

Sammenligning av stålrammer med rette og innsvingte bein

A comparison of portal frames with straight and tapered columns

Trondheim Mai 2019

Jesper Anker Krogstad

Intern veileder:
Per Otto Yttervoll

Ekstern veileder:
Otec AS

Prosjektnummer:
2019-07

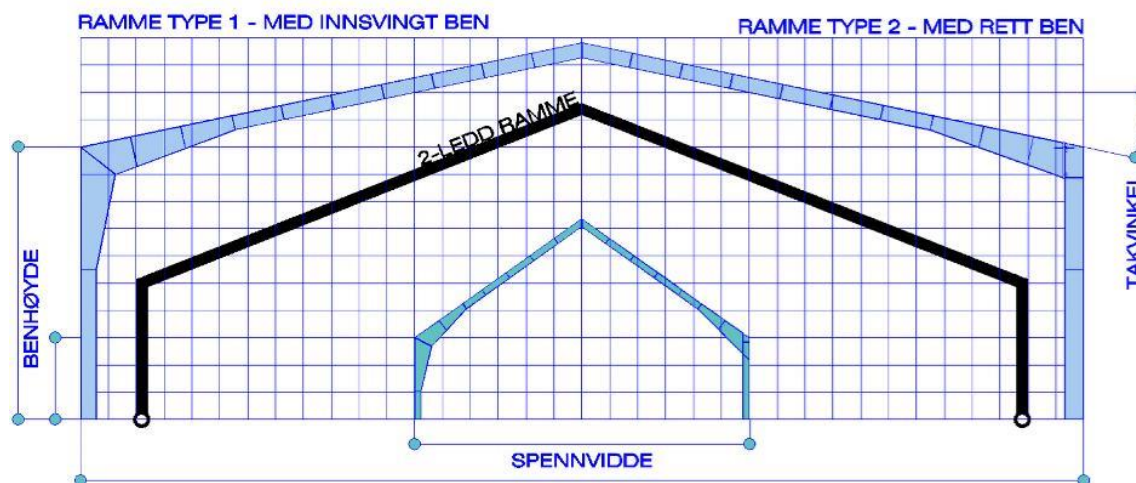
Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk

Problemdefinering/prosjektbeskrivelse og resultatmål

Målsetningen for prosjektet er å studere portalrammer i stål med rette og innsvingte søyleben, og finne ut når de ulike typene lønner seg. Hovedmålet er å undersøke forskjellige vanlige forutsetninger for industribygg, og se om det er mulig å si noe a priori med tanke på valg av rammetype basert på en økonomisk analyse. Jeg skal med andre ord se på om det er forhold som gjør én rammetyper mer gunstige enn andre, gitt ulike kundebehov.



Med rette bein så er man låst til vanlige varmvalsede profiler. Med innsvingte bein har man stor frihet til å manipulere konstruksjonen slik at den blir godt utnyttet, da den består av både varmvalsede og sveiste profiler. På denne måten vil innsvingte bein kunne blir rimeligere og bruke mindre stål, men vil også ta opp mer av det innvendige arealet. Problemstillingen er definert som «Sammenligning og vurdering av toledds rammekonstruksjoner i stål med rette og innsvingte søyler, med bakgrunn i økonomi og arealutnyttelse.»

Stikkord fra prosjektet:

Industribygg, stål, rammetyper, knutepunkt, beregning, moment, sandwichpanel

Forord

Denne oppgaven ble skrevet våren 2019 i faget TBYG3016 Bacheloroppgave Bygg, med spesialisering innenfor konstruksjonsteknikk. Oppgaven er avsluttende del av en treårig bachelorutdanning som byggingeniør ved NTNU Trondheim.

Oppgaven er valgt med bakgrunn i interesse for stålkonstruksjoner og de problemstillinger som finnes herunder. Spesielt er rammekonstruksjoner og industribygg konsepter jeg mener er viktige fokusområder i dag, og der innovasjon og utvikling vil vise seg å være betydningfulle i fremtidenn.

Undertegnede ønsker å takke OTEC AS for inspirasjon til problemstilling og for tydelige råd underveis. OTECs erfaring og ekspertise innenfor stålfeltet har vært inspirerende gjennom hele prosessen.

En stor takk rettes også til veileder Per Otto Yttervoll. Gode tilbakemeldinger og stødig veiledning har vært til stor hjelp for å ro oppgaven trygt i havn.

Jesper Anker Krogstad
Oslo, mars 2019

Abstract

This bachelor's thesis concerns the choice between straight and tapered columns in steel portal frames for industrial buildings. The work has been carried out with the guidance of supervisor Per Otto Yttervoll and the help of Otec AS. The scope of the report is to look at the economy and the efficient use of ground floor area when choosing between straight and tapered columns, with the aim of finding conditions which are prerequisite for the favorable election between the two alternatives. The main aspect with regard to straight and tapered columns is that a tapered column renders less usable ground area but is often better utilized and cheaper. So by choosing a straight column one can gain usable area at the expense of price. The goal of this report is to quantify this price.

The work has mainly been conducted from Oslo. Correspondence with Mr Yttervoll was conducted over email and telephone, whenever this was needed. The collaboration with Otec AS was managed over Skype, with the exception of one trip to their office in Ebeltoft, Denmark to get an introduction to their workflow and available resources.

Three parameters are assumed to be the most influential for constructing the steel frames; wall height, snow load and span length. A total of eight cases have been evaluated from the combinations of wall height of either 3 or 6 meters, snow load of either $2,5 \text{ kN/m}^2$ or $5,5 \text{ kN/m}^2$ and span length of either 12 or 24 meters. Several parameters are fixed for all cases, such as ceiling slope, wind load, the distance

between frames, IPE-profiles in the beam and HEA-profiles in the columns. For each case, two frames have been constructed with the help of the software Halber: one with straight columns and one with tapered columns. These two frames are then compared by weight and by how much ground area remains usable, and the cost of the usable area is calculated for the two options.

The results are not unambiguous due to outliers and variance, but some conclusions can be made. The snow load and the span length both makes the usable area more expensive, but larger wall height has the opposite effect. The price of the extra usable area when choosing straight columns vary from $337 \text{ kr}/m^2$ to $2853 \text{ kr}/m^2$. Since straight columns must be chosen from the available selection of hot rolled steel profiles, they have little room for customization. This is supported by the notion that the straight columns have an average utilization of 90 %, whereas the tapered columns on average are utilized to 98 %.

Innholdsfortegnelse

Forord	i
Abstract	ii
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn for prosjektet	1
1.2 Målsetting	3
1.3 Problemstilling	3
1.4 Avgrensninger	3
2 Teori og litteratur	4
2.1 Analyse- og dimensjoneringsprinsipper	4
2.1.1 Lover, forskrifter og standarder	4
2.1.2 Modelleringsvalg	5
2.1.3 Dimensjoneringsprinsipper	7
2.1.4 Konstruksjoners pålitelighet	8
2.2 Laster og lastkombinasjoner	8
2.2.1 Tetthet, egenvekt og nyttelast i bygninger	9
2.2.2 Snølast	9
2.2.3 Vindlast	10
2.3 Prosjektering av stålkonstruksjoner	10
2.4 Branndimensjonering	11

2.5	Forbindelser, skruer og sveis	13
2.5.1	Vipping av bjelker	14
2.6	Modellering med programvare	14
3	Metode	16
3.1	Oppbygging av en stålramme	16
3.2	Valgte lastforutsetninger	17
3.3	Faste parametere	18
3.4	Halber	19
3.5	Forskning og utvikling	20
4	Resultater og analyse	21
4.1	Brannklassifisering	22
4.2	Resultater	23
4.3	Analyse	28
4.3.1	Kostnad for ikke utnyttbart areal	28
4.3.2	Utnyttelse	31
5	Konklusjon	33
	Referanser og kilder	35
	Vedlegg	37
A	Artikkel	38
B	Plakat	41

Figurliste

1.1	Oversikt over valgte rammetyper	2
3.1	Halvramme	17
3.2	Deler av halvramme	17
4.1	Oversikt over ramme 11 - 14	24
4.2	Oversikt over ramme 21 - 24	25
4.3	Oversikt over ramme 31 - 34	26
4.4	Oversikt over ramme 41 - 44	27
4.5	Lengdeforskjell, Delta_L	28

Tabelliste

2.1	Definisjon av risikoklasser	11
2.2	Definisjon av brannklasser	12
2.3	Brannklasser og konsekvenser	12
2.4	Krav til brannmotstand for bærende bygningsdeler	13
4.1	Risikoklasse for landbruks- og industribygg	22
4.2	Brannklasse for landbruks- og industribygg	23
4.3	Lastforutsetninger og resulterende rammeresultater	24
4.4	Lastforutsetninger og resulterende rammeresultater	25
4.5	Lastforutsetninger og resulterende rammeresultater	26
4.6	Lastforutsetninger og resulterende rammeresultater	27
4.7	Kostnad for ekstra utnyttbart areal	29
4.8	Snølastens innvirkning på arealpris	29
4.9	Vegghøydens innvirkning på arealpris	30
4.10	Spennviddens innvirkning på arealpris	31
4.11	Gjennomsnittlig utnyttelse	31

