



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering:

Master i konstruksjoner og materialer

Vårsemesteret, 2009

Åpen

Forfatter: Petter Remmen Johansen

Petter Remmen Johansen
(signatur forfatter)

Faglig ansvarlig: Eilert Mariero, UiS

Veileder(e): Sven Kristian Goa, Multiconsult AS

Tittel på masteroppgaven:

Analyse av høye elementbygg "Ro-Ri-Ram"

Engelsk tittel:

Analysis of high-rise precast building "Ro-Ri-Ram"

Studiepoeng: 30

Emneord:
Knutepunkt
Analyse av elementbygg
Prefabrikkerte betongelementer
Høye konstruksjoner

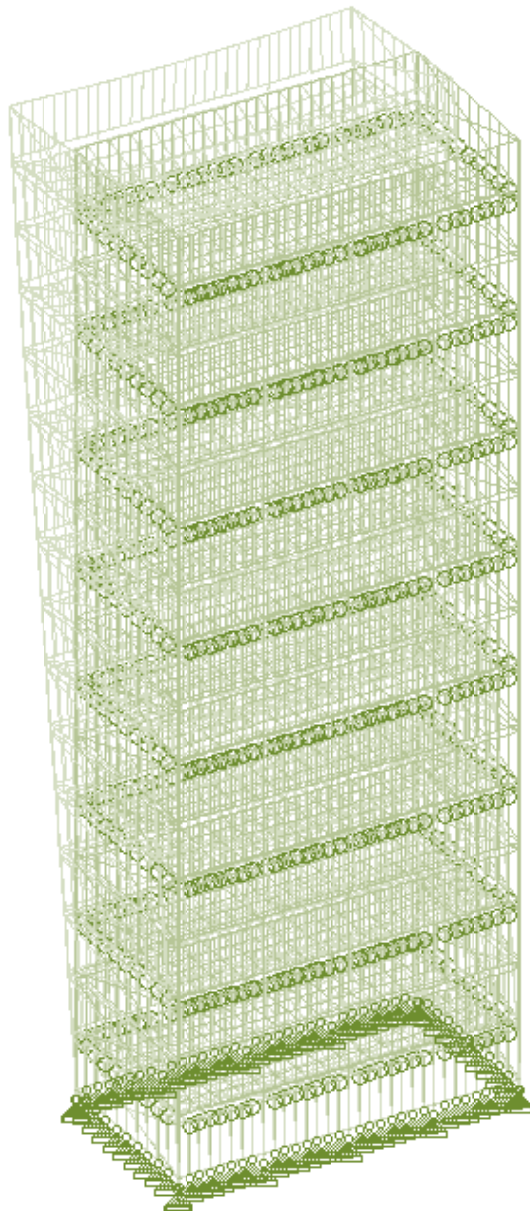
Sidetail: 150
+ vedlegg/annet: 63
+ CD

Stavanger, 15.06/2009
dato/år



2009

Analyse av høye elementbygg *"Ro-Ri-Ram"*



Master i konstruksjoner og materialer

Petter Remmen Johansen

Student nr 200552

15/6/2009

SAMMENDRAG

Denne oppgaven tar for seg knutepunkter og forbindelser i prefabrikkerte element bygg. Her får man et innblikk av hvilke forbindelser som er gjeldene for de forskjellige byggesystemene, og hvilke byggesystemer som egner seg til de forskjellige bruksområdene. Dette vinkles videre opp mot hva som er tilgjengelig av litteratur til de forskjellige forbindelsene, og hvor grundig denne litteraturen er med hensyn på utforminger av knutepunkt som kommer av nøyaktige beregninger eller tester.

Etter å ha lest gjennom store mengder litteratur (se kapittelet referanser) av forskjellige forbindelser i prefabrikkerte element bygg ble det bestemt å gå inn på et par konkrete forbindelser i stedet for å ta litt om alt. Valget falt deretter på søyle, bjelke og hulldekke-vegg forbindelser siden det er disse forbindelsene som er best egnet for å bygge i høyden med betongelementer. I tillegg til disse forbindelsene vil det først gitt en generell forklaring av hvilke påkjenninger som forbindelsene blir utsatt for, og hvordan disse påvirker valget av utforming.

Et annet tema som har blitt gått inn på, som er veldig kritisk for prefabrikkerte betongelementer, er faren for kollaps av bygningen, spesielt ved høye konstruksjoner. Dette har en innvirkning på knutepunktene for å kunne gi en tilstrekkelig pålitelighet av konstruksjonen.

For å gå mer inn på dette med å bygge i høyden blir det tatt for seg de mest brukte byggesystemene og hvilke begrensninger litteraturen sier at disse har.

Resultatet etter å studere litteraturen rundt de forskjellige knutepunktene viser at det ikke er like mye informasjon rundt forbindelsen mellom hulldekke og sandwich elementer som det er ved de andre forbindelsene når det kommer til tester og bakgrunnen for dimensjonering. Det som har blitt funnet av litteratur på dette området er stort sett fra skandinaviske og amerikanske bøker om generell dimensjonering og ingen grundigere analyser på akkurat dette punktet, så av den grunn blir det i denne oppgaven gått inn på en detaljert analyse av denne forbindelsen i 3D modellerings- og analyseprogrammet, Staad.Pro.

Opgaven avsluttes med en presentasjon av en regnemodell for analyse av elementbygg med hulldekker og bærende fasadeelementer – *“Ro-Ri-Ram”*.

Innholdsfortegnelse

FORORD	1
INNLEDNING	2
1 GENERELT OM FORBINDELSER MELLOM ELEMENTER	4
1.1 GENERELT	4
1.2 KRITERIER	5
1.2.1 <i>Utforming</i>	5
1.2.2 <i>Styrke</i>	6
1.2.3 <i>Seighet</i>	6
1.2.4 <i>Volumendringer</i>	7
1.2.5 <i>Bestandighet</i>	7
1.3 KAPASITET	7
1.3.1 <i>Trykk</i>	7
1.3.2 <i>Strekk</i>	9
1.3.3 <i>Skjær</i>	12
1.3.4 <i>Bøyning og torsjon</i>	16
1.4 OPPLAGRINGSSPENNINGER	18
1.4.1 <i>Alminnelige opplagringsspenninger</i>	18
1.4.2 <i>Lokale opplagringsspenninger</i>	22
1.5 FORBINDELSER	22
1.5.1 <i>Leddets forbindelser</i>	22
1.5.2 <i>Innspenning forbindelser</i>	23
2 PÅLITELIGHET AV HØYE KONSTRUKSJONER	24
2.1 GENERELT	24
2.2 PÅVIRKNING	28
2.2.1 <i>Unormale lasttilfeller</i>	28
2.2.2 <i>Seismiske laster</i>	29
2.3 FREMGANGSMÅTE	32
2.3.1 <i>Alternativ lastvei</i>	32
2.3.2 <i>“Nøkkel-element” metoden</i>	38
2.3.3 <i>Begrense fareområdet</i>	38
2.4 KONKLUSJON	39
3 BYGGESYSTEMER	40
3.1 GENERELT	40
3.2 SKIVE SYSTEMER	40
3.3 RAMME SYSTEMER	46
3.4 ENETASJES BYGG	58
3.4.1 <i>Typer bygg</i>	58

3.4.2	Valg av system.....	59
3.4.3	Begrensninger.....	59
3.5	FLERETASJES BYGG	60
3.5.1	Typer bygg.....	60
3.5.2	Valg av system.....	60
3.5.3	Begrensninger.....	61
3.6	KONKLUSJON.....	61
4	SØYLE OG BJELKE FORBINDELSER	63
4.1	GENERELT.....	63
4.2	SØYLER.....	63
4.3	BJELKER.....	64
4.4	KNUTEPUNKT FOR ETASJEHØYE SØYLER	65
4.4.1	Søyletopp opplegg.....	65
4.5	KNUTEPUNKT FOR FLERETASJE SØYLER	67
4.5.1	Skjulte stålkonsoller.....	67
4.5.2	Innfelte forbindelser	68
4.5.3	Utstikkende konsoller	70
4.6	KNUTEPUNKT FOR SØYLER TIL FUNDAMENT	72
4.6.1	Fotplater.....	73
4.6.2	Liming	74
4.6.3	Hylsefundament	75
4.7	KONKLUSJON.....	76
5	HULLDEKKE – VEGG FORBINDELSER.....	78
5.1	GENERELT.....	78
5.2	HULLDEKKER	79
5.3	YTTERVEGG.....	81
5.4	INNERVEGG.....	83
5.5	KNUTEPUNKT FOR HULLDEKKE – YTTERVEGG.....	85
5.5.1	Langsgående knutepunkt.....	86
5.5.2	Tverrliggende knutepunkt	87
5.6	KNUTEPUNKT FOR HULLDEKKE – INNERVEGG	91
5.6.1	Langsgående knutepunkt.....	91
5.6.2	Tverrliggende knutepunkt	95
5.7	KONKLUSJON.....	97
6	VALG AV KONSTRUKSJONSDELER – ANALYSER.....	99
7	VALG AV REGNEVERKTØY	100
8	HULLDEKKE (SOM BJELKERIST)	101
8.1	GENERELT.....	101
8.2	OPPBYGGING	101
8.3	MATERIALDATA	103
8.4	KONTROLL – SAMMENLIGNINGER	106

9	HULLDEKKE - KNUTEPUNKT MOT BÆRENDE FASADE	113
9.1	GENERELT	113
9.2	OPPBYGGING	113
9.3	MATERIALDATA	124
9.4	KONTROLL – SAMMENLIGNINGER	126
10	HULLDEKKE - KNUTEPUNKT MOT IKKE-BÆRENDE FASADE.....	140
10.1	GENERELT	140
10.2	OPPBYGGING	140
10.3	MATERIALDATA	144
10.4	KONTROLL – SAMMENLIGNINGER	144
11	KONKLUSJON MED HENSYN TIL KONSTRUKSJONSDELER – REGNEVERKTØY – "RO-RI-RAM"	148
12	REFERANSER.....	149
13	VEDLEGG	150

Forord

I denne oppgaven skal jeg vise evnen til å lære mer om konstruksjoner utover det som har vært pensum på skolen, samtidig som jeg tar med meg all erfaring og kunnskap som jeg har opparbeidet med ved masterstudiet for så å gi en komplett og god masteroppgave.

For denne oppgaven vil jeg først og fremst takk Sven Kristian Goa i Multiconsult AS som har vært en solid veileder gjennom denne perioden. Han har bidratt med å hjelpe meg de gangene jeg har stått fast og guidet meg gjennom hvordan oppgaven bør bygges opp for å kunne løse den på best mulig måte.

Jeg vil også takk Eilert Mariero ved Universitetet i Stavanger for ideer og jevnlig samtaler, som har bidratt til en forståelse av hvilke kritiske temaer som kommer inn under det å bygge med prefabrikkerte betongelementer i høyden.

Til slutt vil jeg takke John-Erik Reiersen fra Betongelementforeningen for tilbakemelding på spørsmål angående oppgaven og for tilgangen til fri bruk av Betongelementboken Bind A-F sine bilder og illustrasjoner. Og jeg vil takk EDR for å holde Staad.Pro kurs for studenter som jobber med masteroppgaven. Og en siste takk til UiS for å stille med kurs i Microsoft Office Word, kildehenvisningsprogrammet End Note, og veiledning for å søke frem og bestille relevant litteratur, som er spesielt tilpasset studenter som skriver masteroppgaven.

Stavanger, juni 2009

Petter Remmen Johansen

Innledning

Bakgrunnen for oppgaven er at forbindelser mellom prefabrikkerte betongelementer er en svært viktig del av byggindustrien, og undervisningen på dette området er svar mangelfull. Derfor for å kunne få en kunnskap på dette området før inntredelse i arbeidslivet ble dette et naturlig valg som masteroppgave.

Grunnen til at betongelementer er en viktig del av byggindustrien er at denne metoden vil være mer økonomisk gunstig å ta i bruk i forhold til stedstøpt i store konstruksjoner. Dette kommer av at selve byggeprosessen blir kortere ved at alle elementene på forhånd er ferdig produsert og overflatebehandlet. Grunnen til at den økonomiske gevinsten øker med størrelsen på bygget er at når flere elementer har samme dimensjonene kan man bruke opp igjen de samme støpeformene. Forholdene under støping vil alltid være de samme, som igjen gir en god kontroll over kvaliteten til elementene. Ved bruk av prefabrikkerte betongelementer vil det kreves mindre bemanning og oppbevaring av støpeutstyr på byggeplassen, som kan være en kritisk faktor når det bygges i tettbebygde strøk og den tilgjengelige byggetomten er svært begrenset. Andre fordeler vil være muligheten for forspenning av elementene som reduserer egenvekten, som igjen får en innflytelse på konstruksjonens respons ved et eventuelt jordskjelv. Elementene vil ha en større fordel ved riving enn plasstøpt ved at de kan separeres ved knutepunktene og derav ha muligheten til gjenbruk i andre konstruksjoner. Gjenbruk, og mangelen på kontinuerlig transport av sementbiler, vil ha en positiv effekt på miljøet.

Oppgaven går ut på å få et overblikk over hva som finnes i litteraturen på området rundt forbindelser i prefabrikkerte betongsystemer, og gjøre en konklusjon ut av hva som finnes i litteraturen. Ut fra denne konklusjonen vil den forbindelsen som det er skrevet minst om bli gjort en delj analyse av for å gi meg selv og andre et bedre innblikk i hvordan denne forbindelsen oppfører seg i elementbygg.

Analyse programmet som blir tatt i bruk er Staad.Pro, hvor jeg selv har gått igjennom øvingsoppgaver fra EDR sine grunnleggende kurs for dette programmet, og i etterkant deltatt på Staad.Pro sitt videregående kurs i Bergen. Denne kursingen var nødvendig for det resultatet jeg kom frem til i analysen.

I begynnelsen av prosessen ble det satt av en del tid til å finne relevant litteratur og kontakte personer som kunne bidratt med informasjon til oppgaven. Dessverre var responsen svært lav, og dette kommer nok av at markedet var svært preget av finanskrisen på denne tiden og folk dedikerte heller tiden sin til arbeidet i stedet for å komme med råd til en masteroppgave. Og dette er jo selvfølgelig fullt forståelig.

Etter hvert som jeg leste igjennom litteraturen skrev jeg om de forbindelsene jeg kom over, men fant etter hvert ut at det er så mange forskjellige måter å utforme disse knutepunktene på, så det ble bestemt å forkorte det hele ned til søyle, bjelke, fasade og hulldekke forbindelser, samt byggesystemer og faren ved eventuelle unormal lastpåkjenninger.

Det var i begynnelsen påtenkt å gå inn på påkjenningen av seismiske laster, men siden dette er et såpass innviklet tema som er svært tidkrevende ville dette gått utover de andre temaene jeg hadde bestemt meg for å ha med. Derfor er dette bare så vidt nevnt i oppgaven for å gi en forståelse av at jordskjelv har en stor innflytelse på elementbygg. En av grunnene jeg for at dette temaet blir valgt fort fremfor de andre, er at jordskjelv ikke har så stor innflytelse her i Norge.

Rapporten er bygd opp på en måte som skal gi best mulig oversikt over de forskjellige temaene, og for at man skal kunne lese seg opp kunnskap underveis som skal til sammen gi en god forståelse om forbindelsene i prefabrikkerte elementbygg. Hvert kapittel vil inneholde del kapitlene "generelt" og "konklusjon", som informerer hva man kommer til å lese om og hvor vell definert de forskjellige temaene er i litteraturen.

Litteraturhenvisningen kommer i begynnelsen av hvert hovedkapittel. Hele rapporten avsluttes med en detalj analyse av et hulldekke til fasade forbindelse, med vedlagte tabeller for lastfordelingen i elementene ved forskjellig lastpåkjenninger, som er påtenkt å være et oppslagsverk for dimensjonering.

1 Generelt om forbindelser mellom elementer

[1, 2]

1.1 Generelt

Når det kommer til forskjellen mellom betegnelsen "knutepunkt" og "forbindelse" er det en del forvirring. Den korrekte definisjonen av en forbindelse er hvordan konstruksjonen er satt sammen, mens et knutepunkt inneholder de individuelle delene som utformer forbindelsen. For eksempel ved en bjelke til søyle situasjon, hvor knutepunktet er et opplegg mellom en prefabrikkert bjelke og søyle, men etter at dette har blitt støpt igjen vil man betegne det som en forbindelse.

Ikke alle knutepunkt er konstruert for å videreføre laster, noen knutepunkt er til for å hindre at vann trenger igjennom, noen som utvider seg i takt med temperatur endringer, og noen for å tillate bevegelse gjennom et knutepunkt. Et knutepunkt vil alltid ha en hensikt.

Knutepunkt kan bli utført på forskjellige måter som ved:

- bruken av ustikkende armering som styrepinne
- sveising
- bolting
- kombinasjon av metodene over

Disse knutepunktene sikres ved at de støpes igjen etter montering. Fra et byggmessig synspunkt er det ingen av knutepunktene som favoriseres. En konstruktør må ta et valg ut fra hvilken situasjon man er i. Først må det bestemmes hvilke krav som stilles til konstruksjon og utførelse av knutepunktene, så må man se på hvilke av følgende forbindelser man har med å gjøre. Disse kan være:

- bjelke-dekke forbindelse
- bjelke-bjelke forbindelser
- bjelke-søyle forbindelse
- søyle-søyle forbindelser
- søyle-fundament forbindelser
- dekke-vegg forbindelser
- vegg-ramme forbindelse

Videre i dette kapittelet blir det tatt for seg kriterier, kapasitet, opplagring og valg av forbindelser mellom de prefabrikkerte betongelementene.

1.2 Kriterier

Kriteriene for hvordan knutepunktet skal lages avhenger av hensyn til utforming, stryke, seighet, volumendringer og bestandighet.

1.2.1 Utforming

De fire reglene for å tilfredsstillere utformingen til et knutepunkt er:

- at komponentene kan motstå lastene på en plastisk måte
- at elementleddene blir produsert økonomisk og kan bli montert fort og sikkert
- at produksjon og monteringstoleransene ikke får noen negativ innvirkning på strukturens oppførsel, eller kommer ovenfor en "verst tilfelle" situasjon
- at sluttproduktet skal tilfredsstillere visuelle, brann og miljøbestemte krav

Konstruktører tilfredsstillere disse hovedkriteriene ved å sørge for at den forventede oppførselen til knutepunktet blir garantert ved å gå nøye igjennom detaljene. I noen tilfeller er det tillatt for at små sprekker kan oppstå, noe som tyder på at en overordnet lastveier ikke blir laget. I andre tilfeller blir armeringen unngått med vilje eller underdimensjonert i visse områder, for å hindre innspenningsmomentet i å forekomme. Her er et sammendrag av hovedkriteriene for bruksytelse til knutepunkter i forma av:

- styrke
- påvirkning av volumendring
- seighet
- bestandighet, inkludert korrosjon og brann beskyttelse
- en forenkling i fabrikasjon og montering
- foreløpige lastforhold
- økonomi og utseende

1.2.2 Styrke

En forbindelse må ha styrken til å motstå krefter som tilsvarer konstruksjonens livstid. Noen av disse kreftene er tydelige, som følge av egenlast og nyttelaster, vind, jordskjelv, og jord eller vanntrykk. Andre laster er ikke fullt så åpenbare, og kan ofte bli oversett. Dette er kreftene som kommer av tvangsføringer som følge av volumendringer i betongelementer og de som trengs for å opprettholde stabiliteten.

Ustabilitet kan komme av eksentrisitet av laster. I tillegg burde ytterligere laster bli medregnet for å motstå uforutsigbare laster, ulykkeslaster eller unormale laster. Disse kommer av skjevstilling under montasje, eksplosjoner, kollisjoner, forandring av byggets bruksområde osv. Unormale laster kan tas opp i forbindelser ved overbelastning og seigheten innad i forbindelsene, eller ved å bygge inn ekstra stabilitets forbindelser gjennom hele konstruksjonen.

Styrken til knutepunktene kan bli kategorisert ved typen induisert spenning, som trykk-, strekk-, bøyning, torsjon og skjærspenning. Forbindelser kan ha en høy grad av motstand til en type spenning, men lite motstandsdyktig mot andre typer spenninger. I mange tilfeller er det unødvendig, og til og med uønskelig, å ha en høy kapasitet mot flere typer spenninger. En bedre løsning vil være å benytte mer enn en type knutepunkt til å oppnå det samme totale resultatet.

1.2.3 Seighet

Dette er en egenskap som gjør forbindelsen mulig til å deformasjoner seg uten å føre til brudd, noe som er målt ved hvor mye deformasjon som kan oppstå mellom første flyt og endelig sammenbrudd (formfaktor, plastisk momentkapasitet delt på elastisk momentkapasitet). Formfaktoren sier noe om hvor mye av tverrsnittet som gjenstår etter at første flyt har oppstått, og måles i prosent av arealet til tverrsnittet. Seigheten i rammer er vanligvis sammenlignet med innspenningen, men i betongelementer hvor forbindelsene er utformet ved bruk av bolteforbindelser mellom komponenter vil delvis innspenning blir betraktet som tilfredsstillende. Utformingen skal forsikre at bøyningssvikt oppstår plastisk ved en bestemt posisjon sånn at den etter-elastiske deformasjonskapasiteten av hele konstruksjonen kan bli kontrollert

1.2.4 Volumendringer

Kombinasjonen av kryp, setninger og reduksjoner ved temperaturendringer kan forårsake strekkspenninger i de prefabrikkerte betongelementene og de tilhørende forbindelsene. Hvis forbindelsene motstår bevegelse må spenningene bli tatt i betraktning under dimensjonering, hvis det er tiltatt for bevegelser i knutepunktet vil dette avløse spenningene.

1.2.5 Bestandighet

Forbindelser som er utsatt for et aggressivt miljø skal periodisk bli inspisert og vedlikeholdt. Bevis på dårlig bestandighet er vanligvis fremvist av korrosjon på utsatt stål, eller ved oppsprekking og avskalling av betongen. Forbindelser som vil bli utsatt for vær skal ha innstøpningsgods tildekket av betong, eller ha et galvanisk belegg. Hvis ikke, skal ikke-korroderende materiale bli brukt. Den foretrukne metoden for å beskytte utsatte knutepunkt i stål på er å dekke til med betong eller mørtel.

De fleste prefabrikkerte elementer er av høy kvalitet. Sprekker fra utbøying er et sjeldent problem, og påførte strekkspenninger er holdt innenfor standardens grenser. Likevel kan lokale sprekker eller avskalling oppstå når feilaktig detaljering resulterer i begrenset bevegelse eller spenningskonsentrasjoner.

1.3 Kapasitet

Kapasiteten til forbindelsene er avhengig av evnen til å motstå trykk, strekk, skjær, bøyning og torsjon, og kombinasjoner av disse.

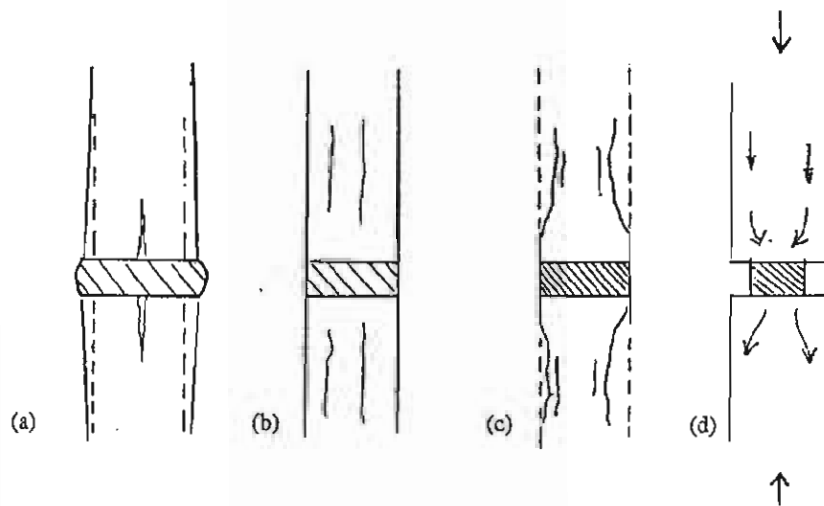
1.3.1 Trykk

Trykk blir overført mellom prefabrikkerte betongelementer enten ved direkte opplagring eller gjennom en mellomliggende masse som kan være stedstøpt betong eller mørtel. Forskjellen kommer av toleranseklasser og kravet til nøyaktighet av lastføringen. For eksempel, vertikal last som går gjennom to søyler som står ovenfor hverandre krever konsentrasjon mellom tilhørende akser. Dette kan bare bli oppnådd ved å bruke av mellomliggende midler med en fornuftig størrelse.

Derimot, direkte kontakt mellom prefabrikkerte betongelementer uten mellomleggsmateriale, kan bare bli brukt hvor høy nøyaktighet i produksjon og installasjon er oppnådd og hvor opplagringstrykket er mindre enn 0,2 fcu av den svakeste betongen. Bare de delene av elementet som er massivt burde bli tatt i betraktning i en hver trykkanalyse av knutepunktet; dette utelukker hulldekker så lenge endene ikke er massive.

Spesiell oppmerksomhet burde bli gitt til å utforme armeringen i et prefabrikkert element, særlig hvis store overdekninger, dvs. 50 mm, blir nødvendig ved strenge brann krav eller ved utsatte terrengkategorier, og hvor armeringstenger med stor diameter, med høy bøy radius, blir brukt. Den minste dimensjonen for et direkte kontaktområde burde være 50 mm (eller 75 mm når det blir brukt 20 mm tilslagsmaterialer i begge ender). Den minste kontaktflaten kommer av hvor stor spenningene er, men et erfaringsmessig forslag er at den ikke bør være mindre enn 8000-12 000 mm².

I overføring av krefter gjennom knutepunktets materialer som stedstøpt mørtel, neopren lagersegment, og andre typer underlag, er hensikten å sikre at røe overflater kan overføre krefter uten å ødelegge kontaktoverflaten. Uønskede skjevstillinger, og uønskelige skjærkrefter og momenter osv. fører til problemer som avskalling og knusing, og splitting av knutepunktet. Tykkelsen av materialet i knutepunktet burde være så liten som mulig, men ikke forhindre de normale toleransene. Den anbefalte tykkelsen er 10 til 15 mm. Den elastiske responsen til oppleggsmiddel burde være tilsvarende til betongen for å unngå lokale sammentrekninger og splittelse som vises i Figur 1-1 A. Dette er meget viktig hvor den totale tykkelsen av knutepunktet er større enn 50 mm, siden effekten av skjærforsinkelser og sideveis strekkspenninger vil redusere betongens trykkspenningsevne til mindre enn 0,8 fcu, Figur 1-1 B.



Figur 1-1 Kraftoverføring ved trykk med mellomlegg.

På de stendene hvor opplegget er uarmert vil typen brudd være knusing av mørtelen, eller splittelse av betongelementet som det er i kontakt med. Til tross for det faktum at mørtelen er svært begrensende og vil, i en perfekt spenningstilstand, oppnå trykkstyrker større enn f_{cu} , vil en lavere styrke bli brukt fordi kanten av mørtelen har lett for å skalle av og dette fører til en ujevn fordeling av spenninger som vist i Figur 1-1 C. En dårlig utførelse kan forverre problemet.

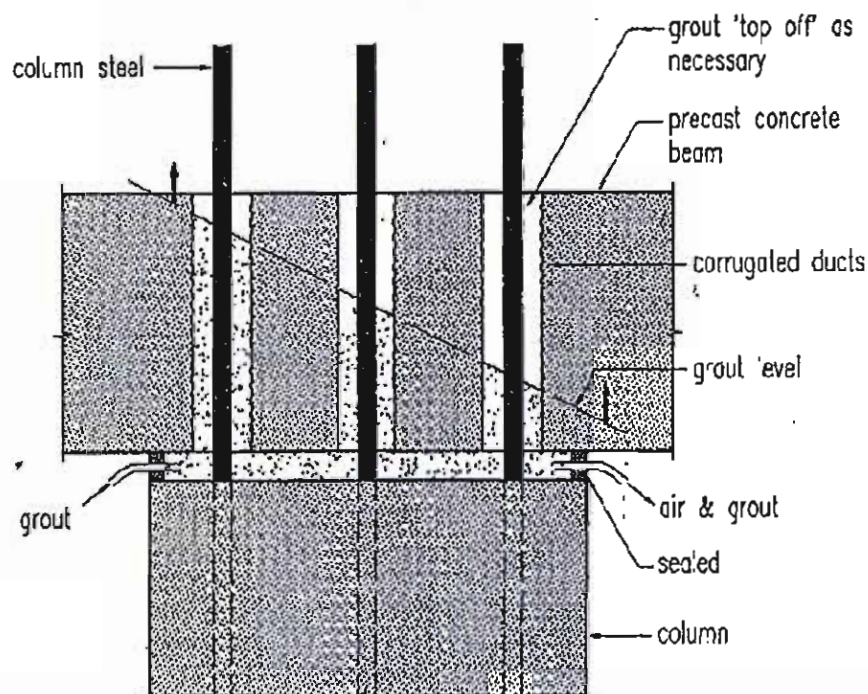
Spenningskonsentrasjoner oppstår ved smale opplegg, Figur 1-1 D, hvor skjærbrudd kan oppstå under kanten av opplagringen, spesielt i den uarmerte overdekningen i betongen.

1.3.2 Strekk

Omfaring av armeringsjern har ofte blitt brukt til å binde sammen betongelementer. Betongelementene har utsikende stenger som blir støpt igjen etter montering og en full forankringslengde er forutsatt for den innstøpte stangen, og dette er utregnet i samsvar

med reglene for stedstøpt betong. De utstikkende armeringstengene er vanligvis krokert i enden med en vinkel på 180 grader, hvis ikke dette var tilfelle ville forankringslengden blitt svært lang. Til tross for full forankringslengde av armeringstengene, dekket av prefabrikkert og stedstøpt betong, vil bindespenninger gå mot null nærme grenseflaten, og de to delene av knutepunktet kan bli sett på separat. Sprekker på grunn av strekk kommer av elastisk deformasjon i armeringen og glidning skjær i overflaten, og knutepunktets strekkdeformasjon kan bli utregnet på samme måte som for trykk knutepunkt.

Hovedproblemet med vertikal overlapping er å forsikre seg at den stedstøpte betongen utgjør full heft med stålstengene. Trykkisolert innfyllingsmasse blir innført gjennom et hull under ifra, og når gipsblandingen kommer ut av et luftehull på toppen indikerer dette på at fyllingen er komplett, Figur 1-2.



Figur 1-2 Innfylling av en søyle-bjelke forbindelse

En viktig detalj å få med seg er at man skal bruk rent vann til å spyle ut rusk fra hullene før man setter i gang med fyllingen. Vannet skal gjøre innsiden våt og ikke legge igjen dammer.

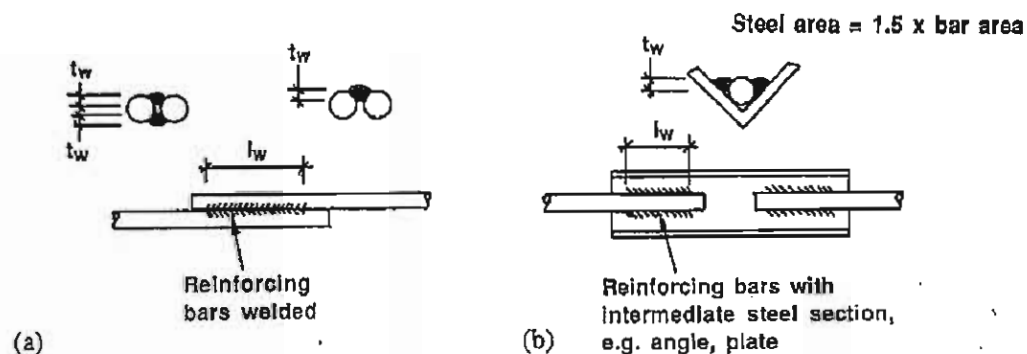
Innfillingsmassen bør være svinnfri og tilstrekkelig flytende til å la blandingen komme ut av en 20 mm dyse ved bruk av en manuell håndpumpe. Graderingen av sand er avgjørende for styrken til blandingen.

Bolter blir i stor grad brukt til å overføre strekk og skjærkrefter. Forankringer som bolter, gjenghylser, ankerskinner eller sikringsmekanismer festes i enden av plater som igjen er forankret i betongelementer. Toleransene blir innført ved å bruke for store spor eller hull i det tilhørende forbindelseelementet. Strekk kapasiteten til de boltede forbindelsene bør bli regulert etter flytkapasiteten til bolten, som fører til et mykt brudd. I de fleste typer bolteforbindelser er spenningen forbundet med skjær. Skjærkapasiteten er regulert av den lokale oppleggstyrken til betongen som er i kontakt med skaftet til gjenghylsen. Skjærbolt brudd er stive og bør unngås.

Sveising kan bli brukt til å binde sammen komponenter med utstikkende armering, fullt forankrede stålblater, eller valset stålfiler, osv. Knutepunktet blir til enten ved direkte utstikkende stenger, som Figur 1-3a, eller indirekte ved bruk av mellomliggende stenger eller plater som vist i Figur 1-3b.

Etterspenning blir brukt til å motstå spenninger og skjærkrefter som kommer fra innspenningskreftene som går gjennom knutepunktet. Kabelrør er satt inn i det prefabrikkerte elementet, eller i områdene rundt elementene, og etter montering blir kablene plassert i rørene og etterspent. Strekk kapasiteten blir beregnet fra spenningstilstanden i det etterspente elementet, og motstanden mot skjær er utregnet ved

bruk av skjærfriksjonshypotese.



Figur 1-3 Spenningsknutepunkt ved sveiset armering a) direkte og b) indirekte

1.3.3 Skjær

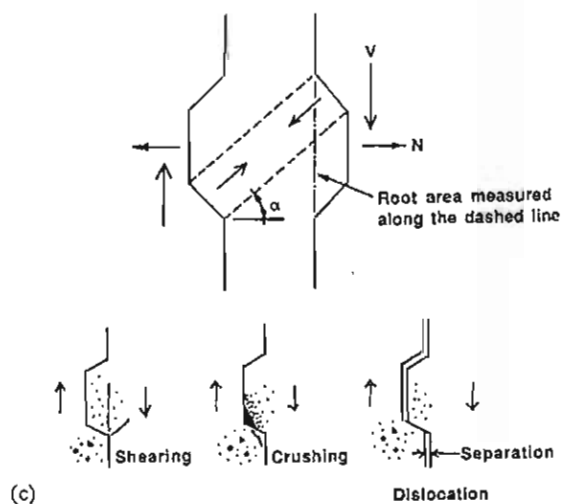
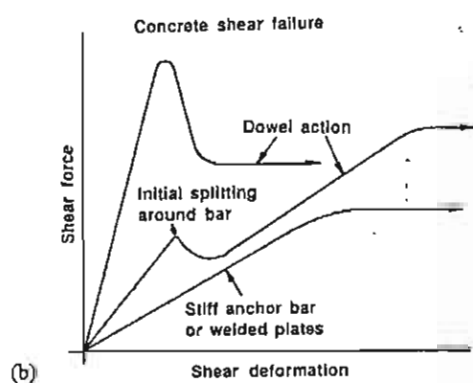
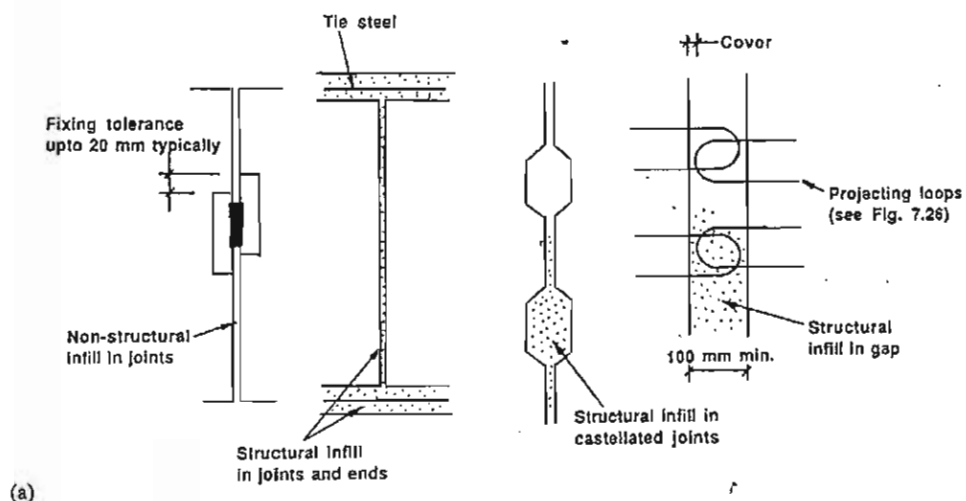
Det viktigste å få med seg er at skjær som kommer fra utbøyning, for eksempel bøyning av en prefabrikkert bjelke, må ses på separat fra skjær som kommer av skjærkrefter.

Overføring av direkte skjærkrefter mellom prefabrickerte elementer gjennom heftelse, friksjon, sveiser, kiling og skjær armering, er vist i Figur 1-4 A med tilhørende bruddtilstand.

Grafen i Figur 1-4 B viser skjærkraft mot glidninger ved skjær. Graderingen av disse kurvene gir en skjærstivhet som tar for seg de vanligste skjæravvikene i prefabrickerte betongkonstruksjoner, dvs. skjærdeformasjon er summen av glidning i knutepunktet og deformasjoner i elementet.

Skjærfriksjon burde bli brukt hvor den tilgjengelige kontaktflaten til skjærkreftene er stor, f. eks mellom prefabrikkerte dekker og stedstøpt puss, og hvor mulighetene for avskalling, f. eks på grunn av vibrasjoner, er små. Ingen forsøk på å gjøre overflaten mer ru enn utover vanlig maskinsliping, pusset overflate, eller sprøytet overflate burde bli utført. Store riss rommer fett og rusk, og utgjør mulige områder for vann til å samle seg rett størkningen av betongen er påbegynt. De grunne kilene som kommer av den normale avrettingsprosedyren er ikke bare konstruksjonsmessig gunstig med hensyn til spenninger, men har også en større kvalitetskontroll. Hvis det er ingen eksterne normalkrefter tilstedet burde armeringen bli lagt på tvers av skjærplanet for å sikre at skjærfriksjonen blir tatt opp, og den begrensede maksimale skjærspenningen er $0,23 \text{ N/mm}^2$, i følge den britiske standarden.

Dypere kiler kan være bevisst utformet som i Figur 1-4 C og rottybden burde minst være 10 mm. Utformingen blir tilfredstilt ved å følge noen enkle regler angående geometri og overdekning og vinkelen kommer av dimensjonene av den kilete overflaten. Den resulterende kraften N har størrelsen $N=V \cot \alpha$ hvor $\alpha=40$ til 50 , som må bli båret av enten armeringen, arealet A_s som krysser grenseflaten, en forspent kraft P fra eksterne kilder, eller en kombinasjon av begge sånn at: $A_s = \frac{V \cot \alpha - P}{0.87 f_y}$

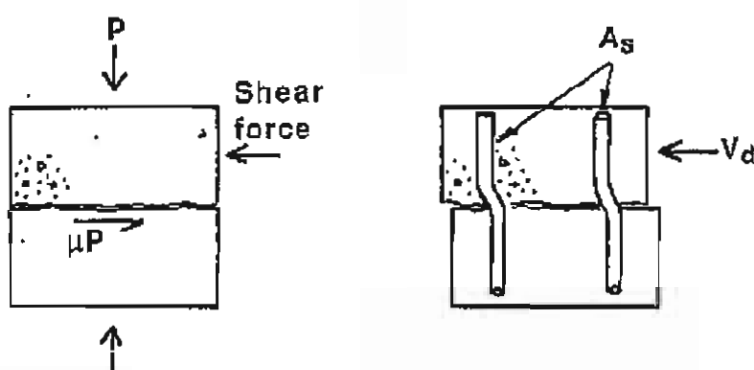


Figur 1-4 Uformingsmetode for skjærknutepunkt

Tilstrekkelig armering bør legges til for å kontrollere oppsprekningen, og vanninnholdet i den stedstøpte utfyllingsmassen bør være lav, dvs. rundt 160 kg/m^3 , med et SP-stoff (super plastiserende stoff) tilsatt for å få tilstrekkelig støplighet.

En kileforbindelse avhenger av en mekanisk sammenlåsning og utviklingen av en innelukket diagonal trykkstav på tvers av skjærplanet. Bruddet er generelt mykt takket være advarselen betongen gir ved oppsprekking. Likevel, som med skjærfriksjonsmetode, skal grenseoverflaten bli hindret fra å bevege seg fra hverandre, enten eksplisitt ved eksterne krefter, eller implisitt ved å armere etter formelen beskrevet tidligere, på tvers av skjærplanet. Ved å gjøre dette sier den britiske standarden BS 8110, del 1, at ingen skjær armering er nødvendig hvis den maksimale skjærspenningen er mindre enn 1.3 N/mm^2 når man regner ved det minste rot nivået. Der hvor skjærarmering er brukt, er styrken til grenseflaten basert på skjærstyrken til armeringen alene, kalt "dybel skjær". Som vist i Figur 1-5 er det ikke mulig å påføre betong-til-betong friksjonskrefter til dybelkreftene fordi når den dybelkreftene blir mobilisert blir ikke betongfriksjonen det, og omvendt. Skjærkapasiteten til dybelen er gitt ved: $V_d = 0.6f_yA_s$

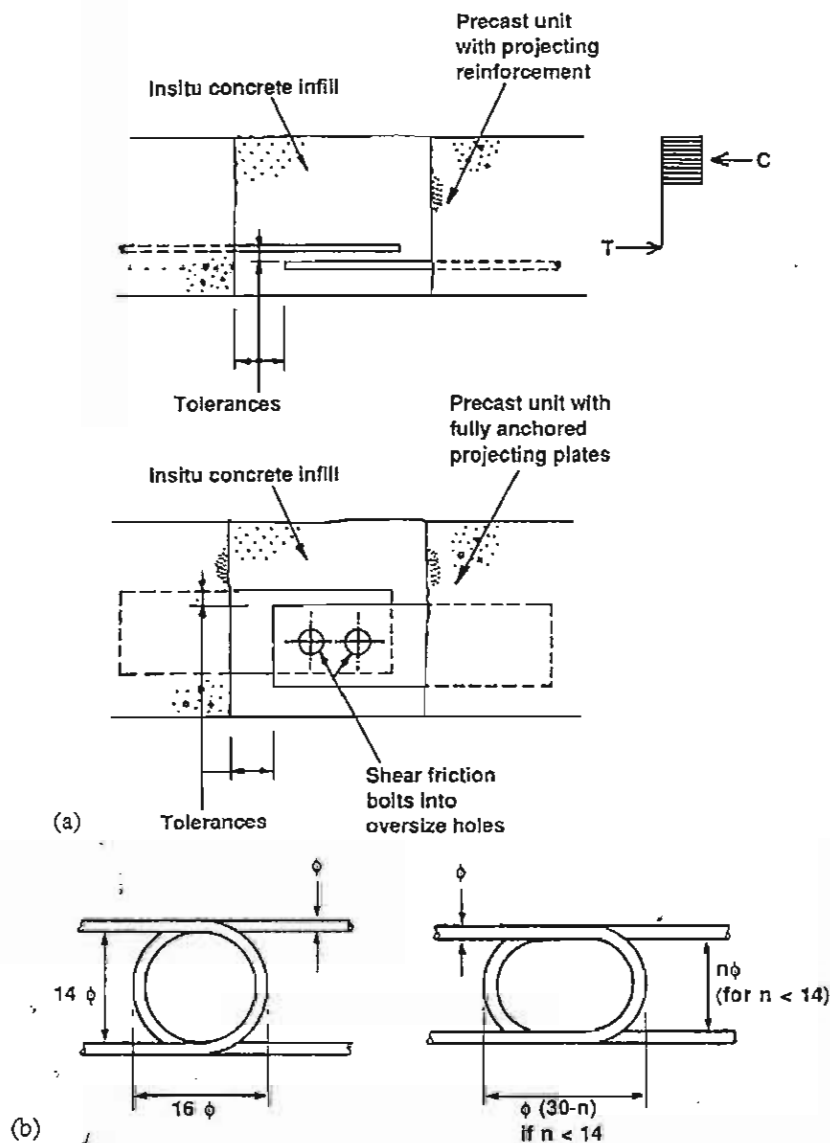
Skjærdeformasjon er resultatet av oppstått skade ved skjærgrenseflaten. I teorien er glidende bevegelse mellom to fasader et resultat av en skade i matriksen, som er relatert til sementpastaen, og E-modulen til betongen E_c . Tilstanden til spenningene i grenseflaten påvirker skaden i pastaen, og derfor er normalspenningen σ_n , som er proporsjonal til arealet av armering som krysser det sprukne planet, også viktig.



Figur 1-5 Skjærfriksjon hypotese

1.3.4 Bøyning og torsjon

Bøyning og torsjonskrefter kan bli bestemt som for en kobling som utvikler direkte strekk-, trykk- og skjærspenning. Tøyningsgradienten på tvers av knutepunktet er ofte stor, så materialet som utgjør knutepunktet vil oppføre seg forskjellig under spenninger av forskjellig størrelse. Hovedtypene for bøyingsknotepunkt er vist i Figur 1-6 a hvor en kobling er utviklet mellom betong i trykk, og stål i strekk og skjær. Et "kaldt" knutepunkt burde ikke bli brukt mellom prefab og stedstøpt betong i trykksone. Dette er betingelsene som er brukt til å beskrive plasseringen av våt betong mot en eksisterende formoverflate, uten klargjøring eller påføring av heftemiddel.



Figur 1-6 Bøyningsknutepunkt. a) ved sveising eller bolting, b) ved bruk av bøylar

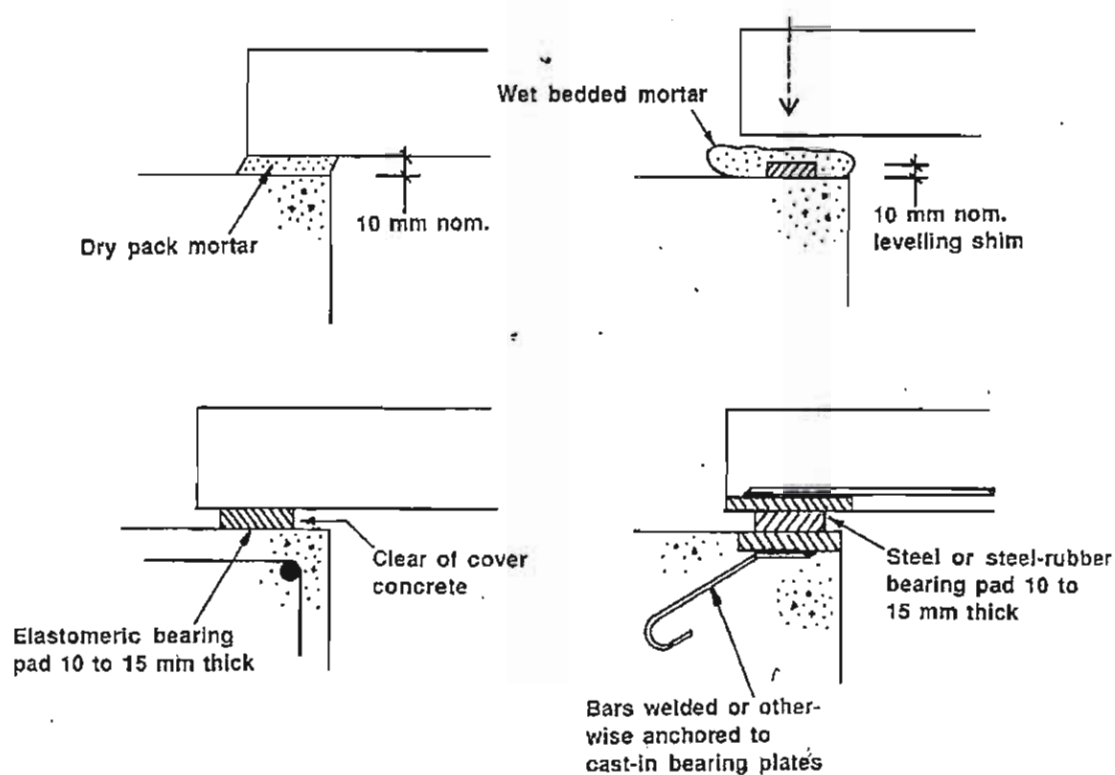
Hovedkonstruksjonskriteriet for strekkraften er tilstrekkelig forankring, som er vanligvis fremskaffet ved innstøping av fullforankrede stålplater eller gjenghylse, osv. inn i det ene eller begge elementene. Tilstrekkelig plass er en viktig faktor i disse knutepunktene, så det er anbefalt å bruke et stort antall små komponenter i knutepunktet i stedet for et lite antall store komponenter. Det førstnevnte valget har den ekstra beskyttelsen mot å oppnå flyt og oppløse energi ved overbelastning.

Regler som bygger på erfaring og observasjoner for detaljering av utstikkende bøylar er vist i Figur 1-6 b. Sideveis armering, med minst like stort tverrsnitt som sløyfene, burde bli tilført på tvers av bøylene.

1.4 Opplagringsspenninger

1.4.1 Almennelige opplagringsspenninger

Det er ikke til å unngå at noen av knutepunktene i prefabrikkerte rammer vil være avhengig av oppleggselement som ligger direkte på den støpte overflaten til et annet element. Noen av hovedtypene for denne type opplegg, som er vist i Figur 1-7, er:



Figur 1-7 Oppleggstyper

- tørre opplegg med prefab. til prefab. eller prefab. til plasstøpt betong
- tørrpakket opplegg hvor komponentene ligger på et tynt (3 til 10 mm tykk) mellomlegg som resulterer i et lite gap som blir fylt igjen med en halvtørr sand/sement blanding
- innstøpte opplegg hvor komponentene er posisjonert oppå en klargjort flytende sand/sement blanding
- elastiske eller myke opplegg ved bruk av neopren gummi eller lignende oppleggspuler
- utvidede opplegg hvor det midlertidige opplegget er lite, og armert stedstøpt betong blir brukt for å fullføre forbindelsen
- stålopplegg ved bruk av stålplater eller stålprofiler

Det er en stor forskjell mellom prefabrikkerte elementer som er tatt i betraktning for å være ikke-isolerende og de som er isolert. Ikke-isolerende komponenter er bundet sammen med andre komponenter med en sekundær utvei av lastoverføring som skal opprettholde lasten ved brudd i den opprinnelige støtten. F.eks., hulldekkeelementer som er støpt sammen med sement vil fordele skjærkrefter til naboelementer ved brudd i bjelkeopplegget, og vil bli klassifisert som ikke-isolerende.

Utformingsmetodene betrakter oppleggsspenningene i begge naboelementene og det lagvis knutepunktmaterialiet (hvis det er noen) i mellom. To verdier er bestemte i planet; opplagringslengden er den største dimensjonen vinkelrett til spennet av konstruksjonsdelen, og opplagringsvidden. Den effektive opplagringslengden er tatt ut fra den minste av:

- 1) den faktiske opplagringslengden av den pålagte konstruksjonsdelen
- 2) halve lengden fra 1) pluss 100 mm
- 3) 600 mm

Betingelse 2) og 3) er verdier bygget på erfaringer på hva som er akseptabelt (flathet, planhet) av hva som er mulig i konstruksjonsdelen utover omtrent 1.0 m i den kritiske retningen.

Den netto opplagringsvidden, som vist i Figur 1-8, er lik den opprinnelige opplagringsvidden minus to ganger avskallingstoleransen, kalt en ineffektiv opplagringsvidde. Merk at forskjellen mellom "nominell" opplagringsvidde, som vist på detaljen, og den opprinnelige opplagringsvidden er lik summen av alle unøyaktighetene. Dette utgjør ca 3 eller 5 mm per

meter avstand mellom sideflatene til de prefabrikkert eller stedstøpt oppleggene. Den minste netto opplagringsvidde er 40 mm for ikke-isolerende komponenter (eller 60 mm for isolerte), og den minste nominelle opplagringsvidden er omtrent 70 mm. De maksimale opplagringsspenningene er gitt ved:

$$f_b = \frac{\text{maksimale opplager reaksjon per konstruksjonsdel}}{\text{effektiv opplagringsslengde} \times \text{netto opplagringsvidde}}$$

Dette burde ikke overskride de maksimale dimensjonsspenningene, som er basert på trykktest av terninger av den svakeste av de to, eller tre, komponentmaterialene (utenom murverk støtter), som i følge den britiske standarden (BS 8110, paragraf 5.2.3.4) er:

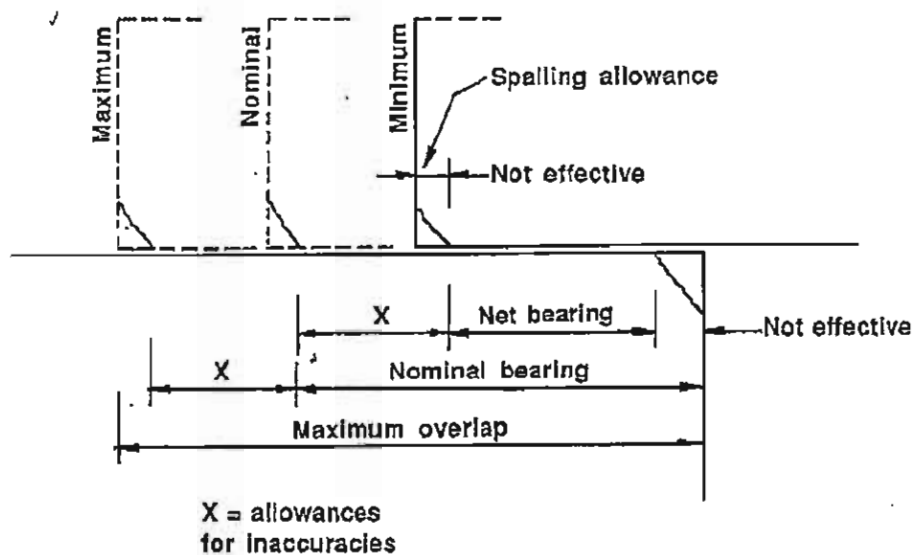
- Tørr opplagring på betong: $0,4 f_{cu}$
- Innstøpt opplagring på betong eller tynn murblending: $0,4 f_{cu}$ (opplagringsmiddel)
- Elastisk opplagring (kalt fleksibel oppfylling): mellom $0,4 f_{cu}$ og $0,6 f_{cu}$, bruk $0,5 f_{cu}$ eller f_c (opplagringsmaterialet)
- Stålopplegg med bredde b_p støpt inn i konstruksjonsdelen eller opplegget, og ikke større enn 40 % av betongens dimensjon b : $0,8 f_{cu}$. Høyere opplagringsspenninger kan bli brukt bare hvis det har blitt utført tilstrekkelig testing. For bredere opplagringssplater er den tillatte opplagringsspenningen f_b som vist i likningen under.

$$f_b = \frac{1,5 f_{cu}}{1 + (2b_p / b)}$$

De reduserte spenningene er til for å innføre et diagonalt trykk direkte under innstøpningsgodset og nærme fremsiden av søyleflaten. Så hvis $b_p / b > 0,44$, vil likningen over gjelde.

$$f_b = 0.6 f_{cu} \sqrt{\frac{bh}{b_F h_P}} < 2.0 f_{cu}$$

Hvis tilfellet er en opplagingsplate $b_P \times h_P$ som er støpt inn i et område $b \times h$, er de godkjente opplagringsspenninger f_b gitt ved likningen over.



Figur 1-8 Opplagringstengder og toleranser

1.4.2 Lokale opplagringsspenninger

I noen tilfeller vil de lokale opplagringsspenningene være mye større enn de tillatte maksimale verdiene som er gitt over. Ved å gjøre at de lokale sonene er begrenset ved normal bruk av armering, kan spenningene bli sett på separat og betydelig forsterkninger med rettmessige størrelser er tillat. Hvis innlagt stål- eller opplagringssplater har blitt sveiset sammen med den innstøpte armeringen, kan lokale opplagringsspenninger opp mot $0,8 f_{cu}$ forekomme. Tester har vist at søyler har oppnådd en maksimalverdi lik $1.0 f_{cu}$ ved bruk av innlagte H og I profiler.

Lokale spenninger kan også komme av rotasjonen til en bøyingspåvirket del ved fri opplagring. Der hvor rotasjon utover $0,01$ radianer er forhåndskjent, skal passende store opplagringssplater bli brukt for å ta opp rotasjonen. Et passende material for en rotasjon på $0,02$ radianer er et 10 mm tykt og 150 mm kvadratisk neopren pute. I motsatt fall vil rotasjonen forandre funksjonskraftens linje nær kanten ved avskallingssonen.

Til slutt vil en kombinasjonen av den vertikale kraften V og den betydningsfulle horisontale kraften H redusere den vertikale opplagringsskapasiteten ved å skape splittelse eller skjæring i støtteelementet. Der hvor $H > V \tan 20^\circ$ burde toleranser være utført med tilføring av glidelager, sideveis armering i toppen av støtte elementet, eller kontinuerlig armering for å forhindre splittelse i støttede elementet.

1.5 Forbindelser

1.5.1 Leddet forbindelser

Leddet forbindelser overfører bare skjærkrefter, begge fra tyngdekrefter og oppløftende krefter. Forbindelsene er velegnet til enkel detaljering og utførelse, og kan bli utformet på den enkleste måten ved element til element opplagring. For å øke opplagringsskapasiteten, og redusere den lokaliserte avskallingen, har innstøping av stål gods ofte blitt brukt ved forankring av stålplater (eller valsede profiler) inn i den forbindende konstruksjonsdelen. Forbindelsen er komplett ved tildekking av sementlignende masse for brann og bestandighetsbeskyttelse.

1.5.2 Innspente forbindelser

Innspente forbindelser er mulig i mange situasjoner, spesielt ved fundamenter og mellom søyler og bjelker. Ideen om innspenning ved fundamentet er å støpe eller bolte stålplater til enden av et element og deretter å koble platen til en annen komponent.

Hvis forbindelsen viser seg å la seg gjennomføre, enten ved å avlaste nedbøyingsmomentet i bjelker eller øke den globale stivheten til rammen, trengs det et innspenningsmoment som er minst 50 til 75 kNm for at dette skal være nødvendig. Hvis momentet er mindre enn dette er det sannsynligvis bedre å utforme koblingen som leddet. En kraftarm på rundt 150 til 250 mm er nødvendig mellom trykk og strekk krefter for å frembringe et moment. På denne måten vil koblingen trenge å produsere en kraft på rundt 300 kN. Dette blir oppnådd ved å bruke et areal med betong på omtrent 20 000 mm² (tatt til følge at betongtype B35 er brukt), og i stålet brukes det 2 eller 3 stk armeringsstenger med en diameter på 16 til 20 mm.

Hvis sveising har blitt brukt til å oppnå kontinuitet av krefter kan store toleranser ved posisjonering av stål i de separate komponentene være tillatt for å gi håndverkeren mulighet til å plassere en mellomliggende stang mellom stengene og utføre en velformet sveisestreng. Underhåndssveising bør unngås hvis det er mulig, og sveisen burde bli inspisert etter den er ferdig.

Innspente forbindelser burde være dimensjonert sånn at myke brudd vil oppstå og at den begrensede styrken til forbindelsen ikke skal la seg lede av skjærfriksjonen, den korte lengden av sveisen, platens innstøpning i tynne snitt, eller andre lignende detaljer som kan føre til skjørhet. Mange av prinsippene bak disse kravene har blitt utviklet gjennom mange år med seismisk forskning og utvikling, og den vanligste fremgangsmåten i USA, Japan og New Zealand er å plassere de innspente forbindelser i rammen hvor det er minst plassbegrensninger på bjelker og søyler. Store dype bjelker med rikelig av plass for dette formålet er spesifisert som ring ramme, mens de indre rammenes koblinger er alle grunne bjelker som er leddet.

Innspente forbindelser kan bli dannet mellom søyler og prefabrikkerte innervegger eller (tilstrekkelig tykke) fasadevegger, siden fasadene vanligvis er i stand til å imøtekomme de overførte momentene.

2 Pålitelighet av høye konstruksjoner

[2-7]

2.1 Generelt

Høye konstruksjoner blir utsatt for store laster både vertikalt og horisontalt, og mange elementer fører til flere forbindelser som igjen øker sjansen for feil og mangler i konstruksjonen. Siden mulighetene til å komme seg unna en fare når situasjonen først oppstår er begrenset ved høye konstruksjoner, må man på forhånd ta i betraktning et tiltak for å unngå uønskede hendelser. Dette kapitlet tar for seg laster som virker inn på konstruksjonen og som går utover de normale belastningene som egenlast nyttelast og vindlasten. Her skal man få et innblikk av hvor påkjenningene kommer fra, og hvilke tiltak som har blitt utviklet gjennom tiden for å løse dette problemet.

Etter at kollapsen av Ronan Point som skjedde i 1968, har bygningers integritet ofte blitt diskutert. Nå stilles det krav til at store konstruksjoner ikke skal falle totalt sammen etter at et bærende element fjernes fra konstruksjonen etter at en unormal lastpåkjenning har oppstått. Flere metoder for å binde elementene sammen på har blitt utviklet for å tilfredsstille dette kravet, og valget av løsning er stort sett basert på økonomiske årsaker eller begrensinger av knutepunktets utforming. Selv om dette har vært et tema i lang tid, er det fremdeles store muligheter for utvikling.

Gass eksplosjonen som skjedde i London 1968 har hatt en stor innvirkning på dimensjoneringen av høyhus i senere tid med tanke på total sammenbrudd av deler av konstruksjonen. Ronan Point var en boligblokk på 22 etasjer hvor en gasslekkasje oppstod i en leilighet i 18. etasje som tok fyr og førte til at hele siden på bygningen raste sammen, se Figur 2-1. Trykket fra eksplosjonen fjernet en vegg som igjen resulterte i at dekket over mistet støtten sin og falt ned på etasjen under. Sånn fortsatte det oppover til toppen av bygget, og etasjen under klarte ikke bære denne ekstra belastningen som igjen førte til at hele byggets side kollapset.



Figur 2-1 Kollaps av Ronan Point

Bygningen ble deretter reparert igjen, men bare 18 år senere ble den systematisk revet hvor de fant grove feil både på dimensjonering og utførelse. Bygningen hadde en forventet levetid på 60 år. Denne observasjonen var en tankevekker og førte til forandringer i standarden til Storbritannia, USA og Canada.

Dette bygget var ett av mange bygg som ble bygget på denne tiden for å skaffe husrom de mange som mistet huset sitt etter andre verdenskrig. På grunn av den store trangten til å bygge i høyden var det flere erfarne konstruktører som ble skeptiske og skaffet seg derfor tryggere jobber i fabrikker, mens det var de mer



Figur 2-2 Øverste etasjene i Ronan Point

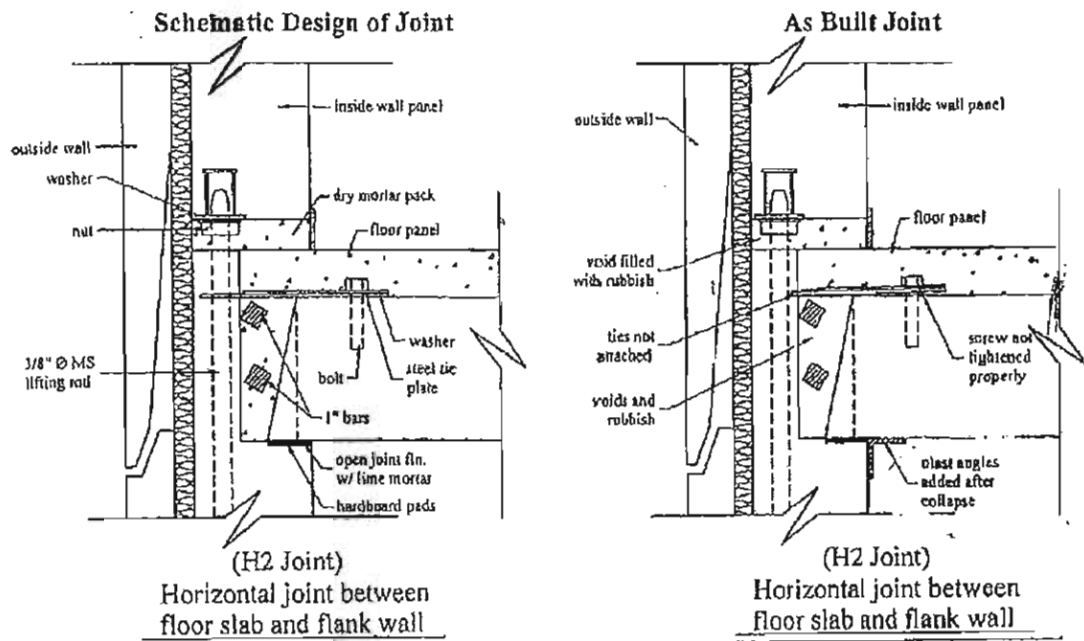
uerfarne konstruktørene som ble satt på jobben til å dimensjonere de nye høyhusene. Høyhus var den mest effektive og hurtige måte å få huset mange folk på uten å kreve store områder og mye arbeidskraft. Byggene var av prefabrikkerte betongelementer i vegger, gulv og trappesjakter, alle vertikale elementer var en etasje høye og lastbærende. Denne byggemetoden kom fra Larsen-Nielsen systemet, som i grunn var beregnet til 6 etasjes bygninger. Den hadde ingen rammestruktur og forbindelsene var stort sett avhengig av friksjonskrefter. Hvert dekke var understøttet av lastbærende vegger som stod rett under, og overføring av egenvekten gikk bare gjennom disse. I Figur 2-2 ser man at hele dekke i de øverste etasjene har falt sammen.

Videre etterforskning av bygningen viste at sterk vind eller ved en eventuell brann ville ført til samme effekt som gass eksplosjonen gjorde. Knutepunktene klarte ikke å motstå så store krefter, sånn at forskyvningene i knutepunktene ville blitt så store at elementene ville gått fra hverandre. Ikke nok med at de aller fleste av knutepunktene var utført feil, men standarden som ble fulgt for forventede vindlaster var utdatert og inneholdt for lave verdier.

Etter denne hendelsen tar standarder hensyn til fortskridende ras og kreftene fra interne eksplosjoner fra gasslekkasjer. Tiltakene som ble gjort i de forskjellige standardene var at bygninger over fire etasjer skal være stabile selv etter at et element er fjernet. Det ble satt en grense for hvor stor skaden kan være, og hvis denne overskrides ved at et element blir fjernet, så skal det elementet (nøkkel - elementet) kunne motstå et trykk på 34 kN/m^2 fra hvilken som helst retning. For en lastbærende vegg som kan bli fjernet så skal lengden på dette området ikke være større enn 2,25 ganger etasjehøyden. Det ble også pålagt et krav om at bruddsikre mekanismer skal innføres i alle store veggssystembygninger, som stål avstivning med dekke-vegg forbindelser og en minimum strekkstyrke på 21 MPa på tvers av lengden og vidden til taket og gulvet. Et ble opprettet teknikker for å kunne binde elementene sammen og øke seigheten sånn at elementene bedre kan opprettholde deformasjon.

I Figur 2-3 kan man se hvordan knutepunktet mellom yttervegg og dekke ble utført og hvordan det opprinnelig ble dimensjonert. Her var det stor mangel på mørtel, og flere steder var opptil 50 % av mørtelen fraværende. Forbindelser som skulle overlape og binde sammen knutepunktet var for korte, skruer var ikke strammet til, og det var flere tomrom inne i forbindelsen som var fylt med skrot.

Det ble sveiset på en stålvinkel i underkanten etter kollapsen for at knutepunktene skulle få en bedre avstivning og at bygningen fortsatt kunne bli tatt i bruk.



Figur 2-3 Knutepunkt mellom dekke og ytterveggen

Konstruksjoner som bare er dimensjonert for tradisjonelle laster kan ha en mangel på seighet og overflødige lastbærende elementer, en bekymring som bare delvis tar for seg de minste seismiske kravene for en komplett lastvei for hvilket som helst element til fundamentet. Problemet i utformingen til disse konstruksjonene har generelt vært oppfattet som sårbare til progressiv kollaps.

Progressiv kollaps kan bli definert som en kjedereaksjon av brudd som kommer av en skade som skjer på en liten del av konstruksjonen.

Det er vanskelig å definere hvor stor en "lite del" av konstruksjonen er. Bygninger som er dimensjonert og konstruert uten kontinuitet mellom elementene og uten seighet kan være ekstremt sprø og følsomme til progressiv kollaps. For konstruksjoner som er dimensjonert for spesielt definerte skader kan være mottakelige for skade på store områder uten at dette resulterer i tap av strukturen. En progressiv kollaps kan bli satt i gang av hvilken som helst unormal last.

Det er to tilstander når det kommer til progressiv kollaps, den ene er når det ikke er en mulighet for å lage en alternativ lastvei for å komme rundt den lokale skaden, og den andre er når restlasten er uoverkommelig. Det er tre fremgangsmåter til å takle dette på, og det er å:

- eliminere risikoen
- utforme utsatte områder med robuste elementer
- tillate lokalt brudd, men ha en alternativ lastvei

I fremtiden vil nok alle tre fremgangsmåtene bli tatt hensyn til for at konstruksjonen skal være sikker nok, men utforminger som er tilstrekkelig robuste til å kunne motstå all unormal last vil være for dyre, i alle fall i forhold til bruksverdien til elementet. For å kunne lage en alternativ lastvei må man kunne definere det maksimale volumet eller arealet som blir skadet. Har man denne verdien er det mulig å dimensjonere en alternativ lastvei, men ved gjøre dette ved alle elementer som er lastbærende vil være tungvint og tidkrevende.

2.2 Påvirkning

2.2.1 Unormale lasttilfeller

Det er umulig å redusere sannsynligheten for at en konstruksjon kan bli utsatt for en unormal last til et akseptabelt nivå. Dette kommer av samfunnets krav til lavere risiko og den ukontrollerende terrorismen. Ved å dimensjonere konstruksjonen for høyere laster byr dette på to betydelige problemer. Det ene er å kunne definere lasten, som er avhengig av kilden, og størrelsen til det unormale lasttilfellet. Det andre problemet blir kostnadene ved å overdimensjonere hvert eneste element. Derfor er den tredje fremgangsmåten den som det har blitt satset på. Denne indirekte metoden er å sørge for et mistekrav til dimensjoneringen for å unngå at et lokalt område fører til en total kollaps.

Det er ikke vanskelig å etablere et kontinuerlig trykk på tvers av knutepunktet, men det kan være vanskelig å skaffe en kontinuitet av momenter. Et sånt vellykket system med alternative lastveier må gjenkjenne dette for å kunne etablere kontinuitet på tvers av forbindelser og seigheten av dem.

Det er viktig å kjenne den realistiske karakteren av en skade fra unormale laster. Det har blitt foreslått at reglene for dimensjonering for unormale laster burde inkludere en tenkt

fjerning av hvilket som helst element. Med store veggkonstruksjoner stilles det krav til tversgående, langsgående, vertikale, og horisontale sammenbindinger. Med kontinuiteten og seigheten til elementene og vertikale og horisontale sammenbindinger, er fjerning av et element usannsynlig. En framgangsmåte som tar for seg effekten av skadde elementer er mer passende enn å tenke seg at hele veggen blir fjernet.

Denne framgangsmåten med en minimum dimensjonering er basert på å definere en akseptabel grense av skaden, og alternative lastveier, som er effektive til å holde skaden innen for visse grenser.

2.2.2 Seismiske laster

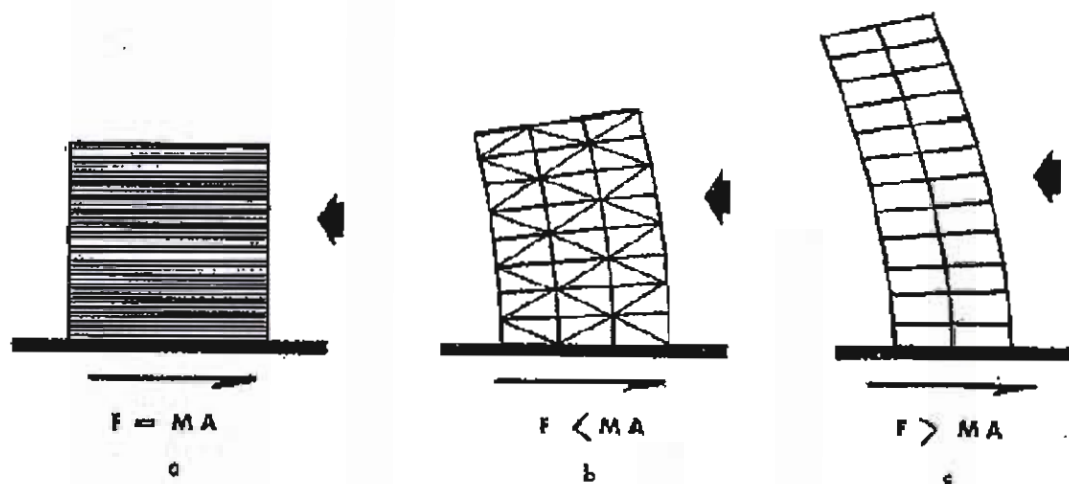
Seismiske laster spiller en stor rolle på høye konstruksjoner, men er begrenset hvor bygningen befinner seg. Dette er ikke noe vi fysisk merker mye av i Norge, men kan være den største utfordringen for dimensjonering i andre land. Tidspunktet og størrelsen av skjelvet vil være ukjent, så man vil dimensjonere konstruksjonen ut fra tidligere målte skjelv i området med en kombinasjon av vindlast for å utgjøre en "worst case" tilfelle.

Siden fundamentet er kontaktpunktet mellom bygningen og jordoverflaten, vil bygningen bevege seg ved at den seismiske bevegelsen rister fundamentet frem og tilbake. Tyngden til bygningen bidrar til å hindre denne bevegelsen og oppretter treghetskrefter gjennom konstruksjonen. Denne reaksjonen kan sammenlignes med bevegelsene til en person som sitter i en bil som plutselig stopper. Dette er en forenklet sammenlikning, siden den seismiske bevegelsen også forvrenger fundamentet og rister det frem og tilbake. Vertikale treghetskrefter er ignorert, selv om bygningen fra før av er dimensjonert for statiske vertikale laster. Derfor ser man bare på horisontale laster som kan øke vindkreftene som virker på konstruksjonen. Praksisen ved å neglisjere de vertikale kreftene er i det siste blitt aktuelt å se på på nytt.

Størrelsen av de horisontale treghetskreftene i Figur 2-4 avhenger av bygningens masse M , bakke akselerasjonen A , og type bygning. Hvis bygningen og dens fundament er stivt, vil den ha samme akselerasjon som grunnen; Newtons lov $F=MA$.

I realiteten er dette aldri tilfelle, siden alle bygninger har en viss grad av bevegelighet. For en konstruksjon som deformerer seg bare litt, tar opp noe av energien, vil kreftene være mindre enn verdien til massen ganger akselerasjon. Men en veldig bøyelig konstruksjon, som har en egenperiode i likhet med jordskjelvet, kan bli utsatt for mye større krefter ved

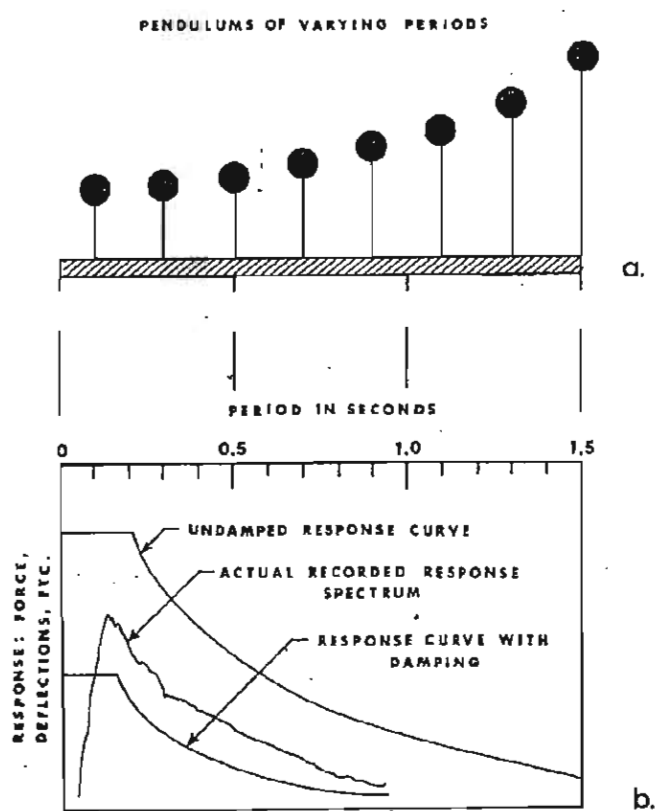
repeterende bevegelser enn en helt stiv konstruksjon. Dette betyr at det ikke bare er akselerasjonen til bakken som bestemmer størrelsen til de sideveise kreftene som virker på bygningen, men også typen respons bygningen har til lasten og fundamentet. Denne sammenhengen til bygningen og grunnbevegelsen er uttrykt i det såkalte responsspektrum.



Figur 2-4 a) Helt stiv konstruksjon, b) tar opp mesteparten av kreftene, c) bevegelig konstruksjon

Forestill deg forskjellige bygningstyper representert ved én frihetsgrad som svinger med forskjellige perioder, dette er vist som en pendel med forskjellige høyder Figur 2-5 a. Disse er montert til en bevegelig base som blir ristet frem og tilbake i en syklisk bevegelse som tilsvarer reelle opptak fra seismiske bølger. Den maksimale responsen til svingning er plottet som en funksjon av den naturlige perioden til vibrasjonen, vist i Figur 2-5 b. Den

maksimale responsen til svingningene kan bli representert ved funksjonen av akselerasjonen, hastighet, avvik, eller krefter. Siden alle strukturelle systemer av natur inneholder en dempnings mekanisme, vil responsen til svingningene bli veldig redusert, spesielt ved kontinuerlig repeterende bevegelse.



Figur 2-5 Respons spektrum

Anvendelsen av responspektrumet til faktiske bygninger avhenger av hvor lik oppførselen til en enkel svingning simulerer den komplekse virkningen til bygningen. På grunn av mangel på informasjon bruker nåværende standarder responspektrumet som en enkel metode for å forutse den maksimale responsen til bygningen ved jordskjelv bevegelser. Seismiske koeffisienter blir brukt for å ta hensyn til at høye bygninger, som høye pendler, har en lenger vibrasjons periode og derfor får mindre treghetskrefter enn stive, korte bygninger som har korte perioder.

2.3 Fremgangsmåte

Her vil det bli beskrevet hvilke tiltak som kan bli utført for å hindre en kollaps av konstruksjonen fra unormale og seismiske påkjenninger. De forskjellige fremgangsmåtene vil være hvordan man kan fremskaffe en alternativ lastvei, hvordan et "nøkkel - element" skal bli dimensjonert, og tiltak som skal begrense risikoen for at en fare vil oppstå.

2.3.1 Alternativ lastvei

For å kunne få en alternativ lastvei trenger man å utforme konstruksjonen på et vis sånn at elementene holdes sammen og at de ekstra kreftene vil bli fordelt til de rundtliggende elementene når et bærende element mangler. Dette kan gjøres på forskjellige måter tilegnet de forskjellige byggesystemene, og videre blir det forklart en metode som blir brukt i et **rammesystem**, og en metode som blir brukt i et **veggsystem**. Metodene vil koste mere å gjennomføre enn om de ikke skulle tatt hensyn til kollapsfaren til høye konstruksjoner, men når uhellet først er ute vil reparasjonskostnadene være betydeligere lavere ved at de nå bare behøver å reparere det skadde elementet i stedet for å bygge opp igjen store, eller hele, deler av konstruksjonen. Dette vil gi en stor sikkerhet av konstruksjonen, og man vil kunne unngå at liv går tapt.

2.3.1.1 Rammesystem

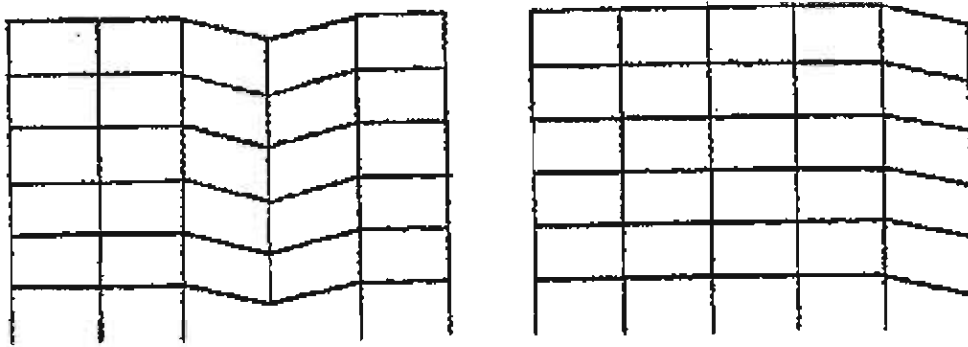
Denne bindeteknikken er det mest effektive tiltaket for å hindre et forskridende ras i en rammestruktur. Denne type teknikk kan enkelt bli tatt i bruk, men det kan fort bli komplisert og dyr i andre byggesystemer. Binding av strukturen inneholder tre hovedelementer, horisontale bindere, vertikale bindere, og dekker.

Horisontale bindere er elementer som under strekk kobler alle de vertikale binderne sammen i to retninger. Strekkreftene i hvert bindeelement og de tilhørende kreftene fra endeinnfestningen tilsvarende reaksjonskreftene i bindingene med tanke på at bindingene bærer gulvet eller takets egenvekt. I en rammekonstruksjon hvor en bjelke bærer lastene til gulvet, eller taket, kan også bli betraktet som en binder og derfor burde bli kontrollert separat for strekkspenninger tilsvarende de vertikale endereaksjonene. Hvis spenningene i enden av bjelken er forskjellige, burde man ta hensyn til den spenningen som er størst. En horisontal binder trenger nødvendigvis ikke alltid være en gulvbjelke, men kan også være en armeringsstang som er forankret i armeringsnett til dekke som videre er koblet sammen med bjelkene ved bruk av skjærforbindelser.

Vertikale bindere er de vertikale elementene som tar strekk. Disse burde utformes kontinuerlig gjennom hele høyden av konstruksjonen og deretter bli jevnt fordelt i lengden og bredden av bygget. I en rammestruktur er det som regel søylene som har denne rollen, og må derfor være i stand til å ta bindekrefter i tillegg til påvirkningen fra egenlasten. Kontinuiteten av binderne burde bli opprettholdt ved å skjøte forbindelsene sammen. Den minste strekkraften i en vertikal binder, og dens skjøt, tilsvarer den største vertikale reaksjonskraften i binderen, tatt til følge at den bærer dekkets tyngde i en etasje.

Dekke er det siste elementet som sammen med vertikale og horisontale bindere gir konstruksjonen den integriteten som er så viktig for stabiliteten ved ulykkeslaster. Dekke virker som et fagverk under kjedevirkningen og overfører horisontale bindekrefter til de avstivende delene som vertikale avstivninger eller momentrammer. Ved bruk av prefabrikkerte betongdekker er det viktig å opprettholde kontinuiteten av dekke over opplegget ved å forankre enhetene sammen, eller til rammen. En enkel metode for å oppnå dette på er å tilføre et tynt lag sement over et armeringsnett av stål.

Stabiliteten av konstruksjonen blir til ved at man har en jevn fordeling av bærende elementer sånn at ingen deler av konstruksjonen er avhengig av bare ett bærende element. Bruken av bindere bidrar til å gi en overflødighet av konstruksjonsstyrken som videre utvikler en alternativ lastfordeling til andre elementer ved en eventuell ulykkestilstand. For å få bedre forståelse for mekanismen i bindingenes oppførsel, er det passende å ta for seg en lav rammestruktur som vist i Figur 2-6.

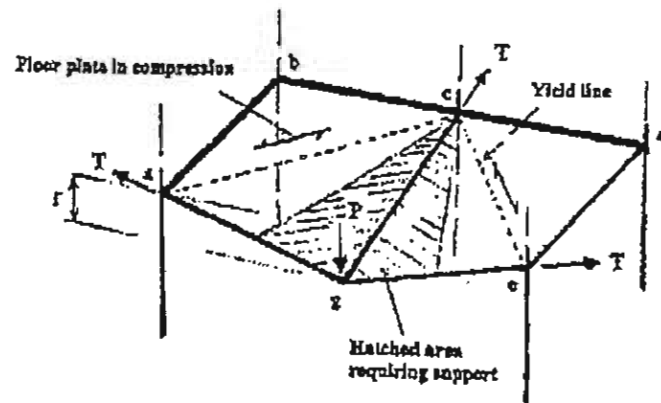


Figur 2-6 Fjerning av en bærende innersøyle, og en yttersøyle

Når en søyle fjernes fra strukturen vil lastene som søylen opptok bli overført som strekkspenninger der opplegget var. Siden søylene er kontinuerlige skjøtet sammen, hvor hvert punkt har evnen til å ta opp strekkspenningene til det tilhørende dekke, vil de fremdeles holdes sammen, skjønt de vil bevege seg noe nedover. Videre vil hver søyle bli fastholdt på sin plass ved de horisontale binderne. Derfor vil søylene over den manglede søylen synke nedover på en stabil og kontrollert måte.

Ved hver etasje over den fjernede søylen vil kreftene bli overført og tatt opp av en annen søyle. De horisontale binderne blir påført kraften P nedover siden de må ta opp større laster til tross for at dekke blir sammentrykt som vist i trekanten under den stiplede linjen, se Figur 2-7. Som et resultat av dette vil det oppstå flytlinjer i dekke som vist med stiplede linjer i figur a. Det graverte feltet vil være den delen av dekke som trenger understøtting,

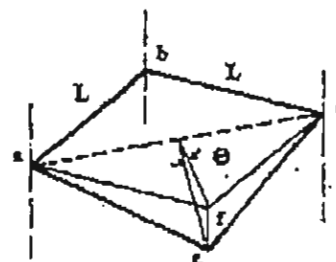
og det er ca 2/3 av dette området som det er behov for at kreftene skal bli ført videre som strekkreftene "T" i de horisontale binderne på begge sider av der søylen ble fjernet, tilsvarer omtrent søylens opplagerkraft.



(a) Catenary forces



(b) Equilibrium of forces



(c) Maximum deflection

Figur 2-7 a) kjedevirksomheten fra manglende søyle, b) likevekt av krefter, c) maksimal nedbøyning av etasjen.

Likevekt av bindingene ved lasten P og T, vises i figur b), dette indikerer en maksimal vertikal nedbøyning som forutsetter en plastisk rotasjon på 25 grader i dekkeplaten. Ved å ta i betraktning at noe av energien vil bli tatt opp i flytlinjene, vil den reelle rotasjonen kunne halveres til omtrent 8-12 grader, avhengig av styrken og stivheten til dekke, som er en fornuftig rotasjon ved store deformasjoner.

Mekanismen ved at en hjørnesøyle skulle mangle ville bli annerledes. Her vil rollen til de horisontale binderne være å utvikle et trykk i dekke for å redusere arealet som trenger understøtting. Den maksimale nedbøyningen er kontrollert gjennom den plastiske rotasjonen i dekke, resulterer i en rotasjon som vil være tilsvarende rotasjonen som oppstår i en innvendig søyle. Det er verdt å nevne at i praksis vil planstivheten til et veggelement i nærheten av den manglende søylen redusere nedbøyningen.

2.3.1.2 Veggssystem

Neste metode er å utvikle en alternativ lastvei mekanisme for store veggssystemer, basert på amerikanske studier. Disse mekanismene har blitt utsatt for testing, og ut fra forskningen ble det mulig å utvikle en fremgangsmåte for å opprettholde en tilstrekkelig grad av kontinuitet og seighet av konstruksjonen med et minimum krav av forbindelser som sikrer integriteten gjennom en indirekte utførelse. Metoden går ut på å tilføre konstruksjonen et tillegg av armering som føres kontinuerlig gjennom konstruksjonen ved at de legges rundt elementer og gjennom knutepunkt. Dette blir delt opp i langsgående, tverrliggende, og vertikale bindinger. Denne utførelsen har tydelige fordeler som:

- Det er ingen krav til konstruktører å se direkte på effekten av unormale laster for en form for konstruksjon og ikke en annen.
- Komplexiteten av å definere størrelsen på den lokale skaden som en konstruksjonsregel for detaljerte beregninger behøves ikke.
- Erfaring har vist at minimale utformingskrav basert på lyd teknisk bedømmelse kan opprettholde en tilfredsstillende grad av strukturell integritet for betongkonstruksjoner.

Den amerikanske standarden sier at "langsgående og tverrliggende bindinger skal bli utført i dekke og tak systemer for å lage en nominell styrke på 1500 lb per fot til vidden eller lengden av dekke. Bindingene skal gå over innvendig veggopplegg og mellom elementer og utvendige vegger. Bindingene skal være posisjonert i eller innenfor 2 ft til planet til dekke eller tak systemet".

Tversgående bindinger blir innført for å skape konsoller og bjelke virkning i veggpaneler. De tverrliggende bindingene som er vinkelrette til gulv eller takdekker skal ikke ha et spenn som er større enn avstander mellom veggoppleggene. Disse vil hovedsakelig lokalisere de tversgående bindingene i de horisontale knutepunktene mellom veggene som ligger i

samme nivå som dekke. Hensikten til de tverrliggende bindingene er å lage en konsoll virkning mellom veggene i tilfellet et lastbærende veggelement blir ødelagt. Denne konsollvirkningen vil overføre vertikale skjær fra veggene over skaden til nabovegger som er på linje med den skadde veggen. Det må være kontinuitet av strekk i de horisontale forbindelsene for å kunne gjennomføre denne lastoverføringen. Utformingen av dekke og inneslutningen av tverrstående vegger hjelper til å opprettholde lastveien. Skjærstyrken i de horisontale knutepunktene må være tilstrekkelig til å forhindre veggene i å skli fra hverandre i knutepunktet.

Langsgående bindinger er til for å gi en membranvirkning i dekke. ACI (American concrete institute) har også veiledning for langsgående bindinger som går langs spennene til gulvelementene. "Langsgående bindinger parallelt til gulv eller takdekke spennet skal ha en senteravstand som ikke er større enn 10 ft. Tilleggsbindinger skal bli laget for å overføre krefter rundt åpninger". Disse langsgående bindingene er dimensjonert til å oppføre seg som et oppheng mellom veggene på begge sider av den ødelagte veggen for å oppta oppleggslasten fra den lokale restlast.

Vertikale bindinger er for å fremkalle en opphengs virkning. ACI sier at "vertikale spenningsbindinger skal bli utført i alle vegger og skal være kontinuerlig gjennom hele høyden av bygningen. Den skal skaffe en nominell spenningsstyrke på ikke mindre enn 3000 lb per horisontal foot av veggen. Ikke mindre enn to bindinger skal bli tilført hvert prefabrikkert panel." Disse bindingene skaffer de vertikale oppleggene for ineffektive vegger for å begrense restlasten. Siden den alternative opphengsmekanismen oppstår gjennom konsollvirkningen til naboveggene, er disse bindingene nødvendig for å holde den skadde veggen, og dekke som den understøtter, for å begrense lastene til de underliggende veggene og dekker. De utgjør en motstand mot at veggen brytes ut av planet, derav forhindrer den total fjerning av veggen. De utgjør også virkning av innspenning for skjærfriksjonskapasiteten i knutepunktet. Tilleggsbindinger gir ekstra styrke og begrenser veggene i å bevege seg ut av planet. Disse vertikale bindingene kan også bli brukt for å hindre veggene i å velte ved sideveis belastning.

ACI: "Bindinger rundt hvert gulv eller takdekke innenfor 4 ft til kanten skal utgjøre en nominell spenningsstyrke på ikke mindre enn 16,000 lb."

Utførelsen av minimum bindinger utgjør et akseptabelt nivå til integriteten, noe som kommer av forskning. Denne fremgangsmåten til å få en tilstrekkelig integritet av konstruksjonen eliminerer behovet for å dimensjonere for hvilken som helst unormal last.

Når man dimensjonerer for jordskjelv kommer den forventede skaden fra etter-elastisk oppførsel av bygningen. Elementene i systemet må ha en integritet for et sånt skadetilfelle, inkludert potensialet for å delvis å miste en lastbærende funksjon. Utforming for integritet alene kan hende ikke er tilstrekkelig nok ved seismiske laster.

2.3.2 "Nøkkel-element" metoden

Hvis ingen av de andre metodene lar seg gjøre bør man tenke på "nøkkel element" metoden. Denne metoden tas i bruk hvis elementet er avgjørende for det totale sammenbruddet av konstruksjonen, og må dimensjoneres for en høyere last, 34 kN/m², som kan komme fra alle kanter, men bare en kant om gangen, og som er det estimerte trykket som fikk Ronan Point til å kollapse.

Denne lasten skal også virke på de tilhørende forbindelsene til elementene hos det avgjørende elementet. Denne ulykkeslasten virker samtidig med lastene fra egenvekt og en tredjedel av den påsatte vindlasten med en reduksjonsfaktor på 1,05.

2.3.3 Begrense fareområdet

Dette tiltaket er egnet for situasjoner hvor gass eksplosjoner kan oppstå, og vil ikke ha en innvirkning på konstruksjonens håndtering av seismisk bevegelse.

Et mulig tiltak for å begrense faren ved gasslekkasjer er ved tilstrekkelig ventilasjon av bygningen, hvor man kan redusere det dimensjonerende trykket mye i forhold til de 34 kPa som er avgjørende for et "nøkkel-element". Ventilering av bygninger er et bra tiltak for konstruksjoner som allerede er oppført uten at det har blitt tatt hensyn til de tidligere kravene. Det ble foreslått i en PCA rapport at mengden og karakteren til ventilasjonen vil redusere trykket. Det ble utviklet formler for den maksimale statisk ekvivalente veggtrykket P_{max} . Den største av:

$$P_{max} = 0,44 + 0,5P_0, \text{ eller}$$

$$P_{max} = 0,44 + 0,5P_0 + 0,00054/\psi^2, \text{ hvor}$$

P_0 = trykket som ventilasjonen blåser ut, og

Ψ = forholdet mellom ventilert areal og volumet av rommet

Denne metoden byr på problemer hvis det eneste ventilerte områdene til bygningen er hvor de glassbelagte områdene er de eneste ventilerte området, dette vil føre til et unødvendig høyt estimat av det oppnådde maksimale trykket.

Trykk som kommer fra eksplosjoner avhenger av størrelsen på ladningen og typen eksplosiver, og er derfor veldig vanskelig å ta i betraktning når man dimensjonerer.

2.4 Konklusjon

Rundt dette temaet er det gitt ut mange artikler om hvordan man kan forhindre et fortskridende ras av høye konstruksjoner. De aller fleste av disse artiklene er enten amerikanske eller britiske, og er basert på tidligere studier med eventuelle forbedringer. Dette emnet er noe som er under konstant utvikling for å komme frem til nye metoder som skal være både sikrere og billigere enn hva som allerede er beskrevet i litteraturen. Derfor er det viktig å se på utgivelsesdatoer av artiklene for å få med seg det nyeste innen dette fagområdet.

3 Byggesystemer

[8-11]

3.1 Generelt

I dette kapitlet blir det beskrevet forskjellige metoder man kan velge mellom når man skal konstruere et bygg. Dette velges ut fra byggets bruksområde, høyde, inndeling, og kravet til avstivning. Det vil også bli sett på hvilke begrensninger man kommer ovenfor i de forskjellige systemene.

Systemene som blir tatt i betraktning er skive systemer og forskjellige ramme systemer.

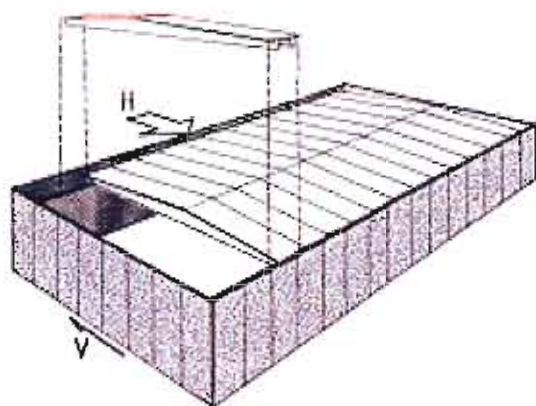
Valget av avstivningssystem resulterer i hvilket konstruksjonssystem som er anbefalt å ta i bruk, og dette er ikke et absolutt krav til hva man skal velge, men en pekepinne til hvilke metoder som egner seg bedre enn andre ved gitte omstendigheter. En kombinasjon av disse systemene kan i tilfeller være det beste resultatet.

3.2 Skive systemer

Skivene brukes for å avstive bygningen mot horisontale laster. Elementer som kan virke avstivende på bygget kan være vegger, trapperom og heissjakter. Fagverk kan også benyttes som skiver i enkelte tilfeller.

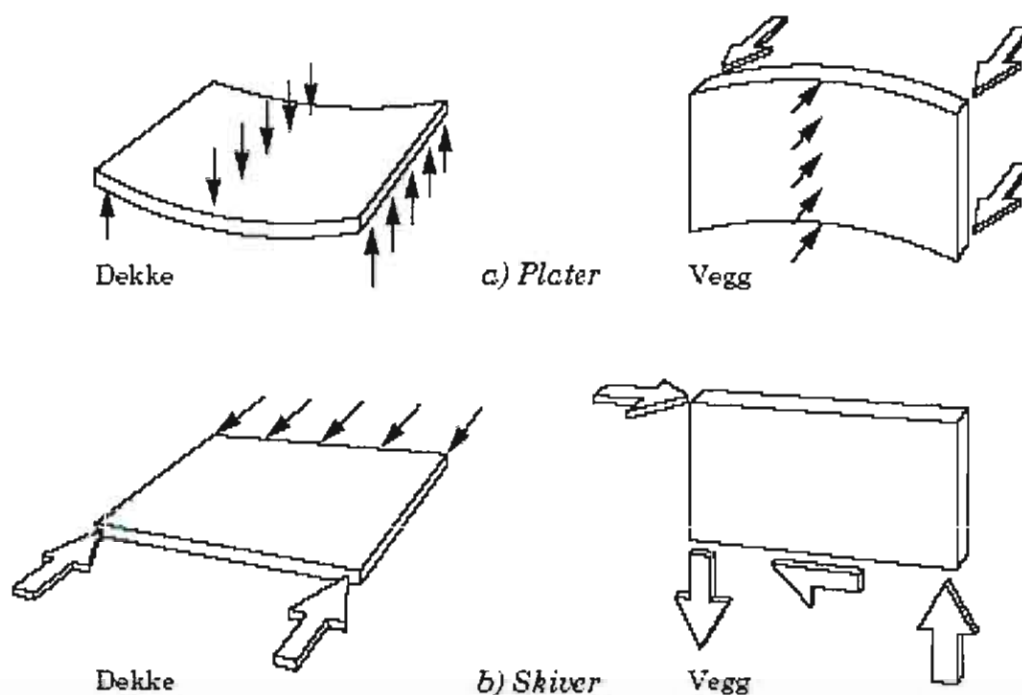
Når det tas i bruk søyler i dette systemet vil disse virke som leddet til fundamentet og ved etasjeskille, og det er derfor viktig at dekke dimensjoneres som uendelig stivt og koblet sammen med de avstivende delene av konstruksjonen.

Skive systemer er mest effektivt for fleretasjes bygg, hvor man her har man muligheten til å utnytte heissjakter og trapperom som en avstivende del av bygget, men kan også brukes i enetasjes bygg som vist i Figur 3-1, også kalt "bokssystemet".



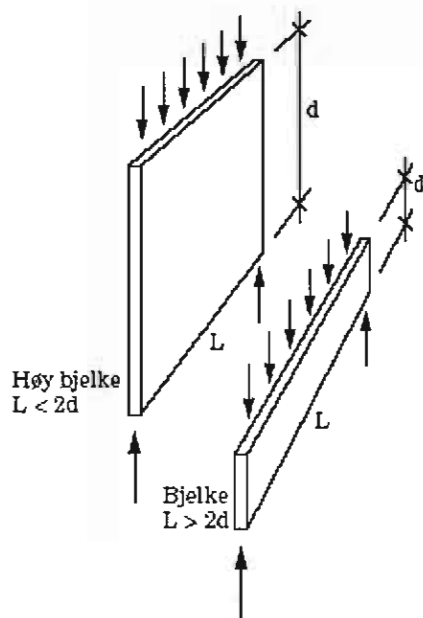
Figur 3-1 Enetasjes skivesystem

De prefabrikkerte betongelementene virker som plater når lastene angriper på elementets flate, og skiver når lastene virker langs elementene, se Figur 3-2. Når lasten virker langs elementet er det mye stivere, så derfor vil det lønne seg at mest mulig av kreftene tas opp på denne måten når man avstiver konstruksjonen. Et bygg som er konstruert på denne metoden blir kalt et skivebygg.



Figur 3-2 Plate og skive – virkning av elementer

Måten skiven beregnes på avhenger av elementets lengde i forhold til høyden. Hvis lengden til elementet er stor i forhold til høyden, $L > 2d$, kan skiven beregnes etter vanlig bjelketeori, men når lengden av elementet er mindre enn to ganger høyden vil beregningene av elementet bli utført som for beregningene til en høy bjelke. Se Figur 3-3.



Figur 3-3 Definisjon for beregning av skiver

For at de indre kreftene skal kunne mobilisere og balansere de ytre kreftene må bygget kunne ha evnen til å deformere seg.

Ved utsparringer i skiver vil stivheten til elementet bli sterkt redusert. Disse utsparringene kommer som regel fra vinduer og dører, og man vil da se på elementet som en ramme med forsterkninger i hvert hjørne.

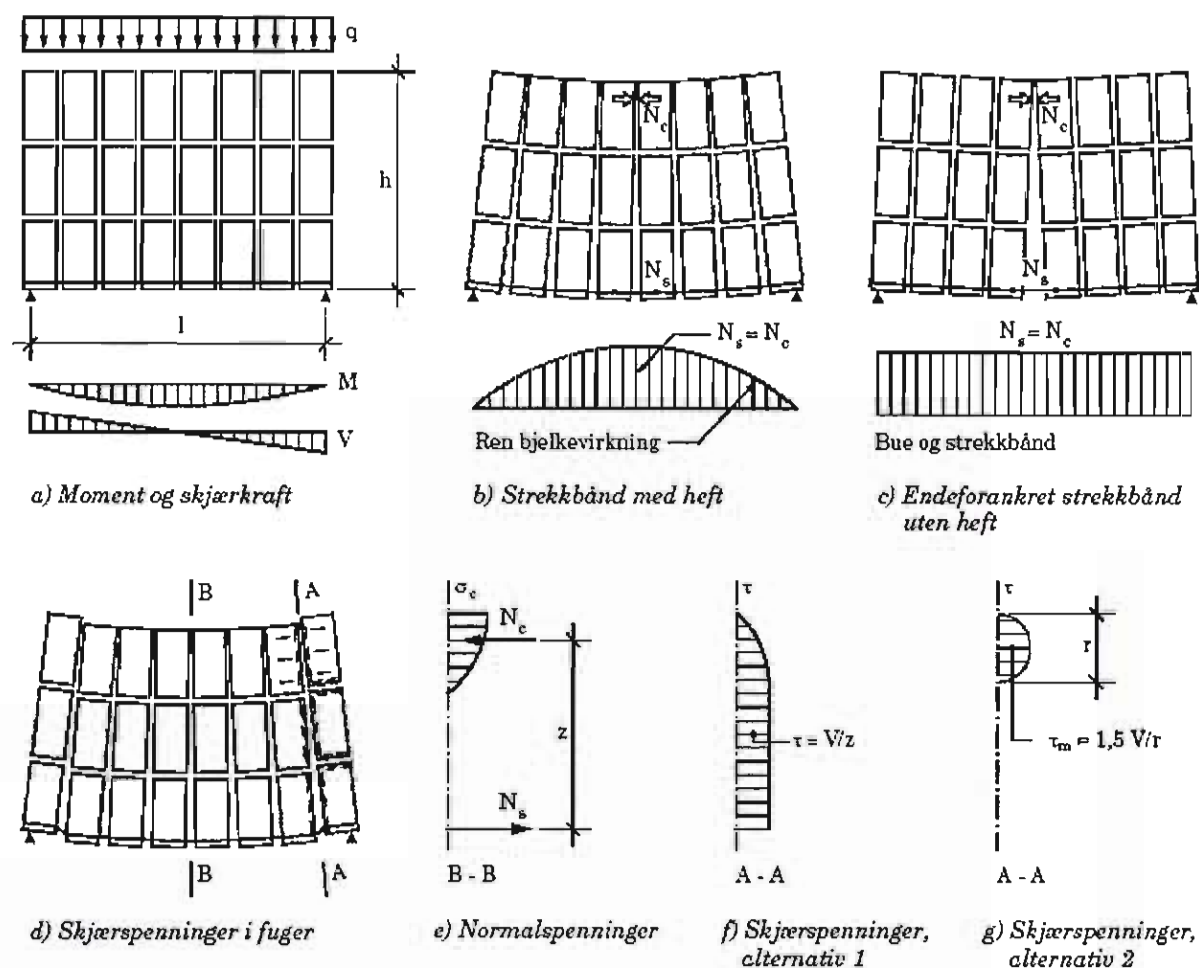
Man må også ta hensyn til at når man kobler sammen skiver til større enheter vil man få en større skjærpåkjenning i fugene.

De horisontale lastende som virker på ytterveggen vil videre overføre krefter jevnt fordelt til dekke. Dekke vil deretter overføre kreftene til de avstivende delene til konstruksjonen. For å kunne beregne dekke som en horisontal skive må man se på dekke på samme måte

som en vertikal veggskive ved å bruke metoden for vanlig bjelketeori eller høye bjelker som beskrevet ovenfor. De horisontale skivene har samvirke med de vertikale skivene.

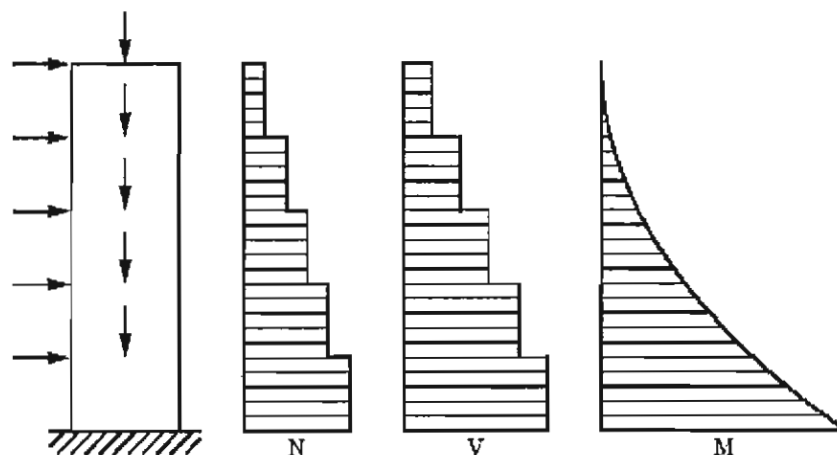
Skivens lastkapasitet som plate er såpass stor at man normalt ikke trenger å bekymre seg for utknekking ved horisontal påkjenning. For å kunne dimensjonere elementer, forbindelser og fuger trenger man å vite snittkreftene for normallast, skjærkraft og moment ved de respektive områdene.

Figur 3-4 viser horisontalskiven som er bygd opp av flere hulldekke elementer oppfører seg ved påført horisontallast. I figur a) ser man hvordan fordelingen av skjær og momenter er ut i fra diagrammene når horisontalskiven oppfører seg som en bjelke, mens i b) ser man hvordan elementene beveger seg ved en bøyning fra ren bjelkevirkning. Her vil man se at det blir en trykksone i toppen, N_c , og en strekksone i bunnen, N_s . Med heftelse mellom strekkbåndet og elementene i strekksone gjør at normalspenningen blir størst på midten og avta ut på opplegget. Avstanden mellom stekk og trykksone er den konstante avstanden, z , som de viser til i figur e) hvor man ser normalspenningen i området ved størst nedbøyning. Videre i figur c) viser det samme tilfelle som i b) bare her er det uten heft i strekksone, noe som gir en konstant normalspenning over hele lengden og skaper et gap mellom elementene i midten. Skjærspenningene i fugene er størst ved opplegg og er vist med piler i figur d) hvor figur f) og g) viser hvordan skjærspenningene er fordelt gjennom tverrsnittet ved opplegget. Figur f) viser den mest vanligste fordelingen av skjærspenninger, mens ved g) vises det hvordan skjærspenningene blir fordelt ved store tøyninger ved at det brukes en mer nøyaktig alternativ metode og beregne dette på.



Figur 3-4 Krefter i horisontalskiver

De vertikale skivene vil normalt ha større lastpåkjenninger enn de horisontale skivene, så disse blir sett på som søyler som er fast innspennt til fundamentet. Et unntak for dette er når skivene i første etasje er fjernet, da må innspenningskreftene føres andre veier. Dette siste tilfellet vil være vanskelig å håndregne siden det statiske systemet er komplisert nok ved at skivene virker som gjensidige elastiske støtter. Lasten som påvirker vertikalskivene er en jevnt fordelt voksende vertikallast og skjærkraften fra de horisontale elementene, som vist i Figur 3-5.

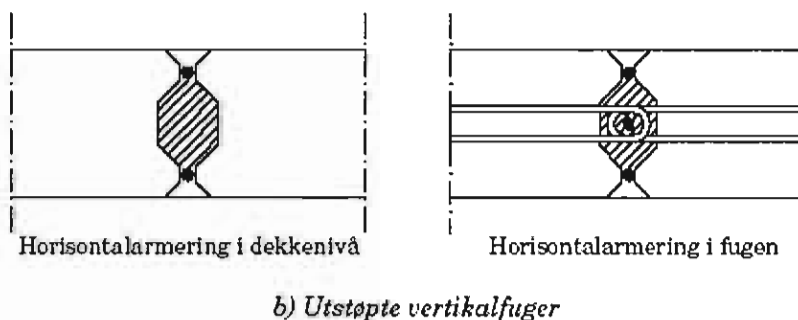
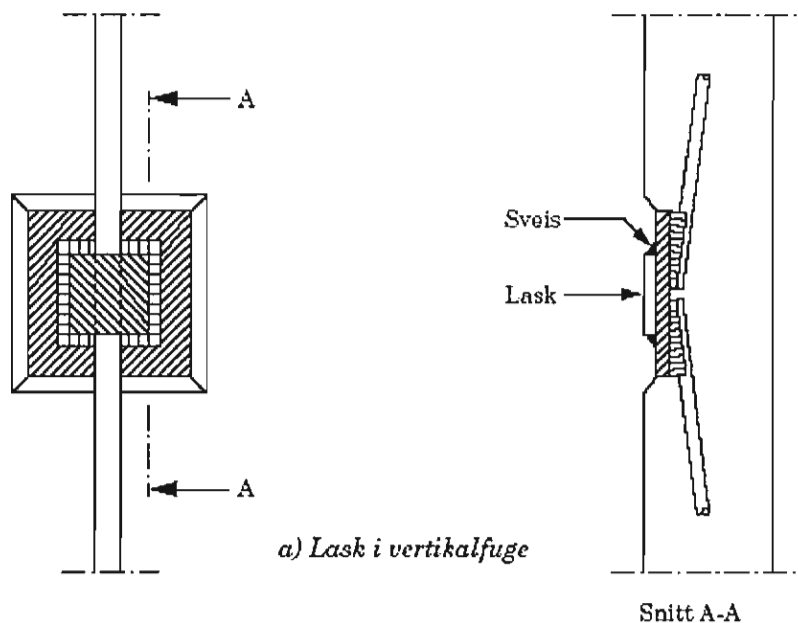


Figur 3-5 Lastfordelingene vertikalt og horisontalt over byggets høyde, pluss momentfordelingen

En nøyaktig utbøyningskontroll av de vertikale skivene skal sikre at det ikke oppstår uønskede sprekker, riss og bevegelser som kan være ubehagelige. Forskyvningsendringer er aktuelt, og disse horisontale lastene kommer av vind og jordskjelv. Hvis utbøyningsendringer skulle oppstå på grunn av skjevstilling, nyttelaster og jordtrykk bør avstivningssystemet vurderes på nytt. Denne kontrollen utføres i bruksgrensetilstand. Det er skivestivheten for den aktuelle påkjenningen som bestemmer mye av beregningen til utbøyningen. Den faktiske stivheten vil få bidrag fra skillevegger og hjørner som ikke blir tatt med i beregningen, så derfor kan man neglisjere virkningen fra fugene.

De vanligste veggskivene har en konstant tykkelse, og når man ser på sandwichelementer så er det sjiktet som har skive virkning som anses å ha konstant tykkelse. Dette kan for eksempel være innersjiktet, mens yttersjiktet er statisk upåvirket. Massive vegger som ikke har en konstant tykkelse har som regel forsterkninger eller gurter. Dette gjør det vanskeligere å beregne, men skiller seg lite fra massive vegger hvor tykkelsen er konstant.

Momentene her overføres som et kraftpar, og problemene ligger i skjøtene for strekkgurten og fugene for trykkgurten. Skjærkraften overføres på samme måte som for horisontalskiver, dvs. ved sveiseplater eller utstøpte fuger. Se Figur 3-6.



Figur 3-6 Lasking og utstøping i vertikalfuger

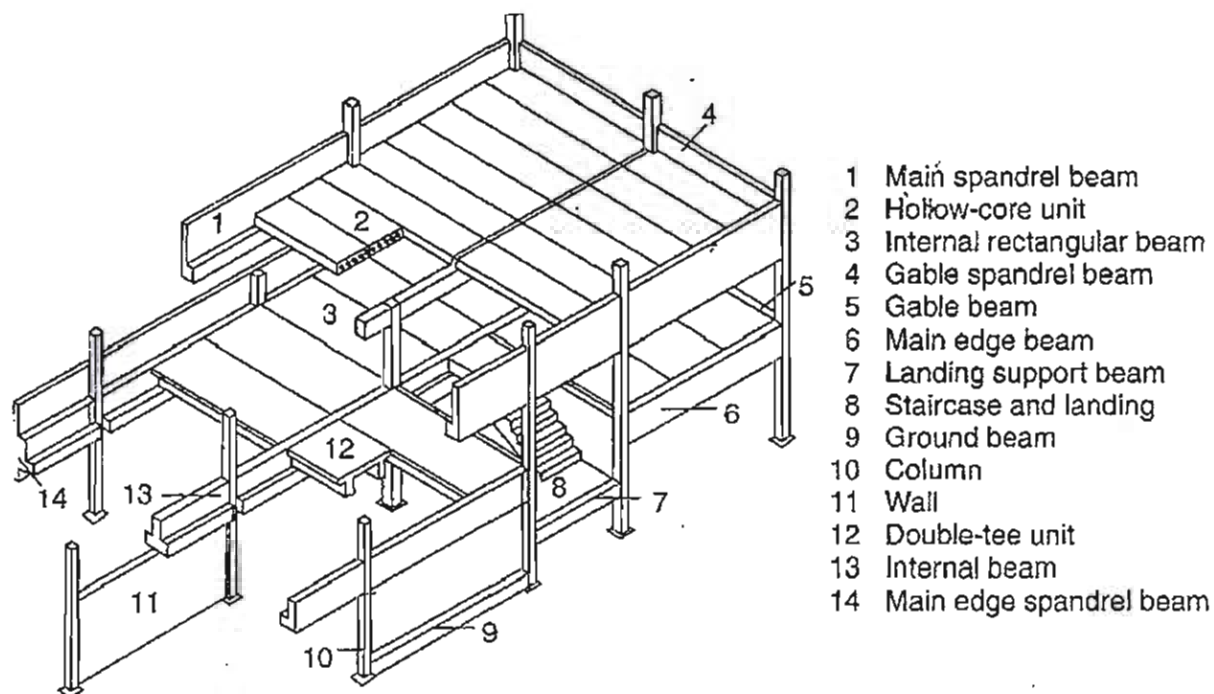
3.3 Ramme systemer

Når det kommer til ramme systemer er det flere metoder å benytte seg av. Disse metodene er skjelettstruktur, rammestruktur, og portal rammer.

Skjelettstruktur er hvor forbindelsen mellom søyler og bjelker ikke er momentstive, så det benyttes vegger mellom søylene for å avstive konstruksjonen mot horisontale laster. Disse veggene har ingen lastbærende funksjon, og egenvekten til veggen overføres gjennom fotfestet til søylene. Denne metoden egner seg til tilfeller hvor det er et behov til store åpne områder hvor det brukes få, men veldig sterke, elementer av søyler, bjelker, dekker, sjakter og avstivende vegger der det er nødvendig. De fleste forbindelsene mellom bjelker og dekker er dimensjonert og utformet som en leddet forbindelse, så alle horisontale

elementene (dekker, trappesjakter, bjelker) er derfor fritt opplagret. De behøver ikke alltid å være leddet (i seismiske områder er forbindelsen stiv og svært duktil) men for og gjøre utforming og konstruksjonen enklere er det fremdeles det foretrukne valget. Vertikale elementer (vegger, søyler) kan være utformet kontinuerlige, men siden bjelke og dekkeforbindelsen er leddet er det ingen global rammevirkning og ingen krav til en rammestivhets analyse, bortsett fra fordelingen av noen søylemomenter som oppstår fra eksentrisitet av bjelke oppleggene. De avstivende elementene som vegger er utformet enten som et enetasjes element, avstiver hver etasje om gangen, eller som et kontinuerlig element som avstiver alle etasjene som store utkragere.

I Figur 3-7 ser man en typisk skjelettstruktur med forklaring for hvilke elementer det er bygget opp av.

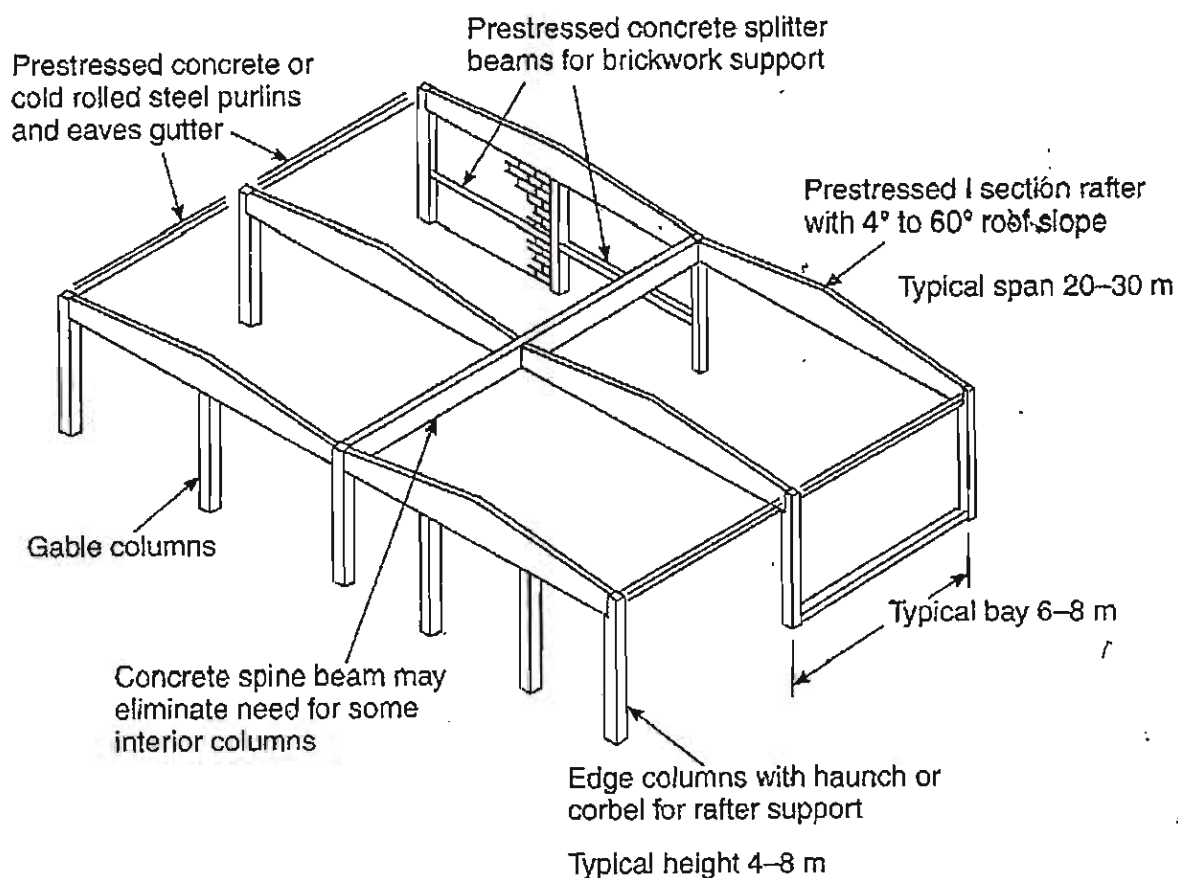


Figur 3-7 Skjelettstruktur

Rammestruktur oppstår når forbindelsene mellom søyler og bjelker er momentstive. Forbindelsene nå vil i tillegg til å ha en lastbærende funksjon også kunne motstå horisontale krefter. Dette gjør at man ikke lenger vil ha behov for avstivende veggelementer og områdene vil deretter være enda mer åpne enn for skjelettrammestrukturen. Spennene vil nå kunne økes siden nå vil søylene ikke lenger behøver å bære lastene fra veggelementene, og metoden kan brukes over flere etasjer.

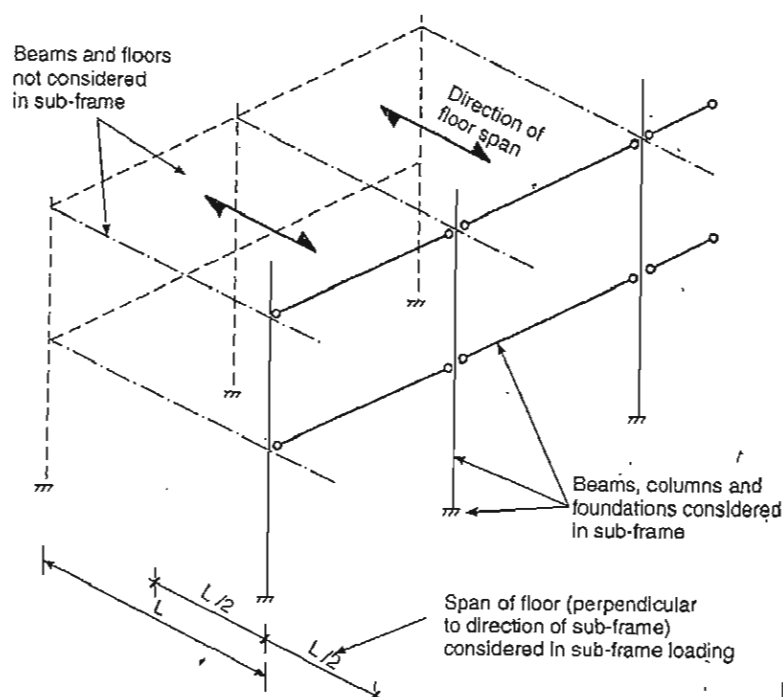
Portal rammer er det tredje ramme alternativet for prefabrikkerte betongkonstruksjoner, noe som egner seg godt til bygg som industribygninger og lager hvor spennene er

nødvendig. Selv om portal rammer vanlig vis bare blir brukt til enetasjes bygninger, kan de også bli brukt som tak konstruksjon i skjelettsystemer. Portal rammene ser enkle nok ut og er faktisk svært lite utviklet i utformingen, siden bøyingsrotasjonen i endene av takbjelken, noe som vi kan forvente at vil alltid skape sprekkskader i opplagringskanten, blir tatt hensyn til ved innsettelse av en fleksibel pute (f. eks neopren) i opplagringspunktet. Leddet forbindelser mellom takbjelken og søylen et foretrukket valg. De er lette å utforme og konstruere, mens søylene må bli dimensjonert som fast innspente utkragninger og må bli dimensjonert for momenter i tillegg til vertikallaster og skjær. En momentstiv forbindelse tillater fordeling av momentet til søylen. Tak dekkene betraktes som uendelig stive og hindrer ikke deformasjon mot horisontale laster, men sørger for at forskyvningen blir lik gjennom hele bygget for de vertikale elementene i samme nivå. Et typisk eksempel på hvordan denne rammen vil se ut er vist under i Figur 3-8.



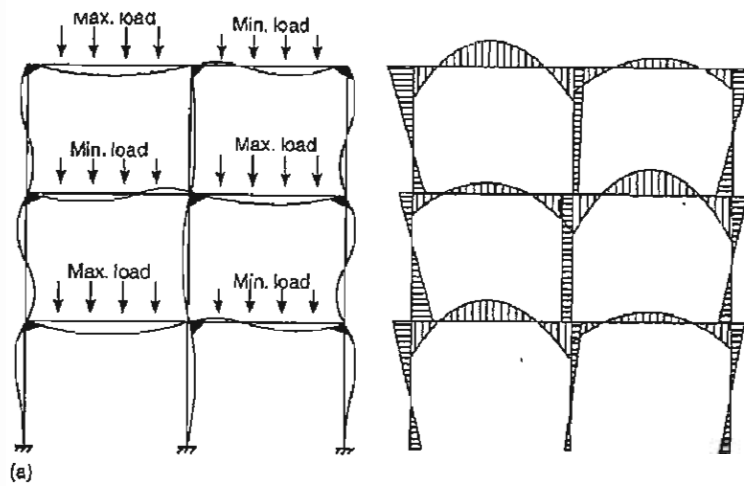
Figur 3-8 Portal rammestruktur

Et av de store spørsmålene er hvordan en prefabrikkert betongkonstruksjonsanalyse er sammenlignet med en stedstøpt en. Siden en prefabrikkert konstruksjon er satt sammen av mange elementer i motsetning til en stedstøpt konstruksjon hvor alt er en kontinuerlig støp, blir kraftgangen gjennom de forskjellige konstruksjonene svært forskjellige nær forbindelsene. Først starter man med en global analyse hvor det blir sett på oppførselen til en kontinuerlig ramme og identifiserer hvor de passende forbindelsene i den prefabrikkerte rammen skal være. I starten er det tilfredsstillende og ta for seg en enkel konstruksjon i 2 dimensjoner, som vist i Figur 3-9.

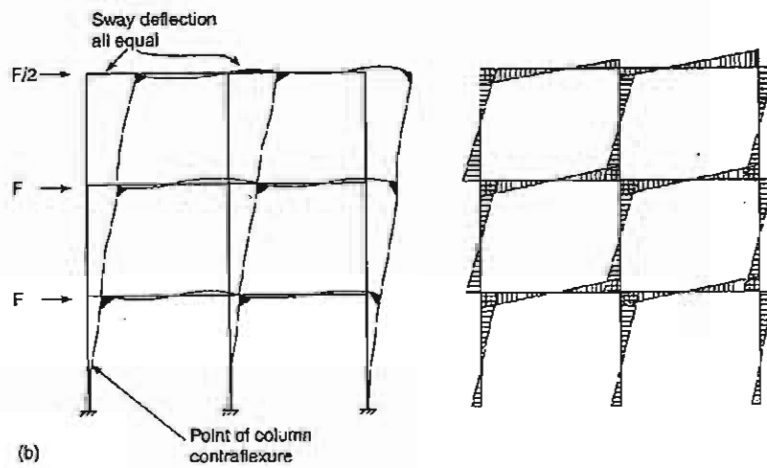


Figur 3-9

Bøyemomentene og forskyvningen vises i Figur 3-10 og Figur 3-11 i en 3-etasjes kontinuerlig bjelke og søyleramme som har blitt utsatt for en vertikal last (egenvekt) og horisontalt vindtrykk. Fordelingen av maksimale og minimum laster er plassert for å gi den mest ugunstige utbøyningssituasjonen. Her har bjelke-søyle forbindelsen samme styrke og stivhet som resten av elementene. Stabiliteten kommer av de kombinerte påkjenningene til bjelker, søyler og bjelke-søyle forbindelser i bøyning, skjærkraft og aksial last. Dette blir kalt en uavstivet ramme. Her er det punkter i konstruksjonen hvor momentet er null, og disse punktene avhenger av intensiteten av de to lastkombinasjonene. Hvis det er vertikallasten som er dominerende vil bjelkens null moment være nær bjelke-søyle forbindelsen, vanligvis 0,1 ganger lengden av bjelke spennet, hvis det er den horisontale lasten som er dominerende vil null momentet oppstå midt i spennet. I søylene vil null moment alltid være en halv etasjehøyde, og dette er et gunstig sted for å plassere en leddet forbindelse.

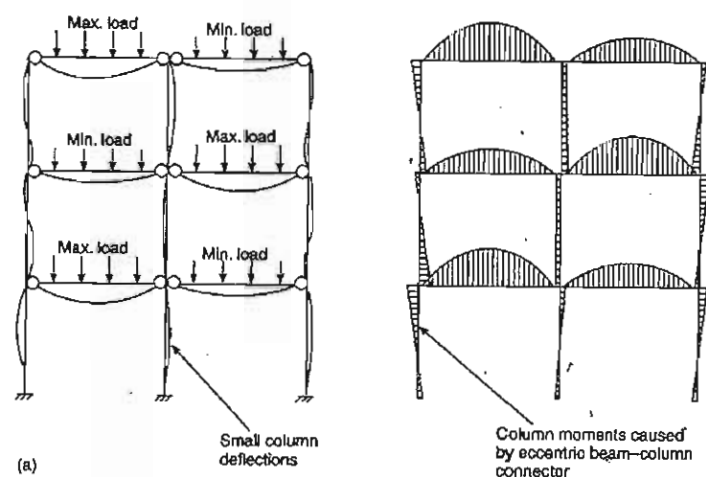


Figur 3-10 Vertikal belastning

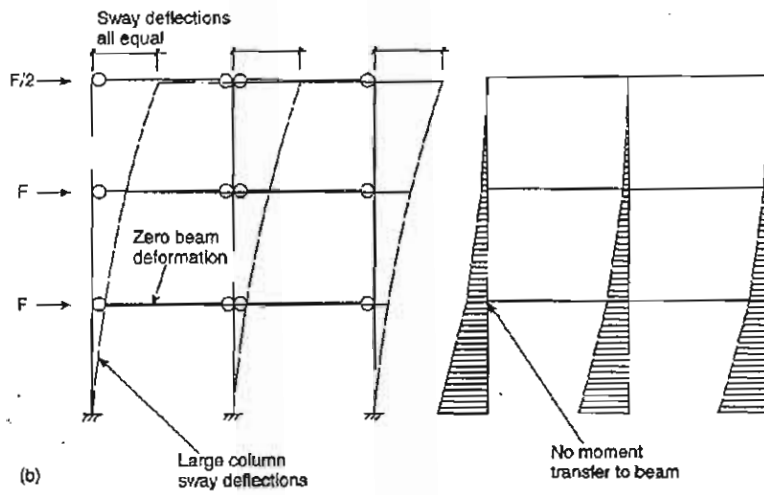


Figur 3-11 Horisontal belastning

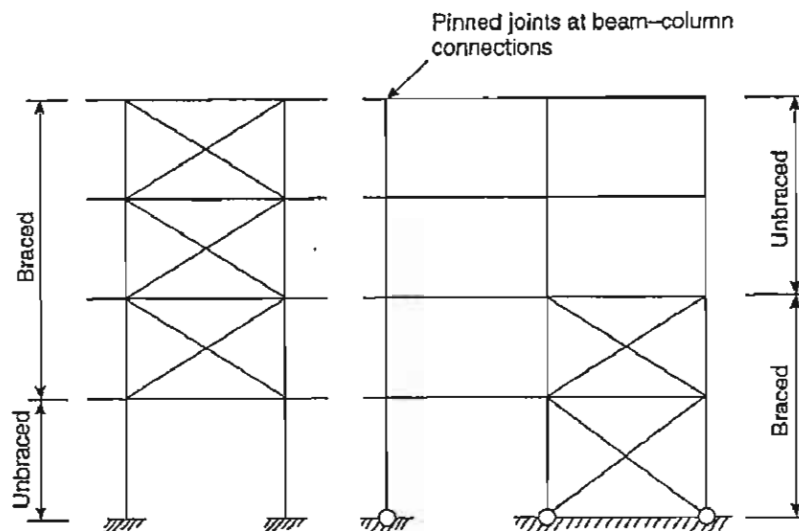
Hvis styrken og stivheten til forbindelsen i enden av bjelken er redusert til null, mens søylen og innspenningen er som før, vil de resulterende momentene og forskyvningen bli som vist i Figur 3-12 og Figur 3-13. Søylene alene oppnår stabiliteten, bjelkene overfører ikke noe moment, bare skjær og aksial last. Innspenningen må være stiv, altså fast innspent. Dette er prinsippet av en leddet forbindelse som et uavstivet skjelett system. I konstruksjoner større enn 3-etasjer, eller omtrent 10 m, blir de største søylene upraktiske og uøkonomiske, som fører at det blir et behov for avstivere. Avstivningen kan bli brukt i fulle høyden, kalt en full avstivet ramme, eller opp til, eller fra et, nivå, kalt en delvis avstivet ramme. Avstavingen kan bli plassert i de øverste etasjene som gjør at søylene under det laveste avstivet nivået blir tilstrekkelig stabil mot horisontale krefter. Se Figur 3-14.



Figur 3-12 Vertikal befestning

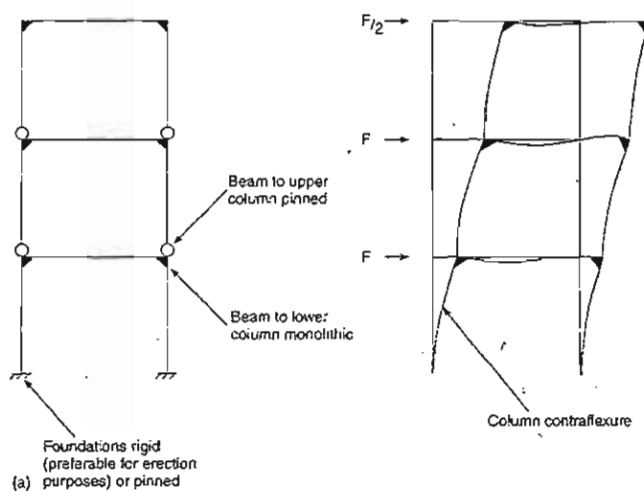


Figur 3-13 Horizontal belastning

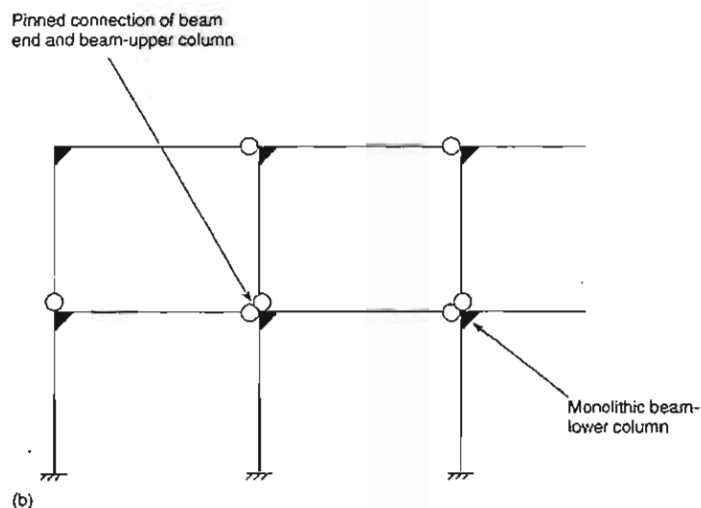


Figur 3-14 Avstivning av bygg

Ved å se på første systemet hvor alle forbindelser var like sterke og stive vil punktet hvor momentet er null være nær den nedre enden av søylen hvis bøyestivheten der er større enn den øvre enden av søylen. Hvis styrken og stivheten av den nedre enden blir redusert til null, mens bjelken og bjelke-søyle forbindelsen er uforandret, vil de resulterende momentene og forskyvningen i denne rammen være som vist i Figur 3-15. Stabiliteten blir oppnådd av virkningen til portal rammen. Å støpe hele rammen hos fabrikken er svært ugunstig på grunn av de store spennene, så i stedet for å støpe en "opp ned U" så støper de heller L formede profiler som vist i Figur 3-16. Innspenningen kan være leddet, selv om de fleste entreprenører foretrekker å bruke faste innspenninger for sikkerhet og umiddelbar stabilitet.



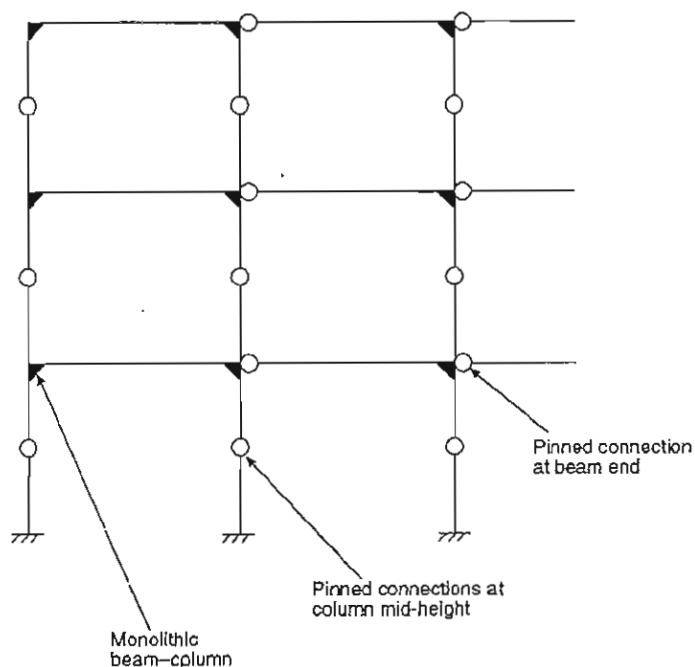
Figur 3-15 U-ramme



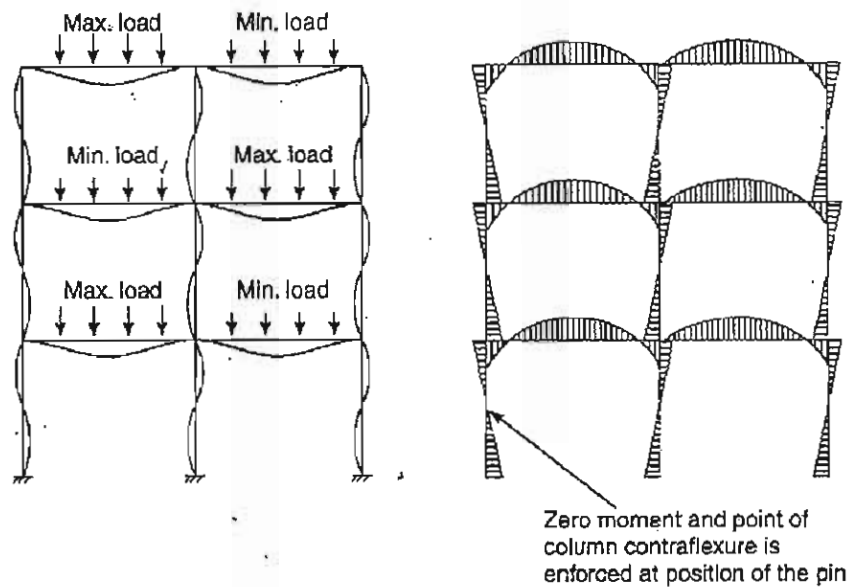
Figur 3-16 L-ramme

Den såkalte H-rammen er en variasjon av sistnevnte. Her bruker man samme metoden som i den først rammen hvor den leddete forbindelsen ble plassert der momentet var null så konstruksjonens oppførsel ble lik en kontinuerlig ramme. Dette er vist i Figur 3-17 og Figur 3-18. Forbindelsen mellom rammene oppstår midt i etasjehøyden.

Selv om forbindelsen er klassifisert som leddet i teorien vil den i virkeligheten overføre noen momenter, men veldig lite. Derfor er H-ramme forbindelsene dimensjonert med en begrenset momentkapasitet, noe som gir en sikkerhet og stabilitet til H-rammen som av naturlige årsaker har lett for å bli ganske massive. Innspenningen til den nederste halv etasjehøye søylen må være stiv. Forbindelsen i toppen av den nederste søylen kan være leddet hvis den er ved et punkt hvor momentet er null. Hvis ikke må forbindelsen kunne motstå utbøyning.



Figur 3-17 H-ramme

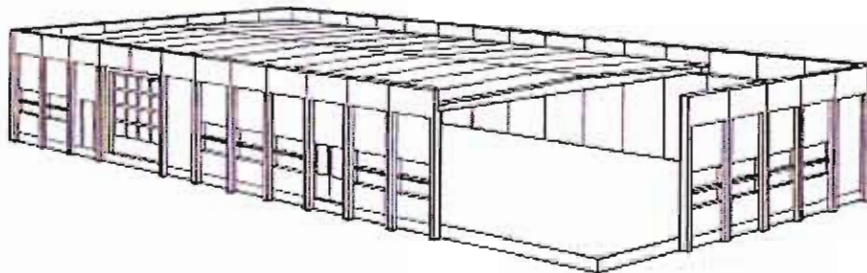


Figur 3-18 Nedbøyning og momenter i en H-ramme struktur

3.4 Enetasjes bygg

3.4.1 Typer bygg

De vanligste enetasjes høye byggene som oppføres i prefabrikkerte betongelementer er industribygg, lagerhaller, handlesentre og varehus med dekke som går over hele eller deler av bygget. Disse byggene krever store frie områder som medfører at spennene mellom de bærende konstruksjonsdelene må være store. Men siden disse byggene holdes til en etasje er høyden på byggene svært lave sammenlignet med fleretasjes bygg, og vil derfor ikke ha de store kravene for avstivning mot horisontale laster.



3.4.2 Valg av system

Portal rammer egner seg godt til enetasjes bygg siden denne metoden gir store frie områder, men man kan også velge å innføre flere etasjer ved at man velger å ha et innskutt dekke. Ved å tilføre et innskutt dekke så kan dette legges på separate søyle-bjelke systemer innenfor det opprinnelige konstruksjonssystemet, eller at dekke ligger på opplegg som sitter på søylene som bærer taket, med ekstra understøttende søyler imellom. I det siste tilfellet vil det lønne seg å la spennet til dekket være halvparten av spennet til taket.

Når det kommer til skiver i enetasjes bygg blir dette haller som kalles bokssystemet. Det vil si at de horisontale kreftene blir likt fordelt mellom hvert vertikalt skiveelement. Taket danner en stiv skive som overfører horisontalkreftene til de vertikale veggene rundt.

3.4.3 Begrensninger

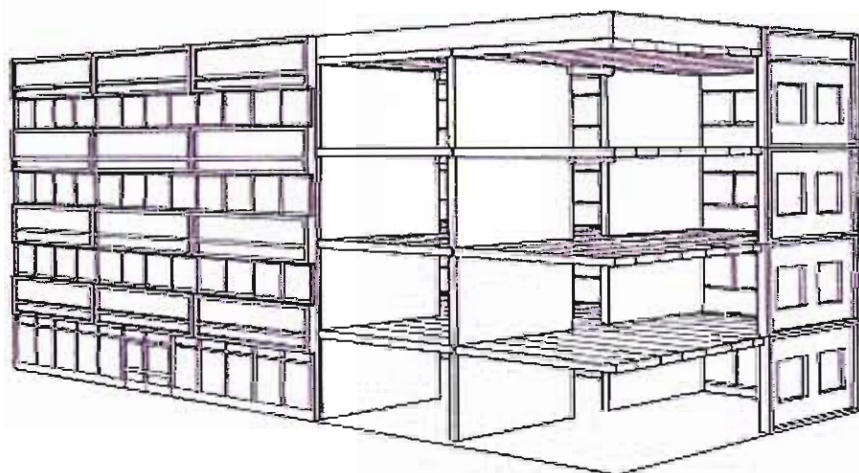
Ved bruk av portal rammer vil en optimal høyde være 8 meter, men en høyde på 20 meter vil være en absolutt begrensningen og vil kreve ekstra mye arbeide for å dimensjonere de utkragede søylene fra fundamentet får å oppnå tilstrekkelig stivhet. Lengden på spennene avhenger av valget av tak konstruksjon. De mest vanlige valgene her vil være saltaksbjelker og takplater. Saltaksbjelker vil kunne gi søylefrie områder på 18 x 24 meter, men kan også komme opp i spenn på 40 meter ved bruk av forspente I eller T-profiler. Ved bruk av takplater vil spenne komme opp i 30 meter.

Hvis bokssystem er veldig langt i forhold til bredden kan det benyttes tverravstivende vegger for å hjelpe til med å ta opp den store horisontale lasten. Den vanligste utformingen for forholdet mellom lengde og bredde er $L/B < 3$.

3.5 Fleretasjes bygg

3.5.1 Typer bygg

Disse byggene er normalt sett boligblokker, hoteller, sykehus, eller kontorer og foretningsbygg, men anvendes også for skoler, sykehus og parkeringshus. Poenget med bygg som går over flere etasjer er for å få plass til mest mulig på ett begrenset område, og transport rundt i bygget ved bruk av trapperom og heissjakter vil være mye hurtigere enn om samme areal hadde gått over ett plan. En av de viktigste forutsetningene er at disse byggene må ha en tilstrekkelig avstivning og struktur for å unngå at en kollaps skal oppstå.



3.5.2 Valg av system

Skiver er den vanligste metoden for valg av system i høyhus, og det er mange forskjellige skivesystemer som kan anvendes. De bærende veggenelementene kan være liggende etasjehøye elementer, eller stående elementer som går over flere etasjer. Ved store bygg er det normalt å anvende trapperom, heissjakter, søppelsjakter og ventilasjonssjakter som avstivende deler av konstruksjonen, og plassere ekstra skivevegger der dette er nødvendig. Deformasjon av horisontale skiver er et tegn på at man trenger ekstra skivevegger. Ved konflikt mellom arkitekt og ingeniør når det kommer til plassering av skivevegger, kan det også benyttes fagverk til å gjøre noe av den samme nytten. I vanlige skivesystemer er det deler av bygget som virker som skiver, f. eks sjakter og spesielle skivevegger.

Rammestruktur egner seg godt til parkerings hus som går over flere etasjer på grunn av de åpne områdene som gjør det enklere for kjøretøy å manøvrere rundt uten å møte på veggelementer.

Skjelettstruktur er avhengig av avstivende veggelementer og vil derfor ikke være så godt egnet som parkeringshus som det rammekonstruksjonen er. Skjelettstrukturen vil derimot kunne benyttes i de andre type bygninger som nevnt over.

3.5.3 Begrensninger

For skivesystemer i kombinasjon med vind skal skjevstillingslasten regnes som 0,5 % av alle vertikale laster. Uten vindlaster skal skjevstillingslasten ikke regnes med mindre enn 1 % etter NS 3490. Dette vil begrense høyden på bygge siden den vertikale belastningen vil øke i takt med flere etasjer.

Rammestrukturen som ikke har mer avstivning enn de momentstive knutepunktene vil ha en begrensning på omkring 5-6 etasjer.

Siden skjelettstrukturen er avhengig av få, men veldig solide elementer vil disse dimensjonene økes så mye etter hver som bygget blir høyere, at størrelsene på elementene ikke lenger vil være lønnsomme.

3.6 Konklusjon

Utbøyninger av konstruksjoner avhenger av hvor stivt man klarer å dimensjonere elementer og knutepunkt på.

Ut i fra litteraturen som er skrevet av personer fra forskjellige steder i verden ser man at de har sin egen metode som de anser som en standard måte å konstruere enetasjes og fleretasjes bygg på. Man kan se at i skandinavisk litteratur, og amerikansk, går de mer inn på bruken av skivesystemer, men for eksempel i bøker skrevet av britiske forfattere vektlegger de bruken av rammekonstruksjoner.

Når det kommer til konstruksjoner som går over flere etasjer er utformingen av knutepunktene mer nøyaktig beskrevet og detaljert med bilder og detalj-tegninger, enn for enetasjes konstruksjoner. Dette kommer av den høye sikkerheten som kreves av høye bygg

siden muligheten til å komme seg unna en fare ved et eventuelt uhell er sterkt begrenset sammenlignet med et enetasjes bygg.

4 Søyle og bjelke forbindelser

[1, 8-11]

4.1 Generelt

Søyle og bjelke forbindelser anses som den viktigste forbindelsen i en prefabrikkert skjelettrammestruktur. Her er det mange metoder å koble sammen elementene på. Valget av forbindelse avhenger av knutepunktets egenskaper til statisk styrke, oppsprekking, bestandighet og brannmotstand. I dette kapittelet får man se nærmere på de mest brukte søyle- og bjelke forbindelsene og finne ut av hvilke forbindelser som passer til forskjellige situasjoner og hvilke begrensningene de har.

Knutepunktens vertikale bæring er for å kunne ta opp skjær og trykkrefter fra de vertikale lastene og motstå skjærkreftene som oppstår både i bjelken og i søylen.

Spenningsfordelingene vil variere ut ifra valg av knutepunkt og fordelingen av armering, og den vertikale oppleggskraften vil i flere tilfeller være en eksentrisk last.

4.2 Søyler

Søyler går mellom fundament og bjelker, og valget av søylens utforming og størrelse vil ha en begrensende faktor for hvilke forbindelser man har til rådighet. Er valget en sirkulær søyle vil det være vanskelig å kunne utføre en konsoll ved etasjeskille, siden denne typen støpes stående i fabrikken og forskalingen begrenser utformingen. Dette gjør at sirkulære søyler egner seg best som enetasjes søyler hvor forbindelsen skjer i søyle topp.

Faller valget på en rektangulær søyle vil man kunne ha muligheten for flere konsoller i samme området og ved forskjellige høyder siden disse støpes i liggende form. Disse kan gå over flere etasjehøyder og valg av konsolltype er preget av kravet til opplagring og estetiske grunner. Her står valget mellom innskutte og ustikkende konsoller.

Ved tilfeller hvor man ikke ønsker en konsoll, kan man ta i bruk metoden for skjulte konsoller. Her vil innstøpningsgods bli tatt i bruk ved at man støper inn en stålprofil i søylen, og en i bjelken som senere bindes sammen ved sveising eller ved en mekanisk kobling.

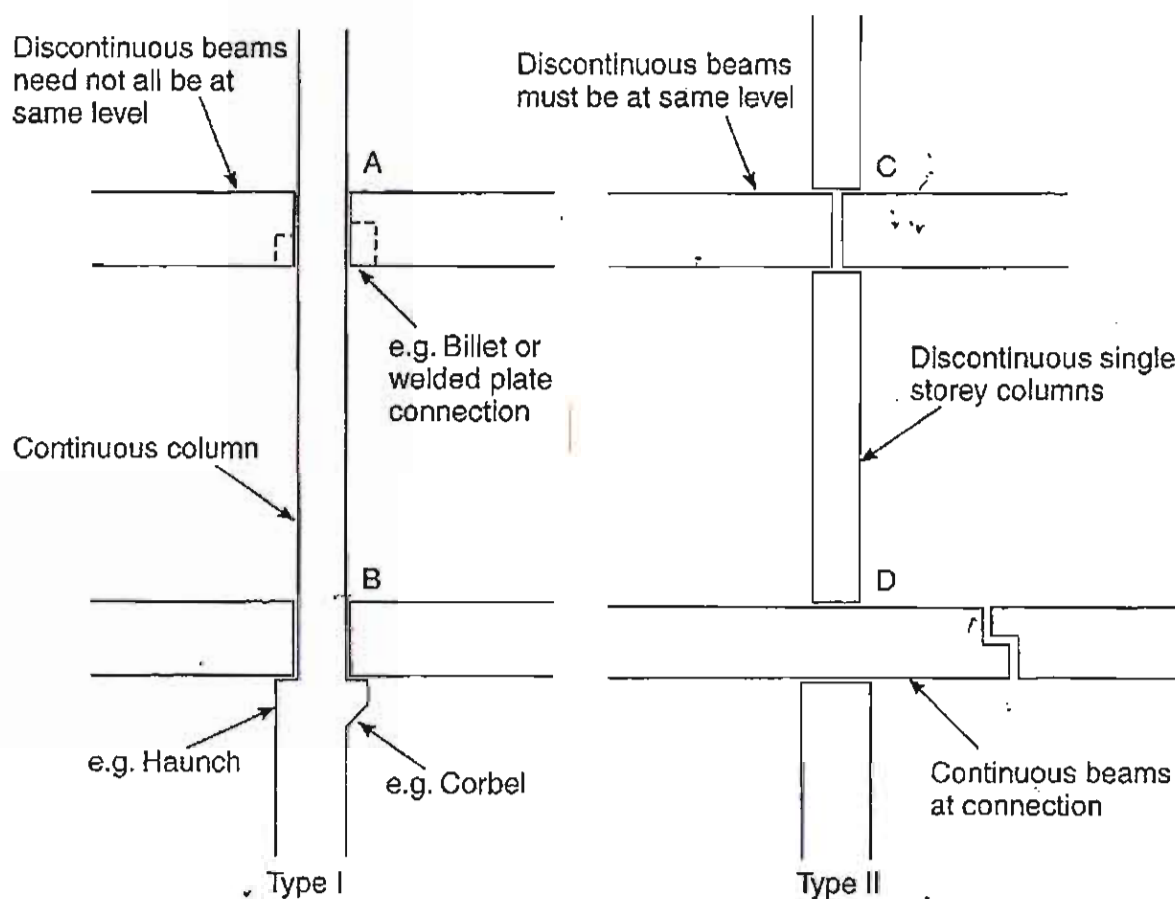
Valget av søylehøyde og forbindelsesstyrke avhenger av hvilket system man velger å bruke. Ved behov for kontinuerlige søyler vil valget av fleretasjes søyler være den mest gunstigste. System med kontinuerlige søyler refereres vanligvis til skjelett konstruksjoner.

4.3 Bjelker

Bjelker går mellom søyler og vegger, og når først søyle og type opplegg er valgt kan man begynne å se på hvilke type bjelker som er passende. Forbindelsen avhenger også av om byggesystemet skal ha en kontinuerlig bjelke som går gjennom konstruksjonen, eller om de skal bli avskilt av kontinuerlige søyler. Kontinuerlige bjelker refereres til som veggramme konstruksjoner.

Om bjelken skal være fritt opplagret, fast/delvis innspent, eller leddet må være bestemt ut i fra hvilke laster som virker på knutepunktet i de forskjellige retningene. Utformingen av bjelken kan være en rektangulær bjelke eller hyllebjelke med opplegg for dekke på den ene eller begge sider av bjelken. Bjelken kan ha både rette ender og avtrappede ender.

Dette vil bli bedre forklart etter hvert når det blir gått igjennom de forskjellige forbindelsene som ofte blir brukt.



Figur 4-1 Søyler-bjelke forbindelser

4.4 Knutepunkt for etasjehøye søyler

Enetasjes søyler blir som oftest brukt når det er kontinuiteten av bjelker som er dominerende. Disse blir også begrenset av valg av søyle profil, som sylindriske søyler, som nevnt over. Kontinuerlige bjelkesystemer blir ikke ofte brukt i elementbygg i Norge.

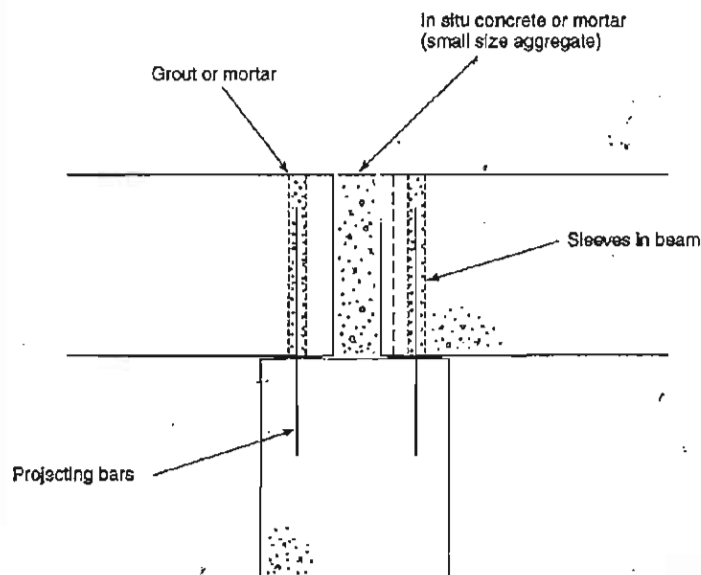
4.4.1 Søyletopp opplegg

Søyletopp opplegg er når bjelkens opplegg er inne på selve søylen. Dette vises i forbindelse C og D i Figur 4-1. Som man kan se, så kan denne forbindelsen brukes både ved

kontinuerlige søyler, i tak forbindelse, og der hvor søylen er delt opp. Måtene elementene monteres sammen på er utstikkende armering fra søylen som går igjennom bjelkeelementet, og en nærmere detaljering av forbindelse C er vist i Figur 4-2. Denne forbindelsen blir også sett på som fritt opplagret. Selv om forbindelsen i C er en veldig enkel forbindelse vil denne kreve to forbindelser, en mellom søyle topp og bjelke og over bjelken. Denne økningen i konstruksjonskostnader kan lett overskride de oppsparte kostnadene ved å velge en enkel utforming og den bør ikke brukes over for mange etasjer siden denne forbindelsen svekker konstruksjonen.

Ved å bruke gummi eller plastmellomlegg kan dette begrense trykkspenningene så mye at betongens trykkapasitet ikke blir dimensjonerende. Kontrollering av trykkapasiteten trenger bare å gjennomføres ved bruk av stålmellomlegg, men er sjeldent dimensjonerende da også, [10]. I toppen av søylen må det innføres bøyer for å ta opp spaltestrekk. Disse bøyene er jevnt fordelt over en viss høyde i toppen av søylen, og den øverste bøyen skal ligge så nær toppflaten som er tillatt. Spaltestrekkraften kommer fra kombinasjon av den vertikale og den horisontale lasten som opplegget blir utsatt for, og kraften er parallell med den horisontale kraften som gir et strekk i søyletoppen som kan føre til oppspalting av sidene til søylen. Det må også armeres for tverrkrefter ved deformasjon av mellomlegget. Denne armeringen legges sammen med spaltestrekkarmeringen, så nær søyletopp som mulig.

Forbindelsen kan også utføres ved at en bolt stikker ut av søylen og gjennom en utsparring i bjelken, hvor den festes på toppen med en stålplate som mellomlegg og en mutter. En annen metode er at det støpes inn en stålplate i søyletoppen og i undersiden av bjelken, som ved montering sveises sammen.



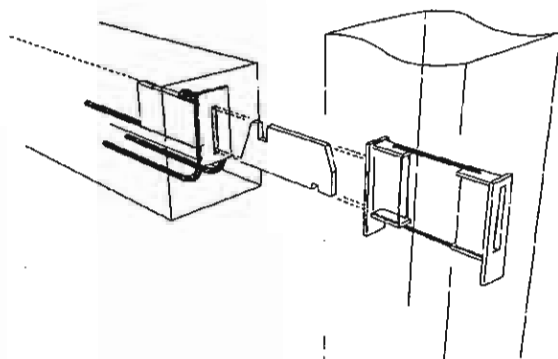
Figur 4-2 Søyletopp opplegg

4.5 Knutepunkt for fleretasje søyler

Fleretasjes søyler gir en bedre avstivning i høyden enn om de skulle ha vært oppdelt. Disse søylene kan støpes opp mot 3 etasjes høye, avhengig av transportmuligheter og kapasiteten til løftekranen.

4.5.1 Skjulte stålkonsoller

I Figur 4-1 a ser man et typisk tilfelle med en skjult konsoll ved bruk av innstøpningsgods. Denne metoden gjør at man vil ha mulighet til flere forbindelser ved forskjellige nivåer. Forbindelsen blir sett på som fritt opplagret. Denne metoden kan være fordelaktig hvor det er behov for mange opplegg i samme område siden støpeformen ikke trenger å bli forandret på grunn av at forbindelsen skjer innenfor søylens tverrsnitt. Et eksempel på en skjult forbindelse med innstøpningsgod er vist i Figur 4-3. Ulempen med denne type knutepunkt er den høye prisen og at den må i tillegg beskyttes mot brann og korrosjon. De er også ofte patentbeskyttet, og de krever en høy grad av presisjon. En annen metode enn den som er vist under er når forbindelsen sveises sammen ved at det er støpt inn stålplater i elementene.



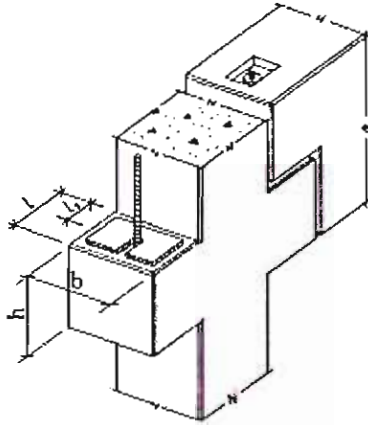
Figur 4-3 Skjult forbindelse

4.5.2 Innfelte forbindelser

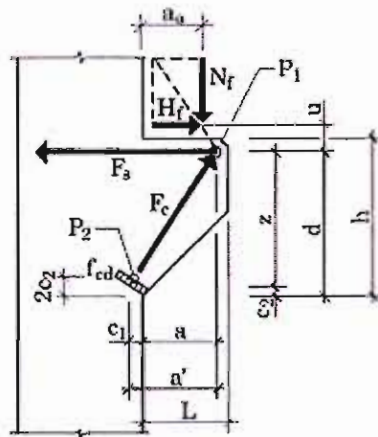
Innfelte forbindelser kan være at søylen har en innfelt konsoll hvor opplegget til bjelken blir oppå selve søylen og kan sammenlignes med forbindelser på søyletopp. En annen innfelt forbindelse kan være en avtrapping av bjelke enden, kalt bjelke nese, hvor kraftvirkningen i bjelkenesen får en tilsvarende fordeling som kreftene som virker på en utstikkende søyle konsoll.

Forbindelser hvor bjelken har en avtrappet ende kan brukes ved sammenkobling av to bjelker som vist i Figur 4-1 d eller sammen med en søylekonsoll i Figur 4-4. I Figur 4-5 og Figur 4-6 kan man sammenligne hvordan kreftene blir fordelt i en konsoll og i en bjelkenese.

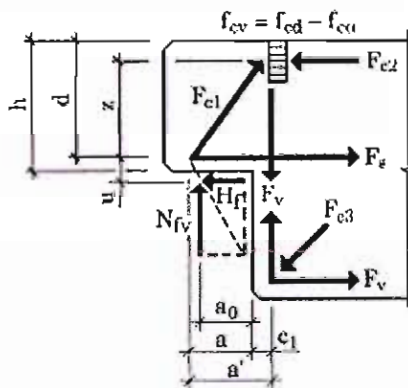
Det er forskjellige meninger for krav man skal holde seg innenfor ved utforming av en bjelkenese. Noen av disse kravene er at a_0/d skal være i området mellom 0,4 og 0,6, hvor a_0 er avstanden frem til der vertikallasten angriper og d er fra senteret til hovedstrekarmringen til toppen av bjelken. Størrelsen på høyden til bjelkenesen settes til å være halve den totale høyden til bjelken. Det anbefales å armere utstikket som en konsoll.



Figur 4-4 Innfelt bjelke opplegg

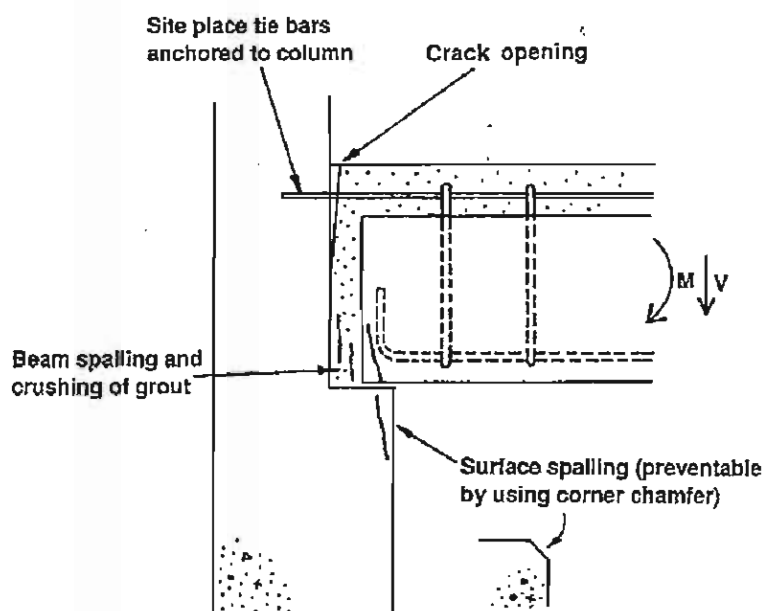


Figur 4-5 Fordeling av krefter i en søylekonsoll



Figur 4-6 Fordeling av krefter i en bjelkenese

Store påkjenninger kan føre til skjærbrudd ved oppsprekking av søylekanten som vist i Figur 4-7. Denne bruddtilstanden kan regnes ut ved skjærfriksjonsmetoden som er amerikansk, eller den tyske metoden hvor beregningsgrunnlaget er basert på fagverk.



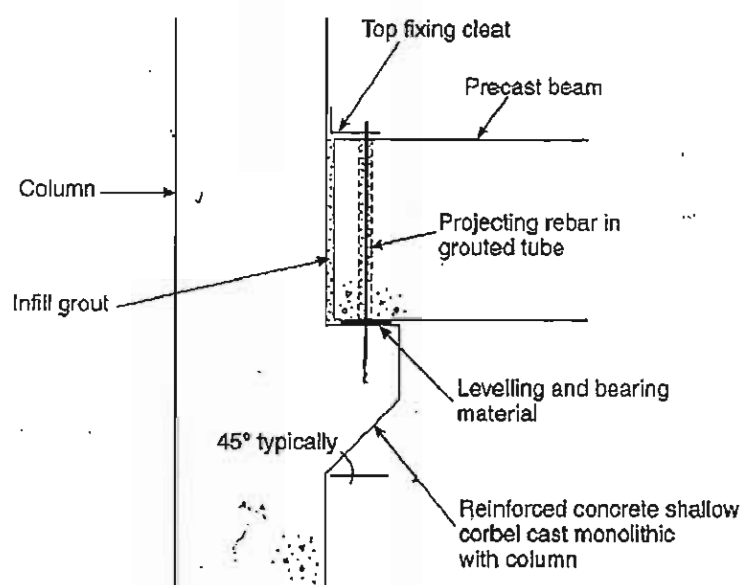
Figur 4-7 Brudd modus mellom bjelke søyle

4.5.3 Utstikkende konsoller

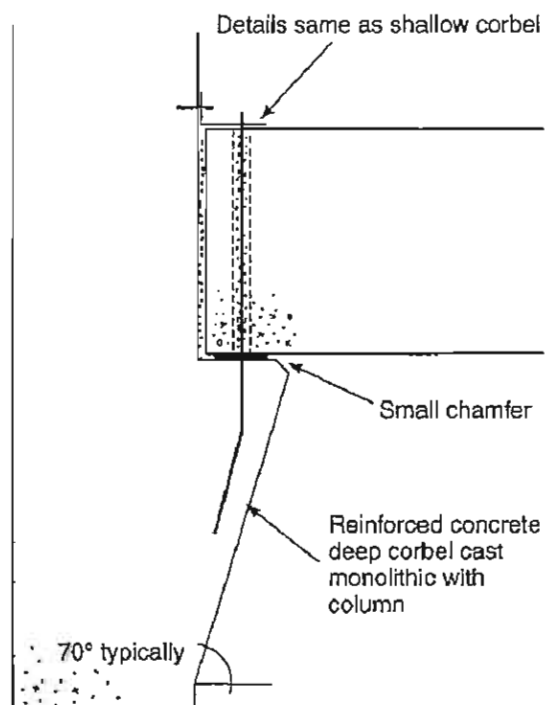
Denne varianten kan man se på den høre siden av forbindelse b i Figur 4-1. Ustikkende konsoller har også flere varianter. De kan være helt firkantet, men siden det ikke føres noen spenninger nederst i konsollen, uvirksom sone, blir de ofte utformert med skrå underside som vist i Figur 4-8 og Figur 4-9, som videre blir delt opp i kategorien grunne og dype konsoller. Definisjonen av hva som kjennetegner en grunn eller dyp konsoll er litt forskjellig i litteraturen, men en tilnærming er for at den skal kunne kalles en grunn konsoll må dybden til konsollen minst være 70 % av høyden. Hvis forholdet mellom dybden og høyden skulle være mindre enn 0,7 vil det være en dyp konsoll. Man kan si at det vil være skjærbrudd som bestemmer den øvre grensen til grunne konsoller, mens det er trykkbrudd som bestemmer den øvre grensen til dype konsoller.

Disse forbindelsene blir sett på som fritt opplagte.

Måten disse kan monteres på er at utsikende armering fra konsollen blir tredd igjennom et korrugert rør som er støpt inn i bjelken, og deretter støpt igjen. Den innvendige diameteren til røret er ofte to til tre ganger større enn armeringen som føres inn, men ikke mindre enn 50 mm, for å få en viss toleranse på monteringen. Injiseringsmassen kan bli tilført ovenifra hvis bjelkedybden er 300 mm eller mindre, og området mellom røret og stengene er rundt 15 mm. Hvis disse kravene ikke kan bli tilfredstilt kan injiseringsmassen påføres fra undersiden ved trykkinjisering. Skjærkapasiteten til rørene skal tilsvare styrken til armeringsbøylene som ligger rundt.



Figur 4-8 Grunn konsoll



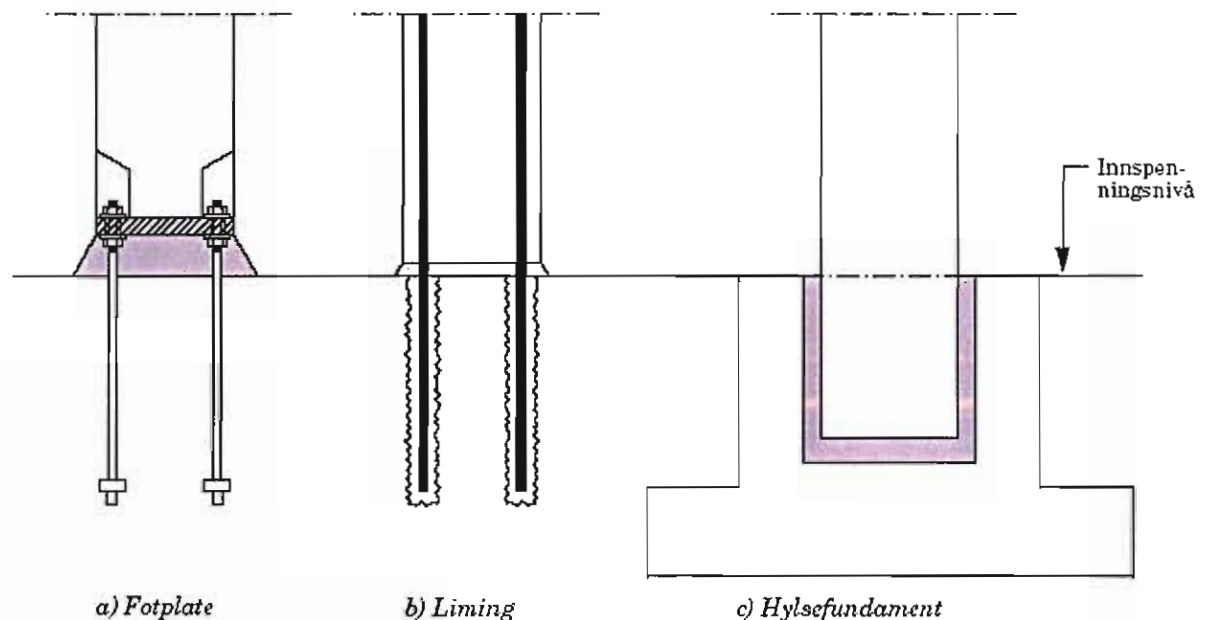
Figur 4-9 Dyp konsoll

4.6 Knutepunkt for søyler til fundament

Forankring av søyler mot fundamentet gjøres enten ved at utstikkende armeringsjern fra søylen limes fast eller støpes igjen i fundamentet, eller en søylefot som forankres ved hjelp av bolter, eller at søylen støpes fast i et hylsefundament.

Knekklegden er avgjørende for innespenningsforholdene til søylen. Søylen skal kunne motstå aksialkraft, momenter og tilleggsmomenter som kommer av forskyvninger av konstruksjonen. Disse knekklegdene er godt beskrevet i standarden. Kryp vil også ha en virkning på søylen.

I de neste punktene blir det tatt for seg forplate, liming og hylsefundament, se Figur 4-10, for å se hvordan disse utføres og til hvilke situasjoner de egner seg best til.



Figur 4-10 Søyleforbindelser til fundamentet

4.6.1 Fotplater

Ved å bruke fotplater for å feste søylen til fundamentet gjør utformingen veldig enkel og oversiktlig for montasje og inspeksjon. Monteringen av knutepunktet kan gjøres hurtig og man vil ha gode muligheter for å justere høyden og lodding av søylen ved montering. Denne type knutepunkt vil være momentstivt.

Fotplaten kan enten støpes og forankres til søylen under utstøpning, eller festes til søylen etter utstøpning. Den siste metoden brukes hvis fotplaten er større enn søylens tverrsnitt og ikke passer inn i støpeformen. Dette gjøres ved at armering stikker ut av søylen og denne armering tres gjennom hull i stålplaten og deretter kantsveises på begge sider. Siden denne armeringen skal sveises må det brukes bløtt armeringstål i søylen og er avgjørende for dimensjoneringen av søylen. Etter at platen er sveiset til armeringen støpes rommet mellom platen og søylen igjen.

På byggeplassen er det bolter som stikker ut av fundamentet som fotplaten skal monteres på. Søylen hviler her på boltene før den understøpes. Det må ikke påføres noen last på søylen før den har blitt understøpt og understøpingen må tåle søylens flatetrykk. Nøyaktighet ved utplassering av boltene er svært viktig. Hvis dette gjøres feil vil dette føre til mer arbeid og økende kostnader. Dette løses ved å bruke en stiv kurv som boltene festes

til for å få eksakte avstander. Denne kurven kan brukes flere ganger, eller den kan støpes sammen med fundamentet.

Selve kapasiteten av hvor stivt knutepunktet er kommer av kapasiteten til boltene og hvor mange bolter som blir brukt, som bestemmes av dimensjonene til stålplaten. Det bør være et samsvar mellom kapasiteten som boltene utgjør og kapasiteten til platen for å få et optimalt knutepunkt.

Det er flere metoder å plassere boltene og fotplaten på. For å få et stivest mulig knutepunkt er det mest gunstig å få en minst mulig avstand mellom boltene for å gjøre boltekraftens momentarm minst mulig. Man kan ha innfelte bolter innenfor søyleverrsnittet, bolter i hvert søylehjørne med avfasede og ikke-avfasede søylekanter, og man kan ha bolter plassert bare på to sider hvis man har et tilfelle der søylen bare bøyes i en retning.

Boltenes egenskap i denne forbindelsen er å ta opp krefter som strekk som kommer fra momentene søylen er utsatt for, men i den midlertidige fasen før søylen knutepunktet understøpes må boltene også ha evnen til å motstå trykket som tyngden fra søylen gir.

Knutepunktet kan lett sikres mot brann ved innstøpning av ståldelene, men utstøpning ved vinterstid kan kreve spesielle tiltak.

Denne utførelsen er hyppig brukt og man kan benytte seg av standardiserte utførelser som har blitt gjort fra før i lignende tilfeller uten nærmere beregninger.

4.6.2 Liming

En limt forbindelse vil anses som en billig forbindelse hvis den blir utført på riktig måte. Her kreves det stor nøyaktighet og god utførelse, for etter at montasjen er ferdig vil det være vanskelig å rette opp feilen etter at limet har størknet. Dette knutepunktet har ikke de samme gode egenskapene som fotplaten ved høyde justering og loddning, så det kreves mer nøyaktighet for at knutepunktet skal bli tilstrekkelig.

Dette knutepunktet ses på som leddet ved vanlig søyle dimensjoner, men søyler i haller hvor dimensjonene er store blir de sett på som momentstive.

Metoden dette knutepunktet er basert på er heft forankring mellom utstikkende stenger og hullet de plasseres i ved liming. Ved en søyle-fundament forbindelse vil det være

vanligst at de utstikkende stengene kommer fra søylen og hullene er utført i fundamentet. Hullene kan være korrugerte stålrør innstøpt i fundamentet eller at de borres ut på byggeplassen. Den sistnevnte metoden er ikke å anbefale foran korrugerte stålrør når det kommer til heftforankring og det er tidkrevende.

Limet som brukes til å forankre stengene til hullet brukes også til horisontalfugen under søylen, og må derfor kunne ta betongtrykket fra søylen.

For at de utstikkende stengene ikke skal kollidere med hovedarmeringen til søylen, plasseres dissen sentrisk på søylesiden. Dette vises i Figur 4-11. Jo flere utstikkende stenger man velger å bruke, jo vanskeligere blir det å utføre monteringen.

For at limet skal kunne herdes på en tilstrekkelig måte må det ha en nødvendig temperatur gjennom hele herdeprosessen, noe som kan kreve spesielle tiltak om vinteren for at dette skal kunne gjøres. Det er viktig at flatene som er i kontakt med limet er rene og tørre. Før montasje av søylen begynner kan hullene i fundamentet sikres ved propper for å holde det renest mulig.

Forankringslengden avhenger av lim type, armeringsdiameter og hvordan stengene er plassert, og brannkravene er lette å overholde.



Figur 4-11 Plassering av korr. rør i et søyleverrsnitt

4.6.3 Hylsefundament

Dette knutepunktet er også enkelt å montere, og er den av knutepunktene som er den enkleste å rette opp hvis den har blitt utført feil. Prinsippet med dette knutepunktet er at søylens moment og skjærkraft overføres til hylsen ved at man ser på momentet som et horisontalt kraftpar. Knutepunktet kan ta opp store momenter derfor egner denne metoden egner seg best når momentene er store, for utformingen er dyrere enn de andre, så hvis momentene er små kan man klare seg med de mindre stive og billigere løsningene.

For å lodde søylen under montasje brukes det kiler som plasseres mellom søylen og hylseveggen.

Hylsene kan utføres på to måter. Den ene måten er å utføre den med rette vegger og bruke tyntflytende ekspanderende mørtel når den støpes ut. En annen metode er når hylsefundamentet er utformet konisk, vanligst med en vinkel på 5° til vertikalen, hvor avstanden mellom hylsen og søylen er størst øverst. I dette siste tilfellet vil det bli brukt betong av plastisk konsistens som utfyllingsmasse. Med konisk utforming utgjør dette en ekstra vinkelkraft på $N \times \tan 5^\circ$, hvor N er den maksimale aksiallasten til søylen.

Knutepunktets virkemåte kan ha en monolittisk virkning (fullstendig samvirke mellom søyle og hylse) hvor aksiallasten overfører skjær til hylseveggen, eller konsollvirkning (søyle og hylse er avskilt) hvor aksiallasten overføres som trykk i mørtelfugen under søylen.

Forholdet mellom dybden på hylsen, altså fra overkanten til fundamentet til toppen av hylsen, og søyletverrsnittets største sidekant varierer litt i forskjellig litteratur. Man kan anslå at hylsens dybde D ikke bør være mindre enn 1.5 ganger tverrsnittets lengste side. Dette er avhengig av ruheten til kontaktflatene.

Den horisontale støpefugen bør minimum være 40 mm, mens den vertikale støpefugen mellom søylens side og hylsens vegg kan være fra 50 til 100 mm avhengig av høyden til søylen og hvilke toleranser som settes ved montering.

Knutepunktet har en høy brannklasse, men krever større plass enn de andre knutepunktene.

4.7 Konklusjon

Den konklusjonen som man kan trekke ut fra det som har blitt studert av søyle og bjelke forbindelser er at denne teorien er vell beskrevet i litteraturen, og det er vell definerte metoder om hvordan dette skal utføres, enten bjelken ligger oppå, på siden, eller på en konsoll på søylen. Disse forbindelsene er svært viktige og sårbare når det kommer til konsekvensene ved et eventuelt brudd hvis den ikke er konstruert riktig. Konklusjonen min blir derfor at det er viktig å følge de anbefalingene som er gitt i litteraturen.

Prefabrikkerte søyle og bjelke forbindelser har vært brukt helt fra starten av prefabrikkerte elementer ble brukt i konstruksjoner. Siden den gang har blitt gjort flere tester på flere

forskjellige måter å gjøre denne forbindelsen på, som har ført til at vi i dag kan gjøre dette på en sikker og tilfredsstillende måte.

5 Hulldekke – vegg forbindelser

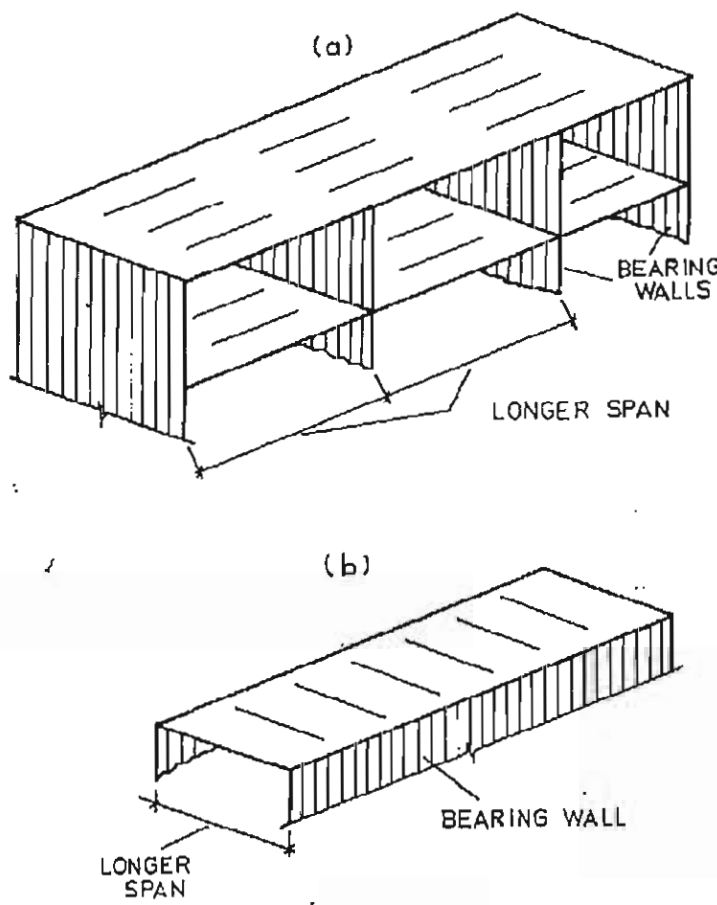
[12-15]

5.1 Generelt

I dette kapitlet skal vi se nærmere på knutepunkt mellom hulldekke (HD) og vegg forbindelser. Dette deles opp i hulldekker koblet til yttervegger og hulldekker koblet til innervegger, hvor man ser på om HD ligger parallelt med veggen eller om det ligger vinkelrett på. Ytterveggene i dette tilfellet vil være sandwich elementer hvor elementet er delt opp i yttersjikt, isolasjon og innersjikt.

Knutepunktene som utføres må støpes igjen for at de skal være luft- og vann tette. Innersjiktet må også være luft tett for at hele element i sin helhet skal virke som vann tett.

Byggesystemet med lastbærende vegger hvor hulldekkene spenner mellom veggene blir mest brukt til boligblokker, sykehus og hoteller. Spennretningen til dekke varierer ut fra hva man velger som lastbærende vegger, som vist i Figur 5-1.



Figur 5-1 a) Hulldekket spenner langs bygget. b) Hulldekket spenner på tvers av bygget.

5.2 Hulldekker

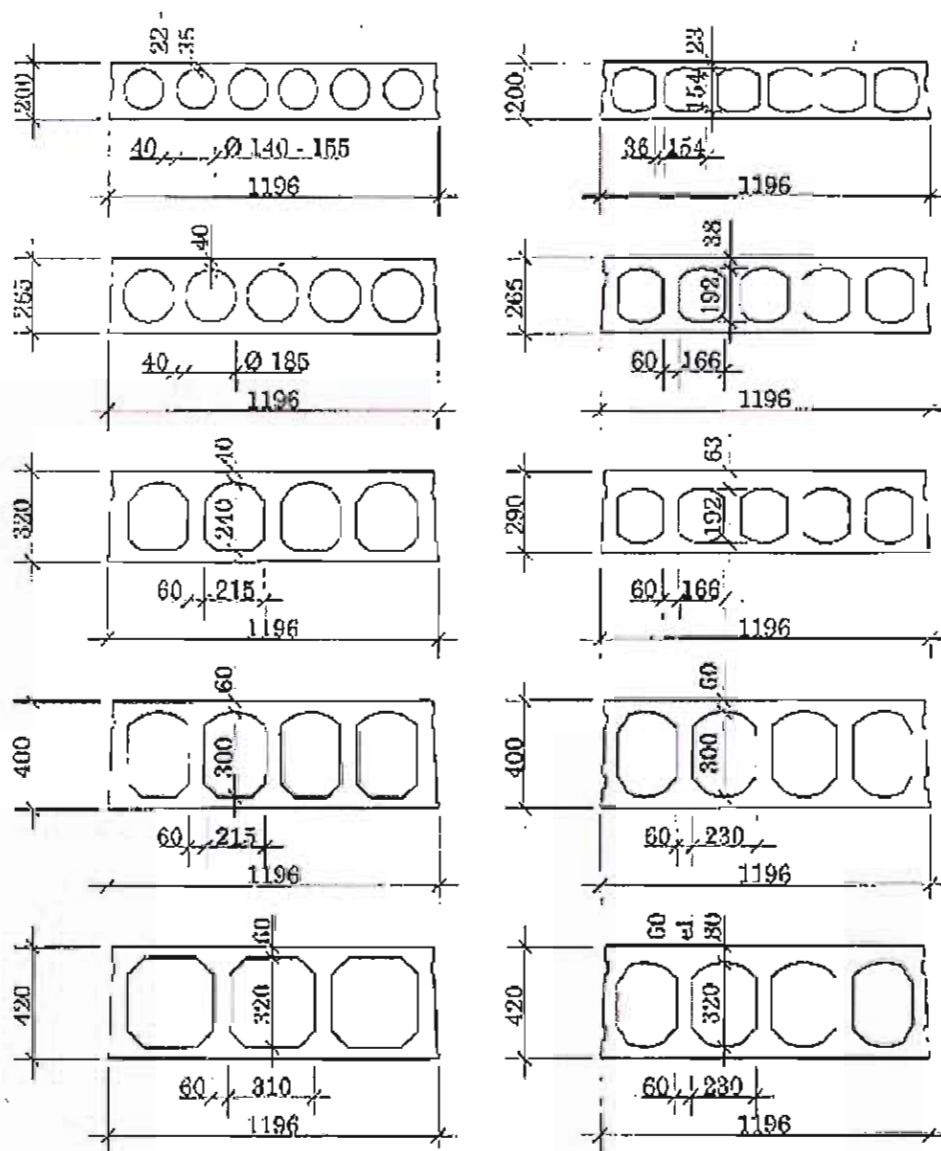
Hulldekkene er som oftest bare forspente ute på fabrikk, men de kan også inneholde slakkarmering. Siden det ikke er mye plass å legge armeringen i er det begrenset plass igjen til slakkarmeringen etter at spenntauene er lagt inn. En av fordelene med hulldekke er at de kan ha store spenn samtidig som byggehøyden er liten, og de har en god brannmotstand. De har også mindre vekt og krever mindre materialer. For at det skal være økonomisk lønnsomt å ta i bruk HD som dekke må disse masseproduseres, og brukes derfor i større bygg.

Hullene i HD er også egnet til føringer av VVS installasjoner (varme, ventilasjon og sanitær). Dekkene er delt opp i moduler som har en bredde på 1200 mm, og høyden på hulldekkene varierer fra 200 til 420 mm. Tykkelsen til hulldekket avhenger av lengden på spennet,

nyttelasten og kravet til lydisolasjon. For en oversikt over dimensjonene av de forskjellige typer hulldekker se Figur 5-2.

Dekkene betraktes som fritt opplagte i begge ender, så det er viktig at ikke ugunstige innspenninger forekommer ved f. eks. bruken av tynne hulldekker, derfor bør man følge beskrivelsen til hvordan knutepunktene skal utformes nøye.

Når hulldekke har blitt lagt ut på byggeplassen skal det legges inn armering sånn at alle HD modulene til sammen skal virke som en uendelig stiv skive. Denne skiven skal videreføre horisontalkrefter til de avstivede vertikalskivene til bygget. For at dette skal være mulig skal det armeres i kanaler, langs sidekanten og i endefugene.



Figur 5-2 Dimensjoner for hulldekker

5.3 Yttervegg

Ytterveggen i dette tilfellet skal være et sandwichelement, det vil si at veggene har et innersjikt og et yttersjikt av betong med isolasjon i midten. Betongsjiktene er bundet sammen for at komponentene skal utgjøre et helt element.

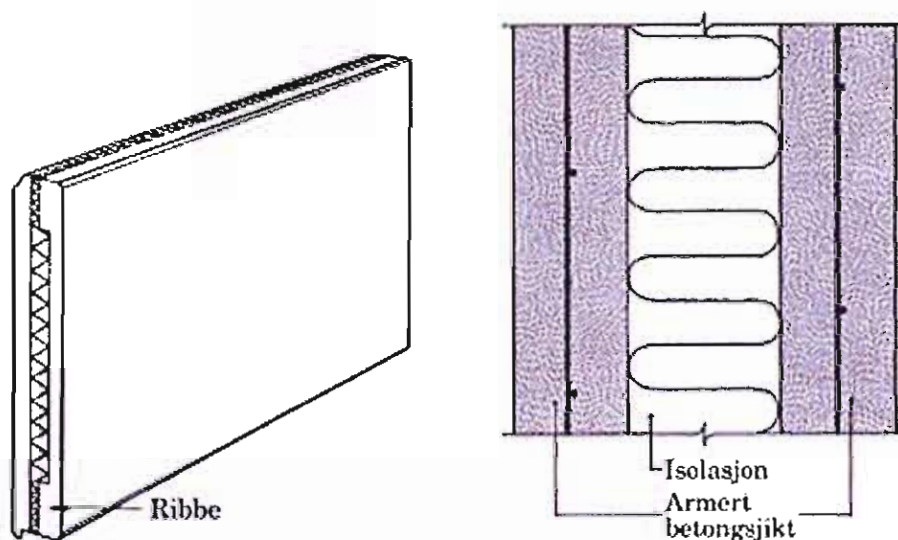
Veggene kan være både liggende og stående elementer ut i fra forholdet mellom lengden og høyden. Stående elementer vil vanligvis ha en lengde på 2400 mm, og høyden for lastbærende elementer kan komme opp mot t 10 m. Liggende bør ikke overskride en lengde på 7.2 meter, og høyden på elementet er tilpasset etasjehøyden på rundt 3 m. De

begrensede størrelsene på elementene kommer av mulighetene for transport og for å begrense sjenerende krumning av elementene.

Ved bærende fasadevegger kan begge betongsjiktene konstrueres som bærende, eller bare at innersjiktet er bærende og yttersjiktet blir hengt på som en et vær beskyttende element.

Innersjiktet er utformet med et tykkere tverrsnitt ved steder som trenger mer plass til armering, kalt ribber. Ribbene vises i Figur 5-3. Disse ribbene er ofte utført langs kanten på elementet og rundt utsparringer. Ribbene blir plassert der det trengs ekstra forsterkninger for å gjøre plass til armeringen. Ved et lastbærende fasadeelement med store utsparringer for vinduer vil de vertikale ribbene armeres som søyler, mens de horisontale ribbene vil bli armert som bjelker. Rund utsparringer vil det bli plassert spikerlag for montering av vinduer.

Temperatur forandringer vil ha en stor innflytelse på ytterveggen. Dette gjør at veggen krummer seg, noe som fører til ekstra påkjenninger i knutepunktet mellom hulldekket og en eksentrisitet av vertikallasten som øker faren for utbøyning.



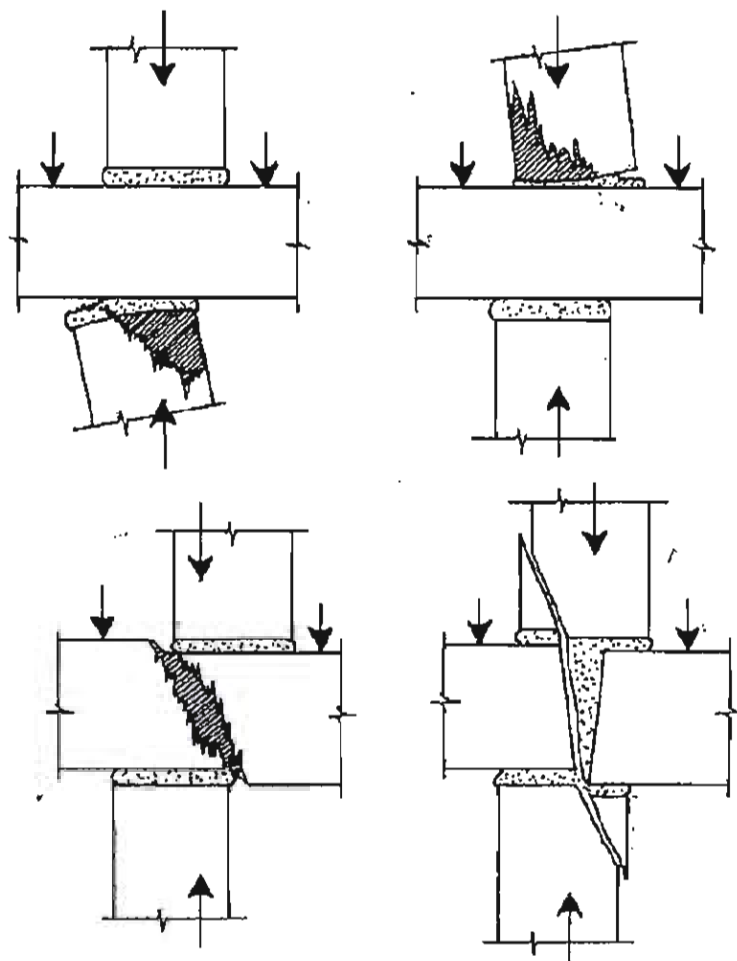
Figur 5-3 Sandwichelement

5.4 Innervegg

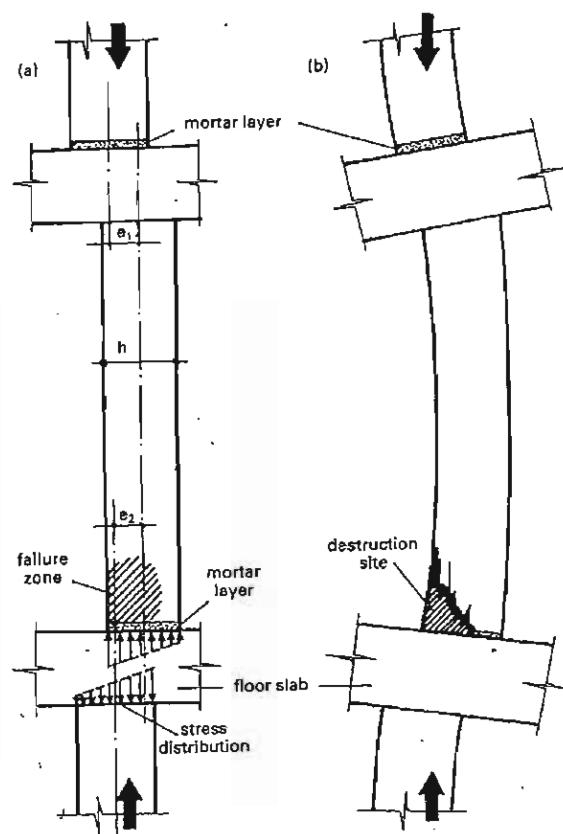
Innerveggene vil være av massiv betong som danner et opplegg for hulldekke på toppen av veggen, innfelt i veggen, på en konsoll, eller forankret i veggensiden ved veggelementer som er over enetasjes høyde. Disse veggene kan ha en avstivende effekt av bygget ved å bruke de som horisontale skiver, og ut fra denne egenskapen bli strategisk plassert for å ha best mulig avstivende effekt. Overføring av krefter mellom elementene skjer via fuger.

Det mest gunstigste er at de lastbærende innerveggene går på tvers av byggets lengde for at de kan virke som skivevegger for horisontale krefter som virker på det største sidearealet til bygget.

I Figur 5-4 og Figur 5-5 kan man se forskjellige bruddformer som kan forekomme ved unøyaktig (asymmetrisk) plassering av innerveggene fra etasje til etasje. I Figur 5-4 får man en oversikt over skjærbrudd når vertikallasten ikke angriper rett over understående vegg, og i Figur 5-5 får man se et tilfelle som fører til utbøyning av veggen som deretter gir et skjærbrudd i nedre del av veggen på grunn av spenningskonsentrasjoner som oppstår.



Figur 5-4 Skjær brudd



Figur 5-5 Utbøyning fra skjevstilling

5.5 Knutepunkt for hulldekke - yttervegg

Hulldekke kan ligge både på og langs etter ytterveggen. Når hulldekket går langs ytterveggen har ikke veggen en bærende effekt på dekke, men på denne siden vil dekke kunne forankres til veggen for ta strekkrefter ved skivevirkning fra spennretningen. I de tilfellene der dekke ligger med enden på ytterveggen vil dette ha en bærende effekt, og opplegget kan enten være innfelt på innersjiktet til sandwichelementet eller at hviler på en konsoll som er utformet langs ytterveggen.

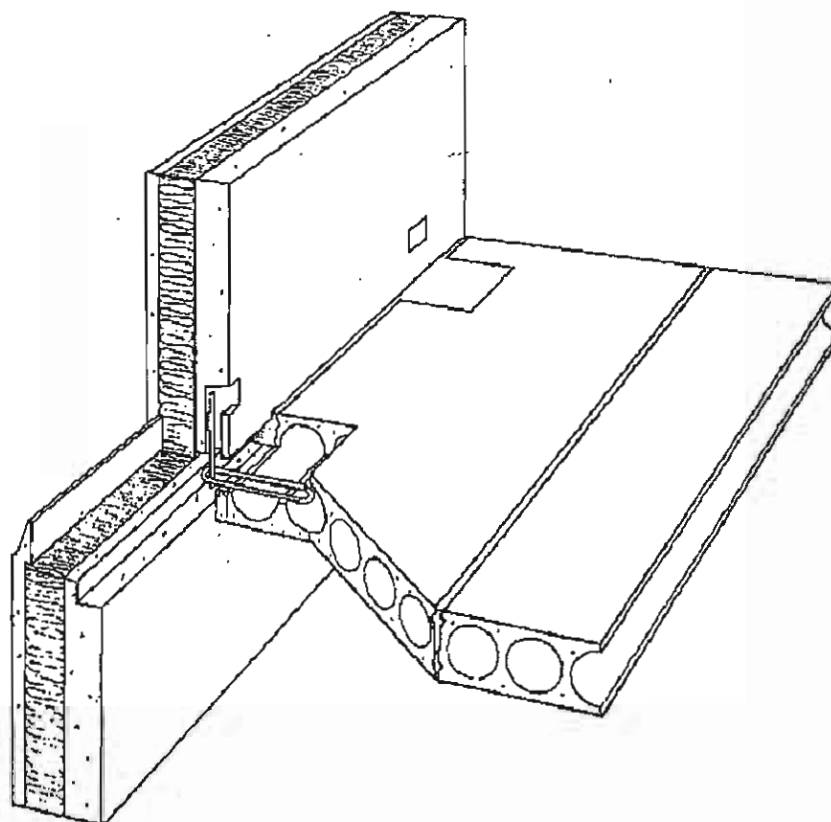
Forbindelsen mellom HD og fasadeelement bør kunne overføre krefter som virker normalt på fasadeveggen til hulldekke, og utgjøre en kontinuerlig forbindelse som tar opp strekkspenninger når dette er avgjørende for stabiliteten til konstruksjonen. Når det er de lastbærende fasadeelementene som sørger for den totale stabiliteten til konstruksjonen skal de sideveise kreftene som går parallelt med fasaden overføres fra dekket til fasade elementene.

Ytterveggene seg i mellom må også utformes med en skjærforbindelse for å motstå forskyvninger fra de vertikale lastene. Dette oppfylles ved at det gjøres en sveiseforbindelse mellom innstøpte sveisanker i fasadeelementene. En annen metode er at elementene utformes med en fortanning som armeres og støpes igjen enten veg mørtel eller sementblanding.

5.5.1 Langsgående knutepunkt

Forankring i sidene er for å overføre strekk på tvers av spennretningen. Armeringen legges i slisser som enten er utformet under produksjon eller hogges ut på byggeplass og deretter støpes igjen. Hulldekke forankres ved at armering føres rundt et ustikkende dor fra innersjiktet til fasaden og deretter forankres samme armeringen i hulldekket ved å føre armeringstenger i kanalene. Slisser utføres også i innersjiktet for å kunne støpe igjen hullet som doret fra underliggende sjikt går inn i. Disse slissene må utføres sånn at de ikke begrenser kapasiteten til verken innersjiktet eller hulldekket ved å se på spenningsfordelingen i elementene. Armeringen som blir brukt bør ikke være deformerbart, og den anbefales en forankringslengde på minst 1.0 m fra enden av HD og inn.

En god beskrivelse av hvordan slissene og armeringen utføres er vist i Figur 5-6.



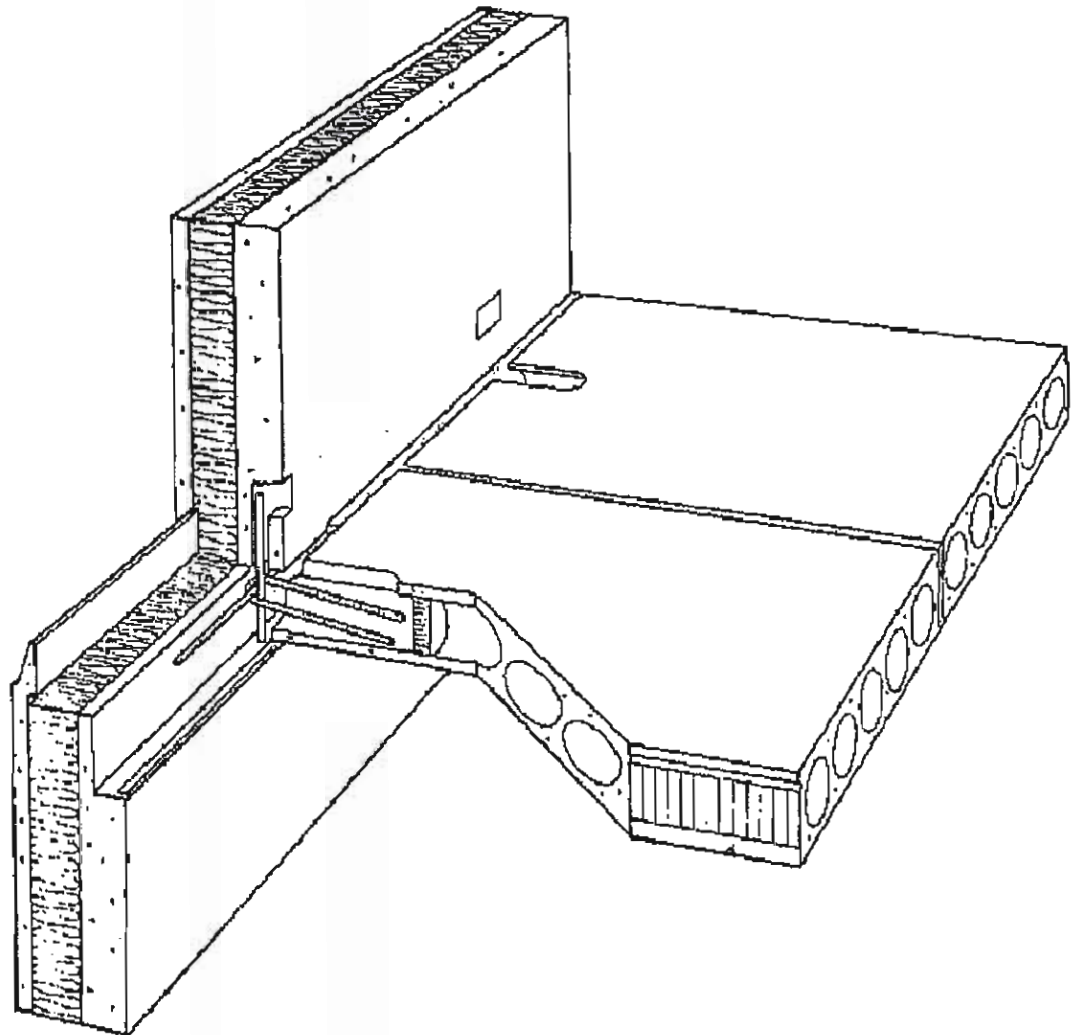
Figur 5-6 Langsgående forankring for skivevirkning

5.5.2 Tverrliggende knutepunkt

Ved forankring i endene skal det armeres i endefugen for å overføre strekkrefter fra skivevirkning og vindsug, og det kan forankres i kanalene ved at det utføres en sliss i enden av HD ved produksjon for å legge ned armering som skal ta strekkrefter. I kanalene må det kontrolleres for heftbrudd langs armeringen og betongproppen i kanalen, og spaltebrudd.

Forankringen i dette knutepunktet har mye til felles med langsgående knutepunkt, bare at her vil dekket hvile på fasadeelementet og man ikke har muligheten til å forankre armeringen på tvers i kanalene. I tillegg til at bøyene kan forankres rundt doret som stikker opp fra innersjiktet vil disse også forankres i rangarmeringen som går langs hele endefugen. Armeringen som blir brukt i dette tilfellet vil kunne ønske en plastisk oppførsel ved at det tillates deformasjoner av armeringen.

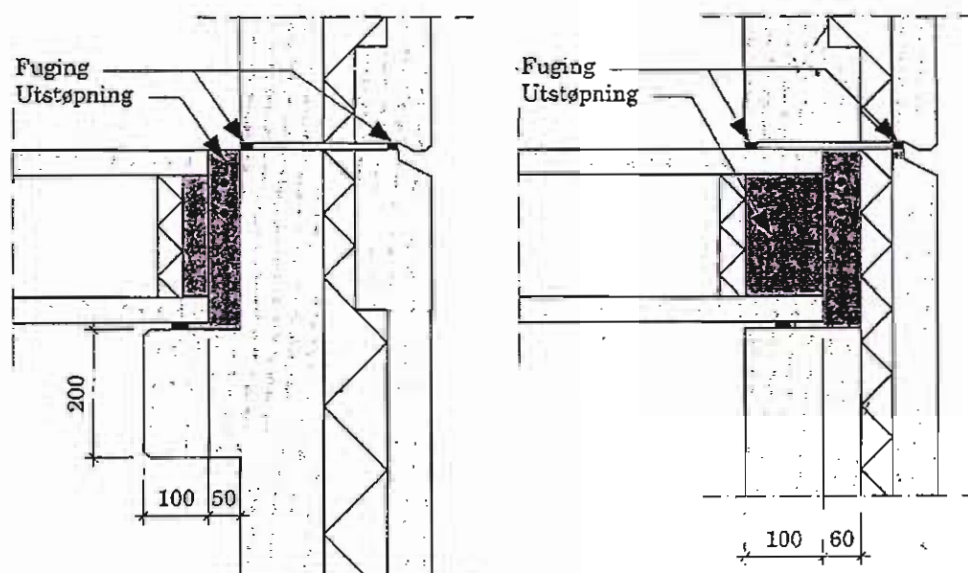
En god beskrivelse av hvordan slissene og armeringen utføres er vist i Figur 5-7.



Figur 5-7 Tverrliggende forankring for skivevirkning

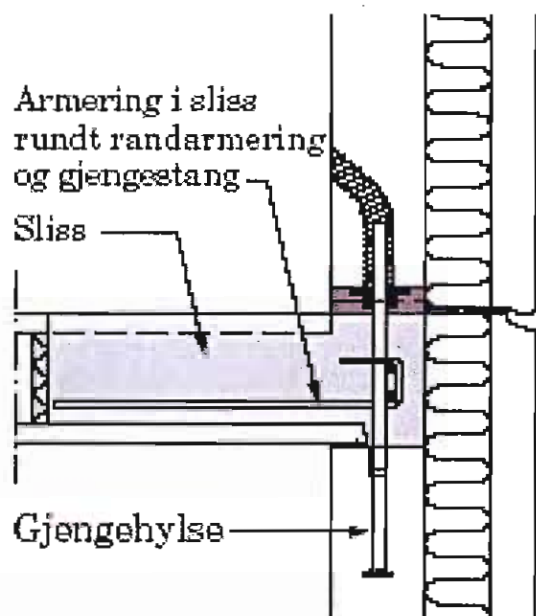
I Figur 5-8 ser man to forskjellige opplegg hvor dekke er fritt opplagt. Det ene er hvor dekke hviler på en konsoll, mens i det andre bilde ligger HD innfelt i fasadeveggen. Begge metodene har ingen forankring fra armering, bare friksjonskrefter fra utstøpingen. Her får

man se plasseringen av randarmering og oppleggsputer for HD og fuger mellom fasadeelementene.

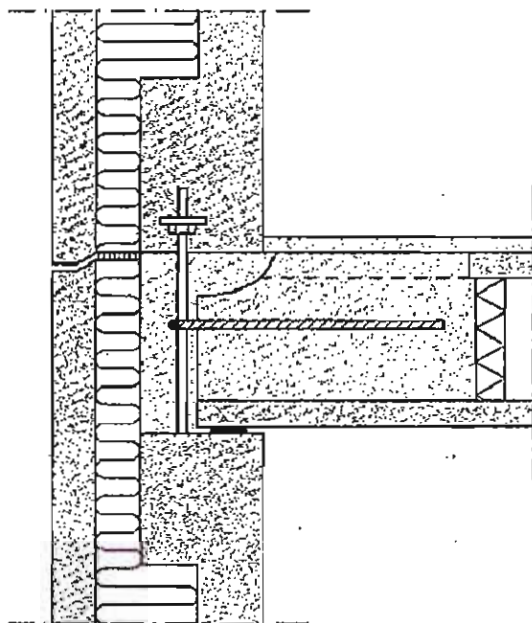


Figur 5-8 a) Opplegg på konsoll og b) innfelt i fasadeelement

En nærmere detalj av forankring av hulldekke er vist i Figur 5-9 og Figur 5-10 hvor førstnevnte er ved bruk av gjengstag hvor armeringen i slissen går rundt og låser fast randarmeringen til gjengestangen samtidig som armeringen forankres. Sistnevnte er forankret i bolt uten randarmering.



Figur 5-9 Forankring rundt gjengestag



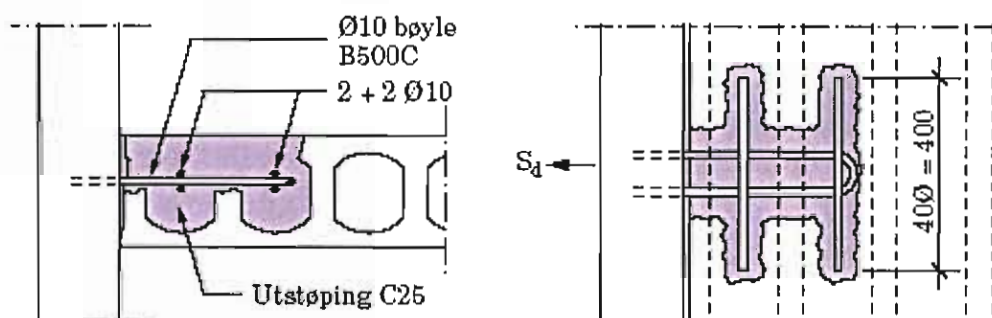
Figur 5-10 Forankring rundt bolt

5.6 Knutepunkt for hulldekke – innervegg

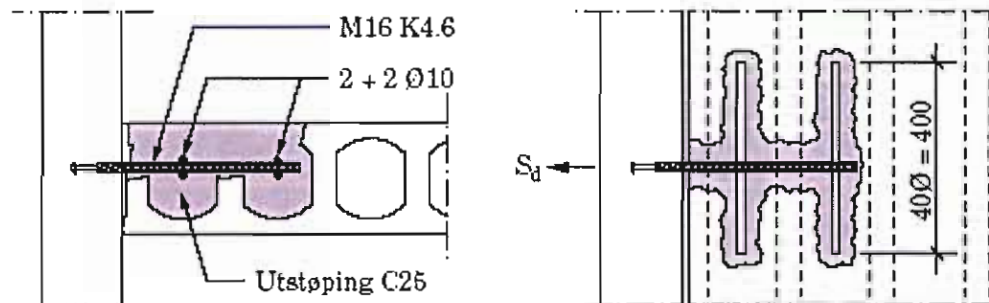
Samme som for hulldekker på yttervegg vil disse også kunne ha en forbindelse langs hulldekkene og vinkelrett på. Måtene kreftene vil bli fordelt på i de forskjellige retningene vil også være den samme. Den største forskjellen er at veggen er massiv og hulldekkets opplegg kan gå gjennom veggens overkant. Dette gjør at hulldekkene kan forankres seg i mellom over innerveggene.

5.6.1 Langsgående knutepunkt

Forklaringen av hensikten til langsgående knutepunkt er beskrevet i forrige kapittel. Her blir det vist forskjellige metoder å utforme knutepunktet på. I Figur 5-11 og Figur 5-12 ser man hulldekke forankret i veggsiden ved bruk av kamstål og gjengestag. Ved bruk av kamstål ser man i planet at dette er en u-bøyle som er festet i innerveggen og går inn i HD slissen, hvor bøylene forankres med over og underliggende armeringstenger som legges i hulldekke kanalene. Denne forankringslengden er 40 ganger diameter. Forankring med gjengestang i stedet for u-bøyle utføres på samme måte. Siden denne forbindelsen ikke trenger noen opplegg for hulldekket er dette godt egnet til innervegger som går over flere etasje høyder.

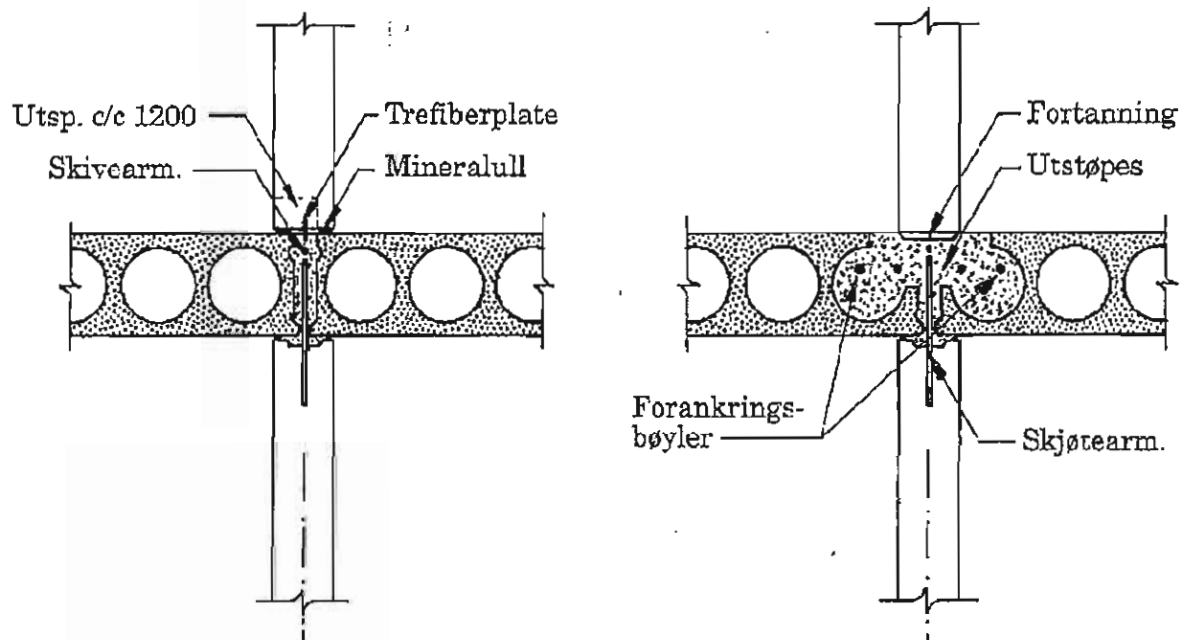


Figur 5-11 Forankring med kamstål



Figur 5-12 Forankring med gjengestag

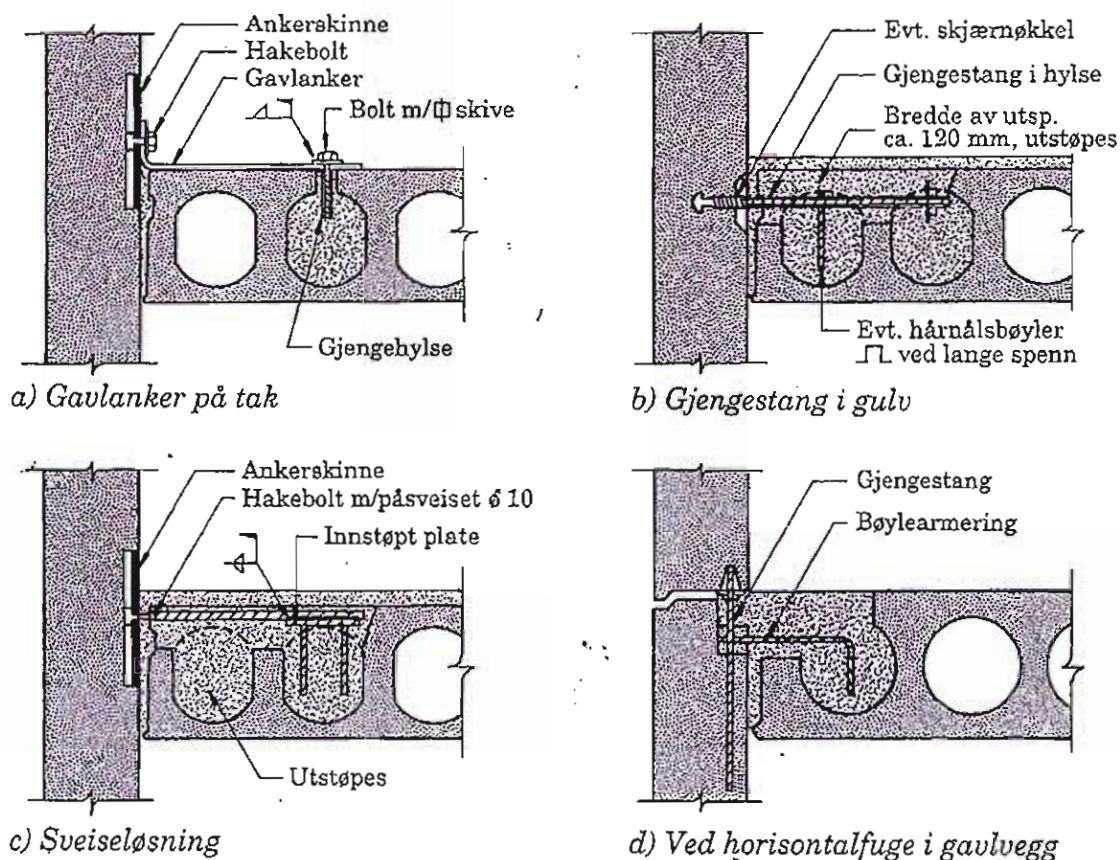
I Figur 5-13 ser man hvordan det vil se ut om hulldekke vil ha et opplegg på toppen av veggen. Dette knutepunktet egner seg til en etasjes vegger, og man får en sammenheng mellom hulldekkene på hver sin side av veggen.



Figur 5-13 Hulldekketforbindelse på søyletopp

I Figur 5-14 vises det fire forskjellige metoder man kan velg. I forbindelse a) brukes det en bolteforbindelse med gavlanker. Det støpes inn en ankerskinne i veggen og en gjenghylse i

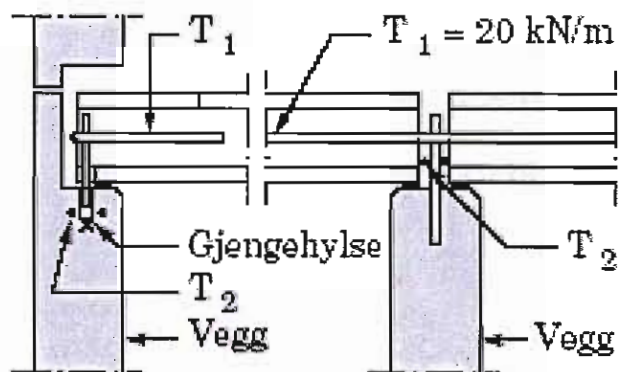
hulldekket som gavlankeret boltes til. Her trenges det ikke å utføre store sliss til å legge armeringen i, men å lage en åpning over kanalen for å støpe fast gjengehylsen. Denne forbindelsen er typisk for knutepunkt for tak. I figur b) er en typisk gulvforbindelse hvor gjengestangen blir skrudd inn i hylsen i veggen og det legges hårnål bøyer som går over gjengstaket og inn i kanalen. I figur c) vises hvordan knutepunktet gjøres ved bruk av sveising. Det brukes en innstøpt ankerskinne i veggen og en stålplate som plasseres i kanalen, og en bolt sveises fast mellom disse og knutepunktet støpes ut etterpå. Den siste figuren d) er når bøylearmeringen går rundt gjengestangen i veggen og bøyes ned i enden for å forankres i kanalen, og deretter støpes ut.



Figur 5-14 Forskjellige forankringsmetoder

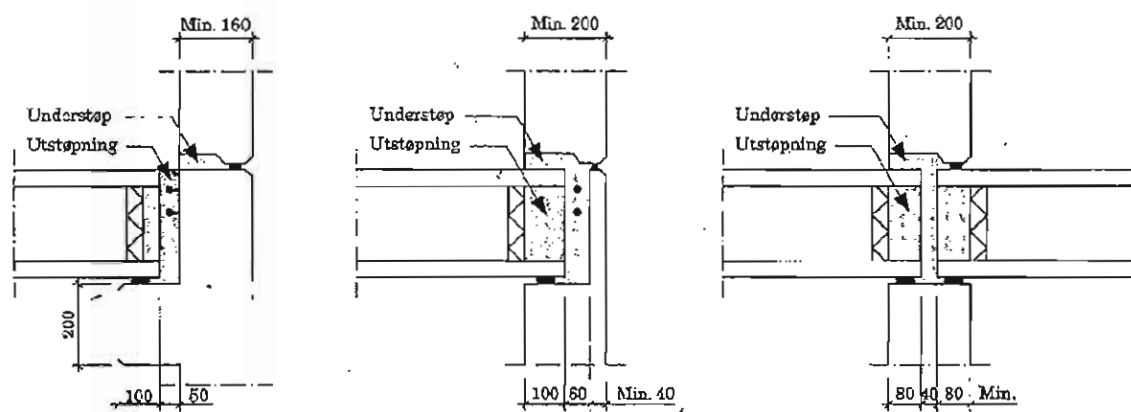
5.6.2 Tverrliggende knutepunkt

Tverrliggende knutepunkt mellom HD og innervegg har sammen funksjon som HD til yttervegg når det kommer til måten de skal ta opp kreftene på. I figuren under, Figur 5-15, viser et hulldekke som er innfelt i innerveggen og et som ligger på toppen av veggen. Monteringsmåten har blitt forklart tidligere for innfelt opplegg, mens for opplegg på toppen av veggen ser man at forankringsarmeringen går fra det ene hulldekke til det andre uten avbrudd. Mellom HD er det festet et dor i toppen av veggen, og randarmeringen er plassert på hver sin side. Alle steder hvor randarmering er brukt ligger denne med en lengde som er like lang som veggene er med en generell omfaring på 1500 mm.

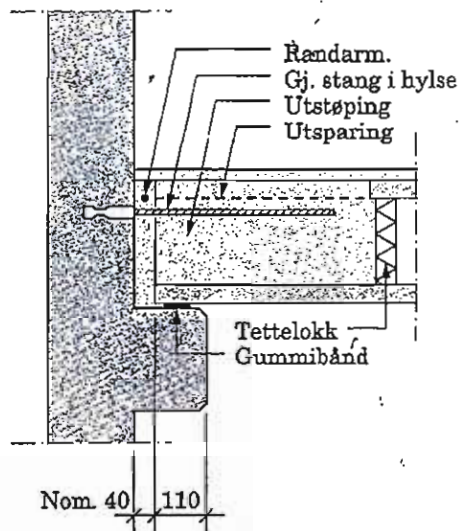


Figur 5-15 Opplegg på innfelt konsoll og søyletopp

I Figur 5-16 vises det anbefalte mål til forskjellige opplegg og vegg dimensjoner. Dette er for å få best mulig overføring av spenninger samtidig som det gir et tilstrekkelig område til plassering av randarmering og utstøping.



Figur 5-16 Anbefalte opplagingslengder



Figur 5-17

5.7 Konklusjon

Litteraturen har tatt for seg de mest grunnleggende utformingen for denne type knutepunkt. Det er nevnt hvor armeringen skal ligge og at denne type byggesystem av lastbærende vegger med hulldekke som spenner i mellom egner seg godt for bruk av avstivning som skivevirkning i bygget. Det informeres om hvor innervegger kan plasseres for best mulig avstivende virkning for bygget, og hvordan krefter mellom vegg og dekke overføres i teorien. Det er også beskrevet hvordan temperaturendringer virker inn på fasaden, men dette er mest hvor fasadeveggen er massiv og ikke så mye om hvordan dette virker inn på sandwichelementer.

Selv om det er en del beskrivelser om dekker som ligger på fasadevegg og innervegger, er det få som tar for seg armeringsutførelsen av akkurat det tilfellet der valget av dekke er et hulldekke kombinert med at ytterveggen er et sandwichelement. I dette spesielle tilfelle er det mest informasjon å finne i nordisk litteratur, og svært lite i britiske bøker. I de tilfeller hvor dekke er massivt har koblingene en tendens å bli utført som innspennt, i stedet for fritt opplagte som hulldekkene er.

Det er ikke gått dypere inn i hvordan denne forbindelsen skal dimensjoneres ut i fra påførte krefter som vertikallast og horisontallaster fra vind og jordskjelv, bare anbefalte og standardiserte utførelser av armeringslegging og forankringslengder. Dette kan tyde på at dimensjoneringen av denne type forbindelse er avansert og vil kreve dyp forståelse for temaet.

Når det kommer til hulldekke-vegg forbindelser er det mye å ta tak i, og videre vil det bli gått dypere inn på langsgående hulldekkeforbindelser til sandwich elementer som vist i Figur 5-6 hvor det skal ses nærmere på virkningen fra de vertikale kreftene som nyttelasten gir. Deretter blir det gått inn på detaljen i Figur 5-8 b) og se på overføring av vertikale krefter og tvangsmomenter ved innfelte tverrliggende hulldekke

6 Valg av konstruksjonsdeler – Analyser

[16-18]

Ut i fra hva som har blitt gått igjennom i kapitel 3, 4 og 5 har jeg konkludert i kapittel 5 at den forbindelsen som det står minst om i litteraturen er forbindelsen mellom hulldekke og sandwichelementer. Derfor vil jeg nå utvikle en enkel regnemodell for den utvalgte forbindelsen.

Regnemodellen vil være av et skivesystem med hulldekke som spenner mellom lastbærende fasadevegger, og med gavlelementer for ivaretagelse av avstivning.

Knutepunkter i høye elementbygg med hulldekker består av 3 problemer:

- 1) hulldekke som to-dimensjonell anisotrop plate
- 2) hulldekkets opplegg på bærende fasade
- 3) hulldekkets opplegg på ikke-bærende fasade

Ut i fra dette deler jeg opp modellen i 3 del-modeller:

- 1) modellere hulldekke som en tre-dimensjonell bjelkerist
- 2) hulldekkets opplegg for å finne momenter i den bærende fasaden
- 3) krefter som går inn i langsgående fasade for skivevirkning, og hvilke begrensinger dette har

I de neste kapitlene som kommer vil man først få en beskrivelse av hvordan jeg gikk frem for å sette opp modellen, med illustrerende bilder og om hvordan jeg kom frem til riktig modell ved prøving og feiling. Modellen vil da til slutt kunne brukes for dimensjonering av vertikale og horisontale laster.

7 Valg av regneverktøy

Noen av valgene man har for å bygge opp denne regnemodellen på er enten en "finite element method (FEM)" program som Ansys, eller en stavmodell som gjøres i programmet Staad.Pro.

Valget faller på modelleringsprogrammet Staad.Pro, for denne modelleringsmetoden vil være lettere å kjøre enn Ansys, og samtidig gi et resultat som er tilstrekkelig tilnærmet en virkeligheten. Programmet Ansys vil være mer tidkrevende å bygge opp, og tyngre for maskinen å kjøre.

Staad.Pro er et verdensledende 3D modellerings- og analyseprogram for bygningsstrukturer. Modeller i Staad.Pro er i utgangspunktet bygd opp av bjelker, noder og plater, hvor hver node tilsvarer et knutepunkt. Modellen kan bygges opp både grafisk og/eller ved bruk av koder i en tekstfil. Resultater av analyse, samt dimensjonering, av strukturen vises også både grafisk og som rapport. Programmets oppbygging gjør det enkelt å hente ut de resultatene en ønsker å arbeide videre med, og bruke disse med andre applikasjoner.

Staad.Pro inneholder databaser for stål og betong, samt de mest vanlige tverrsnitt profiler. Dimensjoneringen er basert på standarder for de enkelte land, f.eks. NS3472 og NS3473 for norske forhold.

Når man skal få opp en modell i Staad.Pro som skal være tilnærmet de virkelige elementene, er det viktig å ta ett element om gangen. Her må man prøve og feile helt til man får modellen til å oppføre seg likt som det virkelige elementet ville gjort i samme last situasjon. Dette gjøres ved å prøve seg frem med forskjellige profil typer og modelleringsmåter helt til man får den oppførselen av elementene man er ute etter.

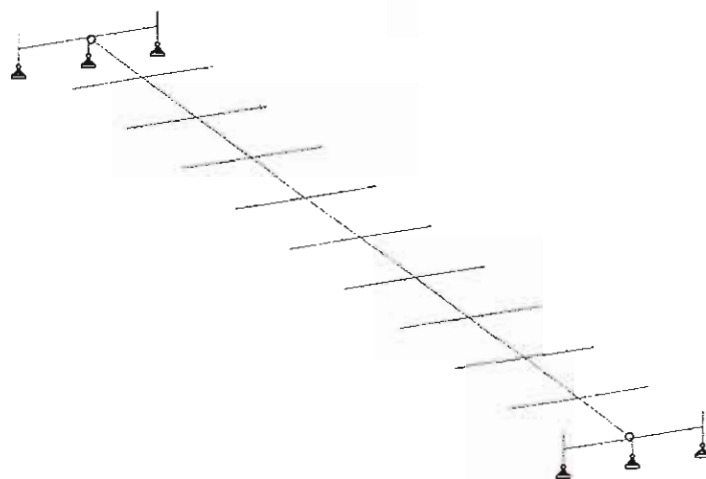
8 Hulldekke (som bjelkerist)

8.1 Generelt

Hulldekke er en to-dimensjonell anisotrop plate som jeg skal modellere som en tre-dimensjonell bjelkerist ved at jeg definerer både bredden, lengden og høyden av hulldekket med staver i modellen. Denne modelleringen er grunnlaget for de videre del-modellene for å kunne oppnå ønsket respons ved lastpåkjenninger.

8.2 Oppbygging

Det som må gjøres her er å velge en stavmodell hvor jeg gir stavene en profil som skal få modellen til å oppføre seg som et reelt hulldekke. Hulldekke jeg velger å modellere har de reelle verdiene for hulldekkehøyden 265 mm og bredde på 1200mm. Stavmodellen lages sånn at hulldekkene kan overføre krefter seg imellom og inn til de langsgående oppleggene, og i endene vil jeg få muligheten til å se på "klamp" oppførselen som skjer i dekke når fasadeelementet over hindrer dekke i å rotere i enden ved nedbøyning. Modelleringen av en ett hulldekkeelement vises i Figur 8-1.



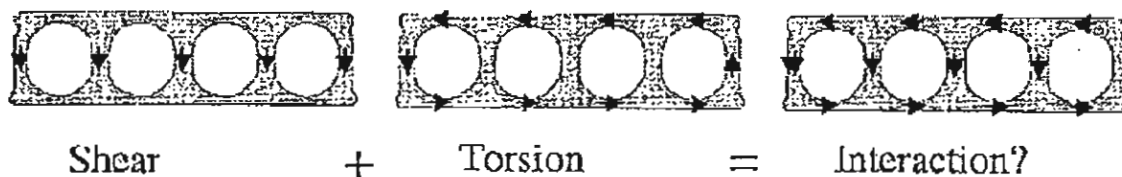
Figur 8-1 Stavmodell av ett hulldekke

I figuren ser man hvordan endene lages for å få til en kraftoverføringen i hele hulldekkets bredde og høyde. Lengden på tverrliggende stav i enden har jeg valgt til 1196 mm for at de

ikke deler den samme staven som representerer høyden til hulldekke med sideliggende hulldekke. Dette utgjør et mellomrom på 4 mm mellom hulldekkene. Høyden på de vertikale endestavene er 265 mm, som tilsvarer høyden på et reelt hulldekkeprofil. Lengden på spennet har jeg valgt til å være 10 m, og den langsgående staven som skal representere senteret til selve hulldekke og er leddet til endene for å gi riktig nedbøyning. Langs hulldekkestaven har jeg en jevn fordeling av tverrliggende staver, med en avstand på 1000 mm og med samme bredde som staven i endene. Ytterst på de tverrliggende staven er det modellert en ny stav på 4 mm for å gi en forbindelse med de sideliggende HD elementene.

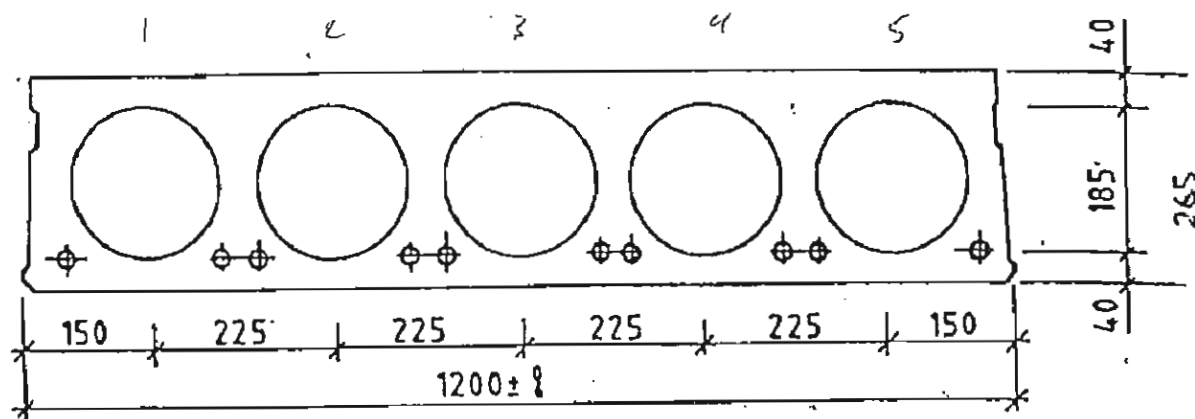
Deretter er det å velge riktige egenskaper til staven. For den langsgående staven, som skal representere hulldekke, startet jeg med å velge en HE-A profil med høyde 265 mm og bredde 1200 mm, hvor flenstykkelser var den samme som avstanden mellom hulldekkets ytterkant og kanalene, 40 mm, og profilets stegtykkelse satte seg som summen av mellomrommene mellom kanalene til HD. Ved nærmere ettertanke så jeg at dette profilet ikke ville kunne oppføre seg som et hulldekke når det kom til profilets evne til å ta torsjonskrefter.

Et bedre profilvalg til min modell vil være et rektangulært hullprofil, for det profilet vil ta opp skjær og torsjonskrefter på samme måte som hulldekke. I Figur 8-2 ser man at hulldekke bare tar torsjonskrefter langs kantene, og dette passer bra til et rektangulært hullprofil. For å få riktig skjær virkning til hullprofilet, definerer jeg et eget skjærareal til profilet som stemmer med hulldekkets skjærareal.



Figur 8-2 Skjær og torsjon i hulldekke

Det som mangler i hulldekke nå er å modellere spennarmeringen for å redusere nedbøyningen av hulldekke. Denne spennarmeringen skal ligge 40 mm fra bunnen av hulldekke, se Figur 8-3.



Figur 8-3 HD 265

Dette gjøres ved å sette på en horisontal punktlast som skal virke inn på hulldekkets senterstav i endene med en avstand på 40 mm fra bunnen, se Figur 8-4. Dette er for å gi hulldekket det trykket i bunnet som skal gi en oppbøyningskraft av elementet.



Figur 8-4 Spennarmering ved punktlast

For at jeg skal kontrollere egenvekten og nyttelasten til profilen slik at den har samme verdier som et hulldekk, modellerer jeg alle profilene som vektløse, og legger til egenlasten som en linjelast sammen med nyttelasten. Dette gjør at jeg får full kontroll over hvilke staver som skal ha vekt og hvilke staver som bare virker som avstivere og overfører krefter.

8.3 Materialdata

Hullprofilet har en konstant tykkelse på 40 mm rundt randen, akkurat som kantene rundt et hulldekkeelement. Tregghetsmomentene og tverrsnittsarealet er tatt fra Multiconsult sine tabeller for hulldekker, som gir tregghetsmoment om svak aske på $I_z = 1,522 \times 10^9 \text{ mm}^4$, sterk akse $I_y = 2,447 \times 10^{10} \text{ mm}^4$ og et tverrsnittsareal $A_x = 176 \times 10^3 \text{ mm}^2$.

Aksesystemet i Staad.Pro er annerledes enn hva man er vant til fra tidligere modelleringsprogram, for her er det y-aksen som er den vertikale aksene. Det jeg trenger å

regne ut for at hullprofilet skal oppføre seg som et hulldekke er torsjonen og skjærarealene langs y-aksen og z-aksen. Formler som brukes for dette er:

$$A_y = (TF \times D) \times 2$$

$$A_z = (TF \times WF) \times 2$$

Hvor TF for A_z er summen av alle mellomrommene ved kanalene i hulldekke. Alle forkortelsene er henvist til illustrasjonen i Figur 8-5.

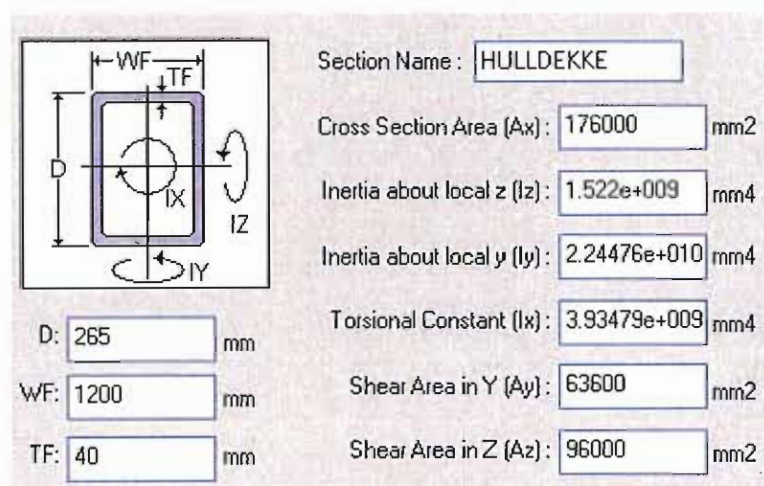
$$I_x = \frac{4 \times bm \times hm}{\frac{2}{bm \times t} + \frac{2}{hm \times t}}$$

$I_x =$ treghetsmomentet

$bm =$ profilets bredde sentrisk på stegene

$hm =$ profilets høyde sentrisk på flensene

Dette ga verdiene som er vist i Figur 8-5.



Figur 8-5 Verdier for hulldekke

Egenskapene for betongen som jeg bruker til hulldekke er vist i Figur 8-6.

Young's Modulus (E) :	40000	N/mm ²
Poisson's Ratio (nu) :	0.17	
Density :	0	N/mm ³
Thermal Coeff(a) :	1e-005	@/
Critical Damping :	0.05	
Shear Modulus (G) :	17094	N/mm ²

Figur 8-6 Betongkvalitet

Verdiene for betongen finner jeg i hulldekke standarden, og skjær-modulen regner jeg ut etter formelen:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Det som står igjen er å finne et passende profil til de avstivende stavene og den 4 mm staven som ligger mellom hvert hulldekke.

For den fire millimeter korte staven foretrekker jeg å være en stiv forbindelse for at den skal kunne overføre alle kreftene mellom elementene, så jeg velger en stivhet og skjærareal som tilsvarer et massivt rektangulært profil med høyde tilsvarende hulldekke, 265mm, og en bredde på 1000 mm. Tregghetsmomentet for svak og sterk akse regnes ut ved formelen under, ved å bytte om på bredden og høyden for hvilken akse man regner om. Staven skal ikke ta torsjon.

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Verdiene for den 4 mm korte staven er vist i Figur 8-7.

Ax:	265000	mm ²	Ix:	1.551e+00	mm ⁴	YD:	265	mm
Ay:	265000	mm ²	Iy:	2.208e+01	mm ⁴	ZD:	1000	mm

Figur 8-7 Verdier for mellomledd

Valget av profil til stavene som går på tvers av spennretningen blir en H-profil uten steg tykkelse, for alle kreftene overføres i øvre og nedre del av hulldekke, over og under

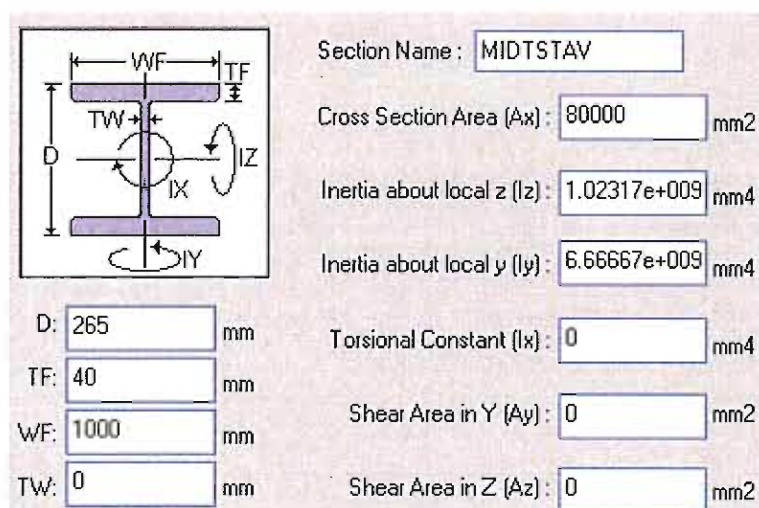
kanalene, og disse skal ikke ta opp skjærkrefter eller torsjon men overføre disse kreftene videre til de langsgående fasadeelementene. For å kunne regne treghetsmomentet for svak akse for dette profilet må jeg benytte meg av Steiners setning, mens for sterk akse brukes vanlig utregning som vist over siden hvert dels tyngdepunkt går gjennom profilets nøytralakse.

$$\text{Steiners setning} = I + Ab^2$$

$A = \text{arealet}$

$b = \text{avstanden fra delens tyngdepunkt til profilets nøytralakse}$

Dette gir verdiene som vist under i Figur 8-8.



Figur 8-8 Verdier for hulldekkets staver på tvers av spennretningen

Profilets bredde settes til 1000 mm siden disse er plassert ut med en senteravstand på en meter og tar et område på 500 mm ut på hver side av senterstaven.

8.4 Kontroll - Sammenligninger

Den jevnt fordelte lasten som jeg tar i bruk er hulldekkets egenvekt på 3,8 kN/m², den påførte egenlast på 1,5 kN/m², og en nyttelast på 3,0 kN/m² som er lasten brukt for kontorbygg. Disse verdiene ganges med hulldekkets bredde på 1,2 og utgjør en jevnt

fordelt last 9,96 kN/m. Det er viktig å ta hensyn til at alle verdier skal være oppgitt i newton og millimeter, som i dette tilfelle gir 9.96 N/mm. Korttids E-modul settes til å være 40 000 N/mm².

For å kontrollere at modellen gir riktig nedbøyning av hulldekke modulen regner jeg dette ut manuelt og sammenligner svaret mot hva Staad.Pro gir. Lasten jeg tilfører er en linjelast som går langs hulldekkestaven. Formelen for å finne nedbøyning uten spennarmering er formelen som brukes for en fritt opplagt bjelke, med jevnt fordelt last.

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{ql^4}{EI}$$

q = lasten som virker på hulldekke [N/mm]

l = lengden på spennet [mm]

E = korttids E – modul [N/mm²]

I = treghetsmoment om svak aske [mm⁴]

Dette gir nedbøyning:

- Staad.Pro: 21,4 mm
- Manuell utregning: 21.3mm

Som man kan se så er denne kontrollen godkjent.

For å kontrollere spennarmeringen starter jeg med å se på denne virkningen for bare ett hulldekkeelement, og sammenligner resultatene jeg får i StaadPro med resultatet jeg fikk ved håndregning etter denne formelen:

$$\delta = \frac{Fel^2}{8EI}$$

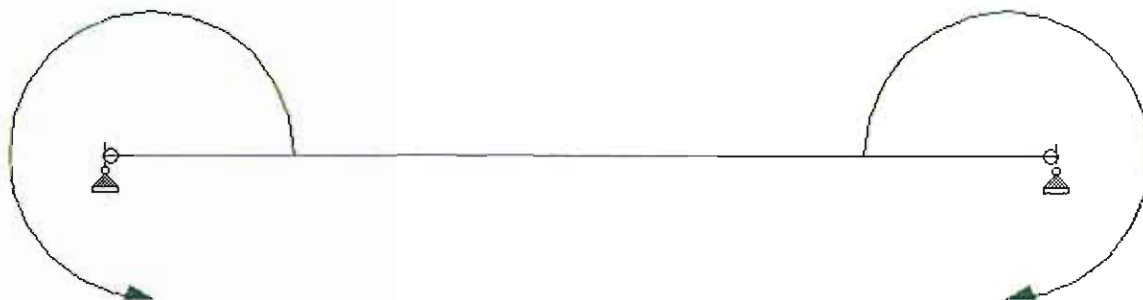
F = punktlasten i enden

e = eksentrisiteten av lasten opp til nøytralaksen til hulldekke

l = hulldekkets lengde

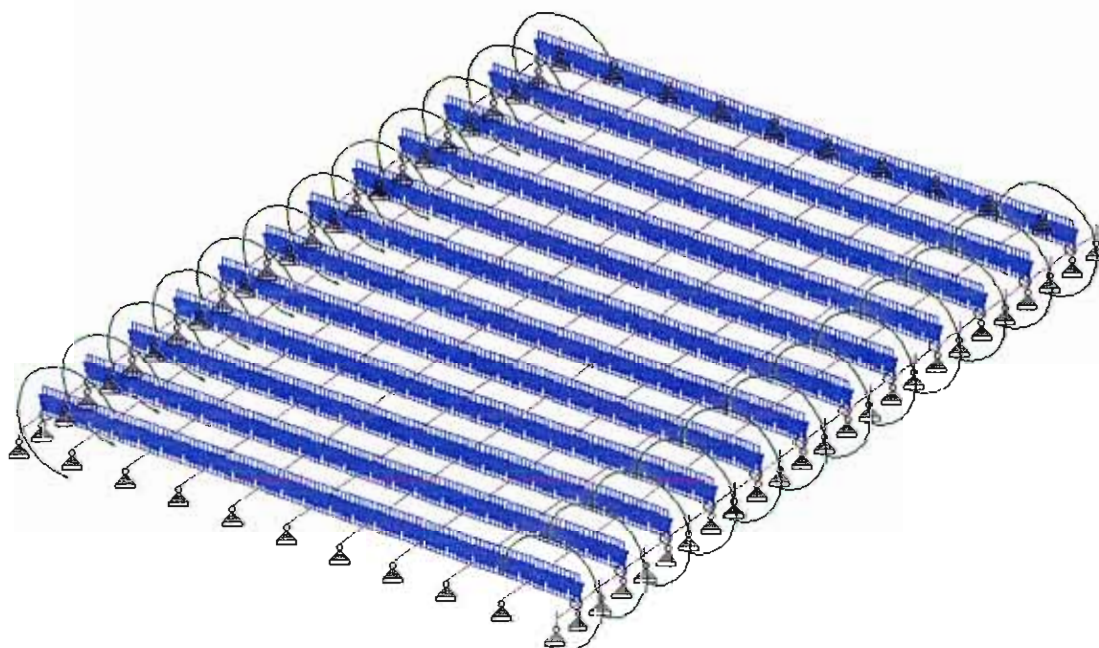
Staad.Pro ga et resultat som ikke stemte overens med mine utregninger, og ved å se på hvordan lastfordelingen i stavene var i modellen kunne jeg se at kreftene ikke ble overført på riktig måte. Siden denne kraften er en eksentrisk punktlast på profilet og skaper et moment, så jeg velger derfor å tilføre endene et konsentrert moment direkte i hvert hjørne

som tilsvarer det momentet den eksentriske lasten ville ha gitt. Dette er vist i Figur 8-9, og på denne måten å simulere spennarmeringen på gir denne riktige verdi i modellen. Så langt i modelleringen har hulldekketaven riktige stivheter i spennretningen

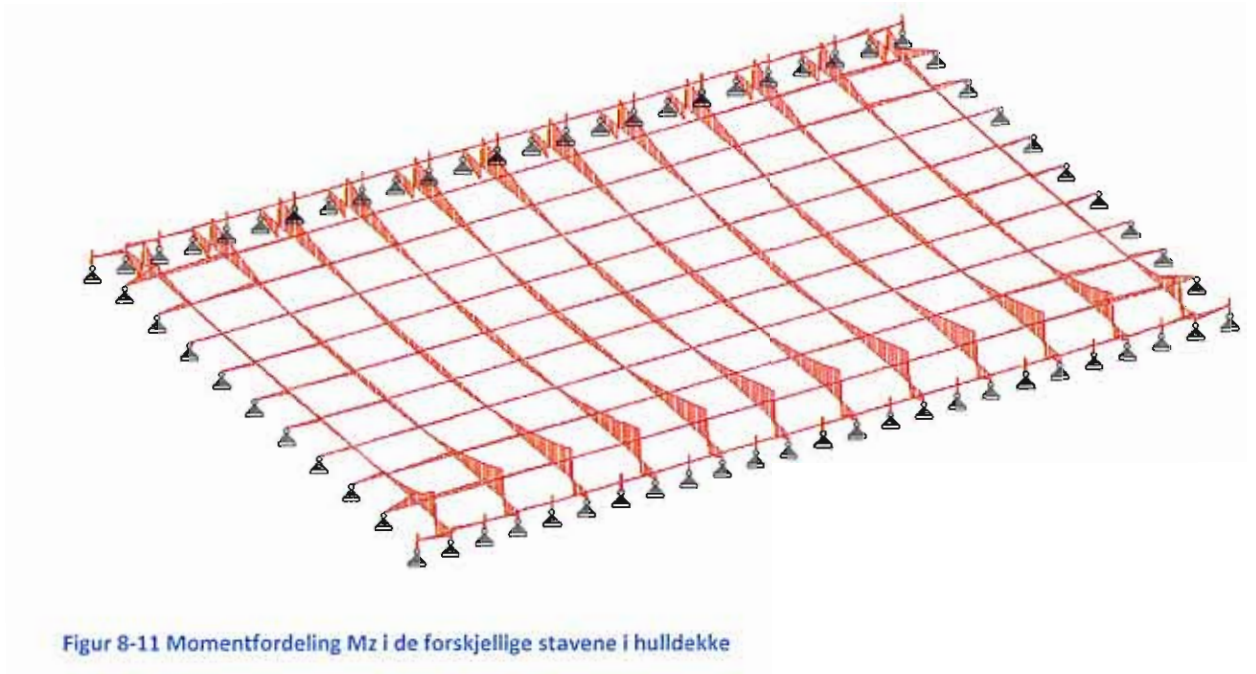


Figur 8-9 Spennarmering ved momenter

Frem til dette punktet ser modellen ut som i Figur 8-10 med alle påførte laster etter at den har blitt kopiert ut til 12 hulldekker med en senteravstand på 1200 mm, og i Figur 8-11 ser man hvordan momentene fordeler seg i stavene.

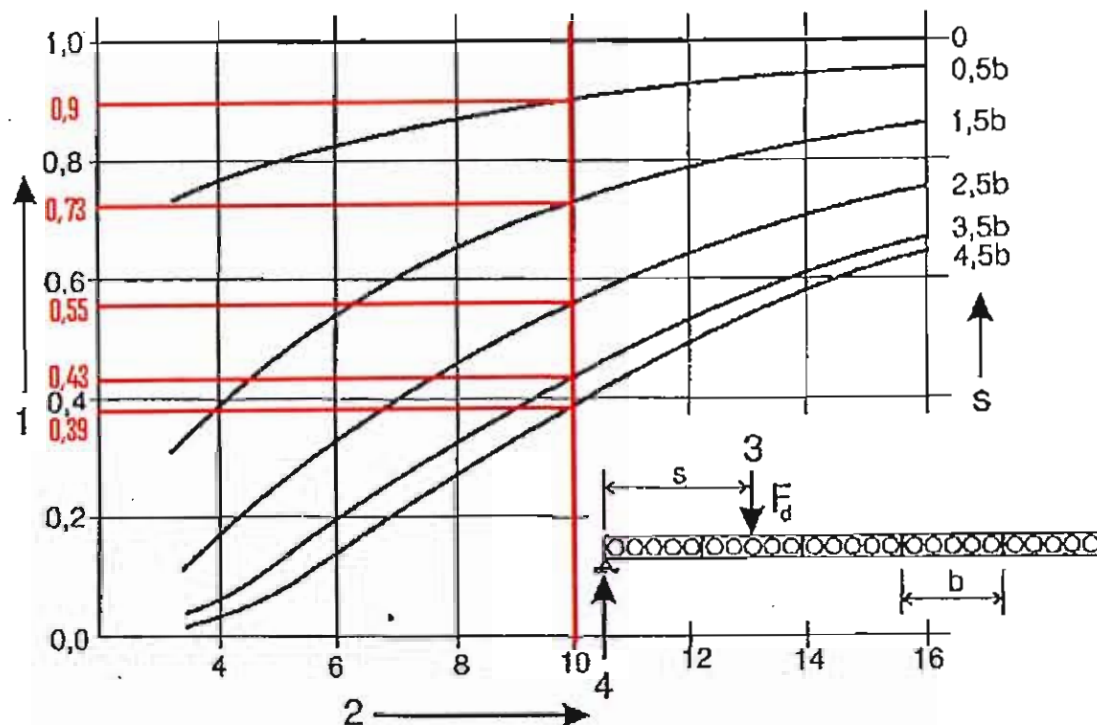


Figur 8-10 Hulldekke med påførte laster



D neste steget nå blir å kontrollere de tverrliggende stavnene for den stivheten som et hulldekke skal ha. Jeg legger inn en fritt opplagring i tverrstavnene på hver langsida av hulldekkene for å unngå overføring av momenter fra nedbøyningen til disse sidene. Denne bredden gir et endeopplegg til 3 fasadeelementer med en bredde på 4 800 mm, hvor det er fire hulldekker som ligger på hvert element. Foreløpig ser jeg bare på hulldekke, og venter med å modellere fasadeelementene helt til hulldekke modellen har den oppførselen som den skal ha.

Denne kontrollen av stivheten til stavnene mellom hulldekkene gjøres ved å se på hvilke opplagerkrefter som kommer i det midtre sideopplegget og sammenligner denne reaksjonskraften med hva standarden for hulldekke sier. Figur 8-12 er tatt ut fra hulldekkestandarden, og det er denne tabellen jeg skal sammenligne mine verdier fra Staad.Pro opp mot.



Figur 8-12 Tabell fra HD standarden

Punkt 2 i grafen angir dekkets spennretning i meter, og punkt 1 er målinger som sier forholdet mellom oppleggskraften og påsatt linjelast. Verdiene jeg er ute etter er vist i grafen med rødt skrift. Kurvene som det måles etter er ut i fra avstanden fra påsatt linjelast til opplegget. Linjelasten ligger sentrisk på hulldekke. Jeg starter med å sette last på det 5. hulldekkeelementet og måler av oppleggskraften i enden på tvers av spennretningen, deretter setter jeg bare last på det 4. hulldekkeelementet og måler av oppleggskraften for det forholdet. Sånn gjør jeg for alle de 5 innerste hulldekkene, og sammenligner mine verdier med verdiene fra grafen. Siden jeg har 12 hulldekker i min modell, så er det 6 hulldekker som virker til hver sin side. Grafen går ut fra 5 hulldekker, fordi ved bruk av flere hulldekker enn dette vil lastene gå mest til endeopplegget, og vil ha liten innvirkning på sideopplegget. Hulldekkestandardens sier at for bruk av mer enn 5 hulldekker skal det tilføres en reduksjonsfaktor til opplagingskraften på grunn av det 6. hulldekke. Denne reduksjonsfaktoren er gitt ved:

$$1 - \left(\frac{n-5}{50} \times \frac{s}{b}\right)$$

$n = \text{antall elementer}$

$s = \text{lastens avstand til opplegget [mm]}$

$b = \text{elementets bredde [mm]}$

Dette gir en reduksjonsfaktor på 0,89 som skal ganges med opplagerkraften jeg tar ut av Staad.Pro. Ut i fra denne formelen ser man at den påførte lasten er uavhengig av resultatet, siden verdien jeg skal frem til er opplagerkraft*reduksjonsfaktor/linjelast. Verdien fra formelen sier hvilket bidrag de forskjellige hulldekkene gir til opplagringen i sidekanten. Verdiene jeg fikk er vist i tabellen under.

Linjelast tilført element	Verdier fra Staad.Pro	Verdier fra HD standarden
HD 5	0,34	0,39
HD 4	0,48	0,43
HD 3	0,62	0,55
HD 2	0,74	0,73
HD 1	0,84	0,9
Sum bidrag	3,02	3

Som man ser i tabellen så er det små avvik fra bidragene fra de forskjellige elementene, dette kan skyldes en kombinasjon av unøyaktig avmåling av grafen og tilnærmingene gjort i modellen. Det totale bidraget fra alle elementene stemmer overens med hulldekkestandard, og jeg kan nå konkludere med at modellens oppførsel samsvarer med et reelt hulldekke langs spennretningen og på tvers av spennretningen.

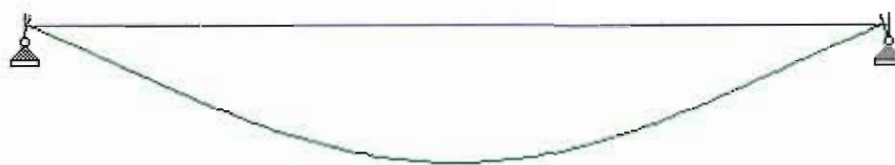
Ved tolkning av reaksjonskreftene i den langsgående forbindelsen ser man at opplagerkreftene er størst på midten og avtar ut mot endene. Når nedbøyningen er stor vil det føre til en strekk virkning i opplagringen lengst ut til enden. Dette kommer av at når dekkene til sammen virker som en plate, og når denne platen får en nedbøyning vil dette føre til oppbøyning i hjørnene og skape strekk i opplagringen. Dette må man ta hensyn til når man skal dimensjonere knutepunktene ved å sørge for at de også kan ta strekkrefter

der det er nødvendig. Denne oppspenningen reduseres som man flytter forankringen i hjørnene lenger inn mot midten.

9 Hulldekke - Knutepunkt mot bærende fasade

9.1 Generelt

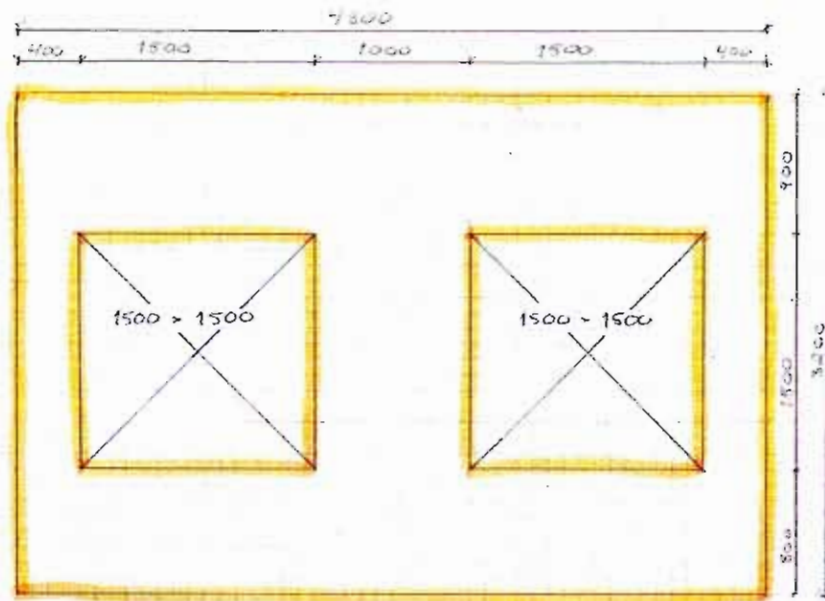
Hensikten med denne forbindelsen er for å se hvordan nedbøyningen av hulldekke overfører momenter til fasadeveggen ved at det oppstår en "clamping" effekt når hulldekkekanten vrir seg mellom opplegge på innersjiktet og fasaden over. Disse momentene vil være svært avgjørende når elementene bygges i høyden. For å få frem denne effekten har jeg måtte fjerne det leddet jeg la inn tidligere da jeg så på nedbøyning for at endene skal kunne rotere sammen med nedbøyningen, som vist i Figur 9-1.



Figur 9-1 Rotasjon av endene til hulldekke

9.2 Oppbygging

Det første som må gjøres er å bestemme seg for hvilke fasadeelement skal brukes, og valget blir et sandwichelement med en bredde på 4800 mm, som tilsvarer et opplegg til 4 hulldekker. Innersjiktet til sandwichelementet er det som er lastbærende, og blir derfor den eneste delen jeg behøver å modellere. Størrelsen på innersjiktet er en høyde på 3200 mm og en dybde på 200 mm. I tillegg til dette har jeg valgt å innføre vinduer i elementet som tilsvarer to utsparringer på 1500 x 1500 mm. Mellom vinduene er det en avstand på 1000 mm, som gjør at elementet får en søyleside på 400 mm i hver ende. Høyden opp til underkant vindu er 800 mm fra underkant vegg til underkant vindu, og dette gir en resterende 900 mm over vinduene til toppen av fasaden. Verdiene jeg tar i bruk er tatt ut fra et reelt sandwichelement, og vises i Figur 9-2.



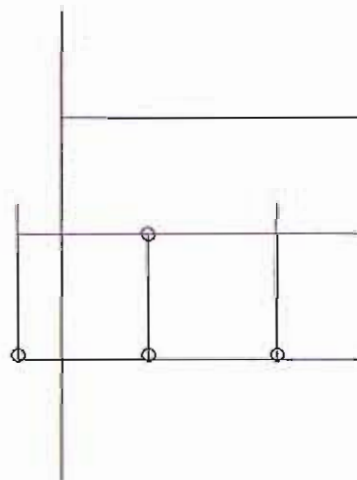
Figur 9-2 Vegg dimensjoner

For å få dette elementet inn i StaadPro, hvor hver stav representerer senterstaven til hvert element, bruker jeg lengdene på stavene som vist Figur 9-3. Her ser man også hvordan jeg har tenkt å koble sammen hulldekke til fasaden med de blå stavene. De gule stavene representerer hulldekke.



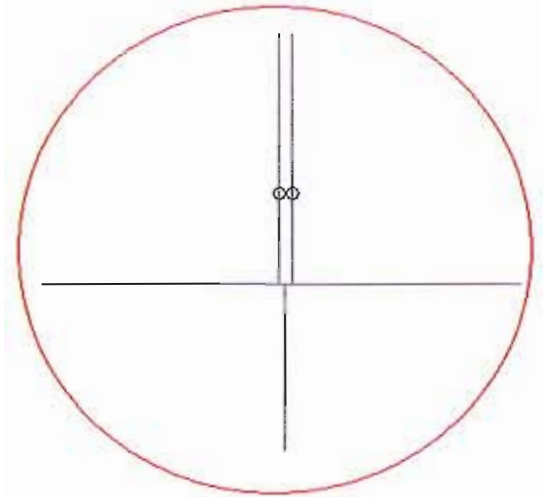
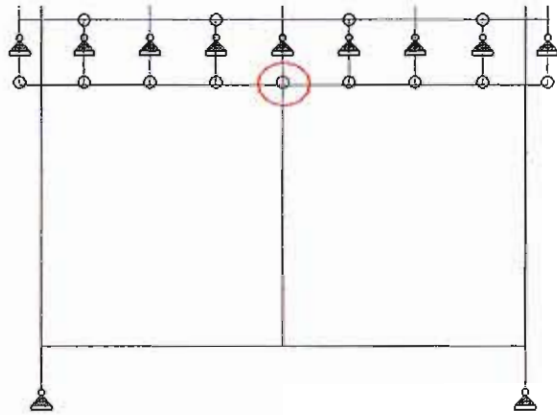
Figur 9-3 StaadPro stav dimensjoner

Det neste skrittet blir nå å finne en forbindelse som kobler fasaden sammen med fasadeelementet som skal komme over, og hvordan kantene på hulldekke skal kobles til fasaden siden disse stikker lenger ut på siden enn senterstaven til fasadesidene. Dette ble gjort som i Figur 9-4, hvor kanten av fasaden går igjennom hulldekke og inn i fasaden over, og staven som representerer den øverste delen av fasaden trekkes ut til siden for deretter å fange opp kanten av hulldekke. Sirklene på figuren viser hvilke punktet som ikke overfører momenter, for man vil her at momentene skal overføres i søylesidene av fasadeelementet så derfor er alle andre overganger leddet.



Figur 9-4 Kanten av hulldekke mellom fasadene

Siden det er 4 mm mellom hulldekkene er det nødvendig å koble disse sammen til en stav når den kobles opp mot midtstaven i fasadeelementet, som igjen representerer mellomrommet mellom utsparringene. Dette er vist som en detalj i Figur 9-5.

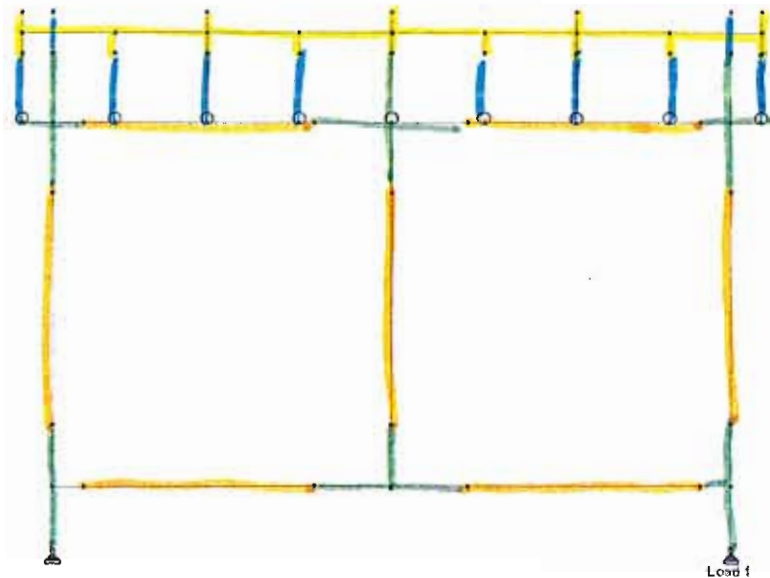


Figur 9-5 Detalj av modellering

Etter en del prøving og feiling for å finne ut om modelleringen er riktig finner jeg ut at stivheten til fasaden ikke er tilstrekkelig, sammenlignet med et reelt element. Et reelt fasadeelement vil ha mer armering i områder der horisontal og vertikal armering krysser hverandre, og vil av den grunn være stivere på disse punktene. Får å legge til denne stivheten i modellen deler jeg opp stavene i områder hvor de krysser hverandre for å kunne gi disse en høyere stivhet.

I tillegg til denne modifikasjonen, så lar jeg være å koble toppen av hulldekke til fasaden over, siden fasaden over bare har sin forbindelse gjennom oppleggsputene som er plassert i endene av fasadeelementet, og det er her hele kraftoverføringen mellom elementene skal oppstå.

Etter disse forandringene ser modellen ut som i Figur 9-6. De grønne stavene har blitt gitt en større stivhet, og de blå stavene er for å gi en forbindelse mellom elementene.



Figur 9-6 Fasadeelement med avstivende kryss

Stivheten til stavene reguleres etter hvor stort profil jeg legger til hver stav. Dette ville hatt en innvirkning på vekten til fasadeelementet, derfor velger jeg å sette tettheten til elementet lik null som gjort tidligere ved oppbygging av hulldekkemodellen, for da kan jeg gjøre dimensjonene på stavene så store som mulig for å øke stivheten uten at vekten øker. Dette gjør at jeg lettere kan forandre stivheter underveis uten å måtte ta hensyn til vekten. For å gi fasaden en egenvekt, bruker jeg samme metode som for hulldekke, og tilsetter laster direkte på stavene.

Fremdeles har jeg vanskelig for å få riktig momentfordeling i innersjiktet fra rotasjonen i hulldekke. Verdene jeg er ute etter er momenter som Multiconsult selv har til rådighet ved dimensjonering og som kommer fra en tidligere forskning av hulldekke – sandwich forbindelser. På grunn av at det er mange staver i modellen med forskjellig stivhet som har innvirkning på resultatet, bestemmer jeg meg for å lage en enklere oppbygging av fasademodell hvor det skal være lettere å kunne kontrollere stivheten samtidig som den skal gi riktig kraftføringer i de kritiske stavene.

Jeg går nå videre med et fasadeelement som ikke inneholder noen vinduer, og vil derved unngå å modellere stivheten som var nødvendig rundt vinduene, siden dette ikke er det som er selve målet med oppgaven. Momentfordelingen til de lastbærende sidene av fasaden er hva jeg vil finne verdier for, og denne verdien vil være den samme om jeg har

vinduer eller ikke i elementet, men med den nye metoden vil jeg ha en større kontroll over stivheten til elementet. Jeg beholder samme last som er satt på elementet fra tidligere.

Neste metode for å modellere innersjiktet på vil være å flytte endestaven til fasadeelementet ut sånn at den treffer med endene på hulldekke, og deretter forbinde høydestaven til hulldekke ned til en tverrliggende stav i bunnen av fasaden. Nå vil alle overgangene mellom HD og fasadenvære leddet utenom staven i enden som skal ta hele momentet fra nedbøyningen til hulldekke og egenvekten til fasaden over. Egenvekten til fasaden har samme størrelse, men nå fører jeg halve lasten ned som en punktlast over endestaven der lastføringen går. På enden der hulldekke og fasaden over skjøtes sammen er det lagt inn et mellomlegg som skal tilsvare oppleggsputen som har en høyde på 30 mm, bredde på 300 mm, og en dybde tilsvarende innersjiktet på 200 mm. Dette er for å gjøre modellen mest mulig lik som det ville blitt utført i virkeligheten, noe som gir mer korrekte stivheter og lik oppførsel av elementet når det kommer til utbøyninger og momentfordelinger.

En ting som er veldig viktig å få med seg når man skal tolke StaadPro sine analyser av modellen er å ha en oversikt hvordan de lokale aksene til elementene er i forhold til de globale aksene, sånn at man hele tiden vet hvor de store utslagene er og hva man kan gjøre for å tilpasse stivheten for å få det resultatet man er ute etter. De lokale aksene gir at momentene M_x alltid er torsjonen i staven, M_z og M_y er utbyningsmomentene. I dette tilfellet er jeg ute etter å se på verdiene for M_y , som i dette tilfellet bøyer staven om svak akse, for staven i enden av fasadeelementet der lastføringen går.

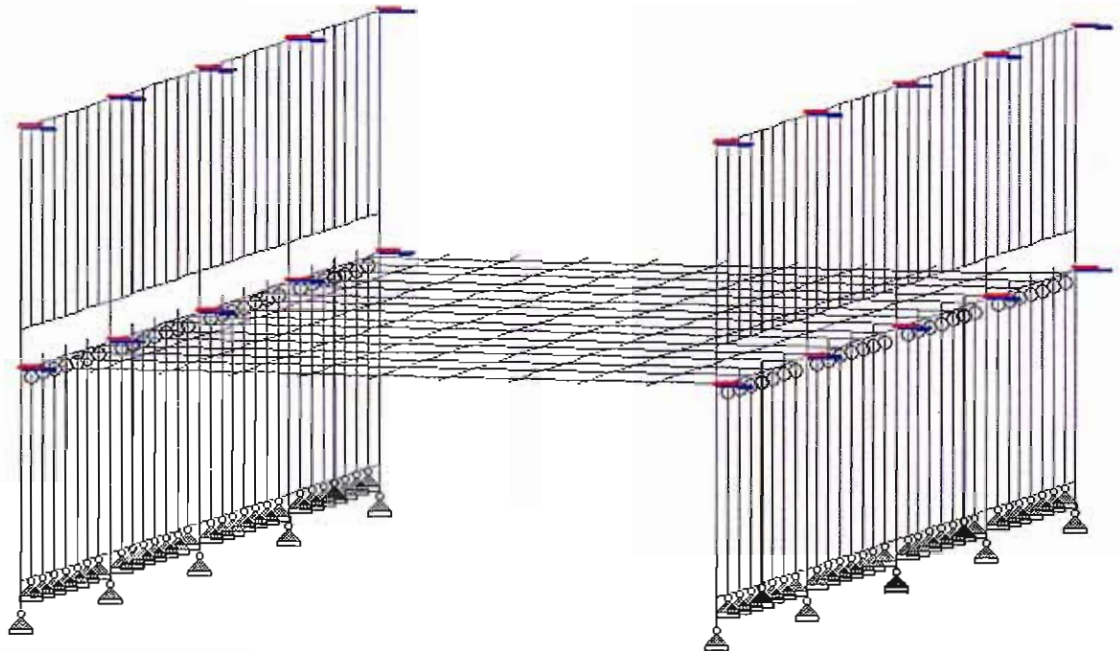
Når jeg tolker utbøyningen og momentdiagrammene for modellen finner jeg ugunstig momenter i endestaven som tilsier at staven bøyer seg ut til siden, om M_z . Dette ville ikke være tilfelle i en reell situasjon for da ville denne utbøyningen bli hindret av sidestående elementer. Dette løser jeg ved å innføre et glidelager i modellen i kantene ved etasjeskille og i toppen av det øverste fasadeelementet. Dette glidelageret gjør at modellen får muligheten til å bevege seg i horisontal retning, uten sideveis forskyvninger i dette området. I tillegg leddes hele undersiden av fasadeelementet sånn at staven ikke får mulighet til å få noen utbøyninger.

Et siste tiltak for å gjøre denne forbindelsen komplett er å tilføre en stav som skal representerer endefugen mellom hulldekke og fasaden. Denne gjør at jeg kan overføre all vridningen fra hulldekke til denne staven, som videre fører kreftene ut til de lastbærende

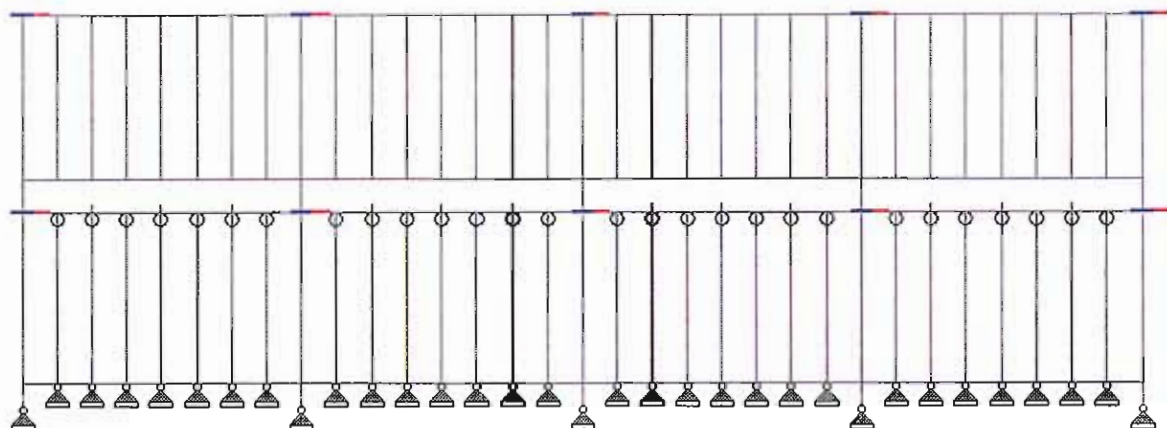
stavene i enden. Fugestaven legges 5 mm bak kanten av hulldekke enden. Hulldekke enden leddes i alle ledd som går til fasaden, sånn at ingen momenter blir overført den retningen, og i stedet overfører momentene til fugestaven. All rotasjonen til hulldekke overføres nå kontrollert til hver side av innersjiktet. Dimensjonen til fugestaven er samme høyde som hulldekke, 265 mm, og har en dybde på 250 mm.

Dette ga en ønsket momentfordeling og de verdiene jeg var ute etter, så jeg kan endelig konkludere med at forbindelsen er riktig og oppfører seg tilsvarende en reell situasjon.

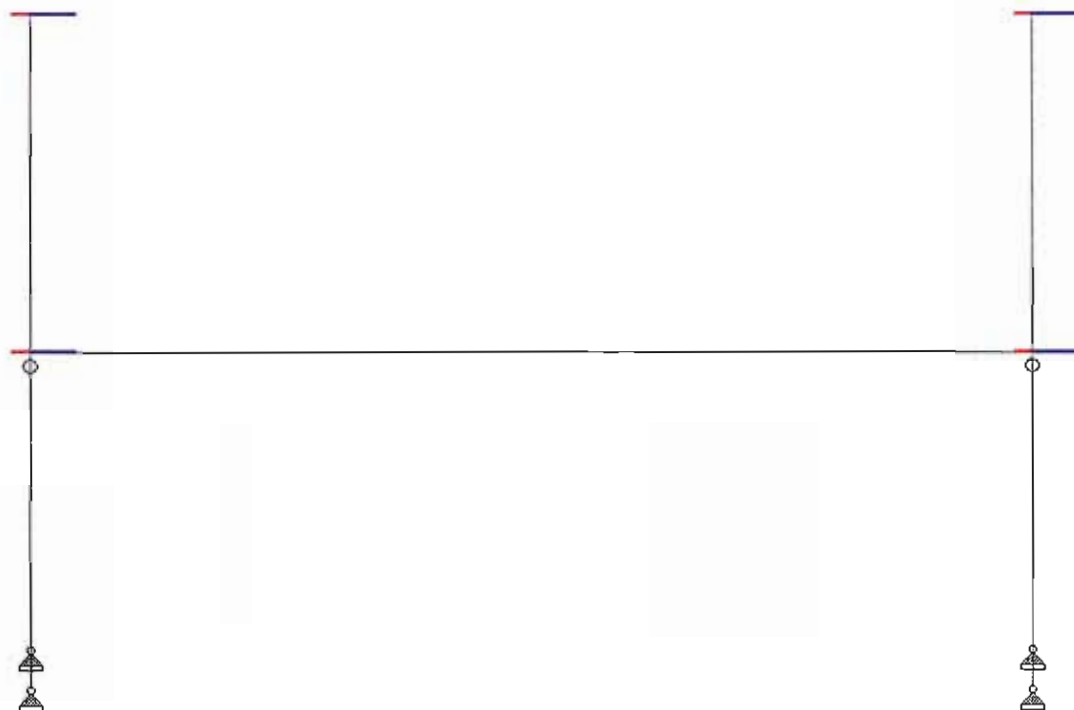
Jeg har nå prøvd å forklare hva jeg har gjort og hvordan jeg har gått frem på best mulig måte, og vil nå vise med bilder fra det endelige resultatet for at det ikke skal ha oppstått noen missforståelser underveis.



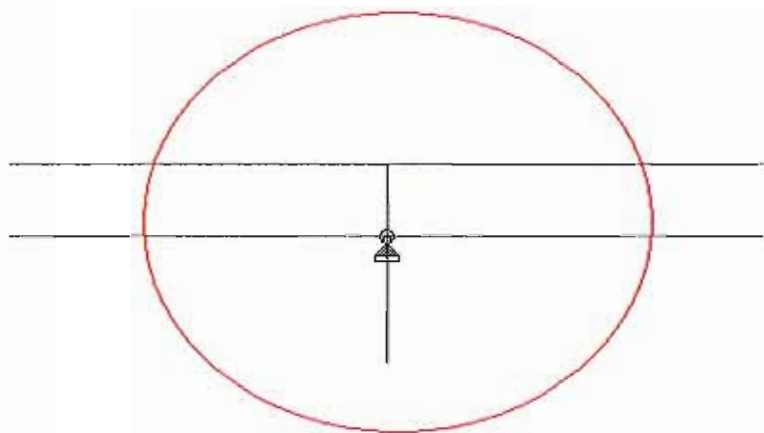
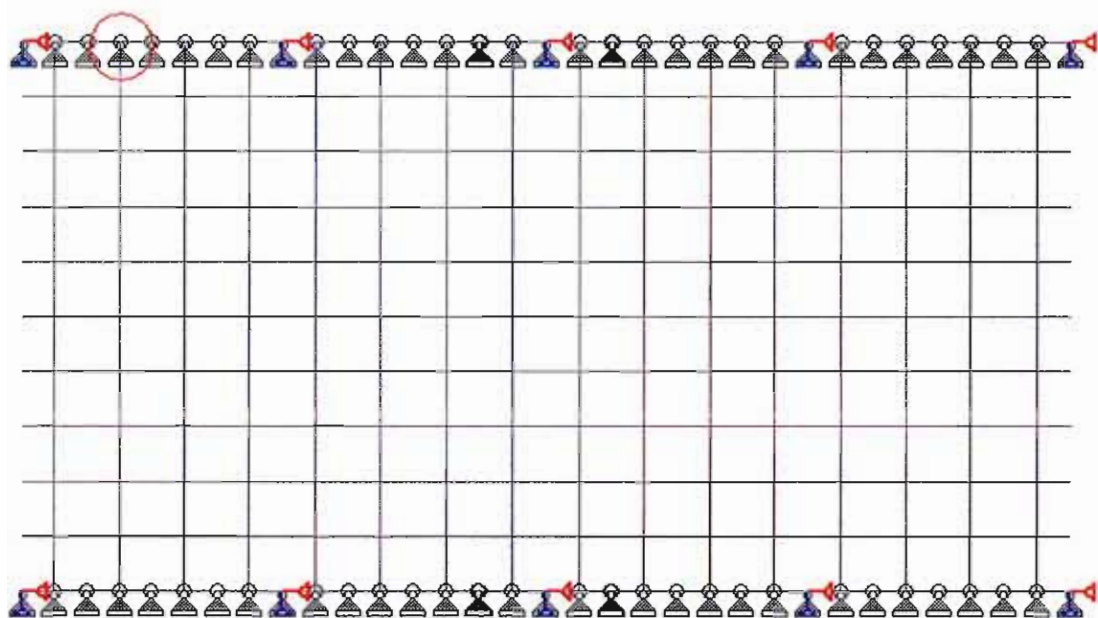
Figur 9-7 Modellen i 3D view



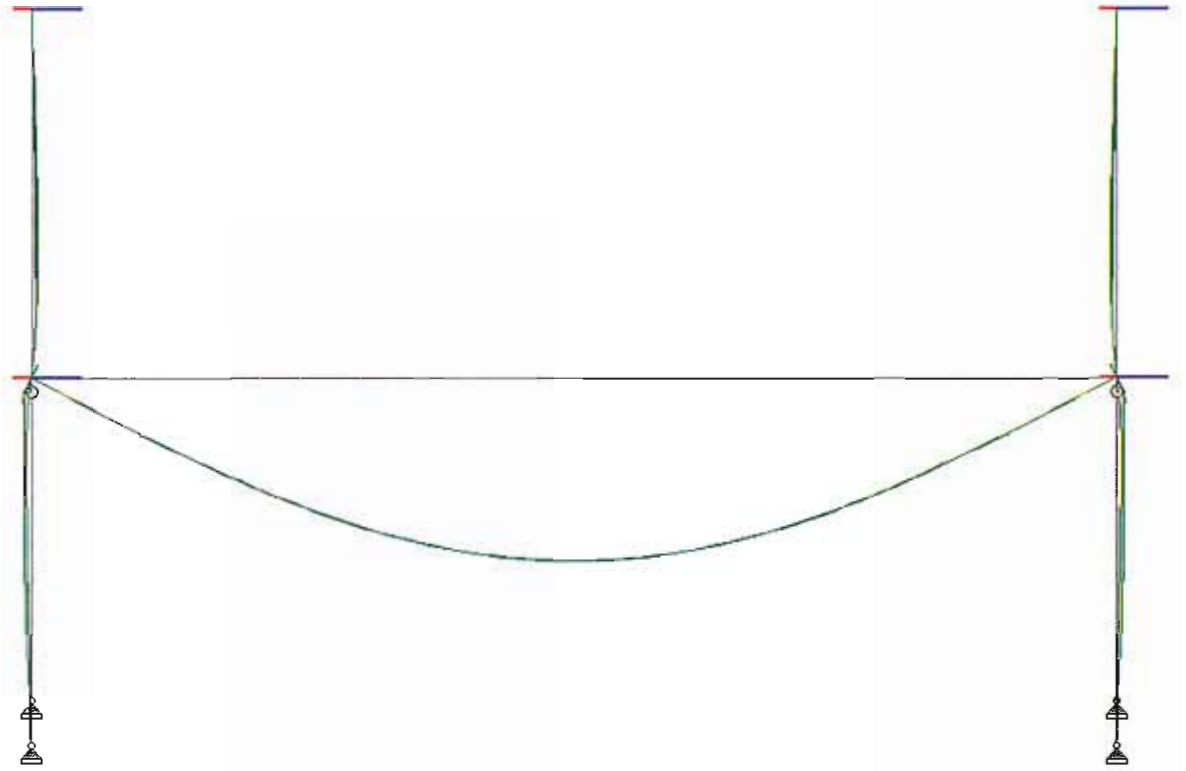
Figur 9-8 Modellen sett fra siden



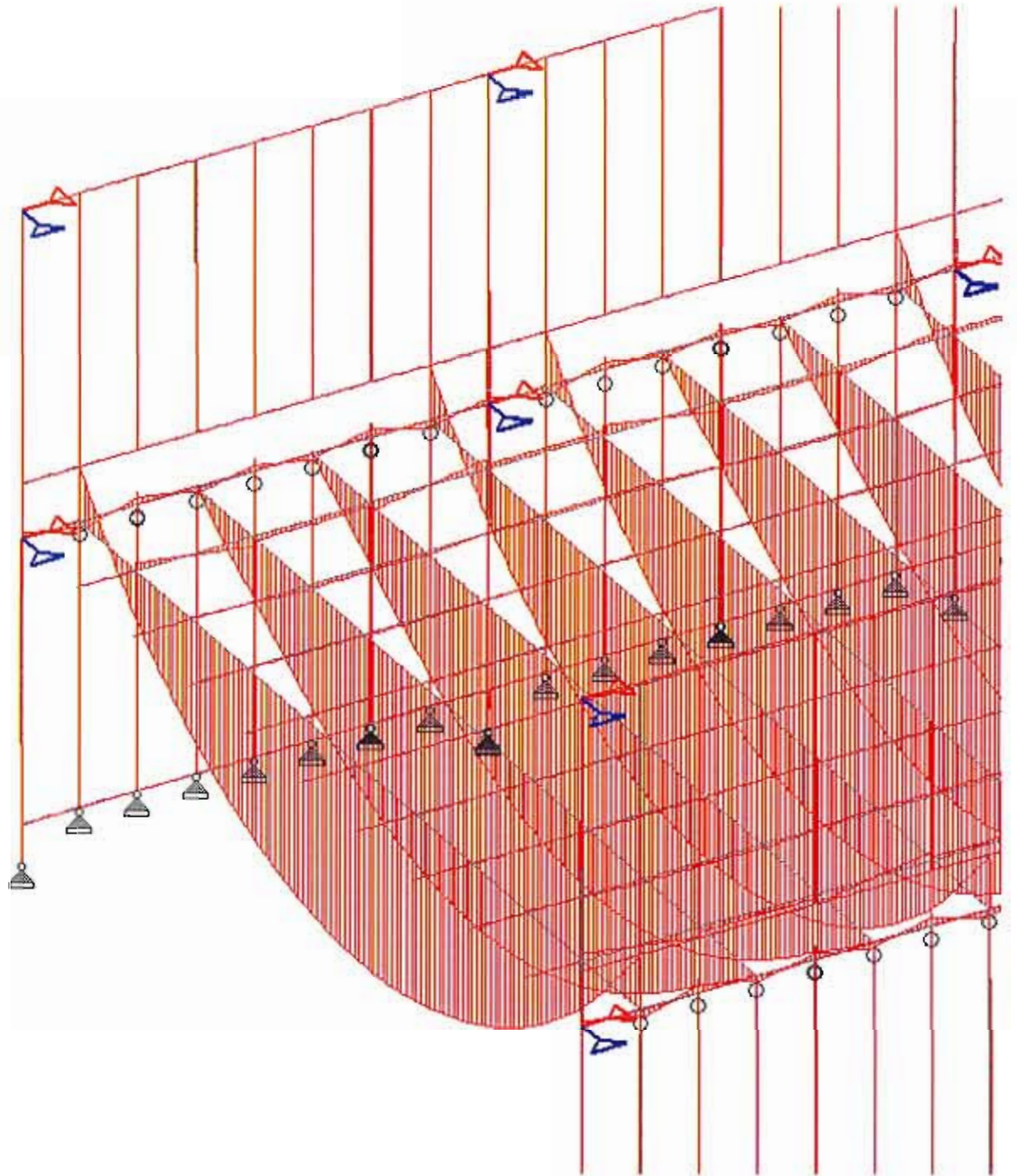
Figur 9-9 Modellen sett forfra



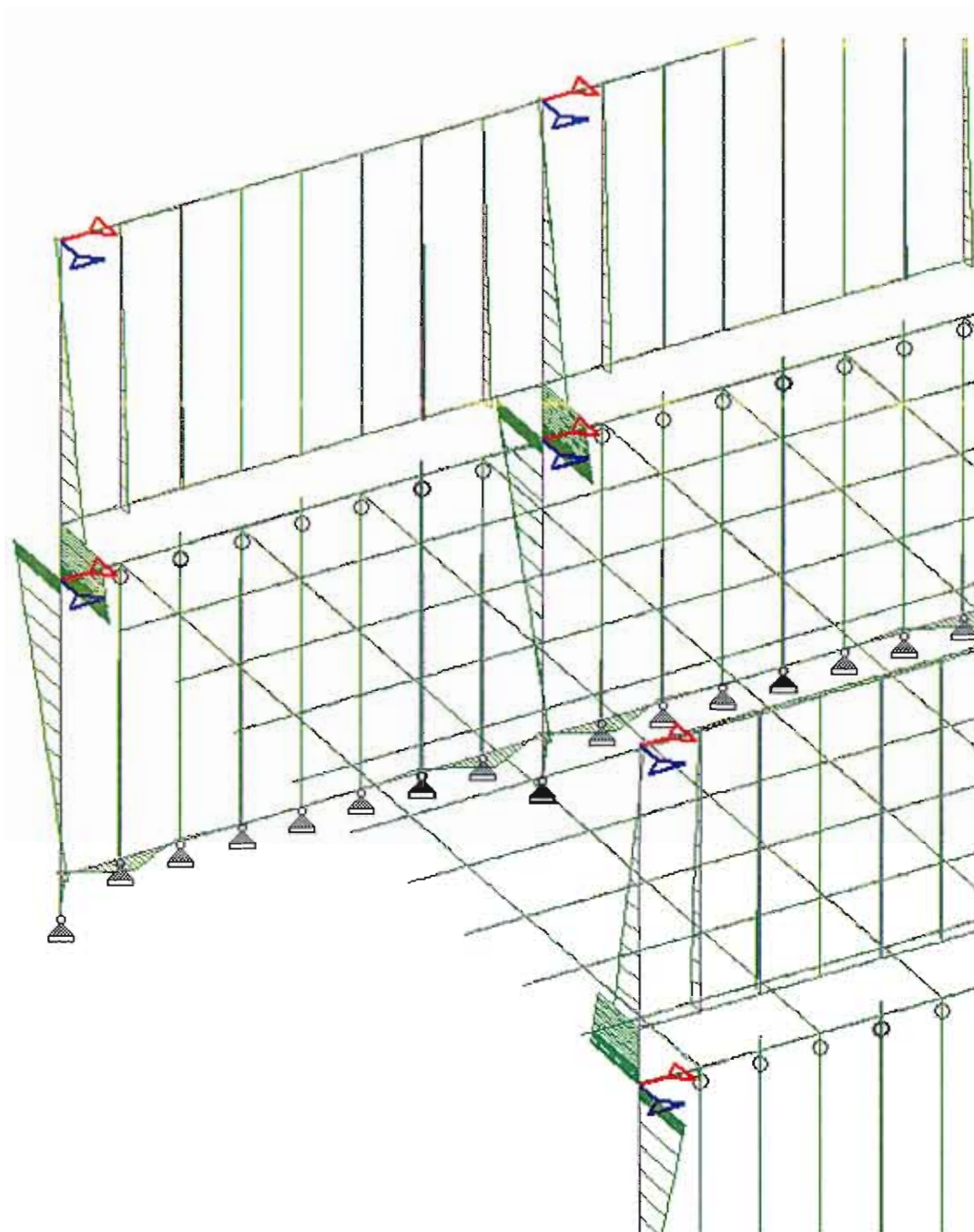
Figur 9-10 Detaljtegning av kobling opp mot fugestav, sett i plan



Figur 9-11 Utbøyninger av hulldekke og fasadeelementet



Figur 9-12 Momentfordeling M_z



Figur 9-13 Momentfordeling M_y

9.3 Materialdata

For å gi elementene riktige egenskaper starter jeg med å regne ut vekten på elementet, del for del, sånn at jeg vet hvor mye jeg skal belaste de forskjellige stavene i modellen. Deretter kjører jeg en analyse hvor jeg bare har lastene fra fasadeelementet, og ser om reaksjonskreftene utgjør samme verdi som jeg har beregnet. Under kan man se fremgangsmåten for å fordele lastene til modellen, og hvilke svar jeg fikk ut av modellen.

På grunn av små avrundinger blir det et lite avvik i resultatet, men ikke større enn at denne metoden kan brukes videre. Denne utregningen av lastene som settes på fasadeelementet ble gjort før jeg laget den foreklede utformingen.

Laster element

Areal:	$4,8 \times 3,2 - (1,5 \times 1,5 \times 2)$	=	10,86	m ²
Volum:	$10,86 \times 0,2$	=	2,172	m ³
Vekt:	$2,172 \times 25$	=	54,3	kN

Topp element:	$4,8 \times 0,9 \times 0,2 \times 25$	=	21,6	kN
Bunn element:	$4,8 \times 0,8 \times 0,2 \times 25$	=	19,2	kN
Søyle side:	$0,4 \times 1,5 \times 0,2 \times 25$	=	3,0	kN
Søyle midt:	$1,0 \times 1,5 \times 0,2 \times 25$	=	7,5	kN
Vekt:	$21,6 + 19,2 + 3 \times 2 + 7,5$	=	54,3	kN

Laster modell

Linjelast topp:	$21,6 / 4,4$	=	4,91	kN/m
Linjelast bunn:	$19,2 / 4,4$	=	4,36	kN/m
Punktlast side:		=	3,0	kN/m
Punktlast midt:		=	7,5	kN/m
Vekt:	$(4,91 + 4,36) \times 4,4 + 3 \times 2 + 7,5$	=	54,29	kN

Reaksjonskrefter StaaPro

StaaPro:	reaksjonskrefter	=	54,27	kN
----------	------------------	---	-------	----

Betongkvaliteten til sandwichelementer er vanligvis B30, som gir disse verdiene:

Young's Modulus (E) :	26355	N/mm ²
Poisson's Ratio (nu) :	0.17	
Density :	0	N/mm ³
Thermal Coeff(a) :	1e-005	@/
Critical Damping :	0.05	
Shear Modulus (G) :	11263	N/mm ²

Figur 9-14 Verdier brukt for sandwichelementet

Section Name : MIDSTAV_END		Section Name : HULLDEKKE	
	Cross Section Area (Ax) :		Cross Section Area (Ax) :
	40000 mm ²		176000 mm ²
	Inertia about local z (Iz) :		Inertia about local z (Iz) :
	5.11583e+008 mm ⁴		1.522e+009 mm ⁴
	Inertia about local y (Iy) :		Inertia about local y (Iy) :
	8.33333e+008 mm ⁴		2.24476e+010 mm ⁴
D: 265 mm	Torsional Constant (Ix) :	D: 265 mm	Torsional Constant (Ix) :
TF: 40 mm	2.13333e+007 mm ⁴	WF: 1200 mm	3.93479e+009 mm ⁴
WF: 500 mm	Shear Area in Y (Ay) :	TF: 40 mm	Shear Area in Y (Ay) :
TW: 0 mm	0 mm ²		63600 mm ²
	Shear Area in Z (Az) :		Shear Area in Z (Az) :
	40000 mm ²		96000 mm ²

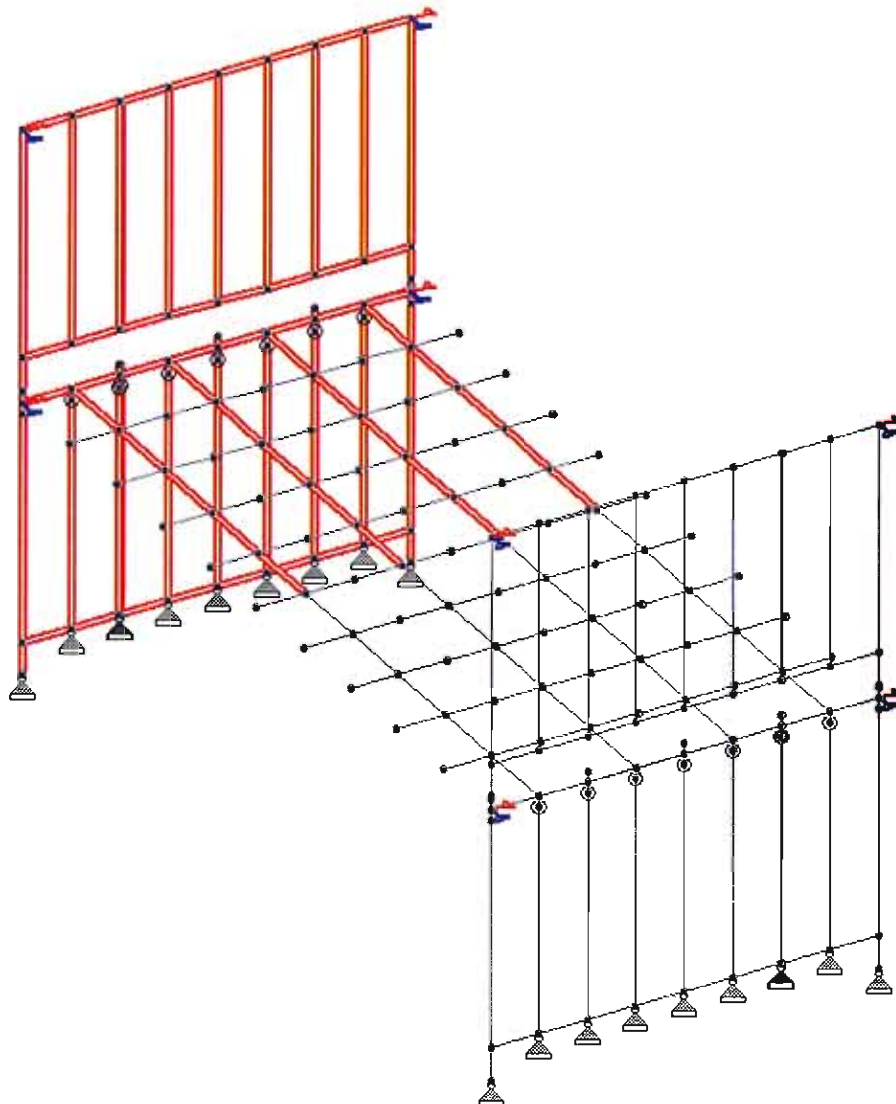
Figur 9-15 Materialdata brukt i hulldekke

Dimensjonene på fugestaven 265 x 250.

9.4 Kontroll - Sammenligninger

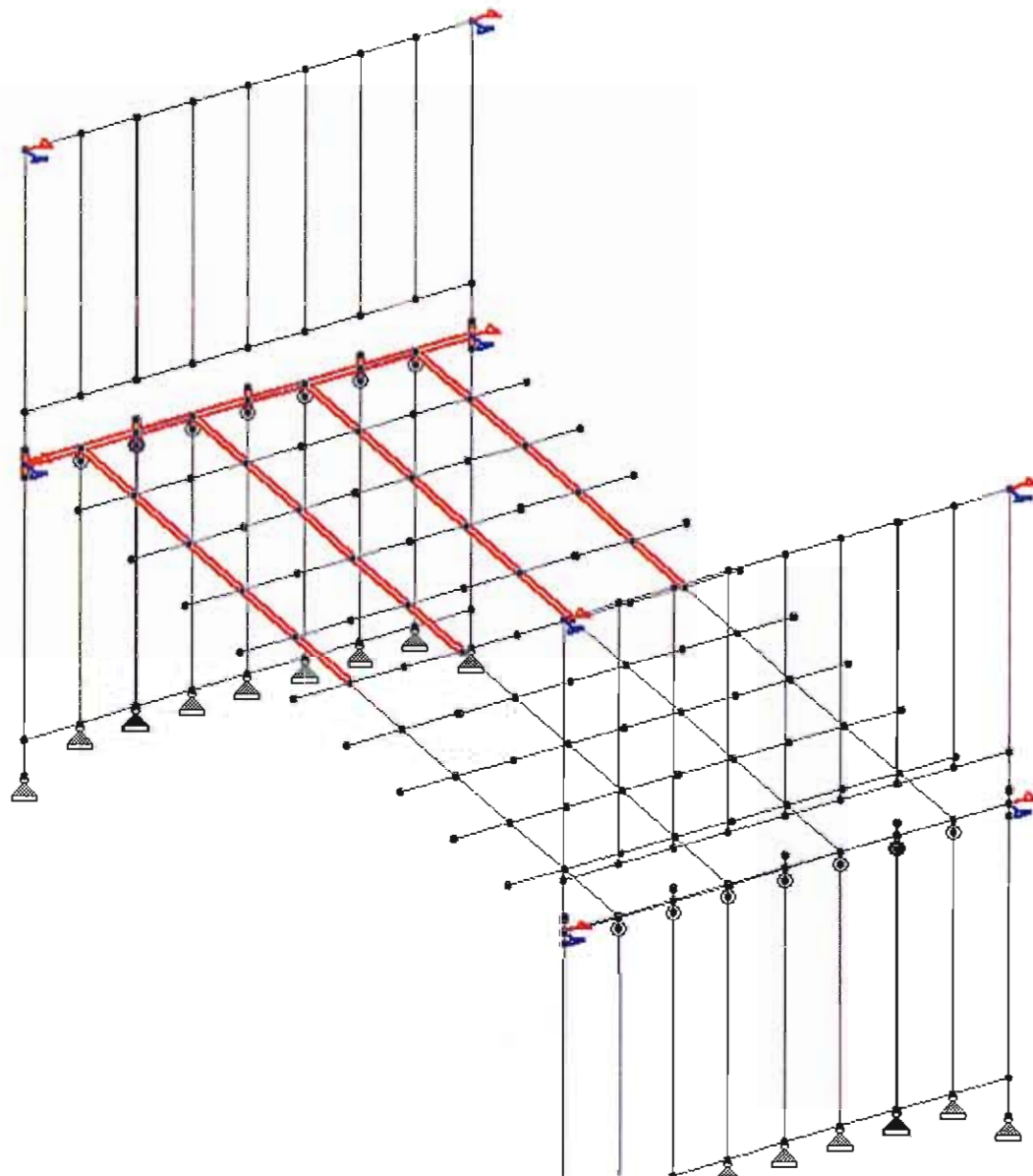
Her skal jeg vise hvilke verdier jeg har kommet frem til i de kritiske stavene ved en fiktiv nyttelast på 1,0 kN/m², tilleggslast på 1,5 kN/m², og en egenvekt på 0,7 kN/m². Disse lastene er brukt for å sammenligne resultatet opp mot en tidligere forskning på denne forbindelsen. Dette utgjør en last på 3,2 kN/m² som ganges opp med modulbredden til hulldekke på 1,2 m for å få riktig linjelast. Kraftene kommer av ende rotasjonen i hulldekke etter nedbøyning. For å få en full oversikt over momentfordelingen av alle stavene i modellen med en fiktiv nyttelast fra 0,5 kN/m² til 10 kN/m² se bilag 1.

Figur 9-16 viser hvilken del av strukturen jeg har tatt verdier fra, siden resten av modellen vil være symmetrisk og gi de samme tallene. For hver tabell under er det en beskrivelse av hvor i modellen de forskjellige bjelkenumrene og nodenumrene hører til. Det er også en beskrivelse av de lokale aksene i bjelkene for lettere å kunne tolke tallene i tabellen. Det er momentene i stavene som er det vesentlige, og disse er representert ved M_x som er torsjonen, og M_y og M_z som står for utbøyningen.



Figur 9-16 Staver som inngår i resultatene

Starter først med å se på huldekke stavene som gir momentene til fasadeelementet. Ser på stavene der nedbøyningen er størst og følger de videre inn til veggen som vist i Figur 9-17.

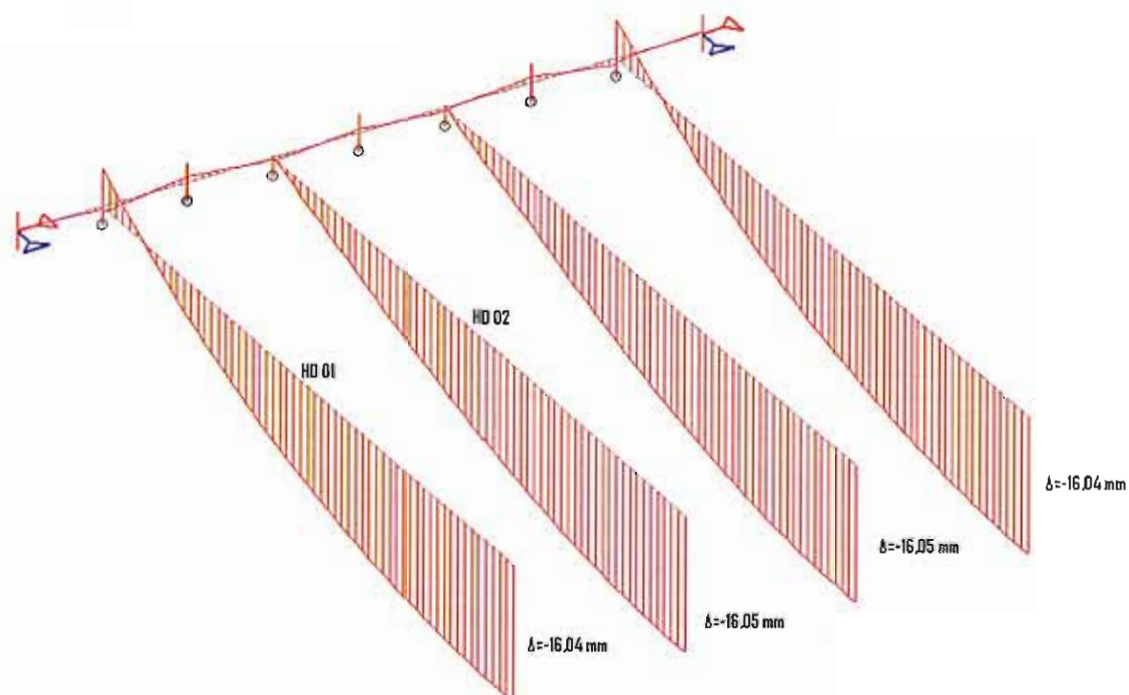


Figur 9-17 Hulldekke staver tatt ut av modellen

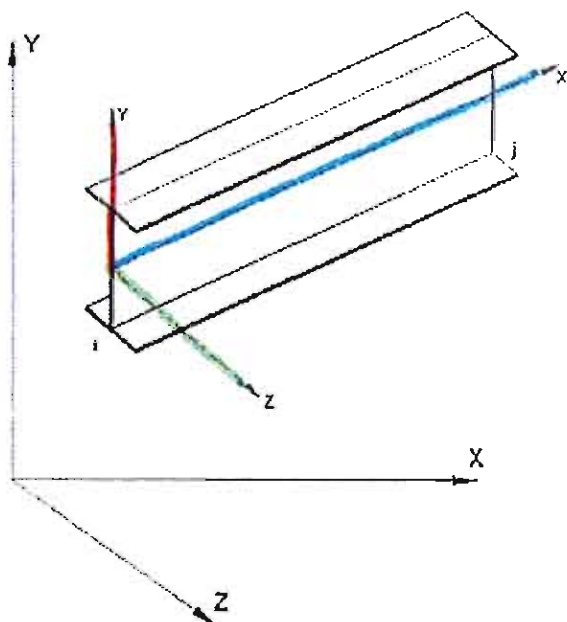
I Figur 9-18 ser man momentene fordeler seg i de forskjellige hulldekkene, og man kan se at for hulldekkene som har et opplegg på sidene av fasadeelementet har fått et positivt moment på grunn av fastholdningen fra fasaden som står over. Hulldekkene i midten har omtrent igjen momenter i enden siden disse ikke blir fastholdt mot vridning. I enden har jeg vist nedbøyningen til hvert enkelt hulldekke, og man kan se at hulldekkene på enden har litt mindre nedøyning enn de i midten. Dette er ikke mye, men den lille forskjellen kommer av at fasaden over hindrer hulldekkene på enden å rotere like mye som de andre.

Videre når jeg skal se på momentene som oppstår i hulldekke har jeg tatt for meg de to ytterste dekkene HD 01 og HD 02, for de to andre vil ha de samme verdiene på grunn av symmetrien av modellen.

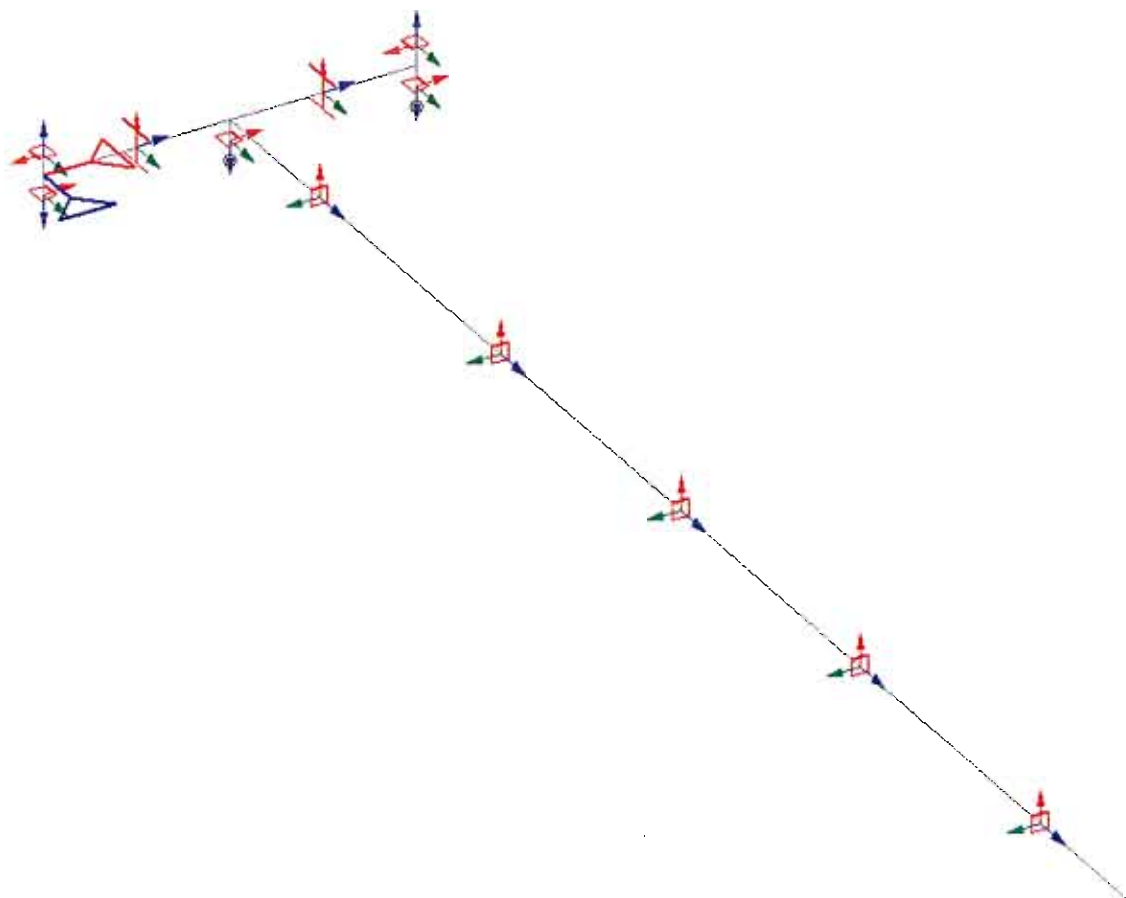
Når man skal lese av de forskjellige node- og bjelkenumrene som er vist på figuren, så er det tallene med uthevet skrift som er bjelke nummeret og tallene som ikke har uthevet skrift nodene.



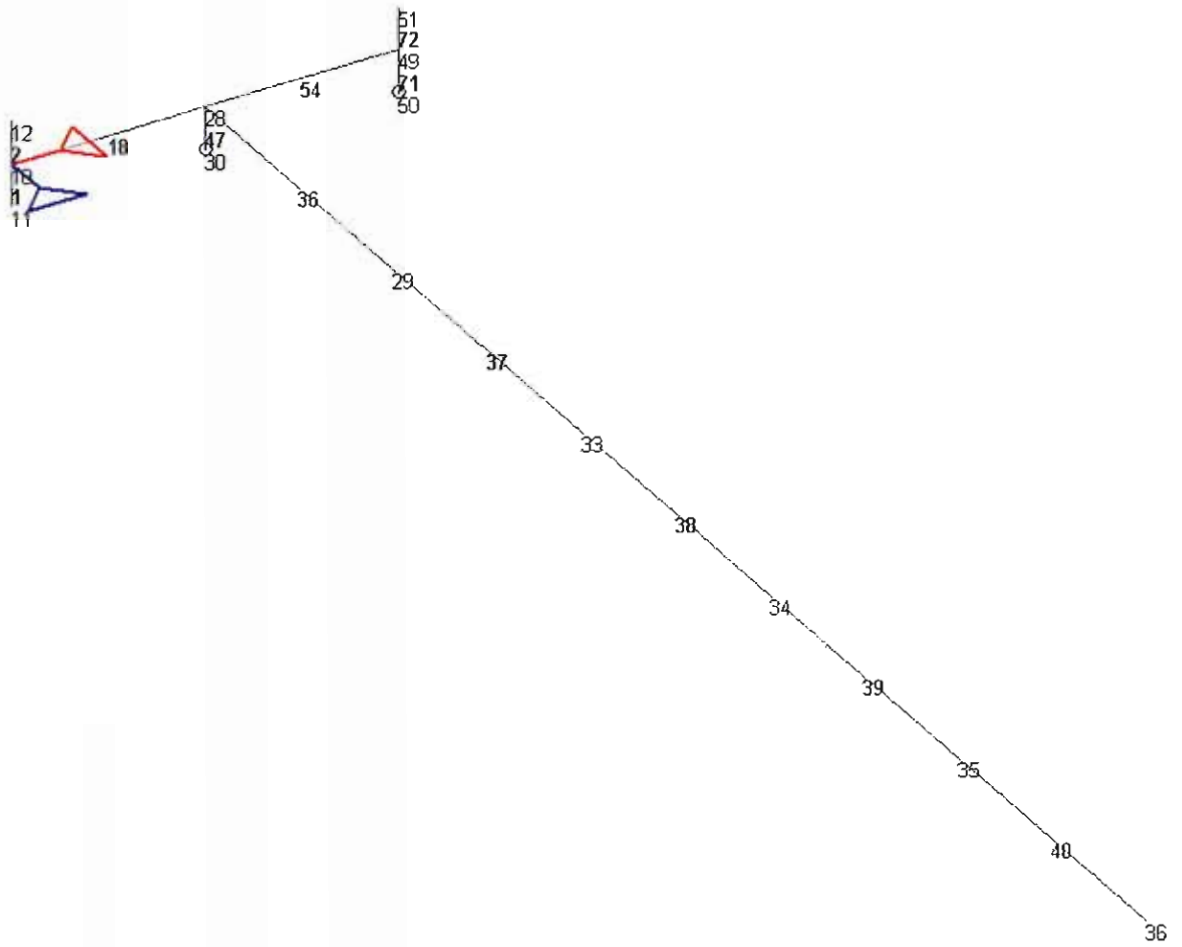
Figur 9-18 Momentfordeling i halve hulldekke



Figur 9-19 Lokale aksesystemet i StaadPro



Figur 9-20 Lokale aksene for bjelkene i hulldekke

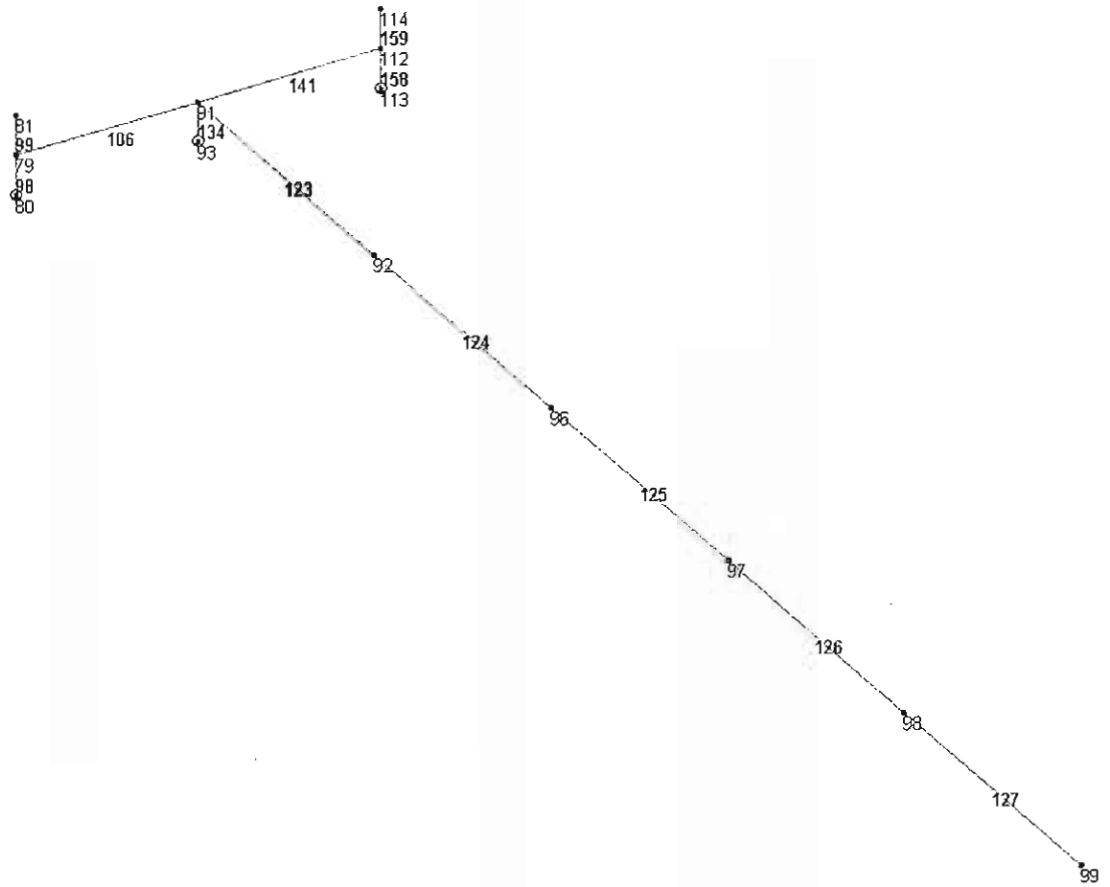


Figur 9-21 HD 01, bjelke og node nummer

Hulldেকে HD 01

Bjelke nr	Node nr	Lengde bjelke [mm]	Dimensjon b x d [mm]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	10	132,5	600 x 200	-0.596	7.436	-0.758
	11			0.596	-7.036	0.714
2	10	132,5	600 x 200	-0.086	-7.944	-0.664
	12			0.086	7.631	0.632
18	10	598	MIDTSTAV_END	-0.778	-0.376	1.592
	28			0.778	0.041	1.535
36	28	1000	HULLDEKKE	1.645	0.022	14.494
	29			-1.645	0.034	8.153
37	29	1000	HULLDEKKE	-0.212	0.042	-8.157
	33			0.212	0.008	23.167
38	33	1000	HULLDEKKE	-0.635	0.032	-23.157
	34			0.635	0.003	32.888
39	34	1000	HULLDEKKE	-0.421	0.019	-32.881
	35			0.421	0.001	38.557
40	35	1000	HULLDEKKE	-0.135	0.010	-38.554
	36			0.135	-0.003	40.438
47	28	132,5	600 x 200	0.000	-0.021	0.000
	30			0.000	0.000	0.000
54	28	598	MIDTSTAV_END	-0.008	-0.036	-2.523
	49			0.008	-0.000	-0.006
71	49	132,5	600 x 200	0.000	-0.008	0.006
	50			0.000	0.000	0.000
72	49	132,5	600 x 200	-0.000	-0.000	-0.000
	51			0.000	0.000	0.000

Momentfordelinger i hulldekekestav HD 01.



Figur 9-22 HD 02, bjelke og node nummer

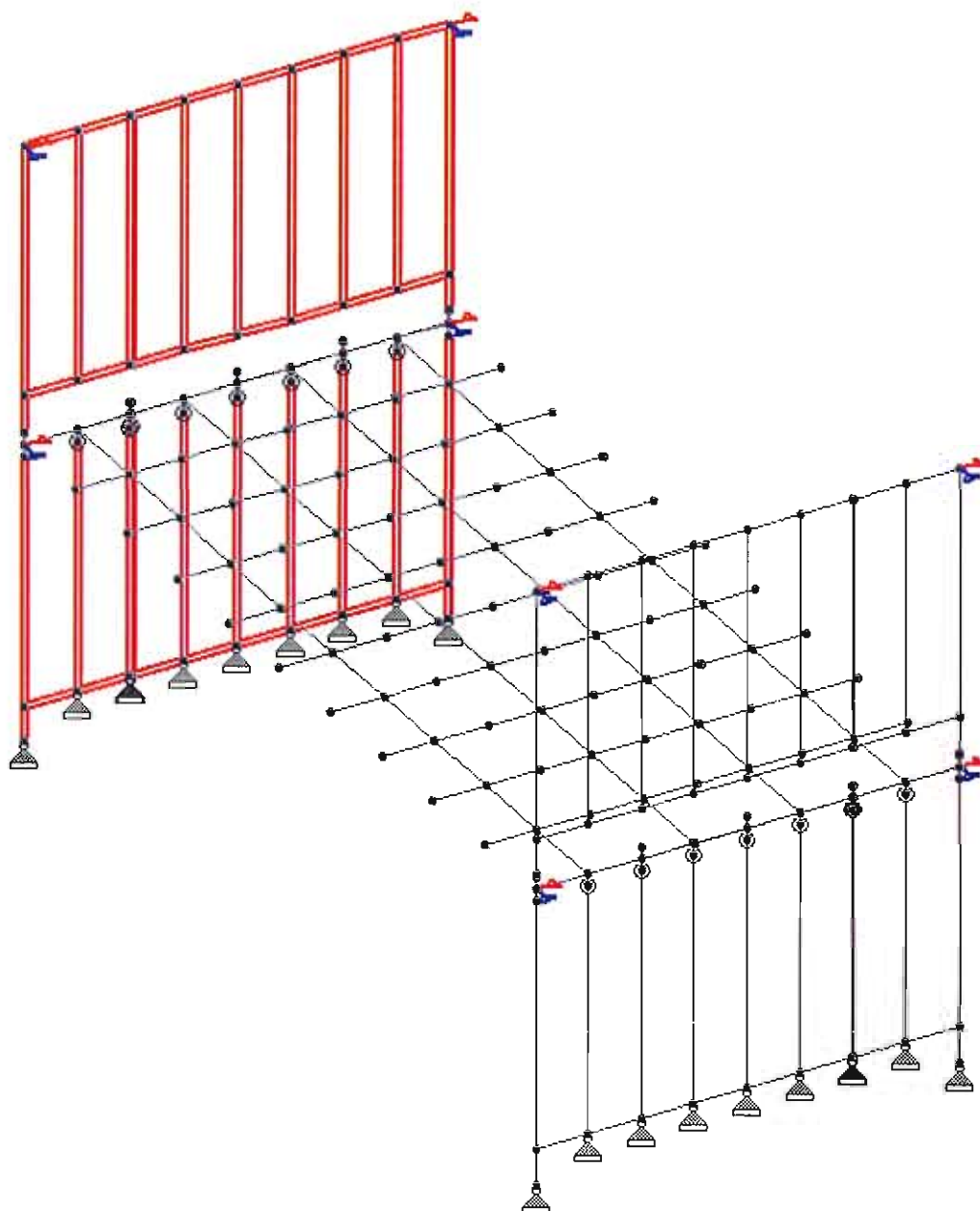
Hulldেকে HD 02

Bjelke nr	Node nr	Lengde bjelke [mm]	Dimensjon b x d [mm]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
98	79	132,5	600 x 200	0.000	-0.004	-0.005
	80			0.000	0.000	0.000
99	79	132,5	600 x 200	0.000	-0.000	-0.000
	81			-0.000	0.000	0.000
106	91	598	MIDTSTAV_END	0.004	0.020	-0.977
	79			-0.004	-0.000	-0.005
123	91	1000	HULLDEKKE	1.086	-0.009	0.849
	92			-1.086	0.038	11.064
124	92	1000	HULLDEKKE	-0.249	0.029	-11.060
	96			0.249	0.008	22.930
125	96	1000	HULLDEKKE	-0.442	0.024	-22.940
	97			0.442	0.003	32.409
126	97	1000	HULLDEKKE	-0.252	0.015	-32.415
	98			0.252	0.000	38.260
127	98	1000	HULLDEKKE	-0.074	0.008	-38.263
	99			0.074	-0.003	40.218
134	91	132,5	600 x 200	0.000	-0.002	-0.000
	93			0.000	0.000	0.000
141	91	598	MIDTSTAV_END	-0.001	-0.005	-1.599
	112			0.001	0.000	-0.002
158	112	132,5	600 x 200	0.000	-0.001	0.002
	113			0.000	0.000	0.000
159	112	132,5	600 x 200	-0.000	-0.000	-0.000
	114			0.000	-0.000	0.000

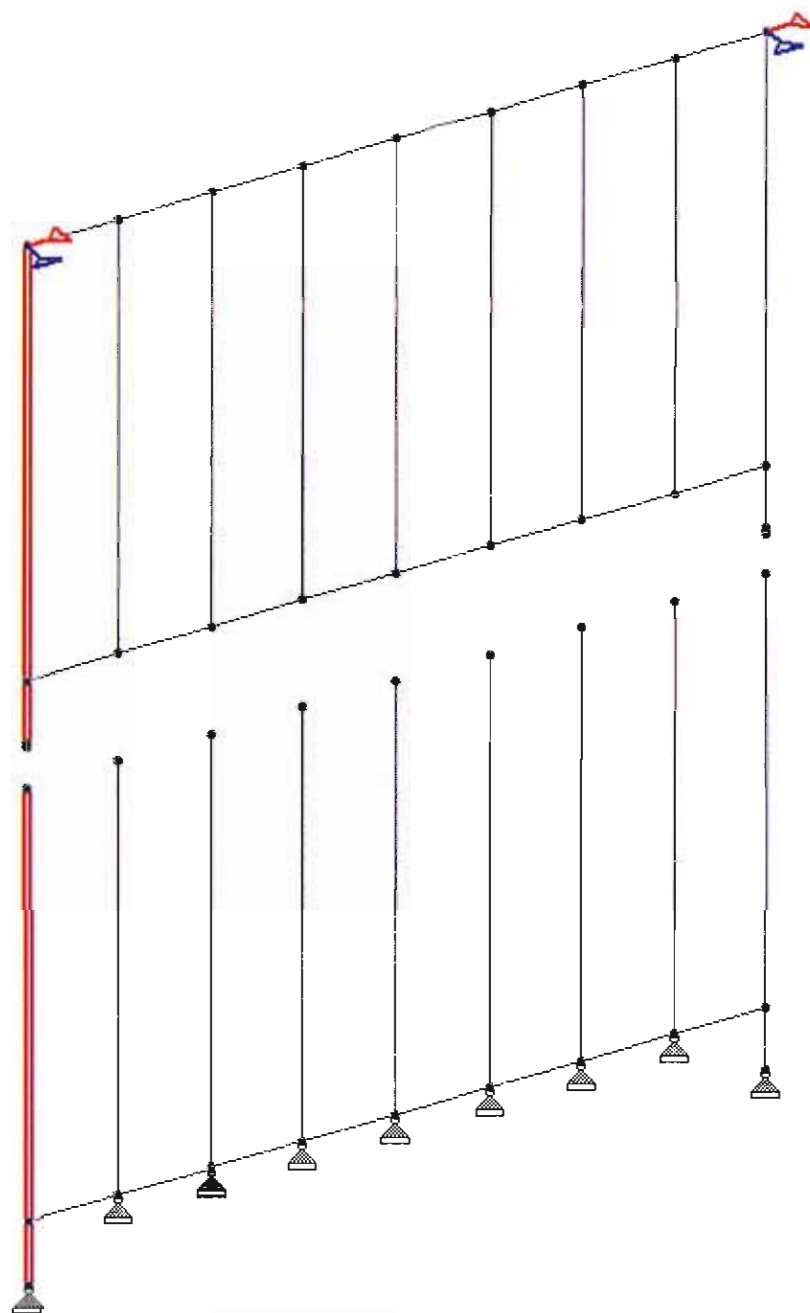
Momentfordelinger i hulldekekestav HD 02.

Den siste kontrollen vil være å se hvordan disse momentene fra hulldeke har forplantet seg i fasadeelementet. Det er disse numrene som er avgjørende for om modelleringen av

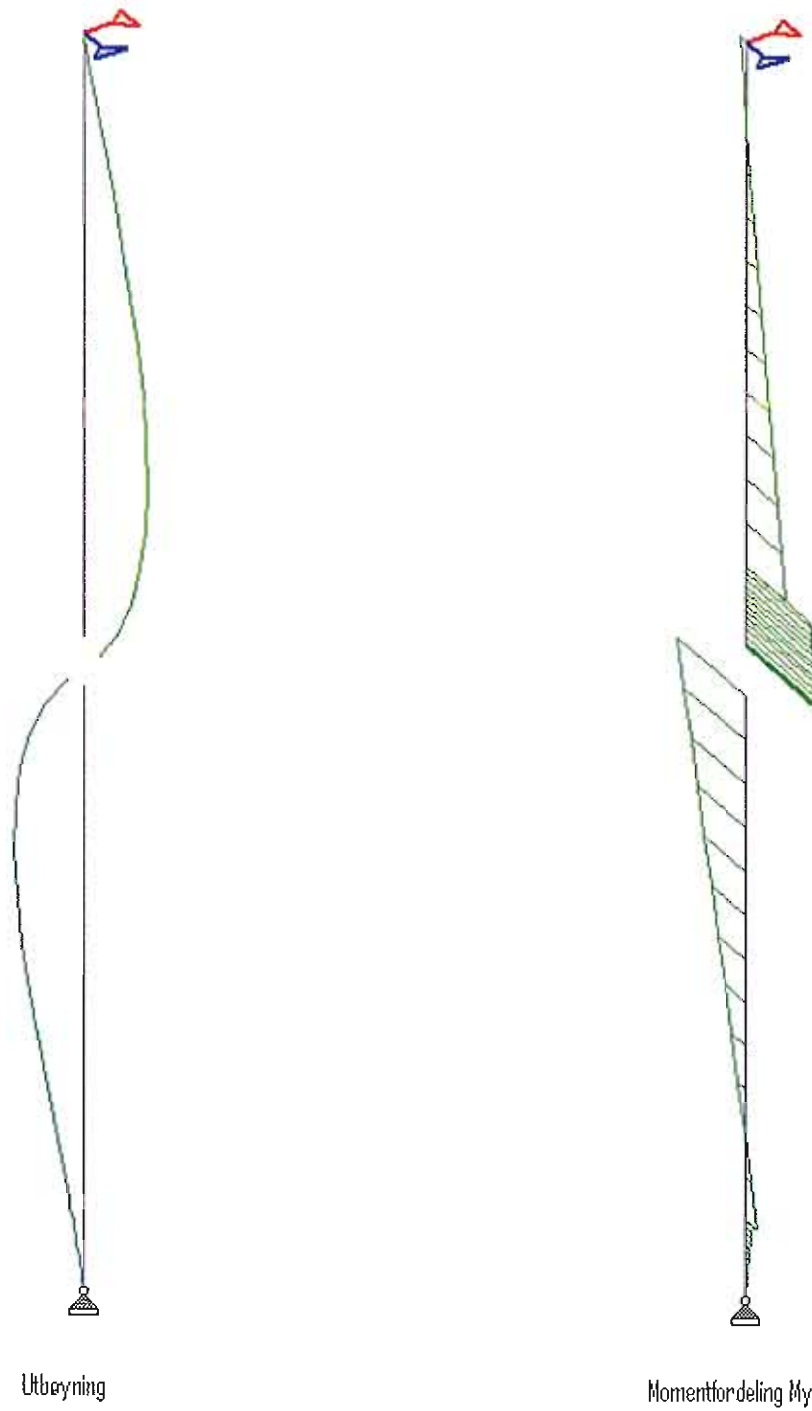
fasadeveggen er riktig eller ikke, for stivhetene for hulldekke er fra før testet og kontrollert. Ønsket er at momentene skal overføres til sidene til fasadeelementet, for det er dette området som er beregnet som de bærende delene av elementet. Momentene som oppstår i sidestavene har blitt kontrollert opp mot et tidligere eksperiment som har blitt gjort på dette området, og ut i fra de verdiene jeg får opp i StaadPro kan jeg konkludere med at fasadeelementet har tilstrekkelig stivheter og riktig fordeling momenter.



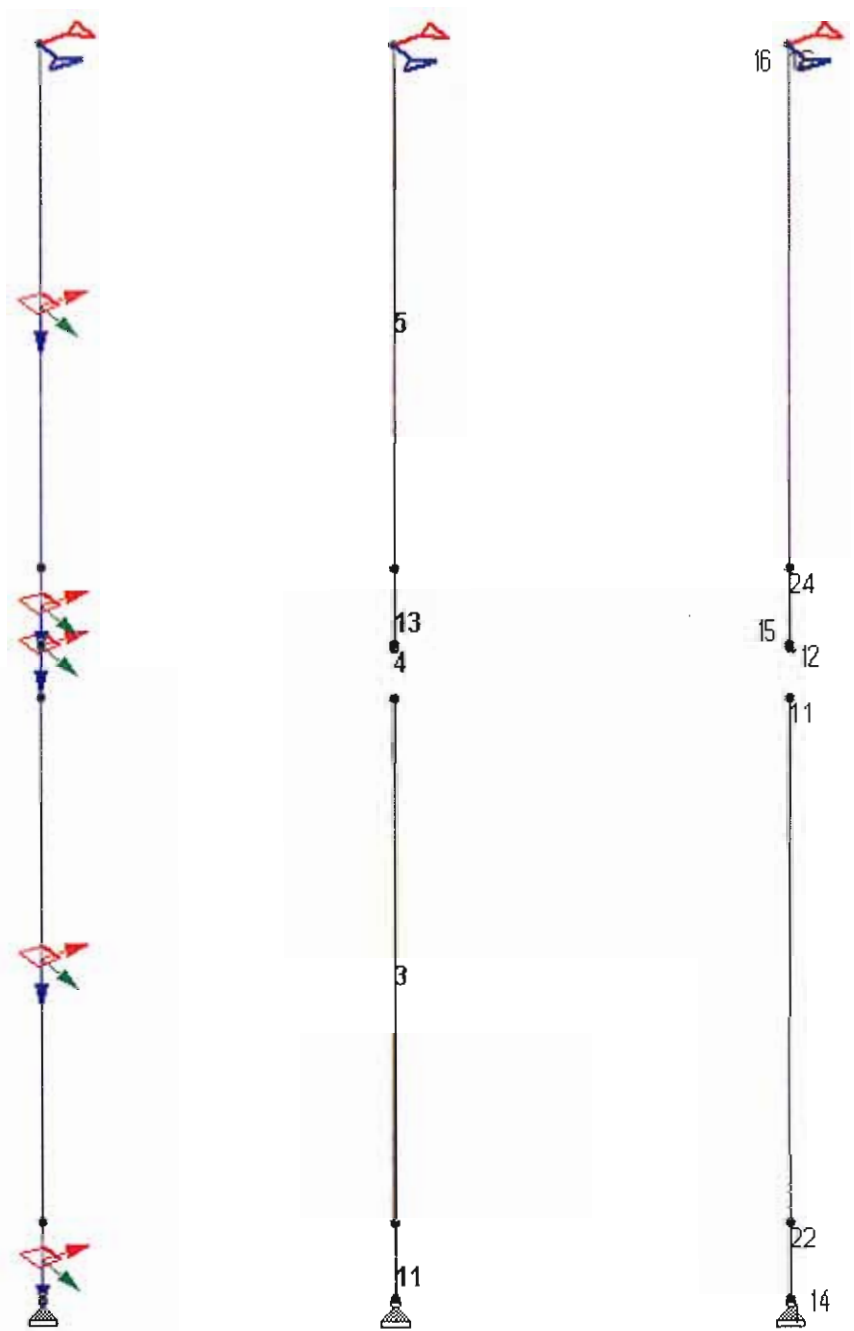
Figur 9-23 Fasadestaver tatt ut av modellen



Figur 9-24 Kantsiden av fasadeveggen



Figur 9-25 Utbøyning og momentfordeling av endestavene



Lokale akser

Bjelke nummer

Node nummer

Figur 9-26 Lokale akser og nummerering av sidestavene

Fasaden						
Bjelke nr	Node nr	Lengde bjelke [mm]	Dimensjon b x d [mm]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
3	11	2800	600 x 200	-0.596	7.036	-0.714
	22			0.596	1.410	-0.219
4	15	30	300 x 200	-0.086	-7.560	0.625
	12			0.086	7.631	-0.632
5	16	2800	600 x 200	0.156	0.699	-0.103
	24			-0.156	4.037	-0.334
11	22	400	600 x 200	0.000	-0.632	0.194
	14			0.000	0.000	0.000
13	24	400	600 x 200	-0.086	-6.615	0.529
	15			0.086	7.560	-0.625

Momenfordelinger i enden av fasadeveggen.

Node 11 og 12 er det som tar opp momentene fra hulldekke, og disse til sammen skal ha en verdi på ca 10-15 kNm ut i fra tidligere forskning. I denne modellen får jeg en verdi på ca 14,5 kNm, som menes å være akseptabel. For å momentet i modellen enda nærmere 13 kNm kan en øke dimensjonene på fugestaven.

10 Hulldekke - Knutepunkt mot ikke-bærende fasade

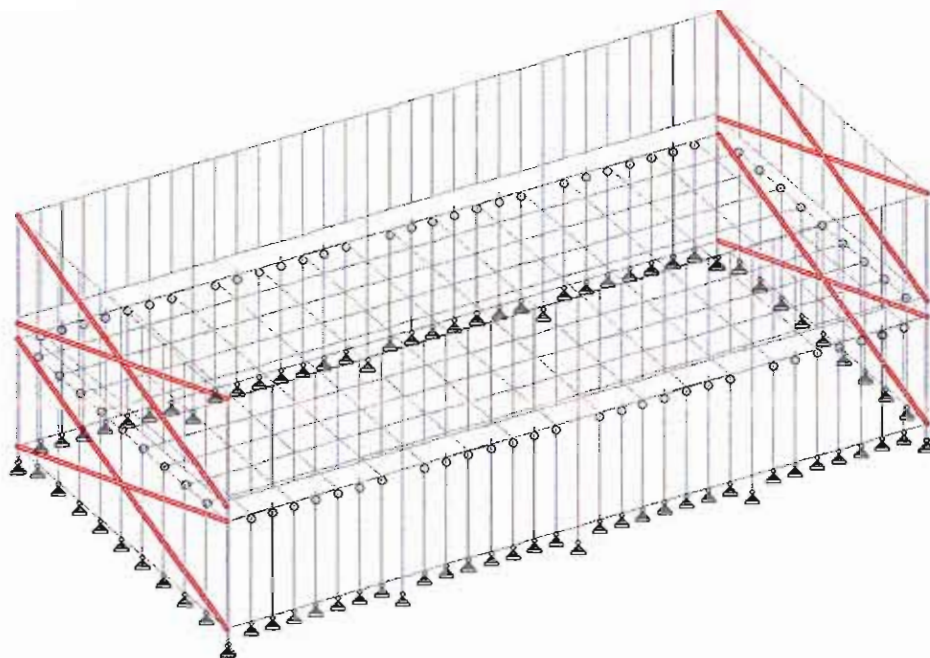
10.1 Generelt

Modelleringen av den langsgående fasadeveggen vil være lettere og mindre komplisert enn fasadeveggen som går på tvers av spennretningen. Formålet med denne veggen er for å kunne se på kreftene fra skivevirkningen som hulldekkesidene gir til fasadeveggen. I modellen så er hulldekkets tverrstav koblet sammen med hverandre og sideveggen med en avstand på 1000 mm over et spenn på 10 m.

10.2 Oppbygging

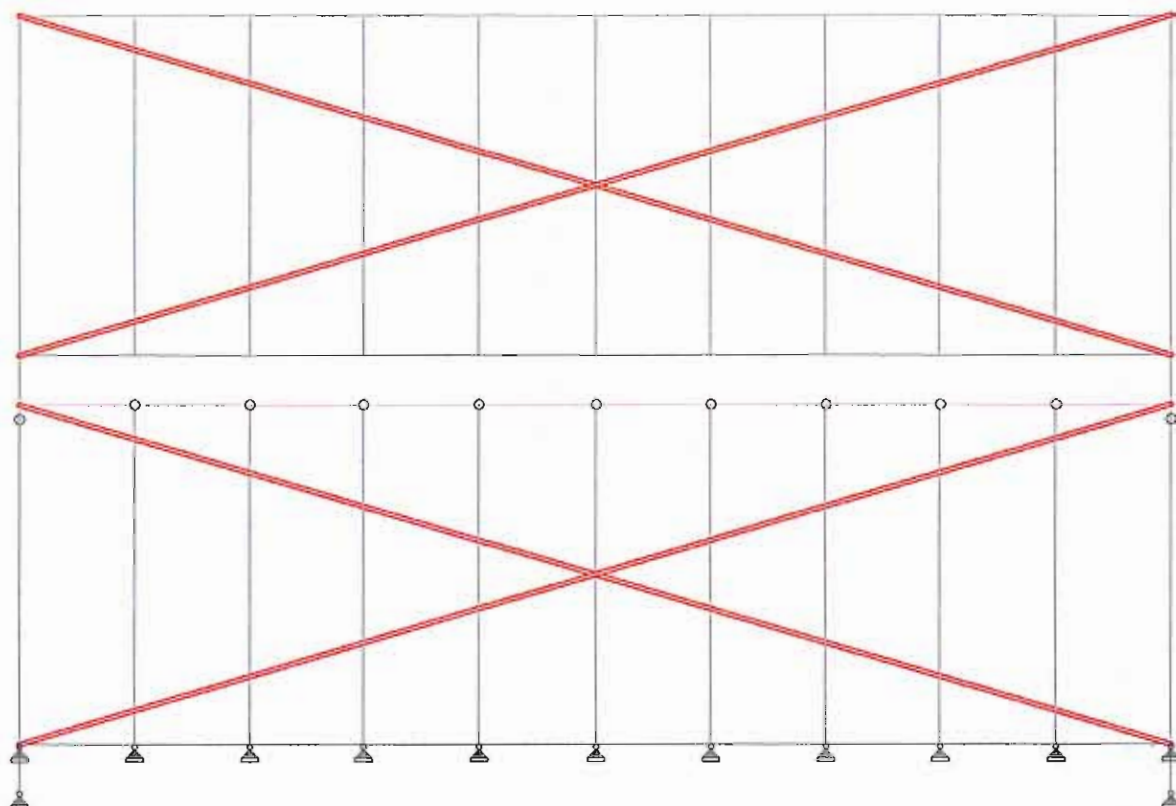
For at det ikke skal oppstå noen overlapping med hjørnet til fasaden i enden, forskyver jeg den langsgående fasaden 50 mm lenger ut for at fasadeelementene ikke skal dele samme hjørne stav. Av denne årsaken blir det nødvendig å forlenge hulldekkets tverrliggende forbindelsesstaver med 50 mm i hver ende av bygget for at de skal kunne bindes opp mot med fasadeelementet.

Jeg vil etter hvert sette på en horisontal last på langsiden av konstruksjonen for å få frem skiveeffekten, og av den grunn er det viktig at stavene i fasademodellen ikke bøyer seg ut sammen med den horisontale lasten, og i stedet virker stivt om utbøyning om sterk akse som et opprinnelig fasadeelement vill ha gjort. Derfor i tillegg til å bruk samme stivheten på stavene som for de andre fasadeveggene, har jeg valgt å krysse elementet som vist med rødt i Figur 10-1 for å være på den sikre siden.



Figur 10-1 Kryssing av fasadeelement

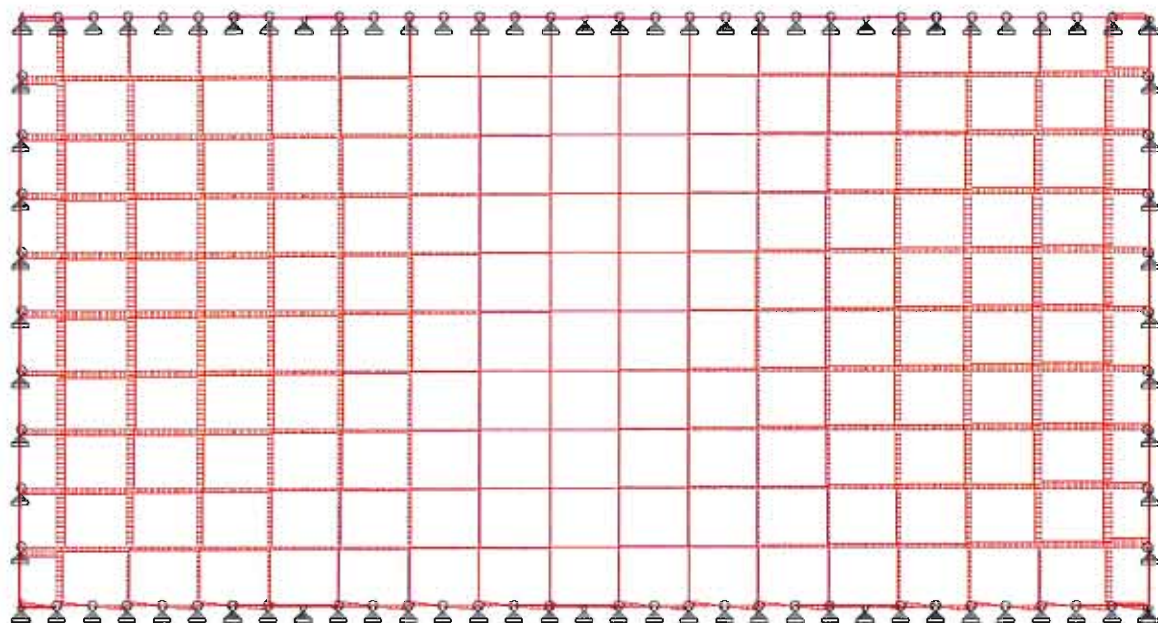
Koblingen mellom hulldekke og fasadeelementet er leddet sånn at de ikke overfører noen momenter. Fasadeelementet skal ikke ha noen annen effekt enn å ta opp den horisontale skivevirkningen fra hulldekke. I Figur 10-2 ser man modellen sett fra siden, og viser hvor hulldekkene er leddet opp mot fasaden ved knutepunktene med sirkel rundt.



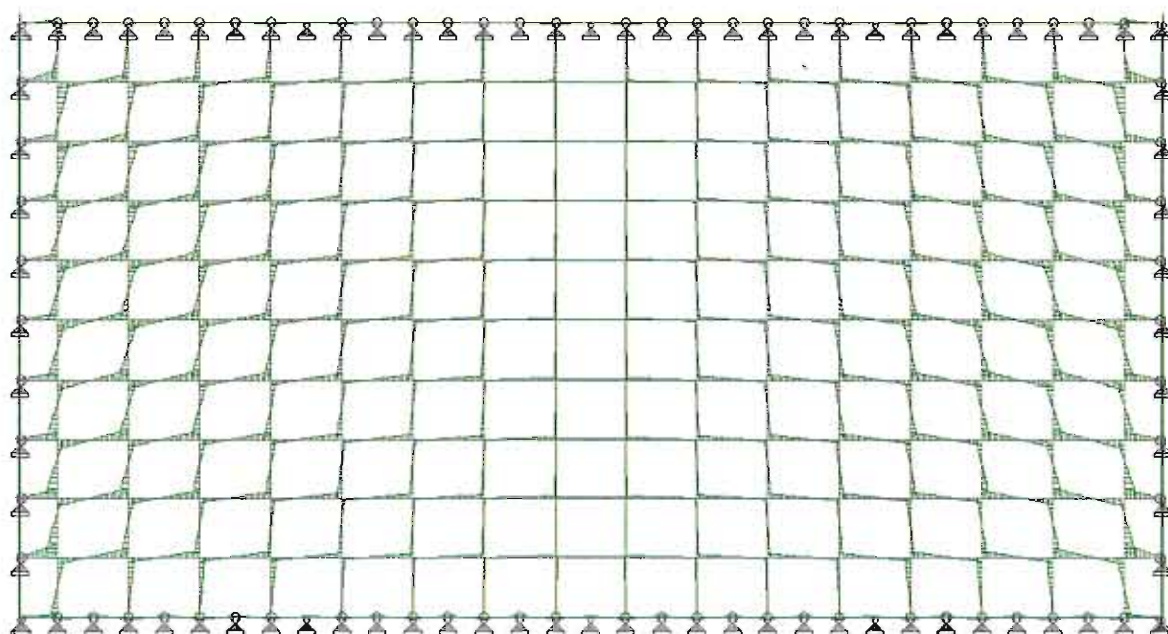
Figur 10-2 Oppbygging av langsgående fasadeelement

Fasadeveggen skaper en sideveis stabilitet av konstruksjonen som gjør at jeg kan fjerne glidelageret som jeg hadde satt inn på de tidligere fasadeelementene, og heller binde kantene sammen med et stivt ledd med lengden 50 mm som gjør at den overfører alle de sideveise kreftene mellom elementene.

Som et resultat av den horisontale påkjenningen er skjærkreftene i z-retning som fordeler seg i stavnene vist i Figur 10-3, og momentfordelingen om y-aksen vist i Figur 10-4. Ut i fra disse figurene ser vi at lastene forplanter seg ut mot kantene av konstruksjonen.



Figur 10-3 Skjærkrefter i z-retning



Figur 10-4 Momentfordeling om y-aksen

For at hele den horisontale lasten skal tas opp i sideelementene ved skivevirkning, må jeg tilpasse opplagringen av fasadeelementene sånn at de ikke tar opp laster som virker inn i planet, men aksialt langs elementet som forklart i kapittel 6 om skivesystemer.

10.3 Materialdata

Materialdata brukt for denne fasaden er den samme som jeg har brukt i stavene for den lastbærende fasadeveggen. Den eneste forskjellen er at jeg har valgt å krysse dette elementet, og dimensjonene på krysset er 500 x 200 med tilhørende stivheter etter utregning for treghetsmomenter for massive rektangulære tverrsnitt.

10.4 Kontroll - Sammenligninger

Utgangspunktet jeg har å gå etter, ut i fra hva jeg har lest i litteraturen, er at hver forankringsstav mellom hulldekke og fasadeelementet skal maksimalt ta en kraft på 30 kN. Ut fra denne informasjonen så kan jeg sette opp denne formelen som et utgangspunkt:

$$V \times n = \frac{P \times L}{2}, \text{ hvor}$$

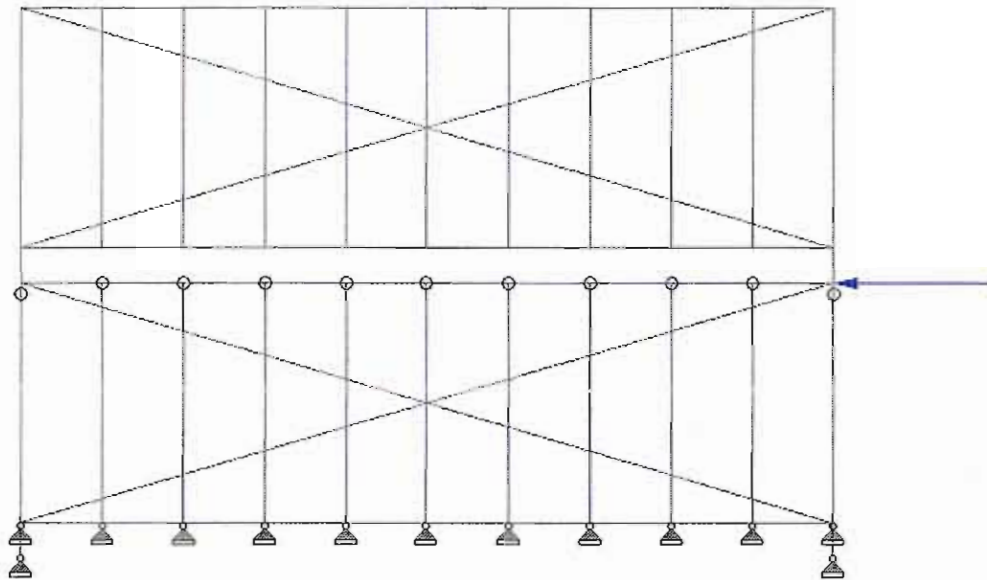
V = Skjær kapasitet per forankring

n = antall forankringer

P = påført horisontal linjelast

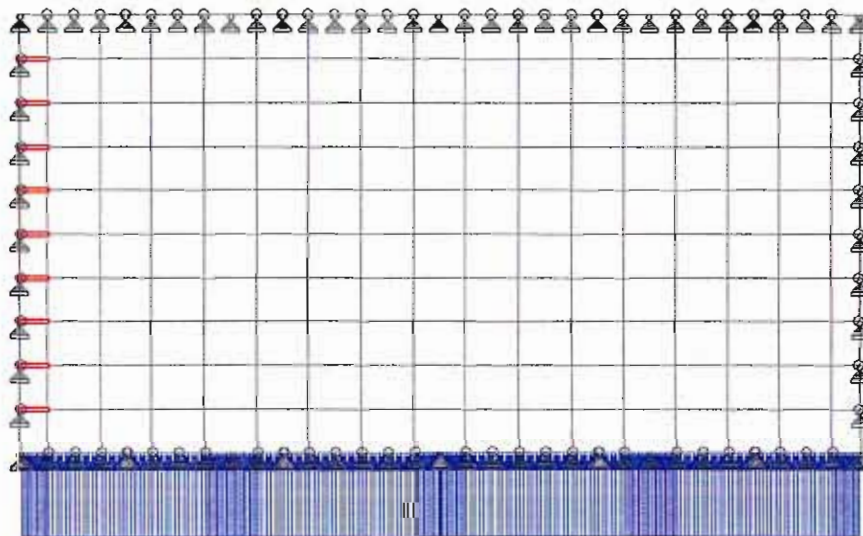
L = lengden linjelasten virker over

Dette er en likevekt mellom ytre og indre krefter må modellen fra den horisontale kraften. Langs kanten er det 9 forankringer, og lengden som kraften virker på er 19,2 m. Ved å skrive om formelen med hensyn på P , får jeg ut en jevnt fordelt last på 28,125 kN/m. Jeg bruker derfor denne verdien som et utgangspunkt når jeg setter last på modellen. Linjelasten virker på modellen som vist i Figur 10-5.



Figur 10-5 Linjelast innført fra siden

I Figur 10-6 er det merket med rødt hvilke staver jeg skal se på som overfører horisontale skjærkrefter til fasadeelementet.



Figur 10-6 Staver som overfører skjærkrefter til fasadelementet

Bjelke og node nummer fordelingen i disse stavene er vist i Figur 10-7.

19 29

20 33

21 34

22 35

23 36

24 37

25 38

26 39

27 40

Figur 10-7

I tabellen under får man se hvilke skjærkrefter som har oppstått i de forskjellige stavnene med en linjelast på 28 kN/m.

Linjelast 28,0 kN/m

Bjelke nr	Node nr	Skjærkraft [kN]
19	1	34,5
20	2	23,2
21	3	20,8
22	4	20,4
23	5	20,4
24	6	20,8
25	7	21,7
26	8	24,8
27	9	38,1

Ut i fra disse verdiene ser vi at den største skjærkraften oppstår i forankringen nærmest den horisontale lasten. Denne overskrider kapasiteten på 30 kN på grunn av at lastene ikke er jevnt fordelt i forankringene. Dette er noe man må ta hensyn til når man skal lese av verdier i modellen.

Etter en del prøving med forskjellige linjelaster, kom jeg frem til den maksimale horisontale påkjenningen som ikke overskrider kapasiteten på forankringen i siden.

Linjelast 22,0 kN/m

Bjelke nr	Node nr	Skjærkraft [kN]
19	1	27,5
20	2	18,2
21	3	16,4
22	4	16,0
23	5	16,0
24	6	16,3
25	7	17,0
26	8	19,5
27	9	29,9

Her ser vi at ved en horisontal linjelast langs hele langsiden av bygget på 22 kN/m gir en maksimal skjærkraft på 29,9 kN som er akkurat under hva forankringen kan tåle. Summen av kreftene som fordeler seg i forankringen mellom hulldekke og fasaden utgjør 354 kN, og den påførte lasten er 422 kN. Dette betyr at en resterende last på 68 kN som blir fordelt på de 4 forbindelsene som er mellom fasadeelementene i hjørnene. Disse stavene må derfor ta en last på 17 kN, og etter å tatt ut lastpåkjenningen fra modellen, viser den at disse stavene er utsatt for en skjærkraft på 14 kN. Grunnen til at det er en liten forskjell kommer av avrundning av verdiene.

Det kan se ut som når bjelkerist metoden brukes for og å finne skivekrefter i en totalvurdering der man bygger hele bygget opp med bjelkerist metoden for dekke, og staad metode totalt sett oven for fasaden, for å få en enkel oversikt over hele bygget, må man være obs på at det kan bli en skjev fordeling av krefter i forhold til vanlig teori med tanke på overføring av skivekrefter til sidevegger, dette må man være obs på.

11 Konklusjon med hensyn til konstruksjonsdeler – Regnemodell – "Ro-Ri-Ram"

Ved hjelp av beregningsmodellene som er presentert i kapitlene 6 til 10 kan en utføre komplette beregninger for elementbygg som består av hulldekker og bærende fasadeelementer.

Som det er vist, gir regnemodellene resultater som samsvarer godt med erfaringstall og publisert litteratur.

Modellering av hulldekke og vegg som bjelkerist er rask og effektiv i bruk og gir resultater som enkelt kan brukes i dimensjonering av de enkelte elementene i vegg og dekke.

Regnemodellen kan videreutvikles for eksempel under navnet:

"Ro-Ri-Ram".

oooOOOooo

12 Referanser

1. Elliott, K.S., *Multi-storey precast concrete framed structures*. 1996, Oxford: Blackwell Science. XXI, 601 s.
2. Schueller, W., *High-rise building structures*. 1977, New York.
3. Cleland, N.M., *Structural integrity and progressive collapse in large-panel precast concrete structural systems*. PCI Journal, 2008. **53**(4): p. 55-61.
4. Pearson, C. and N. Delatte. *Lessons from the progressive collapse of the Ronan Point apartment tower*. 2003: American Society of Civil Engineers.
5. Pearson, C. and N. Delatte, *Ronan Point apartment tower collapse and its effect on building codes*. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2005. **19**(2): p. 172-177.
6. Khabbazan, M.M., *Progressive collapse*. Structural Engineer, 2005. **83**(12): p. 28-32.
7. Speyer, I.J., *Consideration for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads*. PCI Journal, 1976.
8. Alexander, S. and J. Hopp, *Avstivning og kraftoverføring*. bind B. 2005. 296 s.
9. Alexander, S. and L. Vinje, *Bygging med betongelementer*. bind A. 2005. 143 s.
10. Alexander, S., et al., *Elementer og knutepunkter*. bind C. 2006. 296 s.
11. Elliott, K.S., *Precast concrete structures*. 2002, Oxford ;: Butterworth-Heinemann.
12. Bljucer, F., *Design of precast concrete structures*. Ellis Horwood Series. 1988.
13. Buettner, D.R.B., Roger J., *PCI Manual for the design of hollow core slabs* Precast/Prestressed Concrete Institute. 1991.
14. Telford, T., *Precast prestressed hollow core floors*. 1998.
15. Telford, T., *Design of multi-storey precast concrete structures*. 1986.
16. Broo, H., *Shear and Torsion Interaction in Prestressed Hollow Core Slabs*, in *Department of Civil and Environmental Engineering*. 2005, Chalmers University of Technology: Göteborg, Sweden.
17. Larsen, P.K., A.H. Clausen, and A. Aaberg, *Stålkonstruksjoner - profiler og formler*, ed. utgave. 2003, Trondheim.
18. Sørensen, S.I., *Betongkonstruksjoner - Armert betong og spennbetong*. 2006, Trondheim: tapir akademisk forlag.

En del litteratur er valgt bort siden de ikke lenger var relevant for oppgaven.

13 Vedlegg

BILAG 1

Generelt..... side 1

Modellen..... side 1

- Nummerering av hulldekke..... side 4
- Nummerering av fasaden..... side 10

Verdier..... side 14

- Nyttelast på **0,5** kN/m²..... side 14
- Nyttelast på **1,5** kN/m²..... side 19
- Nyttelast på **2,0** kN/m²..... side 24
- Nyttelast på **2,5** kN/m²..... side 29
- Nyttelast på **3,0** kN/m²..... side 34
- Nyttelast på **3,5** kN/m²..... side 39
- Nyttelast på **4,0** kN/m²..... side 44
- Nyttelast på **4,5** kN/m²..... side 49
- Nyttelast på **5,0** kN/m²..... side 54
- Nyttelast på **5,5** kN/m²..... side 59

Generelt

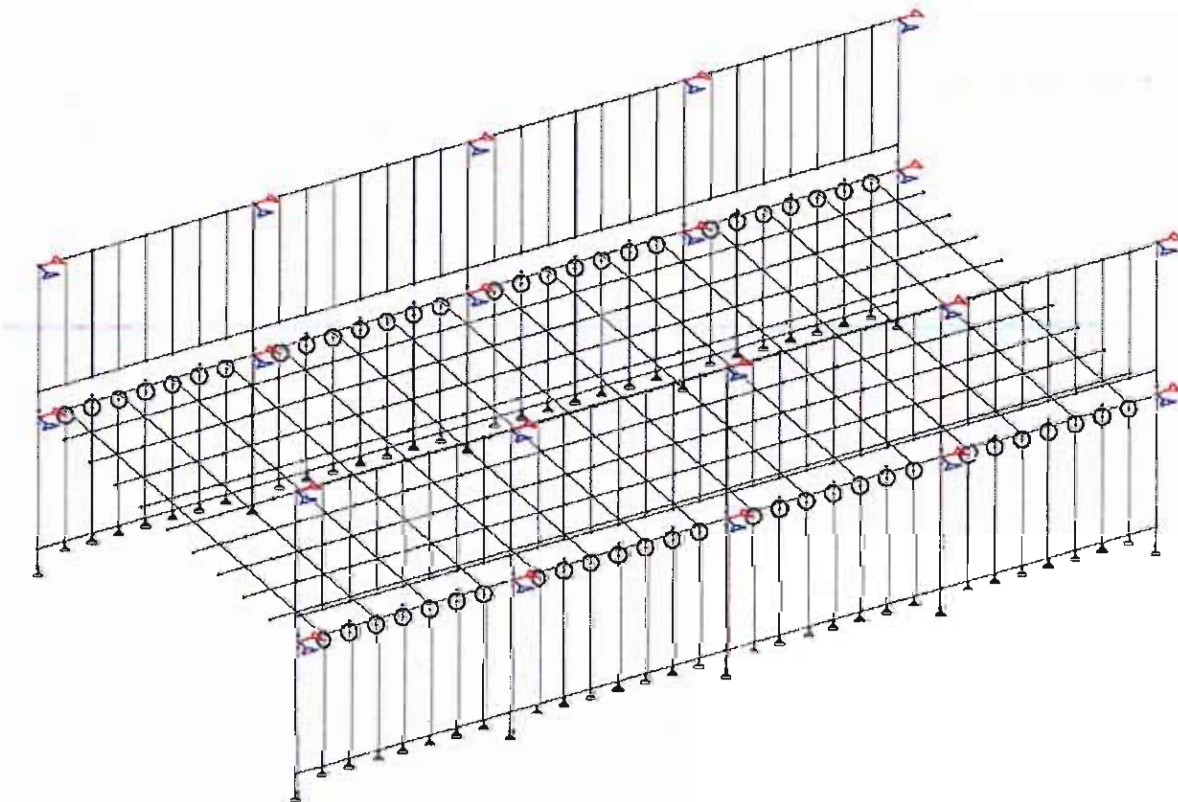
Denne delen av modellen er til for å se på fiktive momentene som forplanter seg i innersjiktet på grunn av vridningen i hulldekke enden som kommer av nedbøyning av påført fiktiv nyttelast. Det vil si at de eneste lastene som påvirker resultatet er nyttelasten som påføres hulldekke.

Dette bilaget er ment som et oppslagsverk får finne hvilke momenter man skal armere for i fasaden ved en gitt nyttelast fra $0,5 \text{ kN/m}^2$ til 5 kN/m^2 .

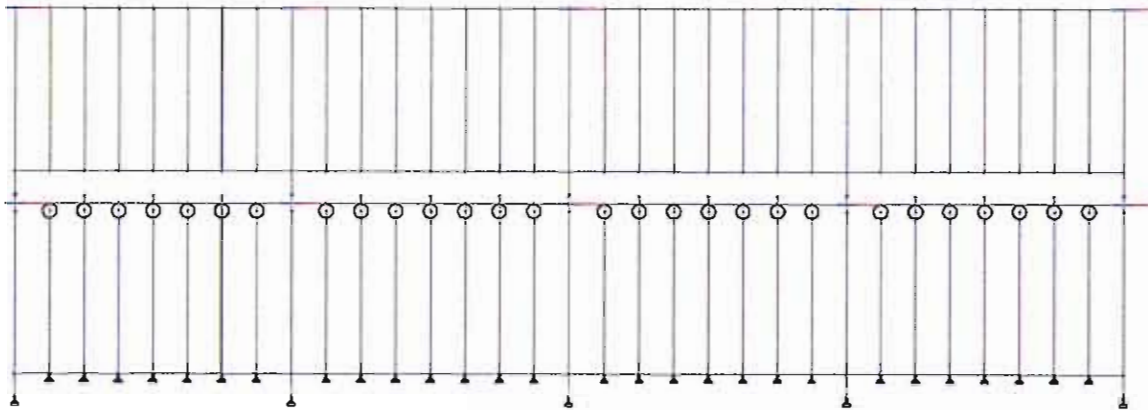
Først kommer det en introduksjon om hvor verdiene er tatt fra og hvor de forskjellige nodenumrene og bjelkenumrene hører til i modellen, deretter kommer verdiene ved de forskjellige lasttilfellene.

Modellen

I Figur 8 og Figur 9 ser man hvordan stavmodellen er satt opp, noe som er tydeligere forklart tidligere i oppgaven.

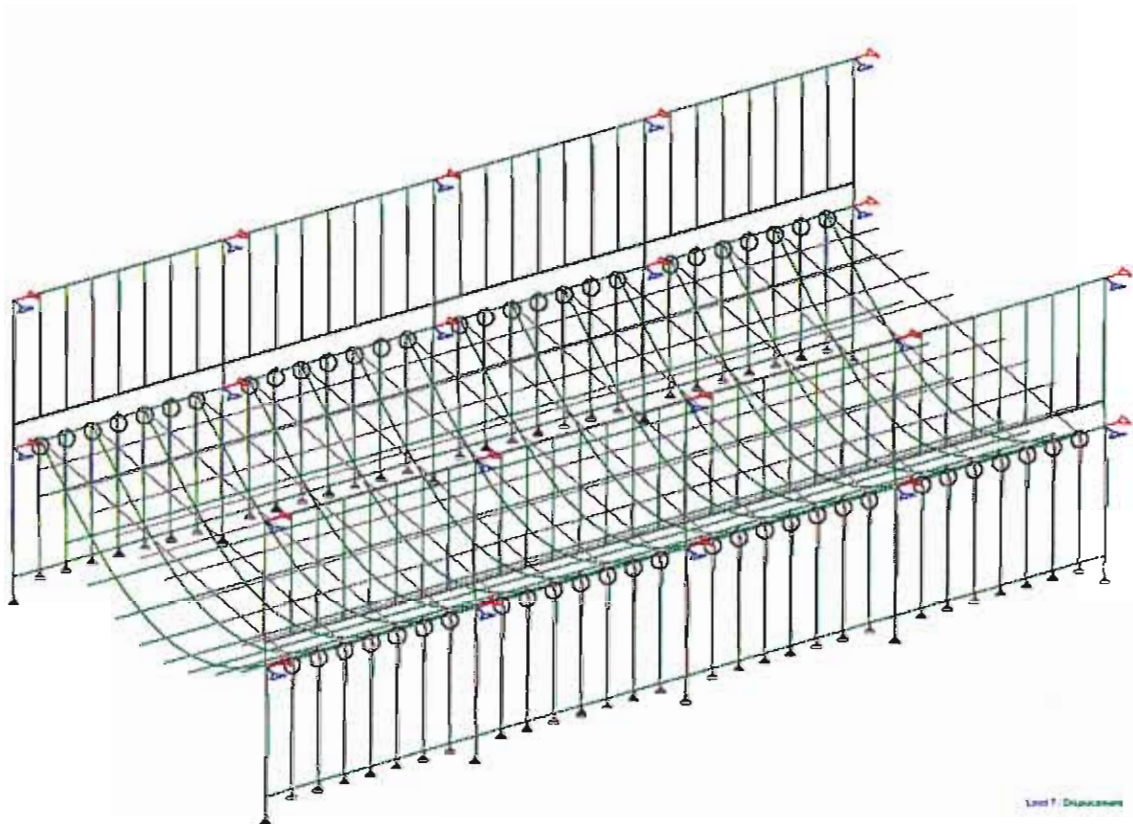


Figur 8 Stavmodellen med hulldekke på veggopplegg i enden

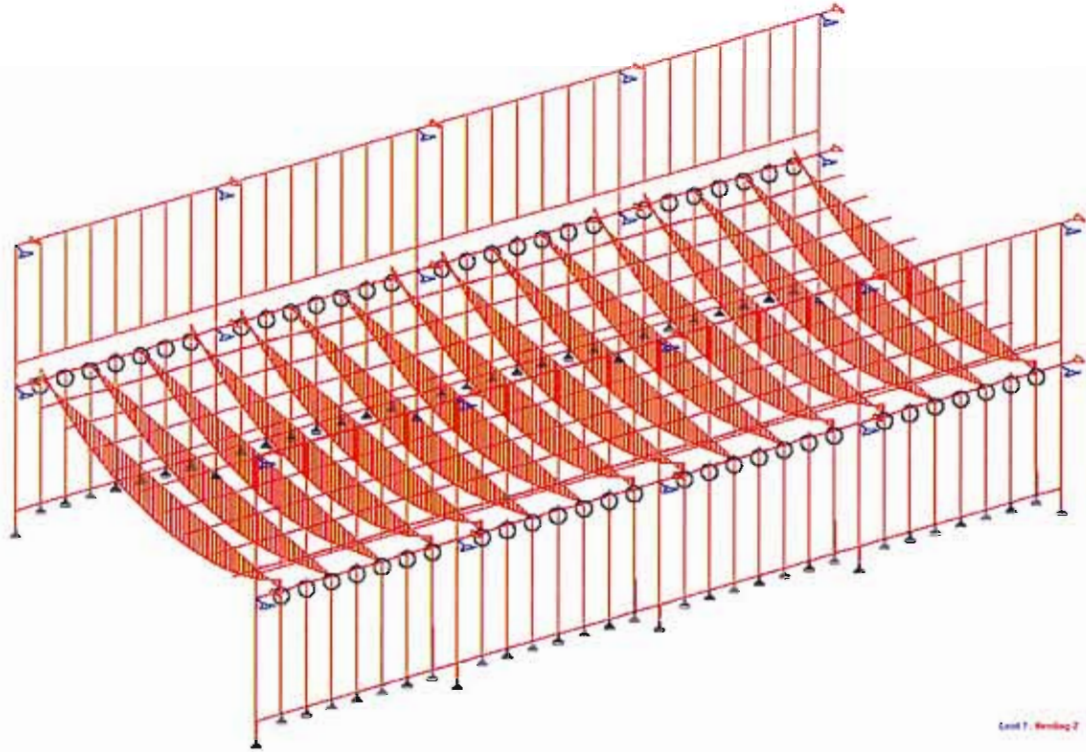


Figur 9 Stavmodellen sett fra siden

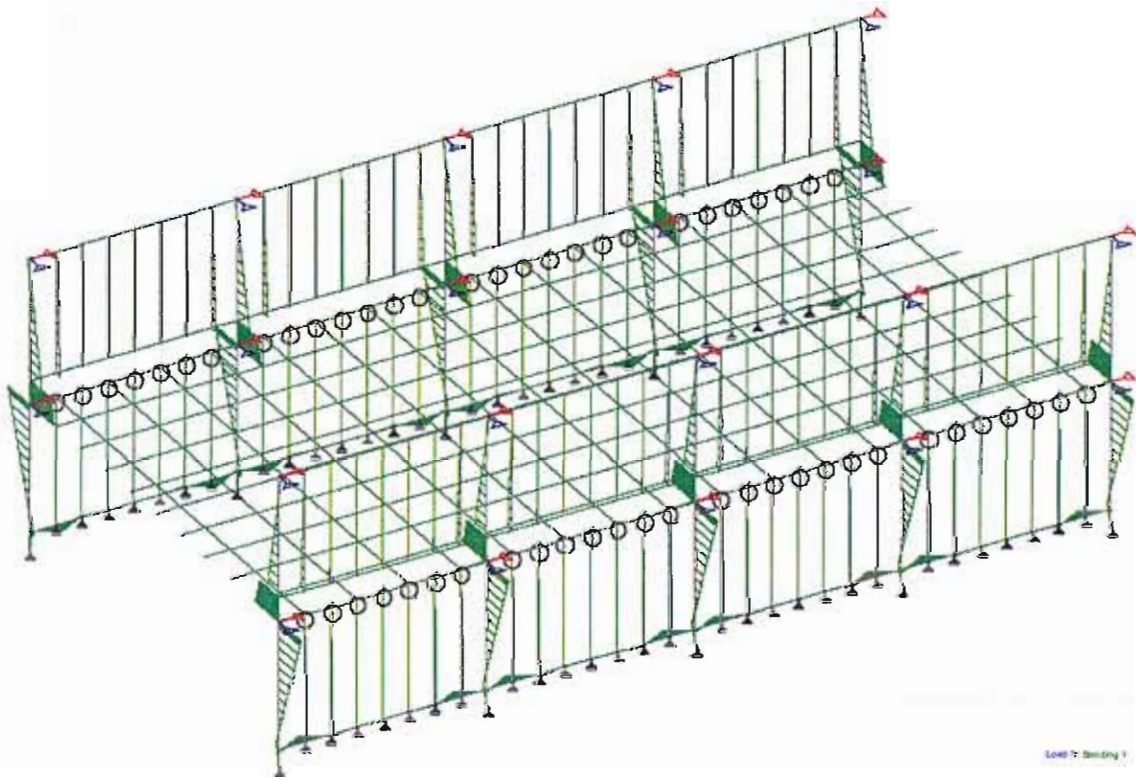
I Figur 10 ser man hvordan bøyningen av de forskjellige stavene oppfører seg i forhold til hverandre. Og i Figur 11 og Figur 12 ser man momentfordelingen i de forskjellige retningene. Dette er til svært god hjelp for å kunne se at modellen oppfører seg på forventet måte sånn at verdiene man tar ut av modellen stemmer.



Figur 10 Nedbøyning av modellen fra nyttelast



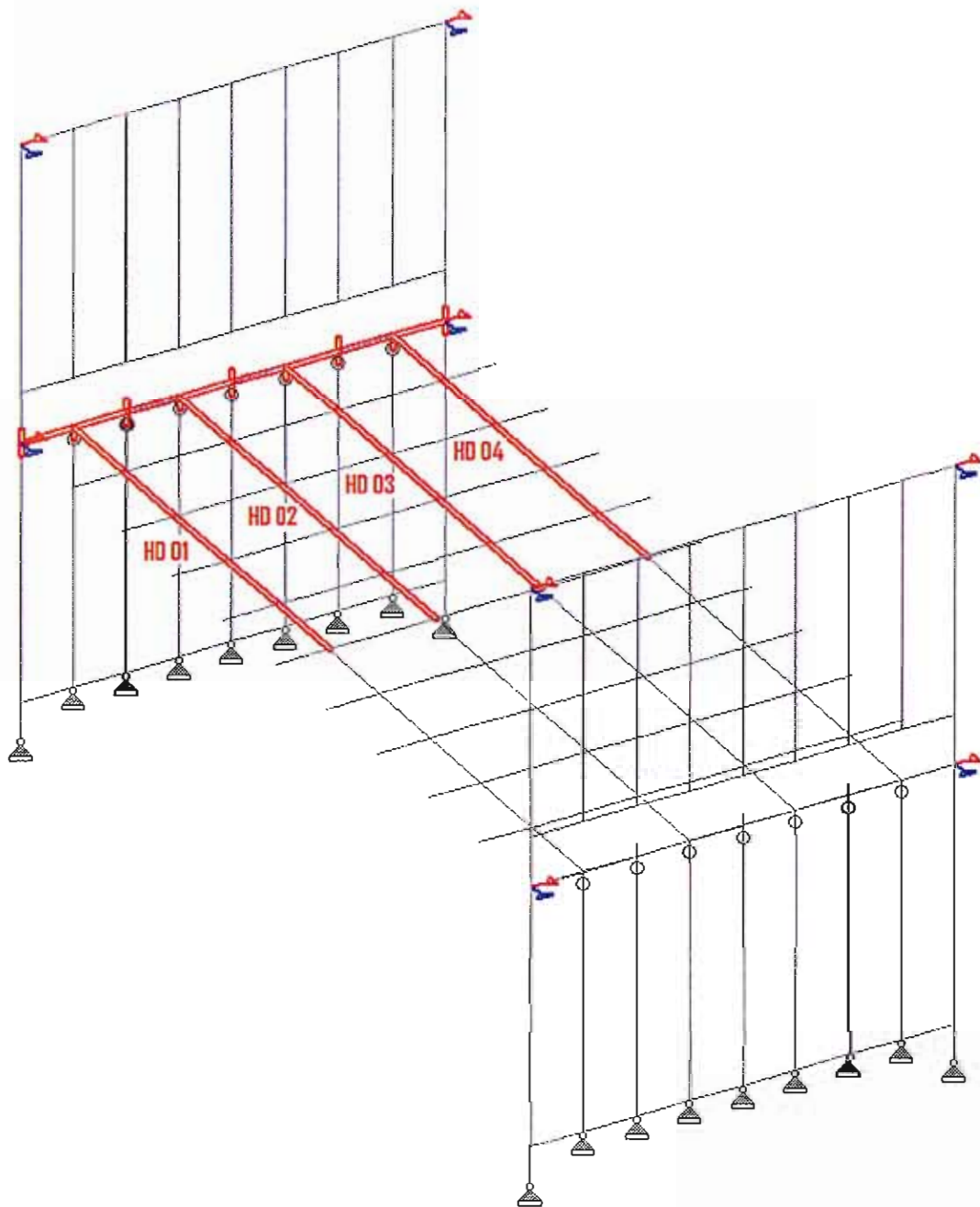
Figur 11 Momenter om z-aksen, M_z

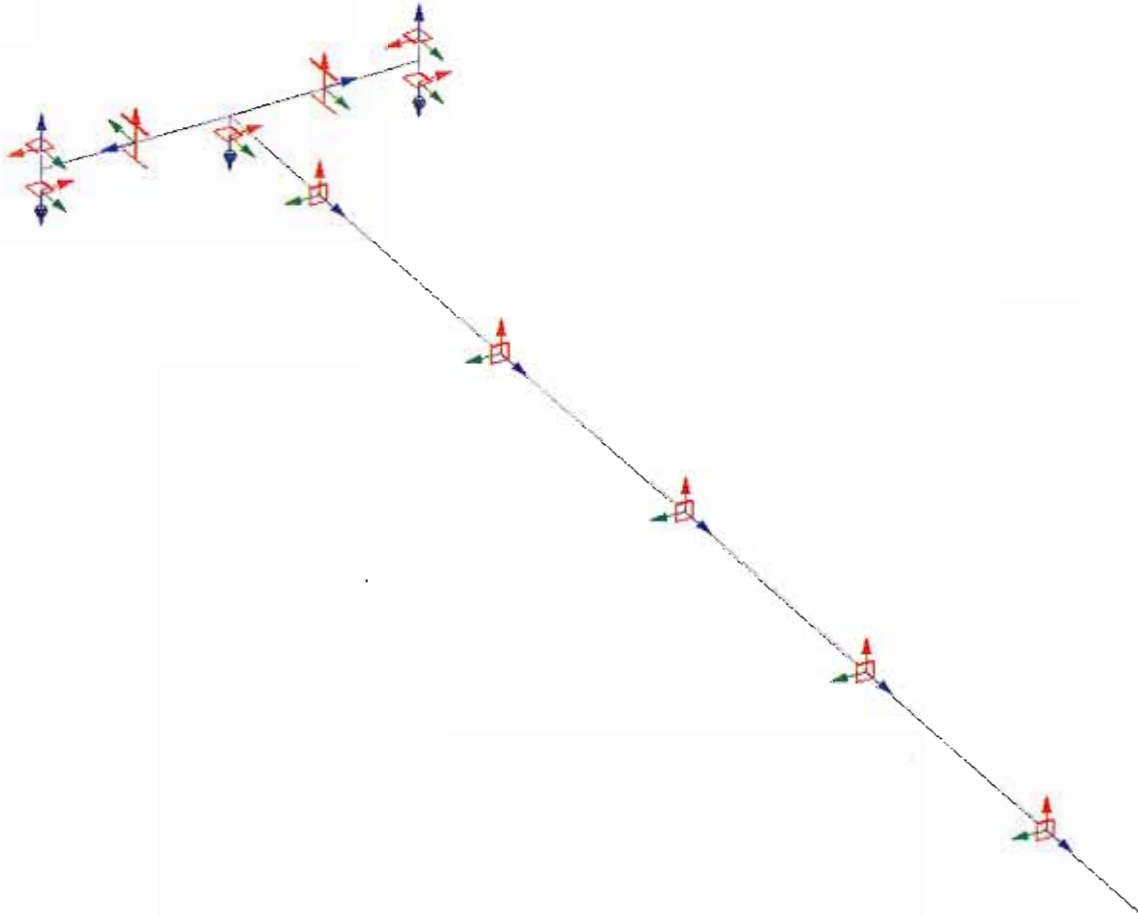


Figur 12 Momenter om y-aksen, M_y

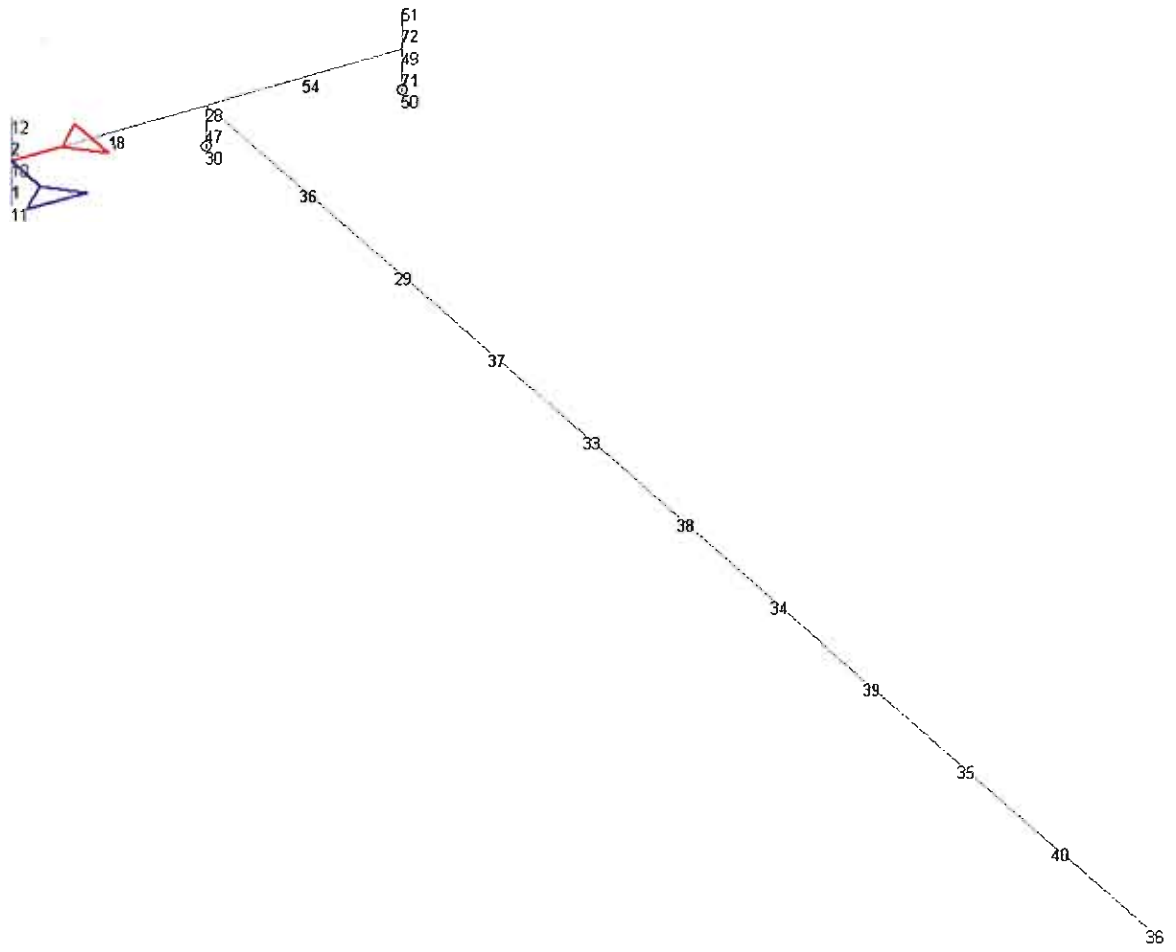
Nummerering av hulidekkene

Bjelkenumrene er med uthevet skrift, og node numrene de andre.

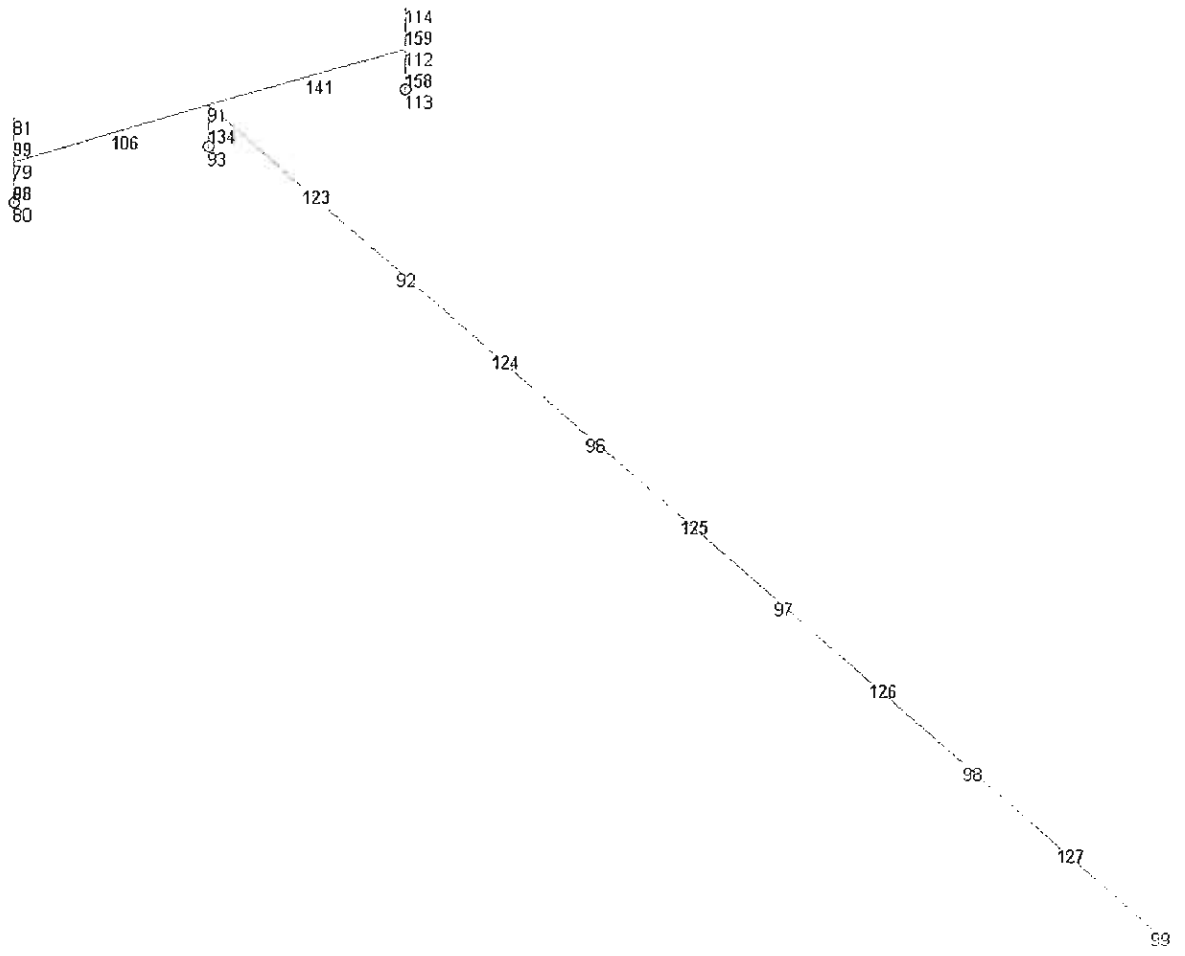




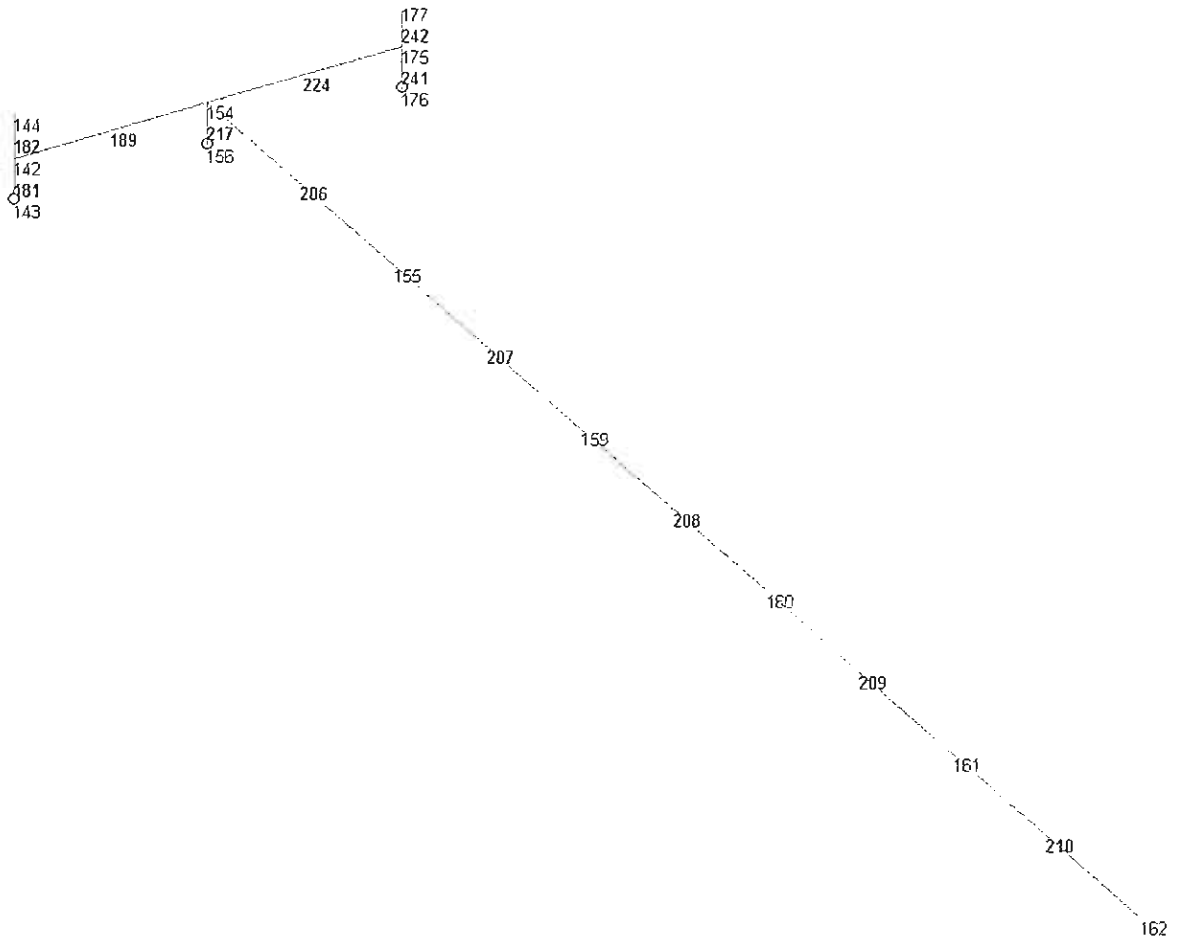
Figur 13 Lokale akser. Rød= My, Blå= Mx, og Grønn= Mz



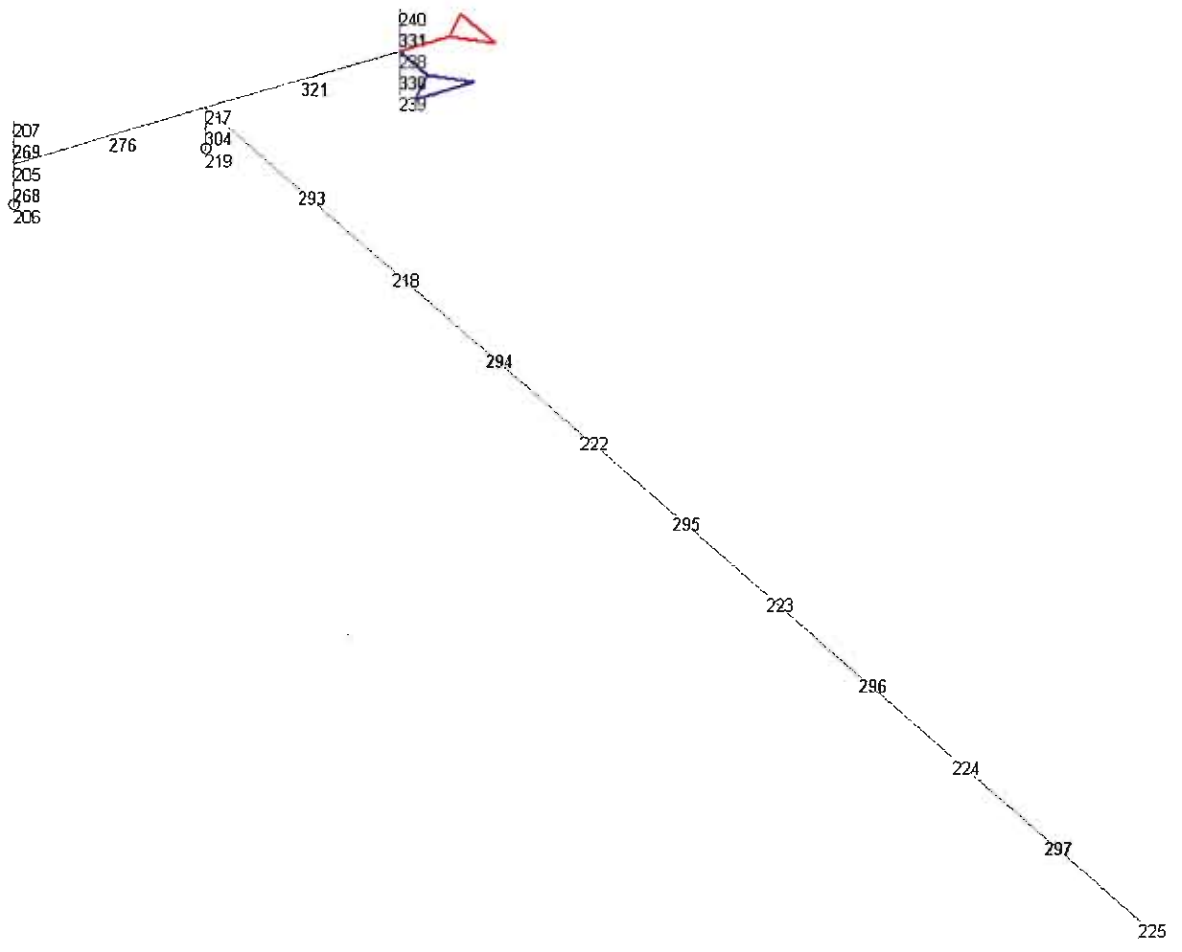
Figur 14 HD 01



Figur 15 HD 02



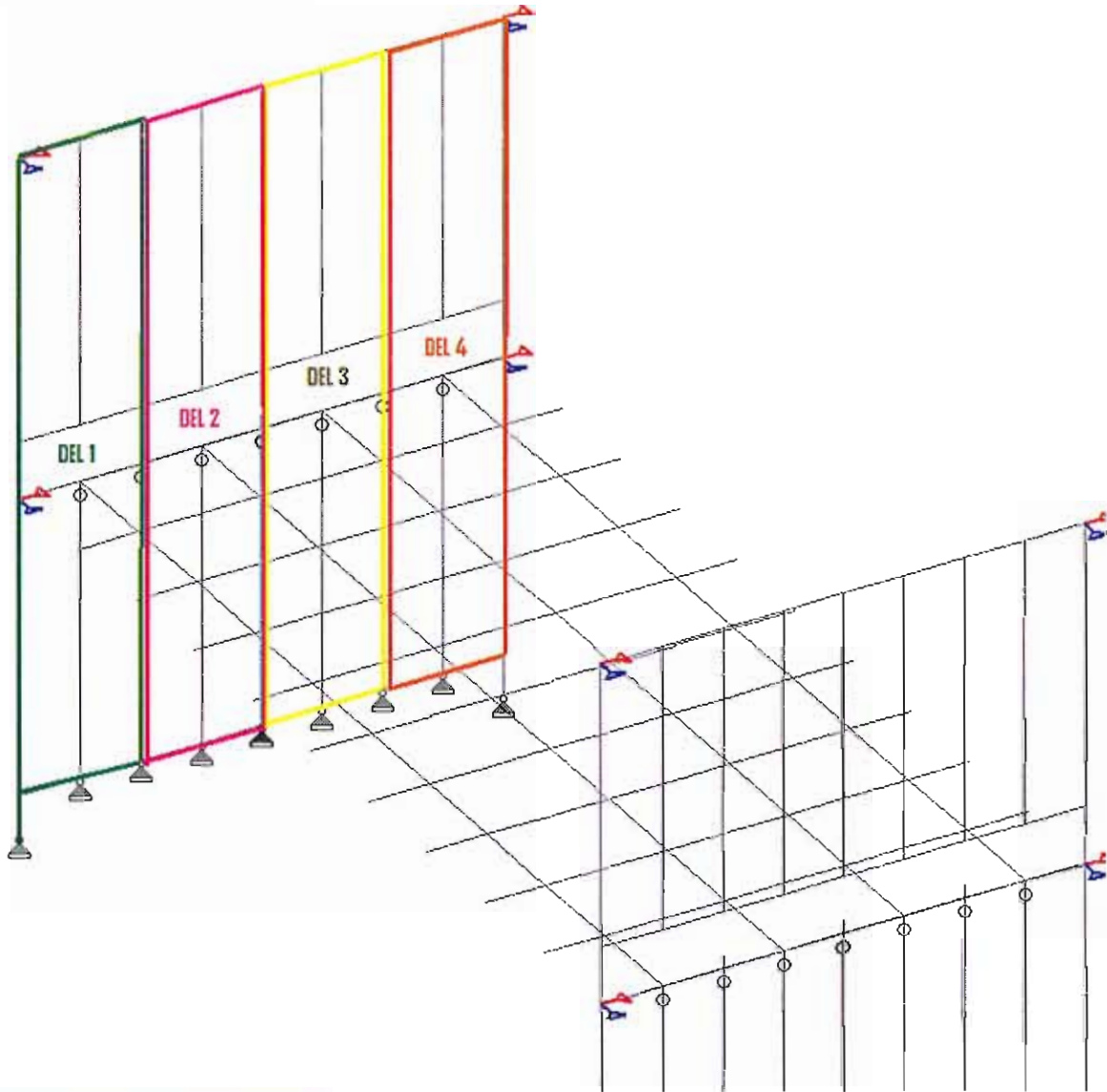
Figur 16 HD 03



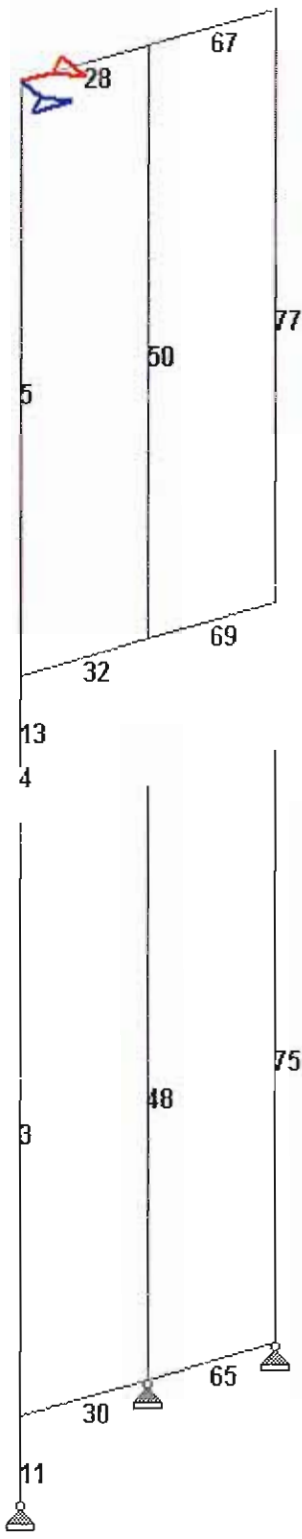
Figur 17 HD 04

Nummerering av fasaden

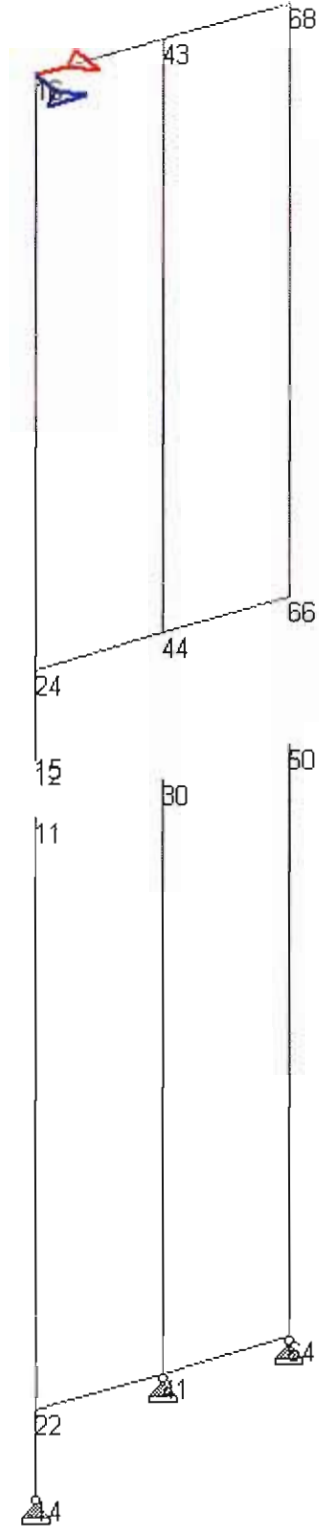
Siden dette elementet er såpass stort og staver som er veldig nærme hverandre, deler jeg det opp i 4 deler for at det skal være mulig å lese av verdiene på stavene. Oppdelingen er som følge:



Figur 18 Inndeling av fasadeelementet

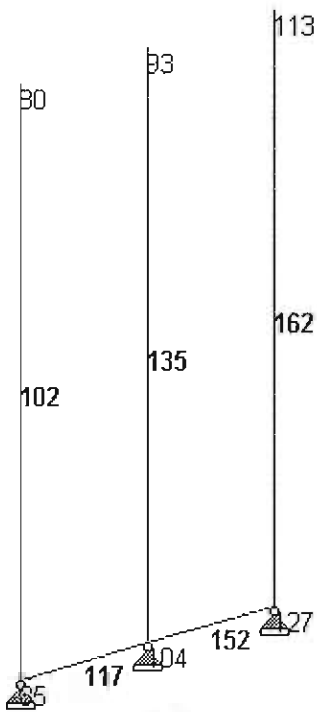
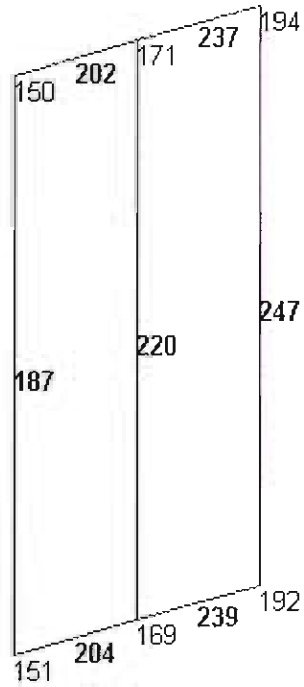
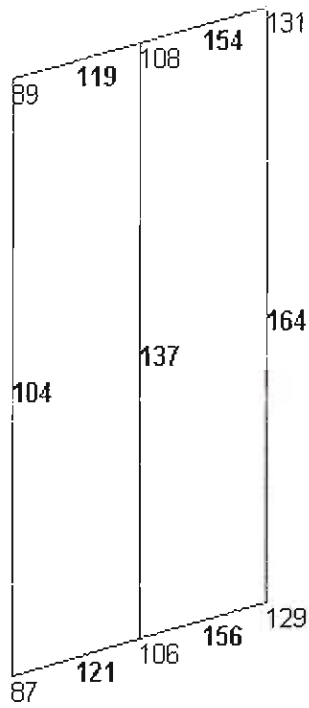


Bjelke nummer

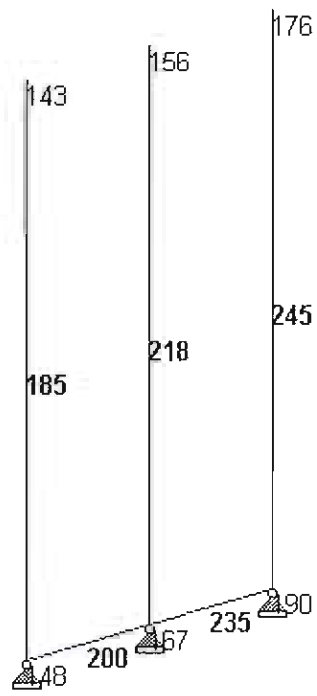


Node nummer

Figur 19 Fasade DEL 1

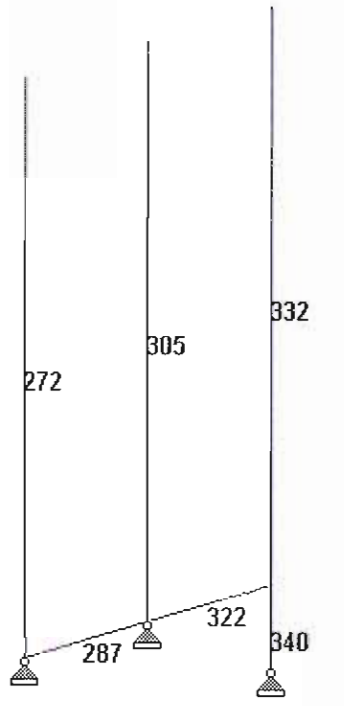
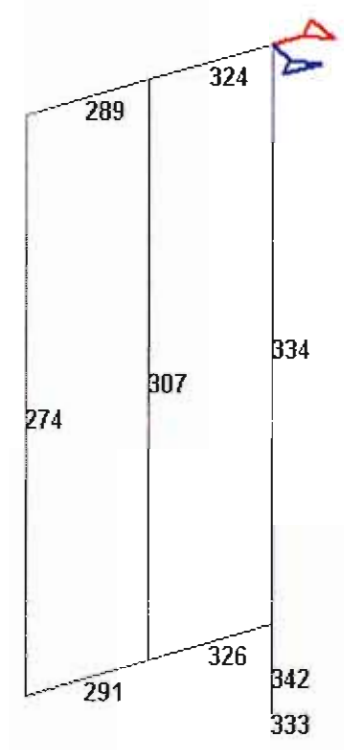


DEL 2

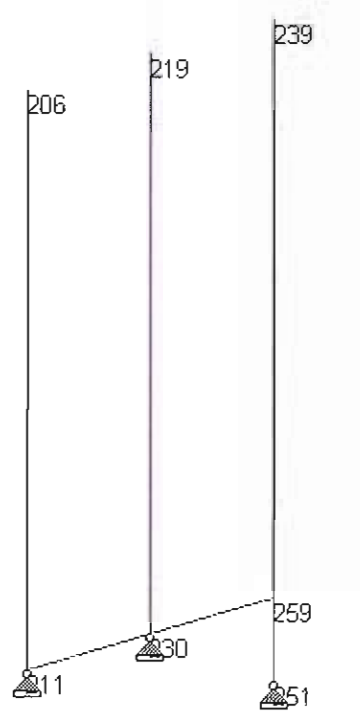
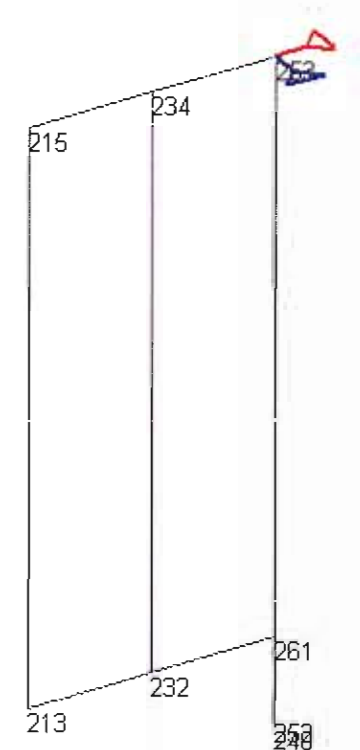


DEL 3

Figur 20 Fasade DEL 2 og DEL 3



Bjelke nummer



Node nummer

Figur 21 Fasade DEL 4

Nyttelast 0,5 kN/m²

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
1	10	-0.503	6.274	-0.639
	11	0.503	-5.937	0.602
2	10	-0.072	-6.703	-0.560
	12	0.072	6.439	0.533
3	11	-0.503	5.937	-0.602
	22	0.503	1.190	-0.185
4	15	-0.072	-6.379	0.527
	12	0.072	6.439	-0.533
5	16	0.132	0.590	-0.087
	24	-0.132	3.406	-0.282
11	22	0.000	-0.533	0.164
	14	-0.000	0.000	-0.000
13	24	-0.072	-5.582	0.447
	15	0.072	6.379	-0.527
18	10	-0.657	-0.317	1.343
	28	0.657	0.035	1.295
28	16	-0.590	0.132	0.087
	43	0.590	0.207	0.029
30	22	-0.656	0.503	0.021
	41	0.656	1.816	-0.045
32	24	2.176	-0.204	-0.165
	44	-2.176	-0.135	0.050
36	28	1.388	0.019	12.230
	29	-1.388	0.029	6.879
37	29	-0.179	0.036	-6.882
	33	0.179	0.007	19.547
38	33	-0.536	0.027	-19.539
	34	0.536	0.003	27.749
39	34	-0.355	0.016	-27.744
	35	0.355	0.001	32.532
40	35	-0.114	0.008	-32.530
	36	0.114	-0.003	34.120
47	28	0.000	-0.018	0.000
	30	0.000	0.000	0.000
48	30	0.000	0.000	0.000
	41	0.000	-0.377	0.006
50	43	0.130	-0.089	-0.033
	44	-0.130	1.218	-0.032
54	28	-0.007	-0.030	-2.129
	49	0.007	-0.000	-0.005
65	41	-0.279	-1.816	0.039
	64	0.279	-0.382	-0.008

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
67	43	-0.501	-0.077	0.004
	68	0.501	0.174	0.016
69	44	0.958	0.005	-0.018
	66	-0.958	-0.102	-0.002
71	49	0.000	-0.007	0.005
	50	0.000	0.000	0.000
72	49	0.000	-0.000	0.000
	51	-0.000	0.000	0.000
75	50	0.000	0.000	-0.000
	64	0.000	-0.142	0.101
77	68	0.053	-0.154	-0.006
	66	-0.053	0.357	-0.002
90	64	-0.137	0.382	-0.093
	85	0.137	-0.351	0.093
92	68	-0.347	-0.122	-0.010
	89	0.347	0.122	0.010
94	66	0.601	0.049	0.004
	87	-0.601	-0.050	-0.004
98	79	0.000	-0.004	-0.004
	80	0.000	0.000	0.000
99	79	0.000	-0.000	0.000
	81	-0.000	0.000	-0.000
102	80	-0.000	0.000	0.000
	85	0.000	-0.080	-0.082
104	89	0.052	-0.154	-0.006
	87	-0.052	0.353	-0.002
106	91	0.004	0.017	-0.825
	79	-0.004	-0.000	-0.004
117	85	-0.057	0.351	-0.011
	104	0.057	0.069	0.006
119	89	-0.193	-0.070	-0.004
	108	0.193	0.081	-0.004
121	87	0.247	-0.003	0.006
	106	-0.247	-0.009	0.001
123	91	0.916	-0.008	0.716
	92	-0.916	0.032	9.335
124	92	-0.210	0.025	-9.332
	96	0.210	0.007	19.347
125	96	-0.373	0.020	-19.355
	97	0.373	0.003	27.345
126	97	-0.213	0.012	-27.350
	98	0.213	0.000	32.282
127	98	-0.062	0.007	-32.284
	99	0.062	-0.003	33.934

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
134	91	0.000	-0.002	-0.000
	93	0.000	0.000	0.000
135	93	0.000	0.000	0.000
	104	0.000	-0.037	-0.008
137	108	0.018	-0.112	-0.009
	106	-0.018	0.155	-0.009
141	91	-0.001	-0.004	-1.349
	112	0.001	0.000	-0.002
152	104	-0.020	-0.069	0.002
	127	0.020	0.000	-0.040
154	108	-0.080	-0.063	0.013
	131	0.080	0.066	-0.043
156	106	0.092	-0.009	0.008
	129	-0.092	0.006	0.023
158	112	0.000	-0.001	0.002
	113	0.000	0.000	0.000
159	112	-0.000	-0.000	0.000
	114	0.000	0.000	-0.000
162	113	0.000	0.000	-0.000
	127	0.000	-0.020	0.040
164	131	-0.006	-0.080	-0.074
	129	0.006	0.092	-0.023
179	131	-0.000	-0.072	0.117
	150	0.000	0.072	-0.117
181	142	0.000	-0.001	-0.002
	143	0.000	0.000	0.000
182	142	0.000	-0.000	0.000
	144	-0.000	-0.000	-0.000
185	143	0.000	-0.000	-0.000
	148	0.000	-0.020	-0.040
187	150	0.006	-0.080	0.074
	151	-0.006	0.092	0.023
189	154	0.001	0.004	-1.349
	142	-0.001	-0.000	-0.002
200	148	0.020	-0.000	0.040
	167	-0.020	0.069	-0.002
202	150	0.080	-0.066	0.043
	171	-0.080	0.063	-0.013
204	151	-0.092	-0.006	-0.023
	169	0.092	0.009	-0.008
206	154	-0.916	0.008	0.716
	155	0.916	-0.032	9.335
207	155	0.210	-0.025	-9.332
	159	-0.210	-0.007	19.347

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
208	159	0.373	-0.020	-19.355
	160	-0.373	-0.003	27.345
209	160	0.213	-0.012	-27.350
	161	-0.213	-0.000	32.282
210	161	0.062	-0.007	-32.284
	162	-0.062	0.003	33.934
217	154	0.000	-0.002	0.000
	156	0.000	0.000	0.000
218	156	0.000	-0.000	0.000
	167	0.000	-0.037	0.008
220	171	-0.018	-0.112	0.009
	169	0.018	0.155	0.009
224	154	-0.004	-0.017	-0.825
	175	0.004	0.000	-0.004
235	167	0.057	-0.069	-0.006
	190	-0.057	-0.351	0.011
237	171	0.193	-0.081	0.004
	194	-0.193	0.070	0.004
239	169	-0.247	0.009	-0.001
	192	0.247	0.003	-0.006
241	175	0.000	-0.004	0.004
	176	0.000	0.000	0.000
242	175	0.000	-0.000	-0.000
	177	-0.000	0.000	0.000
245	176	0.000	0.000	0.000
	190	0.000	-0.080	0.082
247	194	-0.052	-0.154	0.006
	192	0.052	0.353	0.002
258	190	0.137	0.351	-0.093
	211	-0.137	-0.382	0.093
262	194	0.347	-0.122	-0.010
	215	-0.347	0.122	0.010
264	192	-0.601	0.050	0.004
	213	0.601	-0.049	-0.004
268	205	0.000	-0.007	-0.005
	206	0.000	0.000	0.000
269	205	-0.000	-0.000	0.000
	207	0.000	0.000	-0.000
272	206	0.000	0.000	0.000
	211	0.000	-0.142	-0.101
274	215	-0.053	-0.154	0.006
	213	0.053	0.357	0.002
276	217	0.007	0.030	-2.129
	205	-0.007	0.000	-0.005

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
287	211	0.279	0.382	0.008
	230	-0.279	1.816	-0.039
289	215	0.501	-0.174	-0.016
	234	-0.501	0.077	-0.004
291	213	-0.958	0.102	0.002
	232	0.958	-0.005	0.018
293	217	-1.388	-0.019	12.230
	218	1.388	-0.029	6.879
294	218	0.179	-0.036	-6.882
	222	-0.179	-0.007	19.547
295	222	0.536	-0.027	-19.539
	223	-0.536	-0.003	27.749
296	223	0.355	-0.016	-27.744
	224	-0.355	-0.001	32.532
297	224	0.114	-0.008	-32.530
	225	-0.114	0.003	34.120
304	217	0.000	-0.018	-0.000
	219	0.000	0.000	0.000
305	219	0.000	-0.000	-0.000
	230	0.000	-0.377	-0.006
307	234	-0.130	-0.089	0.033
	232	0.130	1.218	0.032
321	217	0.657	-0.035	-1.295
	238	-0.657	0.317	-1.343
322	230	0.656	-1.816	0.045
	259	-0.656	-0.503	-0.021
324	234	0.590	-0.207	-0.029
	253	-0.590	-0.132	-0.087
326	232	-2.176	0.135	-0.050
	261	2.176	0.204	0.165
330	238	0.503	6.274	0.639
	239	-0.503	-5.937	-0.602
331	238	0.072	-6.703	0.560
	240	-0.072	6.439	-0.533
332	239	0.503	5.937	0.602
	259	-0.503	1.190	0.185
333	252	0.072	-6.379	-0.527
	240	-0.072	6.439	0.533
334	253	-0.132	0.590	0.087
	261	0.132	3.406	0.282
340	259	-0.000	-0.533	-0.164
	251	0.000	0.000	0.000
342	261	0.072	-5.582	-0.447
	252	-0.072	6.379	0.527

Nyttelast 1,0 kN/m²

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
1	10	-0.596	7.436	-0.758
	11	0.596	-7.036	0.714
2	10	-0.086	-7.944	-0.664
	12	0.086	7.631	0.632
3	11	-0.596	7.036	-0.714
	22	0.596	1.410	-0.219
4	15	-0.086	-7.560	0.625
	12	0.086	7.631	-0.632
5	16	0.156	0.699	-0.103
	24	-0.156	4.037	-0.334
11	22	0.000	-0.632	0.194
	14	0.000	0.000	0.000
13	24	-0.086	-6.615	0.529
	15	0.086	7.560	-0.625
18	10	-0.778	-0.376	1.592
	28	0.778	0.041	1.535
28	16	-0.699	0.156	0.103
	43	0.699	0.245	0.034
30	22	-0.778	0.596	0.025
	41	0.778	2.153	-0.053
32	24	2.579	-0.242	-0.195
	44	-2.579	-0.160	0.059
36	28	1.645	0.022	14.494
	29	-1.645	0.034	8.153
37	29	-0.212	0.042	-8.157
	33	0.212	0.008	23.167
38	33	-0.635	0.032	-23.157
	34	0.635	0.003	32.888
39	34	-0.421	0.019	-32.881
	35	0.421	0.001	38.557
40	35	-0.135	0.010	-38.554
	36	0.135	-0.003	40.438
47	28	0.000	-0.021	0.000
	30	0.000	0.000	0.000
48	30	0.000	-0.000	0.000
	41	0.000	-0.447	0.007
50	43	0.154	-0.105	-0.039
	44	-0.154	1.444	-0.037
54	28	-0.008	-0.036	-2.523
	49	0.008	-0.000	-0.006
65	41	-0.331	-2.153	0.046
	64	0.331	-0.453	-0.009

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
67	43	-0.593	-0.091	0.005
	68	0.593	0.207	0.019
69	44	1.135	0.005	-0.022
	66	-1.135	-0.121	-0.002
71	49	0.000	-0.008	0.006
	50	0.000	0.000	0.000
72	49	-0.000	-0.000	-0.000
	51	0.000	0.000	0.000
75	50	0.000	0.000	-0.000
	64	0.000	-0.169	0.119
77	68	0.063	-0.183	-0.008
	66	-0.063	0.423	-0.003
90	64	-0.163	0.453	-0.110
	85	0.163	-0.417	0.110
92	68	-0.411	-0.144	-0.012
	89	0.411	0.145	0.012
94	66	0.712	0.059	0.005
	87	-0.712	-0.059	-0.005
98	79	0.000	-0.004	-0.005
	80	0.000	0.000	0.000
99	79	0.000	-0.000	-0.000
	81	-0.000	0.000	0.000
102	80	0.000	0.000	0.000
	85	0.000	-0.095	-0.097
104	89	0.062	-0.183	-0.007
	87	-0.062	0.419	-0.003
106	91	0.004	0.020	-0.977
	79	-0.004	-0.000	-0.005
117	85	-0.068	0.417	-0.013
	104	0.068	0.082	0.007
119	89	-0.228	-0.083	-0.004
	108	0.228	0.096	-0.004
121	87	0.293	-0.003	0.008
	106	-0.293	-0.011	0.001
123	91	1.086	-0.009	0.849
	92	-1.086	0.038	11.064
124	92	-0.249	0.029	-11.060
	96	0.249	0.008	22.930
125	96	-0.442	0.024	-22.940
	97	0.442	0.003	32.409
126	97	-0.252	0.015	-32.415
	98	0.252	0.000	38.260
127	98	-0.074	0.008	-38.263
	99	0.074	-0.003	40.218

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
134	91	0.000	-0.002	-0.000
	93	0.000	0.000	0.000
135	93	0.000	-0.000	0.000
	104	0.000	-0.044	-0.010
137	108	0.022	-0.133	-0.011
	106	-0.022	0.184	-0.011
141	91	-0.001	-0.005	-1.599
	112	0.001	0.000	-0.002
152	104	-0.024	-0.082	0.002
	127	0.024	0.000	-0.047
154	108	-0.095	-0.075	0.015
	131	0.095	0.078	-0.051
156	106	0.110	-0.011	0.010
	129	-0.110	0.008	0.027
158	112	0.000	-0.001	0.002
	113	0.000	0.000	0.000
159	112	-0.000	-0.000	-0.000
	114	0.000	-0.000	0.000
162	113	0.000	-0.000	0.000
	127	0.000	-0.024	0.047
164	131	-0.008	-0.095	-0.087
	129	0.008	0.110	-0.027
179	131	-0.000	-0.086	0.139
	150	0.000	0.086	-0.139
181	142	0.000	-0.001	-0.002
	143	0.000	0.000	0.000
182	142	-0.000	-0.000	0.000
	144	0.000	-0.000	-0.000
185	143	0.000	0.000	-0.000
	148	0.000	-0.024	-0.047
187	150	0.008	-0.095	0.087
	151	-0.008	0.110	0.027
189	154	0.001	0.005	-1.599
	142	-0.001	0.000	-0.002
200	148	0.024	-0.000	0.047
	167	-0.024	0.082	-0.002
202	150	0.095	-0.078	0.051
	171	-0.095	0.075	-0.015
204	151	-0.110	-0.008	-0.027
	169	0.110	0.011	-0.010
206	154	-1.086	0.009	0.849
	155	1.086	-0.038	11.064
207	155	0.249	-0.029	-11.060
	159	-0.249	-0.008	22.930

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
208	159	0.442	-0.024	-22.940
	160	-0.442	-0.003	32.409
209	160	0.252	-0.015	-32.415
	161	-0.252	-0.000	38.260
210	161	0.074	-0.008	-38.263
	162	-0.074	0.003	40.218
217	154	0.000	-0.002	0.000
	156	0.000	0.000	0.000
218	156	0.000	-0.000	-0.000
	167	0.000	-0.044	0.010
220	171	-0.022	-0.133	0.011
	169	0.022	0.184	0.011
224	154	-0.004	-0.020	-0.977
	175	0.004	-0.000	-0.005
235	167	0.068	-0.082	-0.007
	190	-0.068	-0.417	0.013
237	171	0.228	-0.096	0.004
	194	-0.228	0.083	0.004
239	169	-0.293	0.011	-0.001
	192	0.293	0.003	-0.008
241	175	0.000	-0.004	0.005
	176	0.000	0.000	0.000
242	175	0.000	0.000	-0.000
	177	-0.000	-0.000	0.000
245	176	0.000	-0.000	-0.000
	190	0.000	-0.095	0.097
247	194	-0.062	-0.183	0.007
	192	0.062	0.419	0.003
258	190	0.163	0.417	-0.110
	211	-0.163	-0.453	0.110
262	194	0.411	-0.145	-0.012
	215	-0.411	0.144	0.012
264	192	-0.712	0.059	0.005
	213	0.712	-0.059	-0.005
268	205	0.000	-0.008	-0.006
	206	0.000	0.000	0.000
269	205	-0.000	-0.000	0.000
	207	0.000	0.000	-0.000
272	206	0.000	0.000	0.000
	211	0.000	-0.169	-0.119
274	215	-0.063	-0.183	0.008
	213	0.063	0.423	0.003
276	217	0.008	0.036	-2.523
	205	-0.008	0.000	-0.006

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
287	211	0.331	0.453	0.009
	230	-0.331	2.153	-0.046
289	215	0.593	-0.207	-0.019
	234	-0.593	0.091	-0.005
291	213	-1.135	0.121	0.002
	232	1.135	-0.005	0.022
293	217	-1.645	-0.022	14.494
	218	1.645	-0.034	8.153
294	218	0.212	-0.042	-8.157
	222	-0.212	-0.008	23.167
295	222	0.635	-0.032	-23.157
	223	-0.635	-0.003	32.888
296	223	0.421	-0.019	-32.881
	224	-0.421	-0.001	38.557
297	224	0.135	-0.010	-38.554
	225	-0.135	0.003	40.438
304	217	0.000	-0.021	-0.000
	219	0.000	0.000	0.000
305	219	0.000	-0.000	-0.000
	230	0.000	-0.447	-0.007
307	234	-0.154	-0.105	0.039
	232	0.154	1.444	0.037
321	217	0.778	-0.041	-1.535
	238	-0.778	0.376	-1.592
322	230	0.778	-2.153	0.053
	259	-0.778	-0.596	-0.025
324	234	0.699	-0.245	-0.034
	253	-0.699	-0.156	-0.103
326	232	-2.579	0.160	-0.059
	261	2.579	0.242	0.195
330	238	0.596	7.436	0.758
	239	-0.596	-7.036	-0.714
331	238	0.086	-7.944	0.664
	240	-0.086	7.631	-0.632
332	239	0.596	7.036	0.714
	259	-0.596	1.410	0.219
333	252	0.086	-7.560	-0.625
	240	-0.086	7.631	0.632
334	253	-0.156	0.699	0.103
	261	0.156	4.037	0.334
340	259	0.000	-0.632	-0.194
	251	-0.000	-0.000	-0.000
342	261	0.086	-6.615	-0.529
	252	-0.086	7.560	0.625

Nyttelast 1,5 kN/m²

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
1	10	-0.690	8.598	-0.876
	11	0.690	-8.136	0.825
2	10	-0.099	-9.185	-0.767
	12	0.099	8.823	0.731
3	11	-0.690	8.136	-0.825
	22	0.690	1.630	-0.253
4	15	-0.099	-8.741	0.722
	12	0.099	8.823	-0.731
5	16	0.180	0.808	-0.119
	24	-0.180	4.667	-0.386
11	22	0.000	-0.731	0.224
	14	0.000	0.000	-0.000
13	24	-0.099	-7.649	0.612
	15	0.099	8.741	-0.722
18	10	-0.900	-0.435	1.841
	28	0.900	0.048	1.775
28	16	-0.808	0.180	0.119
	43	0.808	0.284	0.039
30	22	-0.899	0.690	0.029
	41	0.899	2.489	-0.061
32	24	2.981	-0.279	-0.226
	44	-2.981	-0.185	0.068
36	28	1.902	0.026	16.759
	29	-1.902	0.040	9.427
37	29	-0.245	0.049	-9.431
	33	0.245	0.009	26.787
38	33	-0.734	0.037	-26.775
	34	0.734	0.004	38.026
39	34	-0.487	0.022	-38.019
	35	0.487	0.001	44.581
40	35	-0.156	0.011	-44.578
	36	0.156	-0.004	46.757
47	28	0.000	-0.024	0.000
	30	0.000	0.000	0.000
48	30	0.000	-0.000	-0.000
	41	0.000	-0.516	0.008
50	43	0.179	-0.122	-0.045
	44	-0.179	1.669	-0.043
54	28	-0.009	-0.042	-2.917
	49	0.009	-0.000	-0.007
65	41	-0.383	-2.489	0.054
	64	0.383	-0.524	-0.010

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
67	43	-0.686	-0.105	0.006
	68	0.686	0.239	0.022
69	44	1.312	0.006	-0.025
	66	-1.312	-0.140	-0.003
71	49	0.000	-0.009	0.007
	50	0.000	0.000	0.000
72	49	0.000	-0.000	0.000
	51	-0.000	0.000	-0.000
75	50	0.000	0.000	-0.000
	64	0.000	-0.195	0.138
77	68	0.072	-0.211	-0.009
	66	-0.072	0.489	-0.003
90	64	-0.188	0.524	-0.127
	85	0.188	-0.482	0.127
92	68	-0.475	-0.167	-0.013
	89	0.475	0.167	0.013
94	66	0.823	0.068	0.006
	87	-0.823	-0.068	-0.006
98	79	0.000	-0.005	-0.005
	80	0.000	0.000	0.000
99	79	0.000	-0.000	0.000
	81	-0.000	0.000	-0.000
102	80	-0.000	0.000	0.000
	85	0.000	-0.110	-0.112
104	89	0.072	-0.211	-0.009
	87	-0.072	0.484	-0.003
106	91	0.005	0.023	-1.130
	79	-0.005	0.000	-0.005
117	85	-0.078	0.482	-0.015
	104	0.078	0.095	0.008
119	89	-0.264	-0.095	-0.005
	108	0.264	0.112	-0.005
121	87	0.339	-0.003	0.009
	106	-0.339	-0.013	0.001
123	91	1.256	-0.011	0.982
	92	-1.256	0.044	12.792
124	92	-0.288	0.034	-12.788
	96	0.288	0.009	26.513
125	96	-0.511	0.028	-26.524
	97	0.511	0.004	37.473
126	97	-0.292	0.017	-37.480
	98	0.292	0.001	44.238
127	98	-0.085	0.009	-44.241
	99	0.085	-0.003	46.502

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
134	91	0.000	-0.002	-0.001
	93	0.000	0.000	0.000
135	93	0.000	0.000	-0.000
	104	0.000	-0.051	-0.011
137	108	0.025	-0.154	-0.012
	106	-0.025	0.212	-0.012
141	91	-0.001	-0.006	-1.849
	112	0.001	0.000	-0.003
152	104	-0.027	-0.095	0.003
	127	0.027	0.000	-0.054
154	108	-0.110	-0.087	0.017
	131	0.110	0.090	-0.059
156	106	0.127	-0.012	0.011
	129	-0.127	0.009	0.031
158	112	0.000	-0.001	0.003
	113	0.000	0.000	0.000
159	112	-0.000	-0.000	0.000
	114	0.000	0.000	-0.000
162	113	0.000	-0.000	-0.000
	127	0.000	-0.027	0.054
164	131	-0.009	-0.110	-0.101
	129	0.009	0.127	-0.031
179	131	-0.000	-0.099	0.161
	150	0.000	0.099	-0.161
181	142	0.000	-0.001	-0.003
	143	0.000	0.000	0.000
182	142	-0.000	-0.000	0.000
	144	0.000	0.000	-0.000
185	143	0.000	0.000	-0.000
	148	0.000	-0.027	-0.054
187	150	0.009	-0.110	0.101
	151	-0.009	0.127	0.031
189	154	0.001	0.006	-1.849
	142	-0.001	0.000	-0.003
200	148	0.027	0.000	0.054
	167	-0.027	0.095	-0.003
202	150	0.110	-0.090	0.059
	171	-0.110	0.087	-0.017
204	151	-0.127	-0.009	-0.031
	169	0.127	0.012	-0.011
206	154	-1.256	0.011	0.982
	155	1.256	-0.044	12.792
207	155	0.288	-0.034	-12.788
	159	-0.288	-0.009	26.513

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
208	159	0.511	-0.028	-26.524
	160	-0.511	-0.004	37.473
209	160	0.292	-0.017	-37.480
	161	-0.292	-0.001	44.238
210	161	0.085	-0.009	-44.241
	162	-0.085	0.003	46.502
217	154	0.000	-0.002	0.001
	156	0.000	0.000	0.000
218	156	0.000	0.000	-0.000
	167	0.000	-0.051	0.011
220	171	-0.025	-0.154	0.012
	169	0.025	0.212	0.012
224	154	-0.005	-0.023	-1.130
	175	0.005	-0.000	-0.005
235	167	0.078	-0.095	-0.008
	190	-0.078	-0.482	0.015
237	171	0.264	-0.112	0.005
	194	-0.264	0.095	0.005
239	169	-0.339	0.013	-0.001
	192	0.339	0.003	-0.009
241	175	0.000	-0.005	0.005
	176	0.000	0.000	0.000
242	175	0.000	-0.000	-0.000
	177	-0.000	0.000	0.000
245	176	0.000	-0.000	-0.000
	190	0.000	-0.110	0.112
247	194	-0.072	-0.211	0.009
	192	0.072	0.484	0.003
258	190	0.188	0.482	-0.127
	211	-0.188	-0.524	0.127
262	194	0.475	-0.167	-0.013
	215	-0.475	0.167	0.013
264	192	-0.823	0.068	0.006
	213	0.823	-0.068	-0.006
268	205	0.000	-0.009	-0.007
	206	0.000	0.000	0.000
269	205	-0.000	-0.000	0.000
	207	0.000	0.000	-0.000
272	206	0.000	0.000	0.000
	211	0.000	-0.195	-0.138
274	215	-0.072	-0.211	0.009
	213	0.072	0.489	0.003
276	217	0.009	0.042	-2.917
	205	-0.009	0.000	-0.007

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
287	211	0.383	0.524	0.010
	230	-0.383	2.489	-0.054
289	215	0.686	-0.239	-0.022
	234	-0.686	0.105	-0.006
291	213	-1.312	0.140	0.003
	232	1.312	-0.006	0.025
293	217	-1.902	-0.026	16.759
	218	1.902	-0.040	9.427
294	218	0.245	-0.049	-9.431
	222	-0.245	-0.009	26.787
295	222	0.734	-0.037	-26.775
	223	-0.734	-0.004	38.026
296	223	0.487	-0.022	-38.019
	224	-0.487	-0.001	44.581
297	224	0.156	-0.011	-44.578
	225	-0.156	0.004	46.757
304	217	0.000	-0.024	-0.000
	219	0.000	0.000	0.000
305	219	0.000	0.000	0.000
	230	0.000	-0.516	-0.008
307	234	-0.179	-0.122	0.045
	232	0.179	1.669	0.043
321	217	0.900	-0.048	-1.775
	238	-0.900	0.435	-1.841
322	230	0.899	-2.489	0.061
	259	-0.899	-0.690	-0.029
324	234	0.808	-0.284	-0.039
	253	-0.808	-0.180	-0.119
326	232	-2.981	0.185	-0.068
	261	2.981	0.279	0.226
330	238	0.690	8.598	0.876
	239	-0.690	-8.136	-0.825
331	238	0.099	-9.185	0.767
	240	-0.099	8.823	-0.731
332	239	0.690	8.136	0.825
	259	-0.690	1.630	0.253
333	252	0.099	-8.741	-0.722
	240	-0.099	8.823	0.731
334	253	-0.180	0.808	0.119
	261	0.180	4.667	0.386
340	259	-0.000	-0.731	-0.224
	251	0.000	-0.000	0.000
342	261	0.099	-7.649	-0.612
	252	-0.099	8.741	0.722

Nyttelast 2,0 kN/m²

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
1	10	-0.783	9.760	-0.994
	11	0.783	-9.235	0.937
2	10	-0.112	-10.427	-0.871
	12	0.112	10.016	0.829
3	11	-0.783	9.235	-0.937
	22	0.783	1.850	-0.288
4	15	-0.112	-9.923	0.820
	12	0.112	10.016	-0.829
5	16	0.205	0.917	-0.135
	24	-0.205	5.298	-0.438
11	22	0.000	-0.830	0.255
	14	-0.000	0.000	-0.000
13	24	-0.112	-8.682	0.695
	15	0.112	9.923	-0.820
18	10	-1.021	-0.494	2.090
	28	1.021	0.054	2.015
28	16	-0.917	0.205	0.135
	43	0.917	0.322	0.044
30	22	-1.021	0.783	0.033
	41	1.021	2.825	-0.070
32	24	3.384	-0.317	-0.256
	44	-3.384	-0.210	0.077
36	28	2.159	0.029	19.024
	29	-2.159	0.045	10.701
37	29	-0.278	0.056	-10.705
	33	0.278	0.010	30.406
38	33	-0.833	0.042	-30.393
	34	0.833	0.004	43.165
39	34	-0.553	0.025	-43.157
	35	0.553	0.001	50.605
40	35	-0.177	0.013	-50.602
	36	0.177	-0.004	53.075
47	28	0.000	-0.028	0.000
	30	0.000	0.000	0.000
48	30	0.000	-0.000	0.000
	41	0.000	-0.586	0.009
50	43	0.203	-0.138	-0.051
	44	-0.203	1.895	-0.049
54	28	-0.010	-0.047	-3.311
	49	0.010	-0.000	-0.007
65	41	-0.435	-2.825	0.061
	64	0.435	-0.594	-0.012

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
67	43	-0.779	-0.119	0.006
	68	0.779	0.271	0.025
69	44	1.490	0.007	-0.028
	66	-1.490	-0.159	-0.003
71	49	0.000	-0.010	0.007
	50	0.000	0.000	0.000
72	49	0.000	-0.000	0.000
	51	-0.000	0.000	-0.000
75	50	0.000	0.000	-0.000
	64	0.000	-0.221	0.157
77	68	0.082	-0.240	-0.010
	66	-0.082	0.555	-0.003
90	64	-0.213	0.594	-0.145
	85	0.213	-0.547	0.144
92	68	-0.539	-0.189	-0.015
	89	0.539	0.190	0.015
94	66	0.935	0.077	0.006
	87	-0.935	-0.077	-0.007
98	79	0.000	-0.006	-0.006
	80	0.000	0.000	0.000
99	79	0.000	-0.000	0.000
	81	-0.000	0.000	-0.000
102	80	0.000	0.000	-0.000
	85	-0.000	-0.125	-0.127
104	89	0.081	-0.240	-0.010
	87	-0.081	0.550	-0.003
106	91	0.006	0.027	-1.283
	79	-0.006	0.000	-0.006
117	85	-0.089	0.547	-0.017
	104	0.089	0.107	0.010
119	89	-0.300	-0.108	-0.006
	108	0.300	0.127	-0.006
121	87	0.385	-0.004	0.010
	106	-0.385	-0.014	0.001
123	91	1.425	-0.012	1.114
	92	-1.425	0.050	14.521
124	92	-0.327	0.038	-14.516
	96	0.327	0.011	30.095
125	96	-0.581	0.032	-30.108
	97	0.581	0.004	42.537
126	97	-0.331	0.019	-42.545
	98	0.331	0.001	50.216
127	98	-0.097	0.010	-50.220
	99	0.097	-0.004	52.787

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
134	91	0.000	-0.003	-0.001
	93	0.000	0.000	0.000
135	93	0.000	-0.000	-0.000
	104	0.000	-0.058	-0.013
137	108	0.028	-0.175	-0.014
	106	-0.028	0.241	-0.014
141	91	-0.001	-0.007	-2.099
	112	0.001	-0.000	-0.003
152	104	-0.031	-0.107	0.003
	127	0.031	-0.000	-0.062
154	108	-0.125	-0.098	0.020
	131	0.125	0.102	-0.068
156	106	0.144	-0.014	0.013
	129	-0.144	0.010	0.035
158	112	0.000	-0.001	0.003
	113	0.000	0.000	0.000
159	112	-0.000	-0.000	0.000
	114	0.000	-0.000	-0.000
162	113	0.000	0.000	-0.000
	127	0.000	-0.031	0.062
164	131	-0.010	-0.125	-0.115
	129	0.010	0.144	-0.035
179	131	-0.000	-0.112	0.182
	150	0.000	0.112	-0.182
181	142	0.000	-0.001	-0.003
	143	0.000	0.000	0.000
182	142	0.000	0.000	0.000
	144	-0.000	-0.000	-0.000
185	143	0.000	-0.000	0.000
	148	0.000	-0.031	-0.062
187	150	0.010	-0.125	0.115
	151	-0.010	0.144	0.035
189	154	0.001	0.007	-2.099
	142	-0.001	0.000	-0.003
200	148	0.031	-0.000	0.062
	167	-0.031	0.107	-0.003
202	150	0.125	-0.102	0.068
	171	-0.125	0.098	-0.020
204	151	-0.144	-0.010	-0.035
	169	0.144	0.014	-0.013
206	154	-1.425	0.012	1.114
	155	1.425	-0.050	14.521
207	155	0.327	-0.038	-14.516
	159	-0.327	-0.011	30.095

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
208	159	0.581	-0.032	-30.108
	160	-0.581	-0.004	42.537
209	160	0.331	-0.019	-42.545
	161	-0.331	-0.001	50.216
210	161	0.097	-0.010	-50.220
	162	-0.097	0.004	52.787
217	154	0.000	-0.003	0.001
	156	0.000	0.000	0.000
218	156	0.000	0.000	-0.000
	167	0.000	-0.058	0.013
220	171	-0.028	-0.175	0.014
	169	0.028	0.241	0.014
224	154	-0.006	-0.027	-1.283
	175	0.006	0.000	-0.006
235	167	0.089	-0.107	-0.010
	190	-0.089	-0.547	0.017
237	171	0.300	-0.127	0.006
	194	-0.300	0.108	0.006
239	169	-0.385	0.014	-0.001
	192	0.385	0.004	-0.010
241	175	0.000	-0.006	0.006
	176	0.000	0.000	0.000
242	175	0.000	-0.000	0.000
	177	-0.000	0.000	-0.000
245	176	0.000	-0.000	0.000
	190	0.000	-0.125	0.127
247	194	-0.081	-0.240	0.010
	192	0.081	0.550	0.003
258	190	0.213	0.547	-0.144
	211	-0.213	-0.594	0.145
262	194	0.539	-0.190	-0.015
	215	-0.539	0.189	0.015
264	192	-0.935	0.077	0.007
	213	0.935	-0.077	-0.006
268	205	0.000	-0.010	-0.007
	206	0.000	0.000	0.000
269	205	-0.000	-0.000	0.000
	207	0.000	0.000	-0.000
272	206	0.000	0.000	0.000
	211	0.000	-0.221	-0.157
274	215	-0.082	-0.240	0.010
	213	0.082	0.555	0.003
276	217	0.010	0.047	-3.311
	205	-0.010	0.000	-0.007

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
287	211	0.435	0.594	0.012
	230	-0.435	2.825	-0.061
289	215	0.779	-0.271	-0.025
	234	-0.779	0.119	-0.006
291	213	-1.490	0.159	0.003
	232	1.490	-0.007	0.028
293	217	-2.159	-0.029	19.024
	218	2.159	-0.045	10.701
294	218	0.278	-0.056	-10.705
	222	-0.278	-0.010	30.406
295	222	0.833	-0.042	-30.393
	223	-0.833	-0.004	43.165
296	223	0.553	-0.025	-43.157
	224	-0.553	-0.001	50.605
297	224	0.177	-0.013	-50.602
	225	-0.177	0.004	53.075
304	217	0.000	-0.028	-0.000
	219	0.000	0.000	0.000
305	219	0.000	0.000	0.000
	230	0.000	-0.586	-0.009
307	234	-0.203	-0.138	0.051
	232	0.203	1.895	0.049
321	217	1.021	-0.054	-2.015
	238	-1.021	0.494	-2.090
322	230	1.021	-2.825	0.070
	259	-1.021	-0.783	-0.033
324	234	0.917	-0.322	-0.044
	253	-0.917	-0.205	-0.135
326	232	-3.384	0.210	-0.077
	261	3.384	0.317	0.256
330	238	0.783	9.760	0.994
	239	-0.783	-9.235	-0.937
331	238	0.112	-10.427	0.871
	240	-0.112	10.016	-0.829
332	239	0.783	9.235	0.937
	259	-0.783	1.850	0.288
333	252	0.112	-9.923	-0.820
	240	-0.112	10.016	0.829
334	253	-0.205	0.917	0.135
	261	0.205	5.298	0.438
340	259	0.000	-0.830	-0.255
	251	-0.000	-0.000	-0.000
342	261	0.112	-8.682	-0.695
	252	-0.112	9.923	0.820

Nyttelast 2,5 kN/m²

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
1	10	-0.876	10.922	-1.113
	11	0.876	-10.335	1.048
2	10	-0.126	-11.668	-0.975
	12	0.126	11.208	0.928
3	11	-0.876	10.335	-1.048
	22	0.876	2.071	-0.322
4	15	-0.126	-11.104	0.918
	12	0.126	11.208	-0.928
5	16	0.229	1.026	-0.151
	24	-0.229	5.929	-0.490
11	22	0.000	-0.929	0.285
	14	0.000	-0.000	-0.000
13	24	-0.126	-9.716	0.777
	15	0.126	11.104	-0.918
18	10	-1.143	-0.552	2.338
	28	1.143	0.060	2.255
28	16	-1.026	0.229	0.151
	43	1.026	0.360	0.050
30	22	-1.142	0.876	0.037
	41	1.142	3.162	-0.078
32	24	3.787	-0.355	-0.287
	44	-3.787	-0.235	0.087
36	28	2.416	0.033	21.289
	29	-2.416	0.050	11.975
37	29	-0.311	0.062	-11.980
	33	0.311	0.011	34.026
38	33	-0.932	0.047	-34.012
	34	0.932	0.005	48.304
39	34	-0.619	0.028	-48.294
	35	0.619	0.001	56.630
40	35	-0.198	0.014	-56.626
	36	0.198	-0.005	59.394
47	28	0.000	-0.031	0.000
	30	0.000	0.000	0.000
48	30	0.000	0.000	0.000
	41	0.000	-0.656	0.010
50	43	0.227	-0.155	-0.057
	44	-0.227	2.120	-0.055
54	28	-0.012	-0.053	-3.705
	49	0.012	0.000	-0.008
65	41	-0.486	-3.162	0.068
	64	0.486	-0.665	-0.013

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
67	43	-0.872	-0.134	0.007
	68	0.872	0.304	0.028
69	44	1.667	0.008	-0.032
	66	-1.667	-0.178	-0.004
71	49	0.000	-0.012	0.008
	50	0.000	0.000	0.000
72	49	-0.000	-0.000	-0.000
	51	0.000	0.000	0.000
75	50	0.000	0.000	-0.000
	64	0.000	-0.248	0.175
77	68	0.092	-0.268	-0.011
	66	-0.092	0.621	-0.004
90	64	-0.239	0.665	-0.162
	85	0.239	-0.612	0.161
92	68	-0.603	-0.212	-0.017
	89	0.603	0.212	0.017
94	66	1.046	0.086	0.007
	87	-1.046	-0.087	-0.007
98	79	0.000	-0.007	-0.007
	80	0.000	0.000	0.000
99	79	0.000	-0.000	0.000
	81	-0.000	0.000	-0.000
102	80	-0.000	0.000	0.000
	85	0.000	-0.139	-0.142
104	89	0.091	-0.268	-0.011
	87	-0.091	0.615	-0.004
106	91	0.007	0.030	-1.435
	79	-0.007	-0.000	-0.007
117	85	-0.099	0.612	-0.019
	104	0.099	0.120	0.011
119	89	-0.335	-0.121	-0.006
	108	0.335	0.142	-0.006
121	87	0.431	-0.004	0.011
	106	-0.431	-0.016	0.001
123	91	1.595	-0.014	1.247
	92	-1.595	0.056	16.250
124	92	-0.366	0.043	-16.245
	96	0.366	0.012	33.678
125	96	-0.650	0.035	-33.693
	97	0.650	0.005	47.601
126	97	-0.371	0.022	-47.610
	98	0.371	0.001	56.195
127	98	-0.108	0.011	-56.198
	99	0.108	-0.004	59.071

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
134	91	0.000	-0.003	-0.001
	93	0.000	0.000	0.000
135	93	0.000	0.000	0.000
	104	0.000	-0.065	-0.014
137	108	0.032	-0.195	-0.016
	106	-0.032	0.270	-0.015
141	91	-0.002	-0.007	-2.349
	112	0.002	0.000	-0.003
152	104	-0.035	-0.120	0.003
	127	0.035	0.000	-0.069
154	108	-0.140	-0.110	0.022
	131	0.140	0.114	-0.076
156	106	0.161	-0.016	0.014
	129	-0.161	0.011	0.040
158	112	0.000	-0.002	0.003
	113	0.000	0.000	0.000
159	112	-0.000	-0.000	0.000
	114	0.000	0.000	-0.000
162	113	0.000	0.000	0.000
	127	0.000	-0.035	0.069
164	131	-0.011	-0.140	-0.129
	129	0.011	0.161	-0.040
179	131	-0.000	-0.126	0.204
	150	0.000	0.126	-0.204
181	142	0.000	-0.002	-0.003
	143	0.000	0.000	0.000
182	142	0.000	0.000	0.000
	144	-0.000	-0.000	-0.000
185	143	0.000	-0.000	-0.000
	148	0.000	-0.035	-0.069
187	150	0.011	-0.140	0.129
	151	-0.011	0.161	0.040
189	154	0.002	0.007	-2.349
	142	-0.002	-0.000	-0.003
200	148	0.035	-0.000	0.069
	167	-0.035	0.120	-0.003
202	150	0.140	-0.114	0.076
	171	-0.140	0.110	-0.022
204	151	-0.161	-0.011	-0.040
	169	0.161	0.016	-0.014
206	154	-1.595	0.014	1.247
	155	1.595	-0.056	16.250
207	155	0.366	-0.043	-16.245
	159	-0.366	-0.012	33.678

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
208	159	0.650	-0.035	-33.693
	160	-0.650	-0.005	47.601
209	160	0.371	-0.022	-47.610
	161	-0.371	-0.001	56.195
210	161	0.108	-0.011	-56.198
	162	-0.108	0.004	59.071
217	154	0.000	-0.003	0.001
	156	0.000	0.000	0.000
218	156	0.000	0.000	-0.000
	167	0.000	-0.065	0.014
220	171	-0.032	-0.195	0.016
	169	0.032	0.270	0.015
224	154	-0.007	-0.030	-1.435
	175	0.007	0.000	-0.007
235	167	0.099	-0.120	-0.011
	190	-0.099	-0.612	0.019
237	171	0.335	-0.142	0.006
	194	-0.335	0.121	0.006
239	169	-0.431	0.016	-0.001
	192	0.431	0.004	-0.011
241	175	0.000	-0.007	0.007
	176	0.000	0.000	0.000
242	175	0.000	-0.000	-0.000
	177	-0.000	-0.000	0.000
245	176	0.000	0.000	0.000
	190	0.000	-0.139	0.142
247	194	-0.091	-0.268	0.011
	192	0.091	0.615	0.004
258	190	0.239	0.612	-0.161
	211	-0.239	-0.665	0.162
262	194	0.603	-0.212	-0.017
	215	-0.603	0.212	0.017
264	192	-1.046	0.087	0.007
	213	1.046	-0.086	-0.007
268	205	0.000	-0.012	-0.008
	206	0.000	0.000	0.000
269	205	-0.000	-0.000	0.000
	207	0.000	0.000	-0.000
272	206	0.000	0.000	0.000
	211	0.000	-0.248	-0.175
274	215	-0.092	-0.268	0.011
	213	0.092	0.621	0.004
276	217	0.012	0.053	-3.705
	205	-0.012	0.000	-0.008

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
287	211	0.486	0.665	0.013
	230	-0.486	3.162	-0.068
289	215	0.872	-0.304	-0.028
	234	-0.872	0.134	-0.007
291	213	-1.667	0.178	0.004
	232	1.667	-0.008	0.032
293	217	-2.416	-0.033	21.289
	218	2.416	-0.050	11.975
294	218	0.311	-0.062	-11.980
	222	-0.311	-0.011	34.026
295	222	0.932	-0.047	-34.012
	223	-0.932	-0.005	48.304
296	223	0.619	-0.028	-48.294
	224	-0.619	-0.001	56.630
297	224	0.198	-0.014	-56.626
	225	-0.198	0.005	59.394
304	217	0.000	-0.031	-0.000
	219	0.000	0.000	0.000
305	219	0.000	-0.000	-0.000
	230	0.000	-0.656	-0.010
307	234	-0.227	-0.155	0.057
	232	0.227	2.120	0.055
321	217	1.143	-0.060	-2.255
	238	-1.143	0.552	-2.338
322	230	1.142	-3.162	0.078
	259	-1.142	-0.876	-0.037
324	234	1.026	-0.360	-0.050
	253	-1.026	-0.229	-0.151
326	232	-3.787	0.235	-0.087
	261	3.787	0.355	0.287
330	238	0.876	10.922	1.113
	239	-0.876	-10.335	-1.048
331	238	0.126	-11.668	0.975
	240	-0.126	11.208	-0.928
332	239	0.876	10.335	1.048
	259	-0.876	2.071	0.322
333	252	0.126	-11.104	-0.918
	240	-0.126	11.208	0.928
334	253	-0.229	1.026	0.151
	261	0.229	5.929	0.490
340	259	-0.000	-0.929	-0.285
	251	0.000	0.000	0.000
342	261	0.126	-9.716	-0.777
	252	-0.126	11.104	0.918

Nyttelast 3,0 kN/m²

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
1	10	-0.969	12.084	-1.231
	11	0.969	-11.434	1.159
2	10	-0.139	-12.909	-1.078
	12	0.139	12.400	1.027
3	11	-0.969	11.434	-1.159
	22	0.969	2.291	-0.356
4	15	-0.139	-12.285	1.015
	12	0.139	12.400	-1.027
5	16	0.254	1.135	-0.167
	24	-0.254	6.559	-0.543
11	22	0.000	-1.027	0.315
	14	0.000	0.000	-0.000
13	24	-0.139	-10.750	0.860
	15	0.139	12.285	-1.015
18	10	-1.265	-0.611	2.587
	28	1.265	0.067	2.495
28	16	-1.135	0.254	0.167
	43	1.135	0.399	0.055
30	22	-1.264	0.969	0.041
	41	1.264	3.498	-0.086
32	24	4.190	-0.393	-0.318
	44	-4.190	-0.260	0.096
36	28	2.673	0.036	23.553
	29	-2.673	0.056	13.249
37	29	-0.344	0.069	-13.254
	33	0.344	0.013	37.646
38	33	-1.032	0.052	-37.630
	34	1.032	0.005	53.443
39	34	-0.685	0.031	-53.432
	35	0.685	0.001	62.654
40	35	-0.219	0.016	-62.650
	36	0.219	-0.006	65.712
47	28	0.000	-0.034	0.001
	30	0.000	0.000	0.000
48	30	0.000	-0.000	-0.000
	41	0.000	-0.726	0.011
50	43	0.251	-0.171	-0.063
	44	-0.251	2.346	-0.061
54	28	-0.013	-0.059	-4.099
	49	0.013	-0.000	-0.009
65	41	-0.538	-3.498	0.075
	64	0.538	-0.736	-0.015

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
67	43	-0.964	-0.148	0.008
	68	0.964	0.336	0.031
69	44	1.844	0.009	-0.035
	66	-1.844	-0.197	-0.004
71	49	0.000	-0.013	0.009
	50	0.000	0.000	0.000
72	49	-0.000	-0.000	-0.000
	51	0.000	0.000	0.000
75	50	0.000	0.000	-0.000
	64	0.000	-0.274	0.194
77	68	0.102	-0.297	-0.012
	66	-0.102	0.687	-0.004
90	64	-0.264	0.736	-0.179
	85	0.264	-0.677	0.178
92	68	-0.668	-0.234	-0.019
	89	0.668	0.235	0.019
94	66	1.157	0.095	0.008
	87	-1.157	-0.096	-0.008
98	79	0.000	-0.007	-0.007
	80	0.000	0.000	0.000
99	79	0.000	-0.000	0.000
	81	-0.000	0.000	-0.000
102	80	-0.000	0.000	0.000
	85	0.000	-0.154	-0.157
104	89	0.101	-0.297	-0.012
	87	-0.101	0.681	-0.004
106	91	0.007	0.033	-1.588
	79	-0.007	0.000	-0.007
117	85	-0.110	0.677	-0.021
	104	0.110	0.133	0.012
119	89	-0.371	-0.134	-0.007
	108	0.371	0.157	-0.007
121	87	0.477	-0.005	0.012
	106	-0.477	-0.018	0.002
123	91	1.765	-0.015	1.380
	92	-1.765	0.062	17.978
124	92	-0.405	0.047	-17.973
	96	0.405	0.013	37.261
125	96	-0.719	0.039	-37.277
	97	0.719	0.005	52.665
126	97	-0.410	0.024	-52.675
	98	0.410	0.001	62.173
127	98	-0.120	0.013	-62.177
	99	0.120	-0.005	65.355

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
134	91	0.000	-0.003	-0.001
	93	0.000	0.000	0.000
135	93	0.000	0.000	0.000
	104	0.000	-0.072	-0.016
137	108	0.035	-0.216	-0.017
	106	-0.035	0.299	-0.017
141	91	-0.002	-0.008	-2.598
	112	0.002	0.000	-0.004
152	104	-0.038	-0.133	0.004
	127	0.038	0.000	-0.077
154	108	-0.155	-0.122	0.024
	131	0.155	0.127	-0.084
156	106	0.178	-0.017	0.016
	129	-0.178	0.012	0.044
158	112	0.000	-0.002	0.004
	113	0.000	0.000	0.000
159	112	-0.000	-0.000	0.000
	114	0.000	0.000	-0.000
162	113	0.000	0.000	-0.000
	127	0.000	-0.038	0.077
164	131	-0.012	-0.155	-0.142
	129	0.012	0.178	-0.044
179	131	-0.000	-0.139	0.226
	150	0.000	0.139	-0.226
181	142	0.000	-0.002	-0.004
	143	0.000	0.000	0.000
182	142	-0.000	-0.000	0.000
	144	0.000	0.000	-0.000
185	143	0.000	-0.000	0.000
	148	0.000	-0.038	-0.077
187	150	0.012	-0.155	0.142
	151	-0.012	0.178	0.044
189	154	0.002	0.008	-2.598
	142	-0.002	-0.000	-0.004
200	148	0.038	0.000	0.077
	167	-0.038	0.133	-0.004
202	150	0.155	-0.127	0.084
	171	-0.155	0.122	-0.024
204	151	-0.178	-0.012	-0.044
	169	0.178	0.017	-0.016
206	154	-1.765	0.015	1.380
	155	1.765	-0.062	17.978
207	155	0.405	-0.047	-17.973
	159	-0.405	-0.013	37.261

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
208	159	0.719	-0.039	-37.277
	160	-0.719	-0.005	52.665
209	160	0.410	-0.024	-52.675
	161	-0.410	-0.001	62.173
210	161	0.120	-0.013	-62.177
	162	-0.120	0.005	65.355
217	154	0.000	-0.003	0.001
	156	0.000	0.000	0.000
218	156	0.000	-0.000	-0.000
	167	0.000	-0.072	0.016
220	171	-0.035	-0.216	0.017
	169	0.035	0.299	0.017
224	154	-0.007	-0.033	-1.588
	175	0.007	0.000	-0.007
235	167	0.110	-0.133	-0.012
	190	-0.110	-0.677	0.021
237	171	0.371	-0.157	0.007
	194	-0.371	0.134	0.007
239	169	-0.477	0.018	-0.002
	192	0.477	0.005	-0.012
241	175	0.000	-0.007	0.007
	176	0.000	0.000	0.000
242	175	0.000	-0.000	0.000
	177	-0.000	0.000	0.000
245	176	0.000	0.000	-0.000
	190	0.000	-0.154	0.157
247	194	-0.101	-0.297	0.012
	192	0.101	0.681	0.004
258	190	0.264	0.677	-0.178
	211	-0.264	-0.736	0.179
262	194	0.668	-0.235	-0.019
	215	-0.668	0.234	0.019
264	192	-1.157	0.096	0.008
	213	1.157	-0.095	-0.008
268	205	0.000	-0.013	-0.009
	206	0.000	0.000	0.000
269	205	-0.000	-0.000	0.000
	207	0.000	0.000	-0.000
272	206	0.000	0.000	-0.000
	211	0.000	-0.274	-0.194
274	215	-0.102	-0.297	0.012
	213	0.102	0.687	0.004
276	217	0.013	0.059	-4.099
	205	-0.013	0.000	-0.009

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
287	211	0.538	0.736	0.015
	230	-0.538	3.498	-0.075
289	215	0.964	-0.336	-0.031
	234	-0.964	0.148	-0.008
291	213	-1.844	0.197	0.004
	232	1.844	-0.009	0.035
293	217	-2.673	-0.036	23.553
	218	2.673	-0.056	13.249
294	218	0.344	-0.069	-13.254
	222	-0.344	-0.013	37.646
295	222	1.032	-0.052	-37.630
	223	-1.032	-0.005	53.443
296	223	0.685	-0.031	-53.432
	224	-0.685	-0.001	62.654
297	224	0.219	-0.016	-62.650
	225	-0.219	0.006	65.712
304	217	0.000	-0.034	-0.001
	219	0.000	0.000	0.000
305	219	0.000	0.000	0.000
	230	0.000	-0.726	-0.011
307	234	-0.251	-0.171	0.063
	232	0.251	2.346	0.061
321	217	1.265	-0.067	-2.495
	238	-1.265	0.611	-2.587
322	230	1.264	-3.498	0.086
	259	-1.264	-0.969	-0.041
324	234	1.135	-0.399	-0.055
	253	-1.135	-0.254	-0.167
326	232	-4.190	0.260	-0.096
	261	4.190	0.393	0.318
330	238	0.969	12.084	1.231
	239	-0.969	-11.434	-1.159
331	238	0.139	-12.909	1.078
	240	-0.139	12.400	-1.027
332	239	0.969	11.434	1.159
	259	-0.969	2.291	0.356
333	252	0.139	-12.285	-1.015
	240	-0.139	12.400	1.027
334	253	-0.254	1.135	0.167
	261	0.254	6.559	0.543
340	259	0.000	-1.027	-0.315
	251	0.000	0.000	0.000
342	261	0.139	-10.750	-0.860
	252	-0.139	12.285	1.015

Nyttelast 3,5 kN/m²

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
1	10	-1.062	13.246	-1.350
	11	1.062	-12.534	1.271
2	10	-0.152	-14.150	-1.182
	12	0.152	13.593	1.126
3	11	-1.062	12.534	-1.271
	22	1.062	2.511	-0.390
4	15	-0.152	-13.466	1.113
	12	0.152	13.593	-1.126
5	16	0.278	1.245	-0.183
	24	-0.278	7.190	-0.595
11	22	0.000	-1.126	0.346
	14	0.000	-0.000	-0.000
13	24	-0.152	-11.783	0.943
	15	0.152	13.466	-1.113
18	10	-1.386	-0.670	2.836
	28	1.386	0.073	2.735
28	16	-1.245	0.278	0.183
	43	1.245	0.437	0.060
30	22	-1.385	1.062	0.045
	41	1.385	3.834	-0.095
32	24	4.593	-0.430	-0.348
	44	-4.593	-0.285	0.105
36	28	2.930	0.040	25.818
	29	-2.930	0.061	14.523
37	29	-0.377	0.075	-14.529
	33	0.377	0.014	41.266
38	33	-1.131	0.057	-41.248
	34	1.131	0.006	58.581
39	34	-0.750	0.034	-58.570
	35	0.750	0.001	68.679
40	35	-0.240	0.017	-68.674
	36	0.240	-0.006	72.031
47	28	0.000	-0.038	0.001
	30	0.000	0.000	0.000
48	30	0.000	0.000	0.000
	41	0.000	-0.795	0.012
50	43	0.275	-0.188	-0.069
	44	-0.275	2.571	-0.067
54	28	-0.014	-0.064	-4.494
	49	0.014	0.000	-0.010
65	41	-0.590	-3.834	0.083
	64	0.590	-0.807	-0.016

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
67	43	-1.057	-0.162	0.009
	68	1.057	0.368	0.034
69	44	2.022	0.010	-0.038
	66	-2.022	-0.216	-0.004
71	49	0.000	-0.014	0.010
	50	0.000	0.000	0.000
72	49	-0.000	-0.000	-0.000
	51	0.000	0.000	0.000
75	50	0.000	0.000	-0.000
	64	0.000	-0.300	0.212
77	68	0.111	-0.325	-0.013
	66	-0.111	0.753	-0.005
90	64	-0.290	0.807	-0.196
	85	0.290	-0.742	0.196
92	68	-0.732	-0.257	-0.021
	89	0.732	0.257	0.021
94	66	1.268	0.104	0.009
	87	-1.268	-0.105	-0.009
98	79	0.000	-0.008	-0.008
	80	0.000	0.000	0.000
99	79	0.000	-0.000	0.000
	81	-0.000	0.000	-0.000
102	80	0.000	0.000	0.000
	85	0.000	-0.169	-0.172
104	89	0.110	-0.325	-0.013
	87	-0.110	0.746	-0.004
106	91	0.008	0.036	-1.741
	79	-0.008	0.000	-0.008
117	85	-0.121	0.742	-0.023
	104	0.121	0.146	0.013
119	89	-0.407	-0.147	-0.007
	108	0.407	0.172	-0.008
121	87	0.522	-0.005	0.013
	106	-0.522	-0.019	0.002
123	91	1.934	-0.017	1.512
	92	-1.934	0.068	19.707
124	92	-0.444	0.052	-19.701
	96	0.444	0.015	40.844
125	96	-0.788	0.043	-40.861
	97	0.788	0.006	57.728
126	97	-0.449	0.026	-57.740
	98	0.449	0.001	68.151
127	98	-0.131	0.014	-68.155
	99	0.131	-0.005	71.639

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
134	91	0.000	-0.004	-0.001
	93	0.000	0.000	0.000
135	93	0.000	-0.000	-0.000
	104	0.000	-0.078	-0.017
137	108	0.038	-0.237	-0.019
	106	-0.038	0.327	-0.019
141	91	-0.002	-0.009	-2.848
	112	0.002	0.000	-0.004
152	104	-0.042	-0.146	0.004
	127	0.042	0.000	-0.084
154	108	-0.170	-0.133	0.027
	131	0.170	0.139	-0.092
156	106	0.195	-0.019	0.017
	129	-0.195	0.014	0.048
158	112	0.000	-0.002	0.004
	113	0.000	0.000	0.000
159	112	-0.000	-0.000	0.000
	114	0.000	-0.000	-0.000
162	113	0.000	0.000	-0.000
	127	0.000	-0.042	0.084
164	131	-0.014	-0.170	-0.156
	129	0.014	0.195	-0.048
179	131	-0.000	-0.152	0.247
	150	0.000	0.152	-0.247
181	142	0.000	-0.002	-0.004
	143	0.000	0.000	0.000
182	142	-0.000	-0.000	0.000
	144	0.000	0.000	-0.000
185	143	0.000	0.000	-0.000
	148	0.000	-0.042	-0.084
187	150	0.014	-0.170	0.156
	151	-0.014	0.195	0.048
189	154	0.002	0.009	-2.848
	142	-0.002	0.000	-0.004
200	148	0.042	-0.000	0.084
	167	-0.042	0.146	-0.004
202	150	0.170	-0.139	0.092
	171	-0.170	0.133	-0.027
204	151	-0.195	-0.014	-0.048
	169	0.195	0.019	-0.017
206	154	-1.934	0.017	1.512
	155	1.934	-0.068	19.707
207	155	0.444	-0.052	-19.701
	159	-0.444	-0.015	40.844

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
208	159	0.788	-0.043	-40.861
	160	-0.788	-0.006	57.728
209	160	0.449	-0.026	-57.740
	161	-0.449	-0.001	68.151
210	161	0.131	-0.014	-68.155
	162	-0.131	0.005	71.639
217	154	0.000	-0.004	0.001
	156	0.000	0.000	0.000
218	156	0.000	-0.000	0.000
	167	0.000	-0.078	0.017
220	171	-0.038	-0.237	0.019
	169	0.038	0.327	0.019
224	154	-0.008	-0.036	-1.741
	175	0.008	-0.000	-0.008
235	167	0.121	-0.146	-0.013
	190	-0.121	-0.742	0.023
237	171	0.407	-0.172	0.008
	194	-0.407	0.147	0.007
239	169	-0.522	0.019	-0.002
	192	0.522	0.005	-0.013
241	175	0.000	-0.008	0.008
	176	0.000	0.000	0.000
242	175	0.000	-0.000	-0.000
	177	-0.000	-0.000	0.000
245	176	0.000	0.000	-0.000
	190	0.000	-0.169	0.172
247	194	-0.110	-0.325	0.013
	192	0.110	0.746	0.004
258	190	0.290	0.742	-0.196
	211	-0.290	-0.807	0.196
262	194	0.732	-0.257	-0.021
	215	-0.732	0.257	0.021
264	192	-1.268	0.105	0.009
	213	1.268	-0.104	-0.009
268	205	0.000	-0.014	-0.010
	206	0.000	0.000	0.000
269	205	-0.000	-0.000	0.000
	207	0.000	0.000	-0.000
272	206	0.000	0.000	0.000
	211	0.000	-0.300	-0.212
274	215	-0.111	-0.325	0.013
	213	0.111	0.753	0.005
276	217	0.014	0.064	-4.494
	205	-0.014	0.000	-0.010

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
287	211	0.590	0.807	0.016
	230	-0.590	3.834	-0.083
289	215	1.057	-0.368	-0.034
	234	-1.057	0.162	-0.009
291	213	-2.022	0.216	0.004
	232	2.022	-0.010	0.038
293	217	-2.930	-0.040	25.818
	218	2.930	-0.061	14.523
294	218	0.377	-0.075	-14.529
	222	-0.377	-0.014	41.266
295	222	1.131	-0.057	-41.248
	223	-1.131	-0.006	58.581
296	223	0.750	-0.034	-58.570
	224	-0.750	-0.001	68.679
297	224	0.240	-0.017	-68.674
	225	-0.240	0.006	72.031
304	217	0.000	-0.038	-0.001
	219	0.000	0.000	0.000
305	219	0.000	0.000	-0.000
	230	0.000	-0.795	-0.012
307	234	-0.275	-0.188	0.069
	232	0.275	2.571	0.067
321	217	1.386	-0.073	-2.735
	238	-1.386	0.670	-2.836
322	230	1.385	-3.834	0.095
	259	-1.385	-1.062	-0.045
324	234	1.245	-0.437	-0.060
	253	-1.245	-0.278	-0.183
326	232	-4.593	0.285	-0.105
	261	4.593	0.430	0.348
330	238	1.062	13.246	1.350
	239	-1.062	-12.534	-1.271
331	238	0.152	-14.150	1.182
	240	-0.152	13.593	-1.126
332	239	1.062	12.534	1.271
	259	-1.062	2.511	0.390
333	252	0.152	-13.466	-1.113
	240	-0.152	13.593	1.126
334	253	-0.278	1.245	0.183
	261	0.278	7.190	0.595
340	259	-0.000	-1.126	-0.346
	251	0.000	0.000	0.000
342	261	0.152	-11.783	-0.943
	252	-0.152	13.466	1.113

Nyttelast 4,0 kN/m²

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
1	10	-1.156	14.407	-1.468
	11	1.156	-13.633	1.382
2	10	-0.166	-15.392	-1.286
	12	0.166	14.785	1.224
3	11	-1.156	13.633	-1.382
	22	1.156	2.732	-0.425
4	15	-0.166	-14.648	1.210
	12	0.166	14.785	-1.224
5	16	0.302	1.354	-0.199
	24	-0.302	7.821	-0.647
11	22	0.000	-1.225	0.376
	14	-0.000	-0.000	0.000
13	24	-0.166	-12.817	1.026
	15	0.166	14.648	-1.210
18	10	-1.508	-0.729	3.085
	28	1.508	0.080	2.975
28	16	-1.354	0.302	0.199
	43	1.354	0.476	0.066
30	22	-1.507	1.156	0.049
	41	1.507	4.171	-0.103
32	24	4.996	-0.468	-0.379
	44	-4.996	-0.310	0.114
36	28	3.187	0.043	28.083
	29	-3.187	0.066	15.797
37	29	-0.410	0.082	-15.803
	33	0.410	0.015	44.886
38	33	-1.230	0.062	-44.867
	34	1.230	0.006	63.720
39	34	-0.816	0.037	-63.708
	35	0.816	0.001	74.703
40	35	-0.261	0.019	-74.698
	36	0.261	-0.007	78.349
47	28	0.000	-0.041	0.001
	30	0.000	0.000	0.000
48	30	0.000	0.000	0.000
	41	0.000	-0.865	0.013
50	43	0.299	-0.204	-0.075
	44	-0.299	2.797	-0.072
54	28	-0.015	-0.070	-4.888
	49	0.015	0.000	-0.011
65	41	-0.642	-4.171	0.090
	64	0.642	-0.878	-0.018

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
67	43	-1.150	-0.176	0.009
	68	1.150	0.400	0.037
69	44	2.199	0.011	-0.042
	66	-2.199	-0.235	-0.005
71	49	0.000	-0.015	0.011
	50	0.000	0.000	0.000
72	49	0.000	-0.000	-0.000
	51	-0.000	0.000	0.000
75	50	0.000	0.000	-0.000
	64	0.000	-0.327	0.231
77	68	0.121	-0.354	-0.015
	66	-0.121	0.819	-0.005
90	64	-0.315	0.878	-0.214
	85	0.315	-0.807	0.213
92	68	-0.796	-0.279	-0.022
	89	0.796	0.280	0.022
94	66	1.380	0.113	0.010
	87	-1.380	-0.114	-0.010
98	79	0.000	-0.009	-0.009
	80	0.000	0.000	0.000
99	79	0.000	-0.000	0.000
	81	-0.000	0.000	-0.000
102	80	0.000	0.000	0.000
	85	-0.000	-0.184	-0.187
104	89	0.120	-0.354	-0.014
	87	-0.120	0.811	-0.005
106	91	0.009	0.039	-1.894
	79	-0.009	-0.000	-0.009
117	85	-0.131	0.807	-0.025
	104	0.131	0.159	0.014
119	89	-0.442	-0.160	-0.008
	108	0.442	0.187	-0.008
121	87	0.568	-0.006	0.015
	106	-0.568	-0.021	0.002
123	91	2.104	-0.018	1.645
	92	-2.104	0.073	21.436
124	92	-0.483	0.056	-21.429
	96	0.483	0.016	44.427
125	96	-0.857	0.047	-44.446
	97	0.857	0.006	62.792
126	97	-0.489	0.028	-62.805
	98	0.489	0.001	74.129
127	98	-0.143	0.015	-74.134
	99	0.143	-0.006	77.923

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
134	91	0.000	-0.004	-0.001
	93	0.000	0.000	0.000
135	93	0.000	0.000	-0.000
	104	0.000	-0.085	-0.019
137	108	0.042	-0.258	-0.021
	106	-0.042	0.356	-0.020
141	91	-0.002	-0.010	-3.098
	112	0.002	0.000	-0.004
152	104	-0.046	-0.159	0.004
	127	0.046	-0.000	-0.091
154	108	-0.185	-0.145	0.029
	131	0.185	0.151	-0.100
156	106	0.212	-0.021	0.019
	129	-0.212	0.015	0.052
158	112	0.000	-0.002	0.004
	113	0.000	0.000	0.000
159	112	-0.000	-0.000	-0.000
	114	0.000	0.000	0.000
162	113	0.000	0.000	0.000
	127	0.000	-0.046	0.091
164	131	-0.015	-0.185	-0.170
	129	0.015	0.212	-0.052
179	131	-0.000	-0.166	0.269
	150	0.000	0.166	-0.269
181	142	0.000	-0.002	-0.004
	143	0.000	0.000	0.000
182	142	-0.000	0.000	0.000
	144	0.000	-0.000	-0.000
185	143	0.000	0.000	-0.000
	148	0.000	-0.046	-0.091
187	150	0.015	-0.185	0.170
	151	-0.015	0.212	0.052
189	154	0.002	0.010	-3.098
	142	-0.002	0.000	-0.004
200	148	0.046	-0.000	0.091
	167	-0.046	0.159	-0.004
202	150	0.185	-0.151	0.100
	171	-0.185	0.145	-0.029
204	151	-0.212	-0.015	-0.052
	169	0.212	0.021	-0.019
206	154	-2.104	0.018	1.645
	155	2.104	-0.073	21.436
207	155	0.483	-0.056	-21.429
	159	-0.483	-0.016	44.427

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
208	159	0.857	-0.047	-44.446
	160	-0.857	-0.006	62.792
209	160	0.489	-0.028	-62.805
	161	-0.489	-0.001	74.129
210	161	0.143	-0.015	-74.134
	162	-0.143	0.006	77.923
217	154	0.000	-0.004	0.001
	156	0.000	0.000	0.000
218	156	0.000	-0.000	-0.000
	167	0.000	-0.085	0.019
220	171	-0.042	-0.258	0.021
	169	0.042	0.356	0.020
224	154	-0.009	-0.039	-1.894
	175	0.009	-0.000	-0.009
235	167	0.131	-0.159	-0.014
	190	-0.131	-0.807	0.025
237	171	0.442	-0.187	0.008
	194	-0.442	0.160	0.008
239	169	-0.568	0.021	-0.002
	192	0.568	0.006	-0.015
241	175	0.000	-0.009	0.009
	176	0.000	0.000	0.000
242	175	0.000	0.000	-0.000
	177	-0.000	-0.000	0.000
245	176	0.000	-0.000	0.000
	190	0.000	-0.184	0.187
247	194	-0.120	-0.354	0.014
	192	0.120	0.811	0.005
258	190	0.315	0.807	-0.213
	211	-0.315	-0.878	0.214
262	194	0.796	-0.280	-0.022
	215	-0.796	0.279	0.022
264	192	-1.380	0.114	0.010
	213	1.380	-0.113	-0.010
268	205	0.000	-0.015	-0.011
	206	0.000	0.000	0.000
269	205	-0.000	-0.000	0.000
	207	0.000	0.000	-0.000
272	206	0.000	0.000	0.000
	211	0.000	-0.327	-0.231
274	215	-0.121	-0.354	0.015
	213	0.121	0.819	0.005
276	217	0.015	0.070	-4.888
	205	-0.015	0.000	-0.011

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
287	211	0.642	0.878	0.018
	230	-0.642	4.171	-0.090
289	215	1.150	-0.400	-0.037
	234	-1.150	0.176	-0.009
291	213	-2.199	0.235	0.005
	232	2.199	-0.011	0.042
293	217	-3.187	-0.043	28.083
	218	3.187	-0.066	15.797
294	218	0.410	-0.082	-15.803
	222	-0.410	-0.015	44.886
295	222	1.230	-0.062	-44.867
	223	-1.230	-0.006	63.720
296	223	0.816	-0.037	-63.708
	224	-0.816	-0.001	74.703
297	224	0.261	-0.019	-74.698
	225	-0.261	0.007	78.349
304	217	0.000	-0.041	-0.001
	219	0.000	0.000	0.000
305	219	0.000	0.000	0.000
	230	0.000	-0.865	-0.013
307	234	-0.299	-0.204	0.075
	232	0.299	2.797	0.072
321	217	1.508	-0.080	-2.975
	238	-1.508	0.729	-3.085
322	230	1.507	-4.171	0.103
	259	-1.507	-1.156	-0.049
324	234	1.354	-0.476	-0.066
	253	-1.354	-0.302	-0.199
326	232	-4.996	0.310	-0.114
	261	4.996	0.468	0.379
330	238	1.156	14.407	1.468
	239	-1.156	-13.633	-1.382
331	238	0.166	-15.392	1.286
	240	-0.166	14.785	-1.224
332	239	1.156	13.633	1.382
	259	-1.156	2.732	0.425
333	252	0.166	-14.648	-1.210
	240	-0.166	14.785	1.224
334	253	-0.302	1.354	0.199
	261	0.302	7.821	0.647
340	259	0.000	-1.225	-0.376
	251	0.000	-0.000	0.000
342	261	0.166	-12.817	-1.026
	252	-0.166	14.648	1.210

Nyttelast 4,5 kN/m²

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
1	10	-1.249	15.569	-1.586
	11	1.249	-14.732	1.494
2	10	-0.179	-16.633	-1.389
	12	0.179	15.977	1.323
3	11	-1.249	14.732	-1.494
	22	1.249	2.952	-0.459
4	15	-0.179	-15.829	1.308
	12	0.179	15.977	-1.323
5	16	0.327	1.463	-0.215
	24	-0.327	8.452	-0.699
11	22	-0.000	-1.324	0.406
	14	0.000	-0.000	0.000
13	24	-0.179	-13.850	1.108
	15	0.179	15.829	-1.308
18	10	-1.629	-0.787	3.333
	28	1.629	0.086	3.215
28	16	-1.463	0.327	0.215
	43	1.463	0.514	0.071
30	22	-1.628	1.249	0.053
	41	1.628	4.507	-0.111
32	24	5.399	-0.506	-0.409
	44	-5.399	-0.335	0.123
36	28	3.444	0.047	30.348
	29	-3.444	0.072	17.070
37	29	-0.443	0.089	-17.078
	33	0.443	0.016	48.505
38	33	-1.329	0.067	-48.485
	34	1.329	0.007	68.859
39	34	-0.882	0.040	-68.845
	35	0.882	0.001	80.728
40	35	-0.282	0.020	-80.722
	36	0.282	-0.007	84.668
	28	0.000	-0.044	0.001
47	30	0.000	0.000	0.000
	30	0.000	-0.000	-0.000
48	41	0.000	-0.935	0.014
	43	0.323	-0.221	-0.081
50	44	-0.323	3.023	-0.078
	28	-0.017	-0.075	-5.282
54	49	0.017	0.000	-0.012
	41	-0.693	-4.507	0.097
65	64	0.693	-0.948	-0.019

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
67	43	-1.242	-0.191	0.010
	68	1.242	0.433	0.040
69	44	2.376	0.011	-0.045
	66	-2.376	-0.254	-0.005
71	49	0.000	-0.017	0.012
	50	0.000	0.000	0.000
72	49	-0.000	-0.000	0.000
	51	0.000	0.000	-0.000
75	50	0.000	-0.000	0.000
	64	0.000	-0.353	0.250
77	68	0.131	-0.382	-0.016
	66	-0.131	0.885	-0.005
90	64	-0.340	0.948	-0.231
	85	0.340	-0.872	0.230
92	68	-0.860	-0.302	-0.024
	89	0.860	0.303	0.024
94	66	1.491	0.123	0.010
	87	-1.491	-0.124	-0.010
98	79	0.000	-0.009	-0.010
	80	0.000	0.000	0.000
99	79	0.000	-0.000	-0.000
	81	-0.000	0.000	0.000
102	80	0.000	0.000	0.000
	85	-0.000	-0.199	-0.202
104	89	0.130	-0.382	-0.015
	87	-0.130	0.877	-0.005
106	91	0.009	0.042	-2.046
	79	-0.009	-0.000	-0.010
117	85	-0.142	0.872	-0.027
	104	0.142	0.171	0.015
119	89	-0.478	-0.173	-0.009
	108	0.478	0.202	-0.009
121	87	0.614	-0.006	0.016
	106	-0.614	-0.023	0.002
123	91	2.274	-0.019	1.778
	92	-2.274	0.079	23.165
124	92	-0.522	0.061	-23.157
	96	0.522	0.017	48.009
125	96	-0.926	0.050	-48.030
	97	0.926	0.007	67.856
126	97	-0.528	0.031	-67.870
	98	0.528	0.001	80.107
127	98	-0.155	0.016	-80.113
	99	0.155	-0.006	84.207

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
134	91	0.000	-0.004	-0.001
	93	0.000	0.000	0.000
135	93	0.000	-0.000	0.000
	104	0.000	-0.092	-0.020
137	108	0.045	-0.278	-0.022
	106	-0.045	0.385	-0.022
141	91	-0.002	-0.011	-3.348
	112	0.002	0.000	-0.005
152	104	-0.049	-0.171	0.005
	127	0.049	0.000	-0.099
154	108	-0.200	-0.157	0.031
	131	0.200	0.163	-0.108
156	106	0.229	-0.022	0.020
	129	-0.229	0.016	0.056
158	112	0.000	-0.002	0.005
	113	0.000	0.000	0.000
159	112	-0.000	-0.000	0.000
	114	0.000	0.000	-0.000
162	113	0.000	-0.000	0.000
	127	0.000	-0.049	0.099
164	131	-0.016	-0.200	-0.183
	129	0.016	0.229	-0.056
179	131	-0.000	-0.179	0.291
	150	0.000	0.179	-0.291
181	142	0.000	-0.002	-0.005
	143	0.000	0.000	0.000
182	142	-0.000	-0.000	0.000
	144	0.000	-0.000	-0.000
185	143	0.000	-0.000	-0.000
	148	0.000	-0.049	-0.099
187	150	0.016	-0.200	0.183
	151	-0.016	0.229	0.056
189	154	0.002	0.011	-3.348
	142	-0.002	-0.000	-0.005
200	148	0.049	-0.000	0.099
	167	-0.049	0.171	-0.005
202	150	0.200	-0.163	0.108
	171	-0.200	0.157	-0.031
204	151	-0.229	-0.016	-0.056
	169	0.229	0.022	-0.020
206	154	-2.274	0.019	1.778
	155	2.274	-0.079	23.165
207	155	0.522	-0.061	-23.157
	159	-0.522	-0.017	48.009

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
208	159	0.926	-0.050	-48.030
	160	-0.926	-0.007	67.856
209	160	0.528	-0.031	-67.870
	161	-0.528	-0.001	80.107
210	161	0.155	-0.016	-80.113
	162	-0.155	0.006	84.207
217	154	0.000	-0.004	0.001
	156	0.000	0.000	0.000
218	156	0.000	0.000	0.000
	167	0.000	-0.092	0.020
220	171	-0.045	-0.278	0.022
	169	0.045	0.385	0.022
224	154	-0.009	-0.042	-2.046
	175	0.009	-0.000	-0.010
235	167	0.142	-0.171	-0.015
	190	-0.142	-0.872	0.027
237	171	0.478	-0.202	0.009
	194	-0.478	0.173	0.009
239	169	-0.614	0.023	-0.002
	192	0.614	0.006	-0.016
241	175	0.000	-0.009	0.010
	176	0.000	0.000	0.000
242	175	0.000	0.000	0.000
	177	-0.000	-0.000	-0.000
245	176	0.000	0.000	-0.000
	190	0.000	-0.199	0.202
247	194	-0.130	-0.382	0.015
	192	0.130	0.877	0.005
258	190	0.340	0.872	-0.230
	211	-0.340	-0.948	0.231
262	194	0.860	-0.303	-0.024
	215	-0.860	0.302	0.024
264	192	-1.491	0.124	0.010
	213	1.491	-0.123	-0.010
268	205	0.000	-0.017	-0.012
	206	0.000	0.000	0.000
269	205	-0.000	0.000	0.000
	207	0.000	-0.000	-0.000
272	206	0.000	0.000	0.000
	211	0.000	-0.353	-0.250
274	215	-0.131	-0.382	0.016
	213	0.131	0.885	0.005
276	217	0.017	0.075	-5.282
	205	-0.017	0.000	-0.012

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
287	211	0.693	0.948	0.019
	230	-0.693	4.507	-0.097
289	215	1.242	-0.433	-0.040
	234	-1.242	0.191	-0.010
291	213	-2.376	0.254	0.005
	232	2.376	-0.011	0.045
293	217	-3.444	-0.047	30.348
	218	3.444	-0.072	17.070
294	218	0.443	-0.089	-17.078
	222	-0.443	-0.016	48.505
295	222	1.329	-0.067	-48.485
	223	-1.329	-0.007	68.859
296	223	0.882	-0.040	-68.845
	224	-0.882	-0.001	80.728
297	224	0.282	-0.020	-80.722
	225	-0.282	0.007	84.668
304	217	0.000	-0.044	-0.001
	219	0.000	0.000	0.000
305	219	0.000	-0.000	-0.000
	230	0.000	-0.935	-0.014
307	234	-0.323	-0.221	0.081
	232	0.323	3.023	0.078
321	217	1.629	-0.086	-3.215
	238	-1.629	0.787	-3.333
322	230	1.628	-4.507	0.111
	259	-1.628	-1.249	-0.053
324	234	1.463	-0.514	-0.071
	253	-1.463	-0.327	-0.215
326	232	-5.399	0.335	-0.123
	261	5.399	0.506	0.409
330	238	1.249	15.569	1.586
	239	-1.249	-14.732	-1.494
331	238	0.179	-16.633	1.389
	240	-0.179	15.977	-1.323
332	239	1.249	14.732	1.494
	259	-1.249	2.952	0.459
333	252	0.179	-15.829	-1.308
	240	-0.179	15.977	1.323
334	253	-0.327	1.463	0.215
	261	0.327	8.452	0.699
340	259	0.000	-1.324	-0.406
	251	0.000	-0.000	0.000
342	261	0.179	-13.850	-1.108
	252	-0.179	15.829	1.308

Nyttelast 5,0 kN/m²

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
1	10	-1.342	16.731	-1.705
	11	1.342	-15.832	1.605
2	10	-0.192	-17.874	-1.493
	12	0.192	17.170	1.422
3	11	-1.342	15.832	-1.605
	22	1.342	3.172	-0.493
4	15	-0.192	-17.010	1.406
	12	0.192	17.170	-1.422
5	16	0.351	1.572	-0.231
	24	-0.351	9.082	-0.751
11	22	-0.000	-1.422	0.437
	14	0.000	-0.000	0.000
13	24	-0.192	-14.884	1.191
	15	0.192	17.010	-1.406
18	10	-1.751	-0.846	3.582
	28	1.751	0.093	3.454
28	16	-1.572	0.351	0.231
	43	1.572	0.552	0.076
30	22	-1.750	1.342	0.057
	41	1.750	4.843	-0.119
32	24	5.802	-0.544	-0.440
	44	-5.802	-0.360	0.133
36	28	3.701	0.050	32.612
	29	-3.701	0.077	18.344
37	29	-0.477	0.095	-18.352
	33	0.477	0.017	52.125
38	33	-1.428	0.072	-52.103
	34	1.428	0.007	73.997
39	34	-0.948	0.043	-73.983
	35	0.948	0.001	86.752
40	35	-0.303	0.022	-86.746
	36	0.303	-0.008	90.986
47	28	0.000	-0.048	0.001
	30	0.000	0.000	0.000
48	30	0.000	-0.000	0.000
	41	0.000	-1.005	0.015
50	43	0.347	-0.237	-0.087
	44	-0.347	3.248	-0.084
54	28	-0.018	-0.081	-5.676
	49	0.018	-0.000	-0.013
65	41	-0.745	-4.843	0.104
	64	0.745	-1.019	-0.020

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
67	43	-1.335	-0.205	0.011
	68	1.335	0.465	0.043
69	44	2.554	0.012	-0.049
	66	-2.554	-0.273	-0.005
71	49	0.000	-0.018	0.013
	50	0.000	0.000	0.000
72	49	-0.000	-0.000	0.000
	51	0.000	0.000	-0.000
75	50	0.000	0.000	0.000
	64	0.000	-0.379	0.268
77	68	0.141	-0.411	-0.017
	66	-0.141	0.952	-0.006
90	64	-0.366	1.019	-0.248
	85	0.366	-0.937	0.247
92	68	-0.924	-0.324	-0.026
	89	0.924	0.325	0.026
94	66	1.602	0.132	0.011
	87	-1.602	-0.133	-0.011
98	79	0.000	-0.010	-0.010
	80	0.000	0.000	0.000
99	79	0.000	-0.000	-0.000
	81	-0.000	0.000	0.000
102	80	0.000	0.000	0.000
	85	-0.000	-0.214	-0.218
104	89	0.139	-0.411	-0.017
	87	-0.139	0.942	-0.006
106	91	0.010	0.046	-2.199
	79	-0.010	0.000	-0.010
117	85	-0.152	0.937	-0.029
	104	0.152	0.184	0.016
119	89	-0.514	-0.186	-0.009
	108	0.514	0.217	-0.010
121	87	0.660	-0.007	0.017
	106	-0.660	-0.025	0.002
123	91	2.443	-0.021	1.910
	92	-2.443	0.085	24.893
124	92	-0.561	0.066	-24.885
	96	0.561	0.018	51.592
125	96	-0.995	0.054	-51.614
	97	0.995	0.007	72.920
126	97	-0.568	0.033	-72.935
	98	0.568	0.001	86.085
127	98	-0.166	0.017	-86.091
	99	0.166	-0.007	90.491

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
134	91	0.000	-0.005	-0.001
	93	0.000	0.000	0.000
135	93	0.000	-0.000	0.000
	104	0.000	-0.099	-0.022
137	108	0.048	-0.299	-0.024
	106	-0.048	0.413	-0.024
141	91	-0.003	-0.011	-3.598
	112	0.003	0.000	-0.005
152	104	-0.053	-0.184	0.005
	127	0.053	-0.000	-0.106
154	108	-0.214	-0.169	0.034
	131	0.214	0.175	-0.116
156	106	0.246	-0.024	0.022
	129	-0.246	0.017	0.061
158	112	0.000	-0.003	0.005
	113	0.000	0.000	0.000
159	112	-0.000	-0.000	-0.000
	114	0.000	0.000	0.000
162	113	0.000	-0.000	-0.000
	127	0.000	-0.053	0.106
164	131	-0.017	-0.214	-0.197
	129	0.017	0.246	-0.061
179	131	-0.000	-0.192	0.313
	150	0.000	0.192	-0.313
181	142	0.000	-0.003	-0.005
	143	0.000	0.000	0.000
182	142	-0.000	0.000	0.000
	144	0.000	-0.000	-0.000
185	143	0.000	-0.000	-0.000
	148	0.000	-0.053	-0.106
187	150	0.017	-0.214	0.197
	151	-0.017	0.246	0.061
189	154	0.003	0.011	-3.598
	142	-0.003	0.000	-0.005
200	148	0.053	-0.000	0.106
	167	-0.053	0.184	-0.005
202	150	0.214	-0.175	0.116
	171	-0.214	0.169	-0.034
204	151	-0.246	-0.017	-0.061
	169	0.246	0.024	-0.022
206	154	-2.443	0.021	1.910
	155	2.443	-0.085	24.893
207	155	0.561	-0.066	-24.885
	159	-0.561	-0.018	51.592

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
208	159	0.995	-0.054	-51.614
	160	-0.995	-0.007	72.920
209	160	0.568	-0.033	-72.935
	161	-0.568	-0.001	86.085
210	161	0.166	-0.017	-86.091
	162	-0.166	0.007	90.491
217	154	0.000	-0.005	0.001
	156	0.000	0.000	0.000
218	156	0.000	0.000	-0.000
	167	0.000	-0.099	0.022
220	171	-0.048	-0.299	0.024
	169	0.048	0.413	0.024
224	154	-0.010	-0.046	-2.199
	175	0.010	0.000	-0.010
235	167	0.152	-0.184	-0.016
	190	-0.152	-0.937	0.029
237	171	0.514	-0.217	0.010
	194	-0.514	0.186	0.009
239	169	-0.660	0.025	-0.002
	192	0.660	0.007	-0.017
241	175	0.000	-0.010	0.010
	176	0.000	0.000	0.000
242	175	0.000	-0.000	-0.000
	177	-0.000	0.000	0.000
245	176	0.000	-0.000	0.000
	190	0.000	-0.214	0.218
247	194	-0.139	-0.411	0.017
	192	0.139	0.942	0.006
258	190	0.366	0.937	-0.247
	211	-0.366	-1.019	0.248
262	194	0.924	-0.325	-0.026
	215	-0.924	0.324	0.026
264	192	-1.602	0.133	0.011
	213	1.602	-0.132	-0.011
268	205	0.000	-0.018	-0.013
	206	0.000	0.000	0.000
269	205	-0.000	-0.000	0.000
	207	0.000	-0.000	-0.000
272	206	0.000	0.000	0.000
	211	0.000	-0.379	-0.268
274	215	-0.141	-0.411	0.017
	213	0.141	0.952	0.006
276	217	0.018	0.081	-5.676
	205	-0.018	0.000	-0.013

Bjelke nr	Node nr	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [Mz]
287	211	0.745	1.019	0.020
	230	-0.745	4.843	-0.104
289	215	1.335	-0.465	-0.043
	234	-1.335	0.205	-0.011
291	213	-2.554	0.273	0.005
	232	2.554	-0.012	0.049
293	217	-3.701	-0.050	32.612
	218	3.701	-0.077	18.344
294	218	0.477	-0.095	-18.352
	222	-0.477	-0.017	52.125
295	222	1.428	-0.072	-52.103
	223	-1.428	-0.007	73.997
296	223	0.948	-0.043	-73.983
	224	-0.948	-0.001	86.752
297	224	0.303	-0.022	-86.746
	225	-0.303	0.008	90.986
304	217	0.000	-0.048	-0.001
	219	0.000	0.000	0.000
305	219	0.000	-0.000	0.000
	230	0.000	-1.005	-0.015
307	234	-0.347	-0.237	0.087
	232	0.347	3.248	0.084
321	217	1.751	-0.093	-3.454
	238	-1.751	0.846	-3.582
322	230	1.750	-4.843	0.119
	259	-1.750	-1.342	-0.057
324	234	1.572	-0.552	-0.076
	253	-1.572	-0.351	-0.231
326	232	-5.802	0.360	-0.133
	261	5.802	0.544	0.440
330	238	1.342	16.731	1.705
	239	-1.342	-15.832	-1.605
331	238	0.192	-17.874	1.493
	240	-0.192	17.170	-1.422
332	239	1.342	15.832	1.605
	259	-1.342	3.172	0.493
333	252	0.192	-17.010	-1.406
	240	-0.192	17.170	1.422
334	253	-0.351	1.572	0.231
	261	0.351	9.082	0.751
340	259	0.000	-1.422	-0.437
	251	0.000	0.000	0.000
342	261	0.192	-14.884	-1.191
	252	-0.192	17.010	1.406