

HOVEDPROSJEKT:

**GJØVIK INSTALLASJON  
NYBYGG KALLERUDLIA**

FORFATTERE:

EIRIK ØEN JOHANSEN  
STINE LANG-REE  
INGUN KLINGSHEIM

Dato: 24.5.2006

**SAMMENDRAG AV HOVEDPROSJEKT**

Tittel:	<u>Gjøvik Installasjon</u> <u>Nybygg i Kallerudlia</u>	Nr. : 2
		Dato : 24.5.2006
Deltakere:	<u>Eirik Øen Johansen</u> <u>Ingun Klingsheim</u> <u>Stine Lang-Ree</u>	
Veileder:	<u>Harald B. Fallsen</u>	
Oppdragsgiver:	<u>Syljuåsen AS</u>	
Kontaktperson:	<u>Anders Myhre</u>	
Stikkord	<u>Dimensjonering, tegning og godt samarbeid</u>	
Antall sider:26	Antall bilag: 4	Tilgjengelighet (åpen/konfidensiell): Åpen
Kort beskrivelse av hovedprosjektet:		
<p>Nybygget til Gjøvik Installasjon AS ble vår hovedprosjektoppgave våren 2006. Vi har dimensjonert bæresystemet til bygget, som består av betong og stål. Vi tok våre egne forutsetninger der vi følte vi trengte det og brukte beskrivelsen av bygget, som Syljuåsen hadde utarbeidet, samt arkitektegninger utarbeidet av JF arkitektkontor som utgangspunkt. For å få mest mulig utfordringer og beregninger regnet vi noe av det som opprinnelig var prefabrikkerte elementer, som plasstøpt. Største utfordringen for oss uten mye erfaring fra byggebransjen, var å finne gode løsninger som virket økonomiske og var praktisk mulig. Vi har laget tegninger av snitt og plan, som er beregnet for utførelsen. Samt detaljtegninger av fundamenter, overganger og sammenkoblinger.</p>		

## FORORD

Hovedprosjektet er gjennomført med Syljuåsen AS som oppdragsgiver våren 2006. Formålet er å gi oss en mulighet til å bruke tillært kunnskap på en selvstendig måte og finne praktiske løsninger som er mulig å gjennomføre i det virkelige liv. Vi skal også få en bredere erfaring innen gruppearbeid og forstå de fordeler og ulemper det fører med seg.

Vi vil rette en stor takk Syljuåsen AS for å ha gitt oss dette prosjektet, for tilretteleggelse og for å ha stilt mannskap til disposisjon for oss.

Vi skylder en stor takk til Anders Myhre som var vår trofaste kontaktperson i Syljuåsen.

Vi takker også Tore Slåtten som var RIB på prosjektet. Han var svært hjelpsom når vi spurte han om råd. Sist, men ikke minst må vi takke Harald B. Fallsen som med stort engasjement gjorde alt for å gi oss god veiledning hver gang et problem dukket opp.

Vi vil også takke hverandre for et utrolig fint samarbeid, og vennskap gjennom et travelt og krevende vårsemester.

Gjøvik

Dato: 24.5.2006

Gruppemedlemmer:

.....  
Eirik Øen Johansen

.....  
Ingun Klingsheim

.....  
Stine Lang-Ree

## Innholdsfortegnelse

<b>1</b>	<b>INNLEDNING .....</b>	<b>6</b>
1.1	ORGANISERING AV RAPPORTEN .....	6
1.2	BESKRIVELSE AV HOVEDPROSJEKTET .....	6
1.3	MÅLGRUPPE FOR PROSJEKTRAPPORT .....	6
1.4	DELTAGERNES FAGLIGE BAKGRUNN .....	7
1.5	ARBEIDSFORM OG FORDELING AV OPPGAVER .....	7
<b>2</b>	<b>LASTBEREGNINGER .....</b>	<b>8</b>
2.1	PÅLITELIGHETSKLASSE .....	8
2.2	NYTTELAST .....	8
2.3	EGENLASTER .....	8
2.4	SNØLASTER .....	9
2.5	JORDTRYKK/ GRUNNFORHOLD .....	9
2.6	VINDLASTER .....	9
2.7	NEDBØYNINGSKRAV .....	9
<b>3</b>	<b>PLASS-STØPT BETONG .....</b>	<b>10</b>
3.1	FUNDAMENTER .....	10
3.2	RISSVIDDER .....	11
3.3	RINGMUR .....	11
3.4	GOLV PÅ GRUNN .....	11
3.5	BETONGVEGGER .....	11
3.6	BETONGDEKKER .....	12
3.7	BETONGSØYLER .....	12
<b>4</b>	<b>PREFABRIKKERTE ELEMENTER .....</b>	<b>13</b>
4.1	SIB-BJELKER .....	13
4.2	HULLDEKKE .....	15
4.3	PREFABRIKKERTE BETONGVEGGER I NEDRE DEL HALL .....	15
<b>5</b>	<b>STÅL .....</b>	<b>16</b>
5.1	GENERELT .....	16
5.2	SØYLER I STÅL .....	16
5.3	STÅLBJELKER .....	16
5.4	BOLTFORBINDELSER .....	16
5.5	SVEISEFORBINDELSER .....	17
5.6	TAKKONSTRUKSJON .....	18
<b>6</b>	<b>BRANNDIMENSJONERING .....</b>	<b>18</b>
6.1	BRANNKRAV .....	18

---

<b>7</b>	<b>STABILITET/AVSTIVNING .....</b>	<b>19</b>
7.1	<i>AVSTIVNINGSPROBLEMATIKK KONTORDEL.....</i>	<i>19</i>
7.2	<i>AVSTIVNINGSPROBLEMATIKK LAGERDEL.....</i>	<i>19</i>
<b>8</b>	<b>TEGNINGSOVERSIKT .....</b>	<b>20</b>
<b>9</b>	<b>BESKRIVELSE.....</b>	<b>21</b>
<b>10</b>	<b>DISKUSJON AV RESULTATER.....</b>	<b>22</b>
<b>11</b>	<b>KONKLUSJON .....</b>	<b>24</b>
<b>12</b>	<b>LITTERATURHENVISNING .....</b>	<b>25</b>