Kapittel 1

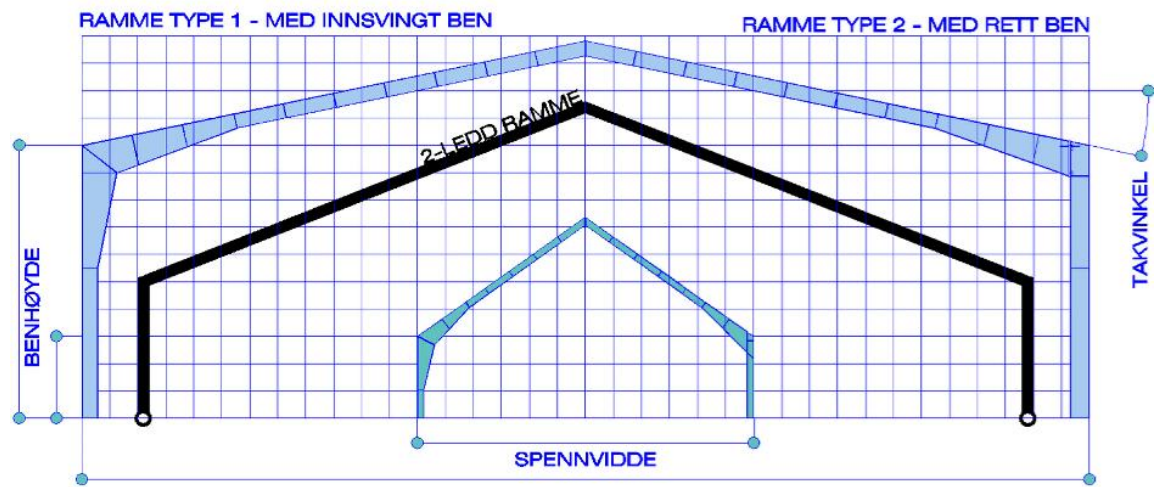
Innledning

1.1 Bakgrunn for prosjektet

Stålrammer er den mest brukte konstruksjonsformen til industri-, landbruks- og lagerbygninger. Stål er mulighetenes materiale, med lavt vekt/styrke-forhold og god formbarhet. Med stål står man fritt til å velge innspenningstyper, hjørner og ramme-profiler. Dette gir opphav til en endeløs mengde forskjellige konstruksjonsløsninger, der det kan virke som hver produsent har sin egen måte å bygge på. Otec AS har vært på markedet i over 20 år, og bemerket seg som en solid aktør. Otec AS tilbyr en rekke forskjellige konstruksjonsformer, enten det er toledds- eller treleddsrammer. Alt fra gitterdragere, sveiste dragere, takstoler, fagverk, pendelsøyler, innspente søyler, rette søyler og innsvingte søyler brukes for å tilpasse bygget til kundens behov. I denne oppgaven vil jeg ta for meg et utvalg rammetyper, og vurdere styrker og svakheter ved disse under forskjellige lastforhold, spennvidder og søylehøyder.

Ved valg av rammetype er det flere faktorer som spiller inn. Kunden er ofte opptatt av pris, og vil ha denne så lav som mulig. Konstruktører er ofte opptatt av at bygget skal imøtekomme kundens behov på best mulig måte. Et valg som må tas tidlig i

prosjekteringen er om man skal ha innsvingte eller rette bein i rammene, se figur 1.1. Arbeidshypotesen er at innsvingte bein er billigere, da denne geometrien vil være mer egnet til å ta opp momentkreftene som virker i hjørnet og dermed føre til en lavere stålvekt. Avveiningen ligger arealutnyttelsen i bygget, siden det innsvingte beinet potensielt vil hindre effektiv bruk av arealet langs veggene. Hvis bygget skal brukes til dyrehold, er det ofte uproblematisk med innsvingte bein. Men hvis bygget skal brukes til lager, og man har tenkt å stable reoler og hyller langs veggene, er det gunstig å kunne plassere disse helt inntil veggen i full takhøyde. For andre bruksområder vil behovet for utnyttbart areal langs veggene være et sted mellom disse ytterpunktene. Det vil derfor være gunstig å se på alternativkosten til det ikke-utnyttbare arealet.



Figur 1.1: Oversikt over valgte rammetyper

1.2 Målsetting

Målsetningen for prosjektet er å finne ut når de to ulike rammetypene lønner seg. Hovedmålet er å undersøke forskjellige vanlige forutsetninger for industribygg, og se om det er mulig å si noe a priori med tanke på valg av rammetype basert på en økonomisk analyse. Jeg skal med andre ord se på om det er forhold som gjør én rammetyper mer gunstige enn andre, gitt ulike kundebehov.

1.3 Problemstilling

Sammenligning og vurdering av toledds rammekonstruksjoner i stål med rette og innsvingte søyler, med bakgrunn i økonomi og arealutnyttelse.

1.4 Avgrensninger

I mylderet av forskjellige rammetyper har det vært nødvendig å begrense omfanget av hva som undersøkes. Jeg har derfor valgt kun å se på en toleddsramme med ledd i fotpunktene, som er et statisk ubestemt system av første grad. Jeg ser på to forskjellige søyletyper: rette og innsvingte bein. Fotpunkt, hjørne og møne er sjekket for kapasitet, men er ikke prosjektert nærmere. Rammene er sjekket for vipping, men selve avstiverne og z-rieglene er ikke med i denne oppgaven.

Kapittel 2

Teori og litteratur

Dette kapitlet tar for seg teorien som ligger til grunn for beregning av stålrammer. Del 2.1 tar for seg hvordan lovverket er oppbygd og hvilke dimensjoneringsprinsipper som ligger til grunn. Del 2.2 behandler hvordan Norsk Standard gir forutsetninger for ulike laster og lastkombinasjoner. I Del 2.3 sees det på prosjekteringsdelen. Branntekniske forutsetninger blir diskutert i Del 2.4. Del 2.5 handler om forskjellige forbindelser som ofte brukes i stålbygg. Del 2.6 beskriver hvordan programvare kan brukes som hjelpemiddel i dimensjoneringen.

2.1 Analyse- og dimensjoneringsprinsipper

2.1.1 Lover, forskrifter og standarder

I dag er sikkerheten til bygninger et samfunnsansvar. Med det menes at risikoen for sammenbrudd og alvorlige skader på konstruksjonen skal holdes på et akseptabelt nivå, slik at konsekvensene for mennesker og miljø blir små (Larsen, 2015). For å ivareta denne sikkerheten finnes det et hierarki av lover, forskrifter og offentlig

regelverk som ivaretar bygningskonstruksjoners sikkerhet mot sammenbrudd.

Plan- og bygningsloven (PBL, 2018) er det øverste organ i dette systemet. Den inneholder overordnede bestemmelser for byggevirksomhet og ansvarsforhold herunder, i tillegg til å gi føringer for ekspropriasjon, reguleringsplaner og andre nasjonale anliggender.

Neste ledd i hierarkiet er *Byggteknisk forskrift (TEK17, 2017)*. Denne forskriften om tekniske krav til byggverk trekker opp grensen for det minimum av egenskaper et byggverk må ha for å kunne oppføres lovlig i Norge. Byggteknisk forskrift utarbeides og forvaltes av Direktoratet for byggkvalitet.

Det leddet i hierarkiet som gir krav og anvisninger er *Norsk Standard (Standard Norge 2019)*. Her gis det regler for *prosjektering* og *utførelse* av bygningskonstruksjoner, samt *produktstandarder* for de fleste materialer og produkter som benyttes i byggindustrien. Som medlem av den europeiske standardiseringsorganisasjonen CEN er Norge forpliktet til å implementere alle europeiske standarder og fastsette dem som Norsk Standard. ”NS-EN 1991 Laster på konstruksjoner” er et eksempel på en standard. NS står for Norsk Standard, og betyr at den er utgitt av Standard Norge. EN står for EuroNorm, og betyr at den er utviklet i Europa. NS-ISO er betegnelsen på standarder som har internasjonalt opphav, og som deretter er fastsatt som Norsk standard.

For denne oppgaven er standarden NS-EN 1993 Prosjektering av stålkonstruksjoner sentral, sammen med nevnte NS-EN 1991.

2.1.2 Modelleringsvalg

For å gjennomføre en geometrisk modellering av konstruksjonen er det nødvendig å lage en matematisk modell som enkelt lar seg løse og som er representativ for konstruksjonens oppførsel under belastning (Larsen, 2015). Det innebærer å velge riktig metode for matematisk representasjon, som for eksempel kulekshall, plate eller

bjelke, alt ettersom spenningsfordelingen er lineær eller ikke. Knutepunktmodellering for fagverk og rammer må også etableres. Her gjøres det ofte en avveining mellom realistisk modell og realistisk utføring av konstruksjonen. Ofte ender man med å modellere alle ledd som fritt dreibare og momentfrie, mens man i realiteten bygger på en mer hensiktsmessig og effektiv måte.

På samme måte som med knutepunkt, må man velge hvordan rammehjørner skal modelleres. Her må man betrakte rammeløsningen som velges, og se på hva hjørnets faktiske moment-rotasjonssegenskaper. Det kan velges mellom tre modeller: 1) momentstivt hjørne med uendelig rotasjonsstivhet, 2) leddet hjørne med fri rotasjon, og 3) et hjørne med en viss rotasjonsstivhet som er modellert med en rotasjonsfjær med en viss stivhet.

Materialets mekaniske egenskaper må også modelleres. Ved stålberegninger er det essensielt å modellere spennings-tøyningsrelasjonen riktig. Stål oppfører seg tilnærmet lineært elastisk opp til flytespenningen f_y , for deretter å få plastiske deformasjoner. Ved beregning er det uhensiktsmessig å bruke det virkelige forløpet, og man innfører forenklete materialmodeller. De vanligste modellene er den stivt plastiske, den elastisk-perfekt plastiske og den lineært elastiske.

For elastisk lastvirkningsanalyse brukes den lineært elastiske materialmodellen. Her antar man at rotasjonen $w,x \ll 1$, slik at bjelkens differensiallikning blir lineær og lett å løse. Fordelen med denne antagelsen er at den medfører at man kan ta i bruk *superposisjonsprinsippet*, der man kan analysere hvert lasttilfelle for seg, og deretter lineært addere løsningene til en helhet. Elastisk dimensjonering er ofte en konservativ analyse, da det antas at konstruksjonens kapasitet er fullt utnyttet ved begynnende flytning i det mest påkjente punkt i konstruksjonen (Larsen, 2015).

