



Universitetet  
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

## MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Konstruksjoner og materialer	Vårsemesteret, 2014  Åpen / Konfidensiell
Forfatter: Ole Kristian Rødde Pedersen	<i>Ole Kristian Rødde Pedersen</i> (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Sven Kristian Goa  Veileder(e): Sven Kristian Goa	
Tittel på masteroppgaven:  Analyse og Design  Engelsk tittel:	
Studiepoeng: 30	
Emneord: Globalanalyse, skiver, hulldekker, prosjektledelse, betongelementer, BIM, ETABS, Tekla	Sidetall: Bind 1: 104 Bind 2: 451 Tillegg: 90  Stavanger, 10.06.2014 dato/år

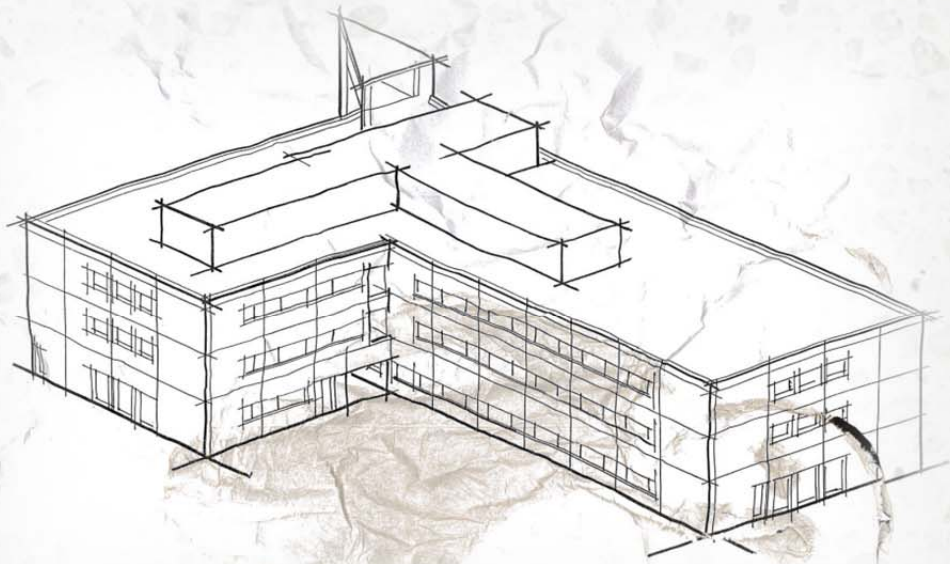


*Masteroppgave ved UiS*

# **ANALYSE & Design**

Ole Kristian Rødde Pedersen

2014



**BIND 1: ANALYSE**

## 1 INNHOLDSFORTEGNELSE

<b>1</b>	<b>INNHOLDSFORTEGNELSE.....</b>	<b>1-2</b>	<b>6</b>	<b>LASTER .....</b>	<b>6-18</b>
<b>2</b>	<b>FIGURER OG TABELLER .....</b>	<b>2-4</b>	<b>6.1</b>	<b>Egenlaster .....</b>	<b>6-18</b>
<b>2.1</b>	<b>Figurer .....</b>	<b>2-4</b>	<b>6.2</b>	<b>Nyttelaster .....</b>	<b>6-18</b>
<b>2.2</b>	<b>Tegninger .....</b>	<b>2-4</b>	<b>6.3</b>	<b>Naturlaster.....</b>	<b>6-19</b>
<b>2.3</b>	<b>Skjermklipp.....</b>	<b>2-4</b>	6.3.1	Vindlast .....	6-19
<b>2.4</b>	<b>Tabeller.....</b>	<b>2-4</b>	6.3.2	Snølast.....	6-23
<b>3</b>	<b>FORORD .....</b>	<b>3-5</b>	6.3.3	Seismisk påvirkning .....	6-24
<b>4</b>	<b>SAMMENDRAG .....</b>	<b>4-9</b>	<b>6.4</b>	<b>Lastnedregning.....</b>	<b>6-48</b>
<b>5</b>	<b>GENERELT OM BYGGERIET</b>	<b>5-12</b>	6.4.1	Beregningsgangen.....	6-48
<b>5.1</b>	<b>Plassering.....</b>	<b>5-12</b>	6.4.2	RIB-Heftet.....	6-49
<b>5.2</b>	<b>Funksjons- og bruksart .....</b>	<b>5-12</b>	<b>7</b>	<b>AVSTIVENDE</b>	
<b>5.3</b>	<b>Konstruktivt prinsipp.....</b>	<b>5-13</b>	<b>HORISONTALSKIVER: HULLDEKKER</b>		
5.3.1	Vertikale laster .....	5-13	<b>7-65</b>		
5.3.2	Horisontale laster .....	5-13	<b>7.1</b>	<b>Generelt.....</b>	<b>7-65</b>
<b>5.4</b>	<b>Prosjekteringsunderlag .....</b>	<b>5-13</b>	<b>7.2</b>	<b>Tradisjonell regnemodell .....</b>	<b>7-66</b>
5.4.1	Dimensjoneringsforutsetninger .	5-13	7.2.1	Indre momentarm, z .....	7-67
5.4.2	Programvare.....	5-14	7.2.2	Forhold ved gavler/endevegger .	7-68
5.4.3	Tegninger .....	5-16	<b>7.3</b>	<b>Stringermetoden på hulldekkeskiver .</b>	<b>7-69</b>
5.4.4	Konstruksjoner og bygningsdeler... 5-16		7.3.1	Regneeksempel med stringermetoden .....	7-69
			<b>7.4</b>	<b>Globalanalyse med RaSk-metoden ....</b>	<b>7-74</b>
			7.4.1	Bakgrunn for metoden.....	7-74
			7.4.2	Stavelementet.....	7-76
			7.4.3	Hakk, Sprang og utsparinger .....	7-79
			7.4.4	Dekke over 1.etg .....	7-80

7.5 Resultater av RaSk-analysen..... 7-86

## **8 AVSTIVENDE VERTIKALSKIVER: SKJÆRVEGGER 8- 87**

8.1 Generelt..... 8-87

8.2 Tradisjonell regnemodell: stiv  
horisontalskive ..... 8-87

8.3 Regnemodell for vertikalskiver ..... 8-89

8.4 Dreietappriippet..... 8-89

8.4.1 Dreining om største betongtøyning8-  
90

8.5 Forankring av strekkarmering..... 8-94

8.6 Dimensjonering av skjærvegg ..... 8-95

8.6.1 Laster..... 8-95

8.6.2 Materialer og geometri for G-115.. 8-  
97

8.6.3 Snittkrefter på G-115 ..... 8-97

8.6.4 Dimensjoneringsresultater for skive  
8-98

## **9 KONKLUSJON – TIL DISKUSJON OG ETTERTANKE ..... 9-99**

10 **BIBLIOGRAFI ..... 10-103**

## 2 FIGURER OG TABELLER

### 2.1 FIGURER

FIGUR 5:1 ETABS-ILLUSTRASJON: 3D-MODELL AV SYSCO MED KRAFT-DIAGRAMMER.....	5-14
FIGUR 5:2 SKJERMKLIPP FRA TEKLA: SYSCO 3D.....	5-15
FIGUR 3:3 SKJERMKLIPP FRA TEKLA: ARMERT GRÅVEGG .....	5-15
FIGUR 5:1 KREFTER LANGS HD-SIDER .....	7-65
FIGUR 5:2 INFILLMETODEN PÅ SKJÆRVEGG. FIGUR 6.30 I /ELLIOTT, 2002/.....	7-74
FIGUR 6:1 FORSKJELLIGE MOMENTFORLØP VED FORSKJELLIGE STIVHETER.....	8-88
FIGUR 8:2 BRUKSLASTER PÅ SKIVE S12 PÅ SYSCO .....	8-96

### 2.2 TEGNINGER

TEGNING 5:1 SITUASJONSPLAN SYSCO.....	5-12
TEGNING 7:1 HULLDEKESKIVE OVER 1.ETG: SYSCO.....	7-65
TEGNING 5:2 SNITTKREFTER I HD-SKIVE .....	7-66
TEGNING 5:3 SKIVEPRINSIPP .....	7-67
TEGNING 5:4 BIDRAG FRA GAVLSUG PÅ RANDARMERING .....	7-68
TEGNING 7:5 EKSEMPELBYGG MED UTSPARING FOR STRINGERANALYSE.....	7-69
TEGNING 5:6 STRINGEROPPSETT VED UTSPARING .....	7-70
TEGNING 7:7 SKIVEARMERING BASERT PÅ STRINGERMETODEN.....	7-73
TEGNING 7:8 INFILLMETODESYSTEM PÅ SYSCO.....	7-75
TEGNING 7:9 KREFTER PÅ ET ENKELT HULLDEKKE .....	7-76
TEGNING 7:10 HD-STAVMODELLEN .....	7-77
TEGNING 5:11 HD320 TVERRSNITT.....	7-77
TEGNING 7:12 TO SAMMENKOPLEDE HD-STAVER VIA SKJÆRELEMENTER .....	7-78
TEGNING 7:13 UTSPARING OG HAKK, DEKKE OVER 1.ETG SYSCO .....	7-79
TEGNING 8:1 STIVHETS BETRAKTNING AV SKJÆRVEGGER.....	8-87
TEGNING 8:2 LASTVIRKNINGER OG REAKSJONER I SKJÆRVEGGER, ELEMENT G-118 PÅ SYSCO.....	8-90
TEGNING 8:3 BJELKETILNÆRMELSE TIL SKJÆRVEGGMEKANIKK .....	8-91
TEGNING 6:4 FORANKRING I BETONG.....	8-94
TEGNING 8:5 VERTIKALSKIVENUMMERERING.....	8-95
TEGNING 8:6 UTDRAG AV OPPRISS AKSE 4, TEGNING 045.....	8-96

### 2.3 SKJERMKLIPP

SKJERMKLIPP 7:1 VINDLASTER PÅ DEKKE OVER 1.ETG .....	7-80
SKJERMKLIPP 7:2 STAVELEMENTER MELLOM AKSE 8 OG 10, 1.ETG. ....	7-81
SKJERMKLIPP 7:3 AKSIALLAST I STRINGERE .....	7-82
SKJERMKLIPP 7:4 SKJÆRLAST I SKJÆRSTAVER .....	7-82

### 2.4 TABELLER

TABELL 7:1 ANBEFALTE VERDIER AV Z.....	7-67
TABELL 7:2 HD320: TVERRSNITTSDATA.....	7-77
TABELL 7:3 NUMERISK SUMMASJON AV ARMERINGSMENGDER, AKSE 8-10 .....	7-83

### 3 FORORD

*Kandidatens forord følger under. De følgende tre sider er et innlegg av Sven Kr. Goa.*

Som kandidat var det ett mål som var viktigere enn andre: Å skrive en oppgave som er direkte relevant for hva en sivilingeniør har å tilby et rådgivende ingeniørkontor innenfor byggebransjen. Kriteriene var da at oppgaven måtte være vitenskapelig, helst i form av en analyse og matematikk, samt bære preg av selvstendig prosjektstyring.

Hos PrefabDesign, som jeg stiftet bekjentskap med under bacheloroppgaven og siden har vært ansatt hos parallelt med masterstudier, ble ønsket mottatt med entusiasme.

Her ble jeg tilbudt å drive prosjekteringen av et nybygg i Haugesund i egen regi. Bygget ble valgt på grunn av sin noe irregulære planløsning som ga god grobunn for en fordypning i analyse av horisontalskiver med hulldekker.

Prosjekteringen har resultert i et nytt bygg og analysen har resultert i en ny måte å regne hulldekkeskiver på.

Jeg vil takke PrefabDesign som har sluppet meg løs i prosjektledelse, men som samtidig har passet godt på underveis. Oppfølgingen har vært upåklagelig.

En spesiell takk går til konstruksjonssjef og faglig leder for oppgaven, Sven Kristian Goa. Hans klare ønsker for hva denne oppgaven kunne bli har gjort det til en ryddig og målstyrt prosess fra start til slutt. Engasjementet hans har vært i særklasse, men også forventningene til at resultatet skulle bli som planlagt. Dette har gitt oppgaveskrivingen trygge rammer underveis og et solid resultat.

*Ole Kristian Rødde Pedersen*

Ole Kristian Rødde Pedersen



## Masteroppgave 2014-Ole Kristian Rødde Pedersen

### 1. Generelt

Ole Kristian var timeansatt hos Prefab Design samtidig som han studerte til Master ved UiS.

Han jobbet som prosjektingeniør og som operatør på BIM-systemet Tekla Structures.

Han har utført BIM jobber innen alle våre oppdragstyper.

Ole Kristian valgte hovedlinjer til sin masteroppgave helt i starten på sine masterstudier.

### 2. Masteroppgaven

Ole Kristian valgte analyse og design som gjennomgangstema for sin masteroppgave.

Han ba om en tidsriktig oppgave og et «reelt prosjekt», dvs et prosjekt som med sikkerhet skulle prosjekteres og bygges.

Ole Kristian og PrefabDesign ble enige om at oppgaven skulle omfatte:

- a) En fordypning innen et høyaktuelt analysetema for betongelementbygg.
- b) Bruk av Tekla Structures til all BIM-modellering og tegningsutarbeidelse.
- c) Bruk av et anerkjent analyseprogram.
- d) Bruk av PrefabDesigns gjennomføringsmodell med fokus på forenkling og forbedring av denne.

### 3. Fordypning og valg av prosjekt

Masteroppgaven skulle utføres i et reelt prosjekt med fordypning innen analyse knyttet til avstivningssystemet av bygget.

Valg av «reelt prosjekt» endte opp med Syscos nybygg på Karmøy.

**PREFAB** *Design*

Rådgivende Ingeniører



Dette bygget har utfordringer knyttet til horisontalskivene og analysen av disse. Ole Kristian valgte i den sammenheng å utvikle en rammemodell med utgangspunkt i en modell som PrefabDesign tidligere har benyttet til å beregne todimensjonale plateeffekter i hulldekkesystemer.

#### 4. Tekla Structures

Tekla Structures benyttes av Prefab Design i alle prosjekter hvor BIM kreves som verktøy til prosjektgjennomføringen.

Programmet utvikles av Tekla OY i Finland og benyttes som BIM-verktøy i alle verdensdeler.

Det er det amerikanske Trimble Company som i dag eier Tekla.

#### 5. Analyseprogram

Ole Kristian valgte å bruke analyseprogrammet Etabs fra CSI i California. Dette er et velutviklet analyseverktøy som benyttes til alle typer jobber; fra de minste rammeanalyser til de største byggene i verden.

#### 6. Gjennomføringsmodell

PrefabDesigns system for gjennomføring og kvalitetssikring, «1-2-3-Alt i Ett» måtte benyttes siden oppgaven skulle omfatte prosjektering av et «reelt bygg».

Ole Kristian ble oppfordret til å registrere det han oppfattet som tungvint i bruk og han ble invitert til å komme med forslag til forenklinger og forbedringer i denne sammenheng.

## 7. Oppsummering

- a) Analysetema:  
Ole Kristian utviklet, ved bruk av Etabs, en metode for analyse av horisontalskiver som han kalte «RaSk-metoden». (**R**amme for **S**kive)  
Metoden gir analyseresultater som samsvarer meget godt med resultater funnet på tradisjonelt vis og metoden er suveren i forbindelse med analyse av horisontalskiver med hull og avtrappinger.
- b) Tekla Strukturer:  
Ole Kristian fordypet seg i bruken av Tekla og leverte komplett BIM informasjon i prosjektet.
- c) Analyseprogram:  
Ole Kristian fordypet seg i programmet Etabs for å kunne bruke dette i forbindelse med utviklingen av «RaSk».
- d) Gjennomføring:  
Ole Kristian var PrefabDesigns saksbehandler i prosjektet Sysco. Han gjorde all saksbehandling, BIM-arbeid, tegningsutarbeidelser og analyser i egen regi og benyttet «1-2-3-Alt i Ett» som styringsverktøy til denne jobben. Han fordypet seg i «1-2-3» og kom med forslag til 2 stk dypgående forbedringer i systemet. Disse ble implementert i 1-2-3 og omfatter:

- Bedre tilgjengelighet ved at hovedbudskapet trykkes på brukernes musematte
- Komprimert og «popularisert» utgave som trykkes på brukernes mobiltelefon

Disse 2 forbedringene vurderes av PrefabDesign til å være oppgavebesvarelsens viktigste produkter, sett i et firmaperspektiv. De vil gjøre oss i stand til å gjennomføre prosjektene på en betydelig bedre måte enn i dag.

PrefabDesign er svært godt fornøyd med Ole Kristians oppgavebesvarelse og vi takker for et givende og fantastisk godt samarbeid i forbindelse med gjennomføring av oppgaven.



Sven Kr Goa

**PREFAB** Design

Rådgivende Ingeniører

## 4 SAMMENDRAG

Denne oppgaven er fordelt over to bind og ett tilleggshefte.

### Bind 1: Analyse

I forbindelse med gjennomførelsen av byggeprosjekt SYSCO, nybygg i Haugesund, blir det i Bind 1 presentert analyser av horisontale og vertikale skiver.

Det legges betydelig vekt på hulldekkeskiveanalysen da dette er et bygg med lite homogen planløsning. I forbindelse med slike vanskelige skiver er det i denne masteroppgaven utarbeidet en analysemetode som har til hensikt å være gunstig nettopp med tanke på uregelmessige skiver. Detaljert teorigrunnlag, egne forutsetninger og gjennomføring er beskrevet i kapittel 7. Metoden har fått navnet RaSk. Begrepet «stringer» er et gjennomgående begrep i forbindelse med krefter i analysen. Regnemodell basert på stringermetoden er introdusert da denne har vært grunnleggende i etablering av tankesettet rundt RaSk.

Vertikalskiver sammensatt av betongelementer har en noe spesiell virkemåte. Med utgangspunkt i hvordan et bjelketverrsnitt av betong oppfører seg er det gjort en vurdering basert på mekanikk av hvordan enkeltskiver opptar krefter i en sammensatt skive. Resultatet blir da et dimensjonert eksempel i SYSCO-prosjektet.

### Bind 2: Design

Gjennomføring av prosjektet SYSCO er en prosess som ender opp i arbeidstegninger. Basert på arbeidet som er gjort i Bind 1 er bygningsdelene blitt dimensjonert og tegnet. For betongelementenes del vil dette si formtegninger og forskalingstegninger for hvert eneste element. Disse er levert AS Betong og benyttet som arbeidstegninger. Montasje av bygget foregår i skrivende stund og gjøres etter montasjetegninger og skivearmeringstegninger som er laget i denne oppgaven.

Bind 2 inneholder derfor alle tegninger, bøyelister og beskrivelser som er blitt sendt til oppdragsgiver (AS Betong.)

### Tillegg

Av hensyn til de store datamengdene som kommer ut av globalanalysen av SYSCO er disse trukket ut av oppgaveteksten og lagt i Tillegg A. Grafiske og tabulerte verdier er å finne her. I Bind 1 er det tatt med et utsnitt av analysen, sammen med forklaring og tolkning av resultater for bestemmelse av armeringsmengder.

Også beviset for RaSk-metoden er lagt til et eget tillegg, Tillegg B.

Tillegg C inneholder betraktninger om et fenomen i skiveanalyse som kalles «Garasjeeffekt.» I forbindelse med RaSk-metoden er denne mindre vesentlig, og dette bevises i dette tillegget.

## Prosjektgjennomføring

Gjennomføring av prosjekter i PrefabDesign, som i alle foretak, er styrt av et KS<sup>1</sup>-system. Også oppdrag SYSCO har blitt ledet etter styringssystemet, som har navnet «1-2-3:Alt i ett.» Som ny bidragsyter innenfor oppdragsledelse i bedriften har undertegnede fått muligheten, med relativt frie tøyler, til å vurdere hvordan KS-systemet er å jobbe etter. Vektleggelsen har falt på at systemet må være utformet slik at det er til hjelp for oppdragslederen. KS-systemer har lett for å bli for omfattende til at de er til hjelp og kan virke avskrekkende i stedet for veiledende. Det var også hovedinntrykket jeg satt igjen med før oppstart. Den eneste måten å bli venn med KS-systemet på er å kunne det. Resultatet er musematten og telefonen – noe vi ser hver dag på et kontor. Ved å sette opp hovedtemaene fra KS-systemet på musematten vil brukeren bli fortrolig med innholdet, samt at størrelsen virker mindre avskrekkende. På mobilen klistres på fasene man er i når man jobber i et prosjekt i stikkordsform. Disse har fått navnene:

*Plan* – Samle informasjon og BIM'er og lage skisser: Planlegg for modellering.

*Sprint* – Tegn hele prosjektet ferdig basert på *Plan*.

*Ordne* – Revider ferdige tegninger ettersom ny/endret info tilkommer.

*Klar* – Revisjon 0: Arbeidstegninger sendes til produksjon/montasje.

*Reg* – prosjektet registreres med ferdigstatus i prosjektregisteret.



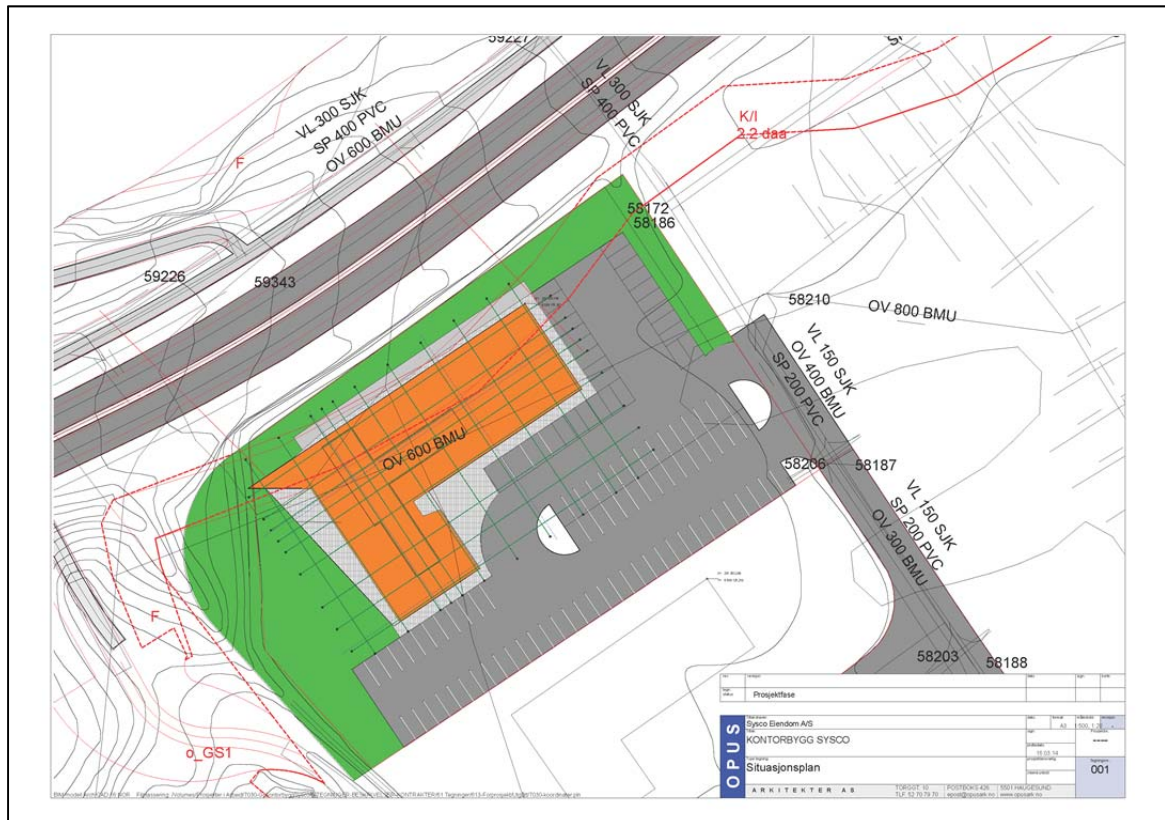
<sup>1</sup> Kvalitetssikring



## 5 GENERELT OM BYGGERIET

### 5.1 PLASSERING

Oppførelse av SYSCO finner sted Raglamyr, Karmøy kommune, og blir liggende tett ved riksvegen.



TEGNING 5:1 SITUASJONSPLAN SYSCO

### 5.2 FUNKSJONS- OG BRUKSART

Byggeriet omfatter et kontorbygg på tre etasjer med en inntrukket fjerde etasje som til sammen utgjør 3,800m<sup>2</sup>.

Hovedleietaker og deleier SYSCO disponerer de to øverste etasjene. De to nederste etasjene blir utleiearealer.

## 5.3 KONSTRUKTIVT PRINSIPP

### 5.3.1 VERTIKALE LASTER

Loddrette laster fra tak overleveres fra hulldekke over 3.etg og ned på bærende elementer: Bjelker, gråvegger<sup>2</sup> og sandwichelementer<sup>3</sup> i 3.etg.

Etasjelaster opptas på samme måte som taklast: via hulldekker og ned på bjelker og vegger.

Last på bjelker føres via knutepunkter videre ned i konstruksjonen, være seg bjelkeopplegg på enten søyle, gråvegg eller fasade.

### 5.3.2 HORISONTALE LASTER

Vannrette krefter opptas av fasadeelementene og overføres til vertikalskiver (vegger) via hulldekkeskivene som oppfører seg som stive membraner. Reaksjonskrefter fra vertikalskivene opptas videre av fundament som dimensjoneres i forhold til grunntype.

Analyse av horisontale laster på en betongkonstruksjon med prefabrikkerte elementer danner hovedtyngden i denne oppgaven. Detaljerte teorier på horisontale og vertikale skiver presenteres i neste kapittel.

## 5.4 PROSJEKTERINGSUNDERLAG

### 5.4.1 DIMENSJONERINGSFORUTSETNINGER

Standarder og normer:

- NS-EN 1990:2002+NA:2008: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
- NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008: Allmenne laster – Snølaster
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Allmenne laster – Vindlaster
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1998-1:2004+NA:2008: Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger

---

<sup>2</sup> Massive betongelementvegger. Ofte synonymt med innervegg av betong.

<sup>3</sup> Kjerneisolert betongelementvegg. Ofte synonymt med fasadeelement.

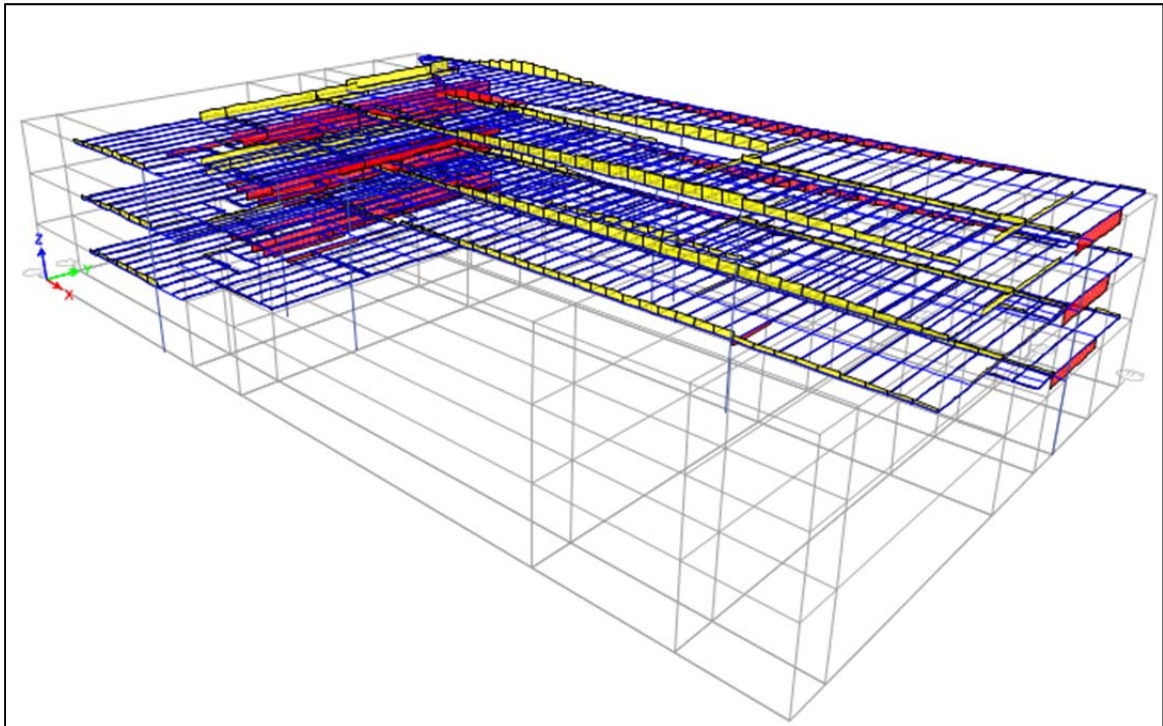


## 5.4.2 PROGRAMVARE

Som analyseverktøy benyttes CSI sin programpakke ETABS. Dette er en fullintegret BIM-programvare for analyse og dimensjonering av byggkonstruksjoner.