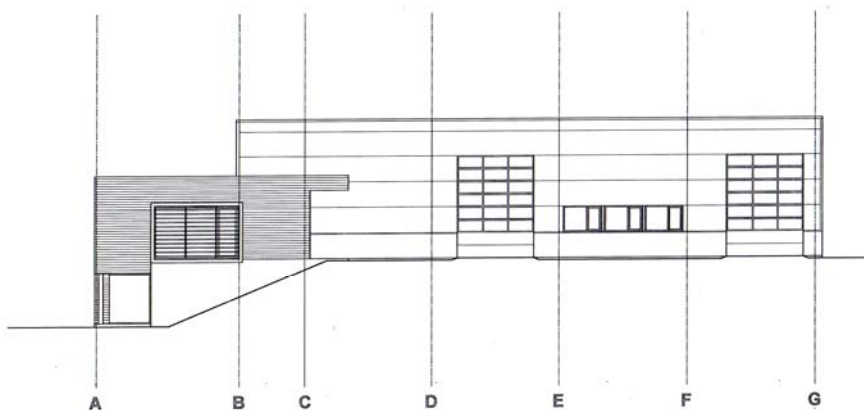
## 1 INNLEDNING

### 1.1 ORGANISERING AV RAPPORTEN

Vi delte opp rapporten slik at løsningene er presentert i rapporten. Beregningene, tegningene og beskrivelsene til disse løsningene er å finne som vedlegg. Rapporten er i hovedtrekk delt opp i lastberegninger, betong, prefabrikkerte betongelementer, stål, brann og stabilitet. Deretter kommer diskusjoner og konklusjon. Vedleggene er delt opp i beregninger, tegninger, beskrivelse og møtelogg. Beregningene er igjen delt opp i stål og betong slik at det blir mest mulig oversiktlig.

### 1.2 BESKRIVELSE AV HOVEDPROSJEKTET

Hovedprosjektet vårt er et industribygg for Gjøvik Installasjon AS. Bygget utføres som en totalentreprise av Syljuåsen AS. Det består av en kontordel i to etasjer, samt en hall med tilhørende mezzanin. Hallen skal brukes som kaldtlager og skal ikke ha varig personopphold. Mezzanin er delt opp i en arkivdel og et rom for ventilasjon. I vår oppgave velger vi å dimensjonere bæresystemet, finne gode konstruksjonsmessige løsninger og tegne disse. Vi har deretter laget en oversikt med beskrivelsen. Utfordringen ligger i å finne løsninger som kan bli brukt i det virkelige prosjektet. Vi har også sett på brannkrav for så å dimensjonere noen konstruksjonsdeler for dette. En stor del av oppgaven er å lage gode konstruksjonstegninger. Fundamenteringen i dette bygget er komplisert og vi må prosjektere en del forskjellige fundamenter etter hvor de er plassert og hva slags oppgave de har. Arkitekt- tegning av prosjektet, fasade mot sør- øst:



### 1.3 MÅLGRUPPE FOR PROSJEKTRAPPORT

Målgruppe for prosjektet er andre studenter, veileder, sensor og andre personer med byggfaglig forståelse. Vi ser derfor ikke nødvendigheten av å gå i detalj på faglige områder der vi mener at disse vil forstå sammenhengen likevel.

#### **1.4 DELTAGERNES FAGLIGE BAKGRUNN**

Alle deltagerne avslutter nå 3-årig utdanning i Bachelor i Ingeniørfag, bygg.

Stine Lang-Ree har bakgrunn fra videregående skole, samt ett års arbeidserfaring fra klesbransjen og sommerjobb hos Aker Kværner. Hun har under utdanningen vært ett semester i USA som utvekslingsstudent.

Eirik Øen Johansen har videregående skole, samt 2 års grunnleggende befalsutdanning fra Forsvaret.

Ingun Klingsheim har videregående skole, samt arbeidserfaring som lagermedarbeider, buss-sjåfør og selvstendig næringsdrivende.

#### **1.5 ARBEIDSFORM OG FORDELING AV OPPGAVER**

Vi har jobbet sammen som gruppe der vi har utvekslet informasjon underveis. Det har vært et tett samarbeid med god diskusjon rundt løsningene på gruppa. Vi har hatt faste møter med veileder Harald B.Fallsen, og vi har vært med på prosjekteringsmøter hos Syljuåsen. Vi har også hatt kontakt med rådgivende ingeniør bygg, Tore Slåtten angående forskjellige løsninger, og Borger Borgersen fra Hedmark Elementbygg for å få gode råd angående løsninger med de prefabrikkerte elementene.

Fordeling av oppgaver:

- Lastberegning – Eirik og Stine
- Fundamenter – Stine
- Betongsøyler akse 1 og 2, B, C, D, E og F (hall) – Ingun
- Runde betongsøyler akse A – Eirik
- Stålsøyler i akse A 1.etg – Ingun
- Sekundære stålsøyler i akse G – Ingun
- Stålsøyler i akse C 1.etg. – Stine
- Vind – Ingun og Eirik
- Snø – Stine, Eirik og Ingun
- Bjelker akse A – Eirik
- Beskrivelse av SIB- bjelker og innfestning – Ingun
- Beskrivelse av takplater – Ingun
- Beskrivelse – Ingun
- Tegninger – Stine, Eirik og Ingun
- Avstivning av hall – Ingun
- Beregninger for brannkrav – Stine og Ingun
- Scanning av vedlegg – Eirik og Ingun
- Kontroll – Eirik, Stine og Ingun
- Redigering av vedlegg – Stine
- Redigering av tegninger – Eirik og Stine
- Redigering av hoveddokument – Ingun

## 2 LASTBEREGNINGER

### 2.1 PÅLITELIGHETSKLASSE

For å finne pålitelighetsklassen leser vi ut ifra en tabell i NS 3490. Siden bygget vårt er et industribygg og kontorbygg havner det i pålitelighetsklasse 2. Det må utføres normal kontroll i pålitelighetsklasse 2, dette at en annen person må kontrollere beregningene. Pålitelighetsklassen gir også konsekvenser for lastfaktorenes størrelse.

### 2.2 NYTTELAST

Mezzanin (arkiv/lager): 6 kN/m<sup>2</sup>

Kontordel: 3 kN/m<sup>2</sup>

Hallen: 5 kN/m<sup>2</sup>

Utvendig last på bakken: 5 kN/m<sup>2</sup>

### 2.3 EGENLASTER

Egenlast SIB- bjelke: 60 kN

Egenlast lett- tak: 0,3 kN

Egenlast Paroc elementvegg inkludert vinduer: 0,4 kN/m<sup>2</sup>

Egenlast hulldekke: 3,6 kN/m<sup>2</sup>

#### **Laster akse A**

Jevnt fordelt bruddlast for dimensjonering av bjelke i 1. etg.:  $q_f = \underline{50 \text{ kN/m}}$

Jevnt fordelt bruddlast for dimensjonering av bjelke i u. etg.:  $q_f = \underline{54 \text{ kN/m}}$

Punktlast for størst belastede søyle i 1. etg.:  $N_f = \underline{302 \text{ kN}}$

Punktlast for størst belastede søyle i u. etg.:  $N_f = \underline{632 \text{ kN}}$

Punktlast for fundamenter i akse A:

Fra søyle A:  $N_f = \underline{196 \text{ kN}}$

Fra søyle C:  $N_f = \underline{416 \text{ kN}}$

Fra søyle E:  $N_f = \underline{632 \text{ kN}}$

#### **Laster akse B**

Jevnt fordel bruddlast for dimensjonering av søylefundament:  $q_f = \underline{222,6 \text{ kN/m}}$

Jevnt fordel brukslast for dimensjonering av søylefundament:  $q_f = \underline{158 \text{ kN/m}}$

#### **Laster akse C**

Jevnt fordelt last på bjelke i akse C mellom C2 og C3:  $q_f = \underline{77 \text{ kN/m}}$

#### **Laster akse D**

Punktlast for dimensjonering av søyle i akse D: 325,9 kN

Punktlast for dimensjonering av fundamenter i akse D: 361,2 kN



**Laster akse E**

Punktlast for dimensjonering av søyle i akse E: 325,92 kN

Punktlast for dimensjonering av fundamenter i akse E: 361,2 kN

**Laster akse F**

Punktlast for dimensjonering av søyle i akse F: 325,92 kN

Punktlast for dimensjonering av fundamenter i akse F: 361,2 kN

**2.4 SNØLASTER**

Grunnverdien for snølast( $Sk_0$ ) på Gjøvik:

$$Sk_0 = \underline{4,5 \text{ kN/m}^2}.$$

**2.5 JORDTRYKK/GRUNNFORHOLD**

Byggetomten består av fyllmasser, og grunntrykket vi fikk oppgitt i starten var  $200 \text{ N/m}^2$ . Vi fikk høre senere at jordtrykk på  $300 \text{ N/m}^2$  kunne blitt brukt. Dermed har vi vært på den sikre siden da vi valgte å regne med  $200 \text{ N/m}^2$ .

Ved beregning av vegger i kjeller har vi brukt en k-faktor på 0,6. Dette fikk vi oppgitt av veileder.

**2.6 VINDLASTER**

Vi finner vindlastene i NS 3492-4: 2002

Her på Gjøvik er referanseverdien for vindhastigheten  $V^{\text{ref}} = 22 \text{ m/s}$ . Området rundt der bygget skal stå tilsvarer en terrengruhet klasse III.

Ved beregning der bygningsdelene var utsatt for vind har vi brukt  $q_{\text{vind}} = 787 \text{ N/m}^2$  og  $q_{\text{vind}} = 743 \text{ N/m}^2$ .

**2.7 NEDBØYNINGSKRAV**

Vi brukte et nedbøyningskrav på  $L/400$  på stålbjelkene som vi beregnet i kontordelen etter råd fra Tore Slåtten. Dette er også tilfredsstillende for hulldekkene som skal ligge an på stålbjelkene.

### 3 PLASS-STØPT BETONG

#### 3.1 FUNDAMENTER

Oversikt over fundamentene:

Fundament	Type	Plassering	Bredde (mm)	Høyde (mm)	Armering	As (mm <sup>2</sup> /m)
<b>F1</b>	Punktfundament (2stk)	G1 og G2	1300*1300	400	φ16 c/c 200	1005(*2)
<b>F2</b>	Punktfundament (2stk)	Midten av Akse G	500*500	200	φ10 c/c 250	451 (*2)
<b>F3</b>	Punktfundament (6stk)	Akse D, E, F	1500*1500	400	φ16 c/c 150	1340 (*2)
<b>F4</b>	Stripefundament	Akse B, C og 1B-C og 2B-C	1300	250	φ12 c/c 125 Sv.- og f. arm.= φ16c/c150	905  1340
<b>F5</b>	Punktfundament (2stk)	Akse A1 og A3	1200*1200	250	φ16 c/c 200	1005 (*2)
<b>F6</b>	Punktfundament (4stk)	Midten av akse A	2000*2000	400	Indre del: φ16 c/c 125 Ytre del: φ16 c/c 250	Indre del: 1608 (*2) Ytre del: 804 (*2)
<b>F7</b>	Stripefundament	Akse 3 A-C og begge sider av heis	500	250	φ12 c/c 250  Sv.- og f. arm.= φ16c/c150	252  1340

Fundament F1, F2, F3, F4 og F6 er tegnet og er å finne under vedlegg *Konstruksjonstegninger*

F5 og F7 er ikke tegnet, men det er de samme prinsippene som går igjen fra de andre tegningene. Fundamentet i A1 under stålsøylen har ikke inntegnet pilaster siden dette er integrert i ringmuren. I A3 går fundament F5 sammen med fundament F7 som har lik høyde.

F2 er to fundamenter plassert i enden av hallen under to stålsøyler. F6 er fire fundamenter plassert i enden av kontordelen, mellom akse 1 og 2. To av disse fundamentene lå så nærme hverandre at vi slo de sammen til et stort med en lengde på 4650mm. Vi har ikke regnet direkte på stripefundamentet i C, men siden lasten ned i fundamentet der var såpass likt lasten i akse B valgte vi like stripefundamentet i akse B og C. Samme forutsetning ble tatt for stripefundamentene på hver side av heis, da vi valgte likt fundament der som i akse 3 A-C.

Etter beregningene av fundamentene var gjennomført har noen endringer blitt gjort, som for eksempel å ikke ha en ringmur under veggen i akse B, pilaster under stålsøylene i akse A og ulike bredder har blitt forandret. Vi har tenkt over disse endringene og de vil ikke ha store konsekvenser for størrelsen på fundamentene.

### **3.2 RISSVIDDER**

Ved beregning av rissvidder brukes  $M_{BRUK}$  beregnet fra  $N_{BRUK}$ . Det brukes en  $\psi_1$ - verdi i hall på 1,0. I kontordelen brukes en  $\psi_1$ - verdi på 0,7.  $\alpha$  settes lik 0,4 i alle beregningene. I mange av beregningene på fundamenter viste rissvidden seg å være dimensjonerende. I beregningene av fundamenter i hall har vi brukt en gjennomsnittlig lastfaktor på 1,3 for å komme tilbake til brukslasten, i dette tilfellet blir det et sikkert valg siden egenvekten er betydelig større enn nyttelasten.

### **3.3 RINGMUR**

Under alle belastede deler av hallen i bygget er det en 300mm bred ringmur. Ved punktfundamentene går ringmuren over sålene og er integrert i pilasteren. Ringmuren har også en konsoll som gulvet ligger på. I kontordelen er det en 200mm ringmur med unntak av der betongveggen går helt ned i fundamentet.

### **3.4 GOLV PÅ GRUNN**

Gulvtykkelse i hall: 150mm

Gulvtykkelse i kontordel: 100mm

Vi har en varmeisolasjon på 100mm isopor under gulvet. For fuktsperre brukes 0,2mm plastfolie under gulvet. Det viktig med en fuge mellom gulvet og veggen for å få tilstrekkelig bevegelsesmulighet for gulvet. Vi bruker her 10mm mellomrom for fugemateriale. Siden gulvet i hallen er større enn 60m<sup>2</sup> deles det opp i 6mx6m- arealer for å redusere oppsprekking på grunn av uttørkingssvinn og temperaturbevegelse.

Som armering i gulvet blir velger vi to lag armeringsnett K257 i gulvet hallen og ett lag armeringsnett K257 i kontordelen med byggforsk som kildereferanse.

### **3.5 BETONGVEGGER**

Alle betongvegger er dobbeltarmerte med horisontal og vertikal armering. Innvendige betongvegger i har tykkelse  $t = 200$  mm. Armeringen er her  $\varnothing 10$  c/c 175.

Vi har valgt å sette tykkelsen på alle betongveggene til 200 mm. unntatt veggen i akse C i underetasjen og ytterveggene i samme etasje som får jordtrykk og last fra gulvet i hallen. Disse veggene har en tykkelse på 250 mm. Det å velge  $t = 250$  mm på denne veggen gir to fordeler. Disse er at vi får mindre momentarmering og at vi får et opplegg for gulvet i hallen. Strekkarmeringen i veggen akse C i underetasjen og ytterveggene er  $\varnothing 20$  c/c 200. Mens resten av veggarmingen er  $\varnothing 12$  c/c 125.

### **3.6 BETONGDEKKER**

Betongdekke over 1. etg. er 250 mm tykt og spenner i mellom veggene i akse B og C. her er det lagt armering  $\varnothing 12$  c/c 250,  $A_s = 452\text{mm}^2$ . Dette er både momentarmering og svinn og fordelingsarmering. Vi har gått ut ifra det ikke er spesielle krav til nedbøyning her.

### **3.7 BETONGSØYLER**

Vi har valgt å regne betongsøylene i hall som plass-støpt, selv om det i det virkelige byggeprosjektet til Syljuåsen er valgt prefab. Vi har regnet på de mest belastede søylene som er i akse 1 og 2, akse D, E og F. Hovedsøylene i akse G har vi ikke regnet på, men bruker samme dimensjon som i de mest belastete søyler. Vi har også regnet på søyler i akse C, siden disse får en annen dimensjon.

#### ***Betongsøyer i akse A***

Dimensjon  $D = 250$

Armering:  $A_s = 679\text{ mm}^2$ , 6  $\varnothing 12$

Bøyler  $\varnothing 8$ , c/c 200

Disse sirkulære søylene er støpt inni et stålrør med innvendig diameter 250 mm.

Beregningene av søylene er gjort ved kun å se på kapasiteten til betongen med sin armering.

Vi har sett bort fra samvirke mellom stålrøret og betongsøylen. Stålrøret fungerer som en forskaling og en beskyttelse av betongsøylen. Innfestningen av betongsøylen til stålbjelken er en innstøpt stålplate som sveises fast til stålbjelken. Armeringen ble valgt ut ifra minimumsarmeringen for søyler siden søylene var korte og lasten relativ liten.

#### ***Betongsøyer i akse D, E og F, 1 og 2***

Dimensjon 300x300

Armering:  $A_s = 1257\text{ mm}^2$ , 2x2  $\varnothing 20$

Bøyler  $\varnothing 8$ , c/c 250

#### ***Betongsøyer i akse B og C, 1 og 2***

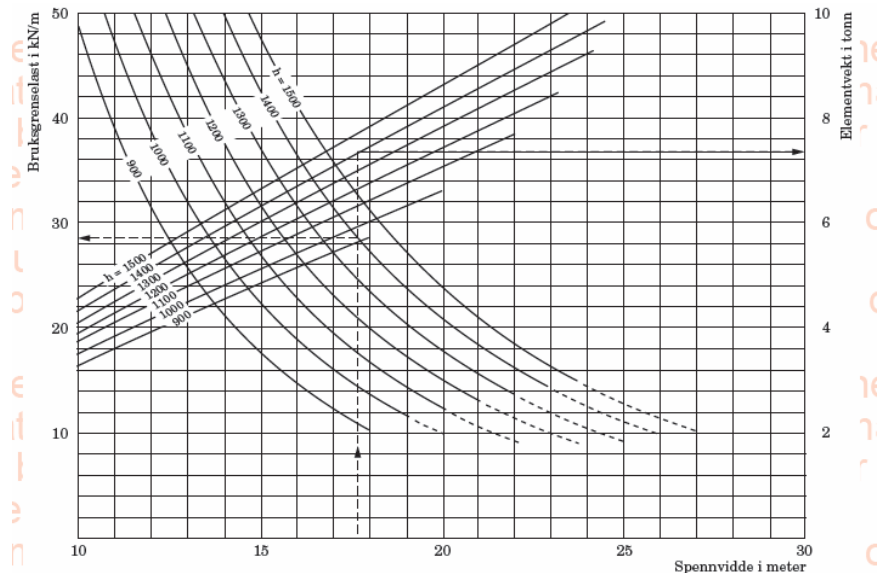
Dimensjon 200x200

Armering:  $A_s = 452\text{ mm}^2$ , 2x2  $\varnothing 12$

Bøyler  $\varnothing 8$ , c/c 250

## 4 PREFABRIKKERTE ELEMENTER

### 4.1 SIB-BJELKER



Diagrammet ovenfor er hentet fra betongelementboka, vi har brukt det til å finne elementvekt og bruksgrenselast.

Vi har ikke undersøkt eksakt hvilken dimensjon på bjelken som skal brukes, men har valgt en bjelke ut fra beskrivelsene og arkitekt- tegningene vi mottok som grunnlag for oppgaven.

Denne bjelken skal brukes som bæring for tak- konstruksjonene og kan være en SIB-bjelke med følgende tekniske data:

- Høyde 1200mm
- Spennvidde 15 meter.
- Bredde på 300 mm
- Bruddlastkapasitet på ca 52 kN/m.
- Bruksgrenselastkapasitet er på ca 27 kN/m
- Vekt er ca 6 tonn, ca 60 kN
- Betong er normalt i fasthetsklasse B 45
- Armering er normalt 13 mm,  $A_s$  er  $100 \text{ mm}^2$ ,  $f_{0,2}$  er 1700 – 1800 MPa
- Stegbredde normalt 80-100 mm
- Brannmotstandstid er normalt 60 minutter
- Fall 1:15

Bæreevnen kontrolleres med denne formelen:

$0.90g + p \leq$  avlest bruksgrenselast, der  $g$  er egenlasten som tak elementer og tekking, og  $p$  er nyttelaster, som oftest snø.

**Kontroll om valgt bjelke holder:**

Vi har disse lastene i akse D, E og F:

$$g = 0,3\text{kN/m}(\text{lett- tak}) * 6 + 4\text{ kN}(\text{bjelke}) = 5,8\text{kN}$$

$$p = 3,6\text{kN/m}(\text{snø}) * 6\text{m} = 21,6\text{kN}$$

$$0,9 * 5,8 + 21,6 = 26,82\text{kN/m} < 27\text{kN/m} (\text{bruksgrenselast}) \Rightarrow \text{OK!}$$

I akse G har vi disse lastene:

$$g = 0,3\text{kN/m}(\text{lett- tak}) * 3\text{m} + 4\text{kN}(\text{bjelke}) = 4,9\text{kN}$$

$$p = 3,6\text{kN/m}(\text{snø}) * 3\text{m} = 10,8\text{ kN}$$

$$0,9 * 4,9 + 10,8 = 15,21\text{ kN/m} < 27\text{kN/m} \Rightarrow \text{OK!}$$

Fra avstivningssystem har vi to vertikale punktlaster på 57.47kN, som kommer i akse G. Disse fordeles ved å støpe inn en plate hvor disse festes, denne platen forankres med armering til overkant av bjelken, og kreftene fordeles i bjelken.

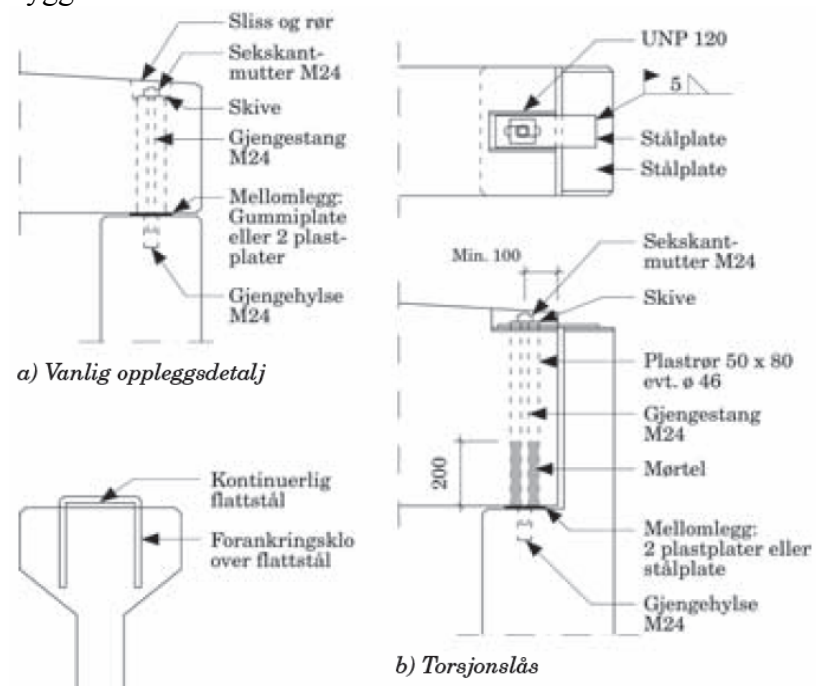
$$\Rightarrow 57,47\text{kN} * 2/15 = 7,66\text{kN}$$

$$7,66\text{kN} + 15,21\text{kN} < 27\text{kN}$$

$$22,87\text{kN} < 27\text{kN} \Rightarrow \text{OK!}, \text{ Valgt bjelke holder for både punktlast og jevnt fordelt last.}$$

**Konstruksjonsdetaljer:**

Figuren nedenunder fra betongelementboken viser vanlige konstruksjonsdetaljer. Vi forutsetter i våre beregninger at det er a) Vanlig oppleggsdetalj som blir benyttet i dette bygget.



#### **4.2 HULLDEKKE**

Vi har fått oppgitt at hulldekke har høyde 265 mm, egenvekt 3,6 kN/m<sup>2</sup>

Spennvidde fra akse A til B: 6,8 m

Ved opplegg i ende på stålbejelke har vi laget en detaljtegning. Denne tegningen viser hvordan vi forankrer hulldekket til stålbejelken, også med tanke på vind. Vi bruker en dybel i hvert hulldekkeelement som blir sveiset fast i IPE- bejelken. Dybelen er støpt inn i hulldekket.

Gummibånd (neopren) ligger mellom hulldekket og bejelken.

Ved utkraging mellom akse 1 og 2, akse C har vi fått oppgitt fra Hedmark Elementbygg at det vil bli lagt inn armering i overkant på hulldekkene som skal benyttes her. Dette vil løse utkragingsproblematikken.

#### **4.3 PREFABRIKKERTE BETONGVEGGER I NEDRE DEL HALL**

Vi har ikke regnet på disse veggene, men bruker det som er planlagt fra Syljuåsen. Dette er veggelementer med  $h = 1200\text{mm}$ ,  $t = 250\text{mm}$  og  $l = 6000\text{mm}$ .

## 5 STÅL

### 5.1 GENERELT

Vi bruker stål kvalitet S355 i alle stålkonstruksjonene, det gir  $f_d = 322,7 \text{ N/mm}^2$   
På boltforbindelsene bruker vi en kvalitet på M8.8, der  $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$  og  $f_{dv} = 384 \text{ N/mm}^2$ .

### 5.2 SØYLER I STÅL

#### *Sekundærsøyler i hall, akse G:*

Bruker RHS 140x140 x6 og det er brannbelastningen som blir dimensjonerende. Det er teleskopforbindelse i toppen og her kan det da benyttes 120x120x6. Vi har beregnet denne med brannhemmende maling, men her kan brukes kalsiumsilikatplater hvis dette er en bedre praktisk løsning.

#### *2 stk søyler akse C 1.etg.*

Bruker RHS 120x120x5 i hjørnet og RHS 120x120x8 midt under bjelken, begge med 15 mm kalsiumsilikat som brannisolering. Det er brannbelastningen som er dimensjonerende selv med brannisolering.

#### *Mest belastet søyle i akse A, 1 etg*

Bruker RHS 120x120x5 med 15 mm kalsiumsilikat som brannisolering.

#### *Mest belastet søyle i akse A, u. etg*

Bruker RHS 120x120x8 med 15 mm kalsiumsilikat som brannisolering da det er ca likt lastbilde som i akse C.

### 5.3 STÅLBJELKER

Vi bruker IPE 300 i underetasje og i 1. etasje akse A mellom 1 og 3 som bæring for hulldekker. Disse holder bruddlasten på 54 kN/m og nedbøyningskrav på  $L/400$ . Denne bjelken er beregnet som sammenhengende over alle opplegg, men skal skjøtes ved momentnullpunktet mellom opplegg C og D 1 m i fra D. Her har vi regnet en sveiset og boltet forbindelse.

I akse C i 1. etasje for bæring av hulldekke med utkraging bruker vi IPE 330. Denne bjelken er regnet som fritt opplagret over tre opplegg. Dette er en forenkling til sikker side. Innfestningen til betongveggen i C 2 er løst med innstøpt sveiseplate.

Alle IPE- bjelkene kles med 15mm kalsiumsilikatplater på tre sider som brannisolering.

### 5.4 BOLTFORBINDELSER

Forbindelse mellom stålsøyler i akse A i 1. etg. og IPE-bjelken er en sveiseplate i toppen av søylene med  $t = 10 \text{ mm}$  med 4 Ø12 (M8.8) bolter. Det er en sveiseforbindelse mellom bjelken og søyla i nedre del av søyla.

Vi løser også forbindelsen mellom sekundære stålsøyler i akse G, og stålplaten/ringmur med en boltforbindelse. Her er boltene beregnet innstøpt i ringmuren, og sveist til platen.

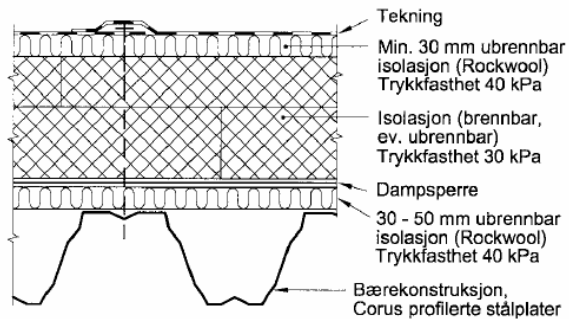


### **5.5 SVEISEFORBINDELSER**

Forbindelsene mellom likebeinte vinkelstål og stålplater innstøpt i betongsøyler og SIB-bjelker er beregnet sveist med a- mål = 3 mm. Det samme vil holde for forbindelsen mellom forankringsjern og stålplate.

### 5.6 TAKKONSTRUKSJON

Taket består av STP 128 Profilerte takplater. Under vises et eksempel på en slik plate. Takplatene bærer seg selv mellom SIB- bjelkene. Disse vil virke som avstivning på taket.



Fra byggforsk Nr 2314

## 6 BRANNDIMENSJONERING

### 6.1 BRANNKRAV

Brannkravene er beregnet ut fra TEK § 7-22 og 23, og sammenlignet med brannstrategirapporten fra Norsk Brannvernforening.

Både kontordel og lagerdel er i risikoklasse 2.

Lagerhall er kun 1 etasje, men kontordel er ved Mezzanin i 3 etasjer, derfor får hele kontordel og lagerdel et brannmotstandskrav på R 60.

Trapperom får brannmotstandskrav på R30.

## 7 STABILITET/AVSTIVNING

### 7.1 AVSTIVNINGSPROBLEMATIKK KONTORDEL

Kraften vi må avstive for her er  $V_f = 27,2$  kN.

I kontordelen mellom akse 1 og 2 vil veggene rundt trapperom, heis og garderober fungere som avstivende skiver. Mellom akse 2 og 3, som vi ser på som en utkragerdel, lar vi IPE-bjelkene fungere som strekkbånd, hulldekkene forankres i disse med nåler som er støpt inn sammen med dybler, sveist fast i bjelken. Denne forankringen opptar skjærkraften som oppstår mellom utkragerdelen og resten av kontordelen på grunn av vind.

### 7.2 AVSTIVNINGSPROBLEMATIKK LAGERDEL

Den største kraften vi må avstive for er  $V_f = 90$  kN

Dette løser vi med strekkstag, der vi benytter varmvalsede, likebeinte vinkelstål.

På grunn av lagerførte lengder, må vi bruke 50x50x5, selv om vi etter dimensjoneringsberegninger kunne klart oss med noe mindre.

Vi har beregnet avstivning i:

- Akse G, mellom akse 1 og 2
- Akse 1, mellom akse F og G
- Akse 2, mellom akse E og F
- Akse B, fra akse 1 til søyle midt mellom akse 1 og 2 (mezzanin)

Vi løser innfestningen med å sveise disse sammen med innstøpte plater i betongbjelke nederst. Oppe kan vi i akse 1 og 2 sveise disse til innstøpte plater i SIB- bjelke, eventuelt i betongbjelke.

I akse G, kan vi på ene siden øverst sveise disse i innstøpt plate i SIB- bjelken, som også sekundærsøylene(RHS) er festet i.

Vi har i utgangspunktet beregnet avstivningen i akse C, men har flyttet denne avstivningen til akse B av praktiske årsaker i forbindelse med trapp opp til mezzanin. Dette har ikke noe å si for selve dimensjoneringen. Vi kan eventuelt løse denne avstivningen med å fortsette betongveggen fra etasjen under, helt opp til taket. Da trenger vi heller ikke ha betongsøylere i akse C.

## 8 TEGNINGSOVERSIKT

Tegningene er laget med både målsetting og armering på samme tegning, noe som ikke er vanlig prosedyre hvis de skulle blitt brukt på en byggeplass. Dette er for å vise alt på samme tegning fordi det virker for oss i et slikt hovedprosjekt mest hensiktsmessig å ha alt samlet.

001	Plan fundamenter kontordel	1:100
002	Plan fundamenter i hall	1:100
003	Dekke over u. etg.	1:100
004	Dekke over 1. etg.	1:100
005	Snitt A-A	1:100
006	Snitt B-B	1:100
007	Snitt C -C	1:100
008	Detalj a akse 1 og 2 søyler i hall	1:10
009	Detalj b hulldekke - IPE	1:10
010	Detalj c hulldekke- vegg- plasstøpt dekke	1:10
011	Detalj d hulldekke- vegg	1:10
012	Detalj e akse C	1:10
013	Detalj f akse C	1:10
014	Fundament F1	1:20
015	Fundament F2	1:20
016	Fundament F3-1	1:20
017	Fundament F3-2	1:20
018	Fundament F4	1:20
019	Fundament F6	1:20

---

## 9 BESKRIVELSE

Beskrivelsen finnes i vedlegg.

I beskrivelsen er tatt med de delene som vi har beregnet og dimensjonert, men unntak av bolte, og sveiseforbindelser. Her er ikke tatt med svinn i beregningene.

## 10 DISKUSJON AV RESULTATER

Våre resultater er lagt frem som tegninger, beregninger og løsninger. Mye av tiden gikk med på å finne løsninger som var gjennomførbare, og vi ser at det er mange måter å løse ting på. I starten måtte vi finne ut hvordan løsningene skulle være for å kunne gå videre i prosessen med beregningene, og visse forutsetninger ble tatt. Vi brukte en grov beskrivelse fra Syljuåsen og arkitekttegninger fra JAF arkitektkontor som et grunnlag for valg av løsningene.

### ***IPE- bjelken***

IPE- bjelken i akse C har vi først beregnet som den var fast innspent med sveiseplate i akse C2. Dette ga en stor nedbøyning i det lengste feltet. Derfor valgte vi en innfestning med bolter, og kunne regne denne som fritt opplagt. Dette ga en mindre nedbøyning, og mindre bjelke.

### ***Brannprosjektering***

Når det gjelder prosjekteringen angående brann mente vi å gå grundig gjennom dette, og lage en egen rapport. Men så fikk vi tilsendt fra Anders Myhre en allerede utarbeidet brannstrategirapport, utført av Norsk Brannvernforening. Vi har derfor sammenlignet resultatene herfra med TEK og REN, og brukte resultatene herfra slik de er.

Bygget er i Brannklasse 2 på grunn av at det er 3 etasjer ved mezzanin. På prosjekteringsmøtene med Syljuåsen og arkitektene ble det diskutert om det var nødvendig å anse mezzanin som egen etasje. Det var litt usikkerhet rundt dette og skulle undersøkes nærmere med Norsk Brannvernforening. Vi kunne ikke vente på resultatene av dette, og måtte ta et standpunkt på hva vi skulle bruke i våre beregninger. Vi holdt oss derfor på den sikre siden, og brukte Brannklasse 2.

### ***Sekundære søyler i akse G***

Vi har valgt å dimensjonere sekundære søyler i akse G med brannhemmende maling. Etter å ha rådført oss med Anders Myhre, forsto vi at det er tidsbesparende å kle de med brannisolerende plater istedenfor. Det råder også usikkerhet om disse går innunder sekundær bæring. Vi mener det siden disse bærer veggelementene. Vi har derfor valgt å dimensjonere disse i Brannklasse 2.

### ***Fundamenter, pilaster og ringmur***

Løsningen med fundamenter, pilaster, ringmur og gulv har vi brukt mye tid og slit for å få til. Ut fra tegninger og beskrivelser var det vanskelig å forstå hvordan dette var tenkt. Vi mener nå vi har funnet en tilfredsstillende og gjennomførbar løsning.

### ***Ringmur***

Når det gjelder ringmur vurderte vi også en annen løsning, der vi ikke trenger konsoll. I den tenkte løsningen har vi en plan avslutning av ringmur der konsollen i utgangspunktet er, og der både gulvet og veggelementene ligger på denne. Med denne løsningen trenger vi høyere veggelementer, for å erstatte den delen av ringmuren som er fjernet. Dette gir en enklere utførelse av utstøpningen av ringmur, da denne kan gjøres i en operasjon. Slik vi har planlagt ringmuren med konsoll må denne utstøpningen utføres i to omganger. Grunnen til at vi ikke har valgt den vurderte løsningen uten konsoll, er at dette ble vurdert i de siste dager før innlevering av oppgaven, og vi ikke har tid til å endre på dette.

***Rissvidder***

Vi oppdaget at vi har brukt feil  $\psi_1$ - verdier ved beregning av rissvidder. Riktig verdi for hall er  $\psi_1 = 0,7$ , og for kontordel  $\psi_1 = 0,5$ . Vi oppdaget dette litt for sent, og feilen blir heldigvis på den sikre siden.

## 11 KONKLUSJON

### *Avgrensning*

I forprosjektet mente vi å ta for oss flere temaer, men veileder mente at vi skulle avgrense oppgaven slik vi nå har gjort. På forprosjekt- stadiet hadde vi ikke forutsetninger for å se omfanget av arbeidet de planlagte oppgavene medførte. Vi er fornøyd med de avgrensningene vi har gjort, og har fått satt tillært kunnskap gjennom tre år på høgskolen i en større sammenheng.

### *Utgangspunkt*

Vi har valgt å bruke informasjonen vi har fått fra Syljuåsen som et underlag for våre prosjekteringer, men vi har ikke følt oss bundet av den. Vi har derfor tatt en del forutsetninger og egne valg av løsninger. Blant annet har vi valgt å dimensjonere søylene i hallen som plassstøpt, og ikke fast innspent. Dette har gitt helt andre og nye utfordringer i forhold til avstivning av hallen. Vi har hatt som utgangspunkt å finne gode gjennomførbare løsninger i hele prosessen, og mener vi har klart dette.

### *Prosjektering*

Vi har vært med på prosjekteringsmøter hos Syljuåsen, og vi har hatt kontakt med rådgivende ingeniør, Tore Slåtten, og Borger Borgersen fra Hedmark Elementbygg. Dette har vært interessant og lærerikt, og gitt oss større innblikk i hvordan prosjekteringsprosessen fungerer.

### *Faglig resultat*

Vi har hatt som et mål at resultatet vi presenterer skal kunne komme til anvendelse i et virkelig prosjekt, med praktisk gjennomførbare løsninger. Det mener vi at vi har klart å få til.

### *Erfaringer*

Erfaringer vi har gjort underveis i prosjektet, er at noen av del- oppgavene kunne vært bedre planlagt før vi satte i gang. Det ville for eksempel spart oss for mye arbeid dersom vi lagde en ferdig mal for tegningene, som vi gikk ut ifra. Vi har mange positive erfaringer fra gruppesamarbeidet, og har virkelig fått sett hvor positivt og effektivt et gruppeprosjekt kan være.

### *Gruppens arbeid*

Som gruppe har vi jobbet godt i lag, vi er alle ansvarsfulle og er ivrige på å ta på oss oppgaver. Ingen er redd for å gjøre for mye i forhold til de andre, vi er heller redd for å ha vært den som har gjort minst. Vi har diskutert og vært uenige, men alltid på en god konstruktiv måte. Det resulterer at vi med et visst vemod nå avslutter samarbeidet, selv om det er godt å bli ferdig.



## 12 LITTERATURHENVISNING

### *Kompendier og bøker*

- Kompendium i Dimensjonering av betongkonstruksjoner, etter Norsk Standard NS3473, 6 utg. sept.2003  
Av Harald B. Fallsen, Høgskolen i Gjøvik
- Kompendium i Dimensjonering av stålkonstruksjoner, etter Norsk Standard NS3472, 3 utgave sept.2001  
Av Harald B. Fallsen, Høgskolen i Gjøvik
- Konstruksjonssikkerhet og belastning, Kompendium i lastberegning, 3.utgave juni 2004  
Av Tarald Rørvik
- Betongelementboka fra Betongelementforeningen

### *Norsk Standard*

- NS 3473: ”Prosjektering av betongkonstruksjoner. Beregnings og konstruksjonsregler”  
NS 3490: ”Prosjektering av konstruksjoner. Krav til pålitelighet”  
NS 3491: ”Egenlaster og nyttelaster”

### *Byggforsk, forskrifter og veiledninger*

- Byggforsk 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdetaljer  
Byggforsk 522.111 Betonggolv på grunnen
- Teknisk forskrift § 7-22 og 23 og REN, veiledning til teknisk forskrift

### *Rapporter*

- Brannstrategirapport for Gjøvik Installasjon. Utført av Norsk brannvernforening v/Hilde N. Bjørkeng 04.mai 2006

### *Nettsteder*

- Opplysninger om SIB-bjelker fra [www.CONTIGA.no](http://www.CONTIGA.no), og Betongelementboka
- [www.fabeko.no](http://www.fabeko.no)