



BACHELOROPPGAVE

Utforming av stålrammer til ridehall

FORFATTER:
ROAR HALVORSRUD

Dato:15.5.2013

SAMMENDRAG

Tittel:		Dato : 14. Mai 2013
Utforming av stålrammer til ridehall		
Deltaker(e)/		
Roar Halvorsrud		
Veileder(e):		
Harald B. Fallsen		
Evt. oppdragsgiver :	Høgskolen i Gjøvik	
Stikkord/nøkk elord (3-5 stk)	Focus konstruksjon, Stål, bolter og Beregninger	
Antall sider: 144	Antall vedlegg: 6	Publiseringsavtale inngått: ja
Kort beskrivelse av master/bacheloroppgaven:		
<p>Oppgaven går ut på å dimensjonere forskjellige bærerammer til en ridehall på kobberud gård i Lier kommune i Buskerud.</p> <p>Kriterier i oppgaven er at alle forbindelser mellom søyler og bjelker skal kunne utføres som en boltet forbindelse for en så praktisk oppreising av bygget som mulig. Det gir også mulighet for og montere selve bæresystemet på egenhånd om man har nødvendig utstyr. Det er dermed viktig at man bruker så lite stål som mulig for å redusere vekt av søyler og bjelker. Bearbeiding av stål på sveiseverksted før det blir sendt på byggeplass øker kostnadene til bygget og er noe man ikke ønsker og ha for mye av. Disse 3 kriteriene er avgjørende for hvilke ramme man skal velge til ridehallen. Så rammene blir dimensjonert med bolte forbindelser og den totale vekten og sveiselengden til bygget avgjør hvilken ramme som er det beste alternativet av rammene som er bearbeidet i oppgaven.</p> <p>Gjennom oppgaven er det utført beregninger gjennom Focus konstruksjon 2013 som hjelpemiddel til og finne nødvendige dimensjoner på bjelker og søyler. Beregning av bolter, sveiser og nødvendige forsterkninger av bjelker og søyler er gjort manuelt i henhold til NS EN 1993-1-8 knutepunkter og forbindelser.</p>		

ABSTRACT

Title:	Date :14 May 2013
<u>Design of portal frames for riding hall</u>	
Participants/	<u>Roar Halvorsrud</u>
Supervisor(s)	<u>Harald B. Fallsen</u>
Employer:	<u>Høgskolen i Gjøvik</u>
Keywords (3-5)	<u>Focus construction, steel, bolts and calculations</u>
Number of pages: 144	Number of appendix: 6
Availability (open/confidential): open	
Short description of the bachelor thesis:	
<p>The objective of this thesis is to design different types of portal frames for a riding hall on Kobberud farm in Lier municipality, Buskerud.</p> <p>Criteria's for this thesis is that all connections between beams and columns should be connected with bolts to make the erection of the frame as practical and easy as possible on the construction site. This also makes the frame possible to erect by the farmer himself if he has the right equipment. It's therefore important to use as little steel as possible to reduce the weight of columns and beams. The more work that has to be done before the frame can be sent out to the construction site increase the costs of the frame so it's preferable to use as little welding as possible. These 3 criteria's is crucial for the choice of the best design on the portal frame that is worked on in this thesis.</p> <p>Through the thesis there have been executed calculations in <i>focus construction</i> 2013, which is a computer program to aid in the design of the frame. Calculation of bolts and welds and eventual reinforcing of the frame has been done manually according to NS EN 1993-1-8 nodes and connections.</p>	

Forord

Siste semesteret skal studenter ved høgskolen i Gjøvik skrive en avsluttende bacheloroppgave ved studiet ingeniør, bygg-konstruksjon.

Høgskolen i Gjøvik ønsker at elever kommer i kontakt med eksterne partnere i den aktuelle bransjen man vil eventuelt samarbeide med i en bacheloroppgave. Dette føltes naturlig for meg siden jeg har personlig erfaring ifra bygge bransjen og opparbeidet noen kontakter.

I oktober 2012 tok jeg kontakt med flere bedrifter i bransjen og i begynnelsen av desember fikk jeg en oppgave fra Hille Melbye arkitekter AS. Tema ble en ridehall som skulle settes opp på en gård i Buskerud.

Som selve problemstilling til oppgaven ble det en dimensjoneringsoppgave hvor man ser på flere alternative løsninger og velger den man ser på som beste ut ifra visse kriterier som her er sveiselengde og vekt av konstruksjonen.

Jeg ønsker og takke Hille Melbye arkitekter AS for oppgaven og tegninger, Graff byggconsult v/Bjørn Graff med veiledning, Norsk stålforbund v/ Kjetil Myhre for oppslagsverk og veileder på høgskolen i Gjøvik Harald B. Fallsen.

Gjøvik 10. Mai 2013



Roar Halvorsrud

Terminologi

q_d = Dimensjonerende last per meter

q_k = Karakteristisk last per meter

N_{ed} = Dimensjonerende aksiallast

N_{rd} = Dimensjonerende kapasitet mot aksiallast

V_{ed} = Dimensjonerende skjærlast

$V_{pl,rd}$ = Dimensjonerende kapasitet mot skjærlast (plastisk)

M_{ed} = Dimensjonerende moment

M_{rd} = Dimensjonerende kapasitet mot moment

α = reduksjonsfaktor / vinkel

A = areal

b = Bredde

h = Høyde

α = reduksjonsfaktor / vinkel

Ψ = reduksjonsfaktor

ε = tøyning / faktor avhengig av f_y

W = Motstandsmoment

W_y = Nødvendig motstandsmoment om y akse

I = Tverrsnittets arealmoment

V_{\parallel} = Parallell skjærkraft

N_{\perp} = Aksiallast som står normalt på kraftretningen

Z_b = Indre momentarm til bolter

$N_{hj, pl}$ = Trykk i endeplater

T_p = Tyngdepunkt

σ = spenning

N.A = Nøytral akse

Stål:

f_y = Flytegrense

f_u = strekkfasthet

γ_m = Partialfaktor ved kapasitet

t_w = Tykkelse steg

t_f = Tykkelse flens

c_f = høyde eller bredde av flens

c_w = høyde eller bredde av steg

r = Radius

λ = reduksjonsfaktor/knekkfaktor

τ_d = Dimensjonerende skjærkapasitet

L = Lengde /knekk lengde

A_w = Stegets areal

σ_j = Jevnføringspenning

b_p = Bredde på plate

t_p = Tykkelse på plate

h° = Høyde på steg uten r

$f_{tw,d}$ = Dimensjonerende strekkkapasitet for sveis

f_{vw} = Sveisens kapasitet

a = sveisens a-mål

$f_{v,rd}$ = Skjærkapasitet til bolter

$f_{t,rd}$ = Strekkkapasitet til bolter

$A_S^{nød}$ = Nødvendig areal

$F_{b,rd}$ = Dimensjonerende kapasitet bolter

L_{eff} = Effektivt belastningsareal

d = Diameter på bolt

d_0 = diameter på bolt + tillegg

λ = slankhet

χ = reduksjonsfaktor ved knekking

$\sigma_{x,ed}$ = dimensjonerende verdi for aksialspenninger

Vind:

C_p = reduksjonsfaktor

z = Høyde over terreng

Innhold

Forord.....	vi
Terminologi.....	viii
1 Innledning	4
1.2 Tema	4
1.3 Bakgrunn.....	4
1.4 Mål for oppgaven	5
1.5 Problemstilling	6
1.6 Delmål.....	7
1.7 Begrensing av problemstilling	7
1.8 Tidsramme	8
1.9 Hjemmeside	8
1.10 Målgruppe	8
2 Metode	9
2.1 Møter.....	10
2.2 Milepæler	10
2.3 Kontrakter og avtaler.....	11
2.4 Kvalitetssikring	11
2.5 Disposisjon.....	11
3 Rammer.....	13
4 Byggebeskrivelse	16
5 Brann.....	17
5.1 Brannklassifisering.....	18
6 Laster.....	20
6.1 Snølast.....	20
6.2 Vindlast	22
6.3 Egenlast.....	27
6.4 Lastbilde.....	28
7 Focus konstruksjon	29
8 Dimensjonering av stål.....	30
8.1 Generelt.....	30
8.2 Modellering i Focus konstruksjon.....	34
9 Enkel ramme	36
9.1 Bolt og sveiseforbindelser.....	37
9.1.1 Boltet rammehjørne.....	37
9.1.2 Sveiser i endeplaten.....	40
9.1.3 Bolter og endeplate	41
9.1.4 Endeplaten overføringskapasitet	43
9.2.1 Møne	47
9.2.2 Sveiser i endeplaten.....	49
9.2.3 Bolter og endeplate	50

9.2.4 Overføringskapasitet til endeplaten.....	51
9.2.5 Oppsummering.....	54
10 Ramme med vute	55
10.1 Tverrsnittsdata.....	57
10.2 Tverrsnittsklasse kontroll	59
10.3 Dimensjonering av Vute	61
10.3.1 Kontroll for skjær.....	61
10.3.2 Aksiallast kontroll.....	62
10.3.3 Momentkontroll.....	63
10.4 Søyلة	64
10.5 Søyلة bjelke forbindelsen.....	65
10.5.1 Sveis	65
10.5.2 Bolter.....	67
10.5.3 Overføringskapasitet til endeplate.....	68
10.5.4 Kontroll av søyleflens på strekksiden	72
10.5.5 Kontroll av skjær i søylesteg.....	74
10.5.6 Kontroll av trykk i søylesteg	75
10.5.7 Kontroll av strekk i søylesteg.....	77
10.6 Søyلة forsterkning.....	78
10.6.1 Strekk og trykk forsterkning	78
10.6.2 Diagonal tverrstiver.....	79
10.7 Sveis vute.....	80
10.7 Dimensjonering av Møne.....	82
10.7.1 Sveis i endeplaten.....	84
10.7.2 Bolter og endeplate	85
10.7.3 Overføringskapasitet til endeplate.....	86
10.7.4 Oppsummering.....	90
11 Ramme med utvidet rammehjørnet	91
11.1 Bjelke søyle forbindelsen.....	92
11.1.1 Sveiser i endeplaten.....	94
11.1.2 Bolter og endeplate	95
11.1.3 Endeplaten overføringskapasitet	96
11.2 Møne	100
11.2.1 Sveiser i endeplaten.....	102
11.2.2 Bolter og endeplate	103
11.2.3 Overføringskapasitet til endeplaten.....	104
11.3 Sveis for økte rammehjørnet	107
11.4 Plate ved skjøt	109
11.5 Oppsummering.....	110
12 Sveiset ramme	111
12.1 Søyلة bjelke forbindelsen.....	113
12.1.1 Sveiser i endeplaten.....	115

12.1.2 Bolter og endeplate	116
12.1.3 Endeplaten overføringskapasitet	117
12.2 Møne	122
12.2.1 Sveiser i endeplaten.....	124
12.2.2 Bolter og endeplate	125
12.2.3 Overføringskapasitet til endeplaten.....	126
12.3 Sveis mellom steg og flens.....	129
12.4 Forsterkning	131
12.5 Oppsummering	132
13 Resultat	133
14 Drøfting.....	134
14.1 Drøfting enkel ramme	135
14.2 Drøfting av ramme med vute	136
14.3 Drøfting av ramme med utvidet rammehjørnet	137
14.4 Drøfting av sveiset ramme	138
15 Konklusjon.....	139
Kilder	140
Figurliste	142
Formelliste	144
Vedlegg	A
Vedlegg A	A
Vedlegg B Enkel ramme	C
Vedlegg C ramme med vute.....	K
Vedlegg D Ramme med utvidet hjørnet.....	R
Vedlegg E Sveiset ramme	Z
Vedlegg F Arkitekttegninger.....	Å

1 Innledning

I 2006 fikk arkitekt firma Hille Melbye arkitekter inn en forespørsel om å tegne en ridehall som skulle settes opp på en gård i Lier kommune i Buskerud. På denne gården så holder dem på med hestesport, sprangridning og ride kurs og andre diverse hestesporter. Denne kunden ønsker en funksjonell ridehall de kan bedrive sin sport hele året. Arkitektkontoret tok på seg jobben og tegnet en saltak-formet ridehall i stål. De tok ikke på seg dimensjonering av ridehallen så de tenkte at dette ville være en passende oppgave. Så med dette som utgangspunkt har jeg gjennom det siste semesteret utarbeidet denne bacheloroppgaven.

1.2 Tema

Stålrammer til ridehall på Kobberud gård.

1.3 Bakgrunn

Høsten 2012 tok jeg kontakt med arkitekt firma Hille Melbye arkitekter angående en bacheloroppgave. Etter et møte med Harald Melbye hvor vi så på flere potensielle oppgaver ble vi enige om at jeg skulle se på en ridehall de hadde tegnet for noen år siden. Dette så jeg på som en veldig interessant oppgave siden jeg går på linjen Bygg-konstruksjon og ønsket en konstruksjonsoppgave for å se om jeg synes det er interessant og jobbe med denne type oppgaver og finne ut om dette er noe jeg kan tenke meg og jobbe videre med. Her ville jeg da få muligheten til å få et innblikk i en konstruktørs hverdag med og gå ifra bare arkitekttegninger til et ferdig dimensjonert bygg. Harald Melbye ga ganske stor frihet i oppgaven. Dette innebærer da at jeg måtte se på forskjellige løsninger og opparbeide nok kunnskap til og løse eventuelle problemer. Hovedfokuset skulle i hoveddelen av ridehallen og ikke ta hensyn til noen små tekniske rom og diverse som var i gavlendene av bygget. Etter et veiledende møte med lærere på høgskolen i Gjøvik tidlig i vår semesteret i 2013 ble endelig problemstilling bestemt

Som bygg ingeniør som jobber med konstruksjon er en del av jobben hans og være en problemløser for kunden som ønsker et bygg av hvilken som helst type bygg. Målet hans er å tilfredsstille alle krav satt av myndighetene (lovverk), kundens ønske og ta hensyn til miljøet og bærekraftig bygging. I denne oppgaven tar jeg for meg forskjellige type løsninger på en konstruksjon som man vurderer disse alternativene mot hverandre for og kunne konkludere med at et resultat er bedre en de andre ut ifra kriterier som jeg har bestemt. Siden hallen skal være i stål vil et ønske være å bruke så lite stål som mulig. Fremstilling av stål er en miljøpåkjenning og det er et tungt materiale så det påvirker miljøet når det gjelder transport. Kunden ønsker en så liten økonomisk kostnad som mulig. Han ønsker at stål, transport og bygge kostnadene er så lave som mulig som kan oppnås gjennom og bruke så lite stål som mulig og bruke praktiske løsninger som gjør arbeidet på byggeplass enkelt, kanskje gjøre det mulig og kunne utføre reisingen av bygget på egenhånd med riktig verktøy.

1.4 Mål for oppgaven

Mål for oppgaven er å bruke kunnskap som man har opparbeidet seg gjennom tiden på høyskolen til og identifisere og løse problemer for oppgaven. Opparbeide seg kunnskap om denne type konstruksjoner og få en bedre forståelse av stål som byggemateriale, samt delmålene som er oppgitt.

Høyskolen i Gjøvik har utarbeidet en liste i emnebeskrivelsen over hvilke mål man skal ha oppnådd ved endt utdanning og bacheloroppgave:

Forventet læringsutbytte (2012-2013- TØL3901 - Bacheloroppgave 20) (1)

Bacheloroppgaven avslutter studentens studieprogram og skal integrere viktige deler av studieprogrammets faglige innhold. Etter gjennomført bacheloroppgave har studenten tilegnet seg:

Kunnskaper:

- *ny kunnskap innen en selvvalgt del av sitt fagområde*
- *forståelse for metodisk arbeid, evne til refleksjon og evne til systematisk/vitenskapelig vurdering*

- *kompetanse til å planlegge og utføre en selvstendig oppgave, formulere problemstillinger og analysere disse med utgangspunkt i både teoretisk og empirisk materiale og å gjennomføre en oppgave på en metodisk tilfredsstillende måte*

Ferdigheter:

- *ferdigheter i å utarbeide konkrete problemstilling av samfunnsmessig interesse innen fagområdet, under veiledning*
- *ferdigheter i å identifisere og vurdere litteratur som er relevant for problemstillingen, under veiledning*
- *ferdigheter i å gå i dybden på avgrensede problemstillinger og utarbeide konkrete løsningsalternativer på problemet*
- *ferdigheter i å dokumentere og formidle resultatene fra prosjektarbeidet på en systematisk/vitenskapelig måte*

Generell kompetanse:

- *innsikt i vitenskapelig redelighet og forståelse for etiske problemstillinger som er av relevans for problemstillingen*
- *bevissthet om problemstillingens og arbeidets konsekvenser for enkeltmennesker, bedrift og samfunn*

1.5 Problemstilling

Hva er den mest effektive måten og konstruere bærerammene til ridehallen på Kobberud gård i stål?

I ordet effektiv i problemstillingen menes bruken av mengden stål i kilogram og bearbeiding av stålet før det sendes til byggeplass med hensyn på ekstra sveis mengde i meter. Med ekstra sveising menes at det må lages noe som ikke kommer standard fra stålfabrikkene som har betydning for dimensjoneringen av rammen, for eksempel et varierende tverrsnitt i en bjelke eller søyle, endeplate og forsterkningsplater.

1.6 Delmål

- Lære seg å bruke dimensjoneringsprogrammet Focus konstruksjon 2013
- Finne på løsninger som gjør det mulig for kunden og montere rammen selv
- Identifisere aktuelle laster for konstruksjonen
- Dimensjonere flere rammeløsninger som er tilfredsstillende i henhold til eurokoden
- Dimensjonere med hensyn på praktiske løsninger på byggeplass
- Beregne sveis og bolteforbindelser som tilfredsstillende eurokoden

1.7 Begrensing av problemstilling

Oppgaven er rettet mot konstruksjonsdelen av oppgaven og vil derfor ikke ta hensyn til:

- Økonomien i bygget (kr)
- Byggesaksprosessen – lover, forskrifter og byggesøknader etc.
- Tekniske løsninger – Vann, ventilasjon, lys og lyd
- Fukt/frost problematikk

Oppgaven er også ganske begrenset mot konstruksjonsdelen også. Oppgaven inneholder ikke:

- Fotplater og dimensjonering av dekke og fundamentene
- Hensyn til vind på gavlvegg
- Kryssavstiving (vindavstiving) på grunn av vind i vegger og tak
- Innfestninger til åser, spikerslag eller vinkeljern og lignende
- Søyler i gavlvegg
- Hensyn til nedbøying

1.8 Tidsramme

Innlevering av forslag til oppgave	5 Desember 2012
Innlevering av forskningskisse	3 Februar 2013
Innlevering av prosjektavtale	11 Februar 2013
Opprettet webside	17 Februar 2013
Innlevering av ferdig rapport	15 Mai 2013 kl. 12:00
Innlevering av gjenstående arbeidskrav	22 Mai 2013
Fremføring	4-6 Juni 2013

Tabell 1 Tidsramme

1.9 Hjemmeside

Det er opprettet en hjemme side med litt generell informasjon om denne bacheloroppgaven og kontaktinformasjon for forfatter og andre involverte parter.

URL: <http://hovedprosjekter.hig.no/v2013/tol/bygg/staalramme/>

1.10 Målgruppe

Målgruppen for oppgaven er for fagmiljø på høgskolen i Gjøvik, samt kunden som ønsker bygget og andre som er interessert i fagområde.

2 Metode

Fra arkitektkontoret fikk jeg utdelt noen plan og snitt tegninger med påsatte mål på som jeg må overholde og som er utgangspunkt for dimensjoneringen av bygget.

Til å identifisere de forskjellige lastene bygget blir utsatt for vil det bli brukt Eurokodene NS-EN sine Laststandarder samt kompendier som er utarbeidet av Harald Fallsen som blir brukt på Høgskolen som pensum i undervisningssammenheng.

Til å identifisere de verste lasttilfellene vil det bli brukt Focus konstruksjon 2013, ved og kjøre flere simuleringer med forskjellige lasttilfeller som nevnes i NS-EN sine laststandarder.

Til dimensjonering av selve rammen vil også Focus konstruksjon bli brukt siden det er et godt verktøy når det gjelder relativt enkle rammer som det er i dette tilfelle. NS-EN er programmert inn i programmet som gjør alle nødvendige kontroller. Bruk av dataprogram for å gjøre statikk beregninger er en tidsbesparende og i dagens marked en relevant metode og utføre statikk analyser på.

Beregning av bolt og sveiseforbindelser vil bli gjort for hånd samt eventuelle forsterkninger som er nødvendige på konstruksjonen her vil dimensjonering av stålkonstruksjoner kompendiet til Harald Fallsen være veiledende.

Som hjelpemiddel til å dimensjonere og forstå slike ramme typer vil jeg bruke en håndbok (2) som er opprettet om dimensjonering av slike bygg. Denne håndboken er opprettet fra et stort internasjonalt rådgivende ingeniør selskap men er i henhold til Eurokodene så den fungerer som en fin mal for arbeidet. Håndboken har blitt tilsendt av Kjetil Myhre ifra Norsk stålforbund samt tips fra han om annen relevant faglitteratur vedrørende oppgaven.

For å opparbeide kunnskap om hva som er vanlig for denne type bygg med hensyn på byggetekniske løsninger og hva som er vanlig løsninger på slike rammekonstruksjoner skal man kontakte fagfolk innen bransjen og snakke med produsenter, selger som leverer slike konstruksjoner.

Samarbeidet med Hille Melbye arkitekter blir i hovedsak kun å få oppgaven og tegninger, siden det ikke sitter noen ingeniører på det kontoret ble det opprettet kontakt med en sivilingeniør som heter Bjørn Graff for bedre veiledning og få et bredere nettverk med fagfolk. For mer øyeblikkelig spørsmål og veiledningshjelp blir veileder Harald Fallsen benyttet.

Alle beregninger og simuleringer gjort i denne oppgaven er gjort etter et selvstendig grunnlag og i rapporten vil det ligge skjermtklipp fra simuleringer i Focus og påpekninger om benevningsverdige poenger i modellen. Håndberegningene for bolt og sveis vil bli innført med Microsoft Word sin formel funksjon. Blir også laget en del figurer og tabeller som kommer inn i rapporten for å illustrere bedre hva som gjøres istedenfor og beskrive det med ord. Vedlegg av det mest relevante (med hensyn på focus utskrift og arkitekt tegninger) blir lagd ved oppgaven ved ønske om mer utfyllende eller bedre vedlegg bes det om og ta kontakt med forfatter av oppgaven (se kapittel 1.9 for mer informasjon).

For å avgjøre hvilken løsning som er best blir det satt opp et poengsystem for hver ramme og den med lavest poengsum er det beste alternativet etter kriteriene i denne oppgaven.

2.1 Møter

Møter med veileder eller andre samarbeidspartnere blir satt opp ved behov.

2.2 Milepæler

Refereres til tidsplan

2.3 Kontrakter og avtaler

I prosjektavtalen som ble skrevet med Høgskolen i Gjøvik er Høgskolen i Gjøvik satt opp som arbeidsgiver. Avtalen er skrevet mellom studenten og Høgskolen. Avtalen er levert på papir med underskrift fra dekan.

2.4 Kvalitetssikring

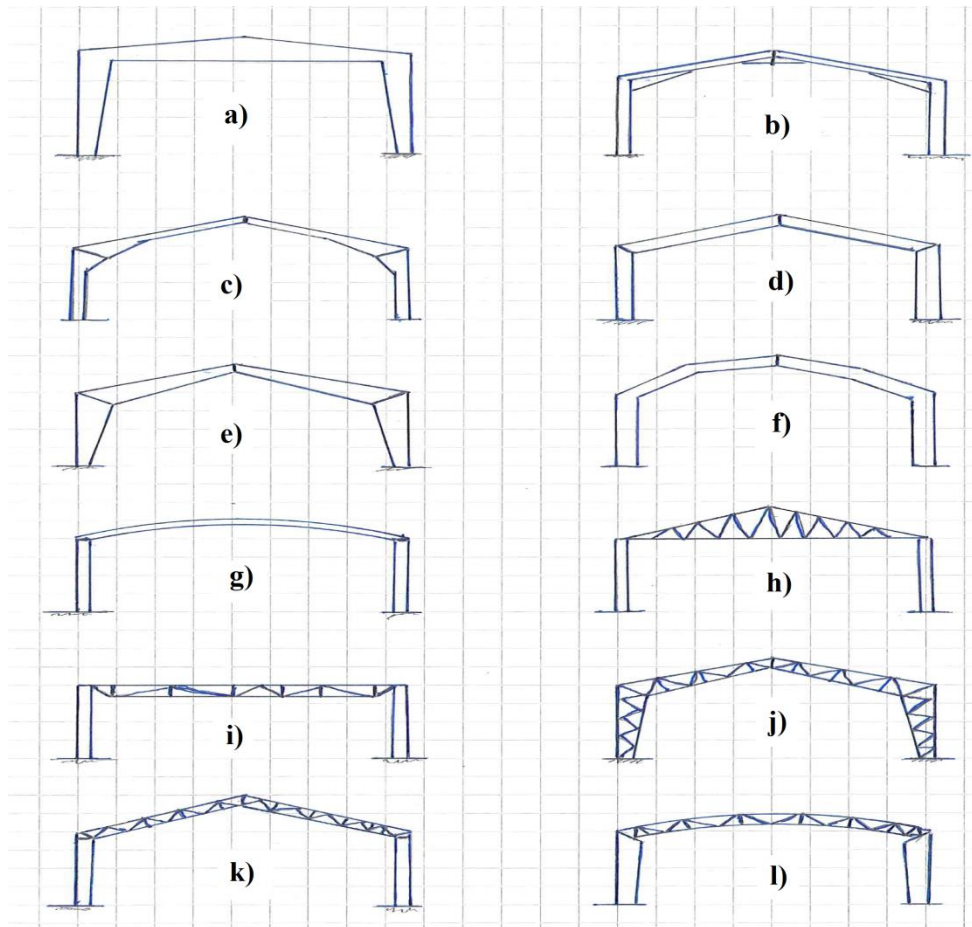
Som kvalitetssikring av beregningene gjøres de flere ganger for å oppdage eventuelle feil. Ved usikkerhet på hvordan noe skal gjøres skaffe veiledning til å løse problemet eller få forklaring. Grundig gjennomgang av rapporten for å oppdage mangler ved figurer eller tabeller samt feil i teksten.

2.5 Disposisjon

Oppgaven er skrevet delt inn i 3 deler. En del først som tar for seg litt generelt om slike typer ramme konstruksjoner og forskjellige type rammer og generelle valg som er gjennomgående i hele oppgaven. Neste del er en beregningsdel som tar for seg raskt dimensjonering av rammen fra focus konstruksjon og gjennomgående bolt, sveis og forsterkningsberegninger. Deretter en drøfting over resultatene til hver ramme og til slutt en konklusjon.

3 Rammer

Det finnes flere forskjellige rammekonstruksjoner i stål. Rammene kan være bygd opp av bjelker fra valset eller sveiset profiler eller fagverk. Fordeler med slike ramme konstruksjoner er at man kan få et ganske stort åpent arealet uten søyler som er til hindring. Dette gjør at slike rammekonstruksjoner ofte brukes i idrettshaller, industrianlegg, og landbruksbygg. I figur 1 er det skissert opp noen eksempler på forskjellige rammer(3)(4).

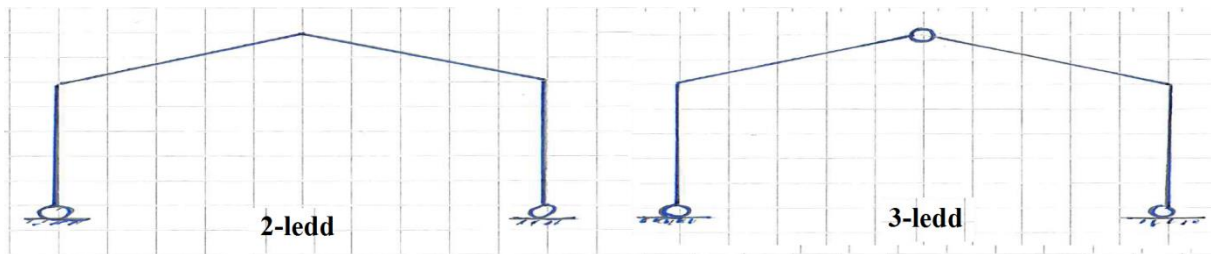


Figur 1 Skisse av forskjellige rammer

Hvilken rammetype som er best må vurderes opp mot hver situasjon. Spennlengde er en viktig faktor på valg av ramme. Rammer som vist på figur 1, a og g er for relativt korte spenn mens k og l er for veldig lange spenn for eksempel en innendørs idrettshall med spenn over 60 meter. Figurer som c), d) og e) er ofte brukt på middels lange spenn 12-40 meter. Gjennom litt utforskning av forskjellige leverandører av slike konstruksjoner i Norge er disse rammekonstruksjonene ganske vanlige og se, særlig til gård og mindre industri, lager-bygg bruk. Mange av disse leverandører i Norge selger standardiserte ferdighaller som lages i andre land og blir bare solgt av selgere til norske kunder. Disse ferdigproduserte hallene har en

spennlengde i område 12-25 meter som dekker de fleste behov av denne typen. Videre i denne oppgaven er det tatt for seg rammene b), c), d) og e) i figur 1. Ramme c) og d) har jeg valgt og ta med for de er vanlige fra ferdighall markedet. Ramme b) har jeg valgt og ta med for og se om det kan være en bedre løsning etter denne oppgavens kriterier og er ikke så ofte forekommende. Ramme a) har jeg tatt med for og se om en så enkel rammekonstruksjon som man kan visualisere seg vill kunne hevde seg mot de mer vanlige rammene. Rammen til hallen i denne oppgaven er ikke ferdigprodusert og skal produseres på et verksted.

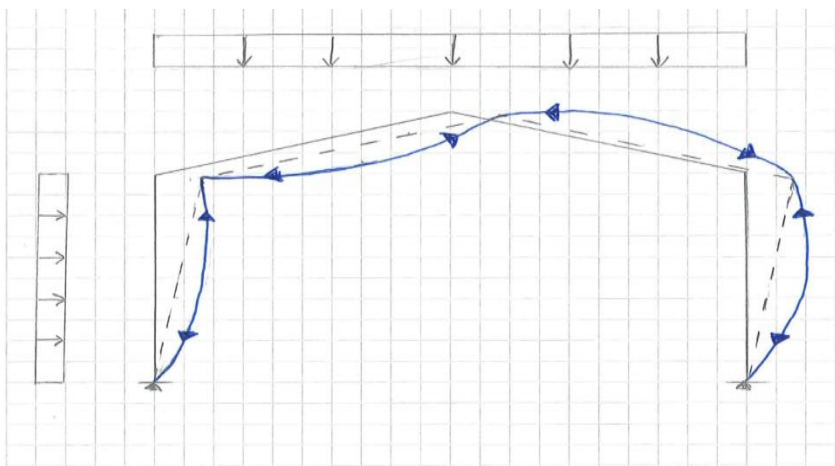
Statikk analyse av slike rammer kan gjøres på 2 måter. Rammen kan ses på som 3-leddet eller 2-leddet konstruksjon se figur 2



Figur 2 To leddet ramme og Tre leddet ramme

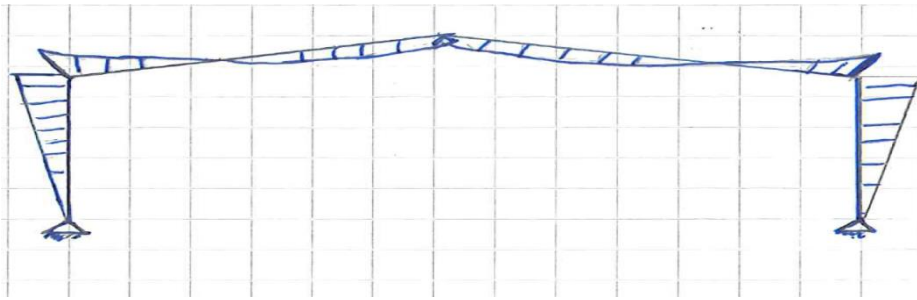
Forskjellen mellom analysene er at en 3-leddet situasjon ikke har momentoverføring i mønet og gir da område mellom takbjelken og søylen mer momentbelastning. Det må også gjøre ekstra tiltak på rammen for og få til en leddet situasjon i praksis. En 2-leddet ramme er stivere i en statikk analyse men da har man momentkrefter i mønet. I denne oppgaven er analysen utført etter en 2-leddet modell med fritt opplegg ved søylefot.

Ved statikk analyse av en slik ramme med vanlige laster som en slik ramme blir belastet med som vind, snø og egenlast oppfører rammen seg som i figur 3



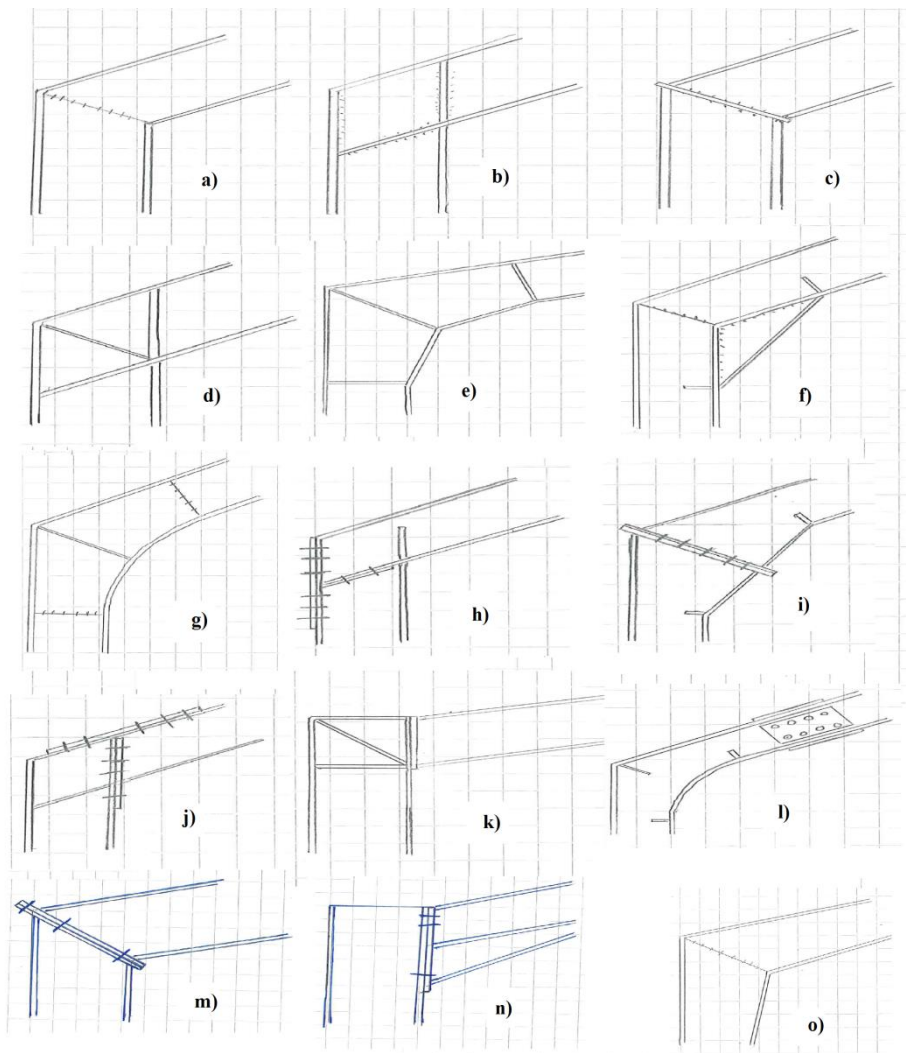
Figur 3 Rammeoppførsel under belastning fra snø og vind

Ved en slik belastning på rammen blir det ofte momentet som blir det dimensjonerende og et vanlig momentdiagram for en slik ramme vises i figur 4.



Figur 4 Skisse av momentdiagram

Med sin maksimale verdi ved bjelke/søyle skjøt. Ut fra den geometriske formen på diagrammet ser an at belastningen i dette område er ganske stor i forhold til resten av rammen så her kan eller er det behov for forsterkning. For og koble sammen takbjelken og søylen må det enten boltes eller sveises sammen. Figur 5 viser forskjellige metoder og utføre et slikt rammehjørne på.



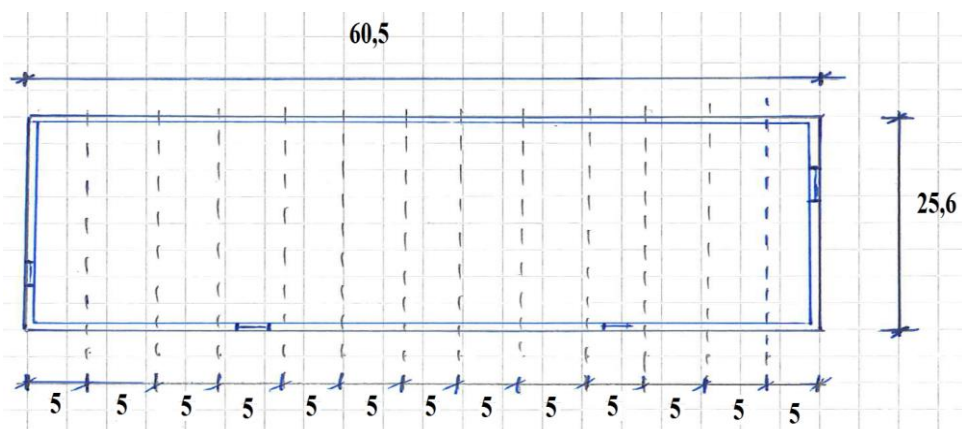
Figur 5 Skisse av forskjellige rammehjørne løsninger

Hvilken løsning er opp til konstruktøren å bedømme ut fra hvor store skjær og momentbelastning det er i område, valg av ramme spiller også en rolle. Situasjoner der skjær kan være dominerende last er i industribygg med kranbaner i taket

I denne oppgaven tar jeg i bruk situasjon m) og n) fra figur 5. Situasjon n) benyttes ved et tilfelle og situasjon m) benyttes ved de resterende tilfellene på grunn av den ses på som en veldig praktisk løsning når man monterer rammen på byggeplass.

4 Byggebeskrivelse

Som dekke i hallen er det benyttet en spesiell type sand som brukes til hestesport. Hallen ses på som kald innvendig siden den ikke er isolert. På veggene er det fasadeplater, spikerslag og speil. I taket henger belysning og et sprinkelanlegg for vanning av banen. På rammene ligger takåsene og takplater. Hallen har 4 utgangsdører, 2 langs ene langveggen og en i hver gavlvegg. I vedlegg F ligger arkitekttegningene. Der ser man at det er et støpt dekke (snitt A-A) og at terrenget har forskjellige høyder (fasade). Slik ble det ikke utført så det ses bort ifra i oppgaven. Det er også et teknisk rom og noen påbygde tak over to innganger til hallen. Disse er heller ikke med i oppgaven. Saltaket har 18 graders helning og avstand mellom hver ramme er 5 meter. På figur 6 ser man en skisse over plantegningen over område som er tatt for seg i oppgaven. De store vinduene står på egne søyler til fundamentet og påvirker ikke rammene.



Figur 6 Skisse av plan ridehall

5 Brann

I Norge er det to Lover som stikker frem når det gjelder brannsikkerhet i bygninger.

- Plan og bygningsloven (5)
- Brann og eksplosjonsvern loven (6)

Tekniske byggeforskrifter med veileder tydeliggjør hvilke sikkerhetshensyn som må overholdes. I veiledningen om tekniske krav til byggverk (7) påpeker den hvilke tiltak bygget må ha tilfredsstillende utførelse på:

- Bæreevne og stabilitet
- Antennelse, utvikling og spredning av brann
- Tilretteleggelse for slokking av brann
- Sikkerhet ved rømming
- Tilgjengelighet for rednings og slokkemannskap

5.1 Brannklassifisering

Veiledning til teknisk forskrift 2010 (7):

§11-2 Risikoklasser

I veiledningen er opplistet en rekke virksomheter som har fått en bestemt risikoklasse.

Ridehall står ikke på denne listen og benytter da tabell i veiledningen til å plassere ridehallen.

Risikoklasse	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	ja	ja	nei	ja
2	Ja/nei	ja	nei	Nei
3	nei	ja	nei	ja
4	nei	ja	ja	ja
5	nei	nei	nei	ja
6	nei	nei	ja	ja

Tabell 2 Vurdering av risikoklasse TEK10 §11-2

Vurdering av tabell plasserer bygget i risikoklasse 2.

Risikoklasse	1 etg.	2 etg.	3 og 4 etg.	5 eller flere etg.
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL 2
2	BKL 1	BKL 1	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 3 §11-3 Tabell 1 Brannklasse (BKL) for byggverk

Dette plasserer bygget i brannklasse 1 og deretter i § 7-23 ifra Teknisk forskrift tabell om *bærende bygningsdelers brannmotstand avhengig av brannklassen* får den bærende hovedsystemet R 30 som brannkrav.

Deretter sier § 11-4 tredje ledd i forskriften at bygninger i en etasje og risikoklasse 2,3,og 5 kan ha hoved og sekundærbæresystem i R 15. I denne oppgaven ser man nærmere på bæresystemet til bygget men på grunnlag av detaljer i byggets beskrivelse med hensyn på

antennelse, utvikling og spredning av brann og tilretteleggelse for slokking, brannklasse og sikkerhet ved rømming ser man ikke på brann dimensjonering. Sjansen for at det skal være mulig og utvikle full brann med nok temperatur ses på som så liten, og med relativ kort vei til rømningsvei anses det ikke til å være farlig for liv og helse.

6 Laster

Siden oppgaven ikke innebærer noe dimensjonering i gavlveggene tar det her for seg lastsituasjonen for en enkel ramme midt inne i ridehallen.

6.1 Snølast

NS-EN1991-1-3:2003/NA2008 EC 1

Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster – Snølast (8)

Karakteristisk snølast på mark i Lier kommune i Buskerud er i henhold til tabell NA.4.1(901):

Kommune	$S_{k,0}$ kN/m ²	H_g m	ΔS_k kN/m ²	$S_{k, maks}$ kN/m ²
Lier	3,5	150	1,0	-

Tabell 4 Vindlaster

$S_{k,0}$ er kommunens grunnverdi for snølast på mark og H_g er høydegrensen, som for høyder over den skal beregnes med et tillegg på $\Delta S_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$ for hver 100 meter. H_u er kommunens referanse høyde og dette byggets høyde er lavere en H_g dermed er:

$$S_k = S_{k,0} = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

For snølast på tak tas det hensyn til takets geometri, formfaktoren μ .

Snølaster beregnes ifra formelen:

$$s = \mu \times C_e \times C_t \times S_k$$

Formel 1 Formel for snølast

μ = Formfaktoren

C_e = Eksponeringsfaktor

C_t = Termisk reduksjonsfaktor

S_k = Karakteristisk snølast på mark

C_e er en faktor som tar hensyn til om det er så sterk vind i område at den reduserer mengden snø på taket. Dette vurderes til ikke å være tilfelle for denne ridehallen og setter den faktoren til 1,0

C_t tar hensyn til om det er stor varmegjennomgang i taket som skaper snøsmelting på taket.

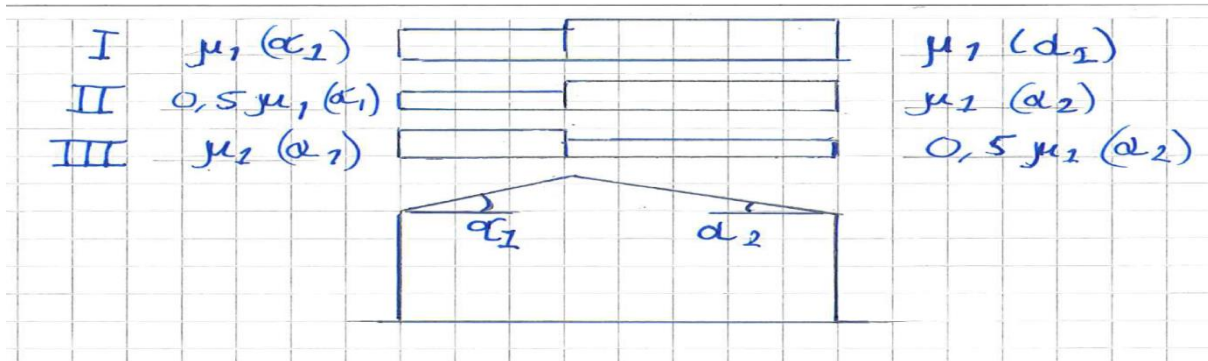
Dette er ikke tilfelle for ridehallen siden den antas og være kald både inne og ute og faktoren settes til 1,0.

Formfaktoren for et saltak tas fra tabell i laststandarden for snø og er avhengig av vinkelen på taket.

Takvinkel α	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 \leq \alpha \leq 60$	$\alpha > 60$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0

Tabell 5 Verdier for takfaktor

Tas også hensyn til lastsituasjonen for bygget, saltak har 3 situasjoner:



Figur 7 Skisse over lastsituasjoner for snø på tak

Siden det er samme vinkel på taket kan man se på situasjon I fra figur 7. Siden takvinkelen er 18 grader blir $\mu_1 = 0,8$.

Dette gir da at snølasten blir:

$$s = 0,8 \times 1 \times 1 \times 3,5 = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

Det er 5 meter mellom hver ramme som gir en lastbredde på 5 meter.