Plastisk lastvirkningsanalyse utnytter ofte materialet bedre enn den elastiske, da man her søker den last som gir et plastisk sammenbrudd i konstruksjonen. Materialet modelleres her stivt plastisk. Plastisk analyse har den egenskapen at den ikke gir et entydig svar på bruddlasten, men heller en øvre og nedre grense. Det gjøres

gjennom øvre og nedre grenseteorem, også kjent som det kinematiske og det statiske teorem. Ved plastisk analyse kan *ikke* superposisjonsprinsippet brukes, og man får heller ingen informasjon om forskyvninger ved sammenbrudd.

Ved kompliserte konstruksjoner der håndregning blir for tidkrevende, bruker man ofte spesialisert programvare til utregninger. Her kan man utføre ikke-lineære numeriske analyser, og da kan man bruke den reelle elastisk-plastiske materialmodellen. Programvare er ofte basert på Finite Element Method (FEM), som deler konstruksjonen opp i bittesmå deler og regner spenningsfordelingen i disse. det gir ofte gode approksimasjoner til virkeligheten, men krever stor datakraft.

2.1.3 Dimensjoneringsprinsipper

NS-EN 1990 - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (Standard Norge, 2008c) gir prinsippene for prosjektering av konstruksjoner. Ved bruk av *partialkoeffisientmetoden* oppnår man en sannsynlighetsbasert metode for å finne riktige krefter og kapasiteter. Dimensjoneringen tar utgangspunkt i at verdiene for lastvirkninger (E) og motstander (R) er normalfordelte, og gir disse *karaktéristiske* verdier (E_k og R_k) gitt en 5 % sannsynlighet for henholdsvis overskridelse og underskridelse. For å kompensere for denne sannsynligheten for uønsket resultat er *partialkoeffisientene* γ_f og γ_M innført. γ_f blir kalt *lastfaktoren*, og den ivaretar overskridelse av den karakteristiske verdien for lastene på grunn av unøyaktige lastmodeller, ugunstige lastavvik og usikkerhet ved beregningen av lastvirkningen. γ_M blir kalt *materialfaktoren*, og den tar for seg geometriske avvik, ugunstige avvik fra karakteristiske materialverdier og usikkerheter i beregningsmodellene for kapasitet.

Målet med dimensjoneringsprosessen er å påvise at lastvirkningen ikke overskrider motstanden i definerte *grensetilstander*. Det vil generelt si å vise at $E < R$ i bruddgrensetilstanden og/eller bruksgrensetilstanden. I bruddgrensetilstanden ser man på konstruksjonens *bæreevne*, som er tett knyttet til ulike former for konstruksjon-

ssvikt og sammenbrudd. I bruksgrensetilstanden kontrolleres *funksjonaliteten* til konstruksjonen, som i hovedsak består i å se på deformasjoner og nedbøyninger som medfører nedsatt funksjonsdyktighet.

I alle grensetilstander foregår selve kapasitetskontrollen ved å påvise at

$$E_d = \gamma_f \times E_k \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (2.1)$$

2.1.4 Konstruksjoners pålitelighet

Pålitelighetskravene til lastbærende konstruksjoner fastsettes i samsvar med potensiell skade på mennesker, uakseptable økonomiske konsekvenser for samfunnet eller uakseptable endringer i miljøet. Det gjøres gjennom fastsatte valg av dimensjoneringsparametre ved hjelp av *konsekvens- og pålitelighetsklasser*. NS-EN 1990 gir tre konsekvensklasser etter hvor stor konsekvens et sammenbrudd vil ha.

I Norge er det ikke vanlig å benytte seg av konsekvensklasser, men heller pålitelighetsklasser som er gitt i det nasjonale tillegget (NA). Det er gitt fire pålitelighetsklasser, med tilhørende krav til interne systemer for kvalitetssikring. I klasse 1 er det *ikke* krav til intern kvalitetssikring, og det utføres en begrenset prosjekteringskontroll. For klasse 2, 3 og 4 er det progressivt strengere krav til interne kvalitetssikringsrutiner og kontroll av prosjektering.

Landbruksbygg er hovedsakelig kategorisert pålitelighetsklasse 1, men kan unntaksvis havne i klasse 2 dersom den tiltenkte bruken av bygget skulle tilsi det.

2.2 Laster og lastkombinasjoner

Ved dimensjonering og prosjektering av stålkonstruksjoner generelt, og industribygg spesielt, er det er rekke forskjellige laster som det må tas hensyn til. Disse lastene

finner vi eksplisitt i *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*, som må være i samsvar med *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Her finner vi informasjon om hvordan man regner ut de dimensjonerende lastene for spesifikke situasjoner, hvilke partialfaktorer som gjelder og tabeller med verdier for de gjeldende lastene. For landbruksbygg er det i hovedsak *Eurokode 1 Del 1-1, 1-3 og 1-4* som gjelder. Etter at man har etablert de individuelle lastene som er gjeldene for det aktuelle bygget, regner man på forskjellige kombinasjoner av disse og finner den mest ugunstige, som da blir det dimensjonerende lasttilfellet med tilhørende laster.

2.2.1 Tetthet, egenvekt og nyttelast i bygninger

Eurokode 1 - Del 1-1: Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger (Standard Norge, 2008a) gir retningslinjer for prosjektering og påvirkninger ved konstruksjonsberegninger av bygg og anlegg, medregnet enkelte geotekniske forhold. Her finner vi nominelle verdier for tyngdetetthet for spesifiserte bygningsmaterialer, i tillegg til rasvinkelen for visse materialer. Det gis metoder for fastsettelse av karakteristiske verdier for egenlast i byggverk. Det oppgis også karakteristiske verdier for nyttelast på gulv og tak i bygninger i henhold til ulike brukskategorier.

2.2.2 Snølast

Eurokode 1 - Del 1-3: Snølast (Standard Norge, 2008b) gir retningslinjer for å fastsette snølast som skal brukes ved prosjektering av konstruksjoner for bygg og anlegg. Den inneholder karakteristiske verdier for snølast på mark for kommuner, som er oppgitt i det nasjonale tillegget. Her gis det også råd om hvordan man behandler snølast for byggeplasser som ligger over 1500 meter over havet. Retningslinjer for utregning av snølast på tak gis også, der man tar høyde for takets utforming og andre spesielle aspekter ved snølast.

2.2.3 Vindlast

Eurokode 1 - Del 1-4: Vindlast (Standard Norge, 2009a) gir retningslinjer for fastsettelse av vindpåvirkninger for prosjektering av bygg og anlegg for hvert av arealene som belastes og er med i vurderingen. Det omfatter hele konstruksjonen, deler av konstruksjonen eller deler av festet til konstruksjonen. Eksempler er konstruksjonsdeler, kledningselementer, sikkerhets- og støyskjermer og deres forbindelser. Standarden gir en oversikt over ulike dimensjonerings situasjoner, hvordan man modellerer vindpåvirkninger som vindhastighet og -trykk, og ulike faktorer som ivaretar hensynet til konstruksjon, form og kraft. I det nasjonale tillegget gis det en oversikt over terrengvirkninger og fire ulike terrengklasser.

2.3 Prosjektering av stålkonstruksjoner

For selve prosjekteringen av stålkonstruksjoner er det *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner* som gjelder. Den er i samsvar med prinsipper og krav for konstruksjoners sikkerhet og brukbarhet og gir grunnlaget for prosjektering og påvisning av konstruksjoners egenskaper som er gitt i *NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* (Standard Norge, 2008c). *Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger* (Standard Norge, 2009b) dekker krav til stålkonstruksjoners kapasitet, bestandighet og brannmotstand. Del 1-1 gjelder for materialtykkelse $t \geq 3 \text{ mm}$ (altså ikke tynnplater), og gir grunnleggende informasjon om materialeegenskapene til produkter laget av lavlegert konstruksjonsstål ($f = 355 \text{ kN/mm}^2$), grunnlag for konstruksjonsberegningen og regler for dimensjonering i grudd- og bruksgrensetilstanden.

En detaljert gjennomgang av dimensjoneringsprosessen for stålrammer brukt til enetasjes industribygg kan finnes i Arcelor Mittals *Detailed Designs of Portal Frames* (Arcelor Mittal, 2018). Denne er i henhold til EN 1993-1-1, og gir praktiske løsninger

på detaljer i industribygg med stålrammer.

2.4 Branndimensjonering

Eurokode 3 - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering (Standard Norge, 2009c) handler om utformingen av stålkonstruksjoner i den uønskede situasjonen at brann skulle oppstå. Den tar for seg passive metoder for brannbeskyttelse, og hvordan stålkonstruksjoner må kunne opprettholde sin lastbærende evne selv om det blir utsatt for brann. Krav til bygningers sikkerhet blir også gitt i *Byggteknisk forskrift (TEK17, 2017)*. Der finner vi blant annet Tabell 2.1, som viser hvordan man finner et byggs risikoklasse.

Tabell 2.1: Definisjon av risikoklasser

Risikoklasse	Sporadisk opphold av personer	Kjennskap til rømningsveier og kan selv bringe seg i sikkerhet	Kun beregnet på våkne personer	Lite brannfarlig aktivitet
1	Ja	Ja	Ja	Ja
2	Ja/Nei	Ja	Ja	Nei
3	Nei	Ja	Ja	Ja
4	Nei	Ja	Nei	Ja
5	Nei	Nei	Ja	Ja
6	Nei	Nei	Nei	Ja

Avhengig av hvor mange etasjer det er bygningen og hvilken risikoklasse det har, finner man frem til bygningens brannklasse. Tabell 2.2 viser hvordan det gjøres i praksis.

