høyere maksimalt moment og lavere knekkverdi. Dette betyr at for funnet kritisk plassering av lastkombinasjonen, gr1a, vil spenningsutnyttelsen være lavere for radiale mønstre uten offset enn ved optimalisert offset for jevnt fordelt last.



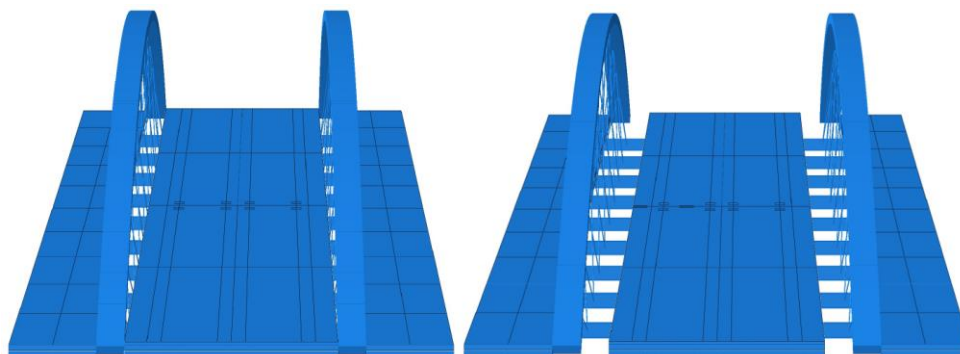
Figur 30 Hengerorientering med og uten offset

Lastkombinasjon gr1a ($k_{mod}=1.1$)		
	Med offset	Uten offset
Maks. moment i plan [kNm]	268	244
Knekkverdi ut av plan	1.83	1.94
Utnyttelse etter likning 6.24 [35]	0.86	0.83
Lastkombinasjon gr1a – uten vind ($k_{mod}=0.9$)		
Utnyttelse etter likning 6.24 [35]	0.95	0.88

Tabell 27 Sammenlikning av ulike hengerorientering

7.2 FJERNET SIDEAVSTAND TIL TRAFIKKPROFILET

Som tidligere nevnt skal overliggende bærekonstruksjon ha minimum sideavstand på 1 meter etter nye regler fra Statens vegvesen [22]. Denne meteren på hver side av broen vil påvirke kostnadsprisen med tanke på tverrbærerne, og en økning på 18m stål knyttet til tverrbærerne vil komme på ca. 58 700 NOK, se punkt 5 for detaljert kostnadsanalyse. Det ble gjennomført en analyse av broen uten minimum sideavstand på 1 meter, se figur 31, i både lastsituasjon gr1a og ulykkessituasjon med fjernede hengere og resultatene ble tilsvarende som for modellen med 1 meter avstand fra buen til trafikprofilen. Se vedlegg K for beregninger.

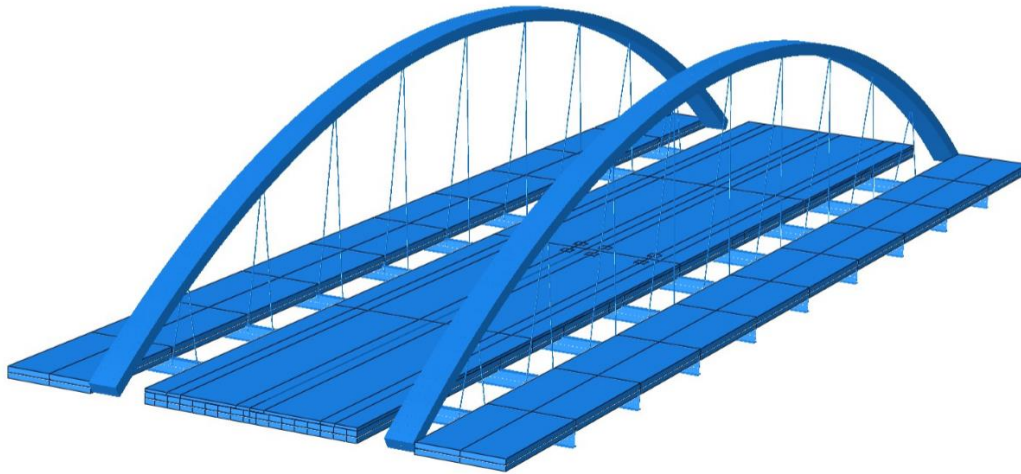


Figur 31 Med og uten sideavstand

7.3 VERTIKALE HENGESTENGER

Det er tidligere nevnt at nettverksbuebroen, gjennom en jevnere fordeling av momenter, og orientering av hengerne slik at en stor andel av kreftene i buene tas opp som aksialt trykk, yter bedre enn buebroer med vertikale hengestag. Det ble derfor gjennomført en analyse med vertikale hengere for å studere kapasitetsutnyttelsen sammenliknet med valgt nettverksbuebro. For modellen vist i figur 32 ble det også benyttet hengerpar vinklet ut av bueplanet tilsvarende nettverksbuebroen for å gi stivhet i buenes tverretning. Broen ble testet for lastgruppe gr1a, med jevnt fordelt last over hele dekket. Med vertikale hengestenger ble laveste knekkverdier høyere enn for nettverksbuebroen. Med andre ord viste de vertikale hengerne seg å gi broen en økt sideveis stabilitet. Det ble likevel betydelig høyere moment i buen for de vertikale hengerne, noe som gjør at spenningsutnyttelsen knyttet til momentet i plan gir en såpass stor verdi at

utnyttelsesgraden overskrider 100% for både likning 6.23 og 6.24 i Eurokode 5 [35]. Resultatene er lagt frem i tabell 28 og de tilhørende beregningene finnes i vedlegg G.



Figur 32 Vertikale hengestenger

Likninger i NS-EN 1995-1-1									
	6.17	6.18	6.19	6.20	6.23	6.24	6.41	6.53	Skjær + torsjon
Gr1a	0.830	0.608	0.736	0.957	1.221	1.068	0.795	0.164	0.207
Gr1a– Uten vind	0.983	0.722	0.878	1.140	1.410	1.205	0.941	0.192	0.239

Tabell 28 Utnyttelsesgrad for bue med vertikale hengestenger

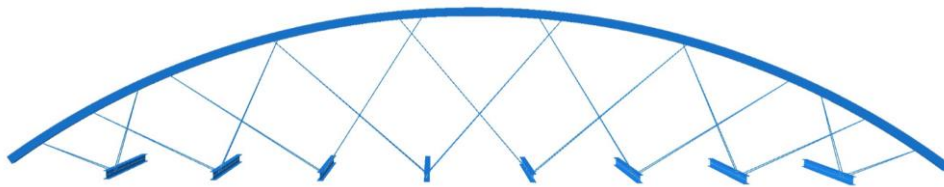
7.4 SIRKULÆRE TVERRBÆRERE

Som nevnt i punkt 4.3 vil det være lettere å forebygge utbøyning som følger av relaksasjon i hengestengene ved å ha sirkulære tverrbærere som lar hengestengene bevege seg inn i tverrbæreren. Det ble gjennomført en iterativ analyse for å finne det sirkulære tverrsnittet som ga best utnyttelse, og videre ble kapasitetssjekker gjennomført for buen for å se om endringen ville føre til brudd andre steder i konstruksjonen. Det ble også gjennomført et enkelt kostnadsestimat for å få en antydning til kostnaden knyttet til endring av tverrbærere. Utnyttelsen var på 95% for tverrbæreren, som har dimensjonene Ø320, t = 40mm, og den kritiske sjekken for buen ga en utnyttelse på 92%. Prisen per kg for det sirkulære tverrsnittet ble valgt etter prisen på HEA-profilet. Den valgte dimensjonen på tverrsnittet var ikke representert i prislisten til Norsk Stål [58], men sirkulære HUP-profiler ligger på tilsvarende pris som for HEA-profilet. Det ble derfor antatt at denne prisen var representativ for valgt

sirkulær tverrbærer. For tverrbæreren, som har lengden 17.7m per stk., ble prisforskjellen mellom sirkulære tverrbærere og HEA450 ca. 57 000 NOK i favør HEA450. Detaljerte kalkulasjoner av kapasitetssjekkene og kostnadsestimatet ligger i vedlegg L.

7.5 REDUSERT ANTALL TVERRBÆRERE

For å se på muligheten til videre optimalisering ble det gjennomført en analyse med tilhørende kapasitetssjekker for et brodesign med åtte tverrbærere i stedet for ni som er valgt for denne oppgaven. Ved endring av antall tverrbærere vil også hengerorienteringen endres og det ble valgt å gå for en radial hengerorientering med strålens sentrum ut fra buesirkelens radius, bekrevet nærmere i punkt 4.2.1. Vinkelen ut fra strålen ble satt til 47.5 grader. Figur 33 viser hengerorientering til modell med åtte tverrbærere.



Figur 33 Hengerorientering ved redusert antall tverrbærere

Resultatene lagt frem i tabell 29 viser utnyttelsen i buen ved lastkombinasjon gr1a, med og uten vind. Det kommer her frem at broen er i nærheten av optimalisert, med en liten overskridelse på 0.03 for lastkombinasjon gr1a uten vindlast. Estimert pris for en tverrbærer for denne broen, ekskludert hengestenger og knutepunkter, ligger på ca. 57 800 NOK, og en reduisering i antall tverrbærere er derfor ønskelig. Dette er noe som bør ses på videre, og resultatene gir en god antydning til at man kan oppnå samme dimensjoner med en tverrbærer mindre. Det må likevel påpekes at denne modellen kun er analysert for lastkombinasjon gr1a med aksellast i midten av spennet, en situasjon som var minst gunstig for modellen med ni tverrbærere. Dette er ikke nødvendigvis tilfellet for modellen med åtte tverrbærere. For dette brodesignet er det ofte knekking ut av plan som er dimensjonerende og lastplassering i midten med jevnt fordelt last over hele dekket er derfor ansett som en sentral lastkombinasjon da dette fører til store aksialkrefter som igjen bidrar til knekking.

Utnyttelsen i tverrbærerne ble ikke merkbart forandret sammenliknet med modellen med 9 tverrbærere. Vedlegg M viser beregninger knyttet til utnyttelse av tverrbærerne, samt utnyttelse i buen med og uten vindlast.

Likninger i NS-EN 1995-1-1									
	6.17	6.18	6.19	6.20	6.23	6.24	6.41	6.53	Skjær + torsjon
Gr1a	0.41	0.31	0.48	0.59	0.88	0.97	0.29	0.07	0.36
Gr1a – Uten vind	0.46	0.35	0.57	0.68	0.98	1.03	0.327	0.08	0.40

Tabell 29 Kapasitetssjekk for modell med redusert antall tverrbærere

8 DISKUSJON OG VIDERE ARBEID

I denne delen vil det først bli diskutert de viktigste resultatene som fremkommer av de numeriske analysene, med kommentarer og forslag til videre arbeid.

Kostnadsestimatet vil også bli diskutert ved å trekke frem verdier, sammenligne totalcost mot erfaringstall fra tidligere prosjekter, samt belyse prisdrivende effekter for broen, og noen sentrale forenkling som ligger til grunn. Til slutt diskuteres de valg av prosjekteringsløsninger som er benyttet opp mot andre alternativer.

8.1 RESULTATER FRA NUMERISK ANALYSE

Som lagt frem i punkt 6.1.1 ga den kritiske kapasitetssjekken en utnyttelse på 95%, hvor utnyttelse av trykk- og momentspenning var vurdert, med hensyn til knekking ut av plan. Ved å kjøre analysen uten vindlaster kreves en lavere modifikasjonsfaktor, k_{mod} , satt til 0,9. Denne endringen i k_{mod} , fra 1.1 til 0.9 ga en betraktelig større utnyttelse i buen, med en økning fra 86% til 95%. Denne utnyttelsen er, som ønsket, opp mot 100% og kan ikke økes stort før brudd oppstår. Dette betyr også at buene er veldig sensible for små endringer i konstruksjonen, og for en mer nøyaktig analyse med færre forenklinger er dette noe man bør være oppmerksom på.

Resultatet fra analysene knyttet til lastplassering viste at jevnt fordelt last over hele dekket, med trafikklasten plassert over femte tverrbærer, ga størst utnyttelse for kritisk kapasitetssjekk. Analysen har blitt gjennomført med et begrenset antall lastplasseringer for trafikklast i gr1a, totalt 18 ulike, da disse analysene ble laget manuelt. Selv om plasseringene ble valgt strategisk for å få en bedre indikasjon på kritiske områder, bør det ved videre arbeid fokuseres på å analysere flere lastplasseringer, spesielt for trafikklasten i gr1a. Av forfatternes erfaring kan det med fordel benyttes annen programvare, alternativt brukes tid på å lage et script som kan finne verst lastplassering automatisk.

Totalt ble det funnet 17 hengestenger i relaksasjon ved minst gunstig lastkombinasjon, beskrevet i punkt 6.1.6. Hovedutfordringene som oppstår ved hengerrelaksasjon; deformasjon av hengere i trykk, redusert stabilitet og svekket momentfordeling for buen bør undersøkes videre for å få mer kunnskap rundt hvilke utforminger som bør benyttes for å løse problemene. I punkt 4.3 ble det kort beskrevet en løsning med sirkulære tverrbærere hvor hengerne gis mulighet til å bevege seg inn i tverrbæreren ved relaksasjon i hengerne. På den måten kan utbøyning av hengestengene reduseres og i beste fall unngås. Denne løsningen, som nevnt i punkt 7.4, vil føre til en prisøkning på ca. 57 800 kr og det bør derfor undersøkes nærmere hvor stor utfordring denne relaksasjonen er før en potensiell endring av tverrbærer blir gjennomført.

Som nevnt i punkt 2.1.2 er hengerorienteringen en viktig faktor for å utnytte buekapasiteten optimalt. Av resultatene fra sammenlikningen av hengerorientering viste hengermønsteret uten offset seg til å være bedre sammenlignet med valgt hengemønster, for lik plassering av last. Resultatene viser lavere utnyttelse, lavere moment i plan, samt høyere knekkverdi for hengerorienteringen ut fra buesirkelens sentrum, med samme vinkel i plan på 47.5 grader. Det er ikke gjennomført undersøkelser for andre lastplasseringer for broen uten offset. Det kan

derfor være lastplasseringer som gir økning i utnyttelsesgraden i buen. Mønsteret benyttet i prosjekteringen baserer seg på 2D-analyser med jevnt fordelt last over deler av broen. Dette kan forklare hvorfor mønsteret ikke presterer bedre enn mønsteret uten offset ved introduksjon av aksellaster. Hengermønsteret har altså forbedringspotensiale og det vil være nødvendig med videre analyser for å oppnå en optimal hengerorientering.

Resultatene fra løsningen med vertikale hengestenger viser at utnyttelsesgraden overskrider kravene fra standardverket, og det vil være behov for å øke dimensjonene i buen for at denne løsningen skal tas i bruk. Det var likevel resultater som var lavere enn forventet. En grunn til at utnyttelsen ikke var alt for overskridende kan være knyttet til knekkverdien. Selv om momentene var betydelige større ved vertikale hengestenger, var knekkverdien også høyere, noe som tilsier at en slik orientering av hengerne er mer gunstig med tanke på sideveis stabilitet og knekking.

I denne oppgaven er det ikke fokusert på den dynamiske situasjonen til brokonstruksjonen, men ut fra egenfrekvensene til broen lagt frem i punkt 6.4 viser det seg at broen er i samme område som frekvensene dannet fra fotgjengerlast, beskrevet i punkt 2.4. Det bør derfor gjennomføres en mer detaljert dynamisk analyse på konstruksjonen, noe som er satt til videre arbeid.

En forenkling i den numeriske modellen er stivheten til opplagere og stive ledd i buen. Det vil i praksis være vanskelig å oppnå 100% stivhet i slike forbindelser, og dette kan være en feilkilde for resultatene hentet ut av analysene.

8.2 KOSTNAD

Det er sett, fra tabell 18 at totalkostnaden for broen før fundamenterings-, rigg- og mva. er estimert til 13 535 000 NOK. Dette gir en kostnad på 19 615 NOK per kvadratmeter dekke. Til sammenligning har Steien bru en kostnad på 23 544 NOK/m². En lavere pris er å forvente da Steien bru har flere stål til tre-knutepunkter, blant annet knutepunkter fra vindfagverket mellom buene. Dette krever mer materiale og flere monterings timer.

Av prisdrivende effekter for valgt brogeometri er valg av plassering for gang- og sykkelfeltene en relevant driver. Som nevnt tidligere er det bestemt etter nye regler fra Statens vegvesen at veibroer med overliggende bærekonstruksjon skal ha minimum sideavstand $a = 1.0$ meter til trafikkprofilen [22]. Ved å plassere gang- og sykkelfeltene på utsiden av buene kreves 2 meter lengre tverrbærere enn om gangbanene hadde blitt plassert på innsiden av buene. Minimum sikkerhetsavstand ville dermed blitt opprettholdt gjennom gangbanene på 3.1 meter. Med en meterkostnad på ca. 3 245 NOK er merkostnaden for stålet alene ca. 58 700 NOK. De ekstra to meterne krever også større landkar i begge ender av broen. Løsningen med å bygge opp tosidig-tverrfall på broen med asfalt vil også være en fordyrende løsning. Alternativt, ved heving av en av dekkets sidekanter, oppnås tverrfall uten å bygge opp med ekstra asfalt. Dette er en løsning som bør undersøkes ved videre analyser for å kunne redusere kostnad, men det kan være tilfellet at den ekstra lasten er ønskelig med hensyn til broens egenfrekvenser samt oppspenning av hengestengene.

Broen har ingen nye, spesielt kompliserte løsninger eller geometri som ikke allerede er utprøvd. Montasje av buene og oppspenning av hengerne utgjør største usikkerhet, mens usikkerheten i kostnadsestimatet for limtrekomponentene og tverrbærerne anses til å være lav, da innhentede priser kommer direkte fra tilbyder. Pris på impregneringsmidlene er et grovt estimat uten å ha innhentet priser. Dette bør derfor undersøkes nærmere i en eventuell senere kostnadsanalyse.

Multipliseres kvadratmeterkostnad, 19 615 NOK med faktor på 1,39, som tar hensyn til riggekost og fundamentering, fås en total kostnad per kvadratmeter på 27 265 NOK. Denne prisen er innenfor kostnadsområdet for buebroer i tre og lavere enn hva buebroer i stål og betong koster. Tallene lagt frem viser tydelige tegn på en kostnadseffektiv bro. Å trekke klare konklusjoner fra funnene er allikevel vanskelig da det blant annet gjenstår å undersøke broens ytelsesevne mot dynamiske svingninger nærmere.

8.3 PROSJEKTERINGSLØSNINGER

For å sikre at broen er motstandsdyktig mot fukt ved bruk av den alternative impregneringen ble det sett bort fra bruk av vindfagverk mellom buene. Dette for å hindre unødige knutepunkter som er utsatt for vannansamling. Knekkfaktorene for sideveis stabilitet ble som forventet relativt små. Om det er ønsket et slankere buetverrsnitt mener forfatterne at det bør ses videre på bruk av U-rammer for broen. U-rammene monteres til underkant av buene og går vertikalt ned til tverrbærer. Dette er en løsning hvor innfestingen skjermes for direkte eksponering for vann i motsetning til vindavstiverne som vil kreve godt utformet tekking med beslag. Prisvurdering av neddimensjonering av hovedkomponenter opp mot innføring av U-rammer vil her være sentralt.

Under dimensjonering av dekket ble det avdekket hvilke begrensninger standarden NS-EN 14080:2003[45] setter på utformingen av oppspenningssystemet. Standarden gir blant annet føringer på hvilke karakteristiske materialegenskaper som skal benyttes ved dimensjonering av konstruksjoner i limtre. På grunn av den lave trykkfastheten standardverket har valgt for samtlige limtreklasser, vil spenning normalt på fiberretningen bli en kritisk faktor i valg av oppspenningsstenger og deres innbyrdes avstand. Ved å søke i forskning fra bransjen [46] ble det funnet tabellverk som antyder at trykkfastheten normalt på fiberretningen kan økes betydelig fra Eurokodens 2,5 N/mm². Beregningene på bruk av limtre i fasthetsklasse GL30c for gangbanene viste at det vil være tilstrekkelig med 750mm avstand ved bruk av Ø26.5mm-stenger med karakteristisk strekkfasthet 950 N/mm². Presentert løsning for gangbanene med GL24c og spennstenger med lav strekkfasthet viste en maksimal avstand mellom stengene på 440mm. Dette er ikke tilstrekkelig for å få plass til innfesting av sikkerhetsrekkverkene. Det bør derfor tas i bruk økt limtreklasse og spennstenger med høyere strekkfasthet for å oppnå større klaring mellom ankerplatene.

Det er i denne oppgaven ikke blitt regnet på broens fundamentering, noe som bør introduseres i videre arbeid. Broen er prosjektert uten strekkbånd, som betyr at fundamentet er nødt til å ta de horisontale kreftene som oppstår fra buen. Det kan være interessant å se hvordan fundamentløsningen blir med og uten strekkbånd, og sammenlikne kostnaden til de to

variantene. Det kan også være interessant å se på muligheten for å feste hengestengene til et eventuelt strekkbånd for å oppnå en hengerorientering med jevnt fordelt avstand i buen i stedet for langs dekket. Dette krever to strekkbånd per bue da hengestengene er ut av plan. Denne løsningen må veies opp mot bidraget strekkbåndet har for de horisontale kreftene som ellers ville gått til fundamentet.

9 KONKLUSJON

Ved valget å gå bort fra kreosot som impregneringsmiddel er det holdt fast ved løsningen uten fagverk mellom buene. Dette fører til redusert stabilitet ut av plan og resultatene i oppgaven viser at kombinert bøyning og trykk med hensyn til knekking blir dimensjonerende for buen. Etter gjennomførte numeriske analyser hvor det har blitt fokusert på optimalisering av komponentene, er det kommet frem til et tverrsnitt på 950x450 mm² for buene. Dette gir en spenningsutnyttelse for dimensjonerende kapasitetssjekk på 95%.

For dekkene er det funnet at det med fordel kan benyttes limtre i fasthetsklasse GL30c, for dermed å kunne påføre større oppspenningskrefter og oppnå bedre trykkfordeling på tvers av dekket. For hoveddekket ble det dimensjonert med et spennsystem tilpasset fasthetsklassen GL24c. For gangbanene ble det nødvendig med dekker i klasse GL30c for å kunne oppnå en tilstrekkelig avstand mellom ankerplatene for å gi plass til innfestingen av sikkerhetsrekkverkene.

Broen er estimert til å koste 19 615 NOK per kvadratmeter dekke før fundamenteringskost, rigggkost og merverdiavgift. Noe av bidraget til den relativt gunstige prisen er løsningen uten vindavstivere. Dette fører til færre stål til tre-knutepunkter samt færre monterings timer. For å redusere tverrbærerlengden kan det være ønskelig å plassere gangbanen på innsiden av buen, og på den måten gjøre at den satte meteravstanden fra bæresystemet til trafikkprofilen inngår i gangbanen. Denne løsningen bidrar til en kostnadsreduksjon på ca. 58 700 NOK. Ved å inkludere rigggkost er broen estimert til å koste 24 500 NOK per kvadratmeter dekkeareal. Dette gir en klar antydning til at brodesignet er økonomisk konkurransedyktig sammenlignet med andre buebroer både i treverk, stål og betong.

Ved sammenlikning av hengerorienteringer konkluderes det med at den optimale orienteringen ikke er funnet for valgt brokonstruksjon, for dimensjonerende lastgruppe gr1a. Valgt hengermønster er basert på en analyse med ulik jevnt fordelt last. Ved å introdusere punktlaster i form av kjøretøy viste det seg at det fortsatt er muligheter for å forbedre hengerorienteringen. Dette bør undersøkes videre for å oppnå en mer effektiv utnyttelse av buene.

Det er også mulig å gå videre med 8 tverrbærere og analysere hovedkomponentene på nytt, dermed spares det ca. samme lengde stål som ved å plassere gangbanene innenfor buene. Resultater i kapittel 7.5 viste kapasitetsoverskridelse på 3% for buen ved analyse av 8 tverrbærere. Ved videre undersøkelse anbefales det å fokusere på annen hengerorientering i første omgang. Om det viser seg at en optimalisering av hengermønsteret er tilstrekkelig for buens kapasitet vil dette være rimeligste løsning.

På tross av indikasjonene på at valgt broløsning er priseffektiv kan det ikke trekkes sikre slutninger før blant annet impregneringsløsning, relaksasjon i hengere samt ytelsesevne mot dynamiske svingninger er undersøkt nærmere.