Total snølast på hver ramme $q_{snø}$:

$$q_{snø} = s \times l_b = 2,8 \times 5 = 14 \text{ kN/m}$$

Formel 2 Dimensjonerende snølast

6.2 Vindlast

NS-EN-1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1

Laster på konstruksjoner- Del 1- 4:Allmenne laster – Vindlaster (9)

Kategori:

NA-4.3.1 Terrengruhetskategori

Beliggenheten er i et landbruksområde, et område med spredte bygninger og trær så terrengruhetskategorien blir **kategori 2**.

$$K_r = 0,19$$

$$Z_0 = 0,05$$

$$Z_{\min (m)} = 2$$

Referansevindhastigheten til Lier kommune er i henhold til tabell 4 (901.1) i vindlaststandarden på $V_{b,0} = 22 \text{ m/s}$

Basisvindhastigheten

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

Formel 3 Formel for basisvindhastighet

c_{dir} = Vindrettningsfaktor, standarden anbefaler verdi 1,0

c_{season} = Årstidsfaktor for vår, sommer. Standarden anbefaler 1,0

c_{alt} = Høyde over havet faktor, settes til 1,0 her.

c_{prob} = Årlig sannsynlighetsfaktor, settes her til 1,0

$v_{b,0}$ = Stedets referansevindhastighet

$$v_b = v_b = c_{dir} \times c_{season} \times c_{alt} \times c_{prob} \times v_{b,0} = 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 22 = 22 \text{ m/s}$$

Stedets vindkasthastighetstrykk

Tar i bruk figur i kompendiet til konstruksjonlære 2 av Harald Fallsen (10) for å beregne vindlastfaktoren k_w .

$$k_w = 0,625 \times c_e(z) \quad \text{for } c_0(z) = 1 \text{ og } k_1 = 1,0$$

$C_e(z)$ = topografi faktor. Tar hensyn til koller og fjell. Settes til 1,0 her.

K_1 = Faktor som tar hensyn til vindakselasjon. Settes til 1,0 for flate områder.

Når terrengruhetskategorien er bestemt er k_r , z_0 og høydenivået z bestemt slikt at k_w blir en konstant. I figuren i kompendiet er dette utregnet og man kan lese av k_w direkte ut av tabellen når man har verdien z som er høyden over terreng til bygget.

Mønehøyden på bygget er $z = 8,65$ meter. k_w leses av som 1,4.

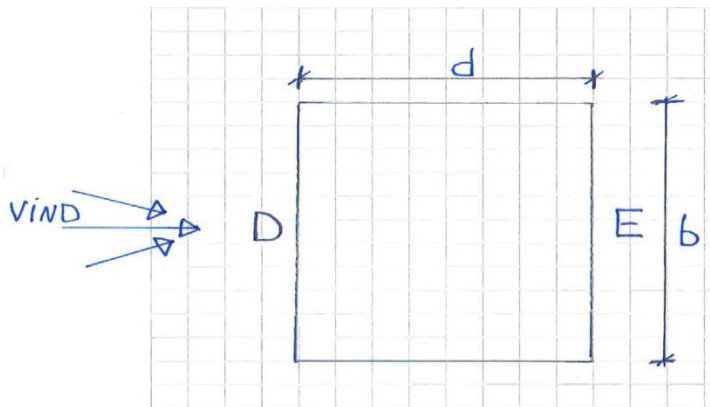
$$q_p(z) = k_w \times v_{b,0}^2$$

Formel 4 Formel for vindhastighetstrykk

$$q_p(z) = 1,4 \times 22^2 = 677 \text{ N/m}^2 \approx 0,68 \text{ kN/m}^2$$

Vindlast på vegg

Når man beregner vindlast må man også ta hensyn til en formfaktor for bygget c_p . Denne varierer ut ifra forskjellige soner på bygget som vinden påvirker ulikt. Siden det her ses på en ramme midt i bygget ses det bare D-sonen og E-sonen. Denne faktoren er avhengig av lastarealet som blir utsatt, her settes det til under 10 m^2 og det skal ses på faktoren $c_{p,10}$. Figur 8 viser soneinndelingen.



Figur 8 Skisse over soneinndeling med vind på D-vegg

$$D = b = 60,5 \text{ meter}$$

$$d = 25,6 \text{ meter}$$

$$h = 8,65 \text{ meter} = z$$

$$\frac{h}{d} = 0,33$$

Sone	D	E
h/d	$C_{p,10}$	$C_{p,10}$
5*	0,8	-0,7

Tabell 6 Reduksjonsfaktorer for vind på vegg

*bruker det verste tilfelle, liten forskjell i interpolering.

Vindlast

$$q_k = c_{p,10} \times q_p$$

Formel 5 Formel for karakteristisk vindlast

D-sonen:

$$q_k = 0,8 \times 0,68 = 0,544 \text{ N/m}^2$$

Total D-sone trykk på hver ramme $q_{\text{vind, d}}$:

$$q_{\text{vind,d}} = q_k \times b = 0,544 \times 5000 = 2740 \text{ N/m} = 2,74 \text{ kN/m}$$

E-sonen:

$$q_k = (-0,7) \times 0,68 = 0,476 \text{ N/m}^2$$

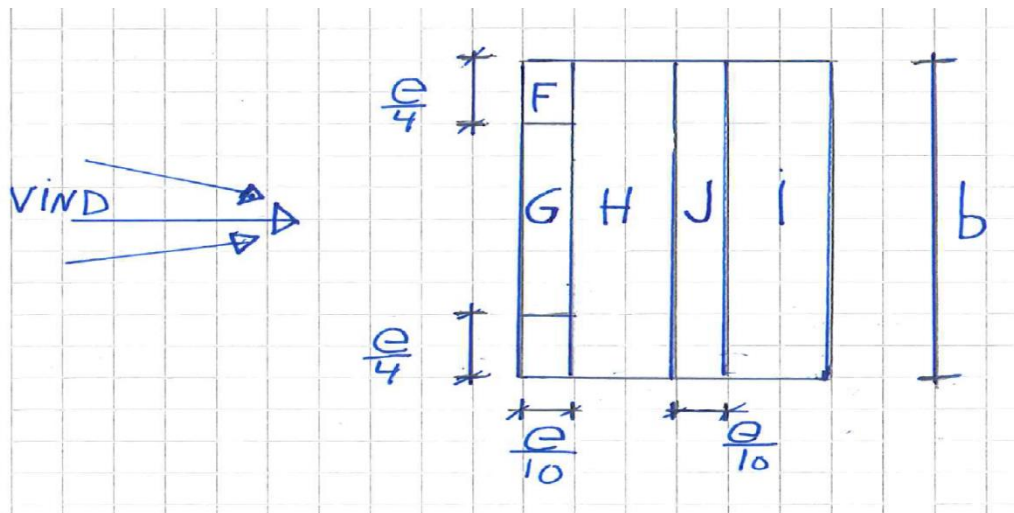
Total E-sone trykk på hver ramme $q_{\text{vind, e}}$:

$$q_{\text{vind,e}} = q_k \times b = 0,476 \times 5000 = 2390 \text{ N/m} = 2,39 \text{ kN/m}$$

Vindlast på tak

Tak har også formfaktoren C_p som varierer på hva slags geometrisk form taket har, sone og vindretning, om det blåser parallelt med møneretningen eller normalt på møne. For saltak mellom 15-45 grader kan det dannes vekselvis sug og trykk i forskjellige soner på grunn av turbulens fra vinden. Ved dimensjonering skal den mest ugunstige situasjonen benyttes. I beregningen er det ikke tatt med vind som blåser parallelt med møne siden den lasten den genererer tar man i vindavstivingen. Her ses det kun på vindretning normalt på mønet.

Se figur 9 for soneinndeling for saltak:



Figur 9 Skisse over soneinndeling med vind på Tak

Lastarealet er over 10m^2 så søker $C_{p,10}$. Finner $C_{p,10}$ ved å benytte vindlastveiviseren i focus konstruksjon som interpolerer og finner den mest ugunstige situasjonen som det skal dimensjoneres for.

Sone	$c_{p10,min}$	$c_{p10,maks}$
G	-0,74	0,30
H	-0,28	0,24
I	-0,40	0,0
J	-0,90	0,0

Tabell 7 Reduksjonsfaktorer for vind på Tak

$e = 17300$

$$\text{Lengde til G og J sonen} = \frac{e}{10} = \frac{17300}{10} = \mathbf{1730\text{mm}}$$

Verste tilfeller q_{vind}

$$q_{vind} = c_{p,10} \times q_p$$

Formel 5 Formel for karakteristisk vindlast

$$\text{Sone G} = q_{vind,G} = 0,30 \times 0,68 = 0,204\text{N/m}^2$$

$$\text{Sone H} = q_{vind,H} = 0,24 \times 0,68 = 0,1632\text{N/m}^2$$

$$\text{Sone I} = q_{vind,I} = 0,40 \times 0,68 = 0,272\text{N/m}^2$$

$$\text{Sone J} = q_{vind,J} = 0,90 \times 0,68 = 0,612\text{N/m}^2$$

Total vindlast for hver sone med lastbredde 5 meter

$$\text{Sone G} = q_{vind,G} \times b = 0,204 \times 5000 = 1020\text{N/m} = \mathbf{1,03\text{kN/m}}$$

$$\text{Sone H} = q_{vind,H} \times b = 0,1632 \times 5000 = 820\text{N/m} = \mathbf{0,82\text{kN/m}}$$

$$\mathbf{Sone\ I = } q_{vind,I} \times b = 0,272 \times 5000 = 1370N/m = 1,37kN/m$$

$$\mathbf{Sone\ J = } q_{vind,J} \times b = 0,612 \times 5000 = 3080N/m = 3,08kN/m$$

Friksjonskrefter som vinden forårsaker på vegg og tak på grunn av bølgete fasadekledning, tas ikke med i beregningene siden det er en del av vindavstivingsdimensjoneringen som ikke er med i oppgaven.

6.3 Egenlast

Som tillegg egenlast på hver ramme innebærer det vekta av takåsene, takplatene, veggplatene og bjelker i vegg for og feste veggplatene. Det er ikke tatt med egenlast for vindavstiving (vindkryss), speil, vinduer og sprinkleranlegget. Det er derimot lagt på et tillegg på den utregnede egenlasten for å kompensere.

Takplater

Takplatene som benyttes er selvbærende plate av typen T45-30L-905¹. Den tar spenn alene mellom 0,6meter til 3,5 meter. Denne platen benyttes for og kunne ha lengre avstand mellom takåsene som en vekt og arbeidstid besparelse. Egenvekten til disse platene er 6,51 kg/m² for 0,6mm platetykkelse.

Veggplater

Som veggplater blir det benyttet Lavprofil plater av typen T20-72(30)-1090², disse platene har en egenvekt på 4,05 kg/m² for 0,5 mm tykke plater.

Takåser og spikerslag

Som takåser benyttes det IPE 180 med senteravstand 1,6 meter og egenvekt 18,8 kg/m. Spikerslag i veggene benyttes det UPE 140 med senteravstand 1,5 meter, egenvekt 14,5 kg/m for anslag av dimensjonene på disse henvises det til vedlegg A.

Tillegg egenlast per ramme tak

$$\text{IPE: } 18 \times 5 = 90 \text{ meter} \times 18,8 = 1692 \text{ kg} \rightarrow \frac{1692}{25,6} = 66,09 \text{ kg/m} \rightarrow 0,66 \text{ kN/m}$$

$$\text{Takplater: } 5 \times (13,41 \times 2) = 134,1 \text{ m}^2 \times 7,79 = 1044,6 \text{ kg} \rightarrow \frac{1044,6}{25,6} = 40,8 \text{ kg/m} \rightarrow$$

$$0,41 \text{ kN/m}$$

Tillegg for belysning, sprinkelanlegg og vindavstiving antas til $\approx 0,2$ kN/m

Dette gir et tillegg på totalt $0,66+0,41+0,2 = 1,27 \approx 1,3$ kN/m per takbjelke

¹ <http://www.ruukki.no/Produkter-og-1%C3%B8sninger/Bygg1%C3%B8sninger/Selvb%C3%A6rende-takplater/Selvb%C3%A6rende-plate-T45-30L-905> [Lest 11.05.2013] ble brukt for å finne egenvekt.

² <http://www.ruukki.no/Produkter-og-1%C3%B8sninger/Bygg1%C3%B8sninger/Fasadekledninger/Lavprofilplater/Lavprofil-T20-72%2830%29-1090> [Lest 11.05.2013] ble brukt for å finne egenvekt.

Tillegg egenlast per ramme i søylen:

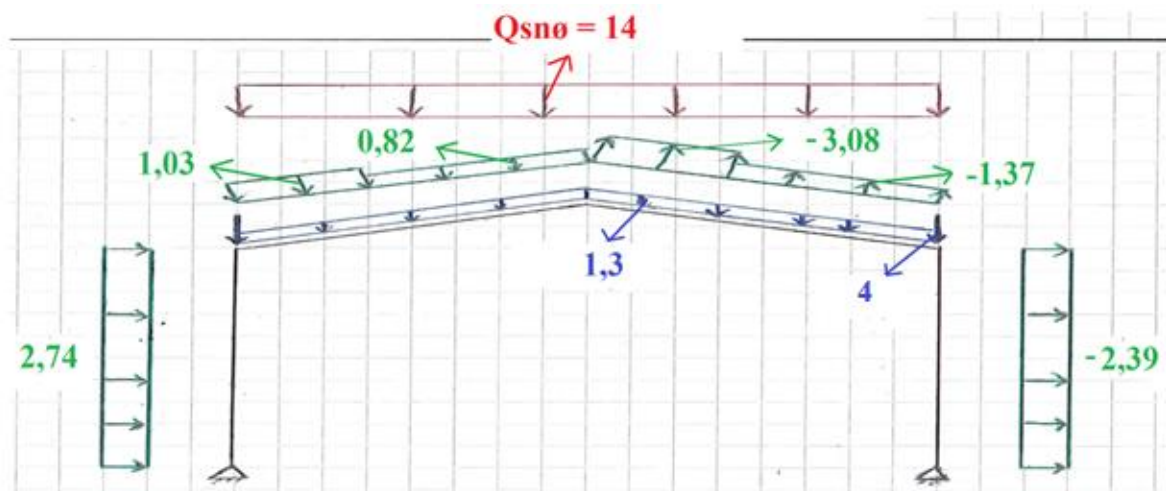
$$\text{UPE: } 4 \times 5 = 20 \text{ meter} \times 14,5 = 290 \text{ kg} \approx 3 \text{ kN}$$

$$\text{Veggplater: } 5 \times 4,5 = 22,5 \text{ m}^2 \times 4,05 = 91,1 \text{ kg} \approx 0,91 \text{ kN}$$

Dette gir et tillegg på totalt $3+0,91=3,91 \approx 4 \text{ kN}$ per Søyne

6.4 Lastbilde

Ut fra disse beregningene og simulering i Focus konstruksjon for og finne den mest kritiske lastsituasjonen vil lastbilde se ut som vist på figur 10. Dette lastbilde er konstant for hver simulering i Focus konstruksjon, den eneste variabelen er egenvekten av selve rammen men den variabelen overlates til dataprogrammet.



Figur 10 Skisse over lastverdier

7 Focus konstruksjon

Focus konstruksjon er et modelleringsprogram til bruk av statiske analyser av for eksempel, søyler, bjelker, rammer og fagverk i 2D og 3D. Programmet forenkler arbeidet med statikkberegninger og er enkelt og bruke med god oversikt over modell og resultater.

Programmet utfører beregninger av statikk til modellen og setter nødvendig informasjon inn i ligninger som er i samsvar med Eurokodene for Tre, stål og betong konstruksjoner og ut får man et resultat. Resultatet fra analyser gir informasjon om oppleggskrefter, maks nedbøying (forskyvning), skjær, normalkraft og moment, og disse diagrammene til modellen.

Programmet har også innebygd en kapasitetskontroll, som angir hvor godt utnyttet en bjelke eller en søyle er. Denne kapasitetskontrollen er basert fra Eurokodene til tre (EN 1995), stål (EN 1993) og betong (EN 1992). Kapasitetsutnyttelsen kan vises grafisk på modellen og det markeres rødt der hvor kapasiteten overgår verdien 1 som sier at segmentet ikke holder kravene.

Modelleringen i focus er slikt at man plasserer ut knutepunkt i et x,y,z-koordinatsystem som man da kan modellere det som kalles segmenter eller staver imellom knutepunktene som da kan være søyle, bjelke og staver. Programmet har innebygd lastveivisere for vind og snølast (EN 1990) som finner disse lastene og formfaktorer ut fra nødvendige opplysninger om byggested og fra modellen (lastbredde osv). Deretter brukes en funksjon som heter lastkombinering hvor programmet generer alle lasttilfellene for modellen som brukes til beregningene i analysen, pålitelighetstandarden EN 1990 (11) ligger til grunn for hvordan slike laster skal kombineres.

Focus konstruksjon er slik at programmet kontrollerer tverrsnitt og dimensjoner men det er opp til konstruktøren å velge/finne riktig profiler og dimensjoner til modellen som er tilfredsstillende i henhold til Eurokodenes krav.

8 Dimensjonering av stål

8.1 Generelt

Som grunnlag for dimensjoneringen tas det utgangspunkt i NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008- Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner (12)..

Konstruksjonen er bygd opp av HEA profiler både som bjelker og søyler. Valg av profil er gjort på grunnlag av simuleringer i Focus som viser at HEA og HEB profiler måtte bruke samme dimensjon så valget falt på HEA på grunn av at de er litt lettere i vekt en HEB profiler. HUP profiler viste seg og komme i tverrsnittsklasse 4. Det var noe jeg valgte og gå vekk ifra siden det kompliserer dimensjoneringen. Det er ikke tatt hensyn til om profilet er lagervare eller prisgunstig (i kroner).

Ved kapasitetsutnyttelse funksjonen man får ifra Focus har jeg prøvd å oppnå en kapasitetsutnyttelsesgrad i område 0,85-0,95 som maks og minimumsverdier.

Partialfaktor:

$\gamma_m = \gamma_{m0} = \gamma_{m1} = 1,05$ ved tverrsnitts kapasitet og stabilitetskontroll.

$\gamma_{m2} = 1,25$ ved forbindelser

Gjennom hele oppgaven er det blitt brukt stål av kvalitet s355 som gir en $f_d = 338$ og bolter er av fasthetsklassen 8.8 og 10,9. Dette gir noen verdier som hentes fra Eurokode 3 del 1-1 tabell 3.1:

Stålsort	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²
S355	355	510

Tabell 8 Verdier for stål

NS EN 1993-1-8 punkt 3.1.1 tabell 3.1 (13):

Fasthetsklasse	8.8	10,9
Strekfasthet - f_{ub}	800	1000
Flytespenning - f_{yb}	640	900

Tabell 9 Verdier for bolter

Bolters tverrsnitt areal NS 3472

Bolt	A_s (mm^2)
M20	245
M27	459
M36	817

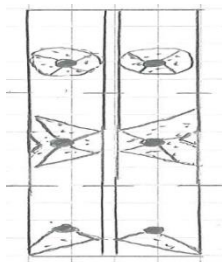
Tabell 10 Tabell med spenningsareal til bolter

Profildata for stålprofilene er hentet fra Stål håndboka del 1 produkter av stål (14).

Det benyttes H-profil foregår all dimensjonering under et vanlig prinsipp at flensene tar seg av strekk og trykk krefter som momentet lager, mens steget tar seg av skjærkrefter. Det blir utført lokale kapasitetskontroller for og kontrollere om det er behov for lokale forsterkninger der hvor det antas og være fare for at lokale brudd.

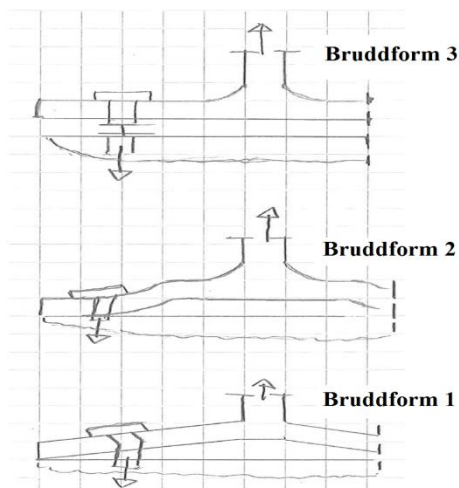
For utregning av egenvekt av stål har jeg benyttet 7850kg/m^3 som vekt når man ikke har kunnet hente egenvekten ut ifra profiltabeller.

Bolteforbindelsene er dimensjoner etter et prinsipp som kalles L og T-forbindelse. I prosessen ved en slik dimensjonering finner man noe som heter L_{eff} som er hvilket område hver bolt belaster platen den festes i. Figur 11 har skissert noen eksempler på forskjellige L_{eff} . L_{eff} er avhengig av hvor boltene er, det skiller mellom innerbolter og ytterbolter. L_{eff} blir også påvirket om den er i nærheten av en avstiver, her i denne oppgaven er alle T-forbindelser sett på som at dem er ved stiver.



Figur 11 Skisse over forskjellige L_{eff}

Verdien for reduksjonsfaktoren β bestemmer hvilken bruddform bolten får. Er verdien mellom 1 og 2 er det bruddform 2, mellom 2 og 3 er den bruddform 3. Skjæringspunktet mellom bruddform 1 og 2 finner man med formelen $\frac{2\gamma}{1+2\gamma}$. Bruddform 3 er flensen så sterk at bolten går i brudd først. Bruddform 2 er en kombinasjon mellom brudd i bolt og plate. Bruddform 1 er platen svakest.

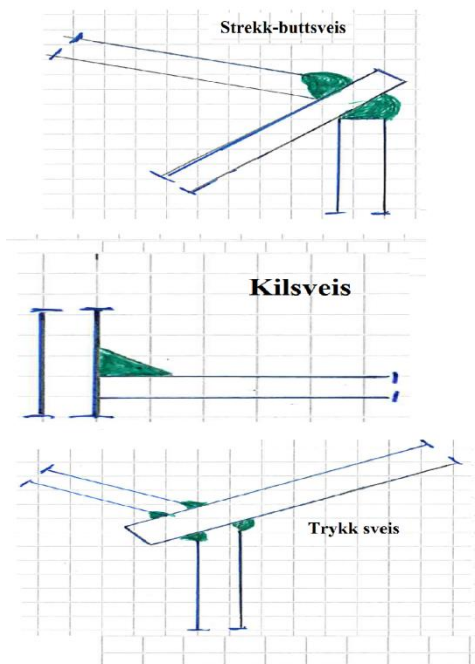


Figur 12 Skisse over bruddform

Utrivning av grunnmaterialet (stålet) ses bort ifra siden kapasiteten er større en noen krefter som opptrer i hele oppgaven (vedlegg A).

Sveiste forbindelser i denne oppgaven er av 2 forskjellige typer. Buttsveis og kilsveis, se figur 12. Kilsveis blir brukt der hvor fastholding, for eksempel ved en forsterkningsplate og steg buttsveis blir brukt ved strekk sveiser som for eksempel ved strekkflensen i endeplaten.

På trykk siden er det kilsveis med dyp inntrenging som gjelder, se figur 13.



Figur 13 Skisse over sveiser

Klassifisering av pålitelighetsklasse (konsekvensklasse) til ridehallen har jeg plassert i klasse 3. Idrettshaller og lignende er i denne kategorien, selv om det ikke er noen tribuner hvor det samles mange mennesker inne i denne hallen er hestesport denne familiens levebrød, så på vinterstid er det mye aktivitet inne i hallen og det er da hallen er utsatt for mest belastning fra snø og eventuelt vind, som øker sjansen for brudd i konstruksjonen. På grunnlag av det har jeg vurdert den i pålitelighetsklasse 3(konsekvensklasse).

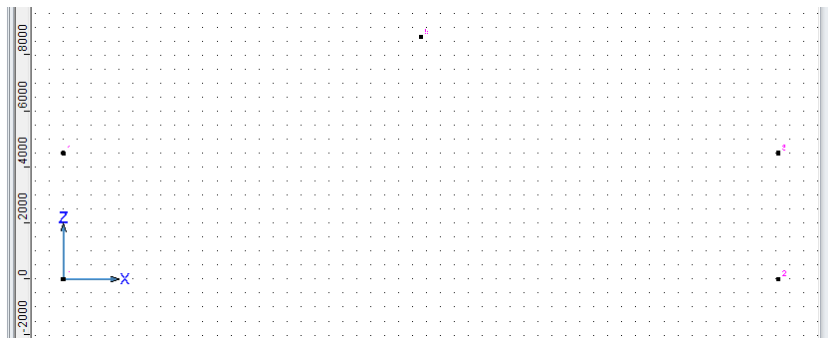
8.2 Modellering i Focus konstruksjon

Som nevnt tidligere i kapittel 7 gjør focus statisk analyse og en kapasitetskontroll av modellen. For at det skal være så korrekt som mulig må modellen og diverse være korrekt modellert med nødvendig informasjon om grensebetingelser, kneklengder osv. Her er kort oppsummert hvordan modellen ble modellert, siden betingelsene for hver ramme er lik vises bare en kort gjennomgang av hvordan 2D modelleringen ble utført som viser at nødvendig informasjon er tatt med for og gjøre en korrekt statikk analyse.

Knutepunkter:

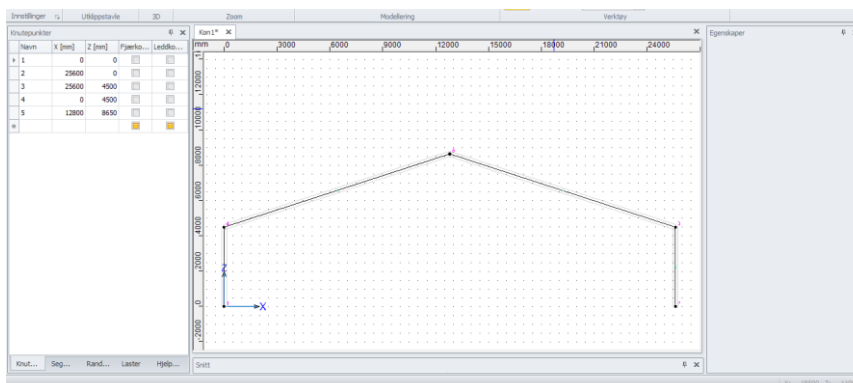
Knutepunkt	X	Y
1	0	0
2	25600	0
3	25600	4500
4	0	4500
5	12800	8650

Tabell 11 Verdier for Knutepunkter i Focus



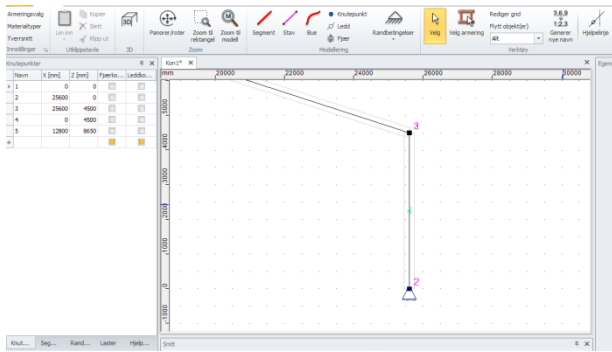
Figur 14 Skjermklipp fra Focus med knutepunkter

Mellom knutepunktene plasserer man de segmentene man ønsker, her HEA profiler.



Figur 15 Skjermklipp fra Focus med segmenter (bjelke/søyle)

Deretter plassering av randbetingelser, her: Fritt opplegg

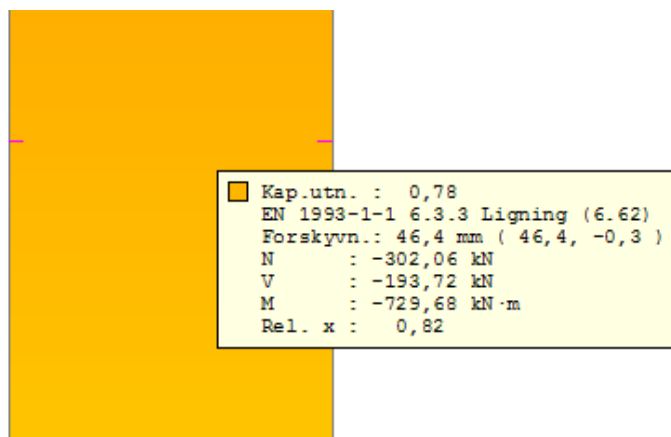


Figur 16 Skjermklipp fra Focus med randbetingelse

Da er grunnmodellen i ferdig. Velger deretter ut veggsøylene og setter knekk lengde i Z-retning (l_{kz}) til 1500mm i et egenskapsvindu. Om Y-aksen beholder vi full knekk lengde på 4500mm. Gjør samme prosedyre for takbjelkene bare her kan det knekke om alle akser langs hele bjelken. Vippelengden (L) derimot settes til 1600mm i egenskapsvinduet.

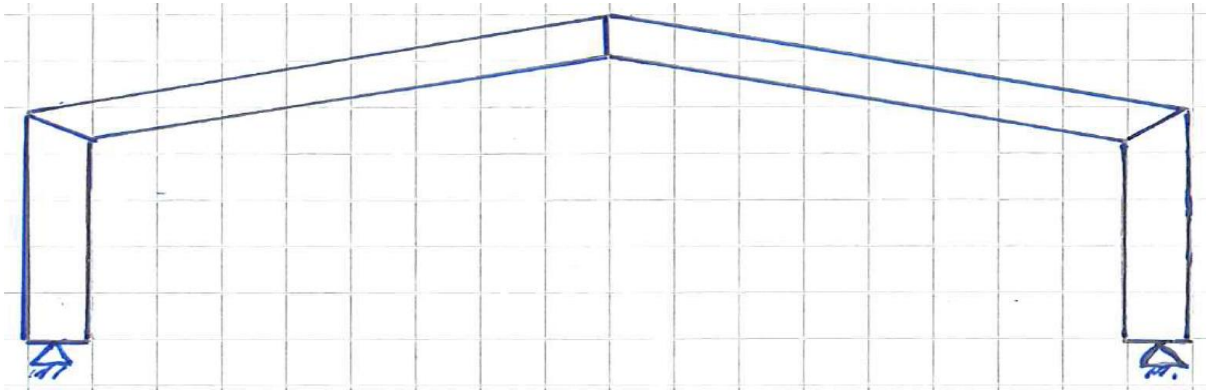
Deretter setter man på alle lastene ved bruk av lastveiviseren for snø og vind eller sette på disse manuelt. Deretter kan man fullføre en beregningsanalyse og deretter gjøre nødvendige justeringer i modellen til man er fornøyd.

Etter at man har utført en beregningsanalyse kan man i resultat vinduet til focus holde musepekeren over et vilkårlig sted langs et segment du har modellert og få informasjon om lokale skjær, moment, skjærkrefter og nedbøying på det stedet.



Figur 17 Skjermklipp fra Focus lokale egenskaper

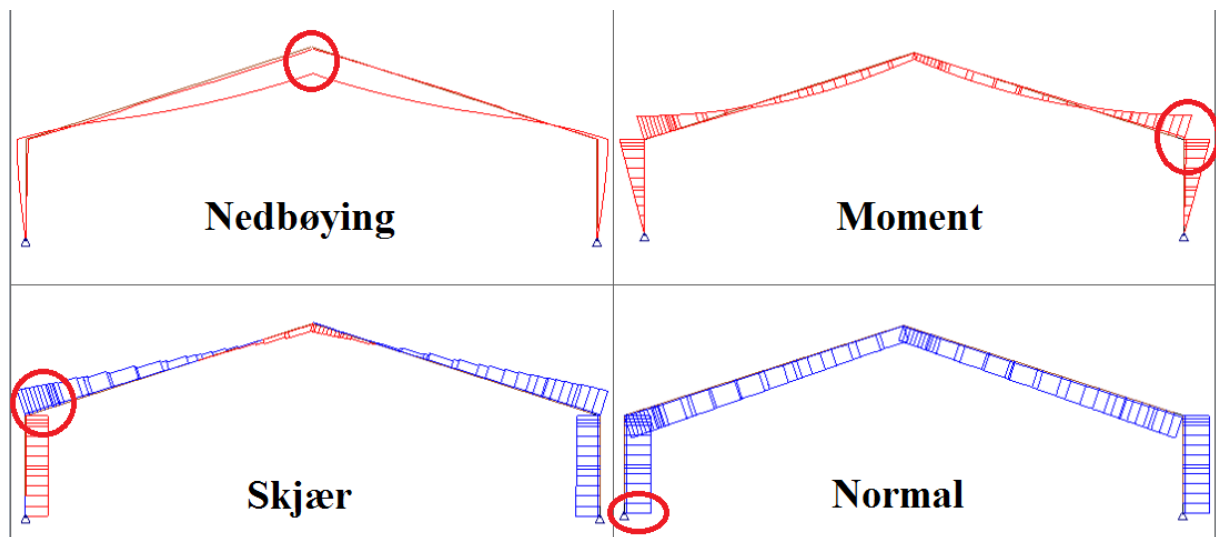
9 Enkel ramme



Figur 18 Skisse over Enkel ramme

Ut ifra de forutsetningene som nevnes i kapitelene over gjøres første analyse av en ramme i focus konstruksjon.

Etter flere simuleringer kom man frem til at HE450A som både søyle og bjelke gir en kapasitetsutnyttelse på 0,93 som er innenfor forutsatte krav. I figur 19 og tabell 12 ser man hvor største belastning opptrer og dens verdi (refereres til vedlegg B):



Figur 19 Skjermutklipp fra Focus. Moment, skjær, nedbøying og normalkraft diagram

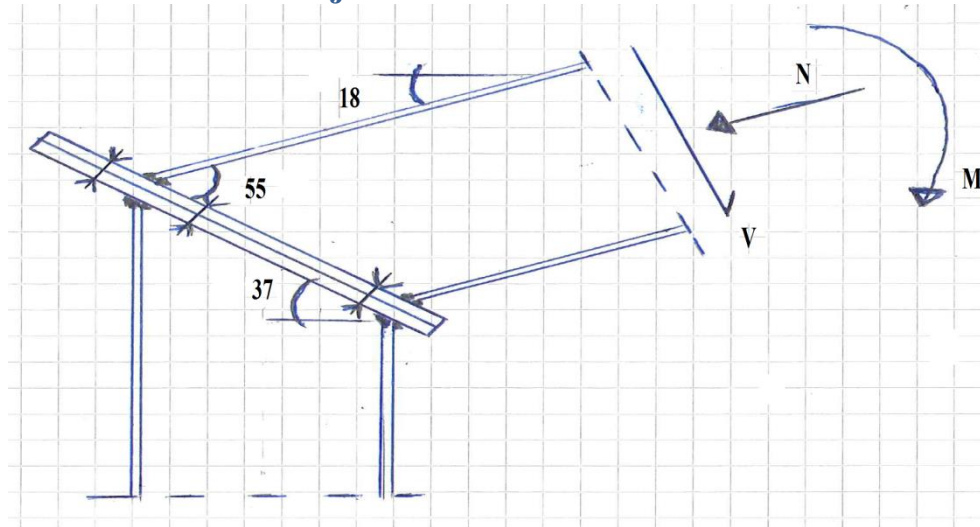
Kritiske verdier:

Moment (kNm)	887
Skjær (kN)	227
Normal (kN)	313

Tabell 12 Maks verdier for Enkel ramme

9.1 Bolt og sveiseforbindelser

9.1.1 Boltet rammehjørne



Figur 20 Skisse over rammehjørnet

Profildata: HE 450A

$H = 440\text{mm}$, $B = 300\text{mm}$, $t_w = 11,5\text{ mm}$, $t_f = 21\text{mm}$, $r = 27\text{mm}$, $I_y = 637,2 \times 10^6\text{ mm}^4$,

$W_y = 2900 \times 10^3\text{ mm}^3$, $h' = 344\text{mm}$

Benytter Focus for og finne de aktuelle lastene i rammehjørnet (vedlegg B):

$$V_{ed} = 227\text{ kN}$$

$$M_{ed} = 887\text{ kNm}$$

$$N_{ed} = 270\text{ kN}$$

Moment som dimensjonerende NS EN 1993-1-1 punkt 6.2.5 del 2:

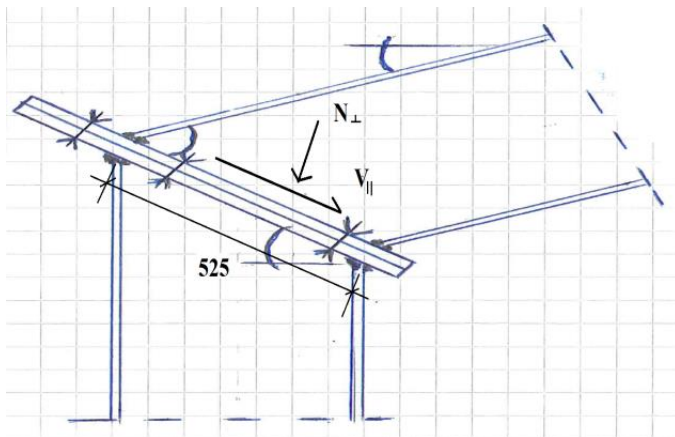
$$M_{rd} = f_d \times W_{y,HE450} = 338 \times 2900 \times 10^3 = 980,2\text{ kNm} > 887\text{ kNm}$$

Formel 6 Formel for momentkapasitet

Benytter endeplater som har bredde $b_p = 360\text{ mm}$.

Dimensjonering av bolter og sveiser er gjort i henhold til NS-EN 1993-1-8:2005+NA2009-
Eurokode 3: Knutepunkter og forbindelser.

Belastning



Figur 21 Skisse over belastningen

$$V_{||} = V_{ed} \sin 55 - N_{ed} \cos 55$$

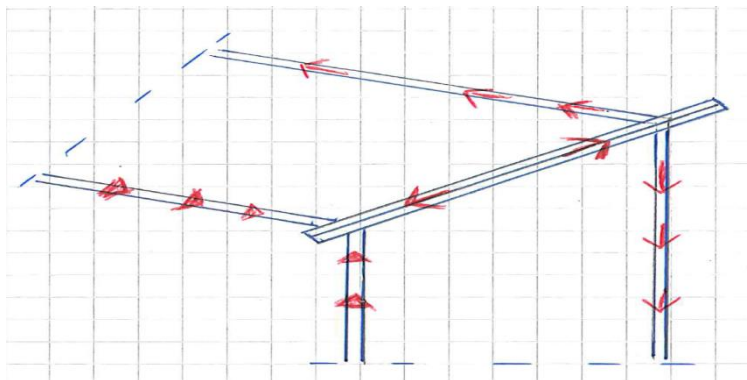
Formel 7 Formel for skjærkraft parallelt

$$V_{||} = 227 \sin 55 - 270 \cos 55 = 185,9 - 154,8 = \mathbf{31,1 \text{ kN}}$$

$$N_{\perp} = V_{ed} \times \cos 55 + N_{ed} \times \sin 55$$

Formel 8 Formel for aksiallast normalt på

$$N_{\perp} = 227 \times \cos 55 + 270 \times \sin 55 = 130,2 + 221,2 = \mathbf{351,4 \text{ kN}}$$



Figur 22 Skisse over Spenningsbilde ved rammehjørnet

Trykk/strekk i flens:

$$\frac{M_{ed}}{z'} = \frac{887 \times 10^6}{440 - 21} = \mathbf{2116,9 \text{ kN}}$$

Formel 9 Formel for strekk og trykk i flens

Trykk i endeplaten $N_{hj,pl}$:

$$N_{hj,pl} = 2116,9 \times \cos 55 = \mathbf{1214,2 kN}$$

Indre momentarm til bolter ved hjørnet

$$z'_b = \frac{440 - 21}{\cos 37} = \mathbf{525 mm}$$

Formel 10 Formel for momentarm til bolter

9.1.2 Sveiser i endeplaten

NS-EN 1993-1-8, Punkt 4.5.3.2 tabell 4.1 gir verdi for $\beta_w = 0,9$. Punkt 4.5.3.3 gir:

Flens: Tar kun strekk/trykk = 2116,9kN

$$f_{tw,d} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{2} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{2} \times 0,9} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Formel 11 Formel for strekk kapasitet til sveis

$$\text{Sveis-kap.} = \text{flens-kap.} \rightarrow 2a \times f_{tw,d} = f_d \times t_f \rightarrow a = \frac{f_d \times t_f}{2 \times f_{tw,d}} = \frac{338 \times 21}{2 \times 320} = 11,1 \text{ mm} \rightarrow$$

12mm

Formel 12 Formel for utregning av a-mål

Benytter buttsveis på strekksiden og 12mm a-mål på trykksiden.

Steg: tar kun skjær og aksial last:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{3} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{3} \times 0,9} = 261 \text{ N/mm}^2$$

Formel 13 Formel for skjærkapasitet til sveis

$$\text{Skjær} + \text{aksiellast} = R = \sqrt{V^2 + N^2} = \sqrt{227^2 + 270^2} = 352,7 \text{ kN}$$

Effektivt sveisareal:

$$2ah \times f_{vw,d} = R \rightarrow a = \frac{R}{2h \times f_{vw,d}} = \frac{352,7 \times 10^3}{2 \times 344 \times 261} = 1,4 \rightarrow 3 \text{ mm (min)}$$

Formel 14 Formel for utregning av a-mål

På grunn av at a-målet ble så lite bør man benytte kvadratroten av den tykkeste stålplaten som a-mål. (Kompendiet dimensjonering av stålkonstruksjoner, Fallsen):

Med $t_p = 30 \text{ mm}$

$$a_{min} = \sqrt{t_{p,max}} \rightarrow \sqrt{30} = 5,6 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{6 \text{ mm}}$$

Bruk 6mm som a-mål til sveis til steget.

9.1.3 Bolter og endeplate

Ved bolteforbindelser her så lar man boltene ved strekkflensen ta rene strekk krefter og boltene nær trykkflensen ta skjærkrefter.

$$\text{Totalkraft i bolt } \frac{M_{ed}}{z_b} = S = \frac{887}{0,525} = 1689,5 \text{ kN}$$

Formel 15 Formel for strekk og trykk krefter for bolter

Tillatt strekkspenning i M10,9 bolter NS EN 1993-1-8, Punkt 3,6,1 tabell 3.4:

$$f_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 1000}{1,25} = 720 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Boltareal: } A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{S}{f_{t,rd}} = \frac{1689,5 \times 10^3}{720} = 2347 \text{ mm}^2$$

Formel 16 Formel for nødvendig bolteareal

$$\text{M27- } A_s = 459 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = \frac{2347}{459} = 5,1 \rightarrow 6 \text{ bolter}$$

Skjær bolter (nærmest trykkflensen tar kun skjær) NS EN 1993-1-8 punkt 3.6.1 tabell 3.4:

$$V_{\parallel} = 31,1 \text{ kN}$$

$$f_{v,rd} = \frac{0,6 f_{ub}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,6 \times 1000}{1,25} = 480 \text{ N/mm}^2$$

Formel 17 Formel for tillat skjærspenning i bolter

$$A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{31,1 \times 10^3}{480} = 65 \text{ mm}^2$$

Bolter som er skjærbelastet så skal man kontrollere hullkantkapasiteten. Avstand til plate-ende og avstand mellom bolter er godt innenfor kravene i NS-EN 1993 1-8 punkt 3,5 tabell 3-3.

$$d_0 = 27 + 3 = 30$$

	Avtandsparameter	Optimale avstander	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e ₁	3,0 d ₀ = 90mm	120mm
	p ₁	3,75 d ₀ = 113mm	< 113mm
Normalt på kraftretning	e ₂	1,5 d ₀ = 45mm	120mm
	p ₂	3,0 d ₀ = 90mm	120mm

Tabell 13 Tabell over bolteavstander

Det ses også på som en rad med bolter og da sier punkt 3,6,1 (10) i NS EN 1993 1-8 at:

$$F_{b,rd} = 1,5 \times \frac{f_u}{\gamma_{m2}} \times d \times t \times n_{hull} = 1,5 \times \frac{510}{1,25} \times 27 \times 30 \times 2 = 991,4 \text{ kN} > 31,1 \text{ kN}$$

Formel 18 Formel for hullkanttrykk

Trenger minimum 2stk M10 bolter men bruker 2stk M27 ($2 \times 459 = 918 \text{mm}^2$) på grunn av at det ses på som praktisk og ha så mange like bolter som mulig.

Endeplate

Endeplaten blir utsatt for trykk: $N_{hj,pl} = 1214,2 \text{kN}$

$$N_{hj,pl} = t_p \times b_p \times f_d \rightarrow t_p = \frac{N_{hj,pl}}{b_p \times f_d} = \frac{1214,2 \times 10^3}{360 \times 338} = 9,98 \text{ mm}$$

Formel 19 Formel for tykkelse på endeplaten

Setter platen i tverrsnittsklasse 2 for da kan kapasiteten til platen utnyttets fullt ut, NS EN 1993-1-1 punkt 5,6 tabell 5,2:

$$\frac{c}{t_p} = 10\varepsilon \rightarrow t_p = \frac{0,5 \times (b_p - t_w)}{10 \times \varepsilon} = \frac{0,5 \times (360 - 11,5)}{10 \times 0,81} = 21,5 \text{ mm} \rightarrow \text{bruk } 30 \text{ mm}$$

Formel 20 Formel for utregning av platetykkelse med full kapasitet

Benytter en platetykkelse på 30mm fordi jeg vet fra prøving og feiling at en 25mm plate ikke har god nok kapasitet.

9.1.4 Endeplaten overføringskapasitet

T-forbindelsen

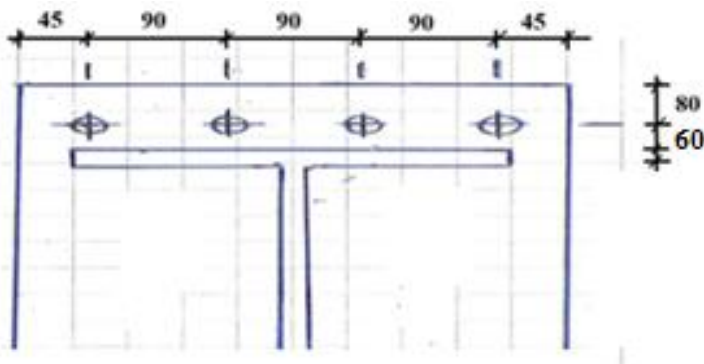
Resterende boltedimensjonering og endelig endeplate utføres som en L og T-forbindelse i henhold til punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8.