Tabell 2.2: Definisjon av brannklasser

Risikoklasse	Etasje			
	1	2	3 og 4	5 eller flere
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL 2
2	BKL 1	BKL1	BKL 2	BKL 3
3	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
4	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
5	BKL 1	BKL 2	BKL 3	BKL 3
6	BKL 1	BKL 2	BKL 2	BKL 3

Tabell 2.3 viser sammenhengen mellom brannklasser og konsekvenser. For byggverk i brannklasse 1 stilles det ikke krav til stabilitet og bæreevne ut over det som følger av forskriftens bestemmelser for å ivareta personsikkerheten ved rømming.

Tabell 2.3: Brannklasser og konsekvenser

Brannklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

Ved en temperatur på 500°C mister stål ca 50 % av sin fasthet. Ubeskyttede stålkonstruksjoner kan vanligvis ikke oppnå høyere brannmotstand enn 10 til 15 minutter, mens brannbeskyttet stål kan komme opp i en motstandstid på 90 minutter. Tabell 2.4 viser hvordan krav til brannmotstand er avhengig av hvilken brannklasse bygget har, og hvilken bygningsdel det er snakk om. I bladet *Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner* fra SINTEF Byggforsk (Byggforsk, 2004) gis det en rekke preaksepterte løsninger på brannbeskyttelse av bærende stålkonstruksjoner.

Tabell 2.4: Krav til brannmotstand for bærende bygningsdeler

Bygningsdel	Brannklasse		
	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30	R 60	R 90 A2-s1,d0
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere	R 30	R 60	R 60 A2-s1,d0
Trappeløp	-	R 30	R 30 A2-s1,d0
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60 A2-s1,d0	R 90 A2-s1,d0	R 120 A2-s1,d0
Utvendig trappeløp, beskyttet mot flammepåvirkning og strålevarme	-	R 30 eller A2-s1,d0	A2-s1,d0

2.5 Forbindelser, skruer og sveis

Stålkonstruksjoner er bygd opp av forskjellige komponenter (søyler, dragere, bjelker, rigler etc). Sammenføyningen av disse komponentene må skje på en tilfredsstillende måte med tanke på kapasitet, duktilitet og økonomi. *Eurokode 3 - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser* (Standard Norge, 2009d) angir metoder for prosjektering av knutepunkter i konstruksjoner bestående av konstruksjonsstål som hovedsakelig er påkjent av statiske laster.

De mest aktuelle forbindelsesmidlene for bærende stålkonstruksjoner er sveiser, friksjonsforbindelser (høyfaste skruer) og avskjæringsforbindelser (skruer og nagler). Sveiser har stor stivhet frem til maksimum last, men kan være tidkrevende og dyre å ta i bruk på en byggeplass. Skrudde forbindelser har liten stivhet frem til glidning gir kontakt mellom skruens skaft og grunnmaterialets hullkant, men er relativt enkle å montere. På grunn av lavere duktilitet går sveisen til brudd lenge før skruene har nådd sin kapasitet, og det er derfor ikke ønskelig å kombinere sveis og skruer i samme forbindelse.

Ved prosjektering av forbindelser skal man i det minste dimensjonere for de beregnede snittkrefter. I tillegg kan man beregne for eventuelle spenningsomlagringer på grunn av deformasjoner. Ved skrudde forbindelser dimensjonerer man for strekk og/eller skjær, avhengig av hvilke snittkrefter som er gjeldende. Ved skjær skal både skjærkapasiteten til skuren sjekkes, samt hullkantkapasiteten til grunnmaterialet. Ved strekk må man i tillegg ta høyde for hevarmvirkningen som oppstår ved deformasjon av grunnmaterialet.

2.5.1 Vipping av bjelker

Vipping av bjelker er en instabilitet som oppstår ved at bjelken får en sideveis utbøyning kombinert med en rotasjon om x-aksen. Lange, høye bjelker uten sideveis avstivning som er belastet med et moment om tverrsnittets sterke akse er spesielt utsatt for vipping. Kala, (2013) beskriver problemet matematisk og analyser bjelker med tilfeldige initielle imperfeksjoner.

For å unngå vipping er det nødvendig å fastholde bjelken. Det finnes i hovedsak to effektive fremgangsmåter å gjøre dette på (Arcelor Mittal, 2018). Det er enten å fastholde mot rotasjon av bjelken eller å fastholde forskyvning av den trykkutsatte delen av bjelken. Det kan også brukes en kombinasjon av disse. Som regel legger man z-rigler og/eller takpanel mellom bjelkene, men man kan også velge å legge z-rigler *mellom* bjelkene. På denne måten oppnår man både rotasjons- og sideveis fastholdelse.

2.6 Modellering med programvare

Som tidligere beskrevet er FEM en effektiv metode for å beregne spenningsfordelinger og dimensjonere konstruksjoner. Mens manuell utforming og beregning gir en god forståelse for konstruksjonen og kan være nyttig ved initielle overslag, er bruk av

spesialisert programvare anbefalt (Arcelor Mittal, 2018). Med programvare kan man foreta elastisk-plastisk analyse, ta høyde for andre-ordens effekter og effektivt beregne sammenføyninger. En rekke ulike lastkombinasjoner må også undersøkes i prosjekteringsfasen, og her kan programvare hurtig sjekke alle lastkombinasjoner og finne den situasjonen som er dimensjonerende Larsen, 2015.

Halber ApS (Halber, 2019) er et danskutviklet dimensjoneringsprogram for stålbygg. Navnet kommer fra dansk ”Hal beregning” (norsk: hallberegning). Det anslåes at mellom 70-80% av stålhaller som sette opp i Danmark bruker Halber i prosjekteringsfasen. I tillegg til å dekke regler og normer for Danmark, dekker Halber også Norsk Standard NS-EN:2008/2009.

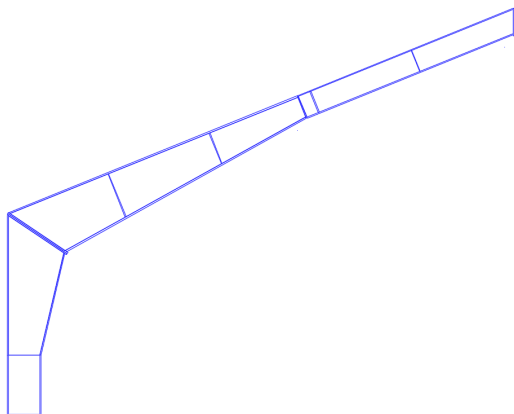
Kapittel 3

Metode

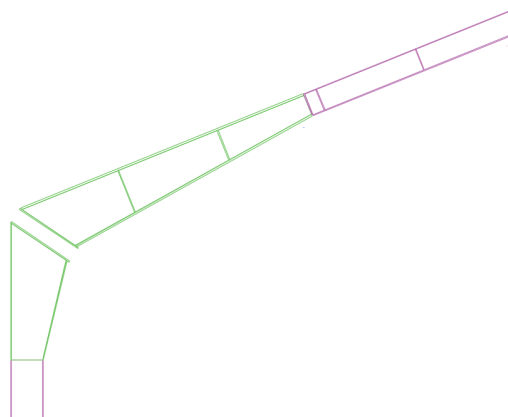
Denne delen av oppgaven starter med en kort innføring i hvordan en stålramme er oppbygd i Del 3.1. I Del 3.2 gjøres det rede for de valgte forutsetningene for sammenligningen av ulike rammer. Del 3.3 tar for seg de faste parameterene som er gjeldene for dimensjoneringen av alle de aktuelle rammene. Halber, som er programvaren som blir benyttet til dimensjoneringen, blir så introdusert i Del 3.4. Til slutt blir forsknings- og utviklingsaspektet ved oppgaven redegjort for i Del 3.5.

3.1 Oppbygging av en stålramme

I denne oppgaven undersøkes portalrammer i stål, heretter kun kalt stålrammer eller ramme. Figur 3.1 viser halvdelen av hvordan en typisk stålramme med innsvingte bein ser ut. I Figur 3.2 ser vi halvrammen oppdelt i dragerdel og beindel og fargekodet i valset del og sveist del. De lilla delene er den valsede delen av rammen, mens de grønne delene er sveist.



Figur 3.1: Halvramme



Figur 3.2: Deler av halvramme

3.2 Valgte lastforutsetninger

Undersøkelsen består i å se på forskjellige situasjoner med ulike snølaste, spennvidder og benhøyder. Alle mulige kombinasjoner av ekstremalpunktene i fordelingen vurderes, og det prosjekteres én innsvingt ramme og én ramme med rette bein for hver situasjon. Til sammen blir det åtte lastsituasjoner som undersøkes, og 16 rammer som prosjekteres.

Snølasten er satt til enten $2,5 \text{ kN/m}^2$ til $5,5 \text{ kN/m}^2$. Selv om $1,5 \text{ kN/m}^2$ er det minste som er oppgitt i Tabell NA.4.1(901) (Standard Norge, 2008b), er $2,5 \text{ kN/m}^2$ valgt da det fortsatt er i det nedre sjiktet av karakteristiske snølaste og er en mer representativ verdi. På samme måte er $8,0 \text{ kN/m}^2$ (Røyrvik, Nord-Trøndelag) den høyeste oppgitte snølasten, men $5,5 \text{ kN/m}^2$ er valgt da det er relativt få steder som har større verdi enn dette.