Programmet har et grafisk brukergrensesnitt. Konstruksjonsdelene defineres med sine material- og tverrsnittsegenskaper. Ingeniøren kan da velge ønsket konstruksjonsdel fra menyen og plassere denne i ønsket posisjon.

Laster defineres også på forhånd og settes på konstruksjonen der de angriper.

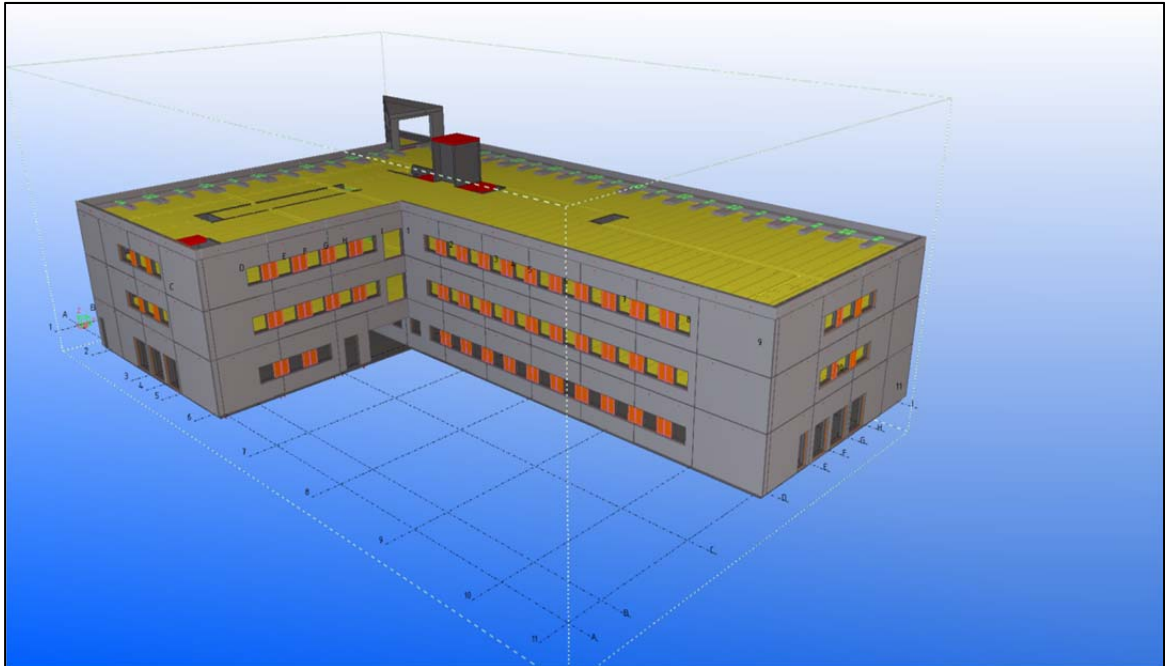


FIGUR 5:1 ETABS-ILLUSTRASJON: 3D-MODELL AV SYSCO MED KRAFT-DIAGRAMMER

Til dimensjonering av konstruksjonsdelene benyttes Sletten Byggdata. Her mates inndataene parametriske. Laster funnet i analyse eller håndberegninger legges inn og tverrsnittet dimensjoneres etter Eurokode 2.

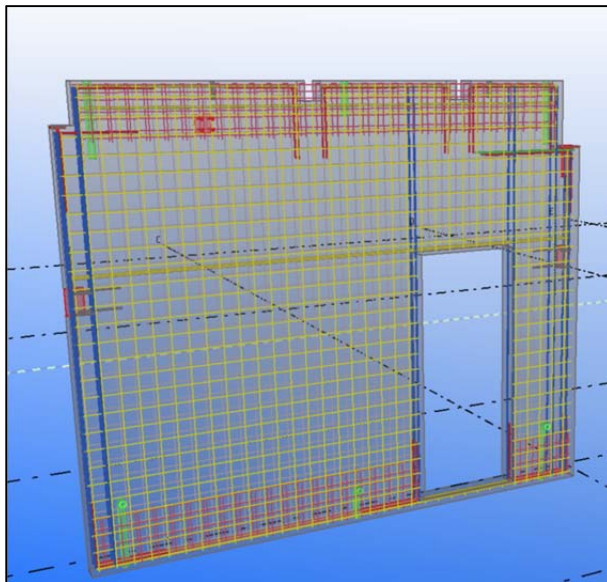
I tillegg finnes det en lastberegningsmodul som vi vil benytte til å verifisere analyseresultater.

Modellering av bygget foregår i designprogrammet Tekla Structures. Alle konstruksjonsdelene modelleres her i en 3D BIM-modell.



FIGUR 5:2SKJERMKLIPP FRA TEKLA: SYSCO 3D

Søyler, bjelker, hulldekker, sandwichvegger, gråvegger, plater, repos, trapper. Samt armering for hvert element. Fra modellen tas det ut tradisjonelle arbeidstegninger for både forskaling og armering. Her kommer BIM-uttrykket til sin rett: Fra modellen som er



FIGUR 5:3SKJERMKLIPP FRA TEKLA: ARMERT GRÅVEGG

laget av konsulenten genereres informasjonsfiler til fabrikkens BIM-system. Fabrikken har da automatisk oversikt over hva som skal til produksjon, masser og volumer, antall og plassering, revideringer og endringer.

Bøyelister blir digitalisert og fungerer som plukklister/bestillingsliste for fabrikkjefen.

Bygget kan deles inn i faser etter hvordan monteringen skal foregå. Slik får man kanalisert produksjonen mot

det stadig nærmest forekommende elementet.

### 5.4.3 TEGNINGER

Konstruktørens tegninger gjelder som beregningsgrunnlag.

Vi arbeider etter prinsippet om å «tegne først – regne etterpå.» På denne måten får man designet et bygg som er praktisk gjennomførbart, men som kun er dimensjonert etter tommelfingerregler og/eller grove overslag. Poenget er å få etablert et konstruksjonsprinsipp som kan analyseres med analyseverktøy. Det vil være meningsløst å analysere før man har konstruert nok tegninger til å få dannet et gjennomførbart system.

Resultater fra analyse benyttes i endelig dimensjonering og vil da selvsagt føre til justeringer av dimensjoner – men konstruksjonsprinsippet beholdes<sup>4</sup>.

### 5.4.4 KONSTRUKSJONER OG BYGNINGSDELER

- Pålitelighetsklasse:  
2
- Kontrollklasse:  
Normal
- Levetid:  
Betongelementer dimensjoneres for 50 års levetid
- Miljøklasser/eksponeringsklasser:
 

Vannrette utvendige overflater	XF3
Utvendige overflater generelt	XC4
Innvendige overflater generelt	XC3
- Stivhetskrav:
  - Takdekke: l/200 [mm]
  - Etasjeskiller l/400 [mm]
- Toleranser[mm]:
  - Støpetoleranser:
    - Bjelker:
      - Lengde ±20
      - Tverrsnitt ±8
      - Utsparinger/Innstøpinger ±10
    - Søyler:
      - Lengde ±20
      - Tverrsnitt ±8
      - Utsparinger/Innstøpinger ±10
  - Montasjetoleranser:
    - Vegger/Søyler:
      - Kotehøyde ±10

<sup>4</sup> Dersom valgt prinsipp ikke er gjennomførbart må man tilbake til tegnebordet og bestemme nytt system. Syklusen gjentas.

- Innbyrdes flugt ±4
  - Fuger ±4
  - Bjelker:
    - Plassering i plan ±10
    - Innbyrdes sprang 4
  - Trapper/repos/plater:
    - Kotehøyde ±5
    - Innbyrdes flugt ±4
    - Fuger ±4
- Materialer:
  - Utstøping av vegger: B30
  - Utstøping av søyler/bjelker: B45
  - Understøp/fuger: B25
  - Armering: B500NC
  - Innstøpt stål/montasjegods: S355
    - Utendørsbruk: Grunnet overflate.

## 6 LASTER

### 6.1 EGENLASTER

- Betongens egenlast  $\rho_c = 25 \text{ kN/m}^3$

#### Dekker

- Hulldekke 270mm  $g_{HD27} = 3.8 \text{ kN/m}^2$
- Hulldekke 320mm  $g_{HD32} = 4.1 \text{ kN/m}^2$
- Påstøp 20mm  $g_{sparkel} = 0.5 \text{ kN/m}^2$
- Lettvegger og himlinger  $g_{innv} = 0.5 \text{ kN/m}^2$

#### Gråvegger

- 1.etg:  $g_{IV1} = \rho_c t h = 25 \times 0.2 \times 4 = 20 \text{ kN/m}$
- 2. og 3. etg  $g_{IV2,3} = 25 \times 0.2 \times 3.5 = 17.5 \text{ kN/m}$

#### Sandwichvegger

- 1. og 3.etg  $g_{F1,3} = \rho_c t h = 25(0.2 + 0.08)4 = 28 \text{ kN/m}$
- 2.etg  $g_{F2} = 25 \times 0.28 \times 3.5 = 24.5 \text{ kN/m}$

#### Søylar

- 1.etg
  - Runde søylar:  $g_{S1\emptyset400} = \frac{25\pi\emptyset^2 h}{4} = 25\pi \times 0.4 \times 3.66 = 11.5 \text{ kN}$
  - Firkantsøylar  $g_{RS1,400} = 25b^2 h = 25 \times 0.4^2 \times 3.66 = 14.7 \text{ kN}$
- 2.-3.etg
  - Runde søylar:  $g_{S2,3\emptyset400} = \frac{25\pi\emptyset^2 h}{4} = 25\pi \times 0.4 \times 2.96 = 9.3 \text{ kN}$
  - Firkantsøylar  $g_{RS2,3,400} = 25b^2 h = 25 \times 0.4^2 \times 2.96 = 11.9 \text{ kN}$

#### Dragere

- DLB  $g_{DLB} = 25(0.7 \times 0.4 - 2 \times 0.15 \times 0.32) = \frac{4.6 \text{ kN}}{\text{m}}$
- LB  $g_{LB} = 25(0.7 \times 0.55 - 0.15 \times 0.32) = \frac{8.5 \text{ kN}}{\text{m}}$

#### Skjevstilling

- Horisontal masselast settes til 1.0 % av vertikale lastene.

### 6.2 NYTTELASTER

- Nyttelast i kontorlokaler  $p_{kontor} = 3.0 \text{ kN/m}^2$
- Nyttelast balkong/terrasse  $p_{balkong} = 4.0 \text{ kN/m}^2$
- Rekkverklaster  $p_{rekkverk} = 1.5 \text{ kN/m}$

## 6.3 NATURLASTER

### 6.3.1 VINDLAST

#### Globale vindlaster

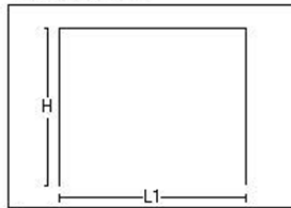
Tittel Vindberegning		Side 1
Prosjekt Sysco	Ordnr 2278	Sign ØKRP
		Dato 25-03-2014

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.1.8 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil: M:\2200\2278\1000 Start\1405 Analyse\1421 Overordnet-Laster,GlobalModeller\GlobalVindlast.xls

#### 1. Geometri



Vertikalsnitt

H 14000 mm

L1 33600 mm

Byggets lengde, L2: 57400 mm

Takvinkel : 0.00 (grader)

#### 2. Vindhastighet

Fylke: Rogaland Kommune: Karmøy Referansevindhastighet: 30 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 0 Calt: 1

Returperiode (år): 50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

Vindretning (region): Bruker retningsfaktoren C-ret: 1

Basisvindhastighet: 30 m/s

Høyde Z over grunnivået: 14 m

#### BYGGSTEDETS TERRENGDATA

Terrengkategoriskategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.

Terrengkategorifaktoren Kt: 0.19 Ruhetslengden Zo (m): 0.05 Zmin (m): 4 Vm (m/s): 32.12 Cr: 1.07

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning

Terrengformfaktor Cα(z): 1 Turbulensfaktor Ki: 1

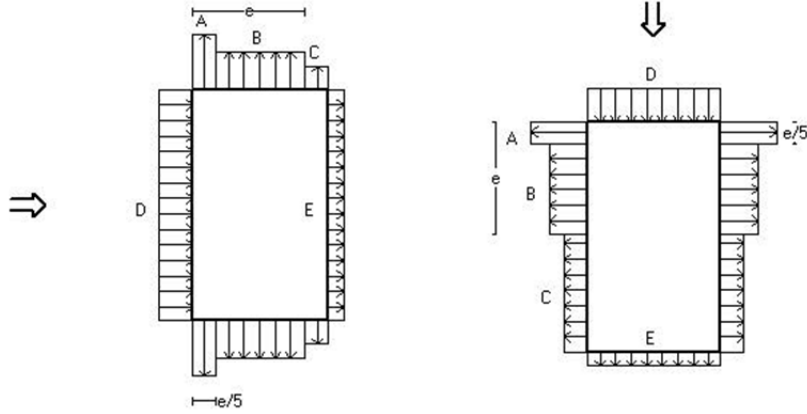
Vkast: 48.09 m/s

Qkast: 1.446 kN/m<sup>2</sup>

Tittel Vindberregning		Side 2	
Prosjekt Sysco	Ordre 2278	Sign. ØKRP	Dato 25-03-2014

### 3. Yttervegger

#### 3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader.  $e=28000\text{ mm}$

Vindretning 90 grader.  $e=28000\text{ mm}$

##### Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1.20	-0.80	-0.50	0.72	-0.34
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1.73	-1.16	-0.72	1.04	-0.50
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1.40	-1.10	-0.50	1.00	-0.34
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2.02	-1.59	-0.72	1.45	-0.50
Utstrekning (mm)	5600	22400	5600	57400	57400

##### Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1.20	-0.80	-0.50	0.70	-0.30
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1.73	-1.16	-0.72	1.01	-0.43
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1.40	-1.10	-0.50	1.00	-0.30
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2.02	-1.59	-0.72	1.45	-0.43
Utstrekning (mm)	5600	22400	29400	33600	33600

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

#### 3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for  $w=0.2$  overtrykk og  $w=-0.3$  (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0.30	0.20
Innvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-0.43	0.29



Tittel Vindberegning		Side 3	
Forfatter Sysco	Oslo 2278	Sjef ØKRP	Dato 25-03-2014

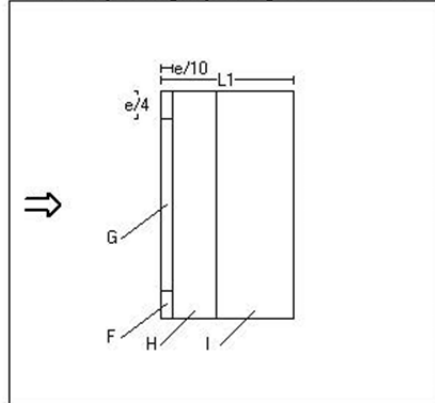
#### 4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=33600 mm L2=57400 mm

Cpe,10 Gjelder for hele bygget. (>=10m2)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



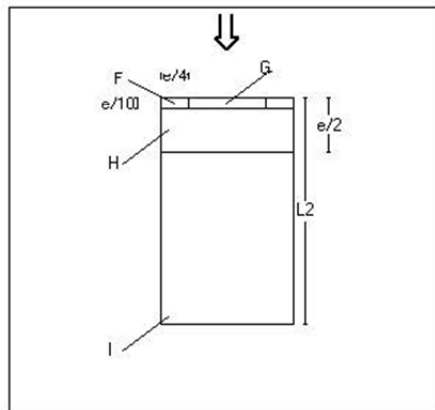
#### Utstrekning (mm)

e=28000

e/4=7000

e/10=2800

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor. projeksjon (mm)
F	-1.80	-2.60	7000x2800
G	-1.20	-1.73	43400x2800
H	-0.70	-1.01	57400x11200
I	+/-0.20	+/-0.29	57400x19600



#### Utstrekning (mm)

e=28000

e/4=7000

e/10=2800

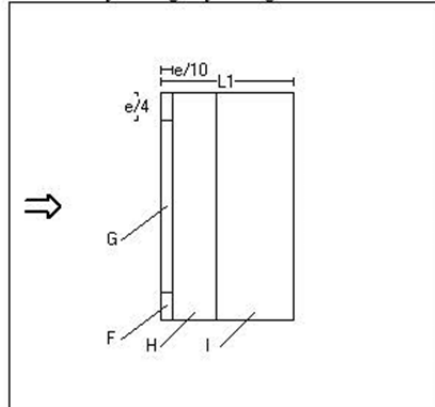
	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor. projeksjon (mm)
F	-1.80	-2.60	7000x2800
G	-1.20	-1.73	19600x2800
H	-0.70	-1.01	33600x11200
I	+/-0.20	+/-0.29	33600x43400

Tittel Vindberregning		Side 4
Prosjekt Sysco	Oslo 2278	Sign. ØKRP Dato 25-03-2014

Taktype: Flatt tak

L1=33600 mm L2=57400 mm

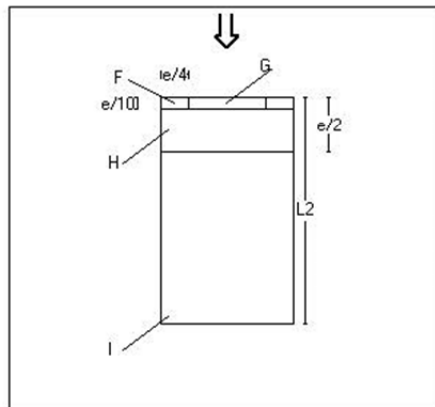
$C_{pe,1}$  Gjelder for en lokal flate på 1m<sup>2</sup>. Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.  
 Interpoleringsformel for belastet areal  $A$  mellom 1 og 10 m<sup>2</sup>:  $C_{pe,1} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10} A$   
 Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



Utstrekning (mm)

e=28000  
 e/4=7000  
 e/10=2800

	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor. projeksjon (mm)
F	-2.50	-3.61	7000x2800
G	-2.00	-2.89	43400x2800
H	-1.20	-1.73	57400x11200
I	+/-0.20	+/-0.29	57400x19600



Utstrekning (mm)

e=28000  
 e/4=7000  
 e/10=2800

	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor. projeksjon (mm)
F	-2.50	-3.61	7000x2800
G	-2.00	-2.89	19600x2800
H	-1.20	-1.73	33600x11200
I	+/-0.20	+/-0.29	33600x43400

### 6.3.2 SNØLAST

Karakteristisk snølast på mark Karmøy

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

Eksponeeringsfaktor for flate tak

$$\mu_1 = 0.8$$

Karakteristisk snølast på tak

$$s_k = \mu_1 \times s_{k0} = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

### 6.3.3 SEISMISK PÅVIRKNING

Tittel Seismisk påvirkning			Side 1
Prosjekt SYSCO	Oslo 2278	Sign. OKRP	Dato 13-03-2014

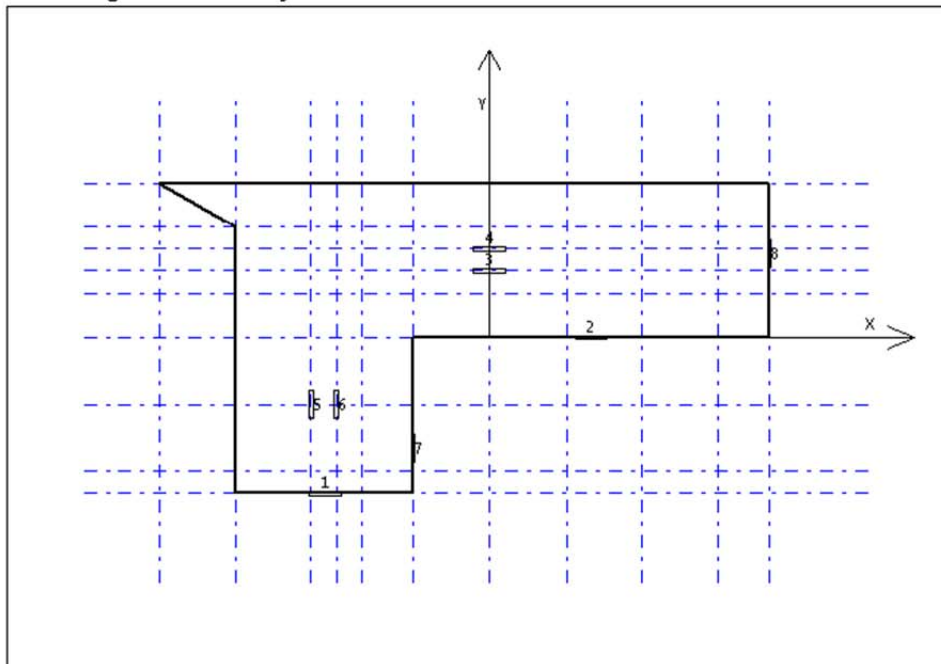
Dataprogram: V-SKIVE versjon 6.1.0 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
 Beregning av forskyvninger er basert på  $E_m$  modul = 25000 N/mm<sup>2</sup>  
 Stivhetsmatrise for veggskiver: Bjelkemodell er benyttet

Antall etasjer:	3
Antall skiver:	8
Antall lasttilfeller:	4
Antall lastkombinasjoner:	4
Antall utsparringer:	0

#### Etasjehøyder

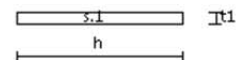
Etasje nr	Etasjehøyde
1	4000
2	3500
3	3500

#### Plassering av skiver i etasje nr. 1



#### Skive nr 1

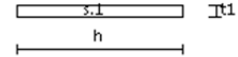
Posisjonsdata		Etasje	h(mm)	tl(mm)
x (mm)	-15500	1	3000	200
Y (mm)	-16800	2	3000	200
V(grader)	0.0	3	3000	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



Tittel Seismisk påvirkning			Side 2
Prosjekt SYSCO	Ordn 2278	Sign OKRP	Dato 13-03-2014

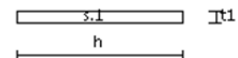
### Skive nr 2

Posisjonsdata		Etasje	h(mm)	tl(mm)
x (mm)	9600	1	3000	200
Y (mm)	0	2	3000	200
V(grader)	0.0	3	3000	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



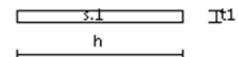
### Skive nr 3

Posisjonsdata		Etasje	h(mm)	tl(mm)
x (mm)	0	1	3000	200
Y (mm)	7200	2	3000	200
V(grader)	0.0	3	3000	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



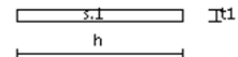
### Skive nr 4

Posisjonsdata		Etasje	h(mm)	tl(mm)
x (mm)	0	1	3000	200
Y (mm)	9600	2	3000	200
V(grader)	0.0	3	3000	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



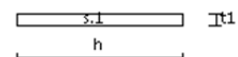
### Skive nr 5

Posisjonsdata		Etasje	h(mm)	tl(mm)
x (mm)	-16800	1	3000	200
Y (mm)	-7200	2	3000	200
V(grader)	90.0	3	3000	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



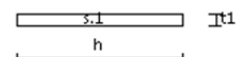
### Skive nr 6

Posisjonsdata		Etasje	h(mm)	tl(mm)
x (mm)	-14400	1	3000	200
Y (mm)	-7200	2	3000	200
V(grader)	90.0	3	3000	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



### Skive nr 7

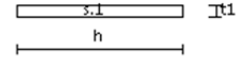
Posisjonsdata		Etasje	h(mm)	tl(mm)
x (mm)	-7200	1	3000	200
Y (mm)	-12000	2	3000	200
V(grader)	90.0	3	3000	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



Tittel Seismisk påvirkning			Side 3
Prosjekt SYSCO	Ordn 2278	Sign OKRP	Dato 13-03-2014

**Skive nr 8**

Posisjonsdata		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	26400	1	3000	200
Y (mm)	9100	2	3000	200
V(grader)	90.0	3	3000	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



Tittel Seismisk påvirkning			Side 4
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign. ØKRP	Dato 13-03-2014

### Seismiske data

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon: ag40Hz [fig NA.3(901)]	0.7 m/s <sup>2</sup>
Seismisk klasse	2
Seismisk faktor	1
Grunntype	B
Konstruksjonsfaktor	1.5

### Vertikale laster

Snølast på tak: 2 kN/m<sup>2</sup>.

Nyttelastkategori for bygning - B:Kontorer (0.3)

Etasje	Egenvekt (kN/m <sup>2</sup> )	Påført egenlast (kN/m <sup>2</sup> )	Påført Nyttelast (kN/m <sup>2</sup> )
3 (tak)	4.05	1.7	3
2	4.05	1.7	3
1	4.05	1.7	3

Ekstra vertikallaster for etasje nr: 1 (ingen)

Ekstra vertikallaster for etasje nr: 2 (ingen)

Ekstra vertikallaster for etasje nr: 3 (ingen)

### Seismiske kriterier

#### Kombinasjoner av lastvirkninger i planet, ortogonale retninger

Lastvirkningene i konstruksjonen multipliseres med faktoren 1.0 i primærretningen, og faktoren 0.0 i sekundærretningen.

#### Forenklet frihetsanalyse

Følgende krav gjelder for bruk av forenklet frihetsanalyse:

$$T1 \leq 4 * Tc = 4 * 0.3 \text{ s} = 1.2 \text{ s}$$

og  $T1 \leq 2 \text{ s}$

Bestemmelse av T1 se EC8 ligning 4.6/4.7.

T1 i x-retning = 0.558s (Ac=0.659 m<sup>2</sup> H=11 m) OK

T1 i y-retning = 0.558s (Ac=0.659 m<sup>2</sup>) OK

#### Utøtelleskriterium 1

Dersom følgende krav blir oppfylt kan en se bort i fra seismiske påkjenninger:

$$ag * S < 0.05 * g = 0.49 \text{ m/s}^2$$

$$ag * S = 0.56 * 1.25 = 0.7 \text{ m/s}^2$$

Dvs. ytterligere undersøkelser er påkrevet.

Kravet om lav seismisitet er oppfylt dersom:

$$ag * S < 2.45 \text{ m/s}^2$$

$$ag * S = 0.56 * 1.25 = 0.7 \text{ m/s}^2$$

Dvs. bygget kan dimensjoneres etter bestemmelsene om lav seismisitet (DCL).

#### Utøtelleskriterium 2

Dersom følgende krav blir oppfylt for begge retninger kan en se bort ifra seismiske påkjenninger:

$$Sd < 0.05 * g = 0.49 \text{ m/s}^2$$

Sd i x-retning er 0.627 m/s<sup>2</sup> IKKE OPPFYLT. Videre beregning er nødvendig.

Sd i y-retning er: 0.627 m/s<sup>2</sup> IKKE OPPFYLT. Videre beregning er nødvendig.

#### Regularitet i høyden.

Programmet har ikke utført kontroll av regularitet i høyden. Se EC8, punkt 4.2.3.3, for betingelser.