NS-EN 1993-1-8 punkt 3.5 tabell 3-3 har listet opp minste verdier for bolteavstander. Siden vi ser på dette som en ren strekkoverføring, kan man bruke minste verdiene i tabellen, det gjelder både L og T forbindelsen. De er kort oppsummert i tabell nedenfor. Standarden sier at bolter større en M27 skal ha $d_0 = d+3$ som her $= d_0 = 27+3=30\text{mm}$

	Avtandsparameter	minimumsavstand	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	$1,2 d_0 = 36\text{mm}$	80mm
	p_1	$2,2 d_0 = 66\text{mm}$	150mm
Normalt på kraftretning	e_2	$1,2 d_0 = 36\text{mm}$	45mm
	p_2	$2,4 d_0 = 72\text{mm}$	90mm

Tabell 14 Tabell over bolteavstander

L-forbindelsen over flens:



Tabell 15 Skisse over L-forbindelsen over strekkflens

$$m_x = 60\text{mm}, e_x = 80\text{mm}, p = 90\text{mm}, e = 45\text{mm}$$

NS EN 1993-1-8 punkt 6.2.6.4.1 figur 6,8 gir formel for m:

$$m = m - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 21 Formel for M_x

$$m_x = 60 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 55,5\text{mm}$$

$$e_x = 80 \quad e_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e_x = 80 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 55,5 = 69,38 \end{array} \right. \quad e_{\min} = 69,38\text{mm}$$

L_{eff} finner man i tabell 6,6 i punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8:

Innerbolt:

$$L_{eff} = \min \begin{cases} p = 90 \\ 4m_x + 1,25 \times e_x = 4 \times 55,5 + 1,25 \times 69,38 = 308,8 \\ 2 \times \pi \times m_x = 2 \times \pi \times 35,5 = 348,7 \end{cases} \quad \min = 90$$

Formel 22 Formel for utregning av L_{eff} for innerbolt

Ytterbolt: L_{eff}

$$\min: \begin{cases} 4m_x + 1,25e_x = 4 \times 55,5 + 1,25 \times 69,38 = 308,8 \\ 0,5p + e = 0,5 \times 90 + 45 = 90 \\ 2\pi m_x = 2 \times \pi \times 55,5 = 348,7 \\ 0,5p + 2m_x + 0,625e_x = 0,5 \times 90 + 2 \times 55,5 + 0,625 \times 69,38 = 199,4 \end{cases} \quad \min = 90$$

Formel 23 Formel for utregning av L_{eff} for ytterbolt

$$\sum L_{eff} = 90 \times 4 = 360mm$$

NS EN 1993-1-8 punkt 6.2.4.1 tabell 6.2 gir formel for $M_{pl,rd}$:

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 360 \times 30^2 \times \frac{355}{1,05} = 27,38 \times 10^6 Nmm$$

Formel 24 Formel for momentkapasiteten til plate

NS EN 1993-1-8 Punkt 3.6.1 tabell 3.4 gir formel for $F_{t,rd}$

$$\sum F_{t,rd,M27} = f_{t,rd} \times A_s \times n_{bolter} = 720 \times 459 \times 4 = 1321,9kN$$

Formel 25 Formel for strekk kapasitet til bolter

$$\gamma = \frac{e_{min}}{m_x} = \frac{69,38}{55,5} = 1,25$$

Formel 26 Formel for γ faktor

$$\beta = \frac{2 \times M_{pl,rd}}{m_x \times F_{t,rd}} = \frac{2 \times (27,38 \times 10^6)}{55,5 \times (1321,9 \times 10^3)} = 0,746 > \frac{2\gamma}{1 + 2\gamma} = \frac{2 \times 1,25}{1 + 2 \times 1,25} = 0,71$$

→ *Bruddform 2*

Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$F_d = \frac{\beta + 2 \times \gamma}{2 + 2 \times \gamma} \times \sum F_{t,rd} = \frac{0,746 + 2 \times 1,25}{2 + 2 \times 1,25} \times 1321,9 = 953,5kN$$

Formel 28 Formel for boltkapasitet med bruddform 2

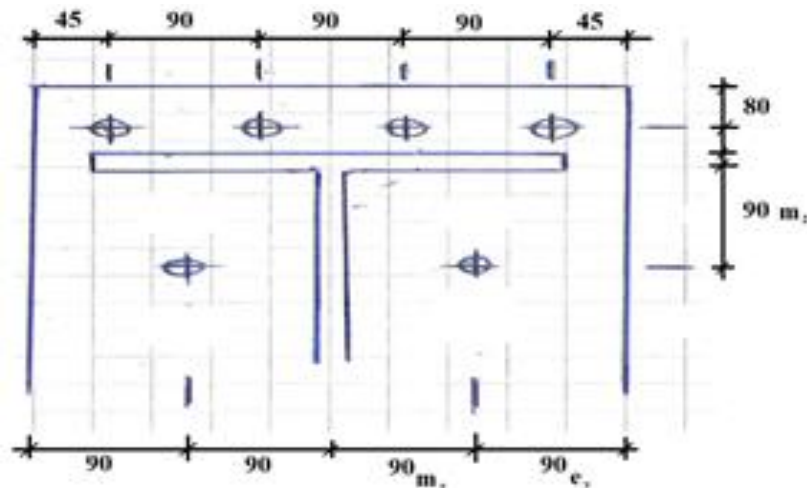
Kapasitet av T-forbindelsen under strekkflens

Under strekkflensen har jeg valgt funnet ut at man kan bruke M36 bolter.

$$d_0 = 36 + 3 = 39$$

	Avtandsparameter	minimumsavstand	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	$1,2 d_0 = 47\text{mm}$	90mm til flens
	p_1	$2,2 d_0 = 86\text{mm}$	130mm
Normalt på kraftretning	e_2	$1,2 d_0 = 47\text{mm}$	90mm
	p_2	$2,4 d_0 = 94\text{mm}$	180mm

Tabell 16 Tabell over bolteavstander



Figur 23 Skisse over T-forbindelsen under strekkflens

$$m_2 = 90\text{mm}, m_y = 90\text{mm}, e_y = 90\text{mm}$$

$$m_y = m - \frac{t_w}{2} - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 29 Formel for m_y

$$m_y = 90 - \frac{11,5}{2} - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 79,7\text{mm}$$

$$e_y = 90 \quad e_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 90 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 79,7 = 99,625 \end{array} \right. \quad e_{\min} = 90\text{mm}$$

$$m_2 = 90 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 85,5\text{mm}$$

NS en 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 figur 6.11 gir formel for λ_1 , λ_2 og bestemmelse av α .

$$\lambda_1 = \frac{m_y}{m_y + e_y} = \frac{79,7}{79,7 + 90} = 0,47$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_y + e_y} = \frac{85,5}{79,7 + 90} = 0,50$$

Skisse på skjæringspunktet mellom λ_1 og λ_2 finnes i vedlegg B

$$\rightarrow \alpha \approx 6$$

L_{eff} finner man i tabell 6,6 i punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8

L_{eff} Ytterbolt:

$$\min \begin{cases} \alpha \times m_y = 6 \times 79,7 = 478,2 \\ \pi \times m_y + p = \pi \times 79,7 + 90 = 340,4 \\ 0,5p + \alpha m_y - (2m_y + 0,625e_y) = 0,5 \times 90 + 6 \times 79,7 - (2 \times 79,7 + 0,625 \times 90) = 307,6 \end{cases}$$

Formel 30 Formel for utregning av L_{eff} ved stiver

$$\min = 307,6 \text{ mm}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 307,6 \times 30^2 \times \frac{355}{1,05} = 23,4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

$$\sum F_{t,rd,M36} = f_{t,rd} \times A_s \times n_{bolter} = 720 \times 817 \times 2 = 1176,4 \text{ kN}$$

Formel 26 Formel for strekk kapasitet til bolter

$$\gamma = \frac{e_y}{m_y} = \frac{90}{79,7} = 1,13$$

Formel 27 Formel for γ faktor

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,rd}}{m_y \times F_{t,rd}} = \frac{4 \times (23,4 \times 10^6)}{79,7 \times (1176,4 \times 10^3)} = 0,998 > \frac{2\gamma}{1+2\gamma} = \frac{2 \times 1,25}{1+2 \times 1,25} = 0,71$$

→ Bruddform 2

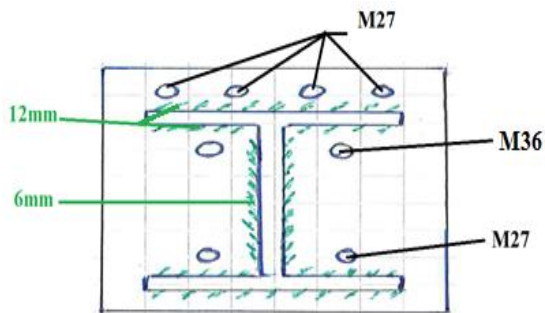
Formel 28 Formel for klassifisering av bruddform

$$F_d = \frac{\beta + 2\gamma}{2 + 2\gamma} \times \sum F_{t,rd} = \frac{0,998 + 2 \times 1,13}{2 + 2 \times 1,13} \times 1176,4 = 899,6 \text{ kN}$$

Formel 29 Formel for boltkapasitet med bruddform 2

L og T forbindelsens totalkapasitet = 899,6 + 953,5 = 1853,1 kN > 1689,5 kN

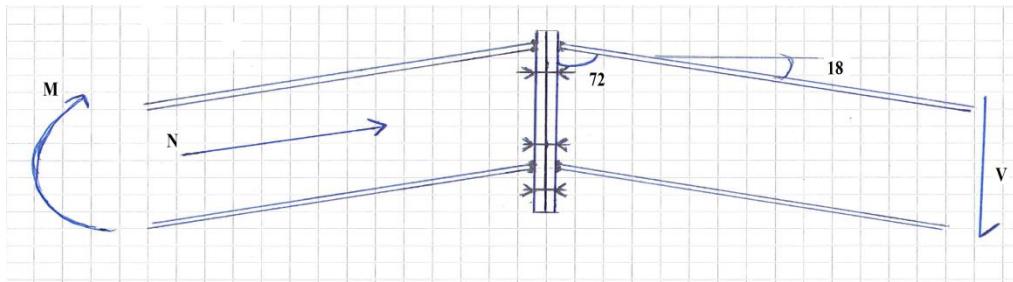
Bruk 4 stykk M27 bolter over strekkflens og 2 M36 under flensen.



Figur 24 Skisse over oppsummering ved rammehjørnet

9.2.1 Møne

Bolteforbindelsen og endeplaten dimensjoneres på akkurat samme metode som ved rammehjørnet ved å se på det som en L og T-forbindelse fordi jeg har valgt og la det være momentoverføring i møne. Forskjellen er at man har strekk i nedre flens og trykk i øvre på grunn av momentets retning.



Figur 25 Skisse over mønet for Enkel ramme

Profildata: HE 450A

$H = 440\text{mm}$, $B = 300\text{mm}$, $t_w = 11,5\text{ mm}$, $t_f = 21\text{mm}$, $r = 27\text{mm}$, $I_y = 637,2 \times 10^6\text{ mm}^4$,

$W_y = 2900 \times 10^3\text{ mm}^3$, $h' = 344\text{mm}$

Henter nødvendige laster ut fra Focus til mønet (Vedlegg B):

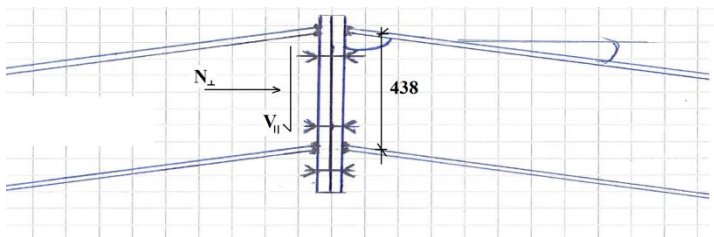
$V_{ed} = 65\text{ kN}$

$M_{ed} = 210\text{ kNm}$

$N_{ed} = 180\text{ kN}$

Benytter endeplater som har bredde $b_p = 360\text{ mm}$.

Belastning



Figur 26 Skisse over belastning ved mønet

$$N_{\perp} = V_{ed} \times \cos 72 + N_{ed} \times \sin 72$$

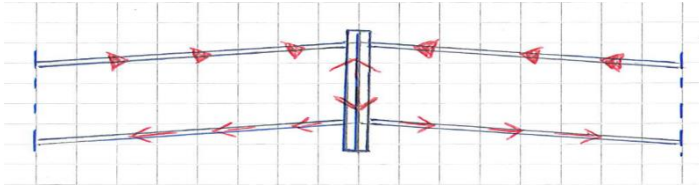
Formel 8 Formel for aksiallast normalt på

$$N_{\perp} = 65 \times \cos 72 + 180 \times \sin 72 = 20,1 + 171,2 = \mathbf{191,3\text{ kN}}$$

$$V_{\parallel} = V_{ed} \cos 18 - N_{ed} \sin 18$$

Formel 7 Formel for skjærkraft parallelt

$$V_{\parallel} = 65 \cos 18 - 180 \sin 18 = 61,8 - 55,6 = \mathbf{6,2 \text{ kN}}$$



Figur 27 Skisse over spenningsbilde ved mønet

Trykk/strekk i flens:

$$\frac{M_{ed}}{z'} = \frac{210 \times 10^3}{440 - 21} = \mathbf{501,2 \text{ kN}}$$

Formel 9 Formel for strekk og trykk i flens

Trykk i endeplaten $N_{hj,pl}$:

$$N_{hj,pl} = 501,2 \times \cos 18 = \mathbf{476,7 \text{ kN}}$$

$$\text{Indre arm } z'_b = \frac{440 - 21}{\cos 18} = \mathbf{438 \text{ mm}}$$

Formel 10 Formel for momentarm til bolter

9.2.2 Sveiser i endeplaten

NS-EN 1993-1-8:2005+NA2009-Eurokode 3: Knutepunkter og forbindelser Punkt 4.5.3.3 gir:

Flens: Tar kun strekk/trykk = 501,2kN

$$f_{tw,d} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{2} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{2} \times 0,9} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Formel 11 Formel for strekk kapasitet til sveis

$$\text{Sveis-kap.} = \text{flens-kap} \rightarrow 2a \times f_{tw,d} = f_d \times t_f \rightarrow a = \frac{f_d \times t_f}{2 \times f_{tw,d}} = \frac{338 \times 21}{2 \times 320} = 11,1 \text{ mm} \rightarrow$$

12mm

Formel 12 Formel for utregning av a-mål

Bruker buttsveis på strekksiden og 12mm a-mål som sveis på trykksiden

Steg: tar kun skjær og aksial last:

$$f_{vw} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{3} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{3} \times 0,9} = 261 \text{ N/mm}^2$$

Formel 13 Formel for skjærkapasitet til sveis

$$\text{Skjær + aksiallast} = R = \sqrt{V^2 + N^2} = \sqrt{65^2 + 180^2} = 191,4 \text{ kN}$$

$$\text{Effektivt sveisareal} = 2ah' \times f_{vw,d} = R \rightarrow a = \frac{R}{2h' \times f_{vw,d}} = \frac{191,4 \times 10^3}{2 \times 344 \times 261} = 4,47 \rightarrow 5 \text{ mm}$$

Formel 14 Formel for utregning av a-mål

Kontrollerer kvadratrotten av tykkeste plate:

$$a_{min} = \sqrt{t_{max}} \rightarrow \sqrt{25} = 5 \text{ mm}$$

Bruk 5mm som a-mål til sveis i steget.

9.2.3 Bolter og endeplate

Totalkraft i bolt (overslag): $\frac{M_{ed}}{z} = \frac{210}{0,438} = 479,5kN$

Formel 15 Formel for strekk og trykk krefter for bolter

Tillatt strekkspenning i M8.8 bolter = $f_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub}}{Y_{m2}} = \frac{0,9 \times 800}{1,25} = 576N/mm^2$

Boltareal: $A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{479,5 \times 10^3}{576} = 832,5mm^2$

Formel 16 Formel for n\ddot{o}dvendig bolteareal

M20- $A_s=245mm^2 \rightarrow A_s = \frac{832,5}{245} = 3,4 \rightarrow 4 \text{ bolter}$

Skjær bolter (n\ddot{a}rmest trykkflensen tar kun skj\dd{a}r):

$V_{\parallel} = 6,2kN$

$f_{v,rd} = \frac{0,6 f_{ub}}{Y_{m2}} = \frac{0,6 \times 800}{1,25} = 384N/mm^2$

Formel 17 Formel for tillat skj\dd{a}rspenning i bolter

$A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{6,2 \times 10^3}{384} = 16,2mm^2$

Bruker 2stk M20 ($A_s=2 \times 245mm^2=490mm^2$) fordi det er mest praktisk med en type bolt over hele.

Skj\dd{a}rkraften er s\dd{a} liten at man ser bort fra og kontrollere hullkantrykk-kapasiteten og antar at det ikke gir noen reduksjon p\dd{a} boltene, boltene er ogs\dd{a} over kravene til bolt og endeavstander.

$D_0 \text{ M20} = 20+2=22$

	Avtandsparameter	Optimale avstander	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e ₁	3,0 d ₀ = 66mm	120mm
	p ₁	3,75 d ₀ = 83mm	< 113mm
Normalt p\dd{a} kraftretning	e ₂	1,5 d ₀ = 33mm	120mm
	p ₂	3,0 d ₀ = 66mm	120mm

Tabell 17 Tabell over bolteavstander

Endeplate

Endeplaten blir utsatt for trykket $N_{hj,pl}=476,7kN$

$N_{hj,pl} = t_p \times b_p \times f_d \rightarrow t_p = \frac{N_{hj,pl}}{b_p \times f_d} = \frac{476,7 \times 10^3}{360 \times 338} = 3,9 \text{ mm}$

Formel 19 Formel for tykkelse p\dd{a} endeplaten

Setter platen i tverrsnittsklasse 2 for da kan kapasiteten til platen utnyttes fullt ut:

$$\frac{c}{t_p} = 10\varepsilon \rightarrow t_p = \frac{0,5 \times (b_p - t_w)}{10 \times \varepsilon} = \frac{0,5 \times (360 - 11,5)}{10 \times 0,81} = 21,5\text{mm} \rightarrow \text{bruk 25mm}$$

9.2.4 Overføringskapasitet til endeplaten

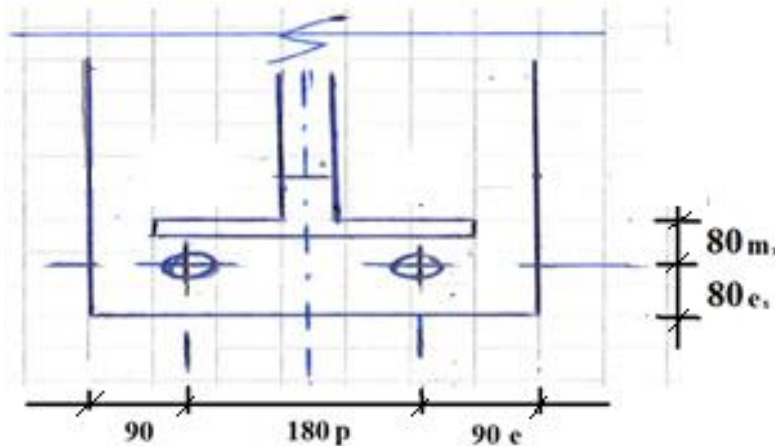
Resterende bold og endeplate dimensjonering utføres som en L og T forbindelse. Ser på denne forbindelsen som bare strekkpåkjent og benytter da innte avstander mellom boltene i henhold til NS-EN 1993-1-8 punkt 3.5 tabell 3.3.

M20 bolter har $d_0 = 20+2=22$

	Avtandsparameter	minimumsavstand	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	$1,2 d_0 = 27\text{mm}$	80mm
	p_1	$2,2 d_0 = 40\text{mm}$	140mm
Normalt på kraftretning	e_2	$1,2 d_0 = 27\text{mm}$	90mm
	p_2	$2,4 d_0 = 53\text{mm}$	180mm

Tabell 18 Tabell over bolteavstander

L-forbindelsen under strekkflens



Figur 28 Skisse over L-forbindelsen ved strekkflens, mønet

$m_x = 80\text{mm}$, $e_x = 80\text{mm}$, $e = 90\text{mm}$, $p = 180\text{mm}$

$$m_x = 80 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 75,5\text{mm}$$

$$e_x = 80 \quad e_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 80 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 75,5 = 94,3 \end{array} \right. \quad e_{\min} = 80\text{mm}$$

L_{eff} finner man i tabell 6,6 i punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8

L_{eff} ytterbolt:

$$\min: \begin{cases} 4m_x + 1,25e_x = 4 \times 75,5 + 1,25 \times 80 = 402 \\ 0,5p + e = 0,5 \times 180 + 90 = 180 \\ 2\pi m_x = 2 \times \pi \times 75,5 = 474,4 \\ 0,5p + 2m_x + 0,625e_x = 0,5 \times 180 + 2 \times 75,5 + 0,625 \times 80 = 291 \end{cases} \quad \min = 180$$

$$\sum L_{eff} = 2 \times 180 = 360 \text{ mm}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 360 \times 25^2 \times \frac{355}{1,05} = 19,02 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

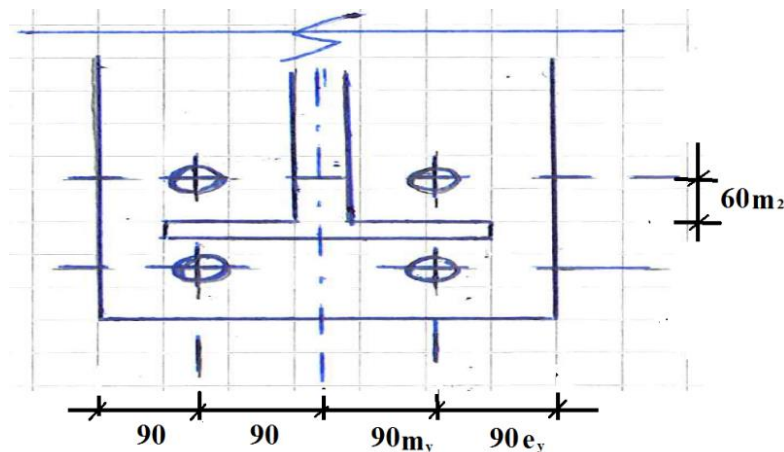
Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

$$\sum F_{t,rd,M20} = f_{t,rd} \times A_s \times n_{bolter} = 576 \times 245 \times 2 = 282,2 \text{ kN}$$

$$\beta = \frac{2 \times M_{pl,rd}}{m_x \times F_{t,rd}} = \frac{2 \times (19,02 \times 10^6)}{65,5 \times (282,2 \times 10^3)} = 2,05 > 2 \rightarrow \text{Bruddform 3}$$

$$F_d = F_{t,rd} = 282,2 \text{ kN}$$

T-forbindelsen over strekkflens



Figur 29 Skisse over T-forbindelsen ved strekkflens, mønet

$$m_2 = 60 \text{ mm}, m_y = 90 \text{ mm}, e_y = 90 \text{ mm}$$

$$m_y = 90 - \frac{11,5}{2} - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 79,7 \text{ mm}$$

$$e_y = 90 \quad e_{min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 90 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 79,7 = 99,625 \end{array} \right. \quad e_{min} = 90 \text{ mm}$$

$$m_2 = 60 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 55,5 \text{ mm}$$

NS en 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 figur 6.11 gir formel for λ_1 , λ_2 og bestemmelse av α .

$$\lambda_1 = \frac{m_y}{m_y + e_y} = \frac{79,7}{79,7 + 90} = 0,47$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_y + e_y} = \frac{55,5}{79,7 + 90} = 0,33$$

Skisse på skjæringspunktet mellom λ_1 og λ_2 finnes i vedlegg B

$$\rightarrow \alpha \approx 2\pi$$

L_{eff} finner man i tabell 6,6 i punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8

$$L_{eff} \text{ Ytterbolt: } \min \begin{cases} \alpha \times m_y = 2\pi \times 79,7 = 499 \\ \pi \times m_y + p = \pi \times 79,7 + 0 = 249,75 \quad \text{min: } 249,75 \\ 0,5p + \alpha \times m_y = 0,5 \times 0 + 2\pi \times 79,7 = 499 \end{cases}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 249,75 \times 25^2 \times \frac{355}{1,05} = 13,19 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

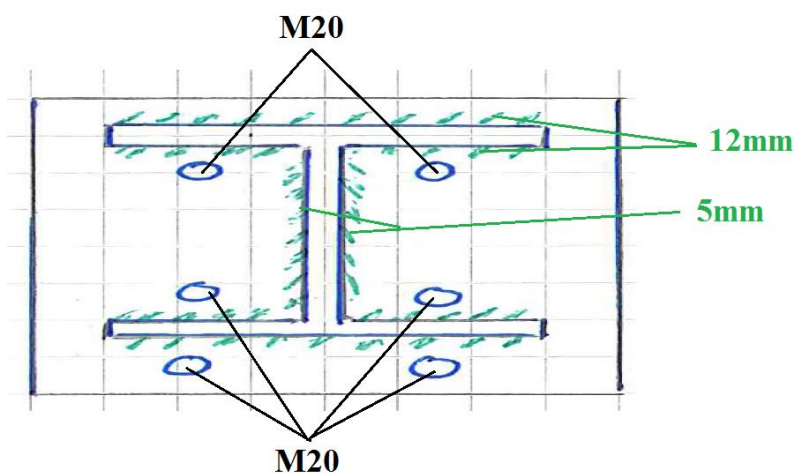
Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,rd}}{m_y \times F_{t,rd}} = \frac{4 \times (13,19 \times 10^6)}{79,7 \times (282,2 \times 10^3)} = 2,35 > 2 \rightarrow \text{Bruddform 3}$$

$$F_d = F_{t,rd} = 282,2 \text{ kN}$$

Totalkapasitet L og T forbindelse = 282,2 × 2 = 564,4 kN > 479,5 kN

Bruk 2 stykk M20 bolter under strekkflens og 2 stykk M20 over flens.



Figur 30 Oppsummering av mønet

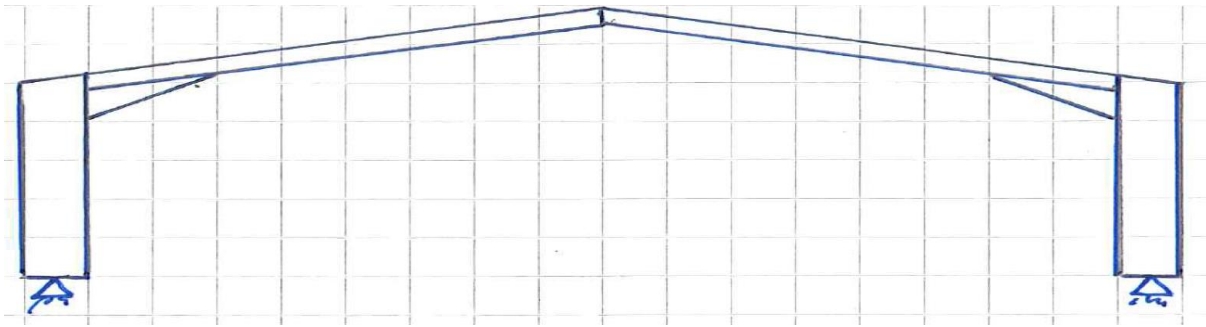
9.2.5 Oppsummering

Nå er all nødvendig informasjon for å se på kriteriene i problemstillingen klare. Jeg vet nå dimensjonen på selve rammen, alle bolte og sveiseforbindelsene jeg skal dimensjonere. Da utfører man beregninger på hvor mye vekt rammen veier og hvor mange meter sveis som må utføres på rammen. Referer til vedlegg B for og se utregning av vekt og sveiselengde. Tabell 19 gir en oppsummering av resultatet.

	Vekt (kg)	Sveis (M)	Poeng
Per ramme	4902,8	12,04	4914,84
Totalt	58833,6	144,48	58978,08

Tabell 19 Vekt og sveiselengde for Enkel ramme

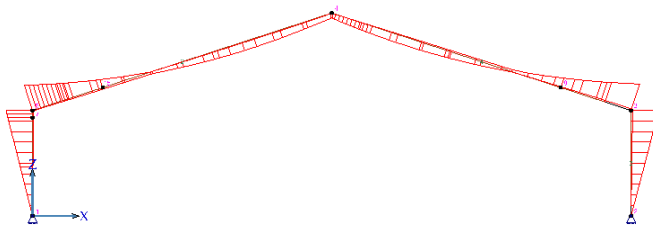
10 Ramme med vute



Figur 31 Skisse over Ramme med vute

Vute er en forsterkning av et en forbindelse for å øke dimensjonen i kritiske områder (lokal forsterkning), og man kan da benytte en mindre dimensjon på resten. Vanlige områder på denne type konstruksjoner er ved mønet og ved ramnehjørnet. I denne situasjonen skal det settes inn en vute i ramnehjørnet. Lengden på slike vuter kan være opptil 15 % av det totale spennet til konstruksjonen.

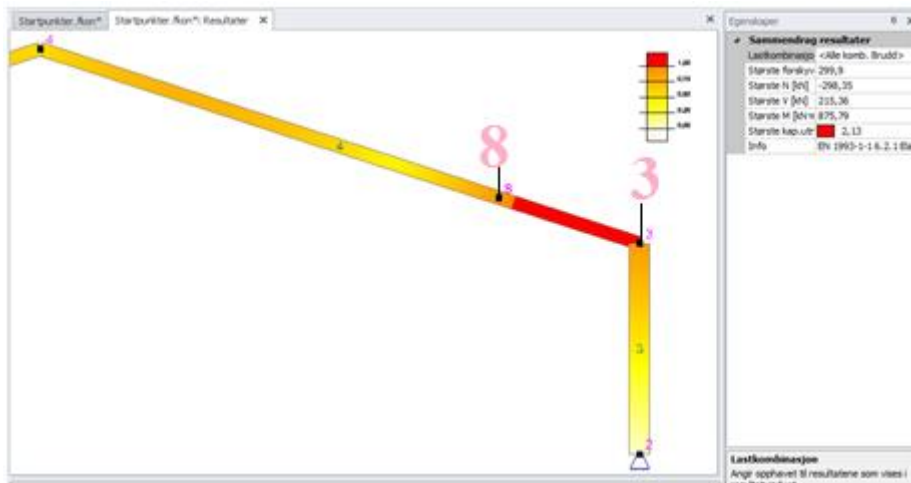
Ved analyse av momentdiagrammet ser man på den geometriske formen ved ramnehjørnet at momentet går raskt ifra en maksimalverdi til en lavere verdi se figur 32. Dette vil være et område man kan forsterke med en vute for og kunne benytte en mindre takbjelke profil.



Figur 32 Skjermutklipp fra Focus, momentdiagram

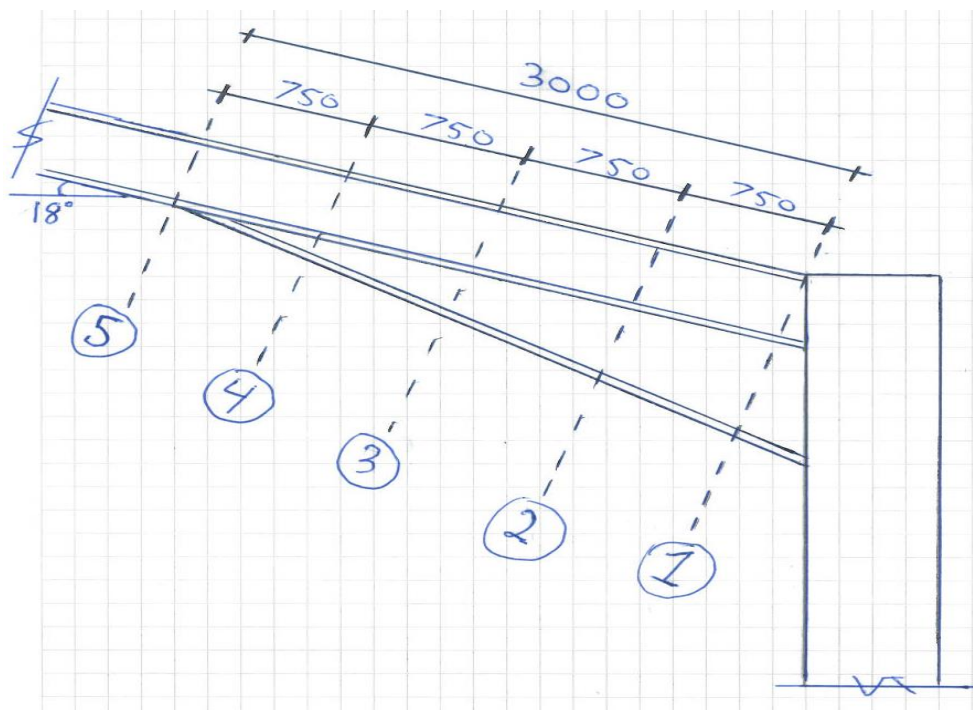
Da gjelder det og finne en kombinasjon mellom hva slags takbjelke man kan bruke og hvor langt ut langs bjelken vuten skal være, med 15 % prosent av maks lengden som begrensning, (her 3,84 meter).

Etter flere simuleringer i Focus med forskjellige type profilkombinasjoner kom jeg frem til det jeg tolker som en god kombinasjon. Man kom frem til at en HE300A har sitt bruddområde tett opptil 3 meter ut langs takbjelken. På figur 33 ser man kapasitetssituasjonen og at fra punkt 3 til 8 på figuren er det 3 meter og ved punkt 8 er kapasiteten på 0,92 som også er innenfor kravet jeg har satt. Dette ses på som en god kombinasjon og velger og gå videre med dette.



Figur 33 Skjermtutklipp fra Focus, kapasitet av en HE300A

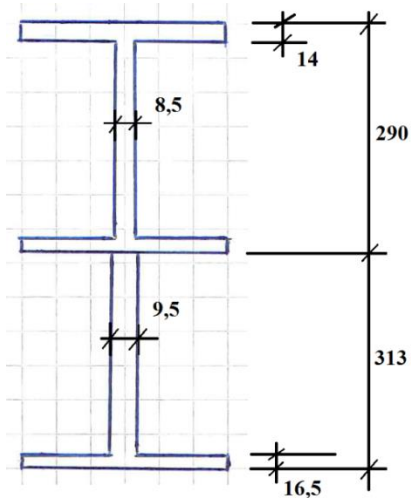
En vute kan være basert ut ifra eksisterende ferdig profiler som her er en HE340A som skråskjæres på langs i steget i den lengden man vil ha og sveiser den fast til bjelken. For og finne ut om og hva slags vute som holder i dette tilfelle må den deles inn i flere seksjoner som man kontrollerer om kapasiteten holder for de forskjellige lastene.



Figur 34 Skisse over snitt inndeling for vute

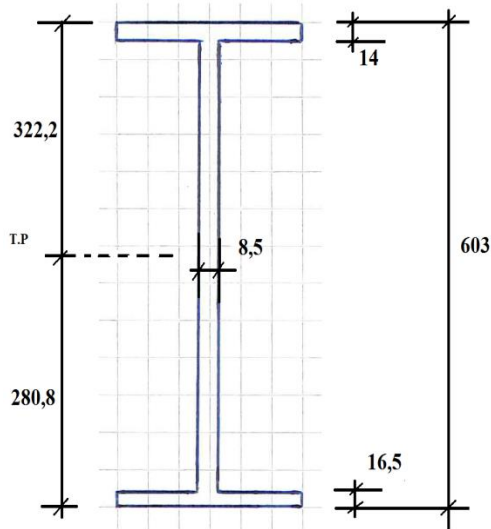
Vuten og takbjelken har ikke samme profildata, steget for en HE340A er tykkere (9,5mm) og flensen er også tykkere (16,5mm). På figur 35 ser man hvordan tverrsnittet ved snitt 1 ser ut i virkeligheten.

10.1 Tverrsnittsdata



Figur 35 Virkelig tverrsnitt ved snitt 1

Der hvor vuten er ser man på det som en hel bjelke siden dette til sammen ikke blir en standard bjelke som man finner alle verdiene som man trenger for dimensjonering som I_y , W_{ey} og tverrsnitts areal i ferdige tabeller må man gjøre disse beregningene. Som en forenkling av disse beregningene ser man bort ifra flensen på midten og lar den smaleste stegtykkelsen være gjennomgående som vist på figur 36.



Figur 36 Skisse av snitt 1 som benyttes i dimensjonering

Ut fra verdiene i figur 36 beregnes W_y , I_y og tverrsnitts areal ut.

Snitt 1

Areal	Formel	Beregning (mm)	Resultat (mm ²)	Arealets tyngdepunkt ($A_{t_{py}}$) (mm)
A_1	$B \times H$	300 x 14	4200	596
A_2	$B \times H$	8,5 x (603 – 14 – 16,5)	4866,25	302,75
A_3	$B \times H$	300 x 16,5	4950	8,25
A_{total}	$A_1 + A_2 + A_3$	4200+4866,25+4950	14016,25	

Tabell 20 Arealberegninger for snitt 1

$$T.P = \frac{A_{tpy1} \times A1 + A_{tpy2} \times A2 + A_{tpy3} \times A3}{A1 + A2 + A3} = \frac{596 \times 4200 + 302,75 \times 4866,25 + 8,25 \times 4950}{14016,25} = 286,6mm$$

Beregning av treghetsmoment I_y : $\frac{B \times H^3}{12} + A_n \times r^2$ (15)

$$I_y: \frac{300 \times 16,5^3}{12} + \frac{300 \times 14^3}{12} + \frac{8,5 \times 572,5^3}{12} + (4950 \times (286,6 - 8,25)^2) + (4866,25 \times (302,75 - 286,6)^2) + (4200 \times (596 - 286,6)^2) = 920,6 \times 10^6 \approx 921 \times 10^6 mm^4$$

Beregning av motstandsmoment $W_y = \frac{I_y}{Y}$ (16).

$$W_y: \frac{921 \times 10^6}{286,6} = 3213,5 \times 10^3 mm^3$$

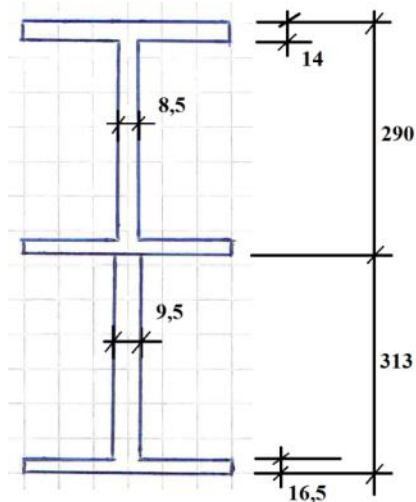
Disse beregningene gjøres for hvert snitt gjennom vuten men henviser til vedlegg for resterende beregninger for resterende snitt. I tabell 21 er resultatet oppsummert. Verdiene for M_{ed} , V_{ed} og N_{ed} er hentet ut fra sine diagram ifra Focus modellen til kapittel 9 enkel ramme siden man ikke kan modellere halve tverrsnitt i focus (referer til vedlegg B).

Snitt	Dybde (mm)	Høyde (mm)	T.V.S-areal (mm ²)	I_y (mm ⁴)x10 ⁶	$W_{el.min}$ (mm ³)x10 ³	N_{ed}	M_{ed}
1	313	603	14016,25	921	3213,5	272	887
2	235	525	13353,25	678	2722,9	268	716
3	156	446	12681,75	474	2246	262	560
4	78	368	12018,75	311	1789,4	259	428
5	0	290	11200	182,6	1260	254	310

Tabell 21 Oppsummering av snitt beregningene

10.2 Tverrsnittsklasse kontroll

Ved klassifisering av tverrsnittsklasse benytter man flens og steg sine virkelige dimensjoner i snitt 1 som er mest belastet. Bestemmelsen av tverrsnittsklasse utføres i henhold til NS-EN 1993-1-1 punkt 5.5 tabell 5.2.



Figur 37 Skisse over snitt 1 for bestemmelse av tverrsnittsklasse

Øvre steg

$$c_w = 290 - 2 \times 14 - 2 \times 27 = 208 \text{ mm}$$

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{208}{8,5} = 24,47 \leq 38 \times 0,81 = 30,78 \rightarrow \text{Tverrsnittsklasse 2}$$

Nedre steg

Spenninger i tverrsnittet forårsaket av aksiallasten N_{ed}

$$\sigma_n = \frac{N_{ed}}{A}$$

$$\sigma_n = \frac{272 \times 10^3}{14016,25} = 19,4 \text{ N/mm}^2$$

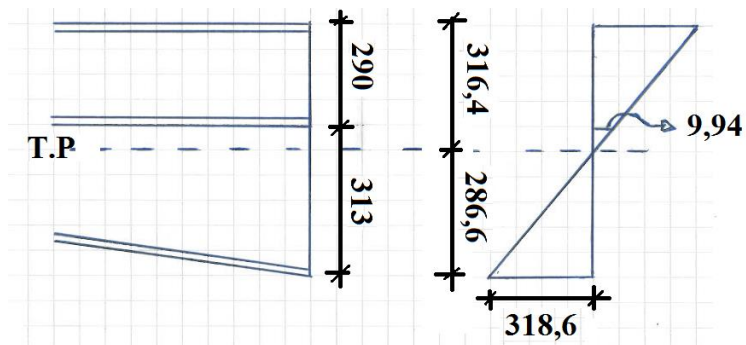
Resterende kapasitet til å ta spenninger forårsaket av moment

$$\sigma_m = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} - \sigma_n$$

$$\sigma_m = \frac{355}{1,05} - 19,4 = 318,6 \text{ N/mm}^2$$

Bøyning + aksial spenning ved midt flensen:

$$318,6 \times \left(\frac{-26,4}{286,6} \right) + 19,4 = -9,94 \text{ N/mm}^2$$



Figur 38 Skisse over spenninger ved snitt 1

$$\Psi = \frac{-9,94}{318,6} = -0,031$$

$$c_w = h - t_f - r$$

$$c_w = 313 - 16,5 - 27 = 269,5 \text{ mm}$$

Kontroll av tverrsnitt klasse 3 når ($\Psi > -1$)

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{269,5}{9,5} = 28,36 \leq \frac{42\varepsilon}{0,67+0,33\times(\Psi)} = \frac{42 \times 0,81}{0,67+0,33\times(-0,031)} = 51,56 \rightarrow T.V \text{ kl: } 3$$

Topp flens

$$c_f = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r$$

$$c_f = \frac{300}{2} - \frac{8,5}{2} - 27 = 118,75$$

$$\frac{c_f}{t} = \frac{118,75}{14} = 8,48 \leq 10 \times 0,81 = 9,1 \rightarrow T.V \text{ kl } 2.$$

Bunn flens

$$c_f = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r$$

$$c_f = \frac{300}{2} - \frac{9,5}{2} - 27 = 118,25$$

$$\frac{c_f}{t} = \frac{118,25}{16,5} = 7,16 \leq 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow T.V \text{ kl } 1.$$

Hele tverrsnittet blir da i tverrsnittsklasse 3.

10.3 Dimensjonering av Vute

10.3.1 Kontroll for skjær

Kontroll av skjærkapasiteten til vuten utføres i henhold til NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008-Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner punkt 6.2.6. Punkt 6.2.8 avsnitt (2) i NS-EN 1993-1-1 sier at hvis V_{ed} er mindre en den halve plastiske skjærkapasiteten kan man se bort ifra dens virkning på momentkapasiteten. Dette medfører at skjærkontrollen av vuten utføres som plastisk selv om tverrsnittet er klassifisert i klasse 3.

Snitt 1

Steget tar skjærkreftene og her ses det bort ifra at det er 2-delt.

$$A_v = t_w \times h'$$

$$A_v = 8,5 \times 572,5 = 4866,25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \geq V_{ed}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{4866,25 \times \frac{355}{\sqrt{3}}}{1,05} = 949,8 \text{ kN} \geq 220 \text{ kN OK}$$

Punkt 6.2.8 i NS-EN 1-1, 1993:

$$V_{ed} \leq 0,5 \times V_{pl,rd}$$

$$\frac{V_{pl,rd}}{2} = \frac{949,8}{2} = 474,9 \text{ kN} \geq 220 \text{ kN OK}$$

En slik kontroll utføres for hvert snitt langs vuten, referer til vedlegg for detaljert beregning.

En oppsummering vises i tabell 22.

Snitt	V_{ed} (kN)	A_v (mm ²)	$V_{pl,rd}$ (kN)	$V_{ed} \leq V_{pl,rd}$	$0,5 V_{rd}$ (kN)	Bøying + skjær
1	220	4866,25	949,8	Ja	474,95	Nei
2	210	4203,25	820,5	Ja	410,25	Nei
3	200	3531,75	689,4	Ja	344,7	Nei
4	180	2868,75	560	Ja	280	Nei
5	150	2227	437,7	Ja	217,35	Nei

Tabell 22 Oppsummering av skjærkontroll

10.3.2 Aksiallast kontroll

Kontroll av trykk på grunn av aksiallast utføres i henhold til NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008-Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner punkt 6.2.4.

Snitt 1

$$N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{ed}$$

$$N_{c,rd} = \frac{14016,25 \times 355}{1,05} = \mathbf{4738,8 \text{ kN} \geq 272 \text{ kN} \quad \text{OK}}$$

Her forekommer aksiallast og moment samtidig og det må utføres en kontroll av at spenningen som opptrer $\sigma_{x,ed}$ er mindre en den tillatte. Dette utføres i henhold til NS-EN 1993-1-1, punkt 6.2.9.2

$$\sigma_{x,ed} = \sigma_n + \sigma_m < f_d$$

$$\sigma_{x,ed} = \frac{M_{ed} \times z}{I_y} + \frac{N_{ed}}{A} < \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\sigma_{x,ed} = \frac{(880 \times 10^6) \times 286,6}{921 \times 10^6} + \frac{272 \times 10^3}{14016,25} = 273,8 + 19,4 = \frac{293,2N}{mm^2} < \mathbf{338N/mm^2} \quad \text{OK}$$

En slik kontroll utføres for hvert snitt langs vuten, referer til vedlegg for detaljert beregning.