Spennvidden er satt til enten 12 m eller 24 m. For toleddsrammer opererer Otec AS med en maks spennvidde på ca 60 m. Det er ytterst få bygg som bygges med toleddsramme på så stor spennvidde, og det vil her antagelig være mer gunstig med bruk av en annen rammekonstruksjon. 24 m vil fortsatt gi et stort bygg, og er i det

øverste sjiktet av bygg som Otec leverer i dag. En spennvidde under 12 m vil gi et bygg som er for lite til at det er økonomisk for Otec AS å ta på seg prosjektet. 12 m og 24 m er derfor ytterpunktene av hva som er økonomisk og hva som er vanlig.

Benhøyden er satt til 3 m eller 6 m. Otec AS tilbyr benhøyder fra 2 m til 10 m for toleddsrammer. 3 meter er valgt som nedre verdi, fordi det i det minste er ønskelig med ståhøyde langs veggen. Med ønsket beinhøyde på mer enn 6 meter kan det være gunstig å se på konstruksjoner med flate tak, slik at man slipper et veldig høyt møne og eventuelle konflikter det skaper med stedlige reguleringsplaner.

3.3 Faste parametere

For å gjøre sammenligningsgrunnlaget best mulig er det valgt en rekke faste parametere. Pålitelighetsklassen er satt til klasse 1, som er anbefalt for landbruksbygg (Standard Norge, 2008c). Takvinkelen er satt til 22° , som er en mye brukt takvinkel for sadeltak på industribygg. Avstanden mellom rammene, som gir den ekvivalente lastbredden, er satt til 5000 mm. Rammeavstanden blir som regel bestemt av byggets dimensjoner og lengden på tomten, ved at man deler den totale lengden opp i mindre like store deler. Ønsket rammeavstand ligger mellom 3000 mm og 8000 mm. Med stor snølast vil det ofte være gunstig med kortere rammeavstand og flere rammer, og vice versa for lav snølast. 5000 mm er valgt fordi det ofte er det man starter med når man gjør overslag av bygget, og fordi det ligger midt i det ønskede intervallet. Selv om forskjellige snølaster blir undersøkt, er det ikke ønskelig å endre på rammeavstanden.

Bygget er tenkt oppført i Sokndal i Rogaland. Stedet er vilkårlig valgt, og kun til bruk for å finne vindlasten. Vindlasten er en funksjon av benhøyden, referansevinden og en rekke andre faktorer. Den varierer fra $1,15 \text{ kN/m}^2$ til $1,3 \text{ kN/m}^2$, ved henholdsvis 3 og 6 m benhøyde.

Ved prosjektering av rammedimensjonene er det nødvendig med retningslinjer som ikke er absolutte. Prosjekteringen går ut på å bruke minst mulig stål, men samtidig være innenfor kapasitetskravene. Retningslinjene er derfor fravikelige hvis man befinner seg i et område rett over maks utnyttelse, og en liten endring i de satte forutsetningene vil resultere i at kapasiteten holder. Det gjelder først og fremst lengden på den sveiste delen av takdrageren. I utgangspunktet er den satt til 1/3 av total lengde, men denne kan økes for å gi bedre utnyttelse. 1/3 er satt for å gi et utgangspunkt for sammenligning, men hver ramme dimensjoneres så godt som mulig ut ifra de forutsetningene som er satt.

Ved valg av bredde på de enkelte rammekomponentene er det satt et krav om at bein- og dragerkomponentene skal ha uniform bredde over hele lengden. Det betyr at den sveiste delen må ha lik bredde som den valsede. Dette er satt for å gjøre senere utregninger og dimensjonering av avstivere og z-rigler lettere. Det er dermed *ikke* et krav at bein og drager skal ha samme bredde, men være like brede over hele sin individuelle lengde.

Det er satt som forutsetning at det brukes IPE-profiler til alle dragere og innsvingte bein, mens det brukes HEA-profiler i de rette beina. Det er også valgt lik utforming av hjørne, mønesammenføyning og sammenføyning av sveist og valset profil på alle rammer.

3.4 Halber

Halber brukes til dimensjonering av stålrammene. Alle nevnte parametere og forutsetninger mates inn i Halber for å beregne rammene. Alle lastkombinasjoner regnes ut, og den dimensjonerende situasjon brukes videre. Etter at de faste forutsetningene er lagt til grunn, gir Halber deg muligheten til å sjekke kapasiteten til alle delene av rammen. Der kapasiteten ikke er tilfredsstillende kan man endre rammegeometrien.

Ved å arbeide med rammegeometrien får man mulighet til å lage en meget effektiv og godt utnyttet ramme. Et trent øye for mekanikk er hendig for å vite hva man skal endre på. Med opplysninger fra Halber om hvilke deler av rammen som er overutnyttet kan man gjøre nødvendige tiltak. Er rigelen overutnyttet i skjøten mellom sveist og valset profil, kan denne enten flyttes eller forsterkes. Er rammehjørner for svake, kan man for eksempel gå opp en IPE-dimensjon på hele rammen, øke flenstykkelsen på den sveiste profilen eller øke hjørnehøyden. I starten er det mye prøving og feiling for å finne gode dimensjoner.

De resulterende rammene er ikke garantert å være den beste løsningen ut ifra forutsetningene, men om man ser på utnyttelsesgraden så er de sannsynligvis ikke langt unna.

3.5 Forskning og utvikling

Det innovative med denne oppgaven er måten den kvantifiserer erfaring. Med kunnskap om hvilke forhold som gjør ulike rammetyper å foretrekke, og et estimat på alternativkostnaden til uutnyttet areal, vil man være bedre rustet til å tilby effektive løsninger til kunder. Godt prosjekterte og effektivt utnyttede konstruksjoner er også et gode for samfunnet som en helhet. Miljøutslipp ved produksjon og transport av stål minimeres og samfunnssikkerheten ivaretas.

Kapittel 4

Resultater og analyse

Dette kapitlet starter med å begrunne brannklassifiseringen til industri- og landbruksbygg i Del 4.1. I Del 4.2 legges resultatene fra dimensjoneringsprosessen frem. Basert på disse resultatene gjøres det i tillegg en analyse av svarene i Del 4.3. Til slutt vurderes utnyttelsesgraden av rammedelene i Del 4.3.2. Alle rammene er blitt tegnet i AutoCAD 2018, og representert i samme skala.

4.1 Brannklassifisering

Når man skal prosjektere et bygg for brann er det første man gjør å definere risikoklassen til bygget. Landbruksbygg og de fleste industribygg vil havne i risikoklasse 1, se Tabell 4.1 og raden merket med grønn farge. I noen tilfeller kan det være tiltenkt at bygget skal brukes til brannfarlig aktivitet, som for eksempel sveising. Eller det kan være at bygget skal ha en kontordel med varig opphold av personer. I så fall vil bygget bli klassifisert i risikoklasse 2. Dette er markert i tabellen med gul farge. Risikoklassene skal legges til grunn for prosjekteringen og utførelsen for å sikre rømning og redning ved brann.

Tabell 4.1: Risikoklasse for landbruks- og industribygg

Risikoklasse	Sporadisk opphold av personer	Kjennskap til rømningsveier og kan selv bringe seg i sikkerhet	Kun beregnet på våkne personer	Lite brannfarlig aktivitet
1	Ja	Ja	Ja	Ja
2	Ja/Nei	Ja	Ja	Nei
3	Nei	Ja	Ja	Ja
4	Nei	Ja	Nei	Ja
5	Nei	Nei	Ja	Ja
6	Nei	Nei	Nei	Ja

Etter å ha funnet risikoklassen til bygget er neste steg å finne byggets brannklasse. Brannklassene skal legges til grunn for prosjekteringen og utførelsen for å sikre byggets bæreevne ved brann. De fleste landbruks- og industribygg har kun én etasje, men det kan også være flere etasjer, for eksempel i form av mesaniner. Tabell 4.2 viser at bygningen med 1 etasje og risikoklasse 1, ikke vil få en brannklassifisering, og følgelig ingen brannkrav. Dersom bygget har flere etasjer eller høyere risikoklasse, vil det derimot stilles flere brannkrav.

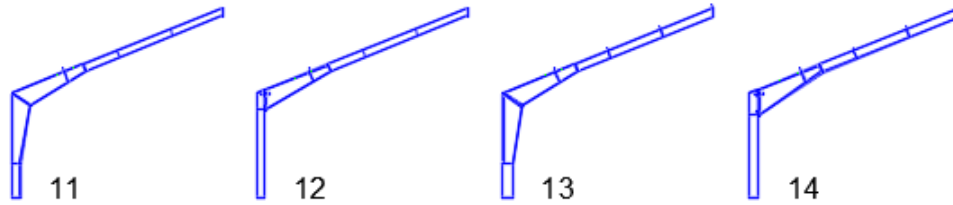
Tabell 4.2: Brannklasse for landbruks- og industribygg

Risikoklasse	Etasje			
	1	2	3 og 4	5 eller flere
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL 2
2	BKL 1	BKL1	BKL 2	BKL 3
3	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
4	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
5	BKL 1	BKL 2	BKL 3	BKL 3
6	BKL 1	BKL 2	BKL 2	BKL 3

4.2 Resultater

Prosjekteringen har resultert i til sammen 16 unike rammer. Ved bruk av kommersiell software følger det ofte med store mengder dokumentasjon. I denne delen er informasjonen som er essensiell for denne oppgaven gjengitt. Rammer med lik spennvidde og vegghøyde, men med ulik snølast og beintype, er presentert samlet for å gi et godt sammenligningsgrunnlag.