Tittel Seismisk påvirkning			Side 5
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign. OKRP	Dato 13-03-2014

#### Regularitet i planet.

Kontroll utføres i henhold til Håndbok H5 - punkt 5.1.1.6

Krav gjelder i forhold til massens tyngdepunkt i planet

Tyngdepunktet ligger  $dx=-3040$  mm og  $dy=4210$  mm i forhold til angitt origo

Rotasjonssenter ligger  $x=-3000$  mm og  $y=0$  mm i forhold til angitt origo

Krav for X-retning:

$$eox \leq 0,3 * rx \text{ og } rx \geq ls$$

Der  $eox=0$  m ,  $rx=20.2$  m og  $ls=19.2$  m OK

Krav for Y-retning:

$$eoy \leq 0,3 * ry \text{ og } ry \geq ls$$

Der  $eoy=4.2$  m ,  $ry=21$  m og  $ls=19.2$  m OK

#### Seismisk last pr. etasje

Total kraft på fundamentnivå i X-retning  $F_b=1256$  kN

Total kraft på fundamentnivå i Y-retning  $F_b=1256$  kN

Etasje	Høyde $Z_i$ (m)	Masse $m_i$ (tonn)	$Z_i * m_i$ (m*tonn)	Seismisk kraft $F_i$ (kN)	
				x-retning	y-retning
1	4	795	3179	227	227
2	8	792	5939	424	424
3	11	771	8479	605	605
Sum			17596.6		

#### Lasttilfeller

##### Lastdata for lasttilfelle nr 1: seismisk last

Retning	P(kN)	x	y	Fra etasje	Til etasje
X	227.0	-3029	5791	1	1
X	424.0	-3032	5815	2	2
X	605.4	-3053	5987	3	3

##### Lastdata for lasttilfelle nr 2: seismisk last

Retning	P(kN)	x	y	Fra etasje	Til etasje
X	227.0	-3029	2431	1	1
X	424.0	-3032	2455	2	2
X	605.4	-3053	2627	3	3

##### Lastdata for lasttilfelle nr 3: seismisk last

Retning	P(kN)	x	y	Fra etasje	Til etasje
Y	227.0	-159	4111	1	1
Y	424.0	-162	4135	2	2
Y	605.4	-183	4307	3	3

##### Lastdata for lasttilfelle nr 4: seismisk last

Retning	P(kN)	x	y	Fra etasje	Til etasje
Y	227.0	-5899	4111	1	1
Y	424.0	-5902	4135	2	2
Y	605.4	-5923	4307	3	3

#### Beregningsresultater

##### Lastkombinasjon nr 1 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
4.1	0.0	11	1581	1	0
8.4	0.0	8	1605	2	0
9.6	0.0	-13	1777	3	0

Tittel Seismisk påvirkning			Side 6
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign. OKRP	Dato 13-03-2014

**Lastkombinasjon nr 2 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
3.8	0.0	11	-1779	1	0
7.8	0.0	8	-1755	2	0
8.9	0.0	-13	-1583	3	0

**Lastkombinasjon nr 3 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
-0.1	3.8	2881	-99	1	0
-0.2	7.9	2878	-75	2	0
-0.3	9.0	2857	97	3	0

**Lastkombinasjon nr 4 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0.1	3.8	-2859	-99	1	0
0.2	7.9	-2862	-75	2	0
0.3	9.0	-2883	97	3	0

**Lastkombinasjon nr 1 seismisk last**

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
3	61.5.0	0.0	-1092.7	10	0	-0.0078
2	432.4	0.0	-694.1	6	0	-0.0044
1	231.1	0.0	-365.5	2	0	-0.0016

**Lastkombinasjon nr 2 seismisk last**

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
3	61.4.4	0.0	972.7	10	0	-0.0034
2	431.9	0.0	757.9	5	0	-0.0019
1	230.8	0.0	410.6	2	0	-0.0007

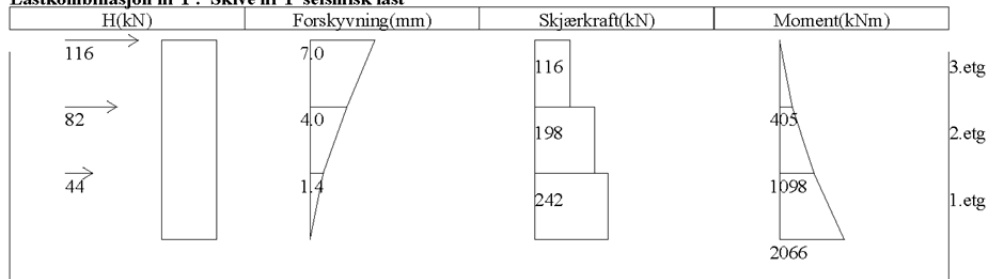
**Lastkombinasjon nr 3 seismisk last**

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
3	-0.3	61.4.4	1755.2	0	9	0.0037
2	-0.2	431.9	1243.3	0	5	0.0021
1	-0.1	230.9	665.2	0	2	0.0008

**Lastkombinasjon nr 4 seismisk last**

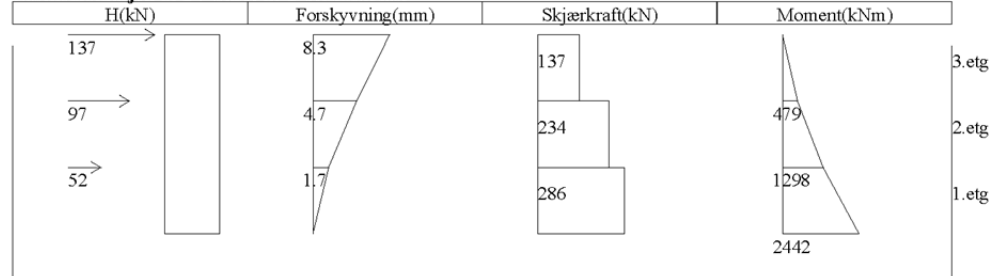
Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
3	0.3	61.4.4	-1771.5	0	9	-0.0038
2	0.2	431.9	-1236.0	0	5	-0.0022
1	0.1	230.9	-659.9	0	2	-0.0008

**Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 1 seismisk last**

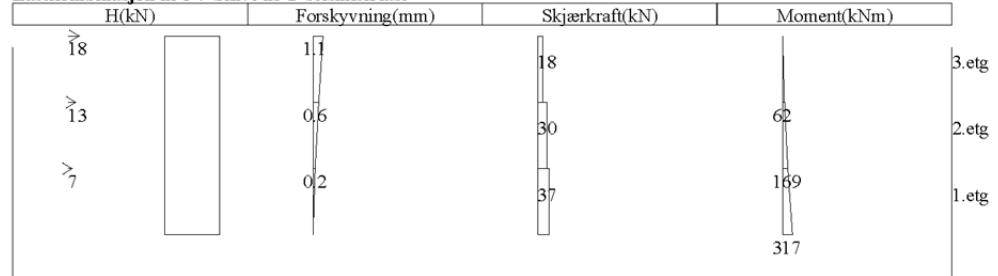


Tittel Seismisk påvirkning			Side 7
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign. ØKRP	Dato 13-03-2014

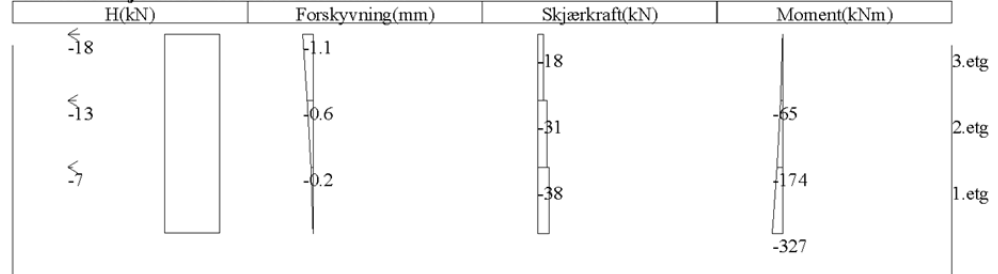
**Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 1 seismisk last**



**Lastkombinasjon nr 3 : Skive nr 1 seismisk last**

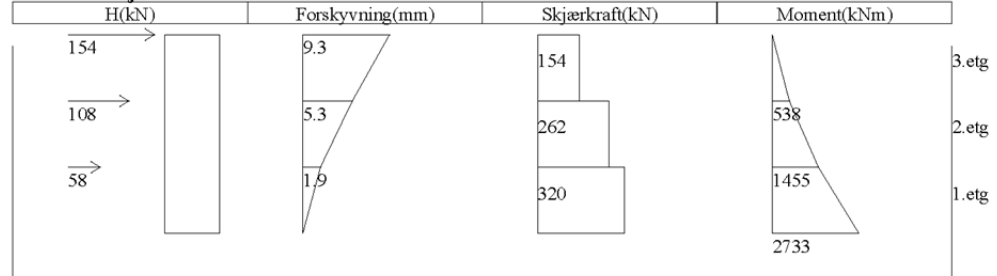


**Lastkombinasjon nr 4 : Skive nr 1 seismisk last**

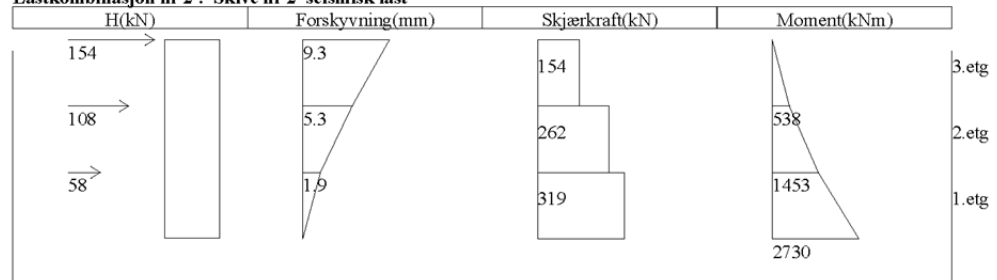


Tittel Seismisk påvirkning			Side 8
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign ØKRP	Dato 13-03-2014

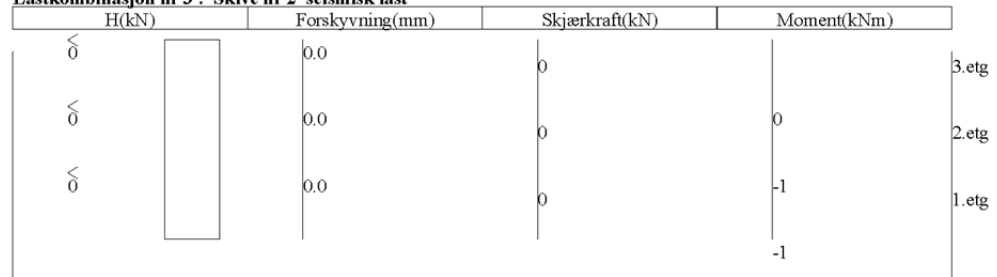
**Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 2 seismisk last**



**Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 2 seismisk last**

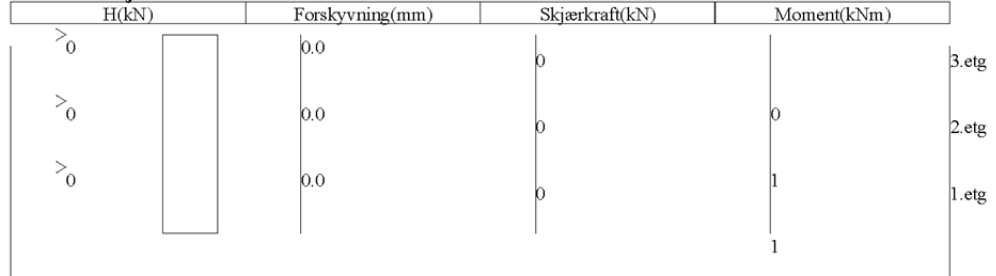


**Lastkombinasjon nr 3 : Skive nr 2 seismisk last**

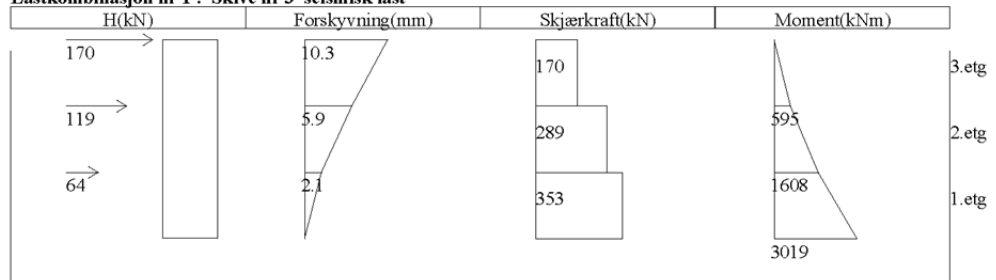


Tittel Seismisk påvirkning			Side 9
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign ØKRP	Dato 13-03-2014

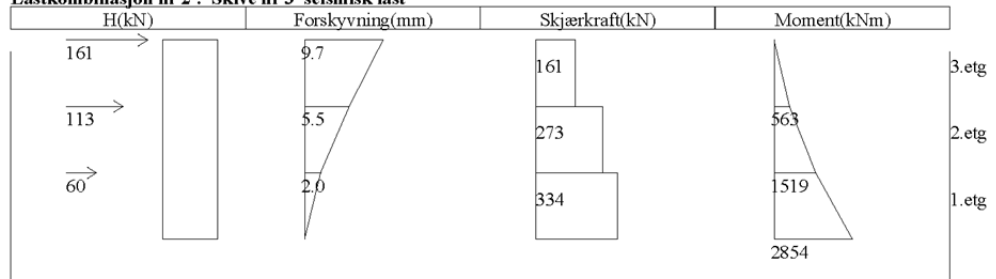
**Lastkombinasjon nr 4 : Skive nr 2 seismisk last**



**Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 3 seismisk last**

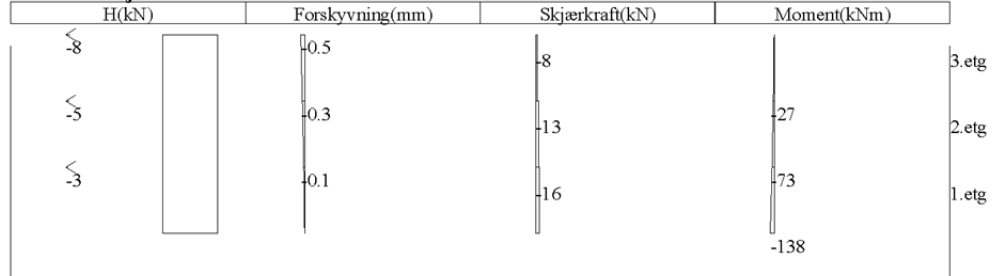


**Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 3 seismisk last**

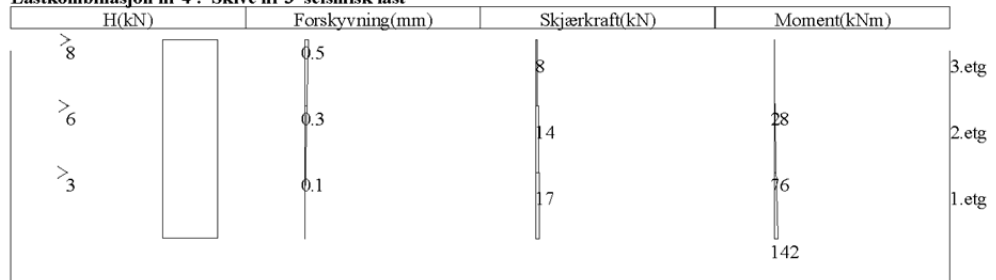


Tittel Seismisk påvirkning			Side 10
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign ØKRP	Dato 13-03-2014

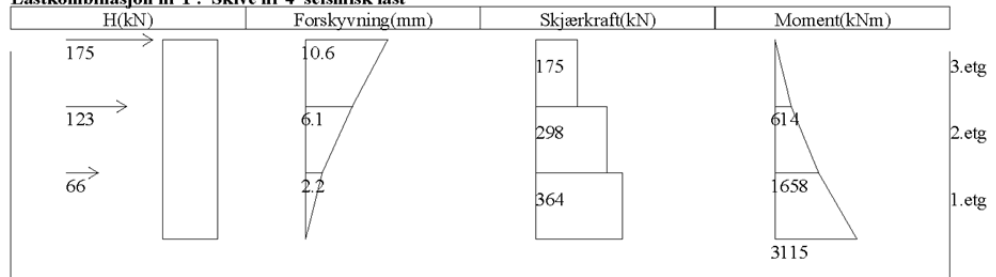
**Lastkombinasjon nr 3 : Skive nr 3 seismisk last**



**Lastkombinasjon nr 4 : Skive nr 3 seismisk last**

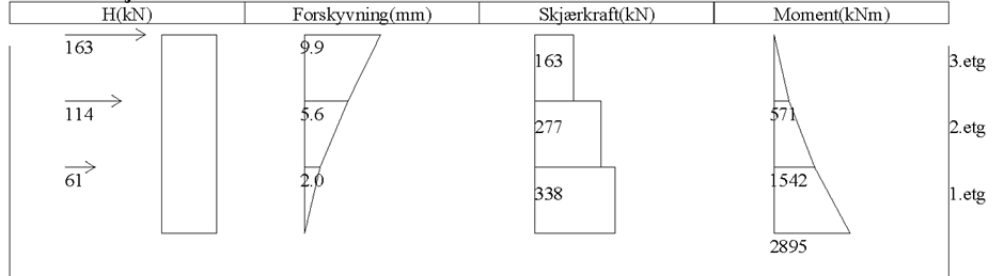


**Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 4 seismisk last**

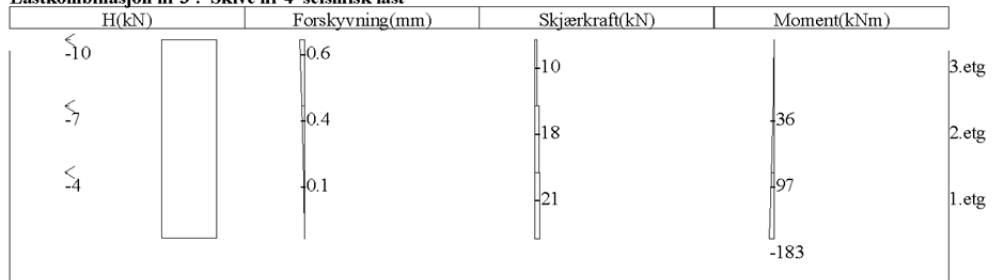


Tittel Seismisk påvirkning			Side 11
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign ØKRP	Dato 13-03-2014

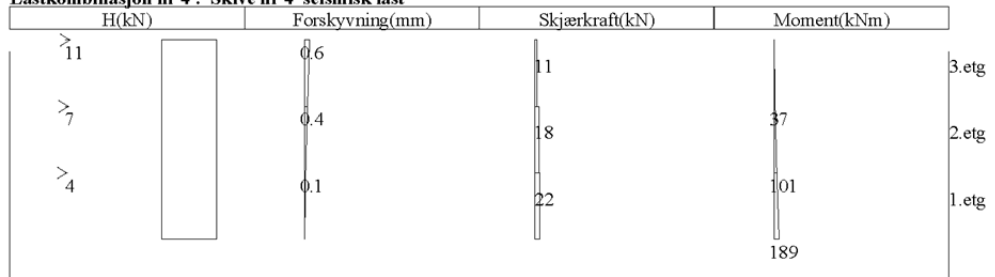
**Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 4 seismisk last**



**Lastkombinasjon nr 3 : Skive nr 4 seismisk last**



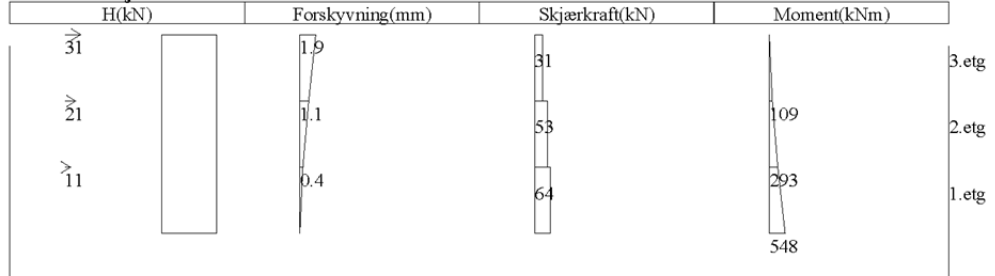
**Lastkombinasjon nr 4 : Skive nr 4 seismisk last**



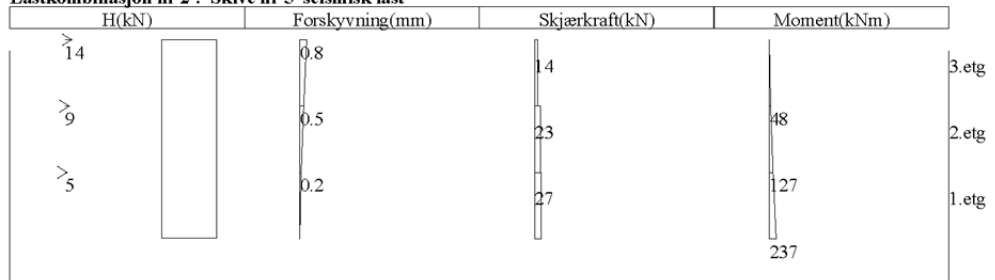


Tittel Seismisk påvirkning			Side 12
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign ØKRP	Dato 13-03-2014

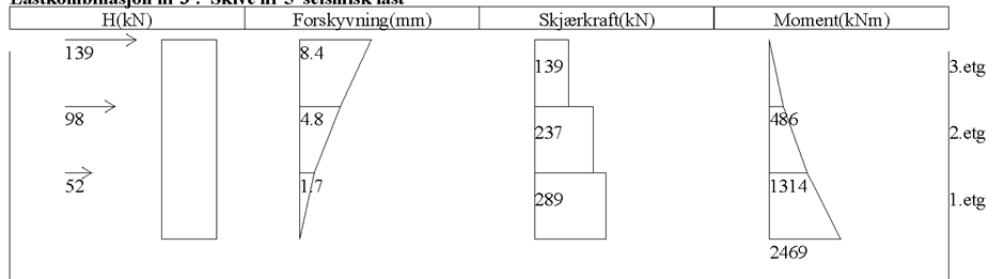
**Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 5 seismisk last**



**Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 5 seismisk last**

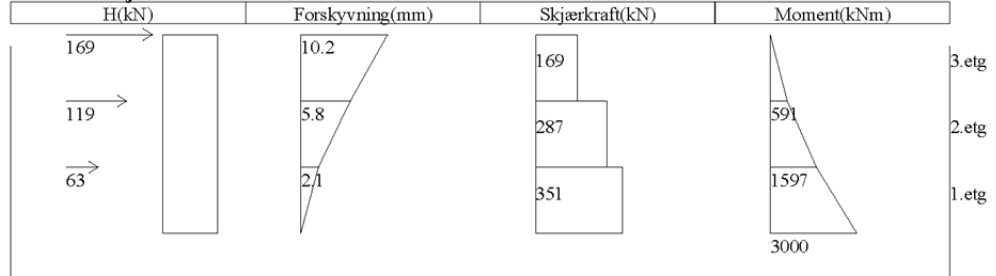


**Lastkombinasjon nr 3 : Skive nr 5 seismisk last**

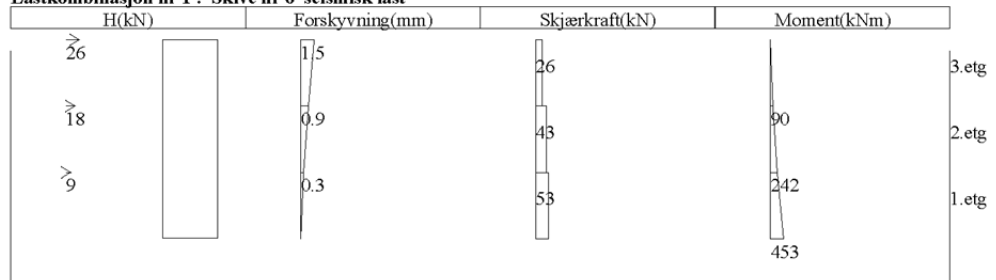


Tittel Seismisk påvirkning			Side 13
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign ØKRP	Dato 13-03-2014

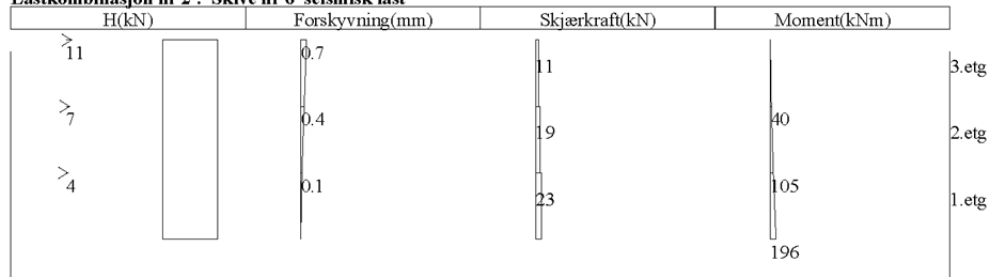
**Lastkombinasjon nr 4 : Skive nr 5 seismisk last**



**Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 6 seismisk last**

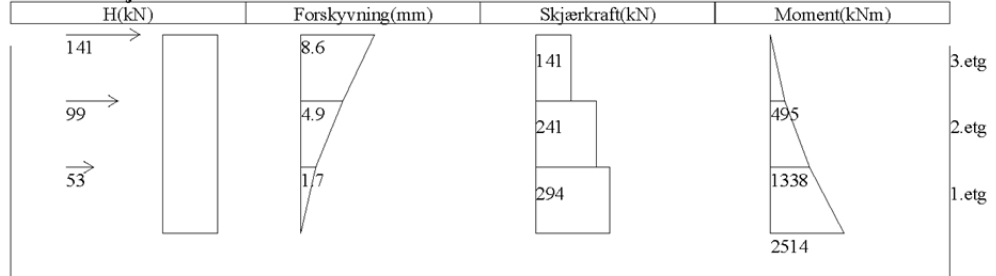


**Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 6 seismisk last**

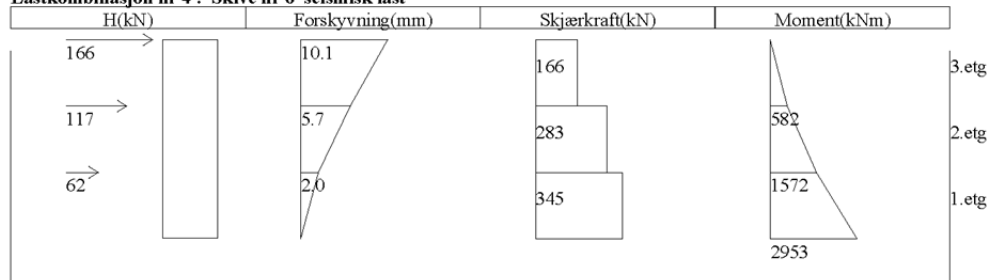


Tittel Seismisk påvirkning			Side 14
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign ØKRP	Dato 13-03-2014

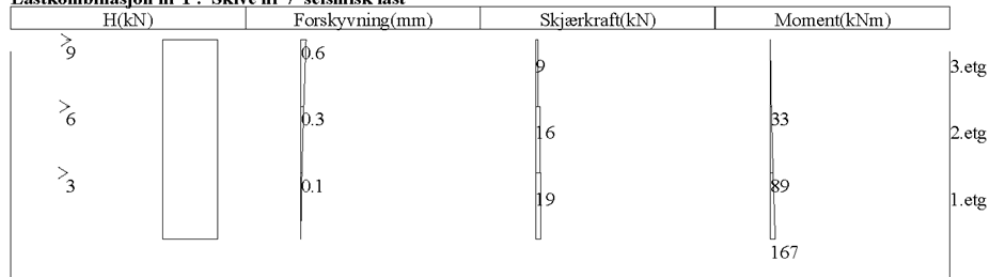
**Lastkombinasjon nr 3 : Skive nr 6 seismisk last**