En oppsummering vises i tabell 23.

Snitt	N_{ed} (kN)	A (mm ²)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{Ed} \leq N_{C,Rd}$	$\sigma_{x,ed} \leq f_d$
1	272	14016,25	4738,82	Ja	Ja
2	268	13353,25	4514,7	Ja	Ja
3	262	12681,75	4287,6	Ja	Ja
4	259	12018,75	4063,48	Ja	Ja
5	254	11200	3786,67	Ja	Ja

Tabell 23 Oppsummering av aksiallast kontroll

10.3.3 Momentkontroll

Kontroll av moment utføres i henhold til NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008-Eurokode 3:

Prosjektering av stålkonstruksjoner punkt 6.2.5 del 2 ligning (6,14).

Snitt 1

$$M_{c,y,rd} = M_{el,y,rd} = \frac{W_{el,min} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_{ed}$$

$$M_{el,y,rd} = \frac{(3213,5 \times 10^3) \times 355}{1.05} = \mathbf{1086,5 \text{ kNm}} \geq \mathbf{887 \text{ kNm}}$$

En slik kontroll utføres for hvert snitt langs vuten, referer til vedlegg for detaljert beregning.

En oppsummering vises i tabell 24.

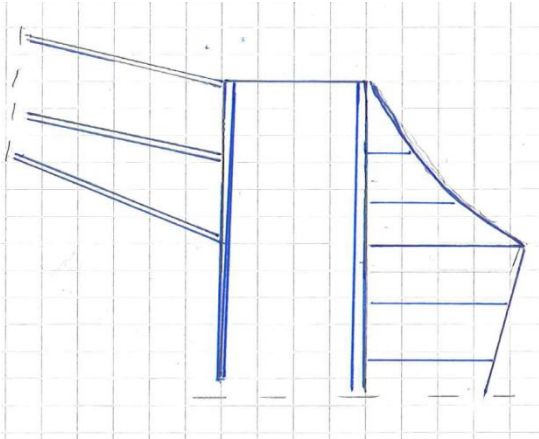
Seksjon	M _{Ed} (kNm)	W _{el,min} (mm ³)x10 ³	M _{el,Rd} (kNm)	M _{Ed} ≤ M _{el,Rd}
1	887	3213,5	1086,5	Ja
2	716	2722,9	920,6	Ja
3	560	2246	759,4	Ja
4	428	1789,4	605	Ja
5	310	1260	426	Ja

Tabell 24 Oppsummering av momentkontroll

Vuten gir tilfredsstillende støtte til og kunne benytte en HE300A som takbjelke.

10.4 Søyle

Momentdiagrammet til en søyle ved en vute blir som i figur 39. Vuten +bjelke i dette tilfelle utgjør en høyde på omtrent 0,6 meter. Finner da maks momentet til søylen i dette område og det er i dette tilfelle 834kNm.



Figur 39 Skisse over momentdiagrammet til søylen der vuten treffer

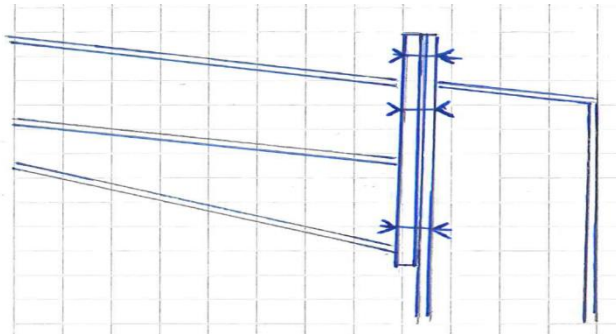
NS EN 1993-1-1 punkt 6.2.5:

$$M_{rd} = f_d \times W_{y,HE450} = 338 \times 2900 \times 10^3 = 980,2 \text{ kNm} > 834 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = f_d \times W_{y,HE400} = 338 \times 2310 \times 10^3 = 780,8 \text{ kNm} < 834 \text{ kNm}$$

Må derfor bruke HE450A som søyle.

10.5 Søyle bjelke forbindelsen



Figur 40 Skisse over bolteforbindelsen ved rammehjørnet

$$V_{ed} = 220 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 272 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 887 \text{ kNm}$$

Tverrsnittsdata ved rammehjørnet:

Søyle: HE450A

$$H=440 \text{ mm}, B=300 \text{ mm}, t_f = 21 \text{ mm}, t_w = 11,5 \text{ mm}, h' = 344 \text{ mm}, r = 27 \text{ mm}$$

$$A = 17800 \text{ mm}^2, I_y = 637,2 \times 10^6 \text{ mm}^4, W_y = 2900 \times 10^3 \text{ mm}^3, W_{py} = 3220 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Bjelke: Ser på bjelken +vuten som en hel bjelke.

$$H=603 \text{ mm}, B=300 \text{ mm}, t_f = 14 \text{ mm}, t_w = 8,5 \text{ mm}, h' = 518,5 \text{ mm}, r = 27 \text{ mm}$$

$$A = 14016,25 \text{ mm}^2, I_y = 921 \times 10^6 \text{ mm}^4, W_y = 3213,5 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\frac{\text{Trykk}}{\text{strekk}} \text{ i flens} = F_s = \frac{M_{ed}}{z'} = \frac{887 \times 10^6}{603 - 7 - 8,25} = 1509,2 \text{ kN}$$

Formel 9 Formel for strekk og trykk i flens

10.5.1 Sveis

Flenser til endeplate (rent strekk):

$$f_{tw,d} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{2} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{2} \times 0,9} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Formel 11 Formel for strekk kapasitet til sveis

$$\text{Sveis-kap.} = \text{flens-kap} \rightarrow 2a \times f_{tw,d} = f_d \times t_f \rightarrow a = \frac{f_d \times t_f}{2 \times f_{tw,d}} = \frac{338 \times 14}{2 \times 320} = 7,4 \text{ mm} \rightarrow 8 \text{ mm}$$

Formel 12 Formel for utregning av a-mål

Nedre flens:

$$\text{Sveis-kap.} = \text{flens-kap} \rightarrow 2a \times f_{tw,d} = f_d \times t_f \rightarrow a = \frac{f_d \times t_f}{2 \times f_{tw,d}} = \frac{338 \times 16,5}{2 \times 320} = 8,7 \text{ mm} \rightarrow$$

9mm

Bruk buttsveis på strekksiden og 9mm a-mål på trykksiden.

Midt flens bare fastholdes $\sqrt{14} = 3,7 \rightarrow$ **4mm**

Steg til endeplaten:

$$f_{vw} = \frac{f_u}{Y_{m2} \times \sqrt{3} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{3} \times 0,9} = 261 \text{ N/mm}^2$$

Formel 13 Formel for skjærkapasitet til sveis

$$\text{Sveis-kap.} = \text{steg-kap} \rightarrow 2a \times f_{vw,d} = \frac{f_d}{\sqrt{3}} \times t_w \rightarrow a = \frac{\frac{f_d}{\sqrt{3}} \times t_w}{2 \times f_{vw,d}} = \frac{\frac{338}{\sqrt{3}} \times 8,5}{2 \times 261} = 3,1 \text{ mm} \rightarrow$$
 4mm

Formel 14 Formel for utregning av a-mål

Bruk 4mm som a-mål til sveis i steg.

10.5.2 Bolter

Man ser på denne bolteforbindelsen som en ensidig bjelke/søyle forbindelse som dimensjoneres etter samme prinsipp som en L og T-forbindelse. Her er bredden på søylen begrensende når man tenker på bolteavstander siden søylen ikke er mer en 300mm.

Bruker M10,9 bolter.

Boltene ved strekkflens overfører kun strekk $F_s = 1509,2\text{kN}$

Tillatt strekkspenning i M10,9 bolter NS EN 1993-1-8, Punkt 3,6,1 tabell 3.4:

$$f_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub}}{Y_{m2}} = \frac{0,9 \times 1000}{1,25} = 720\text{N/mm}^2$$

$$\text{Boltareal: } A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{1509,2 \times 10^3}{720} = 2096\text{mm}^2$$

Formel 16 Formel for nødvendig bolteareal

$$\text{M27- } A_s = 459\text{mm}^2 \rightarrow A_s = \frac{2096}{459} = 4,5 \rightarrow 5 \text{ bolter}$$

Skjærbolter (nær trykkflens) NS EN 1993-1-8 punkt 3.6.1 tabell 3.4:

$$V_{ed} = 220 \text{ kN}$$

$$f_{v,rd} = \frac{0,6 f_{ub}}{Y_{m2}} = \frac{0,6 \times 1000}{1,25} = 480\text{N/mm}^2$$

Formel 17 Formel for tillat skjærspenning i bolter

$$A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{220 \times 10^3}{480} = 458\text{mm}^2$$

Bruker 2 stk M27 bolter $A_s = 459 \times 2 = 918\text{mm}^2 > 458\text{mm}^2$

Boltavstander på skjærsiden

$$d_0 = 27 + 3 = 30$$

	Avtandsparameter	Optimale avstander	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	3,0 $d_0 = 90\text{mm}$	100mm
	p_1	3,75 $d_0 = 113\text{mm}$	< 113mm
Normalt på kraftretning	e_2	1,5 $d_0 = 45\text{mm}$	100mm
	p_2	3,0 $d_0 = 90\text{mm}$	100mm

Tabell 25 Tabell over bolteavstand

Bolter som er skjærbelastet så skal man kontrollere hullkantkapasiteten. Avstand til plate ende og avstand mellom bolter er godt innenfor kravene i NS-EN 1993 1-8. Det ses også på som en rad med bolter og da sier punkt 3,6,1 (10) i NS EN 1993 1-8 at:

$$F_{b,rd} = 1,5 \times \frac{f_u}{\gamma_{m2}} \times d \times t \times n_{hull} = 1,5 \times \frac{510}{1,25} \times 27 \times 30 \times 2 = 991,4kN > 220kN$$

Formel 18 Formel for hullkantrykkapasitet

10.5.3 Overføringskapasitet til endeplate

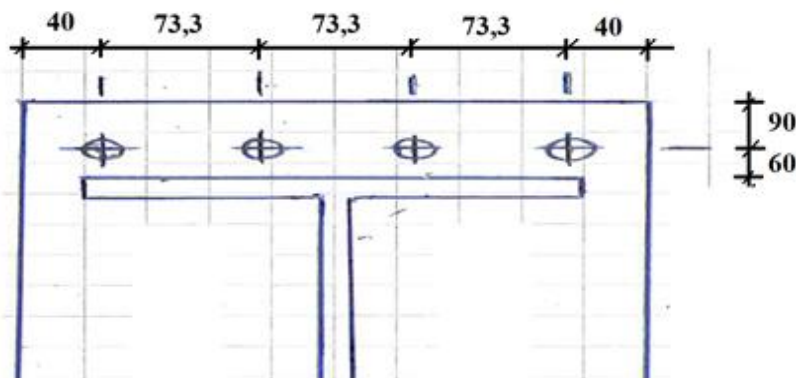
Bruker en platetykkelse $t_p = 40\text{mm}$

Boltene ved strekksiden ser man på denne som en ren strekkforbindelse og kan bruke minimum avstandene oppgitt i NS-EN 1993-1-8 punkt 3.5 tabell 3.3 som gjelder for både L og T forbindelsen. Med M27 bolter, $d_0 = 27+3=30$

	Avtandsparameter	minimumsavstand	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	$1,2 d_0 = 36\text{mm}$	90mm
	p_1	$2,2 d_0 = 66\text{mm}$	130mm
Normalt på kraftretning	e_2	$1,2 d_0 = 36\text{mm}$	40mm
	p_2	$2,4 d_0 = 72\text{mm}$	73,3mm

Tabell 26 Tabell over bolteavstand

L-forbindelse over strekk flens:



Figur 41 Skisse over L-forbindelsen over strekkflens

$$m_x = 60\text{mm}, e_x = 90\text{mm}, p = 73,3\text{mm}$$

$$m = m - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 31 Formel for M_x

$$m_x = 60 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 55,5\text{mm}$$

$$e_x = 90 \quad e_{min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 90 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 55,5 = 69,4 \end{array} \right. \quad e_{min} = 69,4\text{mm}$$

L_{eff} finner man i tabell 6,6 i punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8:

Innerbolt:

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m_x + 1,25 \times e_x = 4 \times 55,5 + 1,25 \times 69,4 = 308,8 \\ 2 \times \pi \times m_x = 2 \times \pi \times 55,5 = 348,7 \end{array} \right. \quad \min = 73,3$$

Ytterbolt: L_{eff}

$$\min: \begin{cases} 4m_x + 1,25e_x = 4 \times 55,5 + 1,25 \times 69,4 = 308,7 \\ 0,5p + e = 0,5 \times 73,3 + 40 = 76,65 \\ 2\pi m_x = 2 \times \pi \times 55,5 = 348,7 \\ 0,5p + 2m_x + 0,625e_x = 0,5 \times 73,3 + 2 \times 55,5 + 0,625 \times 69,4 = 191 \end{cases} \quad \min = 76,65$$

$$\sum L_{eff} = 76,65 \times 2 + 73,3 \times 2 = 300mm$$

NS EN 1993-1-8 Punkt 3.6.1 tabell 3.4 gir formel for $F_{t,rd}$

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 300 \times 40^2 \times \frac{355}{1,05} = 40,57 \times 10^6 Nmm$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

NS EN 1993-1-8 Punkt 3.6.1 tabell 3.4 gir formel for $F_{t,rd}$

$$\sum F_{t,rd} = f_{t,rd} \times A_s \times n_{bolter} = 720 \times 459 \times 4 = 1321,9kN$$

$$\beta = \frac{2 \times M_{pl,rd}}{m_x \times F_{t,rd}} = \frac{2 \times (40,57 \times 10^6)}{55,5 \times (1321,9 \times 10^3)} = 1,10 > 1 \rightarrow \text{Bruddform 2}$$

Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$\gamma = \frac{e_x}{m_x} = \frac{69,4}{55,5} = 1,25$$

Formel 26 Formel for γ faktor

$$F_d = \frac{\beta + 2 \times \gamma}{2 + 2 \times \gamma} \times \sum F_{t,rd} = \frac{1,10 + 2 \times 1,25}{2 + 2 \times 1,25} \times 1321,9 = 1057,5kN$$

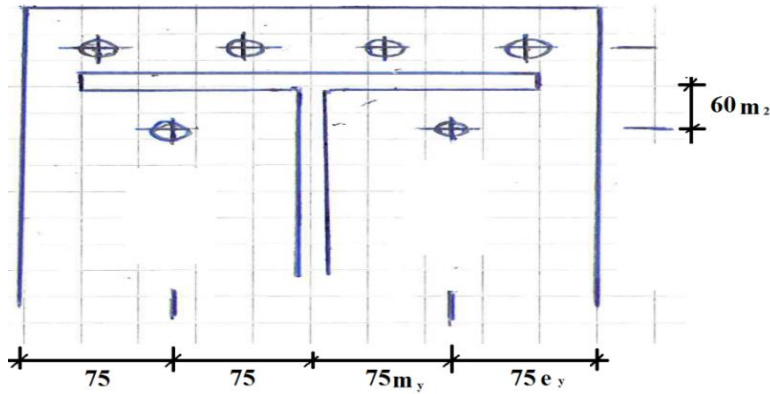
Formel 28 Formel for boltkapasitet med bruddform 2

T-forbindelse under flens:

M36 bolter, $d_0 = 36+3=39$

	Avtandsparameter	minimumsavstand	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	1,2 $d_0 = 47mm$	55mm til flens
	p_1	2,2 $d_0 = 86mm$	140mm
Normalt på kraftretning	e_2	1,2 $d_0 = 47mm$	75mm
	p_2	2,4 $d_0 = 94mm$	150mm

Tabell 27 Tabell over bolteavstander



Figur 42 Skisse over T-forbindelsen under flensen

$$m_2 = 60 \text{ mm}, m_y = 75 \text{ mm}, e_y = 75 \text{ mm}$$

$$m_y = m - \frac{t_w}{2} - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 32 Formel for m_y

$$m_y = 75 - \frac{8,5}{2} - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 66,2 \text{ mm}$$

$$e_y = 75 \quad e_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 75 \\ 1,25 \times m_y = 1,25 \times 66,2 = 82,75 \end{array} \right. \quad e_{\min} = 75 \text{ mm}$$

$$m_2 = 60 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 55,5 \text{ mm}$$

NS en 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 figur 6.11 gir formel for λ_1 , λ_2 og bestemmelse av α .

$$\lambda_1 = \frac{m_y}{m_y + e_y} = \frac{66,2}{66,2 + 75} = 0,47$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_y + e_y} = \frac{55,5}{66,2 + 75} = 0,39$$

Skisse på skjæringspunktet mellom λ_1 og λ_2 finnes i vedlegg C

$$\rightarrow \alpha \approx 2\pi$$

L_{eff} finner man i tabell 6,6 i punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8

$$L_{\text{eff}} \text{ Ytterbolt: } \min \left\{ \begin{array}{l} \alpha \times m_y = 2\pi \times 66,2 = 415,9 \\ \pi \times m_y + p = \pi \times 66,2 + 0 = 207,9 \\ 0,5p + \alpha \times m_y = 0,5 \times 0 + 2\pi \times 66,2 = 236,6 \end{array} \right. \quad \min: 207,9$$

$$\sum F_{t,rd} = f_{t,rd} \times A_s \times n_{bolter} = 720 \times 817 \times 2 = 1176,4 \text{ kN}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 207,9 \times 40^2 \times \frac{355}{1,05} = 28,11 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,rd}}{m_y \times F_{t,rd}} = \frac{4 \times (28,11 \times 10^6)}{66,2 \times (1176,4 \times 10^3)} = 1,44 > 1 \rightarrow \text{Bruddform 2}$$

Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$\gamma = \frac{e_y}{m_y} = \frac{75}{66,2} = 1,13$$

Formel 26 Formel for γ faktor

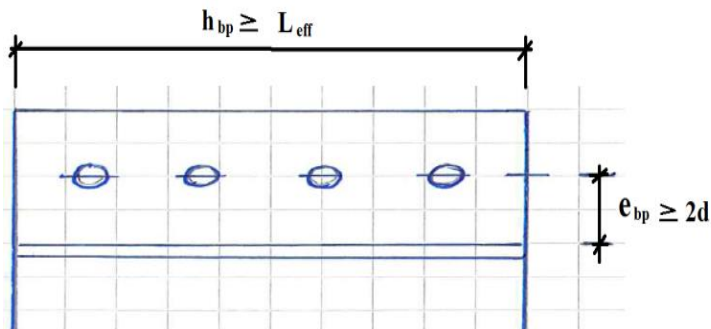
$$F_d = \frac{\beta + 2 \times \gamma}{2 + 2 \times \gamma} \times \sum F_{t,rd} = \frac{1,44 + 2 \times 1,13}{2 + 2 \times 1,13} \times 1176,4 = \mathbf{1021,7 \text{ kN}}$$

Formel 28 Formel for boltkapasitet med bruddform 2

$$\mathbf{\text{Totalkapasitet L og T forbindelse} = 1057,5 + 1021,7 = 2079,2 \text{ kN} > 1509,2 \text{ kN}}$$

10.5.4 Kontroll av søyleflens på strekksiden

Da vet vi at endeplaten holder men man må kontrollere søyleflensen som bjelken festes i siden flenstykkelsen på en HE450 = $t_f = 21\text{mm}$. Her har jeg funnet ut at kapasiteten til flensen alene ikke er god nok. Det må forsterkes for og øke kapasiteten. Måten jeg har løst det på er å legge en bakplate bak L-forbindelsen (over strekk flens). NS EN 1993-1-8 punkt 6,2,4 har noen minste krav til hvor stor en slik bakplate skal være. Se figur 43.



Figur 43 Skisse over krav til bakplate

$$2d = 2 \times 27 = 54, M_x = 55,5 > 54 \text{ OK.}$$

$$L_{\text{eff}} = 300\text{mm OK.}$$

Verdier fra kapittel 10.5.3

$$M_x = 55,5\text{mm}$$

$L_{\text{eff}} = 300$ for L-forbindelsen og 207,9 for T-forbindelsen

L-forbindelsen

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 300 \times 21^2 \times \frac{355}{1,05} = 11,18 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

NS-EN-1993-1-8 punkt 6.2.4 tabell 6,2 gir en formel for $M_{pl,rd}$ med bakplate.

$$\beta = \frac{2 \times M_{pl,rd} + 2 \times M_{pl,rd}}{m \times F_{t,rd}} = \frac{2 \times (11,18 \times 10^6) + 2 \times \left(\frac{1}{4} \times 300 \times 35^2 \times 338\right)}{55,5 \times (1321,9 \times 10^3)} = 1,15$$

$> 1 \quad \rightarrow \text{Bruddform 2}$

Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$F_d = \frac{\beta + 2 \times \gamma}{2 + 2 \times \gamma} \times \sum F_{t,rd} = \frac{1,15 + 2 \times 1,25}{2 + 2 \times 1,25} \times 1321,9 = \mathbf{1072,2\text{ kN}}$$

Formel 28 Formel for boltkapasitet med bruddform 2

T-forbindelsen

$$m_y = 66,2\text{ mm}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 207,9 \times 21^2 \times \frac{355}{1,05} = 7,74 \times 10^6\text{ Nmm}$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

$$\beta = \frac{2 \times M_{pl,rd}}{m \times F_{t,rd}} = \frac{2 \times (7,74 \times 10^6)}{66,2 \times (1176,4 \times 10^3)} = 0,39 < 1 \quad \rightarrow \text{Bruddform 1}$$

Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

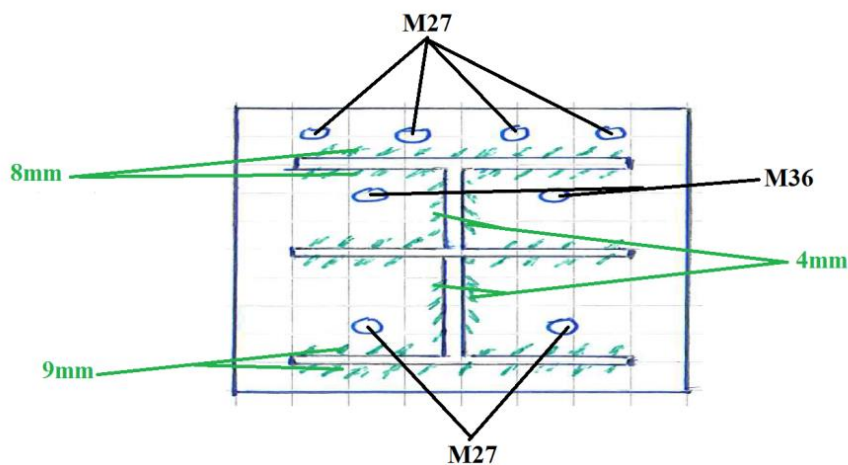
$$F_d = \beta \times F_{t,rd} = 0,39 \times 1176,4 = \mathbf{458,8\text{ kN}}$$

Formel 33 Formel for boltkapasitet i bruddform 1

Totalkapasitet L og T forbindelse = 1072,2+ 458,8= 1531kN > 1509,2kN

Med bakplate på 35mm så har flensen tilfredsstillende kapasitet.

Bruk 4 stykk M27 over strekkflens og 2 stykk M36 under flens.

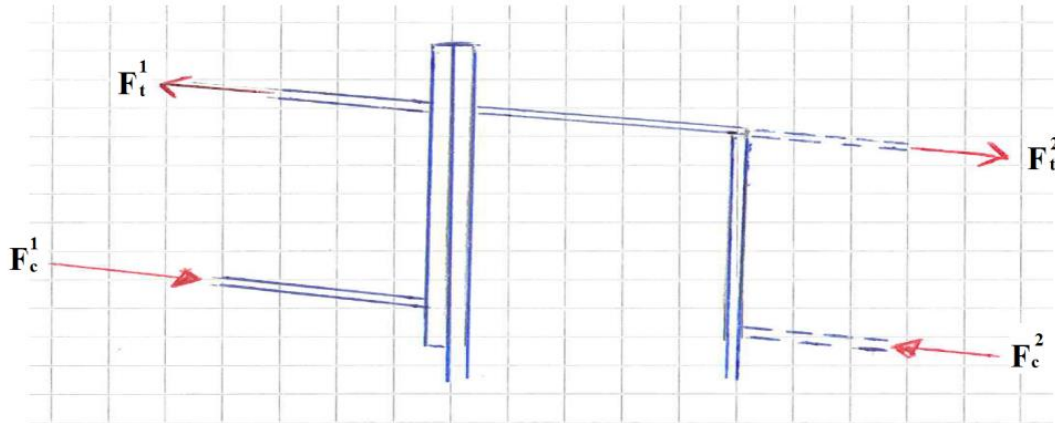


Figur 44 Skisse over oppsummering av rammehjørnet

10.5.5 Kontroll av skjær i søylesteg

NS EN 1993-1-8 punkt 6,2,6,1

V er skjærkraften søylen ville ha fått uten bjelken



Figur 45 Skisse over skjærkontroll i søylesteg

$$V_{wp,ed} = F_t^1 - F_t^2 + V$$

$$V_{wp,ed} = F_c^1 - F_c^2 + V$$

$$A_v^{søyle} = 17800 - 2 \times 300 \times 21 \times (8,5 + 2 \times 27) = 6512,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{wp,ed} \leq V_{wp,rd} = \frac{0,9 \times f_{y,wc} \times A_{vc}}{\sqrt{3} \times Y_{m0}} = \frac{0,9 \times 355 \times 6512,5}{\sqrt{3} \times 1,05} = 1144,1 \text{ kN}$$

Formel 34 Formel for plastisk skjærkapasitet i steg

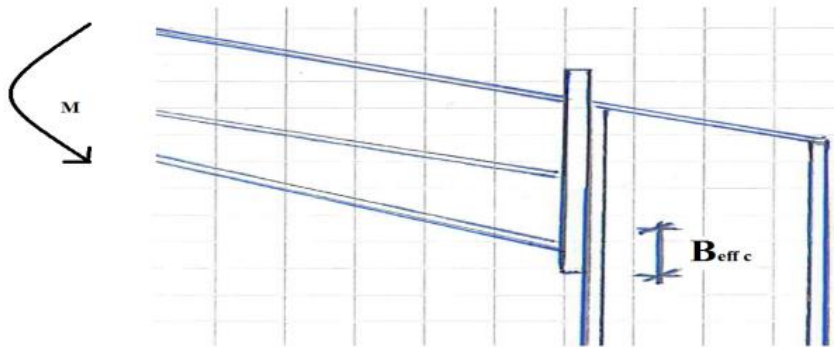
Her så er bjelken ensidig og setter $V = 0$ og $f_t^2 = f_c^2 = 0, f_t^1 = f_c^1 = 1144,1 \text{ kN}$

$$\rightarrow V_{wp,ed} = f_c^1 = 1144,1 \text{ kN} < 1509,2 \text{ kN}$$

Trenger forsterkning!

10.5.6 Kontroll av trykk i søylesteg

NS EN 1993-1-8 punkt 6,2,6,2



Figur 46 Skisse over kontroll av trykk i søylesteg

$$F_{c,wc,rd} = \rho \times \omega \times k_{wc} \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_d$$

Formel 35 Formel for dimensjonerende kapasitet ved trykk

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} \times a_p + 5(t_{fc} + r_c) + 2 \times t_p$$

Formel 36 Formel for effektiv bredde

$$b_{eff,c,wc} = 14 + 2\sqrt{2} \times 8 + 5(21 + 27) + 2 \times 40 = \mathbf{356,6mm}$$

$$\lambda_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \times h \times f_y}{E \times t_w^2}}$$

Formel 37 Formel for platens slankhet

$$\lambda_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{356,6 \times 344 \times 355}{(2,1 \times 10^5) \times 11,5^2}} = 1,16$$

$$\text{Hvis: } \lambda_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$\text{Hvis: } \lambda_p \geq 0,72 \rightarrow \rho = \frac{1}{\lambda_p} \times (\lambda_p - 0,2) \text{ denne her.}$$

$$\rho = \frac{1}{1,16} \times (1,16 - 0,2) = \mathbf{0,827}$$

NS EN 1993-1-8 punkt 5.3 Tabell 5,4 gir at $\rightarrow \beta=1$ og NS EN 1993-1-3 punkt 6.2.6.1 tabell 6,3 gir at $\omega=\omega_1$

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{b_{eff,c,wc} \times t_w}{A_v}\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{356,6 \times 11,5}{6512,5}\right)^2}} = \mathbf{0,812}$$

Formel 38 Formel for beregning av ω

Faktoren K_{wc} er for når aksial og momentkraft opptrer samtidig i steget.

Trykkspenning $\sigma_{com,ed}$ i steget der radien til flensen begynner:

$$\sigma_{com,ed} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{294 \times 10^3}{17800} + \frac{887 \times 10^6}{637,2 \times 10^6} \times \frac{344}{2} = 255,93 \text{ N/mm}^2$$

Formel 39 Formel for trykkspenning ved flens

$$\sigma_{com,ed} = \frac{255,93}{355} \times f_y = 0,72 \times f_y$$

$$\sigma_{com,ed} \leq 0,7 \times f_y: k_{wc} = 1$$

$$\sigma_{com,ed} \geq 0,7 \times f_y: k_{wc} = 1,7 - \frac{\sigma_{com,ed}}{f_y} \rightarrow k_{wc} = 1,7 - \frac{255,93}{355} = 0,979$$

$$F_{c,wc,rd} = 0,827 \times 0,812 \times 0,979 \times 356,6 \times 11,5 \times \frac{355}{1,05} = 911,3 \text{ kN} < 1509,2 \text{ kN}$$

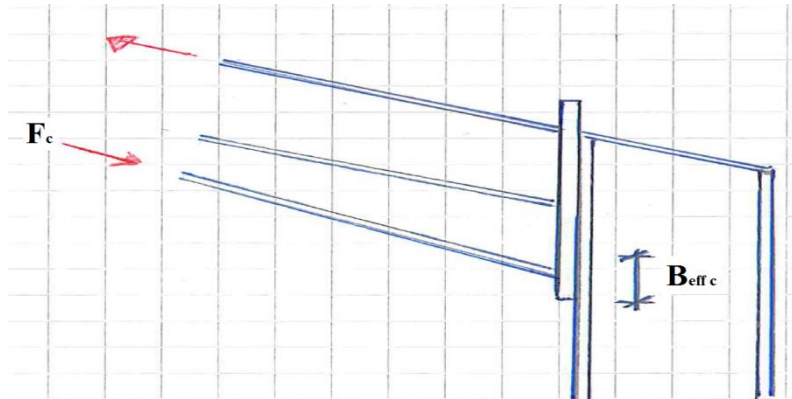
Trenger forsterkning!

10.5.7 Kontroll av strekk i søylesteg

NS EN 1993-1-8 punkt 6,2,6,3

Strekk kapasitet= $F_{t,wc,rd} = \omega \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_d$

Formel 40 Formel for dimensjonerende strekkapasitet i steg



Figur 47 Skisse over kontroll av strekk i søylesteg

$b_{eff,c,wc}$ byttes ut med $b_{eff,t,wc}$ som er b_{eff} som man fant i sted ved platedimensjonering punkt 10.5.3. $b_{eff} = 207,9\text{mm}$

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{b_{eff,t,wc} \times t_w}{A_v}\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{207,9 \times 11,5}{6512,5}\right)^2}} = 0,922$$

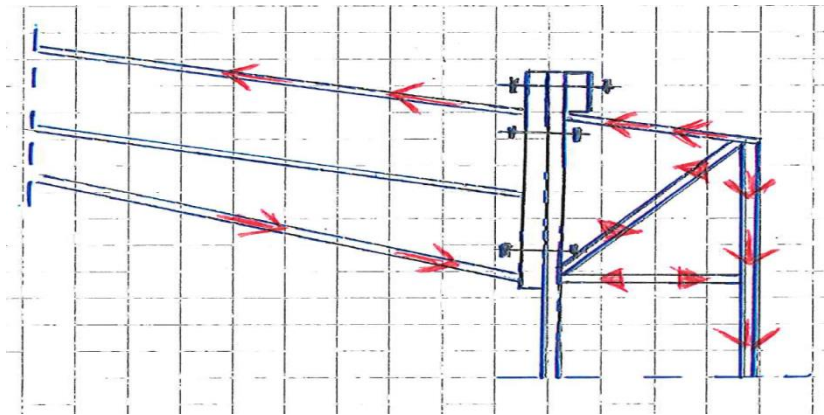
Formel 38 Formel for beregning av ω

$$F_{t,wc,rd} = 0,922 \times 207,9 \times 11,5 \times \frac{355}{1,05} = 745,3 \text{ kN} < 1497,2 \text{ kN}$$

Trenger forsterkning!

10.6 Søyle forsterkning

Nå som vi vet vi trenger å forsterke toppen av søylen for strekk, bunnflensen for trykk og steget for skjær der takbjelken er innfestet utføres det som i figur 48



Figur 48 Skisse over forsterkning og spenningsbilde

10.6.1 Strekk og trykk forsterkning

Platens oppgave er å overføre strekk krefter ifra takbjelken til søyleflensen. Den blir bare utsatt for rent strekk og dimensjoneres for det. NS EN 1993-1-1 punkt 6.2.3.

Strekkreftene, $S = 1509,2 \text{ kN}$

$$\frac{S}{f_d} = A_{\text{netto}}$$

Formel 41 Formel for nettoareal ved strekk

$$\frac{1509,2 \times 10^3}{338} = 4465 \text{ mm}^2 \rightarrow \frac{4465}{300} = 14,88 \rightarrow t_p \approx 15 \text{ mm}$$

går opp till 20 mm \approx flens tykkelsen til bjelken

Sveis med full strekk utnyttelse:

$$2a \times f_{w,d} = f_d \times t_p \text{ dvs: } 2a \times \frac{f_u}{1,25\sqrt{2} \times \beta_w} = f_d \times t_p$$

Formel 42 Formel for full strekk utnyttelse av plate

$$\rightarrow a = 0,625\sqrt{2} \left(\frac{f_d \times \beta_w}{f_u} \right) \times t_p = 0,625\sqrt{2} \times \left(\frac{338 \times 0,9}{510} \right) = 10,5 \text{ Bruk } 11 \text{ mm}$$

Velger og sette den samme platen ved trykk flens.

10.6.2 Diagonal tverrstiver

Aksiallasten N_{ed} i tverrstiveren kommer fra strekk/trykk i flensen

$$N_{ed,b} = 1509,2 \text{ kN}$$

Vinkel til tverrstiveren:

$$\tan^{-1} \frac{H_b}{H_s} = \tan^{-1} \frac{603}{450} = 53,2 \text{ grader}$$

$$F_{stiver} = \frac{N_{ed}}{\cos 53,2} = \frac{1509,2}{\cos 53,2} = 2519,4 \text{ kN}$$

Formel 43 Formel for kraft i stiver

$$A_s \times f_d = 2b_s \times t_s \times f_d$$

Formel 44 Formel for bestemmelse av tykkelse for tverrstiveren

$$b_s = \frac{1}{2} \times (b - t_w) = \frac{1}{2} \times (300 - 11,5) = 144,25 \rightarrow b_s = 130 \text{ mm}$$

$$A_s \times f_d = 2b_s \times t_s \times f_d \rightarrow t_s = \frac{N_{ed}}{2 \times b_s \times f_d} = \frac{2519,4}{2 \times 130 \times 338} = 28,7 \rightarrow 30 \text{ mm}$$

Bruker $t_p = 30 \text{ mm}$ som tverrstiver

Tverrsnittsklasse kontroll av tverrstiveren for den må tilfredsstillende minst klasse 2

Klasse 1:

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon$$

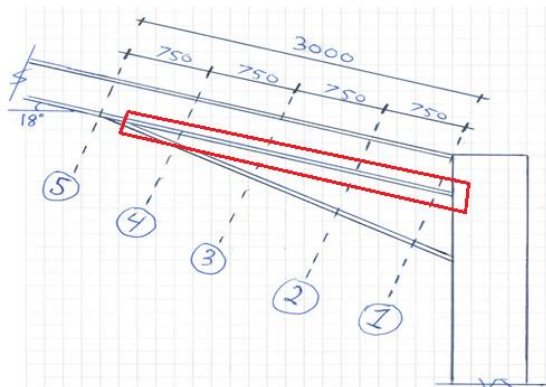
$$\frac{130}{30} = 4,33 \leq 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Sveis til tverrstiveren

Skal kun brukes til fastholdelse:

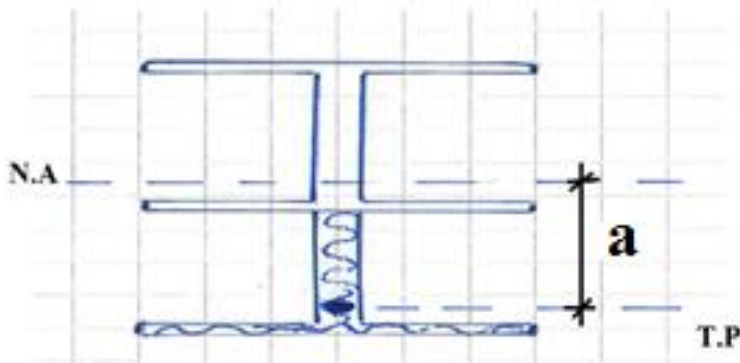
$$a = \sqrt{t_p} = \sqrt{30} = 6 \text{ mm}$$

10.7 Sveis vute



Figur 49 Skisse med markert sveis

Siden nøytral akselen ligger over midtflensen (se punk 10.2) hvor det er forskjell mellom tykkelsen på steget benytter man det svakeste steg tykkelsen som gjennomgående.



Figur 50 Skisse over utregning av a. $A_{s,v}$ er skravert

Finner da tyngdepunktet til Vuten som skal sveises på for og finne avstanden S , $I_{y, vute} = 921 \times 10^6 \text{ mm}^4$.

$$A_{s,v} = 297 \times 8,5 + 4950 = 2524,5 + 4950 = 7474,5 \text{ mm}^2$$

$$T_p = \frac{8,25 \times 4950 + 165 \times 2524,5}{7474,5} = 61,2 \text{ mm}$$

$$S = A \times a = 7474,5 \times 225,4 = 1684,75 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$h = \tau \times b = \frac{V \times S}{I} = \frac{(220 \times 10^3) \times (1684,75 \times 10^3)}{921 \times 10^6} = 402,4 \text{ N/mm}^2$$

Formel 45 Formel for utregning av skjærbelastning på sveis

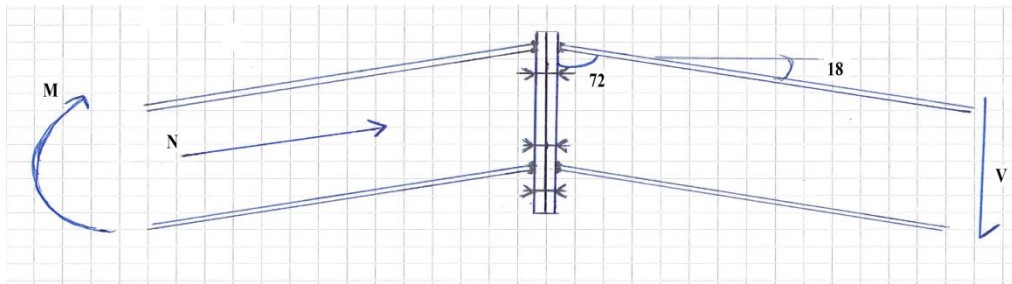
Sveis på begge sider av steget gir: $\frac{402,4}{2} = 201,2 \text{ N/mm}^2$

$$a = \frac{\frac{h}{2}}{f_{vw,d}} = \frac{201,2}{261} = 0,76\text{mm} \rightarrow 3\text{mm (min)}$$

$$\sqrt{14} = 3,7 = 4\text{mm}$$

Bruk 4mm sveis for og feste vuten til bjelken.

10.7 Dimensjonering av Møne



Figur 51 Skisse over mønet

Bolteforbindelsen i Møne utføres som en L og T-forbindelse i henhold til NS-EN 1993-1-8:2005+NA2009-Eurokode 3: Knutepunkter og forbindelser

Profildata HE300A:

$H = 290\text{mm}$, $B = 300\text{mm}$, $t_w = 8,5\text{mm}$, $t_f = 14\text{mm}$, $r = 27\text{mm}$, $h' = 208\text{mm}$,

$W_y = 1260 \times 10^3\text{mm}^3$, $I_y = 182,6 \times 10^6\text{mm}^4$

Henter nødvendige laster ut fra Focus til mønet, dokumentert i vedlegg C:

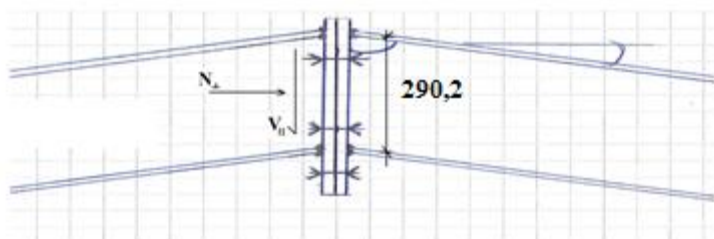
$M_{ed} = 145\text{ kNm}$

$V_{ed} = 65\text{ kN}$

$N_{ed} = 180\text{ kN}$

Benytter endeplater som har bredde $b_p = 360\text{ mm}$

Belastning



Figur 52 Skisse over belastning

$$N_{\perp} = V_{ed} \times \cos 72 + N_{ed} \times \sin 72$$

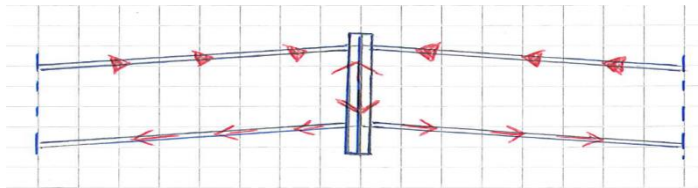
Formel 8 Formel for aksiallast normalt på

$$N_{\perp} = 65 \times \cos 72 + 180 \times \sin 72 = 20,1 + 171,2 = 191,3 \text{ kN}$$

$$V_{\parallel} = V_{ed} \cos 18 - N_{ed} \sin 18$$

Formel 7 Formel for skjærkraft parallelt

$$V_{\parallel} = 65 \cos 18 - 180 \sin 18 = 61,8 - 55,6 = 6,2 \text{ kN}$$



Figur 53 Skisse over spenningsbilde ved mønet

Trykk/strekk i flens:

$$\frac{M_{ed}}{z'} = \frac{145 \times 10^6}{290 - 14} = 525,4 \text{ kN}$$

Formel 9 Formel for strekk og trykk i flens

Trykk i endeplaten $N_{hj,pl}$:

$$N_{hj,pl} = 525,4 \times \cos 18 = 498,7 \text{ kN}$$

$$\text{Indre arm } z' = \frac{290 - 14}{\cos 18} = 290,2 \text{ mm}$$

Formel 10 Formel for momentarm til bolter

10.7.1 Sveis i endeplaten

NS-EN 1993-1-8, Punkt 4.5.3.2 tabell 4.1 gir verdi for $\beta_w = 0,9$. Punkt 4.5.3.3 gir:

Flens: Tar kun strekk/trykk = 525,4kN

$$f_{tw,d} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{2} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{2} \times 0,9} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Formel 11 Formel for strekk kapasitet til sveis

$$\text{Sveis-kap.} = \text{flens-kap} \rightarrow 2a \times f_{tw,d} = f_d \times t_f \rightarrow a = \frac{f_d \times t_f}{2 \times f_{tw,d}} = \frac{338 \times 14}{2 \times 320} = 7,4 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Formel 12 Formel for utregning av a-mål

Bruker buttsveis på strekksiden og 8mm a-mål for sveisen på trykksiden.

Steg: tar kun skjær og aksial last:

$$f_{vw} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{3} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{3} \times 0,9} = 261 \text{ N/mm}^2$$

Formel 13 Formel for skjærkapasitet til sveis

$$\text{Skjær + aksiallast} = R = \sqrt{V^2 + N^2} = \sqrt{65^2 + 180^2} = 191,4 \text{ kN}$$

$$\text{Effektivt sveisareal} = 2ah \times f_{vw,d} = R \rightarrow a = \frac{R}{2h \times f_{vw,d}} = \frac{191,4}{2 \times 208 \times 261} = 1,7 \rightarrow 3 \text{ mm (min)}$$

Formel 14 Formel for utregning av a-mål

På grunn av at a-målet ble så lite bør man benytte kvadratroten av den tykkeste stålplaten som a-mål. (Kompendiet dimensjonering av stålkonstruksjoner, Fallsen):

$$a_{min} = \sqrt{t_{max}} \rightarrow \sqrt{25} = \mathbf{5 \text{ mm}}$$

Bruk 5mm a-mål på sveisen i steget.

10.7.2 Bolter og endeplate

$$\text{Totalkraft i bolt } \frac{M_{ed}}{z} = \frac{145}{0,2902} = 499,7 \text{ kN}$$

Formel 15 Formel for strekk og trykk krefter for bolter

Tillatt strekkspenning i M8.8 bolter NS EN 1993-1-8, Punkt 3,6,1 tabell 3.4:

$$f_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 800}{1,25} = 576 \text{ N/mm}^2$$

Formel 17 Formel for tillat skjærspenning i bolter

$$\text{Boltareal: } A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{499,7 \times 10^3}{576} = 867,5 \text{ mm}^2$$

Formel 16 Formel for nødvendig bolteareal

$$\text{M20- } A_s = 245 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = \frac{867,5}{245} = 3,5 \rightarrow 4 \text{ bolter}$$

Skjær bolter (nærmest trykkflensen tar kun skjær) NS EN 1993-1-8 punkt 3.6.1 tabell 3.4:

$$V_{\parallel} = 6,2 \text{ kN}$$

$$f_{v,rd} = \frac{0,6 f_{ub}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,6 \times 800}{1,25} = 384 \text{ N/mm}^2$$

Formel 17 Formel for tillat skjærspenning i bolter

$$A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{6,2 \times 10^3}{384} = 16,2 \text{ mm}^2$$

Bruker 2stk M20 ($A_s = 2 \times 245 \text{ mm}^2 = 490 \text{ mm}^2$) fordi det er mest praktisk med en type bolt over hele.