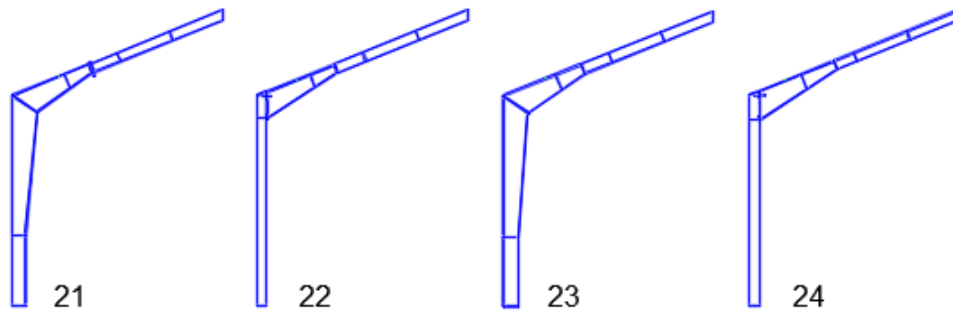
Presentasjonen av tabellverdiene *Beinprofil* og *Rigelprofil* trenger en liten forklaring. Ramme 31 er brukt som eksempel, med Beinprofil F15x160W8x330. Det betyr at den sveiste profilen har en flens som er 15 mm tykt og 160 mm bred, et steg som er 8 mm tykt og at høyden på den tynne enden av kilen er 330 mm. Bredden og høyden er valgt slik at den stemmer overens med den varmvalsede IPE-profilen som ligger i forlengelsen av kilen, i dette tilfellet en IPE330 med bredde 160 mm og høyde 330 mm. Det samme gjelder for Rigelprofil.



Figur 4.1: Oversikt over ramme 11 - 14

Tabell 4.3: Lastforutsetninger og resulterende rammeresultater

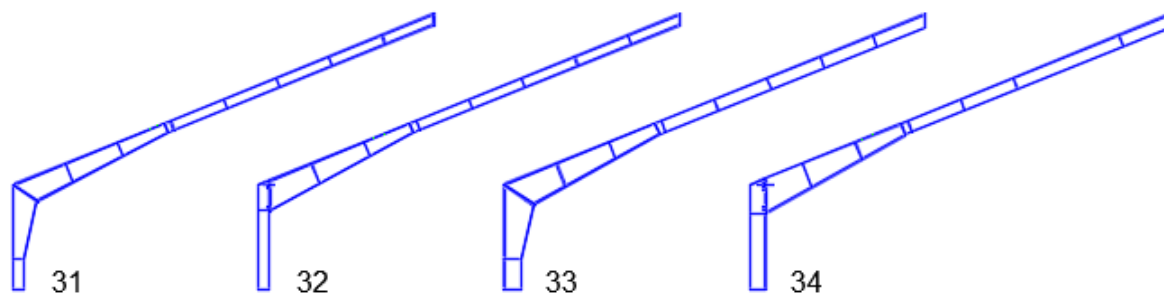
	Rammenummer			
	11	12	13	14
Snølast [kN/m²]	2,5	2,5	5,5	5,5
Spennvidde [m]	12	12	12	12
Vegghøyde [m]	3	3	3	3
Beintype	Kile	Rett	Kile	Rett
Beinprofil	F15x120W8x240	HEA220	F15x150W8x300	HEA280
Rigelprofil	F12x100W6x220	F12x100W6x220	F20x120W6x240	F15x120W6x240
Moment i rammehjørne [kNm]	148,9	146,8	274,4	277
Utnyttelse, bein [%]	0,96	0,88	0,97	0,91
Utnyttelse, rigel [%]	0,91	0,96	0,99	0,94
Vekt [Kg]	603	654	788	881



Figur 4.2: Oversikt over ramme 21 - 24

Tabell 4.4: Lastforutsetninger og resulterende rammereultater

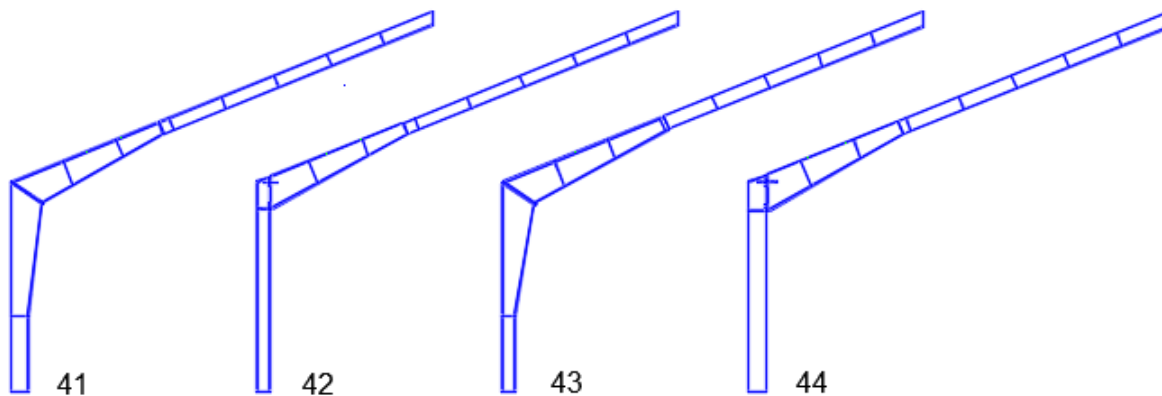
	Rammenummer			
	21	22	23	24
Snølast [kN/m ²]	2,5	2,5	5,5	5,5
Spennvidde [m]	12	12	12	12
Vegghøyde [m]	6	6	6	6
Beintype	Kile	Rett	Kile	Rett
Beinprofil	F12x180W8x400	HEA280	F20x190W8x450	HEA320
Rigelprofil	F20x135W8x270	F20x135W8x270	F12x150W8x300	F12x135W8x270
Moment i rammehjørne [kNm]	246,5	258,9	384,7	375,1
Utnyttelse, bein [%]	0,98	0,88	0,98	0,86
Utnyttelse, rigel [%]	0,99	1,00	0,92	0,99
Vekt [Kg]	1381	1492	1620	1667



Figur 4.3: Oversikt over ramme 31 - 34

Tabell 4.5: Lastforutsetninger og resulterende rammereultater

	Rammenummer			
	31	32	33	34
Snølast [kN/m ²]	2,5	2,5	5,5	5,5
Spennvidde [m]	24	24	24	24
Vegghøyde [m]	3	3	3	3
Beintype	Kile	Rett	Kile	Rett
Beinprofil	F15x160W8x330	HEA320	F15x200W8x500	HEA450
Rigelprofil	F20x150W8x300	F20x150W8x300	F25x170W8x360	F25x170W8x360
Moment i rammehjørne [kNm]	446,7	453,1	836,2	816,5
Utnyttelse, bein [%]	0,99	0,90	0,99	0,86
Utnyttelse, rigel [%]	0,99	1,00	0,97	0,99
Vekt [Kg]	1721	1807	2326	2622



Figur 4.4: Oversikt over ramme 41 - 44

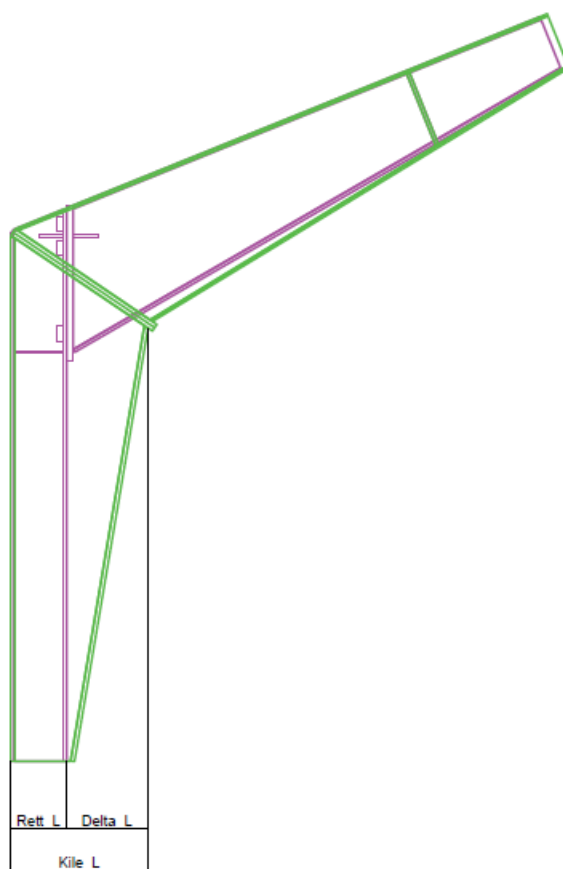
Tabell 4.6: Lastforutsetninger og resulterende rammeresultater

	Rammenummer			
	41	42	43	44
Snølast [kN/m ²]	2,5	2,5	5,5	5,5
Spennvidde [m]	24	24	24	24
Vegghøyde [m]	6	6	6	6
Beintype	Kile	Rett	Kile	Rett
Beinprofil	F25x200W12x500	HEA400	F20x300W12x390	HEA550
Rigelprofil	F15x170W8x360	F15x170W8x360	F25x180W8x400	F25x180W8x400
Moment i rammehjørne [kNm]	667,1	664,5	1196,7	1159,2
Utnyttelse, bein [%]	0,99	0,92	0,96	0,96
Utnyttelse, rigel [%]	1,00	0,98	0,98	0,99
Vekt [Kg]	3002	3043	3702	3960

4.3 Analyse

4.3.1 Kostnad for ikke utnyttbart areal

Målet med oppgaven er å finne alternativkostnaden til arealet under kiledelen av rammebeinet. Figur 4.5 illustrerer lengdeforskjellen mellom innsvingt og rett bein. Denne brukes sammen med den valgte belastningsbredden på 5000 mm til å finne det ekstra utnyttbare arealet.