10 REFERANSELISTE

- [1] Tveit P. (2006). *An Introduction to the Network Arch*. [Lest 21.01.2017] Tilgjengelig fra: <http://home.uia.no/pert/index.php/>
- [2] Pipinato A. (2016). *Innovative Bridge Design Handbook: Construction, Rehabilitation and Maintenance*, Butterworth Heinemann, Elsevier s. 352
- [3] Tveit P. (2011). About the network arch,
- [4] Tveit P. (1987). Consideration of design of network arches. *J. Struct. Eng.*
- [5] Van De Pontseele K.A.A. & Seides D. (2015) *Modelling of Pedestrian Loading on Slender Footbridges*, Masteroppgave: Department of Structural Engineering, NTNU
- [6] Tveit, P. (2014). *The Network Arch*.
- [7] Ostrycharczyk A.W. & Malo K.A. (2017) *Parametric study of radial patterns for network arch timber bridges with a light deck on transverse crossbeams*. Department of Structural Engineering, NTNU
- [8] Bell K. *Structural systems for glulam arch bridges*. International Conference Timber Bridges, Lillehammer, Norge.
- [9] Zhou, Z., Meng S-P & Wu J. (2009). *Pretension Process Analysis of Arch-supported Prestressed Grid Structures Based on Member Initial Deformation* Key laboratory of RC&PC of Ministry of Education and International Institute for Urban Systems Engineering, PR China [Lest 28.5.2017] Tilgjengelig fra: <http://journals.sagepub.com/doi/abs/10.1260/1369-4332.13.4.641>
- [10] Trebroer for millioner. Regjeringen.no [Artikkel på nett] 09.07.2014, [Lest 27.05.2017] Tilgjengelig fra: <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/Trebroer-for-millioner/id764349/>
- [11] Fokus på tre - Broer i tre. Treteknisk. [Dokument på nett] ingen dato. [Lest 27.05.2017] Tilgjengelig fra: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/12-Broer-i-tre.pdf>
- [12] Veie J. & Abrahamsen R.B. *Steien Network Arch Bridge* [Dokument på nett, Paper til ICTB2013-konferansen] 2013 [Lest 27.05.2017] Tilgjengelig fra:

http://www.woodcenter.org/docs/ICTB2013/technical/papers/ID112_Paper_Session9.pdf

[13] Statens vegvesen. *Trebruhåndboken*. (2016)

[14] Mahnert K.-C., Hundhausen U. (2017) *Review on protection of timber bridges in Norway and other* IRG/WP 04-60184. Under utgivelse juni 2017

[15] Foslie M. & Bernatek E. R. *kreosot* [Artikkel på nett] Store Norske Leksikon. snl.no 14.02.2009 [Lest 20.04.2017] Tilgjengelig fra:

<https://snl.no/kreosot>

[16] Miljødirektoratet. (2017) *REACH vedlegg XVII* [Lest 20.4.2017] Tilgjengelig fra: <http://www.miljodirektoratet.no/no/Regelverk/Forordning/Norsk-uoffisiell-versjon-av-konsolidert-REACH-vedlegg-XVII-begrensninger/>

[17] Hundhausen U. Mailkorrespondanse med seniorforsker hos Norsk Treteknisk Institutt 24.05.2017

[18] Fuerstenberg-THP *Sleeperprotect: Naturally safe, for railroad, turnout and bridge sleepers* [Internett] [Lest 25.05.2017] Tilgjengelig fra:

<http://www.fuerstenberg-thp.de/en/products/sleepers/sleeper-protect/>

[19] Lonza Wood Protection *Tanasote* [Internett] [Lest 25.05.2017] Tilgjengelig fra: <https://www.lonzawoodprotection.com/eu/tanasote/>

[20] HIVOSS *Design of Footbridges* [Internett] [Lest 04.06.2017] Tilgjengelig fra:

http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIVOSS/docs/Footbridge_Background_EN02.pdf

[21] Norsk Standard. **NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster

[22] Vegdirektoratet. Håndbok N400 *Bruprosjektering Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner* (2015)

[23] Norsk Standard. **NS-EN 1991-2:2003+NA:2010** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 2: Trafikklaste på bruer

[24] Norsk Standard. **NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016** Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

[25] Norsk Standard. **NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-5: Allmenne laster – Termiske påvirkninger

[26] Norsk Standard. **NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014** Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger

[27] Norsk Standard. **NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014** Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 2: Bruer

[28] Norsk Standard. **NS-EN 1995-2:2004+NA:2010** Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner Del 2: Bruer

[29] 3DS SIMULIA. Abaqus 6.14 Theory Guide. *1.1.1 Introduction: general* [Internett] ingen dato [Lest 06.05.2017] Tilgjengelig fra:

<http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/books/stm/default.htm>

[30] 3DS SIMULIA. Abaqus 6.14. Theory Guide *3.5.1 Beam element overview* [Internett] ingen dato [Lest 06.05.2017] Tilgjengelig fra:

<http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/books/stm/default.htm>

[31] 3DS SIMULIA. Abaqus 6.14. Analysis User's Guide *29.3.4 Beam cross-sectional axis system* [Internett] ingen dato [Lest 06.05.2017] Tilgjengelig fra:

<http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/books/usb/default.htm>

[32] 3DS SIMULIA. Abaqus 6.14. Theory Guide *3.6.1 Shell element overview* [Internett] ingen dato [Lest 06.05.2017] Tilgjengelig fra:

<http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/books/stm/default.htm>

[33] 3DS SIMULIA. Abaqus 6.14. Analysis User's Guide *29.6.7 Section forces, moments and transverse shear forces* [Internett] ingen dato [Lest 06.05.2017] Tilgjengelig fra:

<http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/books/usb/default.htm>

[34] 3DS SIMULIA. Abaqus 6.14. Theory Guide *3.4.2 Truss elements* [Internett] ingen dato [Lest 06.05.2017] Tilgjengelig fra:

<http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/books/stm/default.htm>

- [35] Norsk Standard. **NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010** Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- [36] Malo K.A. & Ellingsbø E. *On Connections for Timber Bridges*. International Conference Timber Bridges ICTB, Lillehammer, Norge. (2010) s. 297-312
- [37] Stamatopoulos H. & Malo K.A., *Withdrawal capacity of threaded rods embedded in timber elements*. Construction and Building Materials (2015) 30.09.2015; Volume 94 s. 387-397
- [38] Eilertsen M. og Haddal D.E. (2016) *Network Arch Bridge* Masteroppgave: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU
- [39] Halfen. Detan strekkstagsystem – teknisk produktinformasjon. [Produktkatalog internett] (2011). [Lest 22.05.2017] Tilgjengelig fra:
http://www.halfen.no/doc//DETAN2012_NO.pdf
- [40] Ostrycharczyk A. & Malo K. A. Veiledningsmøte med delveileder og veileder fra Institutt for konstruksjonsteknikk. NTNU 17.01.2017
- [41] Moelven limtre AS *Standard limtre* [Internett] ingen dato [Lest 12.04.2017] Tilgjengelig fra:
<http://www.moelven.com/no/Produkter-og-tjenester/Limtre-og-Kerto/Standard-Limtre/>
- [42] DYWIDAG. GEWI® Plus – bars [Produktkatalog internett] (2011) [Lest 19.04.2017] Tilgjengelig fra:
<http://www.dywidag-norge.no/wp-content/uploads/2013/09/GEWI-PLUS-bars.pdf>
- [43] Vegdirektoratet. Håndbok R762 Prosesskode 2 Standard beskrivelse for bruer og kaier Hovedprosess 8 (2015)
- [44] Seehusen J. *Her er løsningene som kan få vegvesenet til å snu om trebruer* [Artikkel på nett] 07.01.2014 [Lest 02.05.2017] Tilgjengelig fra:
<https://www.tu.no/artikler/her-er-losningene-som-kan-fa-vegvesenet-til-a-snu-om-trebruer/225167>
- [45] Norsk Standard. **NS-EN 14080:2013+NA:2016** Trekonstruksjoner – Limtre og limt laminert heltre - Krav

[46] Eide S., Glasø G. & Aasheim E. (2013) Treteknisk rapport 86 Prosjektering av trekonstruksjoner februar 2013

[47] DYWIDAG. WR - bars [Produktkatalog internett] (2011) [Lest 08.06.2017] Tilgjengelig fra:

<http://www.dywidag-norge.no/wp-content/uploads/2013/09/WR-bars.pdf>

[48] Rencon AS. Blackstop/Blackstop Condoma Blackstop Condoma komplett [Produktkatalog internett] ingen dato [Lest 4.5.2017] Tilgjengelig fra:

<http://www.rencon.as/Resource/File/0/SVELLEBAND.PDF>

[49] Norsk Standard. **NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015** Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

[50] Norsk Standard. **NS-EN 1317-1:2010** Skadereduserende vegtiltak – Del 1: Terminologi og generelle krav til prøvingsmetoder

[51] Vegdirektoratet. Håndbok N101 *Rekkverk og vegens sideområder* (2014)

[52] SafeRoad Birsta AB. Birsta GC gång- och cykelbaneräcke [Produkttegning internett] (2010) [Lest 2.6.17] Tilgjengelig fra:

<http://oldbirsta.saferoad.com/Produkter/Gang--och-Cykleracke/System-Birsta-GC/>

[53] Bell K. *Timber Bridges*. I Angst V. et al. red. Timber Structures Håndbok 1. Leonardo da Vinci Pilot Project (2008) September 2008 s. 209-226

[54] Nordic Crane. Demag CC-2800-1. [Produktkatalog internett] (2017) [Lest 09.05.2017] Tilgjengelig fra:

<http://cranenorway.com/wp-content/uploads/Crane-Norway-CC-2800-1.pdf>

[55] Nordic Crane. Demag AC-500-1. [Produktkatalog internett] (2017) [Lest 09.05.2017] Tilgjengelig fra:

<http://cranenorway.com/wp-content/uploads/Crane-Norway-AC-500-1-SSL.pdf>

[56] Veie J. mailkorrespondanse med veileder hos Statens vegvesen 12.05.2017

[57] Holmstad Å. mailkorrespondanse med prosjektutvikler i Moelven Limtre AS 11.05.2017

[58] Norsk stål, Prislister April 2017 [Internett] [Lest 05.05.2017]

Tilgjengelig fra:

<http://pub.webbook.no/norskstaal/prisliste/>

[59] Statistisk sentralbyrå. Byggekostnadsindeks for veganlegg [Lest 09.04.2017] 06.04.2017

Tilgjengelig fra:

<https://www.ssb.no/statistikkbanken/selectvarval/Define.asp?subjectcode=&ProductId=&MainTable=BkiAnlVegKv&nvl=&PLanguage=0&nyTmpVar=true&CMSSubjectArea=priser-og-prisindekser&KortNavnWeb=bkianl&StatVariant=&checked=true>

[60] Isaksen H. R. *Construction cost of Timber bridges in Norway – A comparison with Steel and Concrete*. International Conference Timber Bridges ICTB, Lillehammer, Norge. (2010) s. 89-98.

[61] Veie J. & Østgårdstrøen M. Steibrua [Internett] 08.11.2016 [Lest 2.06.2017] Tilgjengelig fra:

http://www.vegvesen.no/attachment/1606923/binary/1145671?fast_title=Steibrua.pdf

[62] Larsen P. K. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner* 2. utg. Tapir Akademisk Forlag. (2010) Trondheim

VEDLEGG

Noen vedlegg vil ikke være tilgjengelig i dokumentet, og er lagt ved som digitalt vedlegg. Dette er hovedsakelig numeriske modeller, beregninger knyttet til lastplassering, og kapasitetssjekker for lastkombinasjoner som ikke var dimensjonerende. For noen vedlegg er det tatt med én eksempelkalkulasjon for størst utnyttet situasjon, hvor resterende er lagt ved digitalt. Dette markeres ved «(+ digitalt)».

A.1 Vindlast
A.2 Trafikklast
A.3 Jordskjelvlast
B.1 Lastkombinasjon, bruddgrensetilstand
B.2 Lastkombinasjon, bruksgrensetilstand
B.3 Lastkombinasjon, ulykkessituasjon
B.4 Lastkombinasjon, gangbane
C.1 T-stykke, krefter
C.2 T-stykke, beregninger
D.1 Kapasitetssjekk for dekket (+ digitalt)
D.2 Prosjektering av spennlaminert dekke
D.3 Dekkemembran og belegning
D.4 Kapasitetssjekk for gangbane
D.5 Prosjektering av spennlaminert gangbane
E Kapasitetssjekk av tverrbærere (+ digitalt)
F Vekt av hovedkomponenter
G.1 Kapasitetssjekk for buen, vertikale hengestenger

G.2 Kapasitetssjekk for buen, vertikale hengestenger uten vind
H.1 Kapasitetssjekk for buen med vind, hovedmodell (+ digitalt)
H.2 Kapasitetssjekk for buen uten vind, hovedmodell (+ digitalt)
H.3 Kapasitetssjekk for buen, maks. aksialkraft
I. Kapasitetssjekk for buen, ulykkessituasjon
J.1 Kapasitetssjekk for buen, modell uten offset med vind
J.2 Kapasitetssjekk for buen, modell uten offset uten vind
K.1 Kapasitetssjekk for buen, Fjernet sideavstand til trafikkprofil
K.2 Kapasitetssjekk for buen, Fjernet sideavstand til trafikkprofil – ulykkessituasjon
L.1 Kapasitetssjekk av sirkulære tverrbærere
L.2 Kapasitetssjekk av bue, modell med sirkulære tverrbærere
L.3 Prissammenlikning av tverrbærere
M.1 Kapasitetssjekk av bue, modell med åtte tverrbærere
M.2 Kapasitetssjekk av bue, modell med åtte tverrbærere, uten vind
M.3 Kapasitetssjekk av tverrbærer, modell med åtte tverrbærere
Digitale vedlegg
N. Abaqusmodell (Digitalt vedlegg)
O. Kostnadsestimert (Digitalt vedlegg)
P. Valg av hengerorientering (Digitalt vedlegg)
Q.1 Lastplassering, fullt dekke (Digitalt vedlegg)
Q.2 Lastplassering, halvt dekke (Digitalt vedlegg)

A.1 VINDLAST

Brodimensjoner

$$L_{bro} := 50.0 \text{ m}$$

$$b_{dekke} := 7.59 \text{ m}$$

$$d_{bro} := 0.400 \text{ m}$$

$$h_{tverrbærer} := 0.440 \text{ m}$$

$$d_{tot} := d_{bro} + h_{tverrbærer} + 1.2 \text{ m} = 2.04 \text{ m}$$

$$l_{bue} := 54.08 \text{ m}$$

$$f_{bue} := 8.0 \text{ m}$$

$$e_{bue} := b_{dekke} + 2 \cdot 1 \text{ m} = 9.59 \text{ m}$$

$$d_{hengere} := 42 \text{ mm}$$

Buetverrsnitt

$$b_{bue} := 0.950 \text{ m} \quad h_{bue} := 0.450 \text{ m}$$

Stedsparametre

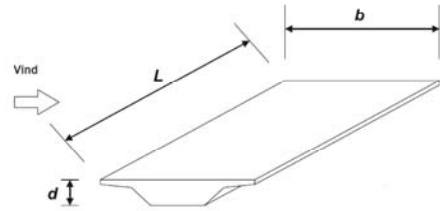
Terrengkategori=I

Vindklasse := 1

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

$$z_{e.topp.bue} := z_e + 0.5 \cdot d_{bro} + f_{bue}$$

$$z_{e.topp.bue} = 18.2 \text{ m}$$



Høyde, med åpen parapet og
åpent sikkerhetsrekkverk
begges sider
NS-EN 1991-1-4:2005 tabell 8.1

Buens lengde

Pilhøyde bue

Avstand bue lo side til bue i
le

$$c_0 := 1$$

Terrengformfaktor
NS-EN 1991-1-4:2005 4.3.3(2)

$$\rho_{luft} := 1.25 \frac{kg}{m^3}$$

Luftens densitet
NS-EN 1991-1-4:2005 4.5(1)

Basisvindhastighet

$$c_{dir} := 1 \quad c_{season} := 1$$

$$c_{alt} := 1 \quad c_{prob} := 1$$

$$v_{b,0} := 22 \frac{m}{s}$$

Referansevindhastighet
NS-EN 1991-1-4:2005
+NA:2009 Tabell NA.4
(901.1)

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0}$$

Basisvindhastighet
NS-EN 1991-1-4:2005
+NA:2009 likning NA.4.1

$$v_b = 22 \frac{m}{s}$$

Vindkasthastighetstrykk

Lastvirkninger for vindklasse 1 beregnes på grunnlag av
kasthastighetstrykket etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 NA.4.5

Midlere stedsvindhastighet

$$z_0 := 0.01 \text{ m}$$

Ruhetslengden
NS-EN 1991-1-4:2005 Tabell 4.1

$$z_{0,II} := 0.05 \text{ m}$$

Ruhetslengden for
terrengkategori II
NS-EN 1991-1-4:2005 Tabell 4.1

$$z_{min} := 1 \text{ m}$$

Ruhetslengden
NS-EN 1991-1-4:2005 Tabell 4.1

$$k_r := 0.17$$

NS-EN 1991-1-4:2005
+NA:2009 Tabell NA.4.1

$$c_r(z) := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

Terrengruhet
NS-EN 1991-1-4:2005 likning
(4.4)

$$c_r(z_e) = 1.174$$

Terrengruhet, midt dekke

$$c_r(z_{e.topp.bue}) = 1.276$$

Terrengruhet, øvre del bue

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

Midlere stedsvindhastighet
NS-EN 1991-1-4:2005 likning
(4.3)

$$v_m(z_e) = 25.835 \frac{m}{s}$$

Stedsvindhastighet, midt dekke

$$v_m(z_{e.topp.bue}) = 28.075 \frac{m}{s}$$

Stedsvindhastighet, øvre del
bue

Vindturbulens

$$k_I := 1.0$$

Turbulensfaktor
NS-EN 1991-1-4:2005
+NA:2009 NA.4.4(1)

$$\sigma_v := k_r \cdot v_b \cdot k_I = 3.74 \frac{m}{s}$$

Standardavvik
momentanvindhastigeten
NS-EN 1991-1-4:2005 likning
(4.6)

$$I_v(z) := \frac{\sigma_v}{v_m(z)}$$

Turbulensintensiteten
NS-EN 1991-1-4:2005 likning
(4.7)

$$I_v(z_e) = 0.145$$

Turbulensintensiteten, midt
dekke

$$I_v(z_{e.topp.bue}) = 0.133$$

Turbulensintensiteten, øvre
del bue

Vindkasthastighetstrykk

$$k_p := 3.5$$

Toppfaktor
NS-EN 1991-1-4:2005
+NA:2009 NA.4.5(1)

$$q_b := 0.5 \cdot \rho_{\text{luft}} \cdot v_b^2 = 0.303 \text{ kPa}$$

Basis vindkasthastighetstrykk
NS-EN 1991-1-4:2005 likning
(4.10)

$$q_p(z) := 0.5 \cdot \rho_{\text{luft}} \cdot v_m(z)^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z))$$

Toppverdi
vindkasthastighetstrykk
NS-EN 1991-1-4:2005
+NA:2009 likning NA.4.8

$$c_e(z) := \frac{q_p(z)}{q_b}$$

Eksponeringsfaktor
NS-EN 1991-1-4:2005 likning
(4.9)

$$q_p(z_e) = 0.84 \text{ kPa}$$

Toppverdi
vindkasthastighetstrykk, midt
dekke

$$q_p(z_{e,\text{topp.bue}}) = 0.952 \text{ kPa}$$

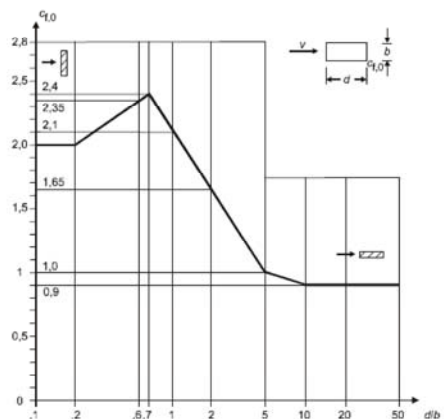
Toppverdi
vindkasthastighetstrykk, øvre
del bue

Kraftfaktorer

Kraftfaktor bue

$$\frac{b_{\text{bue}}}{h_{\text{bue}}} = 2.111$$

$$c_{f,0} := 1.65$$



Kraftfaktorer $C_{f,0}$ for buene
(rektangulære tverrsnitt)
NS-EN 1991-1-4:2005 figur
7.23

$$\psi_r := 1.0$$

Reduksjonsfaktor for et rektangulært tverrsnitt med skarpe kanter
NS-EN 1991-1-4:2005 figur 7.24

For buelengde > 50m:

$$\lambda := \min\left(1.4 \cdot \frac{l_{bue}}{h_{bue}}, 70\right) = 70$$

Effektiv slankhet
NS-EN 1991-1-4:2005 tabell 7.16

$$\varphi := 1$$

Massivitetsforhold A/Ac
NS-EN 1991-1-4:2005 likning (7.28)

$$\psi_\lambda := 0.915$$

Endeeffekt faktoren
NS-EN 1991-1-4:2005 figur 7.36

$$c_{f.bue} := c_{f.0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 1.51$$

Kraftfaktor buene
NS-EN 1991-1-4:2005 likning (7.9)

Kraftfaktorer hengere x-retning, vinkelrett på tverretningen

$$\varphi := 0$$

Massivitetsforhold A/Ac
NS-EN 1991-1-4:2005 likning (7.28)

$$\psi_\lambda := 1.0$$

Endeeffekt faktoren
NS-EN 1991-1-4:2005 figur 7.36

$$c_{f.hengere} := 2$$

Kraftfaktor hengere, ses på som stenger i et fagverk
NS-EN 1991-1-4:2005 figur 7.33

Kraftfaktor dekke, x-retning vinkelrett på lengderetningen

$$\frac{b_{dekke}}{d_{tot}} = 3.721$$

$$c_{fx} := 1.3$$

Kraftfaktor dekke, x-retning
NS-EN 1991-1-4:2005 8.3.1
(1) Merknad 2

Kraftfaktor dekke, y-retning, lengderetningen

$$c_{fy} := 50\% \cdot c_{fx} = 0.65$$

Kraftfaktor dekke, y-retning
NS-EN 1991-1-4:2005 8.3.1
(1) Merknad 2

Kraftfaktor dekke, z-retning, vertikalretning

$$c_{fz} := 0.9$$

Kraftfaktor dekke, z-retning
NS-EN 1991-1-4:2005 8.3.3
(1)

Vindkrefter på dekket vinkelrett på lengderetningen, uten trafikk

$$d_{tot} = 2.04 \text{ m}$$

$$C(z) := c_e(z) \cdot c_{fx}$$

$$C(z_e) = 3.609$$

$$A_{ref.x} := d_{tot} \cdot L_{bro} = 102 \text{ m}^2$$

$$F_{W.x}(z) := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot (v_b)^2 \cdot C(z) \cdot A_{ref.x}$$

$$F_{W.x}(z_e) = 111.368 \text{ kN}$$

$$q_{wx}(z) := \frac{F_{W.x}(z)}{L_{bro}}$$

$$q_{wx}(z_e) = 2.227 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindkrefter på dekket vinkelrett på lengderetningen, med trafikk

$$d_{tot.1} := d_{tot} - 1.2 \text{ m} + 2.0 \text{ m} = 2.84 \text{ m}$$

$$A_{ref.x} := d_{tot.1} \cdot L_{bro} = 142 \text{ m}^2$$

$$F_{W.x.t}(z) := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot (v_b)^2 \cdot C(z) \cdot A_{ref.x}$$

$$F_{W.x.t}(z_e) = 155.042 \text{ kN}$$

$$q_{wxt}(z) := \frac{F_{W.x.t}(z)}{L_{bro}}$$

$$q_{wxt}(z_e) = 3.101 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindkrefter vertikalt på dekket, uten trafikk

$$A_{ref.z} := b_{dekke} \cdot L_{bro} = 379.5 \text{ m}^2$$

$$F_{W.z}(z) := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot (v_b)^2 \cdot C(z) \cdot A_{ref.z}$$

$$C(z_e) = 3.609 \quad v_b = 22 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \rho_{luft} = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$F_{W.z}(z_e) = 414.355 \text{ kN}$$

$$q_{wz}(z) := \frac{F_{W.z}(z)}{b_{dekke} \cdot L_{bro}}$$

$$q_{wz}(z_e) = 0.001 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vindkrefter på dekket parallelt med lengderetningen, uten trafikk

$$F_{W.y}(z) := 25\% \cdot F_{W.x}(z)$$

Vindkraft på kortsiden
NS-EN 1991-1-4:2005 8.3.4
(1) Merknad for
fagverksbroer

$$F_{W.y}(z_e) = 27.842 \text{ kN}$$

$$q_{wy} := \frac{F_{W.y}(z_e)}{d_{tot}} = 13.648 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindkrefter på dekket parallelt med lengderetningen, med trafikk

$$F_{W.y.t}(z) := 25\% \cdot F_{W.x.t}(z)$$

Vindkraft på kortsiden
NS-EN 1991-1-4:2005 8.3.4
(1) Merknad for
fagverksbroer

$$F_{W.y.t}(z_e) = 38.76 \text{ kN}$$

$$q_{wy} := \frac{F_{W.y.t}(z_e)}{d_{tot}} = 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindkrefter på hengerne vinkelrett på lengderetningen

$$c_s c_d := 1.0$$

$$L_{hengere} := 158.84 \text{ m}$$

$$A_{ref.hengere} := d_{hengere} \cdot L_{hengere} = 6.671 \text{ m}^2$$

$$A_C := 307.64 \text{ m}^2$$

Areal mellom buen og dekke

$$\varphi := \frac{A_{ref.hengere}}{A_C} = 0.022$$

$$c_{f,0} := 2$$

$$\psi_r := 1.0$$

$$\psi_\lambda := 1.0$$

Endeeffekt faktoren avhengig
av φ og slankhet λ
NS-EN 1991-1-4:2005 figur
7.36

$$c_{f.hengere} := c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda$$

$$c_{f.hengere} = 2$$

$$c_e(z_{e.topp.bue}) = 3.147$$

$$q_p(z) := c_e(z) \cdot q_b$$

$$F_{W.hengere.lo}(z) := c_s c_d \cdot c_{f.hengere} \cdot q_p(z) \cdot A_{ref.hengere}$$

$$F_{W.hengere.lo}(z_{e.topp.bue}) = 12.702 \text{ kN}$$

$$q_{w.hengere.lo}(z) := \frac{F_{W.hengere.lo}(z)}{l_{bue}}$$

$$q_{w.hengere.lo}(z_{e.topp.bue}) = 0.235 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindkrefter på buen vinkelrett på lengderetningen, lo side

$$c_s c_d := 1$$

Konstruksjonsfaktor

$$A_{ref.bue} := l_{bue} \cdot h_{bue} = 24.336 \text{ m}^2$$

$$F_{W.bue.lo}(z) := c_s c_d \cdot c_{f.bue} \cdot q_p(z) \cdot A_{ref.bue}$$

$$F_{W.bue.lo}(z_{e.topp.bue}) = 34.977 \text{ kN}$$

$$q_{w.bue.lo}(z) := \frac{F_{W.bue.lo}(z)}{l_{bue}} + q_{w.hengere.lo}(z_{e.topp.bue})$$

$$q_{w.bue.lo}(z_{e.topp.bue}) = 0.882 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindkrefter på buen vinkelrett på lengderetningen, le side

$$e_{bue} := e_{bue} + 2 \text{ m} = 11.59 \text{ m}$$

$$\frac{e_{bue}}{h_{bue}} = 25.756$$

$$\psi_s := 1$$

Skjermingsfaktor
NS-EN 1991-1-4:2005 figur
7.20

$$F_{W.bue.le}(z) := F_{W.bue.lo}(z) \cdot \psi_s$$

$$F_{W.bue.le}(z_{e.topp.bue}) = 34.977 \text{ kN}$$

$$q_{w.bue.le}(z) := \frac{F_{W.bue.le}(z)}{l_{bue}} + q_{w.hengere.lo}(z_{e.topp.bue})$$

$$q_{w.bue.le}(z_{e.topp.bue}) = 0.882 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

A.2 TRAFIKKLAST

Norsk standard **NS-EN 1991-2:2003+NA:2010**

Vertikale laster - Lastmodell 1(LM1)

Lastmodell 1 består av to partielle systemer, tandem system (1) og jevnt fordelt last (2)

4.3.2

Hvis kjørebanelens bredde(w) > 6m:

Tabell 4.1

* Antall nominelle baner (n_1) = INT($w/3$)

* Bredden på nominell bane(w_1) = 3m

* Bredden på gjenværende areal = $w - 3 \times n_1$

[Symbol]	[Verdi]	[Enhet]
w	7,59	m
n_1	2	
w_1	3	m
Gjenværende A	1,59	m

(1) Tandem system

med bredde $w = 7.59\text{m}$ gir det oss 2 nominelle baner

[Plassering]	[Q_{ik}]	[Enhet]
Bane 1	300	kN
Bane 2	200	kN

Tabell 4.2

Korreksjonsfaktor (α_{Qi}) hentes fra nasjonalt tillegg

NA.4.3.2

α_{Qi}	1
---------------	---

(2) Jevnt fordelt last

[Plassering]	[q_{ik}]	[Enhet]
Bane 1	9	kN/m^2
Bane 2	2,5	kN/m^2
Resterende areal	2,5	kN/m^2

Tabell 4.2

Korreksjonsfaktor (α_{q1} , α_{qi} og α_{qk}) hentes fra nasjonalt tillegg

NA.4.3.2

α_{q1}	0,6
---------------	-----

α_{qi}	1
---------------	---

α_{qk}	1
---------------	---

Vertikale laster - LM1 - Resultater

[Plassering]	[Q_{id} (kN)]	[q_{id} (kN/m^2)]
Bane 1	300	5,4
Bane 2	200	2,5
Resterende areal		2,5

Horisontale laster - Lastmodell 1(LM1)

NS-EN 1991-2

bremse- og akselerasjonskrefter virker i lengderetning, og virker på overflatenivået av veien.

Bremsekraften (Q_{1k}) < 900 kN

4.4.1 (2)

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

likn. 4.6

$$180 * \alpha_{Q1} < Q_{1k} < 900$$

For hele lengden av dekket

L 50 m

$Q_{1k,all}$ 441 kN

For halve lengden av dekket

L 25 m

$Q_{1k, half}$ 400,5 kN

Akselerasjonskraften skal betraktes med samme størrelsesorden som bremselasten, men i motsatt retning.

A.3 JORDSKJELVLAST

		Norsk standard	NS-EN 1998-1:2004 Nasjonalt tillegg NA
		Norsk standard	NS-EN 1998-2:2005 Nasjonalt tillegg NA
Seismisk klasse	II	Tabell NA.4(902)	NS-EN 1998-2:2005 Nasjonalt tillegg NA
Seismisk faktor γ_i	1,00	Tabell NA.4(901)	NS-EN 1998-2:2005 Nasjonalt tillegg NA
Grunntype	C	Tabell NA.3.1	NS-EN 1998-1:2004 Nasjonalt tillegg NA

Sjekk av krav til analysemetode

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon, a_{g40Hz}	0,40 m/s ²	Figur NA.3(901)	NS-EN 1998-1:2004 Nasjonalt tillegg NA
Referansespissverdien av berggrunnens akselerasjon, grunntype A, $a_{gR}=0,8*a_{g40Hz}$	0,32 m/s ²	NA.3.2.1(1)P	NS-EN 1998-1:2004 Nasjonalt tillegg NA
Dimensjonerende grunnakselerasjon, for $a_g = \gamma_i * a_{gR}$	0,32 m/s ²	NA.3.2.1(4)	NS-EN 1998-1:2004 Nasjonalt tillegg NA
S	1,40 m/s ²	Tabell NA.3.3	NS-EN 1998-1:2004 Nasjonalt tillegg NA

Ved svært lav seismisitet, der $a_g S < 0,5 \text{ m/s}^2$ Tabell NA.2(904) **NS-EN 1998-2:2005 Nasjonalt tillegg NA** vil det ikke være nødvendig med analyser etter NS-EN 1998.

$$a_g * S = 0.32 \text{ m/s}^2 * 1.4 =$$

$$0,45 < 0.5 \text{ m/s}^2$$

Trenger derfor ikke gå videre med analysemetoder etter NS-EN 1998

B.1 LASTKOMBINASJONER I BRUDDGRENSETILSTAND

Lastkombinasjonsfaktorer

	gr1a (6.10a)	gr1a (6.10b)	gr1b (6.10a)	gr1b (6.10b)	gr4 (6.10a)	gr4 (6.10b)
Egenvekt	1,35	1,2	1,35	1,2	1,35	1,2
Trafikk, LM 1a	0,95	1,35	-	-	-	-
Trafikk, fotgjengere og sykkel	0,95	1,35	-	-	-	-
Trafikk, LM2 - enkel aksling	-	-	0,95	1,35	-	-
Trafikk, LM 3	-	-	-	-	-	-
Trafikk, LM 4 - folkemasser	-	-	-	-	0,95	1,35
Trafikk horisontale krefter	0,95	1,35	-	-	-	-
Vind med trafikklast	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12
Vind uten trafikk	-	-	-	-	-	-
Temperatur	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84

	Wind uten trafikk (6.10a)	Wind uten trafikk (6.10b)	Temperaturlast (6.10a)	Temperaturlast (6.10b)
Egenvekt	1,35	1,2	1,35	1,2
Trafikk, LM 1a	-	-	0,95	0,95
Trafikk, fotgjengere og sykkel	-	-	0,95	0,95
Trafikk, LM2 - enkel aksling	-	-	-	-
Trafikk, LM 3	-	-	-	-
Trafikk, LM 4 - folkemasser	-	-	-	-
Trafikk horisontale krefter	-	-	0,95	0,95
Vind med trafikklast	-	-	1,12	1,12
Vind uten trafikk	1,12	1,6	-	-
Temperatur	0,84	0,84	0,84	1,2

Laster multiplisert med lastkombinasjonsfaktorene

gr1a (6.10b)

Egenvekt	Karakteristisk last	9810	11772 N
LM1			
Jevnt fordelt last, felt 1	0,0054	0,00729	N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 2	0,0025	0,003375	N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 3	0,0025	0,003375	N/mm2
Trafikk, punktlast Q300			
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	300000	1,265625	N/mm2
Trafikk, punktlast Q200			
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	200000	0,84375	N/mm2
Trafikk, fotgjengere og sykkel	0,0025	0,003375	N/mm2
Trafikk, horisontale krefter (50m)	8,82	11,907	N/mm
Resterende areal	0,0025	0,003375	N/mm2
LM2			
Enkel aksellast			
Fordeles over 2 areal à 600x350mm2	400000		N/mm2
LM3			
Spesialkjørertøy			N
LM4			
Folkemasser	0,005		N/mm2
Vindlast på dekket med trafikklast			
Vinkelrett på lengderetningen	3,101	3,47312	N/mm
Vertikalt	0,001	0,00112	N/mm2
Parallelt med lengderetningen	19	21,28	N/mm
Vindlast på dekket uten trafikklast			
Vinkelrett på lengderetningen	2,227		N/mm
Vertikalt	0,001		N/mm2
Parallelt med lengderetningen	13,648		N/mm
Vindlast på buene			
Vinkelrett på lengderetningen, lo side	0,882	0,98784	N/mm
Vinkelrett på lengderetningen, le side	0,882	0,98784	N/mm
Temperatur			
Temperaturlast			Definert i Abaqus

gr1b (6.10b)

Egenvekt	Karakteristisk last	9810	11772 N
LM1			
Jevnt fordelt last, felt 1	0,0054	0,0054	N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 2	0,0025	0,0025	N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 3	0,0025	0,0025	N/mm2
Trafikk, punktlast Q300			
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	300000		N
Trafikk, punktlast Q200			
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	200000		N
Trafikk, fotgjengere og sykkel	0,0025		N/mm2
Trafikk, horisontale krefter (50m)	8,82		N/mm
Resterende areal	0,0025		0 N/mm2
LM2			
Enkel aksellast			
Fordeles over 2 areal à 600x350mm2	0,95238	1,285713	N/mm2
LM3			
Spesialkjørertøy			N
LM4			
Folkemasser	0,005		N/mm2
Vindlast på dekket med trafikklast			
Vinkelrett på lengderetningen	3,101	3,47312	N/mm
Vertikalt	0,001	0,00112	N/mm2
Parallelt med lengderetningen	19	21,28	N/mm
Vindlast på dekket uten trafikklast			
Vinkelrett på lengderetningen	2,227		N/mm
Vertikalt	0,001		N/mm2
Parallelt med lengderetningen	13,648		N/mm
Vindlast på buene			
Vinkelrett på lengderetningen, lo side	0,882	0,98784	N/mm
Vinkelrett på lengderetningen, le side	0,882	0,98784	N/mm
Temperatur			
Temperaturlast			Definert i Abaqus

gr-4 (6.10b)

Karakteristisk last	
Egenvekt	9810
L.M1	11772 N
Jevnt fordelt last, felt 1	0,0054
Jevnt fordelt last, felt 2	0,0025
Jevnt fordelt last, felt 3	0,0025
Trafikk, punktlast Q300	300000
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	N
Trafikk, punktlast Q200	200000
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	N
Trafikk, fotgjengere og sykkel	0,0025
Trafikk, horisontale krefter (50m)	8,82
Resterende areal	0,0025
L.M2	N/mm2
Enkel aksellast	
Fordeles over 2 areal à 600x350mm2	400000
L.M3	N/mm2
Spesialkjørertøy	N
L.M4	N
Folkemasser	0,005
Vindlast på dekket med trafikklast	0,00675 N/mm2
Vinkelrett på lengderetningen	3,101
Vertikalt	0,0012
Parallelt med lengderetningen	19
Vindlast på dekket uten trafikklast	21,28 N/mm
Vinkelrett på lengderetningen	2,227
Vertikalt	0,001
Parallelt med lengderetningen	13,648
Vindlast på buene	N/mm
Vinkelrett på lengderetningen, lo side	0,882
Vinkelrett på lengderetningen, le side	0,882
Temperatur	0,98784 N/mm
Temperaturlast	Definert i Abaqus

Vind uten trafikk (6.10b)

Karakteristisk last	
Egenvekt	9810
L.M1	11772 N
Jevnt fordelt last, felt 1	0,0054
Jevnt fordelt last, felt 2	0,0025
Jevnt fordelt last, felt 3	0,0025
Trafikk, punktlast Q300	300000
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	N
Trafikk, punktlast Q200	200000
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	N
Trafikk, fotgjengere og sykkel	0,0025
Trafikk, horisontale krefter (50m)	8,82
Resterende areal	0,0025
L.M2	N/mm2
Enkel aksellast	
Fordeles over 2 areal à 600x350mm2	400000
L.M3	N/mm2
Spesialkjørertøy	N
L.M4	N
Folkemasser	0,005
Vindlast på dekket med trafikklast	N/mm2
Vinkelrett på lengderetningen	3,101
Vertikalt	0,001
Parallelt med lengderetningen	19
Vindlast på dekket uten trafikklast	N/mm
Vinkelrett på lengderetningen	2,227
Vertikalt	0,001
Parallelt med lengderetningen	13,648
Vindlast på buene	3,5632 N/mm
Vinkelrett på lengderetningen, lo side	0,882
Vinkelrett på lengderetningen, le side	0,882
Temperatur	0,0016 N/mm2
Temperaturlast	Definert i Abaqus

Temperaturlast (6.10b)

Karakteristisk last	
Egenvekt	9810
LM1	11772 N
Jevnt fordelt last, felt 1	0,0054
Jevnt fordelt last, felt 2	0,002375 N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 3	0,002375 N/mm2
Trafikk, punktlast Q300	
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	300000
	0,890625 N
Trafikk, punktlast Q200	
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	200000
	0,59375 N
Trafikk, fotgjengere og sykkel	0,0025
Trafikk, horisontale krefter (50m)	8,82
Resterende areal	0,0025
	0,002375 N/mm2
LM2	
Enkel aksellast	400000
	N/mm2
LM3	
Spesialkjøretøy	N
LM4	
Enkel aksellast	
Fordeles over 2 areal à 600x350mm2	0,005
	N/mm2
Vindlast på dekket med trafikklast	
Vinkelrett på lengderetningen	3,101
	3,47312 N/mm
Vertikalt	0,001
	0,00112 N/mm2
Parallelt med lengderetningen	19
	21,28 N/mm
Vindlast på dekket uten trafikklast	
Vinkelrett på lengderetningen	2,227
	N/mm
Vertikalt	0,001
	N/mm2
Parallelt med lengderetningen	13,648
	N/mm
Vindlast på buene	
Vinkelrett på lengderetningen, lo side	0,882
	0,98784 N/mm
Vinkelrett på lengderetningen, le side	0,882
	0,98784 N/mm
Temperatur	
Temperaturlast	Definert i Abaqus

B.2 LASTKOMBINASJON BRUKSGRENSE- TILSTAND

Lastkombinasjonsfaktorer, Ofte forekommende

	gr1a	gr1b	gr4	Vind uten trafikk	Temperaturlast
Egenvekt	1	1	1	1	1
Trafikk, LM 1a	0,7	-	-	-	0,2
Trafikk, LM 2	0,7	-	-	-	0,2
Trafikk, LM 2 - enkel aksling	-	0,7	-	-	-
Trafikk, LM 3	-	-	-	-	-
Trafikk, LM 4 - folkemasser	-	-	0,7	-	-
Trafikk horisontale krefter	0,7	-	-	-	0,2
Vind med trafikklast	-	-	-	-	-
Vind uten trafikk	-	-	-	0,6	-
Temperatur	-	-	-	-	0,6

Laster multiplisert med lastkombinasjonsfaktorene

gr1a	Karakteristiske verdier	Ofte forekommende verdier	9810	9810 N
Egenvekt				
LM1				
Jevnt fordelt last, felt 1	0,0054	0,00378 N/mm2		N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 2	0,0025	0,00175 N/mm2		N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 3	0,0025	0,00175 N/mm2		N/mm2
Trafikk, punktlast Q300				
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	300000	0,65625 N/mm2		N
Trafikk, punktlast Q200				
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	200000	0,4375 N/mm2		N
Trafikk, forgjengere og sykkel	0,0025	0,00175 N/mm2		N/mm2
Trafikk, horisontale krefter (50m)	8,82	6,174 N/mm		N/mm
Resterende areal	0,0025	0,00175 N/mm2		N/mm2
LM2				
Enkel aksellast	400000	N		N
LM3				
Spesialkjøretøy		N		N
LM4				
Folkemasser	0,005	N/mm2		N/mm2
Vindlast på dekket med trafikklast				
Vinkelrett på lengderetningen	3,101	N/mm		N/mm
Vertikalt	0,001	N/mm2		N/mm2
Parallelt med lengderetningen	19	N/mm		N/mm
Vindlast på dekket uten trafikklast				
Vinkelrett på lengderetningen	2,227	N/mm		N/mm
Vertikalt	0,001	N/mm2		N/mm2
Parallelt med lengderetningen	13,648	N/mm		N/mm
Vindlast på buene				
Vinkelrett på lengderetningen, lo side	0,882	N/mm		N/mm
Vinkelrett på lengderetningen, le side	0,882	N/mm		N/mm
Temperatur				
Temperaturlast				

gr1b	Karakteristiske verdier	Ofte forekommende verdier	9810	9810 N
Egenvekt				
LM1				
Jevnt fordelt last, felt 1	0,0054	0,0054		N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 2	0,0025	0,0025		N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 3	0,0025	0,0025		N/mm2
Trafikk, punktlast Q300				
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	300000	300000		N
Trafikk, punktlast Q200				
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	200000	200000		N
Trafikk, forgjengere og sykkel	0,0025	0,0025		N/mm2
Trafikk, horisontale krefter (50m)	8,82	8,82		N/mm
Resterende areal	0,0025	0,0025		N/mm2
LM2				
Enkel aksellast	400000	400000		N/mm2
LM3				
Spesialkjøretøy		N		N
LM4				
Folkemasser	0,005	0,005		N/mm2
Vindlast på dekket med trafikklast				
Vinkelrett på lengderetningen	3,101	3,101		N/mm
Vertikalt	0,001	0,001		N/mm2
Parallelt med lengderetningen	19	19		N/mm
Vindlast på dekket uten trafikklast				
Vinkelrett på lengderetningen	2,227	2,227		N/mm
Vertikalt	0,001	0,001		N/mm2
Parallelt med lengderetningen	13,648	13,648		N/mm
Vindlast på buene				
Vinkelrett på lengderetningen, lo side	0,882	0,882		N/mm
Vinkelrett på lengderetningen, le side	0,882	0,882		N/mm
Temperatur				
Temperaturlast				

gr-4

Karakteristiske verdier		Ofte forekommende verdier	9810	9810 N
Egenvekt			9810	9810 N
LM1				
Jevnt fordelt last, felt 1	0,0054			N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 2	0,0025			N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 3	0,0025			N/mm2
Trafikk, punktlast Q300		300000		N
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2				
Trafikk, punktlast Q200		200000		N
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2				
Trafikk, fotgjengere og sykkel	0,0025			N/mm2
Trafikk, horisontale krefter (50m)	8,82			N/mm
Resterende areal	0,0025			N/mm2
LM2				
Enkel aksellast		400000		N
LM3				
Spesialkjøretøy				N
LM4				
Folkemasser	0,005			0,0035 N/mm2
Vindlast på dekket med trafikklast				
Vinkelrett på lengderetningen	3,101			N/mm
Vertikalt	0,001			N/mm2
Parallelt med lengderetningen	19			N/mm
Vindlast på dekket uten trafikklast				
Vinkelrett på lengderetningen	2,227			N/mm
Vertikalt	0,001			N/mm2
Parallelt med lengderetningen	13,648			N/mm
Vindlast på buene				
Vinkelrett på lengderetningen, lo side	0,882			N/mm
Vinkelrett på lengderetningen, le side	0,882			N/mm
Temperatur				
Temperaturlast				

Vind uten trafikk

Karakteristiske verdier		Ofte forekommende verdier	9810	9810 N
Egenvekt			9810	9810 N
LM1				
Jevnt fordelt last, felt 1	0,0054			N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 2	0,0025			N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 3	0,0025			N/mm2
Trafikk, punktlast Q300		300000		N
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2				
Trafikk, punktlast Q200		200000		N
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2				
Trafikk, fotgjengere og sykkel	0,0025			N/mm2
Trafikk, horisontale krefter (50m)	8,82			N/mm
Resterende areal	0,0025			N/mm2
LM2				
Enkel aksellast		400000		N
LM3				
Spesialkjøretøy				N
LM4				
Folkemasser	0,005			N/mm2
Vindlast på dekket med trafikklast				
Vinkelrett på lengderetningen	3,101			N/mm
Vertikalt	0,001			N/mm2
Parallelt med lengderetningen	19			N/mm
Vindlast på dekket uten trafikklast				
Vinkelrett på lengderetningen	2,227			1,3362 N/mm
Vertikalt	0,001			0,0006 N/mm2
Parallelt med lengderetningen	13,648			8,1888 N/mm
Vindlast på buene				
Vinkelrett på lengderetningen, lo side	0,882			0,5292 N/mm
Vinkelrett på lengderetningen, le side	0,882			0,5292 N/mm
Temperatur				
Temperaturlast				

Temperatur

Karakteristiske verdier		Ofte forekommende verdier	
Egenvekt	9810	9810 N	
LM1	0		
Jevnt fordelt last, felt 1	0,0054	0,00108	N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 2	0,0025	0,0005	N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 3	0,0025	0,0005	N/mm2
Trafikk, punktlast Q300	300000	0,1875	N
Trafikk, punktlast Q200			
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	200000	0,125	N
Trafikk, fotgjengere og sykkel	0,0025	0,0005	N/mm2
Trafikk, horisontale krefter (50m)	8,82	1,764	N/mm
Resterende areal	0,0025	0,0005	N/mm2
LM2	0		
Enkel aksellast	400000		N
LM3	0		
Spesialkjøretøy	0		N
LM4	0		
Folkemasser	0,005		N/mm2
Vindlast på dekket med trafikklast	0		
Vinkelrett på lengderetningen	3,101		N/mm
Vertikalt	0,001		N/mm2
Parallelt med lengderetningen	19		N/mm
Vindlast på dekket uten trafikklast	0		
Vinkelrett på lengderetningen	2,227		N/mm
Vertikalt	0,001		N/mm2
Parallelt med lengderetningen	13,648		N/mm
Vindlast på buene	0		
Vinkelrett på lengderetningen, lo side	0,882		N/mm
Vinkelrett på lengderetningen, le side	0,882		N/mm
Temperatur			
Temperaturlast		Definert i A baqus	

B.3 LASTKOMBINASJON ULYKKESTILSTAND

Lastkombinasjonsfaktorer,ulykkeskombinasjoner

Ulykkeslast Gravitasjon	Lastgrupper	Ulykkeslastkombinasjon	
		Ulykke 1	Ulykke 2
	Hengerbudd	1	1
	Egenvekt	1	1
gr1a	Aksellast	0,75	0
	Jevnt fordelt trafikklast	0,4	0
	Last på gangveier	0,4	0
	Horisontal bremseskraft	0,4	0
gr1b	Enkel aksling	0	0,75
Vindlast	Fwk	0	0
Termiske påvirkninger	Tk	0,5	0,5

Lastert multiplisert med lastkombinasjonsfaktorene

Ulykkesituasjon 1 med gr1a

Egenvekt	Karakteristiske verdier		Ulykkeslast
	9810	9810 N	
LM1			
Jevnt fordelt last, felt 1	0,0054	0,00216	N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 2	0,0025	0,001	N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 3	0,0025	0,001	N/mm2
Trafikk, punktlast Q300			
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	300000	0,703125	N/mm2
Trafikk, punktlast Q200			
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	200000	0,46875	N/mm2
Trafikk, fotgjengere og sykkel	0,0025	0,001	N/mm2
Trafikk, horisontale krefter (50m)	8,82	3,528	N/mm
Resterende areal	0,0025	0,001	N/mm2
LM2			
Enkel aksellast	400000	0	N
Vindlast på dekket med trafikklast			
Vinkelrett på lengderetningen	3,101	0	N/mm
Vertikalt	0,001	0	N/mm2
Parallelt med lengderetningen	19	0	N/mm
Vindlast på dekket uten trafikklast			
Vinkelrett på lengderetningen	2,227	0	N/mm
Vertikalt	0,001	0	N/mm2
Parallelt med lengderetningen	13,648	0	N/mm
Vindlast på buene			
Vinkelrett på lengderetningen, lo side	0,882	0	N/mm
Vinkelrett på lengderetningen, le side	0,882	0	N/mm
Temperatur			
Temperaturlast	0,5* α	Definert i Abaqus, 0,5*α	

Ulykkesituasjon 2 med gr1b

Egenvekt	Karakteristiske verdier		Ulykkeslast
	9810	9810 N	
LM1			
Jevnt fordelt last, felt 1	0,0054	0,0054	N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 2	0,0025	0,0025	N/mm2
Jevnt fordelt last, felt 3	0,0025	0,0025	N/mm2
Trafikk, punktlast Q300			
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	300000	0	N
Trafikk, punktlast Q200			
Fordeles over 4 areal à 400x400mm2	200000	0	N
Trafikk, fotgjengere og sykkel	0,0025	0,0025	N/mm2
Trafikk, horisontale krefter (50m)	8,82	8,82	N/mm
Resterende areal	0,0025	0,0025	N/mm2
LM2			
Enkel aksellast	400000	0,714285714	N/mm2
Vindlast på dekket med trafikklast			
Vinkelrett på lengderetningen	3,101	0	N/mm
Vertikalt	0,001	0	N/mm2
Parallelt med lengderetningen	19	0	N/mm
Vindlast på dekket uten trafikklast			
Vinkelrett på lengderetningen	2,227	0	N/mm
Vertikalt	0,001	0	N/mm2
Parallelt med lengderetningen	13,648	0	N/mm
Vindlast på buene			
Vinkelrett på lengderetningen, lo side	0,882	0	N/mm
Vinkelrett på lengderetningen, le side	0,882	0	N/mm
Temperatur			
Temperaturlast	0,5* α	Definert i Abaqus, 0,5*α	

B.4 LASTKOMBINASJON GANGBANE

Dominerende last					
	gr1	gr2	Vind	Temp	Temp
	Med vind	Med vind	Uten trafikk	Med gr1	Med gr2
gr1	1,35			0,945	
gr2		1,35			0,945
Vind	1,12	1,12	1,6	1,12	1,12
Temperatur	0,84	0,84	0,84	1,2	1,2

Karakteristisk verdi

gr1 - jevnt fordelt last	0,005	0,00675	N/mm^2
gr2 - aksellast 80kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	1		N/mm^2
gr2 - aksellast 40kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	0,5		N/mm^2
Vind	0,001	0,00112	N/mm^2
Temperatur		Definert i abaqus	

Karakteristisk verdi

gr1 - jevnt fordelt last	0,005	N/mm^2
gr2 - aksellast 80kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	1	1,35
gr2 - aksellast 40kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	0,5	0,675
Vind	0,001	0,00112
Temperatur	Definert i abaqus	

Karakteristisk verdi

gr1 - jevnt fordelt last	0,005	N/mm ²
gr2 - aksellast 80kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	1	N/mm ²
gr2 - aksellast 40kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	0,5	N/mm ²
Vind	0,001	0,0016 N/mm ²
Temperatur	Definert i abaqus	

Karakteristisk verdi

gr1 - jevnt fordelt last	0,005	0,004725 N/mm ²
gr2 - aksellast 80kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	1	N/mm ²
gr2 - aksellast 40kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	0,5	N/mm ²
Vind	0,001	0,00112 N/mm ²
Temperatur	Definert i abaqus	

Karakteristisk verdi

gr1 - jevnt fordelt last	0,005	N/mm ²
gr2 - aksellast 80kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	1	0,945 N/mm ²
gr2 - aksellast 40kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	0,5	0,4725 N/mm ²
Vind	0,001	0,00112 N/mm ²
Temperatur	Definert i abaqus	

Dominerende last					
gr1	gr2	Vind	Temp	Temp	Temp
		Uten trafikk	Med gr1	Med gr2	
gr1	0,7		0,2		
gr2		0,7		0,2	
Vind		0,6			
Temperatur			0,6	0,6	

Karakteristisk verdi

gr1 - jevnt fordelt last	0,005	0,0035 N/mm ²
gr2 - aksellast 80kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	1	N/mm ²
gr2 - aksellast 40kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	0,5	N/mm ²
Vind	0,001	0 N/mm ²
Temperatur	Definert i abaqus	

Karakteristisk verdi

gr1 - jevnt fordelt last	0,005	N/mm ²
gr2 - aksellast 80kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	1	0,7 N/mm ²
gr2 - aksellast 40kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	0,5	0,35 N/mm ²
Vind	0,001	0 N/mm ²
Temperatur	Definert i abaqus	

Karakteristisk verdi

gr1 - jevnt fordelt last	0,005	N/mm ²
gr2 - aksellast 80kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	1	N/mm ²
gr2 - aksellast 40kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	0,5	N/mm ²
Vind	0,001	0,0006 N/mm ²
Temperatur		Definert i abaqus

Karakteristisk verdi

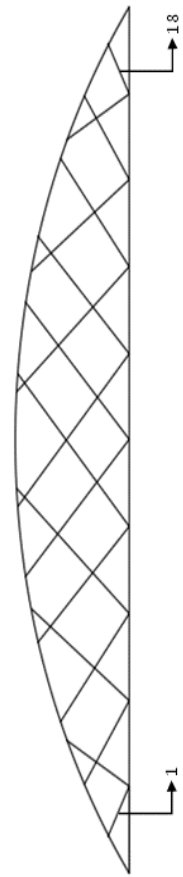
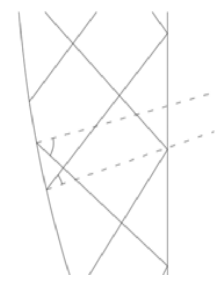
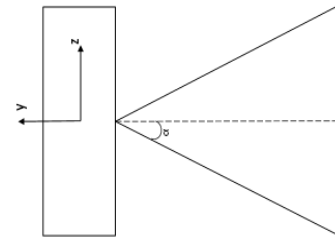
gr1 - jevnt fordelt last	0,005	0,001 N/mm ²
gr2 - aksellast 80kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	1	N/mm ²
gr2 - aksellast 40kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	0,5	N/mm ²
Vind	0,001	0 N/mm ²
Temperatur		Definert i abaqus

Karakteristisk verdi

gr1 - jevnt fordelt last	0,005	N/mm ²
gr2 - aksellast 80kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	1	0,2 N/mm ²
gr2 - aksellast 40kN fordelt på to kvadrater med sider 200mm	0,5	0,1 N/mm ²
Vind	0,001	0 N/mm ²
Temperatur		Definert i abaqus

C.1 T-STYKKE, KREFTER

Henger	Hengerlengder [mm]	Vinkel ut av plan [grader]	Vinkel i plan [grader]	Strekkspenning Indre henger [Mpa]	Strekkspenning Ytre henger [Mpa]
1	3340,21	8,61	25,32	119,764	168,898
2	6568,12	4,37	60,25	92,111	114,477
3	5931,88	4,84	26,61	130,28	181,269
4	9876,18	2,90	53,14	44,5499	28,2488
5	8065,95	3,55	28,48	122,497	140,844
6	11573,30	2,48	47,61	155,93	169,12
7	9653,52	2,97	30,95	128,915	202,498
8	12098,70	2,37	43,17	149,14	221,835
9	11106,20	2,58	36,89	142,266	286,783
10	11106,20	2,58	36,89	142,465	286,4
11	12098,70	2,37	43,17	148,926	222,159
12	9653,52	2,97	30,95	129,171	202,155
13	11573,30	2,48	47,61	155,74	169,43
14	8065,95	3,55	28,48	122,652	140,253
15	9876,18	2,90	53,14	44,497	28,8286
16	5931,88	4,84	26,61	130,583	180,989
17	6568,12	4,37	60,25	92,289	115,598
18	3340,21	8,61	25,32	119,948	168,873

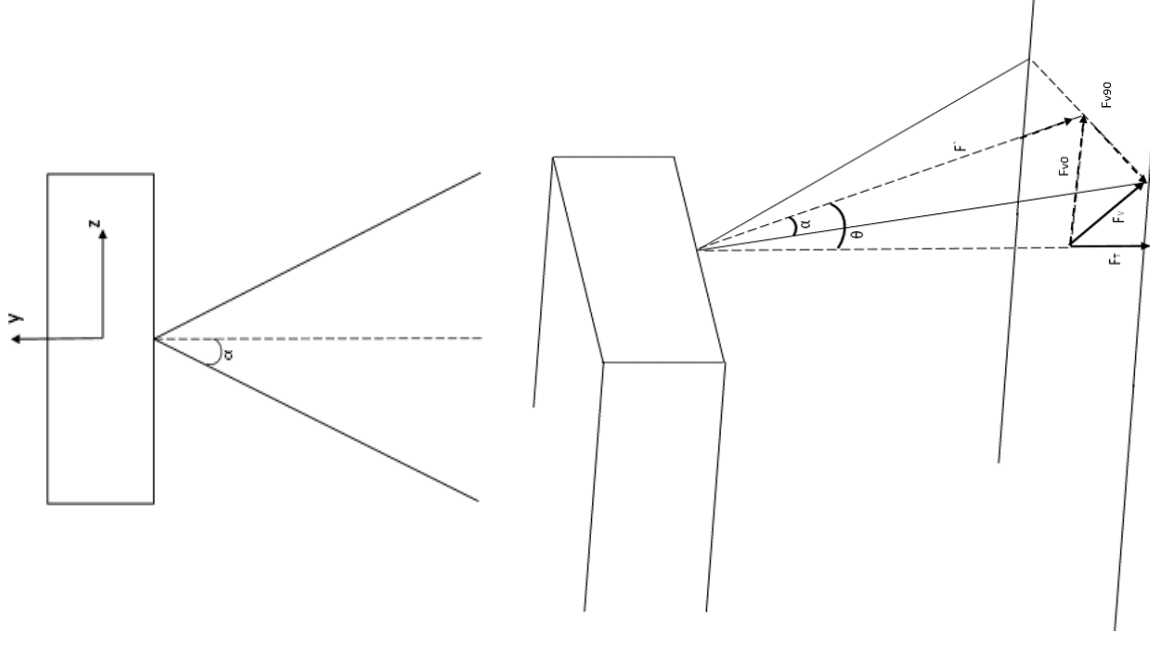


Henger	F_{indre} [kN]	F_{ytre} [kN]	F' [kN]	F_{V0} [kN]	F_{V90} [kN]	$F_{T,ED}$ [kN]	$F_{V,ED}$ [kN]
1	150,4999	212,24	358,66	153,388	9,242	324,2013	153,666
2	115,7501	143,86	258,85	224,742	2,140	128,4353	224,7526
3	163,7147	227,79	390,11	174,712	5,401	348,8009	174,7956
4	55,98306	35,50	91,36	73,105	1,037	54,80081	73,11204
5	153,9343	176,99	330,29	157,483	1,429	290,3257	157,4896
6	195,9474	212,52	408,09	301,398	0,716	275,1277	301,3992
7	161,9994	254,47	415,91	213,922	4,789	356,6736	213,9752
8	187,4149	278,77	465,78	318,672	3,775	339,7079	318,6947
9	178,7767	360,38	538,61	323,334	8,176	430,7651	323,4369
10	179,0268	359,90	538,38	323,195	8,143	430,5803	323,2974
11	187,1459	279,17	465,92	318,767	3,803	339,8086	318,7895
12	162,3211	254,04	415,80	213,841	4,750	356,5949	213,8933
13	195,7087	212,91	408,24	301,514	0,743	275,224	301,5153
14	154,129	176,25	329,74	157,238	1,371	289,8368	157,2435
15	55,91658	36,23	92,03	73,634	0,997	55,19744	73,64054
16	164,0954	227,44	390,14	174,731	5,339	348,8236	174,8127
17	115,9738	145,26	260,48	226,156	2,230	129,2429	226,1666
18	150,7311	212,21	358,85	153,472	9,203	324,3799	153,7479

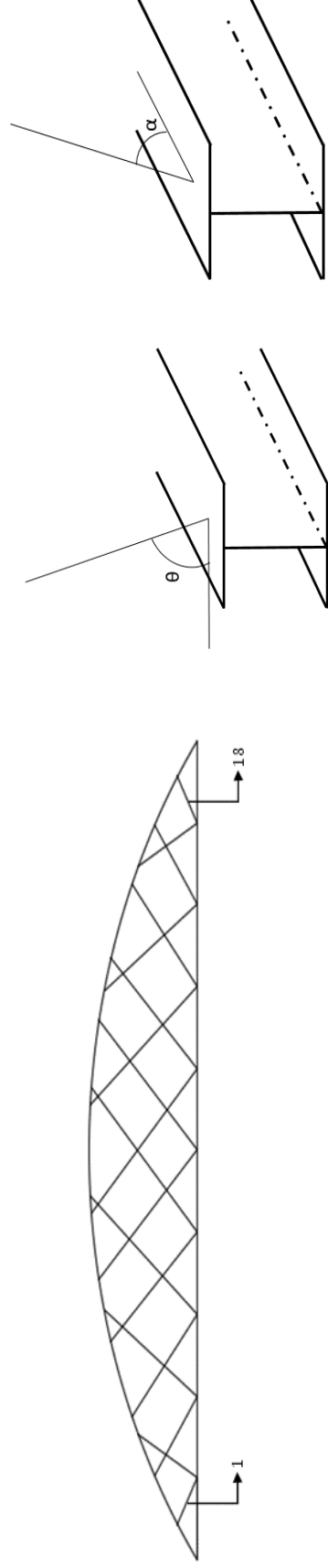
$F_{T\text{maks.henger}}$ = maksimal strekkraft i henger

$F_{T\text{maks.t-stykke}}$ = maksimal strekkraft på knutepunkt/T-stykke

$F_{V\text{maks.t-stykke}}$ = maksimal skjærkraft på knutepunkt/T-stykke



Henger	Hengerlengder [mm]	Vinkel ut av plan, α [grader]	Vinkel i plan, θ [grader]	Strekkspenning Indre henger [Mpa]	Strekkspenning Ytre henger [Mpa]
1	3340,21	81,39	33,15	119,764	168,898
2	6568,12	85,63	51,85	92,111	114,477
3	5931,88	85,16	36,46	130,28	181,269
4	9876,18	87,10	48,54	44,5499	28,2488
5	8065,95	86,45	39,81	122,497	140,844
6	11573,30	87,52	45,19	155,93	169,12
7	9653,52	87,03	43,17	128,915	202,498
8	12098,70	87,63	41,83	149,14	221,835
9	11106,20	87,42	42,50	142,266	286,783
10	11106,20	87,42	42,50	142,465	286,4
11	12098,70	87,63	41,83	148,926	222,159
12	9653,52	87,03	43,17	129,171	202,155
13	11573,30	87,52	45,19	155,74	169,43
14	8065,95	86,45	39,81	122,652	140,253
15	9876,18	87,10	48,54	44,497	28,8286
16	5931,88	85,16	36,46	130,583	180,989
17	6568,12	85,63	51,85	92,289	115,598
18	3340,21	81,39	33,15	119,948	168,873



Indre hengere

Tverrbærer	F_1 [kN]	F_2 [kN]	F'_1 [kN]	F'_2 [kN]	$F^{V_0,Ed}$ [kN]	$F^{V_{90},Ed}$ [kN]	$F^{T,Ed}$ [kN]	$F^{V,Ed}$ [kN]
1	150,499881	115,750096	148,804169	115,4142197	31,34	53,279	172,136	61,8131082
2	163,714676	55,9830554	163,132055	55,91126489	16,63	94,184	138,844006	95,6414205
3	153,93427	195,947417	153,638229	195,7644647	18,01	19,938	237,251	26,8661829
4	161,999367	187,414851	161,781925	187,25474	16,14	21,545	235,560	26,9178433
5	178,776728	179,026799	178,595465	178,845282	16,11	0,184	241,483	16,1093315
6	187,145931	162,321066	186,986049	162,103192	16,14	21,119	235,609	26,5808386
7	195,708656	154,129049	195,525927	153,8326331	18,01	19,620	237,206	26,6326416
8	55,9165793	164,095437	55,844874	163,511461	16,66	94,533	139,020	95,990205
9	115,973778	150,731102	115,637252	149,0327847	31,39	53,333	172,436	61,8855044

FTmaks.henger = maksimal strekkraft i henger

FTmaks.t-stykke = maksimal strekkraft på knutepunkt/T-stykke

FVmaks.t-stykke = maksimal skjærkraft på knutepunkt/T-stykke

C.2 T-STYKKE, BEREGNINGER

$$F_{Ed} := 360.38 \text{ kN}$$

$$F_{T.Ed} := 430.765 \text{ kN}$$

$$F_{V.0.Ed} := 323.334 \text{ kN}$$

$$F_{V.90.Ed} := 8.176 \text{ kN}$$

$$F_{V.Ed} := \sqrt{F_{V.0.Ed}^2 + F_{V.90.Ed}^2} = 323.437 \text{ kN}$$

Generelle verdier - henger

$$\varnothing_{nom} := 42 \text{ mm}$$

$$A_{Henger} := 1385.44 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rd.Henger} := 504.4 \text{ kN}$$

Verdier fra Detan [40]

Generelle verdier - T-stykke

Skruer

$$\alpha_v := 0.6$$

$$d_{skruer} := 24 \text{ mm}$$

$$d_0 := 26 \text{ mm}$$

$$A_s := 353 \text{ mm}^2$$

$$f_{ub} := 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{uk} := 640 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$k_2 := 0.9$$

$$n_{skruer} := 6$$

$$n_{rader} := 2$$

$$n_{skruer.pr.rad} := 3$$

Plate

$$f_u := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_{plate} := 30 \text{ mm}$$

$$l_{tstykke} := 400 \text{ mm}$$

$$a_w := 15 \text{ mm}$$

$$e_1 := 80 \text{ mm}$$

$$e_2 := 40 \text{ mm}$$

$$p_1 := 120 \text{ mm}$$

$$p_2 := 72 \text{ mm}$$

$$a_1 := 120$$

$$f_{y.k} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Festeøre

$$l_{festeøre} := 250 \text{ mm}$$

$$t_{festeøre} := 60 \text{ mm}$$

$$l_{festeøre.kant} := 92.5 \text{ mm}$$

$$e_{festeøre} := 45 \text{ mm}$$

$$d_{0.festeøre} := 70 \text{ mm}$$

$$h_{festeøre} := 200 \text{ mm}$$

Bue

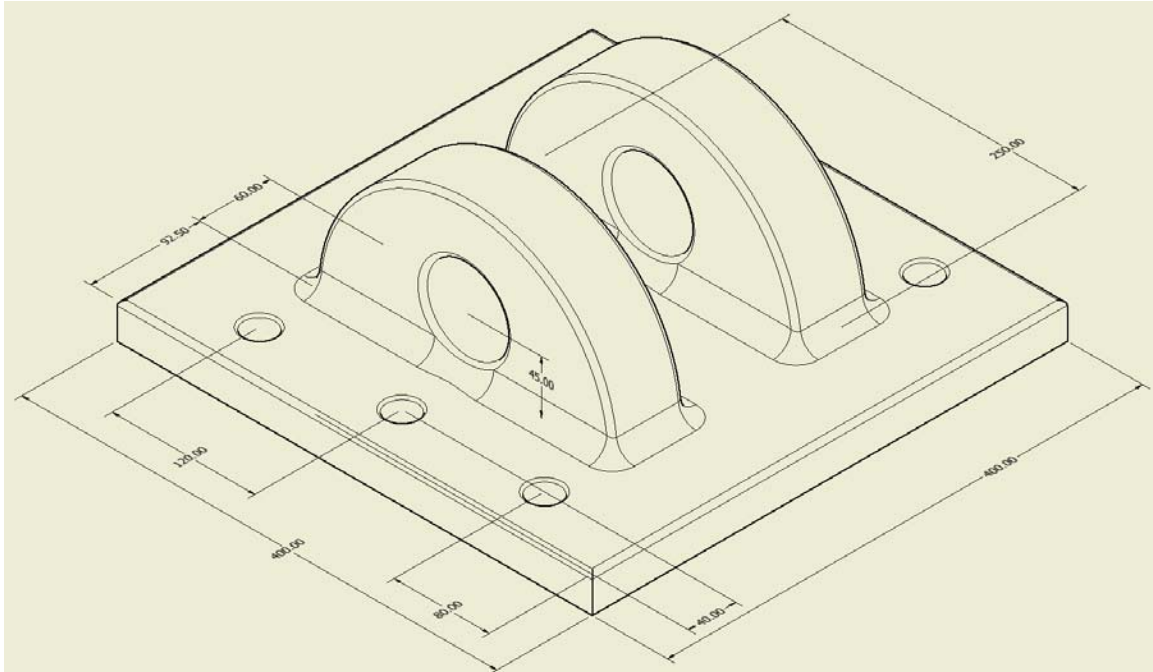
$$\rho_k := 390$$

$$\gamma_{bue} := 1.3$$

$$k_{mod} := 1.1$$

$$h := 1000 \text{ mm}$$

T-stykke, teknisk tegning



Hengerkapasitet

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd.Henger}} = 0.714$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} < 1$$

Skjærkapasitet på skrue

$$F_{v.Rd} := n_{skruer} \cdot \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{M2}} = (8.133 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{v.Rd}} = 0.398$$

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{v.Rd}} < 1$$

NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.4

Strekkapasitet på skrue

$$F_{t.Rd} := n_{skruer} \cdot k_2 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{M2}} = (1.22 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$\frac{F_{T.Ed}}{F_{t.Rd}} = 0.353$$

$$\frac{F_{T.Ed}}{F_{t.Rd}} < 1$$

NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.4

Sveisekapasitet, festeøre

$$F_{w.Ed} := F_{Ed} = (3.604 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$\beta_w := 0.9$$

NS-EN 1993-1-8 Tabell 4.1

$$f_{vw.d} := \frac{f_u}{\frac{2\sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}} = 331.255 \text{ MPa}$$

NS-EN 1993-1-8 Likn. 4.4

$$F_{w.Rd} := f_{vw.d} \cdot a_w \cdot l_{festeøre} = (1.242 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$\frac{F_{w.Ed}}{F_{w.Rd}} = 0.29$$

$$\frac{F_{w.Ed}}{F_{w.Rd}} < 1$$

NS-EN 1993-1-8 Likn. 4.2

Kapasitet for hullkanttrykk

$$k_1 := \min \left(\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \right), \left(1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7 \right), 2.5 \right) = 2.177$$

$$\alpha_{d1} := \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = 1.026$$

$$\alpha_{d2} := \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = 1.288$$

$$\alpha_b := \min \left(\alpha_{d1}, \alpha_{d2}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = 1$$

$$F_{b.Rd} := n_{skruer} \cdot k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_{skruer} \cdot \frac{t_{plate}}{\gamma_{M2}} = (3.837 \cdot 10^6) \text{ N} \quad \text{NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.4}$$

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{b.Rd}} = 0.084$$

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{b.Rd}} < 1$$

Dimensjonerende kapasitet i et T-stykke

Antar ingen hevarmkrefter.

$$m := l_{feste\oere.kant} - e_2 - 0.8 \cdot a_w \cdot \sqrt{2} = 35.529 \text{ mm}$$

$$e_{min} := e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$n := \min(e_{min}, 1250 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$$

Ytre skruerad, enkeltstående rad

NS-EN 1993-1-8 Tabell 6.4

$$l_{eff.cp.enkel} := 2 \cdot \pi \cdot m = 223.238 \text{ mm}$$

$$l_{eff.nc.enkel} := 4 \cdot m - 1.25 \cdot e_2 = 92.118 \text{ mm}$$

$$l_{eff.enkel} := \min(l_{eff.cp.enkel}, l_{eff.nc.enkel}) = 92.118 \text{ mm}$$

$$\Sigma l_{eff.1.enkel} := n_{rader} \cdot l_{eff.enkel} = 184.235 \text{ mm}$$

$$\Sigma l_{eff.2.enkel} := n_{rader} \cdot l_{eff.nc.enkel} = 184.235 \text{ mm}$$

Ytre skruerad, gruppe av skruerader

NS-EN 1993-1-8 Tabell 6.4

$$l_{eff.cp.gruppe} := \pi \cdot m + p_2 = 183.619 \text{ mm}$$

$$l_{eff.nc.gruppe} := 2 m + 0.625 e_2 + 0.5 p_2 = 132.059 \text{ mm}$$

$$l_{eff.gruppe} := \min(l_{eff.cp.gruppe}, l_{eff.nc.gruppe}) = 132.059 \text{ mm}$$

$$\Sigma l_{eff.1.gruppe} := n_{rader} \cdot l_{eff.gruppe} = 264.118 \text{ mm}$$

$$\Sigma l_{eff.2.gruppe} := n_{rader} \cdot l_{eff.nc.gruppe} = 264.118 \text{ mm}$$

$$\Sigma l_{eff.1} := \min(\Sigma l_{eff.1.enkel}, \Sigma l_{eff.1.gruppe}) = 184.235 \text{ mm}$$

$$\Sigma l_{eff.2} := \min(\Sigma l_{eff.2.enkel}, \Sigma l_{eff.2.gruppe}) = 184.235 \text{ mm}$$

Bruddform 1

NS-EN 1993-1-8 Tabell 6.2

$$M_{pl.1.Rd} := 0.25 \cdot \Sigma l_{eff.1} \cdot t_{plate}^2 \cdot \frac{f_{y.k}}{\gamma_{M0}} = (1.402 \cdot 10^7) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$F_{T.1.Rd} := 2 \cdot \frac{M_{pl.1.Rd}}{m} = (7.889 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Bruddform 2

NS-EN 1993-1-8 Tabell 6.2

$$F_{T.2.Rd} := 2 \cdot \frac{M_{pl.1.Rd}}{m} = (7.889 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Bruddform 3

NS-EN 1993-1-8 Tabell 6.2

$$\Sigma F_{t.Rd} := F_{t.Rd} = (1.22 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$F_{T.3.Rd} := \Sigma F_{t.Rd} = (1.22 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$F_{T.Rd} := \min(F_{T.1.Rd}, F_{T.2.Rd}, F_{T.3.Rd}) = (7.889 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{T.Ed}}{F_{T.Rd}} = 0.944$$

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{T.Ed}}{F_{T.Rd}} < 1$$

NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.4

Strekkapasitet i festeøre

$$I_1 := t_{feste\o\text{re}} \cdot \frac{l_{feste\o\text{re}}^3}{12} = (7.813 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$I_2 := l_{feste\o\text{re}} \cdot \frac{t_{feste\o\text{re}}^3}{12} = (4.5 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$F_1 := F_{V.90.Ed} = (8.176 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$F_2 := F_{V.0.Ed} = (3.233 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$M_1 := e_{feste\o\text{re}} \cdot F_2 = (1.455 \cdot 10^7) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_2 := e_{feste\o\text{re}} \cdot F_1 = (3.679 \cdot 10^5) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{M1} := \frac{M_1}{I_1} \cdot \frac{l_{feste\o\text{re}}}{2} = 23.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{M2} := \frac{M_2}{I_2} \cdot \frac{t_{feste\o\text{re}}}{2} = 2.453 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Ft} := \frac{F_{T.Ed}}{t_{feste\o\text{re}} \cdot l_{feste\o\text{re}}} = 28.718 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\sigma := \sigma_{M1} + \sigma_{M2} + \sigma_{Ft} = 54.451 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_{y.k}}{\gamma_{M0}} = 338.095 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\sigma < \frac{f_{y.k}}{\gamma_{M0}}$$

Hullkanttrykk i festeøre

$$e_{1,feste\o re} := h_{feste\o re} - e_{feste\o re} - \frac{d_{0,feste\o re}}{2} = 120 \text{ mm}$$

$$e_{2,feste\o re} := e_{1,feste\o re}$$

$$k_1 := \min \left(\left(2.8 \cdot \frac{e_{2,feste\o re}}{d_{0,feste\o re}} - 1.7 \right), 2.5 \right) = 2.5$$

$$\alpha_{d1} := \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = 1.026$$

$$\alpha_{b,feste\o re} := \min \left(\alpha_{d1}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = 1$$

$$F_{b,Rd} := k_1 \cdot \alpha_{b,feste\o re} \cdot f_u \cdot d_{0,feste\o re} \cdot \frac{t_{feste\o re}}{\gamma_{M2}} = (4.284 \cdot 10^6) \text{ N} \text{ NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.4}$$

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{b,Rd}} = 0.075$$

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{b,Rd}} < 1$$

Skjærkapasitet på buen

$$f_{u,k} := 640 \quad a_1 = 120$$

$$d_{skruer} := 24 \quad n_{skruer.pr.rad} = 3$$

$$k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot d_{skruer} = 1.71$$

$$k_d := \min \left(\frac{d_{skruer}}{8}, 1 \right) = 1$$

$$t_1 := 425 \quad l_{ef} := t_1$$

$$n_{ef} := n_{skruer}^{0.9} = 5.016$$

NS-EN 1995-1-1 Likn. 8.41

$$f_{ax,k} := 0.52 \cdot d_{skruer}^{-0.5} \cdot l_{ef}^{-0.1} \cdot \rho_k^{0.8} = 6.853 \text{ [Mpa]}$$

NS-EN 1995-1-1 Likn. 8.39

$$f_{h,0,k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d_{skruer}) \cdot \rho_k = 24.305 \text{ [Mpa]}$$

NS-EN 1995-1-1 Likn. 8.32

$$M_{y.Rk} := 0.3 f_{u.k} \cdot d_{skruer}^{2.6} = 7.445 \cdot 10^5 \quad [\text{Nmm}] \quad \text{NS-EN 1995-1-1 Likn. 8.30}$$

$$f_{h.k} := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot \sin(0)^2 + \cos(0)^2} = 24.305 \quad [\text{Mpa}] \quad \text{NS-EN 1995-1-1 Likn. 8.31}$$

$$F_{ax.0.Rk} := \frac{(n_{ef} \cdot f_{ax.k} \cdot d_{skruer} \cdot k_d \cdot l_{ef})}{1.2 \cdot \cos(0)^2 + \sin(0)^2} = 2.922 \cdot 10^5 \quad \text{NS-EN 1995-1-1 Likn. 8.38}$$

$$F_{v.rk.c} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d_{skruer} = 2.479 \cdot 10^5$$

$$F_{v.rk.d} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d_{skruer} \cdot \left(\sqrt{2 + \left(4 \cdot \frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d_{skruer} \cdot t_1^2} \right)} - 1 \right) = 1.052 \cdot 10^5$$

$$F_{v.rk.e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d_{skruer}} = 4.793 \cdot 10^4$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.rk.c}, F_{v.rk.d}, F_{v.rk.e}) = 4.793 \cdot 10^4 \quad [\text{N}]$$

NS-EN 1995-1-1 Likn. 8.10
Karakteristisk kapasitet per skjærflate per forbinder

$$TauEffekt := \min\left(\frac{F_{ax.0.Rk}}{4}, F_{v.Rk}\right) = 4.793 \cdot 10^4$$

NS-EN 1995-1-1
pkt. 8.2.2(2)

$$F_{v.rk.c} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d_{skruer} = 2.479 \cdot 10^5$$

$$F_{v.rk.d} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d_{skruer} \cdot \left(\sqrt{2 + \left(4 \cdot \frac{M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d_{skruer} \cdot t_1^2} \right)} - 1 \right) + TauEffekt = 1.531 \cdot 10^5$$

$$F_{v.rk.e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d_{skruer}} + TauEffekt = 9.586 \cdot 10^4$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.rk.c}, F_{v.rk.d}, F_{v.rk.e}) = 9.586 \cdot 10^4 \quad [\text{N}]$$

NS-EN 1995-1-1 Likn. 8.10
Karakteristisk kapasitet per skjærflate per forbinder

$$n_{ef.2} := \min\left(n_{skruer.pr.rad}, n_{skruer.pr.rad}^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d_{skruer}}}\right) = 2.117$$

$$F_{v.ef.Rk} := n_{ef.2} \cdot F_{v.Rk} = 2.029 \cdot 10^5$$

NS-EN 1995-1-1 Likn. 8.1

$$F_{v.ef.Rk} \cdot n_{rader} = 4.058 \cdot 10^5 \quad [\text{N}]$$

$$F_{V.0.Ed} = (3.233 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$F_{V.Ed} < F_{v.ef.Rk} \cdot n_{rader}$$

Forbindelseskrefter med vinkel på fiberretningen

$$h := 1000$$

NS-EN 1995-1-1 Likn. 8.5

$$w := 1$$

$$h_e := 668$$

$$F_{90.Rk} := 14 \cdot h \cdot w \cdot \sqrt{\frac{h_e}{\sqrt{1 - \frac{h_e}{h}}}} = 4.767 \cdot 10^5 \quad [\text{N}]$$

NS-EN 1995-1-1 Likn. 8.4

$$F_{90.Rd} := F_{90.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 9.084 \cdot 10^5 \quad [\text{N}]$$

$$F_{V.90.Ed} = (8.176 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$F_{V.90.Ed} \leq F_{90.Rd}$$

NS-EN 1995-1-1 Likn. 8.2

Kapasitetssjekk av ørefeste ved tverrbærer

$$F_{T.Ed} := 486.123 \text{ kN}$$

$$F_{Hullkant.Ed} := 360.02 \text{ kN}$$

$$F_{V.0.Ed} := 42.72 \text{ kN}$$

$$F_{V.90.Ed} := 159.079 \text{ kN}$$

$$F_{V.Ed} := \sqrt{F_{V.0.Ed}^2 + F_{V.90.Ed}^2} = 164.715 \text{ kN}$$

Sveisekapasitet, festeøre

$$F_{w.Ed} := F_{T.Ed} = (4.861 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$\beta_w := 0.9$$

NS-EN 1993-1-8 Tabell 4.1

$$f_{vw.d} := \frac{f_u}{\frac{\sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}} = 331.255 \text{ MPa}$$

NS-EN 1993-1-8 Likn. 4.4

$$F_{w.Rd} := f_{vw.d} \cdot a_w \cdot l_{festeøre} = (1.242 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$\frac{F_{w.Ed}}{F_{w.Rd}} = 0.391$$

NS-EN 1993-1-8 Likn. 4.2

$$\frac{F_{w.Ed}}{F_{w.Rd}} < 1$$

Strekkapasitet i festeøre

$$I_1 := t_{festeøre} \cdot \frac{l_{festeøre}^3}{12} = (7.813 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$I_2 := l_{festeøre} \cdot \frac{t_{festeøre}^3}{12} = (4.5 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$F_1 := F_{V.90.Ed} = (1.591 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$F_2 := F_{V.0.Ed} = (4.272 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$M_1 := e_{feste\o re} \cdot F_2 = (1.922 \cdot 10^6) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_2 := e_{feste\o re} \cdot F_1 = (7.159 \cdot 10^6) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{M1} := \frac{M_1}{I_1} \cdot \frac{l_{feste\o re}}{2} = 3.076 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{M2} := \frac{M_2}{I_2} \cdot \frac{t_{feste\o re}}{2} = 47.724 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Ft} := \frac{F_{T.Ed}}{t_{feste\o re} \cdot l_{feste\o re}} = 32.408 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\sigma := \sigma_{M1} + \sigma_{M2} + \sigma_{Ft} = 83.208 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_{y,k}}{\gamma_{M0}} = 338.095 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\sigma < \frac{f_{y,k}}{\gamma_{M0}}$$

Hullkantrykk i feste\o re

$$e_{1.feste\o re} := h_{feste\o re} - e_{feste\o re} - \frac{d_{0.feste\o re}}{2} = 120 \text{ mm}$$

$$e_{2.feste\o re} := e_{1.feste\o re}$$

$$k_1 := \min\left(\left(2.8 \cdot \frac{e_{2.feste\o re}}{d_{0.feste\o re}} - 1.7\right), 2.5\right) = 2.5$$

$$\alpha_{d1} := \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = 1.026$$

$$\alpha_{b.feste\o re} := \min\left(\alpha_{d1}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 1$$

$$F_{b.Rd} := k_1 \cdot \alpha_{b.feste\o re} \cdot f_u \cdot d_{0.feste\o re} \cdot \frac{t_{feste\o re}}{\gamma_{M2}} = (4.284 \cdot 10^6) \text{ N} \text{ NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.4}$$

$$\frac{F_{Hullkant.Ed}}{F_{b.Rd}} = 0.084$$

$$\frac{F_{Hullkant.Ed}}{F_{b.Rd}} < 1$$

D.1 KAPASITETSSJEKK FOR DEKKET

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av dekke

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.19 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.20 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.13 Skjær

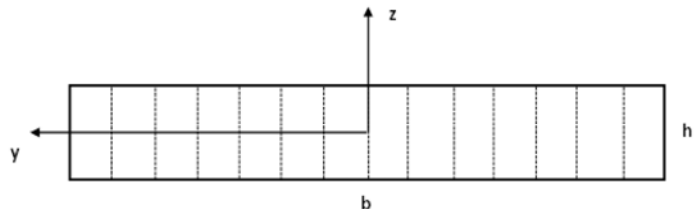
Input fra Abaqus-dekkemodell

Dekketverrsnitt med akseretninger

$$M_{y,d} := 1.848 \cdot 10^5 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

$$F_{x,trykk} := 154.6 \frac{N}{mm}$$

$$V_d := 224.9 \frac{N}{mm}$$



$$q_{vind} := 3.5952 \frac{N}{mm}$$

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

$$b_{ef} := 2.202 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

Se
beregninger
nedenfor

$$M_{z,d} := q_{vind} \cdot \frac{L^2}{8} = (1.124 \cdot 10^9) \text{ N} \cdot mm$$

Bruddgrensetilstand

Parametre

Geometri

$$b_{lam} := 115 \text{ mm}$$

$$h_{slitelag} := 104 \text{ mm}$$

$$h_{dekke} := 400 \text{ mm}$$

$$L_{bro} := 50 \text{ m}$$

Sikkerhetsfaktorer

$$\gamma_m := 1.15$$

$$k_{mod} := 1.1$$

$$k_m := 0.7$$

Fastheter

$$f_{m.g.k} := 24 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.g.k} := 17 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.g.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{m.d.lam} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.g.k}}{\gamma_m} = 22.957 \frac{N}{mm^2}$$

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

$$f_{c.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.g.k}}{\gamma_m} = 16.261 \frac{N}{mm^2}$$

Andre parametre

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$k_{cr} := 0.8$$

Forenklet konstruksjonsanalyse etter 5.1.3 NS-EN 1995-2:2004

$$b_w := 4 \cdot 400 \text{ mm} = 1.6 \text{ m}$$

$$\beta_{slitelag} := 45^\circ$$

Partialfaktor for material

Modifikasjonsfaktor for last og vanninnhold

k_m tar hensyn til omfordeling av spenninger og virkninger av inhomogeniteter i materialet

Lamellenes dimensjonerende bøyefasthet

Lamellenes dimensjonerende skjærfasthet

Lamellenes dimensjonerende trykkfasthet

For limtre,
Endringsblad A1, punkt NA.6.1.7
NS-EN 1995-1-1:2004

LM1 - EN 1991-2:2003

Konsentrerte lasters
spredningsvinkel for slitelag
Tabell 5.2 NS-EN 1995-2:2004

$$\beta_{dekke} := 15^\circ$$

Konsentrerte lasters
spredningsvinkel for laminerte
dekkeplater i tre, vinkelrett på
fiberretningen
Tabell 5.2 NS-EN 1995-2:2004

$$a := 0.3 \text{ m}$$

Tabell 5.3 NS-EN 1995-2:2004

$$b_{w.middle} := b_w + 2 \cdot \left(h_{slitelag} \cdot \tan(\beta_{slitelag}) + \frac{1}{2} \cdot h_{dekke} \cdot \tan(\beta_{dekke}) \right)$$

$$b_{w.middle} = 1.915 \text{ m}$$

Bredden på det belastede
arealet i referanseplanet midt i
dekkeplaten
Figur 5.1 NS-EN 1995-2:2004

$$b_{ef} := b_{w.middle} + a$$

Effektiv bredde for fiktiv
dekke-bjelke
Ligning (5.1) NS-EN
1995-2:2004

$$b_{ef} = (2.215 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$M_{y.d.ef} := M_{y.d} \cdot b_{ef} = (4.094 \cdot 10^8) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{z.d.ef} := M_{z.d} = (1.124 \cdot 10^9) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$F_{x.trykk.ef} := F_{x.trykk} \cdot b_{ef} = (3.425 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$V_{d.ef} := F_{x.trykk} \cdot b_{ef} = (3.425 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$n := \frac{b_{ef}}{b_{lam}} = 19.262$$

$$n > 10$$

$$k_{sys} := 1.2$$

Systemfasthetsfaktor
Figur 6.12 NS-EN 1995-1-1:2004

$$f_{m.d.dekke} := k_{sys} \cdot f_{m.d.lam} = 27.548 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende
systembøyefasthet

Ligning (6.1) NS-EN 1995-2:2004

$$f_{v.d.dekke} := k_{sys} \cdot f_{v.d.lam} = 4.017 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende
systemskjærfasthet
Ligning (6.1) NS-EN 1995-2:2004

Effektivt tverrsnitt

$$A_{ef.dekke} := b_{ef} \cdot h_{dekke} = (8.861 \cdot 10^5) mm^2$$

Effektivt areal dekketverrsnitt

$$W_{y.ef} := \frac{b_{ef} \cdot h_{dekke}^2}{6} = (5.907 \cdot 10^7) mm^3$$

$$W_{z.ef} := \frac{b_{ef}^2 \cdot h_{dekke}}{6} = (3.271 \cdot 10^8) mm^3$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk.ef}}{A_{ef.dekke}} = 0.387 \frac{N}{mm^2}$$

Trykkspenning

$$\sigma_{m.y.d} := \frac{M_{y.d.ef}}{W_{y.ef}} = 6.93 \frac{N}{mm^2}$$

Bøyepening, bøyning om
tverrakse

$$\sigma_{m.z.d} := \frac{M_{z.d.ef}}{W_{z.ef}} = 3.434 \frac{N}{mm^2}$$

**Kontrollsjekk: Kombinert
bøyning og aksialt trykk**

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.d.dekke}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.d.dekke}} = 0.339$$

Ligning (6.19)
NS-EN 1995-1-1:2004

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

Ligning (6.19)
NS-EN 1995-1-1:2004

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.d.dekke}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.d.dekke}} = 0.301$$

Ligning (6.20)
NS-EN 1995-1-1:2004

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

Ligning (6.20)
NS-EN 1995-1-1:2004

Kontrollsjekk: Skjær

$$b_{ef.v} := k_{cr} \cdot b_{ef} = (1.772 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$V_{d.ef} = (3.425 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$f_{v.d} := f_{v.d.dekke} = 4.017 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende skjærkraft
i vertikalretning

$$\tau_d := \frac{3}{2} \frac{V_{d.ef}}{b_{ef.v} \cdot h_{dekke}} = 0.725 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} = 0.18$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} \leq 1$$

Ligning (6.13)
NS-EN 1995-1-1:2004

Bruksgrensetilstand - Dekke

1. Tøyning over tverrbærere

"For vegbruer med tredekker og slitelag av asfalt skal strekktøyning i overkant av dekket over tverrbærere ikke overskride 1,2 ‰ av hensyn til oppsprekking av belegningen. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstand, kombinasjon ofte forekommende."

Håndbok N400 pkt. 9.7.1

Lokalt

Maks normaltøyning i lengderetning over tverrbærerne er

0.27‰

Verdi fra Abaqus dekkemodell

0.27‰ < 1,2‰ **OK!**

2. Nedbøyning

Skal ikke overstige L/400

NS-EN 1995-2 Tabell NA.7.1

Globalt

Maks nedbøyning er 117.5mm

Verdi fra Abaqus modell

Dette er innenfor kravet på 50000m/400=125mm **OK!**

Lokalt

Maks nedbøyning er 8.7mm

Verdi fra Abaqus dekkemodell

Dette er innenfor kravet på 5000m/400=12.5mm **OK!**

D.2 PROSJEKTERING AV SPENNLAMINERT DEKKE

Følgende punkter har blitt brukt i dimensjonering av forspenningsstang og forankringsplate

Punkter i Håndbok N400

9.5.2.2 Spennkraft i tverrspenne dekker

9.6.1.3 Glidning mellom lameller

9.5.2.3 Systemstivheter

9.6.1.2 Forankringsplate

9.7.2 Oppsprekking mellom lameller

Spennkraft i tverrspenne dekker

$$f_{yk} := 670 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{pk} := 800 \frac{N}{mm^2}$$

$$\varnothing_{nom} := 22 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{max} := \varnothing_{nom} + 4 \text{ mm} = 26 \text{ mm}$$

$$A_{stang} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{nom}}{2} \right)^2 = 380.133 \text{ mm}^2$$

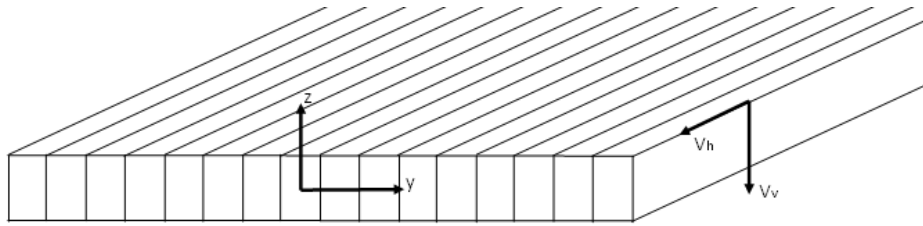
$$F_{pk} := f_{pk} \cdot A_{stang} = (3.041 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$F_{p0.1k} := f_{yk} \cdot A_{stang} = (2.547 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$P_0 := \min(0.8 \cdot F_{pk}, 0.9 \cdot F_{p0.1k}) = 229.22 \text{ kN}$$

Maks. oppspenningskraft
Likn. 9.1 N400

Glidning mellom lameller



$$V_v := 32.85 \frac{N}{mm}$$

Vertikalt skjær per løpeter
hentet fra Abaqus

$$V_h := 20 \frac{N}{mm}$$

Horisontalt skjær per
løpeter

$$\mu_{90,d} := 0.30$$

Friksjonskoeffisient
Tabell 9.4 N400

$$\mu_{0,d} := 0.25$$

$$P_{min,V} := \sqrt{\left(\frac{V_v}{\mu_{0,d}}\right)^2 + \left(\frac{V_h}{\mu_{90,d}}\right)^2} = 147.345 \frac{N}{mm}$$

Minste spennkraft (etter alle
tap) per løpeter
Likning 9.7 N400

$$P_{min} := \max\left(80 \frac{N}{mm}, P_{min,V}\right) = 147.345 \frac{N}{mm}$$

$$P_{min} \leq 0.4 \cdot \frac{P_0}{d}$$

Spennkraft P_{min} bør ikke
være større en 40-50% av
full oppspenningskraft
9.6.1.1 N400

$$d := 0.4 \cdot \frac{P_0}{P_{min}} = 622.27 \text{ mm}$$

Avstanden mellom
forspeningsenhetene

Systemstivheter

$$b_{dekke} := 7590 \text{ mm}$$

$$t_{lamelle} := 115 \text{ mm}$$

$$n_{lamelle} := \frac{b_{dekke}}{t_{lamelle}} = 66$$

$$n_{lamelle} := 66$$

Antall lameller i
dekkebredden

$$l_1 := \min(2 d, 30 t_{lamelle}, 1.2 \text{ m}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

NS-EN 1995-2:2004 6.1.2
(10)

$$n_{max.buttskj\oet} := \frac{n_{lamelle}}{4} = 16.5$$

Maks. antall buttskj\oeter
innenfor avstanden l_1

$$n := n_{max.buttskj\oet}$$

$$k_b := \frac{n}{1+n} = 0.943$$

Empirisk buttskj\oetfaktor for
redusert systemstivhet

Forankringsplate

$$k_{mod.1} := 1.1$$

Øyeblikkslast NS-EN
1995-1-1:2004 Tabell 3.1

$$k_{mod.2} := 0.9$$

Korttidsslast NS-EN
1995-1-1:2004 Tabell 3.1

$$k_{c.90} := 1$$

NS-EN 1995-1-1:2004
6.1.5 (2)

$$\gamma_m := 1.15$$

Partialfaktor NS-EN
1995-1-1:2004 Tabell NA.2.3

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

NS-EN 14080:2013 Tabell 4

$$f_{c.90.g.d.1} := k_{mod.1} \cdot \frac{f_{c.90.g.k}}{\gamma_m} = 2.391 \text{ MPa}$$

$$f_{c.90.g.d.2} := k_{mod.2} \cdot \frac{f_{c.90.g.k}}{\gamma_m} = 1.957 \text{ MPa}$$

$$d_{plate} := 400 \text{ mm}$$

$$A_{plate} := \pi \cdot \left(\frac{d_{plate}}{2} \right)^2 - \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{max}}{2} \right)^2 = (1.251 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Ved oppspenning

$$P_{0.1} := 1.06 \cdot P_0 = (2.43 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Spennkraft ved oppspenning,
tabell 9.3 N400

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{P_{0.1}}{A_{plate}} = 1.942 \text{ MPa}$$

NS-EN 1995-1-1:2004
Likn. 6.4

$$k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.1} = 2.391 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.1}} = 0.812$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.1}} \leq 1$$

NS-EN 1995-1-1:2004
Likn. 6.3

Etter oppspenning

$$P_{0.2} := P_0 = (2.292 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Spennkraft ved oppspenning,
tabell 9.3 N400

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{P_{0.2}}{A_{plate}} = 1.832 \text{ MPa}$$

NS-EN 1995-1-1:2004
Likn. 6.4

$$k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.2} = 1.957 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.2}} = 0.936$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.2}} \leq 1$$

NS-EN 1995-1-1:2004
Likn. 6.3

Oppsprekking mellom lameller i bruksgrensetilstand

$$M_x := 9.849 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

$$b := 1 \text{ mm}$$

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

$$A := b \cdot h = 400 \text{ mm}^2$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (2.667 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

$$P := 0.4 \cdot \frac{P_0}{600 \text{ mm}} = 152.813 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Dimensjonerende spennkraft
(40% av full oppspenning P_0)

$$\sigma_y < 0$$

$$\sigma_y := \frac{-P}{A} + \frac{M_x}{W} = -0.013 \frac{1}{\text{mm}} \cdot \text{MPa}$$

Spenning ved maks
tverrgående moment etter lang
tid, (gr1a dimensjonerende).
Negativ spenning betyr trykk
og dermed ingen oppsprekking

D.3 DEKKEMEMBRAN OG BELEGNING

Kleber før 12mm Topeka 4S-membran

87.134 Håndbok R762, Prosesskode 2

$$q_{belegning} := 3.5 \frac{kN}{m^2}$$

5.2.2.2 Håndbok N400
Dimensjonerende asfaltvekt per kvadratmeter for vegbroer under 50m

$$\rho_{belegning} := 25 \frac{kN}{m^3}$$

Densitet asfalt

$$a := 1000 \frac{mm}{m} \quad b_{dekke} := 7590 \text{ mm}$$

$$t_{isolasjon} := 12 \text{ mm}$$

$$t_{Agb.membran.dekke} := 24 \text{ mm}$$

$$t_{asfalt} := \frac{q_{belegning}}{\rho_{belegning}} \cdot a - t_{isolasjon} - t_{Agb.membran.dekke} = 104 \text{ mm}$$

Tosidig tverrfall på 3%

$$h_{midt} := 3\% \cdot \left(\frac{b_{dekke}}{2} \right) = 113.85 \text{ mm}$$

Høydeforskjell mellom sidekant og midt på dekket

$$h_{sidekant} := \frac{\left(t_{asfalt} \cdot b_{dekke} - h_{midt} \cdot \left(\frac{b_{dekke}}{2} \right) \right)}{b_{dekke}} = 47.075 \text{ mm}$$

D.4 KAPASITETSSJEKK FOR GANGBANE

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.19 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.20 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.13 Skjær

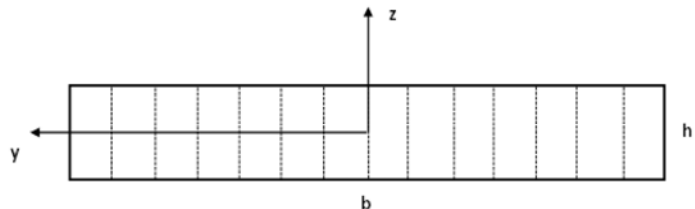
Input fra Abaqus-dekkemodell

Dekketverrsnitt med akseretninger

$$M_{y,d} := 2.337 \cdot 10^4 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

$$F_{x,trykk} := 10.62 \frac{N}{mm}$$

$$V_d := 7.497 \frac{N}{mm}$$



Bruddgrensetilstand

Parametre

Geometri

$$b_{lam} := 115 \text{ mm}$$

$$h_{slitelag} := 104 \text{ mm}$$

$$h_{dekke} := 350 \text{ mm}$$

$$L_{bro} := 50 \text{ m}$$

Sikkerhetsfaktorer

$$\gamma_m := 1.15$$

$$k_{mod} := 1.1$$

Partialfaktor for material

Modifikasjonsfaktor for last
og vanninnhold

$$k_m := 0.7$$

k_m tar hensyn til omfordeling av spenninger og virkninger av inhomogeniteter i materialet

Fastheter

$$f_{m.g.k} := 24 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c.0.g.k} := 17 \frac{N}{mm^2}$$

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

$$f_{m.d.lam} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.g.k}}{\gamma_m} = 22.957 \frac{N}{mm^2}$$

Lamellenes dimensjonerende bøyefasthet

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

Lamellenes dimensjonerende skjærfasthet

$$f_{c.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.g.k}}{\gamma_m} = 16.261 \frac{N}{mm^2}$$

Lamellenes dimensjonerende trykkfasthet

Andre parametre

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$k_{cr} := 0.8$$

For limtre,
Endringsblad A1, punkt NA.6.1.7
NS-EN 1995-1-1:2004

Forenklet konstruksjonsanalyse etter 5.1.3 NS-EN 1995-2:2004

$$b_w := 4 \cdot 400 \text{ mm} = 1.6 \text{ m}$$

LM1 - EN 1991-2:2003

$$\beta_{slitelag} := 45^\circ$$

Konsentrerte lasters
spredningsvinkel for slitelag
Tabell 5.2 NS-EN 1995-2:2004

$$\beta_{dekke} := 15^\circ$$

Konsentrerte lasters
spredningsvinkel for laminerte
dekkeplater i tre, vinkelrett på
fiberretningen
Tabell 5.2 NS-EN 1995-2:2004

$$a := 0.3 \text{ m}$$

Tabell 5.3 NS-EN 1995-2:2004

$$b_{w.middle} := b_w + 2 \cdot \left(h_{slitelag} \cdot \tan(\beta_{slitelag}) + \frac{1}{2} \cdot h_{dekke} \cdot \tan(\beta_{dekke}) \right)$$

$$b_{w.middle} = 1.902 \text{ m}$$

Bredden på det belastede arealet i referanseplanet midt i dekkeplaten
Figur 5.1 NS-EN 1995-2:2004

$$b_{ef} := b_{w.middle} + a$$

Effektiv bredde for fiktiv dekke-bjelke
Ligning (5.1) NS-EN 1995-2:2004

$$b_{ef} = (2.202 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$M_{y.d.ef} := M_{y.d} \cdot b_{ef} = (5.146 \cdot 10^7) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$F_{x.trykk.ef} := F_{x.trykk} \cdot b_{ef} = (2.338 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$V_{d.ef} := F_{x.trykk} \cdot b_{ef} = (2.338 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$n := \frac{b_{ef}}{b_{lam}} = 19.146$$

$$n > 10$$

$$k_{sys} := 1.2$$

Systemfasthetsfaktor
Figur 6.12 NS-EN 1995-1-1:2004

$$f_{m.d.dekke} := k_{sys} \cdot f_{m.d.lam} = 27.548 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende systembøye­fasthet
Ligning (6.1) NS-EN 1995-2:2004

$$f_{v.d.dekke} := k_{sys} \cdot f_{v.d.lam} = 4.017 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende systemskjærfasthet
Ligning (6.1) NS-EN 1995-2:2004

Effektivt tverrsnitt

$$A_{ef.dekke} := b_{ef} \cdot h_{dekke} = (7.706 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Effektivt areal dekketverrsnitt

$$W_{y.ef} := \frac{b_{ef} \cdot h_{dekke}^2}{6} = (4.495 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk.ef}}{A_{ef.dekke}} = 0.03 \frac{N}{mm^2}$$

Trykkspenning

$$\sigma_{m.y.d} := \frac{M_{y.d.ef}}{W_{y.ef}} = 1.145 \frac{N}{mm^2}$$

Bøyespenning, bøyning om tverrakse

Kontrollsjekk: Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.d.dekke}} = 0.042$$

Ligning (6.19)
NS-EN 1995-1-1:2004

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.d.dekke}} \leq 1$$

Ligning (6.19)
NS-EN 1995-1-1:2004

Kontrollsjekk: Skjær

$$b_{ef.v} := k_{cr} \cdot b_{ef} = (1.761 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$V_{d.ef} = (2.338 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$f_{v.d} := f_{v.d.dekke} = 4.017 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende skjærkraft i vertikalretning

$$\tau_d := \frac{3}{2} \frac{V_{d.ef}}{b_{ef.v} \cdot h_{dekke}} = 0.057 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} = 0.014$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} \leq 1$$

Ligning (6.13)
NS-EN 1995-1-1:2004

Bruksgrensetilstand - Dekke

1. Tøyning over tverrbærere

"For vegbruer med tredekker og slitelag av asfalt skal strekktøyning i overkant av dekket over tverrbærere ikke overskride 1,2 ‰ av hensyn til oppsprekking av belegningen. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstand, kombinasjon ofte forekommende."

Håndbok N400 pkt. 9.7.1

Lokalt

Maks normaltøyning i lengderetning over tverrbærerne er

0.06‰

Verdi fra Abaqus dekkemodell

0.06‰ < 1,2‰ **OK!**

2. Nedbøyning

Skal ikke overstige $L/400$

NS-EN 1995-2 Tabell NA.7.1

Maks nedbøyning er 3.28mm

Verdi fra Abaqus dekkemodell

Dette er innenfor kravet på $5000\text{m}/400=12.5\text{mm}$ **OK!**

D.5 PROSJEKTERING AV SPENNLAMINERT GANGBANE, GL24c

Følgende punkter har blitt brukt i dimensjonering av forspenningsstang og forankringsplate

Punkter i Håndbok N400

9.5.2.2 Spennkraft i tverrspenne dekker

9.6.1.3 Glidning mellom lameller

9.5.2.3 Systemstivheter

9.6.1.2 Forankringsplate

9.7.2 Oppsprekking mellom lameller

Spennkraft i tverrspenne dekker

$$f_{yk} := 670 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{pk} := 800 \frac{N}{mm^2}$$

$$\varnothing_{nom} := 22 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{max} := \varnothing_{nom} + 4 \text{ mm} = 26 \text{ mm}$$

$$A_{stang} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{nom}}{2} \right)^2 = 380.133 \text{ mm}^2$$

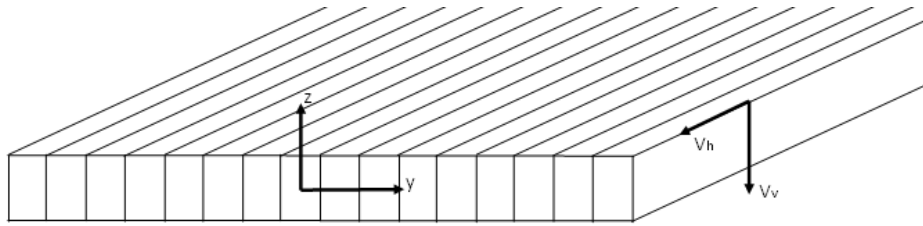
$$F_{pk} := f_{pk} \cdot A_{stang} = (3.041 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$F_{p0.1k} := f_{yk} \cdot A_{stang} = (2.547 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$P_0 := \min(0.8 \cdot F_{pk}, 0.9 \cdot F_{p0.1k}) = 229.22 \text{ kN}$$

Maks. oppspenningskraft
Likn. 9.1 N400

Glidning mellom lameller



$$V_v := 58.11 \frac{N}{mm}$$

Vertikalt skjær per løpemeter
hentet fra Abaqus (SF5)

$$V_h := 0.634 \frac{N}{mm}$$

Horisontalt skjær per
løpemeter (SF3)

$$\mu_{90,d} := 0.30$$

Friksjonskoeffisient
Tabell 9.4 N400

$$\mu_{0,d} := 0.25$$

$$P_{min,V} := \sqrt{\left(\frac{V_v}{\mu_{0,d}}\right)^2 + \left(\frac{V_h}{\mu_{90,d}}\right)^2} = 232.45 \frac{N}{mm}$$

Minste spennkraft (etter alle
tap) per løpemeter
Likning 9.7 N400

$$P_{min} := \max\left(80 \frac{N}{mm}, P_{min,V}\right) = 232.45 \frac{N}{mm}$$

$$P_{min} \leq 0.4 \cdot \frac{P_0}{d}$$

Spennkraft P_{min} bør ikke
være større en 40-50% av
full oppspenningskraft
9.6.1.1 N400

$$d := 0.4 \cdot \frac{P_0}{P_{min}} = 394.443 \text{ mm}$$

Avstanden mellom
forspenningsenhetene

Systemstivheter

$$b_{dekke} := 3105 \text{ mm}$$

$$t_{lamelle} := 115 \text{ mm}$$

$$n_{lamelle} := \frac{b_{dekke}}{t_{lamelle}} = 27$$

$$n_{lamelle} := 66$$

Antall lameller i
dekkebredden

$$l_1 := \min(2 d, 30 t_{lamelle}, 1.2 \text{ m}) = 788.885 \text{ mm}$$

NS-EN 1995-2:2004 6.1.2
(10)

$$n_{max.buttskj\ot{t}} := \frac{n_{lamelle}}{4} = 16.5$$

Maks. antall buttskj\ot{t}er
innenfor avstanden l_1

$$n := n_{max.buttskj\ot{t}}$$

$$k_b := \frac{n}{1+n} = 0.943$$

Empirisk buttskj\ot{t}faktor for
redusert systemstivhet

Forankringsplate

$$k_{mod.1} := 1.1$$

Øyeblikkslast NS-EN
1995-1-1:2004 Tabell 3.1

$$k_{mod.2} := 0.9$$

Korttidsslast NS-EN
1995-1-1:2004 Tabell 3.1

$$k_{c.90} := 1$$

NS-EN 1995-1-1:2004
6.1.5 (2)

$$\gamma_m := 1.15$$

Partialfaktor NS-EN
1995-1-1:2004 Tabell NA.2.3

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

NS-EN 14080:2013 Tabell 4

$$f_{c.90.g.d.1} := k_{mod.1} \cdot \frac{f_{c.90.g.k}}{\gamma_m} = 2.391 \text{ MPa}$$

$$f_{c.90.g.d.2} := k_{mod.2} \cdot \frac{f_{c.90.g.k}}{\gamma_m} = 1.957 \text{ MPa}$$

$$d_{plate} := 400 \text{ mm}$$

$$A_{plate} := \pi \cdot \left(\frac{d_{plate}}{2} \right)^2 - \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{max}}{2} \right)^2 = (1.251 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Ved oppspenning

$$P_{0.1} := 1.06 \cdot P_0 = (2.43 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Spennkraft ved oppspenning,
tabell 9.3 N400

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{P_{0.1}}{A_{plate}} = 1.942 \text{ MPa}$$

NS-EN 1995-1-1:2004
Likn. 6.4

$$k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.1} = 2.391 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.1}} = 0.812$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.1}} \leq 1$$

NS-EN 1995-1-1:2004
Likn. 6.3

Etter oppspenning

$$P_{0.2} := P_0 = (2.292 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Spennkraft ved oppspenning,
tabell 9.3 N400

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{P_{0.2}}{A_{plate}} = 1.832 \text{ MPa}$$

NS-EN 1995-1-1:2004
Likn. 6.4

$$k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.2} = 1.957 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.2}} = 0.936$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.2}} \leq 1$$

NS-EN 1995-1-1:2004
Likn. 6.3

Oppsprekking mellom lameller i bruksgrensetilstand

$$M_x := 6.94 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

$$b := 1 \text{ mm} \quad h := 400 \text{ mm}$$

M_x fra karakteristisk
trafikklast alene ved
servicebil mellom to
tverrbærere

$$A := b \cdot h = 400 \text{ mm}^2$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (2.667 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

$$P := 0.4 \cdot \frac{P_0}{d} = 232.45 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Dimensjonerende spennkraft
(40% av full oppspenning P₀)

$$\sigma_y < 0$$

$$\sigma_y := \frac{-P}{A} + \frac{M_x}{W} = -0.321 \frac{1}{\text{mm}} \cdot \text{MPa}$$

Spenning ved maks
tverrgående moment etter lang
tid, (gr1a dimensjonerende).
Negativ spenning betyr trykk
og dermed ingen oppsprekking

PROSJEKTERING AV SPENNLAMINERT GANGBANE, GL30c

Følgende punkter har blitt brukt i dimensjonering av forspenningsstang og forankringsplate

Punkter i Håndbok N400

9.5.2.2 Spennkraft i tverrspenne dekker

9.6.1.3 Glidning mellom lameller

9.5.2.3 Systemstivheter

9.6.1.2 Forankringsplate

9.7.2 Oppsprekking mellom lameller

Spennkraft i tverrspenne dekker

$$f_{yk} := 950 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{pk} := 1050 \frac{N}{mm^2}$$

$$\varnothing_{nom} := 26.5 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{max} := \varnothing_{nom} + 4 \text{ mm} = 30.5 \text{ mm}$$

$$A_{stang} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{nom}}{2} \right)^2 = 551.546 \text{ mm}^2$$

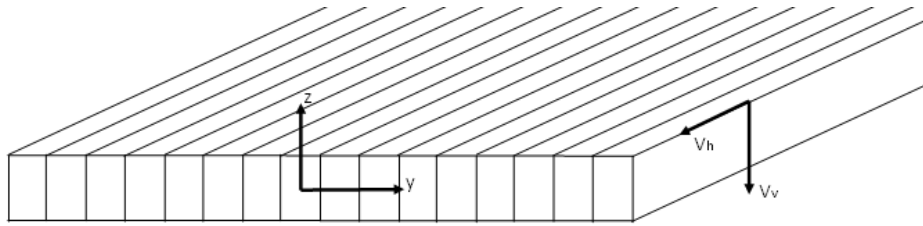
$$F_{pk} := f_{pk} \cdot A_{stang} = (5.791 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$F_{p0.1k} := f_{yk} \cdot A_{stang} = (5.24 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$P_0 := \min(0.8 \cdot F_{pk}, 0.9 \cdot F_{p0.1k}) = 463.299 \text{ kN}$$

Maks. oppspenningskraft
Likn. 9.1 N400

Glidning mellom lameller



$$V_v := 61.02 \frac{N}{mm}$$

Vertikalt skjær per løpemeter hentet fra Abaqus (SF5)

$$V_h := 1.335 \frac{N}{mm}$$

Horisontalt skjær per løpemeter (SF3)

$$\mu_{90,d} := 0.30$$

Friksjonskoeffisient
Tabell 9.4 N400

$$\mu_{0,d} := 0.25$$

$$P_{min,V} := \sqrt{\left(\frac{V_v}{\mu_{0,d}}\right)^2 + \left(\frac{V_h}{\mu_{90,d}}\right)^2} = 244.121 \frac{N}{mm}$$

Minste spennkraft (etter alle tap) per løpemeter
Likning 9.7 N400

$$P_{min} := \max\left(80 \frac{N}{mm}, P_{min,V}\right) = 244.121 \frac{N}{mm}$$

$$P_{min} \leq 0.4 \cdot \frac{P_0}{d}$$

Spennkraft P_{min} bør ikke være større en 40-50% av full oppspenningskraft
9.6.1.1 N400

$$d := 0.4 \cdot \frac{P_0}{P_{min}} = 759.131 \text{ mm}$$

Avstanden mellom forspenningsenhetene

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

Velger senteravstand mellom stengene til $d = 750\text{mm}$

Systemstivheter

$$b_{dekke} := 3105 \text{ mm}$$

$$t_{lamelle} := 115 \text{ mm}$$

$$n_{lamelle} := \frac{b_{dekke}}{t_{lamelle}} = 27$$

$$n_{lamelle} := 66$$

Antall lameller i
dekkebredden

$$l_1 := \min(2 d, 30 t_{lamelle}, 1.2 \text{ m}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

NS-EN 1995-2:2004 6.1.2
(10)

$$n_{max.buttskj\ot{t}} := \frac{n_{lamelle}}{4} = 16.5$$

Maks. antall buttskj\ot{t}er
innenfor avstanden l_1

$$n := n_{max.buttskj\ot{t}}$$

$$k_b := \frac{n}{1+n} = 0.943$$

Empirisk buttskj\ot{t}faktor for
redusert systemstivhet

Forankringsplate

$$k_{mod.1} := 1.1$$

Øyeblikkslast NS-EN
1995-1-1:2004 Tabell 3.1

$$k_{mod.2} := 0.9$$

Korttidsslast NS-EN
1995-1-1:2004 Tabell 3.1

$$k_{c.90} := 1$$

NS-EN 1995-1-1:2004
6.1.5 (2)

$$\gamma_m := 1.15$$

Partialfaktor NS-EN
1995-1-1:2004 Tabell NA.2.3

$$f_{c.90.g.k} := 5.5 \frac{N}{mm^2}$$

NS-EN 14080:2013 Tabell 4

$$f_{c.90.g.d.1} := k_{mod.1} \cdot \frac{f_{c.90.g.k}}{\gamma_m} = 5.261 \text{ MPa}$$

$$f_{c.90.g.d.2} := k_{mod.2} \cdot \frac{f_{c.90.g.k}}{\gamma_m} = 4.304 \text{ MPa}$$

$$d_{plate} := 400 \text{ mm}$$

$$A_{plate} := \pi \cdot \left(\frac{d_{plate}}{2} \right)^2 - \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{max}}{2} \right)^2 = (1.249 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Ved oppspenning

$$P_{0.1} := 1.06 \cdot P_0 = (4.911 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Spennkraft ved oppspenning,
tabell 9.3 N400

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{P_{0.1}}{A_{plate}} = 3.931 \text{ MPa}$$

NS-EN 1995-1-1:2004
Likn. 6.4

$$k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.1} = 5.261 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.1}} = 0.747$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.1}} \leq 1$$

NS-EN 1995-1-1:2004
Likn. 6.3

Etter oppspenning

$$P_{0.2} := P_0 = (4.633 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Spennkraft ved oppspenning,
tabell 9.3 N400

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{P_{0.2}}{A_{plate}} = 3.708 \text{ MPa}$$

NS-EN 1995-1-1:2004
Likn. 6.4

$$k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.2} = 4.304 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.2}} = 0.862$$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.g.d.2}} \leq 1$$

NS-EN 1995-1-1:2004
Likn. 6.3

Oppsprekking mellom lameller i bruksgrensetilstand, ofte forekommende

$$M_x := 3.546 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

$$b := 1 \text{ mm} \quad h := 400 \text{ mm}$$

M_x fra karakteristisk trafikklast alene ved servicebil mellom to tverrbærere

$$A := b \cdot h = 400 \text{ mm}^2$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (2.667 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

$$P := 0.4 \cdot \frac{P_0}{d} = 247.093 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Dimensjonerende spennkraft
(40% av full oppspenning P₀)

$$\sigma_y < 0$$

$$\sigma_y := \frac{-P}{A} + \frac{M_x}{W} = -0.485 \frac{1}{\text{mm}} \cdot \text{MPa}$$

Spenning ved maks tverrgående moment etter lang tid, (gr1a dimensjonerende).
Negativ spenning betyr trykk og dermed ingen oppsprekking

E. KAPASITETSSJEKK FOR TVERRBÆRERE

HEA-profil: HEA-450

$$M_{y.Ed} := 718.69 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$V_{Ed} := 611.22 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_{z.Ed} := 306.045 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$N_{Ed} := 212.38 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$f_d := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 338.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_w := 344 \text{ mm}$$

$$t_w := 11.5 \text{ mm}$$

$$r := 27 \text{ mm}$$

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

$$t_f := 21 \text{ mm}$$

$$A_{real} := 17800 \text{ mm}^2$$

Bøyning og skjær

$$A_v := A_{real} - (2 \cdot b \cdot t_f) + (2 \cdot r + t_w) \cdot t_f = (6.576 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Likn. 6.2.6 (3a)
NS-EN 1993-1-1

$$S_y := 1610 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A_V := 6575.5 \text{ mm}^2$$

$$W_{pl} := 2 \cdot S_y = (3.22 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd} := \frac{(W_{pl} \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = (1.089 \cdot 10^9) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Rd}} = 0.66$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$$

Sjekk (6.12) NS-EN
1993-1-1:2005

$$\tau_d := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 195.199 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{pl.Rd} := A_V \cdot \tau_d = (1.284 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.952$$

$$\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

6.2.8(2) For ikke å redusere momentkapasitet med hensyn på skjærkraft

Bøyning og aksialkraft

$$N_{Rd} := A_{real} \cdot f_d = (6.018 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$N_{Rd} \cdot 0.25 = (1.505 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$N_{Ed} = (2.124 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{c.Rd}$$

Likning 6.33 i NS-EN 1993-1-1

$$0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_d = (6.688 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$N_{Ed} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_d$$

Likning 6.34 i NS-EN 1993-1-1

Må ikke ta hensyn til aksialkraft på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten om y-y-aksen

$$h_w \cdot t_w \cdot f_d = (1.338 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$N_{Ed} < h_w \cdot t_w \cdot f_d$$

Likning 6.35 i NS-EN 1993-1-1

Må ikke ta hensyn til aksialkraft på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten om z-z-aksen

F. VEKT AV HOVEDKOMPONENTENE

Bue

Fasthetsklasse: GL30c

$$\rho_{bue} := 390 \frac{kg}{m^3}$$

$$b_{bue} := 950 \text{ mm}$$

$$h_{bue} := 450 \text{ mm}$$

$$Areal_{bue} := h_{bue} \cdot b_{bue} = 0.428 \text{ m}^2$$

$$l_{bue} := 53.362 \text{ m}$$

$$Vekt_{bue} := 2 \cdot Areal_{bue} \cdot l_{bue} \cdot \rho_{bue} = 17.794 \text{ tonne}$$

Dekke

Fasthetsklasse: GL24c

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

$$b_{hoveddekke} := 7590 \text{ mm}$$

$$b_{gangfelt} := 3105 \text{ mm}$$

$$l_{bro} := 50 \text{ m}$$

$$\rho_{dekke} := 365 \frac{kg}{m^3}$$

$$Areal_{Hoveddekke} := h \cdot b_{hoveddekke} = 3.036 \text{ m}^2$$

$$Areal_{gangfelt} := 2 \cdot h \cdot b_{gangfelt} = 2.484 \text{ m}^2$$

$$Vekt_{hoveddekke} := Areal_{Hoveddekke} \cdot l_{bro} \cdot \rho_{dekke} = 55.407 \text{ tonne}$$

$$Vekt_{gangfelt} := Areal_{gangfelt} \cdot l_{bro} \cdot \rho_{dekke} = 45.333 \text{ tonne}$$

$$Vekt_{dekke} := Vekt_{gangfelt} + Vekt_{hoveddekke} = 100.74 \text{ tonne}$$

Hengestag

$$\rho := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Areal} := (42 \text{ mm})^2 \cdot \frac{\pi}{4} = (1.385 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\text{lengde}_{\text{hengestag.per.bue}} := 2 \cdot 156.428 \text{ m} = 312.856 \text{ m}$$

$$\text{Tot.lengde}_{\text{hengestag}} := 2 \cdot \text{lengde}_{\text{hengestag.per.bue}} = 625.712 \text{ m}$$

$$\text{Volum} := \text{Areal} \cdot \text{Tot.lengde}_{\text{hengestag}} = 0.867 \text{ m}^3$$

$$\text{Vekt}_{\text{hengestag}} := \text{Volum} \cdot \rho = 6.805 \text{ tonne}$$

Spennstål

Hoveddekket

$$\text{Vekt}_{\text{per.meter}} := 2.98 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$n_{\text{spennstenger}} := 83$$

$$A_{\text{spennstl}} := (22 \text{ mm})^2 \cdot \frac{\pi}{4}$$

$$L_{\text{spennstenger.tot}} := n_{\text{spennstenger}} \cdot 8.590 \text{ m} = 712.97 \text{ m}$$

$$\text{Vekt}_{\text{spennstl.1}} := \text{Vekt}_{\text{per.meter}} \cdot L_{\text{spennstenger.tot}} = 2.125 \text{ tonne}$$

Gangbaner

$$\text{Vekt}_{\text{per.meter}} := 4.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$n_{\text{spennstenger}} := 66 \cdot 2$$

$$A_{\text{spennstl}} := (26.5 \text{ mm})^2 \cdot \frac{\pi}{4}$$

$$L_{\text{spennstenger.tot}} := n_{\text{spennstenger}} \cdot 8.590 \text{ m} = (1.134 \cdot 10^3) \text{ m}$$

$$\text{Vekt}_{\text{spennstl.2}} := \text{Vekt}_{\text{per.meter}} \cdot L_{\text{spennstenger.tot}} = 5.08 \text{ tonne}$$

$$\text{Vekt}_{\text{spennstl}} := \text{Vekt}_{\text{spennstl.1}} + \text{Vekt}_{\text{spennstl.2}} = 7.204 \text{ tonne}$$

Tverrbærer

HEA450

$$Masse := 140 \frac{kg}{m}$$

$$Lengde_{tverrbærer} := 17.7 \text{ m}$$

$$Antall := 9$$

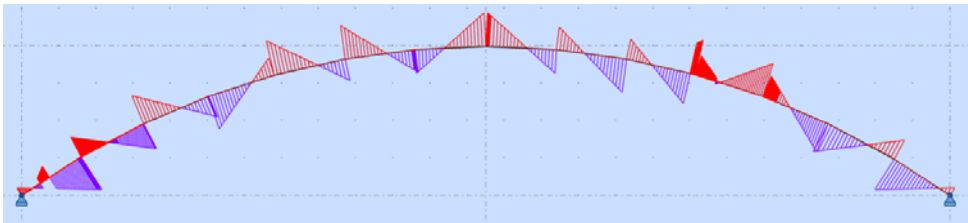
$$Vekt_{tvb} := Masse \cdot Lengde_{tverrbærer} \cdot Antall = 22.302 \text{ tonne}$$

Strekkbånd

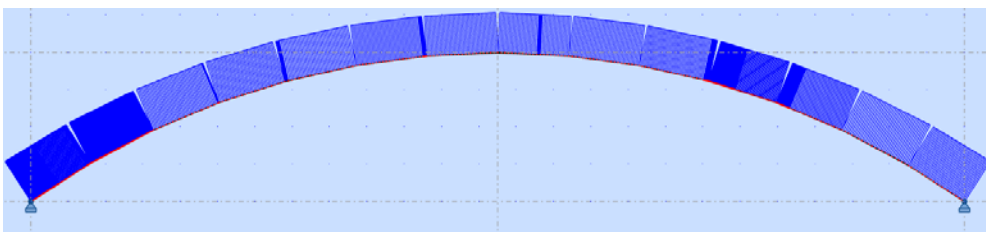
Regner ut horisontalkreftene
fra egenvekten til buen

Buens styrkeklasse: GL30c
Buens dimensjon: 950x450 mm²

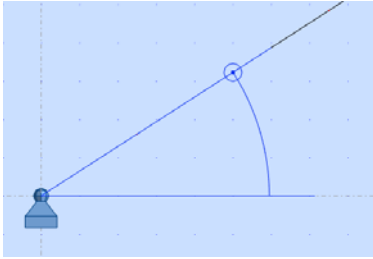
$$F_{z.lokal} := 1.21 \text{ kN}$$



$$F_{x.lokal} := 96.45 \text{ kN}$$



$$\alpha := 0.5725$$



$$F_{Horizontal.x} := \cos(\alpha) \cdot F_{x.lokal} = 81.071 \text{ kN}$$

$$F_{Horizontal.z} := \sin(\alpha) \cdot F_{z.lokal} = 0.655 \text{ kN}$$

$$F_{Horizontal} := F_{Horizontal.x} + F_{Horizontal.z} = 81.726 \text{ kN}$$

$$F_{H.tot} := 2 \cdot F_{Horizontal} = 163.453 \text{ kN}$$

$$f_{yk.strekkband} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma := 1.05$$

$$f_{Rd.strekkband} := \frac{f_{yk.strekkband}}{\gamma} = 338.095 \text{ MPa}$$

$$A_{Ed} := \frac{F_{H.tot}}{f_{Rd.strekkband}} = 483.452 \text{ mm}^2$$

$$R := \sqrt{\frac{A_{Ed}}{\pi}} = 12.405 \text{ mm}$$

$$R := 13 \text{ mm}$$

$$A_{strekkband} := \pi \cdot (R^2) = 530.929 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rd.strekkband} := f_{Rd.strekkband} \cdot A_{strekkband} = 179.505 \text{ kN}$$

$$F_{H.tot} = 163.453 \text{ kN}$$

— —

$$F_{H.tot} < F_{Rd.strekkband}$$

$$\rho := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$l_{bro} := 50 \text{ m}$$

$$Vekt_{strekkband} := \rho \cdot A_{strekkband} \cdot l_{bro} = 208.39 \text{ kg}$$

$$Vekt_{tot.strekkb} := 2 \cdot Vekt_{strekkband} = 0.417 \text{ tonne}$$

$$TotalVekt := Vekt_{tot.strekkb} + Vekt_{tvb} + Vekt_{hengestag} + Vekt_{dekke} + Vekt_{bue} + Vekt_{spennstl}$$

$$TotalVekt = 155.262 \text{ tonne}$$

G.1 KAPASITETSSJEKK FOR BUEN, VERTIKALE HENGESTENGER

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.18 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.19 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.20 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.23 Søylar utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.24 Søylar utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.41 Bøyesspenning i toppunktet av buede bjelker

Likn. 6.53 Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

Skjær+torsjon Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max

Absoluttverdier

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 3.577 \cdot 10^6 \text{ N}$$

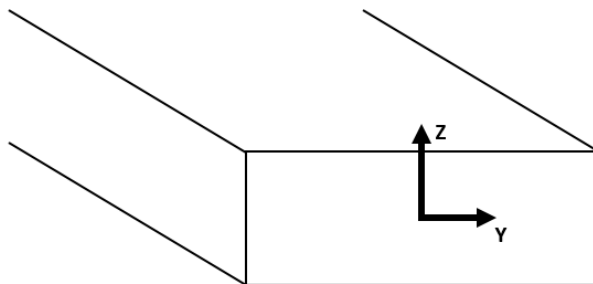
$$F_y := 7.112 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := 196.429 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 201.622 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 728.681 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 104.491 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 728.681 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 4.236 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 8.367 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 22.727 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 1.544 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.025 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 0.689 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.004 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 1.1 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.435 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 18.652 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.478 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 3.348 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.83$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.608$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.736$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 0.957$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 2.520$$

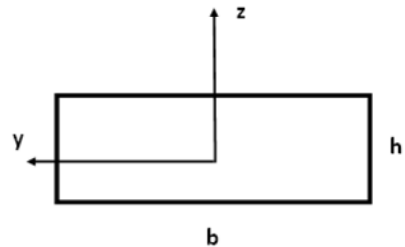
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 4.306$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (1.824 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (1.067 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (6.493 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (1.792 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 49.982$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 65.336$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.758$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.991$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.81$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.025$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.912$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.776$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 1.221$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 1.068$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 22.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.795$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.059 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.164$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} = 0.206$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.001$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.207$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} < 1$$

Skjær + torsjon

G.2 KAPASITETSSJEKK FOR BUEN, VERTIKALE HENGESTENGER, UTEN VIND

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.18 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.19 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.20 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.23 Søylar utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.24 Søylar utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.41 Bøyesspenning i toppunktet av buede bjelker

Likn. 6.53 Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

Skjær+torsjon Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max

Absoluttverdier

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 3.242 \cdot 10^6 \text{ N}$$

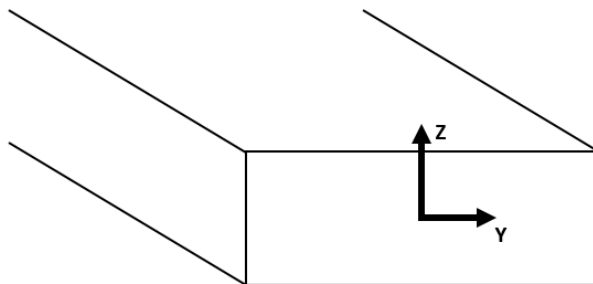
$$F_y := 5.492 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := 184.854 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 234.603 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 705.639 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 104.491 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 705.639 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 3.837 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 7.584 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 22.008 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 1.544 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 0.649 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.005 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 0.9 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 19.174 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 15.261 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.391 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 2.739 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.983$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.722$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.878$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 1.14$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 3.130$$

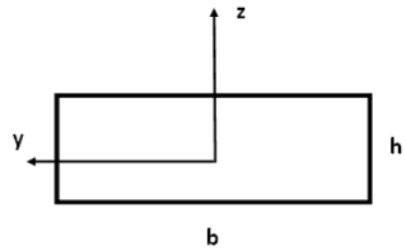
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 5.404$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (2.074 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (1.201 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (6.09 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (1.689 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 46.879$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 61.597$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.711$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.934$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.773$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0.968$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.928$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.819$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 1.41$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 1.205$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 23.478 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 22.09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.941$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.057 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.192$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} = 0.237$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.002$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.239$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} < 1$$

Skjær + torsjon

H.1 KAPASITETSSJEKK FOR BUEN MED VIND

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.18 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.19 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.20 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.23 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.24 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.41 Bøyenspenning i toppunktet av buede bjelker

Likn. 6.53 Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

Skjær+torsjon Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max ,

Absoluttverdier

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 4.138 \cdot 10^6 \text{ N}$$

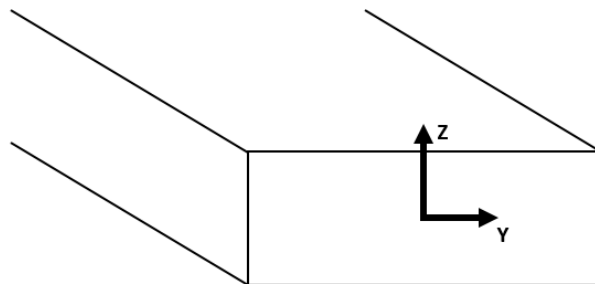
$$F_y := 13.088 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := 225.115 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 10.9448 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 268.017 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 36.630 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 2.488 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 4.409 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 9.68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 8.359 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 0.541 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.046 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 0.79 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.219 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 1.1 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.435 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 18.652 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.478 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 3.348 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.305$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.223$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.393$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 0.475$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 1.825$$

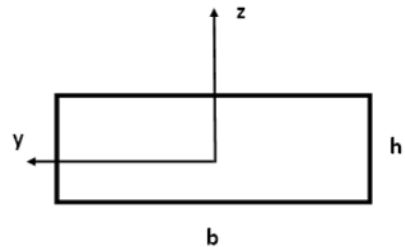
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 5.826$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (2.569 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (8.046 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (5.471 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (2.064 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 42.119$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 75.254$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.639$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 1.141$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.721$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.193$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.948$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.649$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 0.74$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.859$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 7.789 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.271$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.067$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} = 0.236$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.061$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.297$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} < 1$$

Skjær + torsjon

H.2 KAPASITETSSJEKK FOR BUEN UTEN VIND

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.18 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.19 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.20 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.23 Søylar utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.24 Søylar utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.41 Bøyesspenning i toppunktet av buede bjelker

Likn. 6.53 Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

Skjær+torsjon Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max

Absoluttverdier

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 3.74783 \cdot 10^6 \text{ N}$$

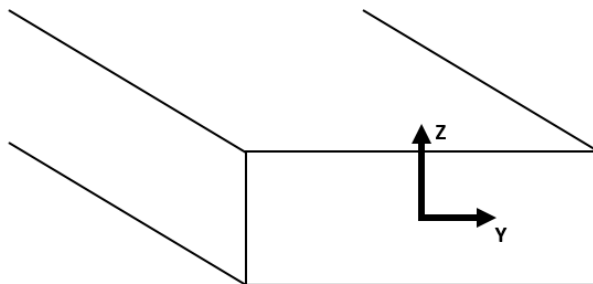
$$F_y := 13.093 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := 205.819 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 10.9158 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 256.079 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 37.3359 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 2.376 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 3.998 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 8.767 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 7.987 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 0.552 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.046 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 0.722 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.219 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 0.9 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 19.174 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 15.261 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.391 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 2.739 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.357$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.262$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.471$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 0.566$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 2.08$$

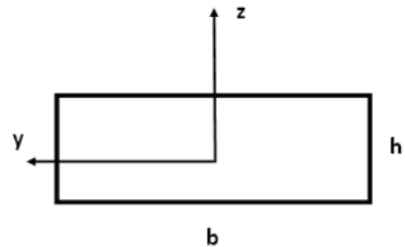
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 6.752$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (2.699 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (8.316 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (5.337 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (2.03 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 41.086$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 74.025$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.623$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 1.122$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.71$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.171$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.951$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.665$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 0.837$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.95$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 23.478 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 7.438 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.317$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.079$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} = 0.264$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.075$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.339$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} < 1$$

Skjær + torsjon

H.3 KAPASITETSSJEKK FOR BUEN VED MAKS. AKSIALKRAFT

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.18 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.19 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.20 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.23 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.24 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.41 Bøyenspenning i toppunktet av buede bjelker

Likn. 6.53 Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

Skjær+torsjon Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max ,

Absoluttverdier

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 4.409 \cdot 10^6 \text{ N}$$

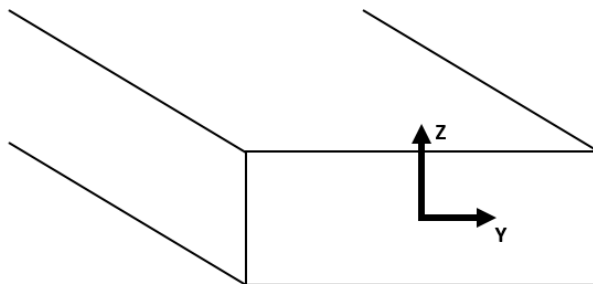
$$F_y := 969.297 \text{ N}$$

$$F_z := 23.230 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 3.809 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 16.943 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 62.750 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 2.488 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 4.409 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 10.313 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 0.528 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 0.927 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.003 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 0.082 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.076 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 1.1 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.435 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 18.652 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.478 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 3.348 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.041$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.045$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.239$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 0.235$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 1.825$$

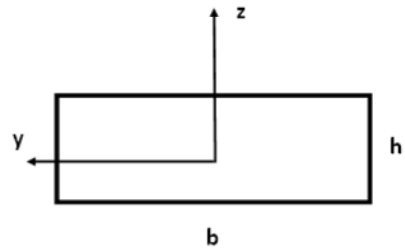
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 5.826$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (2.569 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (8.046 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (5.471 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (2.064 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 42.119$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 75.254$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.639$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 1.141$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.721$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.193$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.948$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.649$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 0.505$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.723$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 7.789 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.271$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.054$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} = 0.024$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.021$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.046$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} < 1$$

Skjær + torsjon

I. KAPASITETSSJEKK FOR BUEN I ULYKKESITUASJON

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17	Kombinert bøyning og aksialt strekk
Likn. 6.18	Kombinert bøyning og aksialt strekk
Likn. 6.19	Kombinert bøyning og aksialt trykk
Likn. 6.20	Kombinert bøyning og aksialt trykk
Likn. 6.23	Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning
Likn. 6.24	Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning
Likn. 6.41	Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker
Likn. 6.53	Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen
Skjær+torsjon	Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max ,

Absoluttverdier

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 2.017 \cdot 10^6 \text{ N}$$

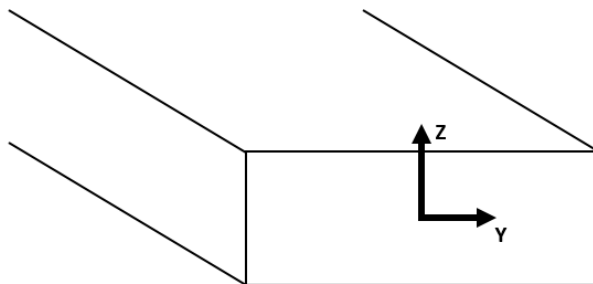
$$F_y := 23.0646 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := 119.493 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 17.342 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 134.013 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 90.274 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 1.146 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 2.177 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 4.718 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 4.18 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 1.334 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.081 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 0.419 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.347 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 0.9 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 19.174 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 15.261 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.391 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 2.739 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.218$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.181$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.242$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 0.278$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 4.457$$

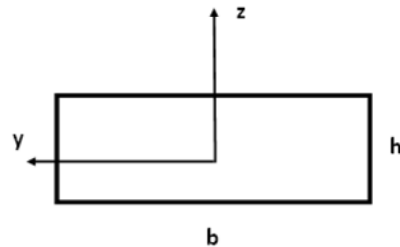
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 14.627$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (3.184 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (9.703 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (4.914 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (1.879 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 37.829$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 68.53$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.574$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 1.039$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.678$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.077$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.962$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.736$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 0.474$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.516$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 23.478 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 3.588 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.153$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.009 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.06$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} = 0.156$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.118$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.274$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} < 1$$

Skjær + torsjon

KAPASITETSSJEKK FOR BUEN I ULYKKESSITUASJON, ALTERNATIV 2.

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.18 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.19 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.20 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.23 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.24 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.41 Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

Likn. 6.53 Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

Skjær+torsjon Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max

Absoluttverdier

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 2.084 \cdot 10^6 \text{ N}$$

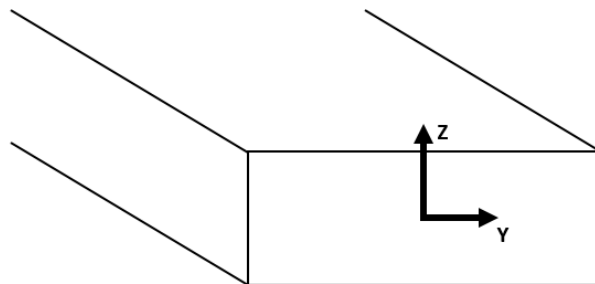
$$F_y := 13.205 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := 125.066 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 9.586 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 156.426 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 58.754 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 1.134 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 2.200 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 4.875 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 4.879 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 0.868 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.046 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 0.439 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.192 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 0.9 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 19.174 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 15.261 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.391 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 2.739 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.234$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.182$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.247$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 0.298$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 5.41$$

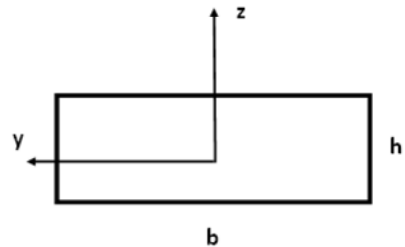
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 8.804$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (1.937 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (1.19 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (6.301 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (1.697 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 48.504$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 61.876$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.735$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.938$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.792$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0.972$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.92$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.816$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 0.51$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.494$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 23.478 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 3.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.151$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.009 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.047$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} = 0.161$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.065$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.227$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} < 1$$

Skjær + torsjon

J.1 KAPASITETSSJEKK AV BUEN, MODELL UTEN OFFSET MED VIND

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.18 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.19 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.20 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.23 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.24 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.41 Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

Likn. 6.53 Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

Skjær+torsjon Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max

Absoluttverdier

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 4.125 \cdot 10^6 \text{ N}$$

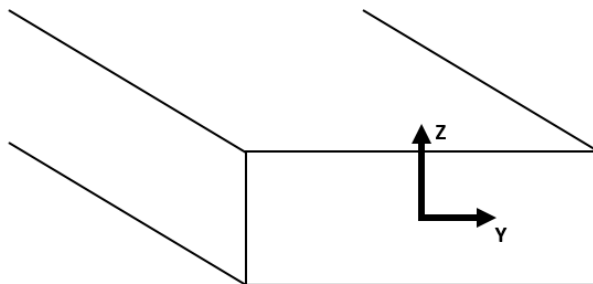
$$F_y := 12.3499 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := 225.069 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 9.750 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 244.323 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 28.630 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 1.09 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 4.241 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 9.649 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 7.62 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 0.423 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.043 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 0.79 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.195 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 1.1 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.435 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 18.652 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.478 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 3.348 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.276$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.201$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.37$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 0.445$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 1.935$$

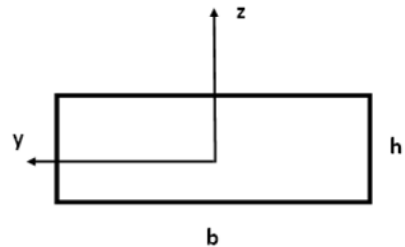
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 6.542$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (2.774 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (8.206 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (5.265 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (2.044 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 40.527$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 74.517$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.614$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 1.13$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.704$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.18$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.953$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.658$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 0.708$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.826$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 3.412 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.119$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.009 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.036$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} = 0.236$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.054$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.291$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} < 1$$

Skjær + torsjon

J.2 KAPASITETSSJEKK FOR BUEN, MODELL UTEN OFFSET UTEN VIND

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.18 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.19 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.20 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.23 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.24 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.41 Bøyenspenning i toppunktet av buede bjelker

Likn. 6.53 Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

Skjær+torsjon Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max

Absoluttverdier

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 3.7359 \cdot 10^6 \text{ N}$$

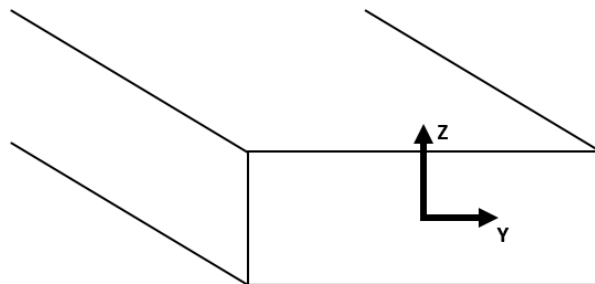
$$F_y := 12.350 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := 208.385 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 9.750 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 235.932 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 28.621 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 2.356 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 3.853 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 8.739 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 7.359 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 0.423 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.043 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 0.731 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.195 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 0.9 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 19.174 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 15.261 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.391 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 2.739 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.326$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.237$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.445$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 0.534$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 2.401$$

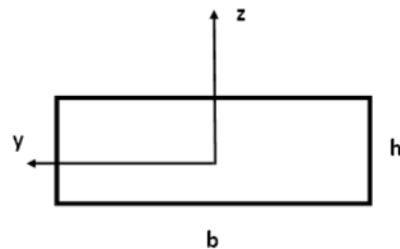
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 7.829$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (3.017 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (9.251 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (5.049 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (1.925 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 38.867$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 70.183$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.589$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 1.064$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.688$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.104$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.958$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.714$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 0.802$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.875$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 23.478 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 7.376 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.314$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.078$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y,d}^2 + \tau_{z,d}^2}}{f_{v,d}} = 0.267$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x,d}}{k_{shape} \cdot f_{v,d}} = 0.067$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y,d}^2 + \tau_{z,d}^2}}{f_{v,d}} + \frac{\tau_{x,d}}{k_{shape} \cdot f_{v,d}} = 0.334$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y,d}^2 + \tau_{z,d}^2}}{f_{v,d}} + \frac{\tau_{x,d}}{k_{shape} \cdot f_{v,d}} < 1$$

Skjær + torsjon

K.1 FJERNET SIDEAVSTAND TIL TRAFKKPROFIL

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.18 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.19 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.20 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.23 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.24 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.41 Bøyenspenning i toppunktet av buede bjelker

Likn. 6.53 Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

Skjær+torsjon Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max ,

Absoluttverdier

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 4.171 \cdot 10^6 \text{ N}$$

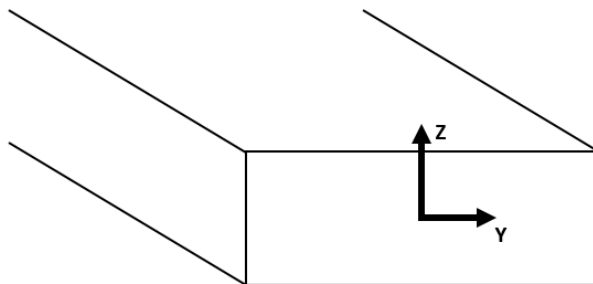
$$F_y := 7.991 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := 228.05 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 5.350 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 275.382 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 13.825 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 2.459 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 4.440 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 9.757 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 8.589 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 0.204 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.028 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 0.8 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.107 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 1.1 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.435 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 18.652 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.478 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 3.348 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.304$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.217$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.39$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 0.478$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 1.808$$

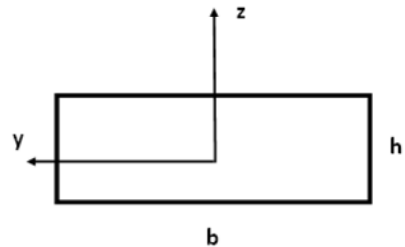
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 6.1422$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (2.727 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (8.028 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (5.31 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (2.066 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 40.877$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 75.342$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.62$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 1.142$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.708$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.194$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.952$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.648$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 0.742$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.859$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 7.698 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.268$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.061$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} = 0.239$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.03$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.269$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} < 1$$

Skjær + torsjon

K.2 FJERNET SIDEAVSTAND TIL TRAFIKKPROFILET, ULYKKESSITUASJON

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.18 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.19 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.20 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.23 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.24 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.41 Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

Likn. 6.53 Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

Skjær+torsjon Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max ,

Absoluttverdier

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 2.08 \cdot 10^6 \text{ N}$$

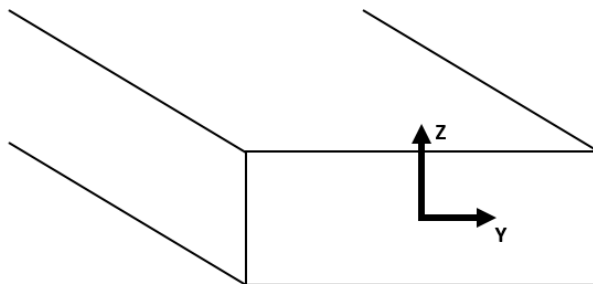
$$F_y := 13.661 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := 127.747 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 11.791 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 167.224 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 30.794 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 1.15 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 2.20 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 4.865 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 5.216 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 0.455 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.048 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 0.448 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.236 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 0.9 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 19.174 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 15.261 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.391 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 2.739 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.236$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.175$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.239$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 0.3$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 5.408$$

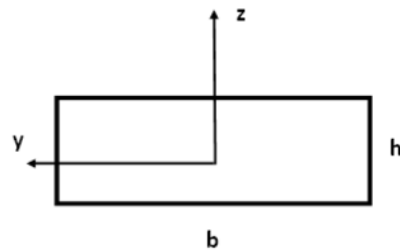
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 15.914$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (3.501 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (1.19 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (4.687 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (1.697 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 36.077$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 61.887$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.547$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.938$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.662$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0.972$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.966$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.815$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 0.498$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.486$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 23.478 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 3.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.153$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.009 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.048$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y,d}^2 + \tau_{z,d}^2}}{f_{v,d}} = 0.165$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x,d}}{k_{shape} \cdot f_{v,d}} = 0.08$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y,d}^2 + \tau_{z,d}^2}}{f_{v,d}} + \frac{\tau_{x,d}}{k_{shape} \cdot f_{v,d}} = 0.245$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y,d}^2 + \tau_{z,d}^2}}{f_{v,d}} + \frac{\tau_{x,d}}{k_{shape} \cdot f_{v,d}} < 1$$

Skjær + torsjon

L.1 KAPASITETSSJEKK AV SIRKULÆRE TVERRBÆRERE

$$M_{Ed} := 1.30026 \cdot 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$V_{Ed} := 94.849 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$N_{Ed} := 1.45268 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$f_d := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 338.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$D := 320 \text{ mm} \quad t := 40 \text{ mm}$$

$$R := \frac{D}{2}$$

$$r_2 := R - t = 120 \text{ mm}$$

$$r_1 := R$$

$$W_p := \frac{4}{3} \cdot (r_1^3 - r_2^3) = (3.157 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Bøyning og aksialkraft

$$A_{real} := \pi \cdot r_1^2 - \pi \cdot r_2^2 = (3.519 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$A_v := 2 \cdot \frac{A_{real}}{\pi} = (2.24 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\tau_d := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 195.199 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{pl.Rd} := A_v \cdot \tau_d = (4.372 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.043$$

$$\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

Likning 6.2.8(2) i NS-EN
1993-1-1 For ikke å redusere
momentkapasitet med
hensyn på skjærkraft

$$M_{pl} := f_d \cdot 4 \cdot R^2 \cdot t = (1.385 \cdot 10^9) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$N_{pl} := f_d \cdot 2 \cdot \pi \cdot R \cdot t = (1.36 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$M_{N.Rd} := M_{pl} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{pl}}\right) = (1.365 \cdot 10^9) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Likning 3.33 i
*Dimensjonering av
stålkonstruksjoner* [54]

$$M_{Ed} = (1.3 \cdot 10^9) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N.Rd}} = 0.952$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N.Rd}} \leq 1$$

L.2 KAPASITETSSJEKK AV BUE, MODELL MED SIRKULÆRE TVERRBÆRERE

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17	Kombinert bøyning og aksialt strekk
Likn. 6.18	Kombinert bøyning og aksialt strekk
Likn. 6.19	Kombinert bøyning og aksialt trykk
Likn. 6.20	Kombinert bøyning og aksialt trykk
Likn. 6.23	Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning
Likn. 6.24	Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning
Likn. 6.41	Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker
Likn. 6.53	Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen
Skjær+torsjon	Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 4.55208 \cdot 10^6 \text{ N}$$

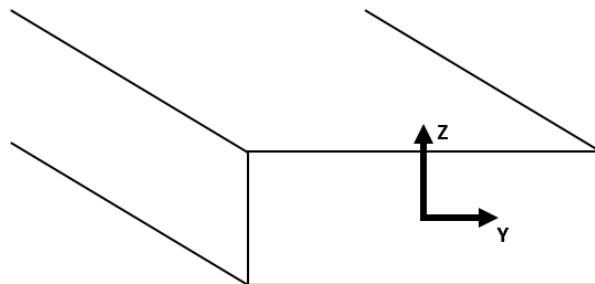
$$F_y := 8.27049 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := 244.395 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 4.98376 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 275.353 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 7.85715 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 2.743 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 4.84 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 10.648 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 8.588 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 0.116 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.029 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 0.858 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.1 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 1.1 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.435 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 18.652 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.478 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 3.348 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.302$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.214$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.42$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 0.509$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 1.8421$$

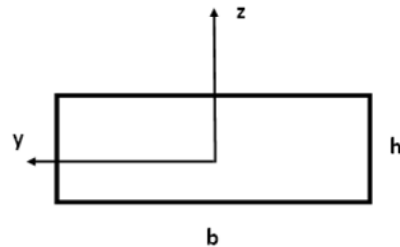
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 6.8033$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (3.293 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (8.916 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (4.832 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (1.961 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 37.2$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 71.491$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.564$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 1.084$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.672$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.127$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.963$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.697$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 0.774$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.865$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 28.696 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 8.587 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.299$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.022 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.067$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} = 0.256$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.028$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.284$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} < 1$$

Skjær + torsjon

L.3 PRISSAMMENLIKNING AV TVERRBÆRERE

Prissammenlikning av HEA- og sirkulære tverrbærere

$$kr := 1 \quad l_{tverrbærer} := 17.8 \text{ m} \quad \rho := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

HEA450

$$Vekt_{pr.m} := 140 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$Pris_{pr.kg} := 23.31 \frac{\text{kr}}{\text{kg}}$$

Pris fra Norsk Stål AS

$$Pris_{HEA450} := Pris_{pr.kg} \cdot Vekt_{pr.m} \cdot l_{tverrbærer} = 5.809 \cdot 10^4 \text{ kr}$$

Ø320x40

$$D := 320 \text{ mm} \quad t := 40 \text{ mm}$$

$$Areal := \frac{\pi}{4} \cdot D^2 - \frac{\pi}{4} \cdot (D - 2 \cdot t)^2 = 0.035 \text{ m}^2$$

$$Vekt_{pr.m} := \rho \cdot Areal = 276.209 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$Pris_{\emptyset} := Pris_{pr.kg} \cdot Vekt_{pr.m} \cdot l_{tverrbærer} = 1.146 \cdot 10^5 \text{ kr}$$

$$Pris_{\emptyset} - Pris_{HEA450} = 5.652 \cdot 10^4 \text{ kr}$$

M.1 KAPASITETSSJEKK FOR BUEN, ÅTTE TVERRBÆRERE

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.18 Kombinert bøyning og aksialt strekk

Likn. 6.19 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.20 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Likn. 6.23 Søylar utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.24 Søylar utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Likn. 6.41 Bøyesspenning i toppunktet av buede bjelker

Likn. 6.53 Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

Skjær+torsjon Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max ,

Absoluttverdier

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 4.236 \cdot 10^6 \text{ N}$$

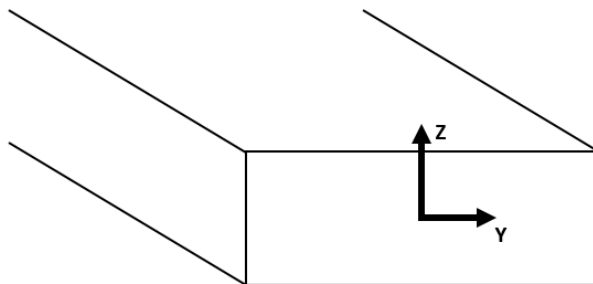
$$F_y := 11.570 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := 295.299 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 8.668 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 350.88 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 73.718 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 2.667 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 4.238 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 9.909 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 10.944 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 1.089 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.041 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 1.036 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.174 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 1.1 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.435 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 18.652 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 28.696 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.478 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 3.348 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.408$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.305$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.484$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 0.587$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 1.846$$

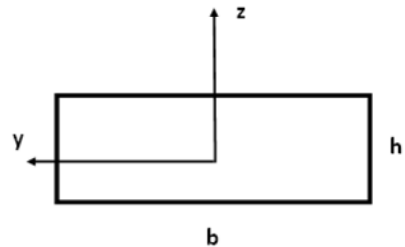
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 3.831$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (1.624 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (7.823 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (6.882 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (2.093 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 52.978$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 76.319$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.803$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 1.157$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.848$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.212$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.894$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.635$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 0.881$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.97$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 28.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 8.349 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.291$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.022 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.069$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} = 0.31$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.048$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.358$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} < 1$$

Skjær + torsjon

M.2 KAPASITETSSJEKK FOR BUEN, ÅTTE TVERRBÆRERE – UTEN VIND

Følgende likninger har blitt brukt i kapasitetssjekken av buen

Likninger i Eurocode 5-1-1

Likn. 6.17	Kombinert bøyning og aksialt strekk
Likn. 6.18	Kombinert bøyning og aksialt strekk
Likn. 6.19	Kombinert bøyning og aksialt trykk
Likn. 6.20	Kombinert bøyning og aksialt trykk
Likn. 6.23	Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning
Likn. 6.24	Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning
Likn. 6.41	Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker
Likn. 6.53	Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen
Skjær+torsjon	Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

Generelle verdier

Buedimensjoner

$$Bredde := 950 \text{ mm}$$

$$b := \text{Bredde}$$

$$Høyde := 450 \text{ mm}$$

$$h := \text{Høyde}$$

$$Areal := b \cdot h = (4.275 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Krefter og momenter i punktet til M_y, \max ,

Absoluttverdier

$$F_{x.strekk} := 0 \text{ N}$$

$$F_{x.trykk} := 3.841 \cdot 10^6 \text{ N}$$

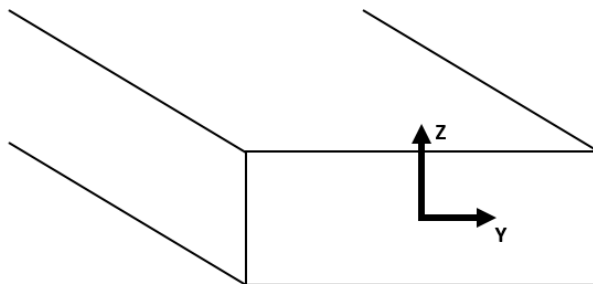
$$F_y := 11.570 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := 268.058 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_x := 8.668 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y := 324.803 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_z := 73.718 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



Moment i toppunktet av buen:

$$M_{y.ap.d} := 2.450 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Største trykkraft i buen:

$$F_{x.max} := 3.844 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Spenninger

$$\sigma_{c.o.d} := \frac{F_{x.trykk}}{Areal} = 8.985 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{t.o.d} := \frac{F_{x.strekk}}{Areal} = 0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.d} := 6 \cdot \frac{M_y}{b \cdot h^2} = 10.13 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.z.d} := 6 \cdot \frac{M_z}{b^2 \cdot h} = 1.089 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenninger

$$\tau_{y.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_y}{Areal} = 0.041 \text{ MPa}$$

$$\tau_{z.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{F_z}{Areal} = 0.941 \text{ MPa}$$

Torsjonsspenning

$$\tau_{x.d} := 3 \cdot M_x \cdot \left(\frac{1 + 0.6 \cdot \frac{h}{b}}{b \cdot h^2} \right) = 0.174 \text{ MPa}$$

Trykk- og bøyefastheter (GL30c)

$$k_{mod} := 0.9 \quad \gamma := 1.15 \quad k_m := 0.7$$

$$f_{c.0.k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 19.174 \text{ MPa}$$

$$f_{t.0.k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.0.d} := f_{t.0.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 15.261 \text{ MPa}$$

$$f_{m.y.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.y.d} := f_{m.y.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{m.z.k} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.z.d} := f_{m.z.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 23.478 \text{ MPa}$$

$$f_{t.90.k} := 0.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t.90.d} := f_{t.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 0.391 \text{ MPa}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma} = 2.739 \text{ MPa}$$

Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) = 0.464$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \right) \leq 1$$

Likn. 6.17

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.348$$

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1$$

Likn. 6.18

Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}}\right) + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 0.568$$

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

Likn. 6.19

$$\left(\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}}\right) = 0.684$$

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

Likn. 6.20

Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\lambda_{eigenvalues.z} := 2.297$$

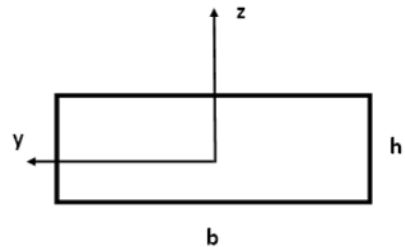
Knekkverdi fra Abaqus

$$\lambda_{eigenvalues.y} := 4.608$$

$$E_{0.05} := 10800 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.214 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = (3.215 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



$$N_{cr.y} := \lambda_{eigenvalues.y} \cdot F_{x.max} = (1.771 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$N_{cr.z} := \lambda_{eigenvalues.z} \cdot F_{x.max} = (8.83 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$l_{cr.y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_y}{N_{cr.y}}} = (6.589 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{cr.z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot I_z}{N_{cr.z}}} = (1.97 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,y}}{h} = 50.72$$

$$\lambda_z := \sqrt{12} \cdot \frac{l_{cr,z}}{b} = 71.839$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.769$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 1.089$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.819$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.133$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.908$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0.693$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) = 0.98$$

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

Likn. 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 1.025$$

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

Likn. 6.24

Bøyespennning i toppunktet av buede bjelker

$$r := 43062.5 \text{ mm} \quad k_1 := 1 \quad k_2 := 0.35 \quad k_3 := 0.6$$

$$k_l := k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 = 1.004$$

$$k_r := 1$$

$$k_r \cdot f_{m.y.d} = 23.478 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m.y.ap.d} := k_l \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 7.67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} = 0.327$$

$$\frac{\sigma_{m.y.ap.d}}{k_r \cdot f_{m.y.d}} \leq 1$$

Likn. 6.41

Kombinert strekk vinkelrett på fiberretningen og skjær i buen

$$k_p := 0.25 \left(\frac{h}{r}\right) = 0.003 \quad k_{dis} := 1.4$$

$$\sigma_{t.90.ap.d} := k_p \cdot 6 \cdot \frac{M_{y.ap.d}}{b \cdot h^2} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\alpha := 1.38$$

$$V_b := b \cdot h \cdot r \cdot \alpha = (2.54 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V := \frac{2}{3} \cdot V_b = (1.694 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

$$V_0 := 1 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$$

$$k_{vol} := \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} = 0.568$$

$$\frac{\tau_{y.d}}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} = 0.079$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.ap.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1$$

Likn. 6.53

Kombinerte spenninger fra skjær og torsjon

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} = 0.344$$

Likn. 6.13

$$k_{shape} := 1 + 0.15 \cdot \frac{h}{b} = 1.071$$

$$\frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.059$$

Likn. 6.14

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} = 0.403$$

$$\frac{\sqrt{\tau_{y.d}^2 + \tau_{z.d}^2}}{f_{v.d}} + \frac{\tau_{x.d}}{k_{shape} \cdot f_{v.d}} < 1$$

Skjær + torsjon

M.3 KAPASITETSSJEKK FOR TVERRBÆRER, MODELL-ÅTTE TVERRBÆRERE

HEA-profil: HEA-450

$$M_{y.Ed} := 650.511 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$V_{Ed} := 12.707 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_{z.Ed} := 11.316 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$N_{Ed} := 1.845 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M0} := 1.05 \quad f_d := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 338.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_w := 344 \text{ mm} \quad t_w := 11.5 \text{ mm} \quad r := 27 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm} \quad t_f := 21 \text{ mm} \quad A_{real} := 17800 \text{ mm}^2$$

Bøyning og skjær

$$A_v := A_{real} - (2 \cdot b \cdot t_f) + (2 \cdot r + t_w) \cdot t_f = (6.576 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Likn. 6.2.6 (3a) NS-EN 1993-1-1}$$

$$S_y := 1610 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A_V := 6575.5 \text{ mm}^2$$

$$W_{pl} := 2 \cdot S_y = (3.22 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd} := \frac{(W_{pl} \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = (1.089 \cdot 10^9) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Rd}} = 0.598$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$$

Sjekk (6.12) NS-EN 1993-1-1:2005

$$\tau_d := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 195.199 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{pl.Rd} := A_V \cdot \tau_d = (1.284 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.02$$

$$\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

6.2.8(2) For ikke å redusere momentkapasitet med hensyn på skjærkraft

Bøyning og aksialkraft

$$N_{Rd} := A_{real} \cdot f_d = (6.018 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$N_{Rd} \cdot 0.25 = (1.505 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$N_{Ed} = (1.845 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$N_{Ed} > 0.25 \cdot N_{c.Rd}$$

Likning 6.33 i NS-EN 1993-1-1

$$0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_d = (6.688 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$N_{Ed} > 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_d$$

Likning 6.34 i NS-EN 1993-1-1

Må ta hensyn til aksialkraft på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten om y-y-aksen

$$h_w \cdot t_w \cdot f_d = (1.338 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$N_{Ed} > h_w \cdot t_w \cdot f_d$$

Likning 6.35 i NS-EN 1993-1-1

Må ta hensyn til aksialkraft på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten om z-z-aksen

$$n := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.307$$

$$a := \frac{(A_{real} - 2 \cdot b \cdot t_f)}{A_{real}} = 0.292$$

$$M_{N.y.Rd} := \frac{M_{Rd} \cdot (1-n)}{(1-0.5a)} = (8.84 \cdot 10^8) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Likning 6.36 i NS-EN
1993-1-1

$$S_{pl.z} := 475269 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl.z} := 2 \cdot S_{pl.z}$$

$$M_{pl.z.Rd} := \frac{(W_{pl.z} \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = (3.214 \cdot 10^8) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$n > a$$

$$M_{N.z.Rd} := M_{pl.z.Rd} \cdot \left(1 - \left(\frac{(n-a)}{1-a}\right)^2\right) = (3.212 \cdot 10^8) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Likning 6.38 i NS-EN
1993-1-1

$$\alpha := 2 \quad \beta := 5 \cdot n = 1.533$$

$$\left(\frac{M_{y.Ed}}{M_{N.y.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.Ed}}{M_{N.z.Rd}}\right)^\beta = 0.547$$

Likning 6.41 i NS-EN
1993-1-1

$$\left(\frac{M_{y.Ed}}{M_{N.y.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.Ed}}{M_{N.z.Rd}}\right)^\beta \leq 1$$