Siden skjærbelastningen er så liten kontrollerer jeg ikke hullkantrykket og antar at det ikke har noen reduserende effekt på boltene, boltene er også innenfor boltavstandskravene. M20, $d_0 = 20 + 2 = 22$

	Avtandsparameter	Optimale avstander	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e ₁	3,0 d ₀ = 66mm	120mm
	p ₁	3,75 d ₀ = 83mm	< 83mm
Normalt på kraftretning	e ₂	1,5 d ₀ = 33mm	120mm
	p ₂	3,0 d ₀ = 66mm	120mm

Tabell 28 Tabell med bolteavstander

Hjørneplatens tykkelse:

Trykk i hjørneplaten $N_{hj,pl} = 498,7 \text{ kN}$

$$N_{hj,pl} = t_p \times b_p \times f_d \rightarrow t_p = \frac{N_{hj,pl}}{b_p \times f_d} = \frac{498,7 \times 10^3}{360 \times 338} = 4,1 \text{ mm}$$

Formel 19 Formel for tykkelse på endeplaten

Setter platen i tverrsnittsklasse 2 for da kan kapasiteten til platen utnyttet fullt ut, NS EN

1993-1-1 punkt 5,6 tabell 5,2:

$$\frac{c}{t_p} = 10\varepsilon \rightarrow t_p = \frac{0,5 \times (b_p - t_w)}{10 \times \varepsilon} = \frac{0,5 \times (360 - 8,5)}{10 \times 0,81} = 21,7\text{mm} \rightarrow \text{Bruk } t_p \text{ 25mm}$$

Formel 20 Formel for utregning av platetykkelse med full kapasitet

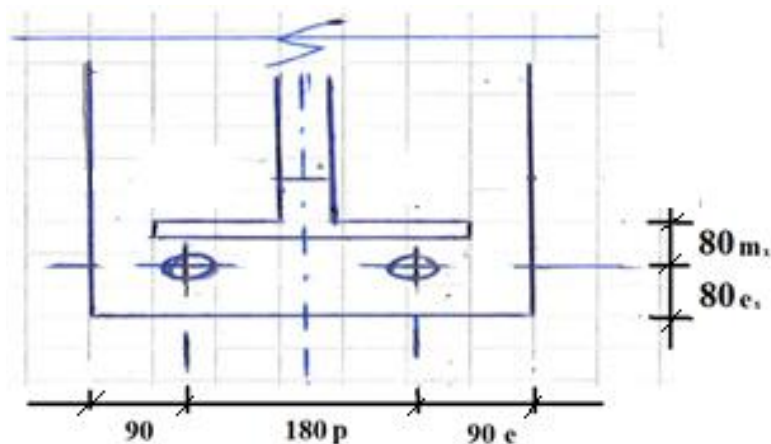
10.7.3 Overføringskapasitet til endeplate

NS-EN 1993-1-8 tabell 3-3 gir minste avstander mellom bolter og til ende av plate. Ser på dette som en ren strekk forbindelse og overholder minimumsavstandene, gjelder både L og T forbindelsen. M20, $d_0 = 20+2=22$

	Avtandsparameter	minimumsavstand	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	$1,2 d_0 = 27\text{mm}$	80mm
	p_1	$2,2 d_0 = 40\text{mm}$	140mm
Normalt på kraftretning	e_2	$1,2 d_0 = 27\text{mm}$	90mm
	p_2	$2,4 d_0 = 53\text{mm}$	180mm

Tabell 29 Tabell over bolteavstander

L-forbindelsen under strekkflens



Figur 54 Skisse over L-forbindelsen ved strekkflens

$$m_x = 80\text{mm}, e_x = 80\text{mm}, e = 90\text{mm}, p = 180\text{mm}$$

$$m = m - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 46 Formel for M_x

$$m_x = 80 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 75,5\text{mm}$$

$$e_x = 80 \quad e_{min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 80 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 75,5 = 94,3 \end{array} \right. \quad e_{min} = 80\text{mm}$$

L_{eff} finner man i tabell 6,6 i punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8:

L_{eff} ytterbolt:

$$\min: \begin{cases} 4m_x + 1,25e_x = 4 \times 75,5 + 1,25 \times 80 = 402 \\ 0,5p + e = 0,5 \times 180 + 90 = 180 \\ 2\pi m_x = 2 \times \pi \times 75,5 = 474,4 \\ 0,5p + 2m_x + 0,625e_x = 0,5 \times 180 + 2 \times 75,5 + 0,625 \times 80 = 291 \end{cases} \quad \min = 180$$

Formel 23 Formel for utregning av L_{eff} for ytterbolt

$$\sum L_{eff} = 2 \times 180 = 360\text{mm}$$

NS EN 1993-1-8 punkt 6.2.4.1 tabell 6.2 gir formel for $M_{pl,rd}$

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 360 \times 25^2 \times \frac{355}{1,05} = 19,02 \times 10^6 \text{Nmm}$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

NS EN 1993-1-8 Punkt 3.6.1 tabell 3.4 gir formel for $F_{t,rd}$

$$\sum F_{t,rd,M20} = f_{t,rd} \times A_s \times n_{bolter} = 576 \times 245 \times 2 = 282,2\text{kN}$$

Formel 25 Formel for strekk kapasitet til bolter

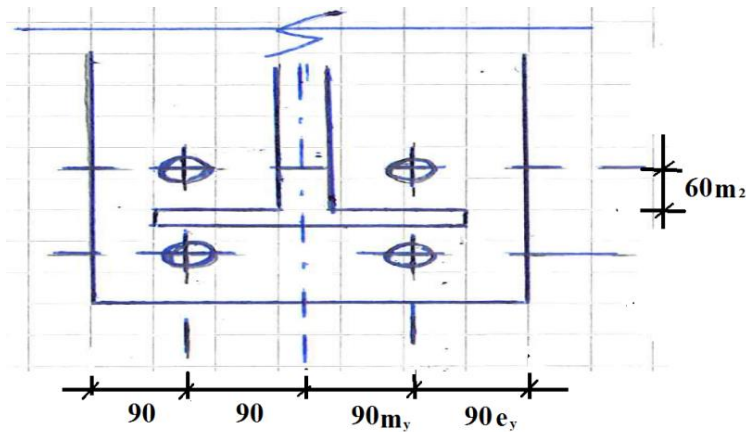
$$\beta = \frac{2 \times M_{pl,rd}}{m_x \times F_{t,rd}} = \frac{2 \times (19,02 \times 10^6)}{65,5 \times (282,2 \times 10^3)} = 2,05 > 2 \rightarrow \text{Bruddform 3}$$

Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$F_d = F_{t,rd} = 282,2\text{kN}$$

Formel 47 Formel kapasitet for bolter ved bruddform 3

T-forbindelsen over strekkflensen



Figur 55 Skisse over T-forbindelsen ved flensen

$$m_2 = 60 \text{ mm}, m_y = 90 \text{ mm}, e_y = 90 \text{ mm}$$

$$m_y = m - \frac{t_w}{2} - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 48 Formel for m_y

$$m_y = 90 - \frac{11,5}{2} \times 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 79,7 \text{ mm}$$

$$e_y = 90 \quad e_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 90 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 79,7 = 99,625 \end{array} \right. \quad e_{\min} = 90 \text{ mm}$$

$$m_2 = 60 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 55,5 \text{ mm}$$

NS EN 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 figur 6.11 gir formel for λ_1 , λ_2 og bestemmelse av α .

$$\lambda_1 = \frac{m_y}{m_y + e_y} = \frac{79,7}{79,7 + 90} = 0,47$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_y + e_y} = \frac{55,5}{79,7 + 90} = 0,33$$

Skisse på skjæringspunktet mellom λ_1 og λ_2 finnes i vedlegg C.

$$\rightarrow \alpha \approx 2\pi$$

NS EN 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 tabell 6.6 gir formler for L_{eff} :

$$L_{\text{eff}} \text{ Ytterbolt: } \min \left\{ \begin{array}{l} \alpha \times m_y = 2\pi \times 79,7 = 499 \\ \pi \times m_y + p = \pi \times 79,7 + 0 = 249,75 \quad \text{min: } 249,75 \\ 0,5p + \alpha \times m_y = 0,5 \times 0 + 2\pi \times 79,7 = 499 \end{array} \right.$$

Formel 23 Formel for utregning av L_{eff} for ytterbolt ved stiver

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 249,75 \times 25^2 \times \frac{355}{1,05} = 13,19 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

$$\beta = \frac{2 \times M_{pl,rd}}{m_y \times F_{t,rd}} = \frac{2 \times (13,19 \times 10^6)}{79,7 \times (282,2 \times 10^3)} = 2,35 > 2 \rightarrow \text{Bruddform 3}$$

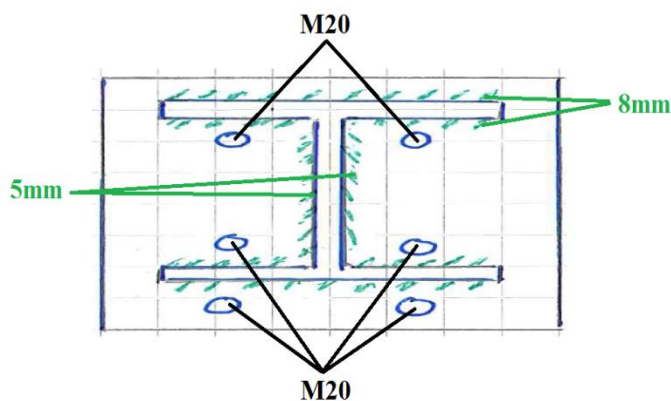
Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$F_d = F_{t,rd} = 282,2 \text{ kN}$$

Formel 47 Formel kapasitet for bolter ved bruddform 3

Totalkapasitet L og T forbindelse = $282,2 \times 2 = 564,4 \text{ kN} > 499,7 \text{ kN}$

Bruk 2 stykk M20 under flens og 2 stykk M20 over flens.



Figur 56 Skisse over oppsummering av mønet

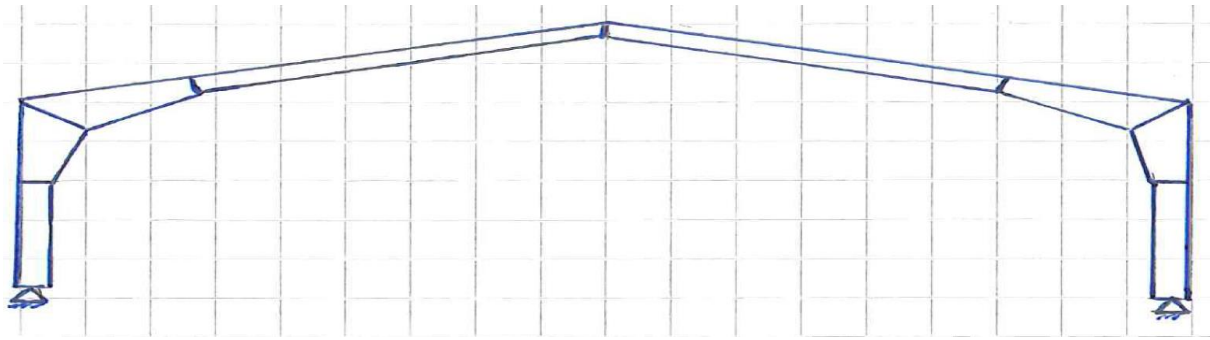
10.7.4 Oppsummering

Da er vuten, søylen, takbjelken og bolteforbindelsene dimensjonert. Kan da beregne ut en vekt på rammen og hvor mange meter sveis som skal til. Se vedlegg for mer fyldig utregning av vekt og lengde, oppsummering i tabell 30.

	Vekt (kg)	Sveis (meter)	Poeng
Per ramme	3872,6	29,16	3901,76
Totalt	46471,2	349,92	46821,12

Tabell 30 Oppsummering av vekt og sveiselengde for ramme med vute

11 Ramme med utvidet rammehjørnet



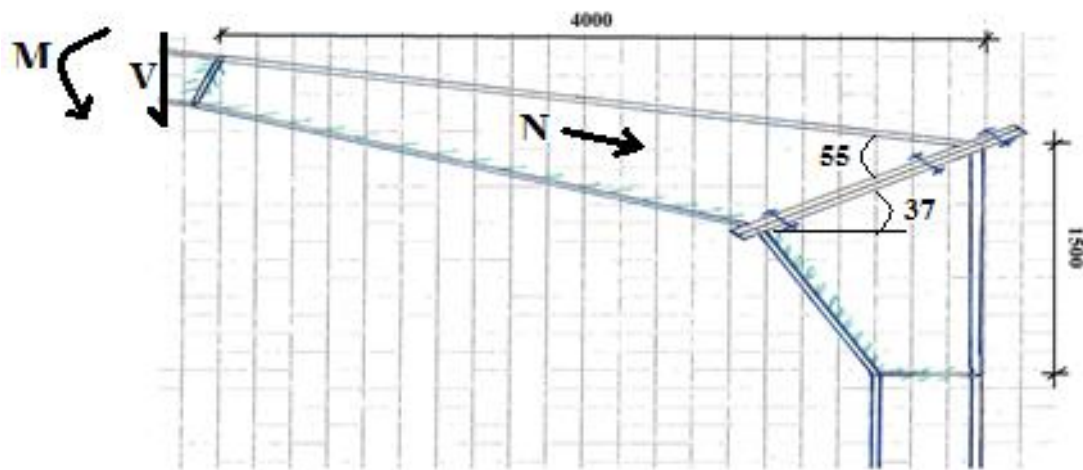
Figur 57 Skisse over ramme med

Dette er en ramme som har vanlige valset profil i store deler av søyle og bjelke. I rammehjørnet er en HE450A fått avskåret et stykke av steget for å lage et varierende tverrsnitt mellom de valsede profilene. Det er blitt brukt HE360A som søyler frem til skjøten som forekommer 3 meter opp på søylen. Takbjelken etter skjøten som forekommer 4 meter ut fra rammehjørnet er en HE300A.

Moment som dimensjonerende NS EN 1993-1-1 punkt 6.2.6:

$$M_{rd} = f_d \times W_{y,HE450} = 338 \times 2900 \times 10^3 = \mathbf{980,2 \text{ kNm}} > \mathbf{908 \text{ kNm}}$$

11.1 Bjelke søyle forbindelsen



Figur 58 Skisse over rammehjørnet

Profildata: Profildata for hjørnet

$H = 440\text{mm}$, $B = 300\text{mm}$, $t_w = 11,5\text{ mm}$, $t_f = 21\text{mm}$, $h' = 344\text{mm}$

Benytter Focus for og finne de aktuelle lastene i rammehjørnet, Vedlegg D:

$V_{ed} = 206\text{ kN}$

$M_{ed} = 908\text{ kNm}^{*3}$

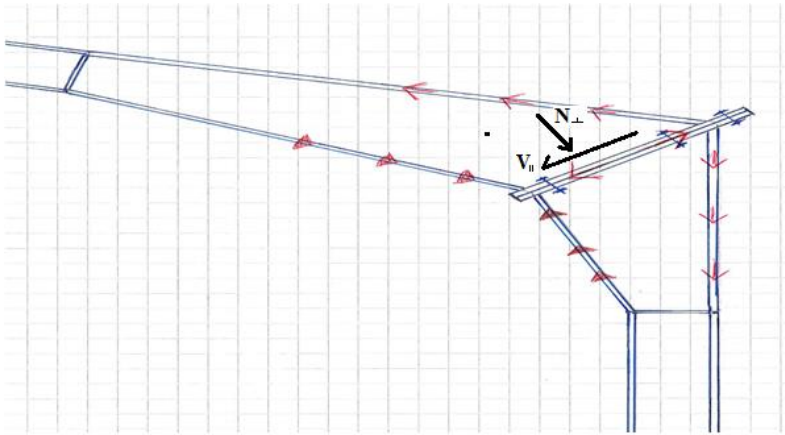
$N_{ed} = 286\text{ kN}$

Benytter endeplater som har bredde $b_p = 360\text{ mm}$.

Dimensjonering av bolter og sveiser er gjort i henhold til NS-EN 1993-1-8:2005+NA2009- Eurokode 3: Knutepunkter og forbindelser.

^{*3}Avvik på 2kNm fra vedlegg som er en feil som ble oppdaget for sent til å korrigere [12.05.2013] men avviket har tilnærmet ingen betydning fr dimensjoneringen.

Belastning



Figur 59 Skisse over belastning og spenningsbilde

$$V_{\parallel} = V_{ed} \sin 55 - N_{ed} \cos 55$$

Formel 7 Formel for skjærkraft parallelt

$$V_{\parallel} = 206 \sin 55 - 286 \cos 55 = 168,7 - 164 = \mathbf{4,7 \text{ kN}}$$

$$N_{\perp} = V_{ed} \times \cos 55 + N_{ed} \times \sin 55$$

Formel 8 Formel for aksiallast normalt på

$$N_{\perp} = 206 \times \cos 55 + 286 \times \sin 55 = 118,2 + 234,3 = \mathbf{352,5 \text{ kN}}$$

Trykk/strekk i flens:

$$\frac{M_{ed}}{z'} = \frac{908 \times 10^3}{440 - 21} = \mathbf{2167 \text{ kN}}$$

Formel 9 Formel for strekk og trykk i flens

Trykk i endeplaten $N_{hj,pl}$:

$$N_{hj,pl} = 2167 \times \cos 55 = \mathbf{1243 \text{ kN}}$$

$$\text{Indre momentarm til bolter ved hjørnet} = z'_b = \frac{440 - 21}{\cos 37} = \mathbf{525 \text{ mm}}$$

Formel 10 Formel for momentarm til bolter

11.1.1 Sveiser i endeplaten

NS-EN 1993-1-8, Punkt 4.5.3.2 tabell 4.1 gir verdi for $\beta_w = 0,9$, Punkt 4.5.3.3 gir:

Flens: Tar kun strekk/trykk = 2192,8kN

$$f_{tw,d} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{2} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{2} \times 0,9} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Formel 11 Formel for strekk kapasitet til sveis

$$\text{Sveis-kap.} = \text{flens-kap.} \rightarrow 2a \times f_{tw,d} = f_d \times t_f \rightarrow a = \frac{f_d \times t_f}{2 \times f_{tw,d}} = \frac{338 \times 21}{2 \times 320} = 11,1 \text{ mm} \rightarrow$$

12mm

Formel 12 Formel for utregning av a-mål

Benytter buttsveis på strekk siden og 12mm a-mål på sveisen på trykksiden.

Steg: tar kun skjær og aksial last:

$$f_{vw} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{3} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{3} \times 0,9} = 261 \text{ N/mm}^2$$

Formel 13 Formel for skjærkapasitet til sveis

$$\text{Skjær + aksiallast} = R = \sqrt{V^2 + N^2} = \sqrt{206^2 + 286^2} = 352,5 \text{ kN}$$

$$\text{Effektivt sveisareal} = 2ah' \times f_{vw,d} = R \rightarrow a = \frac{R}{2h' \times f_{vw,d}} = \frac{352,5 \times 10^3}{2 \times 344 \times 261} = 2 \rightarrow 3 \text{ mm (min)}$$

Formel 14 Formel for utregning av a-mål

På grunn av at a-målet ble så lite bør man benytte kvadratroten av den tykkeste stålplaten som a-mål. (Kompendiet dimensjonering av stålkonstruksjoner, Fallsen):

Med $t_p = 30 \text{ mm}$

$$a_{min} = \sqrt{t_{max}} \rightarrow \sqrt{30} = 5,6 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{6 \text{ mm}}$$

Bruk 6mm sveis som a-mål i steget.

11.1.2 Bolter og endeplate

$$\text{Totalkraft i bolt: } \frac{M_{ed}}{z_b} = S = \frac{908}{0,525} = 1729,5 \text{ kN}$$

Formel 15 Formel for strekk og trykk krefter for bolter

Tillatt strekkspenning i M10,9 bolter NS EN 1993-1-8, Punkt 3,6,1 tabell 3.4:

$$f_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 1000}{1,25} = 720 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Boltareal: } A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{1729,5 \times 10^3}{720} = 2402 \text{ mm}^2$$

Formel 16 Formel for nødvendig bolteareal

$$\text{M27- } A_s = 459 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = \frac{2402}{459} = 5,2 \rightarrow 6 \text{ bolter}$$

Skjær bolter (nærmest trykkflensen tar kun skjær) NS EN 1993-1-8 punkt 3.6.1 tabell 3.4:

$$V_{\parallel} = 4,7 \text{ kN}$$

$$f_{v,rd} = \frac{0,6 f_{ub}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,6 \times 1000}{1,25} = 480 \text{ N/mm}^2$$

Formel 17 Formel for tillat skjærspenning i bolter

$$A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{4,7 \times 10^3}{480} = 10 \text{ mm}^2$$

Trenger min 2stk M12 bolter men bruker 2stk M27 ($2 \times 459 = 918 \text{ mm}^2$) av praktisk hensyn.

Skjærkraften 4,7kN er så liten at jeg kontrollerer ikke hullkantrykket og antar at det ikke har noen reduserende effekt. Kravene til bolteavstander og også overholdt. M27, $d_0 = 27 + 3 = 30$

	Avtandsparameter	Optimale avstander	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	3,0 $d_0 = 90 \text{ mm}$	120mm
	p_1	3,75 $d_0 = 113 \text{ mm}$	< 113mm
Normalt på kraftretning	e_2	1,5 $d_0 = 45 \text{ mm}$	120mm
	p_2	3,0 $d_0 = 90 \text{ mm}$	120mm

Tabell 31 Tabell over bolteavstand

Endeplate

Trykk i endeplaten $N_{hj,pl} = 1243 \text{ kN}$

$$N_{hj,pl} = t_p \times b_p \times f_d \rightarrow t_p = \frac{N_{hj,pl}}{b_p \times f_d} = \frac{1243 \times 10^3}{360 \times 338} = 10,3 \text{ mm}$$

Formel 19 Formel for tykkelse på endeplaten

Setter platen i tverrsnittsklasse 2 for da kan kapasiteten til platen utnyttet fullt ut NS EN 1993-1-1 punkt 5,6 tabell 5,2:

$$\frac{c}{t_p} = 10\varepsilon \rightarrow t_p = \frac{0,5 \times (b_p - t_w)}{10 \times \varepsilon} = \frac{0,5 \times (360 - 11,5)}{10 \times 0,81} = 21,5\text{mm} \rightarrow \text{bruk } 30\text{mm}$$

Formel 20 Formel for utregning av platetykkelse med full kapasitet

11.1.3 Endeplaten overføringskapasitet

Resterende boltedimensjonering og endelig endeplate utføres som en L og T-forbindelse i henhold til punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8.

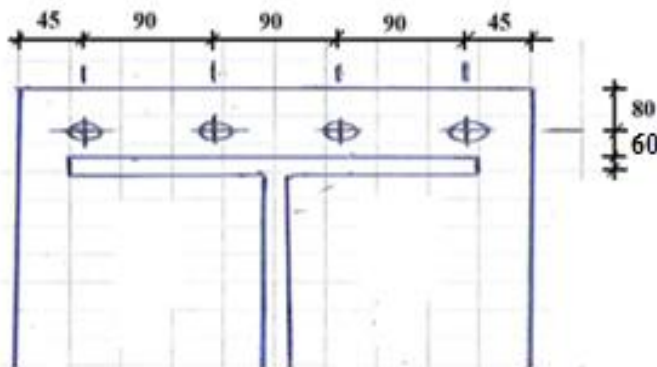
L-forbindelsen over flens:

NS-EN 1993-1-8 tabell 3-3 gir minste avstander mellom bolter og til ende av plate. Ser på dette som en ren strekkforbindelse, gjelder både L og T forbindelsen.

$$D_0 = 27 + 3 = 30\text{mm}$$

	Avtandsparameter	minimumsavstand	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	$1,2 d_0 = 36\text{mm}$	80mm
	p_1	$2,2 d_0 = 66\text{mm}$	150mm
Normalt på kraftretning	e_2	$1,2 d_0 = 36\text{mm}$	45mm
	p_2	$2,4 d_0 = 72\text{mm}$	90mm

Tabell 32 Tabell over bolteavstand



Figur 60 Skisse over L-forbindelsen ved strekkflens

$$m_x = 60\text{mm}, e_x = 80\text{mm}, p = 90\text{mm}, e = 45\text{mm}$$

$$m = m - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 49 Formel for M_x

$$m_x = 60 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 55,5\text{mm}$$

$$e_x = 80 \quad e_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e_x = 80 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 55,5 = 69,38 \end{array} \right. \quad e_{\min} = 69,38\text{mm}$$

L_{eff} finner man i tabell 6,6 i punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8

Innerbolt:

$$L_{eff} = \min \begin{cases} p = 90 \\ 4m_x + 1,25 \times e_x = 4 \times 55,5 + 1,25 \times 69,38 = 308,7 \\ 2 \times \pi \times m_x = 2 \times \pi \times 55,5 = 348,7 \end{cases} \quad \min = 90$$

Formel 22 Formel for utregning av L_{eff} for innerbolt

Ytterbolt: L_{eff}

$$\min: \begin{cases} 4m_x + 1,25e_x = 4 \times 55,5 + 1,25 \times 69,38 = 308,7 \\ 0,5p + e = 0,5 \times 90 + 45 = 90 \\ 2\pi m_x = 2 \times \pi \times 55,5 = 348,7 \\ 0,5p + 2m_x + 0,625e_x = 0,5 \times 90 + 2 \times 55,5 + 0,625 \times 69,38 = 199,4 \end{cases} \quad \min = 90$$

Formel 23 Formel for utregning av L_{eff} for ytterbolt

$$\sum L_{eff} = 90 \times 4 = 360mm$$

NS EN 1993-1-8 punkt 6.2.4.1 tabell 6.2 gir formel for $M_{pl,rd}$:

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 360 \times 30^2 \times \frac{355}{1,05} = 27,38 \times 10^6 Nmm$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

NS EN 1993-1-8 Punkt 3.6.1 tabell 3.4 gir formel for $F_{t,rd}$

$$\sum F_{t,rd,M27} = f_{t,rd} \times A_s \times n_{bolter} = 720 \times 459 \times 4 = 1321,9kN$$

Formel 25 Formel for strekk kapasitet til bolter

$$\beta = \frac{2 \times M_{pl,rd}}{m_x \times F_{t,rd}} = \frac{2 \times (27,38 \times 10^6)}{55,5 \times (1321,9 \times 10^3)} = 0,746 > \frac{2\gamma}{1 + 2\gamma} = \frac{2 \times 1,25}{1 + 2 \times 1,25} = 0,71$$

→ Bruddform 2

Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$\gamma = \frac{e_x}{m_x} = \frac{69,38}{55,5} = 1,25$$

Formel 26 Formel for γ faktor

$$F_d = \frac{\beta + 2 \times \gamma}{2 + 2 \times \gamma} \times \sum F_{t,rd} = \frac{0,746 + 2 \times 1,25}{2 + 2 \times 1,25} \times 1321,9 = 953,5kN$$

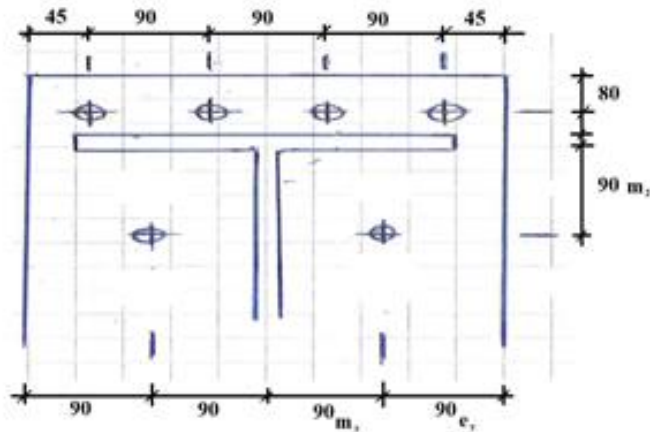
Formel 28 Formel for boltkapasitet med bruddform 2

Kapasitet av T-forbindelsen under strekkflens

Bolteavstander $d_0 = 36+3=39$

	Avtandsparameter	minimumsavstand	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	$1,2 d_0 = 47\text{mm}$	90mm til flens
	p_1	$2,2 d_0 = 86\text{mm}$	150mm
Normalt på kraftretning	e_2	$1,2 d_0 = 47\text{mm}$	90mm
	p_2	$2,4 d_0 = 94\text{mm}$	180mm

Tabell 33 Tabell over bolteavstand



Figur 61 Skisse over T-forbindelsen ved flensen

$$m_2 = 90\text{mm}, m_y = 90\text{mm}, e_y = 90\text{mm}$$

$$m_y = m - \frac{t_w}{2} - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 50 Formel for m_y

$$m_y = 90 - \frac{11,5}{2} \times 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 79,7\text{mm}$$

$$e_y = 90 \quad e_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 90 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 79,7 = 99,625 \end{array} \right. e_{\min} = 90\text{mm}$$

$$m_2 = 90 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 85,5\text{mm}$$

NS en 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 figur 6.11 gir formel for λ_1, λ_2 og bestemmelse av α .

$$\lambda_1 = \frac{m_y}{m_y + e_y} = \frac{79,7}{79,7 + 90} = 0,47$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_y + e_y} = \frac{85,5}{79,7 + 90} = 0,50$$

Skisse på skjæringspunktet mellom λ_1 og λ_2 finnes i vedlegg D.

$$\rightarrow \alpha \approx 6$$

NS EN 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 tabell 6.6 gir formler for L_{eff} :

L_{eff} Ytterbolt:

$$\min \begin{cases} \alpha \times m_y = 6 \times 79,7 = 478,2 \\ \pi \times m_y + p = \pi \times 79,7 + 90 = 340,4 \\ 0,5p + \alpha m_y - (2m_y + 0,625e_y) = 0,5 \times 90 + 6 \times 79,7 - (2 \times 79,7 + 0,625 \times 90) = 307,6 \end{cases}$$

Formel 23 Formel for utregning av L_{eff} for ytterbolt

$$\min = 307,6 \text{ mm}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 307,6 \times 30^2 \times \frac{355}{1,05} = 23,4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

$$\sum F_{t,rd,M36} = f_{t,rd} \times A_s \times n_{bolter} = 720 \times 817 \times 2 = 1176,4 \text{ kN}$$

Formel 25 Formel for strekk kapasitet til bolter

$$\gamma = \frac{e_y}{m_y} = \frac{90}{79,7} = 1,13$$

Formel 26 Formel for γ faktor

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,rd}}{m_y \times F_{t,rd}} = \frac{4 \times (23,4 \times 10^6)}{79,7 \times (1176,4 \times 10^3)} = 0,998 > \frac{2\gamma}{1 + 2\gamma} = \frac{2 \times 1,13}{1 + 2 \times 1,13} = 0,69$$

→ Bruddform 2

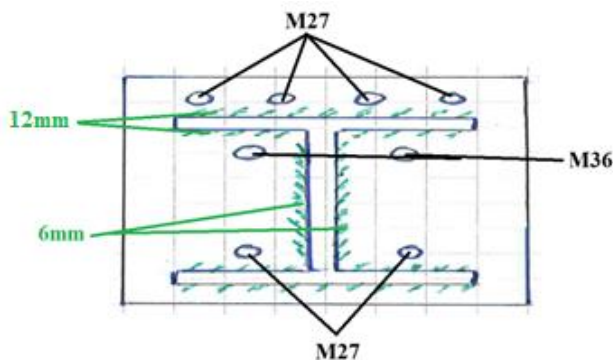
Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$F_d = \frac{\beta + 2\gamma}{2 + 2\gamma} \times \sum F_{t,rd} = \frac{0,998 + 2 \times 1,13}{2 + 2 \times 1,13} \times 1176,4 = 899,7 \text{ kN}$$

Formel 28 Formel for boltkapasitet med bruddform 2

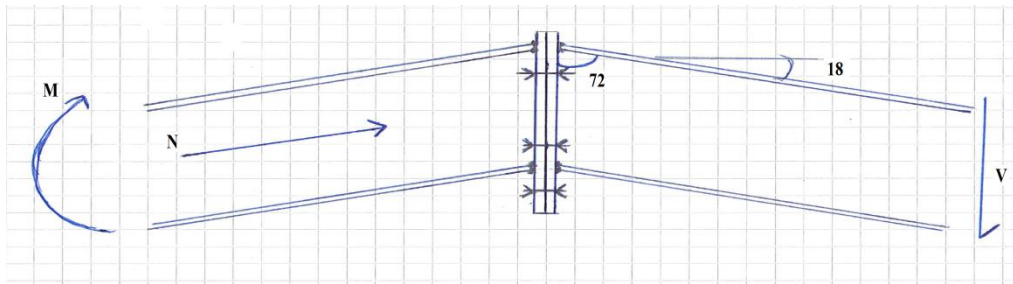
L og T forbindelsens totalkapasitet = 953,5 + 899,7 = 1853,2kN > 1729,5 kN

Bruk 4 stykk M27 bolter over flens og 2 stykk M36 under flens



Figur 62 Skisse av oppsummering av rammehjørnet

11.2 Møne



Figur 63 Skisse over mønet

Tverrsnittdata for mønet:

$H=290\text{mm}$ $B=300\text{mm}$ $t_w=8,5\text{mm}$ $t_f=14\text{mm}$ $r=27\text{mm}$ $h'=208\text{mm}$

Laster I mønet er dokumentert I vedlegg D.

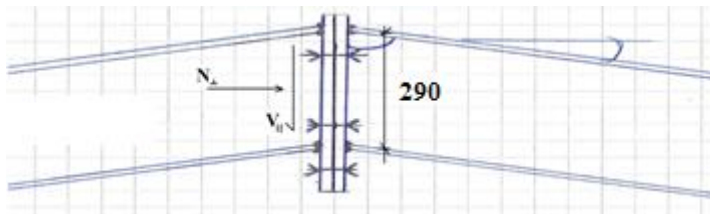
$M_{ed}=112\text{ kNm}$

$V_{ed}=68\text{ kN}$

$N_{ed}=188\text{ kN}$

Bruker platebredde $b_p = 360\text{mm}$

Belastning



Figur 64 Skisse over belastning i mønet

$$N_{\perp} = V_{ed} \times \cos 72 + N_{ed} \times \sin 72$$

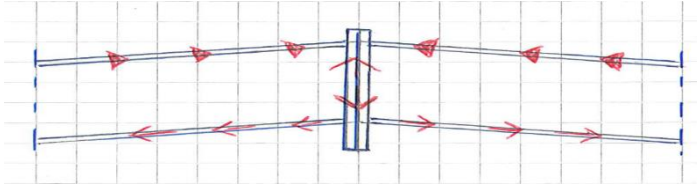
Formel 8 Formel for aksiallast normalt på

$$N_{\perp} = 68 \times \cos 72 + 188 \times \sin 72 = 21,1 + 178,8 = 199,9\text{ kN}$$

$$V_{\parallel} = V_{ed} \cos 18 - N_{ed} \sin 18$$

Formel 7 Formel for skjærkraft parallelt

$$V_{\parallel} = 68 \cos 18 - 188 \sin 18 = 64,7 - 58,1 = 6,6\text{ kN}$$



Figur 65 Skisse over spenningsbilde i mønet

Trykk/strekk i flens:

$$\frac{M_{ed}}{z'} = \frac{112 \times 10^3}{290 - 14} = 405,8 kN$$

Formel 9 Formel for strekk og trykk i flens

$$\text{Indre arm } z'_b = \frac{290 - 14}{\cos 18} = 290,2 mm$$

Formel 10 Formel for momentarm til bolter

Trykk i endeplaten $N_{hj,pl}$:

$$N_{hj,pl} = 405,8 \times \cos 18 = 386 kN$$

11.2.1 Sveiser i endeplaten

NS-EN 1993-1-8, Punkt 4.5.3.2 tabell 4.1 gir verdi for $\beta_w = 0,9$, Punkt 4.5.3.3 gir:

Flens: Tar kun strekk/trykk = 405,8

$$f_{tw,d} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{2} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{2} \times 0,9} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Formel 11 Formel for strekk kapasitet til sveis

$$\text{Sveis-kap.} = \text{flens-kap} \rightarrow 2a \times f_{tw,d} = f_d \times t_f \rightarrow a = \frac{f_d \times t_f}{2 \times f_{tw,d}} = \frac{338 \times 14}{2 \times 320} = 7,4 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Formel 12 Formel for utregning av a-mål

Bruker buttsveis på strekksiden og 8mm a-mål kilsveis på trykksiden.

Steg: tar kun skjær og aksial last:

$$f_{vw} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{3} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{3} \times 0,9} = 261 \text{ N/mm}^2$$

Formel 13 Formel for skjærkapasitet til sveis

$$\text{Skjær + aksiallast} = R = \sqrt{V^2 + N^2} = \sqrt{68^2 + 188^2} = 199,9 \text{ kN}$$

$$\text{Effektivt sveisareal} = 2ah \times f_{vw,d} = R \rightarrow a = \frac{R}{2h \times f_{vw,d}} = \frac{199,9 \times 10^3}{2 \times 208 \times 261} = 1,9 \rightarrow 3 \text{ mm}$$

Formel 14 Formel for utregning av a-mål

På grunn av at a-målet ble kan man benytte kvadratroten av den tykkeste stålplaten som a-mål. (Kompendiet dimensjonering av stålkonstruksjoner, Fallsen):

$$a_{min} = \sqrt{t_{max}} \rightarrow \sqrt{14} = 3,8 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{4 \text{ mm}}$$

Bruk 4mm a-mål i steget.

11.2.2 Bolter og endeplate

$$\text{Totalkraft i bolter: } \frac{M_{ed}}{z} = \frac{112}{0,2902} = 386kN$$

Formel 15 Formel for strekk og trykk krefter for bolter

Tillatt strekkspenning i M8.8 bolter NS EN 1993-1-8, Punkt 3,6,1 tabell 3.4

$$f_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 800}{1,25} = 576N/mm^2$$

$$\text{Boltareal: } A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{386 \times 10^3}{576} = 672mm^2$$

Formel 16 Formel for n\ddot{o}dvendig bolteareal

$$\text{M20- } A_s = 245mm^2 \rightarrow A_s = \frac{672}{245} = 2,7 \rightarrow 3 \text{ bolter}$$

Skjær bolter (n\ddot{a}rmest trykkflensen tar kun skjær) NS EN 1993-1-8 punkt 3.6.1 tabell 3.4:

$$V_{\parallel} = 6,6kN$$

$$f_{v,rd} = \frac{0,6 f_{ub}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,6 \times 800}{1,25} = 384N/mm^2$$

Formel 17 Formel for tillat skjærspenning i bolter

$$A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{6,6 \times 10^3}{384} = 18mm^2$$

Bolteavstander ved skjærsiden. M20, $d_0 = 20+2=22$.

	Avtandsparameter	Optimale avstander	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	3,0 $d_0 = 66mm$	120mm
	p_1	3,75 $d_0 = 83mm$	< 83mm
Normalt på kraftretning	e_2	1,5 $d_0 = 33mm$	120mm
	p_2	3,0 $d_0 = 66mm$	120mm

Tabell 34 Tabell over bolteavstand

Bruker 2stk M20 ($A_s = 2 \times 245mm^2 = 490mm^2$) fordi det er mest praktisk med en type bolt over hele. Skjærkraften 6,6kN er så liten at jeg kontrollerer ikke hullkantrykket og antar at det ikke har noen reduserende effekt når bolteavstandskravene er overholdt.

Endeplate

$$N_{hj,pl} = 386kN$$

$$N_{hj,pl} = t_p \times b_p \times f_d \rightarrow t_p = \frac{N_{hj,pl}}{b_p \times f_d} = \frac{386 \times 10^3}{360 \times 338} = 3,2 \text{ mm}$$

Formel 19 Formel for tykkelse på endeplaten

Setter platen i tverrsnittsklasse 2 for da kan kapasiteten til platen utnyttes fullt ut NS EN

1993-1-1 punkt 5,6 tabell 5,2:

$$\frac{c}{t_p} = 10\varepsilon \rightarrow t_p = \frac{0,5 \times (b_p - t_w)}{10 \times \varepsilon} = \frac{0,5 \times (360 - 8,5)}{10 \times 0,81} = 21,7\text{mm} \rightarrow \text{bruk } t_p \text{ 25mm}$$

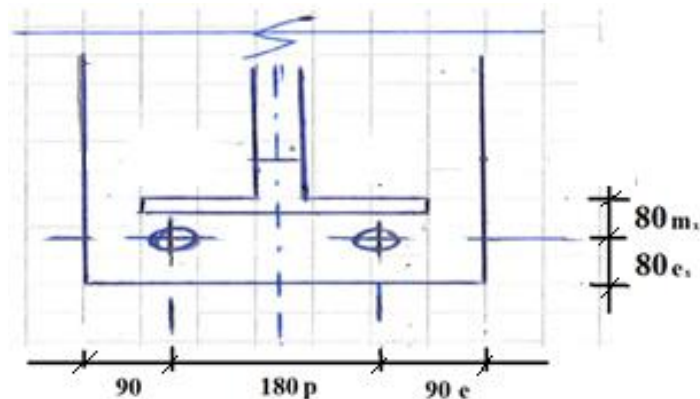
11.2.3 Overføringskapasitet til endeplaten

L-forbindelsen under strekkflens

Boltedimensjonering og endelig endeplate utføres som en L og T-forbindelse i henhold til punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8. Ser på denne forbindelsen som en ren strekk forbindelse og benytter disse avstandene mellom boltene.. NS EN 1993-1-8 punkt 3.5 tabell 3.3 gir krav til bolteavstander, overholder minimums avstander på grunn av bare strekk, gjelder L og T forbindelsen. Ren strekk overføring, M20, $d_0 = 20+2=22$

	Avtandsparameter	minimumsavstand	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	$1,2 d_0 = 27\text{mm}$	80mm
	p_1	$2,2 d_0 = 40\text{mm}$	140mm
Normalt på kraftretning	e_2	$1,2 d_0 = 27\text{mm}$	90mm
	p_2	$2,4 d_0 = 53\text{mm}$	180mm

Tabell 35 Tabell over bolteavstand



Figur 66 Skisse over L-forbindelsen ved strekkflens

$$m_x = 80\text{mm}, e_x = 80\text{mm}, e = 90\text{mm}, p = 180\text{mm}$$

$$m = m - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 51 Formel for M_x

$$m_x = 80 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 75,5\text{mm}$$

$$e_x = 80 \quad e_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 80 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 75,5 = 94,3 \end{array} \right. \quad e_{\min} = 80\text{mm}$$

L_{eff} finner man i tabell 6,6 i punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8:

L_{eff} ytterbolt:

$$\min: \begin{cases} 4m_x + 1,25e_x = 4 \times 75,5 + 1,25 \times 80 = 402 \\ 0,5p + e = 0,5 \times 180 + 90 = 180 \\ 2\pi m_x = 2 \times \pi \times 75,5 = 474,4 \\ 0,5p + 2m_x + 0,625e_x = 0,5 \times 180 + 2 \times 75,5 + 0,625 \times 80 = 291 \end{cases} \quad \min = 180$$

Formel 23 Formel for utregning av L_{eff} for ytterbolt

$$\sum L_{eff} = 2 \times 180 = 360\text{mm}$$

NS EN 1993-1-8 punkt 6.2.4.1 tabell 6.2 gir formel for $M_{pl,rd}$:

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 360 \times 25^2 \times \frac{355}{1,05} = 19,02 \times 10^6 \text{Nmm}$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

NS EN 1993-1-8 Punkt 3.6.1 tabell 3.4 gir formel for $F_{t,rd}$

$$\sum F_{t,rd,M20} = f_{t,rd} \times A_s \times n_{bolter} = 576 \times 245 \times 2 = 282,2\text{kN}$$

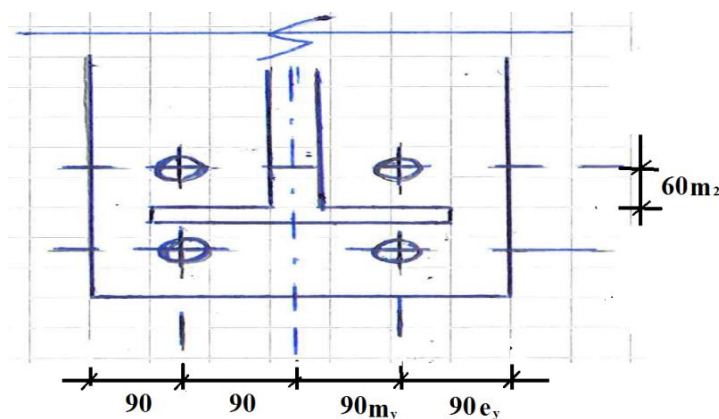
$$\beta = \frac{2 \times M_{pl,rd}}{m_x \times F_{t,rd}} = \frac{2 \times (19,02 \times 10^6)}{65,5 \times (282,2 \times 10^3)} = 2,05 > 2 \rightarrow \text{Bruddform 3}$$

Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$F_d = F_{t,rd} = 282,2\text{kN}$$

Formel 47 Formel kapasitet for bolter ved bruddform 3

T-forbindelsen over strekkflens



Figur 67 Skisse over t-forbindelsen ved flensen

$$m_2 = 60\text{mm}, m_y = 90\text{mm}, e_y = 90\text{mm}$$

$$m_y = m - \frac{t_w}{2} - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 52 Formel for m_y

$$m_y = 90 - \frac{8,5}{2} - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 81,2 \text{ mm}$$

$$e_y = 90 \quad e_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 90 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 81,2 = 101,5 \end{array} \right. \quad e_{\min} = 90 \text{ mm}$$

$$m_2 = 60 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 55,5 \text{ mm}$$

NS en 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 figur 6.11 gir formel for λ_1 , λ_2 og bestemmelse av α .

$$\lambda_1 = \frac{m_y}{m_y + e_y} = \frac{81,2}{81,2 + 90} = 0,47$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_y + e_y} = \frac{55,5}{81,2 + 90} = 0,33$$

Skisse på skjæringspunktet mellom λ_1 og λ_2 finnes i vedlegg D

$$\rightarrow \alpha \approx 2\pi$$

L_{eff} finner man i tabell 6,6 i punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8:

$$L_{\text{eff}} \text{ Ytterbolt: } \min \left\{ \begin{array}{l} \alpha \times m_y = 2\pi \times 81,2 = 510,2 \\ \pi \times m_y + p = \pi \times 81,2 + 0 = 255,1 \quad \text{min: } 255,1 \\ 0,5p + \alpha \times m_y = 0,5 \times 0 + 2\pi \times 81,2 = 510,2 \end{array} \right.$$

Formel 23 Formel for utregning av L_{eff} for ytterbolt

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{\text{eff}} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 255,1 \times 25^2 \times \frac{355}{1,05} = 13,47 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,rd}}{m_y \times F_{t,rd}} = \frac{4 \times (13,47 \times 10^6)}{81,2 \times (282,2 \times 10^3)} = 2,35 > 2 \rightarrow \text{Bruddform 3}$$

Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$F_d = F_{t,rd} = 282,2 \text{ kN}$$

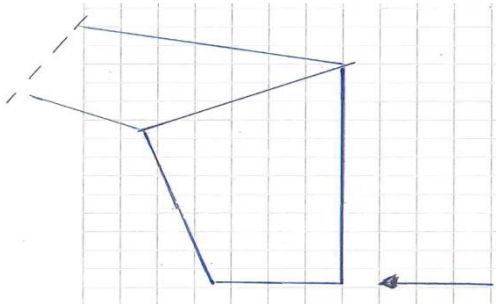
Formel 47 Formel kapasitet for bolter ved bruddform 3

Totalkapasitet L og T forbindelse = $282,2 \times 2 = 564,4 \text{ kN} > 386 \text{ kN}$

Bruk 2 stykk M20 bolter over flens og 2 stykk M20 bolter under flens

11.3 Sveis for økte rammehjørnet

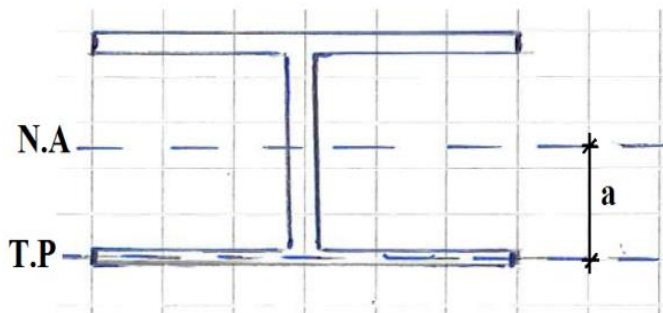
Beregner hvor stor sveis man må ha der som man sveiser tilbake flensen tilbake på den avskårede stegplaten. Utfører kontrollen der som rammen er svakest. Det er ved skjøten i søylen mellom HE360A og variabelt tverrsnitt og der skjøten er i takbjelken mellom HE300A og det variable tverrsnittet denne sveisen blir bare skjærbelastet. Gjør en forenkling og bruker I_y til HE360A og HE300A bjelkene selv om man kontrollerer i det avskårede snittet til HE450A bjelken (kapittel 12.3 forklarer dimensjoneringen av sveis).