Figur 4.5: Lengdeforskjell, Delta.L

Tabell 4.7 sammenligner rammene med like lastforhold og ulike rammebein, og viser

kostnaden for det ekstra utnyttbare arealet. En stålpris på 20 NOK/kg er satt som utgangspunkt for prisberegning. Her ser vi at det ekstra utnyttbare arealet koster fra 337 kroner per kvadratmeter og opp til 2762. Det mest utpregede resultatet er at høy snølast jevnt over gir det dyreste arealet. Dette stemmer overens med at dette har størst utslag for momentet i hjørnet av rammen, og dermed krever større ståldimensjoner. Følgelig forventer man da at forskjellen mellom innsvingt og rett bein øker. Rammene 23 og 24 følger derimot ikke trenden, da arealprisen her er den nest laveste. En forklaring kan være at ramme 24 er godt utnyttet, i motsetning til ramme 23. Dermed vil forskjellen være liten.

Tabell 4.7: Kostnad for ekstra utnyttbart areal

	11-12	13-14	21-22	23-24	31-32	33-34	41-42	43-44
Lengdeforskjell [mm]	307,2	276,6	449,7	408,2	385,3	415,0	486,7	373,7
Areal, forskjell [m ²]	1,54	1,38	2,25	2,04	1,93	2,08	2,43	1,87
Stålpris [kr/kg]	20	20	20	20	20	20	20	20
Vektforskjell [kg]	51	93	111	47	86	296	41	258
Prisforskjell [kr]	1020	1860	2220	940	1720	5920	820	5160
Arealpris [kr/m ²]	664	1345	987	461	893	2853	337	2762

Tabell 4.8 viser prosentvis endring i arealpris ved endring av snølast, ved gitte vegghøyder og spennvidder. Som nevnt tidligere har rammene 23 og 24 fått noe uventede verdier. Dette er tydelig med en 53 % nedgang i arealpris når vi sammenligner 23-24 og 21-22.

Tabell 4.8: Snølastens innvirkning på arealpris

	Snølast 2,5 vs 5,5 [kN/m ²]			
Vegghøyde [m]	3	6	3	6
Spennvidde [m]	12	12	24	24
Prisendring [%]	103	-53	220	720

Tabell 4.9 viser vegghøydens innvirkning på arealpris. Ser vi på utslaget vegghøyden har på arealprisen finner vi at høyere vegghøyde jevnt over gir lavere arealpris. Dette virker i første omgang kontraintuitivt, da man skulle tro at med lengre rammebein ville kilen i de innsvingte beina være enda mer effektiv. En forklaring kan være at selv om det ikke utnyttbare arealet øker, så minker i de fleste tilfellene vektforskjellen ved økt vegghøyde. Dette betyr at ved høyere vegghøyde minker forskjellen mellom innsvingte bein og rette bein. Man kan dermed si at hvis man som kunde vurderer å øke vegghøyden på et bygg, vil det kunne gjøre at det blir rimeligere å gå for en ramme med rette bein. Det er imidlertid viktig å se på den totale kostnaden ved dette valget, og ikke bare forskjellen mellom innsvingte og rette bein.

Tabell 4.9: Vegghøydens innvirkning på arealpris

	Vegghøyde 3 m vs 6 m			
Snølast [kN/m²]	2,5	5,5	2,5	5,5
Spennvidde [m]	12	12	24	24
Prisendring [%]	49	-66	-62	-3

Tabell 4.10 viser hvordan endring i spennvidde påvirker arealprisen. Trenden er tydelig på at økt spennvidde øker prisen for ekstra utnyttbart areal. Det er imidlertid ett tilfelle der det er motsatte, men en nedgang på 66%. Dette er sammenligningen mellom rammene 41-42 og 21-22. Det er tydelig at 41-42 er et særtilfelle, med en spesielt lav forskjell i vekt på de to rammene. Det er ikke helt åpenbart hva denne lave vektforskjellen kommer fra, da begge rammene er noenlunde like godt utnyttet og beindimensjonene er nokså forskjellige. Som tidligere nevnt er rammene 23-24 også relativt lave, noe som må tas i betraktning når man ser på prisendringen på 500% (som sammenligner rammene 43-44 med 23-24).

Tabell 4.10: Spennviddens innvirkning på arealpris

	Spennvidde 12 m vs 24 m			
Snølast [kN/m ²]	2,5	5,5	2,5	5,5
Vegghøyde [m]	3	3	6	6
Prisendring [%]	34	112	-66	500

4.3.2 Utnyttelse

Tabell 4.7 inneholder informasjon om utnyttelsen til bein og rigel til de ulike rammene. I Tabell 4.11 er disse oppsummert i form av gjennomsnitt. Vi ser at det tilnærmet lik utnyttelse i rigelen, men en relativt stor forskjell i utnyttelsen av beina. Dette har å gjøre med valgmulighetene som ligger de sveiste profilene i de innsvingte beina. Siden de rette beina består av valsede profiler som finnes i faste dimensjoner, er det ikke noen justeringsmuligheter for å få bedre utnyttelse. Man må velge den dimensjonen som er tettest på å bryte med kapasitetskravet. På innsvingte bein, derimot, kan man justere dimensjonene på den sveiste delen for å oppnå bedre utnyttelse.

Tabell 4.11: Gjennomsnittlig utnyttelse

	Innsvingte bein	Rette bein
Bein	0,98	0,90
Rigel	0,97	0,98

Et viktig element når det kommer til utnyttelsesgraden er å være bevisst på hva som måles. I Halber er det tre kapasiteter som sjekkes, både i dragerdelen og i rammebeinet: tverrsnittskontroll, vipping og en søylesjekk (normalkraft). Den største av disse tre vil være dimensjonerende. Vipping og søylesjekk er enkle å forholde seg til, da disse kapasitetene gjelder komponenten som en helhet. Ved tverrsnittskontroll derimot, er det kapasiteten i spesifikke deler av komponenten som sjekkes. Her

holder det ikke bare å se på det mest utsatte tverrsnittet for å få en godt utnyttet ramme, man må tilstrebe å få alle tverrsnitt jevnt over godt utnyttet. Dette kan være utfordrende å få til, og enda vanskeligere å få god informasjon om.

Kapittel 5

Konklusjon

Denne oppgaven har tatt for seg utfordringen med å velge riktig type beinutforming for portalrammer i stål. Det er gjort rede for lovverket rundt prosjektering av bygg og standardene som omfatter dimensjonering av stålrammer. Hvordan byggverk blir definert i brann- og risikoklasser er definert og vist på en relevant bygning. Aktuelle laster og lastkombinasjoner som er gjeldende i dimensjoneringsfasen er drøftet og tatt høyde for. Det er vist hvordan rammebein kan utformes som rette eller innsvingte profiler. Ved bruk av programvaren Halber er det blitt regnet på 8 forskjellige situasjoner, som har resultert i til sammen 16 ulike rammer.

Målet med oppgaven er å finne ut når det lønner seg å velge henholdsvis rette og innsvingte rammebein. Det har vist seg å være mer utfordrende enn antatt. Som Tabell 4.7 viser, så er det i alle tilfeller dyrere å velge rette bein fremfor innsvingte bein. Det er derimot vanskelig å si noe om hvorvidt dette lønner seg, da det er vanskelig å prissette nøyaktig hva man er villig til å betale for det ekstra utnyttbare arealet som rette bein gir. Det denne oppgaven bidrar med, er en pekepinn på hvor mye et slikt areal omtrent vil koste, og dermed hjelpe til i beslutningsfasen.

I det store og hele gir ikke analysen av resultatene helt entydige svar. Til dette er

sammenligningsgrunnlaget for lite og spredt, med uteliggere som forstyrrer konkrete konklusjoner. Tendensen i resultatene er at høyere snølast og lengre spennvidde gjør det ekstra utnyttbare arealet dyrere, mens større vegghøyde gjør arealet billigere. Resultatene må sees i lys av at prosjekteringsarbeidet ikke er lineært med lastsituasjonene, men at man kan finne gode og dårlige løsninger på samme lasttilfelle. Som Tabell 4.11 viser, så gir innsvingte bein jevnt over bedre løsninger med bedre utnyttelse enn rette bein.

Referanser og kilder

- Arcelor Mittal (2018). *Detailed Design of Portal Frames*, URL: http://sections.arcelormittal.com/fileadmin/redaction/4-Library/4-SBE/EN/SSB04_Detailed_design_of_portal_frames.pdf.
- Byggforsk, S. (2004). *Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner*. Blad 520.315.
- Halber (2019). *Halber ApS*. URL: <http://www.halber.dk/?HALBER>.
- Kala, Z. ((2013)). “Elastic lateral-torsional buckling of simply supported hot-rolled steel I-beams with random imperfections”. In: *Procedia Engineering* 57, pp. 504–514.
- Larsen, P. K. (2015). *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Fagbokforlaget Vigmostad Bjørke AS.
- PBL, (2018). Kommunal- og moderniseringsdepartementet. URL: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71> (visited on 02/20/2019).
- Standard Norge (2008a). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Almenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008.
- Standard Norge (2008b). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Almenne laster - Snølaster*. NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008.
- Standard Norge (2008c). *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. NS-EN 1990:2002+NA:2008.
- Standard Norge (2009a). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Almenne laster - Vindlaster*. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.

- Standard Norge (2009b). *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Almenne regler og regler for bygningen*. NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008.
- Standard Norge (2009c). *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering*. NS-EN 1993-1-2:2005+NA:2009.
- Standard Norge (2009d). *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser*. NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009.
- Standard Norge (2019). URL: <https://www.standard.no/standardisering/norsk-standard/> (visited on 02/21/2019).
- TEK17, (2017). URL: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/> (visited on 02/20/2019).

Vedlegg

Vedlegg A

Artikkel

Kostnad for ekstra utnyttbart areal

Rette søylebein i stål er dyrere enn innsvingte, men gir bedre plassutnyttelse langs veggene. Er det mulig å si noe om størrelsen på denne arealprisen, og hva som påvirker den?

Bakgrunn

Portalrammer i stål er bæresystem i mange industri- og landbruksbygg. Avhengig av bruksområde er det interessant å se på utformingen av søylebeina. Valg av teknisk løsning er ofte en kost/nytteberegning, der økonomiske aspekter spiller inn. Dette er bakgrunnen for bacheloroppgaven til NTNU-studenten Jesper Anker Krogstad.

Figur 1 viser en oversikt over 2-leddsrammene som er sammenlignet. Hvis bygget skal brukes som lagerhall eller maskinstasjon er det ønskelig med rette søylebein for kunne utnytte plassen langs veggene.

Metode

Effekten av tre parameter er vurdert:

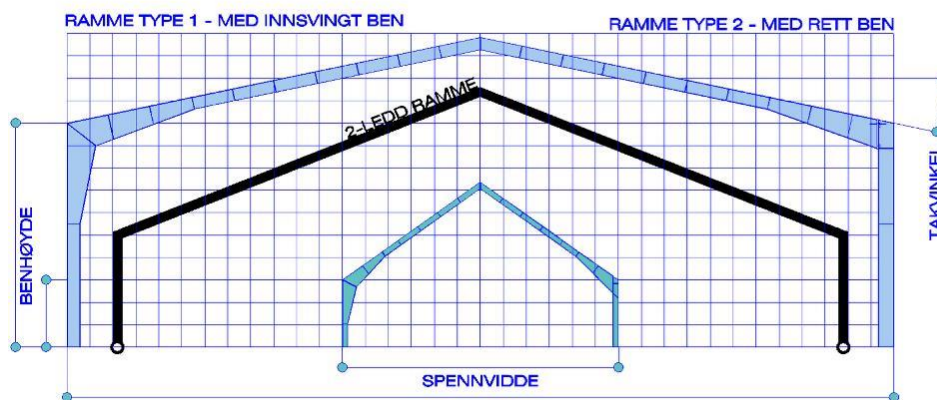
- Spennvidde på 12 m eller 24 m
- Snølast på 2,5 eller 5,5 kN/m²
- Benhøyde på 3 m eller 6 m

Takvinkel er satt til 22°.

Halber, en danskprodusert programvare spesialisert på portalrammer i stål er bruk i prosjekteringen.

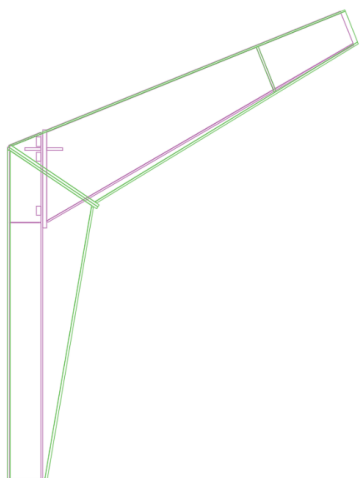
Til sammen er 8 prosjekteringssituasjoner evaluert, og 16 rammer beregnet.

Rammer med innsvingte bein er sammenlignet med rammer med rette bein.



Figur 1: skematisk oversikt over rammetyper

Figur 2 viser hvordan innsvingte søylebein tar med plass en rette. Her er kun den sveiste delen av søyle og drager vist.



Figur 2: sammenligning av rette og innsvingte bein

Prosjekterings situasjoner

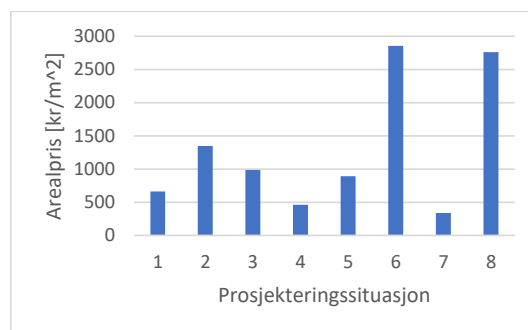
Det er sett på hvilken innvirkning spennvidde, snølast og benhøyde har på arealprisen til det ekstra utnyttbare arealet. Variasjoner av disse har gitt opphav til åtte prosjekterings situasjoner. For hver situasjon er det etter beste evne konstruert en ramme av begge typer. Disse er så sammenlignet med hensyn på vekt og areal utnyttbart areal. En stålpris på 20 kr/kg er satt som utgangspunkt i prisberegningen.

Det viser seg vanskelig å gi entydige svar på hvilke parametere som påvirker arealprisen mest. I den sveiste delen av de innsvingte beina har man store justeringsmuligheter, noe som gir godt utnyttede tverrsnitt. For de rette søylebeina må det velges i det tilgjengelige handelssortimentet for HEA-profiler, som kan gi store utslag i vekt og dårlig utnyttelse. I gjennomsnitt har rette

søylebein en utnyttelse på 90%, mens innsvingte søylebein har en utnyttelse på 98%.

Resultater

Figur 3 viser hvordan arealprisen varierer fra 337 kr/m² til 2853 kr/m².



Figur 3: kostnad for utnyttbart areal

De høyeste arealprisene finner vi for situasjon 6 og 8. Begge situasjonene har spennvidde på 24 m og snølast på 5,5 kN/m², og henholdsvis 3 m og 6 m benhøyde. Laveste verdi finner vi for situasjon 7, som er 12m spennvidde, 2,5 kN/m² snølast og 3 m benhøyde.

Konklusjon

Selv om resultatene er til dels sprikende og har stor varians, er det noen tydelige tendenser. Større snølast og lengre spennvidde gir en høyere pris på det utnyttbare arealet, mens høyere benhøyde har den motsatte effekten.

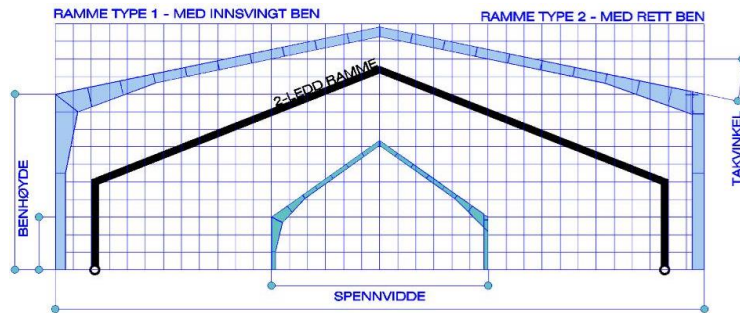
Vedlegg B

Plakat

Sammenligning av stålrammer med rette og innsvingte søylebein
A comparison of portal frames with straight and tapered columns

Prosjektnummer: 2019-07
 Intern veileder: Per Otto Yttervoll

Jesper Anker Krogstad
 Ekstern kontakt: Otec AS


Metode

Effekten av tre parameter er vurdert:

- Spennvidde på 12 m eller 24 m
- Snølast på 2,5 eller 5,5 kN/m²
- Benhøyde på 3 m eller 6 m

Takvinkel er satt til 22°.

Halber, en danskprodusert programvare spesialisert på portalrammer i stål er brukt prosjekteringen.

Til sammen er 8 prosjekterings situasjoner evaluert, og 16 rammer beregnet.

Rammer med innsvingte bein er sammenlignet med rammer med rette bein


Bakgrunn

Portalrammer i stål er bæresystem i mange industri- og landbruksbygg. Avhengig av bruksområde er det interessant å se på utformingen av søylebeina. Valg av teknisk løsning er ofte en kost/nytteberegning, der økonomiske aspekter spiller inn. Dette er bakgrunnen for bacheloroppgaven til NTNU-studenten Jesper Anker Krogstad. Figuren ovenfor viser en oversikt over 2-leddsrammene som er sammenlignet. Hvis bygget skal brukes som lagerhall eller maskinstasjon er det ønskelig med rette søylebein for kunne utnytte plassen langs veggene.

Prosjekterings situasjoner

Det er sett på hvilken innvirkning spennvidde, snølast og benhøyde har på arealprisen til det ekstra utnyttbare arealet. variasjoner av disse har gitt opphav til åtte prosjekterings situasjoner. For hver situasjon er det etter beste evne konstruert en ramme av begge typer. Disse er så sammenlignet med hensyn på vekt og areal utnyttbart areal. En stålpris på 20 kr/kg er satt som utgangspunkt i prisberegningen.

Det viser seg vanskelig å gi entydige svar på hvilke parametere som påvirker arealprisen mest. I den sveiste delen av de innsvingte beina har man store

justeringsmuligheter, noe som gir godt utnyttede tverrsnitt. For de rette søylebeina må det velges i det tilgjengelige handelssortimentet for HEA-profiler, som kan gi store utslag i vekt og dårlig utnyttelse. I gjennomsnitt har rette søylebein en utnyttelse på 90%, mens innsvingte søylebein har en utnyttelse på 98%.

Resultater

Arealprisen varierer fra 337 kr/m² til 2853 kr/m². De høyeste arealprisene finner vi for situasjon 6 og 8. Begge situasjonene har spennvidde på 24 m og snølast på 5,5 kN/m², og henholdsvis 3 m og 6 m benhøyde. Laveste verdi finner vi for situasjon 7, som er 12m spennvidde, 2,5 kN/m² snølast og 3 m benhøyde.

Konklusjon

Selv om resultatene er til dels sprikende og har stor varians, er det noen tydelige tendenser. I det store og hele gir større snølast og lengre spennvidde en høyere pris på det utnyttbare arealet, men høyere benhøyde har den motsatte effekten.