**Lastkombinasjon nr 4 : Skive nr 6 seismisk last**

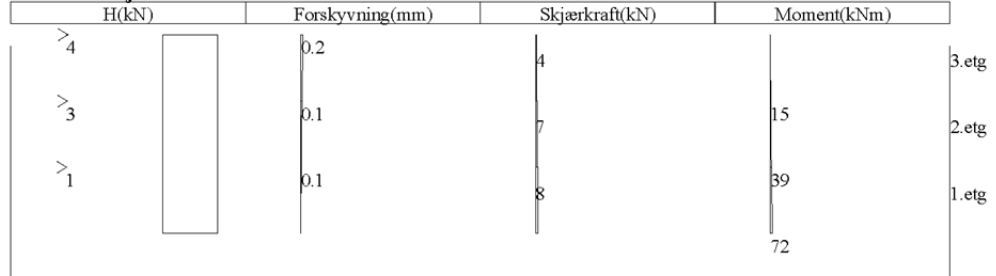


**Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 7 seismisk last**

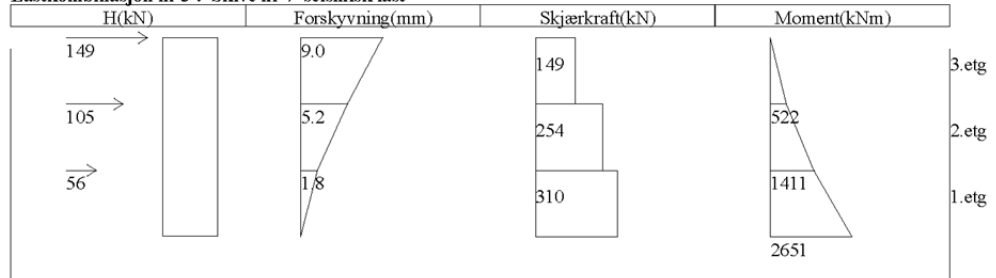


Tittel Seismisk påvirkning			Side 15
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign ØKRP	Dato 13-03-2014

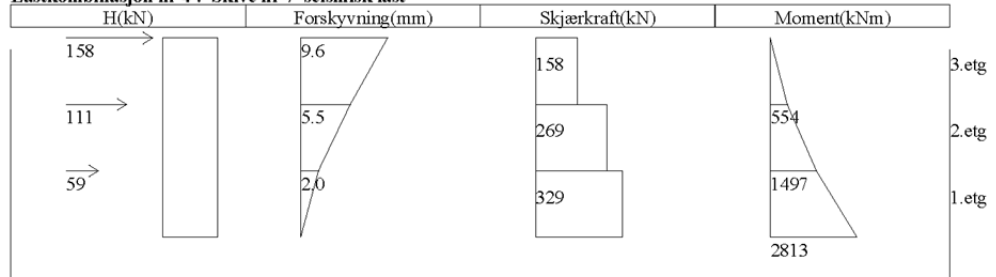
**Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 7 seismisk last**



**Lastkombinasjon nr 3 : Skive nr 7 seismisk last**

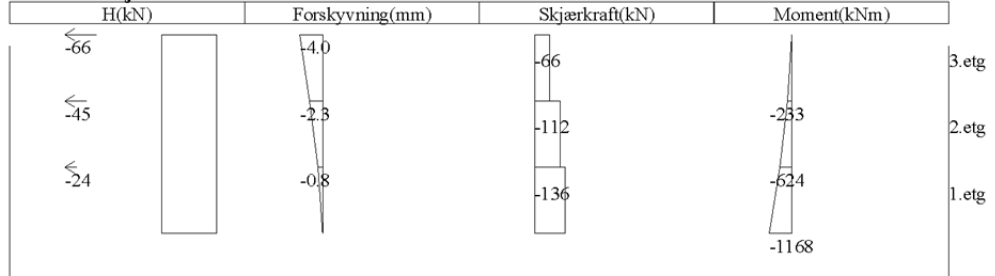


**Lastkombinasjon nr 4 : Skive nr 7 seismisk last**

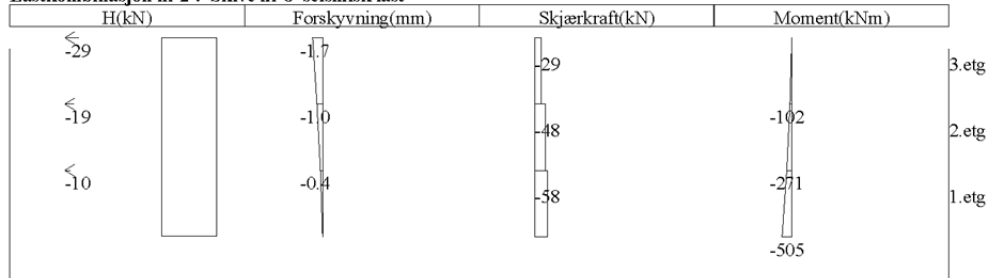


Tittel Seismisk påvirkning			Side 16
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign ØKRP	Dato 13-03-2014

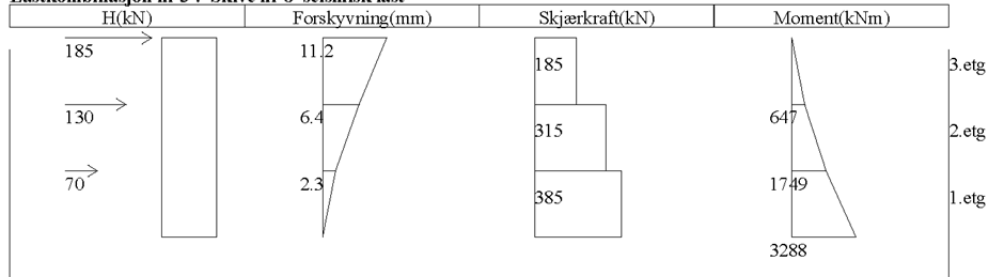
**Lastkombinasjon nr 1 : Skive nr 8 seismisk last**



**Lastkombinasjon nr 2 : Skive nr 8 seismisk last**

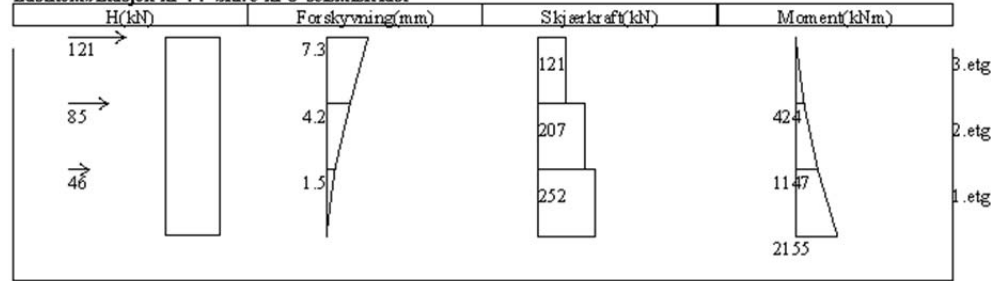


**Lastkombinasjon nr 3 : Skive nr 8 seismisk last**

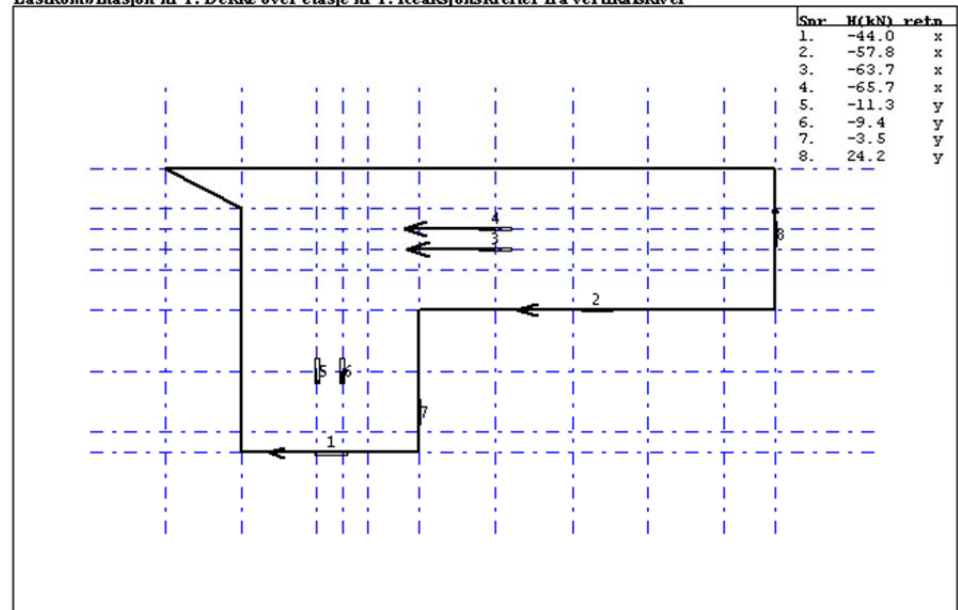


Tittel Seismisk påvirkning			Side 17
Prosjekt SYSCO	Ords 2278	Sign OKRP	Dato 13-03-2014

**Lastkombinasjon nr 4 : Skive nr 8 seismisk last**

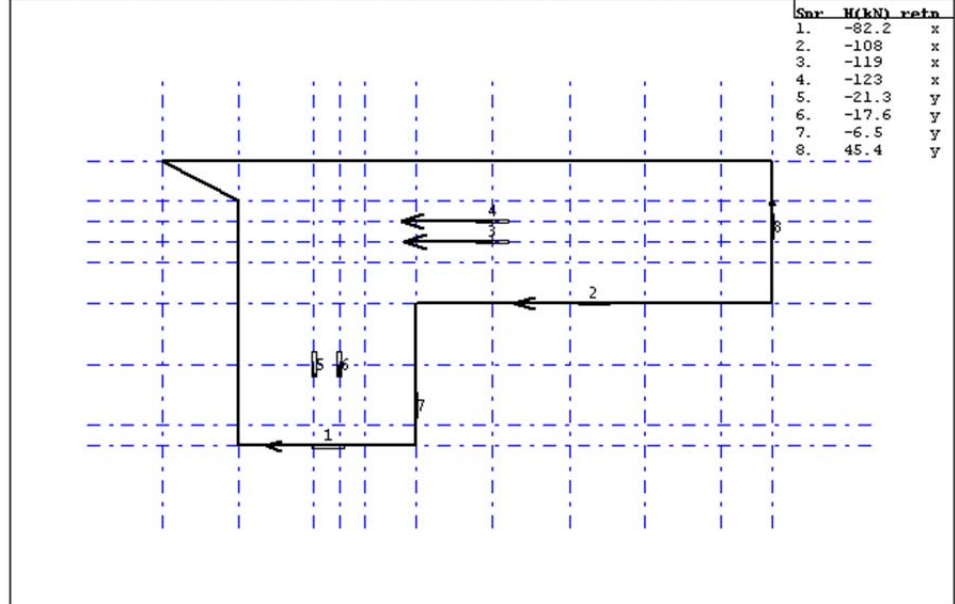


**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikale skiver**

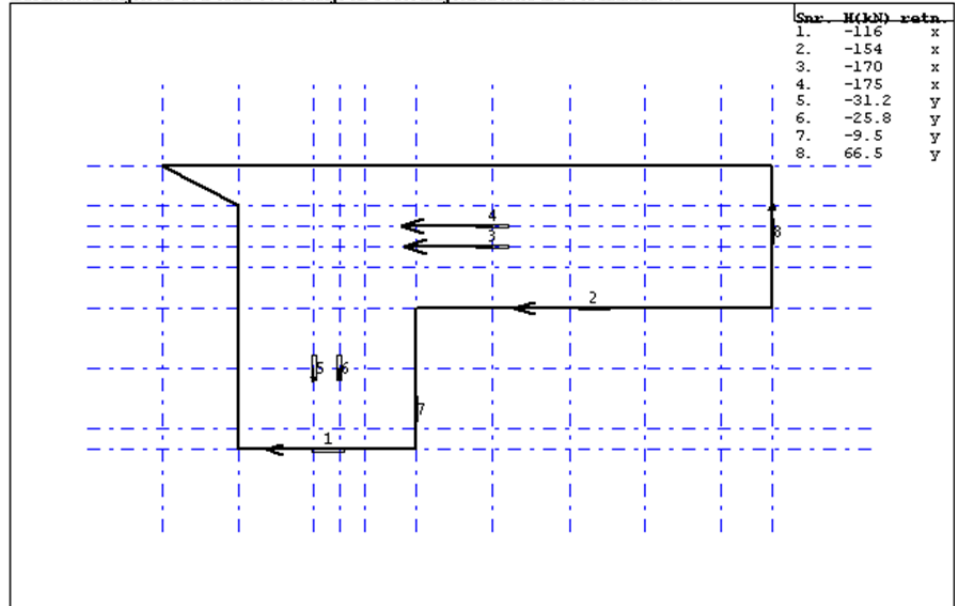


Tittel Seismisk påvirkning		Side 18	
Prosjekt SYSCO	Ordnr 2278	Sign OKRP	Dato 13-03-2014

**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

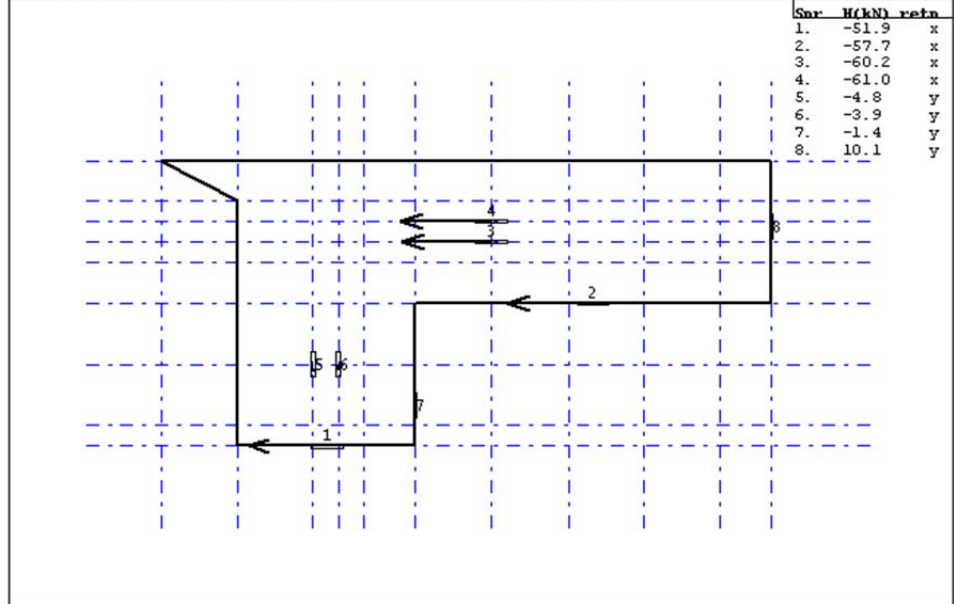


**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

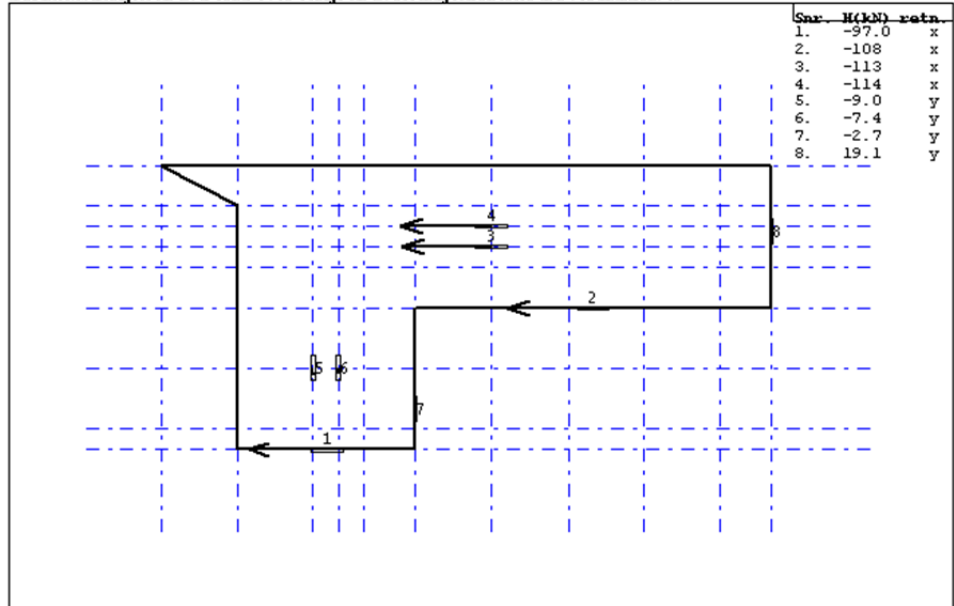


Tittel Seismisk påvirkning			Side 19
Prosjekt SYSCO	Ordn 2278	Sign OKRP	Dato 13-03-2014

**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



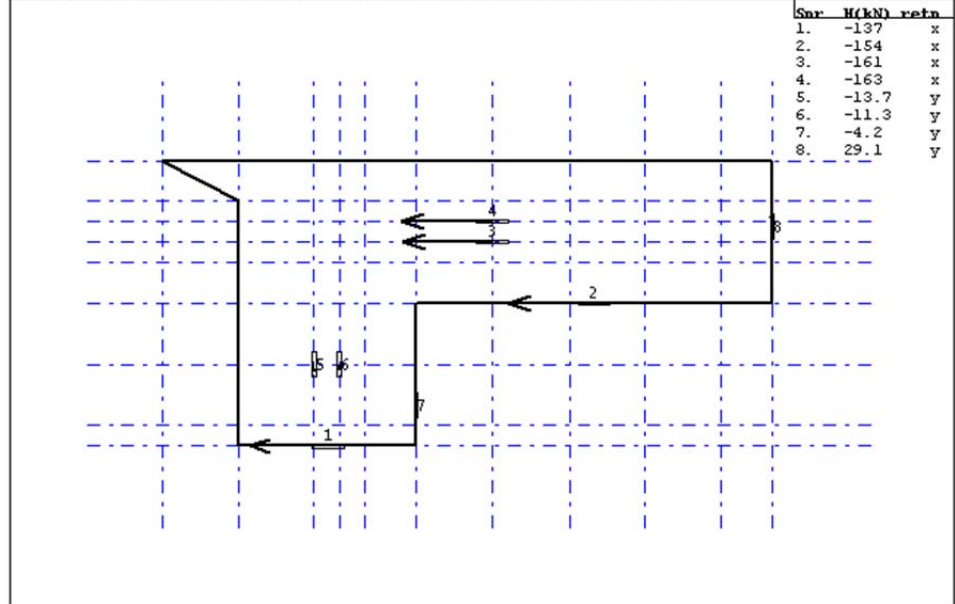
**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



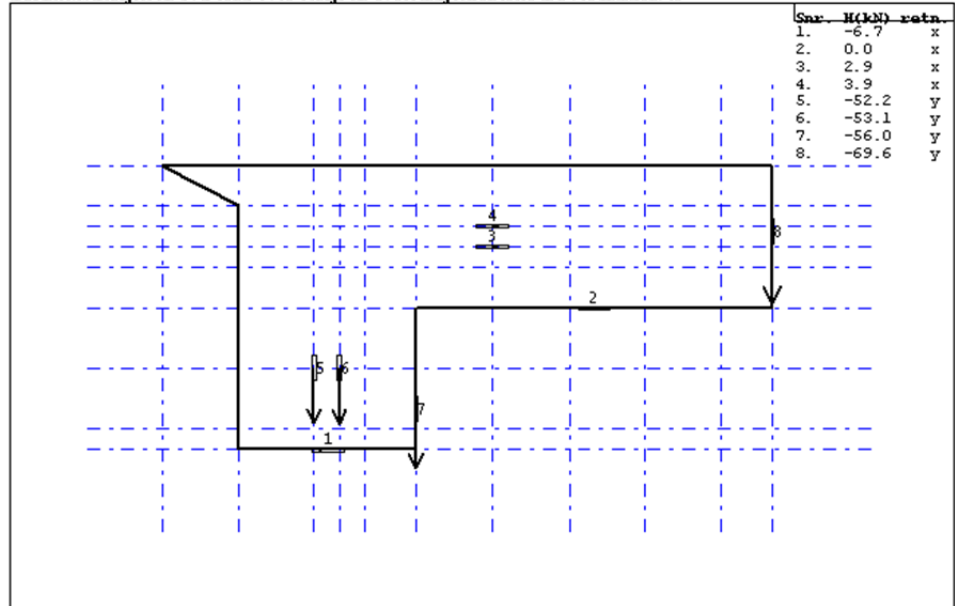


Tittel Seismisk påvirkning		Side 20	
Forfatter SYSCO	Ords 2278	Sign OKRP	Dato 13-03-2014

**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

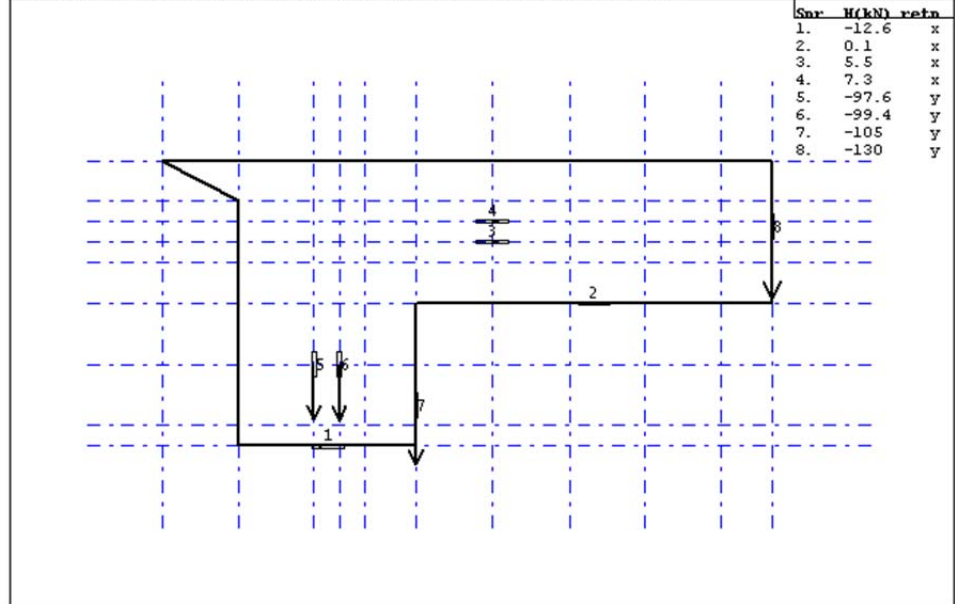


**Lastkombinasjon nr 3: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

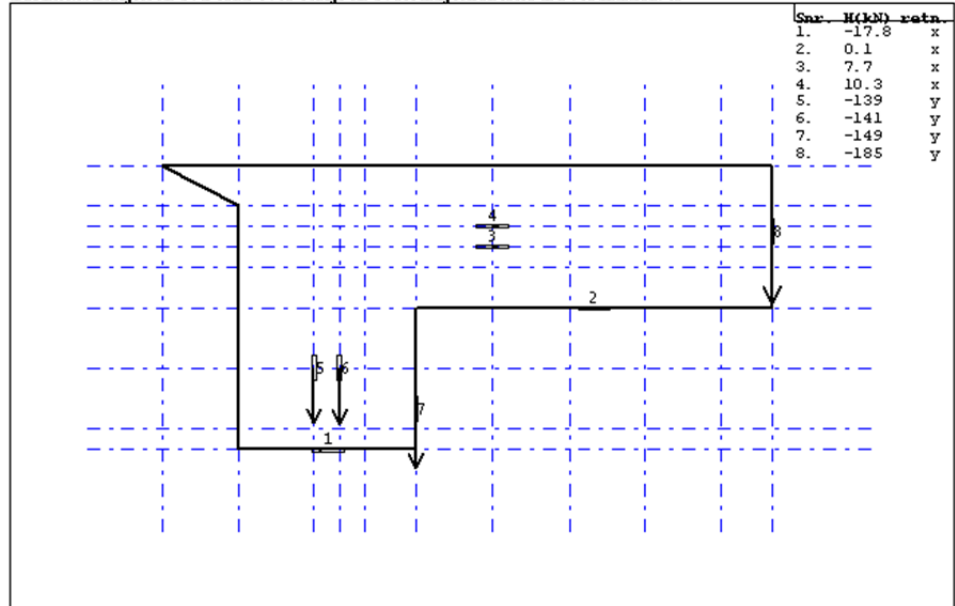


Tittel Seismisk påvirkning			Side 21
Prosjekt SYSCO	Ordnr 2278	Sign OKRP	Dato 13-03-2014

**Lastkombinasjon nr 3: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

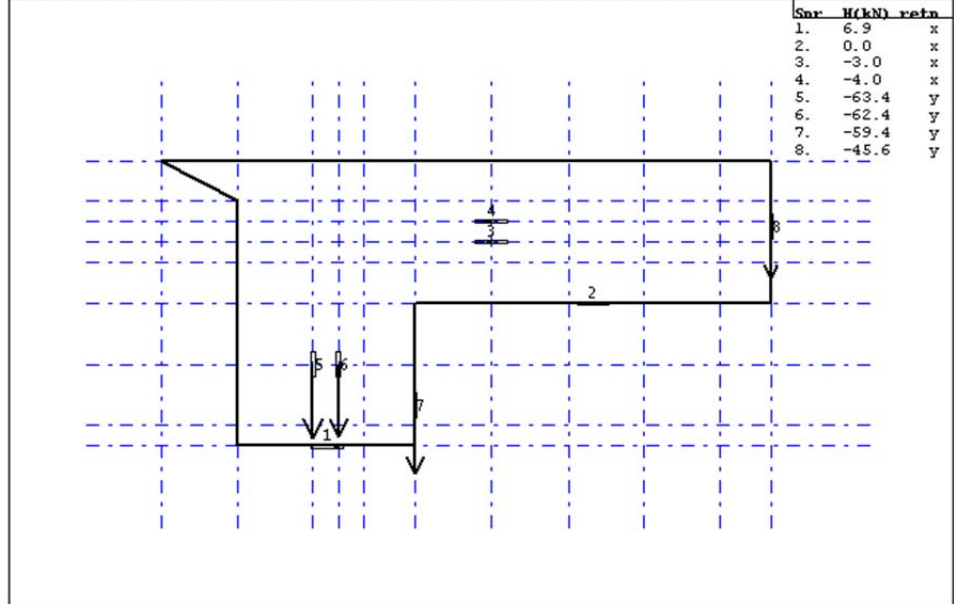


**Lastkombinasjon nr 3: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

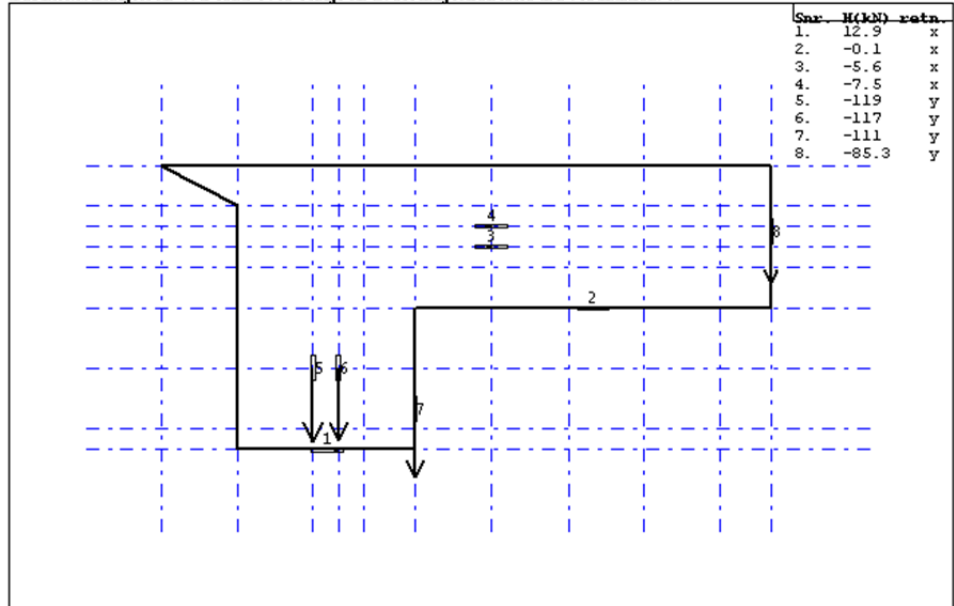


Tittel Seismisk påvirkning		Side 22	
Prosjekt SYSCO	Ordnr 2278	Sign OKRP	Dato 13-03-2014

**Lastkombinasjon nr 4: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

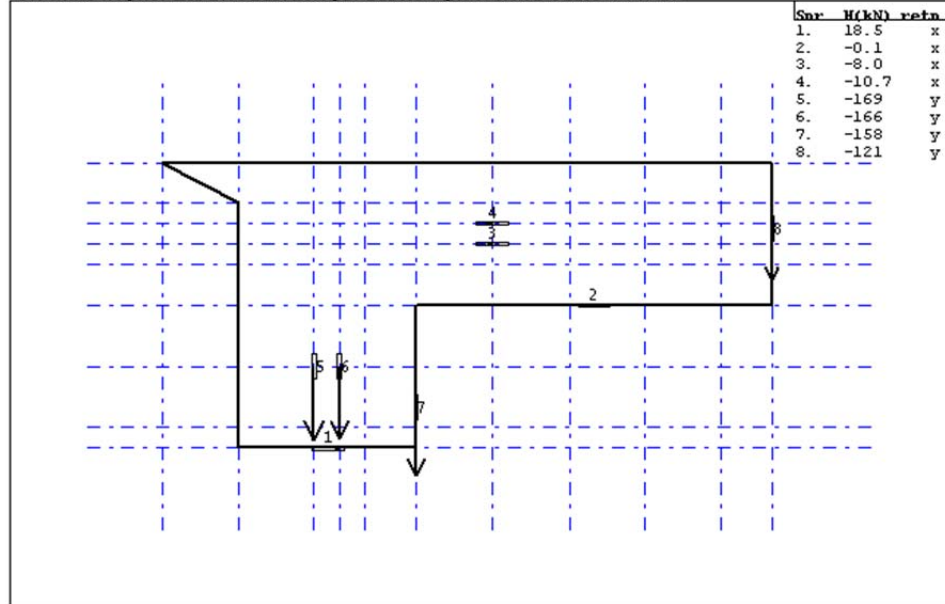


**Lastkombinasjon nr 4: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



Tittel Seismisk påvirkning		Side 23	
Prosjekt SYSCO	Ordn 2278	Sign OKRP	Dato 13-03-2014

**Lastkombinasjon nr 4: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikale kiver**



**Maksimum snittkrefter i dekker**

**Dekke nr 1 Seismisk last**

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-31000	0	0	-16800	0	0
-23800	117	33	-14400	-125	-52
-16800	448	64	-7200	-449	-44
-14400	371	12	0	-217	46
-12000	246	-42	4800	-315	26
-7200	101	-22	7200	-272	45
0	-383	-47	9600	136	-9
7200	-563	-13	12000	136	-50
14400	-539	24	16800	17	0
21600	-297	49			
26400	-13	70			

Tittel Seismisk påvirkning		Side 24	
Prosjekt SYSCO	Ordre 2278	Sign. OKRP	Dato 13-03-2014

**Dekke nr 2 Seismisk last**

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-31000	0	0	-16800	0	0
-23800	219	61	-14400	-233	-97
-16800	837	120	-7200	-839	-82
-14400	692	22	0	-405	87
-12000	459	-79	4800	-591	49
-7200	186	-41	7200	-510	85
0	-721	-89	9600	255	-16
7200	-1057	-23	12000	257	-93
14400	-1011	45	16800	34	0
21600	-557	92			
26400	-27	130			

**Dekke nr 3 Seismisk last**

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-31000	0	0	-16800	0	0
-23800	313	87	-14400	-329	-137
-16800	1196	171	-7200	-1184	-116
-14400	989	32	0	-569	119
-12000	659	-112	4800	-863	67
-7200	276	-58	7200	-759	119
0	-1012	-125	9600	347	-26
7200	-1494	-34	12000	362	-134
14400	-1426	64	16800	39	0
21600	-784	130			
26400	-31	185			

## 6.4 LASTNEDREGNING

### 6.4.1 BEREGNINGSGANGEN

Lastnedregning er summasjon av vertikale laster som virker på konstruksjonen. Bjelker samler flatelaster fra dekker og opplever da linjelast over sin lengde. Denne linjelasten føres til opplagerpunktene for bjelken. Opplagerreaksjonene svarer til aksiallast i toppen av underliggende søyler/vegger.

Akkumulert last vil til slutt ende i fundament som dimensjoneres i forhold til tillatt jordtrykk.

Vi benytter snittegning (tegning 021, 022, 023 og 024 i neste bind) med påførte laster for å gjøre lastnedregning.

For SYSCO-prosjektet er det Agderplan som prosjekterer fundamenter. Det vil si at de trenger vår lastnedregning som beregningsforutsetning.

I kapittel 6.4.2 vises dokumentet som er utarbeidet for å kommunisere lastene til rådgivende ingeniører for fundamentene. Dette kaller vi for RIB<sup>5</sup>-heftet og inneholder en oversikt over hvor vertikale laster angriper og størrelsen på disse.

Fordi horisontallasten får betydning for den effektive lengden av fundamentene blir også disse presentert. Dette gjelder kun for vertikale, avstivende veggene. Disse har nummerserie S1-S5 for avstiving i x-retning og S11-S14 for avstiving i y-retning. Veltende moment (også kalt drivende moment) opptas i disse skivene og gir kortere effektiv fundamentlengde. Forholdet mellom fundamentlengde og effektiv fundamentlengde blir da multiplisert inn med vertikallastene for å gi ekvivalent lastvirkning.

---

<sup>5</sup> RIB: Rådgivende Ingeniør Byggeteknikk

## 6.4.2 RIB-HEFTET

2278 SYSCO

*Analyse*

1427

### Dokumenttittel: 1427 «Grensesnitt RIB»

Dette dokumenter er utarbeidet av Prefab Design AS.

Rev	Dato	Sign	Sjekk	Forklaring
C	07.02.2014	OKRP	SKG	Lastverdi 210 tilført i lasttabell 200
B	31.01.2014	OKRP	SKG	Korrør målsatt, K-faktor tilført
A	30.01.2014	OKRP	SKG	Tilført hylseplan
0	22.01.2014	OKRP	SKG	Klargjort for prosjektering av fundamenter
Rev	Dato	Sign	Sjekk	Forklaring

### Innholdsfortegnelse Dok 1.2 - 26

Side	Beskrivelse	Rev Nr	Dato	Kommentar
<b>1.0</b>	<b>Generelt</b>	0	20.01.14	
1.1	Generelle laster	0	20.01.14	
1.2	Anbefalt behandling av resultatene i kap 2 og 3:	0	20.01.14	
<b>2.0</b>	<b>Vertikale laster / lastnedregning</b>	0	20.01.14	
2.1	Forklaring	A	31.01.14	
2.2	Oversikt vertikale lastreaksjoner	0	20.01.14	
2.3	Lasttabell 01-serie	0	20.01.14	
2.4	Lasttabell 100-serie	0	20.01.14	
2.5	Lasttabell 200-serie	A	07.02.14	
2.6	Lasttabell 300-serie	0	20.01.14	
2.7	K-faktor	0	31.01.14	
<b>3.0</b>	<b>Horisontale laster / avstivning</b>	0	20.01.14	
3.1	Forklaring	0	20.01.14	
3.2	Plan vertikale skiver	0	20.01.14	
3.3	Lasttabell vindlast, X-retning	0	20.01.14	
3.4	Lasttabell vindlast, Y-retning	0	20.01.14	
4.0	Hylseplan	0	31.01.2014	



## 1. Generelt

De neste sidene inneholder vertikale og horisontale laster i grensesnitt mellom Prefab og plass-støpte konstruksjoner.

Kapittel 2 inneholder forklaring og resultater for vertikale laster.

Kapittel 3 inneholder forklaring og resultater for horisontale laster.

### 1.1 Generelle laster:

Egenlast HD 320:	4,05 kN/m <sup>2</sup>
Påført egenlast:	1,7 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast:	3 kN/m <sup>2</sup>
Vindlast: q.kast:	1,4 kN/m <sup>2</sup>

### 1.2 Anbefalt behandling av resultatene i kap 2 og 3:

- Vertikale krefter: Bestem først nødvendige fundamentstørrelser basert på krefter gitt i kapittel 2.
- Horisontale krefter: Bestem deretter nødvendige fundamentstørrelser i endene av hver av vertikalskivene basert på krefter gitt i kapittel 3.
- Samlet virkning: Legg sammen fundamentene funnet i a) med fundamentene funnet i b).
- Skiver med løft: Her må en få kontroll på løftsituasjonen ved for eks å «hente vekter» fra tilgrensende fundamenter eller forankre til fjell.
- Utstikkende armering: Elementene, som skivene med løft består av, har utstikkende armeringsjern med lengder opp til 1,2m.

Fundamentene for disse skivene må derfor ha en tykkelse på minimum 1,3m.

## 2. Vertikale laster / lastnedregning.

Side	Beskrivelse
2.1	Forklaring
2.2	Oversikt vertikale lastreaksjoner
2.3	Lasttabell 01-serie
2.4	Lasttabell 100-serie
2.5	Lasttabell 200-serie
2.6	Lasttabell 300-serie

## 2.1. Forklaring

### Side 2.2:

Planen viser hvor lastpunktene er plassert.

Linjelaster fra fasade har nr 1 - 99

Linjelaster fra innervegger har nr 101-199.

Punktlaster fra innervegger har nr 201-299.

Punktlaster fra søyler har nr 301-399

### Side 2.3:

Tabell for linjelaster fra fasade, serie 01, bruksgrense.

### Side 2.4:

Tabell for linjelaster fra innervegg, serie 100, bruksgrense.

### Side 2.5:

Tabell for punktlaster fra innervegg, serie 200, bruksgrense.

### Side 2.6:

Tabell for søylelaster, serie 300, bruksgrense.

### Side 2.7:

#### K-faktor

Drivende moment fra horisontalkrefter gir tilting av vertikalskiver og medfører reduisering av effektiv fundamentlengde. Forholdstallet  $K = \frac{\text{fundamentlengde}}{\text{effektiv fundamentlengde}}$  multipliseres med linjelast fra vegger.















### 3.1 Forklaring

**Side 3.2:**

Viser oversikt over valgte vertikalskiver (avstivende).

**Side 3.3:**

Lasttabell viser reaksjonskrefter for vindlast i X-retning.

**Side 3.4:**

Lasttabell viser reaksjonskrefter for vindlast i Y-retning.

### 3. Horisontale laster / avstivning.

Side	Beskrivelse
3.1	Forklaring
3.2	Plan vertikale skiver
3.3	Lasttabell vindlast, X-retning
3.4	Lasttabell vindlast, Y-retning

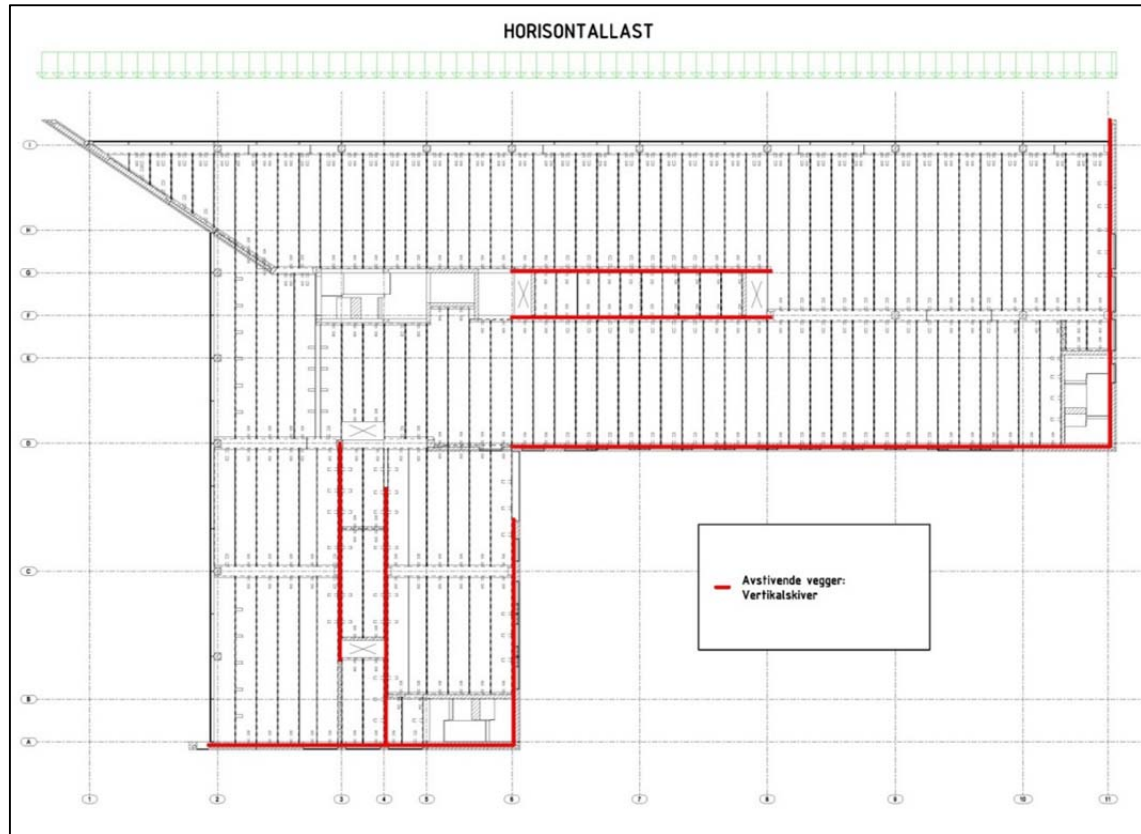






## 7 AVSTIVENDE HORISONTALSKIVER: HULLDEKKER

### 7.1 GENERELT

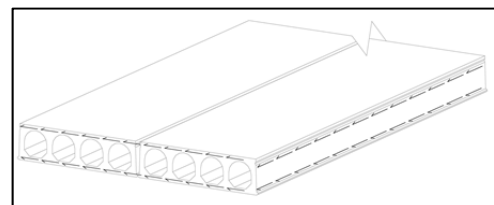


TEGNING 7:1 HULLDEKKESKIVE OVER 1.ETG: SYSCO

Global stabilitet av betongelementbyggerier ivaretas på følgende vis:

Horisontale flatelaster fordeler seg som linjelaster og angriper i etasjeskillene. Dekkene virker da som horisontale, dype bjelker som overfører laster til skjærveggene. Videre vil skjærveggene bringe kreftene ned til fundamentene.

For en stedstøpt gulvkonstruksjon oppnår man enkelt den stive skiven som er nødvendig for å overføre laster som nevnt ovenfor. Man har hele gulvkonstruksjonen til rådighet for armeringsføringer.



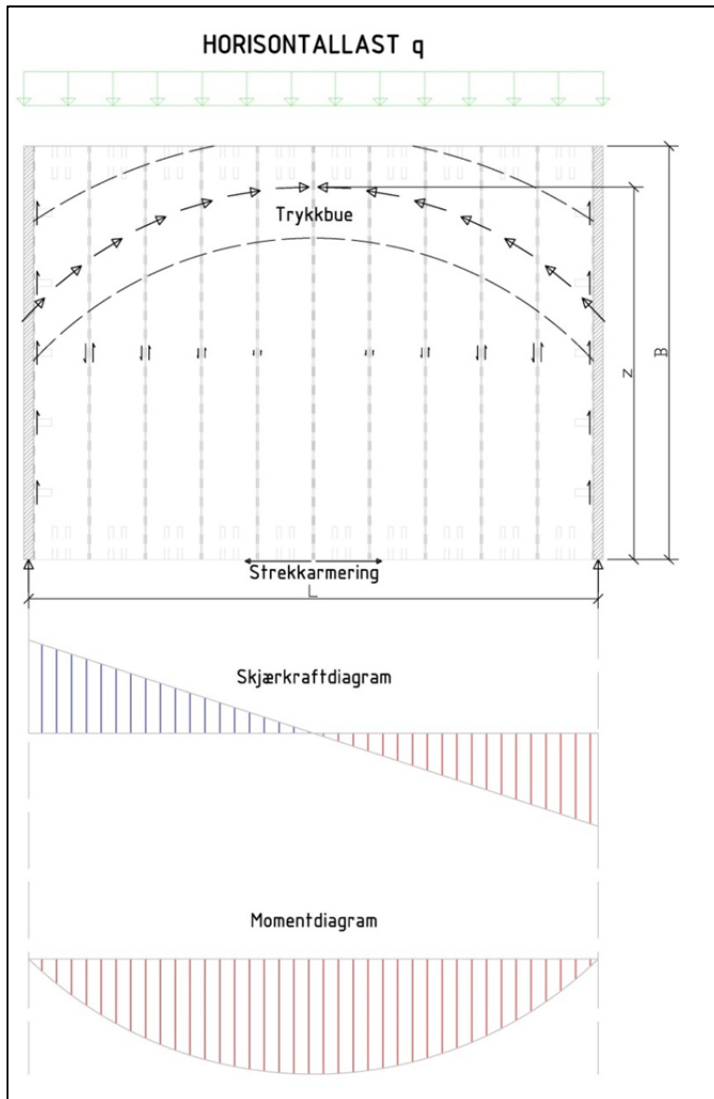
FIGUR 7:1 KREFTER LANGS HD-SIDER

I og med at hulldekkeelementer er «løse» byggeklosser i en stiv skive, må det armeres langs periferien av hulldekker som danner membranvirkning. Sammen med denne armeringen og opptak av skjærspenninger langs elementfugene blir stive skiver etablert. Disse kan da regnes etter bjelketeori eller

skiveteori avhengig av forholdet mellom lengde og høyde av «bjelken.» Vi kommer tilbake til kriteriene for trykksonehøyde i avsnitt 7.2.1.

## 7.2 TRADISJONELL REGNEMODELL

Med enkel bjelke som grunnsystem blir dette et ryddig system for identifisering av krefter.



TEGNING 7:2 SNITTKREFTER I HD-SKIVE

Vi benytter Tegning 7:2 som illustrasjon og presenterer statikkformlene for fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last:

Opplagerkraft:

$$R = \frac{qL}{2}$$

Skjærkraft:

$$V(x) = q \left( \frac{L}{2} - x \right)$$

Bøyemoment:

$$M(x) = \frac{qx}{2} (l - x)$$

Største skjærkraft:

$$V_{max} = R$$

Største bøyemoment:

$$\frac{\partial M}{\partial x} = -V = 0; M_{max} = \frac{qL^2}{8}$$

Med den grunnleggende statikken på plass kan vi se på mekanikken i hulldekkesskiven. Dersom horisontallasten angriper som vist i Tegning 7:2 vil den største opptredende skjærkraften beløpe seg til

$$V = \frac{V_{max}S}{I} = \frac{3V_{max}}{2B} \text{ [kN/m]}$$

der:



- $V$  er den største skjærkraften fra statikken
- $S$  er skivens statiske moment
- $I$  er skivens arealtreghetsmoment

Med samme teorigrunnlag kan vi da finne kreftene i strekkarmeringen som blir

$$S = \frac{M_{max}}{z} [kN]$$

der:

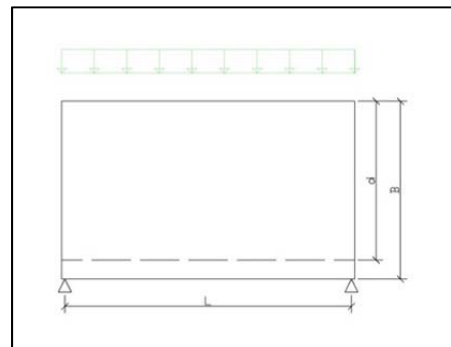
- $M$  er den største momentvirkningen fra statikken
- $z$  er skivens indre momentarm.

### 7.2.1 INDRE MOMENTARM, $z$

Skivens indre momentarm,  $z$ , beregnes som bjelke for  $d < 0.5L$  (lav bjelke) og ellers som skive (dyp bjelke) /NBIF/. Betongelementforeningen anbefaler følgende verdier for indre momentarm,  $z$ :

For fritt opplagt, enkel skive		For sammensatte betongelementskiver	
$d$	$z$	$d$	$z$
$\leq 0.5 L$	$0.90 d$	$\leq 0.5 L$	$0.9 d$
$\in [0.5L; L)$	$0.67 d$	$\in [0.5L; L)$	$0.8 d$
$> L$	$0.62 L$ (NB!)	$> L$	$0.7 L$ (NB!)

TABELL 7:1 ANBEFALTE VERDIER AV  $z$



TEGNING 7:3 SKIVEPRINSIPP

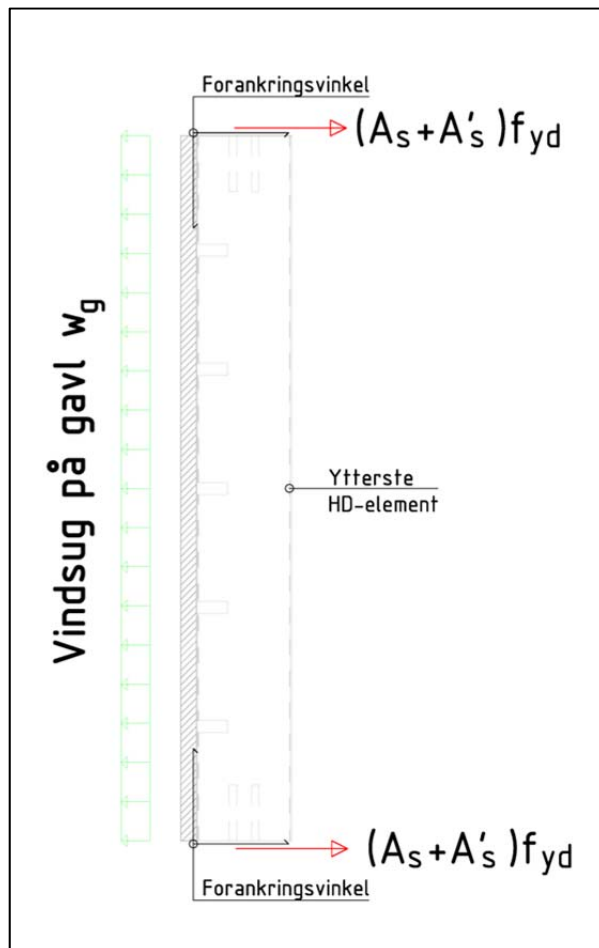
For skiver som er lengre enn de er dype, altså er  $\frac{B}{L} \leq 1$ , foreslår professor Walraven /Walraven, 1990/ å benytte en konstant verdi  $z = 0.8B$ . Dersom skivens høyde blir dominerende ( $B > L$ ) vil det være fornuftig å benytte fagverksanalogi (strut and tie) for å identifisere kreftene.

Nødvendig armeringsmengde,  $A_s$  finnes da ved å dividere kraften på dimensjonerende flytspenning i armeringsstålet,  $f_{yd}$ .

### 7.2.2 FORHOLD VED GAVLER/ENDEVEGGER

Dersom man har vindlast som vist på Tegning 7:2 Snittkrefter i HD-skive, vil det oppstå et sug langs endeveggene (jfr. vindsonene A-C i kap. 6.3.1.)

Suget gir økt behov for armering på strekksiden i skiven, og siden vinden kan blåse fra alle retninger vil trykk- og strekkside selvsagt kunne bytte plass.



TEGNING 7:4 BIDRAG FRA GAVLSUG PÅ RANDARMERING

Resulterende kraft fra vindsug som virker direkte på randarmering gir da følgende armeringsmengde:

$$A'_s = \frac{Bw_g}{2f_{yd}}$$

Total armeringsmengde finnes ved å superponere sammen med

$$A_s = \frac{3V_{max}}{2Bf_{yd}}$$

$$\therefore A_{tot} = A_s + A'_s$$

### 7.3 STRINGERMETODEN PÅ HULLDEKESKIVER

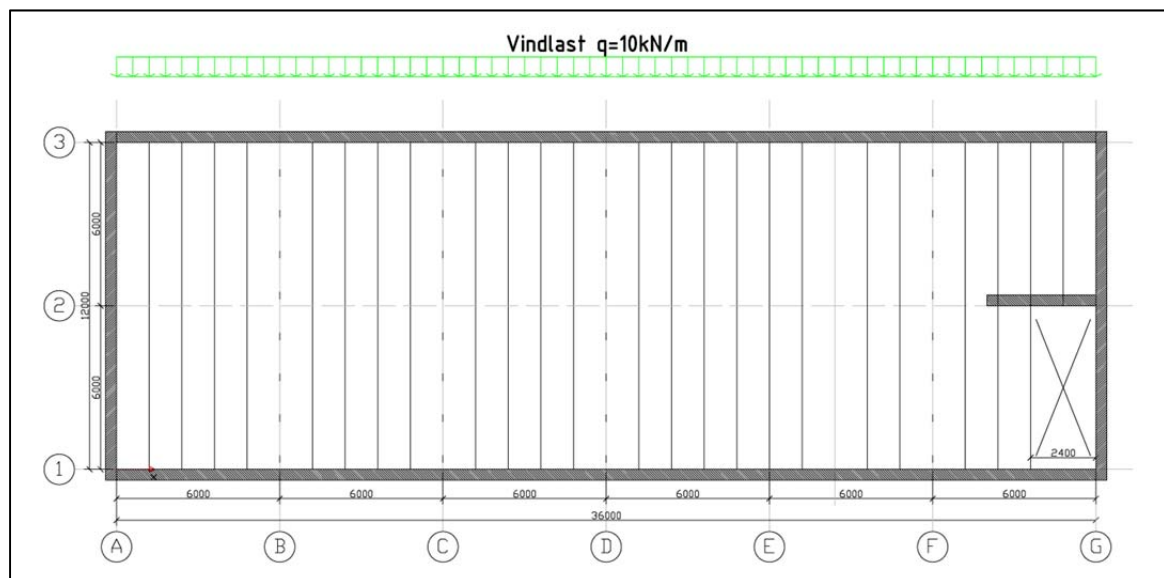
Homogene dekker uten hakk, sprang og utsparinger kan med enkelhet regnes for hånd slik som er introdusert i kapittel 7.2. Det er derimot sjelden man har slike enkle tilfeller. Somregel er geometrien mer kompleks og det er utsparinger å ta hensyn til.

Da er det fornuftig å dele opp geometrien i mindre skiver som regnes hver for seg. Disse skivene representerer uendelig stive membraner som overfører skjærstrøm mellom hverandre.

Krefter det skal armeres for kaller vi for stringere, adoptert av den danske betongelementhåndboken /Jensen, 2010/. Stringere legges mellom de stive membranene og representerer randarmering, fugearmering og tverrarmering.

Vi demonstrerer på eksempelbygget vårt som er representert ved flere anledninger i denne oppgaven.

#### 7.3.1 REGNEEKSEMPEL MED STRINGERMETODEN



TEGNING 7:5 EKSEMPELBYGG MED UTSPARING FOR STRINGERANALYSE

**Skiven regnes først som homogen, altså uten noen geometriske avvik**

Momentvirkning  $\frac{qL^2}{8 \cdot 0.8 \cdot B \cdot f_{yd}} = 388 \text{ mm}^2$ : Tilsvarende 2ø16 randstringer

Forskyvning ved gavler  $A_t = \frac{\frac{1}{2}qLb}{0.8Bf_{yd}} = 52 \text{ mm}^2 / \text{dekkefuge}$  (b=1.2m=HD-bredde)

Det benyttes ø10 bøyer i hver fuge, A=157mm<sup>2</sup>/fuge.

Utstøpning ved gavl er størst påkjent. Med tidligere gitte forutsetninger er største påkjenning som kan opptas satt til 30kN/m. Dette gjelder dersom utstøpningen er armert for 5kN/m:

$$\frac{V}{B} = \frac{1}{2} \frac{qL}{B} = \frac{10 \frac{kN}{m} \cdot 36m}{2 \cdot 12m} = 15 \frac{kN}{m} < 30 \frac{kN}{m}$$

Som gir samlet armeringsmengde for 5kN/m

$$\frac{2A_s \cdot f_{yd}}{B} = 5 \frac{kN}{m} \Rightarrow A_s \cdot f_{yd} = 30kN$$

Vindsug på gavl blir 12kN/m og må forankres til hulldekkeskiven:

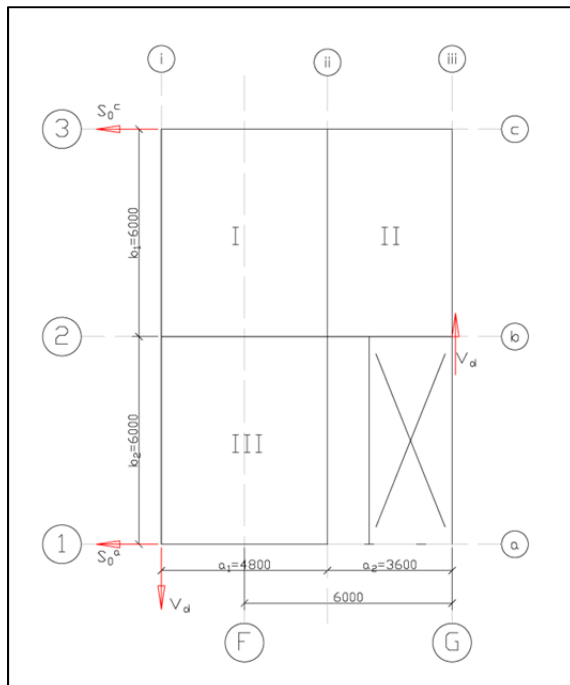
$$A'_s f_{yd} = \frac{1}{2} q_{sug} B = 72kN$$

Totalt behov for forankringsarmering:

$$(A'_s + A_s) f_{yd} = 102kN = 2\emptyset 16 \text{ vinkeljern i hjørner}$$

### Gavl i akse G

Regnes ved hjelp av stringermetoden:



TEGNING 7:6 STRINGEROPPSETT VED  
 UTSPARING

Forskyvningskraften tilsvarende skjærkraft regnes konstant over hele området:

$$V_d = \frac{qL}{2} = 180kN$$

Momentlikevekt gir oss

$$S_0^a = -S_0^c = \frac{V_d(a_1 + a_2)}{b_1 + b_2} = 126kN$$

Vertikal forskyvningslikevekt i snitt gjennom membran II:

$$\tau^{II} = \frac{V_d}{b_1} = 30kN/m$$

Horisontal forskyvningslikevekt i snitt gjennom membran III:

$$\tau^{III} = \frac{S_0^a}{a_1} = 26.25kN/m$$

Vertikal forskyvningslikevekt i snitt gjennom membranene I og III:

$$\tau^I = \frac{V_d - \tau^{II} b_2}{b_1} = 3.75 \text{ kN/m}$$

Den største forskyvningskraft er i omkring membran II. Tverrgående armering pr. dekkeelement blir da

$$A_t = \frac{b \tau^{II}}{f_{yd}} = 83 \text{ mm}^2$$

### Stringer i

Med likevektsprinsippet som er benyttet i vår modell skal stringer i ta hele forskyvningskraften.

$$A_1 = \frac{V_d}{f_{yd}} = 414 \text{ mm}^2 = 2\phi 16 \text{ i fugen}$$

### Stringer ii

I overlappen med stringer b skal stringer ii ta følgende kraft:

$$S_{ii}^b = b_{ii} \tau^{III} = 180 \text{ kN som tilsvarer } 2\phi 16$$

Her er stringeren lagt i fugen som er dekkeelementet innenfor utsparingen slik at den kan forankres i randstringeren.

### Stringer b

I overlappen med stringer 2 skal stringer b ta følgende kraft:

$$S_b^{ii} = a_2 \tau^{II} = 108 \text{ kN}$$

$$A_s^b = \frac{S_b^{ii}}{f_{yd}} = 248 \text{ mm}^2$$

### Fugearmering ved stringer ii

Kriteriet til at skjærspenning ikke skal overskride 30 kN/m skal også her tilfredsstilles og fugen skal da armeres for 5 kN/m.

$$\tau^{III} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \Rightarrow \frac{2A_s^{III} f_{yd}}{b_2} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}};$$

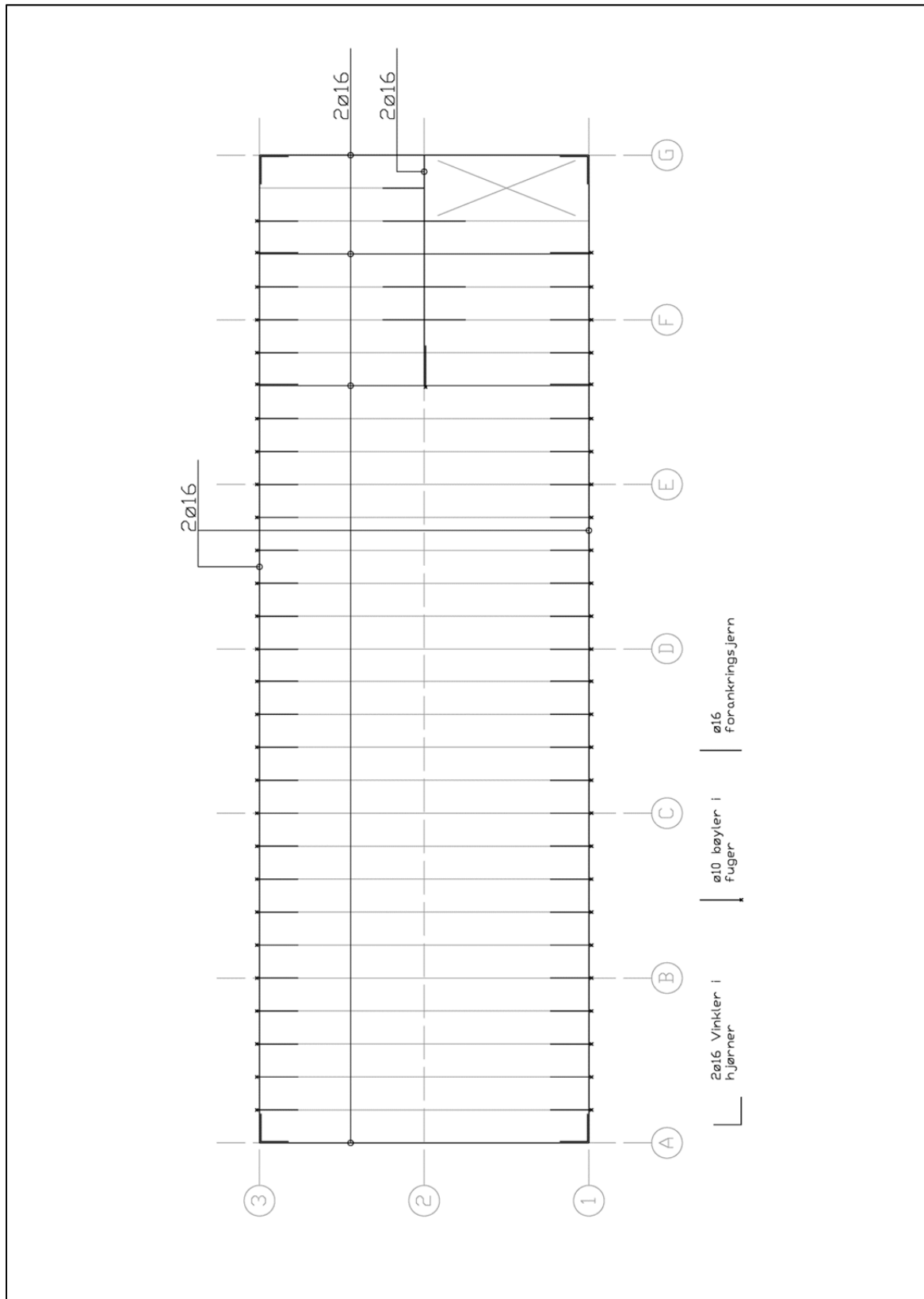
$$\therefore A_s^{III} = 35 \text{ mm}^2$$

$$\tau^I = 3.75 \frac{kN}{m} \Rightarrow \frac{2A_s^I f_{yd}}{b_1} = 5 \frac{kN}{m};$$

$$\therefore A_s^I = 35mm^2$$

Fugen ved stringer ii skal da altså armeres som følger

$$A_b = A_s^b + A_s^I + A_s^{III} = 318mm^2 = 2\phi 16$$



TEGNING 7:7 SKIVEARMERING BASERT PÅ STRINGERMETODEN

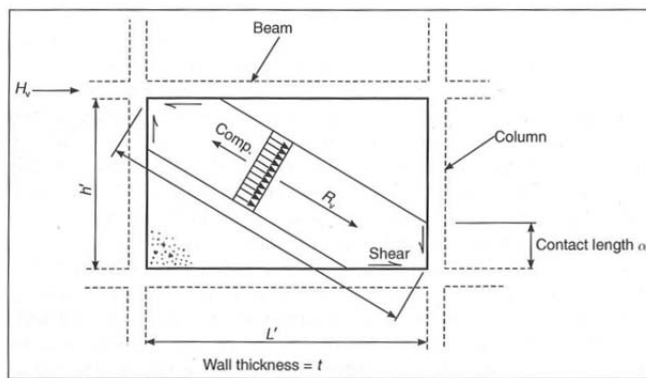
## 7.4 GLOBALANALYSE MED RASK-METODEN

### 7.4.1 BAKGRUNN FOR METODEN

Analyser av dekker kan gjøres på flere måter. Som nevnt innledningsvis i kapittel 7 står man friere med en dekkekonstruksjon som er stedstøpt. Da kan armering føres der kreftene oppstår. Til analyse av slike isotropiske plater vil FEM<sup>6</sup>-analyse være et godt verktøy. Platen kan da deles opp i passelige masker og spenningene kan leses ut. En slik avlesning gir armeringsmengder ( $A_s$ ) direkte.

For hulldekkeskivers vedkommende er armeringsføringer begrenset til hulldekkenes sider: langs fuger og langs tverrender. I tillegg til armeringen i hvert element som fungerer langs lengderetningen.

Enhver skive kan, som nevnt i 7.2.1, analyseres ved hjelp av fagverksanalogi. I forbindelse med hulldekkeskiver finnes en metode som er praktisk å anvende: Infillmetoden /Elliott, 2002/.



FIGUR 7:2 INFILLMETODEN PÅ SKJÆRVEGG. FIGUR 6.30 I /ELLIOTT, 2002/

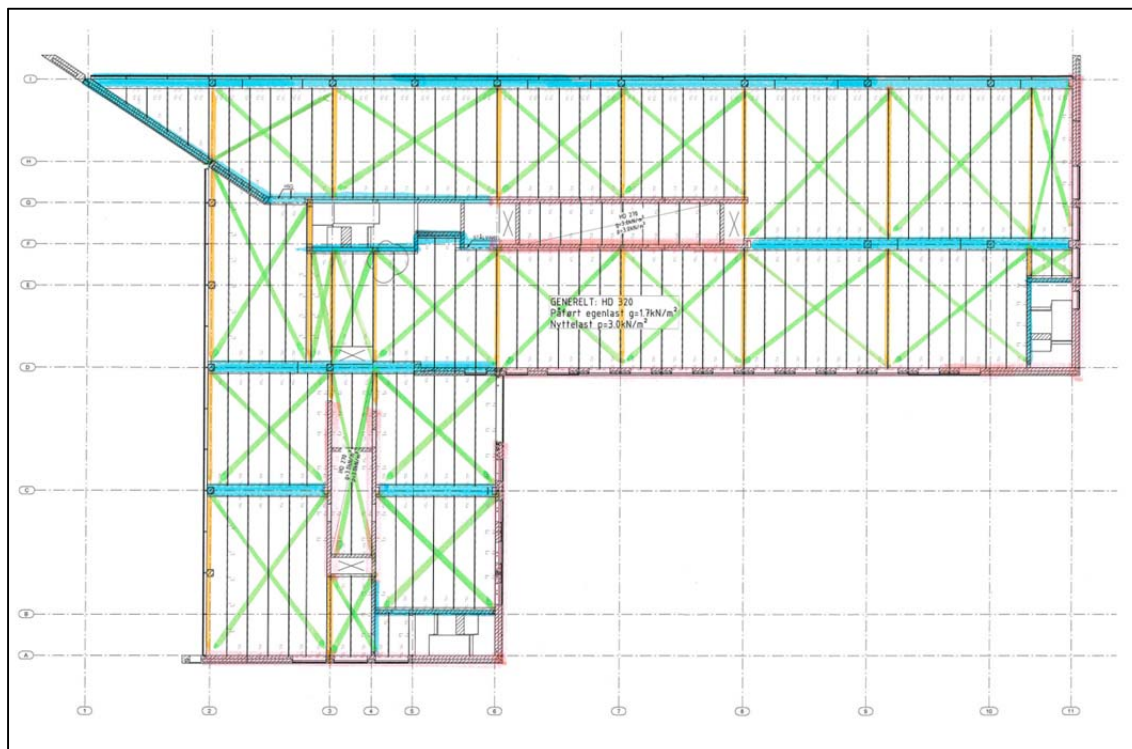
Figur 7:2 fra Elliotts bok viser hvordan et søyle/bjelke-system med forblending fungerer som en skjærvegg. Ved å la betongen som fyller rammen overføre trykk oppnås en kryssavstivende effekt. Søylene og bjelkene vil oppta både trykk og strekk og rammeforbindelsen er komplett i et lukket system. Kapasiteten til trykksonen bestemmes av betongkvaliteten og tykkelsen.

Når denne metoden benyttes på horisontalskiver blir søylene i systemet erstattet med det ytterste hulldekket i fagverket. Bjelken erstattes med randarmering (stringerkrefter) og den diagonale trykksonen går gjennom hulldekkene i rammen. Trykkapasiteten bestemmes da av betongkvaliteten i hulldekkene og tykkelsen av topp- og bunnflensen i profilen.

På Tegning 7:8 nedenfor vises det hvordan man kan modellere fagverksanalogt på hulldekkeskiven over første etasje på SYSCO.

<sup>6</sup> Finite Element Method





TEGNING 7:8 INFILLMETODESYSTEM PÅ SYSCO

Fargekoder for systemet:

- Trykkdiagonaler i hulldekkene (opptar kun trykk)
- Avstivende vertikalskiver (trykk og strekk i fagverket)
- Opplegg for hulldekke (trykk og strekk i fagverket)
- Hulldekkestav (trykk og strekk gjennom HD-profilen)

Denne metoden er utprøvd og blir benyttet av sivilingeniørene i analyseteamet til PrefabDesign som supplement til skiveberegninger. Ved utsparinger, hakk og sprang må det derimot gjøres håndberegninger.

I denne oppgaven vil det derfor være målet å utvikle en metode som kan løse problemet med denne mellomregningen: Ramme-Skivemetoden - RaSk.

RaSk-metoden blir benyttet i SYSCO-prosjektet og en del av analysen av dekke over første etasje blir plukket ut og vist i dette kapitlet.

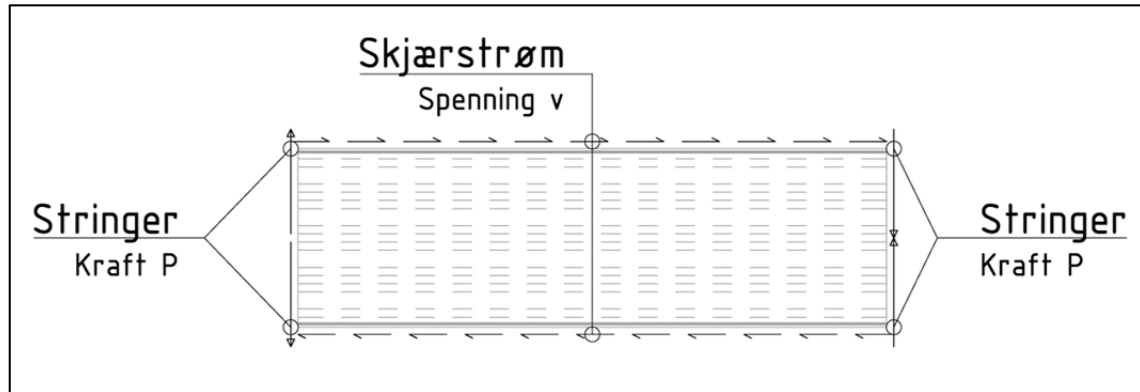
Alle resultater, tabeller og grafikk er presentert i Tillegg A.

I Tillegg B<sup>7</sup> er det gjort en utledning av hvordan skivekrefter regnes. En testskive er regnet både analytisk og med RaSk-metoden og resultatene stemmer overens.

<sup>7</sup> Det anbefales leser å gjennomgå Tillegg B som bakgrunns litteratur for å forstå presentasjonen av påfølgende analyseresultater.

### 7.4.2 STAVELEMENTET

Med metoden som presenteres her vil hvert hulldekke bli representert som et stavelement. Kraftene virker på hvert enkelt hulldekke som vist nedenfor:



TEGNING 7:9 KREFTER PÅ ET ENKELT HULLDEKKE

Strekk langs hulldekkets kortsider tas opp av randarmeringen og føres ned i skjærveggene. Det vil bli et bidrag på denne armeringen fra skjærspenningen mellom hulldekkeelementene. Spenningen akkumuleres over elementets lengde til en kraft som fordeler seg halvt om halvt på trykk og strekkside. Disse kreftene superponeres og det må armeres for summen av bidragene:

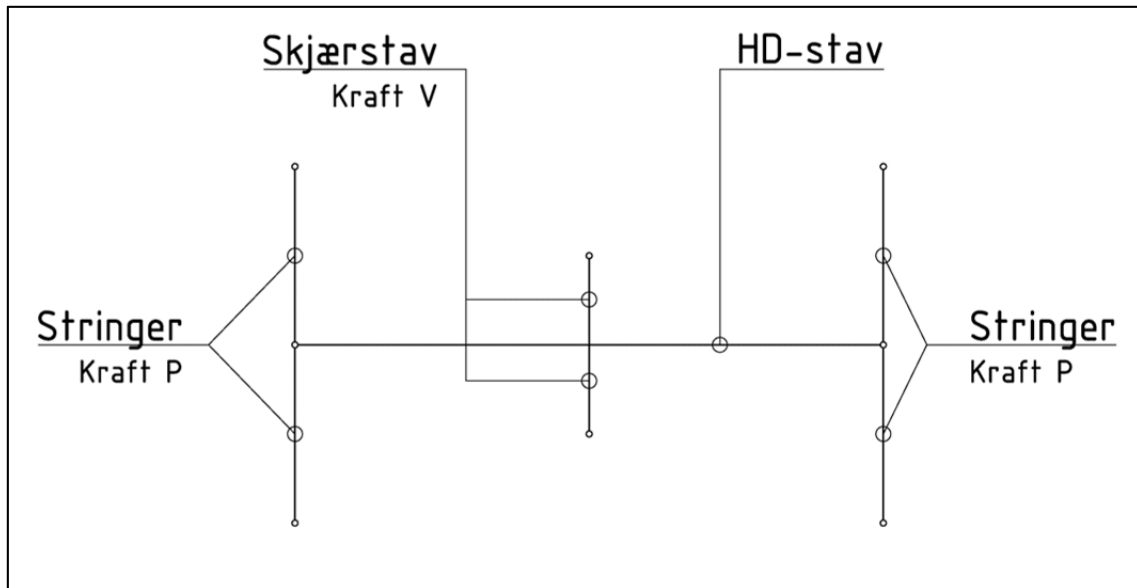
$$A_s = \frac{\left(P + \frac{1}{2}vL\right)}{f_{yd}}$$

Der

$v$  = skjærspenning i fuge

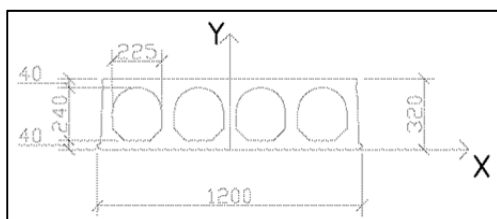
$L$  = fugens lengde

Den ekvivalente hulldekkemodellen vår blir da som vist nedenfor.



TEGNING 7:10 HD-STAVMODELLEN

Senterlinjen på hulldekkets faktiske plassering (finnes fra hulldekkegrunnet, tegninger i 050-serien) og representeres med en enkel stav. Denne staven gir tverrsnittsdata som svarer til hulldekkets geometriske egenskaper. Ved å tegne tverrsnittsprofilen i AutoCAD og be programmet om å regne tverrsnittsdata får man raskt ut nødvendig informasjon som kan legges inn i ETABS (verdier basert på millimeter.)



TEGNING 7:11 HD320 TVERRSNITT

Tverrsnittsareal:	190506.7783
Perimeter:	6077.6339
Ytterpunkter:	X: -600.0000 -- 600.0000 Y: 0.0000 -- 320.0000
Tyngdepunkt:	X: 0.0000 Y: 163.0354
Tregghetsmoment:	X: 7540554457.2646 Y: 23539177868.5584
Tregghetsprodukt:	XY: 0.0000
Tregghetsradius:	X: 198.9511 Y: 351.5122

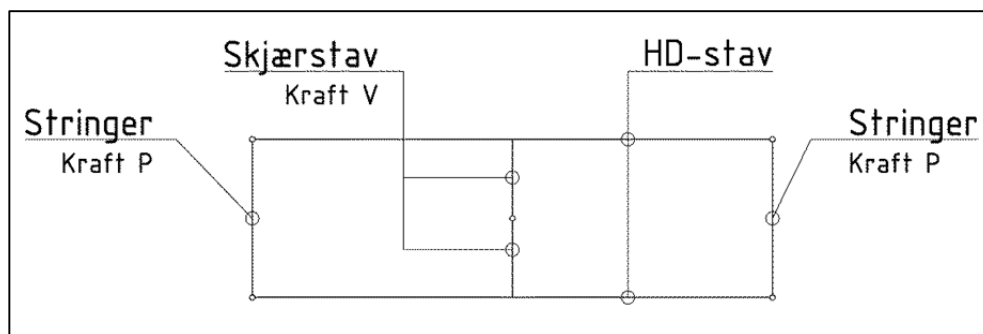
TABELL 7:2 HD320: TVERRSNITTSDATA

Riktige tverrsnittsverdier gir en nøyaktig stivhet og forskyvningsberegning – altså så sanne beregningsresultater som mulig.

Mellom hulldekkstavnene, i hver kortende, legges det inn en forbindelse som svarer til randarmering. Her benyttes materiale tilsvarende B500NC-armeringsstål. Disse

forbindelsene er fritt opplagte mellom senterlinjene i hulldekkene og opptar kun strekk eller trykk – ingen skjær eller bøyekapasitet regnes.

For hver hulldekkestav modelleres det også en skjærstav omkring midt på elementet. Denne er fast innspent i hulldekkestaven og har leddlager i koplingen med naboelementet. Slik sikres det at skjærkraften som skapes pga. parallellforskyvning i elementfugen opptas i ett punkt og føres inn i HD-staven. Vi får da to skjærkoplinger pr hulldekke som svarer til to fuger. Ved gavler benyttes denne skjærkoplingen som anker i skjærveggen.



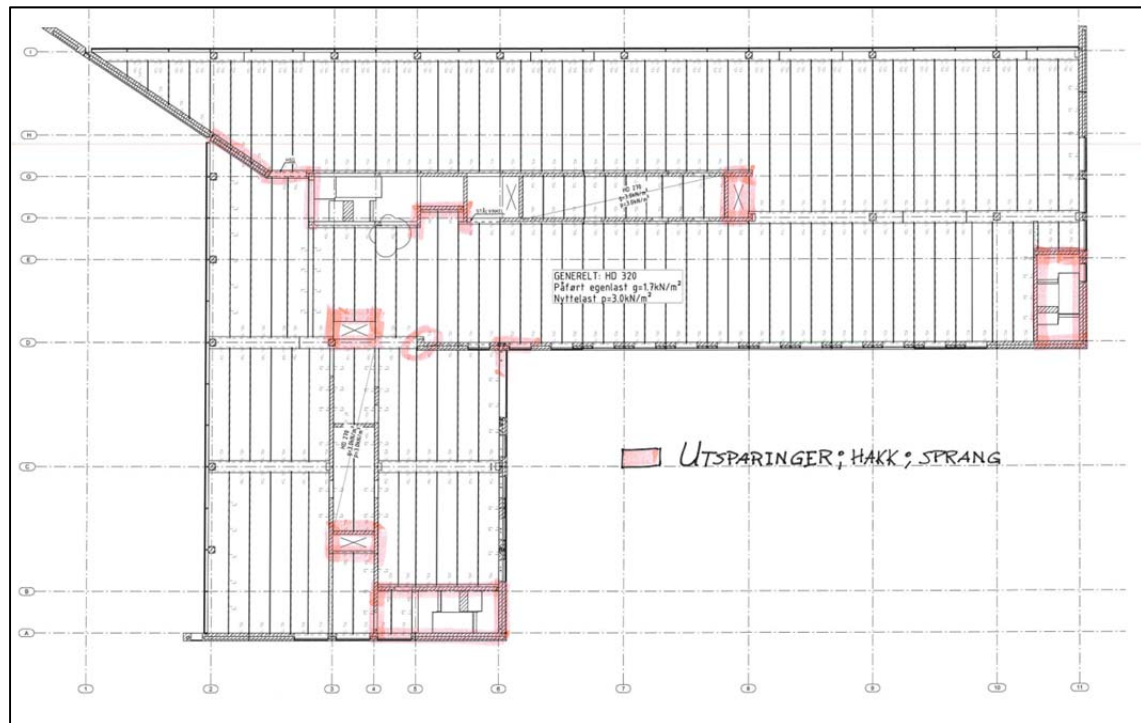
TEGNING 7:12 TO SAMMENKOPLEDE HD-STAVER VIA SKJÆRELEMENTER

De sammensatte stavene danner nå et rammesystem i skiveplanet – derav navnet *Ramme-Skivemetoden*.

Ved å plassere disse stavene i et rammesystem som tilsvarer hulldekkene og armeringen blir geometrien i beregningsgrunnlaget identisk som ferdig montert bygg. At virkeligheten stemmer med antakelsene som er gjort for en analyse er vesentlig for å få forventet oppførsel fra kreftene gjennom skivene

### 7.4.3 HAKK, SPRANG OG UTSPARINGER

Dersom kontinuiteten i armeringsføringer mistes vil dette føre til spenningskonsentrasjoner. Typiske slike steder er hvor det er en utsparring for en sjakt, trapp, mesanin eller lignende. Sprang er typisk for overganger mot nedsenket dekke i grensesnittet mellom ute- og innearealer.



TEGNING 7:13 UTSPARRING OG HAKK, DEKKE OVER 1. ETG SYSCO

For å føre kreftene forbi et hakk der armeringen blir brutt gjøres det ulike tiltak. Løsningen avhenger av hvilken fabrikk som produserer og deres metoder. Tilkost og monterbarhet vil også spille inn. Men felles for alle metodene er at hulldekker ved et hakk bindes sammen med en stålforbindelse som forankres i naboelementene som har forbindelse med randarmeringen. I dette prosjektet er det Spenncon som leverer hulldekker. Forbindelsesmekanismen her er via flatstål som legges oppå dekket og sveises til innstøpte stålplater i de berørte hulldekkene.

Ved å modellere inn denne strekkforbindelsen i RaSk-metoden vil vi kunne lese av kreftene direkte og dimensjonere for opptredende last.

### 7.4.4 DEKKE OVER 1.ETG

For demonstrering av RaSk-metoden vises resultater fra analyse av dekke over 1.etg på SYSCO, mellom akse 8 og 10. Her har vi et toskips-dekke hvor vi ønsker å bestemme randarmering på strekksiden pga. opptredende vindlast.

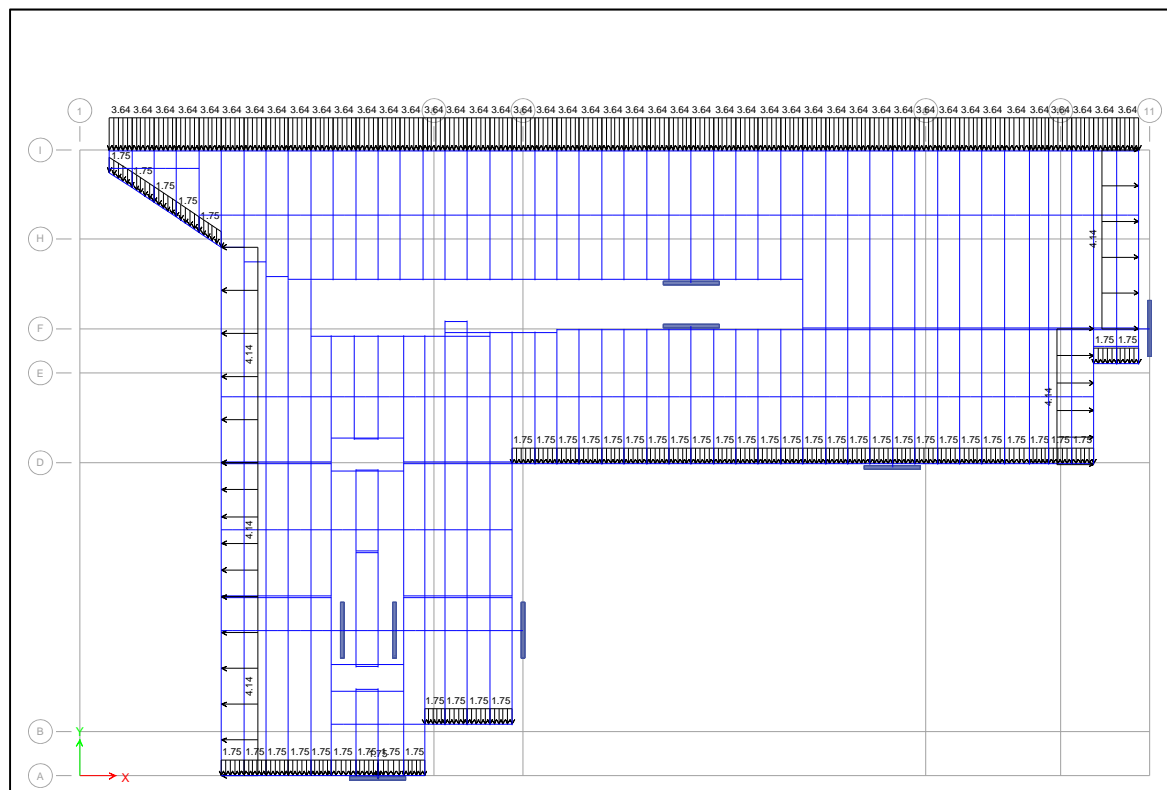
#### 7.4.4.1 Laster

Karakteristiske skivelaster er funnet i kapittel 6.3.1 ovenfor. Flatelasten på veggene

fordeles som linjelast:  $v_1 = q_{kast} \frac{(h_{1.etg} + h_{2.etg})}{2} C_{pe,10}$  [kN/m]

Der  $q_{kast}$  er hastighetstrykket  
 $h_{i.etg}$  er etasjehøyde, indeks  $i \in [1; 3]$   
 $C_{pe,10}$  er utvendig formfaktor.

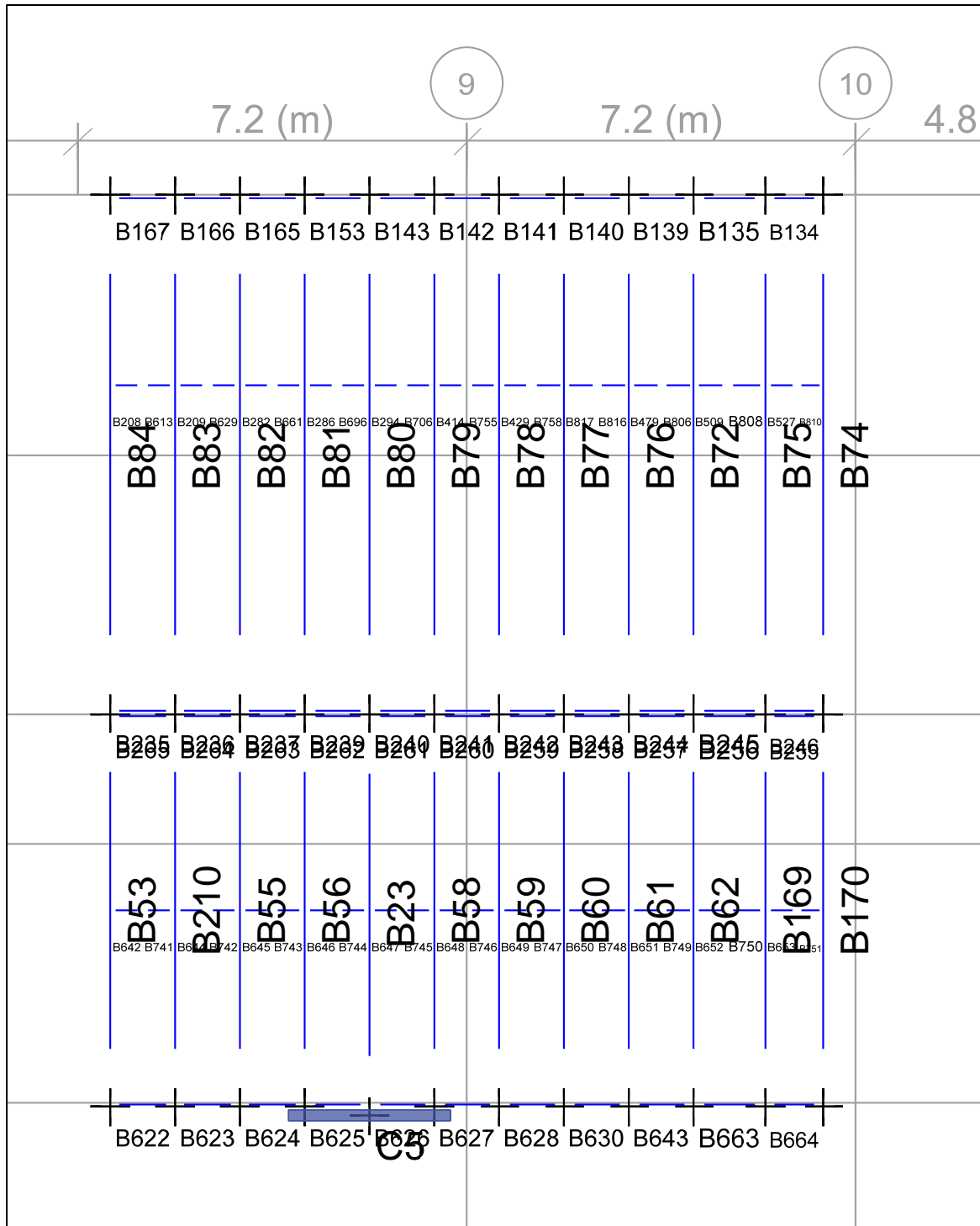
Lastene fordeler seg som vist i skjermklippet under. Som en forenkling er vindsug på gavler (sone A, B og C) omregnet til å representere gjennomsnittlig verdi over hele lengden.



SKJERMKLIPP 7:1 VINDLASTER PÅ DEKKE OVER 1.ETG

### 7.4.4.2 Geometri og materialer

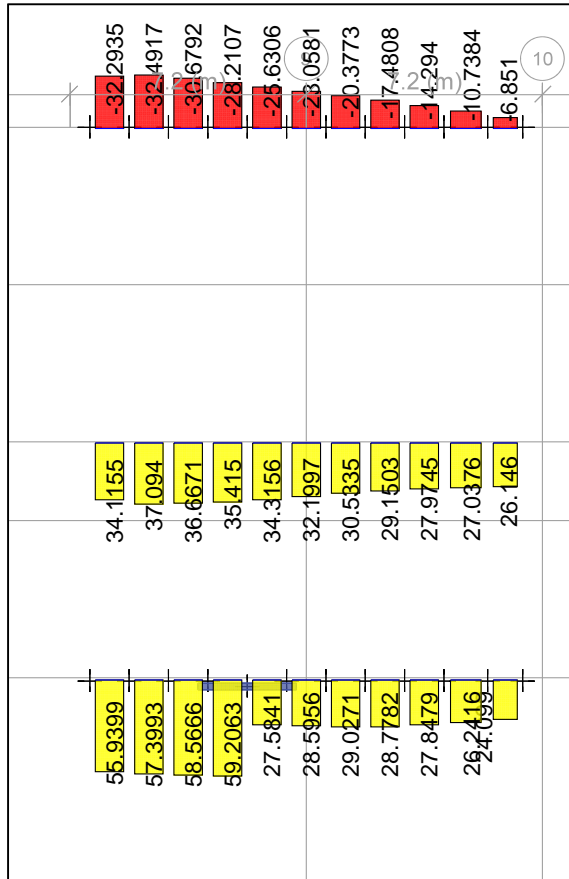
Vi betrakter feltet mellom akse 8 og 10 som innehar følgende staver:



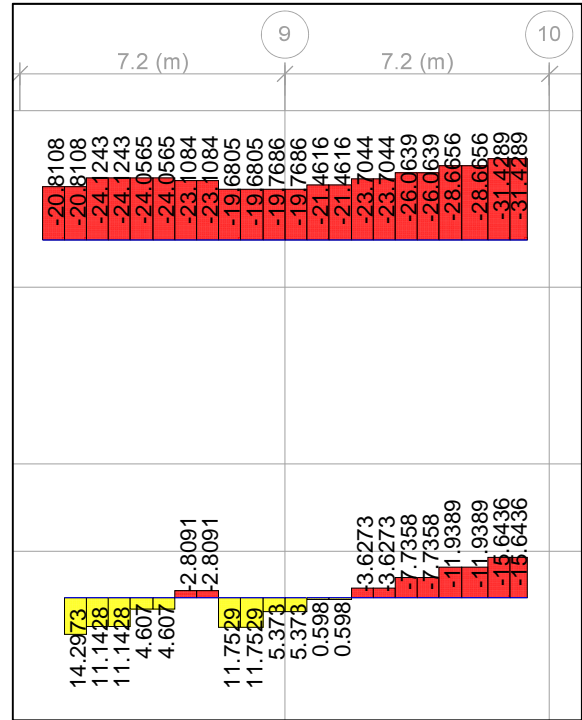
SKJERMKLIPP 7:2 STAVELEMENTER MELLOM AKSE 8 OG 10, 1.ETG.

### 7.4.4.3 Randarmering (Randstringer)

Krefter som virker i stringere:



Skjær som superponeres sammen med stringerkrefter:



SKJERMKLIPP 7:4 SKJÆRLAST I SKJÆRSTAVER

### SKJERMKLIPP 7:3 AKSIALLAST I STRINGERE

Ved å superponere disse kreftene som virker i samme snitt (kfr. metode i Tillegg B) får vi ut armeringsmengde for stringere.

Summasjon over lengden x€[akse 8; akse 10] presenteres i tabellen på neste side, fra akse 8 øverst til akse 10 nederst.



Numerisk summasjon av armeringsmengder																		
Dekke over 1. etasje - Fra akse 8 til Akse 10																		
Tabell V <sub>1</sub>		Tabell V <sub>2</sub>		Samlet skjær	Skjær pr fuge	Tabell P <sub>y,1</sub>		Tabell P <sub>i,1</sub>		Tabell P <sub>y,2</sub>		Tabell P <sub>i,2</sub>		Armeringsmengder				
Beam	V	Beam	V	V	V	Beam	P	Beam	P	Beam	P	Beam	P	A <sub>y1</sub>	A <sub>i1</sub>	A <sub>y2</sub>	A <sub>i2</sub>	
	kN		kN	kN	kN		kN		kN		kN		kN	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	
B208	-21.1	B642	14.7	-6.4	-6.4	B167	-32.5	B235	44.6	B622	51.7	B265	34.6	82.1	98.8	111.5	75.9	
B613	-21.1	B741	14.7	-6.4	-6.4													
B209	-24.4	B644	11.6	-12.9	-12.9	B166	-32.7	B236	40.3	B623	53.2	B264	37.5	90.0	85.4	107.5	78.8	
B629	-24.4	B742	11.6	-12.9	-12.9													
B282	-24.3	B645	5.0	-19.3	-19.3	B165	-30.9	B237	37.7	B624	54.4	B263	37.0	93.2	75.7	102.9	74.0	
B661	-24.3	B743	5.0	-19.3	-19.3													
B286	-23.3	B646	-2.5	-25.8	-25.8	B153	-28.4	B239	35.8	B625	55.1	B262	35.7	94.9	67.5	97.0	67.4	
B696	-23.3	B744	-2.5	-25.8	-25.8													
B294	-19.9	B647	12.1	-7.8	-7.8	B143	-25.7	B240	33.9	B626	27.2	B261	34.5	68.2	73.6	53.6	75.0	
B706	-19.9	B745	12.1	-7.8	-7.8													
B414	-19.9	B648	5.7	-14.3	-14.3	B142	-23.2	B241	32.4	B627	28.3	B260	32.4	69.6	66.3	48.6	66.4	
B755	-19.9	B746	5.7	-14.3	-14.3													
B429	-21.6	B649	0.9	-20.7	-20.7	B141	-20.5	B242	30.9	B628	28.7	B259	30.7	70.9	59.2	42.2	58.7	
B758	-21.6	B747	0.9	-20.7	-20.7													
B817	-23.8	B650	-3.4	-27.2	-27.2	B140	-17.5	B243	29.6	B630	28.5	B258	29.3	71.6	52.5	34.3	51.8	
B816	-23.8	B748	-3.4	-27.2	-27.2													
B479	-26.2	B651	-7.5	-33.7	-33.7	B139	-14.3	B244	28.5	B643	27.6	B257	28.1	71.7	46.2	24.9	45.3	
B806	-26.2	B749	-7.5	-33.7	-33.7													
B509	-28.8	B652	-11.7	-40.5	-40.5	B135	-10.8	B245	27.5	B663	26.1	B256	27.1	71.3	39.9	13.4	39.1	
B808	-28.8	B750	-11.7	-40.5	-40.5													
B527	-31.5	B653	-15.4	-46.9	-46.9	B134	-6.9	B246	26.6	B664	24.0	B255	26.2	69.8	34.2	1.2	33.3	
B810	-31.5	B751	-15.4	-46.9	-46.9													
														<b>Største mengde</b>	<b>94.9</b>	<b>98.8</b>	<b>111.5</b>	<b>78.8</b>
														<b>Valgt armering</b>	<b>2ø12</b>	<b>2ø12</b>	<b>2ø12</b>	<b>2ø12</b>
														<b>Feltfordeling</b>				

med

Skjærkraft<sub>Feltnr.</sub> V<sub>i</sub>  
 Trykk/strekk i randstringer P<sub>y,i</sub>  
 Trykk/strekk i feltstringer P<sub>i,i</sub>  
 Skjærkraft V<sub>i</sub>  
 Aksialkraft P  
 Armeringsmengder A

TABELL 7:3 NUMERISK SUMMASJON AV ARMERINGSMENGDER, AKSE 8-10

#### 7.4.4.4 Forankring av stringere til HD-skive

Jamført kapittel 5.5 i Tillegg B settes største tillatte skjærkraft for å unngå fugearmering til

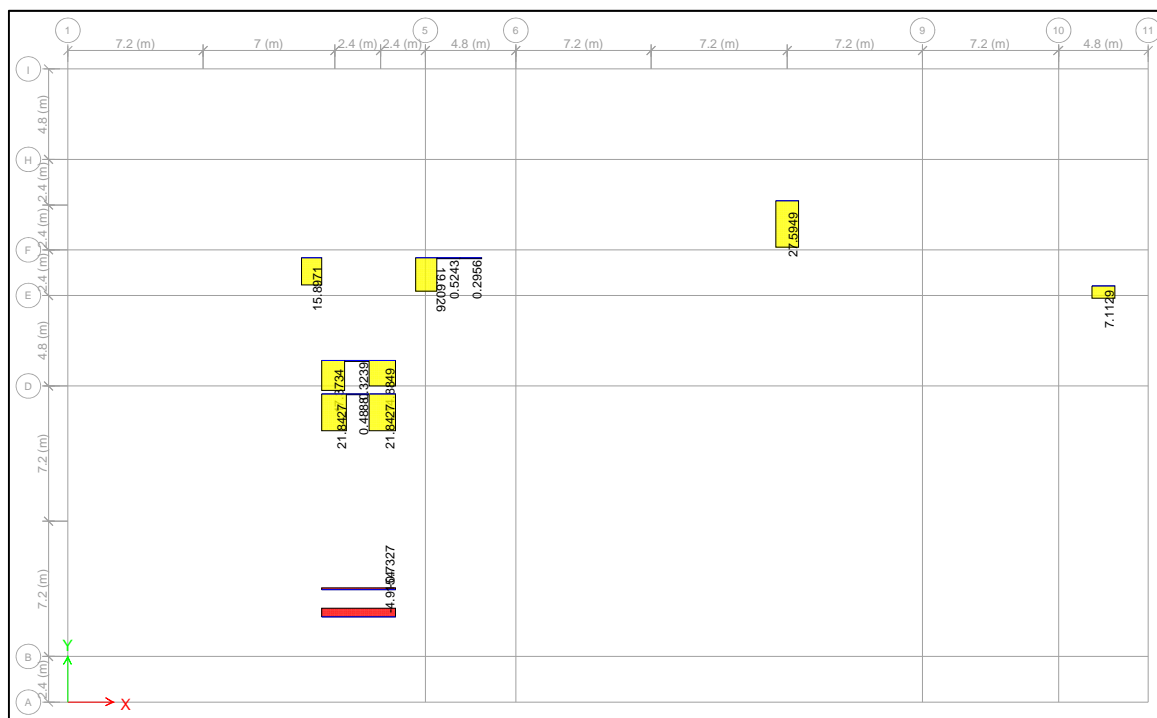
$$\tau_f = \frac{V_{f1}}{zb_f} < 0.05 \frac{N}{mm^2} \Rightarrow V_f < 0.05 zb_f = 0.05 \frac{N}{mm^2} \cdot 0.8 \cdot 16.8m \cdot 0.29m = 195kN$$

Summert skjærkraft over de to skipene overskrider aldri 48kN – altså er det ikke beregningsmessig behov for bøyer.

Likevel benyttes det bøyer i fugene for å holde kontrollen med rissdannelser, samt å oppta minimumskrefter.

#### 7.4.4.5 Strekkforbindelser ved utsparinger, hakk og sprang

Den store gevinsten med RaSk-analysen er at strekkforbindelser som opprettholder kontinuitet i armeringsføringene kan leses rett ut.



Med en så oversiktlig oppstilling som over er det enkelt å plukke ut største opprettede kraft i strekkforbindelsene: 28kN og dimensjonere for dette.

Tykkelsen av strekkstålet er begrenset av tykkelsen av påstøpen, som her er 20mm, og settes til 8mm gods. Nødvendig tverrsnitt bestemmes enkelt når vi vet at stålqualiteten er S355J0:

$$\text{Tverrsnitt for strekkstål } A_s = tb = \frac{F}{f_{yd}} \Rightarrow b = \frac{F}{tf_{yd}} = 28kN / \frac{8mm \cdot 355N/mm^2}{1.05} = 12mm$$

## **7.5 RESULTATER AV RASK-ANALYSEN**

Produktet som kommer ut av en RaSk-analyse i forhold til horisontalskiver blir skivearmeringstegninger. Disse er å finne i Bind 2, tegning 111, 112 og 113 for skivearmering av henholdsvis dekke over 1., 2., og 3. etasje.

## 8 AVSTIVENDE VERTIKALSKIVER: SKJÆRVEGGER

### 8.1 GENERELT

Når horisontalskiveanalysen er kjørt får man ut resultater i opplagerpunktene som svarer til reaksjonene på skjærveggene.

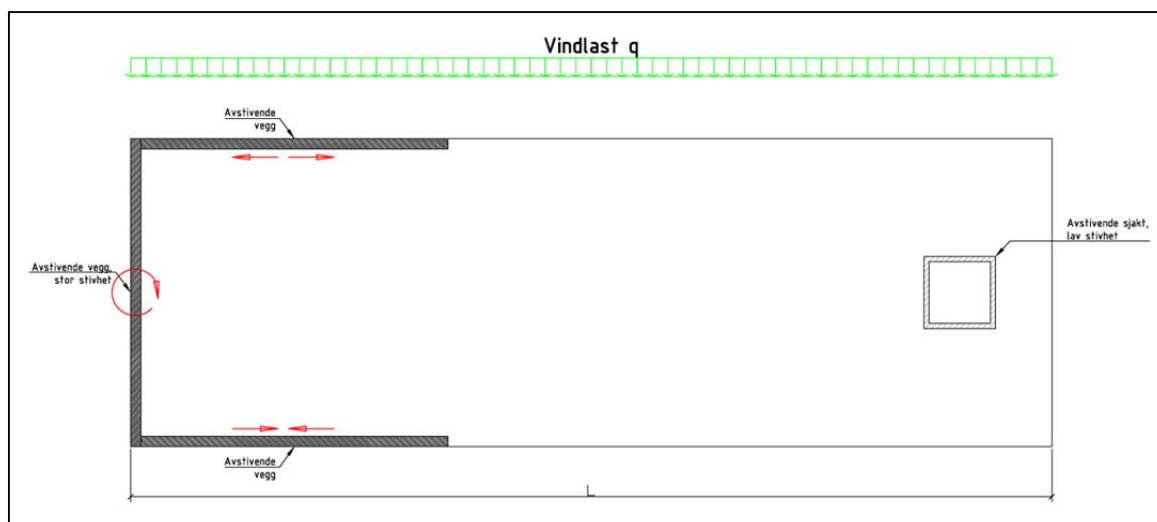
Da gjenstår det å dimensjonere veggene for disse påkjenningene som er i form av horisontallast som skaper drivende moment (også kalt veltemoment.)

### 8.2 TRADISJONELL REGNEMODELL: STIV HORISONTALSKIVE

Måten, som stammer fra håndregningsmetode, man tradisjonelt sett regner reaksjoner på vertikalskiver er ved å betrakte horisontalskiven som uendelig stiv. Det er ikke mulig å håndregne hvordan en deformerbare horisontalskive overleverer krefter til vertikalskivene. Altså måtte dekket være en helt rigid, udeformerbar membran.

Sannheten er at dekket, plasstøpt eller prefabrikkert, ikke er uendelig stivt, men har en semi-rigid oppførsel.

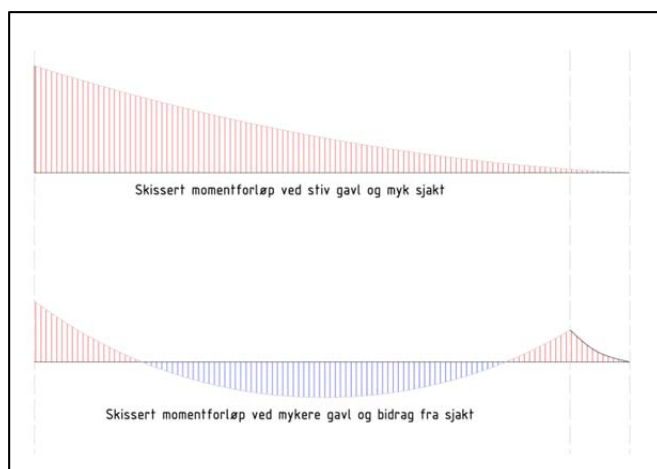
Ved å regne horisontalskiver som uendelig stive oppstår et problem knyttet til stivheten av vertikalskivene. Dekkeskiven vil da forankre seg i de stiveste veggskivene og gi disse stor belastning. Andre veggskiver med lavere stivhet vil da bli mindre belastet og derfor mindre aktive. Vi ser på tegningen nedenfor: Veggene ved gavlen på venstre side med sterk skravur er modellert med stor stivhet.



TEGNING 8:1 STIVHETSBETRAKTNING AV SKJÆRVEGGER

Sjaket til høyre er tenkt å ha lav stivhet. Momentet som opptrer i venstre gavlen og balanseres av kraftparet i langveggene vil da være nok til å holde bygget i statisk likevekt. Gavlen til venstre er stiv nok til å oppta hele vindlasten  $V=qL$ .

Sjakten blir da overflødig for å oppnå likevekt. Resultatet er at skiven kan betraktes som en utkraget bjelke som er fast innspent i gavlen til venstre. Momentet ved venstre gavl blir da  $M = qL^2/2$ .



Ved å la sjakten ta opp krefter vil oppførselen til skiven nærme seg oppførselen til en fast innspent bjelke i gavlen med opplegg også på trappesjakten. Momentforløpet gir da største moment ved avstand  $0.375L$  fra gavl på  $M = \frac{9}{128}qL^2$ .

FIGUR 8:1 FORSKJELLIGE MOMENTFORLØP VED FORSKJELLIGE STIVHETER

Dette fenomenet kalles «garasjeeffekt» /Goa, 1990/. En typisk garasje består av en stiv bakvegg, langvegger på hver side og åpning i front. Med et tak over som gir membranvirkning har man et stabilt system. Her er garasjeeffekten selvsagt ønsket. Men dersom skiver som har til hensikt å bidra i avstivningen blir utformet med for lav stivhet kan man få garasjeeffekt uten at det er ønskelig.

Uendelig stive horisontaldekker finnes ikke, så dette er først og fremst et problem knyttet til den matematiske modellen for håndregning. Horisontalskivene i RaSk-modellen er ikke uendelig stive, men derimot sammensatt av rammer som danner en skivevirkning. Dette skulle tilsi at stivheten i vertikalskivene spiller en vesentlig mindre rolle for modellen.

I Tillegg 3 er det vist regneeksempler på hvordan vertikalskivenes stivhet influerer globalstatikken. Kort oppsummert har vi, som forventet, at den er mindre vesentlig for RaSk-metoden, men gir veldig store utslag i modeller med stive membrandekker.

### **8.3 REGNEMODELL FOR VERTIKALSKIVER**

For å forklare hvordan horisontalkrefter virker på en vertikalskive velges en vilkårlig vegg i SYSCO-prosjektet: Inneveggen G-118. Dette er en vegg i det avstivende systemet og det skal vises i det følgende hvordan kreftene virker på veggen og hvordan dens kapasitet beregnes.

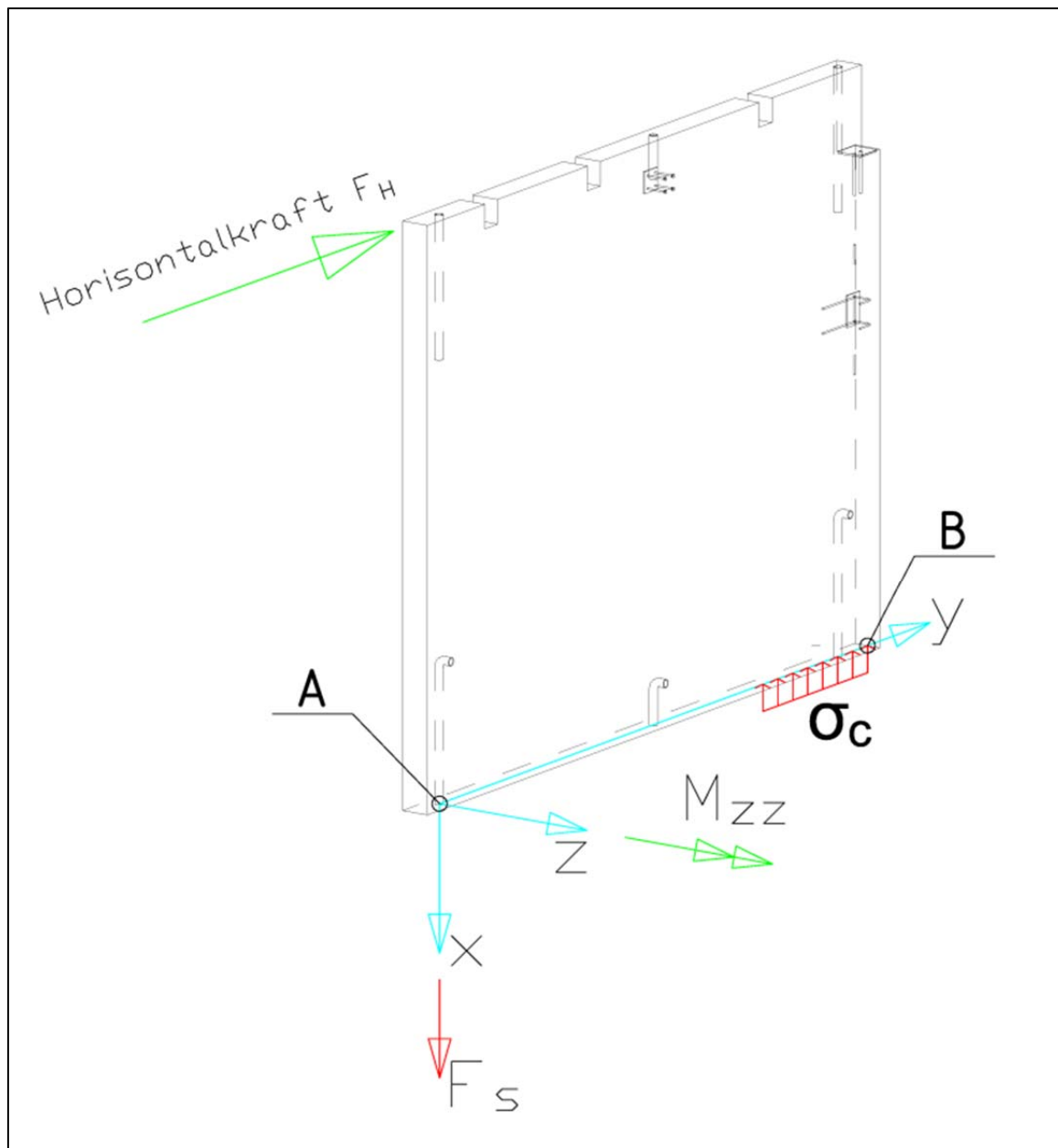
### **8.4 DREIETAPPRINSIPPET**

Den matematiske modellen for krefter og likevekt i veggen tar utgangspunkt i et dreiepunkt /Hellesland, Casandjian, Challamel, & Lanos, 2013/. Horisontallasten skaper et veltende moment og akkumulert egenlast motvirker veltemomentet. Stor egenlast er altså gunstig for stabilitet av en skjærvegg.

Dersom stabiliserende moment blir undertrykket av drivende moment vil det være behov for forankring på strekksiden. Prefabrikkerte betongvegger må koples til fundament med minimum én stk. armeringsstang i hver ende – uansett om det er nødvendig for kraftføring eller ei. Det betyr at vi har en statisk modell i underkant som kan betraktes som et armert betongtverrsnitt.

### 8.4.1 DREINING OM STØRSTE BETONGTØYNING

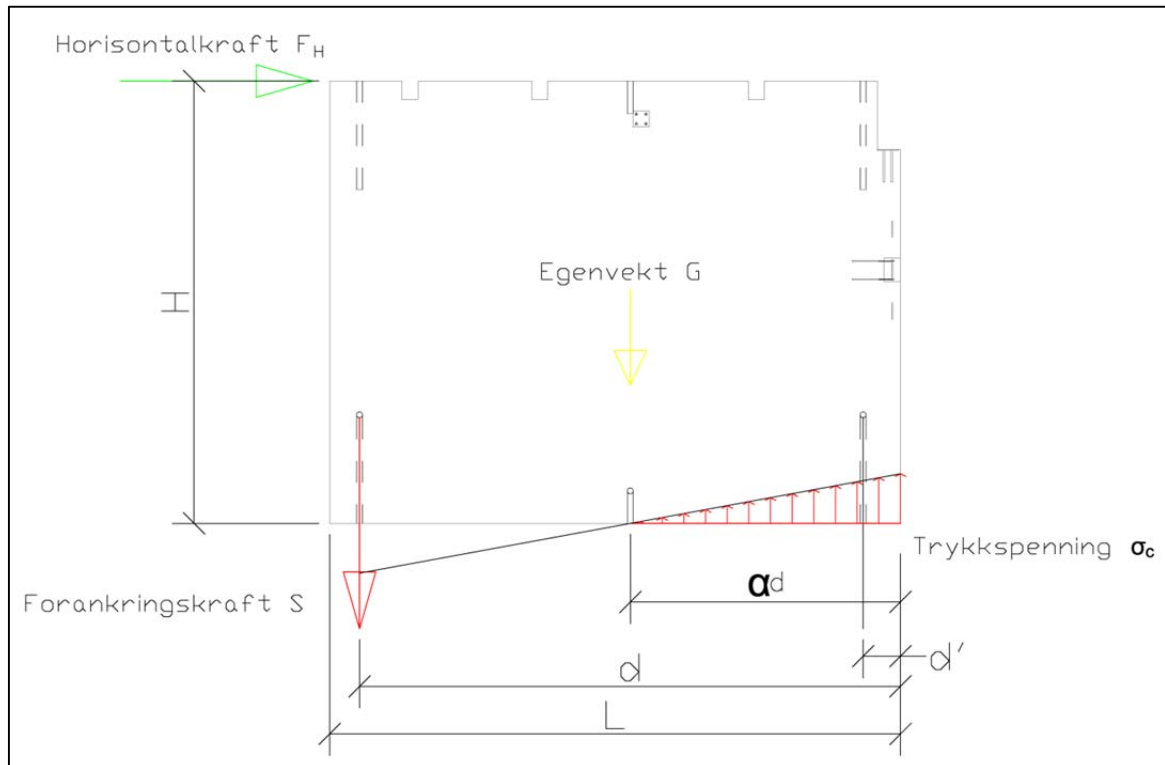
Ved å ta utgangspunkt i å finne likevekt av krefter om punkt B, der betongen har sin største tøying kan vi bestemme armeringsmengde ved hjelp av mekanikk:



TEGNING 8:2 LASTVIRKNINGER OG REAKSJONER I SKJÆRVEGGER, ELEMENT G-118 PÅ SYSCO

Ved å velge betongtøyningens ytterpunkt som dreiepunkt og en rettlinjert spenningsfordeling over tverrsnittet får vi et likevektsbilde som vist i tegningen under.





TEGNING 8:3 BJELKETILNÆRMELSE TIL SKJÆRVEGGMEKANIKK

Ved bøyning alene må nøytralaksen ligge innenfor tverrsnittet.

Trykkresultanten i betongen  $N_c = \Psi f_{cd} \alpha b d$

Der

- $\Psi = \text{formfunksjon}$
- $f_{cd} = \text{dimensjonerende betongspenning}$
- $\alpha = \text{dimensjonsløs variabel}$
- $b = \text{veggens tykkelse}$
- $d = \text{effektiv høyde}$

Ved betraktning av tegningen over, som viser lineær spenningsfordeling, kan  $\Psi$  bestemmes fra

$$N_c = \Psi f_{cd} \alpha b d = \frac{1}{2} f_{cd} \alpha b d \Rightarrow \Psi = \frac{1}{2}$$

Trykkresultantens plassering blir da i tredjedelspunktet av  $\alpha d$  som gir den dimensjonsløse koeffisienten  $\delta_g$ .

Likevekt mellom ytre kraft og kapasitet blir da

$$N_d = A_{s1} \sigma_{s1} + A_{s2} \sigma_{s2} + \alpha \Psi b d f_{cd}$$

$$M_d = -A_{s2} \sigma_{s2} (d - d') - \alpha \Psi (1 - \alpha \delta_g) b d^2 f_{cd}$$

Her er indeks 1 svarende til strekkarmering og indeks 2 svarende til trykkarmering.

Spenningen i trykkarmeringen avhenger av den ukjente faktoren  $\alpha$  og forholdet mellom E-modulen til betongen og stålet: ekvivalensfaktoren  $\alpha_e$ :

$$\sigma_{s2} = \frac{\alpha_e f_{cd} (\alpha d - d')}{\alpha d}$$

Ved å sette inn  $\Psi = \frac{1}{2}$  og uttrykket for spenningen i trykkstålet får vi uttrykket

$$M_d = -A_{s2} \frac{(d - d')(\alpha d - d')}{\alpha d} \alpha_e f_{cd} - \frac{\alpha(3 - \alpha)}{6} b d^2 f_{cd}$$

Som er et tredjegrads polynom i  $\alpha$ :

$$\Rightarrow \alpha^3 - 3\alpha^2 + 6 \left( -\frac{M_d}{b d^2 f_{cd}} - \frac{(d - d') \alpha_e A_{s2}}{b d^2} \right) \alpha + \frac{6 \alpha_e d' (d - d') A_{s2}}{b d^3} = 0$$

For å finne røttene av dette polynomet forenkles uttrykket med følgende dimensjonsløse koeffisienter

$$\delta' = \frac{d'}{d} \quad \rho_{cd} = \frac{\alpha_e A_{s2}}{b d} \quad \mu = -\frac{M_d}{b d^2 f_{cd}}$$

$$\Rightarrow \alpha^3 - 3\alpha^2 + 6[\mu - (1 - \delta')\rho_{cd}]\alpha + 6\delta'(1 - \delta')\rho_{cd} = 0$$

Tredjegrads polynomer løses med Cardanos metode, eller ved hjelp av Mathcad eller tilsvarende regneprogram

Løsningen, angitt med valgte koeffisienter blir

$$p = 6[\mu - \rho_{cd}(1 - \delta')] - 3 \text{ og } q = 6[\mu - \rho_{cd}(1 - \delta')]^2 - 2$$

Den dimensjonsløse variabelen vi er på jakt etter kan finnes med Cardanos formel

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{-\frac{p}{3}} \cos \left[ \frac{\text{Arccos} \left( \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{-p}} \right) - 2\pi}{3} \right]$$

Vi får en vesentlig forenkling av formelverket dersom vi ikke regner bidrag fra trykkarmering:

$$\alpha^2 - 3\alpha + 6\mu = 0;$$

$$\therefore \alpha = \frac{3}{2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3}\mu} \right)$$

Nødvendig armeringsmengde på strekksiden finnes da som

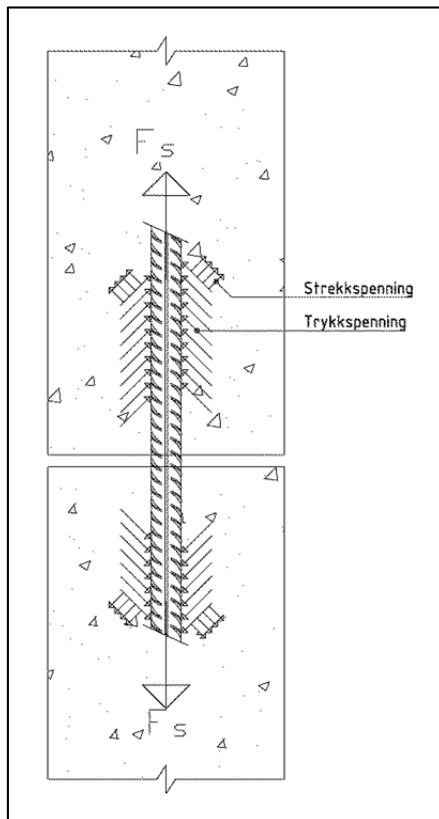
$$A_{s1} = \frac{\alpha^2 bd}{2\alpha_e(1-\alpha)} - \frac{\alpha N_d}{\alpha_e f_{cd}(1-\alpha)} + \frac{\alpha - \delta'}{1-\alpha} A_{s2}$$

Som uten trykkarmering blir

$$A_{s1} = \frac{\alpha^2 bd}{2\alpha_e(1-\alpha)} - \frac{\alpha N_d}{\alpha_e f_{cd}(1-\alpha)}$$

## 8.5 FORANKRING AV STREKKARMERING

I en strekkforbindelse mellom to betongelementer er det forankringslengden som er dimensjonerende. For å kunne dra nytte av hele styrken i et armeringsjern må det være fullforankret i begge ender.



TEGNING 8:4 FORANKRING I BETONG

Forankringen sikres av heft mellom gysmassen i det korrugerte røret og stålstangen som gyses fast. Trykkspenninger oppstår mellom kammene i armeringen og kontaktflaten mot betongen. Som et resultat av dette dannes det motvirkende strekkspenninger. Tradisjonell armeringsforankring regnes som etter Eurokode 2.

Den nødvendige forankringslengden defineres som

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

Der

- $l_{b,min} \geq \max[0.3l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm]$
- $\alpha_1 = 1.0$  for rette stenger
- $\alpha_2 = 1 - \frac{0.15(c_d - \phi)}{\phi}$   
for rette stenger,  $\alpha_2 \in [0.7; 1.0]$   
o  $c_d$ =overdekning
- $\alpha_3 = \alpha_4 = 1.0$  (ingen tverrarmering)
- $\alpha_5 = 1.0$  (intet trykk rundt armering)
- $l_{b,rqd}/\phi = 36$  for B30, B500NC

## 8.6 DIMENSJONERING AV SKJÆRVEGG

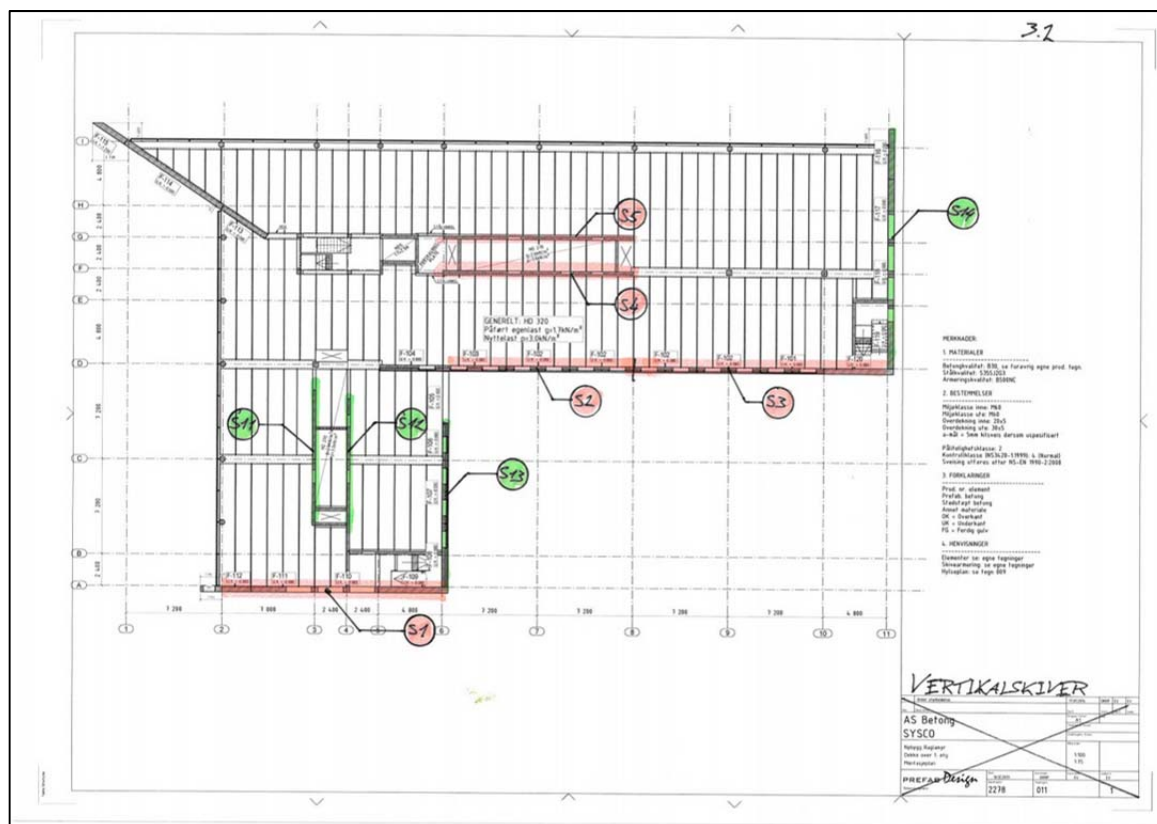
Skjærvegger dimensjoneres for å oppta opplagerkreftene fra globalanalysen av horisontaldekkeet. De skal motstå drivende moment slik at de ikke velter og de skal motstå skjærkraft slik at de ikke sklir på underlaget. De danner en trygg forbindelse mellom bygget og fundamentet.

Dersom stabiliserende moment fra egenlast og forankring på strekksiden ikke er nok for å oppnå likevekt må elementene koples til naboelementene. Ved å danne skjærforbindelser i fugene får man «lånt» vekt fra tilstøtende element som gir direkte bidrag på stabiliserende moment. Begrensningen på hvor mye som kan lånes settes som den minste av innstøpingsgodsets kapasitet og tilstøtende elements vekt.

### 8.6.1 LASTER

Dersom ikke RaSk-analyse er kjørt kan man finne lastene i kapittel 6.3. I dette prosjektet kan vi finne lastvirkningene på skjærveggene i Tillegg A som viser alle lastvirkninger på alle staver i modellen.

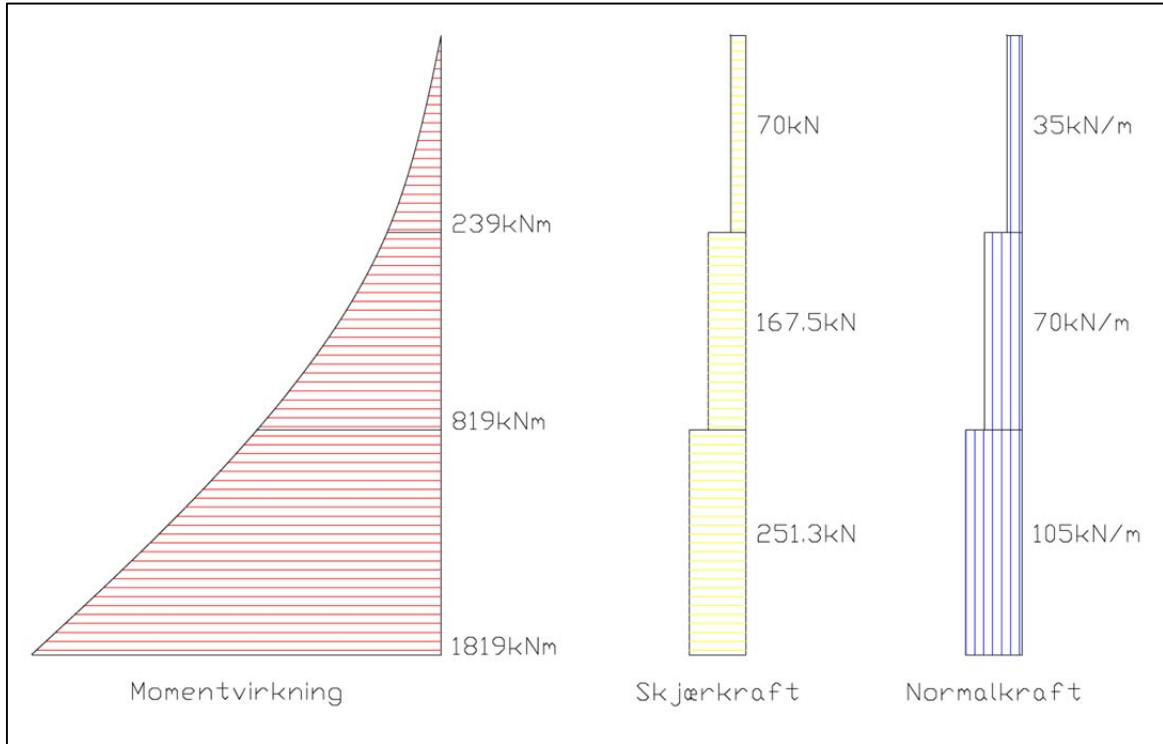
Skivenummereringen er som oppgitt i RIB-heftet:



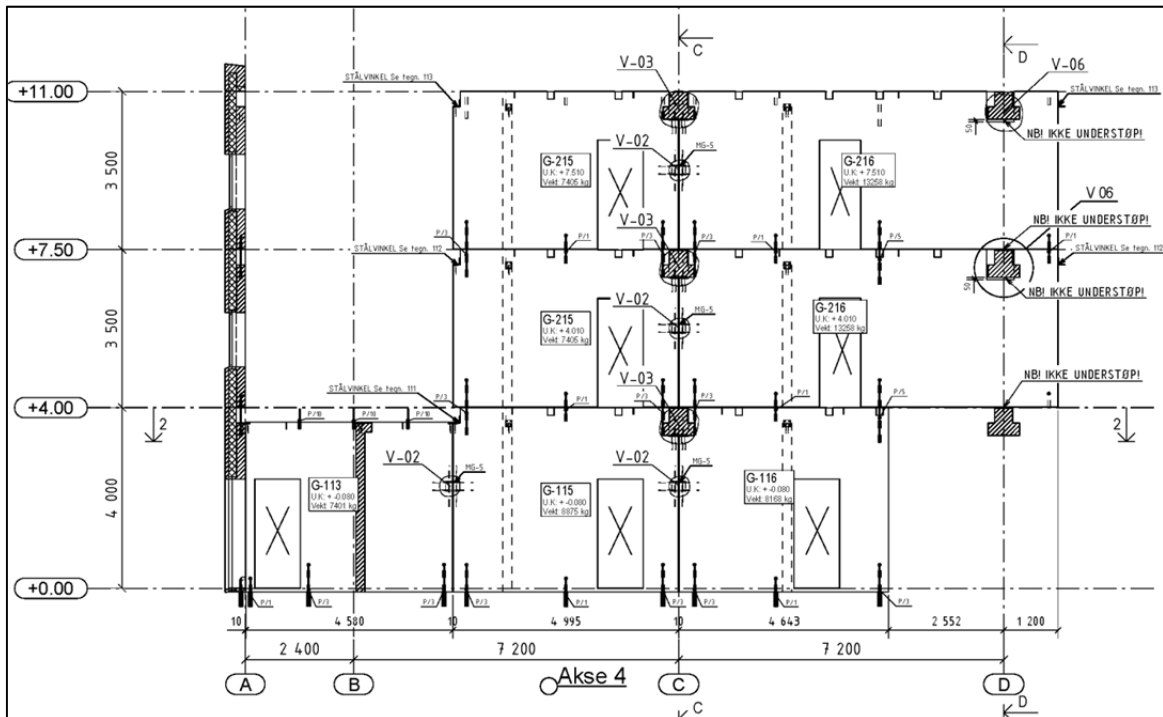
TEGNING 8:5 VERTIKALSKIVENUMMERERING

I denne oppgaven presenterer vi fullverdig dimensjonering av skive S12 basert på horisontallasten som er regnet i RaSk-metoden

Karakteristiske momenter, skjærkrefter og egenlaster fra lastnedregning vises



FIGUR 8:2 BRUKSLASTER PÅ SKIVE S12 PÅ SYSCO



TEGNING 8:6 UTDRAK AV OPPRISS AKSE 4, TEGNING 045

Skiven som regnes som aktiv her er mellom venstre side av G-115 og høyre side av G-116.

Dimensjonerende moment  $M_{dS12} = 1819kNm \cdot 1.5 = 2728.5kNm$

Dimensjonerende egenlast pr etg.  $g_{etg} = 35kN/m$

Skiven består av to elementer som har tilnærmet samme geometri og gjør dimensjonering av G-115 gjeldende også for G-116.

Det vil være tilstrekkelig å dimensjonere veggene i første etasje hvor momentet er størst. Dette er en typisk situasjon for en «ren» skive med glatte momentkurver.

### 8.6.2 MATERIALER OG GEOMETRI FOR G-115

Geometri:

Lengde  $L = 4.995m$

Tykkelse  $b = 0.2m$

Effektiv høyde  $d = 4.995m - 0.345m = 4.65m$

Materialer:

Betongkvalitet B30  $f_{cd} = 0.8 \cdot \frac{30 \frac{N}{mm^2}}{1.5} = 16 \frac{N}{mm^2}$

Armeringskvalitet B500NC  $f_{yd} = \frac{500 \frac{N}{mm^2}}{1.15} = 434.8 \frac{N}{mm^2}$

### 8.6.3 SNITTKREFTER PÅ G-115

Med utgangspunkt i regnemetoden beskrevet i kapittel 8.2 og 8.4 finner vi følgende størrelser for G-115:

Drivende moment  $M^+ = \frac{-2728.5}{2} = 1364.25kNm$

Stabiliserende moment  $M^- = 3g_{etg} \cdot \frac{L}{2} = 3 \cdot 35kN/m \cdot \frac{4.995m}{2} = 262.238kNm$

Resulterende moment  $M_d = 1364.25 - 262.238 = 1102kNm$

Dimensjonsløs faktor  $\mu = -\frac{M_d}{bd^2f_{cd}} = \frac{1102 \times 10^6}{200 \cdot 4650^2 \cdot 16} = 0.016$

Trykksonefaktor  $\alpha = \frac{3}{2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3}\mu} \right) = \frac{3}{2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8 \cdot 0.016}{3}} \right) = 0.032$

Trykksonehøyde  $x = \alpha d = 0.032 \cdot 4650 \text{mm} = 149 \text{mm}$

Indre momentarm  $z = d - \frac{\alpha d}{2} = 4650 \text{mm} - \frac{0.032 \cdot 4650 \text{mm}}{2} = 4575.6 \text{mm}$

Forankringskraft  $S = \frac{M_d}{z} = \frac{1102 \text{kNm}}{4.576 \text{m}} = 241 \text{kN}$

Nødvendig strekkarmering  $A_{s1} = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} = \frac{1102 \text{kNm}}{4.576 \text{m} \cdot 434.8 \text{N/mm}^2} = 553.868 \text{mm}^2 = 1\phi 32$

Vi ønsker å bruke  $\phi 25$  armering med  $A_{s\phi 25} = 491 \text{mm}^2$

Restkraft i skjærforbindelse  $V_{fuge} = 241 \text{kN} - 491 \text{mm}^2 \cdot 434.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 27.5 \text{kN}$

Det betyr at en sveiseforbindelse mellom G-115 og naboelementet må kunne ta 28kN dersom vi velger  $\phi 25$  armering.

Forankringslengde  $l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$   
 $l_{bd} = 0.97 \cdot 900 \text{mm} = 873 \text{mm}$

Faktorer fra kapittel 8.5:

- $\alpha_1 = 1.0$  for rette stenger
- $\alpha_2 = 1 - \frac{0.15(c_d - \phi)}{\phi} = 0.97$   
 $\alpha_3 = \alpha_4 = 1.0$  (ingen tverrarmering)
- $\alpha_5 = 1.0$  (intet trykk rundt armering)
- $\frac{l_{b,rqd}}{\phi} = 36 \Rightarrow l_{b,rqd} = 900 \text{mm}$
- $l_{b,min} \geq \max[0.3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{mm}] = 270 \text{mm}$

Pga toleranser på byggeplass kan vi forvente at armeringen blir kappet med så mye som 10 % for stedlige tilpasninger. Forankringslengde velges til 1.0m.

#### 8.6.4 DIMENSJONERINGSRESULTATER FOR SKIVE

For skivevirkning er det nødvendig å dimensjonere trykksonehøyden for bestemmelse av understøp, samt strekk i armering for å finne koplinger og forankringslengde:

- Understøp: 150mm inn fra hver side
- Armering: 1 $\phi$ 25, lengde = 2m i hver side
- Skjærforbindelse: 1stk sveiseplate; kapasitet 30kN pr fuge.



## 9 KONKLUSJON – TIL DISKUSJON OG ETTERTANKE

Det kan trekkes den konklusjon at RaSk-metoden, som har den vitenskapelige hovedtyngden i oppgaven, er en ypperlig metode for skiveanalyse av hulldekker. Den gir et sannferdig bilde av hulldekkers oppførsel og bidrag til skivevirkning og har vist seg å være en suksess.

Med stavprogrammer som ETABS, som har et veldig fint grafisk brukergrensesnitt, er det enkelt å få oversikt over både krefter og forskyvninger.

Selv om RaSk-metoden er enkel å modellere og resultatene er lette å lese av er det én vesentlig bakside: Datamengden blir enorm og resultatene kan være vanskelige å presentere. Denne masteroppgaven har avdekket at RaSk-metoden er enkel å jobbe med, lett å benytte til dimensjonering, men vanskelig å kommunisere. For å utveksle informasjon fra modellen må mottaker settes grundig inn i metoden for å kunne tolke resultatene – hvilket også er å forvente da hulldekkeskiver er kompliserte.

Den beste måten å kommunisere resultater på menes å være ved å utveksle hele analysemodellen, forutsatt at mottaker er innviet i metoden.

Som en endelig konklusjon følger bilder av byggeprosessen. Dette er status i skrivende stund og fungerer som dokumentasjon på at Bind 2: Design har blitt satt ut i livet.







## 10 BIBLIOGRAFI

- Elliott, K. S. (2002). *Precast Concrete Structures*. 2 Park Square, Milton Park, Abingdon, Oxon OKX14 4RN: Spon Press.
- Goa, S. K. (1990). *Garasjeeffekt*. Oslo: NIF.
- Hellesland, J., Casandjian, C., Challamel, N., & Lanos, C. (2013). *Reinforced Concrete Beams, Columns and Frames*. London: John Wiley and Sons Inc.
- Jensen, J. F. (2010). *Betonelementbyggeriers statik*. Lyngby: Polyteknisk Forlag.
- NBIF. (u.d.). *Konstruksjonshåndbok Betongelementer Hefte B*. I L. Vinje, O. Krokstrand, S. Alexander, L. Leporowski, M. Pedersen, J. Hopp, . . . S. Olsen, *Konstruksjonshåndbok Betongelementer Hefte B* (s. 41). NBIF.
- Walraven, C. J. (1990, Oktober). Diaphragm Action in Floors, Prefabrication of Concrete Structures, International Seminar, Delft University of Technology. ss. 143-154.
- Wiig, N. J. (1972). *Bygningsprosjektering*. Trondheim: Tapir Forlag.