Figur 68 Skisse over skjærkontroll ved søylen

Kontroll 1 Søyلة

$I_{y,360} = 330,9 \times 10^6 \text{ mm}^4$, $t_f = 21 \text{ mm}$, $b_f = 300 \text{ mm}$, $V_{ed} = 206 \text{ kN}$, $f_{vw,d} = 261 \text{ N/mm}$



Figur 69 Skisse over a og $A_{s,v}$

$$S = A_{flens} \times a = (21 \times 300) \times 166,3 = 1047,7 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$h = \tau \times b = \frac{V \times S}{I} = \frac{(206 \times 10^3) \times (1047,7 \times 10^3)}{330,9 \times 10^6} = 652,2$$

Formel 45 Formel for utregning av skjærbelastning på sveis

$$\text{Sveis på begge sider gir: } \frac{h}{2} = \frac{652,2}{2} = 326,1 \text{ N/mm}^2$$

$$a = \frac{\frac{h}{2}}{f_{vw,d}} = \frac{326,1}{261} = 1,3 \text{ mm} \rightarrow 3 \text{ mm (min)}$$

Kontroll 2 i takbjelken.

$I_{y,300} = 182,6 \times 10^6 \text{ mm}^4$, $t_f = 14 \text{ mm}$, $b_f = 300 \text{ mm}$, $V_{ed} = 206 \text{ kN}$, $f_{vw,d} = 261 \text{ N/mm}$

$$S = A_{flens} \times a = (21 \times 300) \times 138 = 869,4 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$h = \tau \times b = \frac{V \times S}{I} = \frac{(206 \times 10^3) \times (869,4 \times 10^3)}{182,6 \times 10^6} = 980,8$$

Formel 45 Formel for utregning av skjærbelastning på sveis

Sveis på begge sider gir: $\frac{980,8}{2} = 490,4 \text{ N/mm}^2$

$$a = \frac{\frac{h}{2}}{f_{vw,d}} = \frac{490,4}{261} = 1,9 \text{ mm} \rightarrow 3 \text{ mm (min)}$$

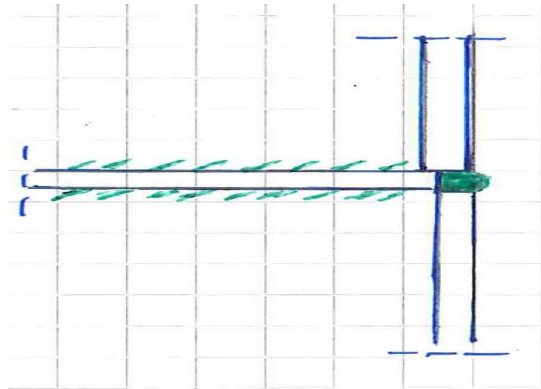
Kontrollen er utført på den svakeste siden og det overskred ikke minste a-mål som er satt i standarden. Flensen til den avskårede HE440 profilet er 21 mm som er den tykkeste komponenten der så da blir sveisens a mål:

$$\sqrt{21} = 4,6 \rightarrow \mathbf{5 \text{ mm}}$$

Bruk 5 mm sveis.

11.4 Plate ved skjøt

Selve platen blir bare skjær belastet siden man lar flensene ta strekk krefter som opptrer. I område mellom skjøtene fyller man bare igjen med sveis i flens område, siden sveiskvaliteten er minst like bra som stål vil det være tilfredsstillende overføring av krefter



Figur 70 Skisse over sveisefylling ved tverrsnitts endring

Platen klassifiserer jeg i tverrsnittsklasse 2 for full utnyttelse av kapasiteten NS EN 1993-1-1 punkt 5,6 tabell 5,2

$$c = \frac{300}{2} - \frac{11,5}{2} - 27 = 117 \approx 115\text{mm}$$

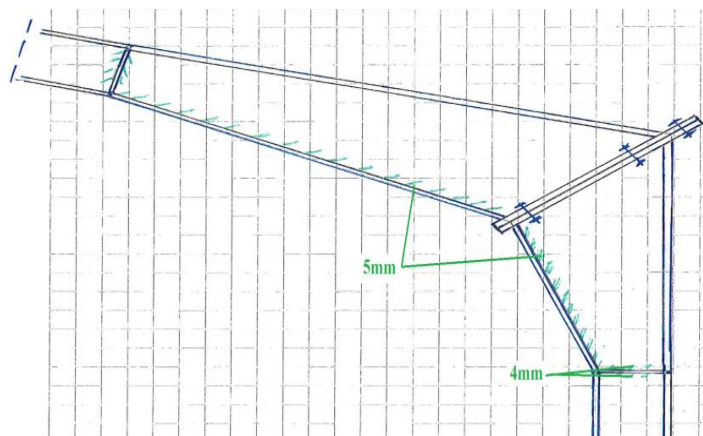
$$\frac{c}{t_p} = 10\varepsilon \rightarrow t_p = \frac{115}{10 \times 0,81} = 14,2 \approx 15\text{mm}$$

Formel 20 Formel for utregning av platetykkelse med full kapasitet

Bruker $t_p = 15\text{mm}$

Platen skal bare festes, som gir en sveis:

$$\sqrt{15} = 3,9 \rightarrow 4\text{mm}$$



Figur 71 Skisse over sveis ved økt tverrsnitt

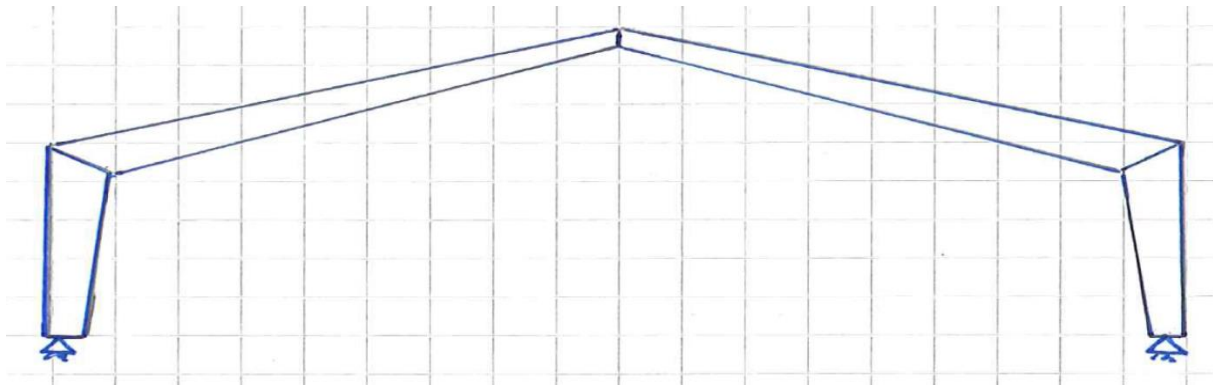
11.5 Oppsummering

Da er kriteriene i problemstillingen oppfylt. Dimensjon på bolter, sveis er klare. Da kan man regne ut sveiselengde og vekt av rammen, referer til vedlegg for mer detaljert utregning av vekt og sveiselengde. Tabell 36 gir en oppsummering av resultatet

	Vekt (kg)	Sveis (meter)	Poeng
Per ramme	3660,8	44,48	3705,28
Totalt	43929,6	533,76	44463,36

Tabell 36 Oppsummering av vekt og sveiselengde for ramme med økt tverrsnitt i rammehjørnet

12 Sveiset ramme



Figur 72 Skisse over sveiset ramme

Denne rammen er helsveiset. Den har et varierende tverrsnitt gjennom hele søylen og bjelken. Flensene i rammen er 25x300mm og steget har en tykkelse på 10mm. Nederst ved søylen er Høyden 290mm, i rammehjørnet er Høyden på bjelken og søylen 440mm og i mønet er høyden 250mm.

Siden denne ikke har ferdiglagte profiler fikk jeg ikke modellert denne i Focus på en riktig måte så jeg har valgt å benytte Moment, skjær og aksiallast fra simuleringer av ramme med kun økt tverrsnitt ved rammehjørnet (kapittel 11) siden det er den som har gitt det høyeste momentet.

Laster:

$$V_{ed} = 206 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 910 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = 286 \text{ kN}$$

Kontroll ved rammehjørnet:

Moment som dimensjonerende. $W_y = 3091,85 \times 10^3 \text{ mm}^3$, se vedlegg for utregning av W_y .

NS EN 1993-1-1 punkt 6.2.5

$$M_{rd} = f_d \times W_y = 338 \times 3091,85 \times 10^3 = \mathbf{1045 \text{ kNm} > 910 \text{ kNm OK}}$$

Skjærkontroll ved mest kritisk sted, maks skjær og moment kan oppstå ved samme sted, avhengig av vindretning NS EN 1993-1-1 punkt 6.2.

$$\sigma_x = \frac{M_{ed}}{W_y} = \frac{910 \times 10^6}{3091,85 \times 10^3} = 294,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{ed} = \frac{V_{ed}^{max}}{A_w} = \frac{206 \times 10^3}{(440 - 2 \times 50) \times 10} = 60,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \times \tau_{ed}^2} = \sqrt{294,32^2 + 3 \times 60,59^2} = 312,5 \text{ N/mm}^2 < 338 \text{ OK}$$

Kontroll ved søyle fot. Kun skjær NS EN 1993-1-1 punkt 6.2.6:

$$\tau_{ed} = \frac{V_{ed}}{A_v} < \frac{f_d}{\sqrt{3}}$$

$$\tau_{ed} = \frac{206 \times 10^3}{(250 - 2 \times 25) \times 10} = 104,5 \text{ N/mm}^2 < \frac{338}{\sqrt{3}} = 195,1 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

Aksial kontroll ved søyle fot NS EN 1993-1-1 punkt 6.2.4:

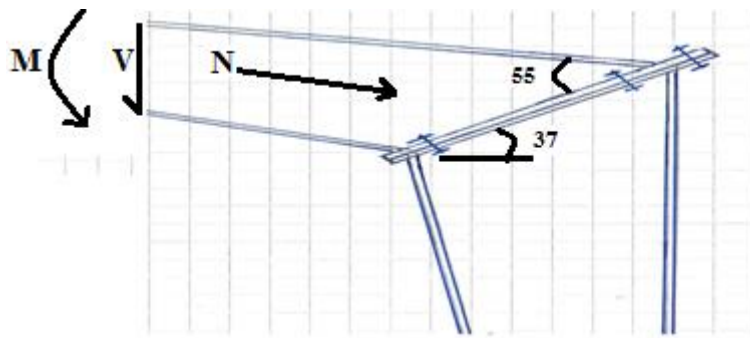
$$N_{c,rd} = \frac{(25 \times 300) \times 2 + 240 \times 10}{1.05} \times 355 = 5882,9 \text{ kN} \geq 286 \text{ kN} \text{ OK}$$

Aksialkontroll ved rammehjørne der det er aksiallast og maks moment, forenklet og benytter I_y til en HE450A som er en forenkling til sikker side NS-EN 1993-1-1, punkt 6.2.9.2:

$$\sigma_{x,ed} = \frac{(910 \times 10^6) \times 220}{637,2 \times 10^6} + \frac{286 \times 10^3}{(25 \times 300) \times 2 + 390 \times 10} = 314,2 + 15,2 = \frac{329,4 \text{ N}}{\text{mm}^2} < 338 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

Velger og gå videre med denne med erfaring fra tidligere simuleringer fra for eksempel enkel ramme som holder med HE450A valset profil så har denne tykkere flenser til og ta den økte moment-lasten i forhold til det tilfellet.

12.1 Søyle bjelke forbindelsen



Figur 73 Skisse over rammehjørnet

Profildata: Profildata for hjørnet

$H = 440\text{mm}$, $B = 300\text{mm}$, $t_w = 10\text{ mm}$, $t_f = 25\text{mm}$, $h' = 390\text{mm}$

Lastene for rammehjørnet (hentet fra vedlegg D):

$$V_{ed} = 206\text{ kN}$$

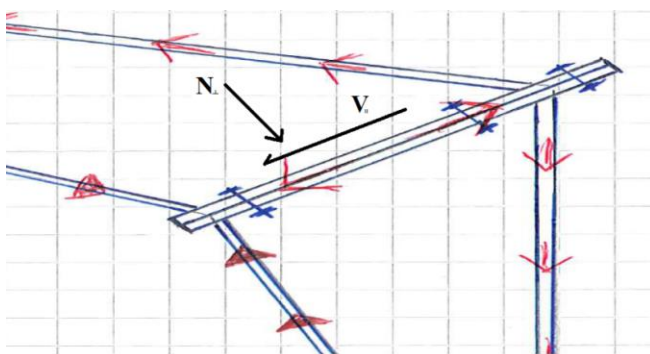
$$M_{ed} = 910\text{ kNm}$$

$$N_{ed} = 286\text{ kN}$$

Benytter endeplater som har bredde $b_p = 360\text{ mm}$.

Dimensjonering av bolter og sveiser er gjort i henhold til NS-EN 1993-1-8:2005+NA2009- Eurokode 3: Knutepunkter og forbindelser.

Belastning



Figur 74 Skisse over spenning og belastningsbilde

$$V_{\parallel} = V_{ed} \sin 55 - N_{ed} \cos 55$$

Formel 7 Formel for skjærkraft parallelt

$$V_{\parallel} = 206 \sin 55 - 286 \cos 55 = 168,7 - 164 = 4,7\text{ kN}$$

$$N_{\perp} = V_{ed} \times \cos 55 + N_{ed} \times \sin 55$$

Formel 8 Formel for aksiallast normalt på

$$N_{\perp} = 206 \times \cos 55 + 286 \times \sin 55 = 118,2 + 234,3 = \mathbf{352,5 \text{ kN}}$$

Trykk/strekk i flens:

$$\frac{M_{ed}}{z'} = \frac{910 \times 10^3}{440 - 25} = \mathbf{2192,8 \text{ kN}}$$

Formel 9 Formel for strekk og trykk i flens

Trykk i endeplaten $N_{hj,pl}$:

$$N_{hj,pl} = 2192,8 \times \cos 55 = \mathbf{1257,8 \text{ kN}}$$

$$\text{Indre momentarm til bolter ved hjørnet} = z'_b = \frac{440 - 25}{\cos 37} = \mathbf{520 \text{ mm}}$$

Formel 10 Formel for momentarm til bolter

12.1.1 Sveiser i endeplaten

NS-EN 1993-1-8, Punkt 4.5.3.2 tabell 4.1 gir verdi for $\beta_w = 0,9$, Punkt 4.5.3.3 gir

Flens: Tar kun strekk/trykk = 2192,8kN

$$f_{tw,d} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{2} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{2} \times 0,9} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Formel 11 Formel for strekk kapasitet til sveis

$$\text{Sveis-kap.} = \text{flens-kap.} \rightarrow 2a \times f_{tw,d} = f_d \times t_f \rightarrow a = \frac{f_d \times t_f}{2 \times f_{tw,d}} = \frac{338 \times 25}{2 \times 320} = 13,2 \text{ mm} \rightarrow$$

14mm

Formel 12 Formel for utregning av a-mål

Benytter buttsveis på strekksiden og 14mm a-mål kilsveis på trykksiden.

Steg: tar kun skjær og aksial last:

$$f_{vw} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{3} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{3} \times 0,9} = 261 \text{ N/mm}^2$$

Formel 13 Formel for skjærkapasitet til sveis

$$\text{Skjær + aksiallast} = R = \sqrt{V^2 + N^2} = \sqrt{206^2 + 286^2} = 352,5 \text{ kN}$$

$$\text{Effektivt sveisareal} = 2ah' \times f_{vw,d} = R \rightarrow a = \frac{R}{2h' \times f_{vw,d}} = \frac{352,5 \times 10^3}{2 \times 390 \times 261} = 1,7 \rightarrow 3 \text{ mm (min)}$$

Formel 14 Formel for utregning av a-mål

På grunn av at a-målet ble så lite bør man benytte kvadratroten av den tykkeste stålplaten som a-mål. (Kompendiet dimensjonering av stålkonstruksjoner, Fallsen):

Med $t_p = 30 \text{ mm}$

$$a_{min} = \sqrt{t_{max}} \rightarrow \sqrt{30} = 5,6 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{6 \text{ mm}}$$

Bruk 6mm sveis i steget.

12.1.2 Bolter og endeplate

$$\text{Totalkraft i bolter } \frac{M_{ed}}{z_b} = \frac{910}{0,520} = 1750 \text{ kN}$$

Formel 15 Formel for strekk og trykk krefter for bolter

Tillatt strekkspenning i M10,9 bolter NS EN 1993-1-8, Punkt 3,6,1 tabell 3.4

$$f_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 1000}{1,25} = 720 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Boltareal: } A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{1750 \times 10^3}{720} = 2431 \text{ mm}^2$$

Formel 16 Formel for nødvendig bolteareal

$$\text{M27- } A_s = 459 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = \frac{2431}{459} = 5,3 \rightarrow 6 \text{ bolter}$$

Skjær bolter (nærmest trykkflensen tar kun skjær) NS EN 1993-1-8, Punkt 3,6,1 tabell 3.4:

$$V_{\parallel} = 4,7 \text{ kN}$$

$$f_{v,rd} = \frac{0,6 f_{ub}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,6 \times 1000}{1,25} = 480 \text{ N/mm}^2$$

Formel 17 Formel for tillat skjærspenning i bolter

$$A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{4,7 \times 10^3}{480} = 10 \text{ mm}^2$$

Trenger min 2stk M12 bolter men bruker 2stk M27 ($2 \times 459 = 918 \text{ mm}^2$) av praktisk hensyn.

Ser på skjærkraften så liten så kontrollerer ikke hullkantrykket på skjærboltene. Boltene er også innenfor kravene i NS EN 1993-1-8.

Bolteavstander for skjærbelastet bolter.

$$d_0 = 27 + 3 = 30$$

	Avtandsparameter	Optimale avstander	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e ₁	3,0 d ₀ = 90mm	120mm
	p ₁	3,75 d ₀ = 113mm	< 113mm
Normalt på kraftretning	e ₂	1,5 d ₀ = 45mm	120mm
	p ₂	3,0 d ₀ = 90mm	120mm

Tabell 37 Tabell over bolteavstander

Endeplate

Trykk i endeplaten $N_{hj,pl} = 1257,8 \text{ kN}$

$$N_{hj,pl} = t_p \times b_p \times f_d \rightarrow t_p = \frac{N_{hj,pl}}{b_p \times f_d} = \frac{1257,8 \times 10^3}{360 \times 338} = 10,3 \text{ mm}$$

Formel 19 Formel for tykkelse på endeplaten

Setter platen i tverrsnittsklasse 2 for da kan kapasiteten til platen utnyttes fullt ut NS EN

1993-1-1 punkt 5,6 tabell 5,2:

$$\frac{c}{t_p} = 10\varepsilon \rightarrow t_p = \frac{0,5 \times (b_p - t_w)}{10 \times \varepsilon} = \frac{0,5 \times (360 - 10)}{10 \times 0,81} = 21,6\text{mm} \rightarrow \text{bruk } t_p \text{ 30mm}$$

Formel 20 Formel for utregning av platetykkelse med full kapasitet

12.1.3 Endeplaten overføringskapasitet

T-forbindelsen

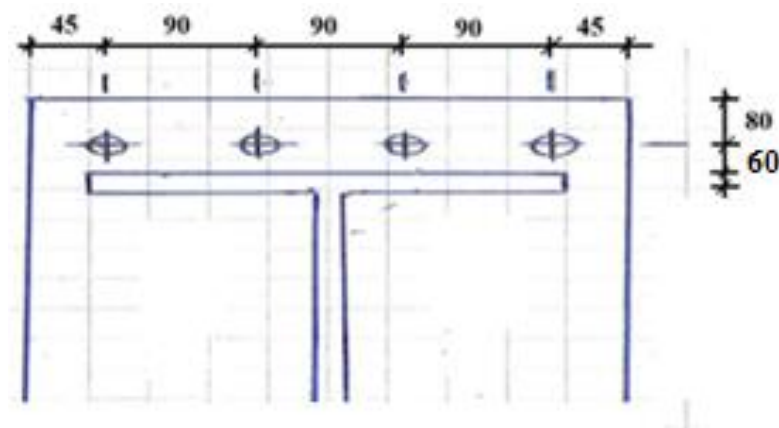
Resterende boltedimensjonering og endelig endeplate utføres som en T-forbindelse i henhold til punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8. Ser på denne forbindelsen som en ren strekk forbindelse og benytter disse avstandene mellom boltene.. NS EN 1993-1-8 punkt 3.5 tabell 3.3 gir krav til bolteavstander, overholder minimums avstander på grunn av bare strekk, gjelder L og T forbindelsen.

M27, $d_0 = 27+3=30$

	Avtandsparameter	minimumsavstand	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	$1,2 d_0 = 36\text{mm}$	80mm
	p_1	$2,2 d_0 = 66\text{mm}$	140mm
Normalt på kraftretning	e_2	$1,2 d_0 = 36\text{mm}$	45mm
	p_2	$2,4 d_0 = 72\text{mm}$	90mm

Tabell 38 Tabell over bolteavstander

L-forbindelsen over flens:



Figur 75 Skisse over L-forbindelsen ved strekkflens

$m_x = 60\text{mm}$, $e_x = 80\text{mm}$, $p = 90\text{mm}$, $e = 45\text{mm}$

$$m = m - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 53 Formel for M_x

$$m_x = 60 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 55,5 \text{ mm}$$

$$e_x = 80 \quad e_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e_x = 80 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 55,5 = 69,38 \end{array} \right. \quad e_{\min} = 69,38 \text{ mm}$$

L_{eff} finner man i tabell 6,6 i punkt 6.2.6.5 i NS-EN 1993-1-8

Innerbolt:

$$L_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} p = 90 \\ 4m_x + 1,25 \times e_x = 4 \times 55,5 + 1,25 \times 69,38 = 308,8 \\ 2 \times \pi \times m_x = 2 \times \pi \times 55,5 = 348,7 \end{array} \right. \quad \min = 90$$

Formel 22 Formel for utregning av L_{eff} for innerbolt

Ytterbolt: L_{eff}

$$\min: \left\{ \begin{array}{l} 4m_x + 1,25e_x = 4 \times 55,5 + 1,25 \times 69,38 = 308,8 \\ 0,5p + e = 0,5 \times 90 + 45 = 90 \\ 2\pi m_x = 2 \times \pi \times 55,5 = 348,7 \\ 0,5p + 2m_x + 0,625e_x = 0,5 \times 90 + 2 \times 55,5 + 0,625 \times 69,38 = 199,4 \end{array} \right. \quad \min = 90$$

Formel 23 Formel for utregning av L_{eff} for ytterbolt

$$\sum L_{\text{eff}} = 90 \times 4 = 360 \text{ mm}$$

NS EN 1993-1-8 punkt 6.2.4.1 tabell 6.2 gir formel for $M_{\text{pl,rd}}$:

$$M_{\text{pl,rd}} = \frac{1}{4} \times \sum l_{\text{eff}} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 360 \times 30^2 \times \frac{355}{1,05} = 27,38 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

NS EN 1993-1-8 Punkt 3.6.1 tabell 3.4 gir formel for $F_{\text{t,rd}}$

$$\sum F_{\text{t,rd,M27}} = f_{\text{t,rd}} \times A_s \times n_{\text{bolter}} = 720 \times 459 \times 4 = 1321,9 \text{ kN}$$

Formel 25 Formel for strekk kapasitet til bolter

$$\gamma = \frac{e_x}{m_x} = \frac{69,38}{55,5} = 1,25$$

Formel 26 Formel for γ faktor

$$\beta = \frac{2 \times M_{pl,rd}}{m_x \times F_{t,rd}} = \frac{2 \times (27,38 \times 10^6)}{55,5 \times (1321,9 \times 10^3)} = 0,746 > \frac{2\gamma}{1 + 2\gamma} = \frac{2 \times 1,25}{1 + 2 \times 1,25} = 0,71$$

→ Bruddform 2

Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$F_d = \frac{\beta + 2 \times \gamma}{2 + 2 \times \gamma} \times \sum F_{t,rd} = \frac{0,746 + 2 \times 1,25}{2 + 2 \times 1,25} \times 1321,9 = \mathbf{953,5kN}$$

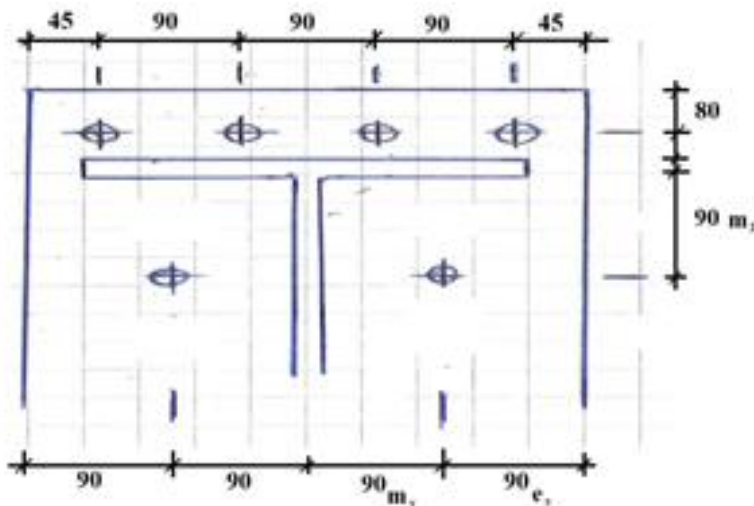
Formel 28 Formel for boltkapasitet med bruddform 2

Kapasitet av T-forbindelsen under strekkflens

M36, $d_0 = 36+6=39$

	Avtandsparameter	minimumsavstand	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	1,2 $d_0 = 47\text{mm}$	80mm
	p_1	2,2 $d_0 = 86\text{mm}$	140mm
Normalt på kraftretning	e_2	1,2 $d_0 = 47\text{mm}$	90mm
	p_2	2,4 $d_0 = 94\text{mm}$	180mm

Tabell 39 Tabell over bolteavstander



Figur 76 Skisse over T-forbindelsen ved flensen

$m_2 = 90\text{mm}$, $m_y = 90\text{mm}$, $e_y = 90\text{mm}$

$$m_y = m - \frac{t_w}{2} - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 54 Formel for m_y

$$m_y = 90 - \frac{10}{2} \times 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 80,5\text{mm}$$

$$e_y = 90 \quad e_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 90 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 80,5 = 100,63 \end{array} \right. \quad e_{\min} = 90\text{mm}$$

$$m_2 = 90 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 85,5\text{mm}$$

NS en 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 figur 6.11 gir formel for λ_1 , λ_2 og bestemmelse av α .

$$\lambda_1 = \frac{m_y}{m_y + e_y} = \frac{80,5}{80,5 + 90} = 0,47$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_y + e_y} = \frac{85,5}{80,5 + 90} = 0,50$$

Skisse på skjæringspunktet mellom λ_1 og λ_2 finnes i vedlegg E

$$\rightarrow \alpha \approx 6$$

NS EN 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 tabell 6.6 gir formler for L_{eff} :

L_{eff} Ytterbolt:

$$\min \left\{ \begin{array}{l} \alpha \times m_y = 6 \times 80,5 = 483 \\ \pi \times m_y + p = \pi \times 80,5 + 90 = 342,9 \\ 0,5p + \alpha m_y - (2m_y + 0,625e_y) = 0,5 \times 90 + 6 \times 80,5 - (2 \times 80,5 + 0,625 \times 90) = 310,8 \end{array} \right.$$

Formel 23 Formel for utregning av L_{eff} for ytterbolt

$$\min = 310,8\text{mm}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{\text{eff}} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 310,8 \times 30^2 \times \frac{355}{1,05} = 23,64 \times 10^6 \text{Nmm}$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

$$\sum F_{t,rd,M36} = f_{t,rd} \times A_s \times n_{bolter} = 720 \times 817 \times 2 = 1176,4\text{kN}$$

Formel 25 Formel for strekk kapasitet til bolter

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,rd}}{m_y \times F_{t,rd}} = \frac{4 \times (23,64 \times 10^6)}{80,5 \times (1176,4 \times 10^3)} = 0,998 > \frac{2\gamma}{1 + 2\gamma} = \frac{2 \times 1,13}{1 + 2 \times 1,13} = 0,69$$

\rightarrow Bruddform 2

Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$\gamma = \frac{e_y}{m_y} = \frac{90}{79,7} = 1,13$$

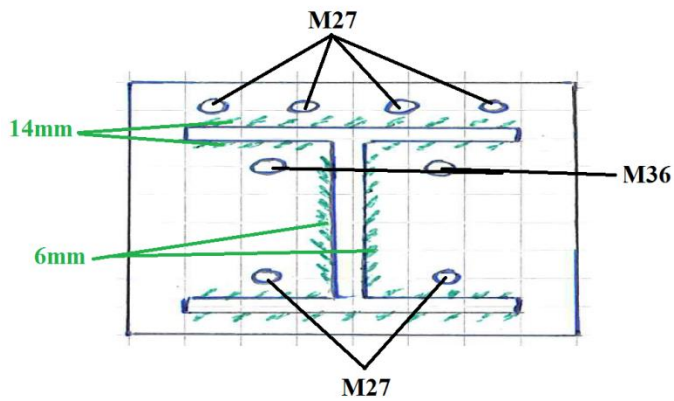
Formel 26 Formel for γ faktor

$$F_d = \frac{\beta + 2\gamma}{2 + 2\gamma} \times \sum F_{t,rd} = \frac{0,998 + 2 \times 1,13}{2 + 2 \times 1,13} \times 1176,4 = 899,6 \text{ kN}$$

Formel 28 Formel for boltkapasitet med bruddform 2

L og T forbindelsens totalkapasitet = 953,5 + 899,6 = 1852,9kN > 1750 kN

Bruk 4 stykk M27 over flens og 2 stykk M36 under flens på strekksiden

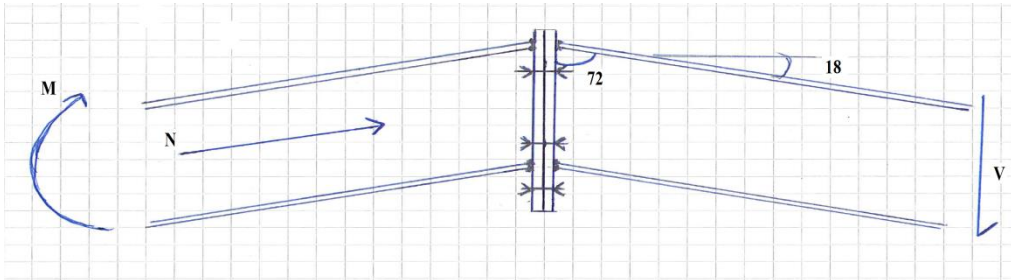


Figur 77 Skisse over oppsummering av rammehjørnet

12.2 Møne

Bolteforbindelsen og endeplaten dimensjoneres som en L og T-forbindelse på grunn av momentoverføring.

Dimensjoneringen utføres etter NS-EN 1993-1-8:2005+NA2009-Eurokode 3: Knutepunkter og forbindelser.



Figur 78 Skisse over mønet

Profildata: Sveiset profil, Mønedata:

$H = 250\text{mm}$, $B = 300\text{mm}$, $t_w = 10\text{ mm}$, $t_f = 25\text{mm}$, $h' = 200\text{mm}$

Laster ved møne kommer fra en kombinasjon mellom to simuleringer for å bruke de verste verdiene. N_{ed} er dokumentert i Vedlegg E, V_{ed} og M_{ed} er fra Vedlegg D:

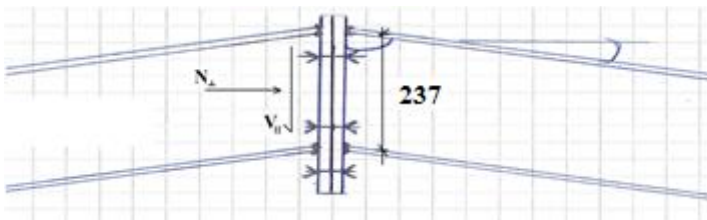
$V_{ed} = 68\text{ kN}$

$M_{ed} = 115\text{ kNm}$

$N_{ed} = 212\text{ kN}$

Benytter endeplater som har bredde $b_p = 360\text{ mm}$.

Belastning



Figur 79 Skisse over belastning ved mønet

$$N_L = V_{ed} \times \cos 72 + N_{ed} \times \sin 72$$

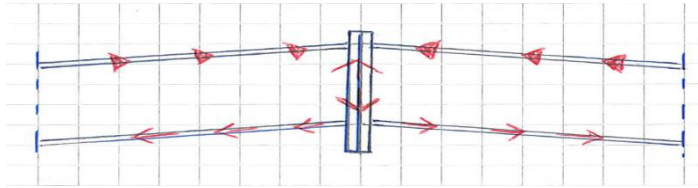
Formel 8 Formel for aksiallast normalt på

$$N_L = 68 \times \cos 72 + 212 \times \sin 72 = 21 + 201,6 = \mathbf{222,6\text{ kN}}$$

$$V_{\parallel} = V_{ed} \cos 18 - N_{ed} \sin 18$$

Formel 7 Formel for skjærkraft parallelt

$$V_{\parallel} = 68 \cos 18 - 212 \sin 18 = 64,7 - 65,5 = -0,8 \text{ kN}$$



Figur 80 Skisse over spenningsbilde ved mønet

Ser her at skjærkrefter blir tilnærmet 0. Trenger derfor egentlig ikke noen bolter der men plasserer 2 stykk bolter av samme diameter som man får for strekksiden for sikkerhet skyld. Disse boltene plasseres da i avstander fra hverandre som tilfredsstillers NS EN 1993-1-8 punkt 3.5 tabell 3.3.

	Avtandsparameter	Optimale avstander	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	$3,0 d_0 = 66\text{mm}$	120mm
	p_1	$3,75 d_0 = 83\text{mm}$	< 83mm
Normalt på kraftretning	e_2	$1,5 d_0 = 33\text{mm}$	120mm
	p_2	$3,0 d_0 = 66\text{mm}$	120mm

Tabell 40 Tabell over bolteavstand

Trykk/strekk i flens:

$$\frac{M_{ed}}{z'} = \frac{115 \times 10^3}{250 - 25} = 511,1 \text{ kN}$$

Formel 9 Formel for strekk og trykk i flens

Trykk i endeplaten:

$$N_{hj,p} = 511,1 \times \cos 18 = 486 \text{ kN}$$

$$\text{Indre arm } z_b = \frac{250 - 25}{\cos 18} = 237 \text{ mm}$$

Formel 10 Formel for momentarm til bolter

12.2.1 Sveiser i endeplaten

NS-EN 1993-1-8, Punkt 4.5.3.2 tabell 4.1 gir verdi for $\beta_w = 0,9$, Punkt 4.5.3.3 gir

Flens: Tar kun strekk/trykk = 501,2kN

$$f_{tw,d} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{2} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{2} \times 0,9} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Formel 11 Formel for strekk kapasitet til sveis

$$\text{Sveis-kap.} = \text{flens-kap} \rightarrow 2a \times f_{tw,d} = f_d \times t_f \rightarrow a = \frac{f_d \times t_f}{2 \times f_{tw,d}} = \frac{338 \times 25}{2 \times 320} = 13,2 \text{ mm} \rightarrow$$

14mm

Bruker buttsveis på strekksiden men 14mm a-mål på sveis på trykksiden.

Formel 12 Formel for utregning av a-mål

Steg: tar kun skjær og aksial last:

$$f_{vw} = \frac{f_u}{\gamma_{m2} \times \sqrt{3} \times \beta_w} = \frac{510}{1,25 \times \sqrt{3} \times 0,9} = 261 \text{ N/mm}^2$$

Formel 13 Formel for skjærkapasitet til sveis

$$\text{Skjær + aksiallast} = R = \sqrt{V^2 + N^2} = \sqrt{68^2 + 212^2} = 222,6 \text{ kN}$$

$$\text{Effektivt sveisareal} = 2ah' \times f_{vw,d} = R \rightarrow a = \frac{R}{2h' \times f_{vw,d}} = \frac{222,6 \times 10^3}{2 \times 200 \times 261} = 2,1 \rightarrow 3 \text{ mm}$$

Formel 14 Formel for utregning av a-mål

På grunn av at a-målet ble så lite bør man benytte kvadratroten av den tykkeste stålplaten som a-mål. (Kompendiet dimensjonering av stålkonstruksjoner, Fallsen):

$$a_{min} = \sqrt{t_{max}} \rightarrow \sqrt{25} = 5 \text{ mm}$$

Bruk 5mm sveis til steget

12.2.2 Bolter og endeplate

$$\text{Totalkraft i bolter: } \frac{M_{ed}}{z} = \frac{115}{0,237} = 485,2 \text{ kN}$$

Formel 15 Formel for strekk og trykk krefter for bolter

Tillatt strekkspenning i M8.8 bolter NS EN 1993-1-8, Punkt 3,6,1 tabell 3.4

$$f_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 800}{1,25} = 576 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Boltareal: } A_s^{n\ddot{o}d} = \frac{485,2 \times 10^3}{576} = 842 \text{ mm}^2$$

Formel 16 Formel for n\ddot{o}dvendig bolteareal

$$\text{M20- } A_s = 245 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = \frac{842}{245} = 3,4 \rightarrow 4 \text{ bolter}$$

Endeplate

Trykket i endeplaten $N_{hj,pl} = 486 \text{ kN}$

$$N_{hj,pl} = t_p \times b_p \times f_d \rightarrow t_p = \frac{N_{hj,pl}}{b_p \times f_d} = \frac{486 \times 10^3}{360 \times 338} = 3,9 \text{ mm}$$

Formel 19 Formel for tykkelse p\dd{a} endeplaten

Setter platen i tverrsnittsklasse 2 for da kan kapasiteten til platen utnyttet fullt ut NS EN

1993-1-1 punkt 5,6 tabell 5,2:

$$\frac{c}{t_p} = 10\varepsilon \rightarrow t_p = \frac{0,5 \times (b_p - t_w)}{10 \times \varepsilon} = \frac{0,5 \times (360 - 10)}{10 \times 0,81} = 21,6 \text{ mm} \rightarrow \text{bruk } 25 \text{ mm } t_p$$

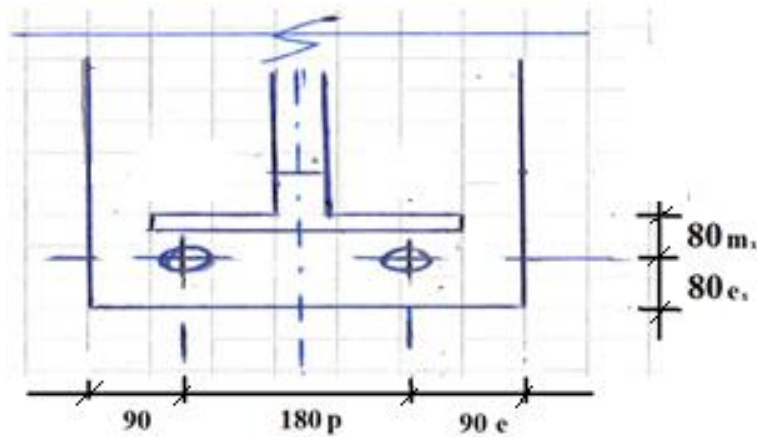
12.2.3 Overføringskapasitet til endeplaten

Utførelsen av videre boltdimensjonering utføres som en L og T forbindelse. Denne forbindelsen ses på som en ren strekk belastet forbindelse. NS EN 1993-1-8 punkt 3.5 tabell 3.3 gir krav til bolteavstander, overholder minimums avstander på grunn av bare strekk. M20, $d_0 = 20+2=22$

	Avtandsparameter	minimumsavstand	Brukt avstand
Parallelt kraftretning	e_1	$1,2 d_0 = 27\text{mm}$	80mm
	p_1	$2,2 d_0 = 40\text{mm}$	140mm
Normalt på kraftretning	e_2	$1,2 d_0 = 27\text{mm}$	90mm
	p_2	$2,4 d_0 = 53\text{mm}$	180mm

Tabell 41 Tabell over bolteavstand

L-forbindelsen under strekkflens



Figur 81 Skisse over L-forbindelsen under strekkflens

$$m_x = 80\text{mm}, e_x = 80\text{mm}, e = 90\text{mm}, p = 180\text{mm}$$

$$m = m - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 55 Formel for M_x

$$m_x = 80 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 75,5\text{mm}$$

$$e_x = 80 \quad e_{min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 80 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 75,5 = 94,3 \end{array} \right. \quad e_{min} = 80\text{mm}$$

NS EN 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 tabell 6.6 gir formler for L_{eff} :

L_{eff} ytterbolt:

$$\min: \left\{ \begin{array}{l} 4m_x + 1,25e_x = 4 \times 75,5 + 1,25 \times 80 = 402 \\ 0,5p + e = 0,5 \times 180 + 90 = 180 \\ 2\pi m_x = 2 \times \pi \times 75,5 = 474,4 \\ 0,5p + 2m_x + 0,625e_x = 0,5 \times 180 + 2 \times 75,5 + 0,625 \times 80 = 291 \end{array} \right. \quad \min = 180$$

Formel 23 Formel for utregning av L_{eff} for ytterbolt

$$\sum L_{eff} = 2 \times 180 = 360 \text{ mm}$$

NS EN 1993-1-8 punkt 6.2.4.1 tabell 6.2 gir formel for $M_{pl,rd}$:

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 360 \times 25^2 \times \frac{355}{1,05} = 19,02 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

NS EN 1993-1-8 Punkt 3.6.1 tabell 3.4 gir formel for $F_{t,rd}$

$$\sum F_{t,rd,M20} = f_{t,rd} \times A_s \times n_{bolter} = 576 \times 245 \times 2 = 282,2 \text{ kN}$$

Formel 25 Formel for strekk kapasitet til bolter

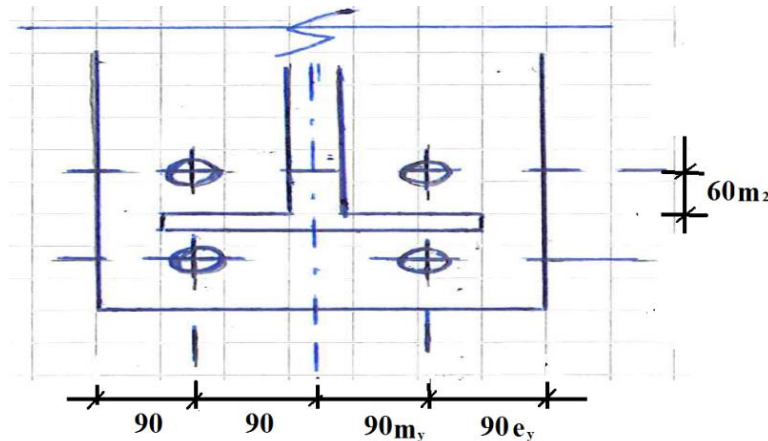
$$\beta = \frac{2 \times M_{pl,rd}}{m_x \times F_{t,rd}} = \frac{2 \times (19,02 \times 10^6)}{65,5 \times (282,2 \times 10^3)} = 2,05 > 2 \rightarrow \text{Bruddform 3}$$

Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$F_d = F_{t,rd} = 282,2 \text{ kN}$$

Formel 47 Formel kapasitet for bolter ved bruddform 3

T-forbindelsen over strekkflens



Figur 82 Skisse over T-forbindelsen ved flens

$$m_2 = 60 \text{ mm}, m_y = 90 \text{ mm}, e_y = 90 \text{ mm}$$

$$m_y = m - \frac{t_w}{2} - 0,8\sqrt{2} \times a$$

Formel 56 Formel for m_y

$$m_y = 90 - \frac{10}{2} - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 80,5 \text{ mm}$$

$$e_y = 90 \quad e_{min} = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 90 \\ 1,25 \times m_x = 1,25 \times 80,5 = 100,63 \end{array} \right. \quad e_{min} = 90 \text{ mm}$$

$$m_2 = 60 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 4 = 55,5 \text{ mm}$$

NS en 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 figur 6.11 gir formel for λ_1 , λ_2 og bestemmelse av α .

$$\lambda_1 = \frac{m_y}{m_y + e_y} = \frac{80,5}{80,5 + 90} = 0,47$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_y + e_y} = \frac{55,5}{80,5 + 90} = 0,33$$

Skisse på skjæringspunktet mellom λ_1 og λ_2 finnes i vedlegg E.

$$\rightarrow \alpha \approx 2\pi$$

NS EN 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 tabell 6.6 gir formler for L_{eff} :

$$L_{eff} \text{ Ytterbolt: } \min \begin{cases} \alpha \times m_y = 2\pi \times 79,7 = 499 \\ \pi \times m_y + p = \pi \times 79,7 + 0 = 249,75 \quad \text{min: } 249,75 \\ 0,5p + \alpha \times m_y = 0,5 \times 0 + 2\pi \times 79,7 = 499 \end{cases}$$

Formel 23 Formel for utregning av L_{eff} for ytterbolt

$$M_{pl,rd} = \frac{1}{4} \times \sum l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1}{4} \times 249,75 \times 25^2 \times \frac{355}{1,05} = 13,19 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Formel 25 Formel for momentkapasiteten til plate

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,rd}}{m_y \times F_{t,rd}} = \frac{4 \times (13,19 \times 10^6)}{80,5 \times (282,2 \times 10^3)} = 2,32 > 2 \rightarrow \text{Bruddform 3}$$

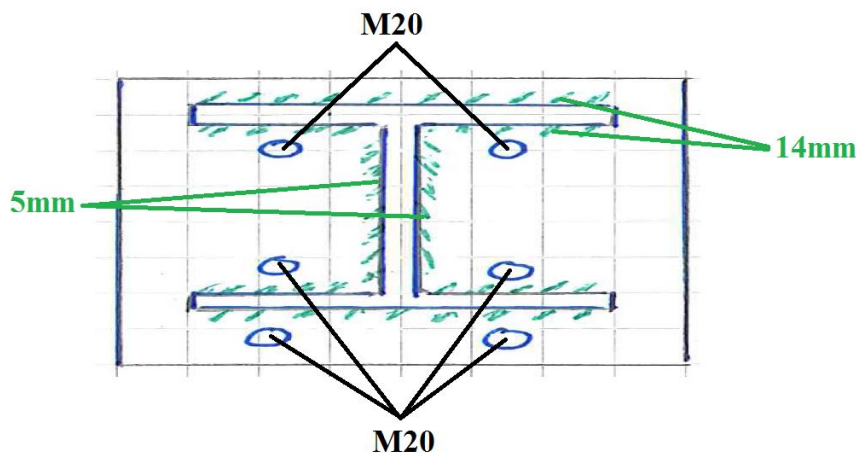
Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform

$$F_d = F_{t,rd} = 282,2 \text{ kN}$$

Formel 47 Formel kapasitet for bolter ved bruddform 3

Totalkapasitet L og T forbindelse = $282,2 \times 2 = 564,4 \text{ kN} > 479,5 \text{ kN}$

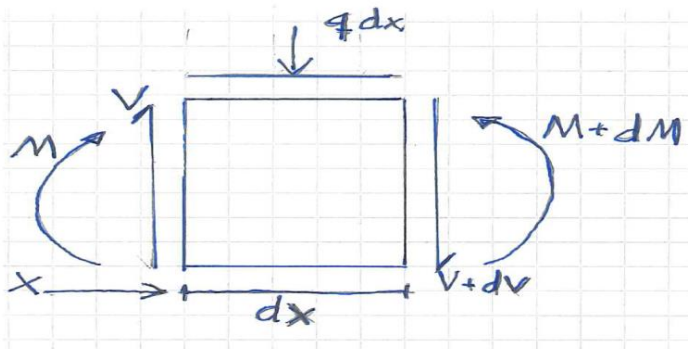
Bruk 2 stykk M20 under flens og 2 stykk M20 over flens



Figur 83 Skisse av oppsummering av mønet

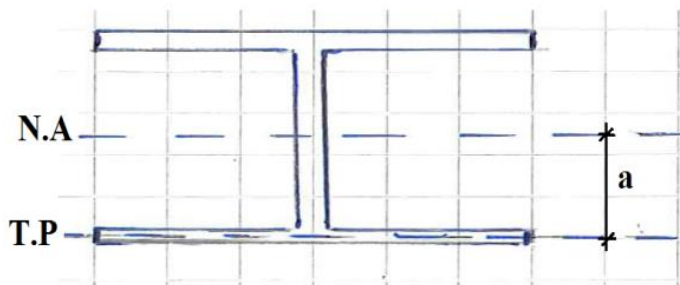
12.3 Sveis mellom steg og flens

Beregning av sveisen som går langs hele søylen og bjelken siden dette er et helsveist tverrsnitt. Ser på den sveisen som kun skjærbelastet siden tillegget fra momentet blir veldig lite. Moment belastet sveis er avhengig av sin effektive lengde og her har man flere meter man kan benytte seg av til og ta de kreftene. Utledning av bøyemoment og skjærkraft på en bjelke (17) gir at skjær tillegget fra momentet på en liten bit av bjelken (dx), gjør at M og $M+dM$ (se figur84) skaper skjærkrefter i form at strekk i bunn og trykk toppen av det som er her steget hvor det skal sveises. Som gir formelen $h = \tau \times b = \frac{V \times S}{I}$.



Figur 84 Figur for belastning dx

Kontroll 1 Nederst på søylen



Figur 85 Skisse over a og $A_{s,v}$

$$S = A_{flens} \times a = (25 \times 300) \times 132,5 = 993,75 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Gjør en forenkling ved bruk av I, her benyttes I_y for en HE300A bjelke selv om den sveiste profilen i oppgaven har smalere steg og tykkere flens er høyden og bredden den samme vil I_y være omtrent den samme. Samme gjelder for kontroll 2, der benyttes I_y for en HE450 bjelke.

$$t_f = 25,$$

$$h = \tau \times b = \frac{V \times S}{I} = \frac{(206 \times 10^3) \times (993,75 \times 10^3)}{182,6 \times 10^6} = 1121,1$$

Formel 45 Formel for utregning av skjærbelastning på sveis

Sveis på begge sider gir: $\frac{1121,1}{2} = 560,5 \text{ N/mm}^2$

$$a = \frac{560,5}{262} = 2,2 \text{ mm} \rightarrow 3 \text{ mm (min)}$$

$$\sqrt{25} = 5 \text{ mm}$$

Kontroll 2 Øverst på søylen

$$S = A_{flens} \times a = (25 \times 300) \times 207,5 = 1556,3 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$h = \tau \times b = \frac{V \times S}{I} = \frac{(206 \times 10^3) \times (1556,3 \times 10^3)}{637,2 \times 10^6} = 503,2$$

Formel 45 Formel for utregning av skjærbelastning på sveis

Sveis på begge sider gir: $\frac{503,2}{2} = 251,6 \text{ N/mm}^2$

$$a = \frac{251,6}{262} = 1 \text{ mm} \rightarrow 3 \text{ mm (min)}$$

Bruk 5mm sveis.

12.4 Forsterkning

Vanlig ved denne type konstruksjoner at det er tverrgående avstivere langs søylen og bjelken. Siden strekk og trykk krefter tas av flensen er det skjær som steget blir belastet med.

NS EN 1993-1-5(18) punkt 5.1, 5.2 og 5.3.

Kontrollerer skjærkapasiteten til steget.

$$V_{bw,rd} = \chi_w \times \frac{f_d}{\sqrt{3}} \times t_w \times h_w$$

Formel 57 Formel for skjærkapasitet til stegplaten

$$\tau_{cr} = k_\tau \times 189800 \times \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2$$

Formel 58 Formel for kritisk skjærspenning

Knekkingsstalle k_τ er avhengig av avstanden mellom disse platene men den vet vi ikke enda så den settes til:

$$k_\tau = 5,34$$

$$\tau_{cr} = 5,34 \times 189800 \times \left(\frac{10}{250}\right)^2 = 1621,7$$

Formel 58 Formel for kritisk skjærspenning

$$\lambda_w = 0,76 \times \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr}}} = 0,76 \times \sqrt{\frac{355}{1621,7}} = 0,35$$

Formel 59 Formel for slankhet ved skjærknekkning

NS EN 1993-1-5 punkt 5.3 tabell 5.1 ved myk stiver gir at $\eta = 1,2$

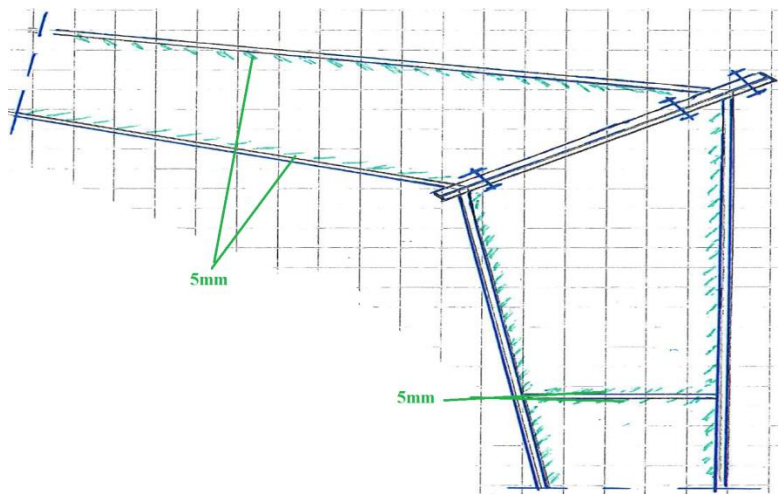
$$\lambda_w = 0,35 < \frac{0,83}{\eta} = \frac{0,83}{1,2} = 0,69 \quad \rightarrow \quad \chi_w = 1,2$$

$$V_{bw,rd} = 1,2 \times \frac{338}{\sqrt{3}} \times 10 \times 250 = \mathbf{585,5kN} > \mathbf{206kN}$$

Trenger ikke avstiving av steget men gjør det allikevel for og få en mer stabil konstruksjon og støtte opp flensene siden de er mest utsatt for belastning. Setter inn en 20mm plate i 1/3 dels punktet langs søylen og bjelken. Det vil si 3 i søylen med 1.5 meter imellom og 3 i takbjelken med 4,5 meter imellom.

Sveis til avstiveren, skal bare fastholdes.

$$\sqrt{20} = 4,5 \approx \mathbf{5mm}$$



Figur 86 Skisse av oppsummering av stegsveis og avstivende plate

12.5 Oppsummering

Da er kriteriene i problemstillingen oppfylt. Dimensjon på bolter, sveis er klare. Da kan man regne ut sveiselengde og vekt av rammen, referer til vedlegg for mer detaljert utregning av vekt og sveiselengde. Tabell 42 gir en oppsummering av resultatet

	Vekt (kg)	Sveis (meter)	Poeng
Per ramme	4953,4	158,62	5112,02
Totalt	59440,8	1903,44	61344,24

Tabell 42 Oppsummering av vekt og sveiselengde for Sveiset ramme

13 Resultat

Her er resultatet med plassering av hver ramme. For å bedømme hvilken ramme som er best under de kriteriene jeg har bestemt, er det opprettet et poengsystem som er summen av den totale vekten pluss summen av den totale lengden med sveis. Alle forbindelsene i denne oppgaven viste seg og være mulige som boltede forbindelser som var et av kriteriene også.

Plassering	Ramme	Poeng
1	Ramme med utvidet hjørne	44463,36
2	Ramme med vute	46821,12
3	Enkel ramme	58978,08
4	Sveiset ramme	61344,24

14 Drøfting

Generelt sett er jeg fornøyd med måten jeg har løst oppgaven på. Det er gjort noen antagelser som i egenvekt av takåser og i vegger. Samme med Focus om jeg ikke har fått modellert en nøyaktig modell av situasjonen som for eksempel med ramme med vute og sveiset ramme har jeg plukket ut de verste lastene som har forekommet fra flere simuleringer for og finne ut hva som er det dimensjonerende (moment, skjær, knekking, etc.). Man har kanskje vært litt slurvete med avrundinger på lastene men bare de ikke dimensjonerende (skjær og aksial) men det er ikke avgjørende på noe kritisk punkt.

Når det kommer til den praktiske delen av bolteforbindelsen bør det påpekes at kanskje noen av avstandene fra kanter ved rammehjørnene kan være litt upraktisk plassert siden det er skrå vinkel og kan være litt vriene og komme til. Det er gjort et forsøk på å ha gode avstander men det er veldig vanskelig og forestille seg den delen som krever litt erfaring for og få til perfekt selv om det ikke skal være umulig.

Det jeg angrer på at ikke er tatt med i oppgaven er fotplater for da hadde oppgaven hatt en mer helhet over seg når man ser på kun rammene.

Arbeid videre med denne ridehallen kan være en komplett prosjektering av hallen, eller å se på dimensjonering av fundamentene, siden at det ikke er et støpt dekke i hallen.

14.1 Drøfting enkel ramme

Dette var den første rammen som jeg tok for meg. For og finne lastene som rammen ble utsatt for ble den som nevnt flere ganger i oppgaven modellert i Focus konstruksjon. På denne modellen brukte jeg litt tid til å bli kjent med programmet og søkte etter de verste lastkombinasjonene for rammen fra vind, snø og egenvekt. Når den jobben var gjort hadde jeg et resultat på rammen som virket fornuftig. Moment, skjær, aksial og nedbøying sine maksimalverdier opptrådte der dem skulle i henhold til guiden jeg har brukt om slike rammer. Profilene ble som kjent HE450A og da var det dimensjonering av bolte og sveiseforbindelser som var neste. Der var målet å få en praktisk løsning for montering av rammen på byggeplass og at all sveising kan utføres på sveiseverksted før rammene blir sendt på byggeplass. Valget falt på en skrå boltet forbindelse i rammehjørnet som er veldig praktisk når man kommer til byggeplass for da har kranføreren et sted og hvile søylen på under montering som gjør det ganske raskt og enkelt og sette opp rammen. En slik sammenkobling har ikke vært pensum for oss så det tok litt tid og sette seg inn i den og masse prøving og feiling for og finne riktige avstander og overholde alle kravene for og til slutt få en tilfredsstillende kapasitet. Tanken bak rammen er enkel siden det er bare å kjøpe noen HE450A profiler og skråskjære den i endene og sveise på noen endeplater med boltehull i. Det bør påpekes at store deler av spesielt takbjelken er overdimensjonert og har veldig lav kapasitetsutnyttelse i den halvparten som er nærmest mønet så en slik løsning hadde nok vært bedre for ramme med mindre spenn.

14.2 Drøfting av ramme med vute

Dette var den andre rammen jeg tok for meg. Siden man ikke kan modellere halve tverrsnittprofiler i focus valgte jeg og bruke kreftene fra modelleringen av enkel ramme, med unntak av data fra møne som er hentet da jeg søkte etter bruddområde for smalere profiler en HE450A som bjelke. Dimensjonering av vuten og bolteforbindelsen til brukte jeg mye tid på siden de påvirker hverandre og det er mange elementer som man måtte ta hensyn til. Bolte løsningen som man kom frem til i rammehjørnet er kanskje ikke den beste. Da tenker jeg på bakplaten som kanskje er i overkant stor siden man bruker en ganske høy sikkerhetsfaktor ved boltede forbindelser. For enkel montering på byggeplassen så kan vuten sveises fast til takbjelken, samt all annen sveis, føre den blir sendt ut på byggeplass. En slik løsning har en ganske god kapasitetsutnyttelse siden man forsterker i det kritiske område og har en mye lavere profil der det er mindre med moment. En ulempe med denne løsningen er at den kan gi en ganske kraftig nedbøying i forhold til andre alternativer. Den er kanskje ikke visuelt den peneste løsningen heller. Ellers er jeg fornøyd med resultatet og den fikk en klar andre plass som var litt overraskende at den skulle være så nær nummer en.

14.3 Drøfting av ramme med utvidet rammehjørnet

Dette var den tredje rammen jeg tok for meg. Det ble brukt litt tid på modellen i Focus for og finne ut hvilke HEA profiler jeg kunne bruke og hvor langt i søyle og takbjelken hver profil kunne være, før tverrsnittet måtte økes. Jeg synes jeg har valgt en relativt god variasjon med profiler når man ser på kapasitetsutnyttelsen til rammen. Siden jeg ikke ser på lengden med varierende tverrsnitt som veldig lang valgte jeg at de skal være lagd fra HE450A profiler som man skjærer av en bit av steget. Dette blir mer riktig i forhold til focus modellen også som man har mulighet til å endre tverrsnitt fra en ende til en annen mellom standard valsede profiler. Platen som blir satt inn ved skjøten mellom de forskjellige profilene er for og avlaste for skjærkrefter og gi mer stål og sveise i, siden det er forskjell mellom steg og flenstykkelsene. I praksis på byggeplass ses denne på som like god som enkel ramme med skrå boltet forbindelse i rammehjørnet. En forbedring av en slik ramme kunne ha vært og endre tverrsnittet flere ganger langs takbjelken.

14.4 Drøfting av sveiset ramme

Dette var den fjerde rammen jeg tok for meg. På denne kunne jeg ikke lage en eksakt modell i focus siden jeg ikke fikk endre tverrsnittsdata for profilene, steg og flenstykke. Det gjorde at jeg valgte og sette på lastene fra rammen med utvidet tverrsnitt siden den ga mest moment i rammehjørnet. Selv om det var tilfelle så ser jeg fortsatt på denne som en konkurrent til de andre rammene. Gjennom flere simuleringer i focus med vanlige valsede profiler fant jeg at det er momentet som var det dimensjonerende og ikke knekking, skjær eller noe annet. Siden denne er helsveist måtte valget av godstykke gå ut ifra hvor tykke plater man får fra produsentene. Siden flensene tar momentet i form av strekk og trykk og jeg vet at HE450A profiler holder det momentet og de har en flenstykke på 21 mm falt valget på å bruke 25mm plater som flenser for og være på sikerside, selv om det har påvirkning på vekten av rammen. Valg av høyde på profilet ved søylefot og møne kommer fra erfaring gjennom flere focus simuleringer og at skjær, moment og aksial laster er relativt lave i disse områdene. Valget med og sette inn forsterkningsplater uten at det er behov for det kommer av at flensene er sveist til steget. Denne forbindelsen kan kanskje vri seg eller noe lignende så valgte og sett disse som støtte. Ulempen med denne rammen er at den krever mye sveising og skjæring på verksted. Praksis på byggeplass ses denne på som like enkel som de andre alternativene med en boltet skråforbindelse i rammehjørnet. En forbedring av denne rammen ville være en mer komplett analyse med litt mindre antagelser som kommer fra at man vet at lave valsede HEA profiler har nok kapasitet som fører til at min kraftigere ramme holder. Dette var nødvendige valg (på sikker side) for å fullføre rammen som var påbegynt med litt for liten tid igjen og jobbe med siden arbeidet med de tre andre rammene tok mer tid på grunn av noen feil som ble oppdaget relativt sent.

15 Konklusjon

I henhold til problemstilling og definering av den så kan jeg konkludere med at rammen med utvidet rammehjørnet er den som får den laveste poengsummen av de fire alternativene. Dette er med forutsetning at verdiene fra beregninger i Focus er riktige og summering av sveislengde og vekt er gjort riktig. Bolter og sveiste-forbindelser er dimensjonert i henhold til NS EN 1993-1-8 knutepunkter og forbindelser og samarbeid med veileder så da konkluderes det med at rammen med utvidet rammehjørnet holder lastene den blir utsatt for og er vinneren med lavest poengsum og er ut ifra problemstillingen den mest effektive løsningen.

Kilder

- (1) Høgskolen i Gjøvik. Studiehåndbok. [Internett]. [sitert 09.05.2013]. Tilgjengelig fra: http://hig.no/studiehaandbok/studiehaandboeker/2012_2013/emner/avdeling_for_teknologi_og_ekonomi_og_ledelse/toel3901_bacheloroppgave_20
- (2) Arcelor Mittal, Peiner Träger and Corus. Steel buildings in Europe Single-storey steel buildings Part 4: Detailed design of Portal frames. Arcelor Mittal. Tilgjengelig fra: http://www.arcelormittal.com/sections/fileadmin/redaction/4-Library/4-SBE/EN/SSB04_Detailed_design_of_portal_frames.pdf
- (3) Hassan K. Al Nageim and T.J. MacGinley. 5 Single-storey, one-way-spanning buildings. Steel Structures practical design studies. Third edition. London. Taylor & Francis. 2005. s. 76-114.
- (4) Hassan K. Al Nageim and T.J. MacGinley. 6 Single-storey, one-way-spanning pinned-base portal-plastic design to EC3. Steel Structures practical design studies. Third edition. London. Taylor & Francis. 2005. s. 115-128.
- (5) Miljøverndepartementet. Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan og bygningsloven) [internett] [sitert 05.05.2013] Tilgjengelig fra: <http://www.lovdatab.no/all/nl-20080627-071.html>
- (6) Justis og beredskapsdepartementet. Lov om vern mot brann, eksplosjon og ulykker med farlig stoff og om brannvesenets redningsoppgaver (brann og eksplosjonsvern loven) [internett] [sitert 05.05.2013] Tilgjengelig fra: <http://www.lovdatab.no/all/nl-20020614-020.html>
- (7) Direktoratet for Byggkvalitet. Veiledning om tekniske krav til byggverk. Kapittel 11 sikkerhet ved brann. [internett] [sitert 05.05.2013]. Tilgjengelig fra: <http://byggeregler.dibk.no/dxp/content/tekniskekrav/11/>
- (8) Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster NS-EN 1991 - 1-3:2003+NA:2008
- (9) Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster NS-EN 1991 - 1-4:2005+NA:2009
- (10) Fallsen, Harald B. Konstruksjonslære II (v/HIG). Kompendium. Høgskolen i Gjøvik, August 2012. Kapittel 7 Naturlaster side L-35.
- (11) Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002+NA:2008
- (12) Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1993 - 1-1:2005+NA:2008
- (13) Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser. NS EN 1003-1-8:2005+NA:2009

(14)Kjetil Myhre. Norsk stålforbund. Stål håndbok del 1:2008 Produkter av stål. Norsk stålforbund 5.utgave 2008.

(15)John Haugan. Formler og tabeller. NKI forlaget 1992. 1. utgave, 11.oplag 2007. side 101,142

(16)Bertil Bodelind, Allan Persson. Mekanikk fasthetslære. Universitetsforlaget 1972. side 54.

(17) Fridtjov Irgens. Statikk. 7. Utgave. Tapir akademisk forlag, Trondheim 2005. Side 248.

(18)Eurokode 3:Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-5: Plater påkjent i plateplan. NS EN 1993-1-5:2006+NA:2009

.

Figurliste

Figur 1 Skisse av forskjellige rammer.....	13
Figur 2 To leddet ramme og Tre leddet ramme.....	14
Figur 3 Rammeoppførsel under belastning fra snø og vind	14
Figur 4 Skisse av momentdiagram	15
Figur 5 Skisse av forskjellige rammehjørne løsninger	15
Figur 6 Skisse av plan ridehall	16
Figur 7 Skisse over lastsituasjoner for snø på tak	21
Figur 8 Skisse over soneinndeling med vind på D-vegg.....	23
Figur 9 Skisse over soneinndeling med vind på Tak.....	25
Figur 10 Skisse over lastverdier	28
Figur 11 Skisse over forskjellige Leff.....	31
Figur 12 Skisse over bruddform.....	32
Figur 13 Skisse over sveiser	32
Figur 14 Skjermklipp fra Focus med knutepunkter.....	34
Figur 15 Skjermklipp fra Focus med segmenter (bjelke/søyle)	34
Figur 16 Skjermklipp fra Focus med randbetingelse	35
Figur 17 Skjermklipp fra Focus lokale egenskaper.....	35
Figur 18 Skisse over Enkel ramme	36
Figur 19 Skjermutklipp fra Focus. Moment, skjær, nedbøying og normalkraft diagram	36
Figur 20 Skisse over rammehjørnet	37
Figur 21 Skisse over belastningen.....	38
Figur 22 Skisse over Spenningsbilde ved rammehjørnet	38
Figur 23 Skisse over T-forbindelsen under strekkflens.....	45
Figur 24 Skisse over oppsummering ved rammehjørnet.....	46
Figur 26 Skisse over mønet for Enkel ramme	47
Figur 27 Skisse over belastning ved mønet.....	47
Figur 28 Skisse over spenningsbilde ved mønet	48
Figur 29 Skisse over L-forbindelsen ved strekkflens, mønet	51
Figur 30 Skisse over T-forbindelsen ved strekkflens, mønet	52
Figur 31 Oppsummering av mønet.....	53
Figur 32 Skisse over Ramme med vute.....	55
Figur 33 Skjermutklipp fra Focus, momentdiagram	55
Figur 34 Skjermutklipp fra Focus, kapasitet av en HE300A.....	56
Figur 35 Skisse over snitt inndeling for vute	56
Figur 36 Virkelig tverrsnitt ved snitt 1	57
Figur 37 Skisse av snitt 1 som benyttes i dimensjonering.....	57
Figur 38 Skisse over snitt 1 for bestemmelse av tverrsnittsklasse	59
Figur 39 Skisse over spenninger ved snitt 1	60
Figur 40 Skisse over momentdiagrammet til søylen der vuten treffer	64
Figur 41 Skisse over bolteforbindelsen ved rammehjørnet	65
Figur 42 Skisse over L-forbindelsen over strekkflens.....	68
Figur 43 Skisse over T-forbindelsen under flensen.....	70
Figur 44 Skisse over krav til bakplate	72
Figur 45 Skisse over oppsummering av rammehjørnet	73
Figur 46 Skisse over skjærkontroll i søylesteg	74
Figur 47 Skisse over kontroll av trykk i søylesteg	75
Figur 48 Skisse over kontroll av strekk i søylesteg	77
Figur 49 Skisse over forsterkning og spenningsbilde.....	78
Figur 50 Skisse med markert sveis.....	80
Figur 51 Skisse over utregning av a. $A_{s,v}$ er skravert	80
Figur 52 Skisse over mønet.....	82
Figur 53 Skisse over belastning	82
Figur 54 Skisse over spenningsbilde ved mønet	83
Figur 55 Skisse over L-forbindelsen ved strekkflens	86
Figur 56 Skisse over T-forbindelsen ved flensen	88
Figur 57 Skisse over oppsummering av mønet	89
Figur 58 Skisse over ramme med	91
Figur 59 Skisse over rammehjørnet	92
Figur 60 Skisse over belastning og spenningsbilde.....	93

Figur 61 Skisse over L-forbindelsen ved strekkflens	96
Figur 62 Skisse over T-forbindelsen ved flensen	98
Figur 63 Skisse av oppsummering av rammehjørnet	99
Figur 64 Skisse over mønet	100
Figur 65 Skisse over belastning i mønet	100
Figur 66 Skisse over spenningsbilde i mønet	101
Figur 67 Skisse over L-forbindelsen ved strekkflens	104
Figur 68 Skisse over t-forbindelsen ved flensen	105
Figur 69 Skisse over skjærkontroll ved søylen	107
Figur 70 Skisse over a og As,v.....	107
Figur 71 Skisse over sveisfylling ved tverrsnitts endring	109
Figur 72 Skisse over sveis ved økt tverrsnitt.....	109
Figur 73 Skisse over sveiset ramme	111
Figur 74 Skisse over rammehjørnet	113
Figur 75 Skisse over spenning og belastningsbilde.....	113
Figur 76 Skisse over L-forbindelsen ved strekkflens	117
Figur 77 Skisse over T-forbindelsen ved flensen	119
Figur 78 Skisse over oppsummering av rammehjørnet	121
Figur 79 Skisse over mønet.....	122
Figur 80 Skisse over belastning ved mønet.....	122
Figur 81 Skisse over spenningsbilde ved mønet	123
Figur 82 Skisse over L-forbindelsen under strekkflens.....	126
Figur 83 Skisse over T-forbindelsen ved flens.....	127
Figur 84 Skisse av oppsummering av mønet.....	128
Figur 85 Figur for belastning dx	129
Figur 86 Skisse over a og As,v.....	129
Figur 87 Skisse av oppsummering av stegsveis og avstivende plate	132

Formelliste

Formel 1 Formel for snølast	20
Formel 2 Dimensjonerende snølast	21
Formel 3 Formel for basisvindhastighet	22
Formel 4 Formel for vindhastighetstrykk	23
Formel 5 Formel for karakteristisk vindlast	24
Formel 6 Formel for momentkapasitet	37
Formel 7 Formel for skjærkraft parallelt	38
Formel 8 Formel for aksiallast normalt på	38
Formel 9 Formel for strekk og trykk i flens	38
Formel 10 Formel for momentarm til bolter	39
Formel 11 Formel for strekk kapasitet til sveis	40
Formel 12 Formel for utregning av a-mål	40
Formel 13 Formel for skjærkapasitet til sveis	40
Formel 14 Formel for utregning av a-mål	40
Formel 15 Formel for strekk og trykk krefter for bolter	41
Formel 16 Formel for nødvendig bolteareal	41
Formel 17 Formel for tillat skjærspenning i bolter	41
Formel 18 Formel for hullkantrykk	41
Formel 19 Formel for tykkelse på endeplaten	42
Formel 20 Formel for utregning av platetykkelse med full kapasitet	42
Formel 21 Formel for M_x	43
Formel 22 Formel for utregning av Leff for innerbolt	44
Formel 23 Formel for utregning av Leff for ytterbolt	44
Formel 24 Formel for momentkapasiteten til plate	44
Formel 25 Formel for strekk kapasitet til bolter	44
Formel 26 Formel for γ faktor	44
Formel 27 Formel for klassifisering av bruddform	44
Formel 28 Formel for boltkapasitet med bruddform 2	44
Formel 29 Formel for m_y	45
Formel 30 Formel for utregning av Leff ved stiver	46
Formel 34 Formel for boltkapasitet i bruddform 1	73
Formel 35 Formel for plastisk skjærkapasitet i steg	74
Formel 36 Formel for dimensjonerende kapasitet ved trykk	75
Formel 37 Formel for effektiv bredde	75
Formel 38 Formel for platens slankhet	75
Formel 39 Formel for beregning av ω	75
Formel 40 Formel for trykkspenning ved flens	76
Formel 41 Formel for dimensjonerende strekkapasitet i steg	77
Formel 42 Formel for nettoareal ved strekk	78
Formel 43 Formel for full strekk utnyttelse av plate	78
Formel 44 Formel for kraft i stiver	79
Formel 45 Formel for bestemmelse av tykkelse for tverrstiveren	79
Formel 46 Formel for utregning av skjærbelastning på sveis	80
Formel 48 Formel kapasitet for bolter ved bruddform 3	87
Formel 58 Formel for skjærkapasitet til stegplaten	131
Formel 59 Formel for kritisk skjærspenning	131
Formel 60 Formel for slankhet ved skjærnekking	131

Vedlegg

Vedlegg A

Takåser og spikerslag.

Takåser

Takplate: $7,79 \text{ kg/m}^2$ 0,7mm vanlig galv.

$$S_{n\emptyset} = \mu \times s_k \times 1,5 = 0,8 \times 3,5 \times 1,5 = 4,2 \text{ kN/m}^2$$

Lastbredde = 1,6m

$$S_{n\emptyset} = 4,2 \times 1,6 = 6,72 \text{ kN/m}$$

Egenlast plater = $7,79 \times 1,6 = 12,5 \text{ kg/m}$

Egenlast bjelke = antar 0,2 kN/m

$$E_{\text{egenlast}_{\text{tot}}} = (0,125 + 0,2) = 0,325 \times 1,2 = 0,39 \text{ kN/m}$$

$$\frac{6,72}{\cos 18} = 7,06 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 7,06 + 0,39 = 7,45 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = \frac{1}{8} \times q_d \times l^2 = \frac{1}{8} \times 7,45 \times 5^2 = 23,3 \text{ kN/m}$$

$$V_{ed} = \frac{1}{2} \times l \times q_d + \frac{M_{ed}}{l} = \frac{1}{2} \times 5 \times 7,45 + \frac{23,3}{5} = 23,3 \text{ kN}$$

Prøver IPE 160

$$\sigma_x = \frac{M_{ed}}{w_y} = \frac{23,22 \times 10^6}{109 \times 10^3} = 213,02 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{ed} = \frac{V_{ed}^{max}}{A_w} = \frac{23,3 \times 10^3}{(160 - 2 \times 7,4) \times 5} = 32,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \times \tau_{ed}^2} = \sqrt{213,3^2 + 3 \times 32,1^2} = 220,4 \text{ N/mm}^2 < 338$$

Velger og bruke IPE180 overdimensjonert med hensyn på at man ikke ser på helheten av bygget (vindavstiving). Samt plassbehov ved rammehjørner til bolteforbindelsen.

Kanalstål i vegg, spikerslag

4stk med 1,5m c/c

Egenvekt av platekledningen = $4,05 \text{ kg/m}^2$

Vindlast per meter kanalstål $k_w = 1,4$ og $V_{b0} = 22 \text{ m/s}$

$$q_p^z = 1,4 \times 22^2 = 0,677 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 = 1,015 \text{ kN/m}^2$$

$q = 1,015 \times 1,5 = 1,52 \text{ kN/m}$ + Last fra platekledning og egenvekt av bjelkene men er fortsatt så lite at man bruker UPE 140 uten å beregne noe på det. Antar også at vinduene står på egenhånd med støtter fra gulv til dem.

Ufriving av grunn materialet NSEM 1993-1-8 punkt 3.10.2



$$t_p = 30 \text{ mm}$$

$$V_{eff} = \frac{F_u}{1.25} \cdot A_{nt} + \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \cdot A_{nv}$$

$$V_{eff} = \frac{510}{1.25} \cdot 30 \cdot 270 + \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \cdot 2 \cdot 80 \cdot 30 = 4241.8 \text{ kN}$$

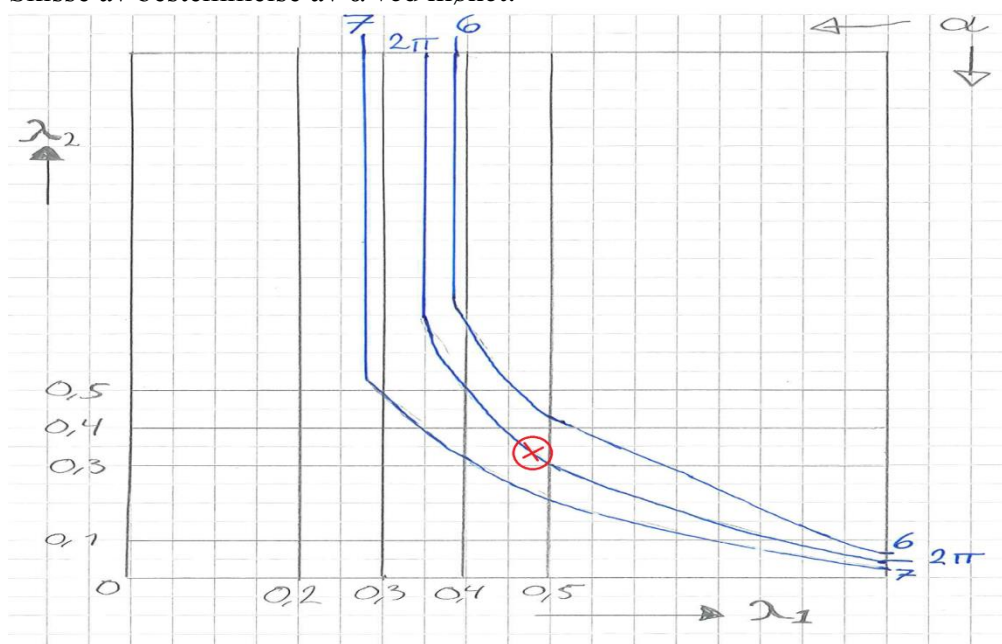
Større kap. enn noen last i hele oppgaven.

Vedlegg B Enkel ramme

Skisse av bestemmelse av α ved rammehjørnet:



Skisse av bestemmelse av α ved mønet:



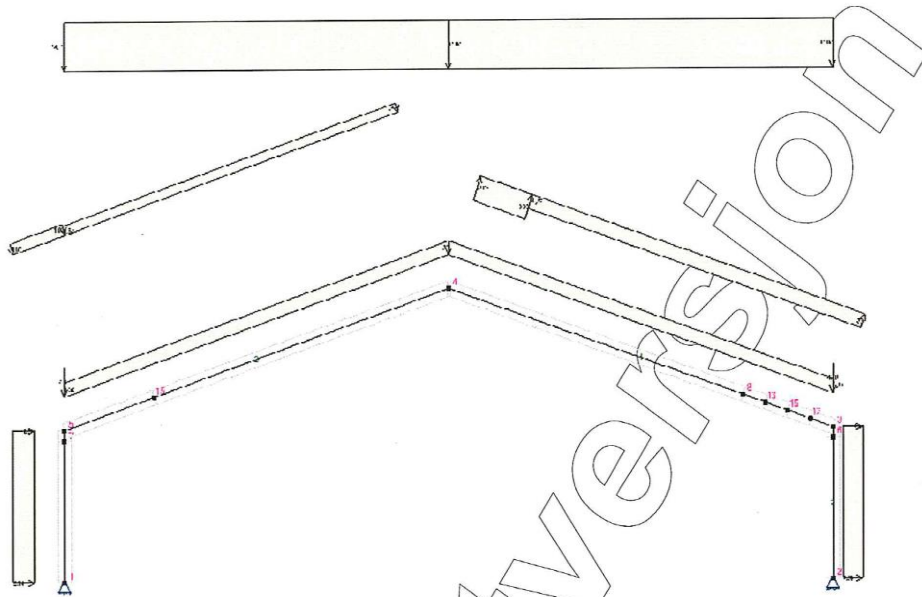
Focus utskrift:

Prosjekttittel: Konstruksjon 1

Beregning utført: 12.05.2013 13:14:00

Focus Konstruksjon 2013

1. KONSTRUKSJONSMODEL OG LASTER



1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	0
2	25600	0
3	25600	4500
4	12800	8650
5	0	4500
6	25600	4187
7	0	4187
8	22600	5473
12	24850	4743
15	24100	4986
13	23350	5229
15	3000	5473

1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre
-----	------	-----------

Nr.	Navn	Parametre	
1	HEA 450	A [mm ²]	17800
		I _x [mm ⁴]	2,4500e+006
		I _y [mm ⁴]	6,3720e+008
		I _z [mm ⁴]	9,4700e+007
		Total vekt [kN]	49,23

1.3. MATERIALDATA

1 Stål	Material: Stål
Fasthetsklasse: S355	
Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C ⁻¹	Tyngdetetthet: 77,01 kN/m ³
E-modul: 2,1000e+005 N/mm ²	G-modul: 8,1000e+004 N/mm ²

Karakteristiske fasthetsparametre:

f_y = 355,00 N/mm² for godstykkelse ≤ 40,0 mm
 f_y = 335,00 N/mm² for godstykkelse ≤ 80,0 mm
 f_y = 335,00 N/mm² for godstykkelse > 80,0 mm

1.4. SEGMENTDATA

Seg Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Ref.linje
1	1	5	HEA 450	HEA 450	Stål	Rett bjelke
2	5	4	HEA 450	HEA 450	Stål	Rett bjelke
3	2	3	HEA 450	HEA 450	Stål	Rett bjelke
4	3	4	HEA 450	HEA 450	Stål	Rett bjelke

1.4.1. SEGMENTDATA EN 1993

Seg. nr.	Gamma_M0	Gamma_M1	L _{ky} [mm]	L _{kz} [mm]	L _{eff} [mm]
1	1,05	1,05	1500	4500	4500
2	1,05	1,05	13410	13410	1650
3	1,05	1,05	1500	4500	4500
4	1,05	1,05	13410	13410	1650

1.5. RANDBETINGELSER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr. X	Z	RotY
3	25600	0	F	F	
1	0	0	F	F	

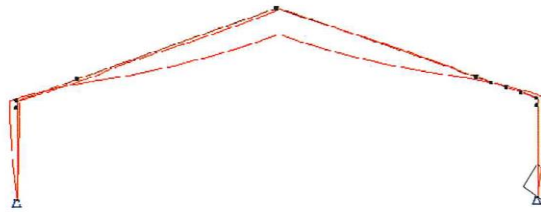
Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri
 Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]

1.6. LASTTILFELLER

2 Egenlast

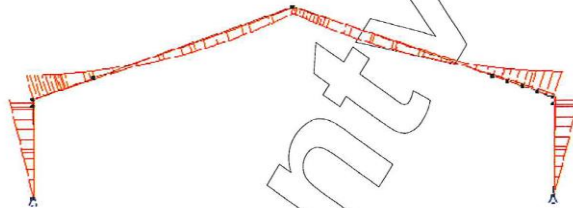
Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

2.4.1. Forskyvning



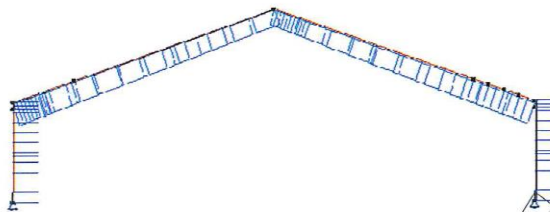
Største forskyvning: 122,9 mm

2.4.2. Moment



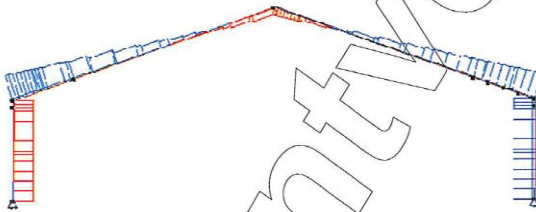
Største moment: 887,00 kN·m

2.4.3 Aksialkraft



Største aksialkraft: -312,72 kN

2.4.4. Skjærkraft



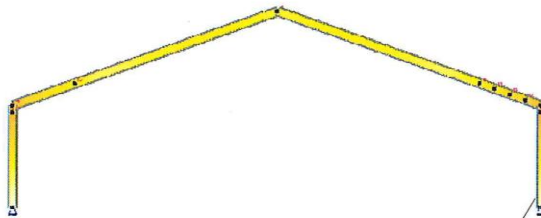
Største skjærkraft: 226,70 kN

3. KAPASITETSKONTROLL

3.1. UTNYTTELSESGRAD EN 1993

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
1	0	0,05(50)	0,05(50)	0,22(50)	0,05(50)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	450	0,08(50)	0,13(50)	0,22(50)	0,14(50)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	900	0,16(50)	0,20(50)	0,27(50)	0,22(50)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1350	0,23(50)	0,28(50)	0,34(50)	0,31(50)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1800	0,31(50)	0,36(50)	0,40(50)	0,39(50)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	2250	0,39(50)	0,47(50)	0,49(50)	0,51(50)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	2700	0,47(50)	0,56(50)	0,57(50)	0,60(50)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3150	0,55(50)	0,64(50)	0,66(50)	0,70(50)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3600	0,62(50)	0,73(50)	0,75(50)	0,79(50)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	4050	0,70(50)	0,81(50)	0,83(50)	0,88(50)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)

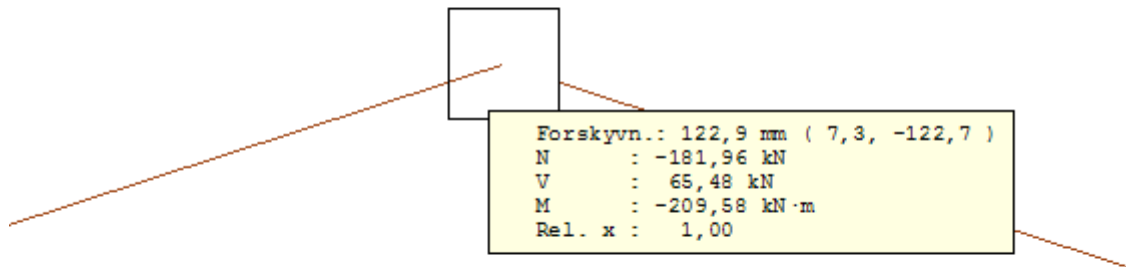
Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk



Største kapasitetsutnyttelse: 93,28 % (EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62))

Studentversjon

Skjermutklipp fra møne i Focus:



Beregning av vekt og sveislengde:

Egenvekt HE 450A = 140kg/m

Søyle = $140 \times 4,5 = 630kg$

Bjelke = $140 \times 13,01 = 1821,4kg$

\sum **Totalt** = $630 + 1821,4 = 2451,4 \times 2 = 4902,8kg$ per ramme

\sum **Toalt hele bygget** = $4902,8 \times 12 = 58833,6kg$

Sveis

Mønet

Flens:

$0,3 \times 4 + 0,12 \times 8 = 2,16m$

Steg:

$0,41 \times 4 = 1,64m$

Rammehjørnet:

Flens:

$0,3 \times 8 + 0,12 \times 16 = 4,32m$

Steg:

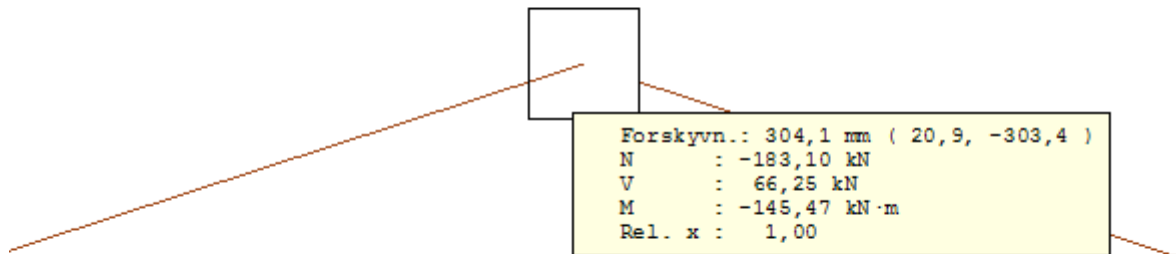
$0,49 \times 8 = 3,92m$

\sum **Total sveis** = $2,16 + 1,64 + 4,32 + 3,92 = 12,04meter$ per ramme

\sum **Totalt for bygget** = $12 \times 12,04 = 144,48$ meter

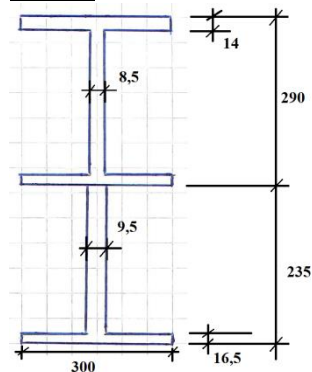
Vedlegg C ramme med vute

Skjermutklipp fra focus mønet:



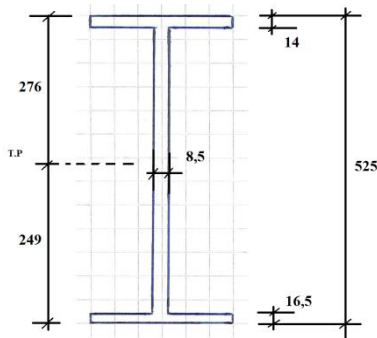
Utregning av beregningsdata og dimensjonerende kontroller for snitt 2-5 i vuten:

Snitt 2



Areal	Formel	Beregning (mm)	Resultat (mm ²)	Arealets tyngdepunkt (A _{tpy}) (mm)
A ₁	B x H	300 x 14	4200	518
A ₂	B x H	8,5 x (525 - 14 - 16,5)	4203,25	263,75
A ₃	B x H	300 x 16,5	4950	8,25
A _{total}	A ₁ + A ₂ + A ₃	4200+4866,25+4950	13353,25	

$$T.P = \frac{A_{tpy1} \times A_1 + A_{tpy2} \times A_2 + A_{tpy3} \times A_3}{A_1 + A_2 + A_3} = \frac{518 \times 4200 + 263,75 \times 4203,25 + 8,25 \times 4950}{13353,25} = 249 \text{ mm}$$



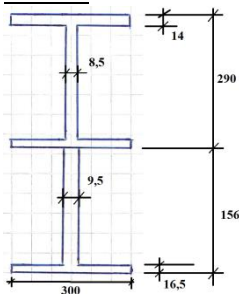
Utregning av treghetsmoment $I_y: \frac{B \times H^3}{12} + A_n \times r^2$

$$I_y: \frac{300 \times 16,5^3}{12} + \frac{300 \times 14^3}{12} + \frac{8,5 \times 494,5^3}{12} + (4950 \times (249 - 8,25)^2) + (4203,25 \times (263,75 - 249)^2) + (4200 \times (518 - 249)^2) = 677,6 \times 10^6 \approx 678 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Motstandsmoment $W_y: \frac{I_y}{Y}$

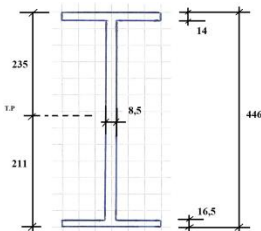
$$W_y: \frac{678 \times 10^6}{249} = 2722,9 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Snitt 3



Areal	Formel	Beregning (mm)	Resultat (mm ²)	Arealets tyngdepunkt (A _{tpy}) (mm)
A ₁	B x H	300 x 14	4200	439
A ₂	B x H	8,5 x (446 - 14 - 16,5)	3531,75	224,25
A ₃	B x H	300 x 16,5	4950	8,25
A _{total}	A ₁ + A ₂ + A ₃	4200+4866,25+4950	12681,75	

$$T.P = \frac{A_{tpy1} \times A_1 + A_{tpy2} \times A_2 + A_{tpy3} \times A_3}{A_1 + A_2 + A_3} = \frac{439 \times 4200 + 224,25 \times 3531,75 + 8,25 \times 4950}{12681,75} = 211 \text{ mm}$$



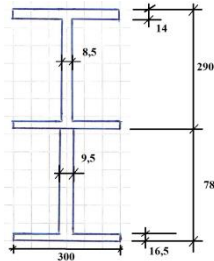
Utregning av treghetsmoment $I_y: \frac{B \times H^3}{12} + A_n \times r^2$

$$I_y: \frac{300 \times 16,5^3}{12} + \frac{300 \times 14^3}{12} + \frac{8,5 \times 415,5^3}{12} + (4950 \times (211 - 8,25)^2) + (3531,75 \times (224,25 - 211)^2) + (4200 \times (439 - 211)^2) = 473,4 \times 10^6 \approx 474 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Motstandsmoment $W_y: \frac{I_y}{Y}$

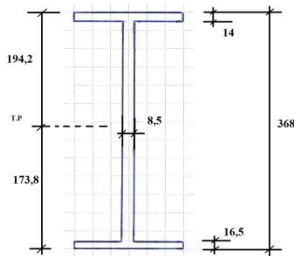
$$W_y: \frac{474 \times 10^6}{211} = 2246 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Snitt 4



Areal	Formel	Beregning (mm)	Resultat (mm ²)	Arealets tyngdepunkt (A _{tpy}) (mm)
A ₁	B x H	300 x 14	4200	361
A ₂	B x H	8,5 x (368 - 14 - 16,5)	2868,75	185,25
A ₃	B x H	300 x 16,5	4950	8,25
A _{total}	A ₁ + A ₂ + A ₃	4200+4866,25+4950	12018,75	

$$T.P = \frac{A_{tpy1} \times A_1 + A_{tpy2} \times A_2 + A_{tpy3} \times A_3}{A_1 + A_2 + A_3} = \frac{361 \times 4200 + 185,25 \times 2868,75 + 8,25 \times 4950}{12018,75} = 173,8 \text{ mm}$$



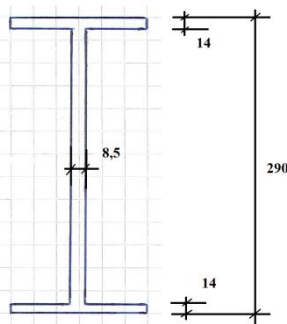
Utregning av treghetsmoment $I_y: \frac{B \times H^3}{12} + A_n \times r^2$

$$I_y: \frac{300 \times 16,5^3}{12} + \frac{300 \times 14^3}{12} + \frac{8,5 \times 337,5^3}{12} + (4950 \times (173,8 - 8,25)^2) + (2868,75 \times (185,25 - 173,8)^2) + (4200 \times (361 - 173,8)^2) = 310,6 \times 10^6 \approx 311 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Motstandsmoment $W_y: \frac{I_y}{Y}$

$$W_y: \frac{311 \times 10^6}{173,8} = 1789,4 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Snitt 5



Verdier tatt ut ifra tabell:

Areal : 2227 mm²

W_y: 1260 x 10³ mm³

I_y: 182,6 x 10⁶ mm⁴

Snitt	Dybde (mm)	Høyde (mm)	T.V.S-areal (mm ²)	I _y (mm ⁴)x10 ⁶	W _{el.min} (mm ³)x10 ³	N _{ed}	M _{ed}

1	313	603	14016,25	921	3213,5	272	887
2	235	525	13353,25	678	2722,9	268	716
3	156	446	12681,75	474	2246	262	560
4	78	368	12018,75	311	1789,4	259	428
5	0	290	11200	182,6	1260	254	310

Skjærkontroll:

Snitt 2

$$A_v = 8,5 \times 494,5 = 4203,25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{4203,25 \times \frac{355}{\sqrt{3}}}{1,05} = 820,5 \text{ kN} \geq 210 \text{ kN OK}$$

$$\frac{V_{pl,rd}}{2} = \frac{820,5}{2} = 410,25 \text{ kN} \geq 210 \text{ kN OK}$$

Snitt 3

$$A_v = 8,5 \times 415,5 = 3531,75 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{3531,75 \times \frac{355}{\sqrt{3}}}{1,05} = 689,4 \text{ kN} \geq 200 \text{ kN OK}$$

$$\frac{V_{pl,rd}}{2} = \frac{689,4}{2} = 344,7 \text{ kN} \geq 200 \text{ kN OK}$$

Snitt 4

$$A_v = 8,5 \times 337,5 = 2868,75 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{2868,75 \times \frac{355}{\sqrt{3}}}{1,05} = 560 \text{ kN} \geq 180 \text{ kN OK}$$

$$\frac{V_{pl,rd}}{2} = \frac{560}{2} = 280 \text{ kN} \geq 180 \text{ kN OK}$$

Snitt 5

$$A_v = 8,5 \times 262 = 2227 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{2227 \times \frac{355}{\sqrt{3}}}{1,05} = 434,7 \text{ kN} \geq 150 \text{ kN OK}$$

$$\frac{V_{pl,rd}}{2} = \frac{434,7}{2} = 217,35 \text{ kN} \geq 150 \text{ kN OK}$$

Snitt	V_{ed} (kN)	A_v (mm ²)	$V_{pl,rd}$ (kN)	$V_{ed} \leq V_{pl,rd}$	$0,5 V_{rd}$ (kN)	Bøying + skjær
1	220	4866,25	949,8	Ja	474,95	Nei
2	210	4203,25	820,5	Ja	410,25	Nei
3	200	3531,75	689,4	Ja	344,7	Nei
4	180	2868,75	560	Ja	280	Nei
5	150	2227	437,7	Ja	217,35	Nei

Aksiallast kontroll

Snitt 2

$$N_{c,rd} = \frac{13353,25 \times 355}{1,05} = 4514,7 \text{ kN} \geq 268 \text{ kN OK}$$

$$\sigma_{x,ed} = \frac{(716 \times 10^6) \times 249}{678 \times 10^6} + \frac{268 \times 10^3}{13353,25} = 262,9 + 20 = \frac{282,9 \text{ N}}{\text{mm}^2} < 338 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

Snitt 3

$$N_{c,rd} = \frac{12681,75 \times 355}{1,05} = 4287,6 \text{ kN} \geq 262 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{x,ed} = \frac{(560 \times 10^6) \times 211}{474 \times 10^6} + \frac{262 \times 10^3}{12681,75} = 249,2 + 20,6 = \frac{269,8N}{\text{mm}^2} < 338N/\text{mm}^2 \quad \text{OK}$$

Snitt 4

$$N_{c,rd} = \frac{12018,75 \times 355}{1,05} = 4063,5 \text{ kN} \geq 259 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{x,ed} = \frac{(428 \times 10^6) \times 173,8}{311 \times 10^6} + \frac{259 \times 10^3}{12018,75} = 239,1 + 21,5 = \frac{260,6N}{\text{mm}^2} < 338N/\text{mm}^2 \quad \text{OK}$$

Snitt 5

$$N_{c,rd} = \frac{11200 \times 355}{1,05} = 3786,6 \text{ kN} \geq 254 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{x,ed} = \frac{(310 \times 10^6) \times 145}{182,6 \times 10^6} + \frac{254 \times 10^3}{11200} = 246,1 + 22,6 = \frac{268,7N}{\text{mm}^2} < 338N/\text{mm}^2 \quad \text{OK}$$

Snitt	N _{ed} (kN)	A (mm ²)	N _{c,Rd} (kN)	N _{Ed} ≤ N _{C,Rd}	σ _{x,ed} ≤ f _d
1	272	14016,25	4738,82	Ja	Ja
2	268	13353,25	4514,7	Ja	Ja
3	262	12681,75	4287,6	Ja	Ja
4	259	12018,75	4063,48	Ja	Ja
5	254	11200	3786,67	Ja	Ja

Momentkontroll

Snitt 2

$$M_{el,y,rd} = \frac{(2722,9 \times 10^3) \times 355}{1,05} = 920,6 \text{ kNm} \geq 716 \text{ kNm}$$

Snitt 3

$$M_{el,y,rd} = \frac{(2246 \times 10^3) \times 355}{1,05} = 759,4 \text{ kNm} \geq 560 \text{ kNm}$$

Snitt 4

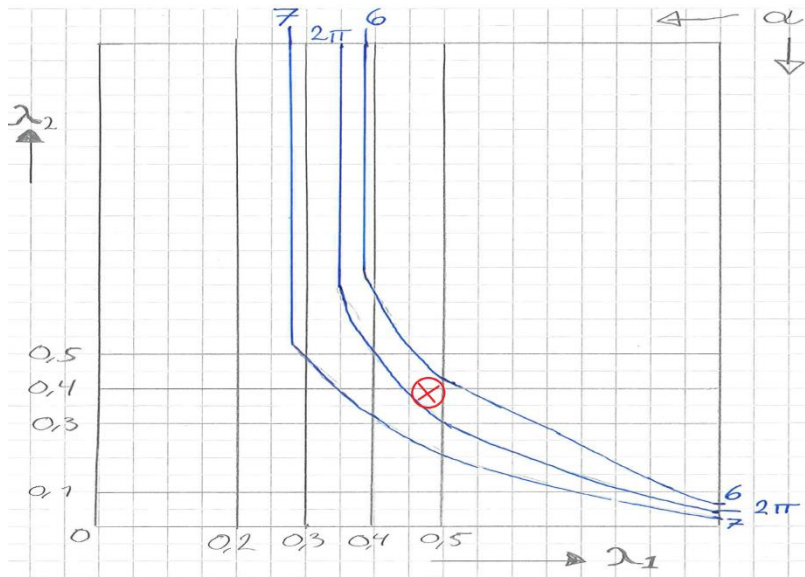
$$M_{el,y,rd} = \frac{(1789,4 \times 10^3) \times 355}{1,05} = 605 \text{ kNm} \geq 428 \text{ kNm}$$

Snitt 5

$$M_{el,y,rd} = \frac{(1260 \times 10^3) \times 355}{1,05} = 426 \text{ kNm} \geq 310 \text{ kNm}$$

Seksjon	M _{Ed} (kNm)	W _{el,min} (mm ³)x10 ³	M _{el,Rd} (kNm)	M _{Ed} ≤ M _{el,Rd}
1	887	3213,5	1086,5	Ja
2	716	2722,9	920,6	Ja
3	560	2246	759,4	Ja
4	428	1789,4	605	Ja
5	310	1260	426	Ja

Skisse av bestemmelsen for α ved rammehjørnet:



Skisse av bestemmelsen for α ved mønet:



Beregning av vekt og sveiselengde:

Søyle:

HE450A egenvekt = 140kg/m

$$140 \times 4,5 = 630kg$$

Bjelke:

Egenvekt HE300A = 88,3kg/m

$$88,3 \times 13,01 = 1148,8kg$$

Vute:

Egenvekt HE340A = 105kg/m

$$105 \times 3 = \frac{315}{2} = 157,5kg$$

$$\sum Totalt = 630 + 1148,8 + 157,5 = 1936,3 \times 2 = \mathbf{3872,6kg \text{ per ramme}}$$

$$\sum Toalt \text{ hele bygget} = 3872,6 \times 12 = \mathbf{46471,2kg}$$

Sveis

Mønet:

$$2,32 + 0,84 = 3,16m$$

Vutesveis:

$$3 \times 2 \times 2 = 12m$$

Rammehjørnet:

Flens:

$$0,3 \times 4 + 0,12 \times 16 = 3,12m$$

Steg:

$$0,2 \times 4 + 0,29 \times 4 = 1,96m$$

Forsterkning:

Diagonal:

$$0,49 \times 4 = 1,96m$$

Trykk og strekk:

$$0,12 \times 16 + 0,34 \times 8 = 4,64m$$

$$0,12 \times 8 + 0,34 \times 4 = 2,32m$$

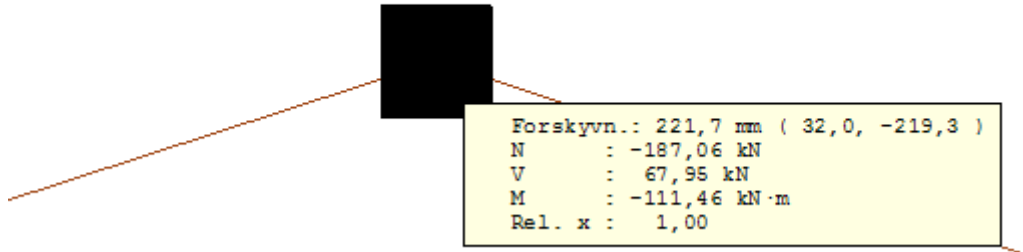
$$\sum sveis = 3,16 + 12 + 3,12 + 1,96 + 1,96 + 4,64 + 2,32 = \mathbf{29,16m}$$

$$\sum Totalt for bygget = 12 \times 29,16 = \mathbf{349,92 meter}$$

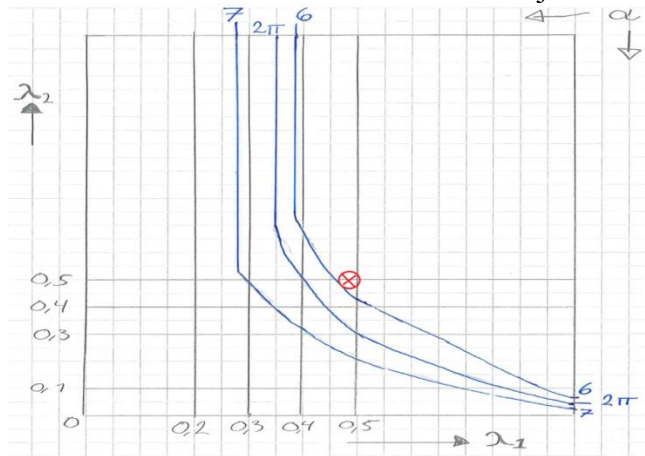
Vedlegg D Ramme med utvidet hjørnet

Skjermutklipp fra focus mønet:

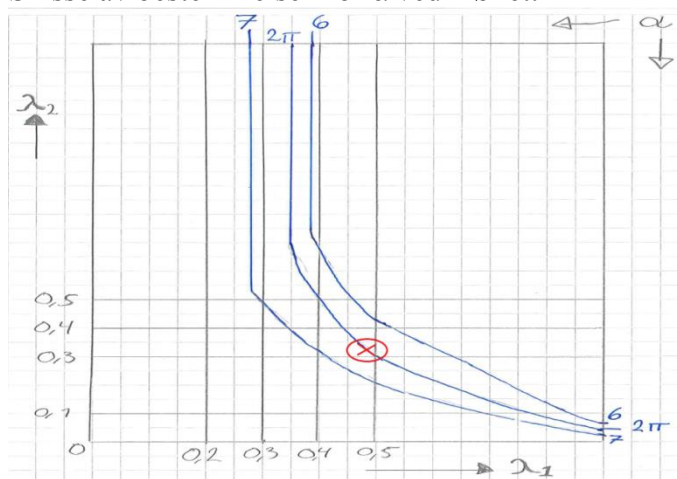
4



Skisse av bestemmelse for α ved ramnehjørnet:



Skisse av bestemmelsen for α ved mønet:

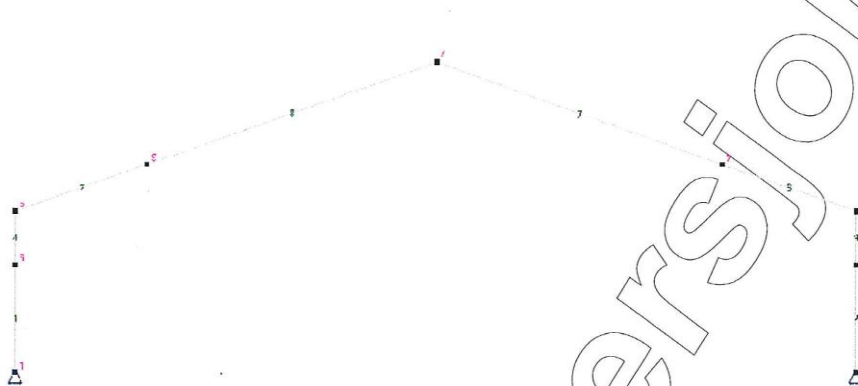


Prosjekttittel: Konstruksjon 1

Beregning utført: 13.05.2013 10:32:32

Focus Konstruksjon 2013

1. KONSTRUKSJONSMODEL OG LASTER



1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	0
2	25600	0
3	25600	4500
4	12800	8650
5	0	4500
7	21500	5797
8	0	3000
9	25600	3000
9	4000	5797

1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	HEA 300	A [mm ²]	11200
		I _x [mm ⁴]	8,5600e+005
		I _y [mm ⁴]	1,8260e+008
		I _z [mm ⁴]	6,3100e+007
		Total vekt [kN]	15,88

Nr.	Navn	Parametre	
2	HEA 450	A [mm ²]	17800
		Ix [mm ⁴]	2,4500e+006
		Iy [mm ⁴]	6,3720e+008
		Iz [mm ⁴]	9,4700e+007
		Total vekt [kN]	0,00
3	HEA 360	A [mm ²]	14300
		Ix [mm ⁴]	1,4900e+006
		Iy [mm ⁴]	3,3090e+008
		Iz [mm ⁴]	7,8900e+007
		Total vekt [kN]	6,61

1.3. MATERIALDATA

1 Stål	Material: Stål
Fasthetsklasse: S355	
Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C ⁻¹	Tyngdetetthet: 77,01 kN/m ³
E-modul: 2,1000e+005 N/mm ²	G-modul: 8,1000e+004 N/mm ²

Karakteristiske fasthetsparametre:

f_y = 355,00 N/mm² for godstykkelse ≤ 40,0 mm
 f_y = 335,00 N/mm² for godstykkelse ≤ 80,0 mm
 f_y = 335,00 N/mm² for godstykkelse > 80,0 mm

1.4. SEGMENTDATA

Seg Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Ref.linje
1	1	8	HEA 360	HEA 360	Stål	Rett bjelke
2	2	9	HEA 360	HEA 360	Stål	Rett bjelke
3	9	3	HEA 360	HEA 360	Stål	Rett bjelke
4	8	5	HEA 360	HEA 360	Stål	Rett bjelke
6	3	7	HEA 450	HEA 450	Stål	Rett bjelke
7	7	4	HEA 300	HEA 300	Stål	Rett bjelke
7	5	9	HEA 450	HEA 450	Stål	Rett bjelke
8	9	4	HEA 300	HEA 300	Stål	Rett bjelke

1.4.1. SEGMENTDATA EN 1993

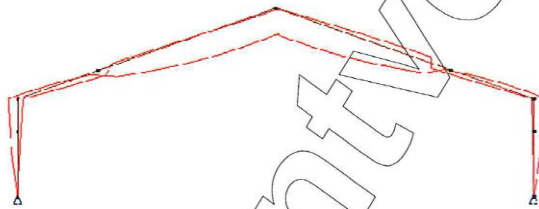
Seg. nr.	Gamma_M0	Gamma_M1	L _{ky} [mm]	L _{kz} [mm]	L _{eff} [mm]
1	1,05	1,05	3000	1500	3000
2	1,05	1,05	3000	1500	3000
3	1,05	1,05	1500	1500	1500
4	1,05	1,05	1500	1500	1500
6	1,05	1,05	5256	5256	1600
7	1,05	1,05	8200	8200	1600
7	1,05	1,05	4205	4205	1600

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
	4205	-110,35(126)	-248,01(55)	-138,04(79)	-76,4(65)	-81,3(61) min
8	0	238,22(65)	-7,65(139)	2,92(133)	62,6(149)	8,4(96) max
	0	-110,35(126)	-244,15(55)	-127,30(79)	-76,4(65)	-81,4(61) min
	7401	0,11(96)	-2,72(139)	50,91(61)	58,8(149)	-13,6(145) max
	5551	-241,28(61)	-211,95(55)	-25,96(65)	-37,5(100)	-210,4(61) min
	9251	15,70(104)	-2,10(139)	62,67(61)	53,6(149)	-11,0(139) max
	9251	-111,46(71)	-189,04(55)	2,42(96)	-26,5(100)	-220,8(55) min

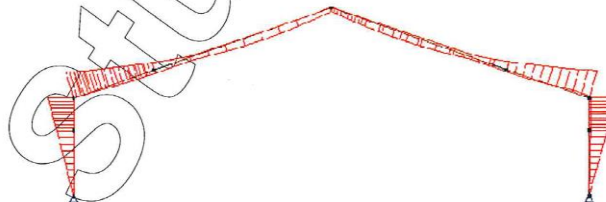
2.4. STATISKE RESULTATER GRAFISK

2.4.1. Forskyvning

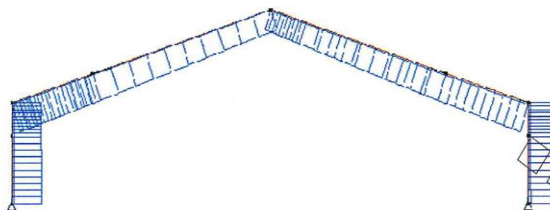


Største forskyvning: 225,1 mm

2.4.2. Moment

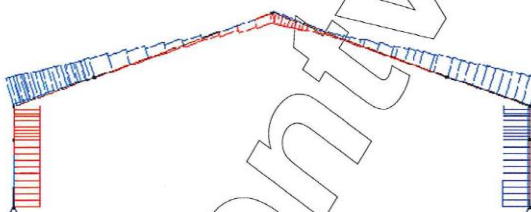


2.4.3 Aksialkraft



Største aksialkraft: -285,71 kN

2.4.4. Skjærkraft



Største skjærkraft: 206,69 kN

3. KAPASITETSKONTROLL

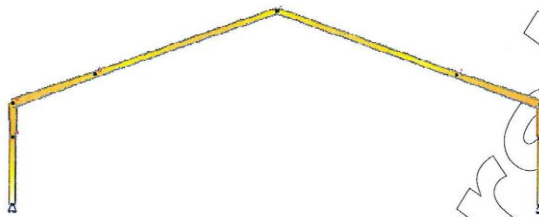
3.1. UTNYTTELSESGRAD EN 1993

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
1	0	0,06(55)	0,06(55)	0,32(55)	0,06(55)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	300	0,08(55)	0,13(55)	0,32(55)	0,14(55)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	600	0,17(55)	0,20(55)	0,34(55)	0,22(55)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	900	0,25(55)	0,27(55)	0,40(55)	0,29(55)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1200	0,33(55)	0,34(55)	0,47(55)	0,37(55)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1500	0,41(55)	0,42(55)	0,54(55)	0,46(55)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1800	0,50(55)	0,50(55)	0,61(55)	0,55(55)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	2100	0,58(55)	0,58(55)	0,70(55)	0,64(55)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
	9251			0,31(71)	0,42(71)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)

3.2. KAPASITETSKART



Største kapasitetsutnyttelse: 87,26 % (EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen)

Beregning av vekt og sveiselengde:

Søyle:

Egenvekt HE360A=112kg/m

$$3 \times 112 = 336kg$$

$$(1,1 \times 0,408) - \left(\frac{0,09 \times 1,1}{2}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,408}{2}\right) \times 0,0115 = 0,00553035m^3$$

Flens:

$$1,5 \times 0,3 \times 0,021 = 0,00945m^3$$

$$1,1 \times 0,3 \times 0,021 = 0,00693m^3$$

$$\sum S\ddot{o}yle = (0,00945m^3 + 0,00693m^3 + 0,00553035m^3) \times 7850kg/m^3 = 172kg$$

$$S\ddot{o}yle\ total: 336 + 172 = 508kg$$

Bjelke:

Egenvekt HE300A=88,3kg/m

$$9,41 \times 88,3 = 830,9kg$$

Flens:

$$4 \times 0,3 \times 0,021 = 0,0252m^3$$

$$3,6 \times 0,3 \times 0,021 = 0,02268m^3$$

Steg:

$$(3,6 \times 0,408) - \left(\frac{0,15 \times 3,6}{2}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,408}{2}\right) \times 0,0115 = 0,0147246m^3$$

$$\sum Bjelke = (0,0252m^3 + 0,02268m^3 + 0,0147246m^3) \times 7850kg/m^3 = 491,5kg$$

$$Bjelke\ total: 830,9 + 491,5 = 1322,4kg$$

$$\sum Totalt = 1322,4 + 508 = 1830,4 \times 2 = 3660,8kg\ per\ ramme$$

$$\sum Toalt\ hele\ bygget = 3660,8 \times 12 = 43929,6kg$$

Sveis

Mønet:

Flens

$$0,3 \times 4 + 0,12 \times 8 = 2,16m$$

Steg:

$$0,17 \times 4 = 0,68m$$

Rammehjørnet:

Steg:

$$0,49 \times 8 = 3,92m$$

Flens:

$$0,3 \times 8 + 0,12 \times 16 = 4,32m$$

Tverrsnittsveis

$$3,6 + 1,1 = 4,7 \times 4 = 18,8m$$

Forsterkning:

$$0,12 \times 2 + 0,31 = 0,55 \times 16 + 0,3 \times 6 = 10,6m$$

$$\sum sveis = 2,16 + 0,68 + 3,92 + 4,32 + 18,8 + 10,6 = 44,48m$$

$$\sum Totalt\ for\ bygget = 12 \times 44,48 = 533,76\ meter$$

Vedlegg E Sveiset ramme

Utrekning av W_y

$$H=440$$

$$T_{p1}=12,5 \quad A_1=15 \times 300=7500$$

$$T_{p2}=220 \quad A_2=10 \times 390=3900$$

$$T_{p3}=427,5 \quad A_3=7500$$

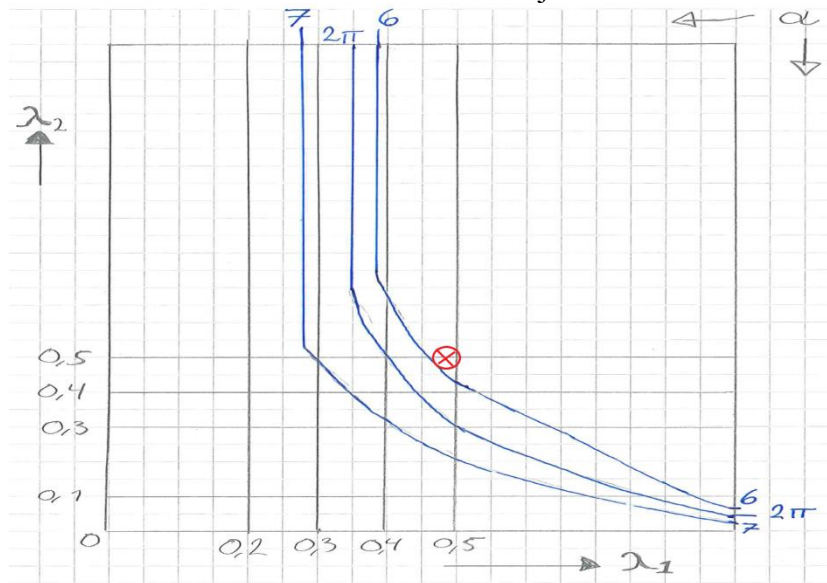
$$A_{\text{total}}=18900$$

$$\frac{(12,5 \times 7500) + (220 \times 3900) + (427,5 \times 7500)}{18900} = 220$$

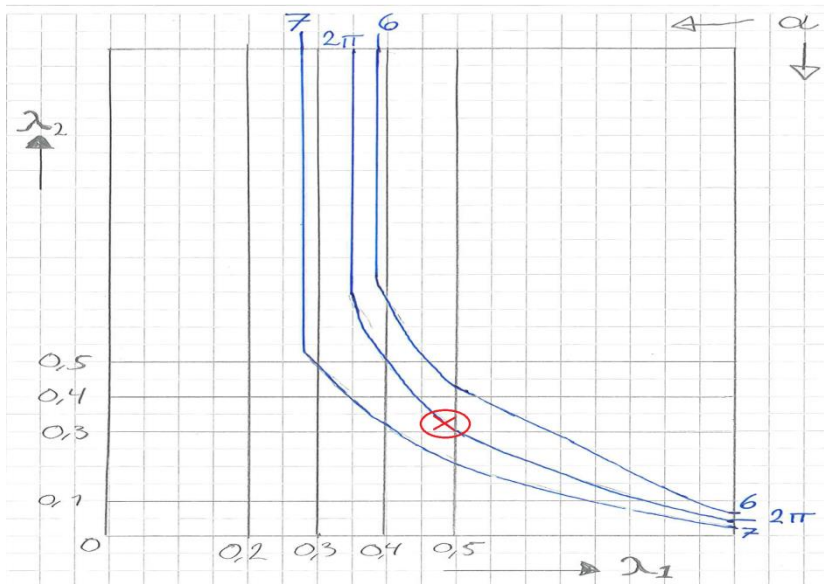
$$I = \frac{300 \times 25^3}{12} + \frac{300 \times 25^3}{12} + \frac{10 \times 390^3}{12} + 7500 \times (220 - 12,5)^2 + 7500 \times (427,5 - 220)^2 = 695,668 \times 10^6$$

$$W = \frac{695,668 \times 10^6}{225} = 3091,85 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

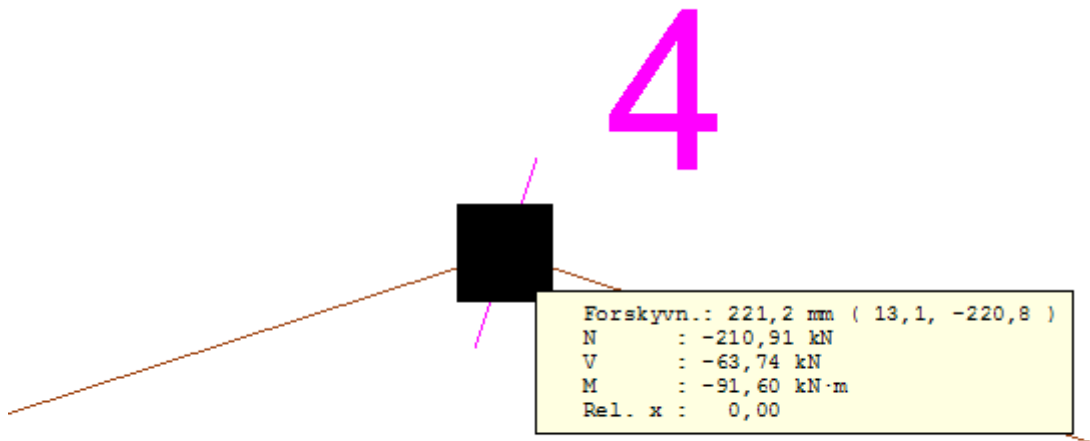
Skisse av bestemmelse for α ved rammehjørnet:



Skisse av bestemmelsen for α ved mønet:



Skjermutklipp fra Focus ved Mønet:



Beregning av vekt og sveiselengde:

Søyle:

Flenser

$$4,5 \times 0,3 \times 0,025 = 0,03375 m^3$$

$$4,1 \times 0,3 \times 0,025 = 0,03075 m^3$$

Steg:

$$(4,1 \times 0,39) - \left(\frac{4,1 \times 0,15}{2} \right) + \left(\frac{0,4 \times 0,39}{2} \right) \times 0,010 = 0,013695 m^3$$

$$\sum S_{\text{søyle}} = (0,03375 m^3 + 0,03075 m^3 + 0,013695 m^3) \times 7850 kg/m^3 = 613,8 kg$$

Bjelke:

Flenser

$$13,41 \times 0,3 \times 0,025 = 0,100575 m^3$$

$$13,04 \times 0,3 \times 0,025 = 0,097575 m^3$$

Steg:

$$(13,01 \times 0,39) - \left(\frac{13,01 \times 0,19}{2}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,39}{2}\right) \times 0,010 = 0,0391595m^3$$

$$\sum \text{Bjelke} = (0,100575m^3 + 0,097575m^3 + 0,0391595m^3) \times 7850kg/m^3 = 1862,9kg$$

$$\sum \text{Totalt} = 613,8 + 1862,9 = 2476,7 \times 2 = \mathbf{4953,4kg \text{ per ramme}}$$

$$\sum \text{Totalt for bygget} = 4953,4 \times 12 = \mathbf{59440,8kg}$$

Sveis

Møne:

Steg:

$$0,21 \times 4 = 0,84m$$

Flens:

$$0,3 \times 4 + 0,14 \times 8 = 2,32m$$

Rammehjørne

Steg:

$$0,48 \times 8 = 3,84m$$

Flens:

$$0,3 \times 8 + 0,14 \times 16 = 4,64m$$

Forsterkning

$$0,13 \times 2 + 0,315 = 0,575 \times 12 = 6,9m$$

Gjennomgående sveis:

$$4,5 + 4,1 + 13,41 + 13,01 = 35,02 \times 4 = 140,08m$$

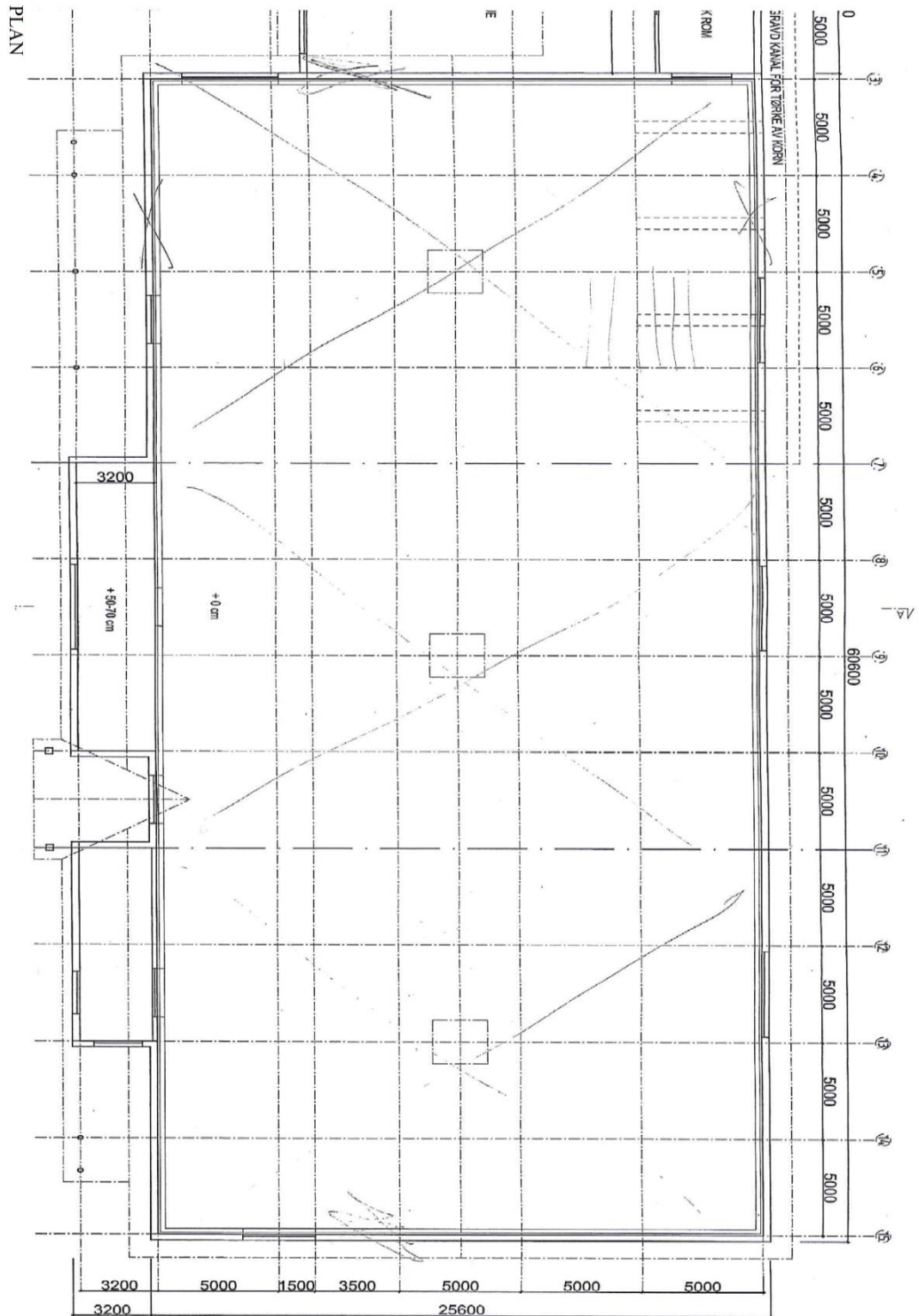
$$\sum \text{Total sveis} = 0,84 + 2,32 + 3,84 + 4,64 + 6,9 + 140,08$$

$$= \mathbf{158,62meter \text{ per ramme}}$$

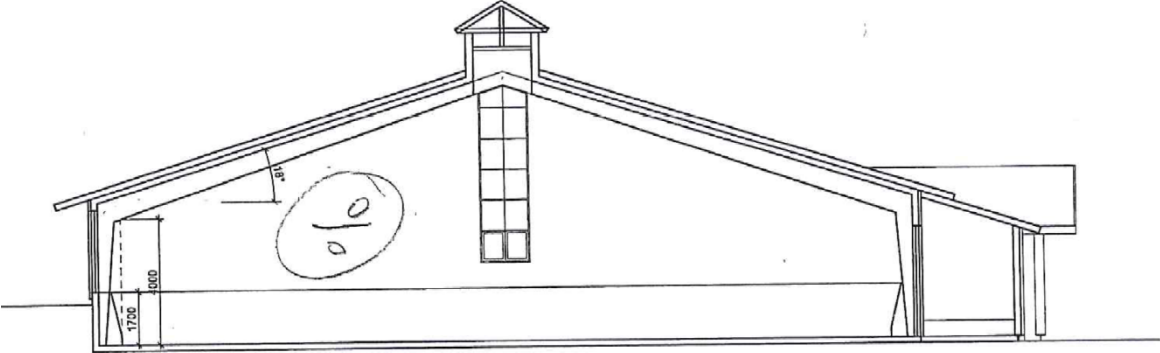
$$\sum \text{Totalt for bygget} = 12 \times 158,62 = \mathbf{1903,44 \text{ meter}}$$

Vedlegg F Arkitekttegninger

Plan tegning

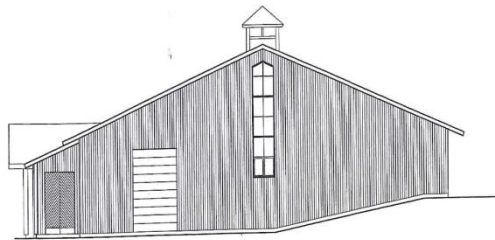


Snitt A-A

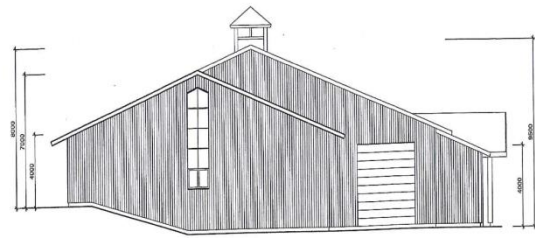


SNITT A-A

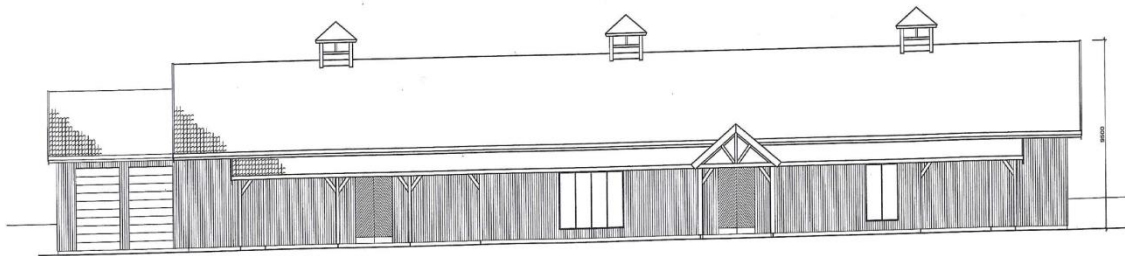
Fasade:



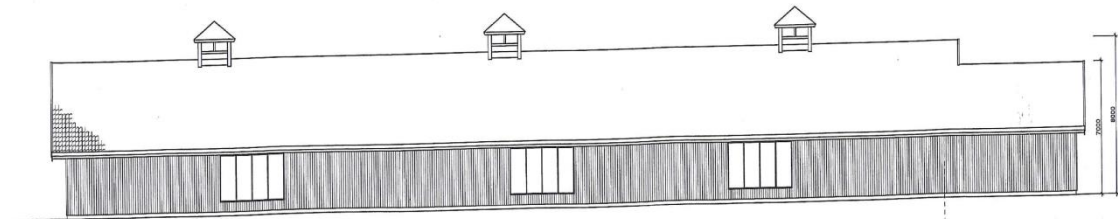
FASADE MOT ØST



FASADE MOT VEST



FASADE MOT SYD



FASADE MOT NORD

3D-modell fra Focus:

