



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering:

Konstruksjoner og materialer, Bygg

Vårsemesteret, 2015

Åpen

Forfatter: Pål Lid Kvalsund

.....
(signatur forfatter)

Fagansvarlig: Sven Kristian Goa

Veileder(e): Sven Kristian Goa

Tittel på masteroppgaven:

Analyse og design av en stor og komplisert stedstøpt betongkonstruksjon.

Engelsk tittel:

Analysis and design of a large and complicated site-casted concrete structure.

Studiepoeng: 30

Emneord:

Stedstøpt betong
BIM
Elementmetoden (FEM)
Eurokode

Sidetall:

+ vedlegg/annet:

Stavanger,
dato/år

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet våren 2015, i samarbeid med det rådgivende konsulentfirmaet Prefab Design AS i Stavanger, og markerer avslutningen på min 5-årige utdanning innenfor konstruksjonsteknikk ved Universitetet i Stavanger.

Flere personer har bidratt til at denne oppgaven har blitt gjennomført, og jeg vil med dette uttrykke min største takknemmelighet til følgende personer, for all hjelp jeg har mottatt under skriveprosessen:

- **Sven Kristian Goa:** Takkes for tildeling av oppgave, samt råd, veiledning og oppfølging underveis. Han har alltid stilt opp til møter når jeg har ønsket det, hjulpet meg når jeg har stått fast, og tipset meg om hvordan oppgaven bør løses videre.
- **Knut Lid Kvalsund:** Takkes for alltid å ha tatt seg tid til å svare på ting jeg har lurt på, det være seg spørsmål vedrørende programvare, praktiske spørsmål eller spørsmål av mer generell art. Kontordøren hans har alltid vært åpent, og han har alltid satt til side arbeidet sitt for å hjelpe meg når jeg har ønsket det.
- **Arild Strømsvold:** Takkes for sin hjelp og assistanse vedrørende bruk av programmet FEM Design. Hans høye kompetanse og kunnskap i bruk av programmet har hjulpet meg stort i denne oppgaven, og han har alltid tatt seg tid til diskusjon, feilsøking og tips til hvordan programmet skal brukes. Hans hjelp har vært uvurderlig for at analysemodellen i FEM Design har blitt mest mulig korrekt. Alle diskusjonene og feilsøkingene har bidratt stort til å heve min kompetanse i programmet.
- **Egil Vestbø:** Takkes for å ha bidratt med litteratur jeg trengte i forkant av oppgaven, samt sponning av kurs i bruk av FEM Design.

Jeg vil også takke Prefab Design for muligheten til å jobbe ved siden av studiene i løpet av de to siste årene, og kontorplass under oppgaveskrivingen.

Jeg vil også takke min familie, som har støttet meg under hele utdannelsen.

Avslutningsvis vil jeg si noen ord til mine medstudenter og venner:

Kristian, Halvor, Kim, Espen og Leif:

Tusen takk for at dere har gjort studietiden til en fantastisk hyggelig opplevelse! Jeg er veldig takknemlig for all tiden vi har tilbrakt sammen de siste to årene. Studietiden hadde definitivt ikke vært det samme uten dere. Jeg ønsker dere all lykke til videre i livet, og ser frem til å møtes igjen!

Stavanger, 7. juni 2015

Pål Lid Kvalsund

Sammendrag

I denne oppgaven har en relativt stor og komplisert stedstøpt betongkonstruksjon blitt dimensjonert og designet ved hjelp av programmene FEM Design og Tekla Structures. Basert på tilgjengelig datagrunnlag ble planer og snitt først tegnet i Autocad (vedlegg), før disse ble benyttet som grunnlag i både FEM Design og Tekla Structures. Parallelt med tegningsutarbeidelsen i Autocad ble det kjørt enkle analyser i dimensjoneringsprogrammet Ove Sletten (vedlegg), basert på håndregnede krefter, for å få en idé om nødvendige tverrsnitt og armeringsmengder. Videre vises i detalj oppbyggingen av analysemodellen i FEM Design, samt viktigheten av å kontrollere oppførselen til modellen. Her forklares det grundig hvilke kontroller som bør gjennomføres av brukeren. Innledningsvis ble det også kjørt en avstivningsanalyse i programmet Staad Pro, for å kontrollere at kreftene som virket på de avstivende komponentene var akseptable.

Det blir forklart hvordan programmet lager automatiske lastkombinasjoner etter Eurokode, samt den automatiske genereringen av horisontale laster som vind, jordskjelv og skjevstilling. De to første regnes også for hånd. Konstruksjonen antas å stå på grunntype A, noe som gir at vi kan se vekk ifra seismisk påkjenning.

Det blir grundig forklart og vist hvordan komponenter armeres og kontrolleres i FEM Design. Dimensjoneringen her viser at man i mange tilfeller får redusert armeringsmengden sammenlignet med dimensjonering basert på håndregnede krefter, noe som skyldes at sistnevnte ofte gir konservative verdier.

Avslutningsvis ble konstruksjonen modellert i Tekla Structures, det ble lagt inn armering, og armeringstegninger (planer og snitt) ble utarbeidet (vedlegg).

Innholdsliste

Forord	3
Sammendrag	5
1. Innledning	13
1.1 Bakgrunn for oppgaven.....	14
1.2 Om oppgaven.....	14
2. Om betong	17
2.1 Betong - verdens viktigste byggemateriale.....	18
2.2 Et historisk tilbakeblikk.....	18
2.2.1 Betong i Norge.....	20
2.2.1.1 Norsk Betongforening.....	23
2.2.1.2 Betong og offshore.....	26
2.2.1.3 Condeep-eventyret.....	27
2.3 Betongens egenskaper.....	28
2.3.1 Fasthet.....	29
2.3.1.1 Påvirkende faktorer.....	30
2.3.2 Permeabilitet.....	30
2.3.3 Kryp og svinn.....	31
2.4 Betongens oppførsel.....	32
2.4.1 Strekk.....	32
2.4.2 Trykk.....	32
2.4.3 Bøying.....	33
2.4.4 Skjær.....	33
2.5 Bestandighet.....	34
2.6 Betongens karakter og estetikk.....	35
2.7 Noen høydepunkter i moderne betonghistorie.....	37
2.8 Fiberarmert betong.....	38
2.8.1 Generelt.....	38
2.8.1.2 Terminologi.....	39
2.8.2 Bruk av fiberarmering.....	39
2.8.3 Dokumentasjon og CE-merking.....	41
2.8.4 Fiberens effekt på betongens konsistens.....	41
2.8.5 Fiberens effekt på betongens styrke.....	42
2.8.6 Klassifisering av stålfiber.....	42
2.8.7 Klassifisering av polymerfiber.....	43
2.8.8 Mekaniske egenskaper.....	43
2.8.8.1 Generelt.....	43
2.8.8.2 Rest bøyestrekfasthet.....	43
2.8.8.3 Rest strekkfasthet.....	44
2.8.8.4 Fasthetsklasser.....	44

3. Planleggingsfasen	45
3.1 Generelt	46
3.2 Lovverk	47
3.3 Sikkerhet ved dimensjonering	49
3.3.1 Den nødvendige sikkerhetsfaktoren	49
3.3.2 Sikkerhetens størrelse	50
3.4 Dimensjoneringsprinsipper	51
3.4.1 Pålitelighetsklasser	51
3.4.2 Prosjekteringskontroll	52
4. Laster og lastvirkninger	55
4.1 Generelt	56
4.2 Standarder	57
4.3 Lastplassering	57
4.4 Inndeling av laster	58
4.4.1 Permanente laster	58
4.4.2 Variable laster	58
4.4.2.1 Nyttelast	58
4.4.2.2 Vindlast	59
4.4.2.3 Snølast	63
4.4.3 Ulykkelast (seismisk)	65
4.4.3.1 Generelt	65
4.4.3.2 Jordskjelv i Norge	66
4.4.3.3 Skader ved jordskjelv	68
4.4.3.4 Duktilitet	69
4.4.3.5 Analysemetoder	71
4.4.3.5.1 Tverrkraftmetoden (forenklet)	71
4.4.3.5.2 Modalanalyse (avansert)	71
4.4.4 Tilleggslast som følge av avvik av systemgeometrien	72
4.5 Karakteristiske laster	72
4.6 Lastfaktorer	73
4.7 Reduksjonsfaktorer	77
4.7.1 Arealreduksjonsfaktor	77
4.7.2 Etasjereduksjonsfaktor	77
4.8 Menneskets oppfattelse av bevegelse	78
5. Høye konstruksjoner	81
5.1 Generelt	82
5.1.1 Definisjon	84
5.2 Et historisk tilbakeblikk	85
5.3 Funksjonelle krav	91
5.4 Utviklingen av høye konstruksjoner	91
5.4.1 Samspillet mellom arkitekt og ingeniør	93
5.4.2 Strukturens størrelse	94

5.5	Eksempler på høye konstruksjoner.....	95
5.5.1	Burj Khalifa.....	95
5.5.2	Trump Tower Chicago	97
5.5.3	Taipei 101.....	99
5.5.4	Empire State Building	100
5.5.5	Sears Tower.....	101
5.5.6	World Trade Center.....	104
5.5.7	Petronas Towers	107
5.5.8	Condeep.....	108
5.6	Fremtiden for høye konstruksjoner	110
6.	Bæresystem	113
6.1	Generelt	114
6.2	Vertikal lastbæring	115
6.3	Horisontal lastbæring	118
6.3.1	Skjærvegger/vertikale skiver.....	119
6.3.2	Momentstive rammer	121
6.3.3	Kombinasjonssystemer.....	121
6.4	Fundamentering.....	122
6.4.1	Byggegrunnen	122
6.4.2	Grunnundersøkelser	123
6.4.3	Fundamentering på fjell	123
6.4.4	Direkte fundamentering.....	125
7.	Seismisk design av høye konstruksjoner	127
7.1	Generelt	128
7.2	Konstruksjonens oppførsel.....	130
7.2.1	Jordens påvirkning	130
7.2.2	Demping	131
7.2.3	Konstruksjonens bevegelser og forskyvning.....	133
7.2.4	Bevegelse og separasjon mellom etasjer.....	133
7.3	Seismisk design-konsept	133
7.3.1	Konstruksjonens respons.....	134
7.3.2	Last-vei.....	134
7.3.3	Tilstøtende bygninger.....	135
7.3.4	Irregulære bygninger	135
7.3.5	Redundans	137
7.3.6	Jordskjelvkollaps-mønster.....	137
7.3.6.1	Uønsket høy stivhet.....	137
7.3.6.2	Kobling bjelke-søyle	138
7.3.6.3	Trykk/-strekkbrudd.....	138
7.3.6.4	Myk første-etasje-kollaps	139
7.3.6.5	Midt-etasje-kollaps	139
7.3.7	Dynamisk analyse	139

7.3.7.1	Respons-spektrum metoden	140
7.3.7.2	Dynamisk analyse teori	144
7.3.7.2.1	System med én frihetsgrad	144
7.3.7.2.2	System med flere frihetsgrader	147
8.	Analyse- og tegneverktøy	151
8.1	FEM-metode (Finite Element Method)	152
8.1.1	Hva er FEM	152
8.1.2	Historien bak FEM	153
8.1.3	Matematisk modell	154
8.1.4	Planlegge en analyse	155
8.1.5	Kontroll av modellen	157
8.1.6	Tolking av resultat	158
8.1.7	FEM Design	158
8.2	BIM	159
8.2.1	Hva er BIM	159
8.2.2	Fordeler og muligheter med BIM	160
8.2.3	Tekla Structures	161
9.	Beregning og dimensjonering	163
9.1	Generelt	164
9.2	Grunnlag i Autocad	164
9.3	Trådmodell i Staad Pro	164
9.4	FEM Design	166
9.4.1	Oppbygging av modell	166
9.4.2	Laster	171
9.4.2.1	Vindlast	172
9.4.2.2	Skjevstillingslast	175
9.4.2.3	Seismisk last	175
9.4.2.4	Lastkombinasjoner	185
9.4.3	Kontroll av modellen	187
9.4.3.1	Kontroll av elementnett	188
9.4.3.2	Kontroll av likevekt	190
9.4.3.3	Aksialkrefter i søyler	191
9.4.3.4	Momentdiagram i bjelker	192
9.4.3.5	Koblingskrefter	193
9.4.3.6	Deformasjoner	194
9.4.4	Dimensjonering	196
9.4.4.1	Generelt	196
9.4.4.2	Stålsøyler	196
9.4.4.3	Etasjeskiller boligblokker	197
9.4.4.4	Prefabrikerte etasjeskillere	200
9.4.4.5	Bjelker/søyler	203

9.4.4.6	Gjennomlokking.....	205
10.	Design	207
10.1	Tekla Structures.....	208
11.	Diskusjon og konklusjon.....	211
12.	Referanser	215
13.	Vedlegg	225

Kapittel 1

Innledning

1.1	Bakgrunn for oppgaven	14
1.2	Om oppgaven	14

1 Innledning

1.1 Bakgrunn for oppgaven

Våren 2013 avsluttet jeg min treårige bachelorgrad ved Høgskolen i Ålesund, og den avsluttende bacheloroppgaven ble skrevet i samarbeid med det rådgivende konsulentfirmaet Prefab Design AS i Stavanger. Høsten samme år begynte jeg på min toårige mastergrad ved Universitetet i Stavanger. Samtidig som jeg startet på mastergraden, ble jeg tilbudt deltidsjobb hos Prefab Design ved siden av studiene. Muligheten til å få ekstra inntekt i tillegg til studielånet, samt relevant erfaring før avsluttet utdanning, så jeg på som en unik mulighet, så dette tilbudet aksepterte jeg.

Hos Prefab Design har jeg i løpet av de knappe to årene jeg har vært ansatt blitt både opplært og sendt på kurs i bruk av programvare, både til analyse og til design. Programvarene det er snakk om er henholdsvis FEM Design (analyse og dimensjonering) og produksjonsverktøyet Tekla Structures (modellering og tegningsutarbeidelse).

Prefab Design har et ønske om å styrke firmaets kunnskap om stedstøpte betongkonstruksjoner, med spesielt fokus på analysemetoder- og verktøy. Ønsket er å etablere en egen stedstøp-seksjon.

Siden studieløpet mitt nå går mot slutten, var dette en gylden mulighet for meg til å fordype meg i det aktuelle temaet.

Med dette som bakgrunn, ble det fra ledelsen i Prefab Design foreslått at jeg tok for meg en relativt stor og komplisert stedstøpt betongkonstruksjon i masteroppgaven, der hele konstruksjonen analyseres og modelleres i de tidligere nevnte programvarene.

Ønsket utbytte av oppgaven, både fra forfatterens side så vel som firmaets, er å styrke kunnskapen om stedstøpte betongkonstruksjoner, samt ytterligere øke ferdighetene i FEM Design og Tekla Structures.

Det ble også foreslått at jeg skaffet litt kunnskap om bruk av fiberarmering i betongkonstruksjoner. Dette er et tema som ikke blir behandlet i dagens utdanning, men som er et veldig dagsaktuelt tema, og som det blir forsket mye på. Det finnes mye internasjonal litteratur om emnet, men det har ikke kommet noen standard for fiberbetong ennå.

Målet er at denne oppgaven skal være en del av kunnskapssamlingen som den nye stedstøp-seksjonen i firmaet fundamenteres på.

1.2 Om oppgaven

Januar 2015, samtidig som planleggingsfasen av masteroppgaven startet, ble Prefab Design invitert til Block Berge Bygg, som er en av Rogalands største totalentreprenører, for å presentere sine satsingsområder. Starten på masteroppgaven ble derfor å lage en presentasjon

som tar for seg Prefab Design sine tjenester på stedstøpte betongkonstruksjoner. Denne ble fremført hos Block Berge Bygg i slutten av februar 2015.

Videre gjennomføres oppgaven i to deler. Første del er et litteraturstudium, der jeg i tillegg til å gjennomgå en del teori jeg har tilegnet meg i løpet av utdanningens fem år, også vil sette meg inn i en del ny teori. Oppgaven starter med en enkel introduksjon av byggematerialet betong. Her blir det gjort et historisk tilbakeblikk på betongens historie, betongens betydning for Norge samt Norges betydning for utviklingen. Temaer som betongens viktigste egenskaper blir også belyst, i tillegg til betongens ubegrensede muligheter hva angår karakter og estetikk, samt bruken av fiberarmering.

Andre sentrale temaer som blir presentert er planleggingsfasen, der aktuelle lovverk og standarder blir gjennomgått, med sine respektive posisjoner i hierarkiet. Det blir også gjort en grundig gjennomgang av laster og lastvirkninger, basert på følgende tre Eurokoder:

- NS-EN 1990:2002+NA:2008 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger.
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.

Leseren gjøres oppmerksom på at Eurokode 1 og Eurokode 8 består av flere deler. De forskjellige delene av standardene blir gjennomgått der de er aktuelle.

Kapittel 5 har fått navnet «**Høye konstruksjoner**». Her blir leseren forklart hva en høy konstruksjon egentlig er, litt om historien og utviklingen til høye konstruksjoner og funksjonelle krav. Kapitlet blir avsluttet med en rekke eksempler på flere av verdens største og mest fantastiske menneskeskapte bygninger, dette for å belyse hva mennesket er i stand til å bygge, samt inspirere til videre lesing.

Den konstruktive utformingen er av stor betydning i enhver konstruksjon. I store konstruksjoner er den ekstra viktig, da dårlige valg kan slå ugunstig ut på både økonomi, plassutnyttelse og det visuelle inntrykket. Kapittel seks og sju er derfor viet til bæresystemet og den konstruktive utformingen.

Konstruksjonen blir analysert i det kommersielle programmet FEM Design. Her blir hele modellen modellert, laster og lastkombinasjoner blir definert, det blir kjørt analyse og til slutt blir konstruksjonen dimensjonert og kontrollert opp mot gjeldende Eurokoder, som er innebygget i programmet. FEM er en forkortelse for «Finite Element Method», som er en avansert måte å analysere konstruksjoner på. Programmet dimensjonerer i henhold til gjeldende betongstandard; NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. På grunn av dette vil det ikke bli gjort noen grundig gjennomgang av Eurokode 2, andre plasser enn der det måtte være relevant.

Som produksjonsverktøy blir det benyttet Tekla Structures. Dette er et BIM-program, der BIM er en forkortelse for Bygningsinformasjonsmodellering.

Med dette som bakgrunn er kapittel åtte dedikert til analyseverktøyet «FEM Design» og tegneverktøyet «Tekla Structures». Her blir leseren introdusert for elementmetoden, hva det er, litt om historien og hvordan den kan og bør brukes. Det blir også forklart hva BIM er, hva det kan brukes til, samt fordeler og muligheter.

Dette er det teoretiske grunnlaget som danner fundamentet for resten av oppgaven. Den videre delen av oppgaven er analyse og design.

Kapittel 2

Om betong

2.1	Betong – verdens viktigste byggemateriale	18
2.2	Et historisk tilbakeblikk	18
2.2.1	Betong i Norge	20
2.2.1.1	Norsk Betongforening	23
2.2.1.2	Betong og offshore	26
2.2.1.3	Condeep-eventyret	27
2.3	Betongens egenskaper	28
2.3.1	Fasthet	29
2.3.1.1	Påvirkende faktorer	30
2.3.2	Permeabilitet.....	30
2.3.3	Kryp og svinn	31
2.4	Betongens oppførsel	32
2.4.1	Strekk	32
2.4.2	Trykk	32
2.4.3	Bøyning	33
2.4.4	Skjær.....	33
2.5	Bestandighet	34
2.6	Betongens karakter og estetikk	35
2.7	Noen høydepunkter i moderne betonghistorie	37
2.8	Fiberarmert betong	38
2.8.1	Generelt	38
2.8.1.2	Terminologi	39
2.8.2	Bruk av fiberarmering	39
2.8.3	Dokumentasjon og CE-merking	41
2.8.4	Fiberens effekt på betongens konsistens	41
2.8.5	Fiberens effekt på betongens styrke	42
2.8.6	Klassifisering av stålfiber	42
2.8.7	Klassifisering av polymerfiber	43
2.8.8	Mekaniske egenskaper	43
2.8.8.1	Generelt	43
2.8.8.2	Rest bøyestrekkefasthet.....	43
2.8.8.3	Rest strekkefasthet	44
2.8.8.4	Fasthetsklasser.....	44

2 Om Betong

2.1 Betong – verdens viktigste byggemateriale

Betong er, uten tvil, verdens desidert viktigste byggemateriale. Omtrent alle konstruksjoner som omgir oss inneholder betong i en eller annen form. Uten bruk av betong kunne verken sykehus, boliger, veier eller bygg blitt oppført. [1]

I teorien er betong et enkelt konsept. Bland vann, stein/sand og sement. Det oppstår en kjemisk reaksjon mellom vannet og sementen som kalles hydratisering, og resultatet blir betong – verdens mest formbare og robuste byggemateriale. [1]

Betongen i seg selv har meget lav strekkfasthet, og den lave strekkstyrken kompenseres av at det blir lagt inn armeringsstål, som har høy strekkfasthet. På grunn av stålets relative høye kostnad, erstatter vi stålet med betong i områder som er trykkpåkjennte og lite påkjennte. Et eksempel på slike områder er vegger, der betongen også har en romdelende funksjon. [2]

Betong er i utgangspunktet et sprøtt materiale, noe som er lite fordelaktig og betyr at et sammenbrudd vil inntreffe plutselig og uten forvarsel. Ved å legge armeringsstål i betongen reduserer vi rissviddene, samtidig som betongen får en duktil oppførsel. Betongen fungerer dessuten som brann- og korrosjonsbeskyttelse av armeringsstålet. [2]

For at en betongkonstruksjon skal være vellykket, må den tilfredsstillere flere krav [2]:

- Den må være **sikker og sterk**. Riktige ingeniørprinsipper må anvendes for beregning. Vi må ha en tilstrekkelig sikkerhetsmargin, dette for å unngå sammenbrudd dersom konstruksjonen blir overbelastet.
- Under **bruk** må konstruksjonen oppføre seg slik vi forventer. Deformasjoner og rissvidder må ligge innenfor aksepterte toleranser.
- Den må være **bestandig**. Konstruksjonen må være i stand til å motstå påkjenninger uten at den blir nedbrutt.
- Den må være **økonomisk**. En betongkonstruksjon må ikke være unødvendig dyr. Her er det viktig ikke å finregne på hvert element, men heller legge fokus på en totalvurdering av bygget.

2.2 Et historisk tilbakeblikk

Betong som byggemateriale har blitt brukt i flere tusen år. Forskere mener at det kan ha blitt brukt i så lenge som 10.000 år. Dette begrunnes med at det er funnet et område med et komprimert dekke som består av sandholdig tilslag som er holdt sammen av et kalkholdig bindemiddel. Det er også kjent at i år 5600 før Kristus ble det i Jugoslavia benyttet betong. Grus, sand og stein i et gulv ble holdt sammen med kalk.



Figur 1 - Hyttegulv med 25 cm lag av blandet stein og sand med en rød kalksteinsmasse som bindemiddel

Både grekerne og egypterne hadde kjennskap til kalkens egenskaper. Ved byggingen av pyramidene i år 1950 før Kristus ble det brukt hardbrent gips og kalk. Bruken av betong fikk fart da romerne bygget mange av sine kjente konstruksjoner. Eksempler på dette er Colosseum, som ble bygget i år 80, og Pantheon, som ble bygget i år 127. Utviklingen sto nesten stille i over 1000 år etter Romerrikets fall, og det var ikke før på begynnelsen av 1800-tallet at utviklingen startet igjen. Dette hadde sin forklaring i en endring innen sementproduksjonen. I 1824 produserte Josef Aspdin sement ved å blande kalkstein og leire, for deretter å brenne blandingen og så pulverisere det brente produktet.



Figur 2 - Colosseum



Figur 3 - Pantheon

I løpet av siste del av 1800-tallet økte utbyggingen av sementindustrien, og tyskerne var ledende. Den tyske forskeren W. Michaelis var fremtredende innen forskningen på sement og spesielt på grunn av hans forklaring på hvordan sementen herder.

Først da man oppdaget at betongen kunne forsterkes med stålstenger, fikk betongen sitt virkelige gjennombrudd som byggemateriale. Den franske gartneren Monier regnes å være grunnleggeren av armert betong. I 1867 og 1873 tok han patenter på prinsippet om armering av leirkrukker.

Betong produsert på fabrikker startet i 1875, da tyskeren Robert Guthman startet den første fabrikk som leverte mørtel ferdig blandet. Produksjon og salg av ferdigblandet betong ble startet rett over århundreskiftet av Jürgen-Henrich Magens fra Hamburg, og han har i ettertid blitt karakterisert som oppfinneren av fabrikkbetong. De mange fordelene med fabrikkbetong førte til at betongfabrikker ble startet i hele den industrialiserte verden. I dag blir det produsert i overkant av 700 millioner kubikkmeter betong per år på verdensbasis.

I en periode slet betongen med sitt rykte. Dette kom på grunn av skader på betongkonstruksjoner for flere milliarder kroner, og «syk betong» ble etter hvert et begrep. Forklaringen på dette var at man hadde feilaktig dannet seg et bilde av betong som et evigvarende byggemateriale. Utviklingen gikk i retning av større materialutnyttelse og mer avanserte konstruksjoner, samtidig som regelverket ikke fulget med i utviklingen i samme tempo. Samtidig var kompetansen hos de prosjekterende og utførende ikke tilstrekkelig.

I dag er bruksområdene for betong mange, og bare fantasien setter grenser for utformingen. Alt fra broer, kaier, dammer, veier, boligblokker, kontor etc. kan oppføres i betong. De ulike konstruksjonene har ulik grad av påkjenning, både fra bruk og fra miljøet, og god kunnskap og erfaring er nødvendig for å prosjektere, komponere og støpe ut betongen på en god og forsvarlig måte.

Dette del-kapittelet er inspirert av [3]

2.2.1 Betong i Norge

De første sementfabrikker i Norge ble etablert i 1840-årene. Én ble startet på Nordre Langøya i Bunnefjorden ved Oslo. En annen ved Bakaas Brug ved Akerselva i Oslo. A/S Christiania Portland Sementfabrikk (fra 1970 A/S Norcem, avd. Slemmestad) startet i 1892 å fremstille sement. Dette er det første anlegget i Norge som produserer den egentlige portlandsementen.[3]

Det var først i 1915-1920 at de første armerte betongkonstruksjonene ble bygget. En 10 cm tykk vegg ved Fjergen Dam i Kopperåa ved Meråker bygget i 1916 regnes å være den første. Det første bygget med både vegger og etasjeskillere av armert betong var Havnelageret i Oslo, som ble oppført i perioden 1916-1920. [3]

Norge fikk også opp øynene for fordelene med fabrikkprodusert betong, og i 1931 ble Ludvig Lorentzen Ferdigbeton A/S etablert. [3]



Figur 4 - Havnelageret i Oslo

På flere områder har Norge vært et foregangsland i å utnytte betongens egenskaper. I naturen vår har betongen blitt presset til sine yttergrenser, og i løpet av den siste mannsalder har ett av verdens fremste betongmiljøer blitt etablert. Et eksempel på dette er den gigantiske Troll A-plattformen. Plattformen ble tauet til havs i 1995, og er et norskutviklet produkt bygget av norske eksperter og armering fra norske produsenter. [4]

Troll-A er en **Condeep-plattform**. Den står på 303 meters dyp, har en totalhøyde på 472 meter og er verdens høyeste flyttbare konstruksjon skapt av mennesker. Den 656.000 tonn tunge plattformen ble i 1995 slept de ca. 200 kilometerne fra Vats til Trollfeltet. Slepet tok til sammen syv dager, og flere TV-kanaler fulget med. 17. mai 1995 ble plattformen plassert på feltet, og 9. februar 1996 startet produksjonen. Plattformen ble i 1995 tildelt arkitekturprisen «Betongtavlen», og ble i 1999 kåret til «Århundrets ingeniørbragd» blant leserne til «Teknisk Ukeblad». [5]



Figur 5 - Troll A-plattform



Figur 6 - Troll A-plattform

Innen kraftutbygging har vi hatt mange og store oppgaver, og mange av dem hadde ikke vært mulig uten bruk av betong. Vi har klart å temme vannet, samtidig som vi har skapt rikdommer til folket, og oljeutbyggingen i Nordsjøen er et eksempel på hvordan nordmenn har klart å utnytte betongen. Vi har bygget plattformer så spektakulære at vi må tilbake til de gamle egypterne for å finne maken til fantastiske byggverk. [4]

Norge har også blitt knyttet sammen takket være betongen, tenk bare på de mange broene. Det er slanke, fantastiske kunstverk mange stanser opp for å beundre. Også i mange tunneller er betongen et viktig materiale, vann- og frostsikring betyr mye. Også innenfor alle andre områder i infrastrukturen har betongen en helt sentral rolle. [4]



Figur 7 - Andøybroa



Figur 8 - Rasteplassen i Selvika

2.2.1.1 Norsk Betongforening

I 1955 ble «Norsk Betongforening» grunnlagt. Fra starten av var foreningen tilsluttet «Norske Sivilingeniørers Forening (NIF)». Foreningens første formann ble dr.techn. Inge Lyse ved NTH, mens viseformann ble overingeniør Stephen Stephensen, som var avtroppende leder i «Norsk Cementforening». Mange land etablerte egne betongforeninger før Norge, men det norske betongmiljøet har arbeidet seg frem målbevisst, og er i dag på topp i verden. [4]

Den 14. januar ved konstitueringen i Ingeniørenes Hus i Oslo, ga Inge Lyse følgende tale [4]:

«Det skulle ikke være noe tvil om at det er et sterkt behov tilstede for en norsk betongforening. Før krigen hadde vi en egen forening for materialprøvning, men denne ble innstilt i krigens tid og er siden ikke kommet i gang igjen. Heller ikke den internasjonale materialprøvningsforening kom i gang igjen etter krigen, og den mer begrensede RILEM tok dens plass. Mens vi før kunne ta opp våre betongproblemer i materialprøvningsforeningen har vi i den senere tid ikke hatt noe eget forum. Dette er selvsagt meget uheldig når vi vet at betong er vårt viktigste byggemateriale og at dette materialet fremdeles er midt oppe i en rivende utvikling på alle områder. Vi bruker for tiden mellom 250 og 300 millioner kroner pr. år i betong. Da betong er et relativt nytt byggemateriale er det mange tekniske og praktiske spørsmål som ennå er langt fra sin endelige løsning. Et eget forum hvor våre betongfagfolk kan komme sammen og diskutere og saklig vurdere alle disse spørsmål er derfor av avgjørende betydning for den betongtekniske utvikling her i landet. Her vil vi kunne komme sammen og høre foredrag og utredninger om fremskritt og utviklinger på betongens område hjemme og ute.

Her vil fordeler så vel som mangler kunne diskuteres åpent og vurderes saklig og objektivt. Her vil offentlige forskrifter og spesifikasjoner kunne granskes og veies av våre fremste fagmenn. Her vil også betongens økonomiske og nasjonaløkonomiske sider kunne få sin rette belysning.

Betongen er som sagt et materiale i stadig utvikling. Nye metoder, nye anvendelser og

forbedringer i mange henseender hører til dagens orden. Og vi må lære disse å kjenne. Visstnok kan vi lære mye om disse tingene av våre internasjonale forbindelser. Men vi må se til at vi tilpasser materialet våre hjemlige forhold. Derfor har norsk betongforskning også sin store berettigelse i å klarlegge problemene for våre egenartede forhold. Og problemene er mange og store. Vi kan nevne noen av dem:

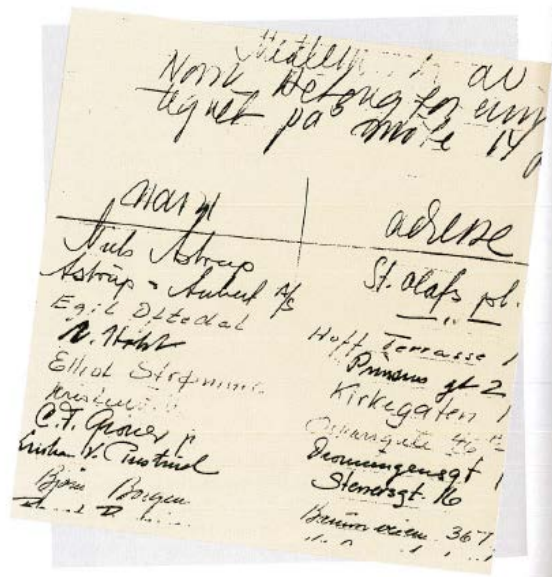
- 1. Luftporebetongen som siden krigen er blitt av så stor betydning for vårt land, og hvor vi kan si å ha vært de ledende i Europa.*
- 2. Lettbetonger av de mange forskjellige typer, inklusiv de såkalte betonghullsteiner.*
- 3. Andre betongvarer og betongrør.*
- 4. Spesialbetonger slik som vakuum-, prepakt- og lignende betonger.*
- 5. Spesialstål for armering, kamstål m.m.*
- 6. Forspent betong med alle dens forskjellige typer.*

Ved spesielle fagutvalg eller komiteer vil de mange problemer kunne bli underlagt en strengt saklig og faglig behandling til stor nytte for vår byggevirksomhet. Og ved eget betongtidsskrift, kanskje best i samarbeid med de andre nordiske land, vil vi kunne offentliggjøre våre vitenskapelige og praktiske avhandlinger med diskusjoner og betenkninger.

Hva kan de utenlandske betongforeninger lære oss om disses betydning for betongens utvikling i vedkommende land? Den ledende på området er American Concrete Institute som i år har sitt 50 års jubileum og i denne tid er kommet opp i et medlemstall på over 6.000. Dens publikasjon er verdenskjent og inneholder uten tvil det beste vi har innen betongteknikken. Bland dens mange faglige utvalg skal særlig nevnes forsknings- og forskriftskomiteene. Disse har gjort et banebrytende arbeid, ikke bare for USA, men for alle land. Den stimulanse til forskning og til utnyttelse av forskningen i det praktiske arbeidet som A.C.I. har medvirker til, er helt enestående.

Svenska Betongföreningen ble startet i 1912 og har nå 600 medlemmer. Den har betydd det samme for svensk betongteknikk som A.C.I. har betydd for amerikansk. Ved sine møter, ekskursionsjoner og publikasjoner har den vært av uvurderlig betydning for betongens utvikling i Sverige.

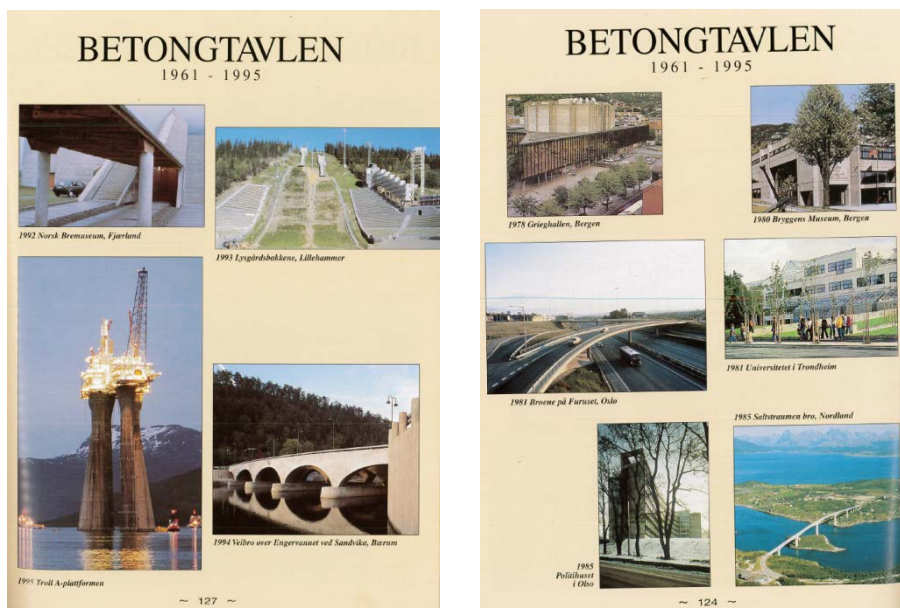
Sett på bakgrunn av det jeg her har nevnt skulle det være på høy tid at en norsk betongforening ble dannet. Betong som byggemateriale er minst like viktig hos oss som i noe annet land, og med våre strenge klimatiske forhold er de tekniske problemer både flere og vanskeligere enn andre steder. Derfor er det så nødvendig at vi nå får vår betongforening og det er gledelig at Den Norske Ingeniørforening har tatt seg av dette».



Figur 9 - Den første protokollen i Norsk Betongforening

Flere av de mest sentrale betongfolkene i Norge har hatt tillitsverv i «Norsk Betongforening» siden den ble grunnlagt. Foreningen har på mange områder ført videre det arbeidet som i sin tid ble startet i «Norsk Cementforening». Et av hovedmålene har vært å fremme utviklingen av betongfaget. Det har blitt satset mye på teknisk utvikling, betongens konkurransevne samt byggeskikk. «Norsk Betongdag» er et årlig arrangement, og er milepæler med svært stor oppslutning. Selv i land som USA, hvor betongindustrien er enorm, har man ikke samme oppslutningen som i Norge. [4]

Sammen med «Norske Arkitekters Landsforbund» står «Norsk Betongforening» bak prisen «Betongtavlen». Denne tavlen har en spesiell høy status, og gis til gode byggverk i betong. Det har også blitt satset stort på kurs- og møtevirksomhet. Man har deltatt på internasjonale møter, samtidig som store internasjonale konferanser har blitt arrangert i Norge. [4]



Figur 10 - Betongtavlen

Foreningens viktigste bidrag er kanskje den store innsatsen som har vært ført i de forskjellige komiteene. Det har blitt lagt ned enormt mye arbeid for å forbedre norske standarder og forskrifter, og «Norsk Betongforening» har gjort en viktig jobb innenfor disse områdene også internasjonalt. [4]

«Norsk Betongforening» har også gitt ut en stor mengde publikasjoner, publikasjoner som er å betrakte som lærebøker i betongfaget. Publikasjonene er et resultat av arbeidet de mange komiteene har lagt ned over flere år. Områder som ikke konkret blir dekket av standardene blir ofte gjennomgått i publikasjonene, og publikasjonene inngår derfor ofte i anbudsdokumenter på byggeprosjekter. «Norsk Betongforening» arrangerer dessuten kurs i samarbeid med NIF, og dette er kurs som er av stor betydning, og som fører til at et høyt kunnskapsnivå kan opprettholdes i hele bransjen. [4]



Figur 11 – Et utvalg av Betongblader

2.2.1.2 Betong og offshore

Da oljevirkksomheten startet i Norge på slutten av 1960-tallet, kom norske entreprenører tidlig på banen. Man hadde lenge kjent til sedimentlagene på norsk sokkel, og da det i begynnelsen av 60-årene ble funnet olje på Nederlands kontinentalsokkel, vendte oljeselskapene sine øyne mot Norge og Nordsjøen. Myndighetene i Norge var på vakt, og krevde overhøyhet over den norske kontinentalsokkelen. Allerede i 1963 skjedde det ved kongelig forordning, etter delelinjer som fulgte midtlinjeprinsippet. Norge inngikk avtaler med Danmark, Sverige og Storbritannia i 1965. [4]

I 1966 startet boringen, og pågikk i flere år. Mange tørre hull førte til at oljeselskapene mistet interessen for Norge, men på slutten av 1969 gjorde Phillips det første funnet på norsk sokkel.

Ekofiskfeltet ble oppdaget, og oljefeberen var nå i gang. I 1971 ble Frigg-feltet oppdaget, og senere Statfjord og alle de andre store olje- og gassfeltene. [4]

Siden Ekofisk-tanken ble bygd, har betongen gjennomgått en sterk utvikling på verdensbasis. Uttrykket «Høyfast betong» ble skapt i denne perioden, og denne utviklingen er betydelig drevet frem i Norge takket være arbeidet med betongkonstruksjonene i Nordsjøen. Grundig forskningsarbeid og utvikling har gjennom mange år ført til store fremskritt både hva angår materialteknikk og produksjonsteknikk. Dette kan vi se på dagens høyfaste normal-betong og lettaggregat-betong med suveren støpelighet og forutsigbar kvalitet. Vi kan også se det i glidestøpteknologien der skråstilte konstruksjoner med store endringer i tverrsnitt nå kan støpes ut innenfor strenge geometriske krav. [4]

2.2.1.3 Condeep-eventyret

Både A/S Høyer-Ellefsen og F. Selmer A/S deltok på «Offshore Technology Conference» i Houston, Texas, USA I 1973. Allerede den gang var dette verdens største offshore-messe. Kontrakten på Ekofisktanken var nå undertegnet, og i juli samme år ble det skrevet entreprenørhistorie i Norge. Fagmiljøene i Norge var ikke fornøyd med Ekofisk-tank-konseptet, og blant ideene som ble utviklet i morselskapet til det som senere skulle bli «Norwegian Contractors», skulle «Condeep-konseptet» ta ledelsen (Concrete Deep Water Structure). [4]

BP undertegnet i 1972 en utviklingskontrakt med Høyer-Ellefsen for en Condeep-plattform til Forties-feltet. Selv om oppdraget ikke førte til noen offisiell byggekontrakt, var dette det første gjennombruddet på markedet. Et stort oljeselskap viste stor interesse for Condeep-plattformer, og betydelige beløp på videreutvikling av konseptet ble brukt. [4]



Figur 12 – Statfjord C-plattformen

Fredag 13. juli 1973 var den store dagen da A/S Høyer-Ellefsen og F. Selmer A/S fikk i oppdrag av Mobil å bygge «Beryl A», som var den første produksjonsplattformen i betong. Byggesummen var på mellom 300 og 400 millioner kroner, og bare fire uker senere kom en bestilling fra Shell/Esso på «Brent B». Senere fulgte en ny Condeep til Brent-feltet og den første Condeep til norsk sektor, «Stattfjord A». [4]



Figur 13 – Stattfjord A-plattformen

En av grunnene til at Norge hadde gode forutsetninger for å bygge betongplattformer, var de dype fjordene og muligheten til å slepe plattformene ut til feltene. Markedet vokste raskt, og flere entreprenører bygget betongplattformer etter forskjellige konsepter. [4]

2.3 Betongens egenskaper

Når vi bygger en betongkonstruksjon, er det mest interessante hvordan betongen blir når den er ferdig, egenskapene i den herdete betongen. De viktigste parameterne er følgende [3]:

- Trykkfasthet.
- Permeabilitet (tetthet).
- Kryp og svinn.

2.3.1 Fasthet

Trykkfastheten er den viktigste mekaniske egenskapen til betong, og oppgis i MPa, eller N/mm^2 . Denne er et uttrykk for hvor stor påkjenning betongen tåler før et sammenbrudd inntreffer. I tillegg til å bestemme hvor stor trykkbelastning et prøvelegeme tåler, er fastheten også med på å bestemme betongens stivhet. Stivheten er med på å bestemme hvor store deformasjoner og nedbøyning betongen får under belastning. [3]



Figur 14 – Trykktesting av betong



Figur 15 – Nedbøyning av betongbjelke

2.3.1.1 Påvirkende faktorer

Dersom alle andre faktorer er uendret, er betongens forhold mellom vann og sement, v/c-tallet den dominerende faktoren. Dersom dette forholdet er lavt, fylles den tilgjengelige vannmengden opp av flere sementkorn, og kornene ligger tettere og griper bedre i hverandre under den kjemiske reaksjonen mellom vannet og sementen, hydratiseringen. En konsekvens av dette er at poremengden blir lavere og betongen blir tettere. Dette fører til høyere trykkfasthet. [3]

Når v/c-tallet øker, vil hvert enkelt korn i betongen flyte friere i vannet, og åpningen mellom dem blir større. Det er altså faststoffet som har evne til å ta opp trykkraft. [3]

Fastheten blir også påvirket av poretype og størrelse. Dersom volumet av porer øker, vil det resultere i en reduksjon av fastheten, men hvordan porene ser ut er også av betydning. For likt volum av porer vil det være ugunstig for fastheten at disse er store og kantete kontra små og runde. Den siste typen fås fra luftinnførende tilsetningsstoff, mens den første og mest ugunstige oppnås ved dårlig komprimering, som fører til innesluttet luft i betongen, og når det er separasjon av massen. Korrekt utstøping og tilstrekkelig vibrering er derfor viktig for å oppnå ønsket fasthet. [3]

Forholdene under herding er også med på å bestemme den endelige fastheten. Både tidlig uttørking og frysing i betongen under herding fører til en åpen og porøs struktur, noe som vil gi redusert fasthet. [3]

Hvilken sementtype man velger er også av betydning, og på det norske markedet finnes det i dag flere forskjellige typer med forskjellige egenskaper. Ved hvilken temperatur herdingen foregår er heller ikke uvesentlig. Herding ved forhøyet temperatur gir en økning i fasthet tidlig, men vil kunne gå på bekostning av den endelige fastheten. Fastheten til betong oppgis i dag på grunnlag av sylinderfasthet, mens den tidligere ble oppgitt som terningfasthet. [3]

Sylinderfasthet (Mpa)	12	20	25	30	35	45	55	65	75	85	95
Fasthetsklasse normalbetong og tungbetong		B20	B25	B30	B35	B45	B55	B65	B75	B85	B95
Fasthetsklasse lettbetong	LB12	LB20	LB25	LB30	LB35	LB45	LB55	LB65	LB75		

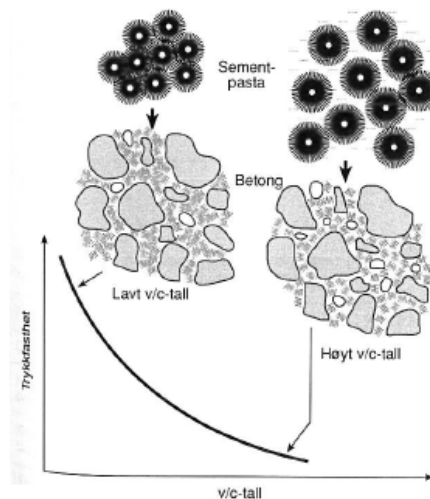
Figur 16 – Vanlige fasthetsklasser betong

2.3.2 Permeabilitet

Betongens permeabilitet/tetthet er et uttrykk for dens evne til å slippe igjennom væsker og gasser, og er den viktigste faktoren for betongens bestandighet. All nedbrytning av betongen innebærer væsker eller gasser, og jo tettere betongen er, jo mer motstandsdyktig er den. [3]

Det kan være flere ulike grunner til at betongen ikke er tett, og poretype- og mengde er av stor betydning. I sementpastaen blir dette bestemt av v/c-tallet, og økende v/c-tall fører til flere kapillærporer, noe som er negativt for betongens permeabilitet. Ved v/c-tall lavere enn 0,4 er det liten eller ingen vanngjennomtrenging. Fra v/c-tall fra 0,4 til 0,5 øker gjennomtrengingen

betraktelig. Sprekker i betongen vil naturligvis også føre til økt vanngjennomtrenging, og rissviddene må derfor reduseres mest mulig. Det er også av vesentlig betydning hvordan betongens støpelighet er, og at den blir korrekt utstøpt. Dårlig komprimering, separasjon og feil utstøping gir en inhomogen betong, som igjen vil føre til sprekker og store innestengte luftflommer. Dette kan føre til rask inntrenging av væsker og gasser, og armeringen kan bli utsatt for aggressive stoffer som kan føre til armeringskorrosjon, som igjen vil føre til mer oppsprekking av betongen. [3]



Figur 17 – V/c-tallets betydning for fastheten

2.3.3 Kryp og svinn

Når betongen utsettes for trykkrefter over lang tid, vil den fortsette å trykkes sammen utover den momentane sammentrykningen som oppstår akkurat idet lasten påføres. Denne tilleggsdeformasjonen blir kalt **kryp**. Eurokode 2 inneholder formelverk for å kunne beregne tilleggstøyningen som oppstår som følge av kryp. [2]

Betongen vil dessuten etter hvert tørke ut, noe som fører til at den over tid vil krympe. Svinntøyninger er, i motsetning til kryptøyninger, ikke avhengig av lasten. Den totale svinntøyningen består av to bidrag, **uttørkingssvinn** og **autogent svinn** (selvuttørkingssvinn). Uttørkingssvinnet er basert på fukttransport gjennom herdet betong, og utvikler seg langsomt over tid, mens det autogene svinnet utvikler seg i takt med betongens fasthetsutvikling, og mesteparten på et tidlig stadium etter betongen er utstøpt. [2]

Den letteste måten å se for seg dette på, er å tenke på en våt svamp. Når svampen tørker ut, vil den trekke seg sammen. Betong er derimot et stivt materiale, og vil motsette seg denne sammentrekkingen, noe som fører til spenninger. Dersom disse spenningene er større enn betongens strekkfasthet, vil betongen sprekke opp. Det er derfor viktig at vi ikke gir betongen mulighet til å tørke ut før den har oppnådd tilstrekkelig fasthet. [3]



Figur 18 – Sprekker som følge av svinn

2.4 Betongens oppførsel

Betong blir utsatt for en rekke forskjellige påkjenninger, og materialets oppførsel varierer alt etter type påkjenning. Det vil her bli gjennomgått de mest vanlige påkjenningene for et betongtverrsnitt [6]:

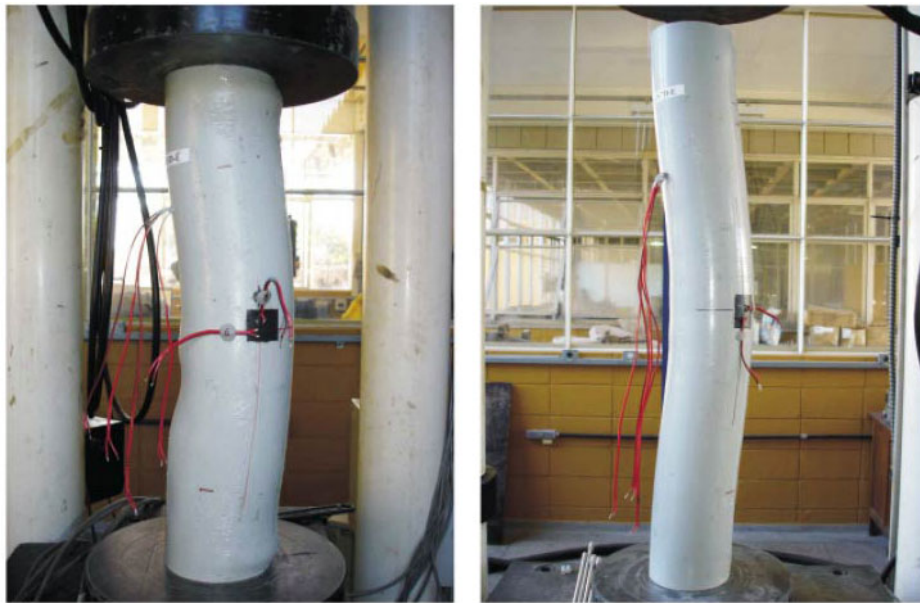
- Strekk.
- Trykk.
- Bøying.
- Skjær.
- Torsjon.

2.4.1 Strekk

Strekkrefter vil prøve å strekke/utvide en konstruksjon. Betong har så lav strekkstyrke (1/10 av trykkfastheten) at vi ser bort fra den. Betong er i bunn og grunn bare utstøpt stein som tåler mye trykk, men lite strekk og skjær. Vi legger inn armeringsstål for å oppta strekkspenningene, og lukker lengdearmeringen med bøylor. Bøylene danner sammen med lengdearmeringen et stivt armerings-skjelett, samtidig som de tar opp skjærspenningene. Tilstrekkelig armering kan bli lagt inn for å gjøre betongen robust nok til å motstå seismiske påkjenninger, ved at den får en duktil (seig) oppførsel. [6]

2.4.2 Trykk

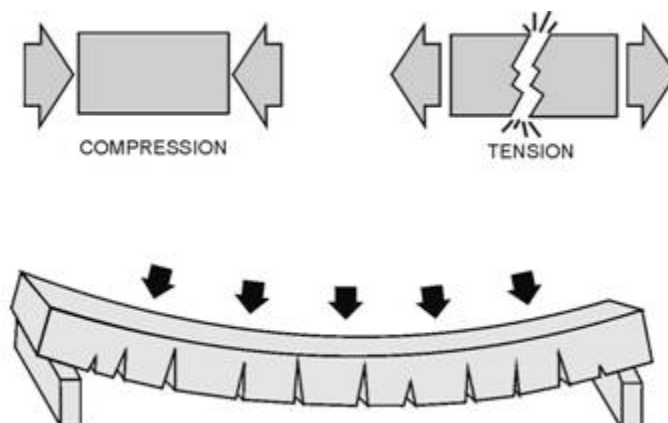
Trykkrefter vil presse sammen/krympe en konstruksjon og kan føre til at materialet blir knust. Trykkbrudd vil ofte gi forvarsler i form av lokal deling av betongen og andre synlige endringer. Dersom lange slanke elementer blir belastet med trykk, kan de svikte plutselig i form av knekking. Denne type sammenbrudd må unngås. [6]



Figur 19 – Knekking av søyle under trykk

2.4.3 Bøying

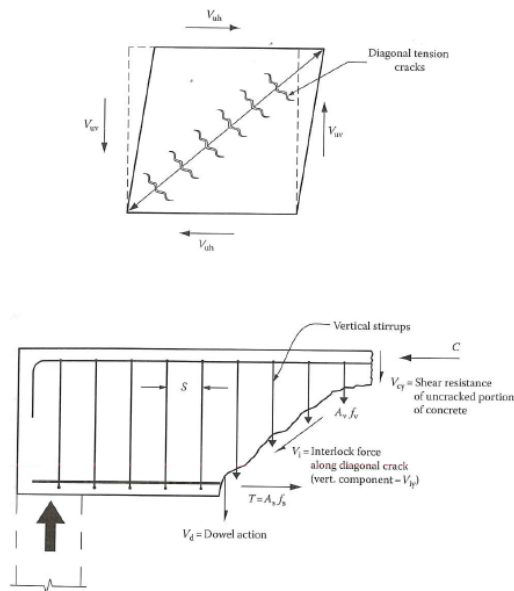
Bøyekrefter er som regel et resultat av vertikale laster påført på dekker og bjelker. Bøying vil føre til strekkrefter på undersiden og trykkrefter på oversiden. Kontinuerlige bjelker og utkragede bjelker vil i tillegg ha strekkrefter i overkant og trykkrefter i underkant nær oppleggene. Vertikale sprekker og riss vil oppstå ved halve spennet (midtpunktet), siden strekkreftene vil dra betongen fra hverandre. Disse sprekkenes kan observeres på skadede konstruksjoner, og kan overvåkes for å bestemme potensialet for sammenbrudd. Små og stabile riss er å forvente, men større sprekker kan indikere et kommende sammenbrudd. [6]



Figur 20 – Bøying av plate

2.4.4 Skjær

Skjærkrefter som oppstår i bjelker (og dekker) har størst intensitet nær oppleggene. Skjærspenninger kan beskrives ved at spenningene prøver rive/klippe av de vertikale overflatene av en bjelke. Disse spenningene produserer ikke signifikante vertikale riss, men diagonale strekk-riss, siden betong har liten strekkapasitet. [6]



Figur 21 – Skjærspenninger

2.5 Bestandighet

Betongens bestandighet er en viktig faktor for hvor lang levetid en konstruksjon kan forventes å ha. Grunnlaget for bestandigheten legges allerede når vi bestemmer sammensetningen av betongen, hvilke materialer vi benytter og i hvilke forhold. [3]

Betong er et meget bestandig byggemateriale, dersom sammensetningen er riktig. I tillegg er utforming og utstøping av vesentlig betydning, for som de fleste andre materialer, blir betongen nedbrutt over tid, der nedbrytingen er avhengig av påkjenningene materialer blir utsatt for. [3]

Betongens bestandighet bestemmes av en rekke forskjellige parametere; hvordan betongen er sammensatt, hvordan armeringen blir plassert, hvordan konstruksjonen blir utformet og hvilket miljø den står i. Bestandigheten er avgjørende for hvor lang levetid en konstruksjon har, altså den tiden den kan fungere til sin tiltenkte funksjon. Her må det estetiske også tas med i vurderingen. [3]



Figur 22 – Skadet betong

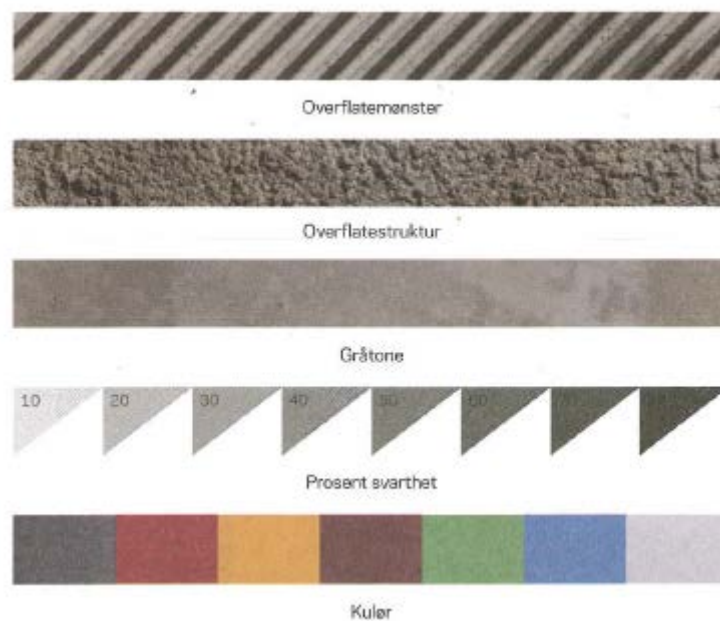
2.6 Betongens karakter og estetikk

Betong som materiale har en karakter og estetikk som ingen andre byggematerialer kan måle seg mot. Mulighetene for variasjon i overflatene er nærmest uendelig, og med overflate menes her ikke bare fasadeoverflate. Det kvalitative uttrykket til betongoverflatene fremstår alltid på forskjellige måter, og valg av forskaling er bare en av mange måter vi kan prege overflaten på.

Betongen kommer best til sin rett når vi opplever overflaten uten beskyttende belegg. Vi kan oppnå fine resultater av å påføre lasur eller maling, men det finnes mange forskjellige overflatebehandlinger vi kan utføre på ulike stadier i prosessen.

Når man skal velge en betongoverflate, må man bestemme seg for et visuelt uttrykk som defineres av overflatens mønster, gråtone, struktur og farge, og her er mulighetene for variasjon nærmest uendelige. Karakteren og størrelsen på mønsteret, grovheten på strukturen og svarheten og fargenyansene på gråtonen er det bare fantasien som begrenser.

Dette del-kapitlet er inspirert av [7]



Figur 23 – Overflatens egenskaper



Figur 24 – Mønster fra forskalingen



Figur 25 – Utradisjonell plassering av vinduer



Figur 26 – Glatt betong



Figur 27 – Mønster i betong

2.7 Noen høydepunkter i moderne betonghistorie

- 1889 – Byggingen av den første armerte betongbroen. Broen hadde to spenn à 5 meter, og ble bygget i landsbyen Stolt i Ungarn.
- 1903 – Byggingen av den første skyskraperen i betong, Ingall-bygningen i USA.
- 1904 – Produksjon av de første prefabelementene.
- 1911 – Utviklingen av sprøytebetong begynte.
- 1913 – Det ble tatt patent på betongpumpen.
- 1927 – Utviklingen av spennarmert betong ble startet av Eugene Freyssinet.
- 1930 – Introduksjon av luftinnførende tilsetningsstoffer.
- 1936 – Byggingen av de første store betongdammene, Hooverdammen og Grand Coulee-dammen.
- 1970 – Introduksjon av fiberarmering.

- 1973 – Innvielse av operabygningen i Sydney i Australia. Bygningen har blitt selve symbolet på byen.
- 1980 – Utvikling av superplastiserende tilsetningsstoffer og selvkomprimerende betong startet.
- 1985 – Introduksjon av den første sementen som var tilsatt microsilica.
- 1989 – Fallet av en av verdens mest berømte betongkonstruksjoner, Berlinmuren.
- 1995 – Verdens største flyttbare betongkonstruksjon ble slept ut til Troll-feltet. Den 472 meter høye og over 650.000 tonn tunge oljeplattformen Troll A er den største konstruksjonen som noen gang er transportert.
- 1990-tallet – Byggingen av de kombinerte bro- og tunnelforbindelsene over Storebælt og Øresund.

Dette del-kapitlet er inspirert av [1]

2.8 Fiberarmert betong

2.8.1 Generelt

Det har oppstått et økende behov for retningslinjer knyttet til prosjektering, utførelse og kontroll av fiberarmerte konstruksjoner, og selv om flere internasjonale regelverk begynner å bli tilgjengelige, er det imidlertid ingen som dekker behovet fullstendig.

Et stort forskningsarbeid har blitt lagt ned de siste årene, noe som har gitt innsikt og forståelse for nye problemer og muligheter hva angår bruk av fiber som armering i betongkonstruksjoner. Egnete materialtyper har blitt utviklet, det har blitt gjennomført en rekke forsøk, både i laboratoriet og i feltet, og det har blitt utført teoretiske analyser. I tillegg har det blitt høstet ny erfaring med utradisjonelle fiberarmerte konstruksjoner. Som eksempel på dette, har det vist seg at bruk av fiberarmering i selvkomprimerende betong (SKB) gir en mye høyere bæreevne enn ved bruk av vanlig vibrert betong i tilsvarende element.

Det er mye som indikerer at dagens teknologi har kommet til et nivå der vi kan bruke fiberarmering i betong ut over de vanlige områdene golv på grunnen og sprøytebetong. Alt arbeidet som har blitt lagt ned på forsøk, praksis og teoretiske analyser peker mot at akseptabel sikkerhet kan oppnås ved bruk av fiberarmering som supplement til vanlig stangarmering. I enkelte tilfeller kan fibre til og med erstatte all stangarmering. Slike gevinster forutsetter imidlertid at fibre blir fordelt og orientert som planlagt, noe som krever god og nøyaktig utførelse og kontroll. Etter «NS-EN 13670 Utførelse av betongkonstruksjoner» stilles det krav til utvidet kontroll både med hensyn til blanding, transport og utlegging. Variasjonen i restfastheten skal være i samme størrelsesorden som de mekaniske egenskapene til vanlig armert betong, og man må forhindre grove feil, eksempelvis redusert fibermengde over et støpesjikt, eller lokale svakhetssoner der andelen virksam fiber er lav.

Et annet viktig aspekt ved fiberarmert betong er at tverrsnitt påkjent av moment- og/eller aksialkraft, som er armert med kun fiber, har vesentlig mindre duktilitet enn vanlig armerte tverrsnitt. Det anbefales derfor at konstruksjonsdeler som utføres i pålitelighetsklasse 2 eller

høyere blir armert med tilstrekkelig konvensjonell stangarmering til å oppta strekkreftene fra moment og aksialkraft. For konstruksjonskomponenter i pålitelighetsklasse 1 er det opp til den prosjekterende å vurdere hvorvidt en løsning med redusert stangarmering er forsvarlig.

Leseren gjøres oppmerksom på at teknologien pr. i dag ikke er godt nok utviklet til at fiberarmerte betongkonstruksjoner er ferdig standardiserte. Forskningen og utviklingen vil fortsette, for å danne grunnlaget for fremtidige standarder.

Dette del-kapitlet er inspirert av [28]

2.8.1.2 Terminologi

Følgende definisjoner blir ofte brukt når det snakkes om fiberarmert betong, og forklares som følger:

- Armert betong: Betong armert med vanlig stangarmering.
- Uarmert betong: Betong uten vanlig stangarmering.
- Fiberarmert betong: Betong armert kun med fiber.
- Armert fiberbetong: Betong med vanlig stangarmering og fiberarmering.
- Strekkfasthet: Strekkfasthet ved rissdannelse (enaksiell).
- Bøyestrekfasthet: Strekkspenning ved 1. riss i bøyeprobe-lineær spenningsfordeling.
- Rest strekkfasthet: Strekkfasthet i betong armert med fiber etter opprissing.
- Rest bøyestrekfasthet: Bøyestrekfasthet i betong armert med fiber etter opprissing.
- CMOD: Crack mouth opening displacement (rissvidde ved overflaten).

Dette del-kapitlet er inspirert av [28]

2.8.2 Bruk av fiberbetong

I dag blir mesteparten av fiber i betong benyttet i golv, plater på mark og sprøytebetong. I de baltiske landene Latvia og Litauen blir det også benyttet stålfiberarmering i etasjebygg.

Behovet for armering i betong skrives seg fra betongen sin lave strekkapasitet. Når betongen i lastbærende konstruksjonen risser opp, må strekkreftene tas opp av armeringsstål. Betongens strekkøying ved riss er imidlertid lavere enn flytetøyningen til armeringen (0,1 mot 2,5 ‰), noe som fører til dannelse av betydelige riss før armeringen opptar kreftene. Disse rissene kan føre til redusert levetid, og kan ha ugunstig effekt med tanke på vanntetthet og estetikk. Det er i hovedsak tre måter å redusere rissdannelser på:

- Økning av konvensjonell stangarmering.
- Spennarmering.
- Fiberarmering.

Sistnevnte vil være spesielt effektiv dersom det brukes stålfiber, da denne begynner å ta opp krefter allerede ved svært små riss, før de blir synlige.

Fiber har vært i bruk i lang tid for å begrense rissvidder, samt øke bæreevnen i sprøe materialer i lang tid (murverk og betong). Til tross for lang forskning og mange forsøk, er

forståelsen for hvordan fiberarmeringen fungerer etter at betongen risser opp mangelfull, og en begrensning for den praktiske bruken.

Det skilles i dag mellom flere typer fiberarmering, med tilhørende forkortelser:

- Stålfiberarmert betong (SFRC).
- Glassfiberarmert betong (GFRC).
- Syntetisk fiberarmert betong (SNFRC).
- Naturlig fiberarmert betong (NFRC).

Lengden av fibre varierer fra noen få millimeter til 80 millimeter, og diameteren fra noen få tidels mikrometer til 2 mm.

Helt siden oldtiden har det blitt benyttet fiber for å armere sprø materialer, eksempelvis strå eller hestehår i murverk. I nyere tid ble asbestfiber benyttet i sementpasta, men pga. helseskader og kreftfremkalling ble andre fibertyper introduserte i 1960- og 1970-årene. Bruk av stålfiber har vært vanlig i over 100 år, men de største anvendelsene i vei og flyplasser kom ikke før under 2. verdenskrig.

I dag får mange materialer tilsetning av fiber for å forbedre materialegenskaper som strekkapasitet, rissmotstand, bestandighet, utmatningsstyrke, brannmotstand m.m.

Innenfor byggebransjen blir det i hovedsak brukt stålfiber og syntetisk fiber som tilskudd/erstatning til stangarmeringen.

Stålfiber i industrigolv (slabs on grade) har blitt benyttet de siste tiårene, med stor suksess, og de første eksemplene var på 1980-tallet i England. Det tok ikke lang tid før tilsvarende eksempler dukket opp i Norge og Sverige. Sammenlignet mot tradisjonell stangarmering, kan man oppnå flere fordeler ved bruk av fiber:

- Redusert arbeidstid.
- Transport over golvet.
- Større fugefrie arealer.
- Reduserte rissvidder.

Fra et sikkerhetsperspektiv er det nå uproblematisk å benytte stålfiber i plater på mark, og sammenlignet med tradisjonell armering, kan man oppnå store reduksjoner i tykkelsen.

Andre områder stålfiber kan benyttes på er følgende:

- Frittstående dekker.
- Stedstøpte vegger.
- Dekker med samvirke (stålplater med påstøp av betong).
- Prefabrikerte tunellelementer.
- Rør og lagertanker.
- Prefabrikerte vegger og bjelker.
- Reparasjon av marine konstruksjoner og dammer.

Områder syntetisk fiber kan benyttes på er følgende:

- Industriegolv.
- Veger og utendørsarealer.
- Påstøp.
- Dekker med samvirke.
- Plasstøpte vegger.
- Prefabrikerte bjelker og vegger.
- Reparasjon.

Dette del-kapitlet er inspirert av [28]

2.8.3 Dokumentasjon og CE-merking

All fiber som blir blandet med betong skal testes og deklarerer med de egenskaper som påvirker hvorvidt fiberen er egnet som armering, og all fiber skal være CE-merket, med informasjon om hvilken type konstruksjon fiberen kan brukes i. Her skilles det mellom lastbærende (konstruktiv) bruk, og annen bruk.

Kravene som stilles til fiberprodusenten med tanke på materialdokumentasjon og deklarerer finnes i følgende standarder:

- Stålfiber – EN 14889-1: Fibere for betong – Del 1: Stålfibere – Definisjoner, krav og samsvar.
- Polymerfiber – EN 14889-2: Fibere for betong – Del 2: Polymerfibere – Definisjoner, krav og samsvar.

Dersom det benyttes fibere av andre materialer, skal disse dokumenteres og deklarerer etter samme prinsipper som for stål og polymer.

Dette del-kapitlet er inspirert av [28]

2.8.4 Fiberens effekt på betongens konsistens

Fiberens effekt på betongens konsistens skal deklarerer og dokumenteres av produsenten, og effekten på en referansebetong skal fastsettes iht. EN 14845-1. Mengden med fiber som er nødvendig for å oppnå spesifisert bøyestrekfasthet skal også deklarerer av produsenten, og konsistensmålinger iht. EN-12350-3 skal gjennomføres på en referansebetong både med og uten fiber. Leverandøren av fiber kan deklarerer konsistensen til referansebetongen ved flere forskjellige doseringer.

Bruk av stålfiber vil ikke ha signifikant påvirkning på konsistensen til betongen. Flyten vil bli litt redusert, og denne endringen må i noen tilfeller ivaretas ved en justering av proporsjoneringen til betongblandingen. Dersom det benyttes store mengder stålfiber (over 40 kg) vil konsistensen bli påvirket i stor grad, og det bør velges fibertype ut i fra dette.

Dette del-kapitlet er inspirert av [28]

2.8.5 Fiberens effekt på betongen styrke

Fiberens påvirkning av betongens styrke skal bestemmes iht. NS-EN 14845-2 gjennomført på en referansebetong iht. EN 14845-1, og det stilles krav til deklarasjon av hvor mye fiber pr. kubikkmeter som trengs for å oppnå en restbøyestrekfasthet på 1,5 MPa (N/mm²) ved 0,5 mm CMOD og en restbøyestrekfasthet på 1 MPa ved 3,5 mm CMOD.

Dette del-kapitlet er inspirert av [28]

2.8.6 Klassifisering av stålfiber

Stålfiber til betongkonstruksjoner er enten rette eller formede strenger av stål, som er egnet til å bli blandet homogent inn i betongen. Spesifikasjoner, definisjoner og krav finnes i NS-EN 14889-1, og fibre klassifiseres i ulike grupper:

1. Cold-drawn wire (kaldstrukket ståltråd).
2. Cut sheet (stanset fra stålplate).
3. Melt extracted (smelteslagg).
4. Shaved cold-drawn wire (splittet kaldstrukket ståltråd).
5. Miller from blocks (frest fra stålblokk).

Den første typen er den vanligste og mest brukte i betongkonstruksjoner.

Formen til stålfiberen kan være rett eller formet, og leverandøren skal deklarerer formen, samt spesifisere toleransene.

Strekkestyrken, R_m , skal deklarerer av produsenten, og skal bestemmes iht. EN 10002-1. Strekkstyrken for gruppe 1 skal bestemmes fra ståltråden før deformering, og toleransen fra den deklarererte R_m -verdien skal være 15 % for enkeltmålinger, men 7,5 % for gjennomsnittet av målingene. Minst 95 % av målingene skal ligge innenfor spesifiserte toleransekrav.

For fiber i gruppe 2, skal strekkstyrken bestemmes fra platen før deformering. Kravene for toleranse er samme som for gruppe 1.

For fiber i gruppe 3-5 skal strekkfastheten bestemmes fra fibre med en lengde på minst 20 mm. Her er tverrsnittet ikke regulært, og vil følgelig ryke der det er minst, og den nominelle strekkfastheten fastsettes ved å dele den maksimale lasten med tverrsnittet kalkulert fra ekvivalent diameter. Produsenten kan også bruke optikk for å bestemme tverrsnittet i bruddpunktet, og kan her dividere maksimal last på det faktiske tverrsnittet. Ved en slik metode skal presisjonen på målingene oppgis.

Produsenten skal deklarerer hvilken e-modul fiberen har, og for fibre i gruppe 1 og 2 kan denne fastsettes ved å teste strekkfastheten iht. EN 10002-1. Testen skal utføres på materialet før fiberen deformeres, og e-modulen kan deretter kalkuleres ved å bruke belastning og deformasjon ved 10 % og 30 % av R_m .

Typisk verdi for e-modul for stålfiber ligger i området 200000 MPa.

Dette del-kapitlet er inspirert av [28]

2.8.7 Klassifisering av polymerfiber

Polymerfiber er, på lik linje med stålfiber, rette eller formede biter med polymermateriale, som er egnet til å bli blandet homogent inn i betongen. Definisjoner, spesifikasjoner og krav finnes i NS-EN 14889-2, og fibre klassifiseres basert på lengden:

Klasse 1 \leq 30 mm.

Klasse2 $>$ 30 mm.

Klasse 1 har ikke tilstrekkelig dokumentasjon for å brukes i lastbærende konstruksjoner (konstruktiv bruk), og klasse 2 kan kun benyttes i konstruksjoner de er dokumentert for. Eksempelvis er det knyttet stor usikkerhet til polymerfibreens egenskaper ved langtidslat, og ved slike tilfeller, der fibreens bæreevne blir utnyttet over lengre tid, må disse egenskapene vies stor oppmerksomhet, og dokumenteres tilstrekkelig. Ved bruk i lastbærende konstruksjoner må det videre tas hensyn til den lave smeltetemperaturen.

Dette del-kapitlet er inspirert av [28]

2.8.8 Mekaniske egenskaper

2.8.8.1 Generelt

Fasthetsklasser og bestandighetsklasser skal samsvare med kravene gitt i Eurokode 2, og fiber kan rent prinsipielt bli kombinert med betong i alle fasthetsklasser.

Ved bruk av praktiske mengder fiberarmering i betongen i forhold til kravene om støpelighet og homogenitet, kan man anta at betongens e-modul, trykkfasthet, tverrkontraksjonstall og varmeutvidelseskoeffisient blir lite påvirket av fibre. Dersom det benyttes mer enn 1 % volum stålfiber eller 0,5 % syntetisk fiber, bør trykkfasthet og e-modul fastsettes ved hjelp av eksperiment.

Det bør forventes at tilsetning av fiber vil gi en liten økning i betongs strekkfasthet, og denne økningen er noe mer signifikant for bøyestrekfasthet og spaltestrekfasthet enn for ren strekkfasthet.

Dette del-kapitler er inspirert av [28]

2.8.8.2 Rest bøyestrekfasthet

Rest bøyestrekfasthet til den fiberarmerte betongen fastsettes fra bøyemomentet i standard prøvebjelker ved aktuell rissvidde, der det antas en lineær spenningsfordeling over høyden til tverrsnittet. Denne samsvarer imidlertid ikke med virkelig spenningsfordeling etter opprissing, og av denne grunn blir ikke denne parameteren benyttet direkte i dimensjoneringsreglene.

Dette del-kapitlet er inspirert av [28]

2.8.8.3 Rest strekkfasthet

Den karakteristiske rest strekkfastheten $f_{tk, res, 2,5}$ til den fiberarmerte betongen blir definert som resulterende strekkkraftresultant pr. arealenheter av et gjennomgående riss i betongen. Når betongen klassifiseres i rest strekkfasthetsklasser er rest strekkfastheten knyttet til en rissvidde på 2,5 mm, og denne kan defineres som 0,37 ganger den karakteristiske rest bøyestrekfasthet, som er fastsatt ved bøyeprovning av standard bjelke ved samme rissvidde, $f_{Rk,3}$.

$$f_{tk, res, 2,5} = 0,37 f_{Rk,3}$$

Dette del-kapitlet er inspirert av [28]

2.8.8.4 Fasthetsklasser

Fiberbetong blir klassifisert på samme måte som betong uten fiber, ved hjelp av karakteristisk trykkfasthet. Det antas, noe forenklet, samme forhold mellom trykk- og strekkfasthet. I tillegg klassifiseres fiberarmert betong iht. betongens karakteristiske rest strekkfasthet ved 2,5 mm rissvidde, som vist i følgende eksempel:

B30-R1,5: Dette er fiberarmert betong med karakteristisk trykkfasthet (sylinder) 30 MPa og 1,5 MPa karakteristisk rest strekkfasthet ved 2,5 mm rissvidde. Fra formelen i forrige del-kapittel, ser vi at dette gir en rest bøyestrekfasthet lik $1,5/0,37 = 4$ MPa.

Dette del-kapitlet er inspirert av [28]

Kapittel 3

Planleggingsfasen

3.1	Generelt	46
3.2	Lovverk	47
3.3	Sikkerhet ved dimensjonering	49
	3.3.1 Den nødvendige sikkerhetsfaktoren	49
	3.3.2 Sikkerhetens størrelse	50
3.4	Dimensjoneringsprinsipper	51
	3.4.1 Pålitelighetsklasser	51
	3.4.2 Prosjekteringskontroll	52

3 Planleggingsfasen

3.1 Generelt

Konstruksjonsteknikken er en av flere fagdisipliner i planlegging, prosjektering, bygging og drift av bygg og infrastrukturen. Oppgaven til konstruktøren er i hovedsak knyttet til beregning og dimensjonering av bæresystemet til konstruksjonen. Før byggets bæresystem blir bestemt, må man gjennomføre et relativt omfattende planleggingsarbeid, der man tar hensyn til de ulike funksjonene bygget skal tilfredsstille. Funksjonskravene er avhengig av byggets formål, og det er i hovedsak denne funksjonen byggherren vil betale for, selv om man i den senere tiden også har valgt å legge større fokus på estetikk og landskapstilpasning.

Planleggingen må skje i henhold til gjeldende lovverk, som setter strenge krav til planprosessen. I denne tidlige delen av planleggingen, konseptfasen, blir ofte de viktigste beslutninger tatt, og i mange tilfeller legges det ned alt for lite krefter og ressurser i denne fasen. Dette fører ofte til at de beslutninger som blir tatt er dårlig underbygget. En rekke store byggeprosjekter har sprenget budsjettet og blitt forsinket som direkte følge av mangelfull planlegging.

Etter at de overordnede planer og generelle rammebetingelsene for bygget er godkjent og klarlagt, følger selve **prosjekteringen**. For en større konstruksjon gjennomføres denne av en gruppe bestående av arkitekter, rådgivende ingeniører for bygg, elektro og VVS, i tillegg til spesialrådgivere innenfor produksjonsteknikk. Denne prosessen starter med å definere funksjonskravene, vurdering av laster og formgivning, og baseres ofte på erfaringer og data fra tidligere prosjekter av lignende karakter.

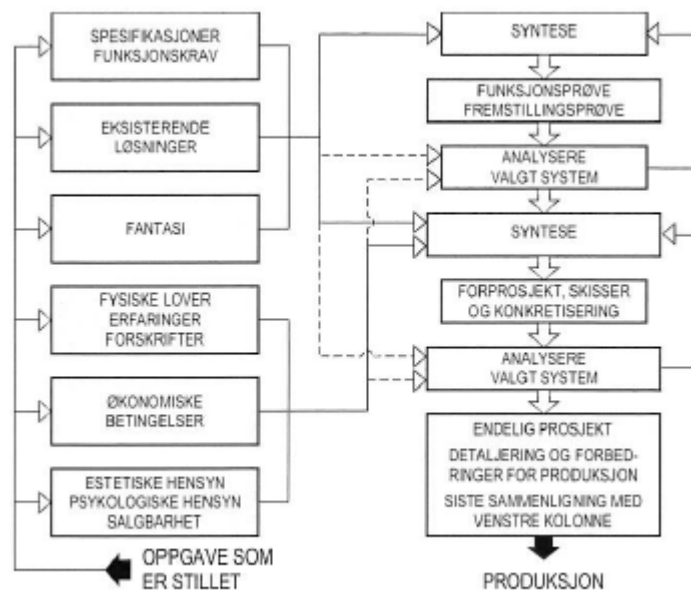
Datagrunnlaget omfatter ofte følgende parameter:

- Formålet til konstruksjonen.
- Lovverk.
- Spesielle spesifikasjoner.
- Påkjenninger og belastninger.
- Grunnforhold og vurdering av miljøet.

Med disse dataene som grunnlag, begynner selve prosjekteringsfasen. Her bestemmes de enkelte krav til et **forprosjekt**. Forprosjektet definerer i grove trekk prosjektets rammer, omfang og kostnader. Det blir i denne prosessen tatt hensyn til:

- Tidligere erfaringer fra lignende prosjekter.
- Kreative- og ikke-tradisjonelle løsninger.
- Samordning av bygningsmessige og estetiske hensyn.
- Valg av materiale.
- Eventuelle problemer knyttet til transport.
- Mulighet for fremtidige utvidelser.

- Resirkulering av materialer ved en eventuell rivning av konstruksjonen.
- Vurdering av økonomiske forhold



Figur 28 – Prosjekteringsprosessen

Som man ser av figuren over, kan det være nødvendig å gjenta flere faser for å oppnå et tilfredsstillende resultat. I enkelte tilfeller kan det også bli nødvendig å justere vekten av de ulike kravene dersom man skal oppnå en optimal løsning. Som for alle prosesser finnes det mer enn kun én riktig løsning.

Forprosjektet danner grunnlaget for detaljprosjekteringen. For bæresystemet vil dette omfatte:

- Overslag over dimensjoner.
- Statistiske beregninger og dimensjonering.
- Løsning av konstruksjonsdetaljer.
- Arbeidstegninger og byggebeskrivelser.
- Kontroll av byggingen.

Under detaljprosjekteringen vil flere aktører arbeide samtidig med forskjellige oppgaver i prosjektet, og for store prosjekter stiller dette strenge krav til informasjonsflyten mellom aktørene. For å kunne holde oversikten, er moderne IT-verktøy en nødvendighet for at alle aktørene til en hver tid har oppdatert informasjon. Foretar arkitekten en endring i utformingen, så må denne endringen umiddelbart være tilgjengelig for de øvrige aktørene.

Dette del-kapitlet er inspirert av [8]

3.2 Lovverk

All byggeaktivitet påvirker samfunnet, og er derfor regulert av lovverket. Den overordnede loven i hierarkiet er «Plan- og bygningsloven», som er en ramme- og fullmaktslov. Denne

loven definerer hovedbestemmelsene for byggevirkomheten på riksnivå, fylkesplaner, kommuneplaner, reguleringsplaner og konsekvensutredninger. Loven inneholder også regler om ekspropriasjon og skjønn, refusjoner og utgifter til vei, vann og kloakk, regler om byggetillatelse, nabovarsel og kontroll av byggearbeider. Dessuten har den regler angående ansvarsforhold i byggesaker. I tillegg til PBL finnes det mange andre lover som påvirker planleggingen, prosjekteringen og utførelsen av et byggeprosjekt, for eksempel «strandloven», «forurensingsloven» og «arbeidsmiljøloven».

Neste ledd i hierarkiet er **byggeforskriftene**. Disse inneholder detaljerte bestemmelser om blant annet kartverk, bygningsdeler og installasjoner i tillegg til konstruktive regler. Forskriftene fastsetter generelle funksjonskrav til materialer, konstruksjoner og bygningsdeler med tanke på lyd- og varmeisolasjon, brannmotstand og ventilasjon osv.

Utførelse og prosjektering av konstruksjoner skal skje i samsvar med bestemmelsene i standardene. Standardene inneholder regler for **produkter, prosjektering og utførelse**. Standardene blir gitt ut av **Standard Norge** og er basert på felleseuropeiske regler.



Figur 29 – Hierarkiet av lover og regler

De mest sentrale **prosjekteringsstandardene** en konstruktør må forholde seg til er følgende:

- NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- NS-EN 1991 Laster på konstruksjoner.
- NS-EN 1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner.
- NS-EN 1993 Prosjektering av stålkonstruksjoner
- NS-EN 1994 Prosjektering av samvirkekonstruksjoner i stål og betong.
- NS-EN 1995 Prosjektering av trekonstruksjoner.
- NS-EN 1998 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning.

I tillegg finnes det **produktstandarder** for materialer og produkter som blir brukt. Hensikten med disse standardene er å sørge for at produktene som brukes tilfredsstillende visse krav. Dette betyr at en mutter og skrue skal passe sammen, uansett hvem produsenten er. Utarbeidelsen av felles europeiske standarder skyldes et ønske om fri flyt av varer og produkter, og det har i

løpet av de siste tiårene blitt brukt store ressurser for å utvikle disse standardene, og for regler knyttet til prosjekteringen er dette arbeidet så godt som fullført. For forskjellige produkter har det vært mye vanskeligere å komme til enighet om felles standard på grunn av ulike interesser. Et eksempel på dette er at man fortsatt ikke har blitt enige om en felles utforming av elektriske kontakter og støpsler i USA og Norge.

Dette del-kapitlet er inspirert av [8]

3.3 Sikkerhet ved dimensjonering

Under dimensjonering av en konstruksjon er en korrekt lastberegning av grunnleggende betydning, og det er ofte her de største usikkerhetene ligger. Årsaken til konstruksjonssvikt skyldes ofte manglende innsikt i lastens størrelse og virkemåte.

En ingeniør har to problemstillinger han må forholde seg til ved utforming og dimensjonering av en konstruksjon. Disse problemstillingene er av avgjørende betydning for at konstruksjonen ikke skal bryte sammen:

- **Lastens virkning.** Det må bestemmes hva bruksområdet til konstruksjonen er, og sannsynligheten for at den blir endret over tid. Dette danner grunnlaget for å bestemme de belastningene konstruksjonen blir utsatt for, og påkjenningene dette gir
- **Materialets kapasitet.** Det må bestemmes hvilke material som skal benyttes, og egenskapene til det valgte materialet. Basert på disse egenskapene, og beregninger, kan ingeniøren vurdere hvor mye materialet tåler av lastvirkninger.

Dette del-kapitlet er inspirert av [9]

3.3.1 Den nødvendige sikkerhetsfaktoren

Vi tenker oss et eksempel der vi har en last som er opphengt i en stålstang. Lasten kan tenkes å bestå av 10 sekker, hver sekk på 40 kg. Dette gir en total last på tilnærmet 4 kN. Vi tenker oss at stålet har en strekkbruddfasthet f_u . Stangens kapasitet vil da være lik strekkbruddfastheten multiplisert med arealet av tverrsnittet. Det nødvendige arealet er da lik 4 kN dividert på strekkbruddfastheten.

Det er aldri å anbefale personer å oppholde seg under hengende laster, og dersom stålstangen i eksemplet over ble gitt ett tverrsnitt som foreslått, ville det være flere grunner til det:

- Noen av sekkene kan veie 40,2 kg istedenfor 40,0 kg.
- Egenvekten av sementen kan variere mellom produksjonsseriene.
- Når en sekk legges på, kan vi få et dynamisk tillegg til den statiske vekten.
- Ved en feil kan det bli lagt på 11 sekker istedenfor de planlagte 10.
- Tyngden av stangen er ikke tatt med.
- Strekkbruddfastheten til stål kan variere.
- Diameteren av stålstangen kan være utenom toleransen (mindre enn planlagt).
- Diameteren av stålstangen kan bli redusert over tid pga. slitasje.

Som vi ser av eksemplet over, kan ikke det teoretiske nødvendige arealet brukes i den praktiske dimensjoneringen. Vi er avhengig av **sikkerhetsfaktorer** for å ivareta usikkerhetene som er listet over. Av denne grunn legges det inn både lastfaktorer og materialfaktorer, for å ivareta usikkerhetene knyttet til både lastens størrelse samt materialets kapasitet.

Dette del-kapitlet er inspirert av [8]

3.3.2 Sikkerhetens størrelse

Hvor store last- og materialfaktorene skal være er et spørsmål som har både tekniske, økonomiske og etiske konsekvenser. Dersom en konstruksjon får sammenbrudd, innebærer dette et stort økonomisk tap. Her er det ikke bare snakk om verdien av selve konstruksjonen, men også redusert faglig anseelse og mulige erstatningskrav fra de som er ansvarlige. I verste fall kan tap av produksjon, tap av tillit i markedet og økonomisk ruin bli en realitet.

Økonomisk risiko kan imidlertid begrenses ved forsikringer og lignende. Det er verre når personskader og menneskeliv blir innblandet. For samfunnet sett under ett, kan det også her etableres regnemodeller som tar hensyn til tapt arbeidskraft og lignende, men dette er mager trøst for den skadelidende og de pårørende, og det er vanskelig å akseptere at mennesker skal utsettes for fare som truer liv og helse.

I praksis er det dessverre en realitet at vi aldri kan fjerne usikkerheten og ulykker, og vi må derfor være klar over følgende:

- **All aktivitet innebærer risiko.** Bare det å spise mat er risikofylt. Maten kan settes fast i halsen, og man kan dø. Man kan ikke av den grunn slutte å spise.
- **Ingen forbedring kan fjerne risikoen.** En takkonstruksjon kan bli beregnet for en dobbelt så stor snølast som noen gang er registrert, og sannsynligheten for brudd ville fortsatt ikke vært null. En uforutsett last vil føre til brudd uansett (for eksempel flystyrt).
- **Forbedring av én faktor kan forverre en annen.** Vi har ikke ubegrensede ressurser til disposisjon. En vei som har mange ulykker bør utbedres raskt, men økonomiske midler som blir brukt her kan føre til at en annen vei ikke blir fullført til planlagt tid, og der dødsstatistikken viser identiske tall.

Som man ser av eksemplene over, må vi til slutt foreta et valg, der liv blir tatt med i beregningen. Vi ser at det i praksis er umulig å eliminere all risikoen, det eneste vi kan oppnå er å redusere den til et nivå som er akseptabelt. Det lovverket vi forholder oss til, er et uttrykk for det risikonivået samfunnet synes er akseptabelt.

Dette del-kapitlet er inspirert av [8]

3.4 Dimensjoneringsprinsipper

Dimensjonering av en konstruksjon gjennomføres ved at det påvises at konstruksjonen har tilstrekkelig kapasitet i forskjellige **grensetilstander**. Vi skiller mellom fire forskjellige tilstander [2]:

- Bruddgrensetilstanden.
- Bruksgrensetilstanden.
- Ulykkesgrensetilstand.
- Utmattingsgrensetilstand.

De to første er de mest aktuelle for vanlige bygg, og de blir forklart i NS-EN 1990 på følgende måte:

- Bruddgrensetilstander: «Tilstander som er knyttet til sammenbrudd eller andre lignende former for konstruksjonssvikt. Bruddgrensetilstanden tilsvarer vanligvis den maksimale bæreevnen til en konstruksjon eller en konstruksjonsdel.»
- Bruksgrensetilstanden: «Tilstander som danner grensen for når en konstruksjon eller konstruksjonsdelene ikke lenger oppfyller fastsatte krav ved normal bruk.»

3.4.1 Pålitelighetsklasser

I følge NS-EN 1990 skal konstruksjoner deles inn i pålitelighetsklasser. De ulike klassene er avhengig av konsekvensklassen og den ønskede sikkerhet. Eurokoden gir følgende veiledende eksempel på klassifisering av byggverk:

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentere, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Fiskerihavner og -anlegg	(x)	x		
Landbruksbygg	x	(x)		
Feste av kledninger, takteking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.

Figur 30 – Pålitelighetsklasser

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempler på bygg og anlegg
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

Figur 31 – Konsekvensklasser

3.4.2 Prosjekteringskontroll

Den prosjekterende skal angi hvilken kontrollklasse en konstruksjon gjennomføres i. Kontrollklassen bestemmer krav til kompetanse hos de som utfører arbeidet, samt omfanget av byggeplasskontroll. Vi skiller mellom tre kontrollklasser [3]:

- Begrenset kontroll.
- Normal kontroll.
- Utvidet kontroll.

For konstruksjoner der en eventuell funksjonssvikt har små konsekvenser, kan en velge «begrenset kontroll». Denne kontrollen blir sjelden brukt i profesjonelle byggesaker. Hvis konsekvensene av funksjonssvikt eller brud er store, eller at utførelsen er meget avansert, skal det velges «utvidet kontroll». I vanlige byggesaker er «normal kontroll» den vanligste kontrollklassen og dekker de fleste vanlige byggverk. [3]

Pålitelighetsklasse (CC/RC)	Kontrollklasse
1	B (begrenset)
2	N (normal)
3	U (utvidet)
4	Skal spesifiseres

Figur 32 – Kontrollklasser

NS-EN 1990 definerer de ulike kontrollene på følgende måte:

- «Med klassen ***begrenset kontroll*** menes en kontroll som skal omfatte alt utført arbeid, og som kan utføres av personen eller foretaket som utførte arbeidet, dvs. en ***basiskontroll***.»
- «Med klassen ***normal kontroll*** menes at det i tillegg til ovennevnte ***basiskontroll*** skal utføres en intern systematisk og regelmessig kontroll med faste rutiner i foretaket som utfører arbeidet, dvs. både ***basiskontroll*** og ***intern systematisk kontroll***.»

- «Med klassen *utvidet kontroll* menes at det i tillegg til de to ovennevnte kontrollene, *basiskontroll* og *intern systematisk kontroll*, skal utføres en *uavhengig kontroll* ved et annet foretak som er uavhengig av foretaket som utførte arbeidet, dvs. *basiskontroll, intern systematisk kontroll* og *uavhengig kontroll*.»

Kapittel 4

Laster og lastvirkninger

4.1	Generelt	56
4.2	Standarder.....	57
4.3	Lastplassering.....	57
4.4	Inndeling av laster	58
4.4.1	Permanente laster	58
4.4.2	Variable laster	58
4.4.2.1	Nyttelast	58
4.4.2.2	Vindlast	59
4.4.2.3	Snølast	63
4.4.3	Ulykkelast (seismisk)	65
4.4.3.1	Generelt	65
4.4.3.2	Jordskjelv i Norge	66
4.4.3.3	Skader ved jordskjelv	68
4.4.3.4	Duktilitet.....	69
4.4.3.5	Analysemetoder.....	71
4.4.3.5.1	Tverrkraftmetoden (forenklet).....	71
4.4.3.5.2	Modalanalyse (avansert)	71
4.4.4	Tilleggslast som følge av avvik av systemgeometrien.....	72
4.5	Karakteristiske laster	72
4.6	Lastfaktorer	73
4.7	Reduksjonsfaktorer.....	77
4.7.1	Arealreduksjonsfaktor	77
4.7.2	Etasjereduksjonsfaktor	77
4.8	Menneskets oppfattelse av bevegelse.....	78

4 Laster og lastvirkninger

4.1 Generelt

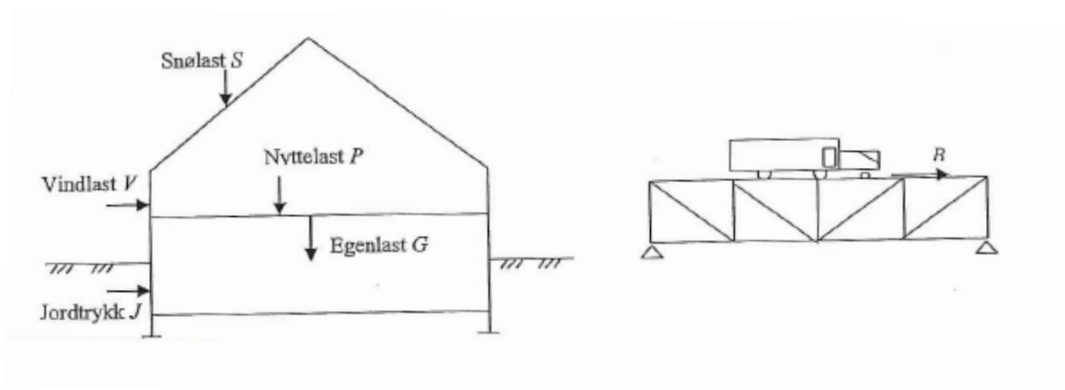
De lastene en konstruksjon blir utsatt for, er avhengig av konstruksjonens funksjon. Noen konstruksjoner har lastbæring som eneste formål (broer), mens hos andre konstruksjoner er lastbæringen en av mange funksjoner, men en forutsetning for andre funksjoner. [8]

I et vanlig bygg vil det virke flere forskjellige laster [9]:

- Egenlasten av konstruksjonen.
- Nyttelasten på golvene.
- Snølasten på taket.
- Vindlasten på vegger og tak.
- Jordtrykket på grunnmurene.

På en brokonstruksjon vil det i tillegg til lastene ovenfor oppstå nyttelaster fra kjøretøy, bremse- og akselerasjonskrefter og sentrifugalkrefter der brobanen har kurvatur. [9]

De fleste påkjenningene en konstruksjon blir utsatt for, kommer som følge av tyngdekraften, eksempelvis byggets egen tyngde, tyngden av personer og inventar, snø osv. Men også treghetskrefter fra svingende masse (for eksempel vind eller bremsekraft), krefter på grunn av temperaturdifferanser i tillegg til påførte deformasjoner vil gi lastvirkning på konstruksjonen. Generelt kan det sies at en last er enhver form for påvirkning som fører til spenninger eller tøyninger i konstruksjonen. [9]



Figur 33 – Belastninger på vanlig bygg og brokonstruksjon

Vi kan dele lastene inn i flere kategorier [9]:

- **Bunden last:** Last med gitt størrelse, plassering og retning.
- **Fri last:** Last med fri størrelse, plassering og retning.
- **Statisk last:** Stillestående last som ikke gir treghetskrefter.
- **Dynamisk last:** Last som fører til treghetskrefter (akselerasjonstillegg).

- **Utmattingslast:** Last som har varierende intensitet så mange ganger at den påvirker materialets fasthet.
- **Ulykkelast:** Last som oppstår ved ulykkestilfeller eller unormale forhold, eksempelvis brann, eksplosjon eller jordskjelv.

4.2 Standarder

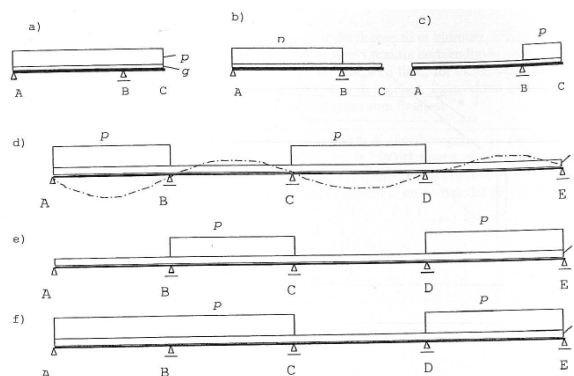
Det sikkerhetsteoretiske grunnlaget for å fastsette laster på konstruksjoner finnes i «NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner», mens lastenes fordeling og intensitet finnes i «NS-EN 1991 Laster på konstruksjoner». Laststandarden består av følgende deler [8]:

- Del 1-1 Egenlaster og nyttelaster i bygninger.
- Del 1-2 Laster på konstruksjoner ved brann.
- Del 1-3 Snølaster.
- Del 1-4 Vindlaster.
- Del 1-5 Termiske påkjenninger.
- Del 1-6 Laster under utførelse.
- Del 1-7 Ulykkelaster.
- Del 1-8 Trafikklaster på broer.
- Del 1-9 Laster i siloer og tanker.
- Del 1-10 Laster fra kraner og maskinutstyr.
- Del 1-11 Laster fra bølger og strøm.

4.3 Lastplassering

Noen laster blir oppgitt som punktlaster, eksempelvis hjultrykkene til en bil. Slike laster kan tenkes å angripe i et matematisk punkt, selv om de i realiteten må ha en gitt utstrekning å virke på. Andre laster virker langs en linje, eksempelvis en vegg som står på et golv. Egenvekten av et betongdekke virker over et større område, og virker da som en flatelast. [9]

Permanente laster er faste laster som har låst plassering, størrelse og retning. Variable laster er frie laster som kan variere, og skal derfor plasseres i den mest ugunstige posisjonen med hensyn til påkjenningen, og det er ingeniøren som må sørge for at disse blir plassert korrekt. [9]



Figur 34 – Forskjellige plasseringer av variabel last

4.4 Inndeling av laster

4.4.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som har samme verdi og er på samme sted på konstruksjonen over lengre tid. Eksempler på slike laster er jordtrykk og egenvekt. Egenvekt er her vekten av selve konstruksjonen eller konstruksjonsdeler som hviler på den. Med tanke på at egenlasten skrives seg fra tyngdekraften med kjent verdi, og har godt definerte tverrsnittsdeler, kan vi bestemme denne lasten med stor presisjon. Lastfaktoren for permanente laster trenger av denne grunn ikke være så stor som lastfaktoren på variable laster. [9]

4.4.2 Variable laster

Variable laster er laster som varierer med tiden. Ofte er de også frie laster, og kan virke hvor som helst på en konstruksjon. De variable lastene har ofte svært variabel og usikker karakter, dette gjelder spesielt naturlaster. Av denne grunn må disse lastene ha større faktorer enn den permanente lasten. [9]

4.4.2.1 Nyttelaster

Nyttelaster er eksempler på variable laster, og kan være personbelastning eller inventar, lagrede varer eller trafikklast på en bro. Standarden inneholder forskjellige brukskategorier, og fastsetter hvilke nyttelaster det skal regnes med under prosjekteringen. [9]

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg og hus; sengerom og behandlingsrom i sykehus; soverom i hoteller og gjestgiverier; kjøkken og toaletter.
B	Kontorarealer	
C	Arealer der personer kan samles (med unntak av arealer som er definert i kategori A, B og D ¹⁾)	C1: Arealer med bord osv., f.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv. C2: Arealer med faste seter, f.eks. arealer i kirker, teatre eller kinosaler, konferanserom, forelesningssaler, forsamlingsaler, venterom medregnet forhall på jernbanestasjoner osv. C3: Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museer, utstillingsrom osv., og ankomstområder i offentlige bygg og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus, jernbanestasjonshaller. C4: Arealer med mulighet for fysiske aktiviteter, f.eks. dansesaler, gymnastikkrom, scener osv. C5: Arealer som lett overfylles, f.eks. i bygg for offentlig bruk, som konsertsaler, idrettshaller medregnet tribuner og atkomstområder og jernbaneperronger.
D	Forretningsarealer	D1: Arealer i vanlig detaljhandel. D2: Arealer i varehus.
¹⁾ Det gjøres oppmerksom på 6.3.1.1(2), særlig for C4 og C5. Se NS-EN 1990 når det må tas hensyn til dynamiske effekter. For kategori E, se tabell 6.3.		
MERKNAD 1 Oppdragsgiver og/eller det nasjonale tillegget kan fastsette at arealer som normalt kan settes i kategori C2, C3, C4, avhengig av bruk, kan settes i kategori C5.		
MERKNAD 2 Underkategorier til A, B, C1 til C5, D1 og D2 kan gis i det nasjonale tillegget.		
MERKNAD 3 Se 6.3.2 for lagrings- eller industrivirksomhet.		

Figur 34 – Forskjellige brukskategorier

Kategorier for belastede områder	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategori A		
– Gulv	1,5 til <u>2,0</u>	<u>2,0</u> til 3,0
– Trapper	<u>2,0</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 4,0
– Balkonger	<u>2,5</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 3,0
Kategori B	2,0 til <u>3,0</u>	1,5 til <u>4,5</u>
Kategori C		
– C1	2,0 til <u>3,0</u>	3,0 til <u>4,0</u>
– C2	3,0 til <u>4,0</u>	2,5 til 7,0 (<u>4,0</u>)
– C3	3,0 til <u>5,0</u>	<u>4,0</u> til 7,0
– C4	4,5 til <u>5,0</u>	3,5 til <u>7,0</u>
– C5	<u>5,0</u> til 7,5	3,5 til <u>4,5</u>
Kategori D		
– D1	<u>4,0</u> til 5,0	3,5 til 7,0 (<u>4,0</u>)
– D2	4,0 til <u>5,0</u>	3,5 til <u>7,0</u>

Figur 35 – Nyttelaster i forskjellige brukskategorier

4.4.2.2 Vindlast

Vindklimaet blir bestemt av meteorologiske forhold. Med dette menes sirkulasjoner i atmosfæren på grunn av tetthetsindusert konveksjon, termisk konveksjon i tillegg til effekter på grunn av jordens rotasjon [8].

Vindstyrken blir klassifisert etter Beauforts vindskala, og går fra verdien 0 (stille) til 12 (orkan), og baseres på observasjoner av vindens virkning på land eller på sjøen, eller på målinger. Den største vindhastigheten som er målt i Norge, ble målt i 1992 på Vigra flyplass, med målte hastigheter helt oppe i 55 m/s i kastene. Det bør merkes at nedre grense for orkan på Beauforts skala er 33 m/s. [8]

Den vindstyrken som meteorologene registrerer og varsler er den gjennomsnittlige vindhastigheten målt over en periode på 10 minutter. For en konstruksjon er det imidlertid den maksimale hastigheten i vindkastene som er dimensjonerende. [9] Vindkasthastigheten er definert som summen av middelvindhastigheten og turbulenskomponenten, og er altså den maksimale vindhastigheten i kastene. I praktisk prosjektering er det imidlertid ikke nødvendig å bestemme hastigheten i vindkastene, siden det resulterende vindtrykket blir gitt i form av diagrammer. [8]

Meteorologene måler vindhastigheten over hele landet, og denne hastigheten varierer geografisk og er ulik over hele landet. Referansevindhastigheten er definert som gjennomsnittlig vindhastighet i en periode på 10 minutt i en høyde på 10 meter over et tenkt flatt landskap med spredt småbebyggelse eller trær, og med en årlig sannsynlighet for overskridelse på 0,02. Teoretisk vil den opptre bare hvert 50. år. NS-EN 1991-1-4 inneholder referansevindhastigheter for alle landets kommuner. [9]

Fylke/kommune	$v_{b,0}$ m/s	Fylke/kommune	$v_{b,0}$ m/s	Fylke/kommune	$v_{b,0}$ m/s
Østfold:		Telemark:		Møre og Romsdal:	
Fredrikstad	26	Porsgrunn	23	Sande	30
Sarpsborg	24	Notodden	22	Ålesund	29
Rakkestad	22	Tinn	24	Rauna	28
Akershus:		Aust-Agder:		Sør-Trøndelag:	
Ås	22	Grimstad	26	Oppdal	26
Aurskog-Høland	22	Bygland	24	Hitra	30
Eidsvoll	22	Bykle	24	Trondheim	26
Oslo:		Vest-Agder:		Nord-Trøndelag:	
Oslo	22	Kristiansand	26	Meråker	25
Hedmark:		Hægebostad	24	Steinkjær	26
Kongsvinger	22	Sirdal	24	Namsos	26
Hamar	22	Rogaland:		Nordland:	
Tynset	24	Eigersund	27	Andøy	31
Oppland:		Stavanger	26	Bodø	30
Jevnaker	22	Suldal	24	Narvik	28
Gjøvik	22	Hordaland:		Troms:	
Dovre	24	Bømlo	28	Harstad	27
Buskerud:		Bergen	26	Tromsø	27
Drammen	22	Ulvik	24	Storfjord	24
Flå	22	Sogn og Fjordane:		Finnmark:	
Ål	24	Flora	28	Hammerfest	29
Vestfold:		Jølster	24	Kautokeino	24
Larvik	25	Sogndal	24	Berlevåg	30
Tønsberg	24				
Hof	22				

Figur 36 – Referansevindhastighet i et utvalg kommuner

Etter NS-EN 1991-1-4 skal vindtrykket som virker på en utvendig flate bestemmes på følgende måte:

$$W_e = q_p(z) * c_{pe} \quad \text{Lign 5.1 NS-EN 1991-1-4}$$

W_e er resulterende vindtrykk.

$q_p(z)$ er topphastighetstrykket.

(z) er referansehøyden for det utvendige trykket

c_{pe} er formfaktoren for det utvendige trykket (se tabell lenger nede)

$$c_e(z) = q_p(z)/q_b \quad \text{Lign 4.9 NS-EN 1991-1-4}$$

$c_e(z)$ er en eksponeringsfaktor (se tabell lenger nede).

q_b er basisvindhastigheten, og er gitt av følgende ligning:

$$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2 \quad \text{Lign 4.10 NS-EN 1991-1-4}$$

ρ er luftens densitet, og settes lik 1,25 (NS-EN 1991-1-4)

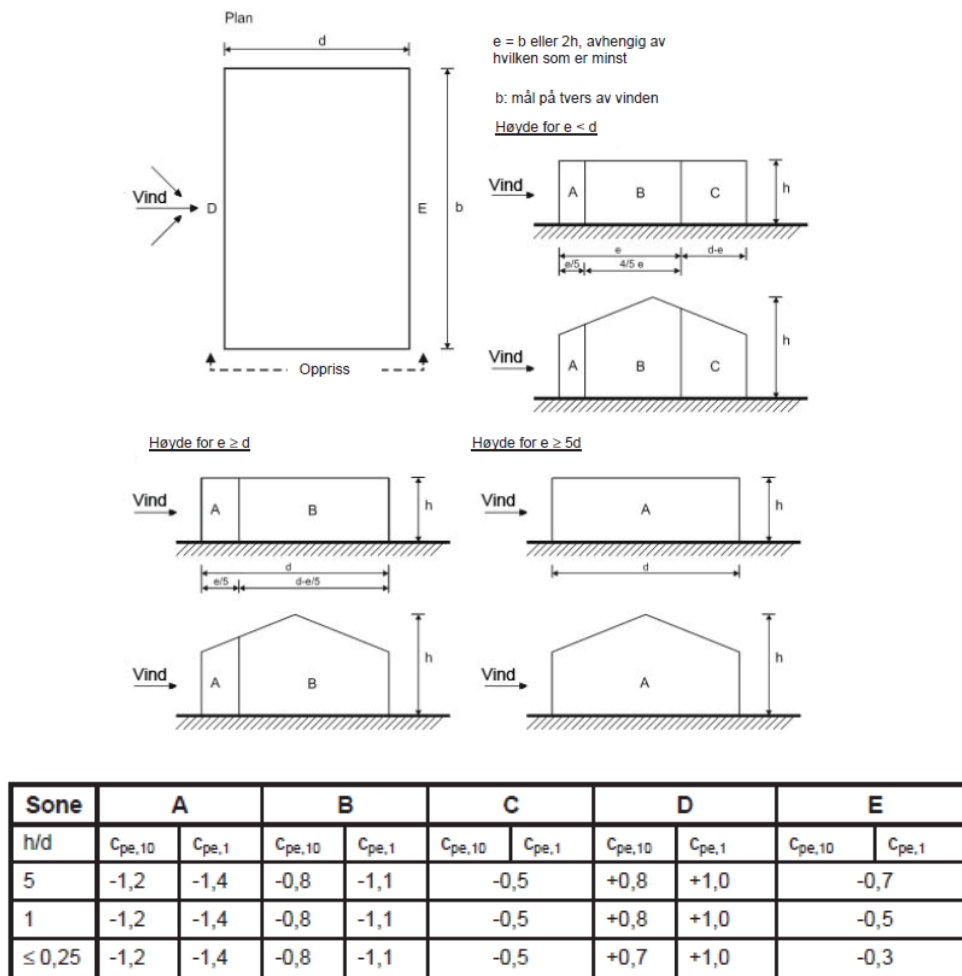
v_b er referansevindhastighet (fra tabell)

Resulterende vindtrykk på utvendig flate finnes nå ved å kombinere ligningene 5.1, 4.9 og 4.10 fra NS-EN 1991-1-4. En kommer da frem til følgende uttrykk:

$$W_e = c_{pe} * c_e(z) * 0,625 * v_b^2$$

De forskjellige parameterne som inngår i formelen finnes fra tabeller i standarden. Under vises formfaktorene for vertikale vegger. Standarden har også tilsvarende figurer og tabeller for forskjellige typer takkonstruksjoner. De negative fortegnene i tabellen indikerer soner med sugekrefter. Videre skiller det mellom $c_{pe,1}$ og $c_{pe,10}$. Førstnevnte skal brukes dersom man betrakter et areal som er mindre eller lik 1m^2 . Sistnevnte skal brukes dersom arealet er større eller lik 10m^2 . For arealer mellom, kan formfaktoren beregnes av [9]:

$$C_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1})\log_{10}^*A$$

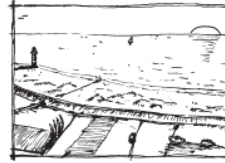


Figur 37 – Formfaktor for utvendig vindtrykk

I tillegg til **formfaktoren** inngår også en **eksponeringsfaktor** i beregningen for vindtrykket. Denne bestemmes av høyden på det belastede området, samt hvilken terrengkategori bygningen befinner seg i. Terrengene er kategorisert i fem forskjellige kategorier (0-4), og er beskrevet i standarden.

Terrengkategori 0

Kyststrøk som er eksponert for åpent hav



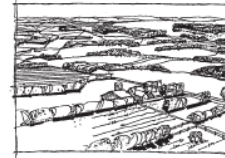
Terrengkategori I

Innsjøer eller områder med lite vegetasjon og uten hindringer



Terrengkategori II

Område med lav vegetasjon som gress og spredte hindringer (trær, bygninger) med innbyrdes avstander på minst 20 ganger deres høyde



Terrengkategori III

Område med jevnt dekke av vegetasjon eller bygninger eller med spredte hindringer med innbyrdes avstander på høyst 20 ganger deres høyde (som landsbyer, forstadsterreng, permanent skog)

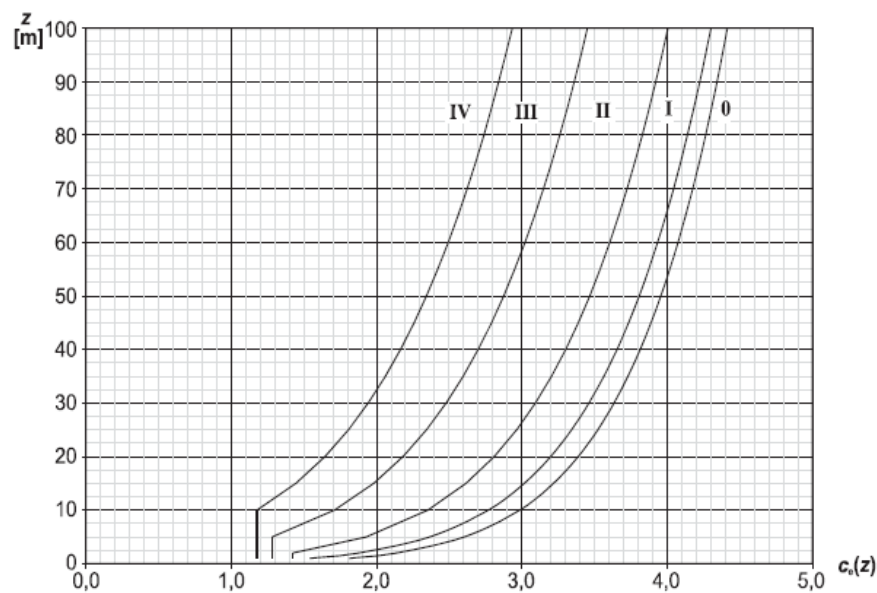


Terrengkategori IV

Område der minst 15 % av overflaten er dekket av bygninger, og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m



Figur 38 - Terrengkategorier



Figur 39 – Eksponeringsfaktor



Figur 40 – Skade som følge av ekstrem vind

4.4.2.3 Snølast

Etter at flere takkonstruksjoner kollapset i snørike vintre i 1960-70 årene, ble det tydelig at det var behov for en mer differensiert beregning av snølast enn det som var vanlig praksis tidligere. Det ble utarbeidet en ny standard, NS-3491-3, der hovedprinsippene for snølastberegning stort sett forble uendret. Den store forandringen var at den karakteristiske snølasten i de forskjellige kommunene nå ble basert på 50-årslasten, mens den i tidligere standarder var basert på 5-årslasten. 50-årslasten vil ha en statistisk sannsynlighet på 0,98 for ikke å bli overskredet et enkelt år. Denne standarden er nå erstattet av NS-EN 1991-1-3, og det er liten forskjell på disse to. [9]

Snølasten på et tak er en funksjon av klimaet på byggestedet, høyden over havet, topografi, byggets form, takets tekkingsmateriale osv. I Norge er det store regionale klimavariasjoner, og mengden snø varierer fra kommune til kommune. [8]

På et flatt tak vil en sjelden oppnå samme mengde snø som en får på marken, selv ikke på et helt flatt tak. Etter et kraftig snøfall 4. februar 1980, ble det ved ingeniørhøgskolen i Ålesund målt 0,49 m på et flatt tak, mens det på marken ble målt 0,57 m. Grunnen til at det kom mindre snø på taket enn på marken, er at det alltid vil være et visst vinddrag i luften under snøvær. Derimot kan det bli **større** belastning enn på mark på lesiden av et skråtak, på sagtak og på tak som blir avsluttet mot en vegg. [9]

Basert på dette, tar standarden hensyn til to forhold som har stor innvirkning på karakteristisk snølast på tak [9]:

- Den karakteristiske snølasten på mark.
- Geometrien på taket.

Snølast på tak kan beregnes av følgende formel [9]:

$$s = \mu * C_e * C_t * s_k$$

s er snølast på tak per m².

μ er formfaktoren.

c_e er eksponeringsfaktoren.

c_t er termisk faktor.

s_k er karakteristisk snølast på mark på det aktuelle stedet.

I de fleste tilfeller kan både eksponeringsfaktoren og den termiske faktoren settes lik 1,0 [9]. Ligningen begrenser seg da til følgende:

$$S = \mu * s_k$$

Standarden inneholder karakteristisk snølast på mark for alle landets kommuner, samt tabeller som viser hvilken formfaktor som skal benyttes for forskjellige tak.

Takvinkel α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Figur 41 – Formfaktorer for saltak, pulttak og sagtak



Figur 42 – Snølast på tak

4.4.3 Ulykkeslast (seismisk)

4.4.3.1 Generelt

En fremstilling av den ingeniørmessige behandlingen av et jordskjelv er illustrert i figur 43. Utgangspunktet for seismisk påvirkning er berggrunnens akselerasjon i form av horisontale bevegelser, $a_{g40\text{Hz}}$. Disse vibrasjonene sprer seg gjennom løsmasser, og kan variere både i frekvens og styrke. Dette uttrykkes ved fundamentfaktoren S . Energien fra rystelsene kan sette byggets bæresystem i bevegelse, med dens tilhørende masse og stivhet. Disse svingningene er avhengig av differansen mellom perioden på jordas svingninger og egenperioden til bygget, T . Dersom disse periodene ligger nærme hverandre, kan det oppstå resonanseffekter, og svingningen til bygget kan bli forsterket. Krefte i bygget er også avhengig av den evnen konstruksjonen har til å absorbere og fordele jordskjelvens energi. Dette uttrykkes ved konstruksjonsfaktoren q . Ved å kombinere disse parameterne, får vi en verdi for den horisontale skjærkraften på grunn av seismiske rystelser F_b , på toppen av stiv kjeller eller på grunnivået.

Til mykere den underliggende jorden er, jo større blir forsterkningen fra jorda (S), og dermed øker påkjenningene fra skjelvet. Et stivere bygg vil gi kortere svingeperiode og fører til større seismiske krefter. Sammenligner man kreftene fra et jordskjelv opp mot vind og geometriske avvik i systemgeometrien, ser man at kreftene fra et skjelv ofte er vesentlig større. Likevel er det det samme bæresystemet for horisontale laster som skal oppta kreftene. Dette kan føre til et dilemma dersom vinden krever en viss stivhet i det avstivende systemet, samtidig som kreftene fra seismisk påvirkning kan føre til et ønske om redusert stivhet i det samme bæresystemet.

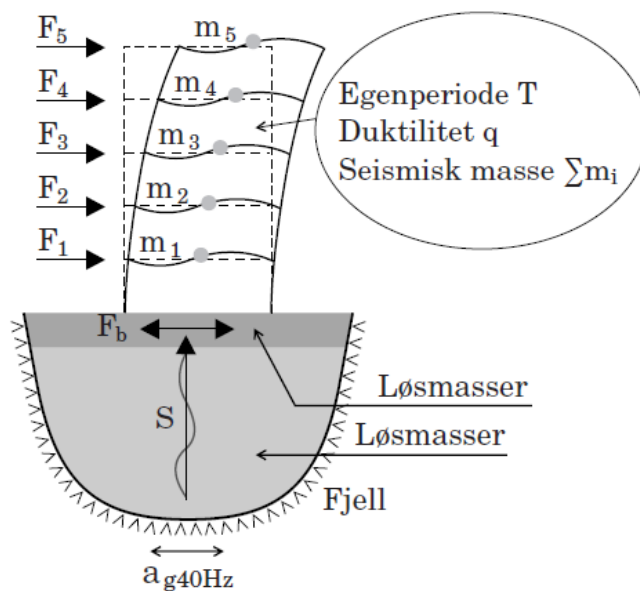
Jordskjelvkreftene kan dessuten være store i retninger som blir lite påkjent av vind. Eksempelvis kan en lang og smal bygning bli utsatt for lite vind i lengderetning, mens jordskjelvet kan være like stort i begge retninger.

Jordskjelv kan også være en større påkjenning for bygninger som ikke er optimalt konstruert mot seismiske krefter. Ikke-elastisk oppførsel og selve detaljeringen kan være viktige momenter.

Ved å sørge for regularitet og enkelthet i horisontalplanet og i oppriss kan man redusere de seismiske kreftene. Av denne grunn er det av stor betydning at det tidlig i prosjektet fastsettes slike bæresystemer.

Er bæresystemet irregulært kan det bli nødvendig å utføre avanserte dynamiske modalanalyser av bygget, der det tas hensyn til flere svingeformer.

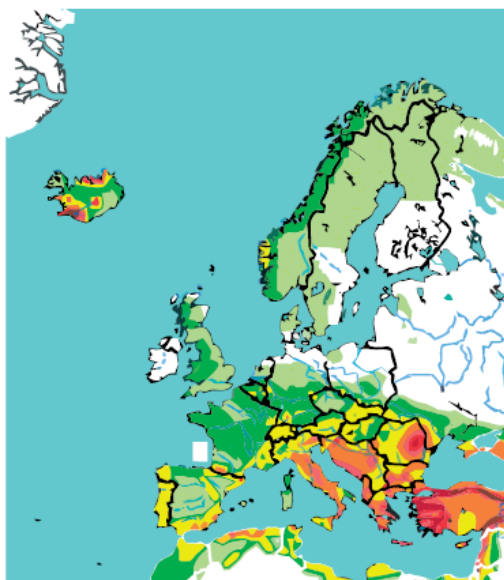
Dette del-kapitlet er inspirert av [10]



Figur 43 – Idealisert fremstilling av jordskjelv

4.4.3.2 Jordskjelv i Norge

På figur 44 vises de områdene med størst og sterkest jordskjelvvirksomhet i Europa. Som vi ser, er Italia, Balkan og Hellas de mest utsatte områdene. Jordskjelvene i Norge er vesentlig svakere enn i disse landene. Standarden som skal legges til grunn for seismiske beregninger på bygg er «NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1 Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger». I henhold til denne standarden blir Norge klassifisert som et lavseismisk område, med svært lav seismisitet.

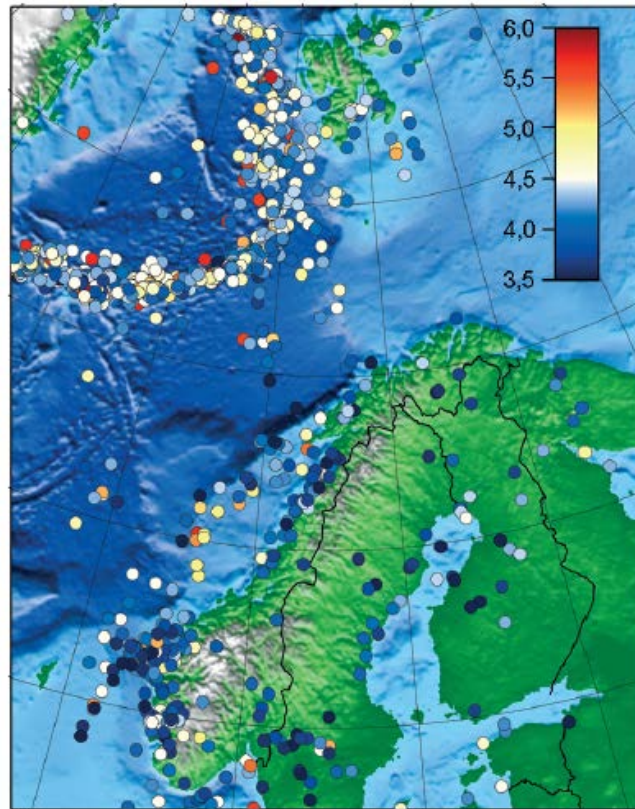


Figur 44 – Styrken på jordskjelv i Europa

På figur 45 vises en oversikt over jordskjelvene i Norge de siste 110 årene. Av den fremgår det at vi har fem områder der seismisiteten er av betydning:

- Oslo-regionen.
- Sørliche deler av Agder-fylkene.
- Bergen-regionen.
- Rundt Stad.
- Helgeland.

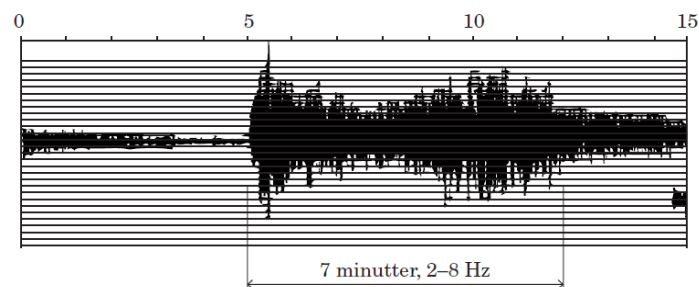
I tillegg kommer Svalbard.



Figur 45 – Jordskjelv i Norge siste 110 årene

Målinger av et kraftig skjelv etter norske forhold vises på figur 45. Det fremgår av skjelvet kan ha en varighet på 4-7 minutter, og at rystelsene har en periode i intervallet 0,15–0,5 s.

Dette del-kapitlet er inspirert av [10]



Figur 46 – Måling av jordskjelv på Svalbard 21.02.2008 (6.2 Richters skala)

4.4.3.3 Skader ved jordskjelv

Figurene under viser typiske eksempler på skader som følge av jordskjelv. Bildene taler for seg selv. Styrkene på skjelvene er av samme styrke som det verste vi forventer kan inntreffe i Norge. Utover skaden vist på bildene, vil fallende fasadeelementer og dårlig festede gjenstander fra bygningene være de største truslene for økonomiske verdier og liv. I Norge forventes det at de største skjelvene kan ha en styrke på 5-6 på Richters skala.



Figur 47 – Soft story collapse



Figur 48 – Fundamenteringsbrudd



Figur 49 – Tre blokker, same skjelv



Figur 50 – Lite duktilitet

4.4.3.4 Duktilitet

Duktilitet defineres på følgende måte [10]:

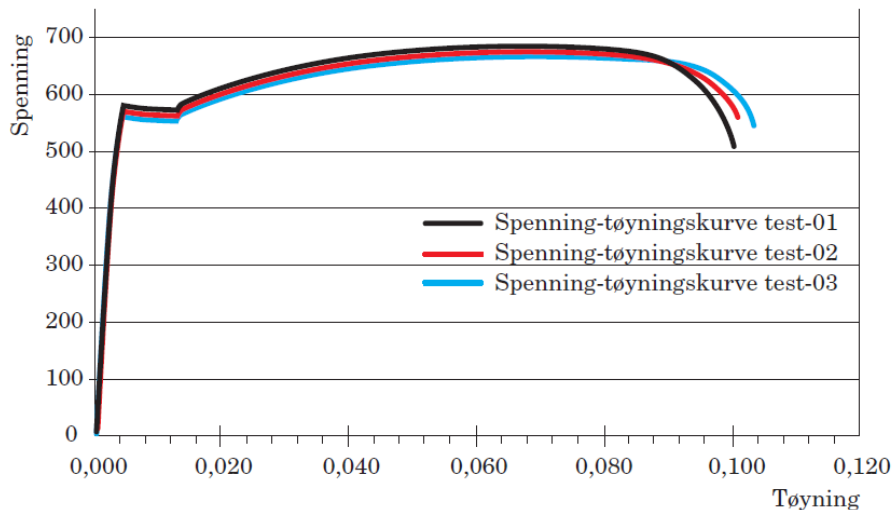
«Duktilitet er evne til å deformere seg ut over elastisk grense uten å miste sin styrke eller funksjon.»

Under et jordskjelv vil påkjenningene variere dynamisk, der verdiene er like store, men motsatt rettet i begge retninger. Dersom en konstruksjon skal opprettholde sin styrke og funksjon under et jordskjelv, må følgende tre krav være tilfredsstilt [10]:

- Tilstrekkelig deformasjonsevne i byggematerialet.
- De forskjellige konstruksjonsdelene må kunne motstå gjentatte deformasjoner, tøyninger eller krumninger.

- Bærekonstruksjonen, som er sett sammen av duktile konstruksjonsdeler, danner en deformasjonsmekanisme.

Stål er et eksempel på et duktilt (seigt) materiale, og strekkprøving av armeringsstål illustrerer god materialduktilitet, der flyteområdet har stor tøyning, noe som fører til at bruddspenningen er større enn flytespenningen, og inntreffer dersom tøyningene er svært store [10].



Figur 51 – Strekkprøver av armeringsstål

Eksempel på en duktil søyle vises på figuren under. Bæreevnen til søylen er ivaretatt til tross for at betongen delvis er knust. En medvirkende årsak til dette er at betongen er «låst» inne av armeringsbøylene, og at lengdearmeringen ikke har knekket ut [10].



Figur 52 – Eksempel på duktilt brudd

De forskjellige kravene som må tilfredsstilles for å ivareta en slik oppførsel av betongen og armeringen er beskrevet i Eurokode 8. Et uttrykk for hvor duktil bæresystemet er blir beskrevet ved konstruksjonsfaktoren q . Verdier av denne finnes i kapittel 5 i Eurokode 8. [10]

Duktiliteten beskriver bærekonstruksjonens evne til å absorbere kreftene fra jordskjelvet i plastiske områder, samt fordele energien på alle de konstruksjonsdelene som er ment å bli plastifisert under skjelvet. [10]

4.4.3.5 Analysemetoder

4.4.3.5.1 Tverrkraftmetoden (forenklet)

Dersom bæresystemet er utformet på en slik måte at det tilfredsstiller kravene til regularitet og enkelthet, kan det benyttes forenklete metoder for å beregne egenperioden, kalt **tverrkraftmetoden**. Denne skal regnes for to ortogonale retninger, og kan brukes på bygninger der første egensvingeperiode er svært dominerende. Dersom bygningen ikke er høyere enn 40 meter, kan første egensvingeperiode beregnes på følgende måte [10]:

$$T_1 = C_t * H^{3/4} \quad \text{Lign. 4.6 EC8}$$

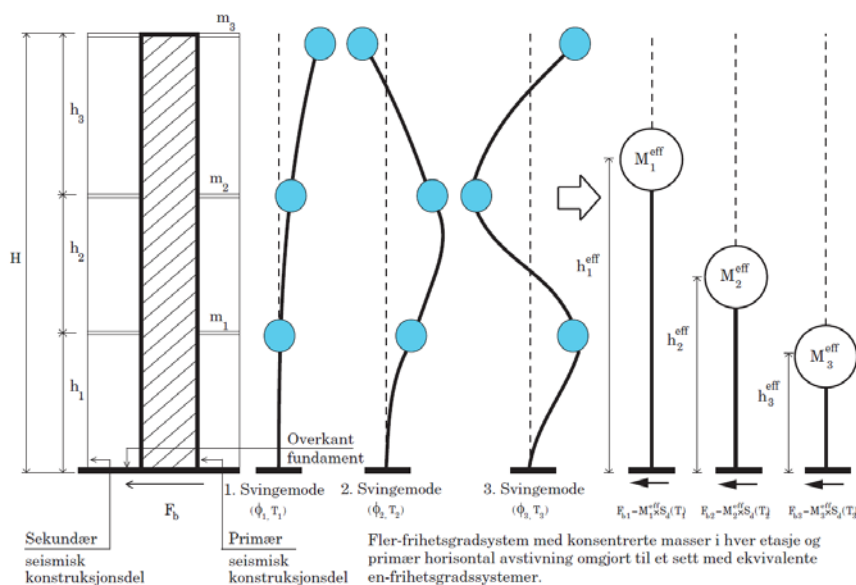
$H \leq 40$ meter er byggets høyde, regnet fra fundament eller overkant stiv kjeller.

C_t er en koeffisient som avhenger av byggets horisontale avstivningssystem, og velges blant følgende verdier:

- 0,085 for momentstive stålrammer.
- 0,075 for momentstive betongrammer.
- 0,050 for alle andre konstruksjoner.

4.4.3.5.2 Modalanalyse (avansert)

Dersom konstruksjonen ikke er regulær i oppriss, krever Eurokode 8 at det gjennomføres en modalanalyse. Modal respons-spektrum analyse må da brukes fordi konstruksjonens irregularitet bidrar til at vi må ta med flere svingeformer i beregningene. I en slik analyse beregnes hver svingeform samt svingeformens tilhørende masse. [10]



Figur 53 – Modalanalyse

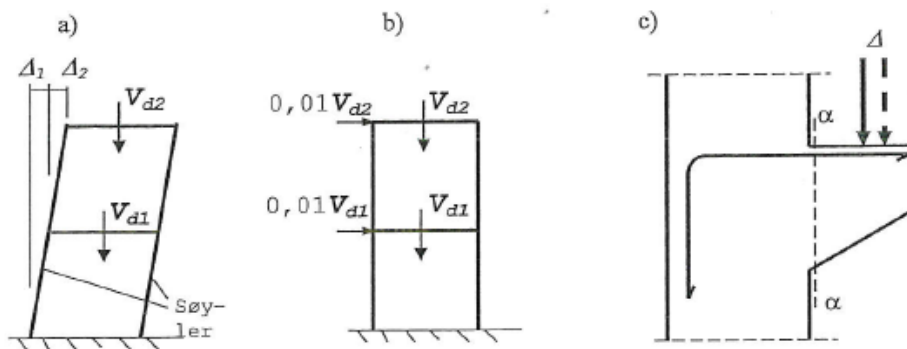
I Eurokode 8 settes det følgende krav til en modalanalyse [10]:

- Summen av de effektive modale massene for svingeformene som medtas, må være større enn 90 % av byggets totale seismiske masse.
- Alle svingeformer som bidrar med mer enn 5 % til byggets masse må medtas.

4.4.4 Tilleggslast som følge av avvik av systemgeometrien

I praktisk dimensjonering må det forventes at det kan bli små avvik i de tilsiktede (nominelle) målene på en konstruksjon. På en bjelke kan for eksempel bredden og/eller høyden variere med en millimeter eller to i forhold til planlagte mål, og dette kan påvirke styrken. For slike avvik er det imidlertid strenge toleransekrav, og materialfaktoren vil som regel dekke disse usikkerhetene. [9]

I tillegg til avvikene beskrevet over, vil det kunne oppstå avvik i det som kalles *systemgeometrien*. Et eksempel på dette vises på figur 54. Ved et slikt avvik vil det oppstå ekstra påkjenninger i form av momenter i søylene. [9]



Figur 54 – Eksempler på skjevstilling og tilleggslaster

Til tross for at forskyvningene Δ_1 og Δ_2 skal ligge innenfor visse toleransekrav, skal disse tilleggsmomentene tas med i beregningene. Som et første overslag kan det regnes med en horisontallast i hver etasje på 1 % av den dimensjonerende vertikallasten i etasjen. Dersom en inkluderer vindlasten, kan horisontallasten reduseres til 0,5 % av den vertikale lasten i etasjen. Mer detaljerte regler for beregning av skjevstillingslaster finnes i standardene. [9]

4.5 Karakteristiske laster

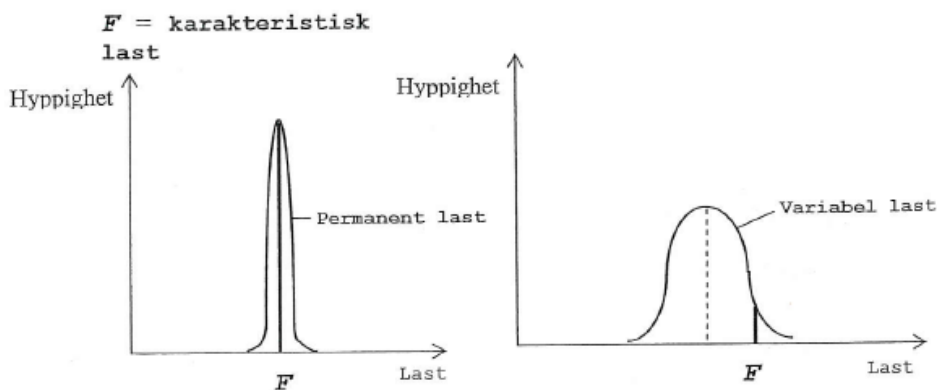
Den *karakteristiske lasten* som virker på en konstruksjon er den største lasten som normalt virker på konstruksjonen under bruk. Verdier for karakteristiske laster finnes fra laststandardene. [9]

Dersom vi kunne fritt bestemme verdien på den karakteristiske lasten, kunne det være interessant å stille spørsmål om hvordan den burde tallfestes. Som et intuitivt svar, uten å tenke seg mer om, ville nok mange svart (av sikkerhetsmessige hensyn): «Den *største* lasten som kan oppstå på konstruksjonen». [9]

Her er det imidlertid viktig å være klar over at vi kun kjenner til laster i fortid, og vet ikke hvilke laster som kan oppstå i fremtiden. Svaret er dessuten bare korrekt dersom det ikke under noen omstendighet kan tillates at lasten blir overskredet i konstruksjonens levetid. Et krav så rigorøst som det ville ført til unødvendige store dimensjoner på konstruksjonene, i tillegg til økonomiske uttellingene som kanskje ikke stod i forhold til de besparelsene man kunne fått dersom en og annen konstruksjon fikk sammenbrudd. Fra et økonomisk perspektiv, ville det være lønnsomt å benytte en laststørrelse som ga det minste gjennomsnittlige tapet, der både kostnaden av økte dimensjoner og erstatning etter sammenbrudd veies mot hverandre. [9]

Dersom vi på en krankonstruksjon skulle legge til grunn den største registrerte vindhastigheten i Norge for dimensjoneringen, ville det blitt behov for ganske store dimensjoner. Det er også lite sannsynlig at en så stor påkjenning vil inntreffe i løpet av kranens levetid. Skulle det mot formodning oppstå en slik vind, er det lite sannsynlig at det ville finne seg personer i kranhuset akkurat da, ei heller ville det vært lovlig. Den karakteristiske vindlasten må derfor settes til en lavere verdi enn den størst tenkelige verdien. [9]

Det er selvsagt vanskeligere å tallfeste karakteristiske laster på konstruksjoner der sammenbrudd innebærer risiko for personer. I en slik situasjon ville vi helst ha brukt en karakteristisk last som ga en sannsynlighet for brudd lik 0. Men ut i fra forklaringen over, ser vi at det ikke er mulig. [9]



Figur 55 – Karakteristisk last (permanent og variabel)

4.6 Lastfaktorer

Lastfaktoren tar hensyn til unormale og uforutsette laster som er større enn den karakteristiske verdien. Eksempler på dette kan være en tilfeldig støtlast mot en søyle som normalt påkjennes av aksiallast og er kun beregnet for det, eller krefter som følge av innvendig trykkvariasjon når et vindu blir stående åpnet. [9]

Forutsetningene som ligger til grunn for beregningene i mekanikken og statikken er nokså nøyaktige, og kjente formler for bøyepening er basert på Hooks lov om ideelle elastiske materialer. Imidlertid er det ikke alle materialer som oppfyller denne loven like bra, og dette

påvirker den beregnede verdien på momenter, skjærkrefter og aksialkrefter. Lastfaktoren tar altså også hensyn til usikkerheten som er knyttet til beregningene av lastvirkningene. [9]

Lastfaktoren tar også hensyn til sannsynligheten for at flere laster virker samtidig. Eksempelvis kan man tenke seg brudekket på ei vegbru. Dekket er konstant utsatt for egenlast, av og til trafikklast, av og til vindlast og av og til snølast. Men at disse lastene opptrer med sin maksimale verdi samtidig er veldig lite sannsynlig, i hvert fall langt mindre sannsynlig enn at en av lastene virker med full verdi alene. Et annet viktig moment er at det vil neppe oppstå full trafikklast før snøen er brøytet bort, og at en eventuell orkan ville blåst vekk mesteparten av snøen. Disse betraktningene tar vi også hensyn til når vi bruker lastfaktorer, da faktorene for variable laster kan reduseres når vi kontrollerer virkningen av flere laster samtidig. [9]

NS-EN 1990 inneholder verdier for lastfaktorene γ_f og kombinasjonsfaktorene ψ for de forskjellige lasttypene- og kombinasjonene. Følgende definisjoner blir brukt [8]:

- γ_{gj} Lastfaktor for permanent last nr. «j».
- γ_{Qi} Lastfaktor for variabel last nr. «i».
- γ_p Lastfaktor for forspenning.
- ψ_0 Kombinasjonsfaktor.
- ψ_1 Kombinasjonsfaktor for ofte forekommende verdi.
- ψ_2 Kombinasjonsfaktor for tilnærmet permanent verdi.

Der det ikke er innlysende hvilken variabel last som er den dominerende, bør vi betrakte hver variable last som dominerende, og sjekke kombinasjonene med de andre lastene. [8]

I bruddgrensetilstanden skal følgende tre basissituasjoner kontrolleres [8]:

- EQU (A) Global likevekt av konstruksjonen.
- STR (B) Brudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer.
- GEO (C) Brudd i grunnen.

De forskjellige kombinasjonene og faktorene vises under (utdrag fra nasjonalt tillegg NS-EN 1990).

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttelastkategorier i bygninger (se NS-EN 1991-1-1)			
Kategori A: boliger	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: forsamlingslokaler, møterom	0,7	0,7	0,6
Kategori D: butikker	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lager	1,0	0,9	0,8
Kategori F: trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøyer (kjøretøyvekt $\leq 30\text{kN}$ og høyst 8 seter utenom førersete)	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer, $30\text{kN} < \text{kjøretøyvekt} \leq 160\text{kN}$ på to akslinger	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølast (se NS-EN 1991-1-3)	$0,7^{1)}$	$0,5^{1)}$	$0,2^{1)}$
Vindlast (se NS-EN 1991-1-4)	$0,6^{1)}$	$0,2^{1)}$	$0^{1)}$
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	$0,6^{1)}$	$0,5^{1)}$	$0^{1)}$

¹⁾ Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter

Figur 56 – Kombinasjonsfaktorer for bygninger

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$

(*) Variable laster er de som er oppført i tabell NA.A1.1

MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med γ -verdier:

$\gamma_{G,sup} = 1,20$;

$\gamma_{G,inf} = 0,90$;

$\gamma_{Q,1} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);

$\gamma_{Q,j} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

MERKNAD 2 I tilfeller der påvisning av statisk likevekt også omfatter konstruksjonsdelenes kapasitet, kan det fastsettes en kombinert påvisning basert på tabell NA.A1.2(A) som et alternativ til to separate påvisninger basert på tabell NA.A1.2(A) og NA.A1.2(B), med verdier som angitt nedenfor.

$\gamma_{G,sup} = 1,35$;

$\gamma_{G,inf} = 1,0$;

$\gamma_{Q,1} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);

$\gamma_{Q,j} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

Figur 57 – Verdier for laster EQU (A)

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10a)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$
(Ligning 6.10b)	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$

(*) Variable laster er de som er oppført i tabell NA.A1.1

MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med γ - og ξ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:

$\gamma_{G,sup} = 1,35$;

$\gamma_{G,inf} = 1,00$;

$\gamma_{Q,1} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);

$\gamma_{Q,i} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);

$\xi = 0,89$,

(I Norge brukes 6.10a og 6.10b, slik at $\xi \gamma_{G,sup} = 0,89 \times 1,35 = 1,20$).

Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for γ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner.

MERKNAD 3 De karakteristiske verdiene for alle permanente laster fra ett opphav multipliseres med $\gamma_{G,sup}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med $\gamma_{G,inf}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. F.eks. kan alle laster med opprinnelse i konstruksjonens egenvekt anses å komme fra én kilde; dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for γ_6 og γ_0 igjen deles inn i verdiene γ_5 og γ_1 og modellens usikkerhetsfaktor γ_{5d} . En verdi for γ_{5d} som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan brukes i de fleste vanlige tilfeller.

Figur 58 – Verdier for laster STR (B)

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjon	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Variable laster er de som er oppført i tabell NA.A1.1 MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med γ -verdier: $\gamma_{Gj,sup} = 1,00$; $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$; $\gamma_{Q,1} = 1,30$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig); $\gamma_{Q,i} = 1,30$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig).				

Figur 59 – Verdier for laster GEO (C)

Under presiseres en del viktige punkter i forbindelse ved beregning av den dimensjonerende lastvirkningen [9]:

- Det er ikke slik at de lastene med størst karakteristisk verdi automatisk er avgjørende, men den kombinasjonen av laster som gir den største lastvirkningen. Dette betyr at vi må prøve oss frem med flere kombinasjoner.
- Laster som logisk utelukker hverandre blir ikke kombinert (eksempelvis trafikklaster og full snølast på en bro).
- Laster som logisk opptrer sammen (eksempelvis en trucklast og en pallelast på et lagergolv) må regnes som én last.
- Det må i noen tilfeller utvises et skjønn når det vurderes om en last er permanent eller variabel.
- Variable laster som virker avlastende for en lastvirkning, sløyfer vi dersom det er mulig. Når en innvendig søyle i et bygg skal beregnes, så ser vi vekk i fra eventuell vind som kan skape sug på taket, og avlaste søylen. I et slikt tilfelle vil egenlast pluss snølast gi det mest ugunstige lasttilfellet.
- Ligning 6.10 a blir gjeldende **bare dersom** egenlasten er minst 3 ganger større enn nyttelasten. Det betyr at ligning 6.10 b blir gjeldende i de fleste tilfeller. Dette illustreres ved et eksempel:

Eksempel 1:

Egenlast: $g=2\text{kN/m}^2$

Nyttelast: $q=4\text{ kN/m}^2$

6.10 a) $1,35*2+1,05*4=6,9\text{ kN/m}^2$

6.10 b) $1,2*2+1,5*4=8,4\text{ kN/m}^2$

Eksempel 2:

Egenlast: $g=6\text{ kN/m}^2$

Nyttelast: $q=2\text{ kN/m}^2$

6.10 a) $1,35*6+1,05*2=10,2\text{ kN/m}^2$

6.10 b) $1,2*6+1,5*2=10,2\text{ kN/m}^2$

4.7 Reduksjonsfaktorer

4.7.1 Arealreduksjonsfaktor

I enkelte tilfelle kan den jevnt fordelte nyttelasten q_k reduseres med en **arealreduksjonsfaktor**. Denne faktoren tar hensyn til at det er lite sannsynlig at et stort gulvareal er belastet med full nyttelast samtidig. For brukskategori A-E kan denne faktoren beregnes på følgende måte [9]:

$$\alpha_A = \frac{5}{7}\psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad \text{Lign. NA.6.1 NS-EN 1991}$$

Både $\alpha_A \geq \psi_0$ og $\alpha_A \geq 0,6$ skal være tilfredsstillt.

A_0 settes lik 15 m^2 .

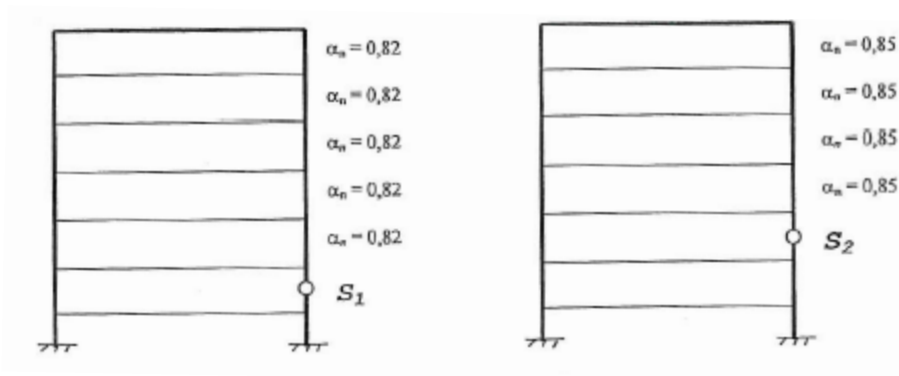
A er lik det arealet (i kvadratmeter) som belaster den betraktede konstruksjonsdelene. Dersom dette arealet er mindre eller lik 30 m^2 , ser vi av formelen at faktoren blir lik 1,0.

4.7.2 Etasjereduksjonsfaktor

Fundamenter, søyler og vegger må bære nyttelastene fra de overliggende etasjene. I konstruksjoner med mer enn to etasjer kan man for brukskategoriene A-D redusere nyttelasten i de overliggende etasjene. Dette for å ta hensyn til at det er mindre sannsynlig at flere etasjer er belastet med full nyttelast samtidig. Nyttelastene kan multipliseres med en etasjereduksjonsfaktor α_n . Denne kan beregnes på følgende måte [9]:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n-2)\psi_0}{n}$$

ψ_0 settes lik 0,7 i henhold til tabell NA.A1.1 i NS-EN 1990.



Figur 60 - Etasjereduksjonsfaktor for søyle S1 og S2

Arealreduksjonsfaktoren skal kun brukes på bæreelementene for etasjeskillere (plater/bjelker), og her skal ikke etasjereduksjonsfaktoren brukes. Snølast på tak skal ikke ha noen av

faktorene. For de vertikale konstruksjonsdelene (vegger/søyler) kan enten areal- eller etasjereduksjonsfaktoren benyttes. [9]

4.8 Menneskets oppfattelse av bevegelse

Når en høy og fleksibel konstruksjon blir utsatt for deformasjoner sideveis eller rundt sin egen akse (torsjon) som følge av vind, kan de resulterende bevegelsene føre til mange forskjellige reaksjoner hos de som er i bygningen, alt fra mildt ubehag til akutt kvalme. Bevegelser som har en psykologisk effekt på brukerne kan føre til at en ellers trygg og akseptert konstruksjon blir sett på som lite attraktiv, og kanskje til og med utrygg.

Det er generell enighet om at det er akselerasjonen som er den avgjørende faktoren for menneskets respons på vibrasjon, men også andre faktorer som periode, amplitude, kroppsorientering, det visuelle og akustiske, og tidligere erfaringer kan påvirke reaksjonene. Det er altså ikke tilstrekkelig å konstruere en bygning som tåler de påførte lastene, designeren må også sørge for at det ikke oppstår bevegelser som negativt påvirker brukerne.

Det ville vært unødvendig dyrt å konstruere en bygning som ikke beveger seg litt under sterk vind eller jordskjelv. Siden noe bevegelse er uunngåelig, er målet å bestemme hvor mye bevegelse som er økonomisk og som ikke påvirker brukerne i nevneverdig grad.

Menneskets oppfattelse av en bygningens bevegelser avhenger i stor grad av stimulansen av kroppens sentralnervesystem. De følsomme balansesensorene i det indre øret spiller en vital rolle når det kommer til å registrere akselerasjon, både lineært og angulært.

Mennesket reagerer for eksempel på opphengte objekter som beveger seg, og lyder på grunn av sterk vind eller knirking/ulyder i bygningskomponenter. Dersom bygningen roterer, vil objekter fra en avstand gi inntrykk av å flyttes, og relativ bevegelse av tilstøtende bygninger som vibrerer ut av fase vil bli forsterket.

TABLE 17.3 Human Perception Levels

Range	Acceleration (m/sec ²)	Effect
1	<0.05	Humans cannot perceive motion
2	0.05-0.10	Sensitive people can perceive motion; hanging objects may move slightly.
3	0.1-0.25	Majority of people will perceive motion; level of motion may affect desk work; long-term exposure may produce motion sickness
4	0.25-0.4	Desk work becomes difficult or almost impossible; ambulation still possible
5	0.4-0.5	People strongly perceive motion; difficult to walk naturally; standing people may lose balance.
6	0.5-0.6	Most people cannot tolerate motion and are unable to walk naturally
7	0.6-0.7	People cannot walk or tolerate motion.
8	>0.85	Objects begin to fall and people may be injured

Figur 61 – Menneskets oppfattelse av bevegelser

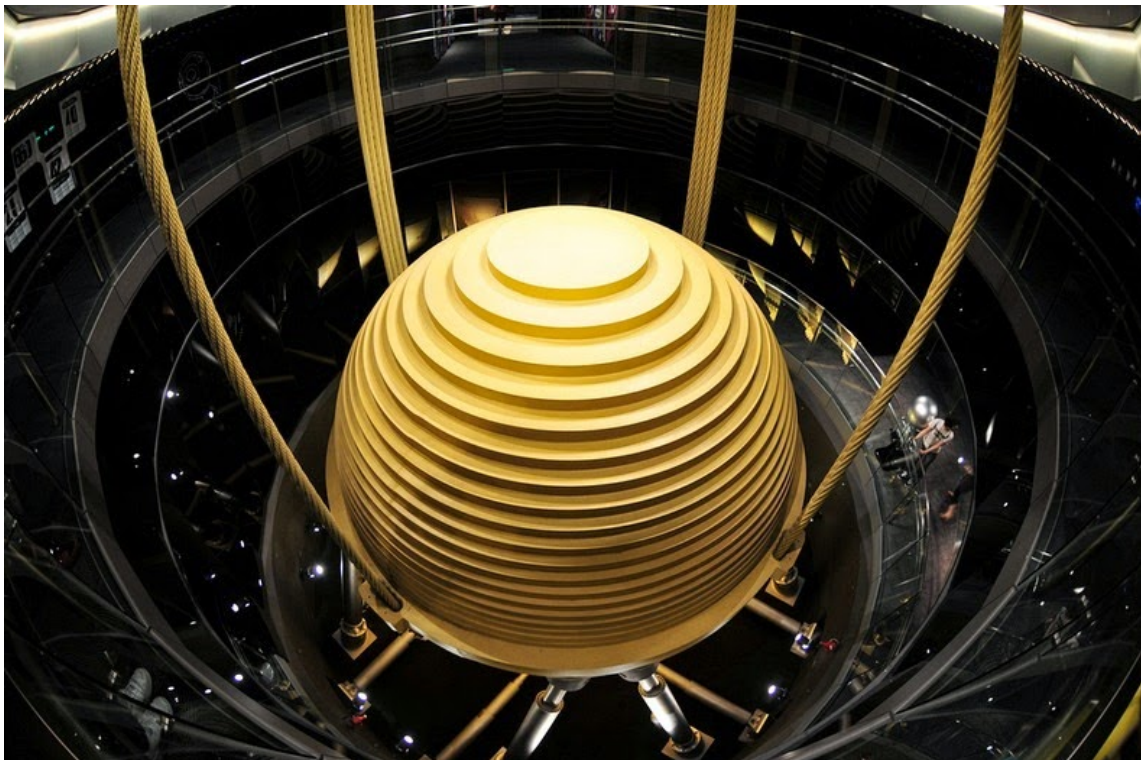
I designfasen kan den forventede responsen til en konstruksjon bli beregnet ved hjelp av en modalanalyse. Dersom konstruksjonen er uvanlig og innviklet, kan det bli nødvendig å gjennomføre tester i vindtunneler for å fastslå responsen. De målte verdiene bør i så tilfelle kontrolleres opp mot den ferdige bygningen, dette for å utelukke eventuelle problemer mens bygningen er operativ.

De beregnede verdiene av responsen bør kontrolleres opp mot grenseverdiene for hva som er akseptable arbeidsforhold for mennesker, dette for å utelukke eventuelle problemer.

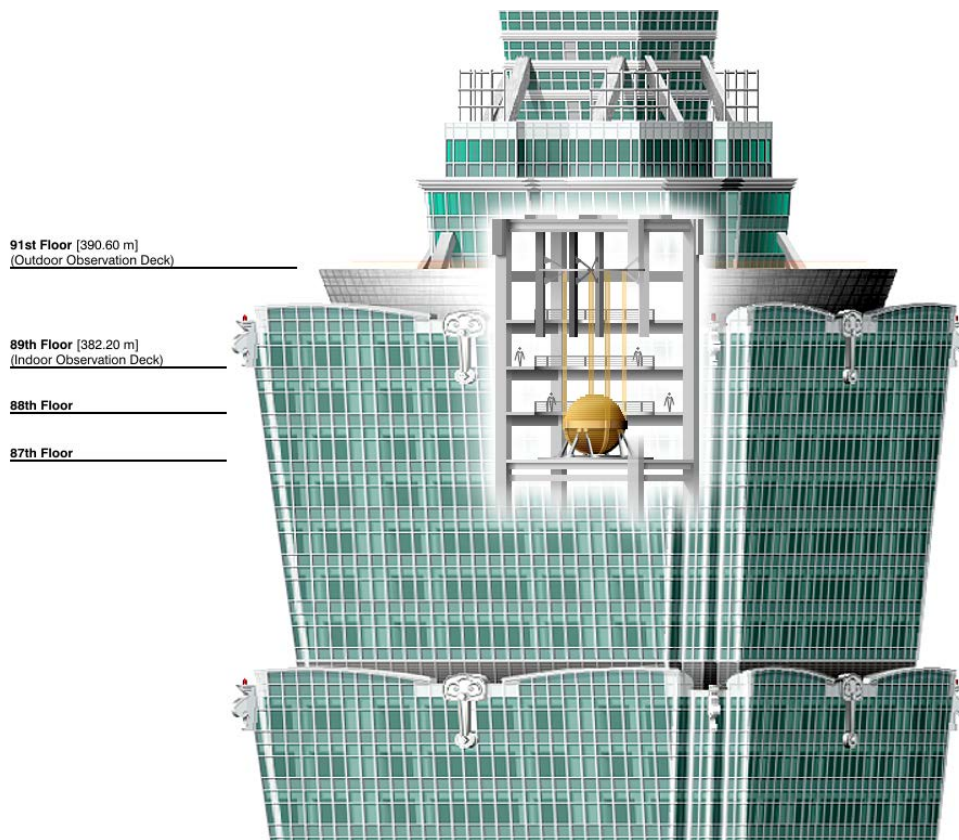
Dersom de beregnede verdiene viser ikke-akseptable responser, finnes det flere tiltak som kan iverksettes. Ekstra stivhet vil redusere den statiske utbøyingen, men har neglisjerbar effekt på akselerasjonen.

En økning av bygningens masse vil redusere akselerasjonen, men å kontrollere akselerasjonen ved å øke massen er en dyr og upraktisk løsning på problemet, spesielt siden det kan ha flere negative virkninger, som for eksempel økt påkjenning på fundamentene.

En innlysende løsning for å kontrollere akselerasjonene er å øke dempingen. I tillegg til luftfriksjon, vil energien forsvinne og spre seg i materialene og ved friksjon mellom bevegende deler. Som følge av dette vil materialer med høy hysteres, som betong, eller knutepunkt som tåler stor friksjon (boltete stålforbindinger) redusere akselerasjonene betraktelig. Dersom problemene er byr på store problemer, kan det bli nødvendig med tiltak som justerte masse-dempere for å oppta energien.



Figur 62 – Demper på skyskraperen Taipei 101



Figur 63 – Demper på skyskraperen Taipei 101

Vibrasjoner som kommer fra jordskjelv oppfattes annerledes enn vibrasjoner fra vind. Jordskjelv oppstår sjeldnere enn vind, og kun i utsatte områder. Varigheten er som regel kort og forbigående, og rystelsene er som regel voldsomme. I tillegg til horisontal akselerasjon vil det kunne oppstå vertikale bevegelser. Personer som opplever jordskjelv vil som regel derfor være glad for å ha overlevd. Av denne grunn er denne type design knyttet til sikkerhet foran komfort.

Dette del-kapitlet er inspirert av [11]

Kapittel 5

Høye konstruksjoner

5.1	Generelt	82
5.1.1	Definisjon	84
5.2	Et historisk tilbakeblikk	85
5.3	Funksjonelle krav	91
5.4	Utviklingen av høye konstruksjoner	91
5.4.1	Samspillet mellom arkitekt og ingeniør	93
5.4.2	Strukturens størrelse	94
5.5	Eksempler på høye konstruksjoner.....	95
5.5.1	Burj Khalifa.....	95
5.5.2	Trump Tower Chicago	97
5.5.3	Taipei 101.....	99
5.5.4	Empire State Building	100
5.5.5	Sears Tower.....	101
5.5.6	World Trade Center.....	104
5.5.7	Petronas Tower.....	107
5.5.8	Condeep.....	108
5.6	Fremtiden for høye konstruksjoner	110

5 Høye konstruksjoner

5.1 Generelt

Verden er full av interessante konstruksjoner, små og store, gamle og nye. Likevel er det skyskraperne som er de mest iøynefallende konstruksjonene, og som gir størst forbauselse og forundring. De symboliserer makt og prestisje, fantastiske oppnåelser innenfor ingeniørfaget og design samtidig som de er et vitnesbyrd til menneskets suverenitet. For å betrakte skyskraperne ble man inntil nylig trukket mot store byer som New York og Chicago. Etter et århundre der disse byene var overlegne hva angår moderne skyskraperne, har andre byer kommet etter. Først av Kuala Lumpurs «Petronas Towers», så Taipeis «Taipei 101» før Dubais «Burj Khalifa» tok tittelen som verdens høyeste bygning, med en høyde på hele 829 meter.

I New York ble i 1931 den kjente bygningen «Empire State Building» ferdigstilt. Bygningen hadde 102 etasjer og var 381 meter høy. En av de mange imponerende egenskaper med denne bygningen var blant annet at den hadde 73 heiser, selv om ikke alle gikk i byggets hele høyde. Bygningen ble bygget på relativ kort tid, 410 dager. Etter oppføringen av «Empire State Building» startet arkitektene å utforske bruken av materialer som glass og metall som erstatning for det tradisjonelle murverket. Det ultimate uttrykket for denne trenden var tvillingtårnene «World Trade Center», som ble verdens høyeste bygning i 1972, der hvert tårn strekte seg 417 meter høyt (526 med antenner). Disse tårnene kollapset dessverre etter det kjente terroristangrepet 11. september 2001.

Det er kanskje overraskende for mange at de tre høyeste skyskraperne i verden befinner seg utenfor Kina og USA. I Malaysia, hovedstaden i Kuala Lumpur, ligger «Petronas Towers», side om side med en høyde på 452 meter.

«Burj Khalifa», også frem til åpningen i 2010 kjent som «Burj Dubai», er en super-høy skyskraper i Dubai. Konstruksjonen er laget av et y-formet gulvplan med tilbaketrunkne fasader oppover for hvert segment, i et spiral-mønster som reduserer tårnets tverrsnitt etter hvert som det strekker seg mot skyene.



Figur 64 – Burj Khalifa



Figur 65 – Burj Khalifa

Høye bygninger har fascinert mennesker siden tidenes morgen, dette blir tydelig bevist av pyramidene i Giza, Egypt, tempelet i Tikal osv. Motivasjonen bak disse fantastiske konstruksjonene var å bygge monument, og ikke menneskelige bosted. Som kontrast er nesten alle høye bygninger i dag et resultat av krav fra kommersielle aktiviteter fra bedrifter. Bygningene virker da også som et prestisjesymbol i bybildet.

Muligheten til å realisere høye bygninger har alltid vært avhengig av de tilgjengelige materialene, samt muligheten til å transportere personer opp og ned. Den stadige veksten som har oppstått kan spores tilbake til to viktige tekniske innovasjoner som oppstod på midten av, og i slutten av, det 19. århundret:

- Introduksjon av bearbeidet stål.
- Introduksjon av vertikale heiser.

Innføring av heiser som frakter folk opp og ned førte til at de høye etasjene ble like attraktive som de lavereliggende etasjene, og høye bygninger ble, fra et finansielt ståsted, en suksess.

I løpet av de siste 120 årene, har tre typer strukturer blitt tatt i bruk i høye bygninger. Den første typen ble brukt på støpe-jernbygningene i perioden 1850-1910. Her ble gravitasjonslastene i hovedsak ført ned gjennom utvendige vegger. Andre generasjon av høyhus startet i 1883 med «Home Insurance Building» i Chicago, og er en ramme-konstruksjon, hvor et skjelett av sveiste eller naglede søyler og bjelker av stål fører lastene ned, og eksteriøret er ikke-bærende. De fleste høyhusene oppført siden 1960-talet benytter en tredje type bærekonstruksjon, der randstrukturen (perimeteren) etterligner tuber som består av tette søyler eller spredte mega-søyler med avstivere. I midten av tverrsnittet finner vi ofte en kjerne av stål eller betong (eller en kombinasjon), som inneholder mange av funksjonene som heiser, trapper, mekanisk utstyr, toaletter osv.

Kunsten å designe høye konstruksjoner i vindutsatte klimaer består av å gjøre bygningene sterke nok til å stå imot kreftene fra stormer, samtidig som de er stive nok til at folk i de øverste etasjene ikke blir forstyrret av periodiske svingninger.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

5.1.1 Definisjon

Det er vanskelig å bedømme når en bygning kan kategoriseres som «høy», siden begrepet er et relativt uttrykk. I et vanlig nabolag kan et hus på fem etasjer bli ansett som en høy bygning. En 50 etasjers bygning i en storby vil kanskje bli kalt «høyhus», mens innbyggerne i en liten by kaller et hus med seks etasjer for «skyskraper». I de store byene, som for eksempel Chicago og Manhattan, som inneholder mange høye konstruksjoner, må en bygning strekke seg 110-120 etasjer i høyden dersom den skal fremstå som «høy», sammenlignet med de omkringende bygningene. [6]



Figur 66 – Chicago

En bygning kan altså ikke klassifiseres som «høy» ut i fra høyden eller antall etasjer. Det finnes ingen fasit på hvor høy den må være eller hvor mange etasjer den må ha for å bli kalt «høy». Et skille kan kanskje etableres der designet går over fra et rent statisk problem til et dynamisk problem. [6]

Fra et konstruksjonsmessig ståsted er det lettere å betrakte en konstruksjon som «høy» når analysen og designet blir påvirket av horisontale laster, og i hovedsak svingningene som følger av disse. Svingningen er den relative forskyvningen mellom en gitt etasje og den underliggende etasjen. Etter hvert som høyden øker, vil naturkreftene, særlig vind, begynne å dominere. [6]

5.2 Et historisk tilbakeblikk

Gjennom historien til høye bygninger er det kanskje ingenting som er mer imponerende enn den menneskelige søken etter stadig å bygge høyere. Stolthet og ære ser ut til å være den største motivasjonen for gamle konstruksjoner som «Babels tårn», pyramidene i Egypt etc. Konkurransen og ego spiller fortsatt en viktig rolle når det skal avgjøres høyden på en bygning, men flere faktorer, både sosiale og økonomiske, spiller også inn. Eksempler på dette er økning av landverdien og høyere folketetthet. Det som inntil nylig ble sett på som et amerikansk urbant fenomen, kan nå observeres også i det åpne landet. Horisonten i de store byene preges av de gjenkjennelige høye bygningene, og det å strekke seg stadig høyere fortsetter å være både et mål og en utfordring.



Figur 67 – Babels tårn



Figur 68 – Pyramidene i Egypt

De gamle konstruksjonene kan betraktes som prototyper av dagens høye konstruksjoner, og var beskyttet eller symbolske, og ble sjeldent brukt til menneskelig opphold. Konstruksjoner som de gamle pyramidene eller templer var monument som ikke omsluttet rom. Opp gjennom historien har mennesket måtte bruke de materialene som var tilgjengelige. «Keopspyramiden» for eksempel, ble bygget ved å stable store blokker oppå hverandre til en høyde på 146,7 meter. Dette tilsvarer en høyde til en moderne kontorbygning på 40 etasjer. Materialene som ble benyttet, i hovedsak mur og treverk, hadde sine klare begrensinger. Spennviddene som var mulige med treverk og mur var begrensede. Tre ga ingen beskyttelse mot brann, og det hadde heller ikke tilstrekkelig styrke til store konstruksjoner. Stein var et mye sterkere materialet, og ga samtidig god brannbeskyttelse, men var til gjengjeld veldig tungt. Mengden nødvendig materiale for å holde en konstruksjon oppe, i forhold til tilgjengelig gulvareal, var alt for stort, og prosentandelen var på sitt største for pyramidene.

Et eksempel på bygging med murverk finnes i Chicago, med den 64 meter høye bygningen «Monadnock Building», som er et historisk landmerke. Alle gravitasjonslaster, samt veltemomentet fra vind blir tatt opp utelukkende av murveggene, som er hele 2,13 meter tykke på grunnivået. Veggene til bygningen opptar 15 % av gulvarealet på grunnivået.



Figur 69 – Monadnock Building, Chicago

I 1885 ble en amerikaner med navnet William LeBaron Jenney skaperen av den moderne skyskraperen, da han innså at en kontorbygning kunne bli oppført ved å benytte helt andre materialer. Han valgte å bruke konstruksjonsstål og kom frem til et revolusjonerende system som gjorde det mulig å bygge de store kontortårnene som i dag er selve symbolet på den moderne byen. Istedenfor å bruke tunge murvegger som bæring for etasjene, hadde han en genial ide om å bære gravitasjonslastene av den 10 etasjers høye bygningen «Home Insurance Building» i Chicago av en stålramme. Den passende bruken av konstruksjonsstål ble anerkjent umiddelbart, og den videre bruken ble påvirket av flere faktorer, deriblant økonomisk ekspansjon samt bruken av urbant land i sentrale distrikt. Imidlertid ble det bygget få bygninger over 10 etasjer.

Som tidligere nevnt, var de oppfinnelsen av heisen og den moderne metall-rammen som fjernet de tidligere begrensingene på hvor høy en bygning kunne bli. Konkurransen var nå i gang, og det var Chicago og New York som konkurrerte om det høyeste bybildet. Ved slutten av århundret var det «Wall street» i New York som hadde opparbeidet seg statusen som nasjonens fremste finanssenter. Det store behovet for kontorareal førte til at flere 20-etasjers bygninger med stål-skjelett ble oppført.



Figur 70 – Home Insurance Building, Chicago

I 1913 ble «Woolworth Building» den første bygningen til å nå 60 etasjer, med sine 242 meter, i nedre del av Manhattan. Denne katedral-preget bygningen er fortsatt i bruk etter 70 år. Etter første verdenskrig var det en nedgang i byggingen av høye bygninger, men aktiviteten tok seg opp igjen etter krigen, og mange fantastiske bygninger ble oppført i denne perioden i New York, som for eksempel den 290 meter høye «Sixty Wall Tower Building», den 283 meter høye «Cities Service Building», og den kjente 319 meter høye «Chrysler Building».



Figur 71 – Chrysler Building, New York

Kravet til høye bygninger økte fordi store firmaer oppdaget reklamen og fordelene av å koble et merkenavn til en stor og ikonisk bygning, til tross for at behovet for nødvendig gulvareal var beskjedent. Det overflødig arealet ble utleid til ivrige firma-leietakere, noe som betydde at investeringen ikke bare ble en form for reklame og stolthet, men også en finansiell investering som førte til inntekter.

Kollapsen av det finansielle markedet under depresjonen førte til en nedgang i markedet, og kun sent på 1940-tallet i kjølevannet av 2. verdenskrig begynte en ny æra av høye bygninger å gjøre seg gjeldende. Folketallet doblet seg for nesten hver generasjon og produksjonen økte drastisk, noe som førte til at utviklerne kunne knapt holde følge med behovet for plass. Kappløpet om verdens høyeste bygning hadde blitt avsluttet med oppføringen av «Empire State Building» i New York, som med sine 381 meter (uten den 67,7 meter høye antennen, som ble tilført senere) var høyere enn «Eiffeltårnet» i Paris, som var den høyeste konstruksjonen i det 19. århundret.

I 1968 strekte «John Hancock Center» i Chicago seg til en høyde av 344 meter plus 105 meter med TV-antennene. Tvillingtårnene «World Trade Center» i New York strekte seg ufattelige 412 meter, noe som gjorde de høyere enn «Empire State Building», men måtte i 1974 imidlertid se seg slått av det 110-etasjers høye «Sears Tower» i Chicago, som tok tittelen «verdens høyeste bygning», med sine 442 meter.

Tidligere var høye bygninger preget av en prismatisk form, men i dag har trenden forandret seg. I dag bruker selv den mest konservative arkitekt prangende og spenstige design, og eierne og utviklerne, som tidligere var skeptiske til slike utforminger, begynner nå å forvente det. Som en respons på dette produserer dagens arkitekter bygninger med alt fra tre til ti sider, i tillegg til sirkulære bygninger.

De spesielle utformingene har ikke hindret ingeniørene i å komme frem til økonomiske og rasjonelle løsninger, faktisk har det stimulert næringen til nesten total frihet hva angår arkitekturen av høyhusene. Med bruk av avanserte dataprogrammer, kan konstruksjoner som ikke har noen forgjengere, bli planlagt og designet effektivt og nøyaktig. Nye konstruktive løsninger kommer til live og blir brukt på ekstremt høye konstruksjoner som en praktisk demonstrasjon på ingeniørenes tiltro til analysene, metodene og påliteligheten til datamaskinenes løsninger. Beregninger og analyser som tidligere var vanskelige og tidkrevende, kan nå utføres nøyaktig og kjapt, noe som gir ingeniørene mulighet til å eksperimentere med nye løsninger for å få ned kostnadene.



Figur 72 – Sears Tower, Chicago

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

5.3 Funksjonelle krav

Konfigurasjonen til en bygning kan gi ofte gi inntrykk av å variere tilfeldig. I virkeligheten etterstrebes det alltid å tilfredsstille kravene til:

- Området bygningen befinner seg i.
- Kravene fra utviklerne.
- Det ønskede utseendet fra arkitekten.

Det første kravet skriver seg fra begrensningene av geometrien og stedet bygningen skal bygges på, det andre kravet fra planleggingen og behovet fra brukerne, og det tredje fra designerne sitt ønske om utseendet, som skal uttrykke tankene og holdningene til eierne, brukerne, og ikke minst designerne selv. For at en bygning skal være vellykket, må følgende krav oppfylles:

- Danne et vennlig og innbydende bilde som utstråler positive verdier til eierne, brukerne og publikummet.
- Bygningen på passe inn på stedet, og tilby gode forhold for folkene som skal bo og arbeide der.
- Være energi-vennlig, og sørge for et inneklima som kan kontrolleres.
- Tilby fleksibilitet hva angår kontor plass og planløsning.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

5.4 Utviklingen av høye konstruksjoner

Utviklingen av høye konstruksjoner i USA i det 20. og 21. århundre viser stor mangfoldighet, men kan likevel deles inn i fem forskjellige faser.

I den første fasen i 1940-årene, før innføringen av klimaanlegg og lysrør, var utformingen til bygningene preget av behovet for naturlig dagslys og ventilasjon, og krevde en form som kan minne om dagens moderne leiligheter og hoteller. Størrelsen ble begrenset for å sørge for at lys og ventilasjon kunne nå alle deler av bygningen. For å oppnå mer leiebart areal ble det dannet planløsninger bestående av en sentral kjerne, med utstikkende vinger. Løsningen ga imidlertid ikke maksimal utnyttelse av plass. Den begrensede spennvidden av golv førte ofte til at søylene ble plassert i et tett mønster. Bygningene hadde ofte en kledning av tungt murverk, noe som førte til en enorm egenvekt, men som samtidig holdt igjen mot oppløftende krefter. Den nødvendige brannbeskyttelsen ble ivaretatt ved å omslutte stålsøyler av betong, noe som økte stivheten drastisk. I stedet for å se verdien i å bruke stål og betong som et komposittmateriale, ble vekten av den omsluttende betongen kun regnet som ekstra egenvekt.

Den andre fasen er et resultat av ønsket om å oppnå mer leiebart areal, samt innføringen av klimaanlegg og lysrør. Perioden er også preget av en arkitektur som søker estetiske verdier i enkel utforming, noe som viser seg i form av firkantede eller sirkulære fasader som strekte

seg rett opp. Dette ble vanlig over hele verden, og ble fort en måte å vise strukturelle muskler på. Glassbokser med synlig stål eller betong bidrog også til denne internasjonale stilen.

Den tredje fasen i utviklingen av høye konstruksjoner er et resultat av samarbeidet mellom markedsføringseksperter, samt at arkitektene ble leie av den repetitive utformingen av firkantede bokser. Den enkleste prismatiske formen har kun fire hjørner, og kunne derfor på det beste tilby fire hjørne-kontorer, og også disse kontorene viste hjørne-søyler på de mest logiske plassene. Fra en leietakers perspektiv var det ingen store fordeler med å ha mange hjørne-kontorer med utsikt på to sider. I dag har imidlertid trenden forandret seg, og nå er hjørne-kontorer de mest ettertraktede leie-arealene, og etterspørselen ser ut til å være økende. I et marked med nesten utelukkende høyhus, er det i dag et kjent fenomen at hjørne-kontorer som tilbyr uhindret utsikt, genererer større inntekt og fører til tidligere utleie enn et kontor med enkel utsikt. Om utsiktene har blitt bedre i løpet av årene kan diskuteres, og i storbyene er det neppe annen utsikt enn andre høyhus. Takket være markedsføringseksperter ser det nå ut som, uavhengig av utsikt, at hjørne-kontorer er de mest attraktive leie-arealene for bedrifter og firmaer. For å imøtekomme denne etterspørselen har trenden vært å lage så mange hjørne-kontorer som overhodet mulig, gjerne ved å lage fasadene og eksteriøret ujevnt. For å lage visuelle identiteter blir fasadene ofte inntrukket på visse nivåer, noe som fører til at en ellers enkel planløsning blir kuttet og delt opp, alt for å sørge for flere hjørne-kontorer.

Den fjerde fasen, også kjent som «postmoderne arkitektur» er viser seg i dag i form at utfordrende og vågale design. Disse bygningene har tilbaketrekninger, vinkler, hjørner og kurver, og arkitekturen er så spenstig at den stiller store krav til det konstruktive systemet. Denne fasen av kontor-design, som startet rundt 1970-tallet, blir betraktet som en estetisk reaksjon til den perioden da alle bygninger var kubiske. Denne reaksjonen kan videre inndeles i tre faser:

- Først det flate taket, som er alt som er nødvendig fra et funksjonelt ståsted, som på 1950- og 1960-tallet begynte å få oppmerksomheten fra arkitektene, som skjønnte at det var muligheter for å oppnå en identitet i det store bybildet. I dag har mange bygninger enten en pyramide, en kuppel, et vinklet tak eller en kombinasjon.
- Den andre fasen er kjennetegnet ved at fokuset rettes mot inngangene på gatenivå, dette for å gi bygningen en identitet overfor folk på bakkenivå.
- Den tredje fasen er en kontinuerlig kamp for identitet, der det ikke lenger er tilstrekkelig med kun enkle utvendige detaljer. Hele den utvendige fasaden må symbolisere identiteten til bygningen. For videre å forsterke dette blir tilbaketrekninger, vinkler og hjørner, kutt osv. benyttet langs hele bygningens høyde.

Den femte fasen kan betraktes som en modifikasjon av eksisterende bygninger med fokus på energi. Det blir økt fokus på tilgang til naturlig dagslys, og hvordan det påvirker arbeidsforholdene. Ønsket om å bruke minst mulig energi har resultert i et ønske om å være mindre avhengig av mekanisk varme/kjøling og elektrisk lys, og benytte seg mer av solenergi.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]



Figur 73 – Transamerica Pyramid, San Fransisco

5.4.1 Samspillet mellom arkitekt og ingeniør

Når det kommer til ingeniørpraksisen, er en av de viktigste forutsetningene at ingeniøren og arkitekten samarbeider tidlig i planleggingsfasen for å komme frem til en fornuftig og økonomisk løsning. Arkitekter søker ofte spenstige og dristige løsninger, men har i mange tilfeller for liten kjennskap til den nødvendige ingeniørdisiplinen, som er en helt nødvendig del av arkitekturen. Dette skyldes ofte at den nødvendige ingeniør-informasjonen ikke er tilgjengelig. Det er imidlertid av stor betydning at arkitekten har en viss forståelse for konstruktive løsninger, da disse påvirker designet, estetikken og bruken av ressurser for å realisere det prosjektet som eieren ser for seg. Arkitekten skal ikke være i stand til å analysere og designe forskjellige komponenter, men han bør danne seg et bilde av hvordan kreftene fordeler seg i konstruksjonen, og ta hensyn til dette under utformingen.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

5.4.2 Strukturens størrelse

Da Palladio diskuterte forskjellige broer, hevdet han at alle broer kunne ha uendelig spennvidde dersom de interne proporsjonene forble konstant. Han hadde imidlertid feil; når en bro får en viss spennvidde vil den uansett kollapse.

Dette kan illustreres med et enkelt eksempel: Vi tenker oss en fritt opplagt bjelke med et tverrsnitt på 1*1 meter, og med en lengde på 10 meter. Dersom vi dobler dimensjonene, slik at tverrsnittet blir 2*2 meter, og lengden blir 20 meter, vil vekten øke med en faktor på 8. Styrken til bjelken øker proporsjonalt med tverrsnittet, og vil altså øke med en faktor på 4. Dersom vi gradvis fortsetter å øke dimensjonene til bjelken, vil den etter hvert kollapse under sin egen vekt.

Den første personen som oppdaget at det var en begrensning på maksimal spennvidde, var Galileo Galilei. I arbeidet hans fra 1638, viser han til flere eksempler som bekrefter at størrelsen på et objekt eller en bygning påvirker den økonomiske bruken av byggematerialer. Visse typer konstruksjoner er kun gjennomførbare innenfor et gitt intervall av størrelser.

I dyreriket kan vi observere lignende utvikling. Store dyr som elefanter har massiv benstruktur, og beveger seg relativt sakte i forhold til sin egen kroppsvekt, mens mindre dyr, som eksempelvis antilopen, kan med sin magrere kropp bevege seg raskere og mer smidig.

En kan altså konkludere med at størrelsen på et hvert konstruksjonselement har sine grenseverdier, og utfordringen for arkitekten og ingeniøren er å komme frem til det konstruktive systemet som er mest egnet til det aktuelle prosjektet.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

5.5 Eksempler på høye konstruksjoner

Vi vet at en bygning må ha et system som kan motstå både horisontale laster og forskyvninger, så vel som vertikale gravitasjonslaste. Med dette som bakgrunn, vil dette del-kapitlet ta leseren på en reise rundt jorden for å vise hvordan ingeniører har utnyttet dette konseptet. Noen av prosjektene viser løsninger som ingeniører jobber med på daglig basis, mens andre viser varianter som kanskje en ingeniør vil jobbe med én gang i løpet av sitt yrkesliv. Noen av eksemplene viser konstruksjoner som er oppført i områder med høy seismisk aktivitet, noe som stiller store krav til konstruksjonens duktile oppførsel.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

5.5.1 Burj Khalifa

«Burj Khalifa» het «Burj Dubai» frem til åpningen i 2010, og er lokalisert i De forente arabiske emirater, og er en skyskraper på 829,8 meter, noe som gjør den til verdens høyeste menneskeskapt konstruksjon. [13] «Burj Dubai» kan oversettes til «tårnet av Dubai», og er mer enn 300 meter høyere enn «Taipei 101», som tidligere var verdens høyeste bygning. [6]



Figur 74 – Burj Khalifa



Figur 75 – Burj Khalifa



Figur 76 – Burj Khalifa

5.5.2 Trump Tower Chicago

«Trump Tower» i Chicago, er den høyeste armerte betongbygningen i USA, med en høyde på 415 meter (inkludert spiren på toppen). [12] Bygningen er oppkalt etter den kjente millionæren Donald Trump, og han erklærte i 2001 at bygningen skulle bli den høyeste i verden, men etter terrorangrepene i 2001 ble planene endret, og designet gikk gjennom flere revisjoner. Frem til åpningen av «Burj Khalifa», var «Trump Tower» den bygningen i verden med høyest antall beboende. Per oktober 2014 var bygningen den 16. høyeste i verden, og den fjerde høyeste i USA. [14]



Figur 77 – Trump Tower, Chicago



Figur 78 – Trump Tower, Chicago

5.5.3 Taipei 101

«Taipei 101» er en skyskraper i Xinyi District, Taipei, Taiwan, og var klassifisert som verdens høyeste bygning i 2004, og beholdt denne tittelen frem til åpningen av «Burj Khalifa» i 2010. I juli 2011 ble bygningen tildelt prisen «LEED Platinum certification», og ble dermed den høyeste og grønneste bygningen i verden (LEED = Leadership in energy and environmental design). Bygningen har vært et ikon for Taiwan, og hver nyttårsaft vises oppskytning av fyrverkeri fra den, i tillegg til at den er mye brukt i reiselitteratur og internasjonal media. [15]



Figur 79 – Taipei 101, Taiwan



Figur 80 – Taipei 101, Taiwan

5.5.4 Empire State Building

«Empire State Building» ligger i New York, og var med sine 381 meter verdens høyeste bygning i over 40 år, fra den ble fullført i 1931 og til 1972 da tvillingtårnene «Twin Towers» ble nesten 37 meter høyere. Stålrammen ble designet til å bære alle laster, både gravitasjonslaste og horisontale laste. [6]



Figur 81 – Empire State Building, New York



Figur 82 – Empire State Building

5.5.5 Sears Tower

«Sears Tower», også kalt «Willis Tower», er en 108 etasjers, 442 meter høy skyskraper i Chicago. Etter den ble ferdigstilt i 1973, ble den høyere enn «World Trade Center» (tvillingtårnene), og tok dermed tittelen for verdens høyeste bygning, en tittel den beholdt i nesten 25 år. Per desember 2013 er bygningen den nest høyeste bygningen i USA, og den tolvte høyeste i verden. Den er en av Chicagos mest populære turistattraksjoner. [16]



Figur 83 – Sears Tower, Chicago



Figur 84 – Sears Tower, Chicago



Figur 85 – Sears Tower, Chicago

5.5.6 World Trade Center

«World Trade Center» bestod av to tvillingtårn i New York. De åpnet i 1973, og ble ødelagt i 2001 i et terrorangrep. Da de var ferdige var de verdens høyeste bygninger. [17]



Figur 86 – World Trade Center, New York



Figur 87 – Terrorangrep 11. september 2001, New York



Figur 88 – Kollaps av World Trade Center, New York 2001

5.5.7 Petronas Towers

To 450 meter høye tårn og en bro som kobler de sammen, kjennetegner «Petronas Towers» i Kuala Lumpur, Malaysia. [12] Tårnene var verdens høyeste bygninger i perioden 1998-2004, og er de høyeste tvillingtårnene i verden. [18]



Figur 89 – Petronas Towers, Malaysia

5.5.8 Condeep

«Condeep» står for «concrete deep water structure», og er et bæresystem for plattformer som ble utviklet i Norge. Plattformene hviler på store betongtanker. Disse tankene står på havbunnen og fungerer også som oljelager. Opp fra disse strekker det seg slanke søyler.

Firmaet «Norwegian Contractors» utviklet condeep-konseptet i 1973, og oppfinneren, sivilingeniøren Olav Mo, mottok i 1976 ærespris for utvikling, konstruksjon og markedsføring av konseptet.

Plattformene bygges ved land, for deretter å bli slept til sin endelige destinasjon med tomme tanker. Plattformen senkes kontrollert ved å fylle tankene til de står på bunnen.

Troll-A er den største plattformen basert på condeep-konseptet, og er over 470 meter høy, og står på over 300 meters dyp.

I dag produseres ikke condeep-plattformer lenger, da de har blitt erstattet av nye og billigere løsninger.

Dette del-kapitlet er inspirert av [19]



Figur 90 – Condeep



Figur 91 – Troll-A



Figur 92 – Slepning av Troll-A

5.6 Fremtiden for høye konstruksjoner

Terrorangrepet 11. september 2001 markerte ikke slutten for skyskraperne. Etter angrepet ble det i USA diskutert hvordan man skulle bygge seg opp igjen, der flere spenstige planer ble foreslått. Den nye skyskraperen som ble oppført fikk navnet «One World Trade Center», og er den fjerde høyeste skyskraperen i verden, med sine totalt 546 meter. [20]



Figur 93 – One World Trade Center, New York

Kappløpet om høyden foregår imidlertid ikke i USA, men i Østen, og de siste 10-15 årene markerer perioden for høye konstruksjoner i dette området. Blant verdens ti høyeste bygninger, finner vi hele 8 av de i Asia. [6]

Man kan spørre seg hva motivasjonen for stadig å strekke seg høyere er, og svaret er det samme i dag som det var før i tiden. Høyde har alltid vært en statuering av teknologi, prestisje og makt, og det er lite som er mer uttrykksfullt enn et oppreist symbol, spesielt de med avansert og banebrytende teknologi som utvendige heiser, dempere for å redusere svingningene og fiberoptikk integrert i fasaden for å gjøre konstruksjonen om til en gigantisk reklameplakat. Høye konstruksjoner blir et umiddelbart ikon som setter byene på kartet. [6]

Når man tenker på menneskets innebygde konkurranseinstinkt, er det vanskelig å tenke seg at «Burj Khalifa» i Dubai vil holde rekorden som verdens høyeste bygning særlig lenge. Jakten på denne tittelen er konstant, og dette frembringer det naturlige spørsmålet «Hvor høyt er det mulig å bygge?». Svaret på dette, vertfall fra et konstruksjonsmessig ståsted, er at det finnes ingen grenser. Mennesker har en besettelse når det gjelder å bygge superhøye konstruksjoner, og motivasjonen er ekstra stor når mennesker kan bo og jobbe i der. Selv om vi må ta lærdom av terrorangrepet i 2001, vil skyskrapere leve i beste velgående langt inni fremtiden. [6]

Når det kommer til byggematerialet armert betong, er det veldig sannsynlig at bygninger til beboelse vil bli bygget i dette materialet, mens høyhus og skyskrapere nok vil benytte seg av både stål og betong, med kjerner og sjakter av betong, og søyler bestående av konstruksjonsstål, eventuelt konstruksjonsstål omsluttet av betong. [6]

«The Chrysler Building» i New York, som ble fullført i 1930, var den første til å passere 300 meters merket. Når konstruksjoner passerer dette nivået, blir de i følge «The Council on Tall Buildings and Urban Habitat» (CTBUH) definert som «super tall». 80 år senere er det kun 37 bygninger som har oppnådd samme status, og bare 18 byer kan skryte av å være i besittelse av en «super tall building». [6]

I dag er fokuset på å bygge grønnere og mer energivennlige bygninger økt, og det er disse områdene som krever oppmerksomhet nå sammenlignet med høyden. Ønsket er å bruke mer fornybar energi, samt å redusere energi-forbruket. [6]

Suksessen av de allerede konstruerte superbygningene er et vitnesbyrd til de tekniske evnene til ingeniøren, arkitekten og utviklerne. Neste utfordring er å gjøre fremtidens superbygninger mer grønne og miljøvennlige. [6]

Kapittel 6

Bæresystem

6.1	Generelt	114
6.2	Vertikal lastbæring	115
6.3	Horisontal lastbæring	118
	6.3.1 Skjærvegger/vertikale skiver	119
	6.3.2 Momentstive rammer	121
	6.3.3 Kombinasjonssystemer	121
6.4	Fundamentering	122
	6.4.1 Byggegrunnen	122
	6.4.2 Grunnundersøkelser	123
	6.4.3 Fundamentering på fjell	123
	6.4.4 Direkte fundamentering	125

6 Bæresystem

6.1 Generelt

Oppgaven til bæresystemet i enhver konstruksjon er å «holde konstruksjonen oppe», samt overføre laster og krefter nedover til fundamentene, der de tas opp av underliggende masser og/eller fjell. Den konstruktive utformingen av bæresystemet, samt valg av materialer må baseres på flere krav:

- Krav til funksjon.
- Krav til estetikk.
- Hensyn til grunnforholdene på stedet.
- Økonomiske forhold.

Funksjonskravene fra byggherren baseres ofte på store søylefrie arealer (idrettshaller), store nyttelaster (gulv i lagerbygning) eller støyisolerende utforming (konserthall). Samtidig spiller det estetiske inn på utformingen, men denne vil bli ilagt større fokus på offentlige bygninger (flyterminaler, operabygg mm.). Dersom grunnforholdene er dårlig prøver man å unngå store konsentrerte laster på grunnen, men heller fordele kreftene over større flater.

De økonomiske forholdene har stor innflytelse på valg av konstruktivt system, og i tillegg til direkte utgifter til konstruksjonens bæresystem og ytterhud (tak, vegger), må man også ta hensyn til de indirekte kostnadene. Den viktigste kostnaden her er lengden på byggetiden, siden denne påvirker kostnadene under byggingen så vel som hvor fort bruksinntektene fra konstruksjonen kan begynne. Basert på disse forholdene må arkitekten og ingeniøren samarbeide godt for å komme frem til en fornuftig og rasjonell konstruksjon. Et moderne byggverk i dag har som oftest et bæresystem bestående av flere forskjellige konstruksjonselementer og materialer, og av økonomiske hensyn er det fordelaktig med mye prefabrikasjon (produsert på fabrikk) og enkel montering.

Den videre diskusjonen ønsker å belyse hvordan det kan velges fornuftige bæresystemer som på en trygg og sikker måte fører kreftene ned gjennom bygget og helt ned til fundamentene. I denne fasen må man også bestemme hvordan de ulike konstruksjonsdetaljene skal utformes for å ivareta de forutsetningene vi legger til grunn i beregningsmodellene. I tillegg må bæresystemet være i henhold til den byggemetoden og produksjonsteknikken som er ønsket fra entreprenøren.

Dette del-kapitlet er inspirert av [8]

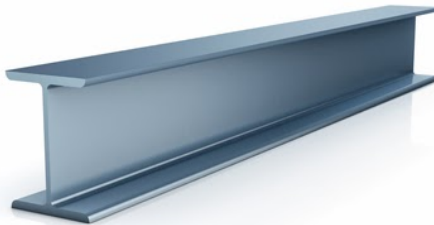
6.2 Vertikal lastbæring

De vertikale lastene som virker på en konstruksjon, samt størrelsene og egenskapene til disse, er diskutert i kapittel 4. I de aller fleste konstruksjoner virker disse lastene på tak og golv, før de overføres via et bæresystem bestående av bjelker, søyler, fagverk, veggskiver etc. helt ned til fundamentene.

I mange bygg blir plasseringen av søyler og bærende vegger ofte bestemt ut i fra planløsningen til arkitekten, og hensynet til eventuelle fremtidige bruksendringer gir ofte et ønske om store søylefrie arealer.

I moderne konstruksjoner står de tekniske installasjonene (strøm, ventilasjon, tele, temperaturstyring) for en stor del av kostnadene, og det er derfor ønskelig med fleksibilitet når det skal trekkes kabler og ventilasjonskanaler uten at man kolliderer med bæresystemet. Dette kan resultere i at etasjeskillere skal utformes uten nedstikkende bjelker, eller at vegg søyler må være så små at de ikke stikker inn i rommet, men heller kan gjemmes inne i veggene.

Lager- og industribygg må av praktiske hensyn ofte utformes med store søylefrie arealer, noe som fører til at taket kan få meget store spennvidder. For denne type bygg utformet i stål er det fornuftig og økonomisk å bruke takbjelker av valsede stålbjelker dersom spennene er mellom 10-12 meter. Er spennviddene større, benyttes det ofte fagverksbjelker.



Figur 94 – Vanlig stålbjelke



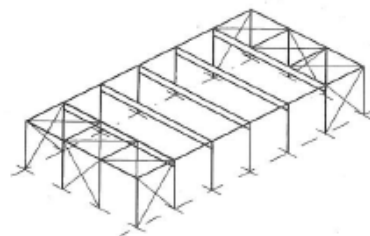
Figur 95 – Fagverksbjelke

Denne typen bygg i betong blir ofte utført med prefabrikerte saltaksformede takbjelker for spenn opp mot ca. 30 meter (saltak = tak med fall til begge sider). Hvis senteravstanden mellom takbjelkene blir stor, er det ofte nødvendig med sekundære, tversgående bjelker. På SAS-hangaren på Oslo lufthavn ble taket utført med et fagverk som har bæring i to retninger.



Figur 96 - SAS-hangar på Oslo lufthavn

Dersom spennviddene er mer moderate, benyttes gjerne et bæresystem som vist på følgende figur:



System a)
Takbjelker opplagt på leddede søyler og med avstivende diagonaler i takflate, ende- og langvegger. Takplater opplagt direkte på takbjelkene.



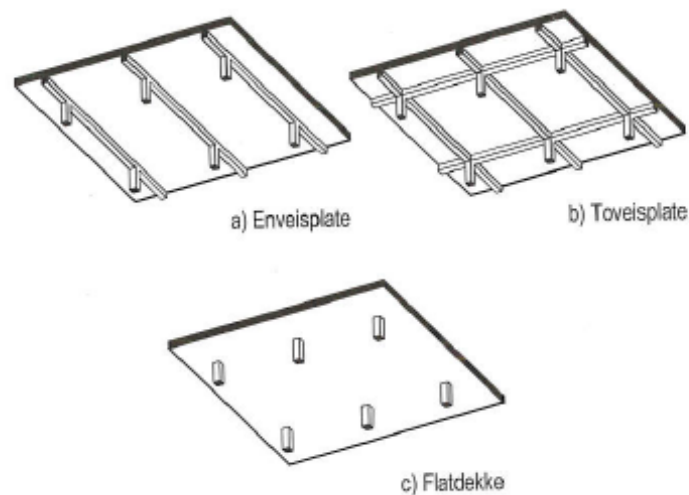
System b)
Toledds portalrammer med avstivende diagonaler i hallens takflate og langvegger. Åser danner opplegg for takplatene



System c)
Buer med avstivende diagonaler og åser for opplegg av takplater.

Figur 97 – Bæresystem for tak i haller

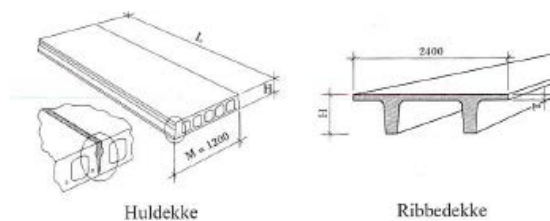
Golv i bygg med flere etasjer og næringsbygg har som regel vesentlig kortere spennvidde enn takene diskutert over, og blir i de fleste tilfeller utført i betong. Et plastøpt dekke, der plate og bjelker virker som en monolittisk konstruksjon, var det mest vanlige tidligere. For bygg med normale nyttelaster ligger platetykkelsen på rundt $1/30$ og $1/40$ av spennvidden for enveis- og toveisplater hhv. For fritt opplagte plater er det vanlig med spennvidder i området 6-7 meter og 8-9 meter hhv. Dersom spennviddene er større enn dette, må tykkelsen på platene økes, noe som fører til at egenlasten utgjør en stor del av totallasten, og det er derfor ønskelig å bruke kortere spennvidder.



Figur 98 – Forskjellige dekkesystemer

Dersom man bruker bjelker og søyler som understøtte for plater som skal spenne over et gitt areal, kan man lage alternative bæresystemer, og effektivt redusere spennvidden. Ved å variere antall og plassering av bjelker og søyler i en eller to retninger, oppnår man forskjellige bærevirkninger. I praktisk prosjektering er det økonomiske forhold som ofte bestemmer hvilken løsning som velges.

En av ulempene med plassøpte betongkonstruksjoner, er tiden det tar å sette opp forskalingen, legge armeringen, selve utstøping og ventetiden til betongen har herdet og fått sin styrke. I de fleste byggverk ønskes kortest mulig byggetid, og raskest mulig driftsinntekter, og det blir av denne grunn ofte benyttet prefabrikerte betongelementer. Som etasjeskiller benyttes ofte hulldekker, mens ribbeplater oftest blir brukt til takplate. Begge elementene fungerer som bjelker i lengderetningen.



Figur 99 – Dekkeelementer i betong

Fra et generelt ståsted er det en fordel at kreftene tar den «korteste veien» gjennom bygget og ned til fundamentene. Imidlertid kan kravene til søyleplassering være så viktige at andre lastveier er fordelaktige.

Dette del-kapitlet er inspirert av [8]

6.3 Horisontal lastbæring

Horisontale laster er gjennomgått i kapittel 4, og dette kapitlet vil derfor i hovedsak fokusere på forskjellige konstruktive systemer for å ta opp disse lastene.

I naturen varierer oppbyggingen til en organisme i henhold til størrelsen. Et eksempel på dette er oppbyggingen til et stort og tungt dyr som elefanten, som har en helt annen struktur enn en hund eller en mygg. Til tross for disse forskjellene trodde forskerne helt frem til midten av det 17. århundre at man kunne bygge større og tyngre konstruksjoner bare ved å kopiere formen og proporsjonene til en mindre konstruksjon. I 1638 var Galileo den første som hevdet at dette prinsippet var galt, og formulerte ideen om at enhver struktur har sin maksimale størrelse. Han la godt merke til effekten egenvekt hadde på konstruksjonens effektivitet. Siden den gang har disse prinsippene blitt videre forsket på, og forstått, og ingeniører i dag vet at forskjellige størrelser krever forskjellig utforming. [6]

En vanlig bjelkebro av stål kan være økonomisk og fornuftig opp til et spenn på kanskje 250 meter, mens fra spennvidder i området 300-350 meter er det kanskje mer gunstig med en fagverksbro. For de største spennviddene opp mot, og over, 1000 meter kreves det en helt annen utforming, gjerne at broen holdes oppe ved hjelp av kabler (hengebro) for at det skal være økonomisk gjennomførbart. [6]

På samme måte som for broer, kreves det forskjellige avstivende systemer på høye bygninger av betong. Hvert system har altså en økonomisk høyde-begrensing, før en annen løsning er mer rasjonell. Kravene til disse systemene, deres rekkevidder og når de bør brukes er essensielt å ha kjennskap til dersom en skal oppnå suksess. Ingeniører er, som mennesker flest, ekstreme vanedyr, og har en sterk tendens til å velge løsninger som har fungert på tidligere prosjekter. Siden arkitektene stadig blir dristigere i designene, stiller dette stadig høyere krav til ingeniørene med tanke på fornuftige løsninger. [6]

I dagens samfunn ønsker eierne og utviklerne mer og mer leiebart areal, og det er derfor ofte ikke tilstrekkelig at ingeniøren kommer opp med bare én eller to konstruktive løsninger. Selv om løsningen virker fornuftig og rasjonell for ingeniøren, er det ikke sikkert den er optimal hva angår plassutnyttelse og fleksibilitet. Derfor er det viktig at ingeniøren ikke blir alt for låst til en spesifikk løsning, men heller tenker på at det finnes flere måter å løse et gitt problem på. I tidligfase-prosjektering bør ingeniøren ikke ha alt for stort fokus på detaljer, men heller sørge for at kreftene får tilstrekkelige lastveier. I dag er analysen den lette delen, mens designet er det som er utfordrende. Alt kan analyseres ved hjelp av datamaskiner, mens å designe noe betyr å skape noe som ikke ennå eksisterer. [6]

Det er i hovedsak tre forskjellige prinsipper man benytter for å avstive et bygg [6]:

- Skivevirkning.
- Rammekonstruksjoner.
- Kombinasjonssystemer.

6.3.1 Skjærvegger/vertikale skiver

Bygninger som blir utført med vegger er i nesten alle tilfeller stivere enn rammekonstruksjoner, noe som reduserer deformasjonene og eventuelle skader. Ved å sørge for tilstrekkelig armering, og gode utformet detaljer, oppnår man ønsket duktilitet med tanke på et eventuelt jordskjelv. [6]

Horisontale krefter som skraver seg fra vind eller jordskjelv skaper skjærkrefter og veltemoment i vegger. Skjærkreftene prøver å skjære/rive veggen i stykker, mens momentene prøver å velte/rottere veggen. I ene enden på skjærveggen prøver den å løfte seg opp, mens i den andre enden blir den presset sammen, og det er denne virkningen som står i mot veltemomentet. Skivene tar altså opp krefter i sitt eget plan. [6]

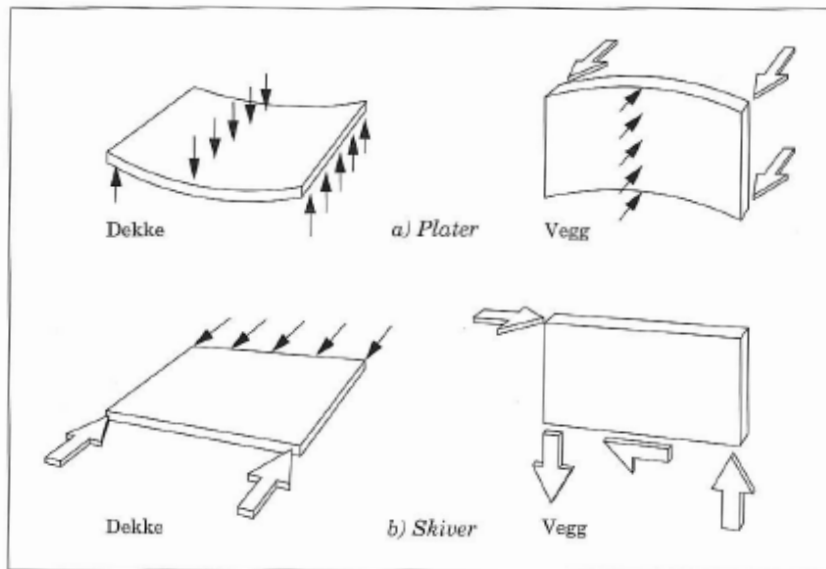
For å ta opp gravitasjonslasten fra golv og tak, samtidig som de sørger for å stå imot horisontale laster, blir skjærveggene ofte koblet til golv og tak via horisontale skiver. De horisontale skivene spenner horisontalt mellom de vertikale skivene som tar opp de horisontale lastene. [6]

For mest mulig gunstig plassering av veggene, bør følgende forhold tas hensyn til [6]:

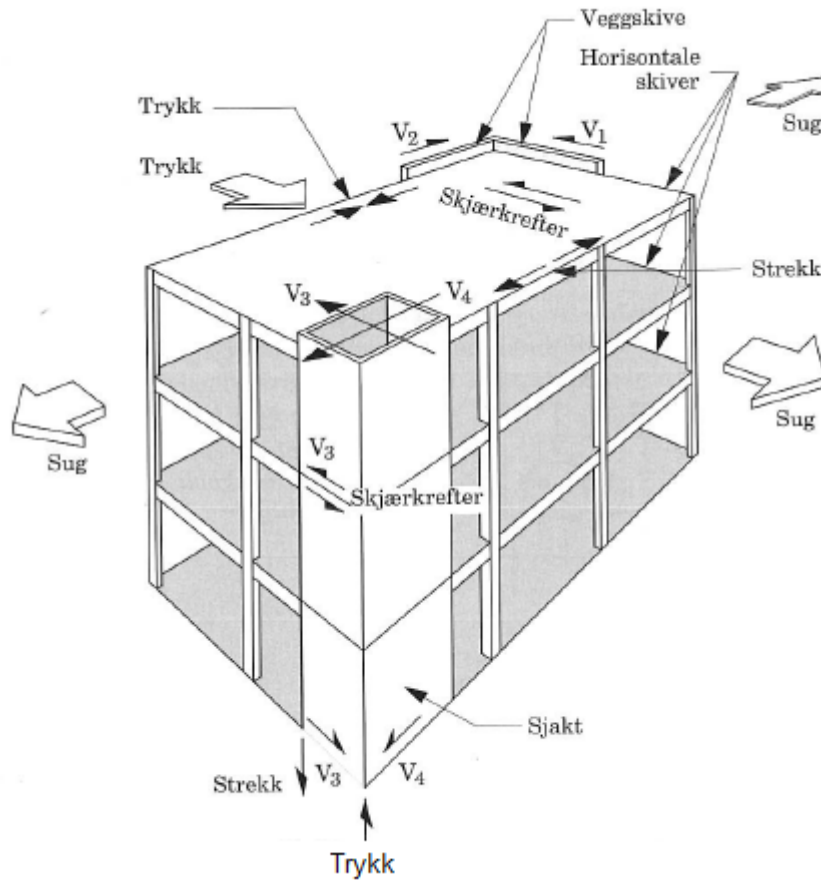
- For å oppnå mest mulig motstand mot torsjon (rotasjon rundt egen akse), bør flest mulig av veggene plasseres langs randen på bygningen.
- For å redusere veltemomentet kan en del av gravitasjonslastene bli ført ned via veggen.

Avstivningen er som regel skivevegger, trapperom og/eller heissjakter, og som tidligere påpekt er det helt nødvendig at dekkene (etasjeskillerne) fungerer som stive skiver, fordi søylene er i teorien leddlagret i begge ender. [21]

Å avstive bygg ved hjelp av skiver er som regel den mest effektive måten for bygg med flere etasjer, siden både trapperom og heissjakter som regel finnes, så kostnadene ved å utnytte disse til avstivning blir relativt lave. Konsentrasjonen av de horisontale kreftene til enkeltkomponenter gjør det dessuten mulig å bruke mindre søyler og enklere knutepunkter. [21]



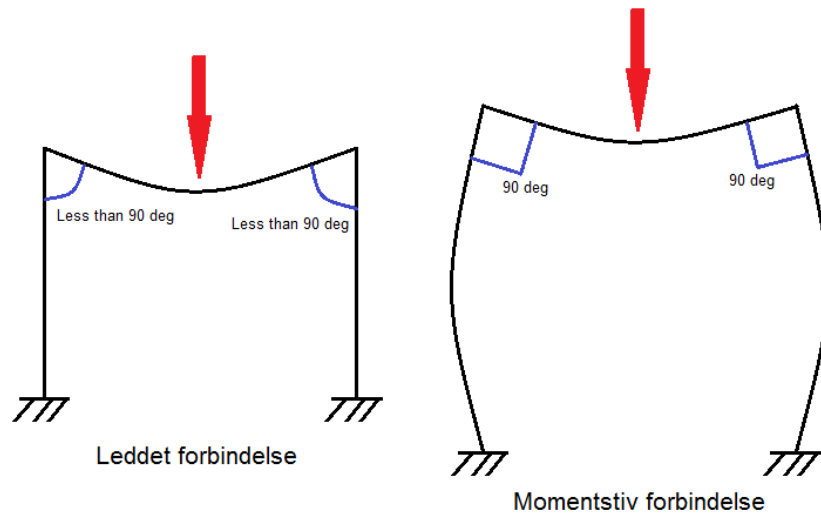
Figur 100 – Plate- og skivevirkning



Figur 101 – Skivevirkning

6.3.2 Momentstive rammer

På denne type avstivningssystemer blir de horisontale lastene tatt opp ved rammer, der rammene har momentstive knutepunkt i overgangen bjelke-søyle. Dette betyr at dersom bjelken prøver å deformere seg, er koblingen til søylen så stiv at bjelken og søylen vil deformere seg sammen, og denne egenskapen tillater ikke horisontal forskyvning. Vinkelen mellom bjelken og søylen er altså alltid 90 grader.

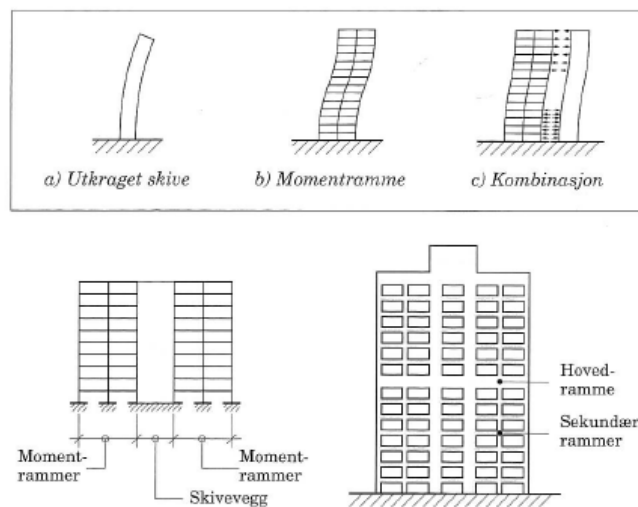


Figur [102] – Forskjellige forbindelser

Dette del-kapitlet er inspirert av [21]

6.3.3 Kombinasjonssystemer

Denne type system blir ofte benyttet for å få frem spesielle virkninger, og ellers når andre systemer ikke lar seg tilpasse. Systemet er meget aktuelt i andre land, der det bygges større bygninger, og er muligens mer aktuell for store bygg i Norge i fremtiden. [22]

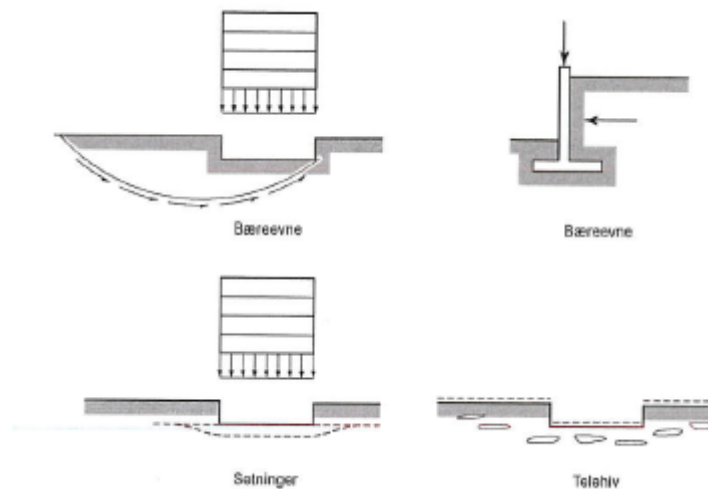


Figur 103 – Kombinasjonssystemer

6.4 Fundamentering

Fundamentet er en essensiell del av alle konstruksjoner, og det er via fundamentet alle krefter overføres fra konstruksjonen til byggegrunnen. De viktigste problemstillingene en ingeniør må ta hensyn til under valg av fundamentløsning er:

- Jordens bæreevne.
- Jordtrykket mot vegger.
- Setninger og telehiv.



Figur 104 – Problemer knyttet til fundamentering

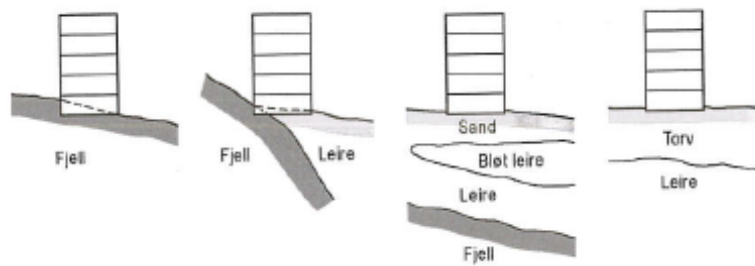
Valg av fundamentløsning bestemmes av grunnforholdene på stedet og bæresystemet til konstruksjonen. I mange områder er grunnforholdene meget dårlige, noe som gjør fundamenteringen meget komplisert og vanskelig. Her er ofte bløt leire et stort problem.

Tradisjonelt sett har ingeniørgeologene tatt seg av problemstillingene knyttet til prosjektering av tunneler og for eksempel betongdammer på faste bergarter, mens geoteknikerne tar seg av fundamentering på løsmasser. Det er sistnevnte som er interessant med tanke på utformingen av bæresystemet.

Dette del-kapitlet er inspirert av [8]

6.4.1 Byggegrunnen

Byggegrunnen er i utgangspunktet gitt av naturen, og kan variere fra nakent fjell til avsetninger av forskjellige løsmasser. Under fundamenteringen må man ta hensyn til jordens mekaniske egenskaper, men fjell og løsmasser kan også ha egenskaper som gjør arbeidet utfordrende, eksempelvis fundamentering på alunskifer. Her må man ta spesielle forhåndsregler for å sikre betongens bestandighet.



Figur 105 – Forskjellige byggegrunner

Når man fundamenterer på fjell må man også ta hensyn til grunnens overflatetopografi og dybden til fast fjell, hvor oppsprukket fjellet er, og motstanden mot forvitring og aggressivitet mot betongen. Når det fundamenteres på løsmasser kreves det kjennskap til jordtypen, lagdelingen og dybde til fjell, samt nivået på grunnvannet og porevannstrykket. I tillegg til dette må det også tas hensyn til forskjellige egenskaper som:

- Styrke- og deformasjonsegenskaper.
- Permeabilitet (gjennomtrengingsevne).
- Vanninnhold.
- Romvekt.

Dette del-kapitlet er inspirert av [8]

6.4.2 Grunnundersøkelser

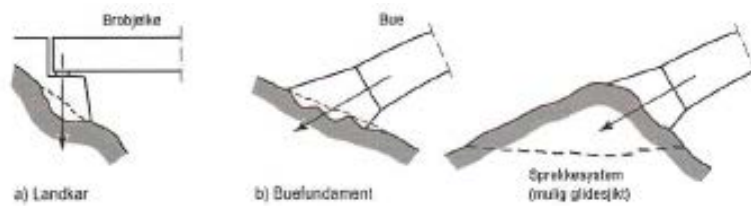
I planleggingsfasen til en konstruksjon har grunnundersøkelser for det aktuelle stedet en sentral posisjon. For å kartlegge grunnforholdene og fastsette grunnens egenskaper benyttes det måling in situ (sonderboring, prøvetaking) og laboratorieundersøkelser. Resultatene fra disse undersøkelsene bestemmer om det i det hele tatt er mulig å oppføre bygget på det aktuelle stedet, samt hvilken fundamenteringsmetode som er best egnet. Slike undersøkelser kan føre til at bygget må oppføres på et annet sted, eller at byggemåten blir tilpasset forholdene. Ved å gjennomføre grundige undersøkelser tidlig i prosjektet, kan man unngå dyre og unødvendige fundamenteringsløsninger i etterkant. Ved store bolig- eller industriområder bør slike undersøkelser gjennomføres tidlig i planleggingen, da slike undersøkelser gir mulighet til å bestemme de mest egnede plassene for de forskjellige typer bygg.

6.4.3 Fundamentering på fjell

Dersom fjellgrunnen er fast, byr det som regel ikke på problemer å føre kreftene ned til grunnen. Dersom dybden er liten eller det er fjell i dagen er banketter på fjell ofte en rimelig og rasjonell løsning.

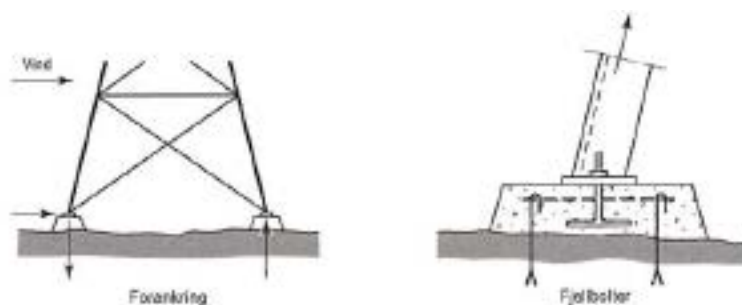
I noen tilfeller er det nødvendig med en viss bearbeiding av fjellets overflate for at kreftene skal overføres fra fundament til fjell som normalspenninger, samtidig som man må sørge for

at det ikke finnes sprekker med en orientering som muliggjør glidning langs den oppsprukne sonen.



Figur 106 – Fundamentering på fjell

Av og til må fundamentet forankres til grunnen, særlig når fundamentet skal overføre momenter eller strekkrefter (løft). Fundamenter for ledningsmaster krever ofte en slik løsning.



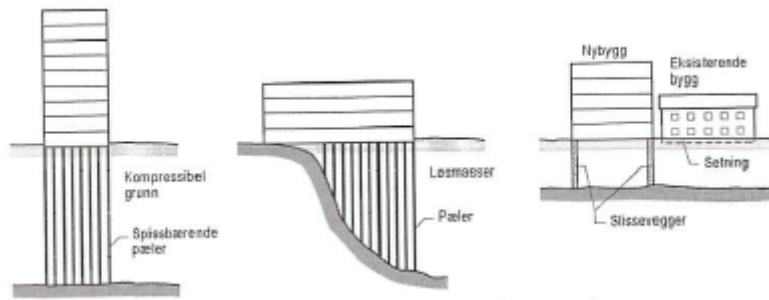
Figur 107 – Forankring til fjell

Fundamentering til fast fjell kan også være aktuelt dersom det foreligger en betydelig overdekning av løsmasser, og fjellet ligger lavere enn det laveste nivået på bygningen. Denne løsningen velges ofte dersom følgende forhold tilsier at det er nødvendig:

- Jordlag over fjellet, som lett kan komprimeres (bløt leire, sang, torv osv.).
- Konstruksjoner med store konsentrerte laster.
- Konstruksjoner som er i delvis kontakt med fjell.
- Dersom det er fare for setninger på nabobygg.
- Dersom konstruksjonen eller inventar er spesielt følsom for setninger.

Dersom slike forhold er til stede, velges ofte en av følgende fundamentløsninger:

- Nedrammede peler (betong eller stål).
- Utstøpte pilarer i bakken.
- Nedsenkede fundamentvegger.



Figur 108 - Fundamentering gjennom løsmasser

Hvis bygget har flere underetasjer, lønner det seg i mange tilfeller å ta full utgraving til fjell for hele bygget. Her kan imidlertid gravedybden bli så stor at det blir nødvendig å sikre gropen med spuntvegger.

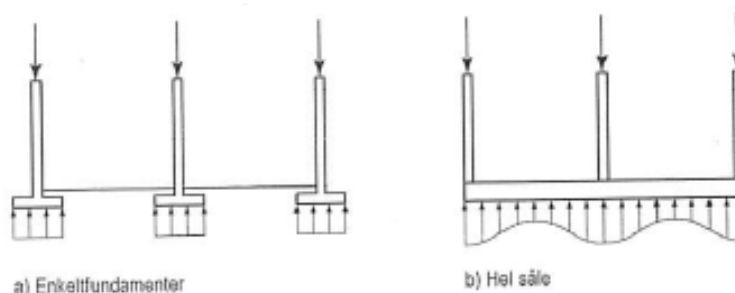
Pelefundamentering til fjell blir sjeldent brukt dersom dybden til fast fjell er større enn 50 meter, dette på grunn av tekniske og økonomiske grunner, blant annet at spissbærende peler får aksialdeformasjoner som tilsvarer 0,5 % av pelens lengde. I tillegg kan det oppstå store setninger i fjellfestet. I slike situasjoner kan det være mer egnet å bruke friksjonspeler.

Dette del-kapitlet er inspirert av [8]

6.4.4 Direkte fundamentering

Direkte fundamentering blir ofte brukt når grunnforholdene er gode, eksempelvis fjell, fast sand, grus, hard leire etc. Vekten av konstruksjonen blir ført via vegger og søyler ned på smale banketter eller søylefundamenter som er støpt rett på grunnen. [23]

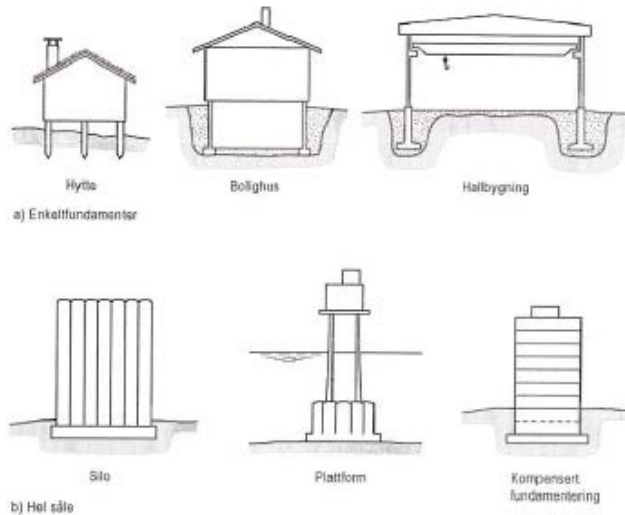
En forutsetning for direkte fundamentering er at grunnen rett under konstruksjonen har nok bæreevne, og at setningene ikke blir for store. Som alternativ til veggbanketter og søylefundament kan man støpe en hel plate (såle) under bygget. Ved enkeltfundamentering kan fundamentene få forskjellige setninger dersom grunnforholdene varierer, eller lastene er av forskjellige størrelser, noe som vil medføre ujevne setninger i bæresystemet, og kan resultere i store tvangsspenninger.



Figur 109 – Eksempler på direkte fundamentering

Å støpe en hel såle under hele, eller deler av, bygget er særlig aktuelt ved tunge konstruksjoner, eksempelvis siloer, tanker eller plattformer, og ved såkalt **kompensert**

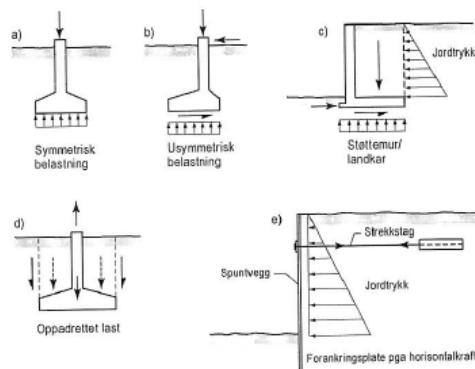
fundamentering. Kompensert fundamentering går ut på at vekten av den vekkgravde massen tilsvarer vekten av konstruksjonen, slik at den underliggende grunnen ikke får noe tilleggsbelastning fra bygget. Ved sålefundamentering vil kontaktrykket mellom grunnen og sålen variere, noe som gir momenter i sålen, og stiller store krav til armeringen. En fordel med denne type fundamentering er at setningene blir små, og man unngår at de blir ujevne.



Figur 110 – Eksempler på direkte fundamentering

Utformingen til fundamentene må ta hensyn til belastningen. Dersom fundamentet kun er belastet med vertikal last, kan det utformes symmetrisk, men med usymmetrisk belastning tilstrebes det en løsning der kontaktrykket fra jorden fordeles jevnt over fundamentflaten. Dersom reaksjonstrykket fra jorden blir skjevt fordelt, kan det oppstå ujevn setning og uønsket rotasjon. Eventuelle horisontalkrefter blir tatt opp som skjærspenninger i fundamentfugen, eller som jordtrykk på sidekantene.

Støttemurer blir ofte utformet med en L-form, der vekten av jordmassene som ligger over det horisontale «benet» motstår veltemomentet fra jordtrykket.



Figur 111 – Eksempler på fundamentløsninger

Dette del-kapitlet er inspirert av [8]

Kapittel 7

Seismisk design av høye konstruksjoner

7.1	Generelt	128
7.2	Konstruksjonens oppføring	130
	7.2.1 Jordens påvirkning	130
	7.2.2 Demping	131
	7.2.3 Konstruksjonens bevegelser og forskyvning.....	133
	7.2.4 Bevegelse og separasjon mellom etasjer	133
7.3	Seismisk design-konsept	133
	7.3.1 Konstruksjonens respons	134
	7.3.2 Last-vei	134
	7.3.3 Tilstøtende bygninger	135
	7.3.4 Irregulære bygninger	135
	7.3.5 Redundans	137
	7.3.6 Jordskjelvkollaps-mønster.....	137
	7.3.6.1 Uønsket høy stivhet	137
	7.3.6.2 Kobling bjelke-søyle	138
	7.3.6.3 Trykk-/strekbrudd.....	138
	7.3.6.4 Myk første-etasjekollaps	139
	7.3.6.5 Midt-etasjekollaps	139
	7.3.7 Dynamisk analyse	139
	7.3.7.1 Respons-spektrum metoden	140
	7.3.7.2 Dynamisk analyse teori	144
	7.3.7.2.1 System med én frihetsgrad	144
	7.3.7.2.2 System med flere frihetsgrader	147

7 Seismisk design av høye konstruksjoner

7.1 Generelt

Den konstruktive utformingen for seismisk design har som hovedmål å ivareta konstruksjonens sikkerhet under et eventuelt jordskjelv. Til tross for dette er driftseffektiviteten og eventuelle økonomiske tap også av interesse. Dette forutsetter kjennskap og forståelse av konstruksjonens oppførsel under store, uelastiske sykliske deformasjoner. En konstruksjons oppførsel under en slik påkjenning er totalt annerledes enn oppførselen på grunn av vind eller gravitasjonslast, og det kreves en detaljert analyse, samt fokus på korrekte detaljer for å sikre tilstrekkelig seismisk kapasitet utenom det elastiske området. Litt skader på konstruksjonen kan forventes når grunnen settes i bevegelse, da mange standarder tillater opptak og spredning av uelastisk energi i bæresystemet.

Seismiske analyser og seismiske design har i hovedsak fokusert på å redusere risikoen for tap av menneskeliv i de største forventede jordskjelvene. Bygnings-standarder baserer sine krav på historiske data og tidligere bygningers oppførsel og deres mangler, og har utviklet regler som skal ivareta liv og helse ved å unngå kollaps under det kraftigste jordskjelvet som kan forventes å inntreffe der bygningen står. Disse forskriftene baserer seg på et konsept om at tilstrekkelig kapasitet av bygninger i områder med høy seismisk aktivitet avhenger av en kombinasjon mellom styrke, duktilitet i knutepunkter og tilstedeværelsen av et fullt sammenkoblet og balansert avstivningssystem. I områder med lav seismisk aktivitet reduseres behovet for duktil oppførsel betraktelig, og i noen tilfeller kan styrken alene kompensere for mangelfull duktilitet. Veldig stive avstivningssystem kan gi mer enn god nok beskyttelse, gitt at de ikke presses forbi det elastiske området.

Seismiske koder spesifiserer typiske design-kriterier for konstruksjoner som forventes å bli utsatt for jordskjelv med tre mål:

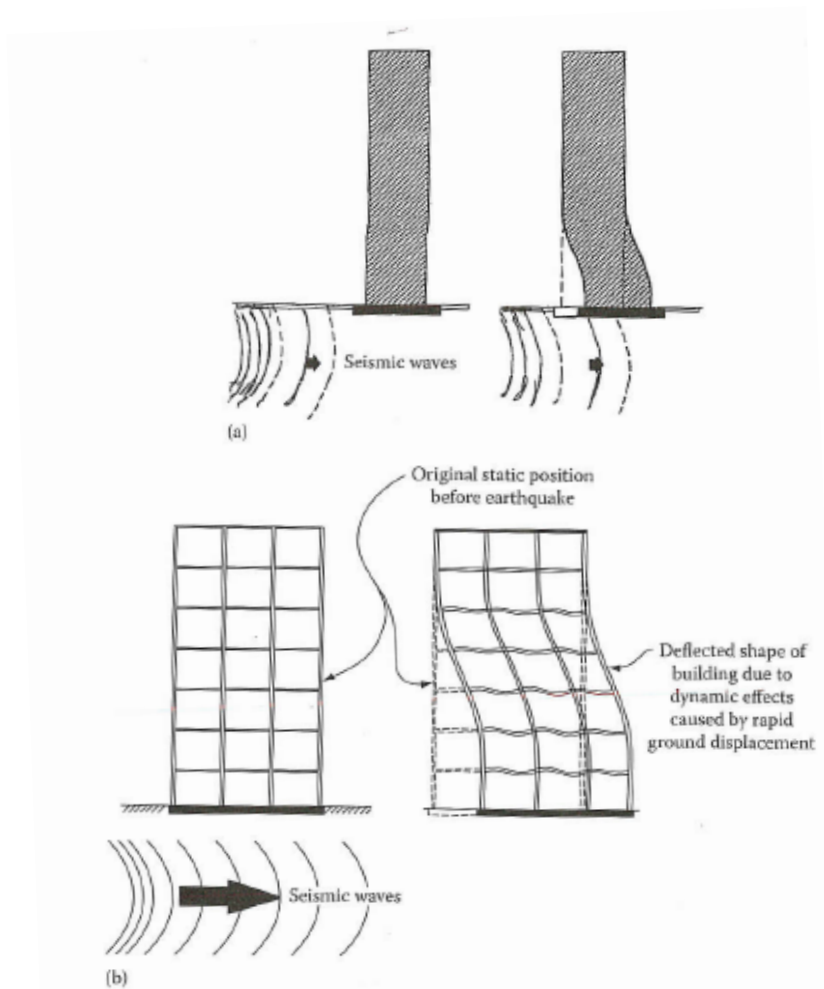
- Minimere faren for liv og helse fra alle konstruksjoner.
- Øke påliteligheten og yte-evnen til bygninger som påvirker offentligheten.
- Øke den operative evnen til nødvendige/viktige funksjoner etter et jordskjelv.

Noe skade som følge av bevegelsene i grunnen må forventes, da standardene tillater en viss energi å bli tatt opp i bæresystemet. For rystelser større enn de som er beregnet, er hensikten med standardene å hindre en bygning i å kollapse.

I de fleste konstruksjoner som blir utsatt for moderate til alvorlige jordskjelv, blir økonomiske forhold ivaretatt ved å tillate flytning (yielding) i bestemte komponenter. Det er både upraktisk og lite økonomisk å utforme en konstruksjon på en slik måte at den skal respondere i det elastiske området under det største forventede jordskjelvet. Av denne grunn tillates det flytning i enkelte komponenter, under den forutsetningen at den vertikale bæreevnen blir

ivaretatt, selv etter et kraftig jordskjelv. På visse typer konstruksjoner, for eksempel atomreaktorer, kan det ikke tolereres flytning i det hele tatt. Her må responsen være i det elastiske området.

For konstruksjoner som inneholder kritiske fasiliteter, eksempelvis brannstasjoner, sykehus, kraftverk og kommunikasjonssenter, er det viktig at de under et hvilket som helst jordskjelv ikke kollapser, men også at de forblir operative. Av denne grunn er sikkerheten til liv og helse ekstremt viktig, så vel som skade-kontroll på bygningen etter skjelvet.



Figur 112 – Oppførsel under et jordskjelv

En ide om hvordan en bygning forenklet vil oppføre seg under et jordskjelv kan fås ved å se på figuren over. Når bakken settes i sideveis bevegelse, vil bygningen som hviler på underlaget også settes i bevegelse. Underlaget til bygningen følger bevegelsene til grunnen. Bygningen over underlaget yter motstand mot disse bevegelsene, på grunn av at tregheten i massene motstår bevegelser, noe som fører til at bygningen deformerer seg. Forskyvningene forplanter seg opp gjennom konstruksjonen, og dersom rystelsene fortsetter vil det oppstå en serie med svingninger.

Selv om både vind og seismiske krefter er dynamiske, er det en fundamental forskjell i hvordan de påføres en konstruksjon. Vindlast, som blir påført som en ekstern last, er

proporsjonale med overflaten de virker på, mens jordskjelvkrefter i praksis er interne krefter som oppstår på grunn av forskyvningene i konstruksjonens og massenes treghet.

Størrelsen på kreftene fra et jordskjelv er en funksjon av konstruksjonens masse, og ikke den eksponerte overflaten. Der man på en vindbelastet konstruksjon føler at man oppnår mer sikkerhet ved en tyngre konstruksjon, er ikke nødvendigvis dette tilfellet fra et seismisk perspektiv.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.2 Konstruksjonens oppførsel

Oppførselen til en konstruksjon under et jordskjelv er et vibrasjons-problem. De seismiske rystelsene av grunnen påfører ikke skade ved støt (kollisjon), eller eksternt påført trykk, som ved vind, men med interne treghetskrefter skapt av bygningsmassens vibrasjon. En økning i konstruksjonens masse har to uheldige effekter for det seismiske designet. For det første blir kreftene større, og det kan føre til knusing av vegger og søyler når massen trykker ned på en komponent som har utbøying som følge av de horisontale kreftene. Denne effekten er kjent som **$P\Delta$ -effekten**, og jo større de vertikale kreftene er, jo større blir bevegelsene på grunn av **$P\Delta$** . I nesten alle tilfeller er det de vertikale kreftene som gjør at en bygning kollapser under et jordskjelv; en bygning faller sjelden over som et stivt legeme, men kollapser vertikalt. Fordelingen av dynamiske deformasjoner som følge av grunnens bevegelser, samt varigheten til bevegelsene er av interesse i seismisk design.

Høye bygninger responderer annerledes på seismiske rystelser enn lave bygninger. Størrelsen på treghetskreftene som følger av et jordskjelv er avhengig av konstruksjonens masse, grunnens akselerasjon, egenskapene til fundamentet og underlaget og de dynamiske egenskapene til konstruksjonen. Dersom en konstruksjon og dens underlag var uendelig stive, ville den fått samme akselerasjon som grunnen, noe som ville gitt en treghetskraft **$F=ma$** (**Newton's 2. lov**). Bygninger har imidlertid en viss fleksibilitet, noe som gir en resulterende kraft som er lavere enn produktet av bygningens masse og akselerasjon. Høye bygninger er naturligvis mer fleksible enn lave bygninger, og blir generelt utsatt for lavere akselerasjoner enn små bygninger. Men en fleksibel konstruksjon som utsettes for periodiske svingninger over lengre tid kan bli utsatt for mye større krefter dersom byggets egenperiode ligger nær perioden til grunnen. Av denne grunn er størrelsen på kreftene ikke bare en funksjon av grunnens akselerasjon, men blir i stor grad påvirket av konstruksjonens respons og dens fundament. Dette forholdet av bygningens oppførsel og seismiske rystelser avhenger av konstruksjonens periode, som vist i det såkalte **respons-spekteret**.

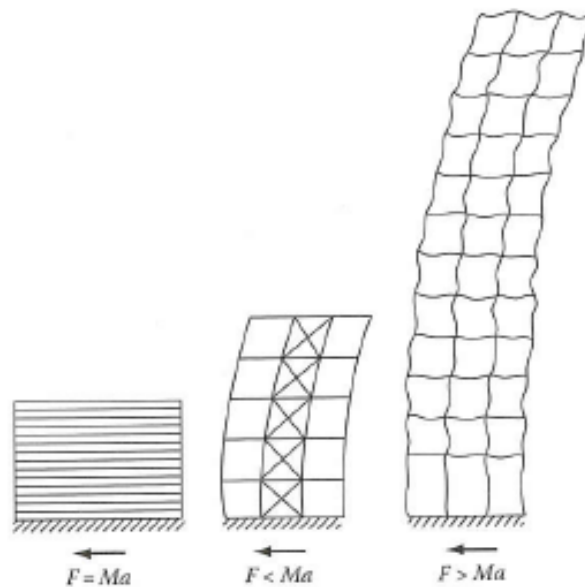
Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.2.1 Jordens påvirkning

Intensiteten til grunnens rystelser avtar med avstanden til jordskjelvet's episenter. Svekkelsen skjer hurtigere for høye frekvenser (korte perioder) enn for lavere frekvenser (lengre periode). Grunnen til denne reduksjonen er ikke fullt forstått, men den eksisterer, og er gjeldende. Dette er en vesentlig faktor for designet av høye konstruksjoner, da en høy bygning, til tross for at

den er plassert lenger vekk enn en lavere bygning, kan bli utsatt for større seismiske krefter, siden rystelsene avtar tregere for de lange periodene. Av denne grunn er området som kan skade en 50-etasjers bygning mye større enn en bygning på bare én etasje.

Når en bygning settes i bevegelse, vil akselerasjonen bli forsterket dersom egenperioden til bygget sammenfaller med perioden til rystelsene i grunnen. Denne forsterkningen kalles *resonans*. Egenperiode for jorden er i området 0,5-1,0 s. Av denne grunn er det godt mulig at en bygning, og grunnen den hviler på, får samme periode. Dette var tilfellet for mange 5-10-etasjers bygninger under jordskjelvet i 1985 i Mexico City. Av denne grunn er det ønskelig å utforme bygninger på en slik måte at egenperioden til bygningen ikke er lik perioden til grunnen, for å unngå forsterkning.



Figur 113 – Seismiske krefter

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.2.2 Damping

En bygning vil ikke vibrere med samme renhet/klarhet som en stemmegaffel, fordi den er dempet. Størrelsen på dempingen avhenger av materialene, knutepunkter og påvirkningen ikke-bærende elementer har på konstruksjonen. Damping blir målt som prosent av kritisk demping.

I et dynamisk system måles kritisk demping som den minste nødvendige dempingen for å hindre all svingninger. For å visualisere kritisk demping, kan det tenkes at man tar en oppspent gitarstreng og senker den i vann. Når man beveger strengen, vibrerer den frem og tilbake om sin nøytrale posisjon mange ganger, før den til slutt stopper. Dersom vi erstatter vannet med en annen væske med høyere viskositet (eksempelvis olje), vil strengen fortsatt vibrere, men ikke like mange ganger som den gjorde i vann. Dersom viskositeten til væsken økes mer og mer, kan man lett se for seg at til slutt vil ikke strengen vibrere i det hele tatt. Dersom vi strekker strengen, vil den sprette rett tilbake til sin nøytrale posisjon, uten å krysse

den. Den minste viskositeten som kreves for å oppnå dette er ekvivalent til den kritiske dempingen.

En konstruksjons demping er avhengig av en rekke eksterne og interne kilder, og de mest sentrale er følgende:

- Ekstern viskøs demping som følge av omringende luft. Viskositeten til luft er imidlertid lav, så denne effekten er neglisjerbar sammenlignet med andre typer demping.
- Intern viskøs demping som følge av materialenes viskositet. Denne er proporsjonal til hastigheten og øker proporsjonalt med egenfrekvensen til konstruksjonen.
- Friksjonsdemping, også kalt «coloumb-demping», som oppstår i knutepunkt og opplagerne til konstruksjonen. Den er konstant, og uavhengig av hastigheten eller størrelsen på forskyvningene.
- Hysteresedemping (hysteretic damping), som har vesentlig bidrag til energiabsorpsjon i duktile (seige) konstruksjoner.

For analyser, er det vanlig praksis å slå sammen flere bidrag til dempingen til ett felles bidrag. Praktiske verdier av denne ligger i området 1-10 % av kritisk demping, avhengig av standard. De lave verdiene er for vind, mens de høye er for seismisk design.

Som tidligere påpekt, er det flere faktorer som påvirker dempingen. I enkle laboratoriemodeller, forsvinne mesteparten av energien fra termiske effekter på grunn av de repetitive elastiske tøyningene i materialet, og på grunn av den interne friksjonen. I reelle strukturer er det imidlertid mange andre ting som påvirker dempingen. I en vibrerende betongbygning inkluderer dette åpning og stenging av små riss, friksjon mellom konstruksjonen og ikke bærende elementer, eksempelvis en skillevegg. Naturligvis er det umulig å identifisere eller og matematisk beskrive alle av disse bidragene.

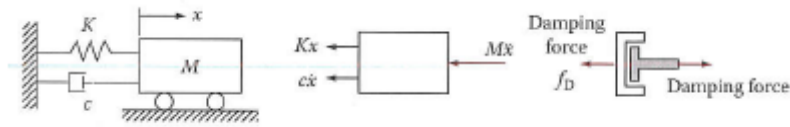
Av denne grunn er dempingen i reelle konstruksjoner representert på en idealisert måte, og i mange tilfeller kan denne idealiseres med nok nøyaktighet av en lineær viskøs demper. Dempingskoeffisienten blir valgt på en slik måte av vibrasjonsenergien som blir tatt opp/forsvinner samsvarer med mengden energi som blir tatt opp av alle mekanismene som bidrar til dempingen. Denne idealiseringen kalles **ekvivalent viskøs demping**.

Figur 114 viser en lineær viskøs demper som blir utsatt for en kraft f_d . Denne dempingskraften forholder seg til hastigheten \dot{u} til demperen med følgende uttrykk:

$$f_d = c\dot{u}$$

konstanten c er den viskøse dempingskoeffisienten, og har enhet kraft * tid/lengde. I motsetning til stivheten av en struktur, kan ikke dempingskoeffisienten kalkuleres fra

dimensjonene av strukturen og de forskjellige komponentene, dette fordi det ikke er mulig å identifisere alle mekanismene som bidrar til energi-opptaket.



Figur 114 – Lineær viskøs demper

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.2.3 Konstruksjonens bevegelser og forskyvning

Bevegelser fra jordskjelv fremprovoserer en helt annen reaksjon hos mennesker enn bevegelser fra vind. Først og fremst fordi jordskjelv inntreffer sjeldnere enn stormer, og varigheten til rystelsene er som regel kort. Folk som overlever et jordskjelv er glade for at de overlevde, og rystelser fra jordskjelv er derfor et spørsmål om sikkerhet, og ikke komfort.

Ikke-bærende komponenter, som veggpaneler og vinduer, må være utformet med tilstrekkelig klaring eller med fleksible opplagere som kan tillate de forventede bevegelsene.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.2.4 Bevegelse og separasjon mellom etasjer

Dersom én etasje får stor relativ forskyvning i forhold til en eller flere andre etasjer, kan dette føre til store skader på interne deler, som heissjakter og trappeganger, glass, kledning osv. Styrke-kapasiteten til duktile materialer sørger ikke alltid for kontroll mot slik oppførsel, spesielt ikke for høye bygninger med momentstive rammer eller smale skjærvegger.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.3 Seismisk design-konsept

Et effektivt seismisk design inkluderer som regel følgende punkt:

- Valg av bæresystem, som inkluderer avstivningssystem mot horisontale laster. Dette innebærer å velge en kontinuerlig og fornuftig lastvei for å forsikre at konstruksjonen oppfører seg som en samlet enhet når grunnen settes i bevegelse.
- Bestemme krefter og deformasjoner ut i fra aktuelle standarder, samt påføre vertikale krefter.
- Analysere konstruksjonen, der det tas hensyn til at både horisontale og vertikale laster opptrer samtidig, og sørge for at konstruksjonen har tilstrekkelig stivhet og styrke til å motstå disse, samt gi akseptable deformasjoner.

- Sørge for at detaljer og knutepunkt er korrekt utformet for å oppnå uelastisk deformasjon under påvirkning av et kraftig jordskjelv. Egnede komponenter er i stand til å ta opp kreftene ved uelastisk deformasjon.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.3.1 Konstruksjonens respons

Dersom grunnen plutselig beveger seg, eksempelvis under et jordskjelv, vil den øvre delen av konstruksjonen ikke bevege seg med det samme, men henge etter på grunn av treghet og fleksibilitet i bygget. De resulterende krefter og spenninger er de samme som hadde oppstått dersom underlaget hadde stått i ro, mens tids-varierende krefter virket på øvre del av bygningen. Siden bevegelsene i grunnen under et jordskjelv skjer i tre dimensjoner (to horisontale, en vertikal), vil konstruksjonen deformere seg i 3 dimensjoner. Generelt vil treghetskreftene som skraver seg fra de horisontale bevegelsene kreve større fokus, siden de vertikale kreftene ofte blir ivaretatt av de vertikale komponentene som bærer gravitasjonslastene. I den tilsvarende statiske prosedyren blir treghetskreftene fra jordskjelvet idealisert som ekvivalente statiske krefter.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.3.2 Last-vei

Bygninger består som regel av vertikale og horisontale komponenter. De vertikale elementene som bærer horisontale laster og gravitasjonslasten er søyler og skjærvegger. De horisontale elementene (dekker) som overfører de horisontale kreftene til avstivende komponenter antas å virke som stive skiver. Treghetskreftene som oppstår av horisontale laster, som er lik massen ganger akselerasjonen, må overføres via det avstivende systemet ned til fundamentet og til grunnen. At lastveien er kontinuerlig er et grunnleggende krav. Det må finnes et fullverdig system for å oppta både gravitasjonslasten og horisontale laster, og systemet må danne en kontinuerlig vei mellom konstruksjonens fundament og til alle deler av bygningen. Den generelle lastveien er beskrevet under:

Seismiske krefter som oppstår i bygningen går gjennom koblinger og til dekkene, der den blir overført til de avstivende delene, som skjærvegger og/eller rammer, og de vertikale avstivende elementene overfører kreftene til fundamentene før de til slutt går til jorden.

Dersom det finnes en diskontinuitet i lastveien, er ikke bygningen lenger i stand til å motstå de horisontale kreftene, og koblingen mellom elementene som skal sikre kontinuerlig lastvei er helt nødvendig for at bygningen skal kunne motstå seismiske krefter. Eksempler på slike diskontinuiteter er en skjærvegg som ikke går helt til fundamentet eller en manglende kobling mellom et dekke og en skjærvegg etc.

En enkel, men god måte, å huske dette viktige design-prinsippet er å stille seg selv følgende spørsmål:

Hvordan går treghetskreftene fra plassen der de starter til fundamentet?

Gjennom et byggverks (som står i et seismisk område) levetid, er det forventet at konstruksjonen vil bli utsatt for flere jordskjelv, noen små, noen moderate, og ett eller flere større.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.3.3 Tilstøtende bygninger

Mange bygninger blir oppført med liten avstand mellom dem, for å utnytte plassen maksimalt. Fra et historisk perspektiv ble bygninger ofte oppført som om det ikke eksisterte noen nabo-bygning ved siden av. Et resultat av dette er at bygninger kan støte mot hverandre under et kraftig jordskjelv. Dette kan påvirke den dynamiske responsen til konstruksjonene, og føre til ekstra påførte krefter.

Bygninger som er like høye og har etasjer på samme nivå, vil som regel oppleve den samme dynamiske responsen. Dersom bygningene støter mot hverandre, vil etasjer påkjenne andre etasjer, og skadene begrenses som regel til ikke-bærende komponenter. Dersom etasjene på to tilstøtende bygninger er av ulike høyde, vil ofte etasjene på den ene bygningen støte borti søylene på den andre, noe som vil føre til skade på konstruksjonen. Ved ulike høyder, vil ofte den mindre bygningen virke som en demper for den større bygningen. Den mindre bygningen blir påkjent av en uventet last, mens den større bygningen får en diskontinuitet som påvirker dens dynamiske respons betraktelig. Ingen av konstruksjonene er beregnet for slike påkjenninger, noe som kan føre til store skader eller kollaps.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.3.4 Irregulære bygninger

Det seismiske designet av regulære bygninger baserer seg på to konsept. Den lineært varierende fordelingen av horisontale krefter er en fornuftig og konservativ representasjon av den faktiske responsen som følger av rystelser fra et jordskjelv. De uelastiske deformasjonene som følger den sykliske belastningen fordeler seg jamt hos alle de avstivende komponentene. Imidlertid kan en konstruksjon ha irregulariteter, noe som fører til at disse prinsippene ikke alltid er gjeldende. Betydningen av irregulariteter var lenge noe som ingeniørene måtte bruke dømmekraft for å vurdere. I dag brukes det avanserte analyser og faktorer for å ivareta disse sikkerhetene.

Typiske irregulariteter som kan skape problemer er en irregulær geometri, svakhet i én eller flere etasjer, konsentrasjon av masse eller diskontinuitet i lastveien for det avstivende systemet. Vertikale irregulariteter beskrives ved hjelp av styrke, stivhet, masse og geometri, og selv om disse blir vurdert hver for seg, forholder de seg til hverandre, og kan opptre samtidig. Eksempelvis kan en bygning med en høy første etasje bli sett på som irregulær på grunn av en mjuk etasje, en svak etasje, eller begge, alt etter stivheten og styrken til denne etasjen i forhold til øvrige etasjer.

De som har studert bygningers oppførsel under jordskjelv, er enige om at bygningens utforming er av vesentlig betydning. Dette skyldes at formen og proporsjonen til bygningen

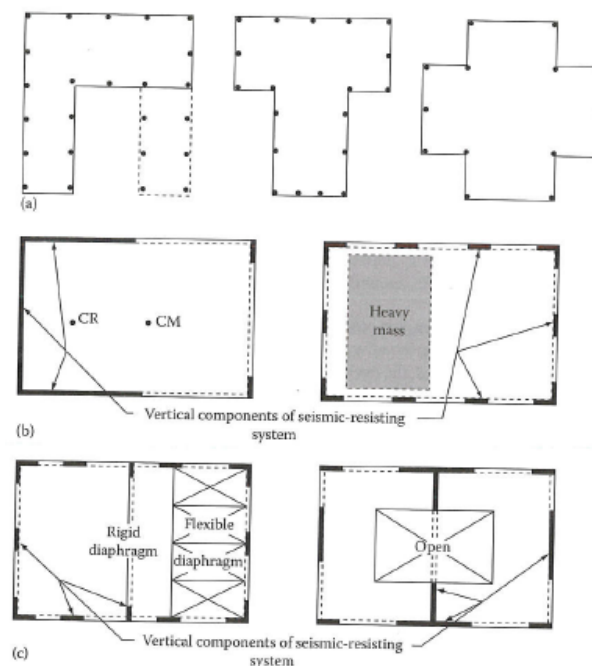
har stor innflytelse på hvordan kreftene fordeler seg etter hvert som de sprer seg gjennom bygningen. Geometrien, type elementer, detaljer og knutepunkt og materialer har stor innflytelse på bygningens dynamiske respons.

Dersom en bygning har irregulareteter, eksempelvis i form av usymmetriske plan eller vertikale diskontinuiteter, gjelder ikke nødvendigvis antagelsene for seismisk design lenger like godt som for regulære bygninger. Av denne grunn anbefales det ikke å bygge irregulære bygninger. Dersom det ønskes et stort åpent areal i nederste etasje, kan det kanskje virke fornuftig å fjerne veggene her. Dette gir mening fra et planleggingsperspektiv, men vil føre til at søylene i nederste etasje er de eneste elementene som kan motstå horisontale krefter. Dette gir drastisk reduksjon i stivheten i denne etasjen, noe som er meget uheldig. Det er altså å anbefale at skjærveggene går uavbrutt helt ned til fundamentet. Dersom irregulareteter er uunngåelig, må det tas spesielle forhåndsregler og hensyn til de store kreftene som kan oppstå.

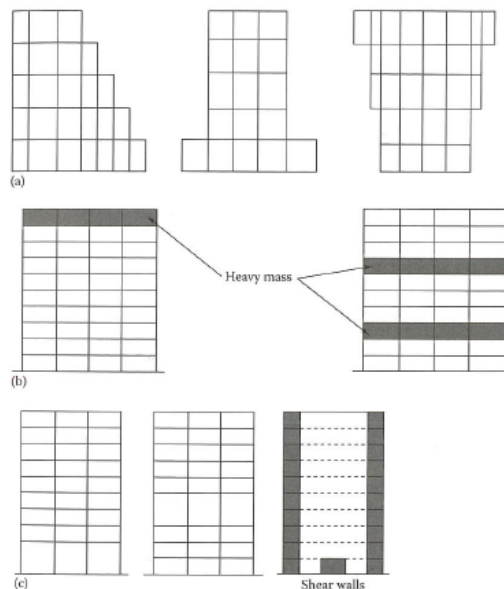
En bygnings irregulareteter kan deles inn i to kategorier:

- Vertikale irregulareteter.
- Plan-irregulareteter.

Første gruppe omhandler mjuke eller svake etasjer, store endringer i masse fra en etasje til en annen og diskontinuiteter i dimensjonene eller plan-plasseringen av de avstivende elementene. Andre gruppe omhandler bygninger som får betydelig torsjon under påkjenning av seismiske krefter eller har tilbaketrasket hjørner, diskontinuitet i de horisontale skivene (dekkene), diskontinuitet i den horisontale lastveien eller avstivningssystem som ikke er parallelle med hverandre.



Figur 115 – Plan-irregulareteter



Figur 116 – Vertikale irregulariteter

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.3.4 Redundans

Redundans (overflødig) er en viktig egenskap for god motstandsevne mot jordskjelv. Det reduserer det høye kravet på yteevnen til elementer, og det er god konstruksjonspraksis å sørge for at konstruksjonen har redundans i det bæresystemet, slik at svikt av et enkelt element eller knutepunkt ikke fører til sammenbrudd av hele konstruksjonen. Uten redundans kreves det at alle komponenter må forbli operative for at konstruksjonen skal beholde sin stabilitet.

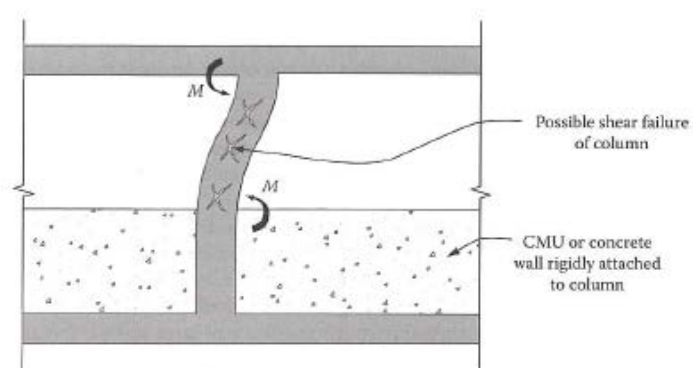
Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.3.6 Jordskjelvkollaps-mønstre

I dette kapitlet vil noen av de vanlige kollapsmønstrene bli diskutert.

7.3.6.1 Uønsket høy stivhet

En kilde til stor skade, ofte observert i søyler under jordskjelv, er søyler som er omringet av ikke-bærende komponenter, for eksempel en innfylt vegg (se figur).



Figur 117 – Uønsket høy stivhet i søylen

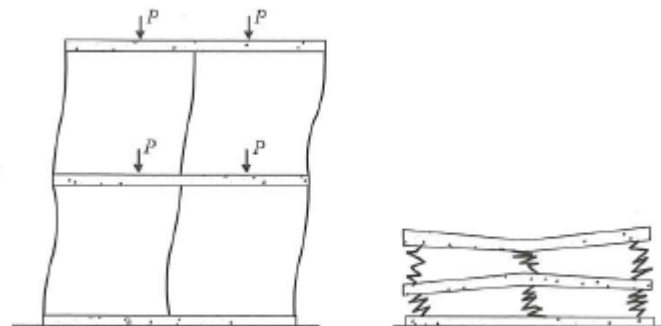
Som vi ser av figuren, vil den omkringende vegg drastisk redusere søylens effektive lengde, noe som øker søylens stivhet hva angår horisontale laster. Seismiske krefter blir dratt mot områder med høy stivhet, og søylen vil kanskje dra på seg større horisontale skjærkrefter enn den er i stand til å motstå. Det uforutsette sammenbruddet av vertikal-bærende elementer som dette kan føre til at hele bygningen kolliderer. Det er av denne grunn viktig å sørge for at tiltenkte deformasjoner kan inntreffe uten avbrytelse.

De fleste bygninger kolliderer som følge av tap av stabilitet, noe som betyr at den opprinnelige formen endrer seg drastisk under påkjenning av krefter. Den nye formen er mindre egnet til å bære lastene, og konstruksjonen vil fortsette å deformere seg helt til den finner en form som er stabil.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.3.6.2 Kobling bjelke-søyle

Når en bygning vibrerer, kan knutepunkt som ikke er tilstrekkelig godt utformet svikte. Under vibreringen vil momentstive knutepunkt begynne å sprekke, og betongen vil rive seg løs fra armeringsnettene. Søyler har nå ikke nok kapasitet til å bære gravitasjonslastene, og strukturen blir presset nedover helt til den hviler på bakken, eller på lavereliggende etasjer med tilstrekkelig kapasitet. Den resulterende kollapsen kan bli et lag av dekket stablet på knuste søyler, eventuelt at søyler fortsatt er intakte, men har knust seg gjennom dekkene, et fenomen kjent som gjennomløkking (punching).



Figur 118 – Kollaps av søyler

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

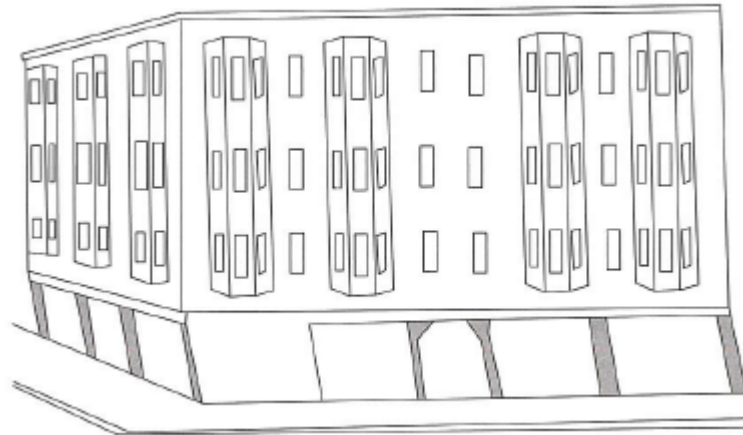
7.3.6.3 Trykk-/strekkbrudd

Denne type sammenbrudd inntreffer ofte i høyere konstruksjoner. Strekkraftene som er lokalisert på enden av en ramme eller skjærvegg kan føre til et plutselig tap av stabilitet. Vegger kan kollapse i form av at de velter, dersom armeringen og/eller forankringen er mangelfull.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.3.6.4 Myk første-etasje-kollaps

Denne type sammenbrudd inntreffer dersom, som tidligere diskutert, en bygning har vesentlig mindre stivhet i nederste etasje som følge av at færre eller ingen vegger befinner seg i første etasje, sammenlignet med øvrige etasjer. Kollapsen begrenser seg ofte kun til én etasje, så bygningen blir én etasje kortere.



Figur 119 – Redusert stivhet i 1. etasje

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.3.6.5 Myk midt-etasje-kollaps

Tankegangen her er som for forrige avsnitt; en etasje midt i bygningen kollapse som følge av vesentlig redusert stivhet i forhold til øvrige etasjer. Reduksjonen i stivhet kan skyldes at etasjen har færre, eller ingen, vegger enn de øvrige etasjene, eller at etasjen har stive korte søyler, mens de andre etasjene har lengre og mer bøyelige søyler.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.3.7 Dynamisk analyse

Symmetriske konstruksjoner som har jamn fordeling av masse og stivhet oppfører seg på en relativt forutsigbar måte, i motsetning til konstruksjoner som er usymmetriske eller inneholder diskontinuiteter. For slike konstruksjoner utføres det dynamiske analyser for å bestemme de dynamiske responsene:

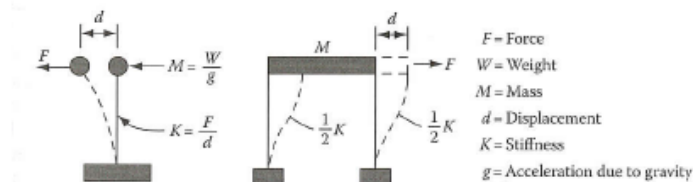
- Hvordan den dynamiske responsen påvirker den vertikale fordelingen av horisontale krefter.
- Økningen i dynamiske krefter på grunn av torsjonsbevegelser.
- Økning i antall svingemoder som må tas med i beregningen, som vil øke etasjenes skjærkrefter og deformasjoner.

Standarder spesifiserer statiske metoder som opererer med en svingeform, med enkle korreksjoner for å ta hensyn til høyere moder. Denne tilnærmelsen er god nok på enkle og regulære bygninger, men tar ikke hensyn til den seismiske oppførselen til komplekse bygninger. Av denne grunn er det den dynamiske analysen som er den foretrukne for bygninger med uvanlig eller irregulær geometri.

7.3.7.1 Respons-spektrum metoden

Standardene inneholder flere metoder for å gjennomføre dynamiske analyser, men den enkleste er «respons-spektrum analyse», siden den er enklest å bruke. Andre metoder, som modalanalyse eller ikke-lineære analyser, bør brukes på de mest kompliserte byggene, der det er viktig å ta hensyn til flere svingeformer og uforutsigbar oppførsel.

Konstruksjoner som er fundamentert til grunnen og strekker seg vertikalt et stykke over bakken, reagerer som en utstikkende vibrator (oscillator) når grunnen settes i bevegelse. En enkel vibrator idealiseres ved hjelp av en enkel konsentrert masse på enden av en utkraget stang.



Figur 120 – Idealisert system med én frihetsgrad

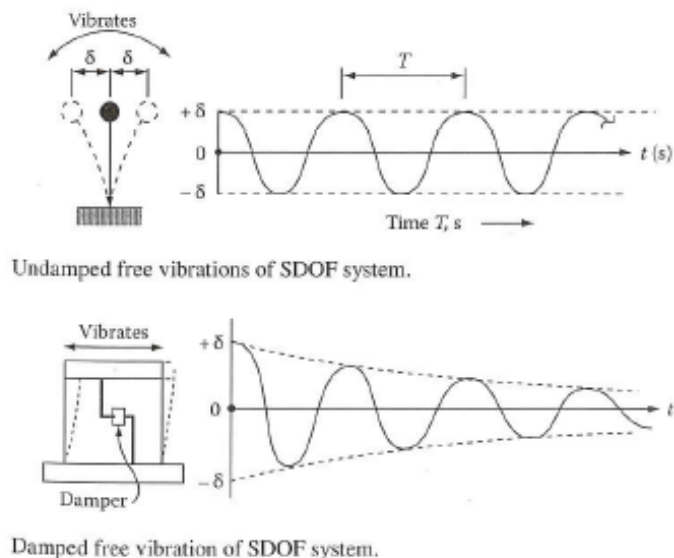
Det idealiserte systemet representerer for forskjellige systemer:

- En enkel søyle med en konsentrert masse på toppen.
- En enkel ramme med fleksible søyler og stiv bjelke.

Stivheten til systemet finnes ved å dividere kraften F med den tilhørende forskyvningen Δ . Dersom massen først får en forskyvning, for deretter å bli sluppet fri, vil den vibrere med en gitt frekvens, egenfrekvensen. Denne frekvensen har en viss periode, tiden det tar for systemet å svinge gjennom én syklus. Denne periode T kan uttrykkes ved følgende ligning:

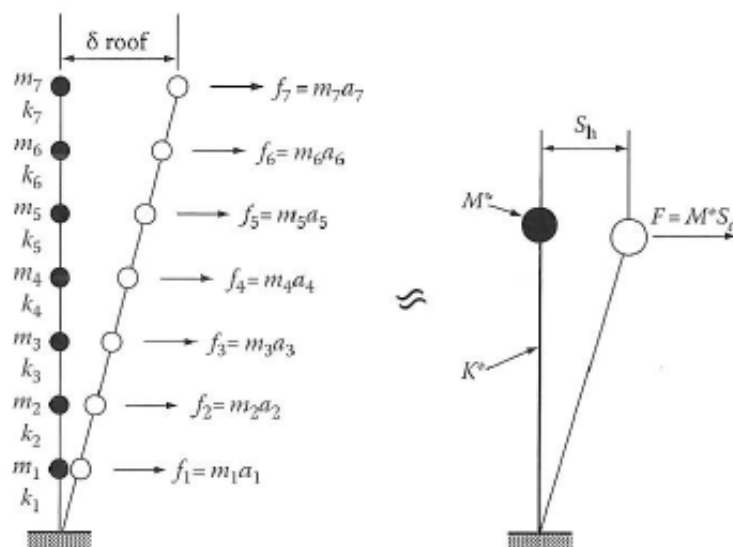
$$T = 2\pi * \frac{\sqrt{m}}{k}$$

Et ideelt system uten demping vil fortsette å vibrere i det uendelige, men i reelle systemer med en viss grad av demping, vil svingningene gradvis avta for hver syklus, før systemet kommer helt til ro. Systemet vil reagere på tilsvarende måte dersom vi istedenfor å påføre en kraft, setter grunnen i bevegelse.



Figur 121 – Udempet og dempet system

Reelle bygninger blir analysert som systemer med flere frihetsgrader ved å stable etasjemasser oppå hverandre i gitte intervaller langs bygningens høyde, som en utkraget søyle. Når denne begynner å vibrere, vil hver masse forskyve seg i en eller annen retning. For høyere svingemoder kan noen masser svinge i motsatte retninger, eller alle masser kan svinge i samme retning. Et idealisert system med flere frihetsgrader har samme antall svingemoder som antall masser. Hver mode har sin egen egenfrekvens, visualisert ved en trukket linje som kobler sammen de forskyvde massene. Når grunnen under konstruksjonen settes i bevegelse, vil den deformerte formen være en kombinasjon av alle modene, men moder som har en frekvens som ligger nær frekvensen til grunnen, vil bli forsterket. I et system med flere etasjer, kan hver mode betraktes som et ekvivalent system med en punktmasse, med gitte verdier for masse (M) og stivhet (K). De ekvivalente verdiene representerer kombinasjonen av de ulike massene og stivhetene i hele systemet.

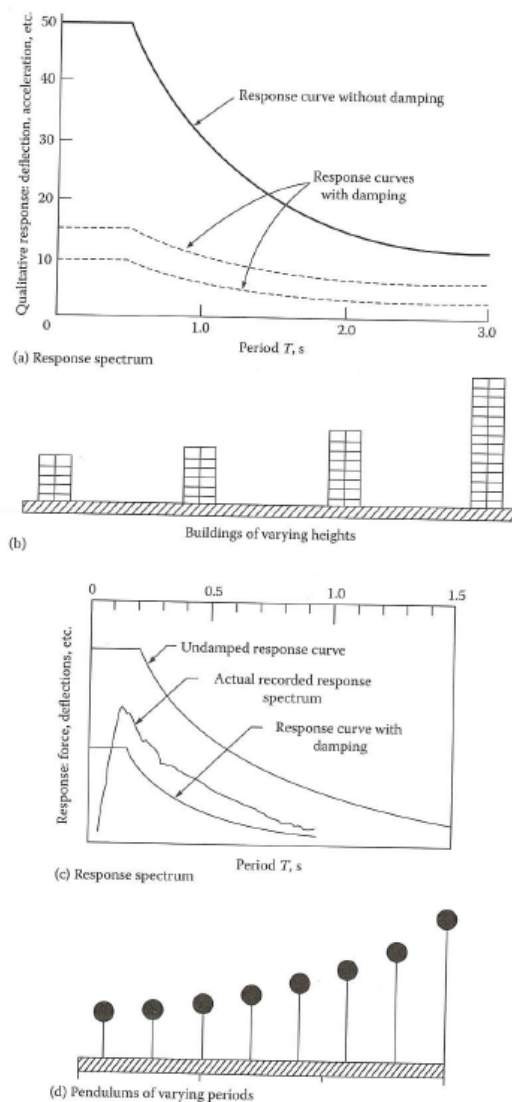


Figur 122 – System med flere frihetsgrader visualisert som system med en frihetsgrad

Dette konseptet gir oss det nødvendige grunnlaget for å beregne den dynamiske responsen til en konstruksjon under et jordskjelv. Med perioden, svingemodene og massefordelingen til en bygning med flere etasjer, kan vi bruke «respons-spektrum metoden» for et system med én frihetsgrad for å beregne den deformerte formen, akselerasjonen i etasjene, krefter og moment. Hver mode kan analyseres hver for seg, og resultatene kan kombineres for å finne responsen når det tas hensyn til flere frihetsgrader.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

Ordet «spektrum» i seismisk sammenheng indikerer at en bygnings respons består av flere perioder som summeres til én graf. For et gitt jordskjelv, med gitte bevegelser, og en gitt dempingsfaktor, vil et typisk respons-spektrum vise et plot av responser som akselerasjon, hastighet og forskyvning for et bredt spekter av perioder. En forståelse for dette konseptet er helt nødvendig for å gjennomføre seismiske design.



Figur 123 – Eksempler på respons-spektrum

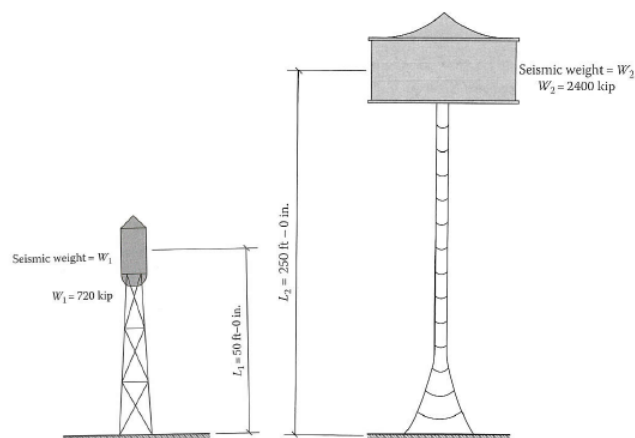
Som figurene over viser, kan et respons-spektrum visualiseres som en grafisk representasjon av flere utstikkende pendler med økende lengde og økende egenperioder, utsatt for samme bevegelse av grunnen.

Man kan tenke seg at grunnen på de innspente søylene på siste bildet på figur 123 settes i horisontal bevegelse, frem og tilbake, som under et jordskjelv. Et plot av utkragerens maksimale akselerasjon i forhold til perioden, gir oss et akselerasjonsrespons-spektrum, som vist på nest siste bilde på figur 123.

For å gi en ide om hvordan respons-spektrum kan benyttes for å bestemme de seismiske kreftene, kan vi tenke oss to systemer, hver med én frihetsgrad:

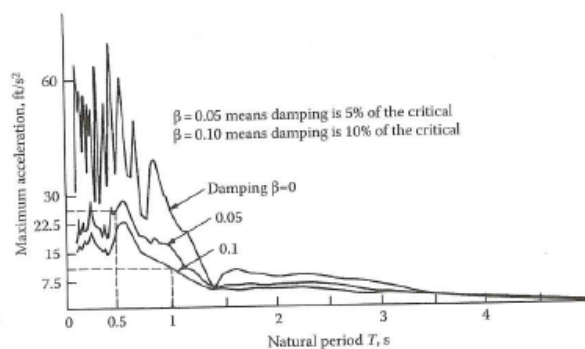
- En vanntank på toppen av en utkraget søyle.
- En restaurant på toppen av en betongkjerne.

Vi neglisjerer massen av søylen og kjernen, og velger kun å ta hensyn til massen i vanntanken og restauranten.



Figur 124 – Utkraget vanntank og restaurant

Med disse enkle modellene som utgangspunkt, skal vi nå se på hvordan vi kan bruke respons-spektrum metoden for å bestemme de seismiske kreftene. Vi bruker dataene fra jordskjelvet «El Centro» i 1940, vist i figur 125.



Figur 125 – Akselerasjons-spektrum, El Centro

For å bestemme de horisontale seismiske kreftene, antar vi at vanntanken og restauranten har en masse på hhv. 3202 kN og 10675 kN, med tilhørende perioder på hhv. 0,5s og 1,0s. Med tanke på at responsen til en struktur blir påvirket av dempingen, må vi estimere en verdi på dempingsfaktoren. Disse settes til hhv. 5 % og 10 %. Fra figur 125 kan det leses av at akselerasjonen til vanntanken er ca. 8 m/s^2 , noe som gir en horisontal kraft lik massen til tanken ganger akselerasjonen:

$$F = \frac{3202}{9,81} * 8 = 2611 \text{ kN}$$

Akselerasjonen til restauranten leses av til å være ca. $3,43 \text{ m/s}^2$, noe som gir kraften:

$$F = \frac{10675}{9,81} * 3,43 = 3732 \text{ kN}$$

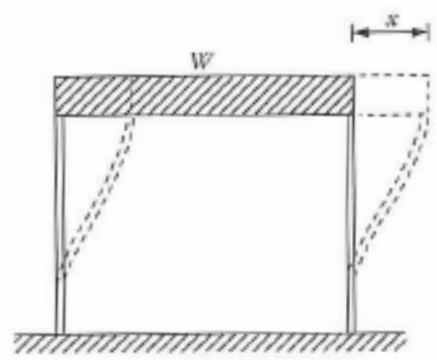
De to konstruksjonene kan nå bli designet ved å påføre den seismiske kraften på toppen, og bestemme de tilhørende kreftene og momenter, samt forskyvning. Den horisontale kraften vi fant ved å multiplisere akselerasjonen med den effektive massen til systemet, er skjærkraften ved fundamentet.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.3.7.2 Dynamisk analyse teori

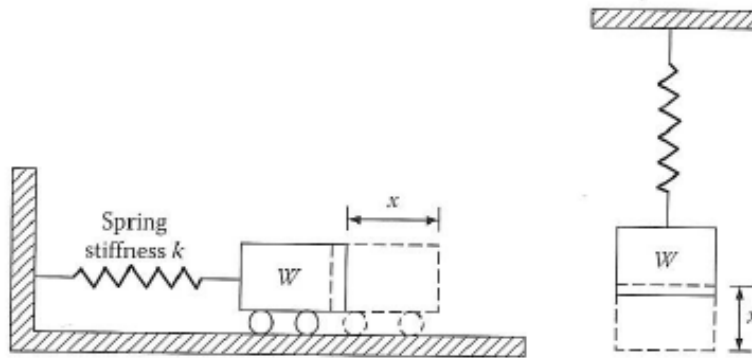
7.3.7.2.1 System med én frihetsgrad

Vi betrakter en enkel ramme, bestående av en stiv bjelke opplagret på fleksible søyler. Vi neglisjerer massen til søylene i forhold til bjelken.



Figur 126 – Ramme

Ved horisontale bevegelser kan systemet visualiseres som et fjærsystem, som vist på figurene under (lodd som henger i en fjær).



Figur 127 – Fjærsystem

Når loddet blir påkjent av tyngdekraften, vil fjæren strekke seg litt, og loddet går nedover med en lengde x . Dersom fjæren har høy stivhet, vil x være liten. Tilsvarende vil x være høy dersom fjæren har liten stivhet. Forlengelsen x kan uttrykkes ved følgende forhold:

$$x = \frac{W}{k}$$

Der x er forlengelsen til fjæren, W er kraften og k er stivheten til fjæren. Loddet kommer til ro igjen etter fjæren har forlenget seg med en lengde x .

Ligningen over viser de kjente statiske likevekt-betingelsene mellom de interne kreftene i fjæren og den eksternt påførte kraften W .

Dersom vi påfører, eller tar bort, en kraft raskt, vil loddet svinge opp og ned. Vibrasjonene blir opprettholdt på grunn av de elastiske kreftene i fjæren, og en slik vibrasjon kalles fri vibrasjon (naturlig vibrasjon). Loddet beveger seg opp og ned, og blir utsatt for en akselerasjon \ddot{x} som er gitt av den andrederiverte av bevegelsen, med hensyn på tiden t . For et gitt øyeblikk av t finnes det 3 krefter som virker på loddet:

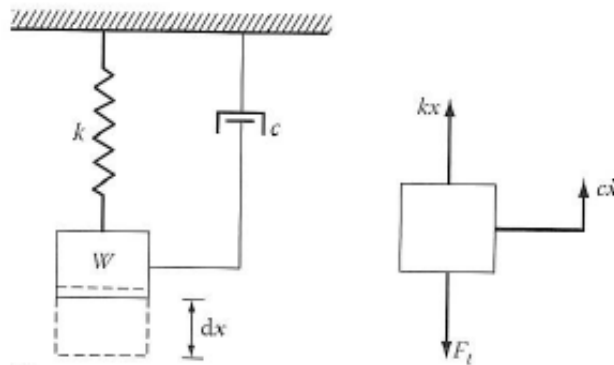
- Den dynamiske kraften som er lik produktet av loddets masse og loddets akselerasjon.
- Tyngdekraften.
- Kraften i fjæren som er lik $W+kx$.

Disse er i dynamisk likevekt gitt av ligningen:

$$\frac{W}{g} * \ddot{x} = W - (W + kx) = -kx$$

Prinsippet om virtuelt arbeid kan alternativt brukes for å utlede Newtons 2. lov om bevegelser. Metoden ble først utviklet til statiske problemer, men kan brukes til å løse dynamiske problemer ved å bruke D’Alamberts prinsipp. Metoden fastsetter dynamisk likevekt ved å ta med treghetskrefter i systemet.

Prinsippet kan brukes på følgende måte: Når et system er i likevekt, må arbeidet som utføres av alle kreftene under en virtuell forskyvning være lik null. Vi kan tenke oss en dempet vibrator som blir utsatt for en tidsavhengig kraft f_t , som vist på figuren under.



Figur 128 – Dempet vibrator

Vi lar δx symbolisere den virtuelle forskyvningen. Det totale arbeidet utført av systemet er lik null, og uttrykkes ved følgende ligning:

$$m\ddot{x}\delta\dot{x} + c\dot{x}\delta x + kx\delta x - F\delta x = 0$$

$$(m\ddot{x} + c\dot{x} + kx - F)\delta x = 0$$

Siden vi velger δx tilfeldig, kan vi skrive:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx - F = 0$$

Dette er bevegelsesligningen til den dempede vibratoren.

Bevegelsesligningen for et udempet system kan utledes fra prinsippet om bevaring av energi. Det går ut på at dersom ingen eksterne krefter virker på systemet, og det ikke er noe opptak av energi i form av demping, så må den totale energien forbli konstant under bevegelse, og de deriverte med hensyn på tiden må være lik null. Vi tenker oss samme system som på figuren over, men uten demping. De to energiene som inngår i systemet er den kinetiske energien til massen, og den potensielle energien til fjæren, og kan uttrykkes ved følgende uttrykk:

$$T = \frac{1}{2} * m\dot{x}^2$$

Der \dot{x} er massens hastighet.

Kraften i fjæren er lik kx , og arbeidet utført av fjæren er $kx\delta x$. Den potensielle energien er arbeidet som er utført av denne kraften, og kan skrives ved:

$$\int_0^x kx\delta x = \frac{1}{2} * kx^2$$

Den totale energien er konstant, og blir altså summen av ligningene over.

$$\frac{1}{2} * m\dot{x} + \frac{1}{2} * kx^2 = \text{constant}$$

Deriverer vi uttrykket med hensyn på x, får vi:

$$m\ddot{x} + kx\dot{x} = 0$$

\ddot{x} kan ikke være lik 0 for alle verdier av t, dermed får vi:

$$m\ddot{x} + kx = 0$$

Som er samme ligning som vi kan frem til litt lenger oppe. Denne differensialligningen har løsninger på formen:

$$x = A\sin(\omega t + \alpha)$$

$$x = \omega A\cos(\omega t + \alpha)$$

A er den maksimale forskyvningen, ωa er den maksimale hastigheten.

Den maksimale kinetiske energien er gitt ved:

$$T_{\max} = \frac{1}{2} * m(\omega A)^2$$

Den maksimale potensielle energien er gitt ved:

$$V_{\max} = \frac{1}{2} * kA^2$$

Vi vet at T=V, noe som gir fører til følgende uttrykk:

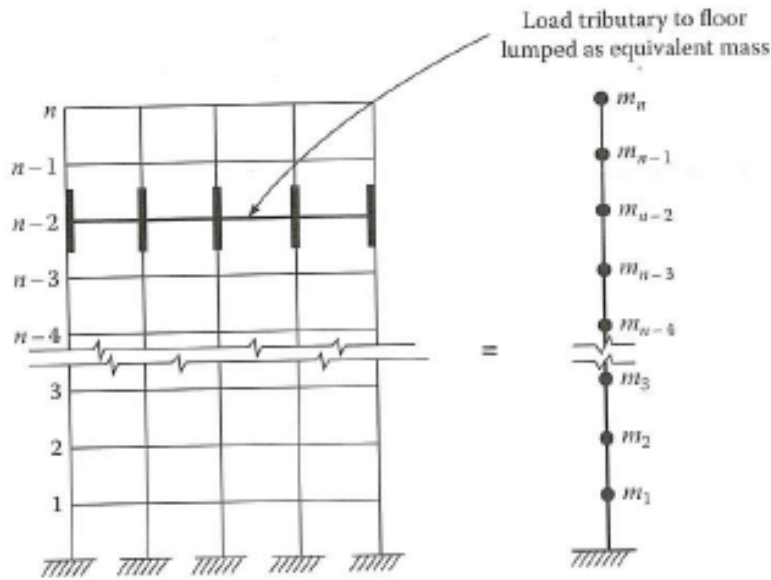
$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Dette er uttrykket for egenfrekvensen til loddet. Denne metoden, der maksimal kinetisk energi settes lik maksimal potensielle energi, er kjent som **Rayleighs metode**.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

7.3.7.2.2 System med flere frihetsgrader

For systemer med flere frihetsgrader, blir forskyvningen bestemt av et endelig nummer forskyvningskoordinater. Den endelige responsen til et slikt system kan kun bestemmes ved å evaluere treghetseffektene til hver massepartikkel siden slike konstruksjoner er kontinuerlige system med et uendelig antall frihetsgrader. Til tross for at det finnes analytiske modeller for å beskrive slike systemer, er de begrenset til konstruksjoner med regulær geometri. Metodene er dessuten kompliserte, og krever at det formuleres partielle differensialligninger. Analysen blir kraftig forenklet ved at hele forskyvningen til konstruksjonen blir erstattet med et begrenset antall forskyvningskomponenter, og det blir antatt at hele massen til konstruksjonen kan fordeles til et begrenset antall diskrete punkter.



Figur 129 – Analytisk modell med flere etasjer

Dersom vi betrakter en bygning med flere etasjer, som vist på figuren over, med n forskjellige frihetsgrader, kan de dynamiske likevektsligningene skrives på matrisform på følgende måte:

$$\begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} & \dots & m_{1n} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} & \dots & m_{2n} \\ m_{31} & m_{32} & m_{33} & \dots & m_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ m_{n1} & m_{n2} & m_{n3} & \dots & m_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \\ \vdots \\ \ddot{x}_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & \dots & k_{2n} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & \dots & k_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ k_{n1} & k_{n2} & k_{n3} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix} = 0$$

Figur 130 – Likevektsligning for system med flere etasjer

Matrisene over kan forenklet skrives som:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0$$

[M] er massematrisen, eller treghetsmatrisen.

{ \ddot{x} } er kolonnevektoren med akselerasjoner.

[K] er systemets stivhetsmatrise.

{x} er kolonnevektor med konstruksjonens forskyvninger.

Dersom vi hadde inkludert demping i systemet, hadde bevegelsesligningen utvidet seg til:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P\}$$

[C] er dempingsmatrisen.

{ \dot{x} } er kolonnevektor med hastigheter.

{P} er kolonnevektor med eksterne krefter.

Det finnes generelle metoder for å løse disse ligningene, men bruker å være intrikate. For å løse seismiske problemer blir det derfor benyttet forenklete metoder. Problemet løses først ved å neglisjere dempingen. Fraværet av dempingen fører til at andre ledd i ligningen forsvinner, og reduserer problemet til fri vibrasjon. Ved fri vibrasjon vil bevegelsene til systemet være enkle og harmoniske, noe som innebærer at systemet vibrer om en fast posisjon, og følger en sinuskurve. Alle massene følger den samme harmoniske funksjonen, og har samme vinkelfrekvens ω , noe som gir følgende ligninger:

$$X_1 = a_1 \sin \omega_1 t$$

$$X_2 = a_2 \sin \omega_2 t$$

·
·
·
·

$$X_n = a_n \sin \omega_n t$$

Dette kan også skrives på matriseform:

$$\{x\} = \{a_n\} \sin \omega_n t$$

$\{a_n\}$ representerer kolonnevektoren av modale amplituder for den n'te moden.

ω_n er den tilhørende frekvensen.

Med litt formeltriksing (utledning ikke vist), kan vi komme frem til følgende ligning:

$$-\omega_n^2 [M] \{a_n\} + [K] \{a_n\} = 0$$

Ved å bruke en metode som er kjent som «Cramers regel» kan denne ligningen løses for å bestemme vibrasjonsfrekvensene og de relative verdiene til amplituden $a_{11}, a_{12} \dots a_n$. Regelen hevder at ikke-trivielle verdier av amplituder kun eksisterer dersom determinanten av koeffisientene a er lik null. Dette fordi ligningene er homogene, noe som betyr at høyre side av følgende ligning er lik null:

$$\omega_1^2 \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_{1b} \\ x_{2b} \end{bmatrix} = \omega_2^2 \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_{1a} \\ x_{2a} \end{bmatrix}$$

Ved å sette determinanten til denne ligningen lik null, får vi:

$$\begin{bmatrix} k_{11} - \omega_1^2 m_{11} & k_{12} - \omega_1^2 m_{12} & k_{13} - \omega_1^2 m_{13} & \dots & k_{1n} - \omega_n m_{1n} \\ k_{21} - \omega_2^2 m_{21} & k_{22} - \omega_2^2 m_{22} & k_{23} - \omega_2^2 m_{23} & \dots & k_{2n} - \omega_n m_{2n} \\ k_{31} - \omega_3^2 m_{31} & k_{32} - \omega_3^2 m_{32} & k_{33} - \omega_3^2 m_{33} & \dots & k_{3n} - \omega_n m_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ k_{n1} - \omega_n^2 m_{n1} & k_{n2} - \omega_n^2 m_{n2} & k_{n3} - \omega_n^2 m_{n3} & \dots & k_{nn} - \omega_n m_{nn} \end{bmatrix} = 0$$

Siden verdiene av stivhetskoeffisientene og massene er kjent, kan determinanten til ligningen utvides, noe som fører til et uttrykk med ω^2 . Løsning av polynomet gir en ekte rot for kvar vibrasjonsmode. For et system med n frihetsgrader, finner vi n egenfrekvenser. Den laveste verdien kalles den fundamentale frekvensen og tilhørende, den fundamentale, eller første, mode.

Dette del-kapitlet er inspirert av [6]

Kapittel 8

Analyse- og tegneverktøy

8.1	FEM-metode (Finite element method).....	152
8.1.1	Hva er FEM.....	152
8.1.2	Historien bak FEM.....	153
8.1.3	Matematisk modell.....	154
8.1.4	Planlegge en analyse.....	155
8.1.5	Kontroll av modellen.....	157
8.1.6	Tolking av resultat.....	158
8.1.7	FEM-Design.....	158
8.2	BIM.....	159
8.2.1	Hva er BIM.....	159
8.2.2	Fordeler og muligheter med BIM.....	160
8.2.3	Tekla Structures.....	161

8 Analyse- og tegneverktøy

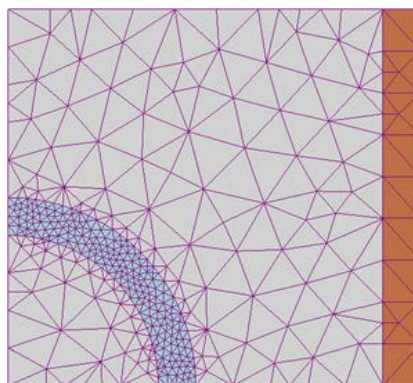
8.1 FEM-metode (Finite Element Method)

8.1.1 Hva er FEM?

FEM-analyse, som også er kjent som FEM-metode, er en metode for å løse ut numeriske verdier av feltproblemer. I et feltproblem kreves det at vi bestemmer den romlige fordelingen av en eller flere bestemte variabler. På denne måten kan vi bestemme temperaturfordelingen i en motor, eller fordelingen av spenninger i en plate. Rent matematisk kan et feltproblem beskrives ved hjelp av differensialligninger eller integrasjonsuttrykk, og begge måtene kan brukes for å formulere endelige element (finite elements). Kommersielle programvarer inneholder ofte ferdig definerte elementformuleringer, noen som gjør det mulig for nesten hvem som helst å ta i bruk programvare basert på FEM-metoden. Resultatene av inkompetente brukere kan være alt fra dårlige til katastrofale.

Som navnet antyder, dreier det seg om små, endelige elementer, og disse kan visualiseres som små deler av en struktur. I hvert element har en felt-kvantitet/mengde/størrelse kun lov å ha en viss romlig variasjon, som kanskje beskrives ved hjelp av polynomiske uttrykk, eksempelvis x^2 , xy og y^2 . Den faktiske variasjonen er i nesten alle tilfeller mer komplisert, så resultatene av en FEM-analyse er tilnærmede.

De endelige elementene er koblet sammen i punkt som kalles noder. Samlingen av element, og noder, danner en struktur/avgrenset region. Arrangementet av elementene kalles et mesh. Fra et numerisk perspektiv blir et mesh representert som et system med algebraiske ligninger, som skal løses for numeriske verdier i nodene, der de ukjente nodeverdiene er verdier av feltkvantitetene. Med gitte initialbetingelser/randbetingelser, løses disse verdiene element for element. Som tidligere nevnt, er FEM-analyser en tilnærmet metode, og løsningen kan som regel gjøres mer nøyaktig ved å bruke flere element til å definere strukturen (finere mesh). Her bør det merkes at generering av finere og finere mesh stiller store krav til regnekraften til datamaskinen, noe som kan føre til at en analyse tar lang tid.



Figur 131 – Eksempel på elementinndeling (mesh)

FEM-metoden har flere fordeler i forhold til de fleste andre numeriske analysemetodene:

- Den kan brukes på hvilket som helst feltproblem. Varmeoverføring, stressanalyse, magnetiske felt, deformasjoner osv.
- Det er ingen begrensning på geometrien, og det som skal analyseres kan ha hvilken som helst form.
- Grensebetingelser og laster har ingen begrensning. Den definerte strukturen kan fastholdes hvor som helst, og laster kan påføres hvor som helst.
- Ingen begrensning på valg av materialer. Materialene kan være både isotropiske og ortotropiske, og kan variere fra element til element.
- Det kan defineres strukturer med forskjellig oppførsel og matematiske beskrivelser. En FEM-modell kan altså inneholde bjelker, plater, kabler, søyler, friksjonselementer etc.
- En FEM-modell etterligner den faktiske strukturen med relativt høy grad av nøyaktighet.
- De tilnærmede løsningene kan forbedres ved å gjøre inndelingen av element (mesh) finere og finere hvis det kreves høyere nøyaktighet.

Siden FEM-analyser ble tilgjengelige har flere andre analysemetoder kom på markedet, men pr. i dag er det kun FEM som har alle disse egenskapene.

Dette del-kapitlet er inspirert av [24]

8.1.2 Historien bak FEM

For å utlede differensialligning for en liten avgrenset flate, delte Schellbach i 1851 opp flaten i triangler og skrev et endelig differensialuttrykk for den oppdelte flaten. I dag er FEM en metode for å unngå slike differensialligninger ved å erstatte de med et sett algebraiske ligninger.

I 1906 registrerte forskere at et rammeverk som består av mange staver i et regulært mønster har en oppførsel som ligner et isotropisk elastisk legeme. I 1941 ble dette brukt for å løse platebøyning og andre elastiske problemer. Dette arbeidet benyttet velkjente metoder for å analysere rammestrukturer, men kunne ikke brukes på legemer med vilkårlig geometri. Denne rammemetoden kan betraktes som en forgjenger til FEM, og ikke som en tidlig utgave av FEM.

FEM, slik vi kjenner det i dag, kan se ut til å stamme tilbake til Courant sitt verk fra 1943, som er en skriftlig versjon av en forelesing som i 1941 ble holdt for «The American Mathematical Society». I verket bestemte han torsjonsstivheten til et hult skaft ved å dele tverrsnittet inn i triangler, for deretter å interpolere en stressfunksjon ϕ lineært over hvert

triangel fra verdier av ϕ på bestemte punkter (noder). Han nevner ingenting om Schellbach sitt arbeid. Courant noterer seg at denne metoden ser ut til å ha stor fleksibilitet og stor praktisk verdi. Praktisk bruk kom imidlertid ikke før luftfartsingeniører utviklet metoden, tilsynelatende uten å ha kjennskap til Courant sitt arbeid.

Luftfartsingeniørene hadde stor fremgang på 1950-tallet, selv om mye av verket ikke ble publisert før senere, på grunn av firmapolicy. På denne tiden ble ligninger fra konvensjonelle metoder løst på datamaskinene som var tilgjengelige. I USA viste det seg at slike metoder var utilstrekkelige for vinger med lavt forhold mellom bredde/høyde. Dette resulterte i at Turner utviklet et triangulært element med tre noder for å modellere vingen. Taig gjorde lignende arbeid i England, og i Tyskland inkluderte Argyris FEM-konsept i arbeid om matrise-prosedyrer.

Ordet «finite element» ble brukt av Clough i 1960, og mange nye elementer for stressanalyser ble raskt utviklet, og i 1963 ble FEM akademisk respektert da det ble gjenkjent som en form av Rayleigh-Ritz metoden, en klassisk tilnærmingsteknikk. Med bakgrunn i dette ble FEM ikke bare sett på som et spesielt triks for stressanalyser, men som en akseptert metode med fotfeste i matematikken.

Arbeid om varmeoverføring og oljeflyt, som baserte seg på FEM, kom i 1965, og dataprogrammer som brukte FEM ble introdusert sent på 60-tallet og tidlig 70-tall. Siden den gang har maskinene og programvarene forbedret seg kraftig, noe som har ført til at FEM i dag kan brukes i det faktiske designet. Tidligere var FEM så krevende og vanskelig at det ble ofte brukt for å verifisere en ferdig konstruksjon, eller analysere en konstruksjon som hadde sviktet.

Praktiske FEM-analyser er i dag så krevende at det stilles store krav til datamaskinenes regnekraft, og analyser som inneholder over 100.000 frihetsgrader er vanlig.

Dette del-kapitlet er inspirert av [24]

8.1.3 Matematisk modell

Når man skal løse et praktisk problem ved hjelp av FEM-analyse må man skjønne problemet, forberede en matematisk modell, dele geometrien opp i element (mesh), ha tilgjengelig datakraft til å løse problemet samt kontrollere resultatet. Stegene må ofte gjentas flere ganger. Tiden datamaskinen trenger for å løse problemet er liten, sammenlignet med tiden det tar å forberede analysen, men det er viktig at brukeren forstår hva datamaskinen gjør.

Personen som skal gjennomføre analysen, må forstå problemet som skal løses. Dersom problemet ikke er klart definert, lar deg seg vanskelig gjøre å fremstille en god modell. Programvarene vet for eksempel ikke at en ikke-lineær analyse skal kjøres dersom spenningene i materialet fører til flytning, eller at det skal tas hensyn til knekking dersom trykkreftene er store nok osv. Moderne programmer blir mer og mer automatiserte, og overlater mindre valg til brukeren, men det er viktig å være klar over at all programvare har sine begrensinger, og kan inneholde feil. Det er fortsatt brukeren som er ansvarlig for svarene som kommer ut av datamaskinen, programutviklerne har ingen ansvar.

Grunnlaget for å kjøre en FEM-analyse er en matematisk modell. Her må det bestemmes hvilke egenskaper som er viktige, slik at vi kan utelate unødvendige detaljer. Vi kan se vekk i fra geometriske irregulareteter, se på laster som konsentrerte, anta at noen opplager er stive osv. Materialer kan antas å være lineære og isotropiske. Med dette som grunnlag kan vi bestemme hvordan ting skal oppføre seg, om det skal brukes bjelke-teori, plate-teori osv. Alt dette fører til en idealisert matematisk modell som kan regnes på.

Siden FEM er basert på antagelser, er resultatene tilnærmede verdier, og hvordan vi modellerer blir bestemt ut i fra hvilken informasjon vi er ute etter og hvilke resultater som ønskes.

Dette del-kapitlet er inspirert av [24]

8.1.4 Planlegge en analyse

Før man henter ut resultater fra en FEM-analyse, anbefales det å ha en formening om hva svaret skal være på forhånd, uansett hvilken metode man bruker. Enkle analytiske kalkulasjoner, formler fra formelhefter, tidligere løsninger, eksperiment eller lignende. Resultatene herfra bør kontrolleres opp mot resultatene fra FEM-analysen. Dersom vi henter ut disse resultatene i forkant av FEM-analysen, unngår vi en naturlig tendens til å prøve å oppnå samme resultater som FEM-analysen har gitt oss, spesielt dersom analysen har tatt lang tid. Det er veldig fort gjort å gjøre feil med inn-dataen i et dataprogram, og har vi en formening om hva svar vi bør få ut kan vi lett oppdage eventuelle feil, feil som i verste fall kan føre til katastrofale resultater dersom de blir benyttet videre.

Å planlegge et FEM-prosjekt består av flere steg:

- **Forstå problemet.** Hensikten med analysen er å få tilstrekkelig gode resultater i løpet av rimelig tid, og til fornuftige kostnader. Tidlig i fasen samler han som skal gjennomføre analysen inn informasjon om hva som er kjent, han velger forenklinger, lager skisser og samler informasjon. Personer som er komfortable med datamaskiner, men har lite kjennskap til FEM vil kanskje prøve å finne raske svar på dårlig definerte spørsmål. Slike svar vil mest sannsynlig være feil, og har liten eller ingen verdi. Prosessen med å forberede en FEM-analyse kan virke tungvint og krevende, men vil i nesten alle tilfeller føre til at vi sparer tid. Dette gjelder spesielt hvis problemet er komplisert, noe det med stor sannsynlighet er, siden vi velger å bruke FEM.

Vi må bestemme den fysiske oppførselen til modellen. Er den tidsuavhengig? Er vibrasjon eller støt-laster en del av problemet? Kan damping ignoreres (hvis problemet er tidsavhengig)? Er materialegenskapene avhengig av temperaturen? Er det ikke lineær-oppførsel? Slike spørsmål er med på å bestemme hvordan problemet og modellen defineres.

Når en matematisk modell skal defineres, ønsker vi å forutse den fysiske oppførselen. Modellens respons på påførte laster kan være tredimensjonal, eller plan. Hvis plan kan det klassifiseres som eksempelvis plant stress eller plane tøyninger. En struktur som er symmetrisk om aksene kan bli betraktet som en tynn-vegg- eller tykk-vegg-

konstruksjon (thin walled or thick walled), og hvordan det blir betraktet kan påvirke den matematiske teorien som legges til grunn i beregningene.

Mer detaljerte spørsmål påvirker også modellen vår, eksempelvis hvordan lastene defineres. Skal laster defineres som punktlaster, som virker i et matematisk punkt, eller skal de fordeles over et større område, eksempelvis linje- eller flatelast. Beregner modellen automatisk egenvekten av konstruksjonen, eller må denne defineres som et eget lasttilfelle for å bli tatt hensyn til? Er retningene til en last låst, eller kan den variere med økende intensitet? Finnes det elastiske opplager eller koblinger med usikker stivhet? Finnes det åpninger eller utsparinger som kan føre til stresskonsentrasjoner, og hvordan blir disse påvirket av elementinndelingen (meshingen). Har vi sørget for at all inndata knyttet til materialer, geometri, opplager, grensebetingelser, laster osv. er korrekte?

- ***Innledende/foreløpig analyse:*** I forkant av en FEM-analyse bør noen av resultatene vi søker være kjent på forhånd. I nesten alle tilfeller er det mulig å danne seg en formening om hva svaret bør være (grovt). Selv den enkleste forhåndsanalysen kan være tilstrekkelig til å avdekke eventuelle feil fra FEM-analysen, eksempelvis en merkelig spennings-fordeling. I mange tilfeller skyldes dårlige resultater fra en FEM-analyse en slurvefeil på inndataene, og ikke en grov misforståelse.

Det er helt naturlig å ville forsvare noe man har brukt lang tid på å produsere, og dette gjelder i høyeste grad fra resultater fra en FEM-analyse. Dersom det har gått med betydelig arbeid og ressurser for å komme frem til et eller flere svar, har vi en tendens til ikke å ville forkaste disse. Det er nettopp av denne grunnen at vi alltid bør ha en ide om hva svaret bør være, før analysen kjøres. Disse svarene bør kreve lite ressurser og innsats for å oppnå. I tillegg til å fungere som en kontroll på resultater fra FEM-analysen, sørger de også ofte for at FEM-modellen blir bedre, og mer korrekt, samtidig som de øker våre analytiske evner.

- ***Start med en enkel modell, som gradvis blir forbedret.*** En god og tilstrekkelig FEM-modell blir ofte utviklet fra flere modeller, der hver modell ofte blir forbedret ved hjelp av resultater fra foregående modeller, helt til den siste modellen inneholder nok detaljer og gir gode resultater. Det kan høres ut som det er en lang og krevende prosess, siden det snakkes om flere modeller, men modellene trenger ikke å ta så lang tid, ei heller trenger det å være stor variasjon mellom dem. Hensikten med den gradvise oppbyggingen er å oppdage feil underveis, og forbedre de når de oppdages. Dette vil nesten alltid gå fortere, samt by på færre problemer, enn å starte med en avansert modell, for så helt til slutt å oppdage masse feil, og ting som ikke fungerer.

Dette del-kapitlet er inspirert av [24]

8.1.5 Kontroll av modellen

En FEM-modell bør sjekkes i forkant av analysen, dette for å øke sannsynligheten for at analysen faktisk kan kjøres, og å slippe å korrigere feil senere. Modellen bør hele tiden kontrolleres underveis i modelleringen, ved hjelp av de grafiske mulighetene til programvaren. Det er mye lettere å korrigere feil underveis, enn å skulle gjøre det senere. En feil underveis kan bli oppdaget, og korrigert, uten videre konsekvens. Blir en feil imidlertid oversett, kan det påvirke hele modelleringen videre, og til slutt får vi en modell som ikke fungerer, der det er vanskelig å finne ut hvor feilen ligger. I tillegg kan det hende at hele modellen må endres, og i verste fall bli ubrukelig. Grove feil kan føre til at modellen ikke kan kjøres, eller vi kan få resultat som ikke har rot i virkeligheten. Det skumleste scenarioet er kanskje å få resultat som er plausible, men galt, da disse ikke nødvendigvis blir oppdaget.

Kontroll utført av analytikeren. Moderne programvarer genererer automatiske elementnett (mesh). Analytikeren bør kontrollere og vurdere inndelingen for å se om den ser korrekt ut. Her bør det undersøkes om geometrien ser rett ut, at størrelsen på elementene virker fornuftig og at formen på elementene ikke har veldig store variasjoner. Plutselig stor variasjon i elementinndelingen kan tyde på feil/avvik i geometrien. Programmet kan i noen tilfeller gi advarsel om slike feil, men brukeren bør i alle tilfeller ta et overblikk over hele konstruksjonen. Inndelingen kan gjøres finere eller grovere av brukeren, alt etter hva som er ønsket.

Den grafiske utformingen i moderne programvarer gir brukeren gode muligheter til å kontrollere modellen. Både fargevalg og skalaer kan justeres, noe som gjør det enkelt og effektivt å vurdere om påsatte laster og opplagre har korrekte egenskaper og plassering.

Kontroll utført av programvaren. Moderne programvarer utfører i dag noen kontroller automatisk. Det som er akseptabelt i en gitt situasjon, kan være akseptabelt i en annen. Vanlige kontroller som blir utført automatisk av programvaren omhandler ofte:

- Koblinger mellom noder, og elementinndeling.
- Noder som ligger tett, men ikke er koblet sammen. Noen programmer kan koble sammen noder automatisk dersom de ligger veldig tett.
- Elementer som deler en node, men som har ulike frihetsgrader i den aktuelle noden.
- Dårlige koblinger.
- Merkelig geometri på elementinndelingen.
- Manglende laster, opplager eller materialegenskaper.
- Urealistiske forskyvninger/rotasjoner.

Slike automatiske kontroller gir kun advarsler om grove og store feil. Mindre feil som gal plassering av laster og opplager, korrekte materialegenskaper osv. må analytikeren sjøl passe på.

Dette del-kapitlet er inspirert av [24]

8.1.6 Tolking av resultat

Konsekvensene av ingeniørfeil kan variere stort. De kan føre til økonomiske tap, eller i verste fall til tap av menneskeliv. Løsninger og resultater bør derfor kontrolleres på så mange måter som mulig, for å forsikre oss om at de kan stoles på, og kan brukes. Én enkel løsning bør ikke uten videre stoles på.

Som en første «kontroll» på resultatene bør vi se om de virker fornuftige. Vi bør se hvordan konstruksjonen deformerer seg, størrelsen på deformasjonene og plassering. Finnes det deformasjoner på plasser vi ikke forventer? Er størrelsen på opplagerkreftene slik vi forventet, og i fornuftig retning. Hvordan fordeler spenningen seg? Finnes det spenninger på områder vi ikke forventer? Slike enkle spørsmål kan avdekke mange feil eller ting som er oversett i modelleringen. I forkant av en analyse bør vi ha en formening om hva vi forventer av disse kontrollene. Dersom ingen åpenbare feil blir oppdaget, går vi videre til mer detaljerte kontroller. Dersom vi nå skulle oppdage feil, må vi finne kilden til problemet, og korrigere den. Deretter må analysen kjøres på nytt, for å se om feilen ble fikset, og resultatene påvirket.

Når vi analyserer en konstruksjon, er en visualisering av deformasjonene en av de første kontrollene vi bør gjøre. Vi bør velge en skala som gir god oversikt, og helst kjøre en animasjon, hvis programmet tillater det. Da får vi se konstruksjonen svinge fra udeformert til deformert tilstand. Her får man kontrollert om forskyvningene er i samsvar med de tiltenkte opplagerne, eksempelvis at forskyvningen er null i et innspent opplager.

Kontroller som de beskrevet over er av mest nytte tidlig i modelleringen, da feil og mangler har størst sannsynlighet for å inntreffe. Slike sjekker gir også innsikt i hvordan modellen kan forbedres/optimaliseres.

Dette del-kapitlet er inspirert av [24]

8.1.7 FEM Design

Under følger en beskrivelse av analyseprogrammet som har blitt benyttet i denne oppgaven. Forfatteren har deltatt på flere kurs i bruk av programmet, for å sikre at det brukes på en trygg og effektiv måte.

FEM Design er et meget avansert dataprogram, basert på elementmetoden (FEM), som kan analysere og dimensjonere konstruksjoner i både betong, stål og tre. Programmet inneholder Eurokoder (med nasjonale tillegg), slik at alt blir beregnet og kontrollert opp mot gjeldende standarder, avhengig av hvilket land man beregner ihht. Layouten og brukergrensesnittet er veldig brukervennlig, og baseres på kjente CAD-verktøy (CAD=Computer Aided Design), noe som gjør modelleringen enkel og brukervennlig. FEM Design går for å være et av de mest brukervennlige elementmetode-programmene på markedet (ifølge kursholder C. Hervold, personlig kommunikasjon, 2014). Med sitt enkle og intuitive brukergrensesnitt passer det til alle typer konstruksjoner, og er det beste praktiske verktøyet for ingeniører innenfor konstruksjonsteknikk.

Programmet har flere muligheter og fordeler:

- Konstruksjonsmodellen modelleres enkelt i 3D, basert på intuitive CAD-verktøy, eller den importeres fra BIM-programvare.
- Det genereres automatisk elementinndeling (mesh).
- Programmet gir brukeren valget mellom manuell design, eller auto design. Sistnevnte sparer tid, og hjelper analytikerens med å velge det mest rasjonelle tverrsnittet eller den mest praktiske armeringen.
- Alle resultater kan visualiseres og skaleres på flere måter, deriblant grafer, linjer, fargepaletter, seksjoner osv. I tillegg kan det meste animeres.
- Programmet kan generere prosjekt-rapporter basert på faste maler.
- Hurtige kalkulasjoner sparer tid.
- Kommunikasjon med to av de mest populære modelleringsprogrammene; Revit Structures og Tekla Structures.

Dette del-kapitlet er inspirert av [25]

8.2 BIM

8.2.1 Hva er BIM?

BIM er en forkortelse for «bygninginformasjonsmodellering», og er en av de mest lovende utviklingene innenfor arkitektur-, ingeniør- og konstruksjonsindustrien. Med BIM lager vi virtuelle 1:1 modeller av konstruksjoner digitalt. Modellene støtter designet gjennom alle fasene, og fører til bedre analyser og kontroll enn manuelle prosesser. Når modellene er ferdigstilte inneholder de nøyaktig geometri og informasjon til å bli konstruerte. Modellene inneholder altså all informasjon som er nødvendig for å ferdigstille bygningen. Ved å utnytte BIM sitt fulle potensiale får vi en mer integrert design- og konstruksjonsprosess, noe som resulterer i bedre bygninger, lavere kostnader og kortere prosjektvarighet.



Figur 132 – BIM-modell fra Tekla (venstre), reellt bygg (høyre)

Alle CAD-verktøy produserer digitale filer. Gamle CAD-programmer produserte tegninger, tegninger som i hovedsak bestod av vektorer, linjetyper og forskjellige lag. Etter hvert som

programmene utviklet seg, ble mer og mer informasjon lagt til tegningene. Med innføringen av 3D-modellering åpnet det seg muligheter for avanserte verktøy og geometrier.

Etter hvert som CAD-verktøyene ble mer og mer avanserte og intelligente, ønsket brukerne å dele data som tilhørte et gitt design, og fokuset ble flyttet fra tegninger og 3D-bilder til dataene/informasjonen som tilhørte modellene. En modell som er produsert ved hjelp av et BIM-verktøy kan inneholde flere forskjellige syn/snitt av dataen i modellen, både i 2 og 3 dimensjoner.

Dette del-kapitlet er inspirert av [26]

8.2.2 Fordeler og muligheter med BIM

BIM-teknologi kan hjelpe og forbedre mange bedrifter i sin hverdag, og mange forbedringer har blitt bekreftet. Dette del-kapitlet inneholder en oversikt over noen av de mulige fordelene som kan oppnås ved bruk av BIM:

- Før en eventuell eier kontakter en arkitekt, må det bestemmes om en bygning med en gitt størrelse, kvalitet osv. kan bygges innenfor gitte begrensninger (tid og penger). Dersom disse spørsmålene kan besvares med god sikkerhet, kan eieren gå videre med planene sine. Å finne ut at et prosjekt er langt over budsjettet og kommer til å sprengtidsfristen er totalt bortkastet. En forenklet, tilnærmet modell av bygningen for å anslå et grovt anslag av kostnadene kan være til stor hjelp for en eier.
- Utvikling av en forenklet modell i forkant av en detaljert modell gir bedre mulighet til å vurdere om bygningen tilfredsstillende krav til funksjonalitet og øvrige krav. Tidligfase-evaluering av et design gir bedre sluttkvalitet.
- Prosjektteamet kan bruke BIM til å øke forståelsen for kravene, og for å bedre kunne anslå kostnader etter hvert som designet utvikler seg. Dette fører til at design og kostnad blir bedre forstått, samtidig som man unngår unødvendig utveksling av papir og forsinkelser.
- En BIM-modell blir laget direkte, og ikke av flere 2-dimensjonale lag, og kan brukes til å visualisere designet under hele prosessen.
- Dersom objektene som blir benyttet er kontrollert av regler som sikrer korrekt plassering, vil 3D-modellen være fri for geometriske feil. Dette reduserer behovet for at brukeren må passe på endringer.
- Nøyaktige tegninger kan hentes ut for hvilket som helst objekt eller snitt (view) av modellen. Dette reduserer drastisk den tiden som er nødvendig for å lage konstruksjonstegninger, samtidig som det reduserer sannsynligheten for feil.

- BIM-teknologi muliggjør at flere personer kan jobbe med en og samme modell. Dette er også mulig å gjøre med tegninger, men det er vesentlig vanskeligere og mer tidkrevende enn å jobbe med en koordinert 3D-modell. Dette reduserer prosjektiden, og muliggjør kontinuerlig forbedring av designet. Dette er mye mer rasjonelt enn å vente til et design er nesten ferdig (og alle store bestemmelser er tatt), før man gjør endringer.
- BIM gir tidlig en visualisering av modellen i 3D. Dette gjør det mulig å anslå plassbehovet, og materialmengdene, noe som gjør det lettere å anslå kostnader.
- Endringer i designet kan føres rett i modellen, og endringer på andre deler oppdateres automatisk. Endringen kan visualiseres i modellen og i de forskjellige snittene. Endringer og justeringer i BIM kan lettere utveksles mellom flere personer, og gir bedre oversikt. Slike endringer på 2D-tegninger gir store rom for feil og overseelser.
- Siden den tredimensjonale modellen er grunnlaget for alle 2D- og 3D-tegninger, vil feil på grunn av slurv på 2D-tegninger bli eliminert. I tillegg kan modeller kontrolleres opp mot arkitekttegninger og andre tegninger ved at de importeres inn i programvarene, og legges oppå den ferdige 3D-modellen. På denne måten oppdages kollisjoner før man står på byggeplass.

Dette del-kapitlet er inspirert av [26]

8.2.2 Tekla Structures

Under følger en kort beskrivelse av modelleringsprogrammet/produksjonsverktøyet som har blitt benyttet i denne oppgaven.

Tekla Structures er et BIM-verktøy som kan jobbe med alle materialer, og de mest komplekse strukturene og geometriene – det er brukeren som setter begrensingene. Programmet kan brukes til å modellere stort sett hva som helst; stadium, offshore-konstruksjoner, fabrikker, boligblokker, industribygg, bruer, skyskraper osv.

Ved å bruke Tekla Structures kan man lage en enkel modell for effektivt samarbeid med arkitekter, rådgivende ingeniører elektro (RIE) osv. Alle tegninger som er nødvendig for konstruksjonen kan produseres; konstruksjonstegninger, detaljerte stål- og armeringstegninger, rapporter og materialtabeller.

Dette del-kapitlet er inspirert av [27]

Kapittel 9

Beregning og dimensjonering

9.1	Generelt	164
9.2	Grunnlag i Autocad	164
9.3	Trådmodell i Staad Pro.....	164
9.4	FEM Design	166
9.4.1	Oppbygging av modell	166
9.4.2	Laster	171
9.4.2.1	Vindlast	172
9.4.2.2	Skjevstillingslast.....	175
9.4.2.3	Seismisk last.....	175
9.4.2.4	Lastkombinasjoner	185
9.4.3	Kontroll av modellen.....	187
9.4.3.1	Kontroll av elementnett.....	188
9.4.3.2	Kontroll av likevekt.....	190
9.4.3.3	Aksialkrefter i søyler	191
9.4.3.4	Momentdiagram i bjelker	192
9.4.3.5	Koblingskrefter.....	193
9.4.3.6	Deformasjoner	194
9.4.4	Dimensjonering	196
9.4.4.1	Generelt	196
9.4.4.2	Stålsøyler	196
9.4.4.3	Etasjeskiller boligblokk.....	197
9.4.4.4	Prefabrikerte etasjeskillere	200
9.4.4.5	Bjelker/søyler	203
9.4.4.6	Gjennomlokking.....	205

9 Beregning og dimensjonering

9.1 Generelt

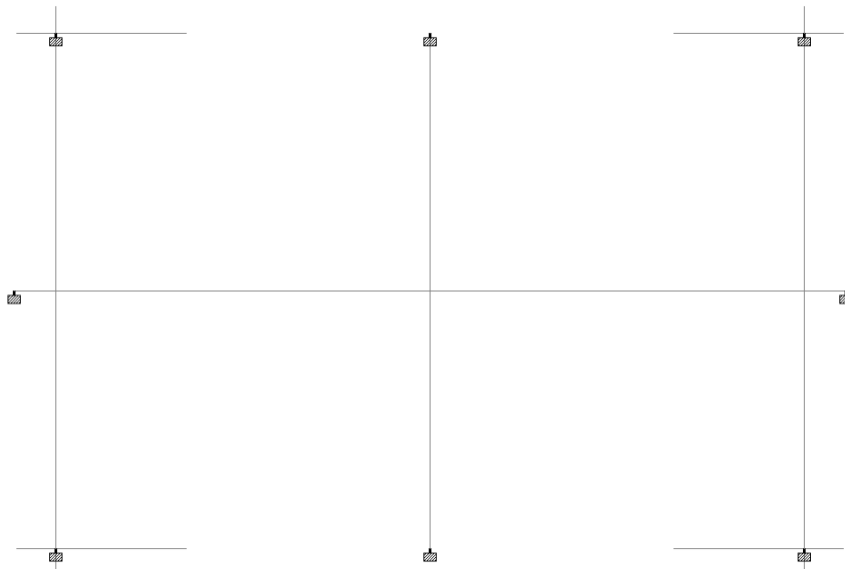
Hele konstruksjonen blir modellert i analyseprogrammet FEM Design, og all dimensjonering foregår der. I forkant av modelleringen i FEM Design ble det imidlertid gjort noen grove analyser i dimensjoneringsprogrammet Ove Sletten, basert på krefter regnet for hånd (vedlegg). Ove Sletten er et relativt enkelt dimensjoneringsprogram, som veldig mange konsulentfirma bruker. Her ble et utvalg søyler og bjelker analysert, og nødvendige tverrsnitt og armeringsmengde ble estimert. Dette for å ha et utgangspunkt om hvilke tverrsnitt som var nødvendige, samt lære meg å bruke programmet korrekt og effektivt.

9.2 Grunnlag i Autocad

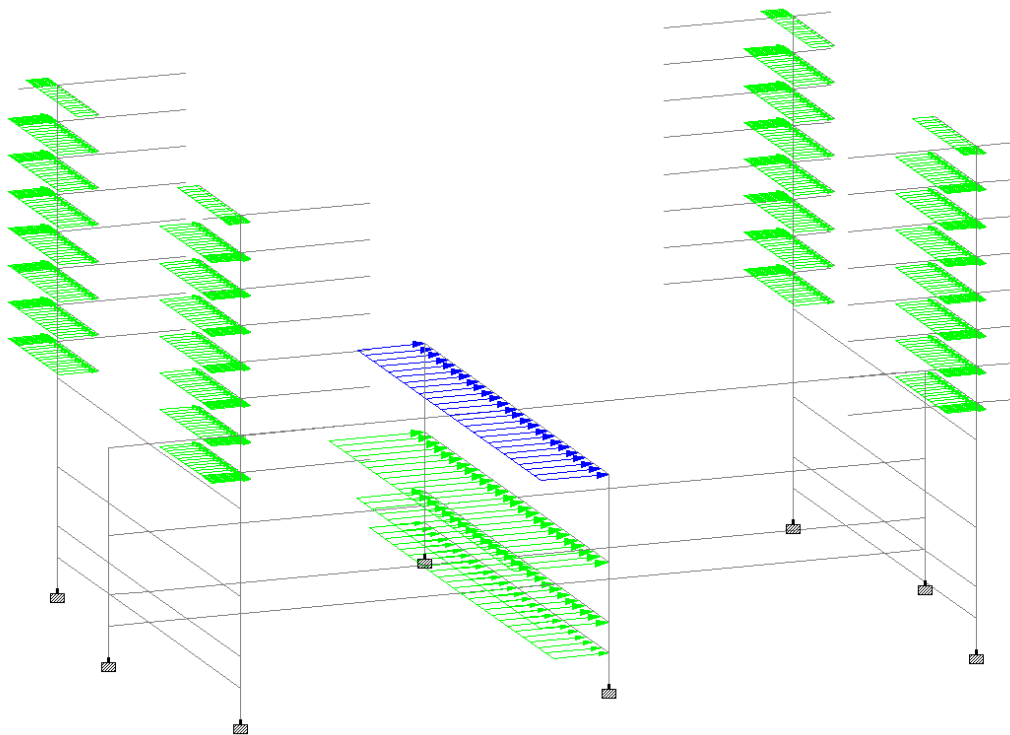
Basert på tilgjengelig tegningsgrunnlag og resultater fra Ove Sletten, ble konstruksjonen tegnet i Autocad (vedlegg). Disse tegningene ble så benyttet som referansefiler både i FEM Design og Tekla Structures. Konstruksjonen består av 4 boligblokker, hver på 8 etasjer. Under blokkene er det ytterligere 4 etasjer, hvorav 2 ligger under terrengnivå. De 4 boligblokkene står i hvert sitt hjørne i konstruksjonen.

9.3 Trådmodell i Staad Pro

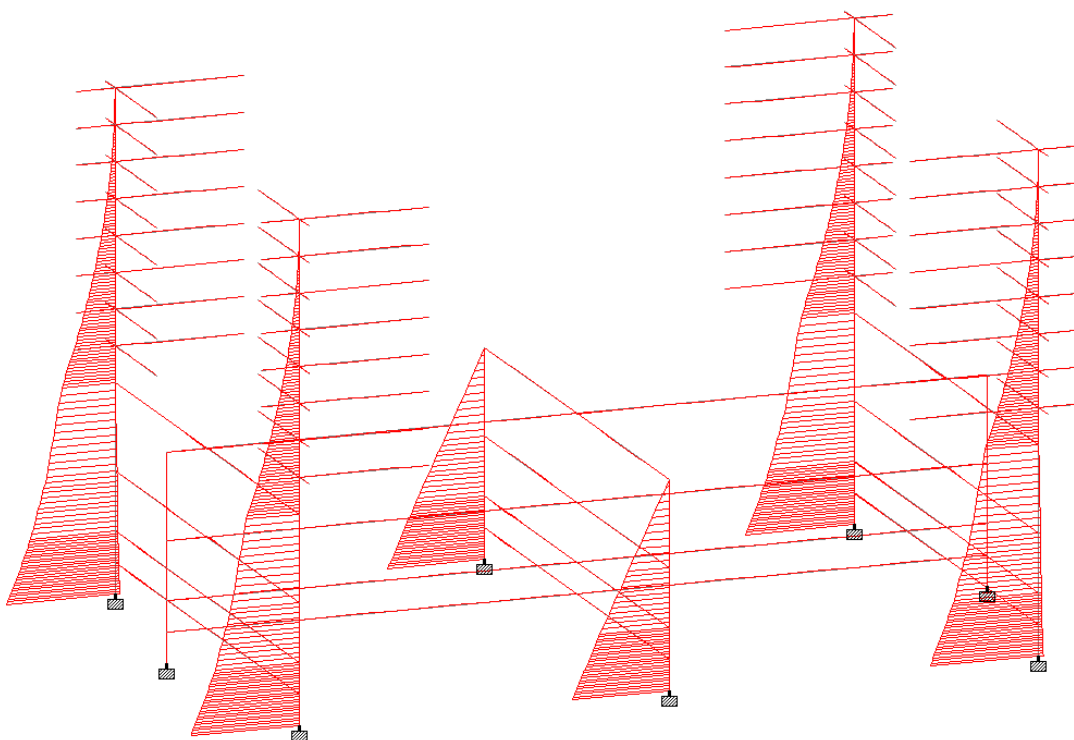
Som avstivning mot horisontale laster blir heissjaktene i boligblokkene benyttet, samt ytterveggene i de to nederste etasjene som er nedgravd. Sjaktene strekker seg fra fundamentet og helt til øverste etasje i hver blokk. For å kontrollere at momentene og skjærkreftene disse blir utsatt for ligger innenfor akseptable grenser, ble det modellert en trådmodell i analyseprogrammet Staad Pro.



Trådmodell i Staad Pro sett i plan



Trådmodell i Staad Pro med påførte laster



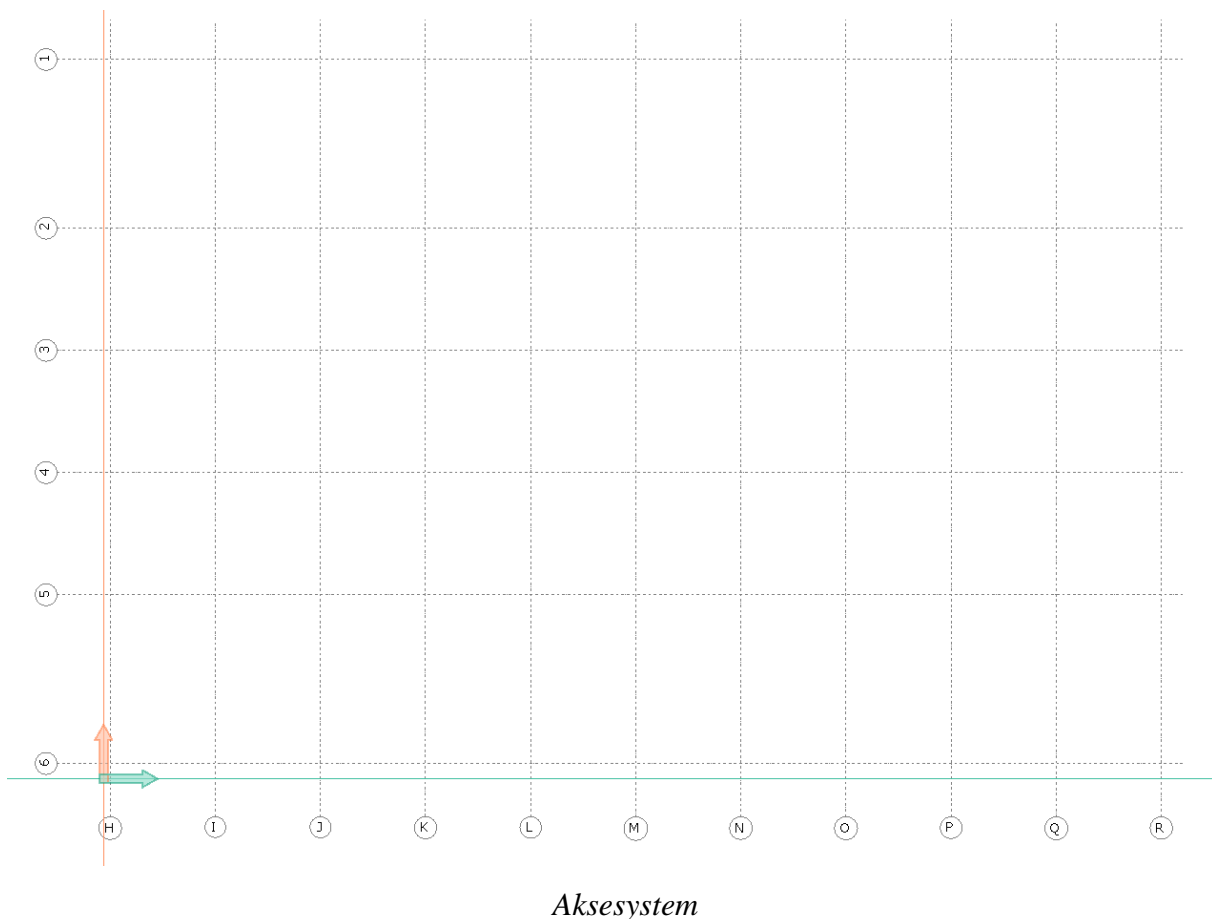
Momentdiagram X-retning avstivende skiver Staad Pro

9.4 FEM Design

Dette kapitlet forklarer i detalj hvordan konstruksjonen ble modellert i FEM Design. I tillegg blir det også gjennomgått hvor viktig og avslørende den automatiske genereringen av elementnett er, både for de beregnede resultatene og tiden det tar å kjøre en analyse. Dersom en så stor og komplisert modell som dette overhodet skal ha noen nytteverdi, er det helt essensielt at den oppfører seg som planlagt, og for å bekrefte dette, samt avsløre feil, vises det hvilke kontroller som er helt nødvendige å gjøre før man stiller kritiske spørsmål til resultatene. En gjennomgang av laster og lastkombinasjoner er også tatt med. Avslutningsvis vises det mulighetene rundt dimensjonering i programmet.

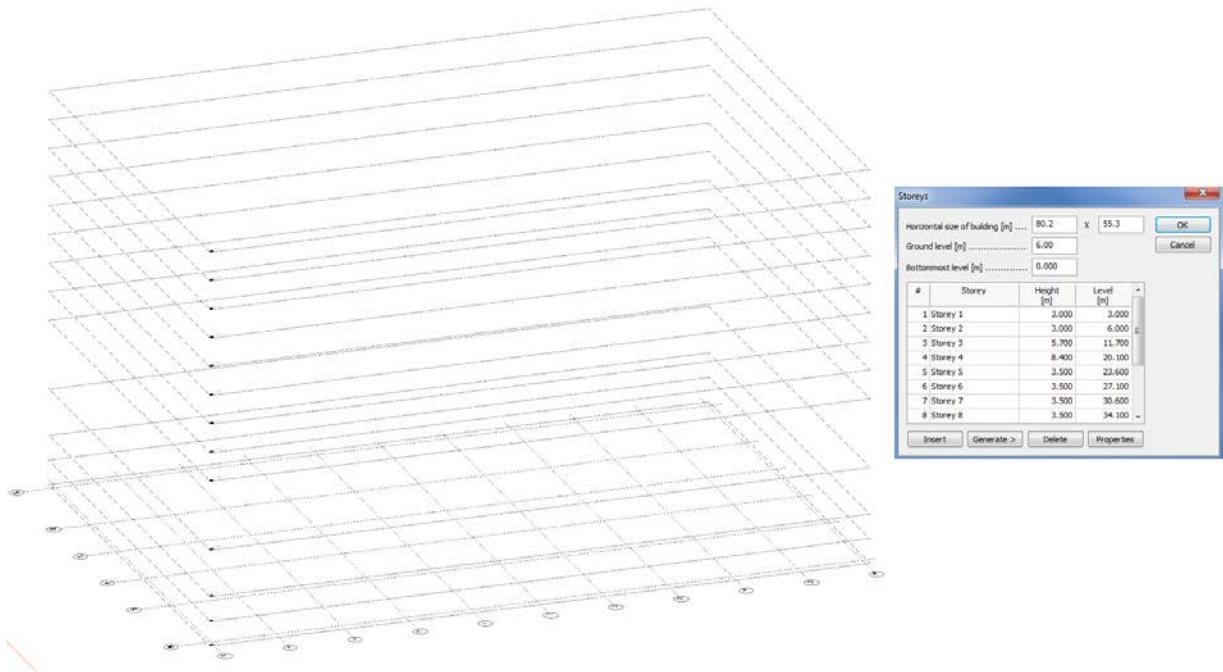
9.4.1 Oppbygging av modell

Siden tegningene fra Autocad ble brukt som referansefiler, var det første jeg gjorde å definere aksesystemet i FEM Design til å bli identisk med aksesystemet fra Autocad-tegningene.



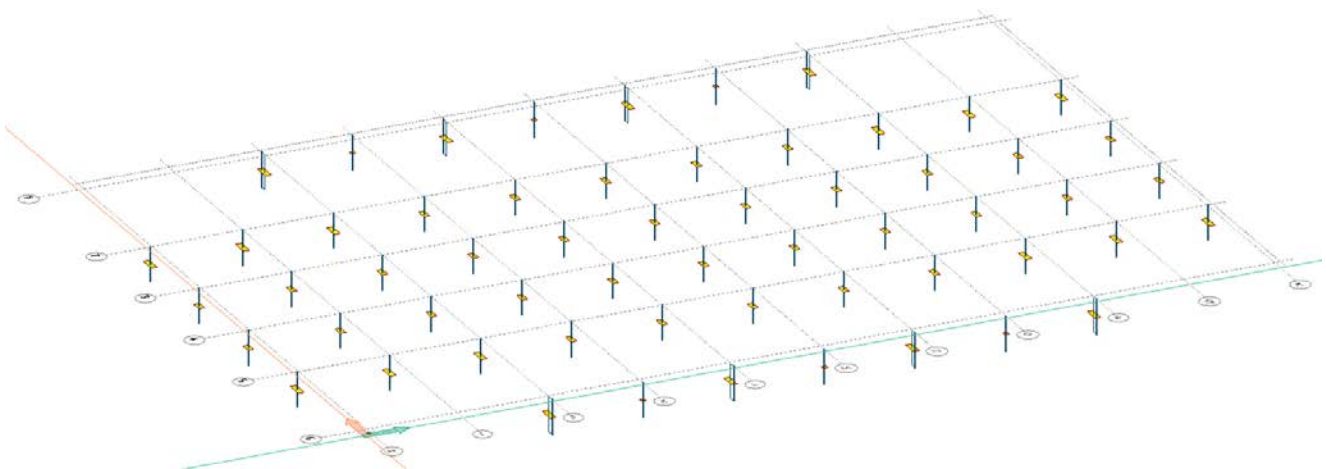
Når aksesystemet er definert, er det en stor fordel å definere lengden og bredden på konstruksjonen, antall etasjer, etasjehøyder og fundamentnivå. Dette defineres under kommandoen «storey». Fordelen med å definere etasjene og byggets omriss, er at man kan bevege seg i de forskjellige etasjene etter hvert som man modellerer, i tillegg til at man passer på at søyler og vegger får korrekt høyde (etasjehøyde). Dette er helt nødvendig på større konstruksjoner, der man fort mister oversikten over hvor i konstruksjonen man befinner seg.

En annen stor fordel er at når programmet vet hvordan etasjene ser ut, kan det generere automatiske vindkrefter, seismiske krefter og skjevstillingskrefter.

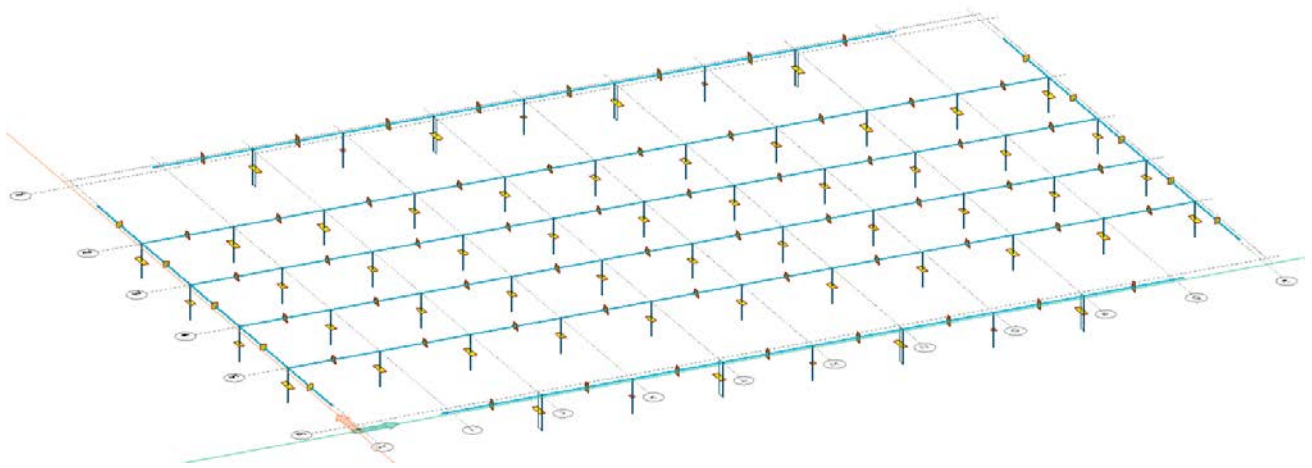


Definering av etasjer og mål

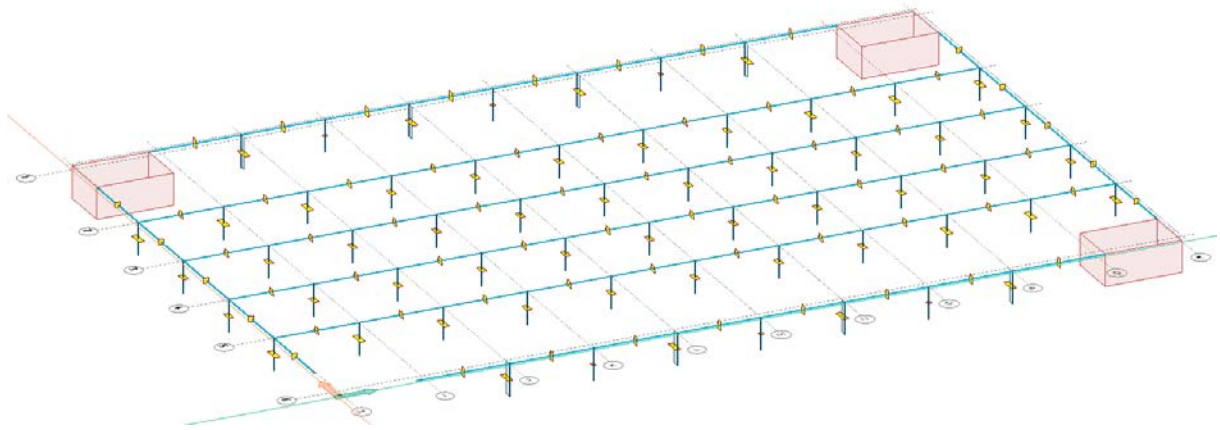
Alle konstruksjonskomponenter i FEM Design består av endimensjonale staver og todimensjonale plater, med tilhørende egenskaper og dimensjoner. Når aksesystemet og etasjene er definert, er man klar til å importere referansefilen fra Autocad inn i FEM Design, for så å starte modelleringen. Jeg starter med å legge ut søylene, så bjelker mellom søylene, og til slutt dekkene og sjaktene. Dette gjøres etasjevis fra bunn til topp. Programmet har de fleste standardprofiler i katalogen, og savner man tverrsnitt kan man enkelt definere disse selv.



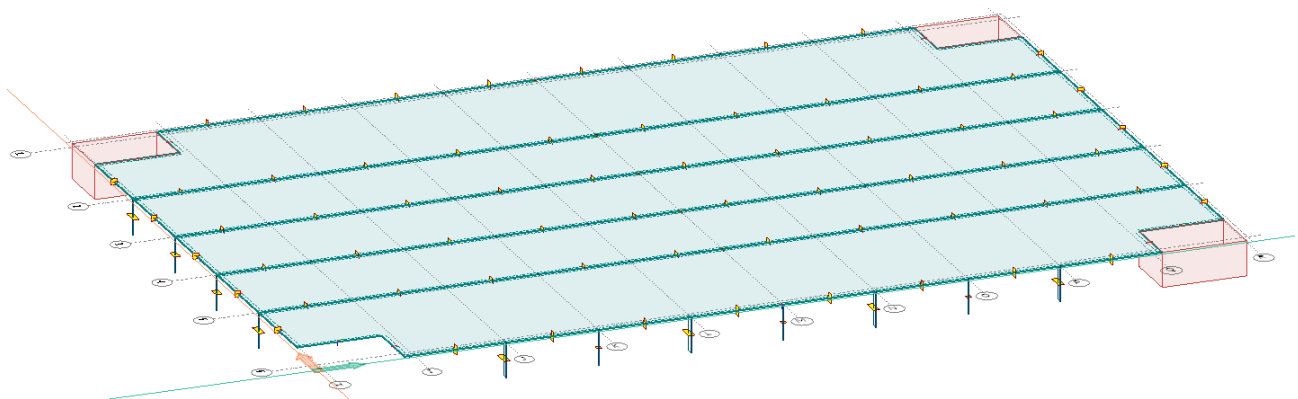
Søyer i nederste etasje



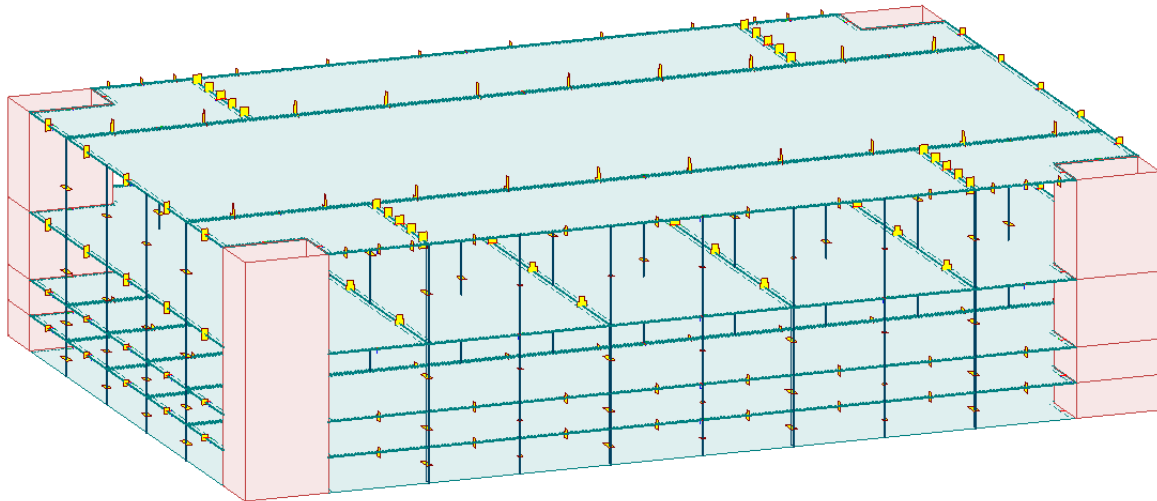
Bjelker i nederste etasje



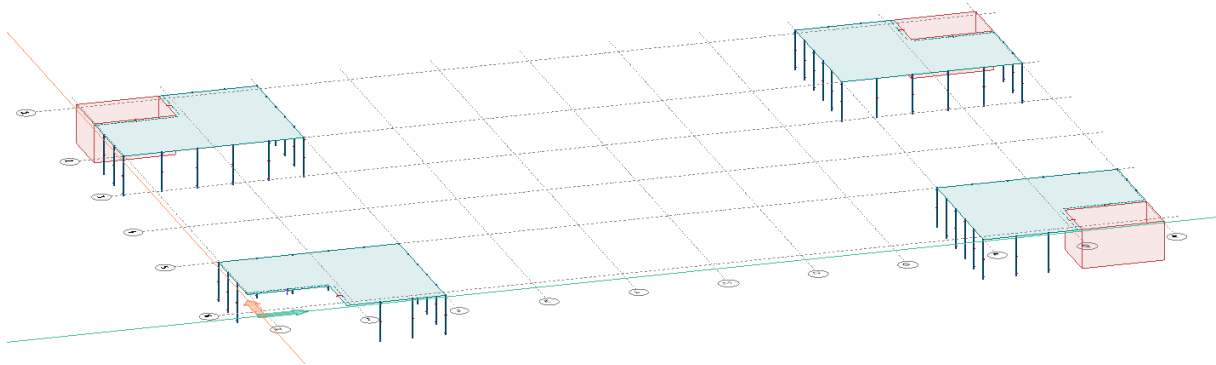
Sjakter i nederste etasje



Hulldekker i nederste etasje

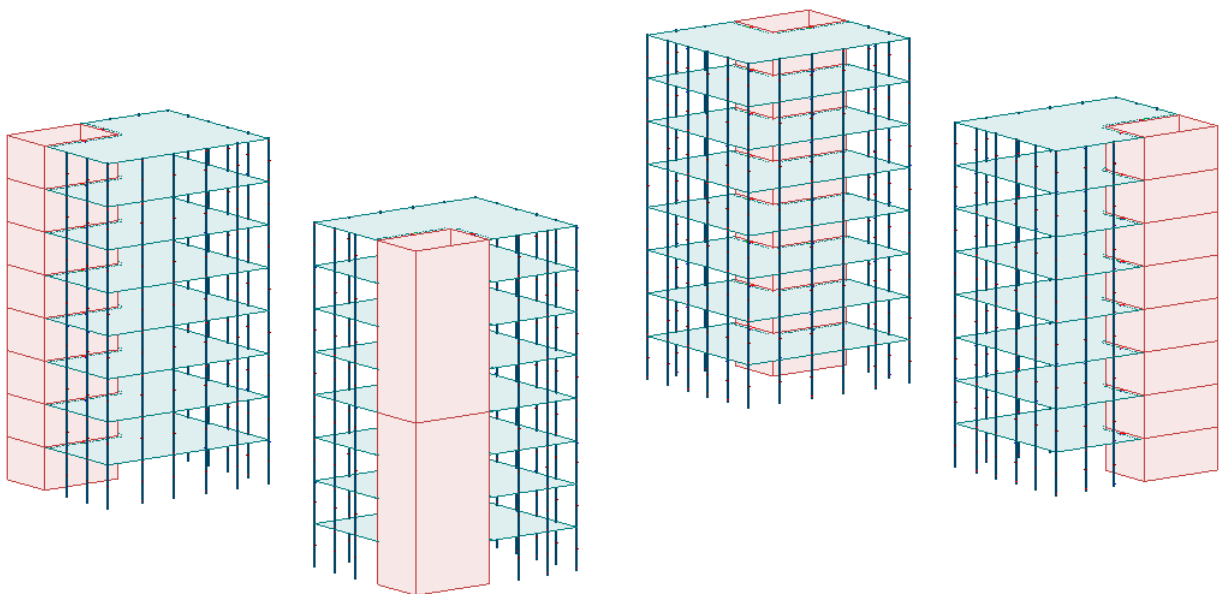


Fire nederste etasjene



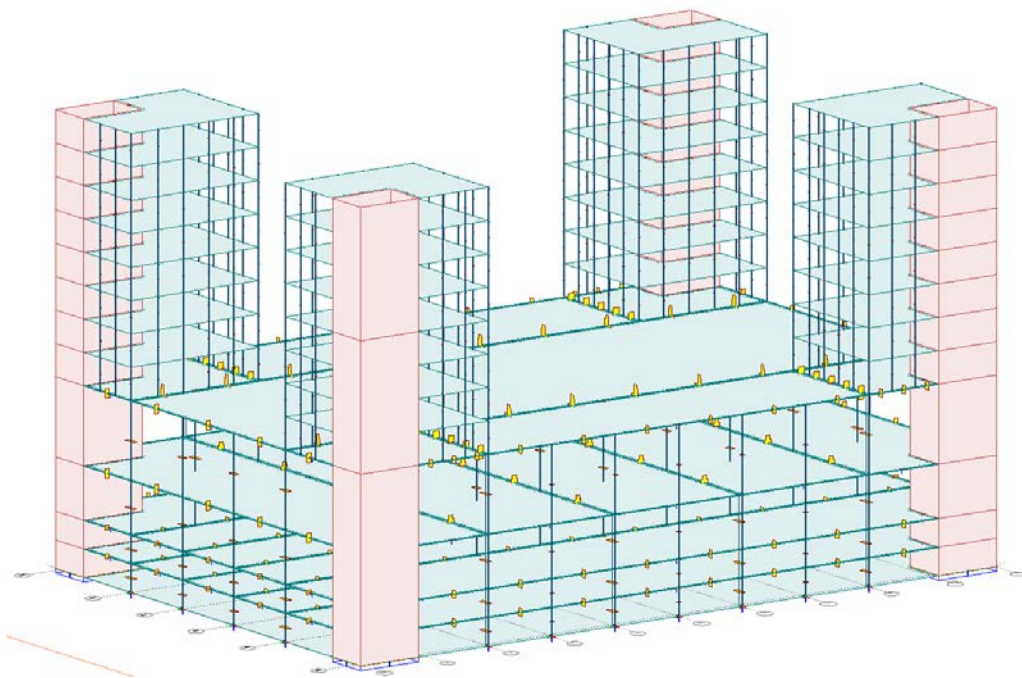
Nederste boligblokk

Boligblokkene er helt identiske, så nå er det bare å kopiere de oppover.



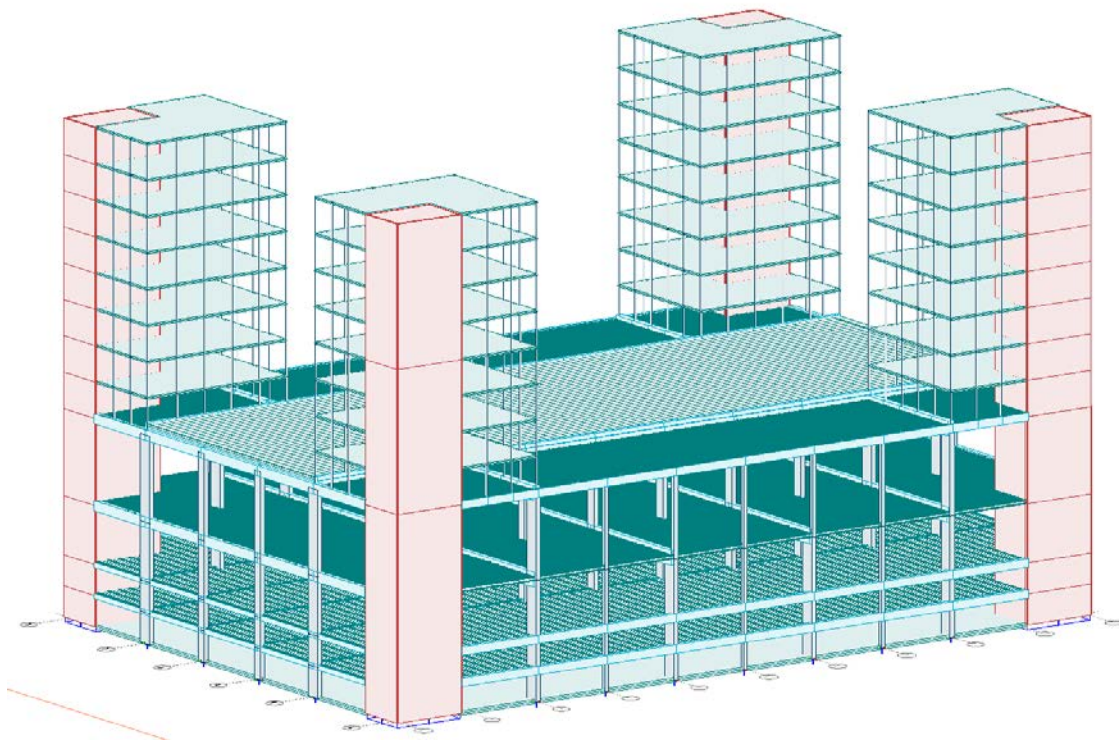
Boligblokkene

Nå er hele konstruksjonen ferdig modellert, og det gjenstår å definere hvordan den skal være opplagret. Velger leddet punkttopplager under alle søyler, samt leddet linjeopplager under sjaktveggene.



Hele konstruksjonen 2D

Som nevnt representeres objekter i programmet som «papir og tråd», og det er i denne visningen man jobber. Man har imidlertid også muligheten til å vise komponentene med reell tykkelse, for å visualisere hvordan ting ser ut i 3 dimensjoner.



Hele konstruksjonen i 3D

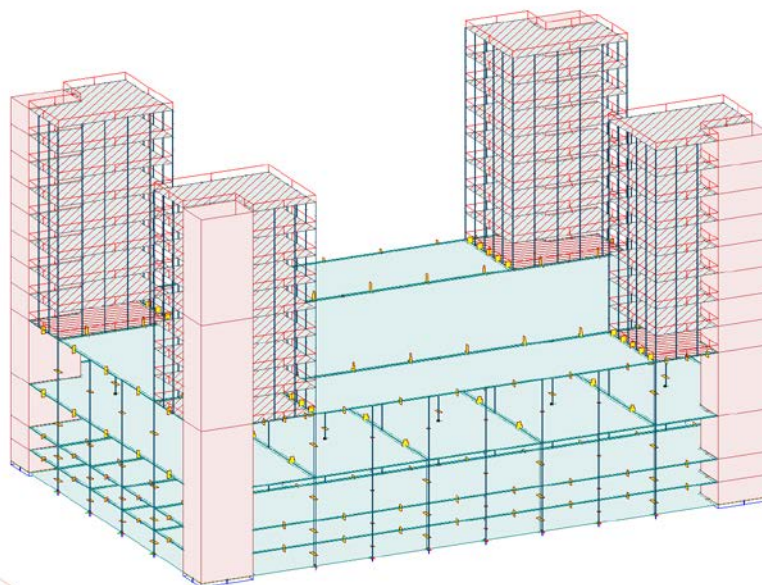
9.4.2 Laster

Som tidligere nevnt, kan programmet generere automatisk vindlast og seismisk last. Programmet regner også ut egenvekten til konstruksjonen, og kan bruke denne egenvekten til og automatisk generere skjevstillingslast. Alle horisontale laster, samt egenvekt, kan altså beregnes av programmet. Alle andre lasttilfeller må defineres av brukeren. Konstruksjonen har flere brukskategorier; de 2 nederste etasjene er parkeringskjellere, neste etasje er butikk, og etasjen over er lager, før boligblokkene tar over. Alle disse kategoriene har forskjellige nyttelaster i henhold til laststandarden. Som man ser av tabellen beregner programmet automatisk vekten av konstruksjonen, samt svinnkreftene som oppstår i betongen. Svinnkreftene må legges inn som eget lasttilfelle, og verdien for svinn må fylles inn av brukeren under materialeegenskapene.

No	Name	Type	Duration class (EN 1995 1-1)
1	Egenvekt	+Struc. dead load	Permanent
2	Påstøp	Ordinary	Permanent
3	Nyttelast bolig	Ordinary	Permanent
4	Nyttelast butikk	Ordinary	Permanent
5	Nyttelast uteområde	Ordinary	Permanent
6	Nyttelast parkeringskjel	Ordinary	Permanent
7	Nyttelast lager	Ordinary	Permanent
8	Svinn	+Shrinkage	Permanent
9	Jordtrykk egenlast	Ordinary	Permanent
10	Jordtrykk terrenglast	Ordinary	Permanent
11	Vind + skjevst. X	Ordinary	Permanent
12	Vind + skjevst. Y	Ordinary	Permanent

Lasttilfeller

De forskjellige lasttilfellene legges nå på sine respektive flater, enten i form av punktlast, linjelast eller flatelast.



Påført nyttelast boliger

9.4.2.1 Vindlast

Vindlasten beregnes etter Eurokode 1, og regnes enten for hånd eller av programmet. Under vises begge metodene:

Vindlastberegning etter Eurokode 1

Vindtrykk på utvendig flate: $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$

$q_p(z_e)$ topphastighetstrykk

z_e Referansehøyden for det utvendige trykket

c_{pe} Formfaktor for det utvendige trykket

$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$ Eksponeringsfaktor

$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{ref}^2$ Basisvindhastigheten

Ved å kombinere ligningene over, kommer vi frem til følgende ligning:

$$w_e = c_{pe} \cdot c_e(z) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot v_{ref}^2$$

Densiteten til luft settes ifølge standarden til 1.25 kg/m³, noe som gir:

$$w_e = c_{pe} \cdot c_e(z) \cdot 0.625 \cdot v_{ref}^2$$

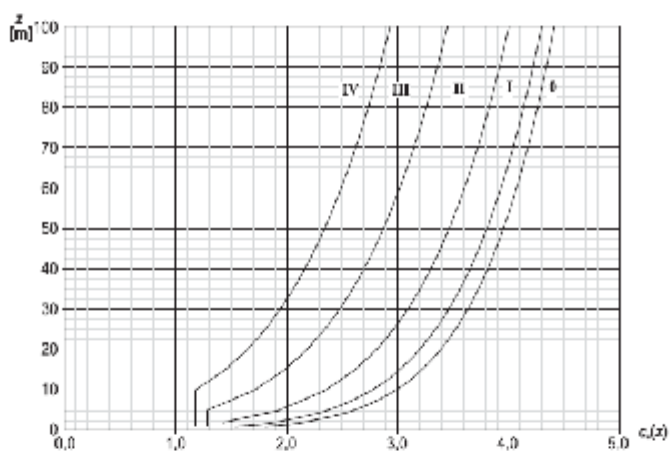
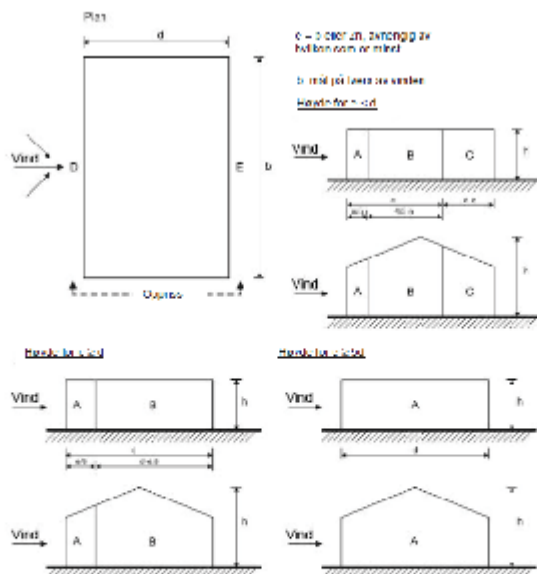
Formfaktoren avhenger av byggets geometri, og beregnes ved hjelp av tabell.

Basisvindhastigheten leses av fra tabell.

Eksponeringsfaktoren leses av fra graf, og avhenger av byggets høyde og terrengkategori.

Bruker høyden til boligblokkene til å finne eksponeringsfaktoren, og bruker samme verdi langs hele høyden, og i begge retninger, konservativt.

Sone	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,1	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,5
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0		-0,3



Vindlast X- og Y-retning:

$$w_e := 0.8 \cdot 3.3 \cdot 0.625 \cdot 26^2$$

$$w_e = 1.12 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Trykk}$$

$$w_e := 0.7 \cdot 3.3 \cdot 0.625 \cdot 26^2$$

$$w_e = 0.976 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Sug}$$

Denne lasten må legges på manuelt som linjelast i programmet. Det er enklere å la programmet beregne vindlasten selv, basert på inndata av brukeren. Programmet lager da eget lasttilfelle for vind i X- og Y-retning, og legger denne på dekkene i hver etasje.

Wind load

Wind speed [m/s] 26.0

Building height [m] 42.1

Terrain type:

0. Sea or coastal area exposed to the open sea

I. Lakes or flat and horizontal area with negligible vegetation and without obstacles

II. Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights

III. Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)

IV. Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m

Altitude [m] (min. 900 m for region Area 1) 901

Region

Area 1: South-Norway excluding Nord-Trøndelag

Area 2: Nord-Trøndelag, Nordland, Troms

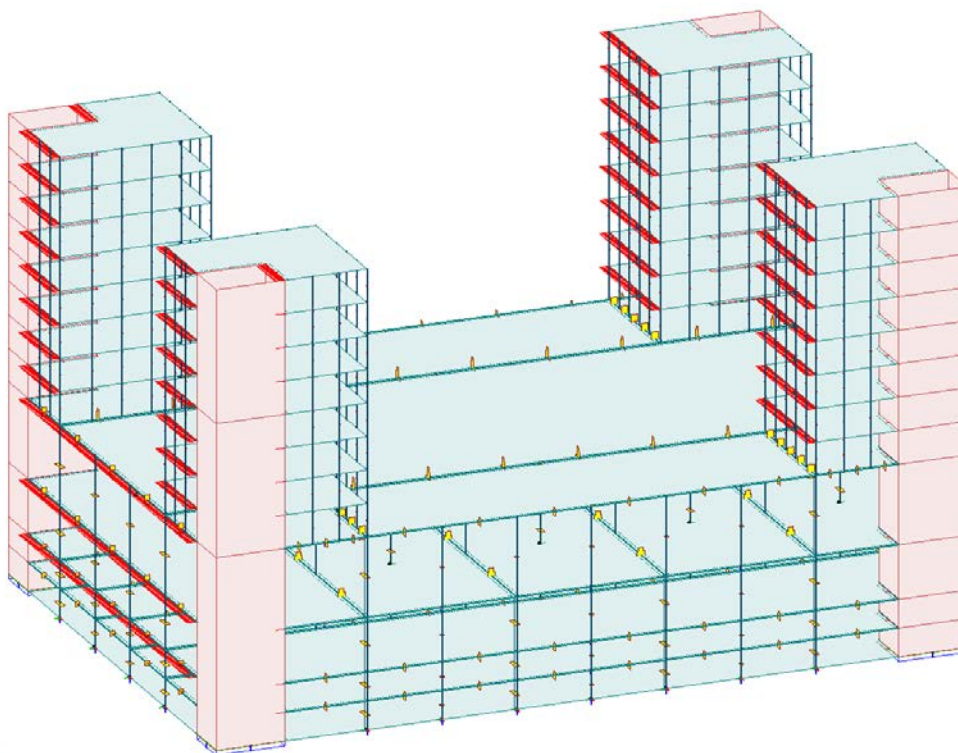
Area 3: Finnmark, Svalbard

Storey	Level [m]	X+ [kN/m]	Y+ [kN/m]	X- [kN/m]	Y- [kN/m]
Storey 3	11.7	12.0	11.0	12.0	11.0
Storey 4	20.1	10.1	9.32	10.1	9.32
Storey 5	23.6	5.95	5.49	5.95	5.49
Storey 6	27.1	5.95	5.49	5.95	5.49
Storey 7	30.6	5.95	5.49	5.95	5.49
Storey 8	34.1	5.95	5.49	5.95	5.49
Storey 9	37.6	5.95	5.49	5.95	5.49
Storey 10	41.1	5.95	5.49	5.95	5.49
Storey 11	44.6	5.95	5.49	5.95	5.49
Storey 12	48.1	2.98	2.74	2.98	2.74

OK Cancel

Automatisk vindberegning

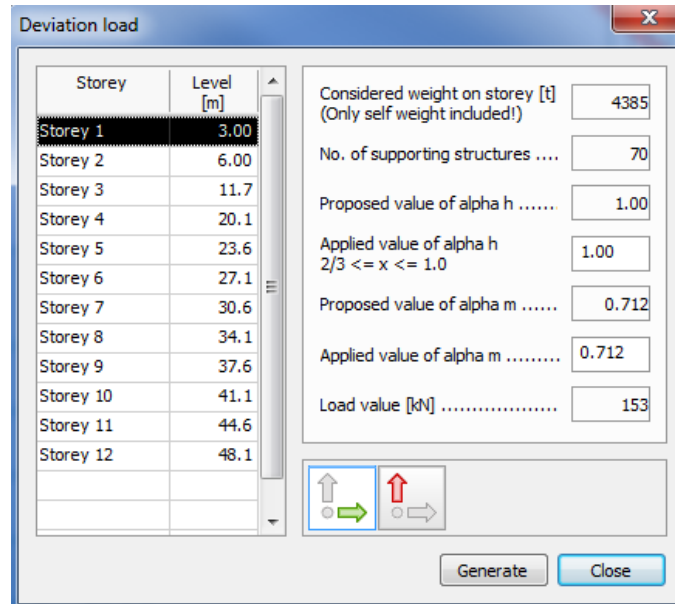
Vi ser at programmet ikke beregner vind på de to nederste etasjene, og dette er som forventet, da vi oppga under «storeys» at nullnivået/terrengnivået ligger på 6 meter.



Påført vindlast i dekkene

9.4.2.2 Skjevstillingslast

Programmet genererer automatisk skjevstillingslast basert på egenvektene til konstruksjonen, og legger denne på som punktlast i sentrum på hvert dekke.



Skjevstillingslast beregnet av programmet

9.4.2.3 Seismisk last

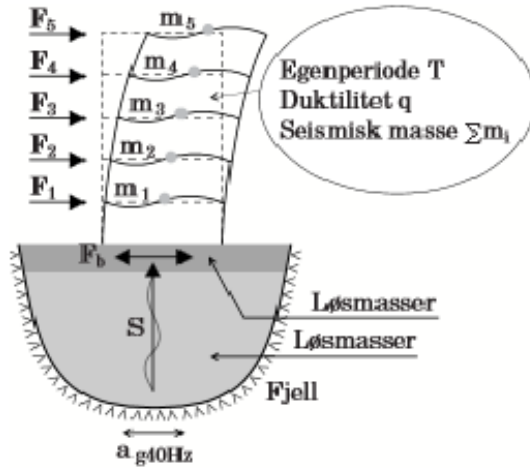
En fordel med å modellere konstruksjonen i FEM Design, er at bygget kan dimensjoneres for seismisk påkjenning. Man skiller her mellom såkalt forenklet beregning, som kalles tverrkraftmetoden, eller den mer avanserte metoden, modal-analyse. Førstnevnte kan regnes for hånd, men kan kun brukes på bygg som tilfredsstillende diverse krav i Eurokode 8, blant annet regularitet både i plan og oppriss. Den mer avanserte modal-analysen er mer krevende å gjøre for hånd, men kan til gjengjeld brukes på alle konstruksjoner, og det er denne metoden programmet benytter seg av for å beregne jordskjelv. Her er det imidlertid viktig at brukeren ved hva han driver med, samt hvilke inndata som blir angitt. Dette bygget antas å stå på grunntype A, og tilfredsstillende etter Eurokode 8 utelatelseskriteriet, noe som betyr at vi i praksis kan se vekk i fra seismisk påvirkning. Under vises likevel hvordan den forenklete metoden blir regnet for hånd, samt den mer avanserte modal-analysen i FEM Design.

Tverrkraftmetoden (forenklet), for hånd

Seismisk analyse etter Eurokode 8

Grå ruter er inndata

Grønne ruter er utdata



Figur fra Betongelementboken

1. Inndata:

Antall etasjer:

$n_{etg} := 10$

Over terrengnivå

Dimensjoner.:

$L_1 := 39.35\text{m}$

$B_1 := 27.0\text{m}$

Dekke kjeller

$L_2 := 16.34\text{m}$

$B_2 := 13.85\text{m}$

Dekke boligblokk

Etasjehøyde:

$D :=$

5.7
8.4
3.5
3.5
3.5
3.5
3.5
3.5
3.5
3.5

 m

Butikk

Lager

Boligblokker

Total høyde

$$H := \sum D$$

$H = 42.1\text{m}$

Høyde fra terrengnivå til taket

2. Forutsetninger for beregning av seismisk akselerasjon:

Grunntype: **A**

Grunntype A: Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.10	0.25	1.5
B	1.25	0.10	0.30	1.5
C	1.4	0.15	0.35	1.5
D	1.6	0.15	0.45	1.5
E	1.7	0.10	0.35	1.5

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon:

$$a_{g40HZ} := 0.6 \frac{m}{s^2}$$

Seismisk klasse: **2** $\gamma_1 := 1.0$

Dimensjonerende grunnakselerasjon: $a_g := 0.8 \cdot (a_{g40HZ}) \cdot \gamma_1$

$$a_g = 0.48 \frac{m}{s^2}$$

Konstruksjonsfaktor:

$$q := 1.5$$

Forsterkningsfaktor for grunnforholdene:

$$S := 1$$

Eurokode 8 sier at videre påvisning av seismiske laster ikke er nødvendig dersom:

$$a_g \cdot S < 0.49 \frac{m}{s^2}$$

$$a_g \cdot S = 0.48 \frac{m}{s^2}$$

Kan se vekk ifra jordskjelv!

$T_B := 0.15s$ T_B er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

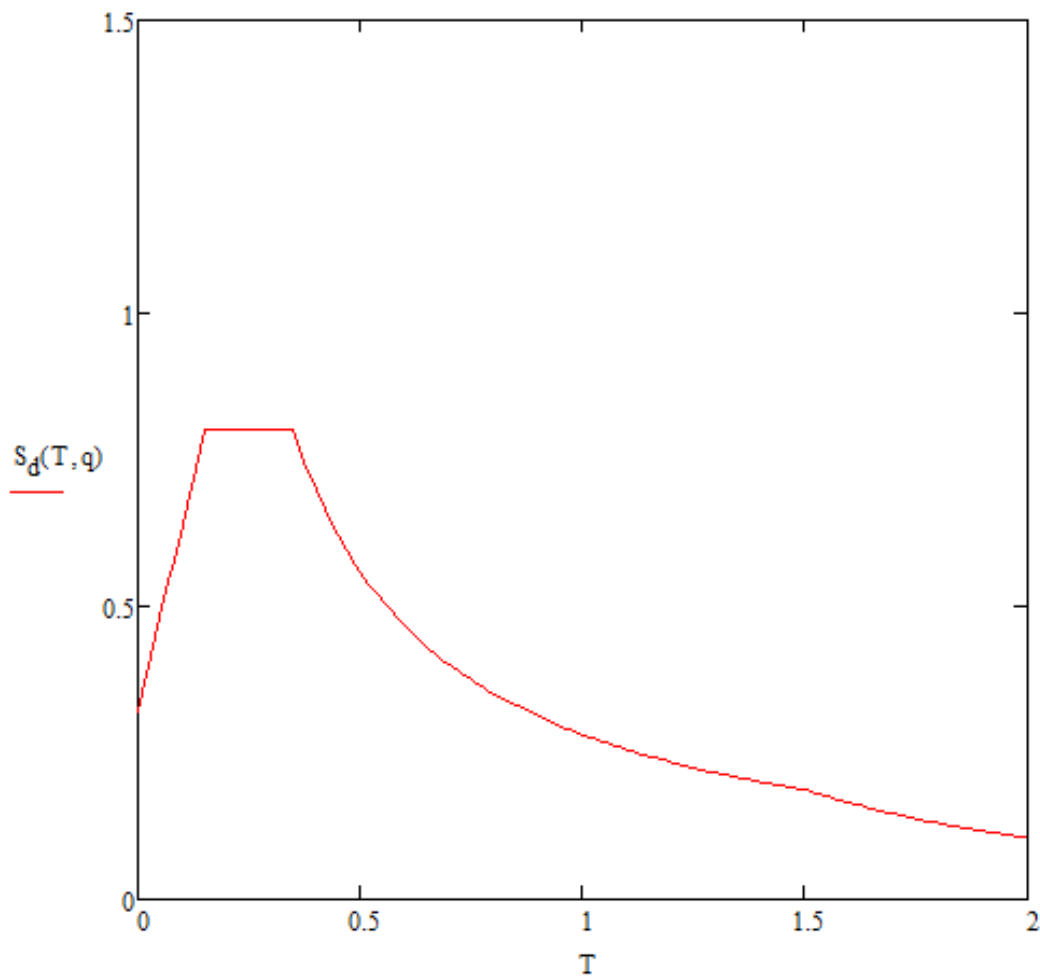
$T_C := 0.35s$ T_C er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

$T_D := 1.5s$ T_D er verdien som definerer begynnelsen på spektrets område for konstant forskyvning

Dimensjonerende spekter:

$$S_d(T, q) := \begin{cases} \left[a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \right) \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{if } 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} & \text{if } T_B \leq T \leq T_C \\ \left[a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \right] & \text{if } T_C \leq T \leq T_D \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{(T_C \cdot T_D)}{T^2} & \text{if } T_D \leq T \end{cases}$$

Horisontalt elastisk responspekter



3. Laster

Areal av dekker:

$$A_{d_1} := L_1 \cdot B_1$$

$$A_{d_1} = 1062.5 \text{ m}^2$$

Kjeller

$$A_{d_2} := L_2 \cdot B_2$$

$$A_{d_2} = 226.309 \text{ m}^2$$

Boligblokk

Egenlast (pr.etasje):

$$G_{d_1} := (4.1 + 1.25 + 1.32) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{d_1} \quad \text{Etg. 1}$$

$$G_{d_2} := (4.7 + 1.25 + 1.95) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{d_1} \quad \text{Etg. 2}$$

$$G_{d_3} := [(4.7 + 10) \cdot 23.51 \cdot 12.95 + (10 + 10) \cdot 39.35 \cdot 13.55] \text{ kN} \quad \text{Etg. 3 UTE!}$$

$$G_{d_4} := (4.7 + 1.5 + 2.38 + 0.74) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{d_2} \quad \text{Etg. 3 INNE!}$$

$$G_{d_5} := (6.25 + 1.5 + 2.38 + 0.74) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{d_2} \quad \text{Etg. 4}$$

$$G_{d_6} := G_{d_5} \quad \text{Etg. 5}$$

$$G_{d_7} := G_{d_5} \quad \text{Etg. 6}$$

$$G_{d_8} := G_{d_5} \quad \text{Etg. 7}$$

$$G_{d_9} := G_{d_5} \quad \text{Etg. 8}$$

$$G_{d_{10}} := G_{d_5} \quad \text{Etg. 9}$$

$$G_{d_{11}} := G_{d_5} \quad \text{Etg. 10}$$

$$G_{\text{tot}} := \sum G_d$$

$$G_{\text{tot}} = 49948.3 \text{ kN}$$

Tallene ovenfor representerer den totale egenvekten i de ulike etasjene. Egenlasten består av egenvekten til dekker+påført egenlast+vegger+sjakt

	1
1	7087
2	8393
3	15139
4	2109
5	2460
6	2460
7	2460
8	2460
9	2460
10	2460
11	2460

Har 10 etasjer. At det står 11 i tabellen kommer av at nr. 3 og nr. 4 er på samme plan (3. etg). Nr. 3 er ute, nr. 4 er inne (forskjellige laster).

Nyttelast:

$$q_{n1} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{d1}$$

Etg. 1

$$q_{n2} := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{d1}$$

Etg. 2

$$q_{n3} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 23.51\text{m} \cdot 12.95\text{m} + 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 39.35\text{m} \cdot 13.55\text{m}$$

Etg. 3 UTE!

$$q_{n4} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{d2}$$

Etg. 3 INNE!

$$q_{n5} := q_{n4}$$

Etg. 4

$$q_{n6} := q_{n4}$$

Etg. 5

$$q_{n7} := q_{n4}$$

Etg. 6

$$q_{n8} := q_{n4}$$

Etg. 7

$$q_{n9} := q_{n4}$$

Etg. 8

$$q_{n10} := q_{n4}$$

Etg. 9

$$q_{n11} := q_{n4}$$

Etg. 10

$$q_{\text{tot}} := \sum q_n$$

$$q_{\text{tot}} = 23745.9 \text{ kN}$$

	1	
1	5312	
2	10625	
3	4188	
4	453	
5	453	·kN
6	453	
7	453	
8	453	
9	453	
10	453	
11	453	

Lastfaktor ulykkestilstand (seismisk):

$$\psi_2 := 0.8$$

Nyttelast:

$$Q_n := q_{\text{tot}} \cdot \psi_2$$

$$Q_n = 18997 \cdot \text{kN}$$

Total seismisk masse:

$$M_{\text{seis}} := G_{\text{tot}} + q_{\text{tot}}$$

$$M_{\text{seis}} = 73694208.3 \text{ N}$$

$$M_{\text{seis}} := \frac{M_{\text{seis}}}{g}$$

Total masse:

$$M_{\text{seis}} = 7514718 \text{ kg}$$

4. Forenklet analyse med tverrkraftmetoden

Byggets første egensvingperiode:

$$C_t := \begin{cases} 0.085 & \text{Stålramme (momentstivt stålfagverk)} \\ 0.075 & \text{Betongramme (innspenne søyler, betongfagverk)} \\ 0.05 & \text{Andre (betong veggskiver)} \end{cases}$$

$$C_t := 0.05$$

$$T_1 := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \text{ s}$$

$$T_1 = 0.826 \text{ s}$$

Ifølge Eurokode 8 må følgende krav være tilfredsstilt for å kunne bruke forenklet metode:

$$T_1 < \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2.0s \end{cases} \quad 4 \cdot T_C = 1.4s$$

Krav tilfredsstilt, kan bruke forenklet metode!

Byggets dimensjonerende seismiske akselerasjon:

$$S_d(T_1, q) = 0.339 \frac{m}{s^2}$$

$$\lambda := \begin{cases} 0.85 & \text{if } T_1 \leq 2 \cdot T_C \\ 1.0 & \text{if } n_{\text{etg}} < 2 \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\lambda = 0.85$$

Skjærkraft ved fundamentnivå:

$$F_b := S_d(T_1, q) \cdot M_{\text{seis}} \cdot \lambda \quad F_b = 2164 \text{ kN}$$

Fordeling av krefter i konstruksjonen:

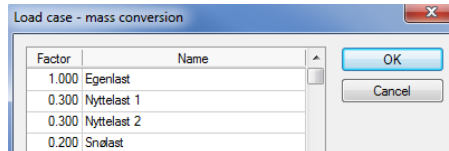
$z := \begin{pmatrix} 5.7 \\ 8.4 \\ 3.5 \\ 3.5 \\ 3.5 \\ 3.5 \\ 3.5 \\ 3.5 \\ 3.5 \\ 3.5 \\ 3.5 \end{pmatrix}$	$F_i := F_b \cdot \frac{z_i \cdot M_{\text{seis}_i}}{\sum_{j=1}^{n_{\text{etg}}} (z_j \cdot M_{\text{seis}_j})}$	$F = \begin{pmatrix} 415 \\ 939 \\ 398 \\ 53 \\ 60 \\ 60 \\ 60 \\ 60 \\ 60 \\ 60 \\ 60 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$	Dekke over 1. etg Dekke over 10. etg (tak)
--	--	---	---

Seismiske momenter:

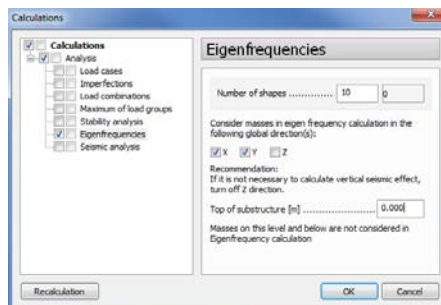
$M_s = \begin{pmatrix} 23372 \\ 8681 \\ 5847 \\ 4404 \\ 3146 \\ 2097 \\ 1258 \\ 629 \\ 210 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{kNm}$	Dekke over 1. etg Dekke over 10. etg (tak)
---	---

Modalanalyse (avansert), FEM Design

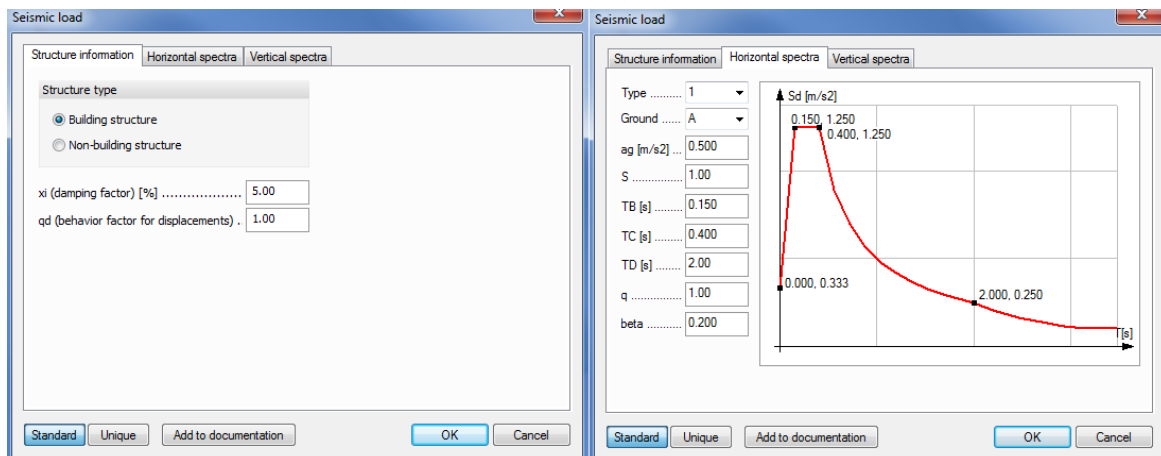
- Stories/etasjer *må* være definert av brukeren.
- Det anbefales å sette antall element til bjelker/søyler til 4-5 (division number).
- Fortell programmet hvilke masser som skal medtas i beregningen, enten ved å definere punktmasser manuelt, eller ved å definere prosentvis ut ifra standarden (avhenger av bygningsskategorii):



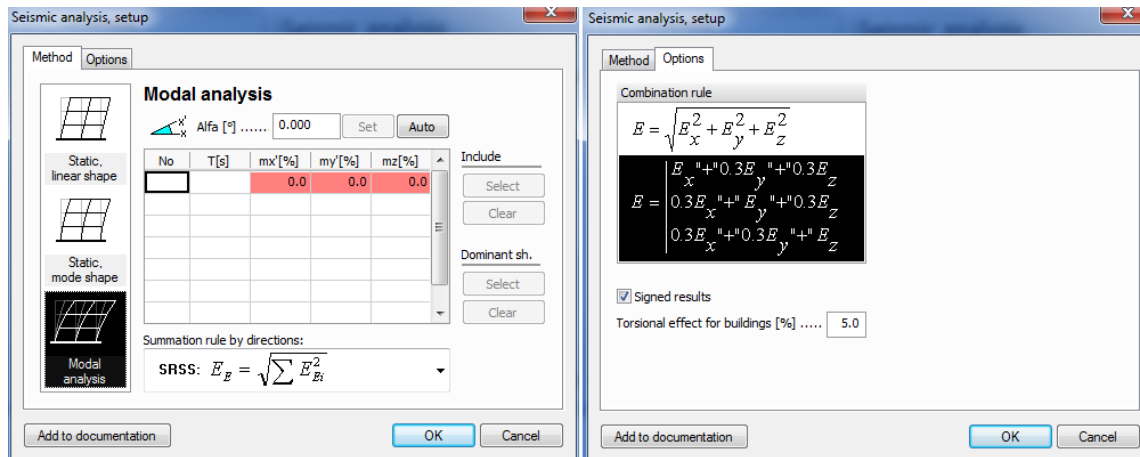
- Kjør egenfrekvensanalyse, velg X- og Y-retning (trenger ikke ta hensyn til vertikale rystelser i Norge). Start med å velge 10 svingeformer, og husk å angi fundamentnivå.



- Fyll inn de seismiske parameterne:



- Velg «modal analysis», og velg summation rule by directions som «SRSS». Eurokode anbefaler å velge «SRSS», men dette krever at to svingeformer er uavhengige av hverandre, dvs. følgende krav skal overholdes: $T_j \leq 0,9T_i$ ($T_j \leq T_i$). Dersom periodene ligger tettere, kreves «fullstendig kvadratisk summasjon» (CQC). Velg så kombinasjonsregel nummer 2, og huk av for signed results (dominerende mode), og velg den moden med høyest medsvingende masse for hver retning. Husk å fylle ut verdi for q under både «structure information» og «horizontal spectra», den skal ha samme verdi.



- Ifølge Eurokode 8 bør følgende 2 krav overholdes i en modalanalyse (dersom det er vanskelig å nå 90 % masse anbefales det å kjøre flere svingemoder).

Summen av de effektive modale massene for svingeformene som det er tatt hensyn til bør beløpe seg til minst 90 % av konstruksjonens totale masse.

Det tas hensyn til alle svingeformer med effektive modale masser større enn 5 % av den totale massen.

- Dersom kravene over ikke er mulig å overholde, foreslår Eurokode 8 følgende sjekk:

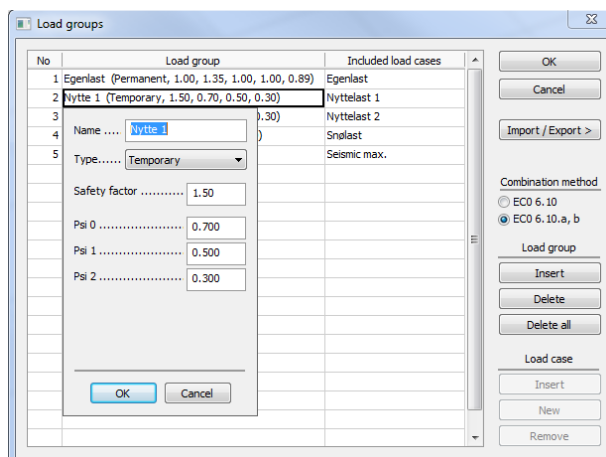
$$k \geq 3 \times \sqrt{n} \text{ og } T_k \leq 0,2 \text{ s.}$$

K er antallet former som det er tatt hensyn til.

n er antallet etasjer over fundamentet eller toppen på en stiv kjeller.

T_k er egenperioden av svingeform k.

- De seismiske kreftene, og tilhørende resultater, blir nå beregnet.
- De beregnede seismiske kreftene må nå kombineres med andre krefter i lastkombinasjoner. Lastkombinasjonene genereres automatisk av programmet etter Eurokode ved hjelp av lastgrupper. Ved generering av lastgrupper må brukeren angi kombinasjonsfaktor psi 2, avhengig av bygningskategori. For kontorbygg og boliger er denne 0,3, forsamlingslokaler og butikker 0,6 og lager 0,8. I Norge velges lign. 6.10 a & 6.10 b.



Programmet genererer nå alle nødvendige lastkombinasjonene som er nødvendige for dimensjonering.

No	Name	Type	Factor	Included load cases
1	1U	U	1.35	Egenlast
			1.05	Nyttelast 1
			1.05	Nyttelast 2
			1.05	Snølast
2	2U	U	1.20	Egenlast
			1.50	Nyttelast 1
			1.05	Nyttelast 2
			1.05	Snølast
3	3U	U	1.20	Egenlast
			1.05	Nyttelast 1
			1.50	Nyttelast 2
			1.05	Snølast
4	4U	U	1.20	Egenlast
			1.05	Nyttelast 1
			1.05	Nyttelast 2
			1.50	Snølast
5	1Us	Us	1.00	Egenlast
			0.30	Nyttelast 1
			0.30	Nyttelast 2
			0.20	Snølast
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
6	2Us	Us	1.00	Egenlast
			0.30	Nyttelast 1
			0.30	Nyttelast 2
			0.20	Snølast
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
7	3Us	Us	1.00	Egenlast
			0.30	Nyttelast 1
			0.30	Nyttelast 2
			0.20	Snølast
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My

Eksempler på lastkombinasjoner

NB! For å få «korrekte» resultater fra en seismisk analyse, anbefales det å justere fjærkonstantene til oppleggene. Oppleggene sine fjærkonstanter står default som «uendelig stiv», altså de tillater overhodet ingen deformasjon. Dette kan gi urealistisk store krefter, da det nesten alltid vil oppstå noe deformasjon. Merk at endring i fjærstivhetene ikke påvirker den statiske analysen/lastnedregningen, men kun den dynamiske analysen.

Ved å gjøre oppleggene mykere vil vi få en høyere svingetid/periode, noe som gir lavere akselerasjon og mindre kraft.

Den nødvendige fjærkonstanten for å gi en ønsket deformasjon, for eks. 5 mm, kan regnes ut ved ligningen $F = kx$ (kraft er lik stivhet multiplisert med forskyvning).

9.4.2.2 Lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner i FEM Design kan lages på to forskjellige måter; enten legges de inn manuelt av brukeren, eller man kan benytte funksjonen «load groups». Ved å benytte denne funksjonen genererer programmet automatisk nødvendige kombinasjoner etter Eurokode.

Name Egenvekt

Type..... Permanent

For standard combinations:

Favourable 1.00

Unfavourable 1.35

Xi 0.89

For accidental combinations:

Favourable 1.00

Unfavourable 1.00

OK Cancel

No	Load group	Included load cases
1	Egenvekt (Permanent, 1.00, 1.35, 1.00, 1.00, 0.89)	Egenvekt
2	Påstap (Permanent, 1.00, 1.35, 1.00, 1.00, 0.89)	Påstap
3	Nyttelast bolig (Temporary, 1.50, 0.70, 0.50, 0.30)	Nyttelast bolig
4	Nyttelast butikk (Temporary, 1.50, 0.70, 0.50, 0.60)	Nyttelast butikk
5	Nyttelast uteområde (Temporary, 1.50, 0.70, 0.50, 0.30)	Nyttelast uteområde
6	Nyttelast parkering (Temporary, 1.50, 0.70, 0.50, 0.80)	Nyttelast parkeringskjeller
7	Nyttelast lager (Temporary, 1.50, 0.70, 0.50, 0.80)	Nyttelast lager
8	Svinn (Permanent, 1.00, 1.35, 1.00, 1.00, 0.89)	Svinn
9	Jordtrykk egen (Permanent, 1.00, 1.35, 1.00, 1.00, 0.89)	Jordtrykk egenlast
10	Jordtrykk terreng (Permanent, 1.00, 1.35, 1.00, 1.00, 0.89)	Jordtrykk terrenglast
11	Vind + skjevst (Temporary, 1.50, 0.70, 0.50, 0.00)	Vind + skjevst. Y Vind + skjevst. X
12	Seismisk (Seismic, 1.00, Results)	Seismic max.

OK
Cancel
Import / Export >
Combination method
 ECO 6, 10
 ECO 6, 10, a, b
Load group
Insert
Delete
Delete all
Load case
Insert
New
Remove

Her legges det inn hvilke lasttilfeller som skal medtas i kombinasjonene, samt diverse faktorer fra standarden. Lasttilfeller som legges inn i samme lastgruppe vil aldri virke samtidig, noe som forklarer hvorfor vind og skjevstilling for de to retningene ligger i samme lastgruppe.

Jeg støtte imidlertid på flere utfordringer ved bruk av automatiske lastkombinasjoner i denne oppgaven. Siden konstruksjonen inneholder flere forskjellige bygningskategorier, med forskjellige nyttelaster, måtte det defineres ganske mange lastgrupper. Grunnen til at hver nyttelast måtte tildeles eget lasttilfelle, er at når det skal beregnes seismiske krefter på konstruksjonen, varierer andelen nyttelast som skal medtas i beregningen. Dette førte til at det ble generert langt over 100 forskjellige kombinasjoner, noe som påvirket analysetiden meget uheldig, samt at resultatfilen ble over 1.5 gigabyte stor. Dette gjorde at modellen ble vanskelig og treg å jobbe med, og programmet krasjet flere ganger.

Jeg klarte heller ikke å legge seismisk påkjenning i samme lastgruppe som vind, noe som førte at vind og jordskjelv ble kombinert. Dette løste jeg ved å sette en kombinasjonsfaktor til 0. Dette førte til at de ikke ble kombinert, men at mange unødvendige kombinasjoner likevel ble generert. Jeg valgte også å slå sammen vind og skjevstilling til ett lasttilfelle for hver retning, da jeg ikke fant noen god måte å unngå at disse virket samtidig.

Siden jeg fikk så mange kombinasjoner, og modellen ble treg og jobbe med, valgte jeg til slutt å slette alle seismiske kombinasjoner, siden dette kunne utelates, samt kombinasjoner for bruksgrensetilstand, og fokuserte kun på bruddgrensetilstand. Satt da igjen med 6 kombinasjoner, noe som gjorde at analysen gikk kjapt, og resultatfilen ble overkommelig å jobbe med.

No	Name	Type	Factor	Included load cases
1	1 U	U	1.35	Egenvekt
			1.35	Påstap
			1.35	Svinn
			1.35	Jordtrykk egenlast
			1.35	Jordtrykk terrenglast
			1.05	Nyttelast bolig
			1.05	Nyttelast butikk
			1.05	Nyttelast uteområde
			1.05	Nyttelast parkeringskjeller
			1.05	Nyttelast lager
2	2 U	U	1.05	Vind + skjevs. Y
			1.35	Egenvekt
			1.35	Påstap
			1.35	Svinn
			1.35	Jordtrykk egenlast
			1.35	Jordtrykk terrenglast
			1.05	Nyttelast bolig
			1.05	Nyttelast butikk
			1.05	Nyttelast uteområde
			1.05	Nyttelast parkeringskjeller
3	3 U	U	1.05	Nyttelast lager
			1.05	Vind + skjevst. X
			1.20	Egenvekt
			1.20	Påstap
			1.20	Svinn
			1.20	Jordtrykk egenlast
			1.20	Jordtrykk terrenglast
			1.50	Nyttelast bolig
			1.50	Nyttelast butikk
			1.50	Nyttelast uteområde
4	4 U	U	1.50	Nyttelast parkeringskjeller
			1.50	Nyttelast lager
			1.05	Vind + skjevs. Y
			1.20	Egenvekt
			1.20	Påstap
			1.20	Svinn
			1.20	Jordtrykk egenlast
			1.20	Jordtrykk terrenglast
			1.05	Nyttelast bolig
			1.05	Nyttelast butikk
5	5 U	U	1.05	Nyttelast uteområde
			1.05	Nyttelast parkeringskjeller
			1.05	Nyttelast lager
			1.50	Vind + skjevs. Y
			1.20	Egenvekt
			1.20	Påstap
			1.20	Svinn
			1.20	Jordtrykk egenlast
			1.20	Jordtrykk terrenglast
			1.20	Jordtrykk terrenglast

Lastkombinasjoner bruddgrensetilstand (ULS)

9.4.3 Kontroll av modellen

Ved bruk av elementmetodeprogram er det, som tidligere nevnt, helt nødvendig å gjennomføre flere kontroller underveis i modelleringen. En god idé er å generere elementnett samt kjøre en analyse (gjærne kun med egenvekt) for hver etasje, for å se at modellen fungerer. Ved å gjøre dette kan mange feil oppdages og korrigeres underveis. Dersom hele konstruksjonen blir modellert helt ferdig, uten disse kontrollene, kan det fort bli vanskelig å finne eventuelle feil, og korrigere disse til slutt. Kanskje har man brukt flerfoldige timer i programmet, for så å sitte igjen med en modell som ikke fungerer, og som må forkastes.

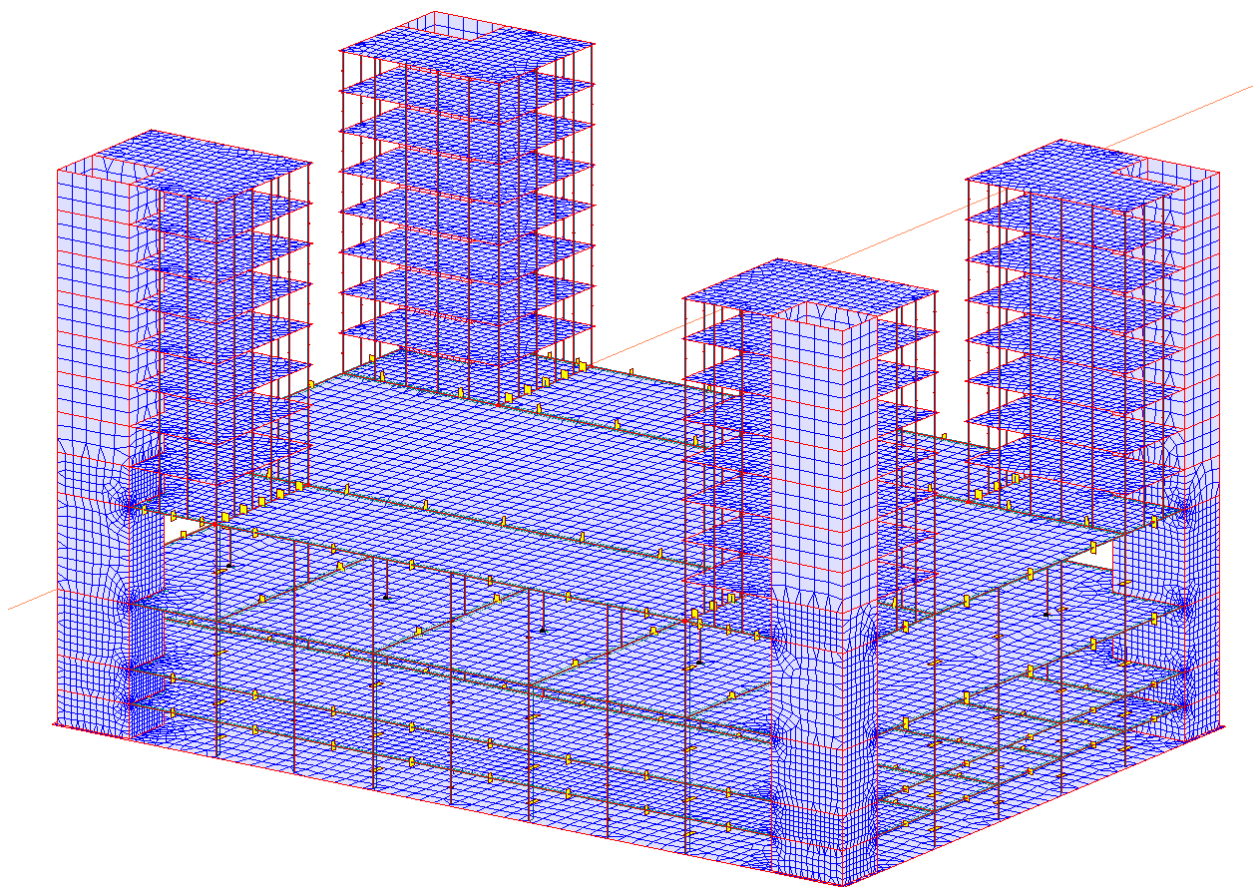
En FEM-modell er altså ikke verdt noen ting dersom den ikke fungerer og oppfører seg korrekt. Feil i modelleringen kan føre til at hele statikken blir feil; lastnedregningen blir feil, opplagerreaksjoner blir feil, deformasjoner blir feil, spenninger blir feil, kreftene blir feil etc. Dersom komponenter dimensjoneres i en slik modell, kan resultatene bli katastrofale. En bør derfor i utgangspunktet aldri basere seg utelukkende på resultater beregnet i et FEM-program.

For å unngå situasjonen beskrevet over, vil jeg i dette kapitlet vise hvilke kontroller som bør gjøres i programmet, for å sikre at modellen oppfører seg som planlagt, samt avsløre eventuelle feil.

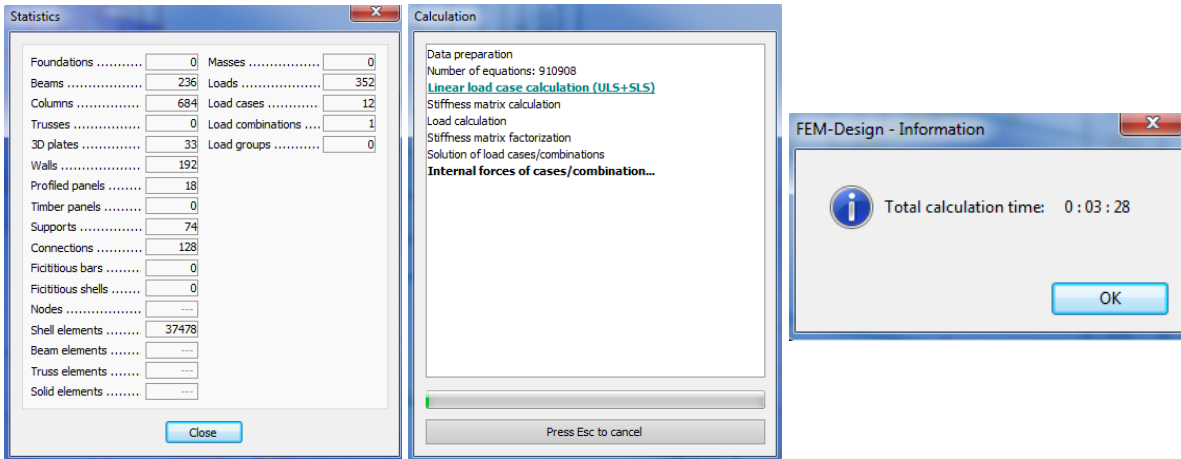
9.4.3.1 Kontroll av elementnett

Programmet genererer som sagt automatisk elementnett, og en uerfaren bruker vil kanskje ikke stille kritiske spørsmål til dette, men kun generere det for så å kjøre analysen. Man bør imidlertid alltid se over elementnettet, og vurdere om det er fornuftig. En ren og fin inndeling bør etterstrebes. Man må huske på at alle elementer er koblet sammen ved hjelp av noder, og i en analyse blir beregningene gjennomført i samtlige noder. Det sier seg selv da at antall noder har stor betydning for tiden det tar å kjøre en analyse.

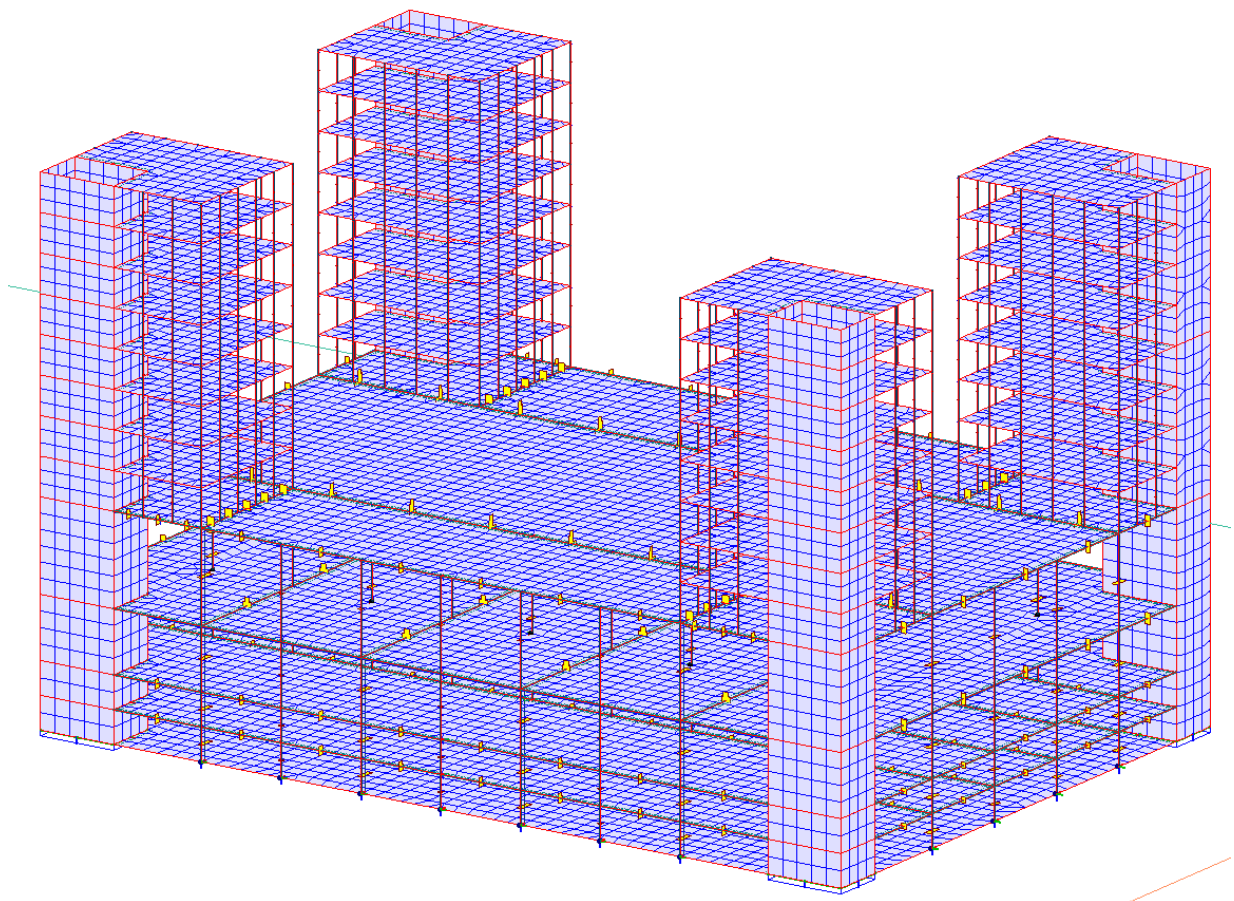
«Dårlig» modellering kan ofte føre til at programmet genererer veldig fint elementnett (mange element/noder). Ikke bare fører dette til at analysetiden blir unødvendig lang, men resultatene kan også bli unøyaktige og feil. I tillegg blir modellen tregere og tyngre å jobbe med, samt resultatfilen blir også unødvendig stor. Eksempel på «dårlig» modellering kan være at ting ikke er koblet sammen i endepunktene, eksempelvis at en søyle ligger noen millimeter eller centimeter innenfor dekkekantene. Det viktigste i en FEM-modell er ikke nødvendigvis å modellere 100 % virkeligheten, men å modellere korrekt. Under vises eksempel på «dårlig» modellering, med tilhørende tung analyse, før en «korrekt» modellering vises.



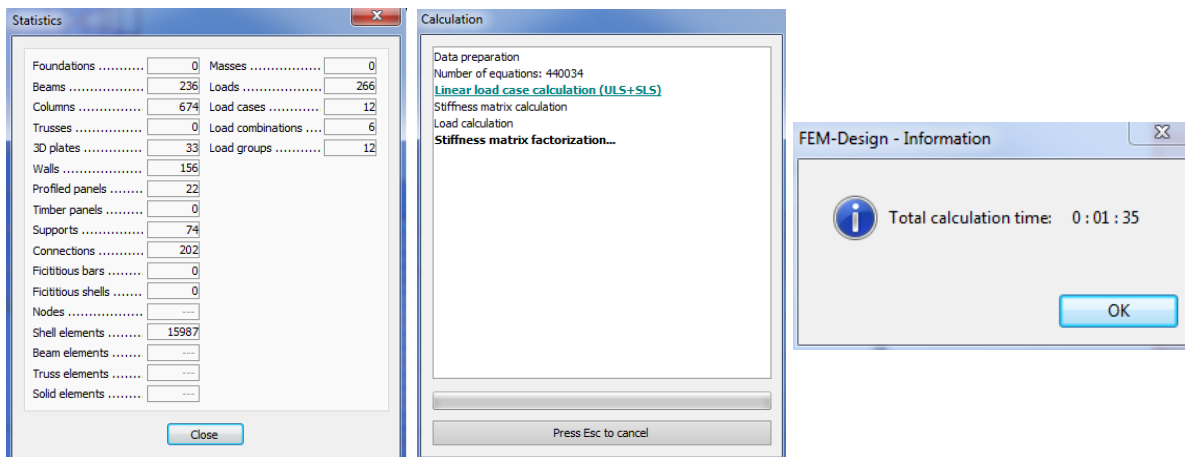
«Dårlig» modellering



Her ser vi at programmet har generert nesten 37.500 elementer, må løse i overkant av 900.000 ligninger, og analysetiden er på ca. 3,5 minutt. Dette er ikke så gale, men var kun med én lastkombinasjon. Hadde modelleringen vært enda dårligere, og/eller hadde jeg hatt flere kombinasjoner som måtte kjøres, ville analysen blitt enda tyngrer og tidkrevende. Ved å fikse modellen og knutepunktene oppnår vi følgende resultat:



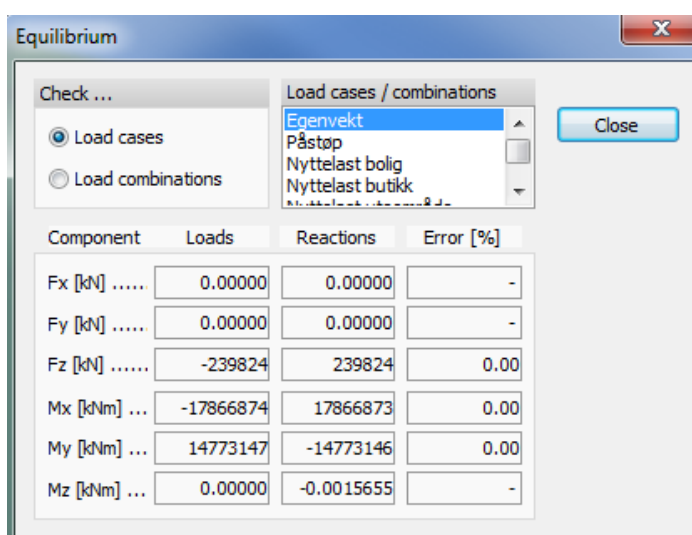
«God modellering»



Her ser vi at alle områdene med veldig fint elementnett har forsvunnet, antall element har blitt redusert til under halvparten, det samme har antall ligninger som må løses og også tiden det tar å kjøre analysen. Dette var også med 6 forskjellige lastkombinasjoner, og illustrerer altså viktigheten av «korrekt» modellering. Denne kontrollen bør altså brukes for å avsløre dårlig eller feil modellering, samt få en optimal analyse-modell.

9.4.3.2 Kontroll av likevekt

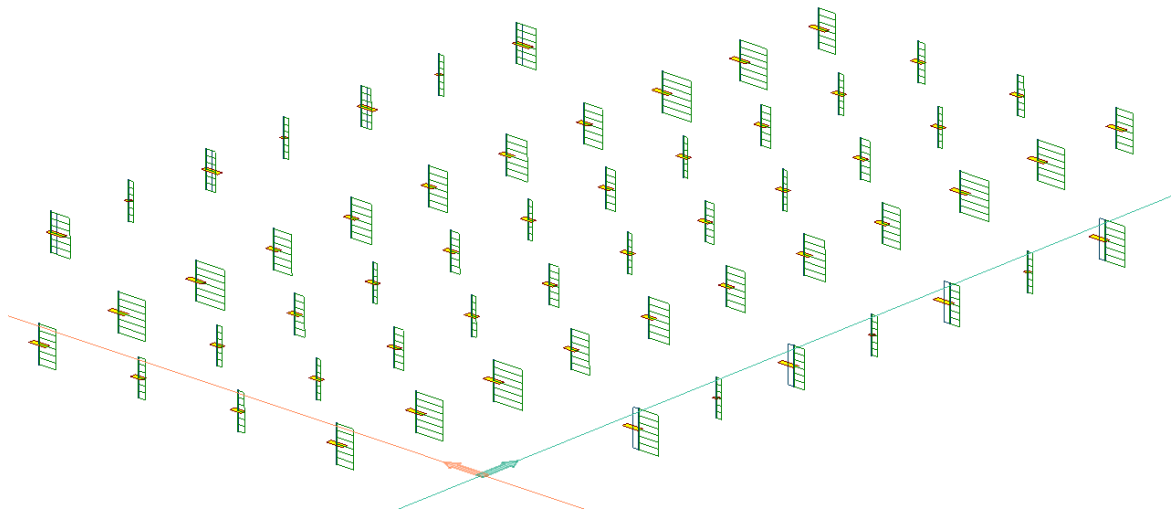
Etter en analyse er kjørt bør man ALDRI stille kritiske spørsmål til resultater før man har sjekket likevekten i modellen. Med likevekt menes her at summen av påførte krefter og opplagerkrefter er lik null (at alle krefter blir tatt opp). Dersom det finnes store og grove feil, vil ofte programmet gi beskjed etter kjørt analyse, eksempelvis i form av stor forskyvning i en eller flere noder. Man bør imidlertid aldri stole på at programmet gir varsel ved feil. Denne kontrollen bør sjekkes for samtlige lasttilfeller.



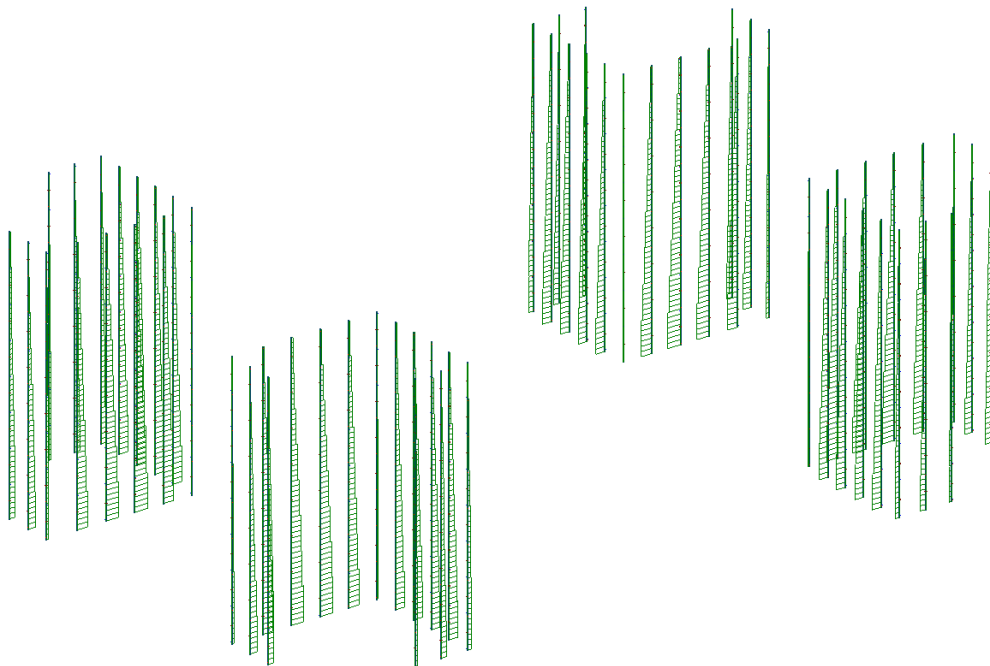
Her kan man kontrollere verdien for alle 6 frihetsgradene, og eventuelt avvik.

9.4.3.3 Aksialkrefter i søyler

Selv om modellen ser korrekt ut ved første øyekast, må man forsikre seg om at de forskjellige komponentene henger sammen som planlagt. Det kan godt hende at en komponent ikke er koblet sammen med det øvrige systemet, noe som kan føre til at lastfordelingen blir feil, spennvidder kan bli for lange osv. En god idé er derfor å sjekke aksialkraften i samtlige søyler i hver etasje, helst for et lasttilfelle annet enn egenvekt (ved egenvekt vil alle søyler få aksialkraft). Her avslører man fort om alle søyler er virksomme og lastbærende.



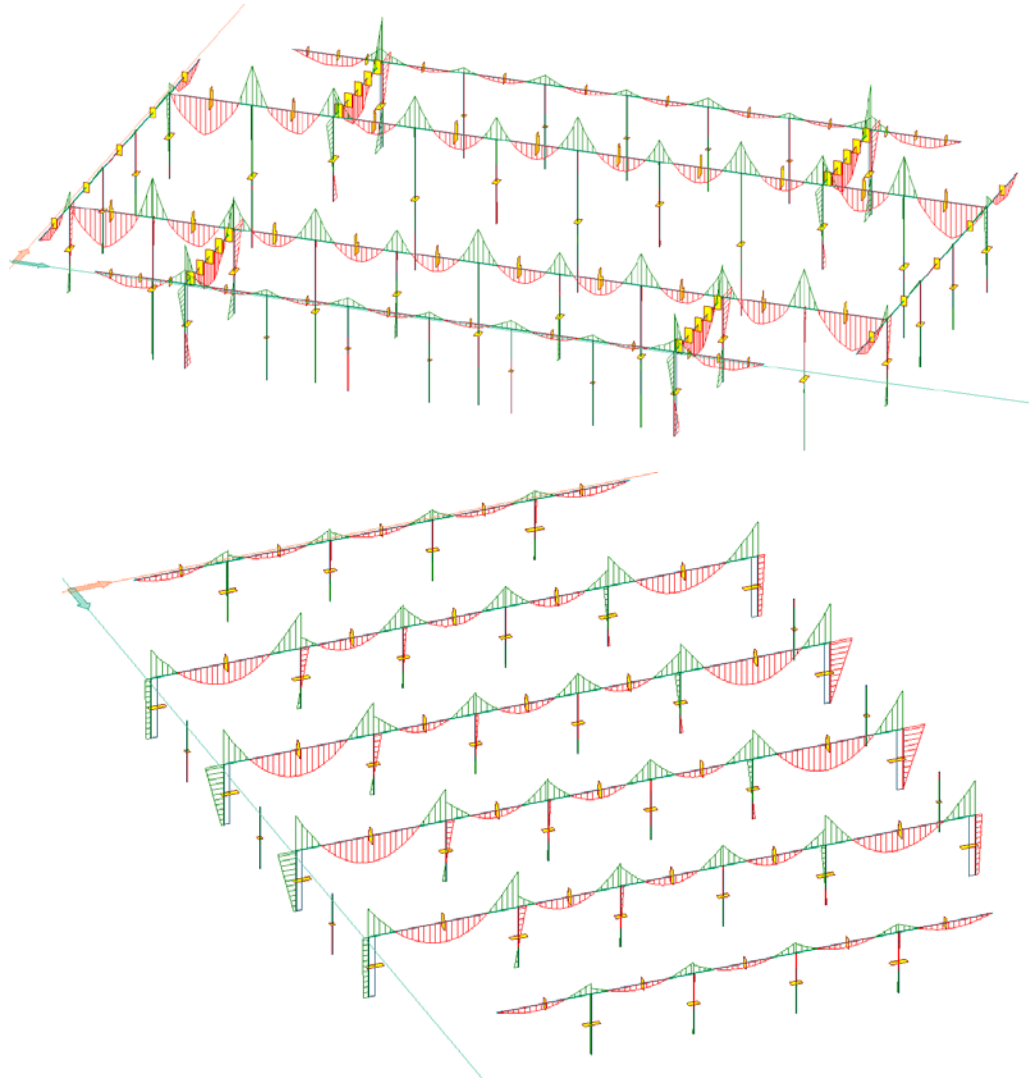
Aksialkraft i betongsøyler nederste etasje



Aksialkraft i stålsøyler boligblokker

9.4.3.3 Momentdiagram i bjelker

På samme måte som aksialkraft i søyler, bør man alltid sjekke momentdiagrammene til bjelkene. Her ser man at koblinger og opplager er som planlagt, samt at spennvidder er korrekte. Også denne bør gjøres for samtlige bjelker i alle etasjene.

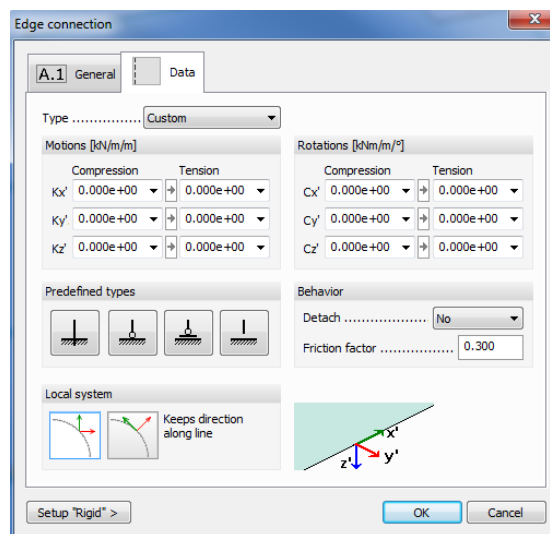


Momentdiagram i bjelker

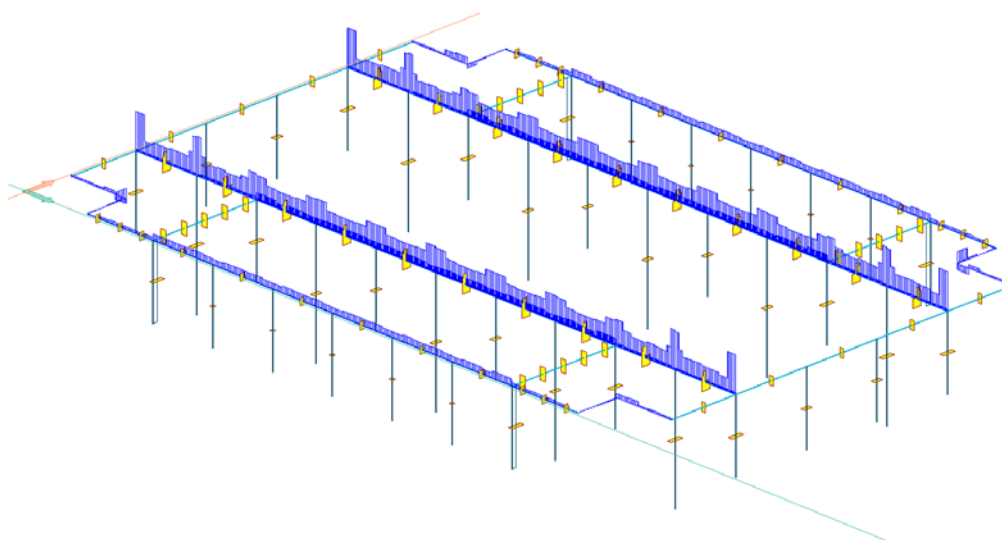
Ved å sjekke aksialkraft og momentdiagram avslørte jeg faktisk flere søyler i systemet som ikke var virksomme, selv om jeg følte jeg hadde tegnet nøyaktig. Dette førte til at de resterende søylene fikk større påkjenning, samt spennviddene til de berørte bjelkene ble doblet. Dette har selvfølgelig stor innvirkning på dimensjoneringen.

9.4.3.5 Koblingskrefter

Alle objekter som krysser hverandre, eller er tilsluttet hverandre, blir i FEM Design koblet sammen med stive koblinger. Dette er viktig å være klar over med tanke på lastoverføring. Alle koblinger mellom objekter kan defineres av brukeren med ønsket fjærstivhet for alle 6 frihetsgrader (forskyvning i X-Y og Z-retning, og rotasjon i X-Y og Z-retning), eller man kan bruke forhåndsdefinerte valg i programmet (leddet kobling, stiv kobling, frikoblet). I de 4 nederste etasjene har jeg brukt prefabrikerte betongelementer som etasjeskillere, og forutsett at disse spenner som enveisdekker. Flere plasser har jeg imidlertid langsgående bjelker, som automatisk kobler seg på etasjeskilleren, noe som er uønsket. Dette unngås ved å bruke kommandoen «edge connection». Her velges det aktuelle objektet (etasjeskilleren) og aktuell kant, og så justere fjærkonstantene.



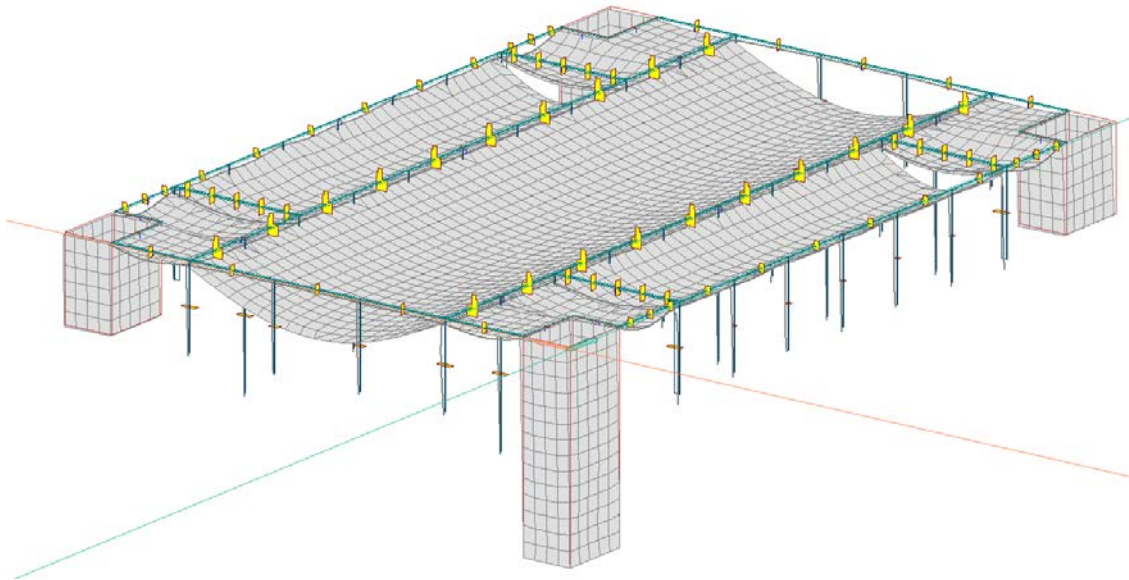
Frikoblet kant på hulldekke mot langsgående bjelke



Koblingskrefter mellom dekke og bjelker

9.4.3.6 Deformasjoner

Kanskje den enkleste måten å kontrollere at modellen oppfører seg som planlagt, er å visualisere deformasjonene, gjerne skru opp skalaen (overdrive) og kjøre animasjon. Her avsløres umiddelbart oppførselen til modellen og om komponenter er uvirksomme.



Deformasjoner

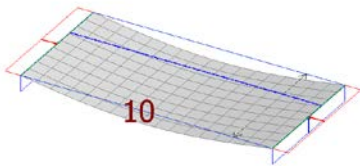
Dersom man har gått grundig gjennom alle kontrollene som er diskutert over, skal det godt gjøres at modellen inneholder store feil, og dersom alt stemmer, har man forhåpentligvis en god og optimal analysemodell. Overser man en eller flere av kontrollene er det tydelig at modellen kan inneholde mange feil og mangler som ikke blir fanget opp. For å få korrekt nedbøyning er det imidlertid flere ting man må passe på. Det er ikke bare å armere betongen og så lese av nedbøyningen. Under vises de forskjellige valgene som må gjøres for å få 100 % korrekt nedbøyning.

Hvordan få KORREKT nedbøyning FEM-Design

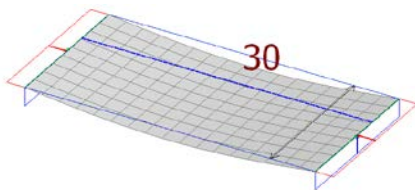
1. Velg betongkvalitet.
2. Fyll ut kryp-koeffisient ϕ og svinn-tøyning (promille) for å ta hensyn til langtidsdeformasjoner.

Langtids E-modul:
$$E_{cl} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi}$$

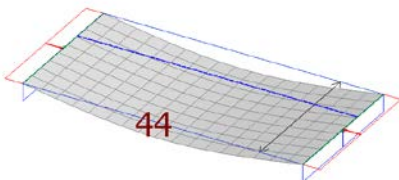
3. Husk og legg inn svinntøyning som egen LOAD CASE.
4. Definer laster og kjør analyse. Husk og lag lastkombinasjon SLS.
5. Dimensjoner konstruksjonskomponenten under RC-Design.
6. Kjør ny analyse etter at armering er lagt inn, der det hukes av for «Cracked section analysis». FEM Design tar nå hensyn til innlagt armering, og at betongen risser opp. Opprisset betong har mindre stivhet enn urisset betong, og dette vil gi korrekt nedbøyning.



Innlagt armering ikke tatt hensyn til
0 på kryp-koeffisient og svinntøyning.



Innlagt armering ikke tatt hensyn til
Tatt hensyn til kryp og svinn (langtids E-modul).



Tatt hensyn til innlagt armering
Tatt hensyn til kryp og svinn (langtids E-modul)
Tatt hensyn til at betongen risser opp og får
redusert stivhet.

For å ta hensyn til at betongen fortsetter å deformere seg etter den momentane lastpåføringen, altså langtidsdeformasjonene, må brukeren angi verdi for kryptall under materialelegenskaper. I tidligere versjoner av programmet hadde denne verdien 0 som standard. Glemte brukeren å angi denne tok man ikke hensyn til langtids E-modul, og fikk en veldig «fin» nedbøyning, som var helt feil. I siste versjon av programmet står kryptallet med en standardverdi på 2, noe som er bra, da det eliminerer muligheten for at brukeren glemmer dette. Brukeren må imidlertid fortsatt huske av å kjøre «cracked section analysis» for å få den endelige, korrekte nedbøyningen.

9.4.4 Dimensjonering

9.4.4.1 Generelt

Når man har gått gjennom kontrollene som er beskrevet ovenfor, er man klar til å dimensjonere konstruksjonskomponentene i FEM Design. Det første man gjør når man starter programmet, er å angi hvilken standard man ønsker å legge til grunn. Her velges betongstandarden Eurokode 2, med norsk tillegg.

Dimensjoneringen i programmet kan gjøres på 2 måter. Når en analyse er kjørt, kan man hente ut nødvendig beregningsmessig armering. Denne kan enten legges inn selv, under «manual design». Her definerer man all armering selv (diameter og kvalitet på jernene, overdekning og senteravstand), for så å sjekke i programmet om den er tilfredsstillende. Dette er den mest tidkrevende måten å armere på, men her har man full kontroll på hva som blir lagt inn.

Alternativet er å benytte seg av funksjonen «auto design». Her trenger man kun å angi ønsket diameter, armeringskvalitet, overdekning og senteravstand og eventuell tilleggsarmering. Programmet legger så ut automatisk ut beregningsmessig nødvendig armering, og eventuell tilleggsarmering.

Ofte er det enkleste å bruke «auto design», for så manuelt å redigere denne til ønsket armering. Dimensjoneringen i FEM Design er delt inn i tre forskjellige faner; «RC design», «Steel design» og «timber design» (armert betong, stål og tre). I de følgende kapitlene vises gangen for å armere og kontrollere de forskjellige komponentene.

9.4.4.2 Stålsøyler

På stålsøyler kan man enten angi forskjellige tillatte tverrsnitt, og så be programmet velge det minste tverrsnittet som går. Alternativet er at man prøver seg fram med ønskede profiler, og ser når det er ok. Som søyler i boligblokkene har jeg valgt kvadratiske hullprofiler, 150x150x10 mm. Disse defineres som leddet mot dekkene. Her må man også huske på å angi knekkengde for søylene, både om sterk- og svak akse.

Group	Applied profile	Max. [%]	Min. [%]
✓ Stålsøyle boligblokk.	WR 150x150x10	89	89
✓ Stålsøyle boligblokk.	WR 150x150x10	83	83
✓ Stålsøyle boligblokk.	WR 150x150x10	77	77
✓ Stålsøyle boligblokk.	WR 150x150x10	73	73
✓ Stålsøyle boligblokk.	WR 150x150x10	70	70
✓ Stålsøyle boligblokk.	WR 150x150x10	66	66
✓ Stålsøyle boligblokk.	WR 150x150x10	63	63
✓ Stålsøyle boligblokk.	WR 150x150x10	63	63
✓ Stålsøyle boligblokk.	WR 150x150x10	62	62

Bar	Max. [%]	RCS [%]	FB [%]	TFB [%]	LTB [%]	SB [%]	IA [%]
✓ Stålsøyle boligblokk. 246.1	31	25	31	25	0	-	-

Utnyttelse av stålsøyler i boligblokkene

9.4.4.3 Etasjeskiller boligblokk

Det første som gjøres før programmet beregner armeringsbehovet, er å angi hvilke jern som legges til grunn, samt overdekning. Her velger jeg at jeg vil ha $\varnothing 20$ -jern som hovedarmering, med henholdsvis 35 mm og 55 mm overdekning i X- og Y-retning (retningene til dekkets lokale koordinatsystem). Jeg setter også maksimal rissvidde til 0,4 mm.

Calculation parameters

Bottom

Dir	Quality	Diam. [mm]	Cover [mm]
x'	B500C	20	35
y'	B500C	20	55

Allowed crack width [mm] 0.400

Top

Dir	Quality	Diam. [mm]	Cover [mm]
x'	B500C	20	35
y'	B500C	20	55

Allowed crack width [mm] 0.400

If possible do NOT use compressed reinforcement.
 Apply minimum reinforcement where it is relevant.

Armering som legges til grunn for sjekk

Det er ikke nødvendigvis denne armeringen jeg vil armere dekket med, men det er basert på disse inndataene programmer beregner nødvendig armering. Det eneste som blir benyttet videre i dimensjoneringen er rissvidden, samt den minste overdekningen jeg har valgt her. Neste steg er å angi hvilken armering og senteravstand jeg vil ha som hovedarmering, samt eventuell ekstra armering ved behov. Her velger jeg $\varnothing 20$ -jern som hovedarmering både i topp og bunn, med en senteravstand på 200 mm. Som ekstra armering tillater jeg programmet å bruke $\varnothing 25$ -jern, med en senteravstand på 150 mm.

Design parameters

Bottom face | Top face

Base net

Dir	Quality	Diam. [mm]	Space [mm]	Area [mm ² /m]
x'	B500C	20	200	1571
y'	B500C	20	200	1571

Additional reinforcement

Dir	Quality	Diam. [mm]	Space [mm]	Area [mm ² /m]	Shape [mm]	Round [mm]
x'	B500C	25	150	3272	Rect.	100
y'	B500C	25	150	3272	Rect.	100

The auto design will place the steel bars according to smaller cover given by calculation parameters. This means the checking might be incorrect.

Settings > OK Cancel

Design parameters

Bottom face | Top face

Base net

Dir	Quality	Diam. [mm]	Space [mm]	Area [mm ² /m]
x'	B500C	20	200	1571
y'	B500C	20	200	1571

Additional reinforcement

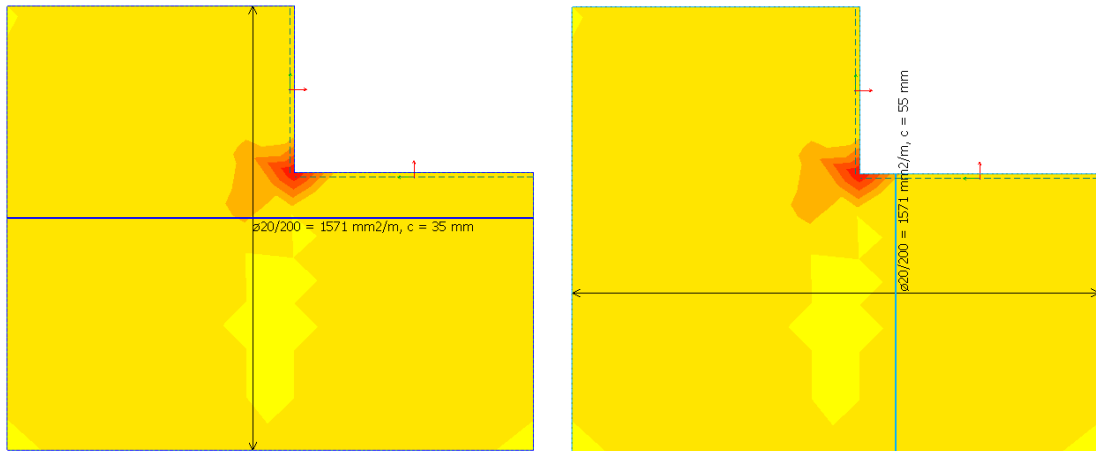
Dir	Quality	Diam. [mm]	Space [mm]	Area [mm ² /m]	Shape [mm]	Round [mm]
x'	B500C	25	150	3272	Rect.	100
y'	B500C	25	150	3272	Rect.	100

The auto design will place the steel bars according to smaller cover given by calculation parameters. This means the checking might be incorrect.

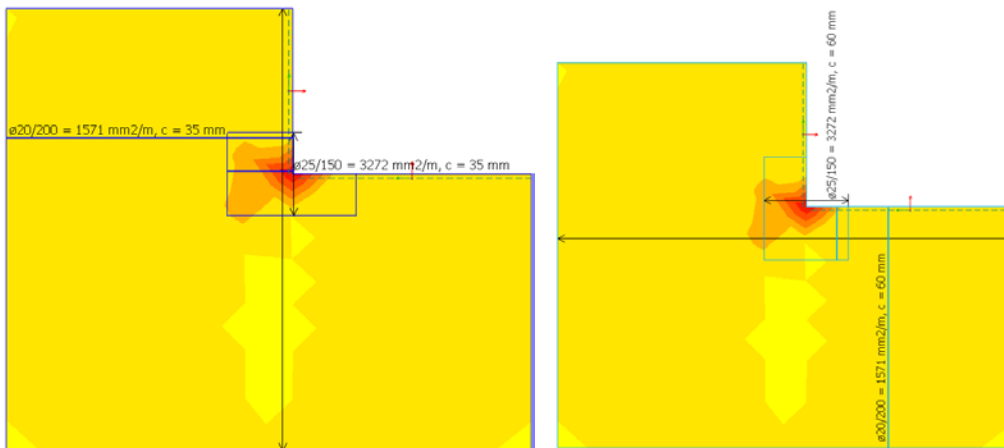
Settings > OK Cancel

Ønsket armering topp og bunn etasjeskiller

Nå gjenstår det bare å be programmet legge inn nødvendig armering. Selv om man etter å ha kjørt «auto design» får at dekket er ok, bør man alltid sjekke hva programmet har lagt inn av armering.



Innlagt armering X-retning bunn



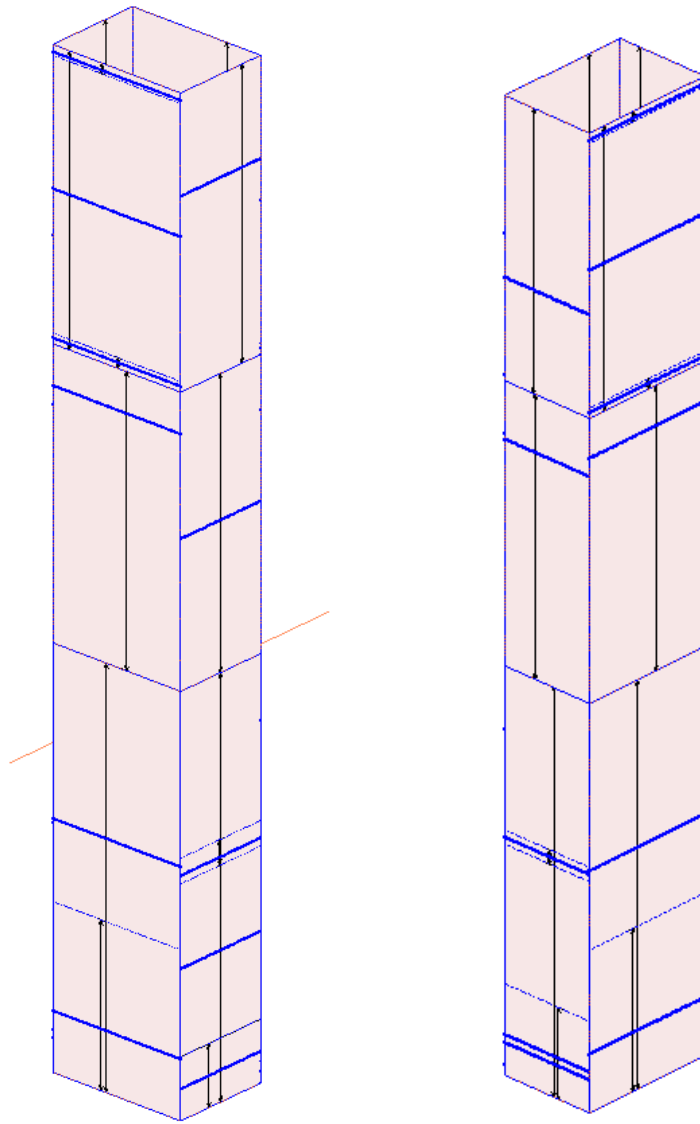
Innlagt armering Y-retning topp

Group		Total weight [t]		Max. [%]	Min. [%]
<input checked="" type="checkbox"/>	Etasjeskiller boligblokk	9.205	98	98	
	Heissjakt plan -2.156.	3.238	-	-	
	Heissjakt plan -2.155.	2.757	-	-	
	Heissjakt plan -2.154.	2.232	-	-	

Shell	Max. [%]	RBX [%]	RBY [%]	RTX [%]	RTY [%]	CWB [%]	CWT [%]
<input checked="" type="checkbox"/> Etasjeskiller boligblokk...	98	69	79	60	98	0	0

Utnyttelse armering etasjeskiller

Dimensjonering av vegger er identisk med armering av dekker, og her vises kun resultatene, med utnyttelse.



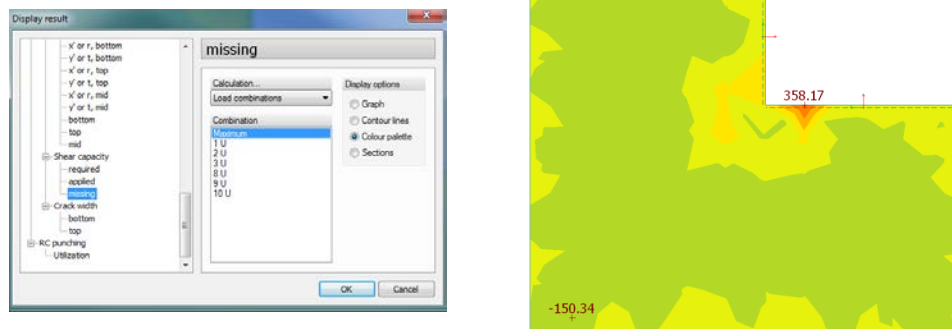
Group		Total weight [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓	Heissjakt plan -2.155.1	2.737	96	96
✓	Heissjakt plan -2.146.1	6.619	95	95
✓	Heissjakt plan -2.149.1	3.270	94	94
✓	Heissjakt plan -2.148.1	4.383	93	93
✓	Heissjakt plan -2.147.1	3.029	93	93
✓	Heissjakt plan -2.151.1	2.372	89	89
✓	Heissjakt plan -2.156.1	3.238	89	88
✓	Heissjakt plan -2.145.1	12.458	88	88
✓	Heissjakt plan -2.153.1	3.744	88	88
✓	Heissjakt plan -2.154.1	2.232	74	74
✓	Heissjakt plan -2.152.1	3.204	74	74
✓	Heissjakt plan -2.150.1	2.232	59	59
	Heissjakt plan -2.140.1	-	-	-
	Heissjakt plan -2.147.1	-	-	-

Shell	Max. [%]	RDX [%]	RBY [%]	RTX [%]	RTY [%]	CWB [%]	CWT [%]
✓ Heissjakt plan -2.155.1	96	96	47	78	47	0	0

Armering heissjakt og utnyttelse

Platen er nå armert og har tilstrekkelig kapasitet ifølge programmet. Hovedarmeringen er tilstrekkelig i underkant, mens vi i overkant må tilleggsarmere rundt opplegget heissjakten. Her er det imidlertid én viktig ting man må passe på, og det er skjærkapasitet. Normalt skjærarmeres ikke plater, og det stilles ikke krav til minimum skjærarmering, som det gjøres på bjelker. Man må imidlertid kontrollere at platen har tilstrekkelig skjærkapasitet nær opplegg, der skjærkraften er størst. Denne sjekken blir ikke utført av programmet når man sjekker innlagt armering, så selv om programmet gir at platen har tilstrekkelig armering kan den fortsatt ha for lite skjærkapasitet. Denne sjekken burde blitt utført automatisk når hovedarmeringen sjekkes, og ifølge utviklerne vil dette komme i en senere oppdatering. For uerfarne brukere er det fort gjort å glemme dette.

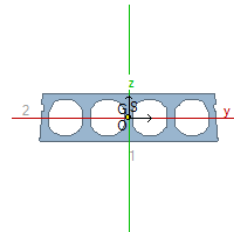
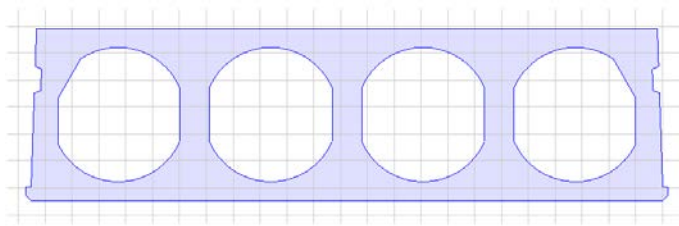
Skjærkapasiteten kontrolleres ved å sjekke «missing shear capacity», og så sjekke størrelsen og fortegnet på den største verdien. Dersom denne viser et positivt tal, betyr det at vi har for lite skjærkapasitet. Den manglende kapasiteten oppgis i kN/m. I plater blir som regel denne kapasiteten ivaretatt av forankringsbøyler i endene, men det er likevel viktig å være klar over denne sjekken.



Manglende skjærkapasitet

9.4.4.4 Prefabrikerte etasjeskillere

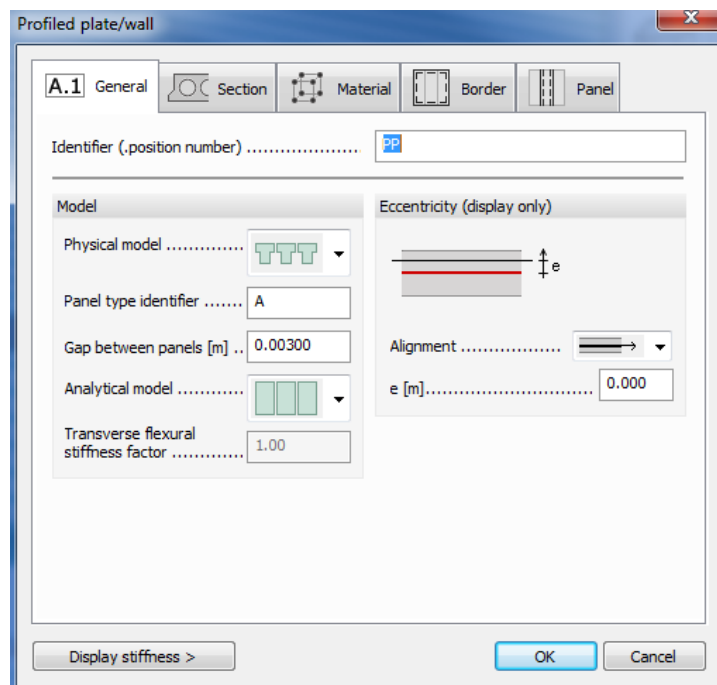
Som etasjeskillere i det 4 nederste etasjene ble det valgt å bruke prefabrikerte betongelementer på grunn av store spennvidder og rask montering. På de korteste spennene ble det benyttet hulldekker, mens på det største spennet på ca. 27 meter ble det benyttet Super-I broelement fra Spenncon. I FEM Design har brukeren mulighet til å modellere både plasstøpt betong og prefabrikerte betongelementer, og i programmets katalog finnes det et utvalg av hulldekker. Hulldekketverrsnittene varierer imidlertid fra produsent til produsent, og av denne grunn ble det valgt å tegne et eget tverrsnitt, basert på dwg-tegninger fra internett. Her ble funksjonen «section editor» benyttet. Her er det bare å importere dwg-filen, for så å velge hva som skal være fast materiale og hva som skal være hull. Deretter kalkulerer programmet alle tverrsnittsverdiene. Her er det viktig å passe på at man kun tegner ett tverrsnitt, da programmet slår sammen alle tverrsnittene som er tegnet.



A	= 184292 mm ²
P	= 6140 mm
(Yg	= 0.0000 mm)
(Zg	= 0.0000 mm)
Ys	= -0.0002277 mm
Zs	= 3.057 mm
Iy	= 2434938253 mm ⁴
Iz	= 22888981730 mm ⁴
It	= 6902547771 mm ⁴
Wt	= 17900708 mm ³
Igamma	= 1.667e+14 mm ⁶
Iyz	= 7716 mm ⁴
alpha1	= 1.571 rad
I1	= 22888981730 mm ⁴
W1 min	= 38243618 mm ³
e2 min	= 598.5 mm
i1	= 352.4 mm
S1	= 27799605 mm ³
So1	= 27799605 mm ³
c1	= 1.454
Rho 1	= 0.4511
alpha2	= 0.0000 rad
I2	= 2434938253 mm ⁴
W2 min	= 15106052 mm ³
e1 min	= 158.8 mm
i2	= 114.9 mm
S2	= 9838659 mm ³
So2	= 9837512 mm ³
c2	= 1.302
Rho 2	= 0.5673

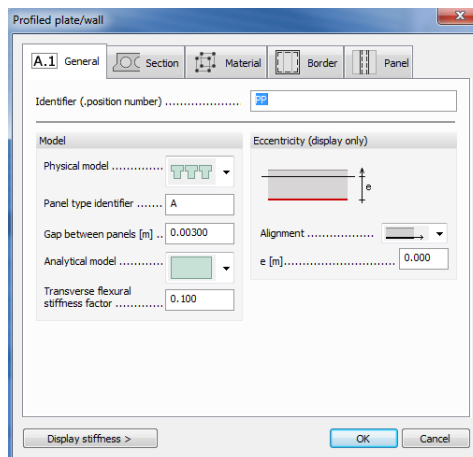
Egendefinert tversnitt

Ved modellering av prefabrikerte elementer har brukeren en del flere alternativer enn ved modellering av vanlige dekker, og her er det viktig å angi rett inndata.



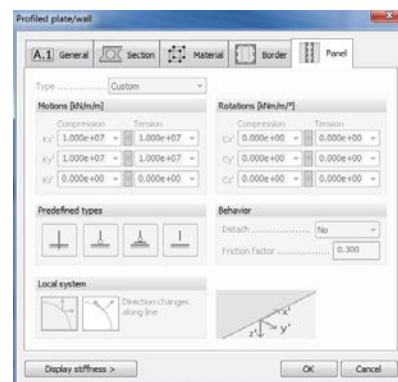
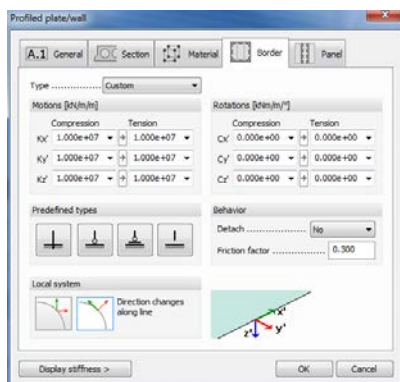
Inndata prefabrikerte elementer

Her er det i hovedsak fire ting brukeren må angi; hvordan skal den fysiske modellen se ut (prefabrikkert eller plasstøpt), hvilken klaring som skal være sideveis mellom elementene, hvordan den analytiske modellen skal se ut (prefabrikkert eller plasstøpt), og hvor mye av lasten som kan gå på tvers av hulldekkene. Standardinnstillingene er som på figuren over, da modellerer programmet hvert eneste hulldekke, med tilhørende koblinger. Av denne grunn ser vi at verdien for «transverse flexural stiffness factor» ikke kan endres. På en så stor og komplisert modell som jeg har i denne oppgaven her, med så mange hulldekkkelementer, vil analysetiden bli unødvendig lang dersom jeg modellerer hvert eneste element, med tilhørende koblinger. Dette kan unngås ved å endre den analytiske modellen til «continuous». Nå må vi imidlertid angi en verdi for hvor mye av lasten som kan gå på tvers av hulldekkene, og denne har jeg satt til 0,1, som tilsvarer 10 %. «International Prestressed Hollowcore Association» anslår denne verdien til å ligge mellom 0,08-0,015. Dette gir nesten eksakt like resultater som å modellere hvert eneste hulldekke, men krever mindre ressurser fra datamaskinen, og korter følgelig ned analysetiden.



Egenskaper for hulldekkene

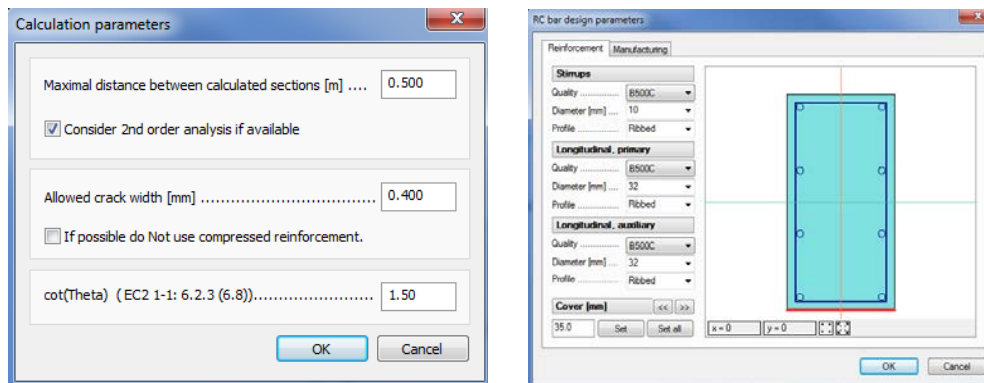
Som vi ser av bildet over, må vi også justere «border» og «panel». Førstnevnte beskriver hvordan hulldekkene er koblet til de bærende komponentene, altså ytterkantene, og sistnevnte beskriver koblingen mellom hvert hulldekke. Siden vi har angitt en tallverdi for hvor mye av lasten som kan gå sideveis, skal vi ikke justere noe under «panel», noe vi nå heller ikke har mulighet til. Koblingen mot oppleggene settes som leddet.



Koblingsegenskaper til hulldekkene

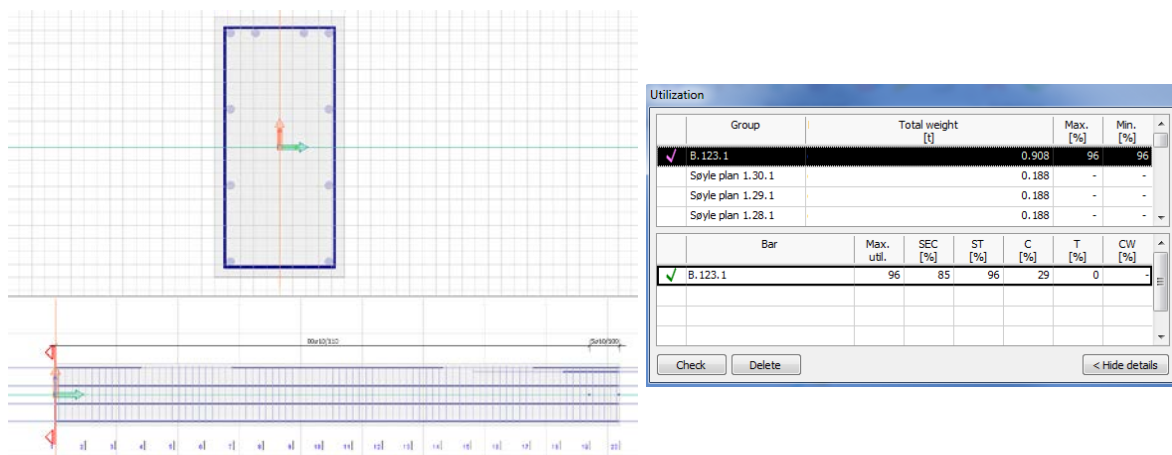
9.4.4.5 Bjelker/søyler

På bjelker må brukeren, som på plater, angi maksimal tillatt rissvidde. Nytt i siste versjon av programmet er at brukeren nå også kan selv angi verdi for $\cot(\theta)$, noe som påvirker skjærkapasiteten og skjærarmeringen. Ifølge Eurokode skal denne ligge mellom 1-2,5. Høyere verdi gir mindre behov for skjærarmering, men gir en redusert skjærtrykkkapasitet, $V_{Rd,max}$.



Bjelkearmering

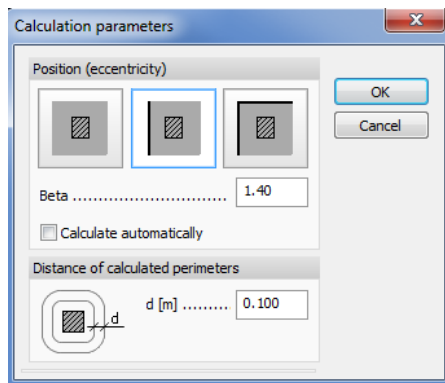
Også her er det svært viktig å sjekke hvilken armering programmet legger inn. Programmet legger inn skjærbøyler som følger konturene til bjelken/søylen, noe som ikke alltid er ønskelig. På rektangulære tverrsnitt er ikke dette noe problem, men på eksempelvis hyllebjelker, må denne redigeres manuelt. Den innlagte armeringen kan justeres av brukeren dersom ønskelig. Her ser vi at programmet har lagt inn ekstra armering i overkant, noe som er forventet siden bjelken går kontinuerlig over flere søyler, noe som gir moment i overkant bjelke.



Innlagt armering og utnyttelse

9.4.4.5 Gjennomlokking

Programmet kan også sjekke om det er behov for ekstra skjærarmering i dekkene i områder som er understøttet av søyler, såkalt gjennomlokking. Eneste plassen dette er et spørsmål i denne konstruksjonen, er i boligblokkene, der etasjeskillerne i betong er understøttet av stålsøyler langs randen. Her må brukeren angi plasseringen til søylen, som enten står langs en kant, i et hjørne eller inne i et dekke. Programmet bruker arealet til søylen som kontaktflate mellom søylen og dekket (med arealet til søylen menes her lengden*bredden, altså en tenkt stålplate på toppen av søylen). Dersom vi ikke har tilstrekkelig kapasitet mot gjennomlokking, kan vi legge inn skjærarmering, øke tykkelsen på dekket, eller øke arealet på kontaktflaten.



Group	Total weight [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓ Stålsøyler boligblokk. 453.1	-	98	98
✓ Stålsøyler boligblokk. 456.1	-	91	91
✓ PU. 1	-	72	72
✓ Stålsøyler boligblokk. 457.1	-	64	64
✓ Stålsøyler boligblokk. 452.1	-	33	33

Punching	Max. [%]	CC [%]	CS [%]	RS [%]
✓ Stålsøyler boligblokk. 452.1	33	24	33	33

Gjennomlokking

Kapittel 10

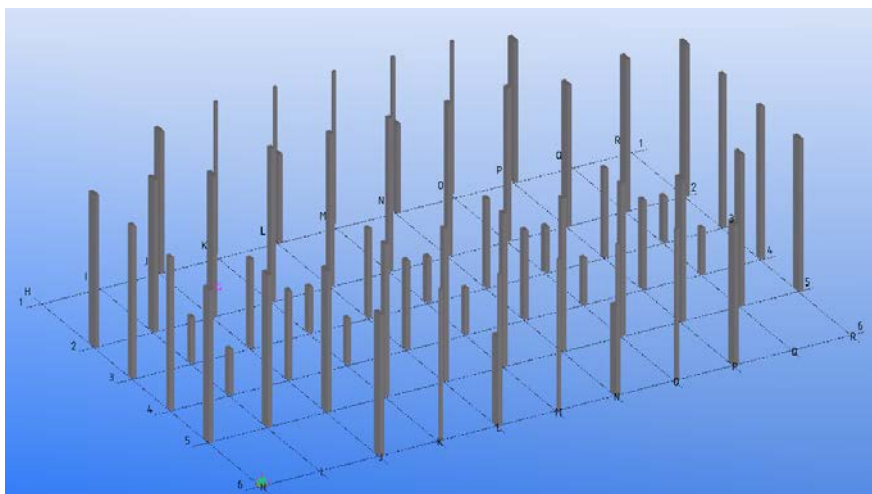
Design

10.1	Tekla Structures.....	208
------	-----------------------	-----

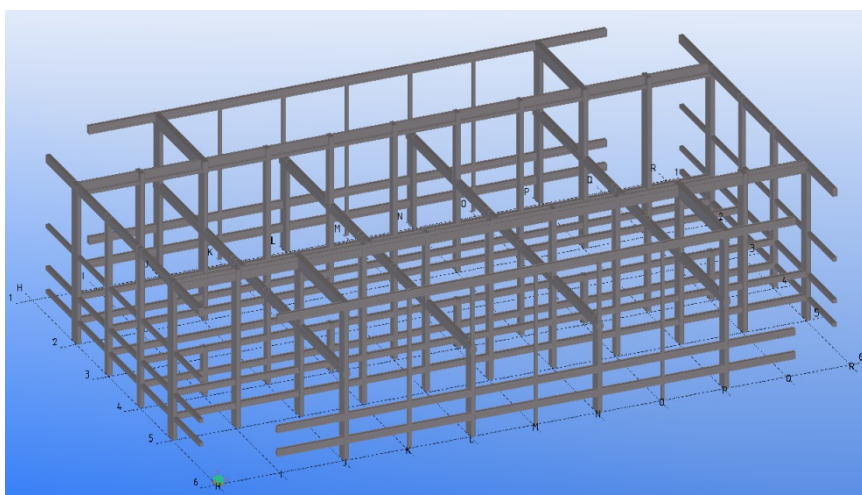
10 Design

10.1 Tekla Structures

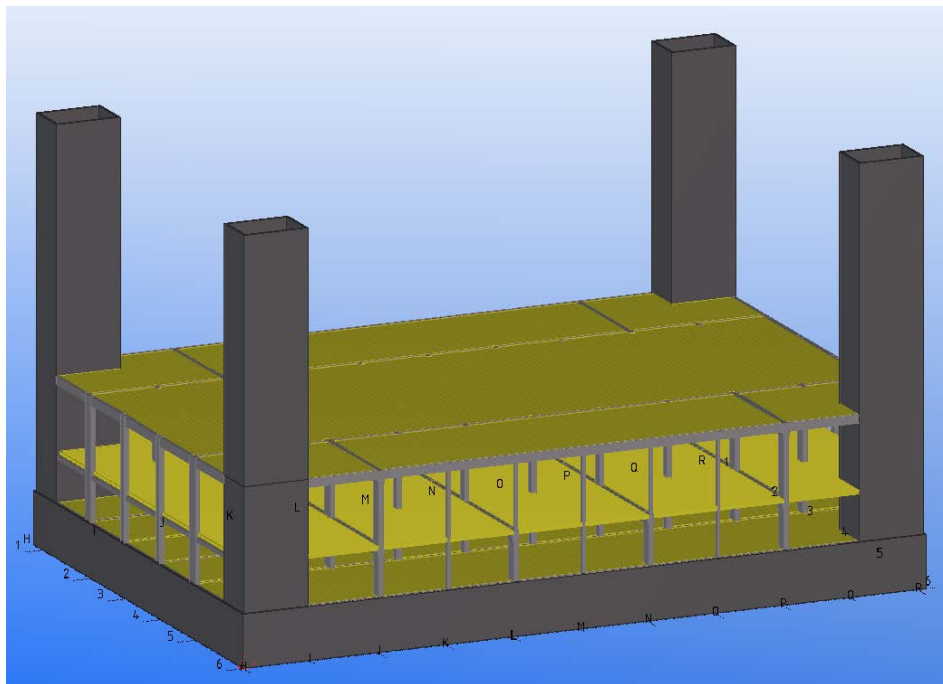
For å designe konstruksjonen ble det benyttet BIM-programmet Tekla Structures. Her modelleres hele konstruksjonen i 3D, man legger inn armering, og lager til slutt nødvendige tegninger (form- og armeringstegninger). Fremgangsmåten for å legge inn armering og lage tegninger er relativt lik for de forskjellige konstruksjonskomponentene, og av denne grunn ble armeringen og tegningsutarbeidelsen begrenset til én heissjakt. Her har jeg lagt inn den armeringen som er beregnet i FEM Design samt forankringsbøyler i hjørnene, og så laget armeringstegninger. Jeg delte sjakten inn i 3 deler, og kjørte lik armering på disse, for å begrense variasjonen, og behovet for flere snitt. Under følger oppbyggingen av den virtuelle 3D-modellen, gangen i modelleringen er den samme som i FEM Design.



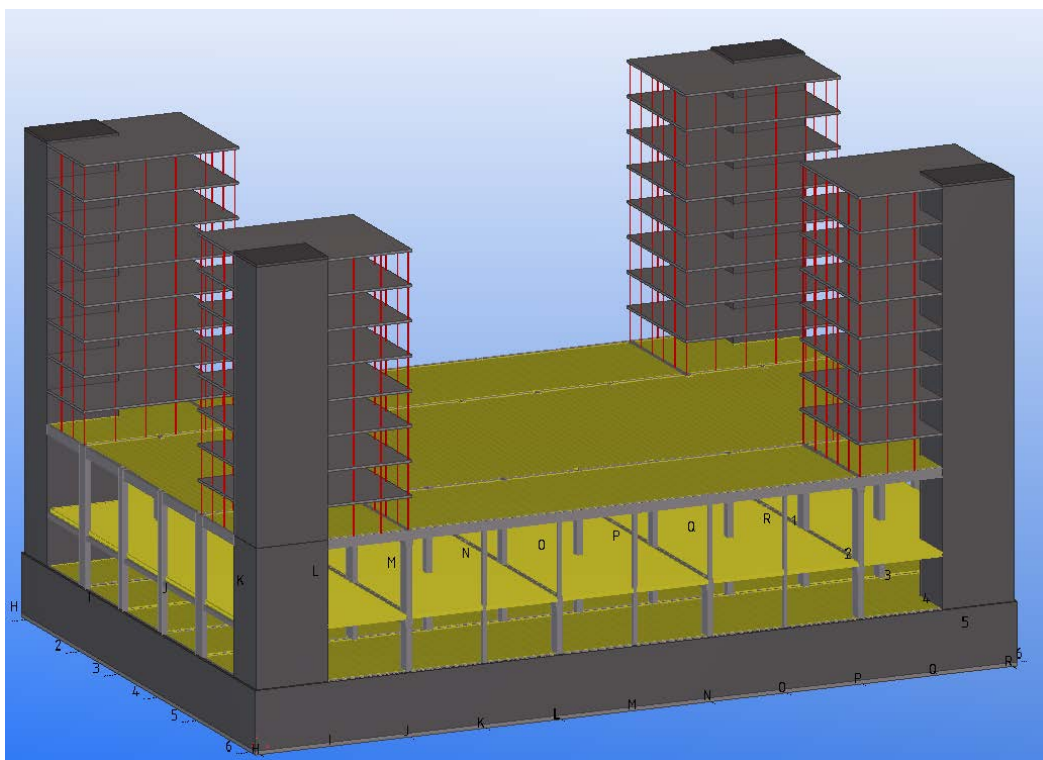
Søylar i Tekla Structures



Bjelker i Tekla Structures



Dekker og vegger Tekla Structures



Ferdig modell Tekla Structures

Som nevnt innledningsvis, ble det valgt ut én heissjakt, lagt inn armering og laget armeringstegninger, se vedlegg.

Kapittel 11

Diskusjon og konklusjon

11 Diskusjon og konklusjon

I forkant av oppgaven var planen å modellere konstruksjonen i Tekla Structures, for så å generere analysemodell som kunne eksporteres direkte til FEM Design, da de to programmene kan kommunisere sammen. Etter noen forsøk med relativt enkle konstruksjoner, konkluderte jeg med at denne overføringen ikke er optimal, og at analysemodellen i FEM Design må modifiseres såpass masse at på en så stor og avansert konstruksjon er det lettere å lage analysemodellen fra bunnen av, da har en også full kontroll. For at analysemodellen fra Tekla Structures skal bli generert uten feil, må også materialene og tverrsnittene som er brukt i der, ligge innebygd i FEM Design sin katalog, noe de ikke alltid gjør.

Utfordringen med en såpass stor og komplisert konstruksjon er at modellen får korrekt oppførsel, noe som forutsetter at koblinger mellom objektene er korrekt, og gir korrekt lastoverføring. Dersom dette ikke er tilfellet, blir objektene påført helt feil kraft, og dimensjoneringen blir fullstendig feil. Konsekvensene kan bli katastrofale. Flere sjekker må gjennomføres for å verifisere at modellen oppfører seg korrekt, og ikke inneholder feil. Av denne grunn anbefales det aldri å stole utelukkende på resultater hentet fra en FEM-analyse, man bør alltid ha en formening om hva svaret skal være, enten erfaringsmessig eller fra enkel beregning.

Argumentene for i det hele tatt å bruke tid på å modellere en konstruksjon i et avansert elementmetodeprogram er at, dersom modellen er korrekt, får man en veldig korrekt lastnedregning. Det er utvilsomt raskere å gjennomføre en lastnedregning manuelt for hånd, og så beregne nødvendig tverrsnitt og armering basert på disse kreftene. Ulempen med denne metoden er at man ofte bare fordeler kreftene basert på lastarealer, noe som i mange tilfeller gir alt for store krefter, og unødvendig masse armering. I et elementmetodeprogram blir lastene fordelt basert på stivheten i konstruksjonen og objektene, og man får i mange tilfeller mindre krefter, og følgelig mindre armeringen. Et eksempel på dette er den rektangulære bjelken som understøtter de nederste stålsøylene på den ene siden i boligblokken. Denne har langsgående hulldekker, og blir bare belastet med last fra boligblokkene. Lastnedregning gjennomført for hånd, og så dimensjonering i Ove Sletten, viste at denne måtte spennarmeres. I FEM Design kunne denne armeres med konvensjonell slakkarmering. Formelgrunnlaget som legges til grunn i dimensjoneringen er identisk i begge programmene, noe som betyr at de det var de håndberegnete kreftene som var for konservative.

En annen fordel er at når man først har modellert opp konstruksjonen, kan man hente ut tilnærmet all ønskelig informasjon hva angår krefter, spenninger, deformasjoner, stabilitet, egenfrekvenser osv. hvor som helst i konstruksjonen, samt raskt sjekke hva som skjer dersom en endrer en eller flere komponenter.

I dag er det også et krav om at konstruksjoner i Norge dimensjoneres for seismisk påvirkning. Den forenklete metoden kan kun benyttes på relativt enkle og symmetriske konstruksjoner,

mens den mer avanserte modal-analysen, som kan regnes i FEM Design, kan brukes på alle konstruksjoner, uavhengig av kompleksitet. Denne metoden vil i mange tilfeller også gi mindre seismiske krefter, da den forenklete metoden ofte vil bli alt for konservativ.

I en travel ingeniørhverdag er det altså en vurderingssak hvorvidt man skal bruke tid på et elementmetodeprogram kontra tradisjonell håndberegning, og dette må baseres på hva man ønsker å ha ut av modellen og konstruksjonens kompleksitet. Det er liten tvil om at en korrekt modellert FEM-modell gir brukeren tilgang til et hav av resultater, og også i mange tilfelle reduserer den beregningsmessige nødvendige armeringen. Her må man imidlertid vurdere om den reduserte armeringen veier opp for tiden som går med på å lage modellen.

Ønsket utbytte av denne masteroppgaven var å sitte igjen med noe som hadde nytteverdi for min fremtidige arbeidshverdag, og det føler jeg absolutt jeg har oppnådd. Jeg har vært innom mye teori som jeg har tilegnet meg i løpet av utdanningens 5 år, samt benyttet meg av både enkle og avanserte program som en ingeniør møter i sin hverdag. Av de programmene som har blitt benyttet i denne oppgaven, var det kun Autocad, og delvis Mathcad, jeg hadde kjennskap til fra skolen. Tekla Structures, Staad Pro, Ove Sletten og FEM Design ble jeg introdusert for via Prefab Design, og dette er programmer som brukes daglig i firmaet.

Mesteparten av tiden som medgikk til programvare, ble dedikert til FEM Design, og jeg føler jeg har lært programmet utrolig godt å kjenne. Jeg hadde litt kjennskap til programmet fra de knappe to årene jeg har jobbet ved siden av studiene, men da bare på enkeltobjekter. I forkant av oppgaven hadde jeg deltatt på to kurs i bruk av FEM Design, i regi av Norconsult, og under oppgaven deltok jeg på ytterligere ett kurs til. Dette var min første store og kompliserte konstruksjon i programmet, og jeg føler nå jeg har vært innom de fleste funksjonene til programmet, samt fått brukt det meste som har blitt gjennomgått på kursene. Av denne grunn føler jeg meg nå veldig komfortabel med bruken av programmet, samt at jeg vet hvilke ting man må være oppmerksom på.

Kapittel 12

Referanser

Referanseliste litteratur

[1] – Arve Brekkhus, Jan Eldegard, redaktører. Norsk Betongforening 60 år. Byggeindustrien; 2014. 98s.

[2] – Svein Ivar Sørensen. Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag; 2010. 290s.

[3] – Pål Gjerp, Morten Opsahl, Sverre Smeplass. Grunnleggende betongteknologi. 2. utgave. Oslo: Byggenæringens forlag; 2010. 191s.

[4] – Per Helge Pedersen. Fra farris til troll: En beretning i anledning Norsk Betongforenings 40 års jubileum. Oslo. 1995. 139s.

[5] – Troll A-Wikipedia [Internett]. 2013 [hentet 2015-09-04]. Tilgjengelig fra: http://no.wikipedia.org/wiki/Troll_A

[6] – Bungale S. Taramath. Reinforced concrete design of tall buildings. 6000 Broken Sound Parkway NW, Boca Raton, FL 33487-2742, USA: CRC Press, Taylor & Francis Group; 2010. 923 s.

[7] – Ole H.Krokstrand, Øyvind Steen, Magne Magler Wiggen. Betongoverflater. 1. utgave. Oslo: Gyldendal Akademisk; 2011. 251s.

[8] – Per Kr. Larsen. Konstruksjonsteknikk:Laster og bæresystemer. 2. utgave. Trondheim: Tapir akademisk forlag; 2008. 173s.

[9] – Tarald Rørvik, Vemund Årskog. Konstruksjonssikkerhet og belastning: Kompendium i lastberegning. 3. utgave. Ålesund: Vemund Årskog; 2010. 96s.

[10] – Øystein Løset, Olav Olsen, Henrik Lurén, Leidulv Vinje. Betongelementboken bind H: Dimensjonering for jordskjelv. 1. opplag. Oslo: Betongelementforeningen; 2011. 133s.

[11] – Bryan Stafford Smith, Alex Coull. Tall Building Structures; Analysis and Design. Canada: John Wiley & Sons, inc; 1991. 537s.

[13] – Burj Khalifa – Wikipedia [Internett]. 2015 [hentet 2015-04-13]. Tilgjengelig fra: http://en.wikipedia.org/wiki/Burj_Khalifa

[14] – Trump International Hotel and Tower (Chicago) – Wikipedia [Internett]. 2015 [hentet 2015-04-13]. Tilgjengelig fra: [http://en.wikipedia.org/wiki/Trump_International_Hotel_and_Tower_\(Chicago\)](http://en.wikipedia.org/wiki/Trump_International_Hotel_and_Tower_(Chicago))

[15] – Taipei 101 – Wikipedia [Internett]. 2015 [hentet 2015-04-13]. Tilgjengelig fra: http://en.wikipedia.org/wiki/Taipei_101

- [16] – Willis Tower – Wikipedia [Internett]. 2015 [hentet 2015-04-13]. Tilgjengelig fra: http://en.wikipedia.org/wiki/Willis_Tower
- [17] – World Trade Center – Wikipedia [Internett]. 2015 [hentet 2015-04-13]. Tilgjengelig fra: http://en.wikipedia.org/wiki/World_Trade_Center
- [18] – Petronas Towers – Wikipedia [Internett]. 2015 [hentet 2015-04-13]. Tilgjengelig fra: http://en.wikipedia.org/wiki/Petronas_Towers
- [19] – Condeep-plattform – Wikipedia [Internett]. 2013 [hentet 2015-04-13]. Tilgjengelig fra: <http://no.wikipedia.org/wiki/Condeep-plattform>
- [20] – One World Trade Center – Wikipedia [Internett]. 2015 [hentet 2015-04-13]. Tilgjengelig fra: http://en.wikipedia.org/wiki/One_World_Trade_Center
- [21] – Leidulv Vinje, John Wilberg, Sven Alexander. Betongelementboken bind A. 4. opplag. Oslo: Betongelementforeningen; 2010. 143s.
- [22] – Jon Hopp, Sven Alexander, Siri Fause, John Wilberg. Betongelementboken bind B. 5. opplag. Oslo: Betongelementforeningen; 2012. 343s.
- [23] – Fundament – Store norske leksikon [Internett]. Store norske leksikon. 2005 [hentet 2015-04-13]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/fundament>
- [24] – Robert D. Cook, David S. Malkus, Michael E. Plesha, Robert J. Witt. Concepts and applications of finite element analysis. 4. Utgave. USA: John Wiley & Sons, Inc; 2002. 719s.
- [25] – Strusoft | FEM-Design [Internett]. Strusoft; 2015 [hentet 2015-13-04]. Tilgjengelig fra: <http://www.strusoft.com/products/fem-design>
- [26] – Chuck Eastman, Paul Teicholz, Rafael Sacks, Kathleen Liston. BIM Handbook: A GUIDE TO BUILDING INFORMATION MODELING FOR OWNERS, MANAGERS, DESIGNERS, ENGINEERS, AND CONTRACTORS. 2. Utgave. USA: John Wiley & Sons, Inc; 2011. 626s.
- [27] – Tekla Structures BIM software | Tekla [Internett]. Finland: Tekla Corporation; 2015 [hentet 2015-13-04]. Tilgjengelig fra: <http://www.tekla.com/products/tekla-structures>
- [28] – Terje Kanstad, Dan Arve Juvik, Arne Vatnar, Alf Egil Mathisen, Sindre Sandbakk, Hedda Vikan et al. Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner: COIN Project report 29-2011. Oslo: COIN; 2011. 51s.

Referanseliste figurer

Figur 1 – Hentet fra [4]

Figur 2 – Hentet fra:

<http://www.telegraph.co.uk/news/worldnews/europe/italy/9708647/Colosseum-fence-to-be-erected-to-protect-tourists-from-falling-masonry.html>

Figur 3 – Hentet fra:

<https://socialdashboard.com/soapbox/pantheon-rome>

Figur 4 – Hentet fra:

http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Oslo_Havnelager_2.jpg

Figur 5 – Hentet fra:

http://no.wikipedia.org/wiki/Troll_A

Figur 6 – Hentet fra:

<http://www.shell.com/global/environment-society/environment/climate-change/managing-emissions.html>

Figur 7 – Hentet fra:

<http://no.wikipedia.org/wiki/And%C3%B8ybrua>

Figur 8 – Hentet fra:

<http://www.havran.no/index.php?/architecture/nasjturistveger-selvika/>

Figur 9 – Hentet fra [4]

Figur 10 – Hentet fra [4]

Figur 11 – Hentet fra [4]

Figur 12 – Hentet fra [4]

Figur 13 – Hentet fra:

http://nom.nb.no/var/plain_site/storage/images/media/bilder/feltet/statfjord-a/slepet-av-statfjord-a-har-startet/11095-1-nor-NO/Slepet-av-Statfjord-A-har-startet.jpg

Figur 14 – Hentet fra:

<http://www.brickandtile.org/wp-content/uploads/2013/05/P1000444.jpg>

Figur 15 – Hentet fra:

<http://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/07024/images/fig15.jpg>

Figur 16 – Hentet fra:

Eurokode 2 (NS-EN 1992)

Figur 17 – Hentet fra [3]

Figur 18 – Hentet fra:

<http://civilengineersforum.com/wp-content/uploads/2014/01/ase1.jpg?0e0fad>

Figur 19 – Hentet fra:

<http://www.civildb.com/images/tuular-column-buckling.jpg>

Figur 20 – Hentet fra:

<http://www.posttensiontech.com/pics/diagram.jpg>

Figur 21 – Hentet fra [6]

Figur 22 – Hentet fra:

<http://217.19.227.47/module/uploads/bwbouw1.jpg>

Figur 23 – Hentet fra [7]

Figur 24 – Hentet fra [7]

Figur 25 – Hentet fra [7]

Figur 26 – Hentet fra [7]

Figur 27 – Hentet fra [7]

Figur 28 – Hentet fra [8]

Figur 29 – Hentet fra [8]

Figur 30 – Hentet fra:

Eurokode 0 (NS-EN 1990)

Figur 31 – Hentet fra:

Eurokode 0 (NS-EN 1990)

Figur 32 – Hentet fra:

Eurokode 0 (NS-EN 1990)

Figur 33 – Hentet fra [9]

Figur 34 – Hentet fra:

Eurokode 1 (NS-EN 1991)

Figur 35 – Hentet fra:

Eurokode 1 (NS-EN 1991)

Figur 36 – Hentet fra [9]

Figur 37 – Hentet fra:

Eurokode 1 (NS-EN 1991-1-4)

Figur 38 – Hentet fra:
Eurokode 1 (NS-EN 1991-1-4)

Figur 39 – Hentet fra:
Eurokode 1 (NS-EN 1991-1-4)

Figur 40 – Hentet fra:
http://www.crh.noaa.gov/images/iwx/damage_pictures/22jun06/Picture%20027.jpg

Figur 41 – Hentet fra [9]

Figur 42 – Hentet fra:
<http://www.skiforeningen.no/img/publish/8316.jpg>

Figur 43 – Hentet fra [10]

Figur 44 – Hentet fra [10]

Figur 45 – Hentet fra [10]

Figur 46 – Hentet fra [10]

Figur 47 – Hentet fra [10]

Figur 48 – Hentet fra [10]

Figur 49 – Hentet fra [10]

Figur 50 – Hentet fra [10]

Figur 51 – Hentet fra [10]

Figur 52 – Hentet fra [10]

Figur 53 – Hentet fra [10]

Figur 54 – Hentet fra [9]

Figur 55 – Hentet fra [9]

Figur 56 – Hentet fra:
Eurokode 0 (NS-EN 1990)

Figur 57 – Hentet fra:
Eurokode 0 (NS-EN 1990)

Figur 58 – Hentet fra:
Eurokode 0 (NS-EN 1990)

Figur 59 – Hentet fra:
Eurokode 0 (NS-EN 1990)

Figur 60 – Hentet fra [9]

Figur 61 – Hentet fra [11]

Figur 62 – Hentet fra:

http://lh6.ggpht.com/-MuRQF5bTV88/U-NGbSnBodI/AAAAAAAAA09U/R7_2sePwXw4/taipei-101-damper-6%25255B6%25255D.jpg?imgmax=800

Figur 63 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/1/15/Taipei_101_Tuned_Mass_Damper.png

Figur 64 – Hentet fra:

<http://shiningstarauto.net/blog/wp-content/uploads/o-BURJ-KHALIFA-facebook.jpg>

Figur 65 – Hentet fra:

<http://www.dubaihotspots.nl/wp-content/uploads/2014/04/burjkhalifa.jpg>

Figur 66 – Hentet fra:

http://en.wikipedia.org/wiki/Chicago_Loop

Figur 67 – Hentet fra:

[http://en.wikipedia.org/wiki/Tower_of_Babel#mediaviewer/File:Pieter_Bruegel_the_Elder_-_The_Tower_of_Babel_\(Vienna\)_-Google_Art_Project_-_edited.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/Tower_of_Babel#mediaviewer/File:Pieter_Bruegel_the_Elder_-_The_Tower_of_Babel_(Vienna)_-Google_Art_Project_-_edited.jpg)

Figur 68 – Hentet fra:

http://no.wikipedia.org/wiki/Pyramidene_i_Egypt#mediaviewer/File:All_Gizah_Pyramids.jpg

Figur 69 – Hentet fra:

<http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/9/9a/Monadnock.jpg>

Figur 70 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/3/38/Home_Insurance_Building.JPG

Figur 71 – Hentet fra:

<http://adamkanemacchia.com/2013/wp-content/uploads/2013/03/AKM7614-Edit.jpg>

Figur 72 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/ba/Sears_Tower_ss.jpg

Figur 73 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/5/50/TransAmBldg_3871.jpg

Figur 74 – Hentet fra:

<http://anotherpartofme.com/wp-content/uploads/2013/04/burj-dubai-helicopter-aerial.jpg>

Figur 75 – Hentet fra:

http://img0.gtsstatic.com/wallpapers/80a470846254b63512e62c0fe57fa1dc_large.jpeg

Figur 76 – Hentet fra:

http://media.boreme.com/post_media/2010/view-from-top-burj-khalifa-1-1.jpg

Figur 77 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/9/9a/20090518_Trump_International_Hotel_and_Tower%2C_Chicago.jpg

Figur 78 – Hentet fra:

[http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/4/40/Chicago_\(8\).jpg](http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/4/40/Chicago_(8).jpg)

Figur 79 – Hentet fra:

<http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/c9/Taipei101.portrait.altonthompson.jpg>

Figur 80 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/0/05/Taipei_101_from_afar.jpg

Figur 81 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/c7/Empire_State_Building_by_David_Shankbone_crop.jpg

Figur 82 – Hentet fra:

<http://site.familyinnewyork.com/blog/wp-content/uploads/2008/11/empire-state-building3.jpg>

Figur 83 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/ba/Sears_Tower_ss.jpg

Figur 84 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/8/83/Willis_Tower_night_2.jpg

Figur 85 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/b0/Chicago_Sears_Tower.jpg

Figur 86 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/c5/World_Trade_Center%2C_New_York_City_-_aerial_view_%28March_2001%29.jpg

Figur 87 – Hentet fra:

<http://www.patriotdude.com/wp-content/uploads/2010/09/september-11-2001-911-ground-zero-twin-towers-23.jpg>

Figur 88 – Hentet fra:

<http://cryptome.org/info/ap-911/pict8.jpg>

Figur 89 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/a/a3/Petronas_Towers%2C_Kuala_Lumpur_%283323152170%29.jpg

Figur 90 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/ba/Oil_platform_Norway.jpg

Figur 91 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/b4/Troll_A_Platform.jpg

Figur 92 – Hentet fra:

http://www.tu.no/migration_catalog/2006/09/07/troll-a-19950609071036.jpg/alternates/h1080/Troll%20A%2019950609071036.jpg

Figur 93 – Hentet fra:

<http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/a/ac/OneWorldTradeCenter.jpg>

Figur 94 – Hentet fra:

http://4.bp.blogspot.com/-wWyA9tEkLS0/Uxzpno3L3AI/AAAAAAAAAVk/RrJk4fTc2uY/s1600/02.13_Steel+I-beam.jpg

Figur 95 – Hentet fra:

<http://www.metseclatticebeams.com/images/tapered-lattice-beam-truss.jpg>

Figur 96 – Hentet fra [8]

Figur 97 – Hentet fra [8]

Figur 98 – Hentet fra [8]

Figur 99 – Hentet fra [8]

Figur 100 – Hentet fra:

Sven Alexander, Åge Elvestuen, Harald Fosse, Jørn Injar, Magne Lysberg, John-Erik Reiersen et al. Betongelementboken bind G: Transport og montasje. 1. opplag. Oslo: Betongelementforeningen; 2009. 110s

Figur 101 – Hentet fra:

Sven Alexander, Åge Elvestuen, Harald Fosse, Jørn Injar, Magne Lysberg, John-Erik Reiersen et al. Betongelementboken bind G: Transport og montasje. 1. opplag. Oslo: Betongelementforeningen; 2009. 110s

Figur 102 – Tegnet av forfatteren av masteroppgaven

Figur 103 – Hentet fra [22]

Figur 104 – Hentet fra [8]

Figur 105 – Hentet fra [8]

Figur 106 – Hentet fra [8]

Figur 107 – Hentet fra [8]

Figur 108 – Hentet fra [8]

Figur 109 – Hentet fra [8]

Figur 110 – Hentet fra [8]

Figur 111 – Hentet fra [8]

Figur 112 – Hentet fra [6]

Figur 113 – Hentet fra [6]

Figur 114 – Hentet fra [6]

Figur 115 – Hentet fra [6]

Figur 116 – Hentet fra [6]

Figur 117 – Hentet fra [6]

Figur 118 – Hentet fra [6]

Figur 119 – Hentet fra [6]

Figur 120 – Hentet fra [6]

Figur 121 – Hentet fra [6]

Figur 122 – Hentet fra [6]

Figur 123 – Hentet fra [6]

Figur 124 – Hentet fra [6]

Figur 125 – Hentet fra [6]

Figur 126 – Hentet fra [6]

Figur 127 – Hentet fra [6]

Figur 128 – Hentet fra [6]

Figur 129 – Hentet fra [6]

Figur 130 – Hentet fra [6]

Figur 131 – Hentet fra:

http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/8/80/Example_of_2D_mesh.png/300px-Example_of_2D_mesh.png

Figur 132 – Hentet fra:

Prosjekt i Tekla Structures & eget bilde fra byggeplass

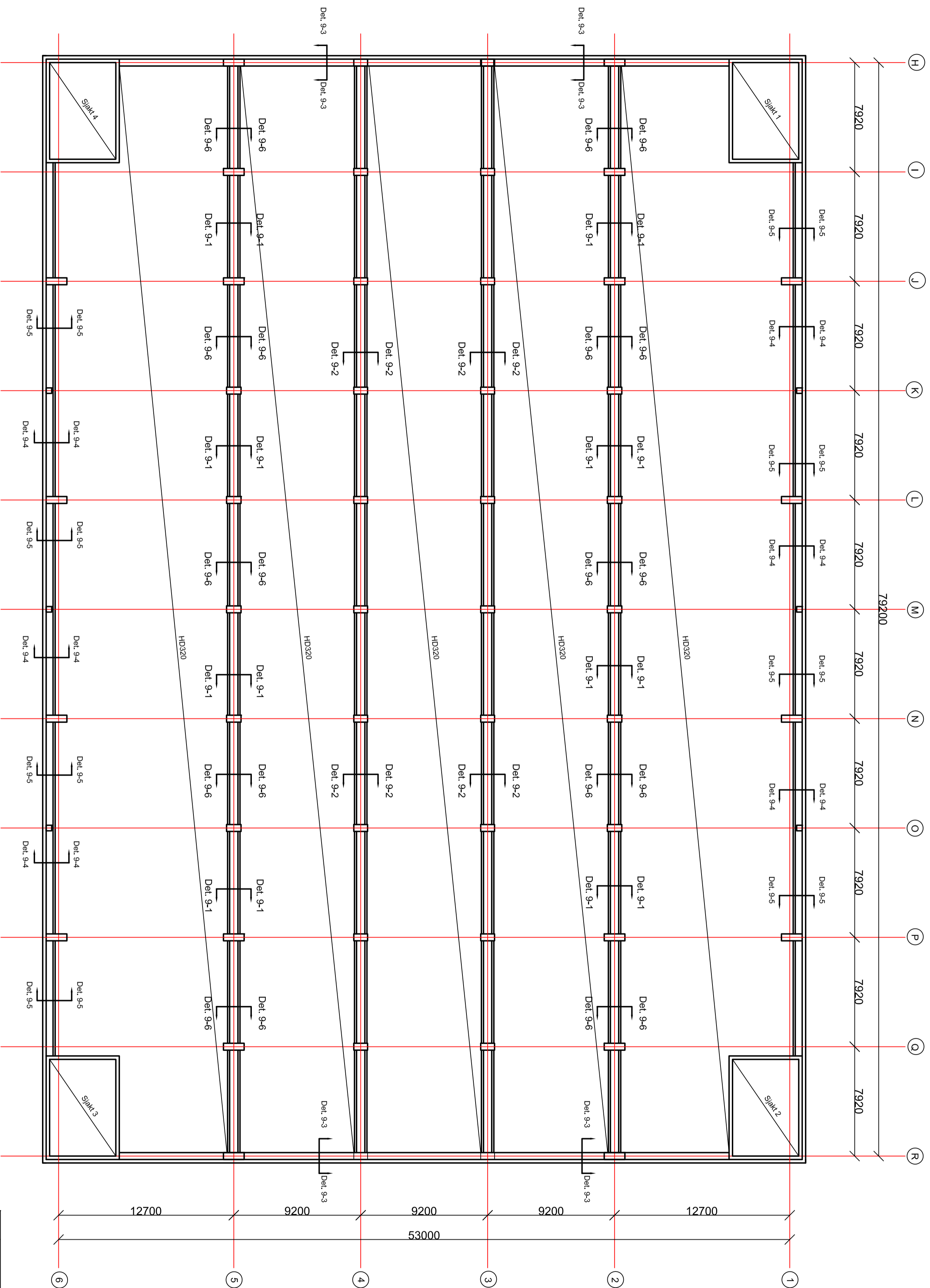
Kapittel 13

Vedlegg

Vedlegg A: Tegninger Autocad.

Vedlegg B: Tegninger Tekla Structures.

Vedlegg C: Resultat Ove Sletten (én bjelke fra hver etasje).



1	28.04.2015				
---	------------	--	--	--	--

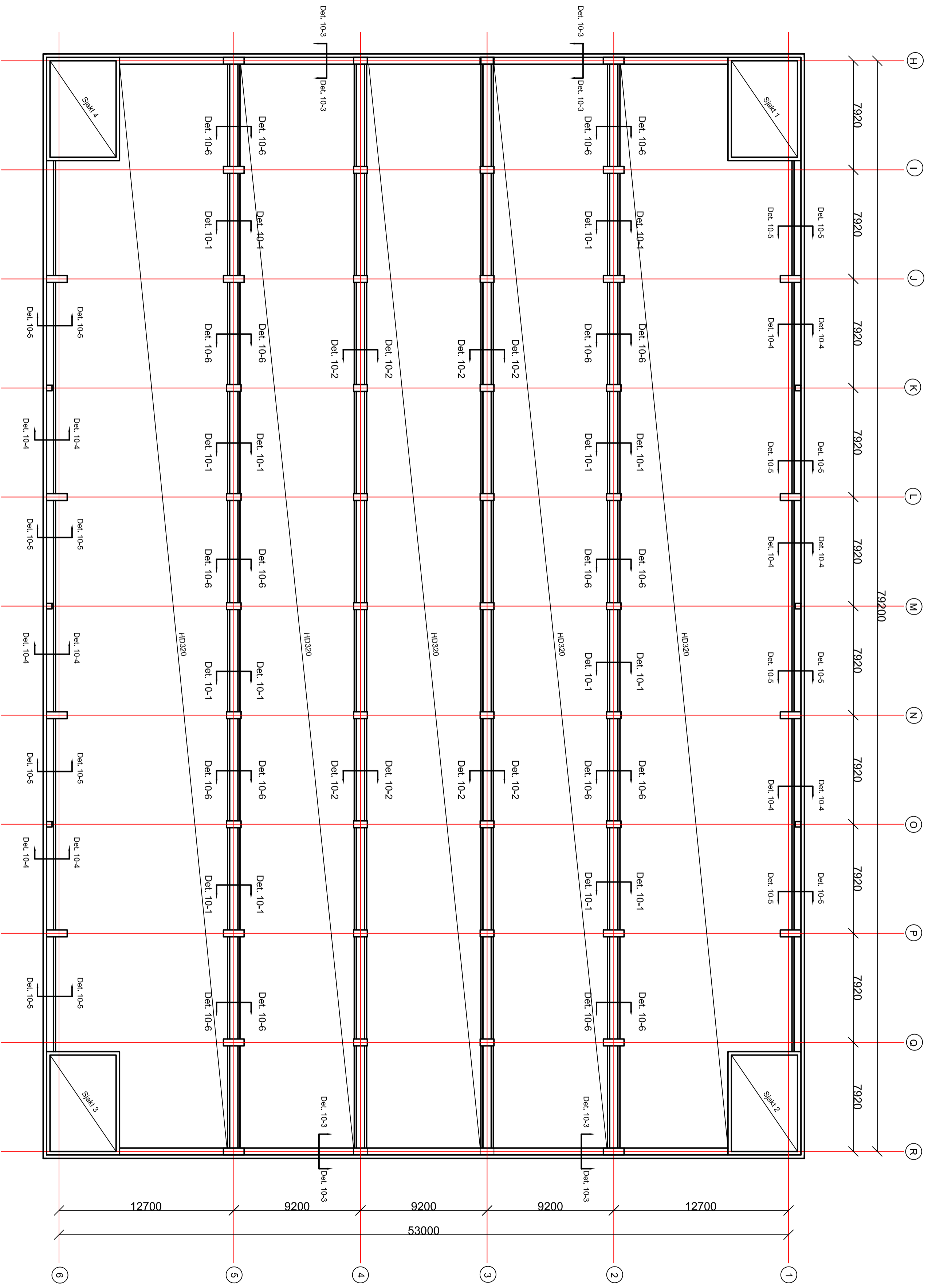
Rev	Beskrivelse	Dato	Utvalgt	Kontrollert	Godkjent
-----	-------------	------	---------	-------------	----------

Masteroppgave

Dakke over plan -2
Form

Malesstokk
1:200

Tegn. nr
009



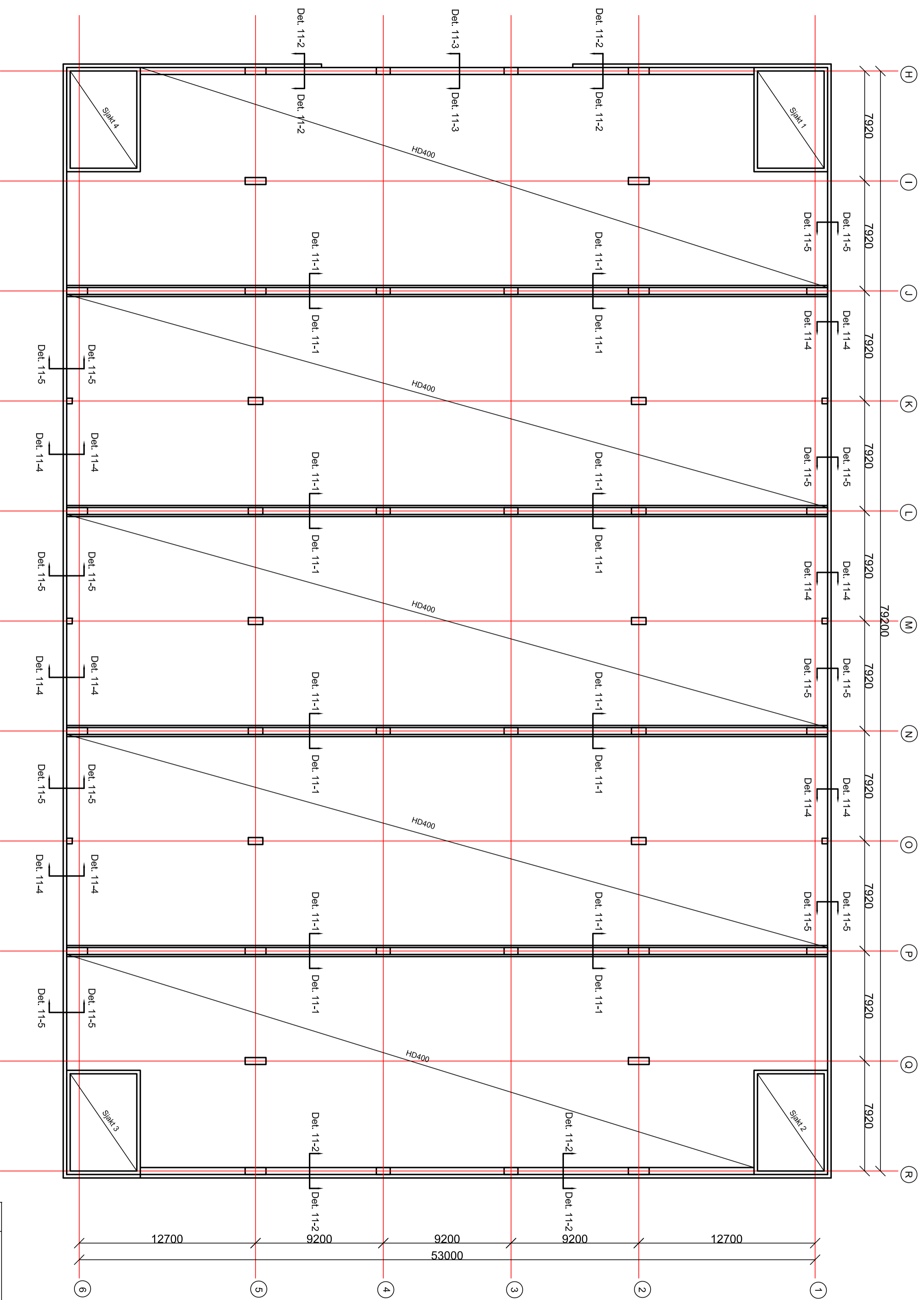
1		28.04.2015			
---	--	------------	--	--	--

Rev	Beskrivelse	Dato	Utvalgt	Kontrollert	Godkjent
-----	-------------	------	---------	-------------	----------

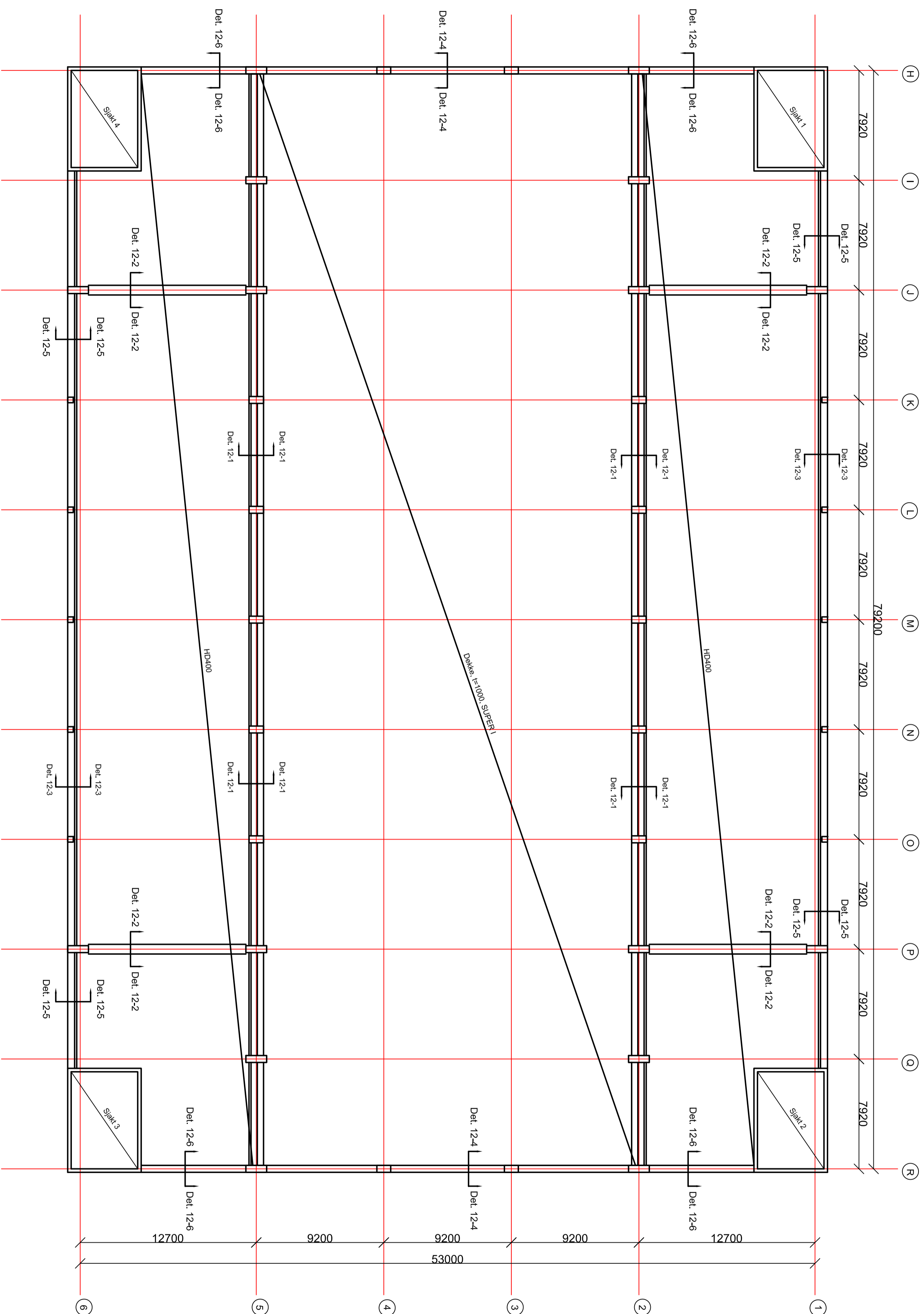
Masteroppave

Dakke over plan -1		Malesjokk
Form		1:200

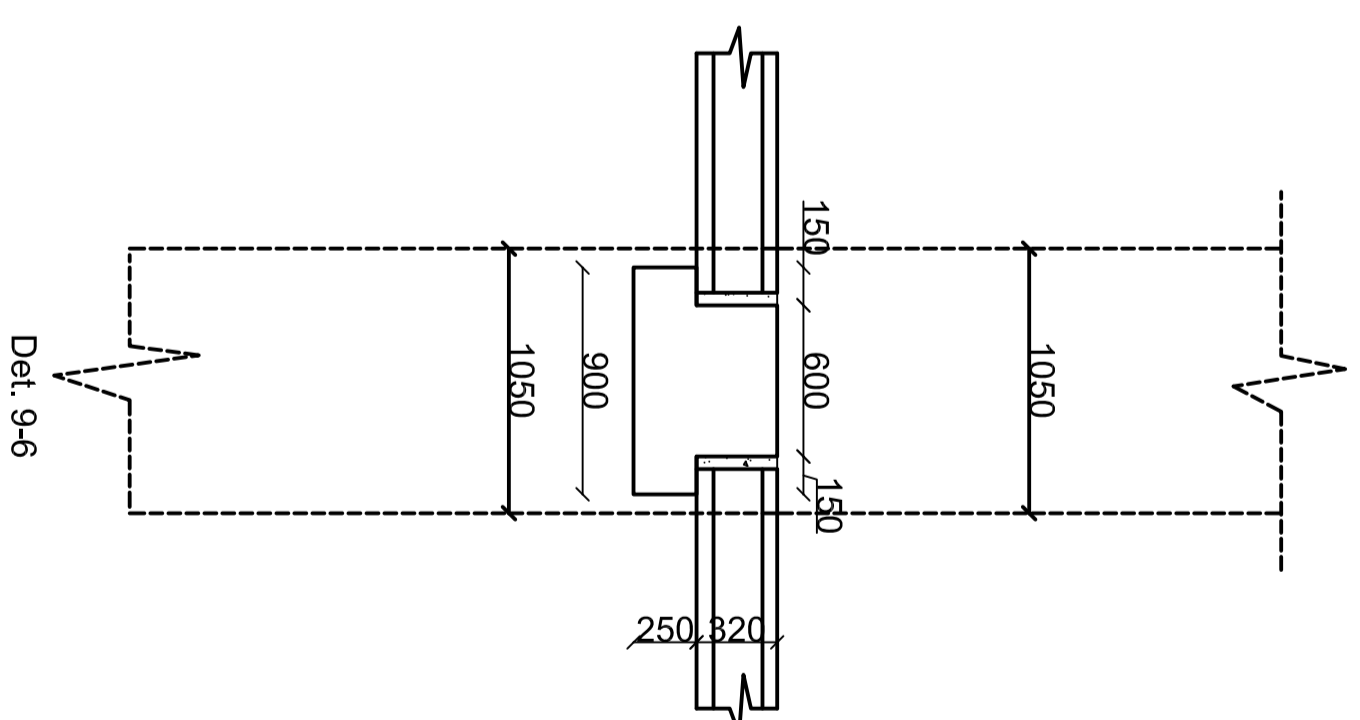
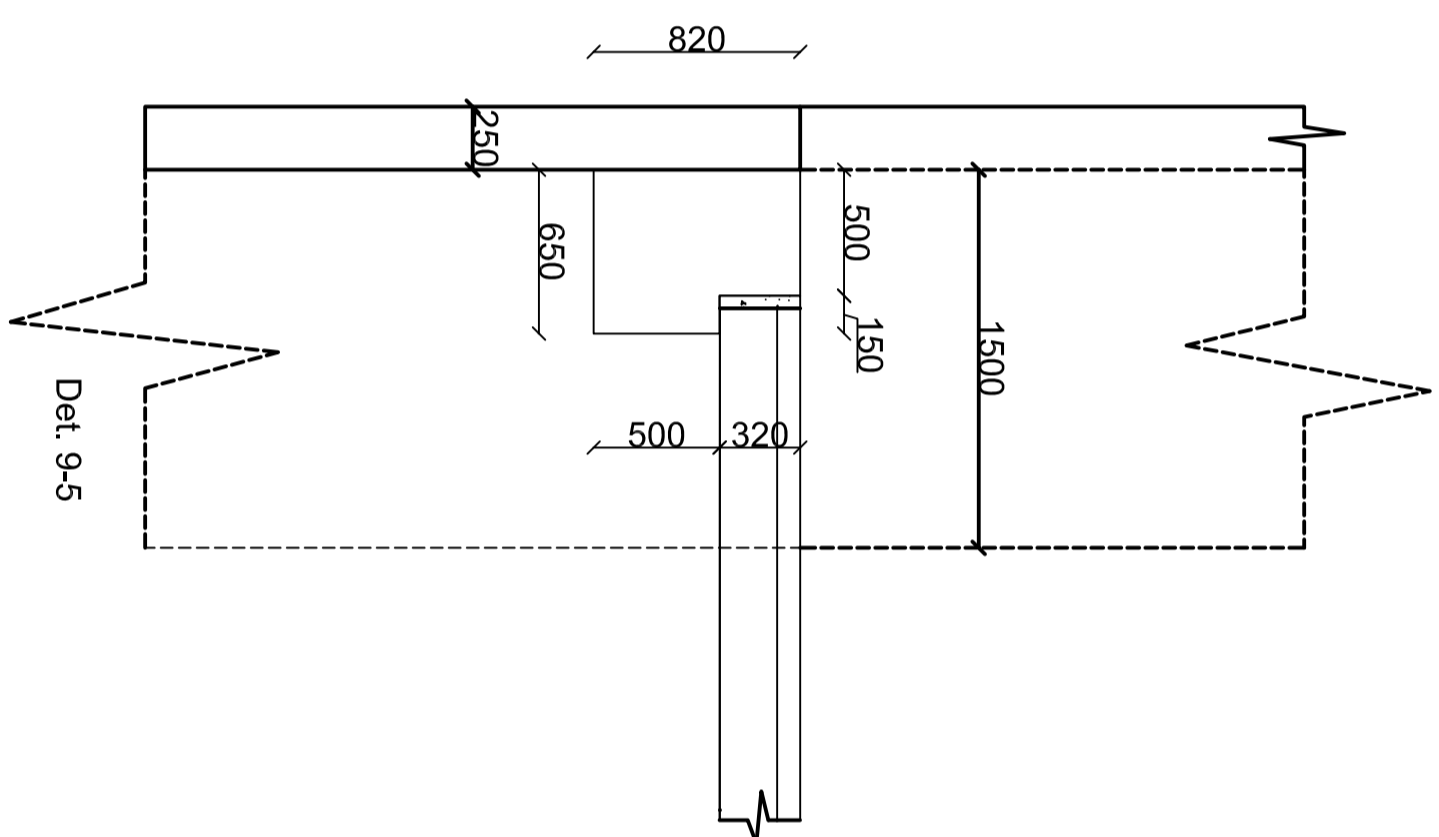
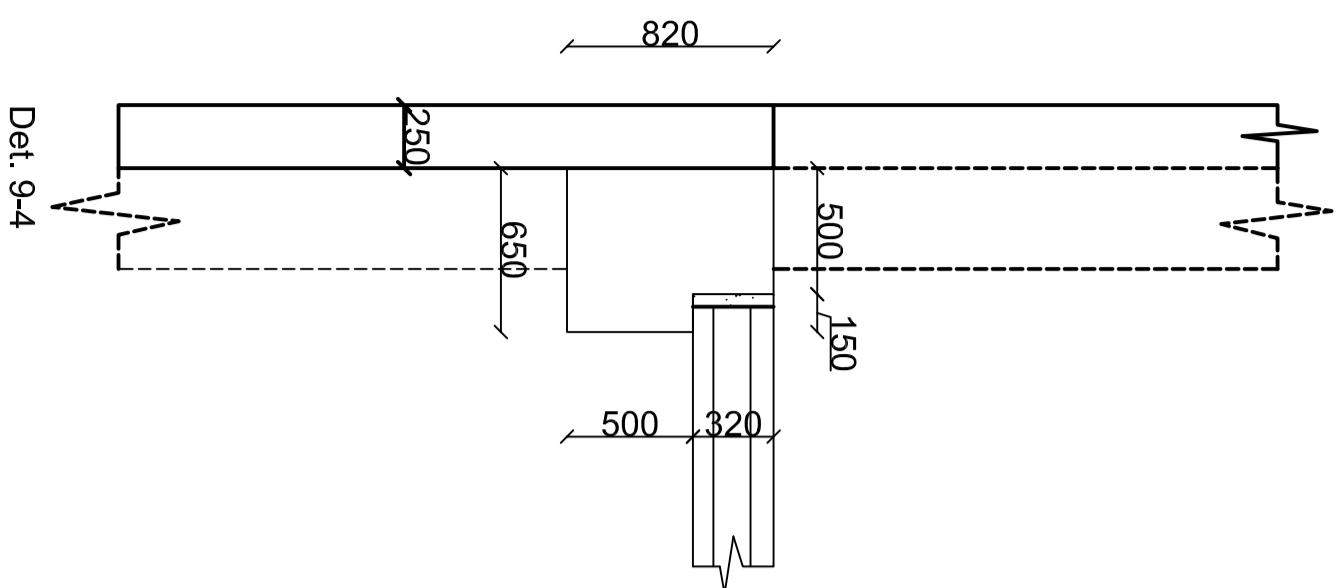
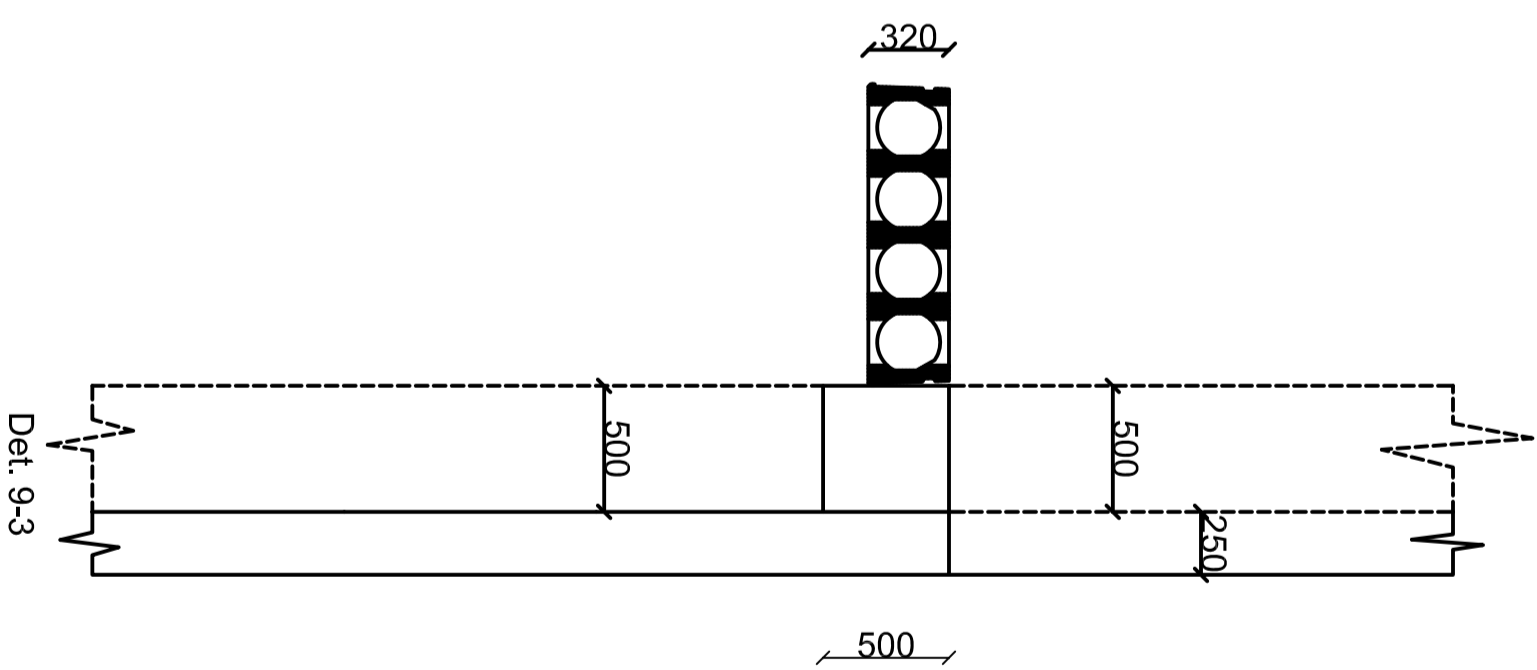
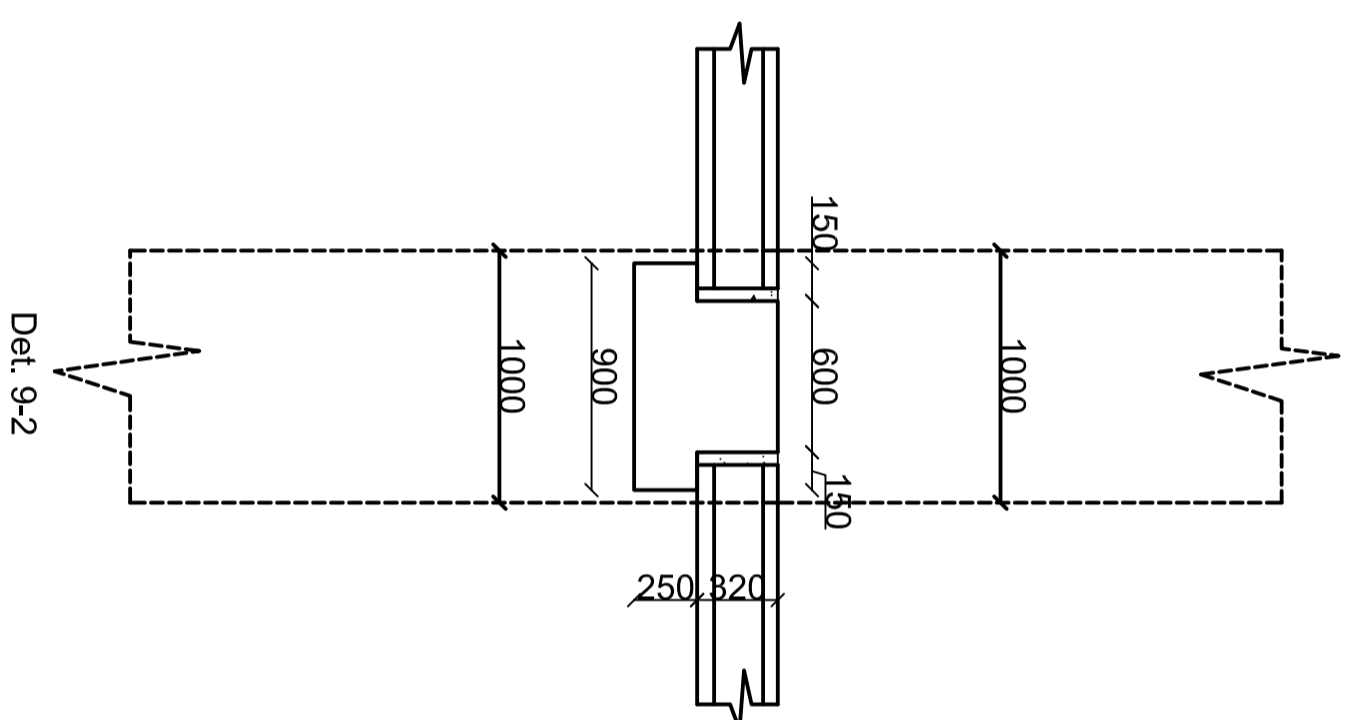
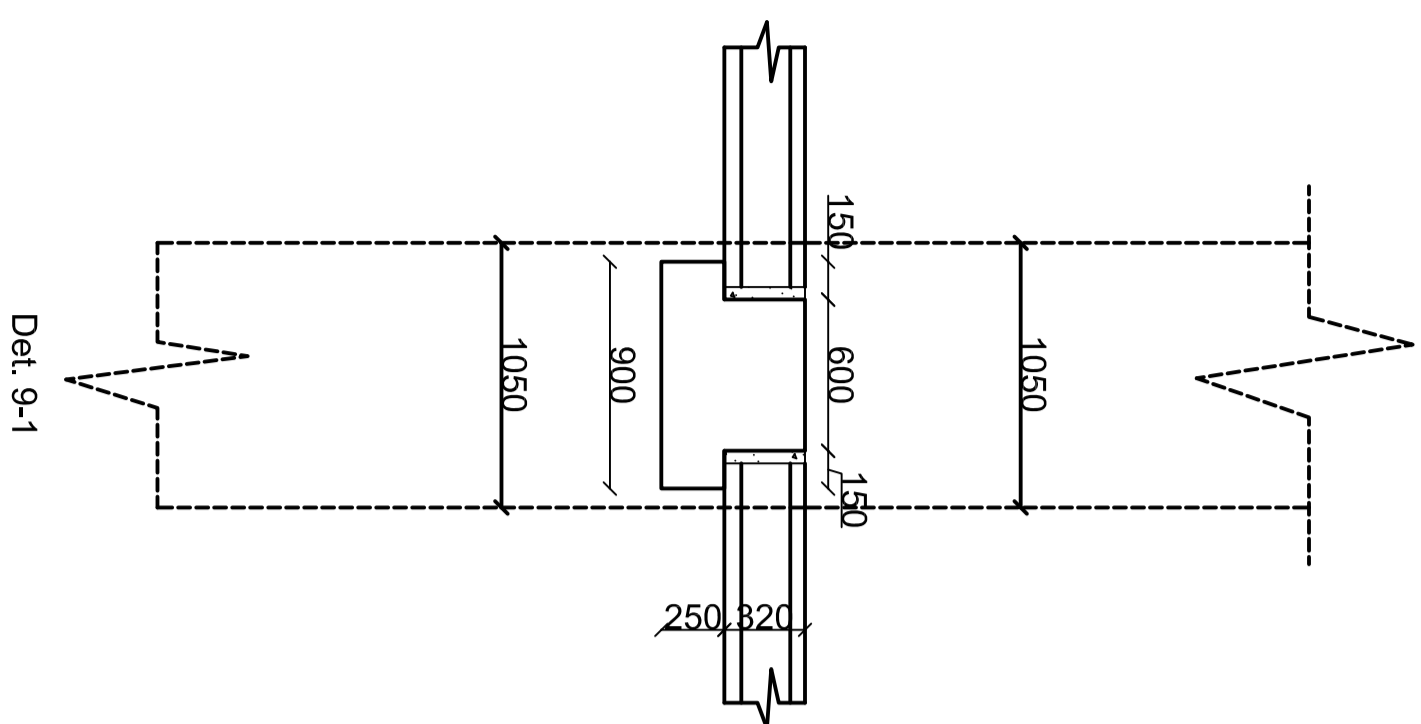
Prefab Design	Tegn. nr	010
---------------	----------	-----



1	Revisjon	28.04.2015			
Masteroppagve		Dato	Utsk. /	Kont. /	Godk. /
Dakke over Plan 1					
Form		Maleslokk			
Prefab Design		Tegn. nr			
		011			

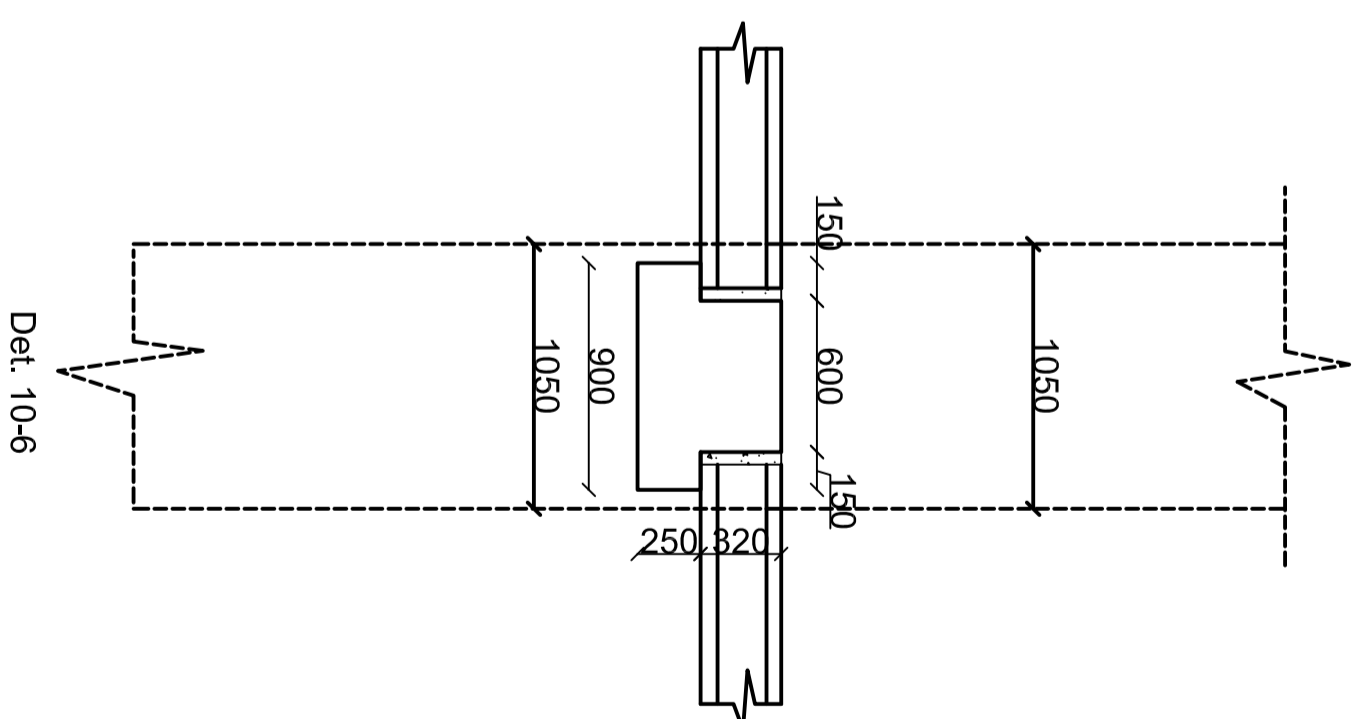
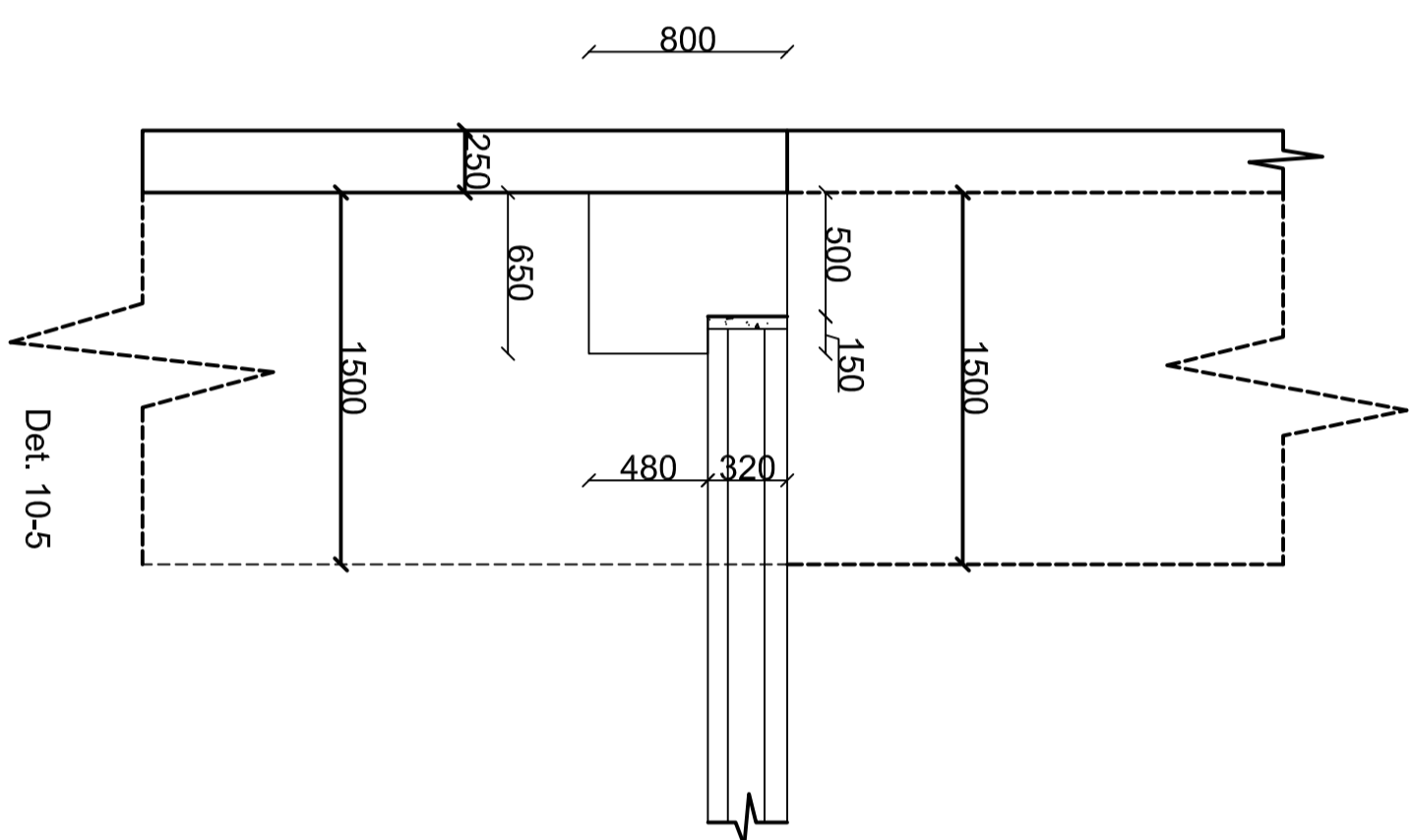
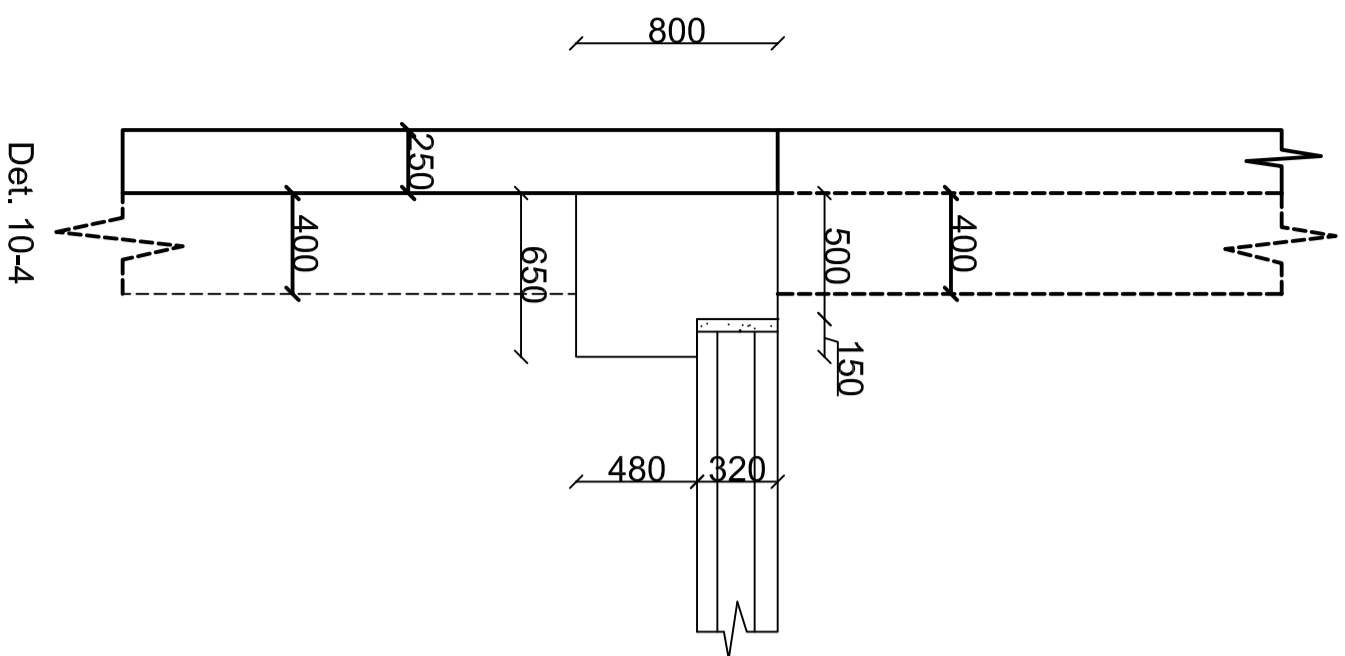
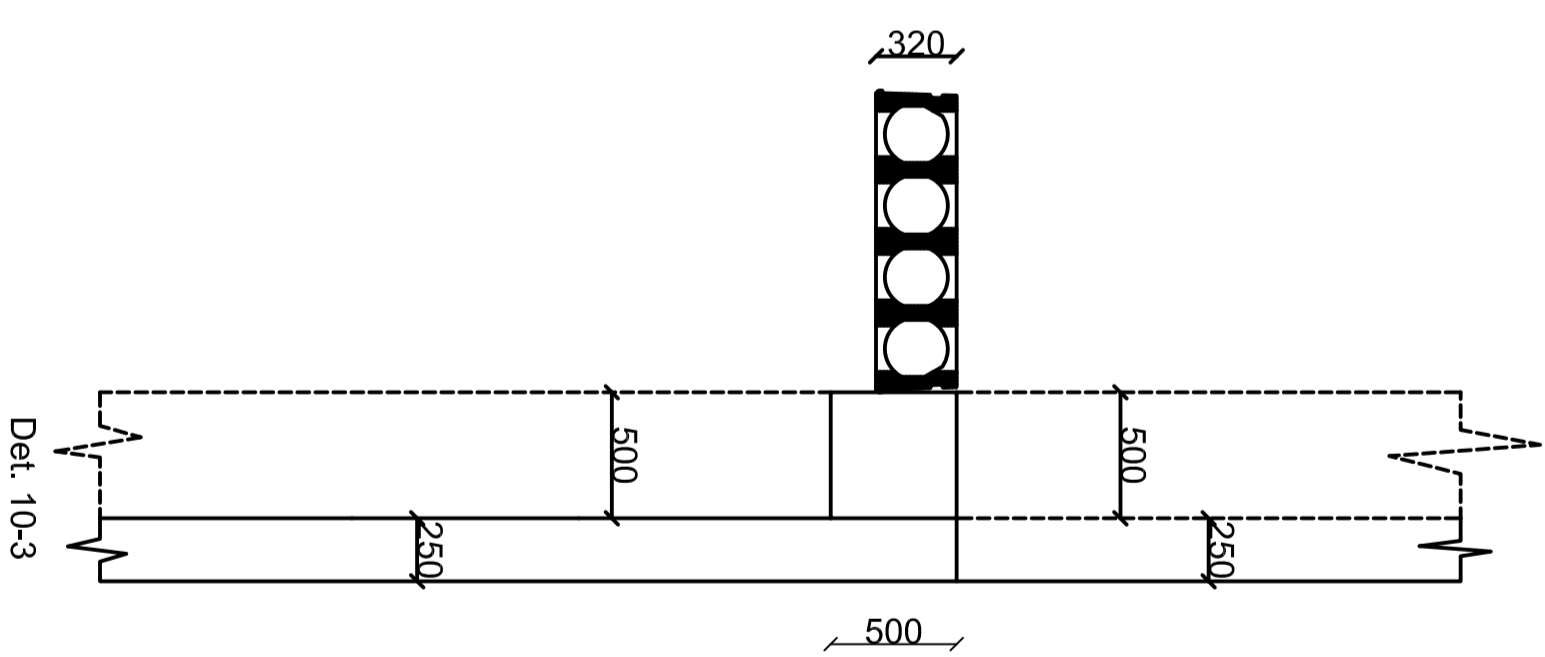
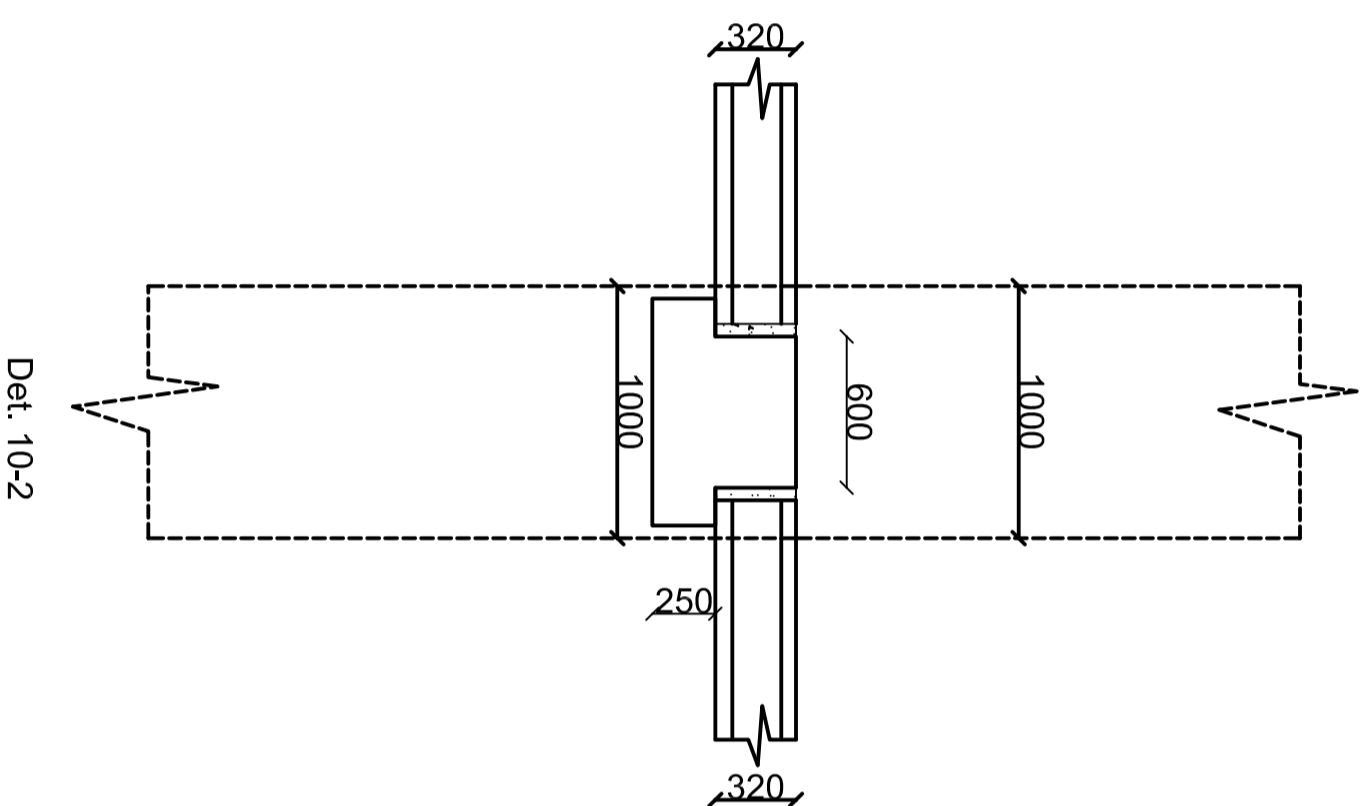
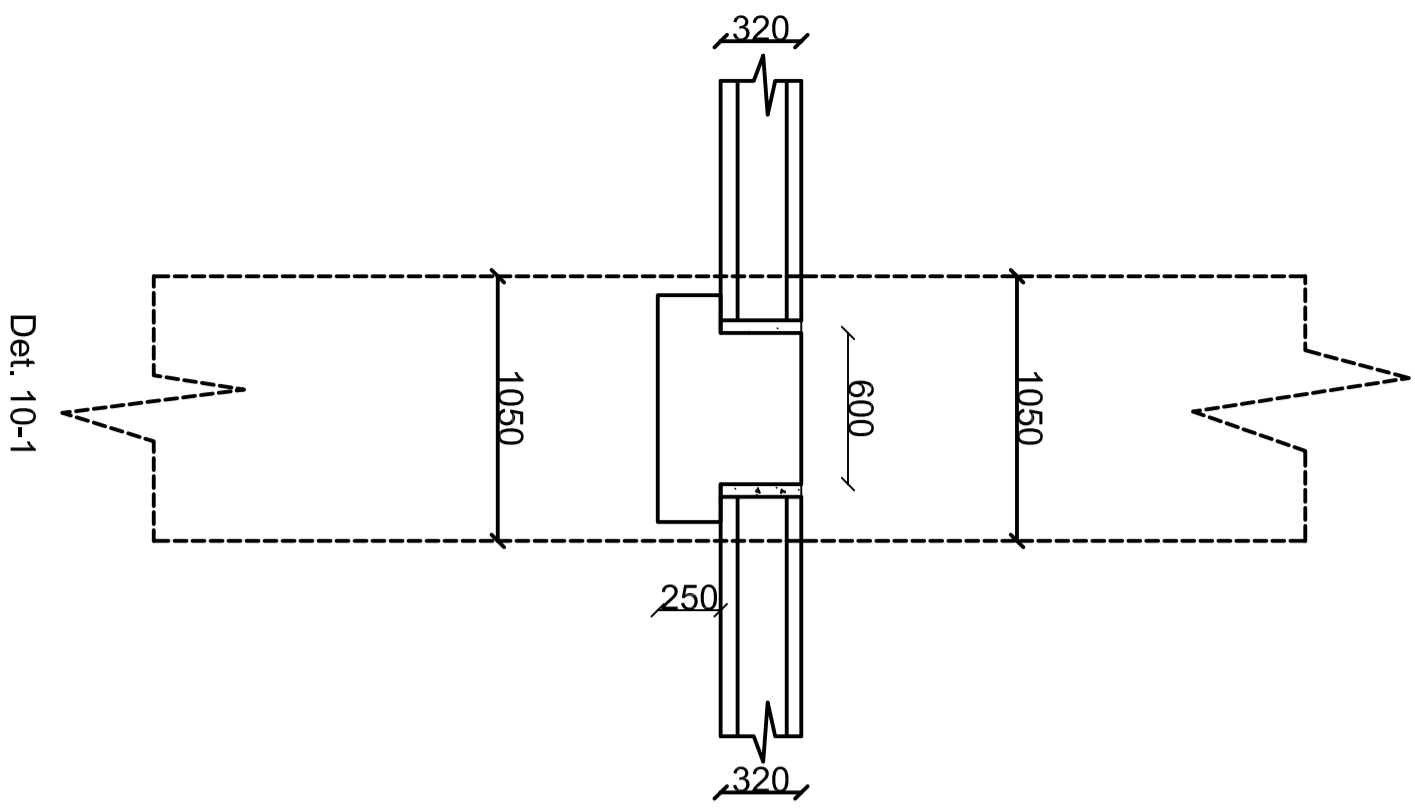


1	Rev	28.04.2015			
	Beskrivelse	Dato	Utvalgt	Kontrollert	Godkjent
Masteroppave					
Dakke over Plan 2		Målestokk 1:200			
Form					
Priefab Design		Tegn. nr			
		012			

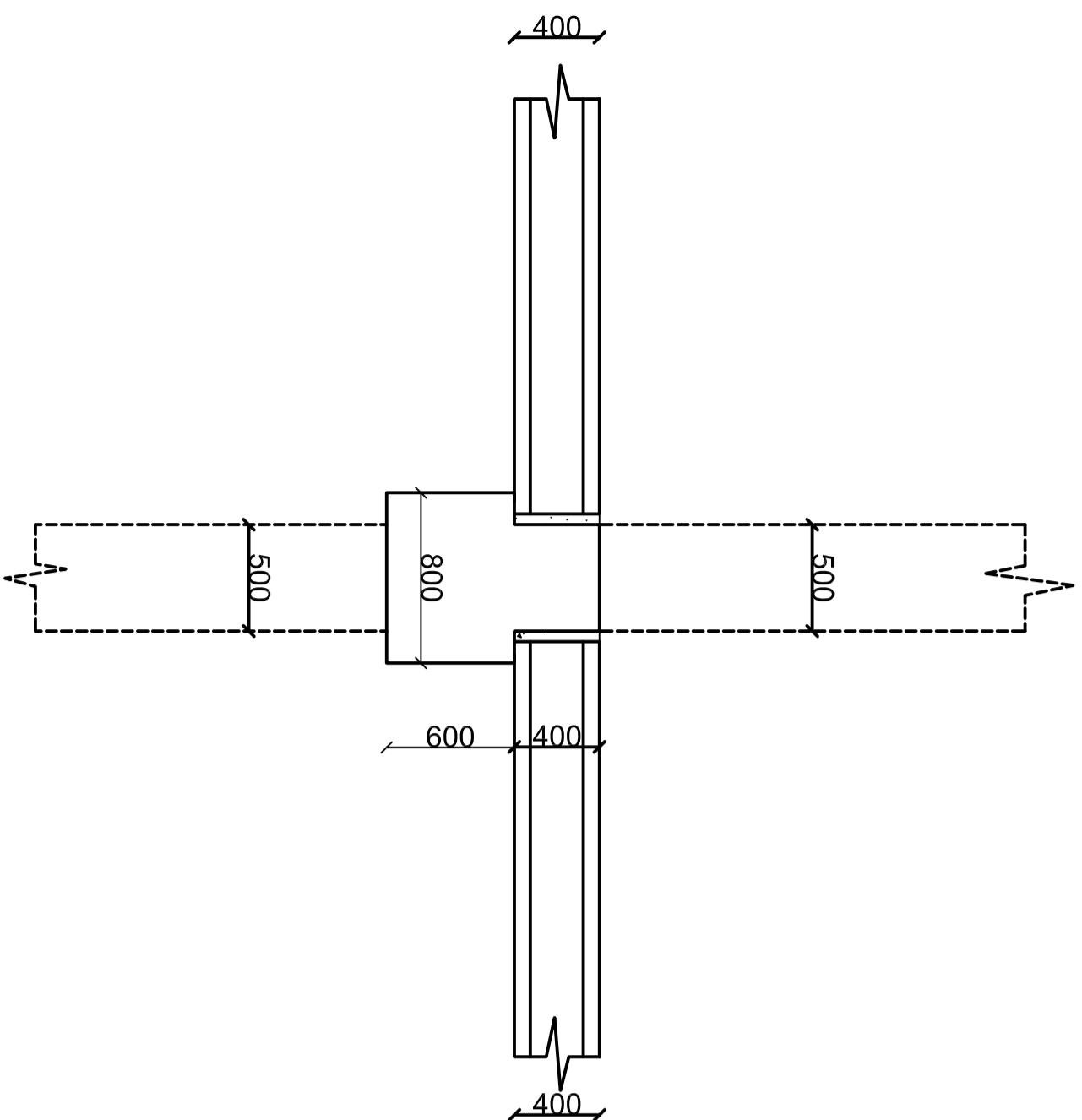


PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

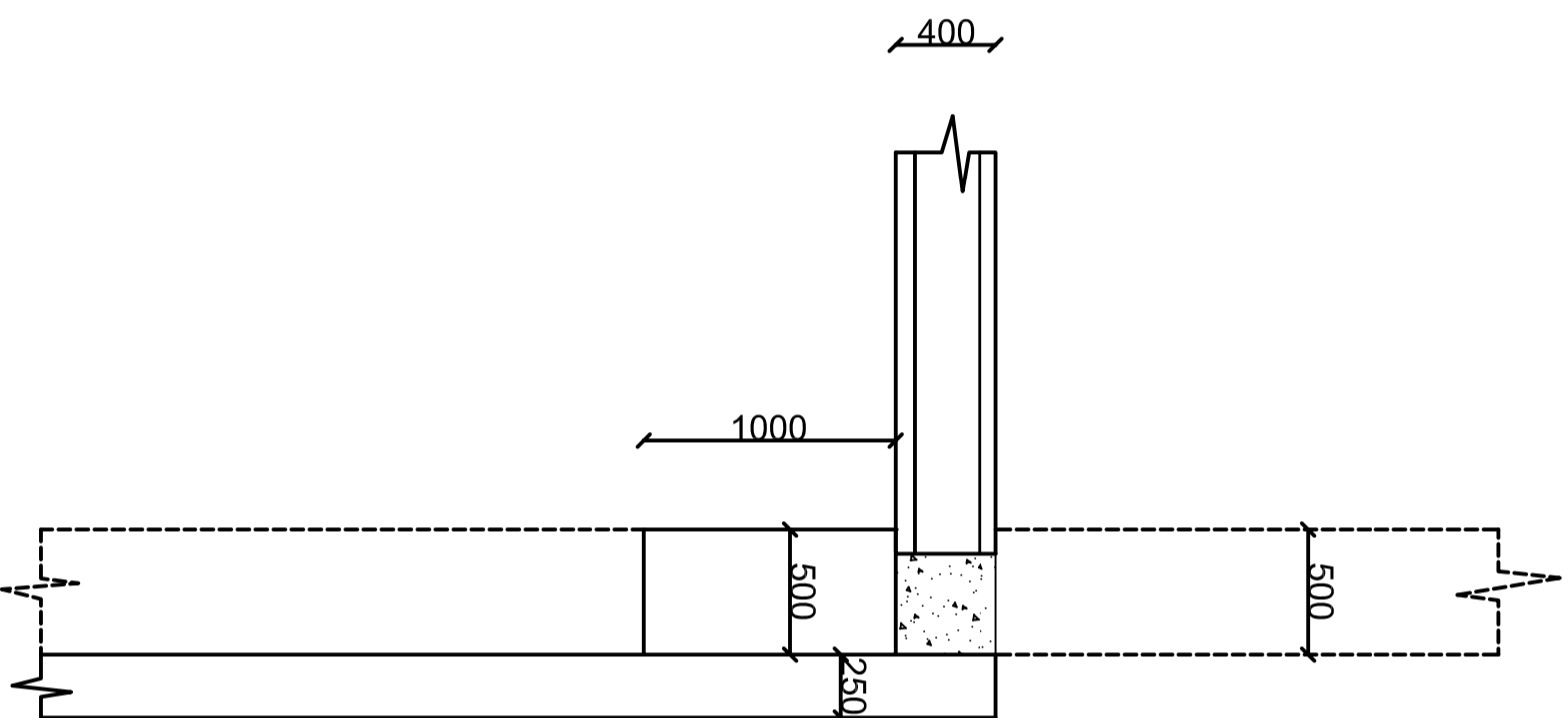
1		28.04.2015			
Rev	Beskrivelse	Dato	Utvalgt	Kontrollert	Godkjent
Masteroppgave					
Snitt		Malesstokk			
Form		1:30			
Prefab Design		Tegn. nr			
		055			



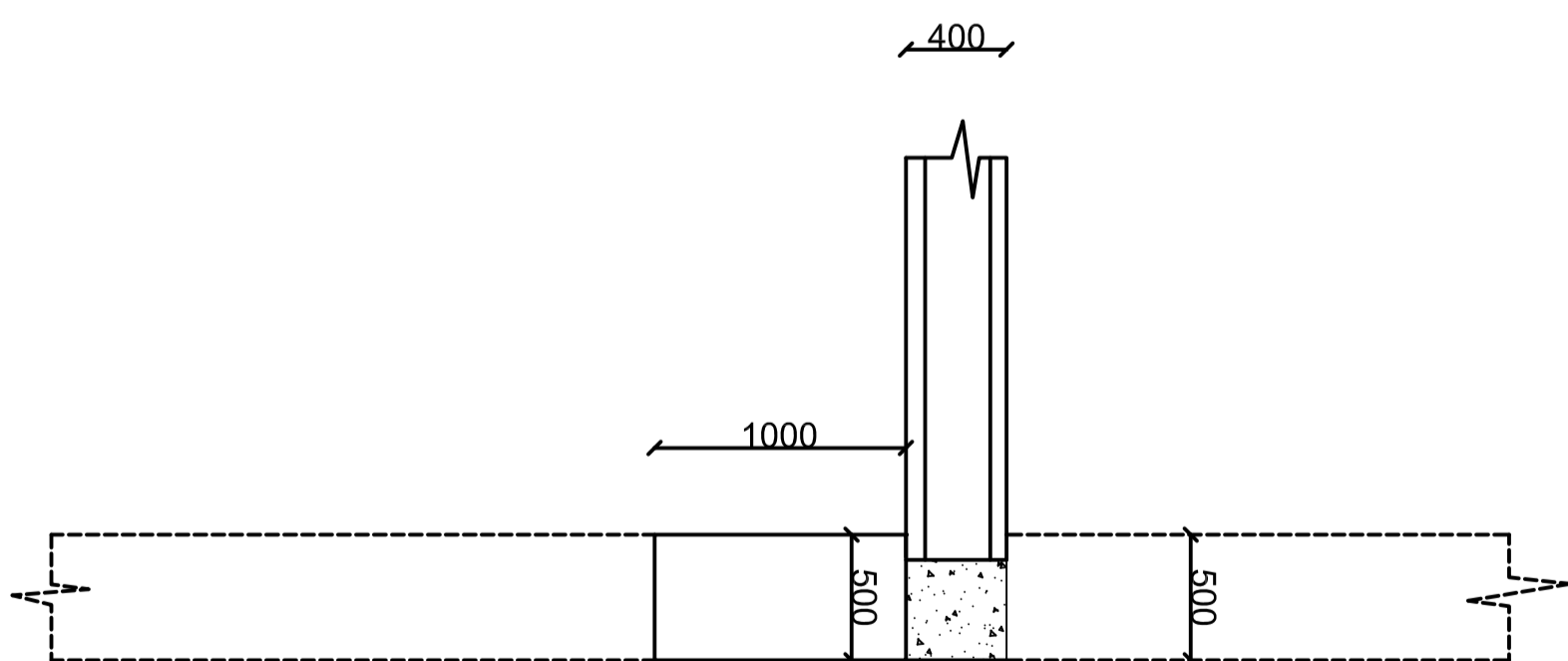
1		28.04.2015			
Rev	Beskrivelse	Dato	Urett	Kont	Godk
Masteroppgave					
Snitt		Malesstokk			
Form		1:30			
Prefab Design		Tegn. nr		054	



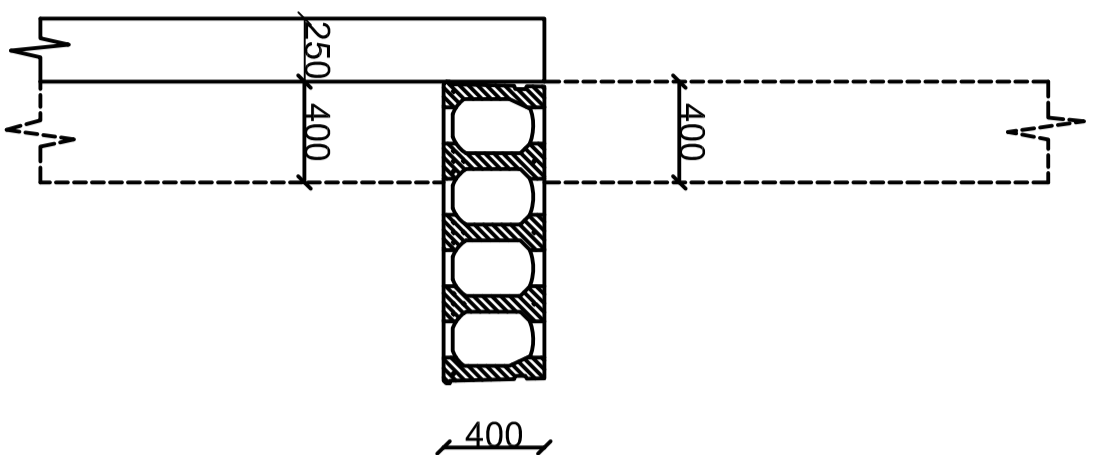
Det. 11-1



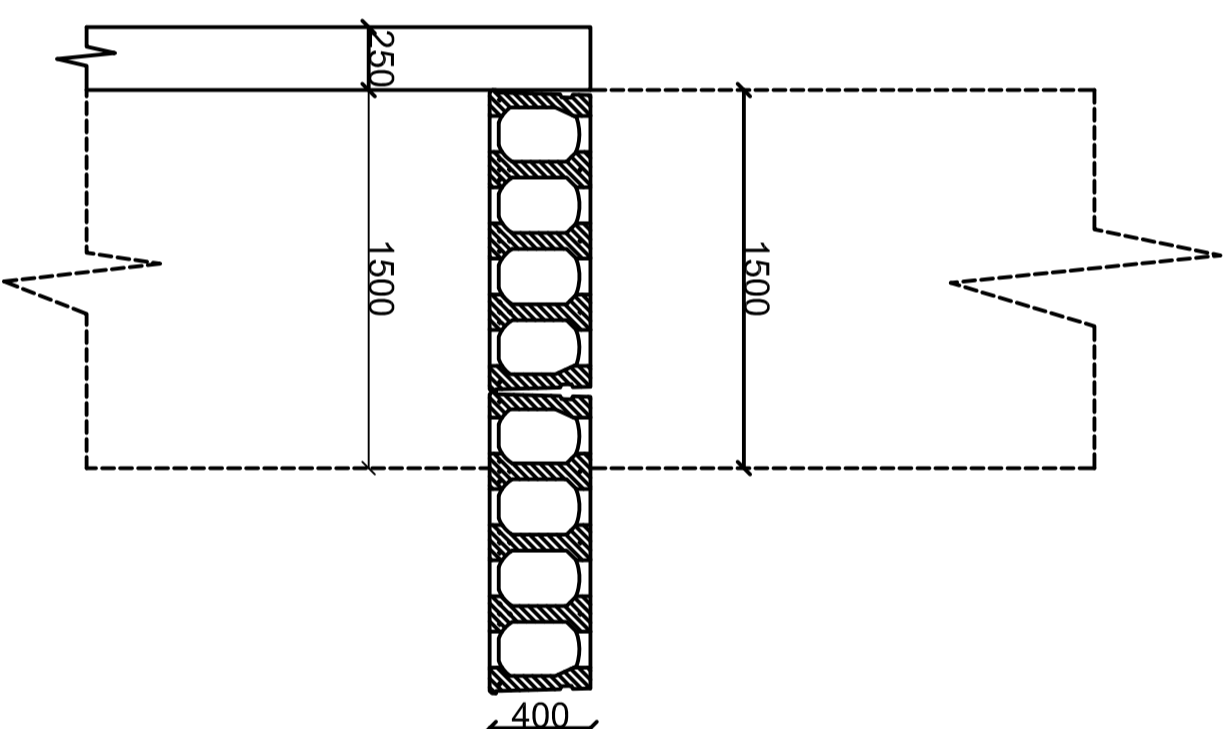
Det. 11-2



Det. 11-3

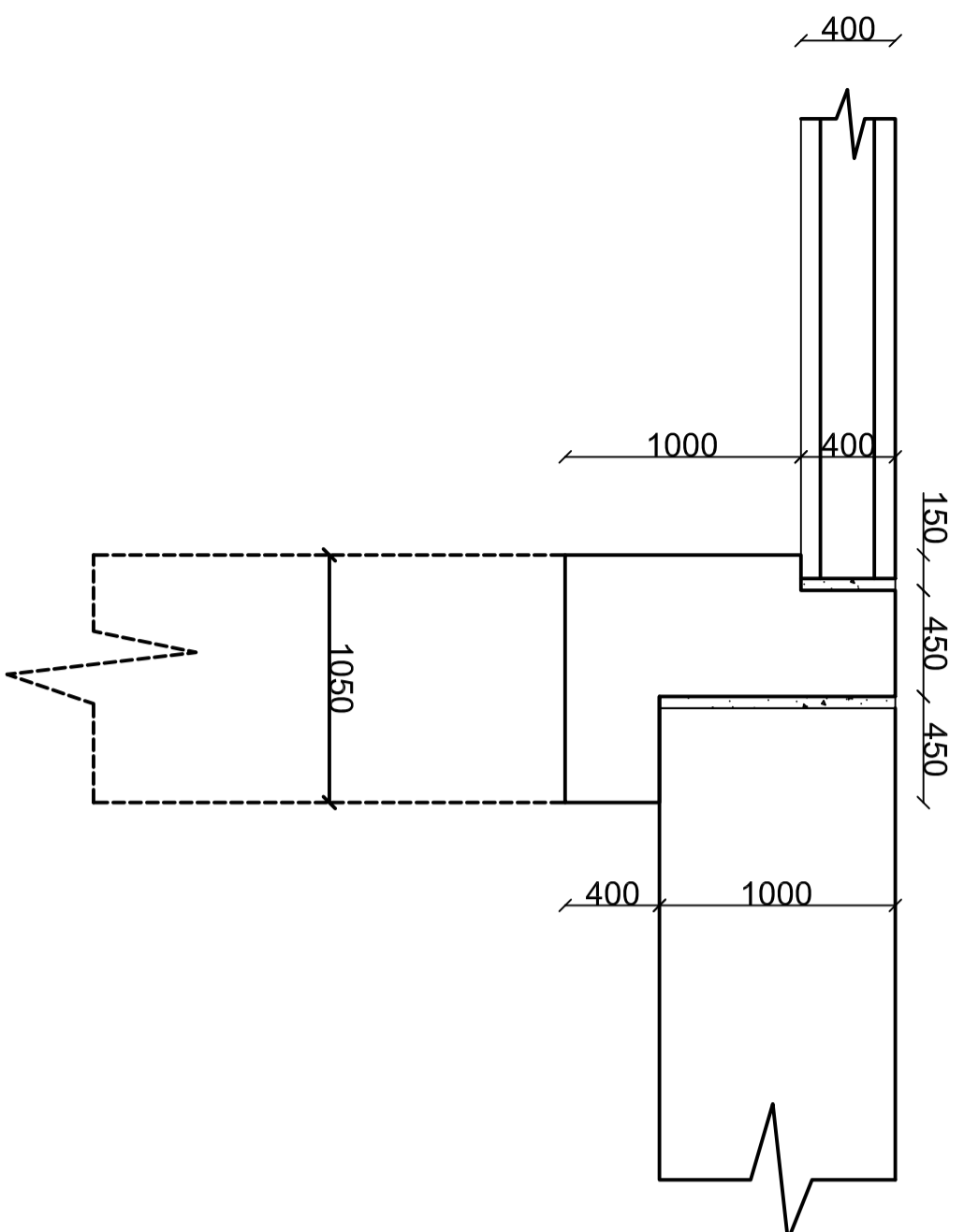


Det. 11-4

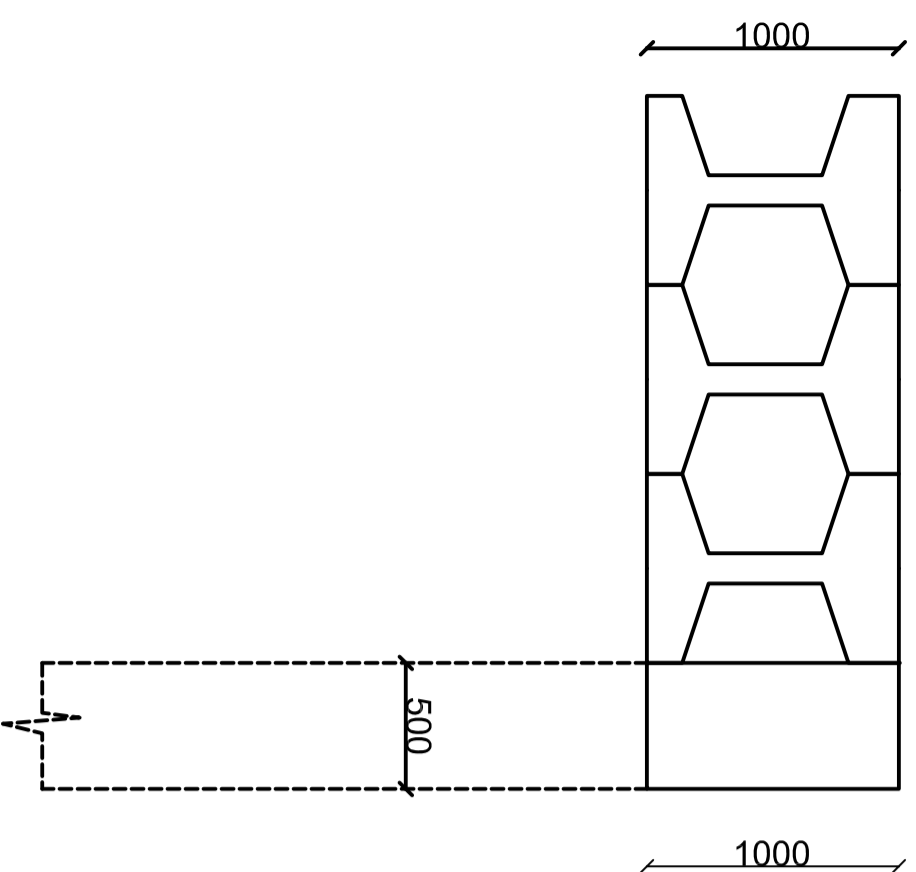


Det. 11-5

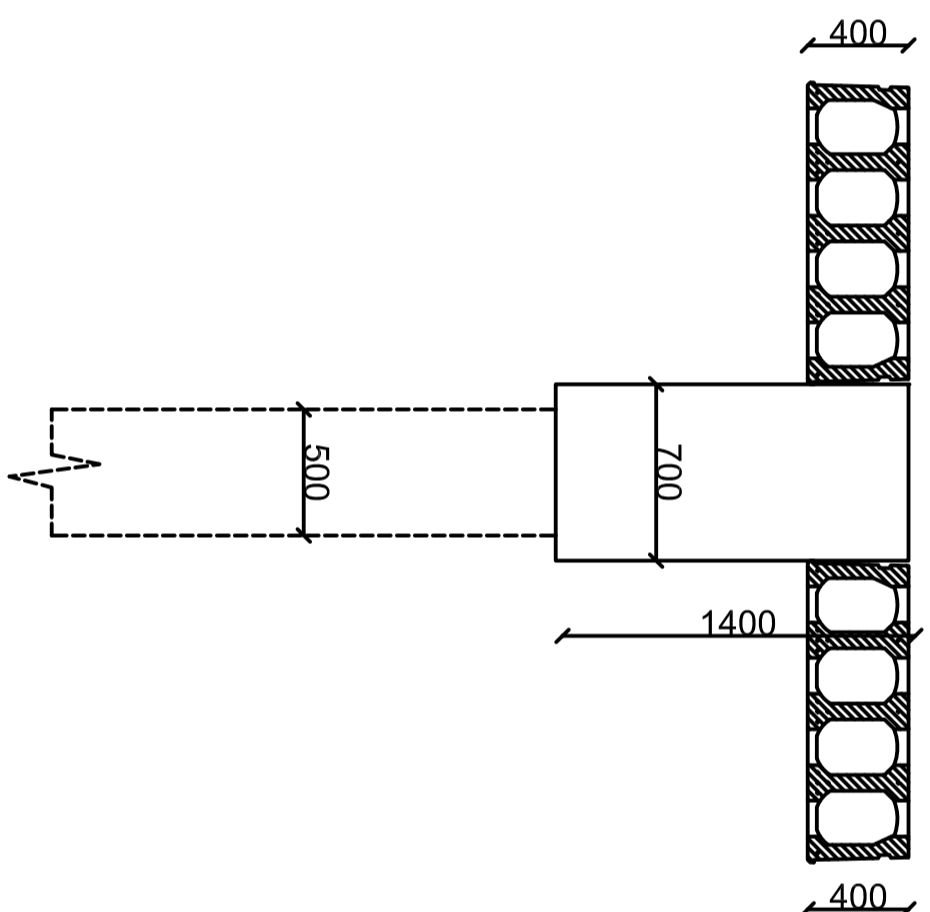
1		28.04.2015			
Rev	Beskrivelse	Dato	Utvalgt	Kontrollert	Godkjent
Masteroppgave					
Snitt		Malesjokk			
Form		1:30			
Prefab Design			Tegn. nr		
			053		



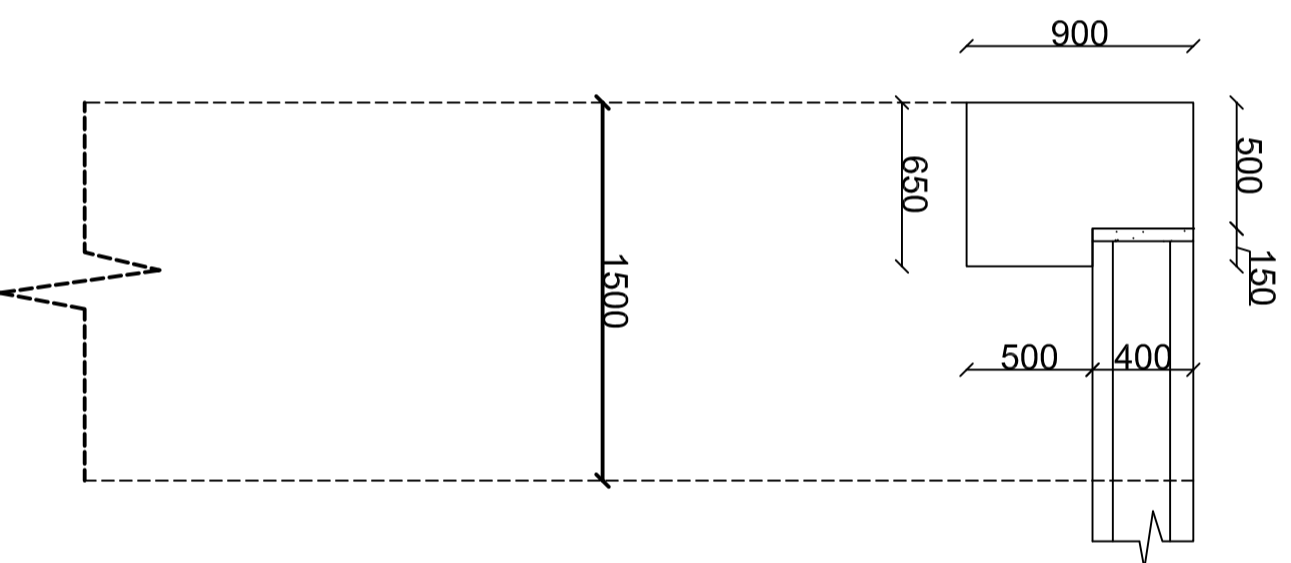
Det. 12-1



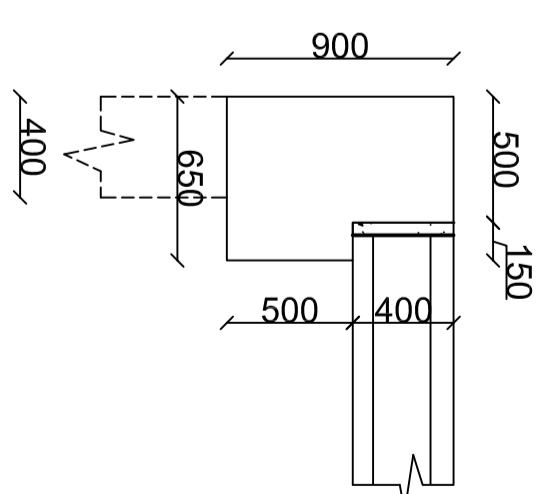
Det. 12-4



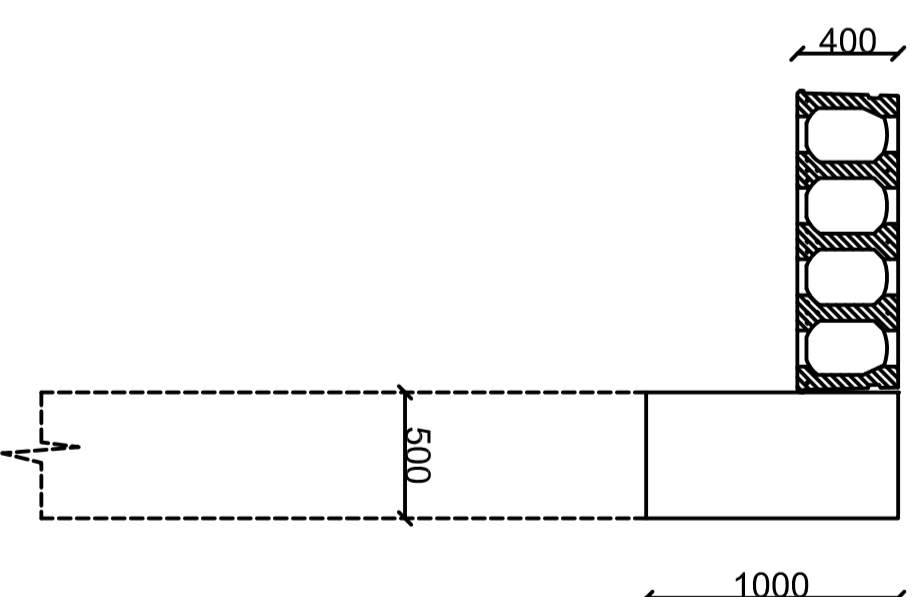
Det. 12-2



Det. 12-5

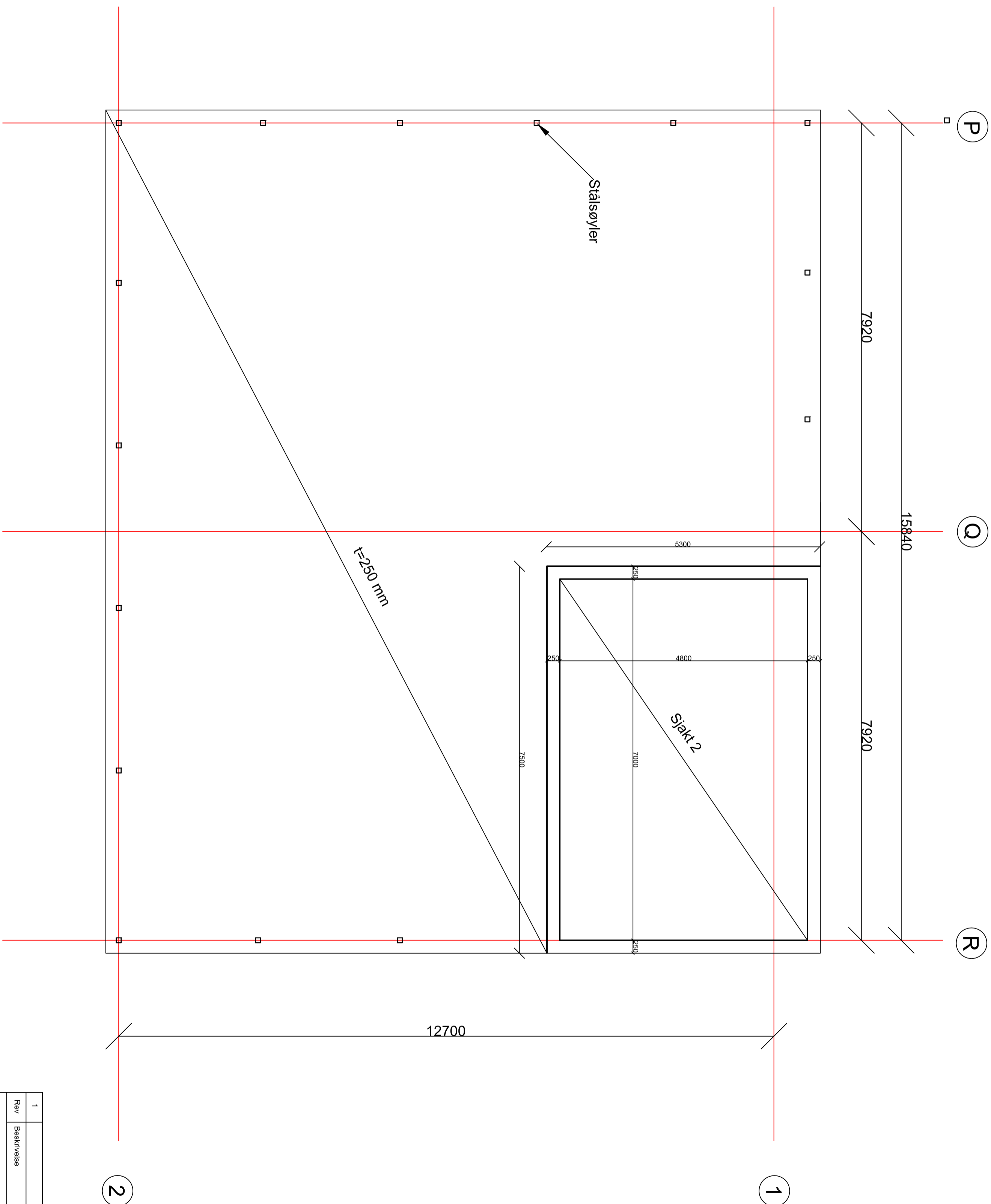


Det. 12-3

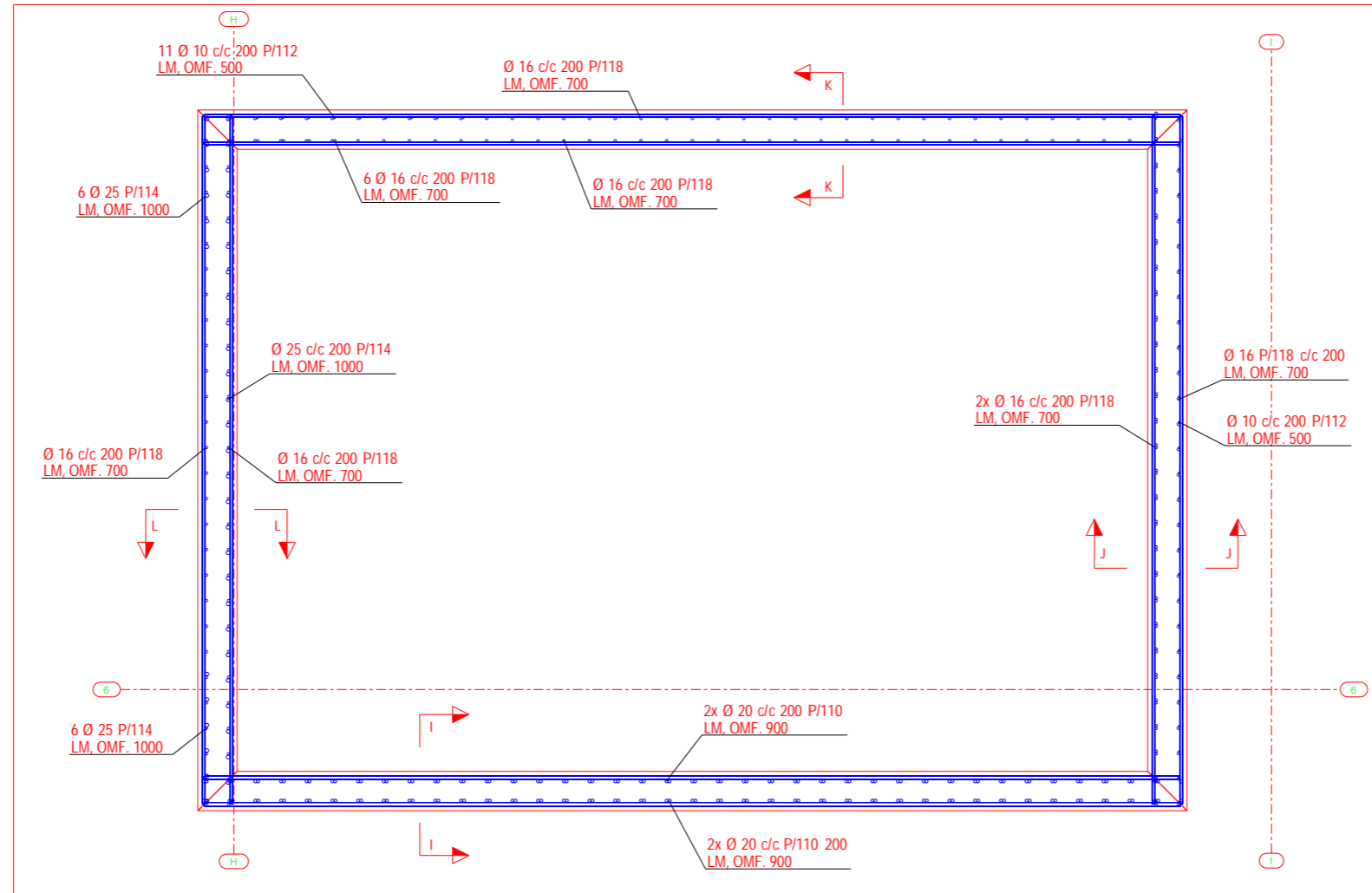


Det. 12-6

1		28.04.2015			
Rev	Beskrivelse	Dato	Utvalgt	Kontrollert	Godkjent
Masteroppgave					
Snitt		Malesstokk			
Form		1:30			
Prefab Design		Tegn. nr			
		052			



1		28.04.2015			
Rev	Beskrivelse	Dato	Utvalgt	Kontrollert	Godkjent
Masteroppgave					
Typisk plan boligblokk, dekke over 3.-10. etg.		Malesjokk			
Form		1:55			
Prefab Design		Tegn. nr			
		015			



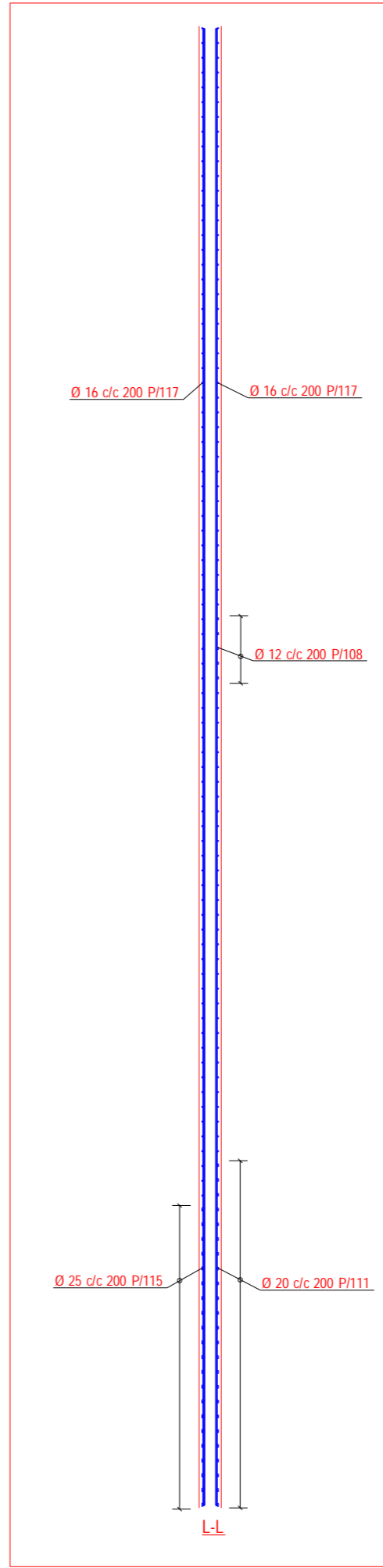
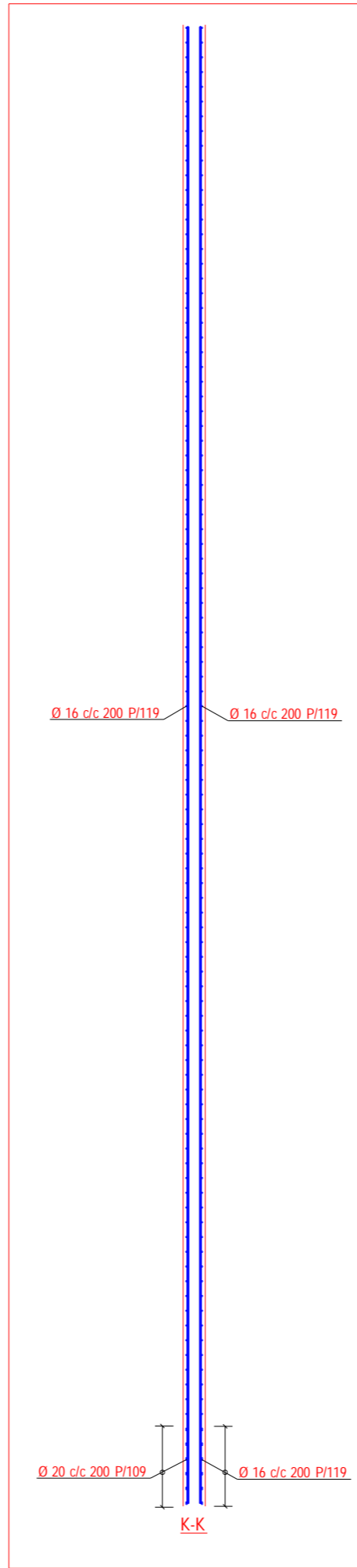
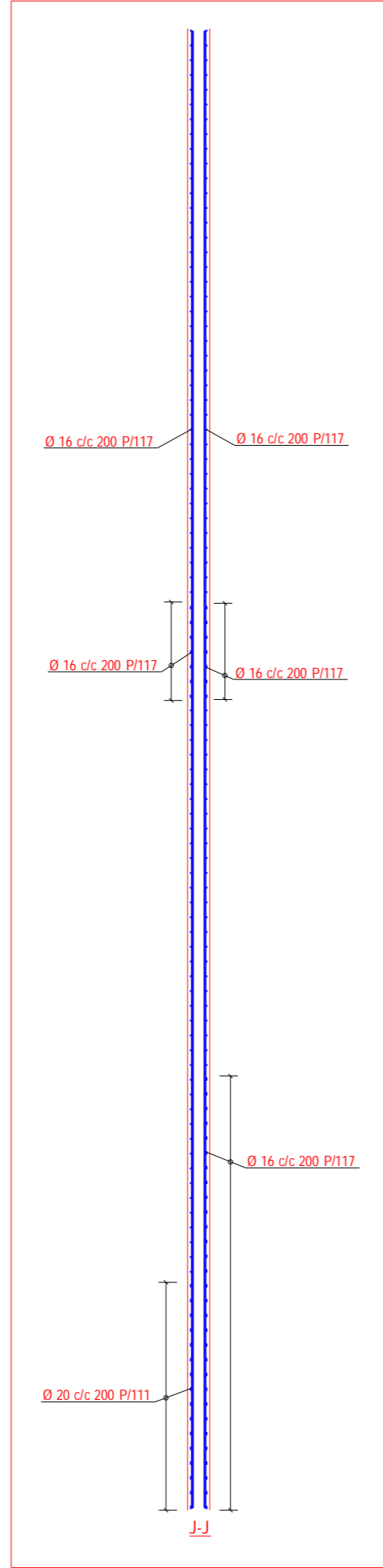
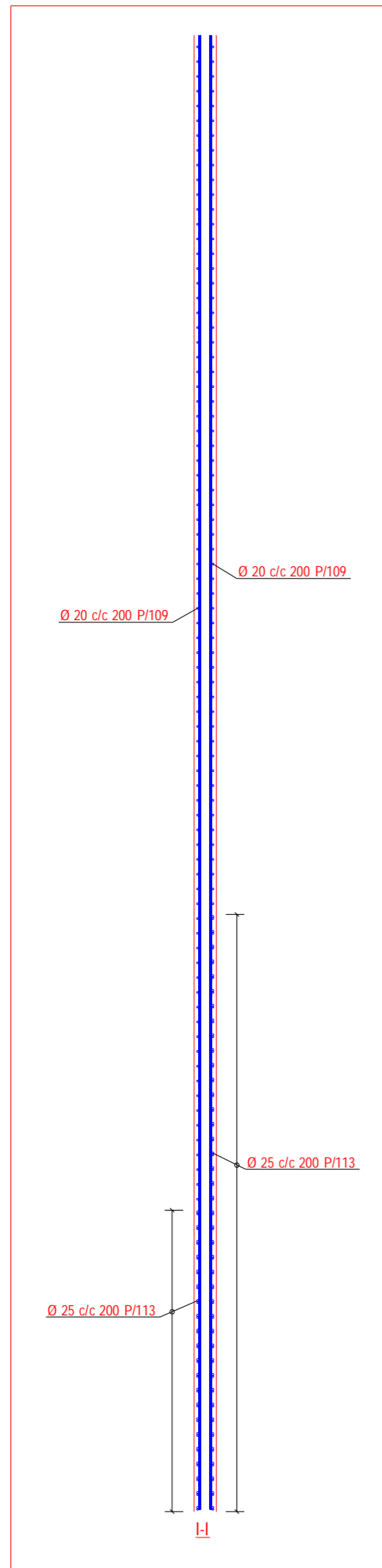
1. MATERIALER:

BETONGKVALITET: B45
 ARMERINGSKVALITET: B500NC

2. BESTEMMELSER:

BESTANDIGHETSKLASSE: M-40
 OVERDEKNING BUNN: 35+/-10 mm
 OVERDEKNING SIDER OG TOPP: 35+/-10 mm
 PÅLITELIGHETSKLASSE: 2
 KONTROLLKLASSE UTFØRELSE: NORMAL

0	ARBEIDSTEGNING	03.06.2015	PLK		
Rev.	Anntall	Beskrivelse	Dato	Utarb.	Kontr.
			Original format	Fag	Code
Masteroppgave			A1		
			Tegningens filnavn		
			Underlagets filnavn		
Heissjakt -2. etg til OK. 2. etg. Armering			Målestokk		
		Dato	Utarbeidet	Kontrollert	Godkjent
		03.06.2015	PLK		
		Oppdragsnr.	Tegningsnr.	236	Rev.
			103-1		0



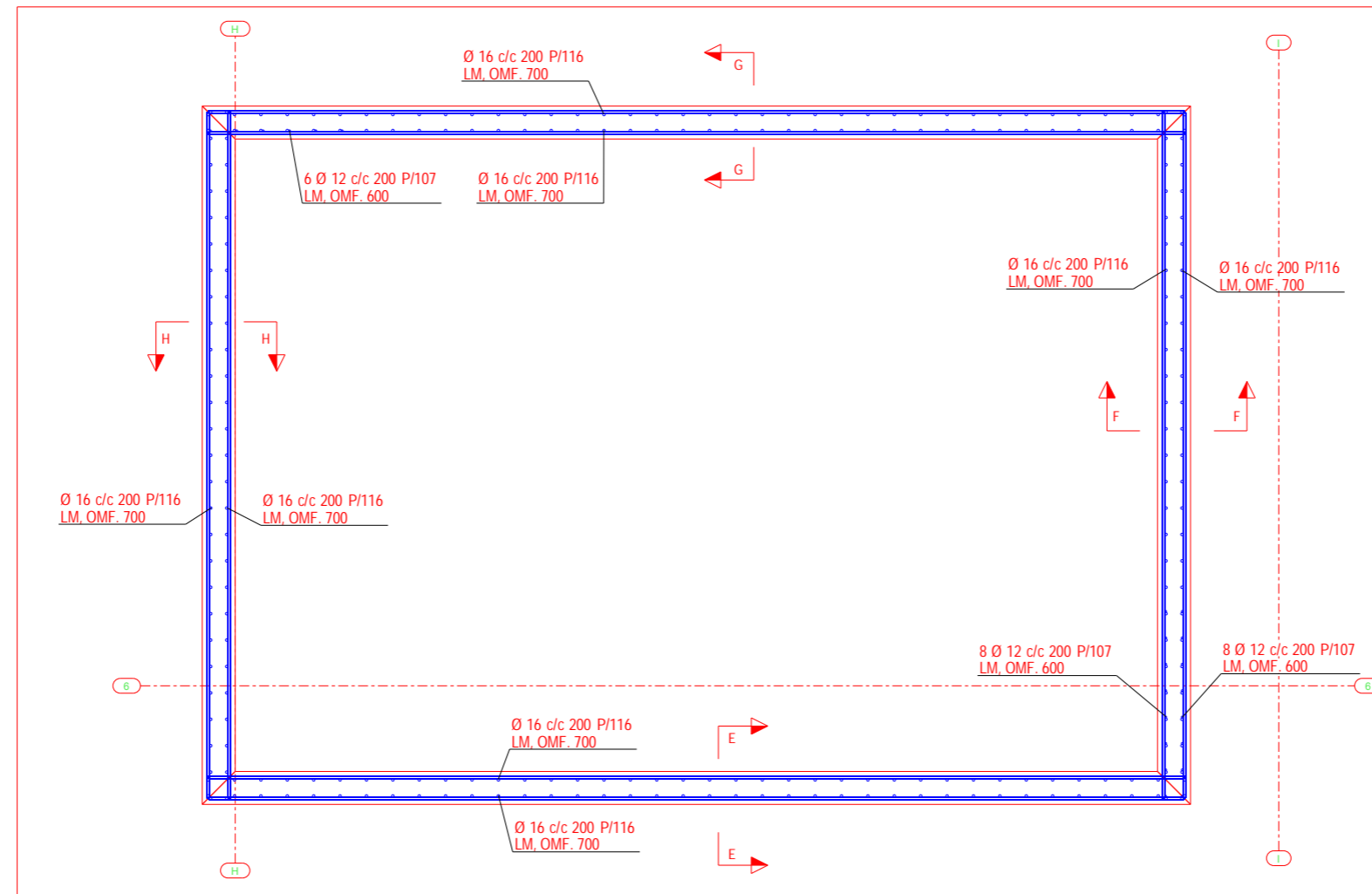
1. MATERIALER:

BETONGKVALITET: B45
 ARMERINGSKVALITET: B500NC

2. BESTEMMELSER:

BESTANDIGHETSKLASSE: M-40
 OVERDEKNING BUNN: 35+/- 10 mm
 OVERDEKNING SIDER OG TOPP: 35+/- 10 mm
 PÅLITELIGHETSKLASSE: 2
 KONTROLLKLASSE UTFØRELSE: NORMAL

0	ARBEIDSTEGNING	03.06.2015	PLK		
Rev.	Anfall	Beskrivelse	Dato	Utarb.	Kontr.
			Original format	Fag	Code
Masteroppgave			A1		
			Tegningens filnavn		
			Underlagets filnavn		
			Målestokk		
Heissjakt -2. etg til OK 2. etg					
Armering snitt					
		Dato	Utarbeidet	Kontrollert	Godkjent
		03.06.2015	PLK		
Oppdragsnr:			Tegningsnr:	237	Rev.
			103-1-1		0



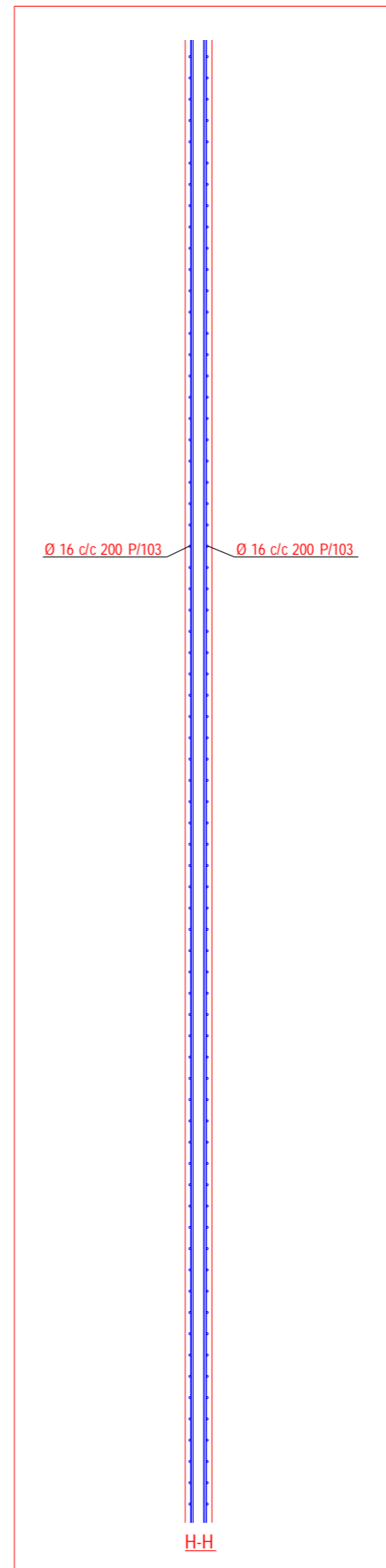
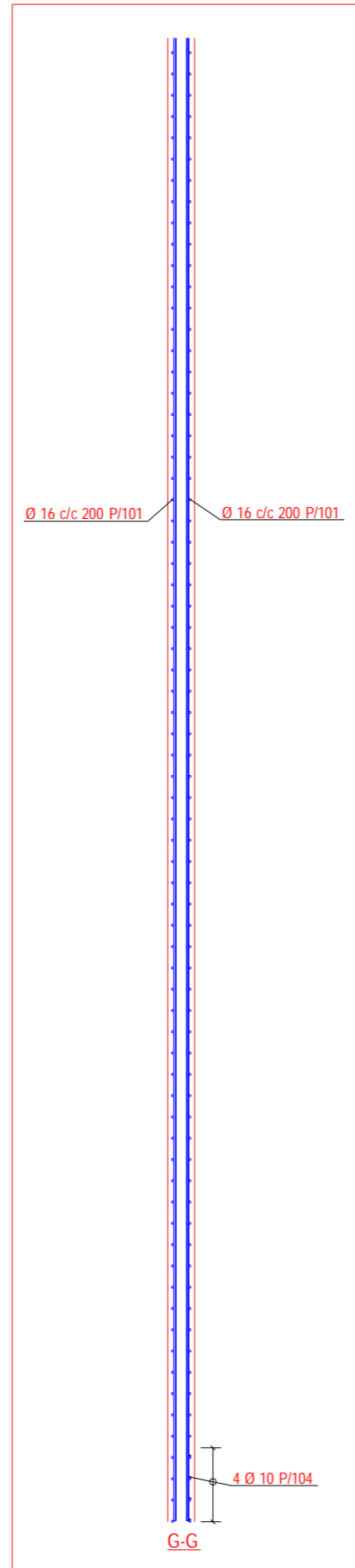
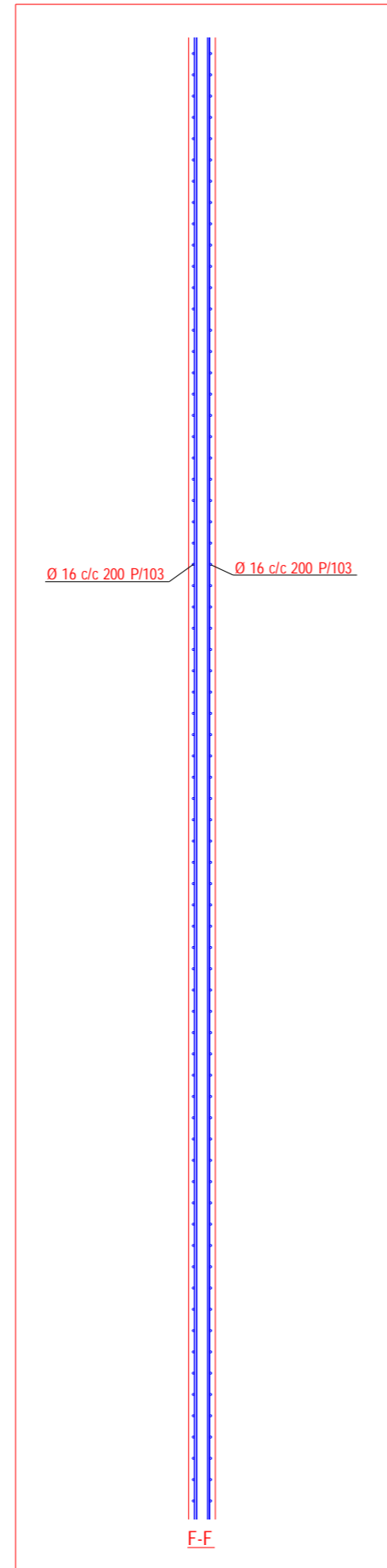
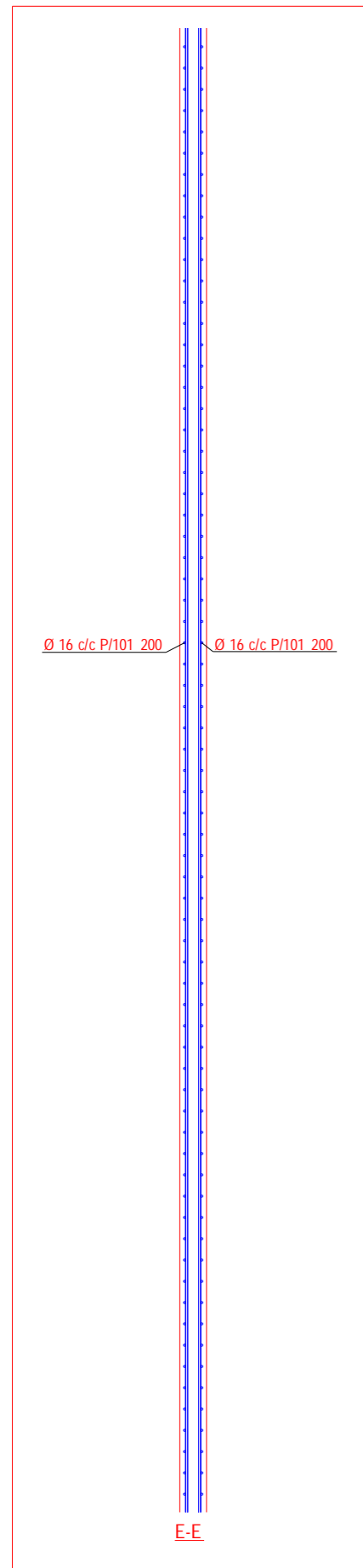
1. MATERIALER:

BETONGKVALITET: B45
 ARMERINGSKVALITET: B500NC

2. BESTEMMELSER:

BESTANDIGHETSKLASSE: M-40
 OVERDEKNING BUNN: 35+/- 10 mm
 OVERDEKNING SIDER OG TOPP: 35+/- 10 mm
 PÅLITELIGHETSKLASSE: 2
 KONTROLLKLASSE UTFØRELSE: NORMAL

0	ARBEIDSTEGNING	03.06.2015	PLK		
Rev.	Anntall	Beskrivelse	Dato	Utarb.	Kontrollert
			Original format	Fag	Code
Masteroppgave			A1		
			Tegningens filnavn		
			Underlagets filnavn		
Heissjakt UK. 3. etg. til OK. 6. etg			Målestokk		
Armering					
		Dato	Utarbeidet	Kontrollert	Godkjent
		03.06.2015	PLK		
		Oppdragsnr.	Tegningsnr.	238	Rev.
			103-2		0



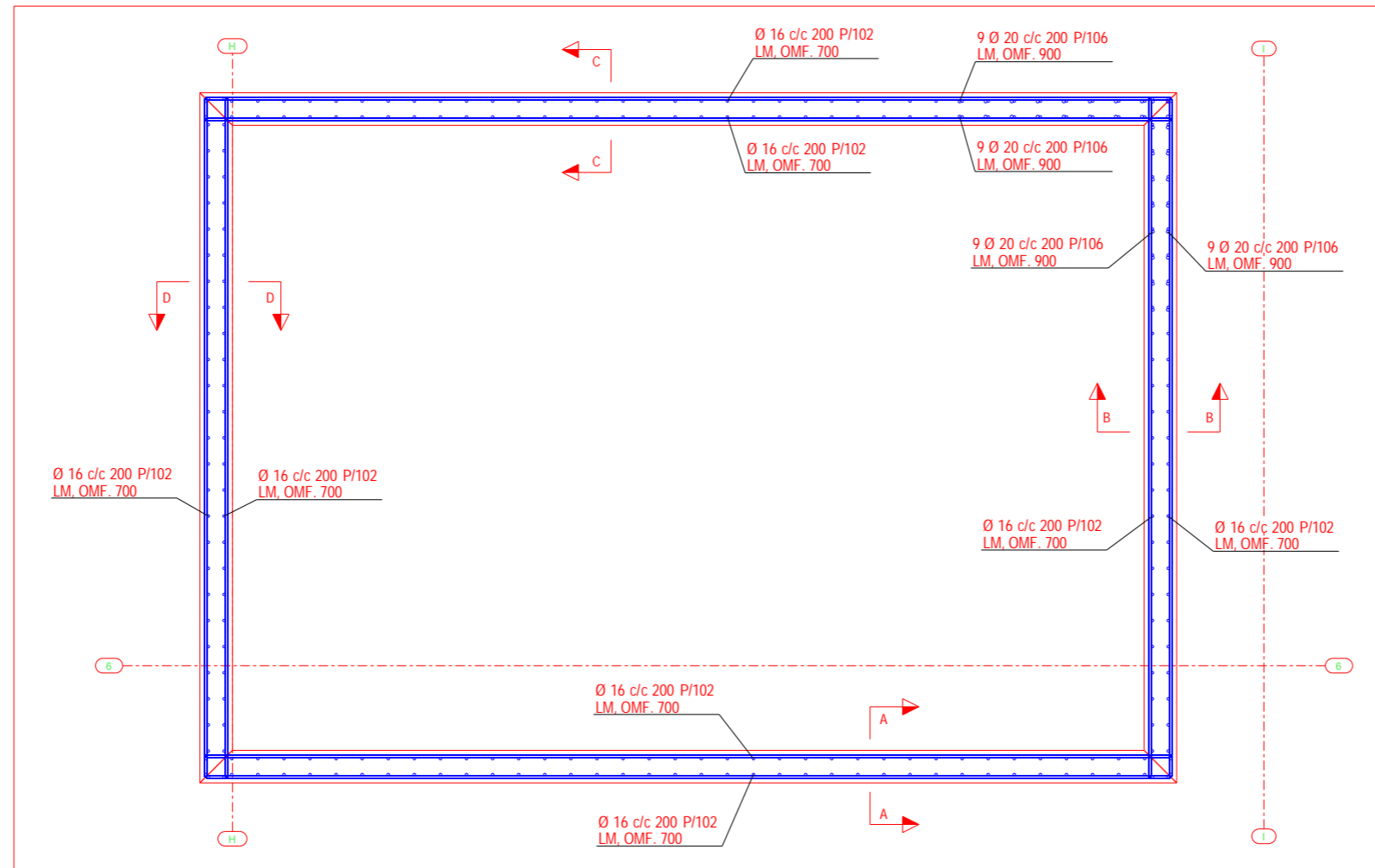
1. MATERIALER:

BETONGKVALITET: B45
 ARMERINGSKVALITET: B500NC

2. BESTEMMELSER:

BESTANDIGHETSKLASSE: M-40
 OVERDEKNING BUNN: 35+/- -10 mm
 OVERDEKNING SIDER OG TOPP: 35+/- -10 mm
 PÅLITELIGHETSKLASSE: 2
 KONTROLLKLASSE UTFØRELSE: NORMAL

0	ARBEIDSTEGNING	03.06.2015	PLK		
Rev.	Antall	Beskrivelse	Dato	Utarb.	Kontrollert
			Original format	Fag	Code
Masteroppgave			A1		
			Tegningens filnavn		
			Underlagets filnavn		
Heissjakt UK. 3. etg. til OK. 6. etg			Målestokk		
Armering snitt					
		Dato	Utarbeidet	Kontrollert	Godkjent
		03.06.2015	PLK		
Oppdragsnr:			Tegningsnr:	239	Rev.
			103-2-2		0



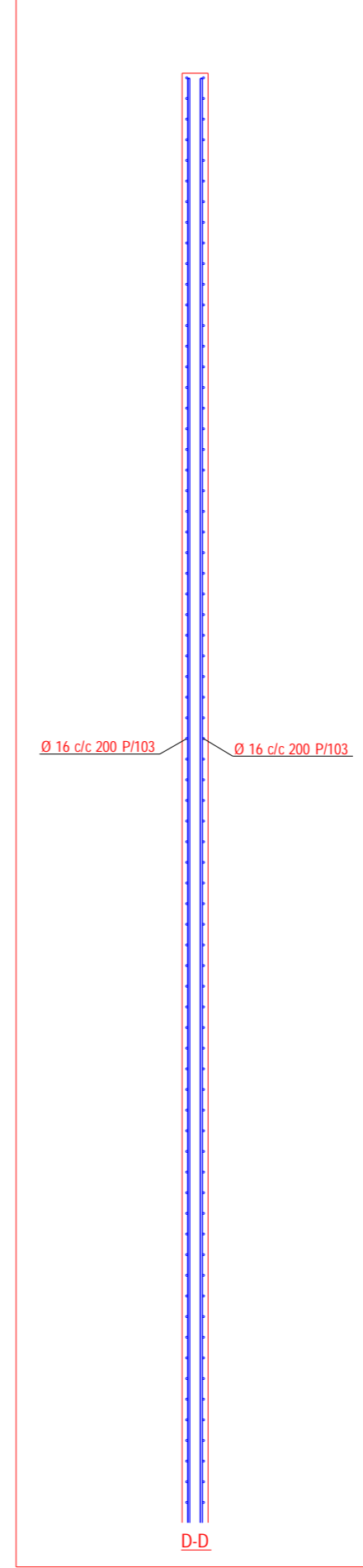
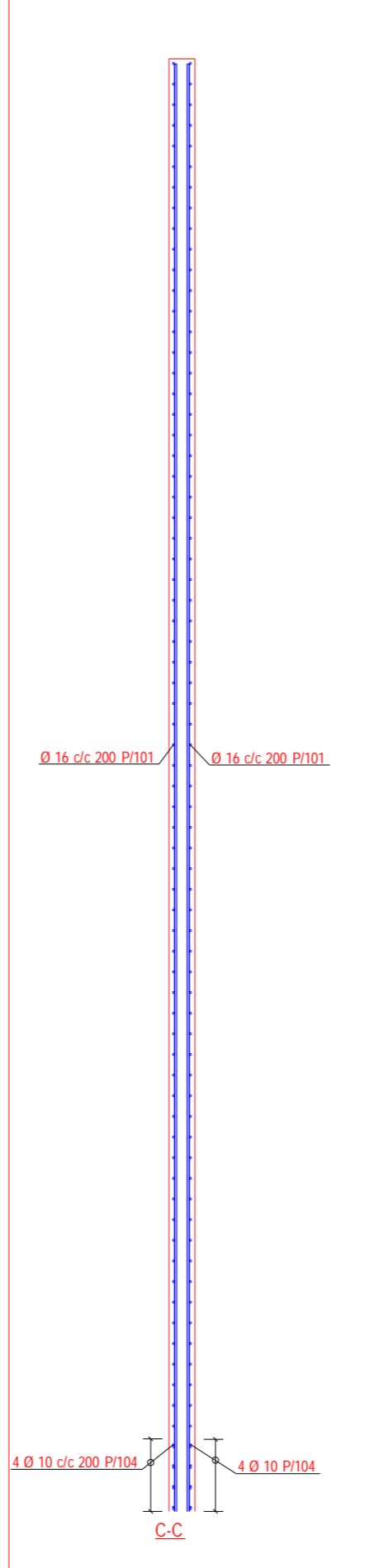
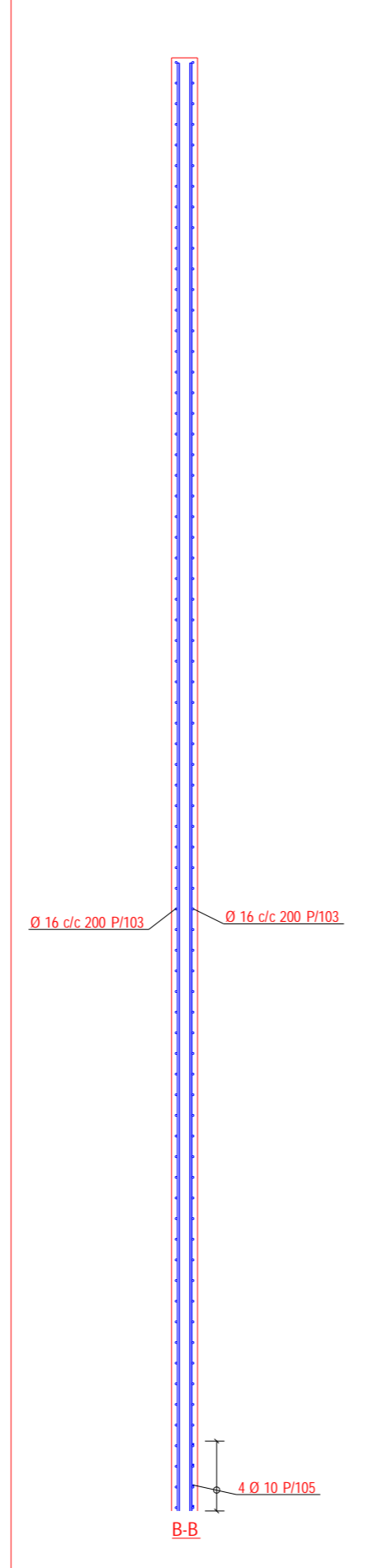
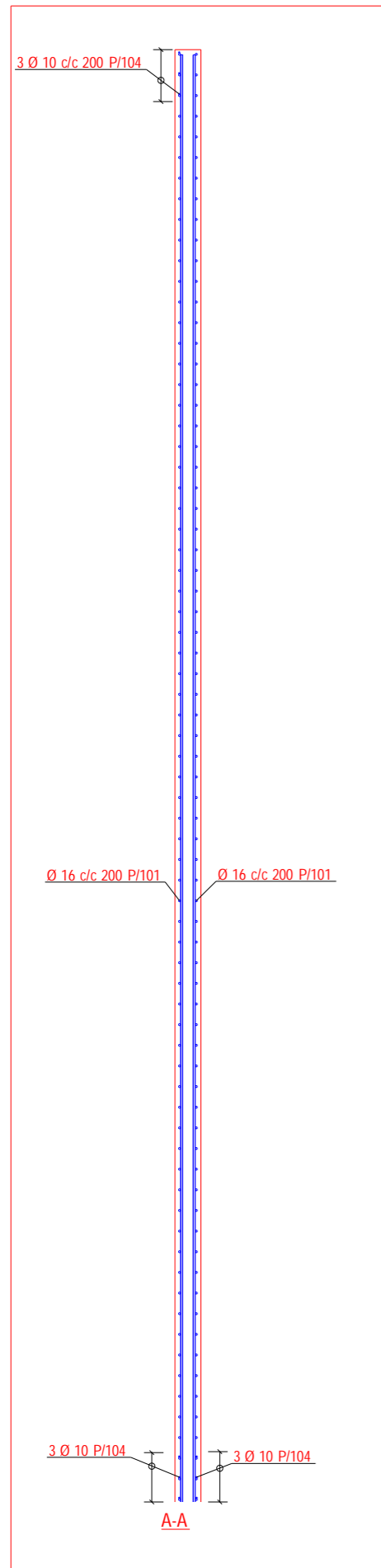
1. MATERIALER:

BETONGKVALITET: B45
 ARMERINGSKVALITET: B500NC

2. BESTEMMELSER:

BESTANDIGHETSKLASSE: M-40
 OVERDEKNING BUNN: 35+/- 10 mm
 OVERDEKNING SIDER OG TOPP: 35+/- 10 mm
 PÅLITELIGHETSKLASSE: 2
 KONTROLLKLASSE UTFØRELSE: NORMAL

0	ARBEIDSTEGNING	03.06.2015	PLK		
Rev.	Anntall	Beskrivelse	Dato	Utarb.	Kontr.
			Original format	Fag	Code
Masteroppgave			A1		
			Tegningens filnavn		
			Underlagets filnavn		
Heissjakt UK. 7. etg. til OK. 10. etg			Målestokk		
Armering					
		Dato	Utarbeidet	Kontrollert	Godkjent
		03.06.2015	PLK		
		Oppdragsnr.	Tegningsnr.	240	Rev.
			103-3		0



- 1. MATERIALER:**
- BETONGKVALITET: B45
 ARMERINGSKVALITET: B500NC
- 2. BESTEMMELSER:**
- BESTANDIGHETSKLASSE: M-40
 OVERDEKNING BUNN: 35+/- -10 mm
 OVERDEKNING SIDER OG TOPP: 35+/- -10 mm
 PÅLITELIGHETSKLASSE: 2
 KONTROLLKLASSE UTFØRELSE: NORMAL

0	ARBEIDSTEGNING	03.06.2015	PLK		
Rev.	Anntall	Beskrivelse	Dato	Utarb.	Kontr.
			Original format	Fag	Code
Masteroppgave			A1		
			Tegningens filnavn		
			Underliggende filnavn		
Heissjakt UK. 7. etg. til OK. 10. etg			Målestokk		
Armering snitt					
PREFAB Design <small>Rådgmønt Ingeniører</small>		Dato	Utarbeidet	Kontrollert	Godkjent
		03.06.2015	PLK		
		Oppdragsnr.	Tegningsnr.	241	Rev.
			103-3-3		0

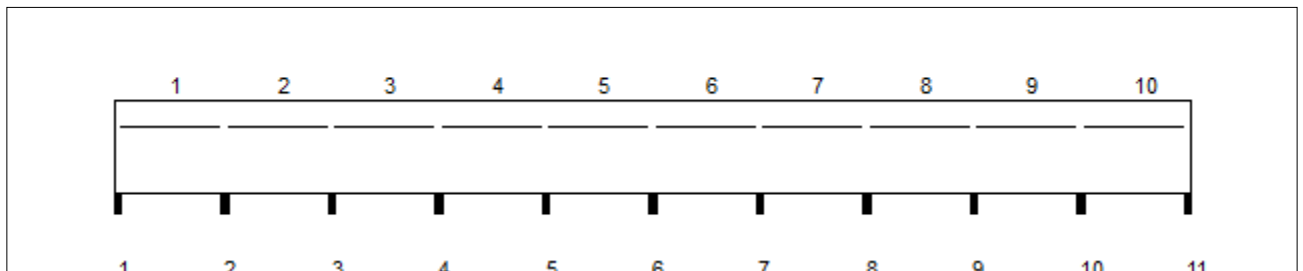
Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.2.9 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

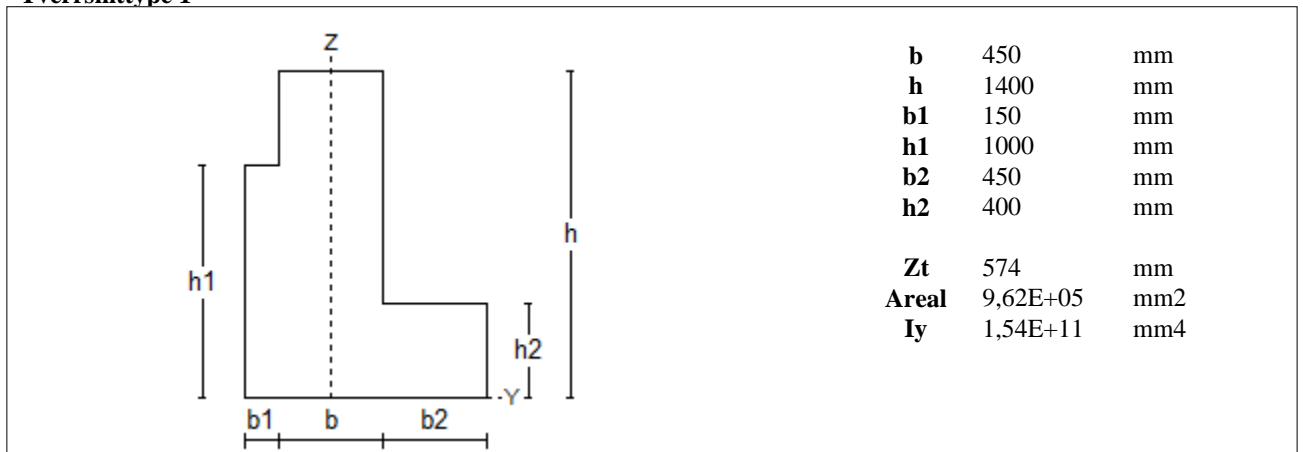
1.0 BJELKE MED 11 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	h.utkr.
Spennvidde	250	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920	250
Tverrsnitttype	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1

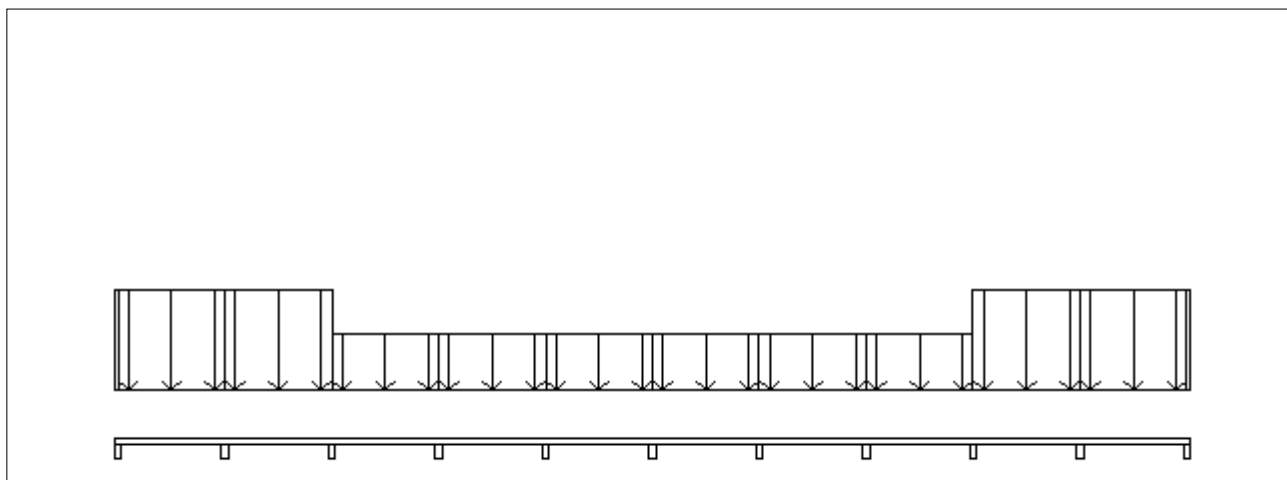


Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

1.2 SØYLER OG OPPLGGSPUNKT [mm]

Opplagg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Innspent		500					
2	Innspent		500					
3	Innspent		500					
4	Innspent		500					
5	Innspent		500					
6	Innspent		500					
7	Innspent		500					
8	Innspent		500					
9	Innspent		500					
10	Innspent		500					
11	Innspent		500					

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	1,00	0,60	1,50

PSI-Faktor Kategori D : butikker
Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der nedbøyning fører til skader

Pålitelighetsklasse: 2	Bjelkens romvekt: 2500 kg/m3
------------------------	------------------------------

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	24,05	665,00	172,00
2	24,05	665,00	172,00
3	24,05	371,00	102,00
4	24,05	371,00	102,00
5	24,05	371,00	102,00
6	24,05	371,00	102,00
7	24,05	371,00	102,00
8	24,05	371,00	102,00
9	24,05	665,00	172,00
10	24,05	665,00	172,00

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

1.4 MATERIALDATA

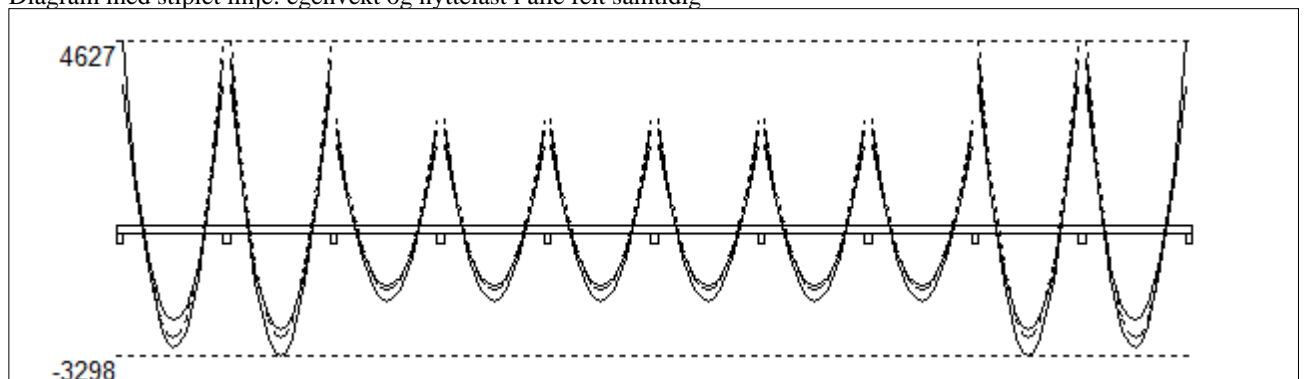
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeeringsklasse	XC3	XC3
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B55 (C55/67)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	N	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	25	25
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	393			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,36
Korttids Emodul, E _{cm}	38200	Svinntøyning, FI 0_28		-0,0001
Trykkfasthet, f _{cd}	31,2	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00027
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	4,2			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,67			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: $D \geq 16$ mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget $\geq 50\%$ av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: egenvekt og nyttelest i alle felt samtidig



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-1801	-2405	-2161	-3067
2	-1801	-2559	-2161	-3298
3	-1032	-1477	-1239	-1906
4	-1032	-1477	-1239	-1906
5	-1032	-1477	-1239	-1906
6	-1032	-1477	-1239	-1906
7	-1032	-1477	-1239	-1906
8	-1032	-1477	-1239	-1906
9	-1801	-2559	-2161	-3298
10	-1801	-2405	-2161	-3067

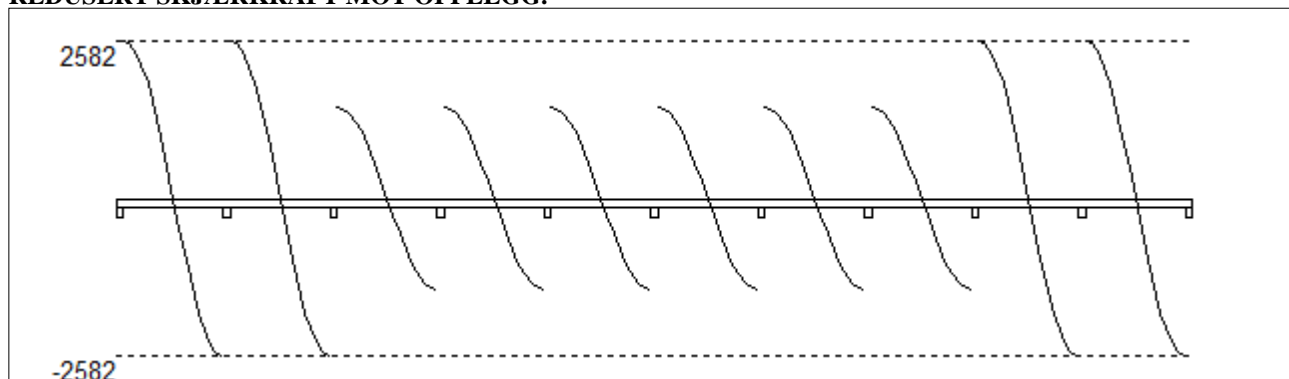
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	2939	3672	3526	4627
2	2939	3672	3526	4164
3	2939	3672	3526	4164
4	1685	2120	2022	2407
5	1685	2120	2022	2407
6	1685	2120	2022	2407
7	1685	2120	2022	2407
8	1685	2120	2022	2407
9	2939	3672	3526	4164
10	2939	3672	3526	4164
11	2939	3672	3526	4627

Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT. REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			4024	2582
2	-4024	-2582	4024	2582
3	-4024	-2582	2326	1492
4	-2326	-1492	2326	1492
5	-2326	-1492	2326	1492
6	-2326	-1492	2326	1492
7	-2326	-1492	2326	1492
8	-2326	-1492	2326	1492
9	-2326	-1492	4024	2582
10	-4024	-2582	4024	2582
11	-4024	-2582		

3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
uk	1	1	70	8	32	50
uk	2	1	70	8	32	50
uk	3	1	70	5	32	50
uk	4	1	70	5	32	50
uk	5	1	70	5	32	50
uk	6	1	70	5	32	50
uk	7	1	70	5	32	50
uk	8	1	70	5	32	50
uk	9	1	70	8	32	50
uk	10	1	70	8	32	50
ok	1	1	70	4	32	50
ok	2	1	70	4	32	50
ok	3	1	70	4	32	50
ok	4	1	70	4	32	50
ok	5	1	70	4	32	50
ok	6	1	70	4	32	50
ok	7	1	70	4	32	50
ok	8	1	70	4	32	50
ok	9	1	70	4	32	50
ok	10	1	70	4	32	50

Tittel			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

Overkantarmring ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
1	1	70	7	32	50
1	2	120	5	32	100
2	1	70	7	32	50
2	2	120	4	32	100
3	1	70	7	32	50
3	2	120	4	32	100
4	1	70	7	32	50
5	1	70	7	32	50
6	1	70	7	32	50
7	1	70	7	32	50
8	1	70	7	32	50
9	1	70	7	32	50
9	2	120	4	32	100
10	1	70	7	32	50
10	2	120	4	32	100
11	1	70	7	32	50
11	2	120	5	32	100

3.2 FORANKRINGSLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet
D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant: $27 \times D$ Forankringslengde i overkant: $38 \times D$

Kapasitetskurvene for moment, (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
Forskyv endepunktene minst $3 \times D$ forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)

M/Md for uk viser statistisk nødvendig andel av beregnet feltarmering i uk

M/Md for ok viser statistisk nødvendig andel av beregnet overkantarmring ved opplegg

M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmering i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyer) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende

Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyer.

Opplegg nr 11

Det trengs ikke forankringsbøyer.

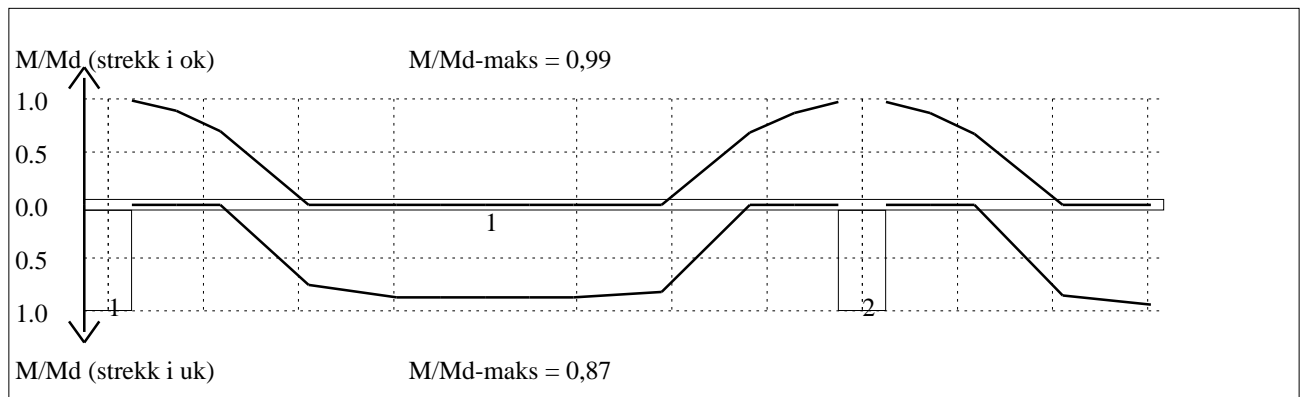
Tittel			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²)

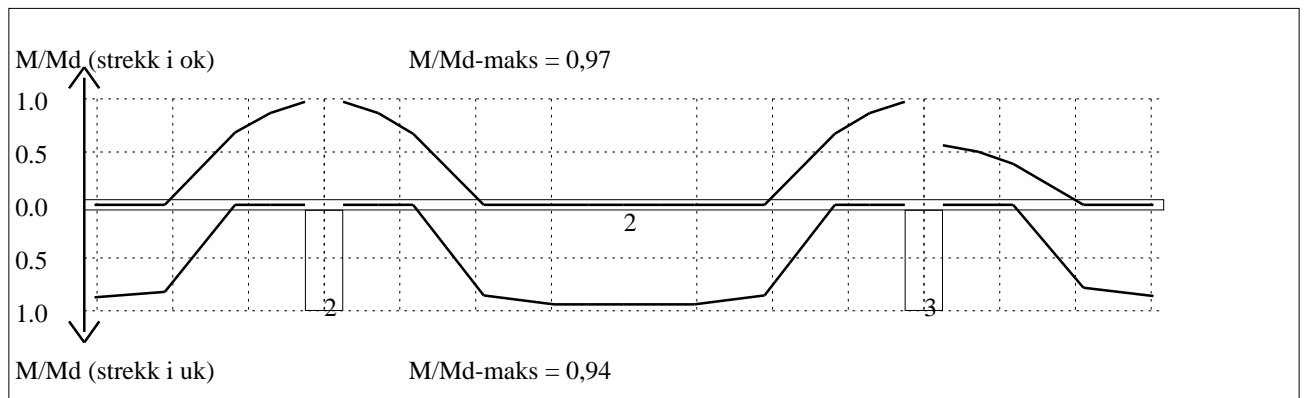
Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	2667	2667	2667	2667
2	2667	2667	2667	2667
3	2667	2667	2667	2667
4	2667	2667	2667	2667
5	2667	2667	2667	2667
6	2667	2667	2667	2667
7	2667	2667	2667	2667
8	2667	2667	2667	2667
9	2667	2667	2667	2667
10	2667	2667	2667	2667

4.1 MOMENTKONTROLL

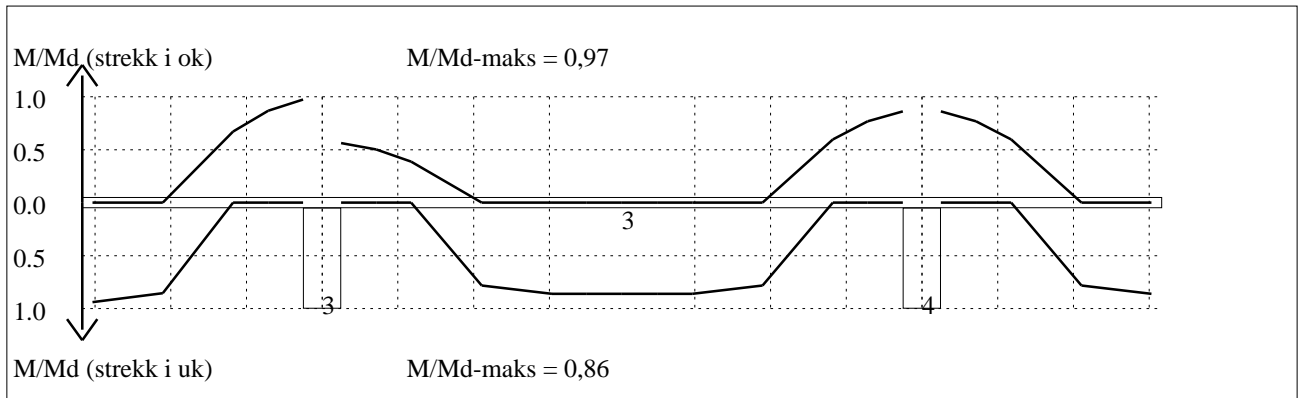


Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

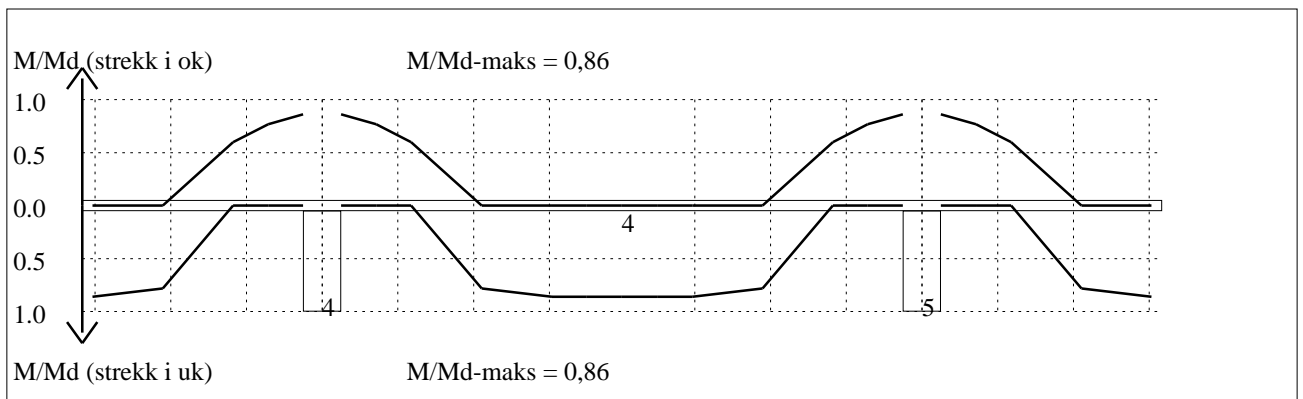


Momentkontroll for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

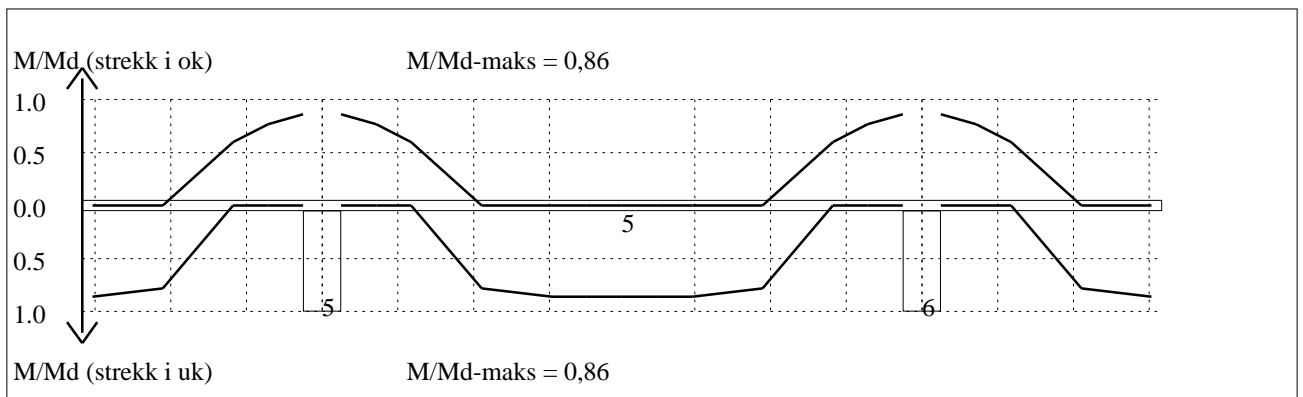
Tittel			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



Momentkontroll for felt nr 3 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

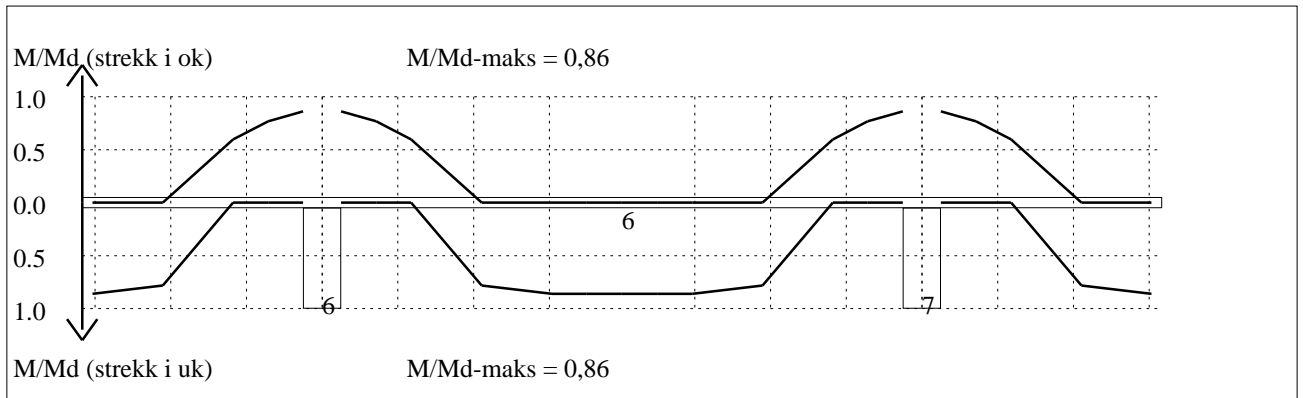


Momentkontroll for felt nr 4 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

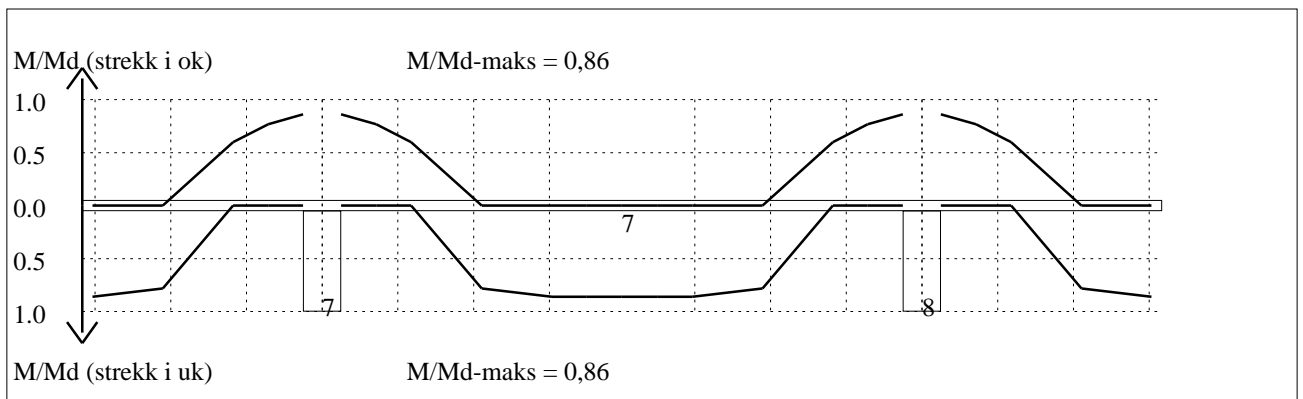


Momentkontroll for felt nr 5 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

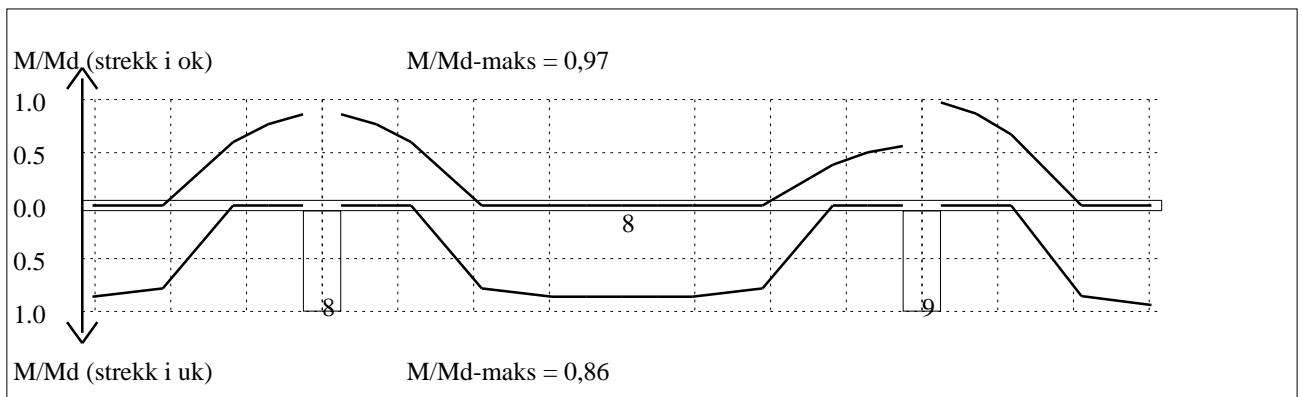
Tittel			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



Momentkontroll for felt nr 6 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

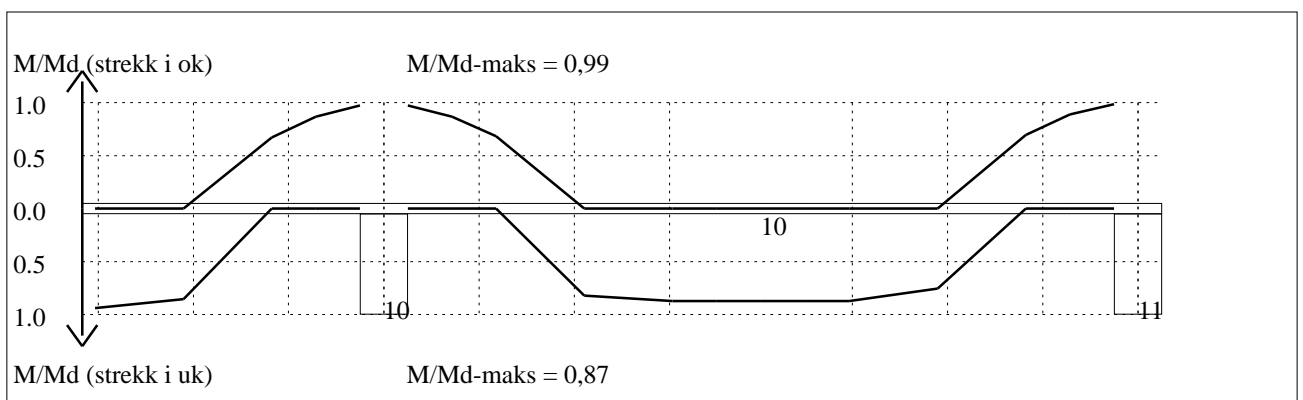
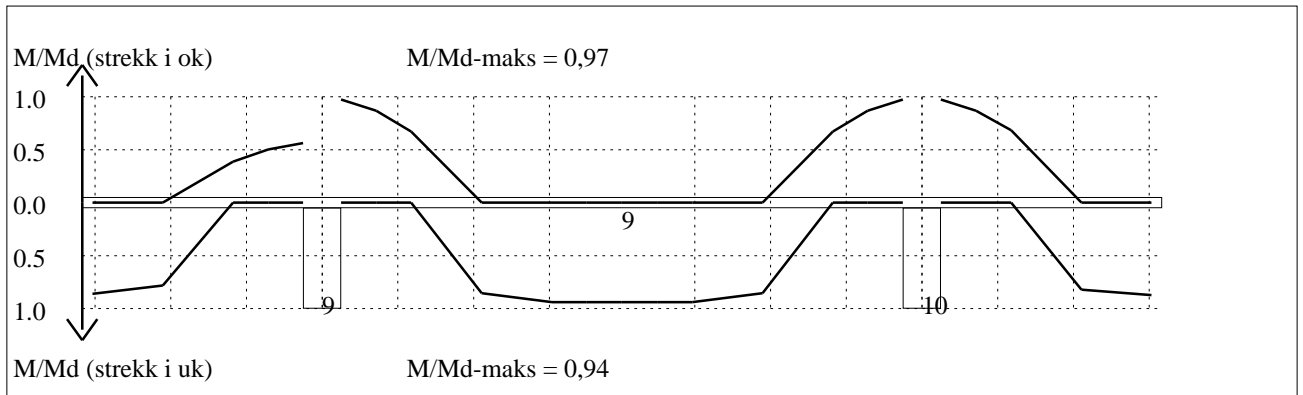


Momentkontroll for felt nr 7 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



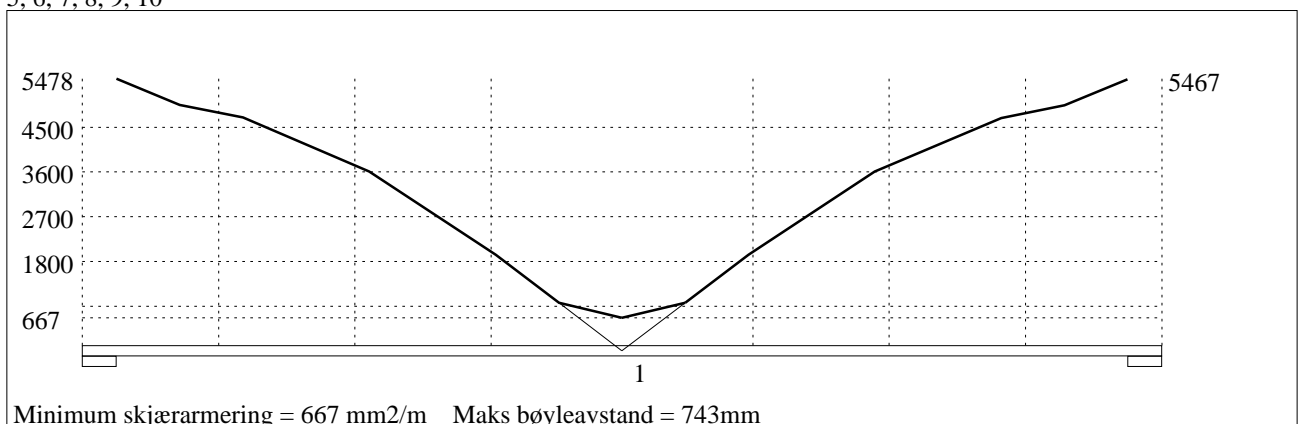
Momentkontroll for felt nr 8 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

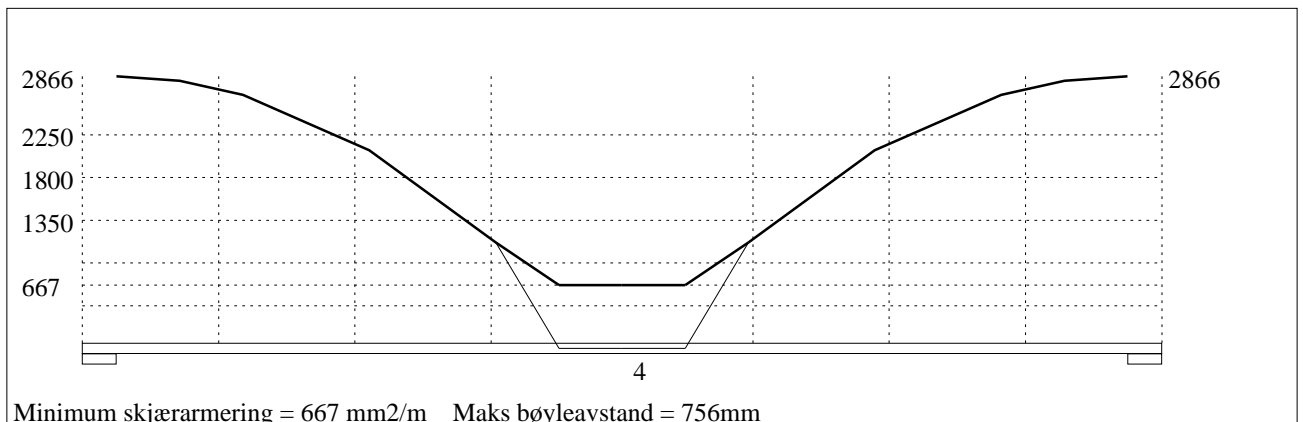
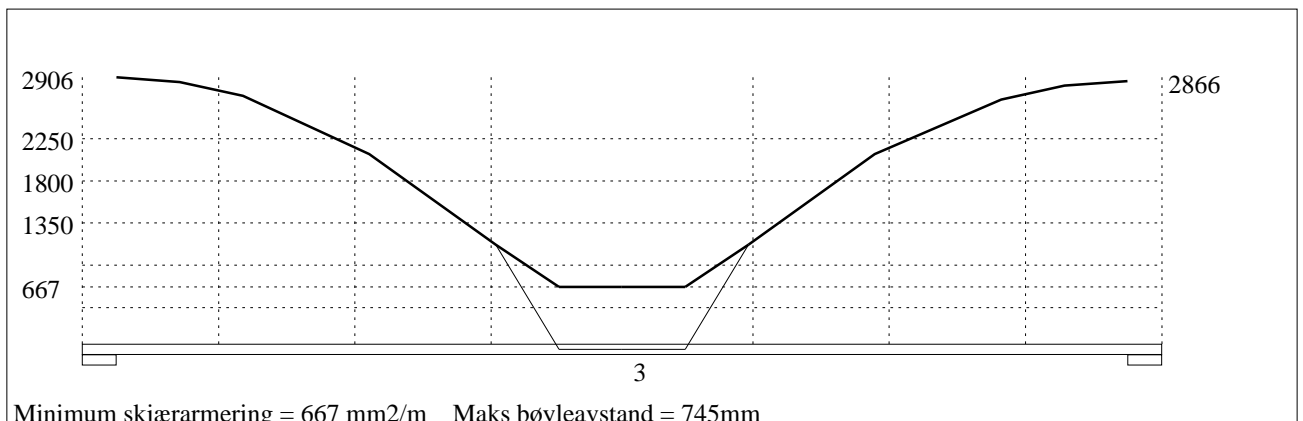
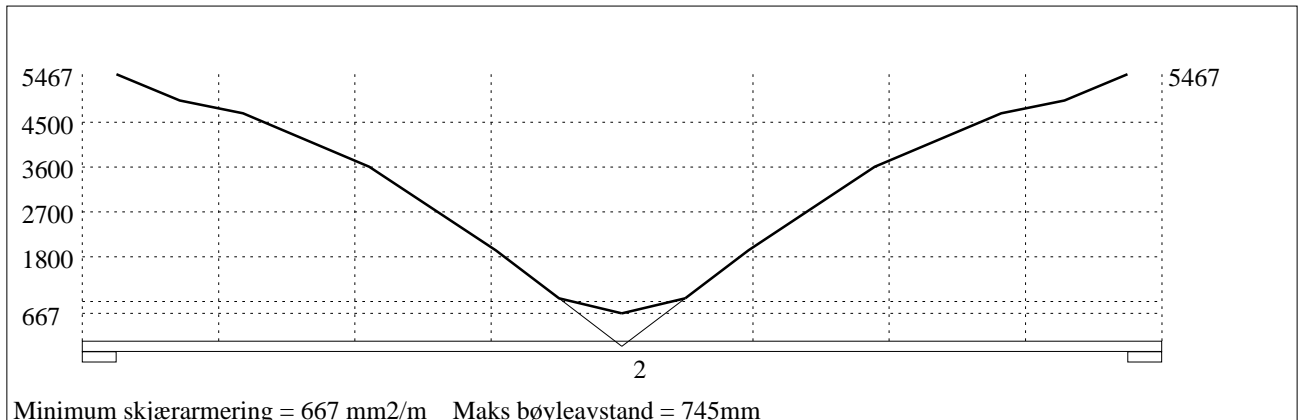


4.2 SKJÆRARMERING

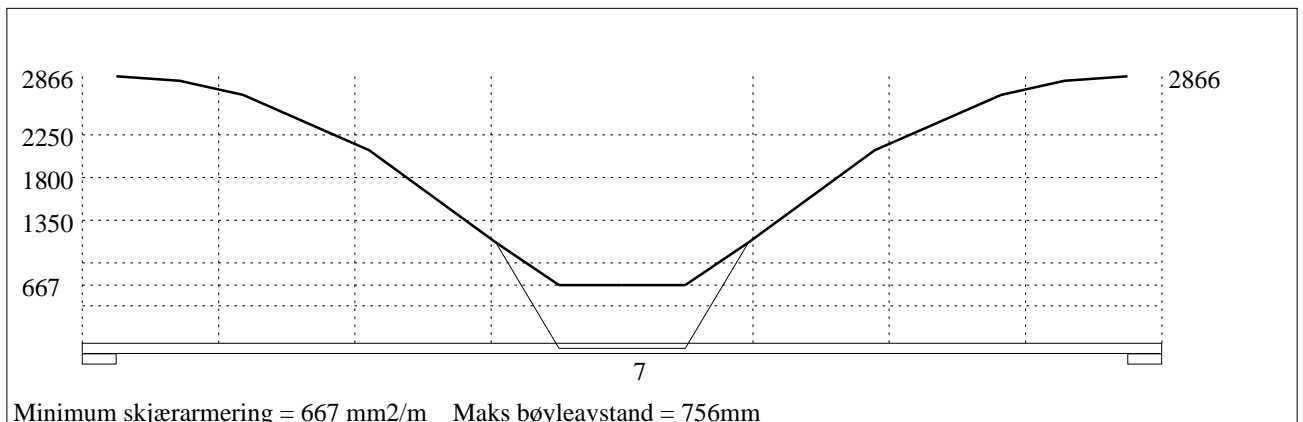
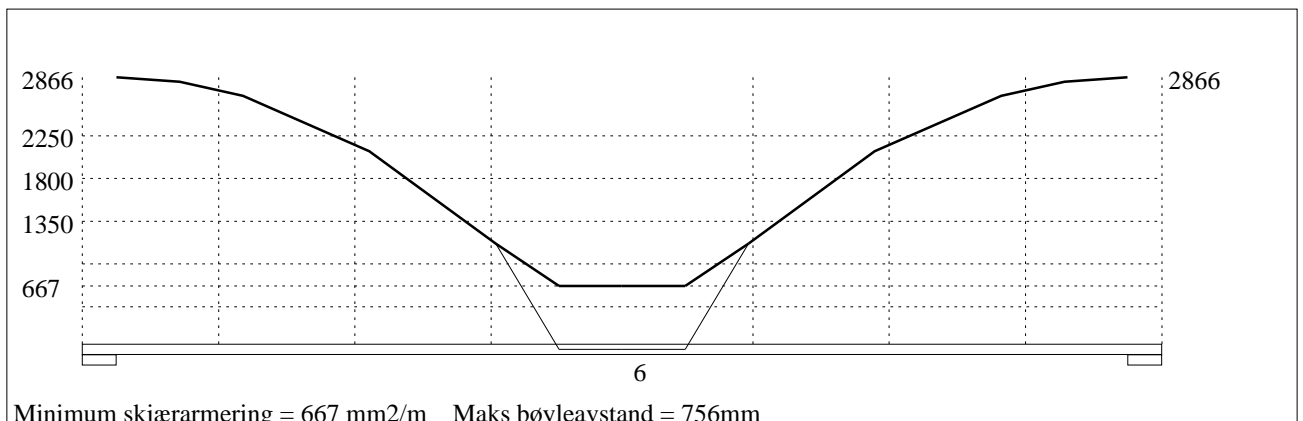
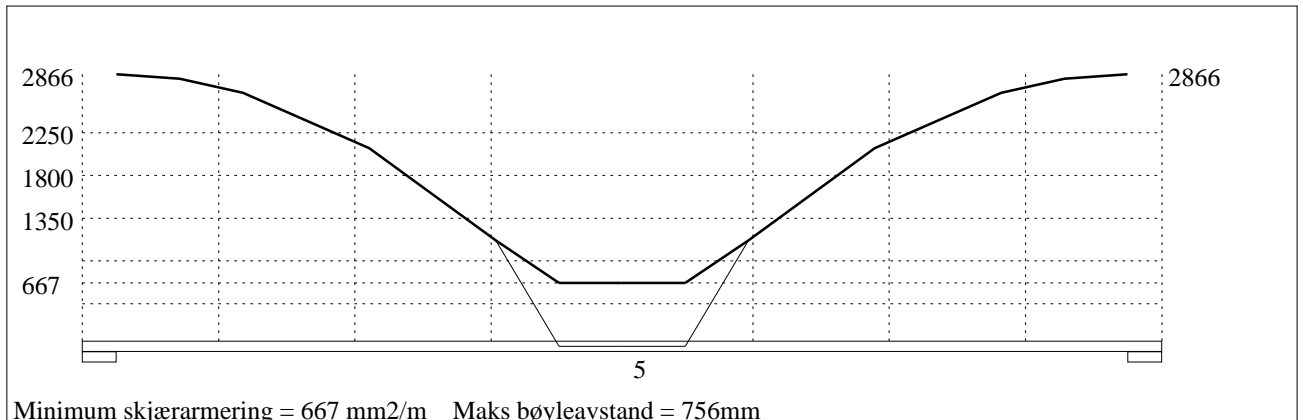
Krav om langsgående overflatearmering på bjelkestegets sider EN 1992-1-1 NA.9.7 (1). Gjelder for følgende felt: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10



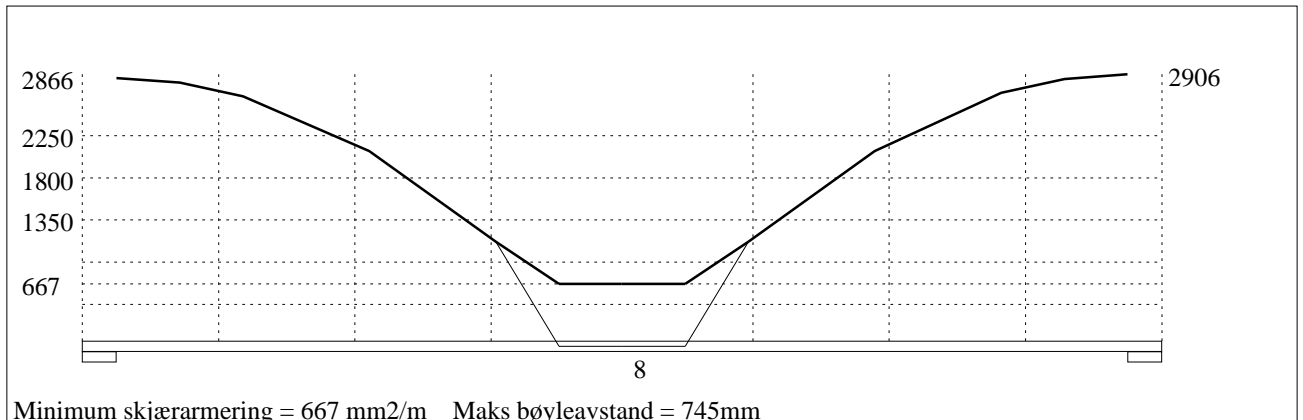
Tittel			Side 10
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



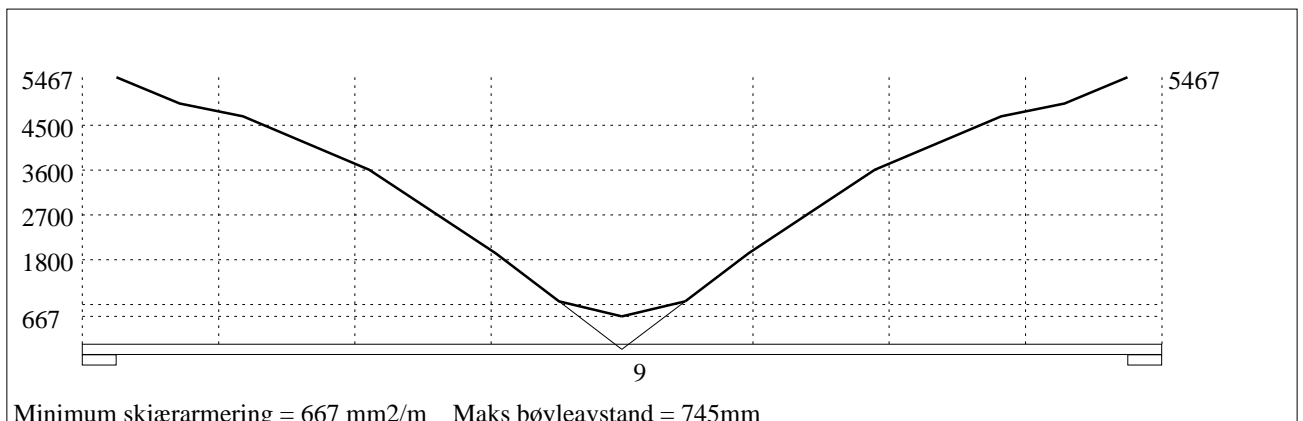
Tittel			Side 11
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



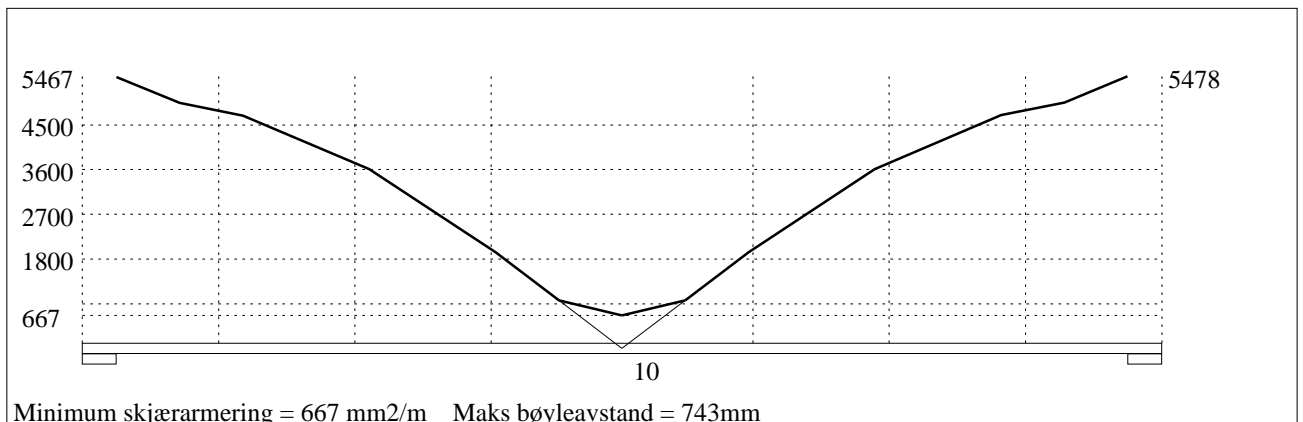
Tittel			Side 12
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 8 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



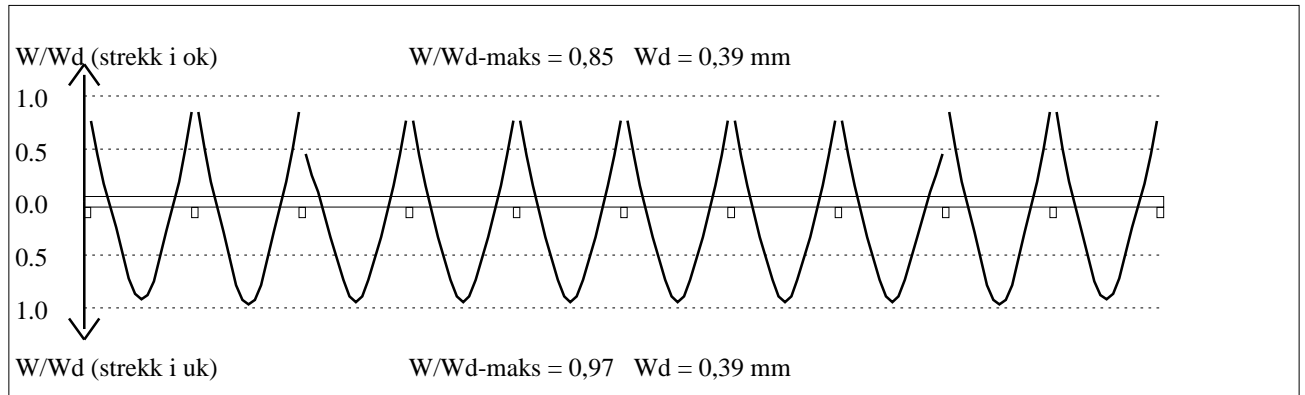
Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 9 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 10 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel			Side 13
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

4.3 RISSKONTROLL



4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	4	6	7	7
2	4	6	7	7
3	3	4	5	5
4	3	4	5	5
5	3	4	5	5
6	3	4	5	5
7	3	4	5	5
8	3	4	5	5
9	4	6	7	7
10	4	6	7	7

5.1 OPPLEGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt					
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)				
1	-2901	3580,2	-724	893,7			-681	899,1				
2	-5457	0,0	-1362	0,0	-681	-899,1	-681	899,1				
3	-4293	-1536,8	-1085	-365,9	-681	-899,1	-404	533,2				
4	-3129	0,0	-808	0,0	-404	-533,2	-404	533,2				
5	-3129	0,0	-808	0,0	-404	-533,2	-404	533,2				
6	-3129	0,0	-808	0,0	-404	-533,2	-404	533,2				
7	-3129	0,0	-808	0,0	-404	-533,2	-404	533,2				
8	-3129	0,0	-808	0,0	-404	-533,2	-404	533,2				
9	-4293	1536,8	-1085	365,9	-404	-533,2	-681	899,1				
10	-5457	0,0	-1362	0,0	-681	-899,1	-681	899,1				
11	-2901	-3580,2	-724	-893,7	-681	-899,1						

Tittel			Side 14
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

5.2 OPPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
					Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-3481	4296,3	-1086	1340,6			-1022	1348,6
2	-6549	0,0	-2043	0,0	-1022	-1348,6	-1022	1348,6
3	-5152	-1844,2	-1628	-548,9	-1022	-1348,6	-606	799,8
4	-3755	0,0	-1212	0,0	-606	-799,8	-606	799,8
5	-3755	0,0	-1212	0,0	-606	-799,8	-606	799,8
6	-3755	0,0	-1212	0,0	-606	-799,8	-606	799,8
7	-3755	0,0	-1212	0,0	-606	-799,8	-606	799,8
8	-3755	0,0	-1212	0,0	-606	-799,8	-606	799,8
9	-5152	1844,2	-1628	548,9	-606	-799,8	-1022	1348,6
10	-6549	0,0	-2043	0,0	-1022	-1348,6	-1022	1348,6
11	-3481	-4296,3	-1086	-1340,6	-1022	-1348,6		

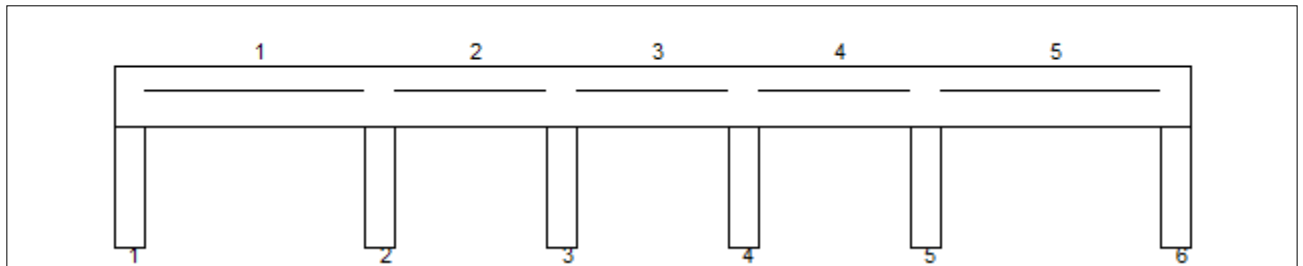
Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.2.9 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002
 Data er lagret på fil: W:\Skule\Master-oppgave\Analyse til kontroll sletten\DLB 2.kbj

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

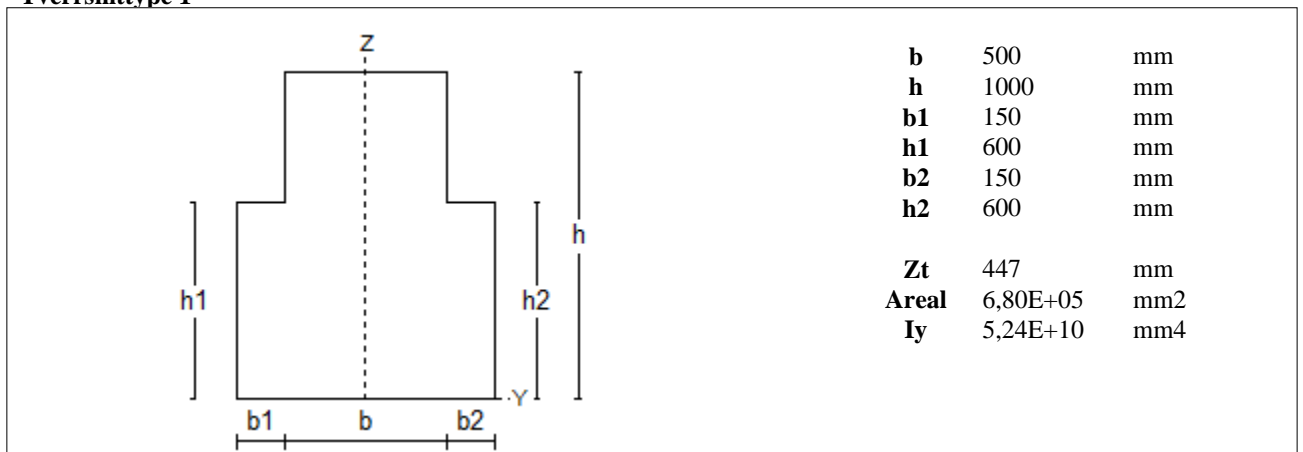
1.0 BJELKE MED 6 OPPLGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	2	3	4	5	h.utkr.
Spennvidde	750	12700	9200	9200	9200	12700	750
Tverrsnitttype	1	1	1	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1

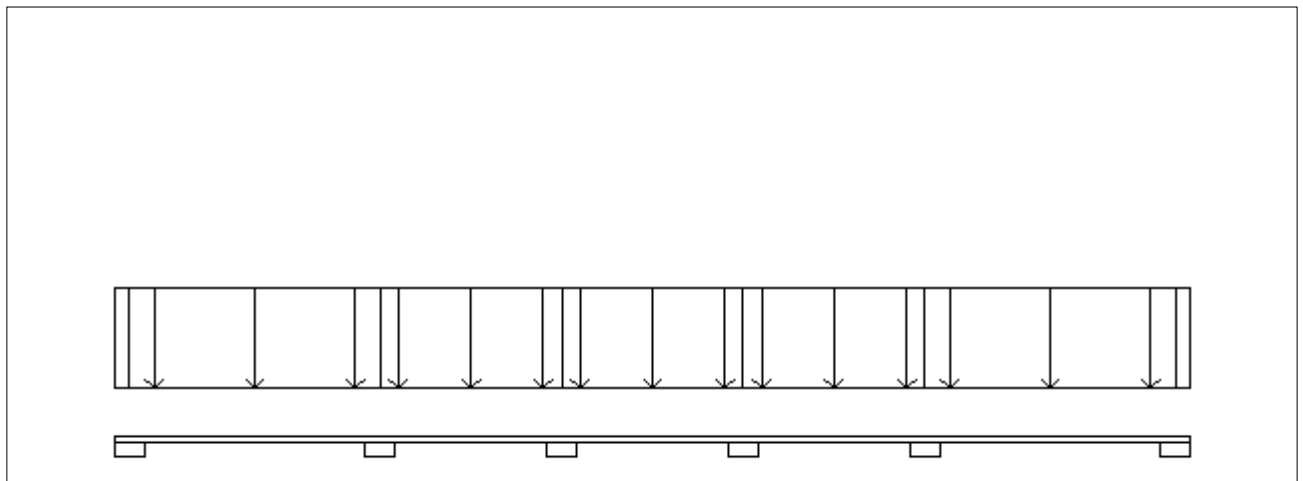


Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

1.2 SØYLER OG OPPLGGSPUNKT [mm]

Opplagg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Rektangel	2000	1500	500				
2	Rektangel	2000	1500	500				
3	Rektangel	2000	1500	500				
4	Rektangel	2000	1500	500				
5	Rektangel	2000	1500	500				
6	Rektangel	2000	1500	500				

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	1,00	0,60	1,50

PSI-Faktor Kategori F :trafikk- parkeringsareal små kjøretøy (vekt <= 30 kN)
Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der nedbøyning fører til skader

Pålitelighetsklasse: 2

Bjelkens romvekt: 2500 kg/m³

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	17,00	94,00	158,40
2	17,00	94,00	158,40
3	17,00	94,00	158,40
4	17,00	94,00	158,40
5	17,00	94,00	158,40

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

1.4 MATERIALDATA

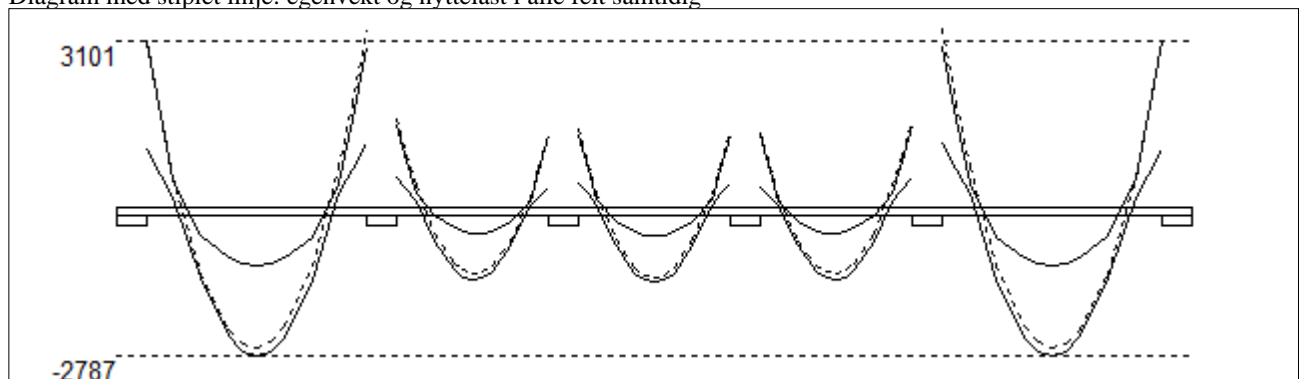
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeeringsklasse	XC3	XC3
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B55 (C55/67)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	N	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	25	25
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	378			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,37
Korttids Emodul, E _{cm}	38200	Svinntøyning, FI 0_28		-0,0001
Trykkfasthet, f _{cd}	31,2	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00028
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	4,2			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,67			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: $D \geq 16$ mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget $\geq 50\%$ av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: egenvekt og nyttelest i alle felt samtidig



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-786	-2015	-943	-2787
2	-373	-989	-448	-1371
3	-393	-1011	-472	-1398
4	-373	-989	-448	-1371
5	-786	-2015	-943	-2787

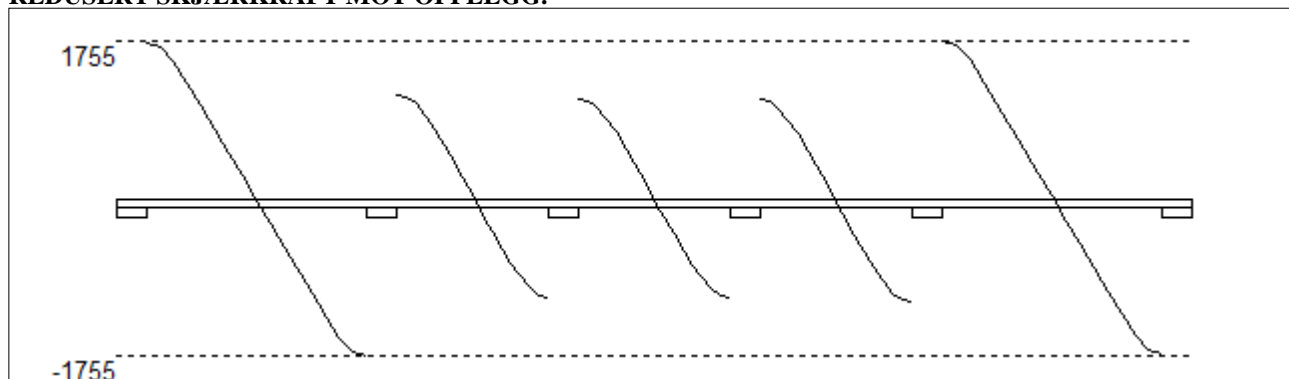
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	916	2251	1100	3101
2	992	2413	1191	2989
3	429	1084	515	1348
4	429	1084	515	1348
5	992	2413	1191	2989
6	916	2251	1100	3101

Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT. REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			2066	1722
2	-2100	-1755	1488	1143
3	-1439	-1095	1454	1109
4	-1454	-1109	1439	1095
5	-1488	-1143	2100	1755
6	-2066	-1722		

3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
uk	1	1	70	10	32	50
uk	2	1	70	5	32	50
uk	3	1	70	5	32	50
uk	4	1	70	5	32	50
uk	5	1	70	10	32	50
ok	1	1	70	2	32	50
ok	2	1	70	2	32	50
ok	3	1	70	2	32	50
ok	4	1	70	2	32	50
ok	5	1	70	2	32	50

Overkantarmoring ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
1	1	70	8	32	50
1	2	115	5	32	95
2	1	70	8	32	50
2	2	115	4	32	95
3	1	70	6	32	50
4	1	70	6	32	50
5	1	70	8	32	50
5	2	115	4	32	95
6	1	70	8	32	50
6	2	115	5	32	95

Tittel			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

3.2 FORANKRINGSLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet
D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant: $27 \times D$ Forankringslengde i overkant: $38 \times D$

Kapasitetskurvene for moment, (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
Forskyv endepunktene minst $3 \times D$ forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)

M/Md for uk viser statistisk nødvendig andel av beregnet feltarmering i uk

M/Md for ok viser statistisk nødvendig andel av beregnet overkantarmring ved opplegg

M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmering i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyer) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende

Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyer.

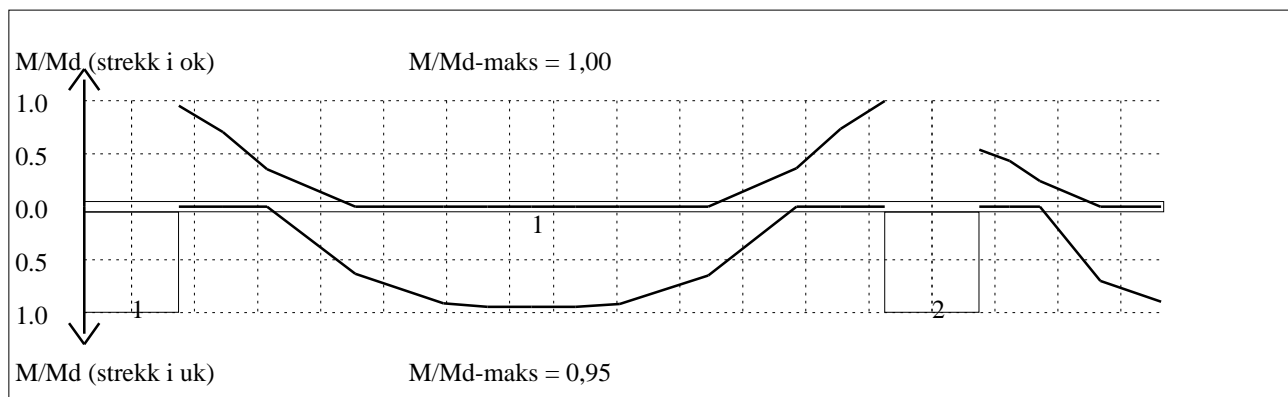
Opplegg nr 6

Det trengs ikke forankringsbøyer.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

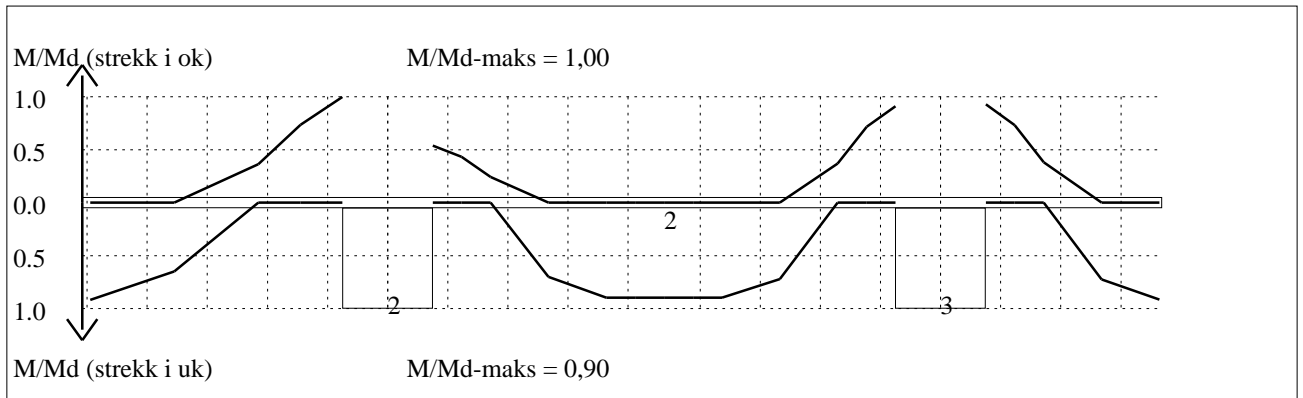
Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	1625	1625	1625	1625
2	1625	1625	1625	1625
3	1625	1625	1625	1625
4	1625	1625	1625	1625
5	1625	1625	1625	1625

4.1 MOMENTKONTROLL

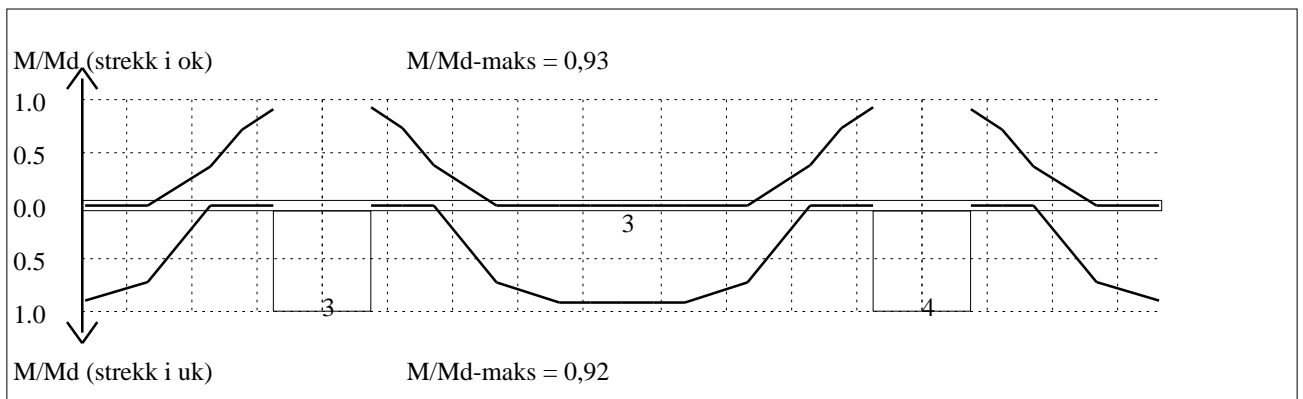


Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

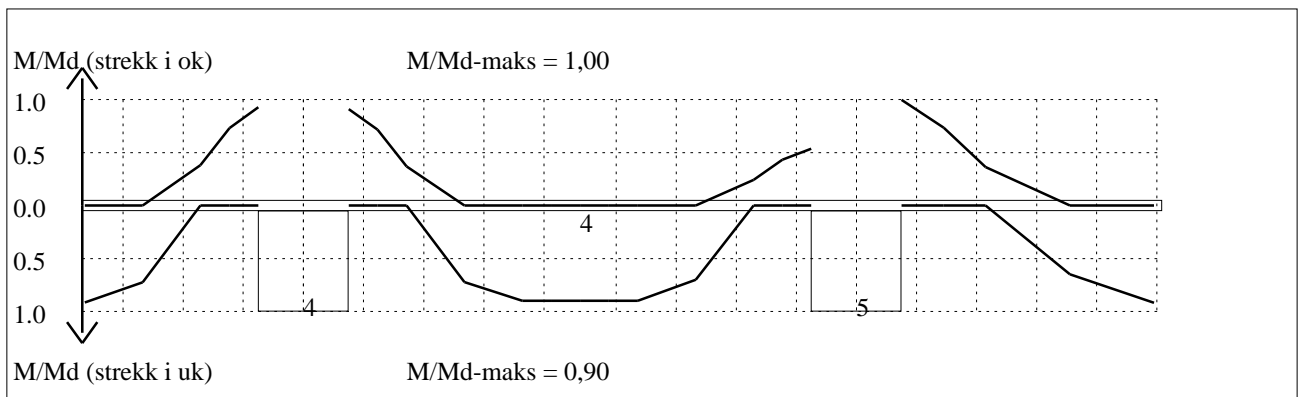
Tittel			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



Momentkontroll for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

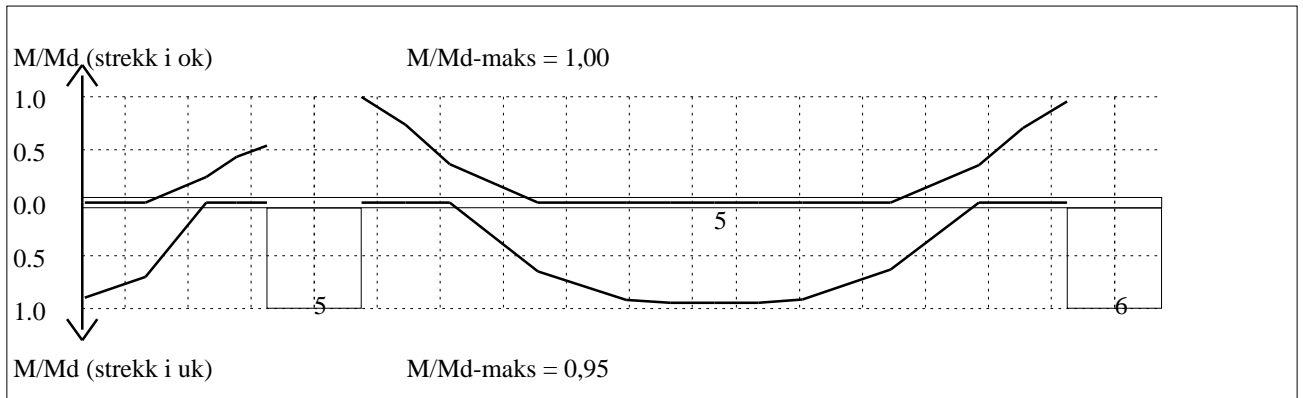


Momentkontroll for felt nr 3 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

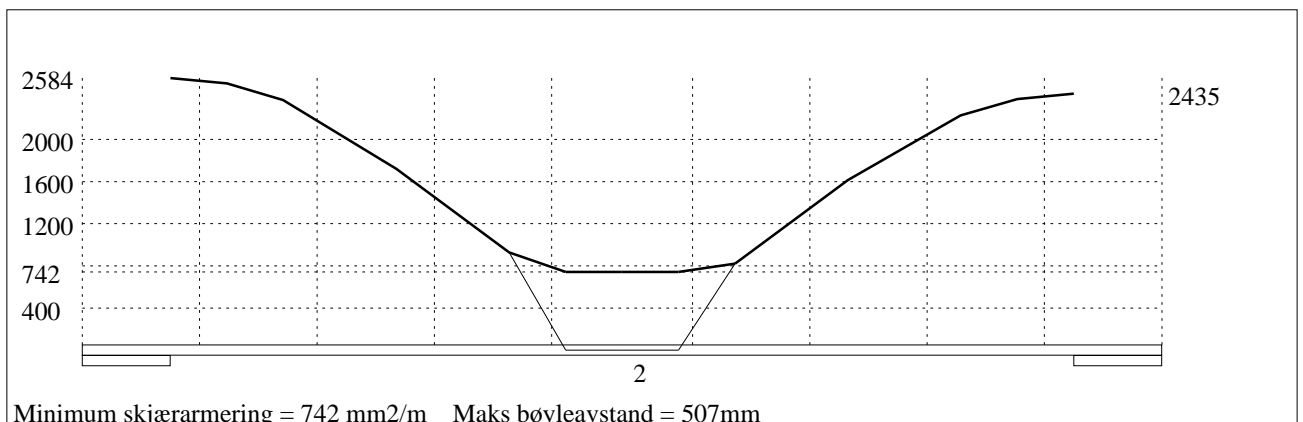
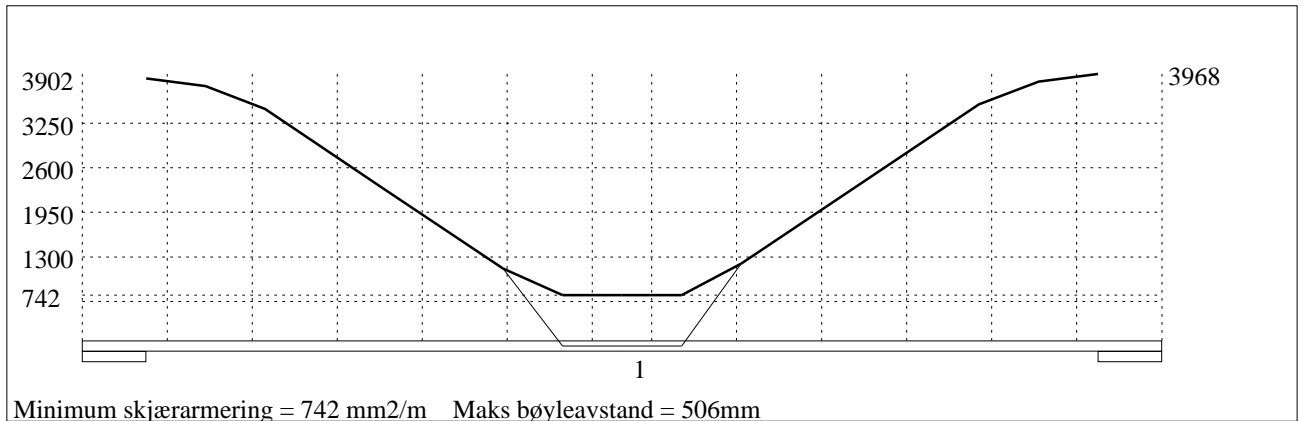


Momentkontroll for felt nr 4 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

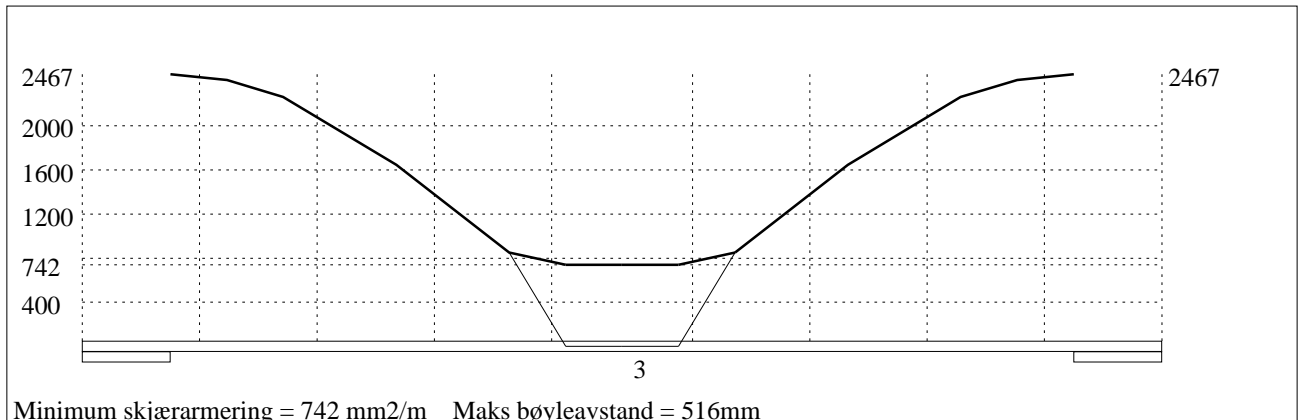
Tittel			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



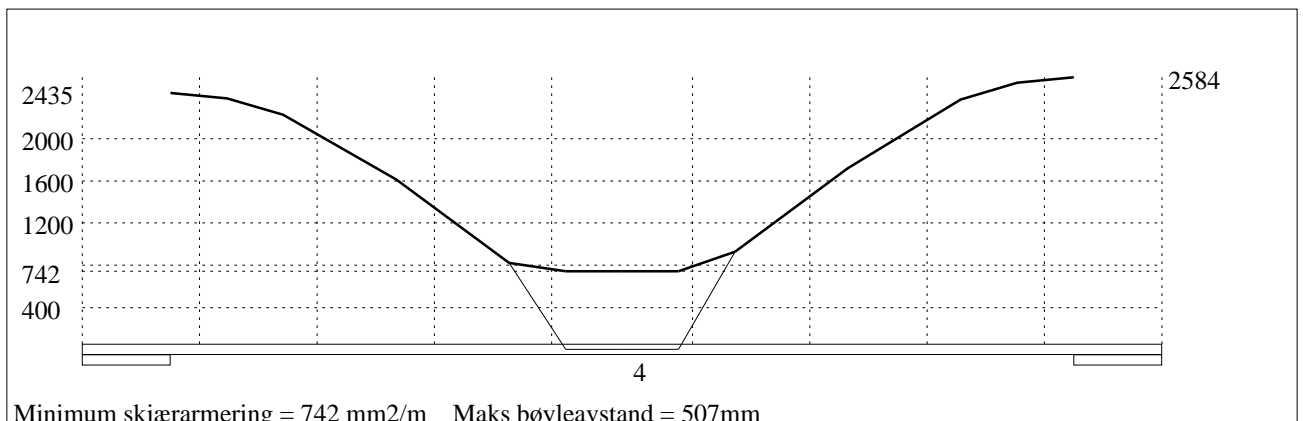
4.2 SKJÆRARMERING



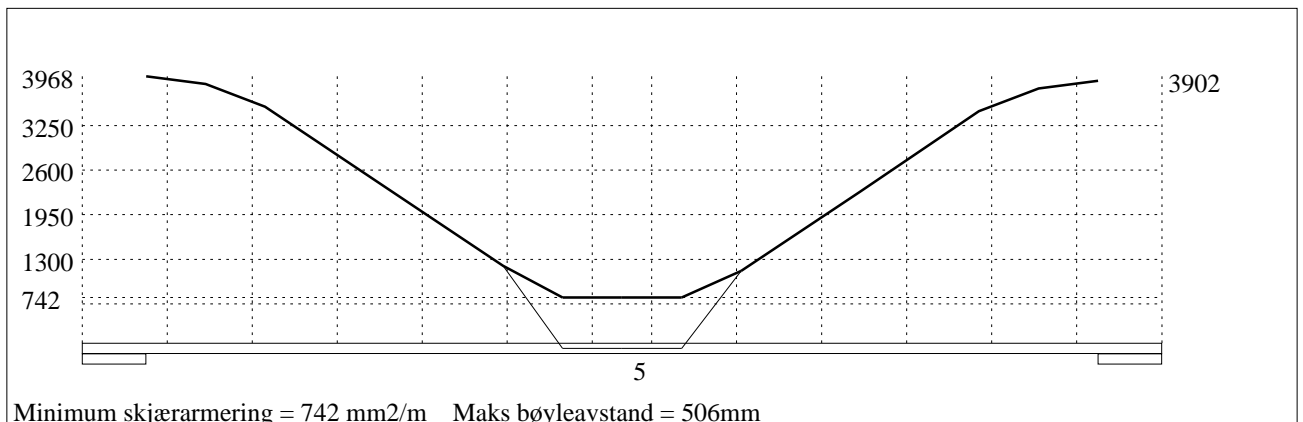
Tittel			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



Skjærarmring (mm²/m) for felt nr 3 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



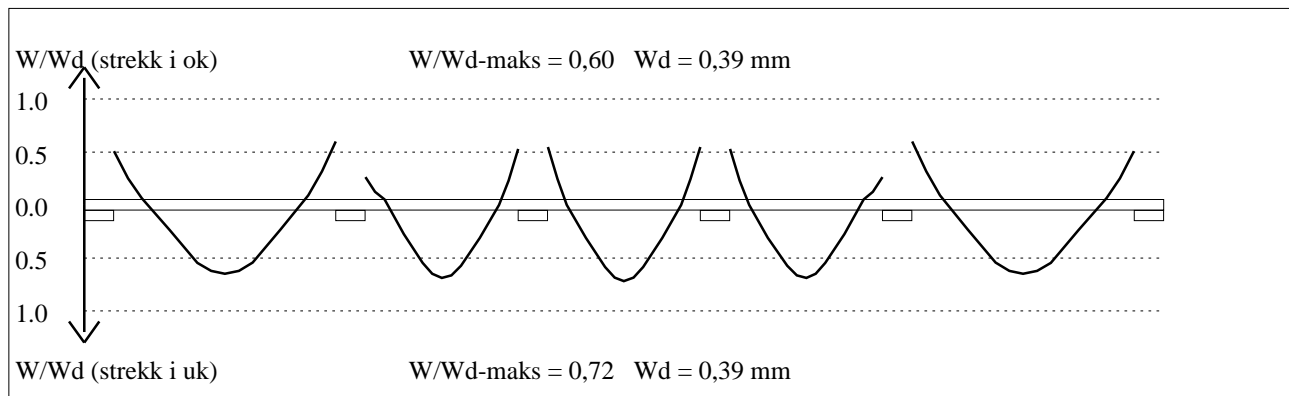
Skjærarmring (mm²/m) for felt nr 4 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



Skjærarmring (mm²/m) for felt nr 5 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

4.3 RISSKONTROLL



4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	10	16	33	33
2	4	6	12	13
3	4	6	12	13
4	4	6	12	13
5	10	16	33	33

5.1 OPLEGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt					
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)				
1	-781	1378,2	-1115	1966,7			-1004	2042,3				
2	-1233	-644,5	-1760	-919,8	-1039	-1866,0	-737	987,0				
3	-1010	29,9	-1442	42,7	-745	-964,6	-745	963,6				
4	-1010	-29,9	-1442	-42,7	-745	-963,6	-745	964,6				
5	-1233	644,5	-1760	919,8	-737	-987,0	-1039	1866,0				
6	-781	-1378,2	-1115	-1966,7	-1004	-2042,3						

5.2 OPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt					
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)				
1	-938	1653,8	-1672	2950,0			-1506	3063,4				
2	-1480	-773,5	-2639	-1379,7	-1558	-2799,1	-1106	1480,5				
3	-1212	35,9	-2163	64,1	-1118	-1446,9	-1117	1445,4				
4	-1212	-35,9	-2163	-64,1	-1117	-1445,4	-1118	1446,9				
5	-1480	773,5	-2639	1379,7	-1106	-1480,5	-1558	2799,1				
6	-938	-1653,8	-1672	-2950,0	-1506	-3063,4						

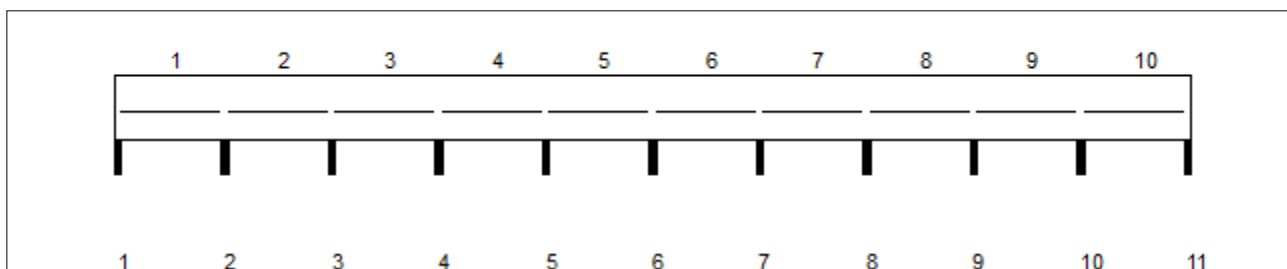
Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.2.9 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002
 Data er lagret på fil: W:\Skule\Master-oppgave\Analyse til kontroll sletten\DLB 4.kbj

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

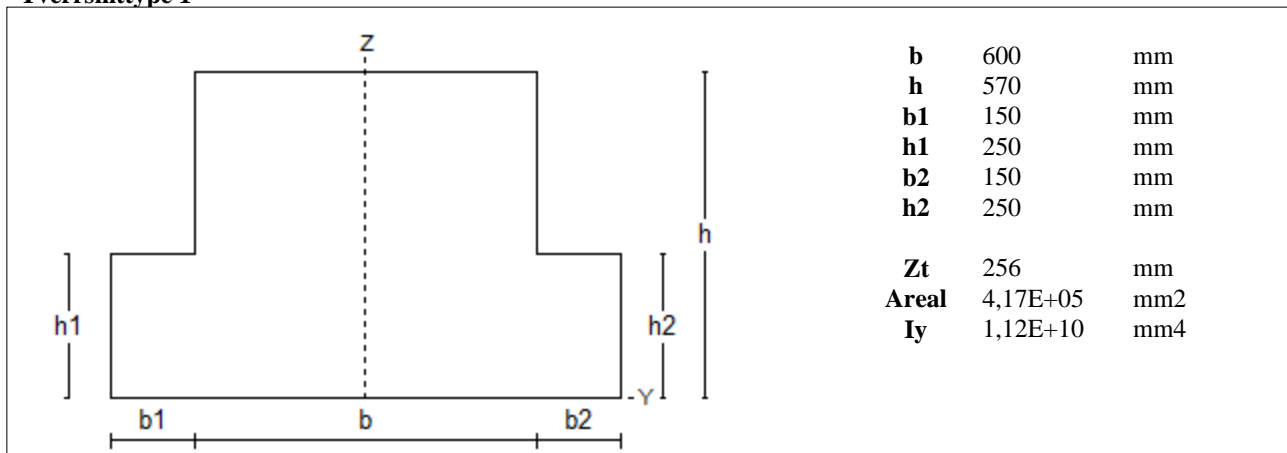
1.0 BJELKE MED 11 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPEN

Felt nr	v.utkr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	h.utkr.
Spennvidde	250	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920	250
Tverrsnitttype	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1

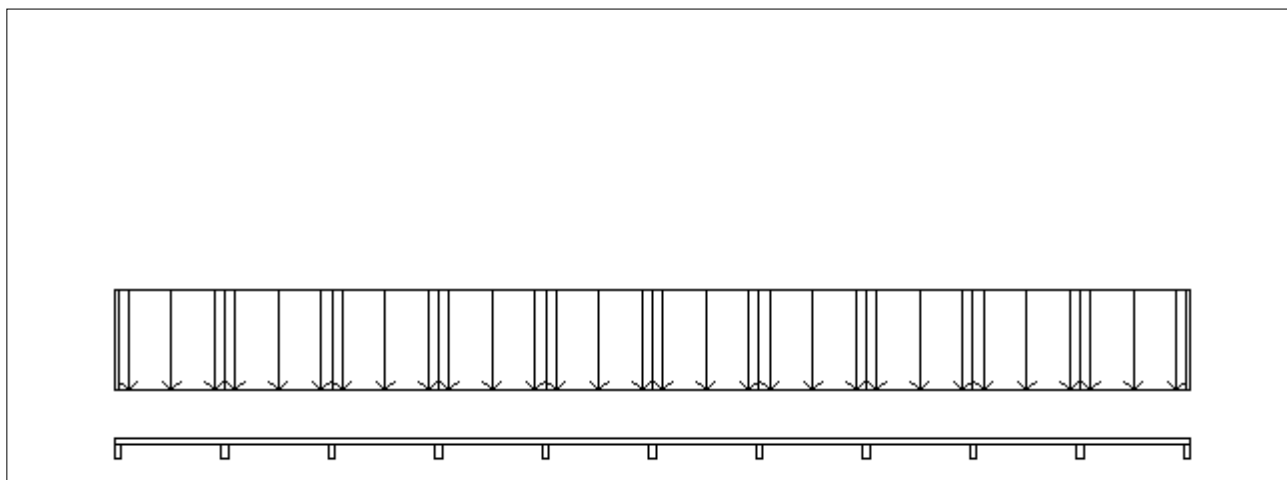


Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Innspent		500					
2	Innspent		500					
3	Innspent		500					
4	Innspent		500					
5	Innspent		500					
6	Innspent		500					
7	Innspent		500					
8	Innspent		500					
9	Innspent		500					
10	Innspent		500					
11	Innspent		500					

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	1,00	0,60	1,50

PSI-Faktor Kategori D : butikker
Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der nedbøyning fører til skader

Pålitelighetsklasse: 2	Bjelkens romvekt: 2500 kg/m3
------------------------	------------------------------

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	10,43	49,40	46,00
2	10,43	49,40	46,00
3	10,43	49,40	46,00
4	10,43	49,40	46,00
5	10,43	49,40	46,00
6	10,43	49,40	46,00
7	10,43	49,40	46,00
8	10,43	49,40	46,00
9	10,43	49,40	46,00
10	10,43	49,40	46,00

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

1.4 MATERIALDATA

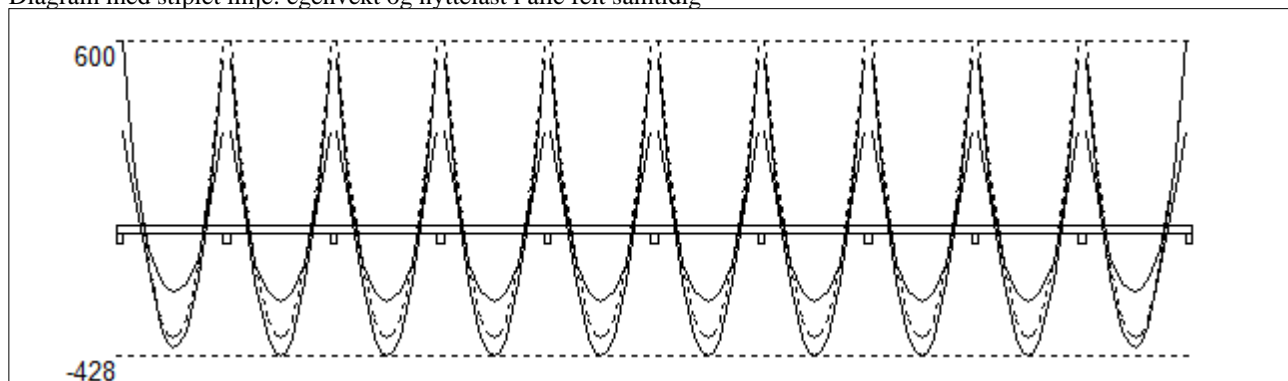
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeeringsklasse	XC3	XC3
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B55 (C55/67)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	N	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	25	25
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	284			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,43
Korttids Emodul, E _{cm}	38200	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00011
Trykkfasthet, f _{cd}	31,2	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00028
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	4,2			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,67			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: $D \geq 16$ mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget $\geq 50\%$ av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: egenvekt og nyttelast i alle felt samtidig



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-156	-297	-188	-398
2	-156	-317	-188	-428
3	-156	-317	-188	-428
4	-156	-317	-188	-428
5	-156	-317	-188	-428
6	-156	-317	-188	-428
7	-156	-317	-188	-428
8	-156	-317	-188	-428
9	-156	-317	-188	-428
10	-156	-297	-188	-398

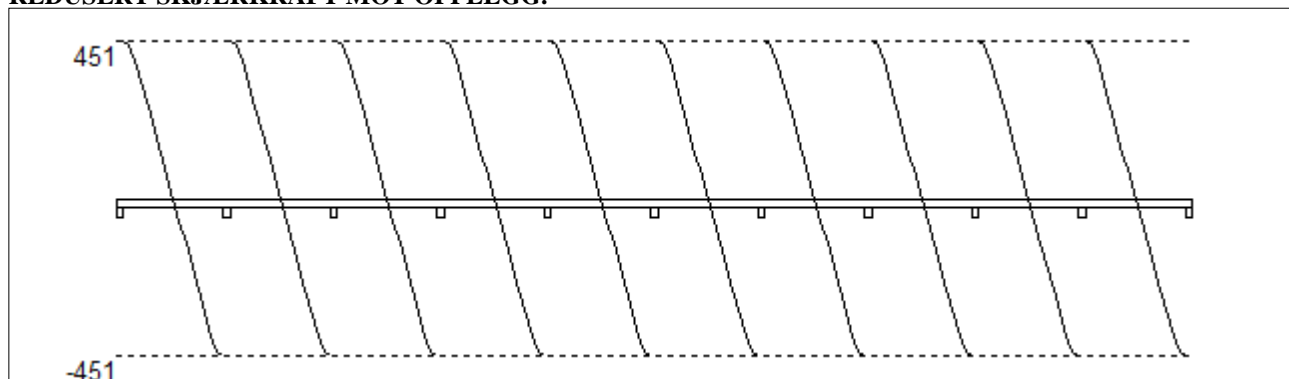
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	255	451	306	600
2	255	451	306	540
3	255	451	306	540
4	255	451	306	540
5	255	451	306	540
6	255	451	306	540
7	255	451	306	540
8	255	451	306	540
9	255	451	306	540
10	255	451	306	540
11	255	451	306	600

Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT. REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			522	451
2	-522	-451	522	451
3	-522	-451	522	451
4	-522	-451	522	451
5	-522	-451	522	451
6	-522	-451	522	451
7	-522	-451	522	451
8	-522	-451	522	451
9	-522	-451	522	451
10	-522	-451	522	451
11	-522	-451		

3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
uk	1	1	66	4	25	50
uk	2	1	66	5	25	50
uk	3	1	66	5	25	50
uk	4	1	66	5	25	50
uk	5	1	66	5	25	50
uk	6	1	66	5	25	50
uk	7	1	66	5	25	50
uk	8	1	66	5	25	50
uk	9	1	66	5	25	50
uk	10	1	66	4	25	50
ok	1	1	66	2	25	50
ok	2	1	66	2	25	50
ok	3	1	66	2	25	50
ok	4	1	66	2	25	50
ok	5	1	66	2	25	50
ok	6	1	66	2	25	50
ok	7	1	66	2	25	50
ok	8	1	66	2	25	50
ok	9	1	66	2	25	50
ok	10	1	66	2	25	50

Tittel			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

Overkantarmring ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
1	1	66	7	25	50
2	1	66	6	25	50
3	1	66	6	25	50
4	1	66	6	25	50
5	1	66	6	25	50
6	1	66	6	25	50
7	1	66	6	25	50
8	1	66	6	25	50
9	1	66	6	25	50
10	1	66	6	25	50
11	1	66	7	25	50

3.2 FORANKRINGSLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet
D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant: $25 \times D$ Forankringslengde i overkant: $35 \times D$

Kapasitetskurvene for moment, (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag

Forskyv endepunktene minst $3 \times D$ forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)

M/Md for uk viser statistisk nødvendig andel av beregnet feltarmring i uk

M/Md for ok viser statistisk nødvendig andel av beregnet overkantarmring ved opplegg

M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmring i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende

Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyler.

Opplegg nr 11

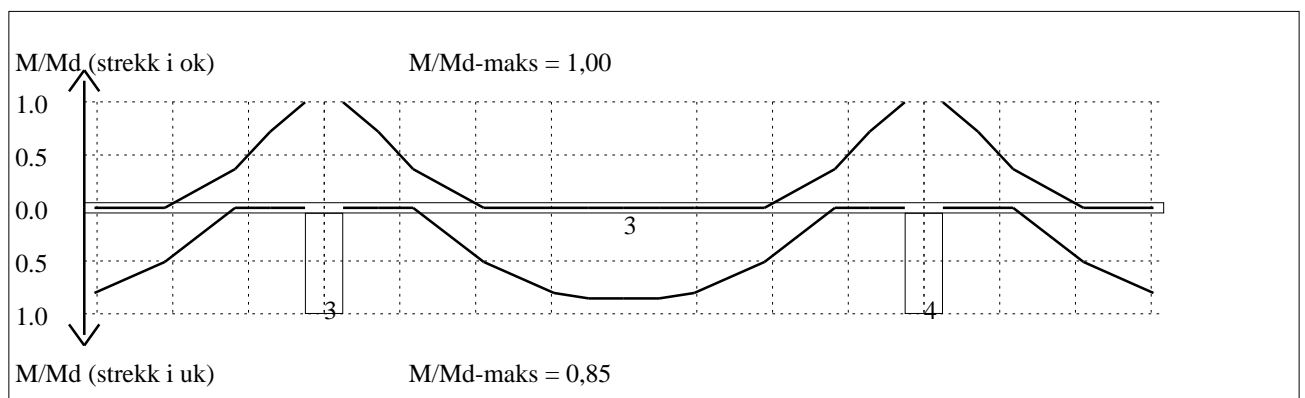
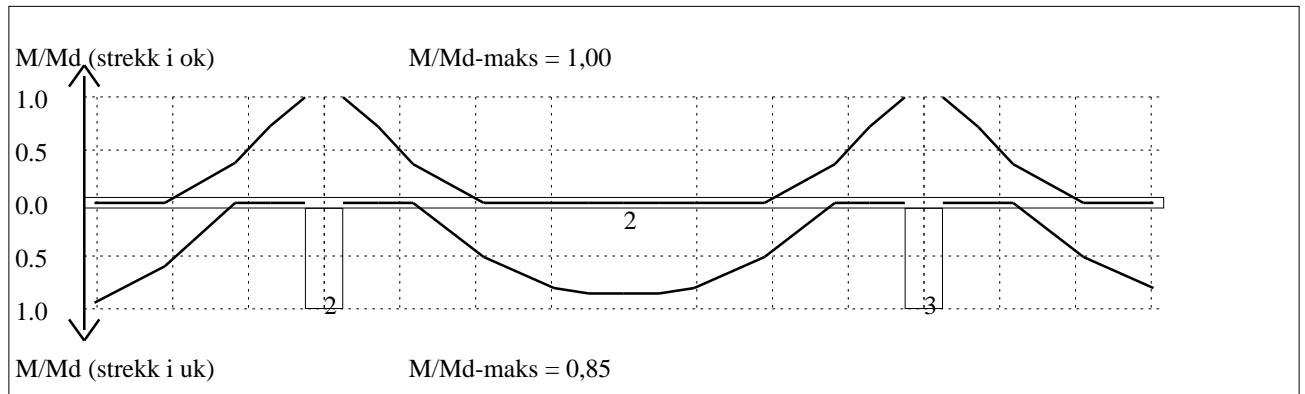
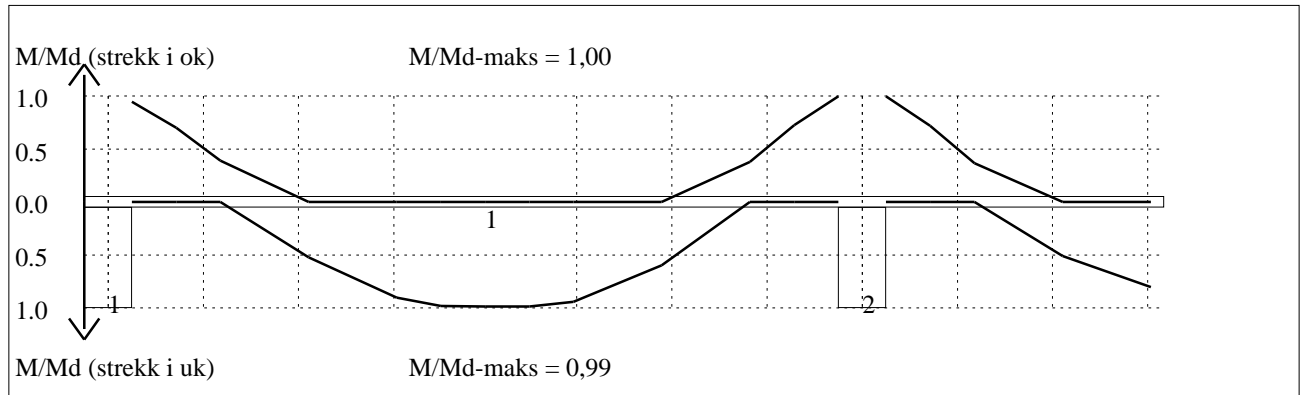
Det trengs ikke forankringsbøyler.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

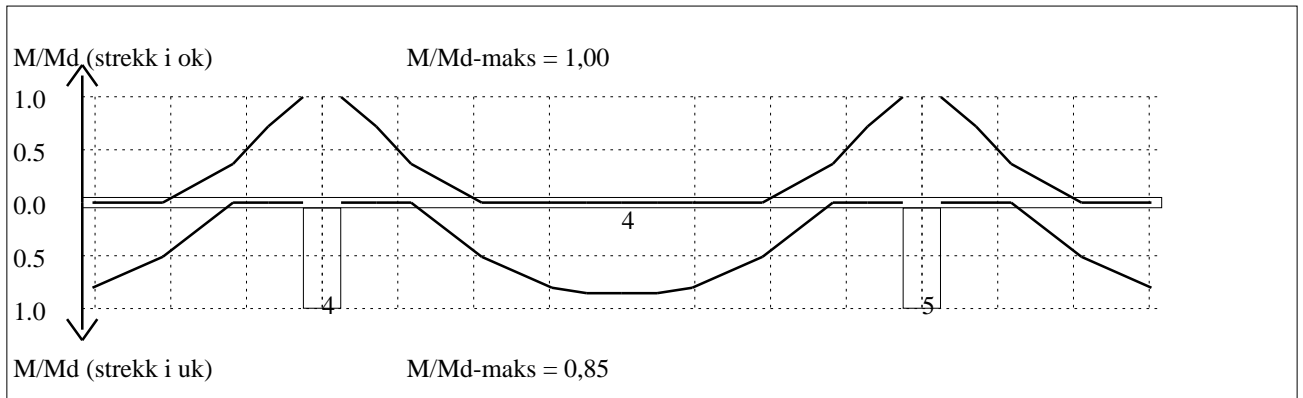
Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	983	983	983	983
2	983	983	983	983
3	983	983	983	983
4	983	983	983	983
5	983	983	983	983
6	983	983	983	983
7	983	983	983	983
8	983	983	983	983
9	983	983	983	983
10	983	983	983	983

Tittel			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

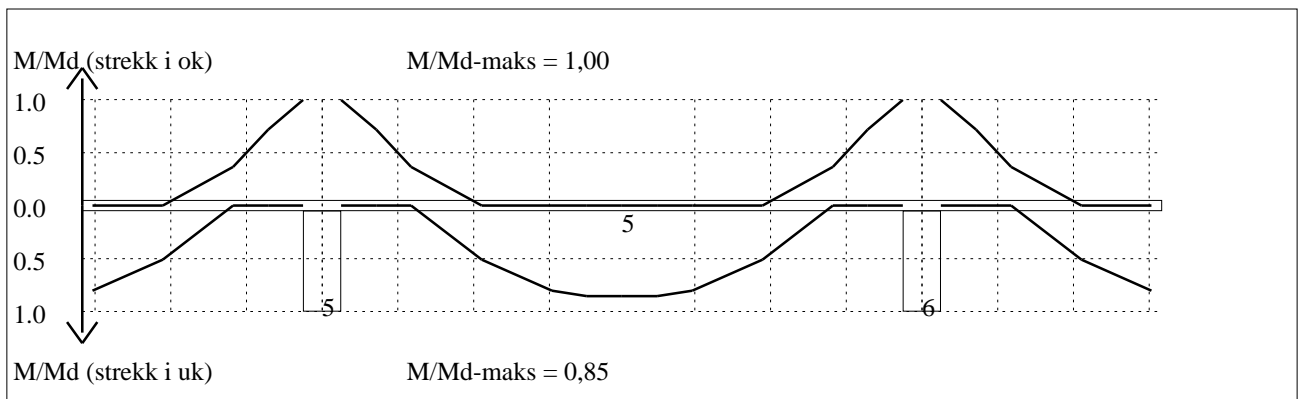
4.1 MOMENTKONTROLL



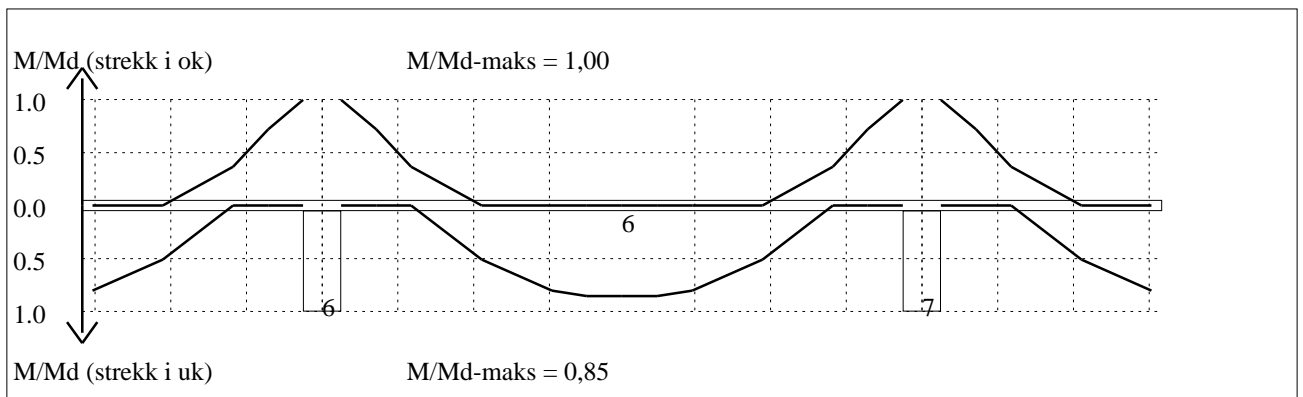
Tittel			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



Momentkontroll for felt nr 4 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

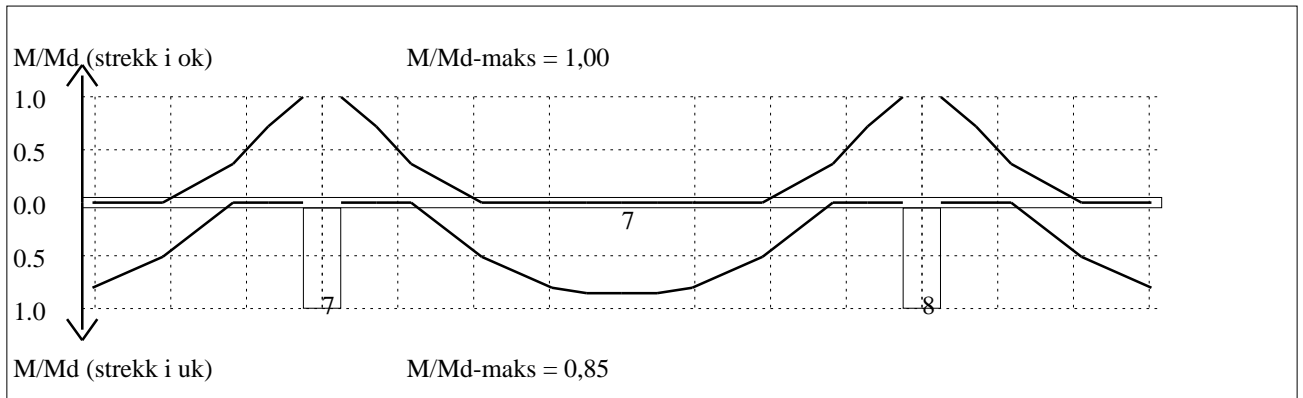


Momentkontroll for felt nr 5 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

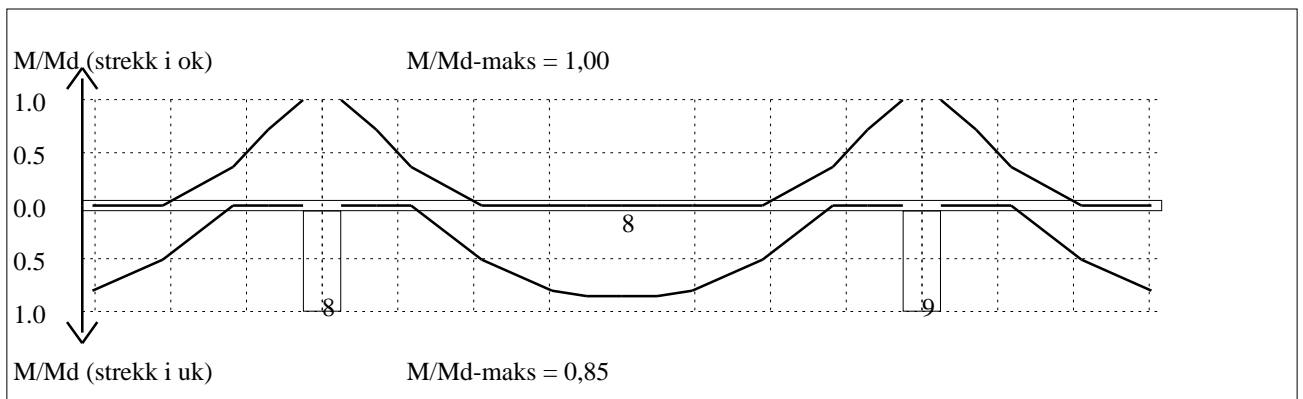


Momentkontroll for felt nr 6 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

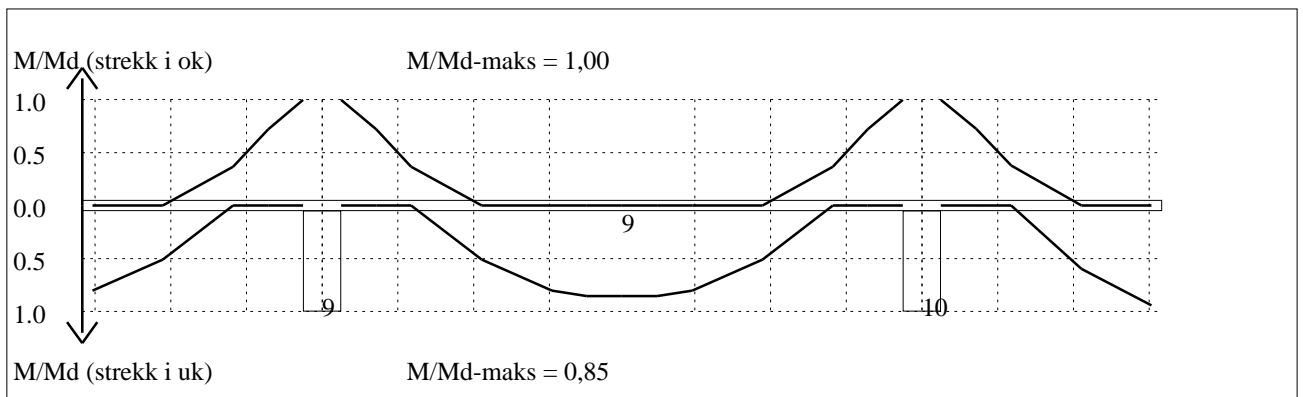
Tittel			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



Momentkontroll for felt nr 7 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

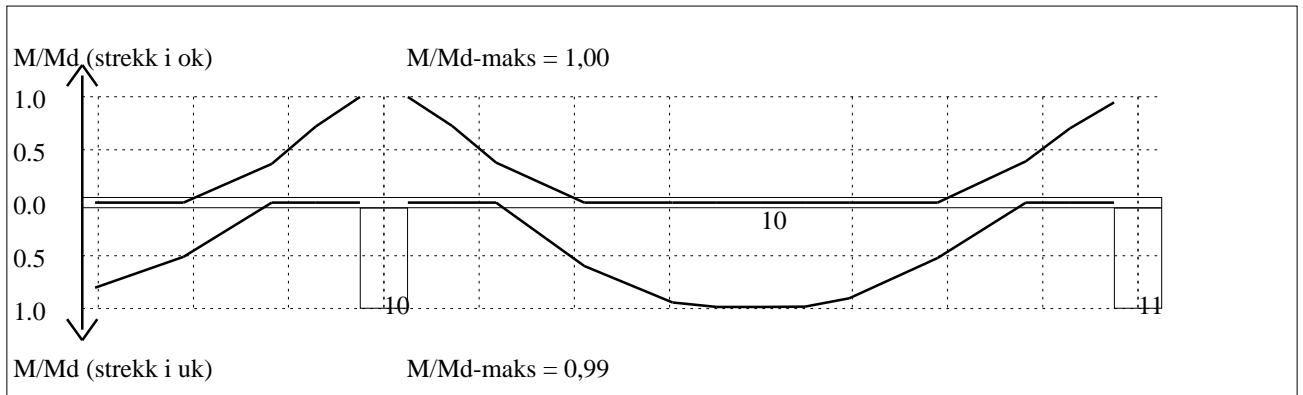


Momentkontroll for felt nr 8 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



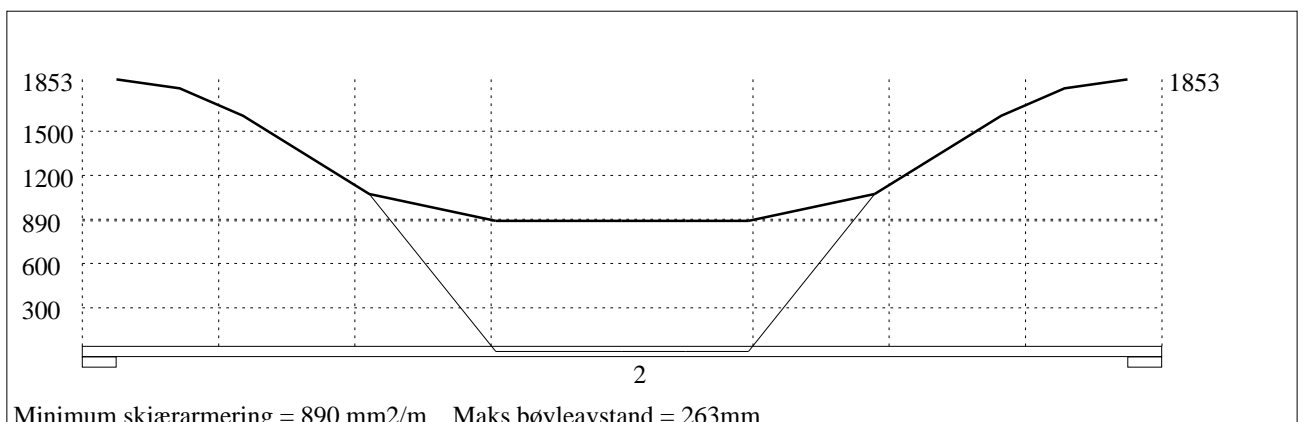
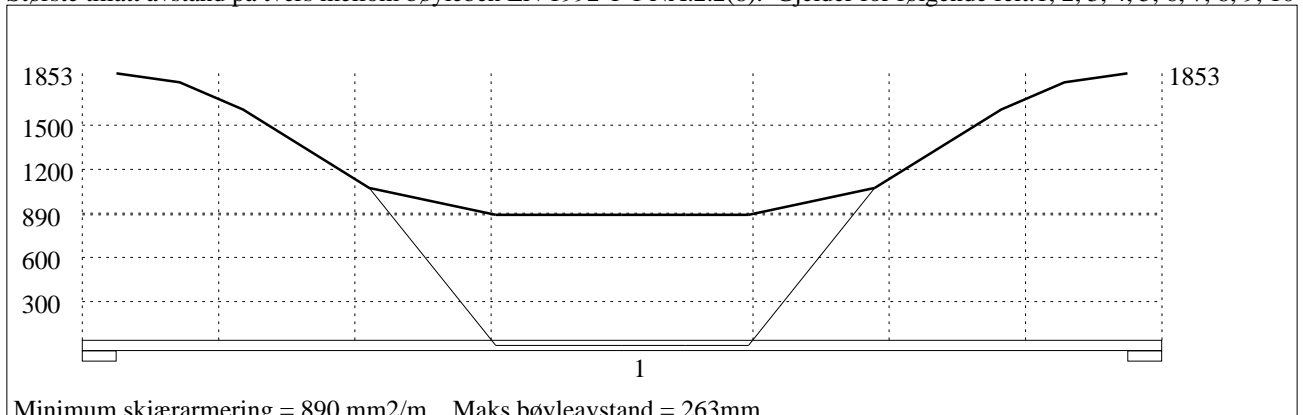
Momentkontroll for felt nr 9 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

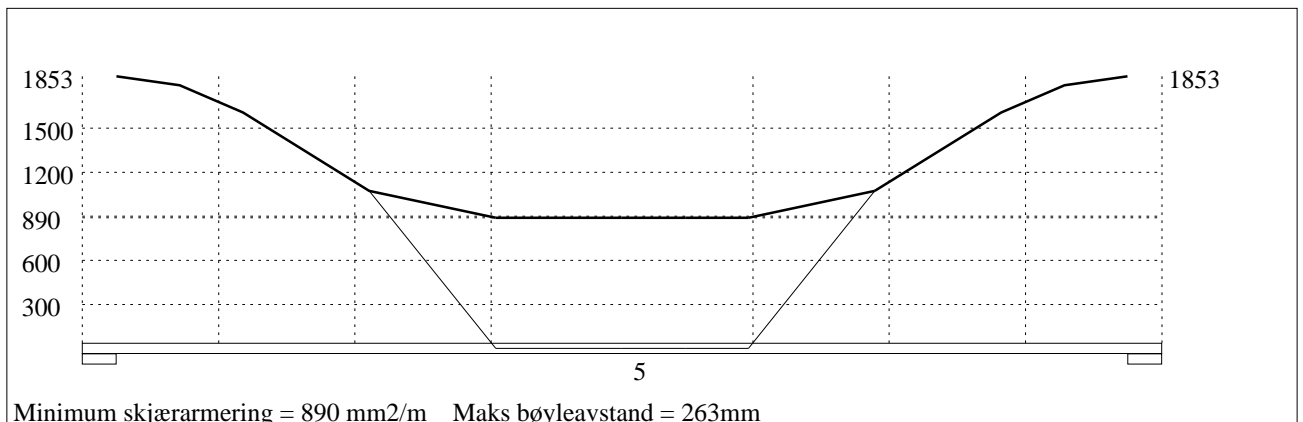
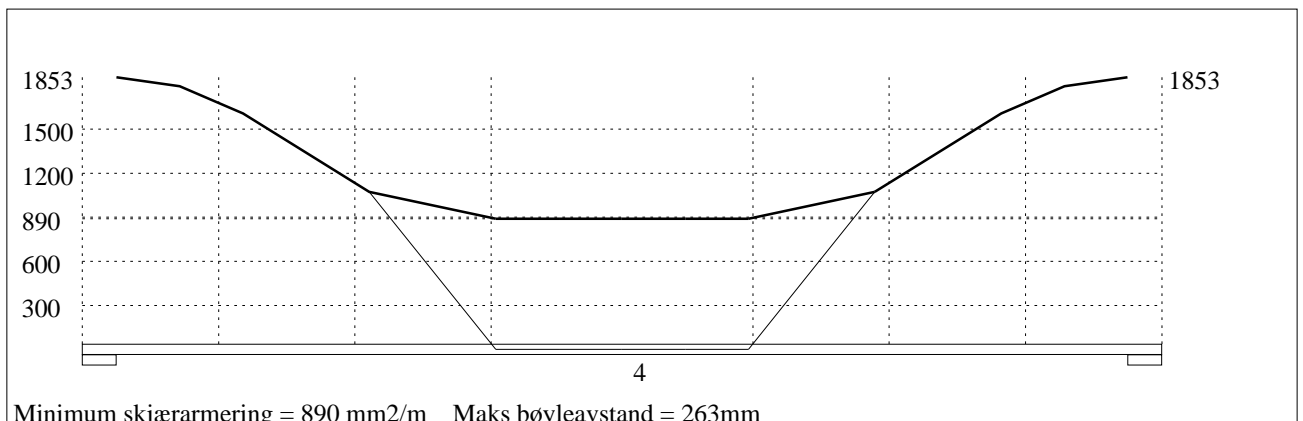
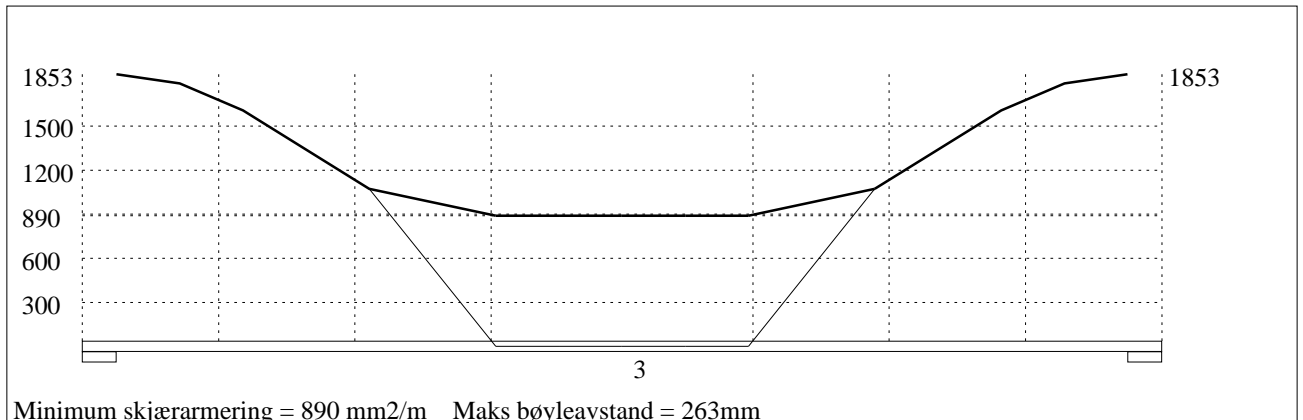


4.2 SKJÆRARMERING

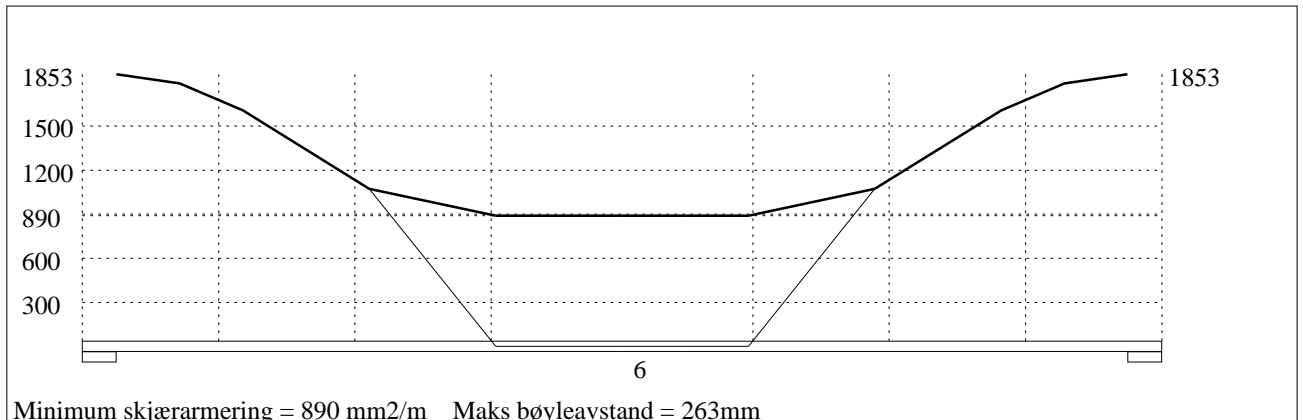
Største tillatt avstand på tvers mellom bøyleben EN 1992-1-1 NA.2.2(8). Gjelder for følgende felt: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10



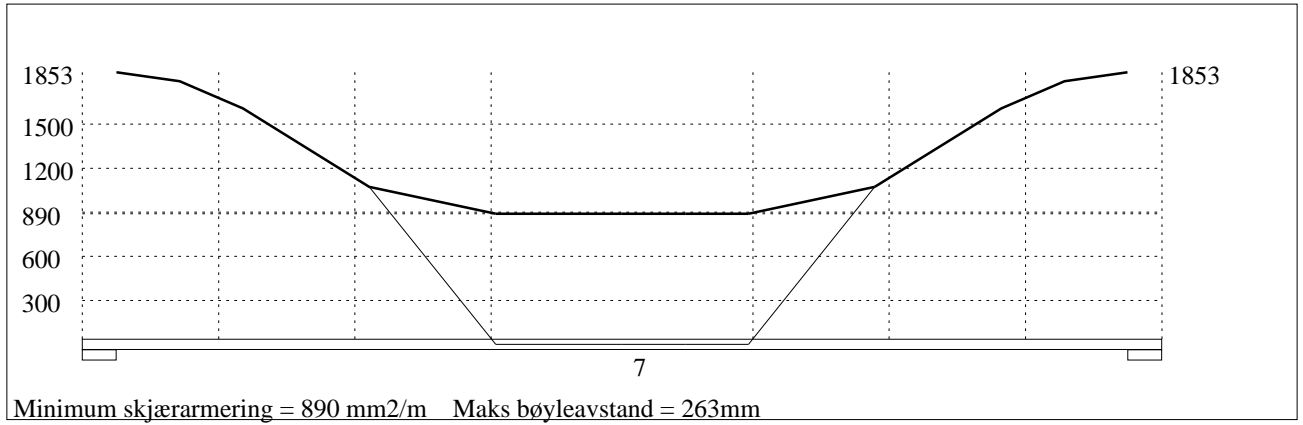
Tittel			Side 10
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



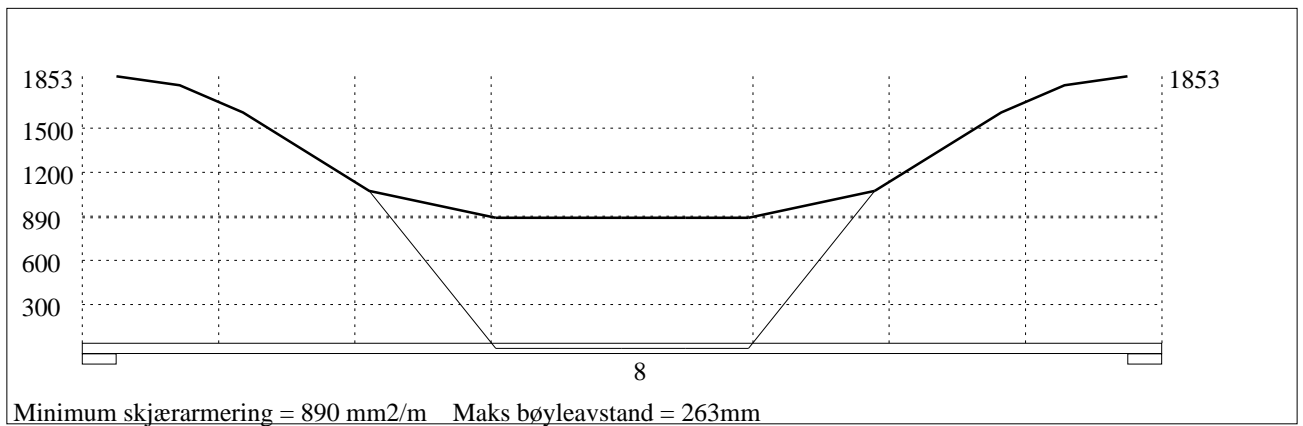
Tittel			Side 11
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 6 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

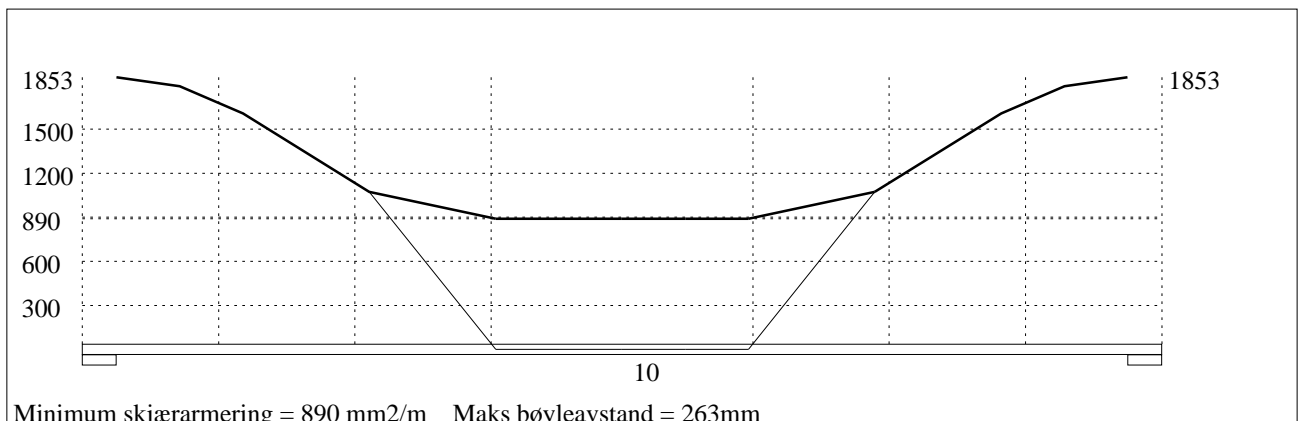
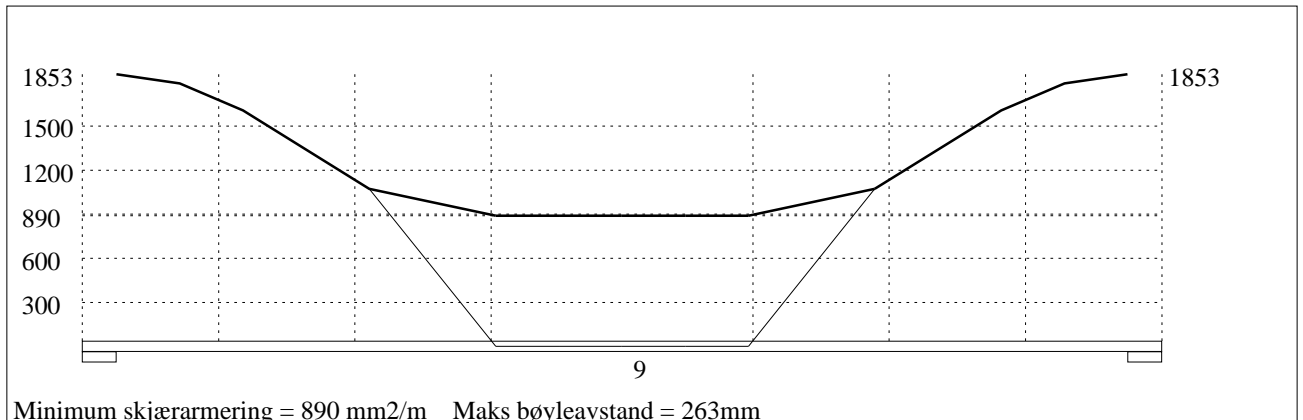


Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 7 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

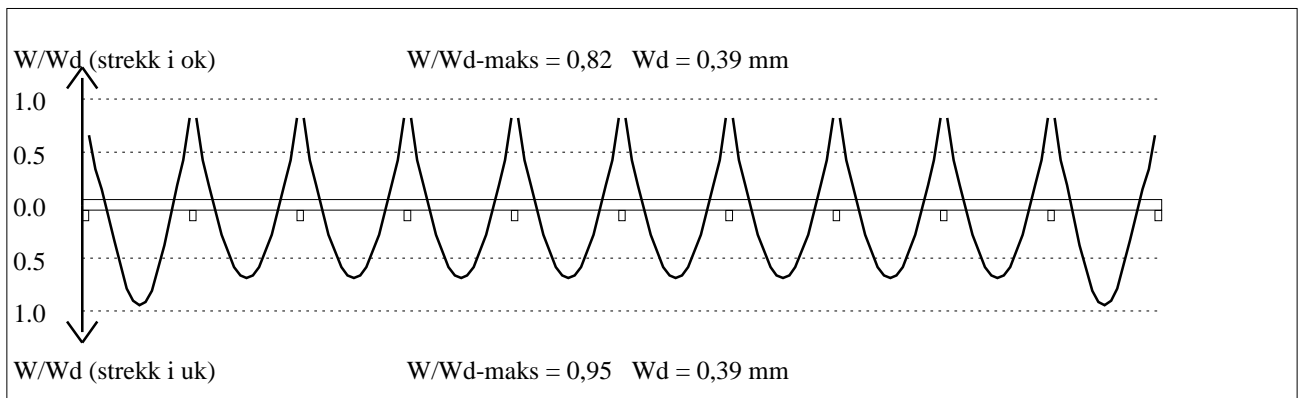


Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 8 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel			Side 12
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



4.3 RISSKONTROLL



Tittel			Side 13
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	7	10	17	17
2	6	9	15	15
3	6	9	15	15
4	6	9	15	15
5	6	9	15	15
6	6	9	15	15
7	6	9	15	15
8	6	9	15	15
9	6	9	15	15
10	7	10	17	17

5.1 OPPLGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
					Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-252	310,9	-194	239,0			-182	240,5
2	-474	0,0	-364	0,0	-182	-240,5	-182	240,5
3	-474	0,0	-364	0,0	-182	-240,5	-182	240,5
4	-474	0,0	-364	0,0	-182	-240,5	-182	240,5
5	-474	0,0	-364	0,0	-182	-240,5	-182	240,5
6	-474	0,0	-364	0,0	-182	-240,5	-182	240,5
7	-474	0,0	-364	0,0	-182	-240,5	-182	240,5
8	-474	0,0	-364	0,0	-182	-240,5	-182	240,5
9	-474	0,0	-364	0,0	-182	-240,5	-182	240,5
10	-474	0,0	-364	0,0	-182	-240,5	-182	240,5
11	-252	-310,9	-194	-239,0	-182	-240,5		

5.2 OPPLGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
					Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-302	373,1	-290	358,5			-273	360,7
2	-569	0,0	-546	0,0	-273	-360,7	-273	360,7
3	-569	0,0	-546	0,0	-273	-360,7	-273	360,7
4	-569	0,0	-546	0,0	-273	-360,7	-273	360,7
5	-569	0,0	-546	0,0	-273	-360,7	-273	360,7
6	-569	0,0	-546	0,0	-273	-360,7	-273	360,7
7	-569	0,0	-546	0,0	-273	-360,7	-273	360,7
8	-569	0,0	-546	0,0	-273	-360,7	-273	360,7
9	-569	0,0	-546	0,0	-273	-360,7	-273	360,7
10	-569	0,0	-546	0,0	-273	-360,7	-273	360,7
11	-302	-373,1	-290	-358,5	-273	-360,7		

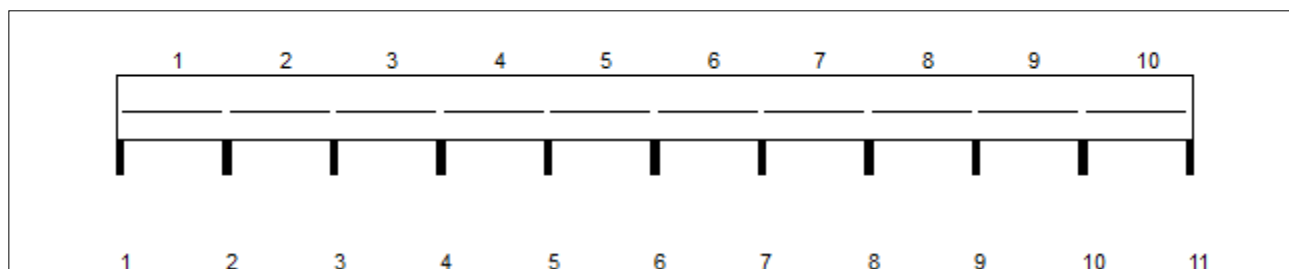
Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.2.9 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002
 Data er lagret på fil: W:\Skule\Master-oppgave\Analyse til kontroll sletten\DLB 6.kbj

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

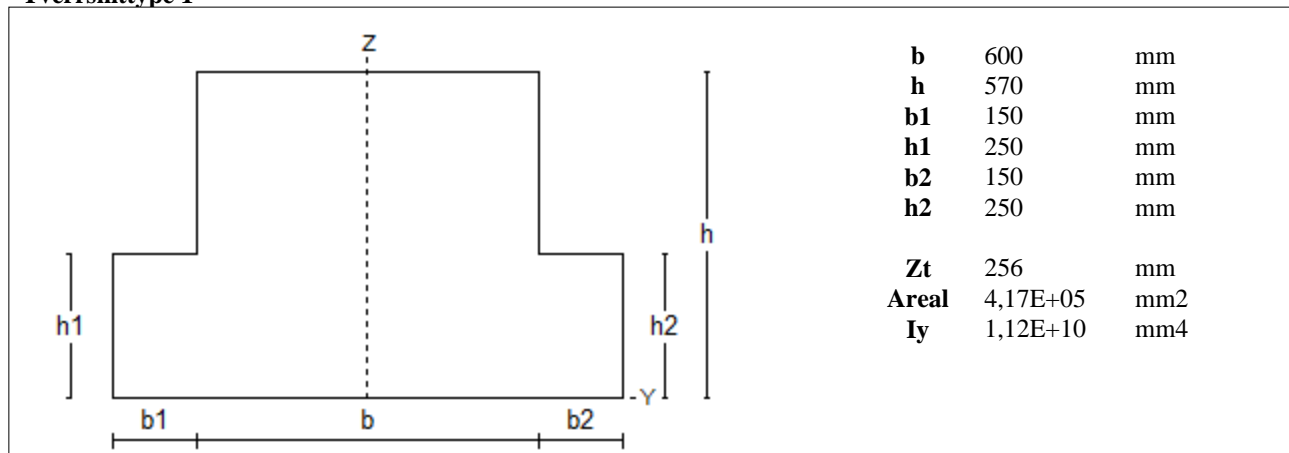
1.0 BJELKE MED 11 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPEN

Felt nr	v.utkr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	h.utkr.
Spennvidde	250	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920	250
Tverrsnitttype	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1

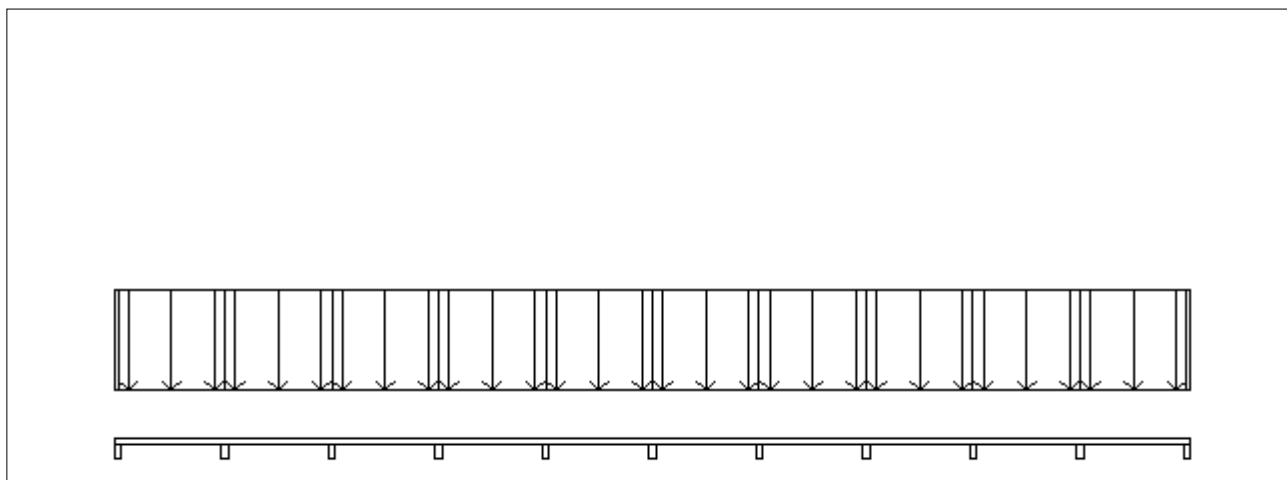


Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Innspent		500					
2	Innspent		500					
3	Innspent		500					
4	Innspent		500					
5	Innspent		500					
6	Innspent		500					
7	Innspent		500					
8	Innspent		500					
9	Innspent		500					
10	Innspent		500					
11	Innspent		500					

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	1,00	0,60	1,50

PSI-Faktor Kategori F :trafikk- parkeringsareal små kjøretøy (vekt <= 30 kN)
Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der nedbøyning fører til skader

Pålitelighetsklasse: 2

Bjelkens romvekt: 2500 kg/m³

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	10,43	49,40	27,60
2	10,43	49,40	27,60
3	10,43	49,40	27,60
4	10,43	49,40	27,60
5	10,43	49,40	27,60
6	10,43	49,40	27,60
7	10,43	49,40	27,60
8	10,43	49,40	27,60
9	10,43	49,40	27,60
10	10,43	49,40	27,60

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

1.4 MATERIALDATA

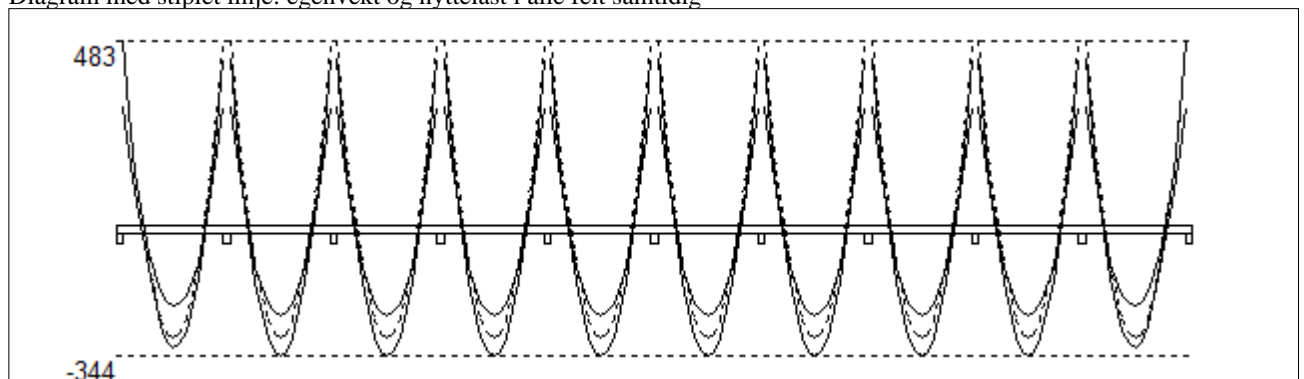
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeeringsklasse	XC3	XC3
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B55 (C55/67)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	N	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	25	25
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	284			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,43
Korttids Emodul, E _{cm}	38200	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00011
Trykkfasthet, f _{cd}	31,2	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00028
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	4,2			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,67			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: $D \geq 16$ mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget $\geq 50\%$ av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: egenvekt og nyttelest i alle felt samtidig



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-156	-245	-188	-320
2	-156	-261	-188	-344
3	-156	-261	-188	-344
4	-156	-261	-188	-344
5	-156	-261	-188	-344
6	-156	-261	-188	-344
7	-156	-261	-188	-344
8	-156	-261	-188	-344
9	-156	-261	-188	-344
10	-156	-245	-188	-320

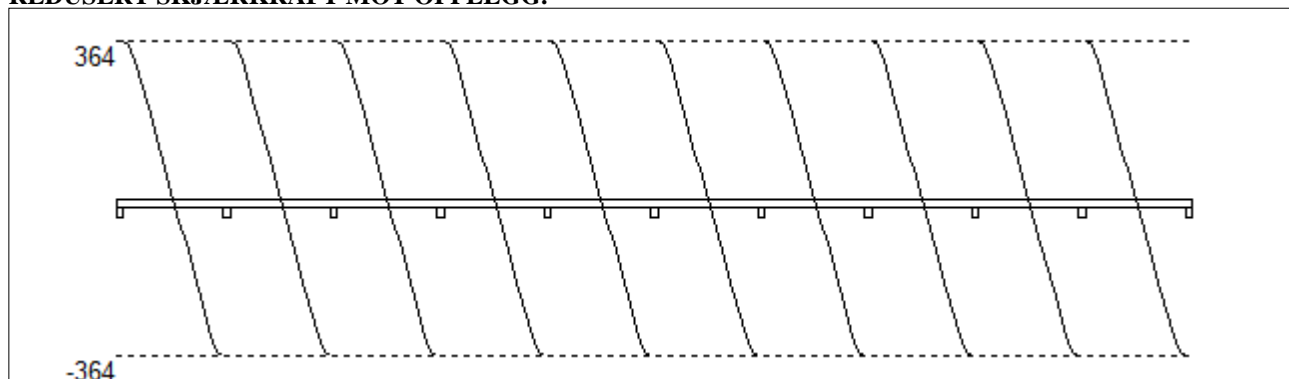
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	255	373	306	483
2	255	373	306	434
3	255	373	306	434
4	255	373	306	434
5	255	373	306	434
6	255	373	306	434
7	255	373	306	434
8	255	373	306	434
9	255	373	306	434
10	255	373	306	434
11	255	373	306	483

Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT. REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			420	364
2	-420	-364	420	364
3	-420	-364	420	364
4	-420	-364	420	364
5	-420	-364	420	364
6	-420	-364	420	364
7	-420	-364	420	364
8	-420	-364	420	364
9	-420	-364	420	364
10	-420	-364	420	364
11	-420	-364		

3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
uk	1	1	75	3	32	55
uk	2	1	75	3	32	55
uk	3	1	75	3	32	55
uk	4	1	75	3	32	55
uk	5	1	75	3	32	55
uk	6	1	75	3	32	55
uk	7	1	75	3	32	55
uk	8	1	75	3	32	55
uk	9	1	75	3	32	55
uk	10	1	75	3	32	55
ok	1	1	75	2	32	55
ok	2	1	75	2	32	55
ok	3	1	75	2	32	55
ok	4	1	75	2	32	55
ok	5	1	75	2	32	55
ok	6	1	75	2	32	55
ok	7	1	75	2	32	55
ok	8	1	75	2	32	55
ok	9	1	75	2	32	55
ok	10	1	75	2	32	55

Tittel			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

Overkantarmring ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
1	1	75	4	32	55
2	1	75	4	32	55
3	1	75	4	32	55
4	1	75	4	32	55
5	1	75	4	32	55
6	1	75	4	32	55
7	1	75	4	32	55
8	1	75	4	32	55
9	1	75	4	32	55
10	1	75	4	32	55
11	1	75	4	32	55

3.2 FORANKRINGSLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant: $26 \times D$ Forankringslengde i overkant: $37 \times D$

Kapasitetskurvene for moment, (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag

Forskyv endepunktene minst $3 \times D$ forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)

M/Md for uk viser statistisk nødvendig andel av beregnet feltarmring i uk

M/Md for ok viser statistisk nødvendig andel av beregnet overkantarmring ved opplegg

M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmring i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende

Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyler.

Opplegg nr 11

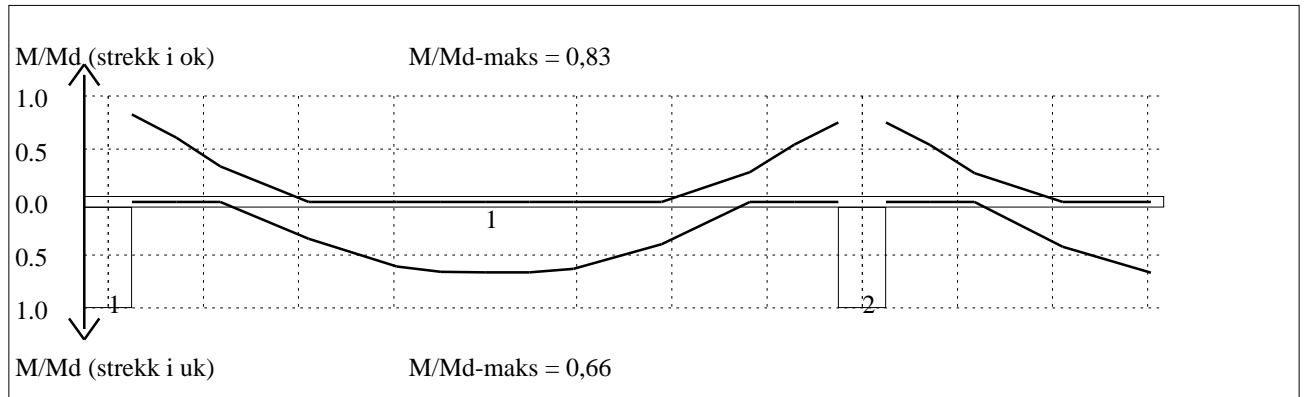
Det trengs ikke forankringsbøyler.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

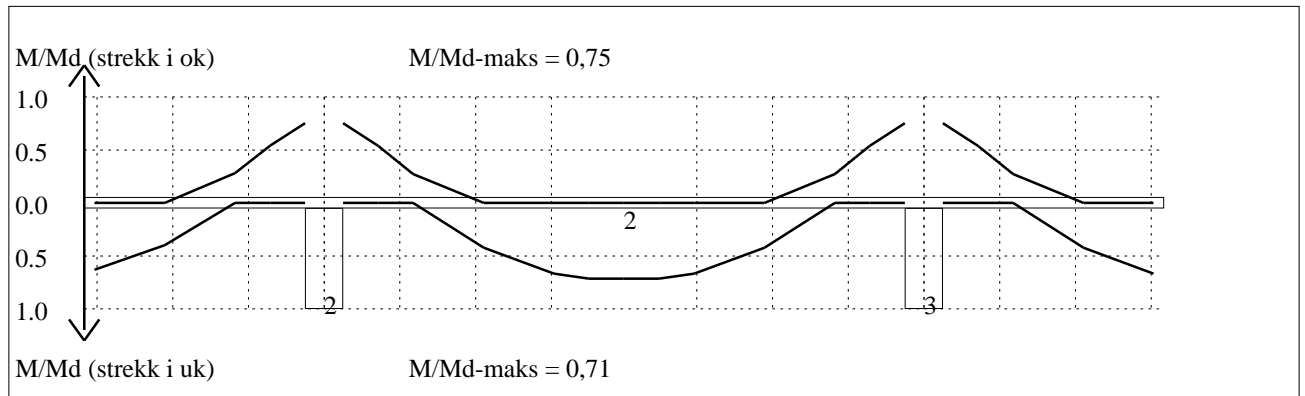
Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	1608	1608	966	966
2	1608	1608	966	966
3	1608	1608	966	966
4	1608	1608	966	966
5	1608	1608	966	966
6	1608	1608	966	966
7	1608	1608	966	966
8	1608	1608	966	966
9	1608	1608	966	966
10	1608	1608	966	966

Tittel			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

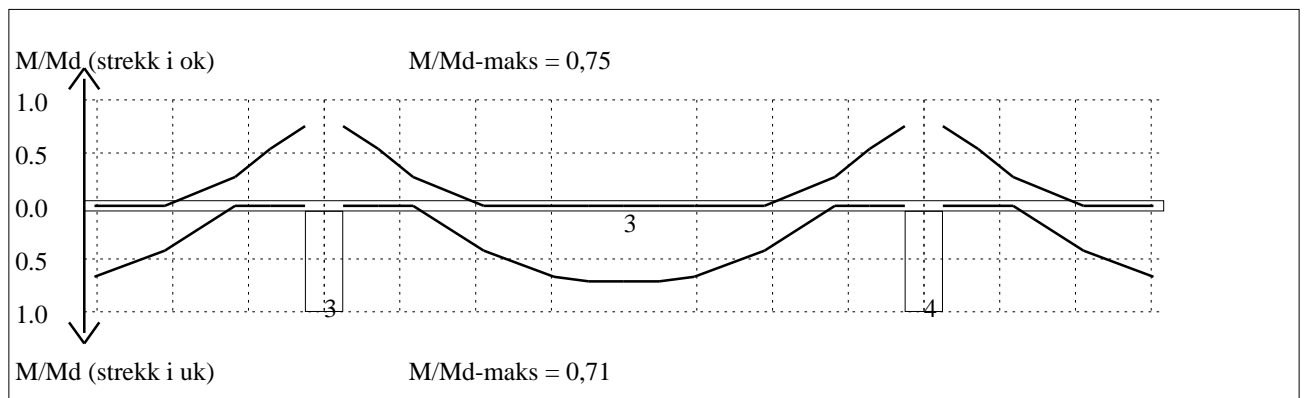
4.1 MOMENTKONTROLL



Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

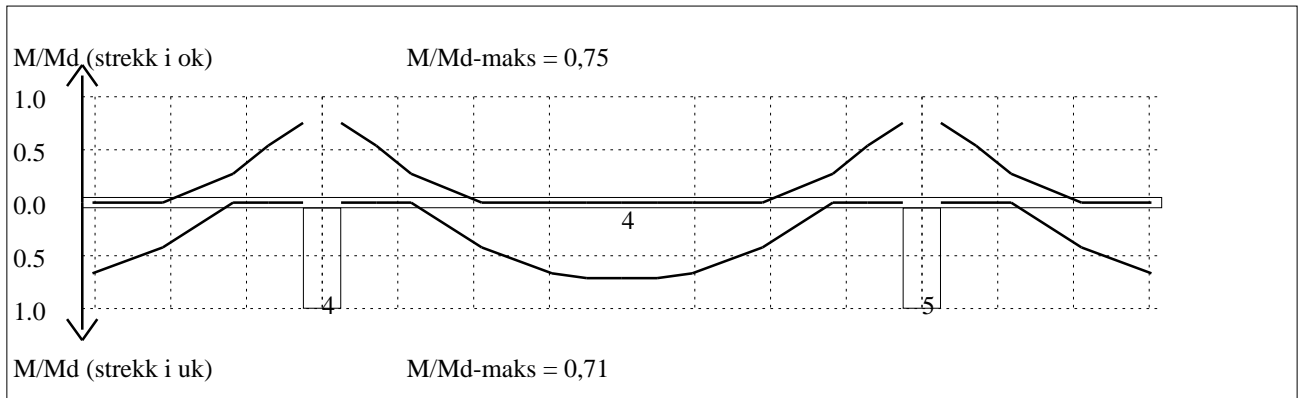


Momentkontroll for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

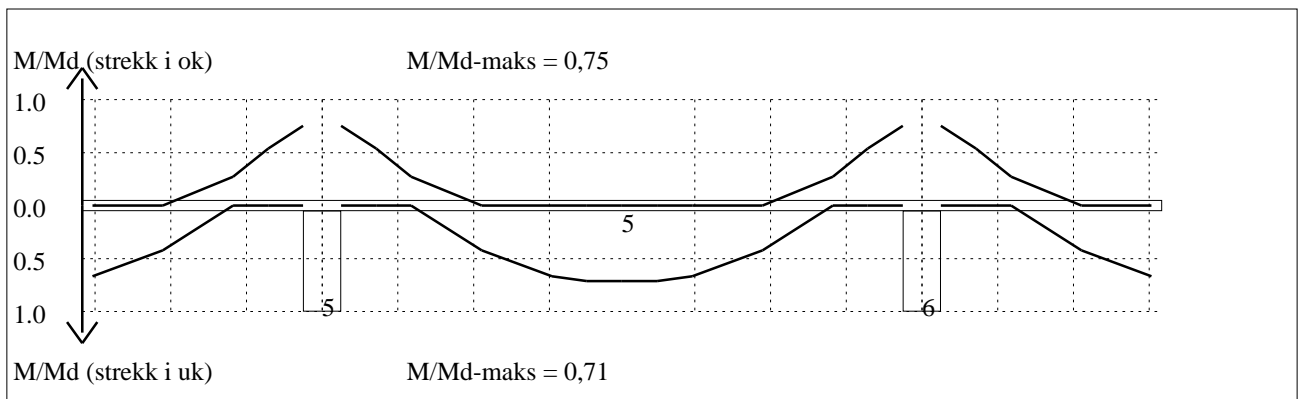


Momentkontroll for felt nr 3 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

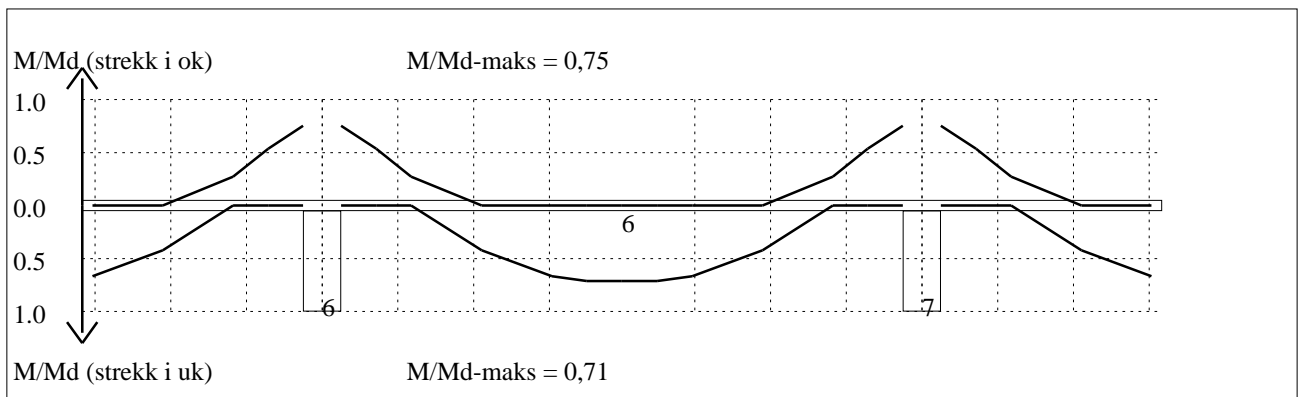
Tittel			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



Momentkontroll for felt nr 4 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

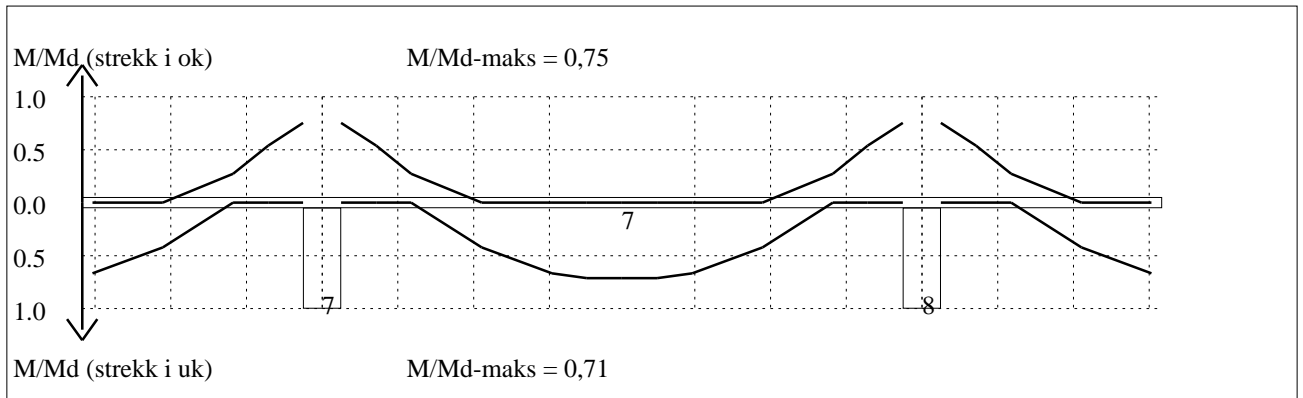


Momentkontroll for felt nr 5 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

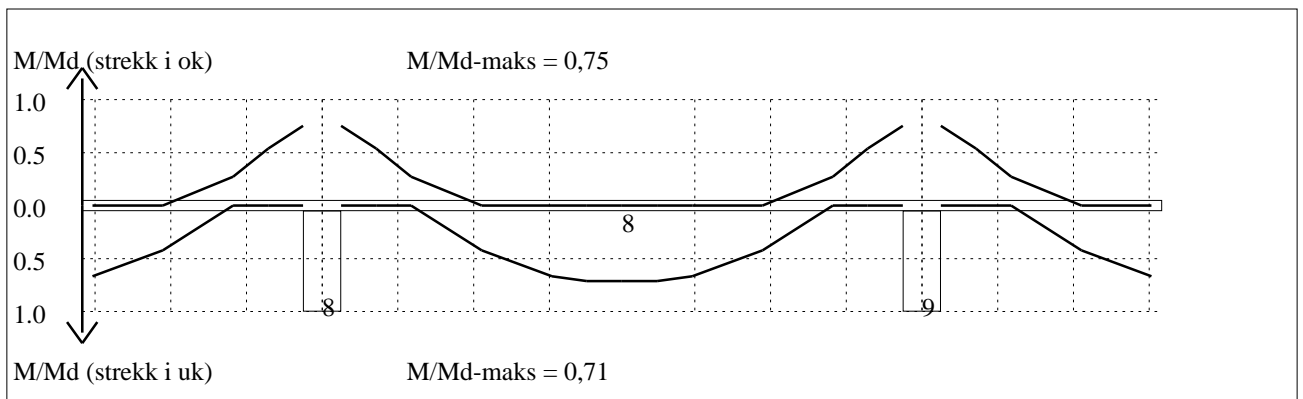


Momentkontroll for felt nr 6 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

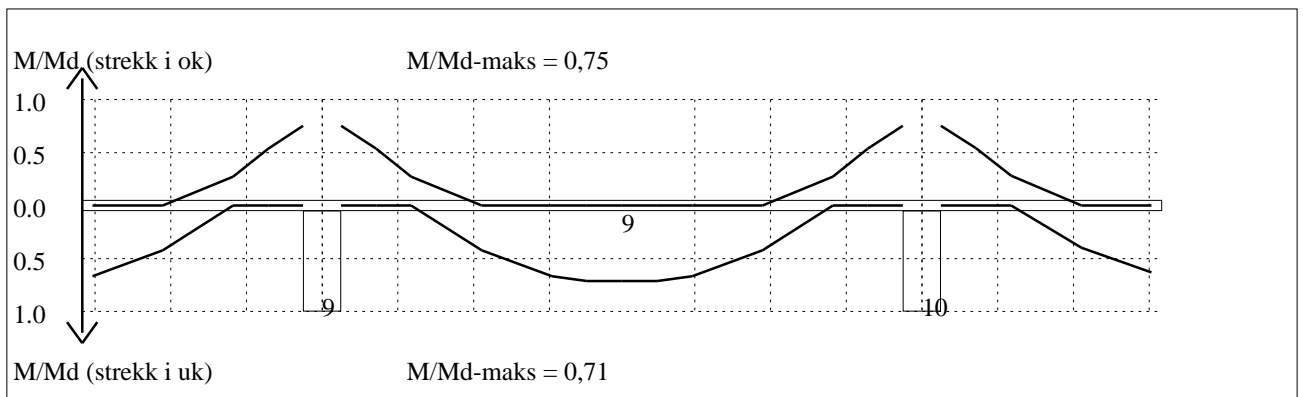
Tittel			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



Momentkontroll for felt nr 7 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

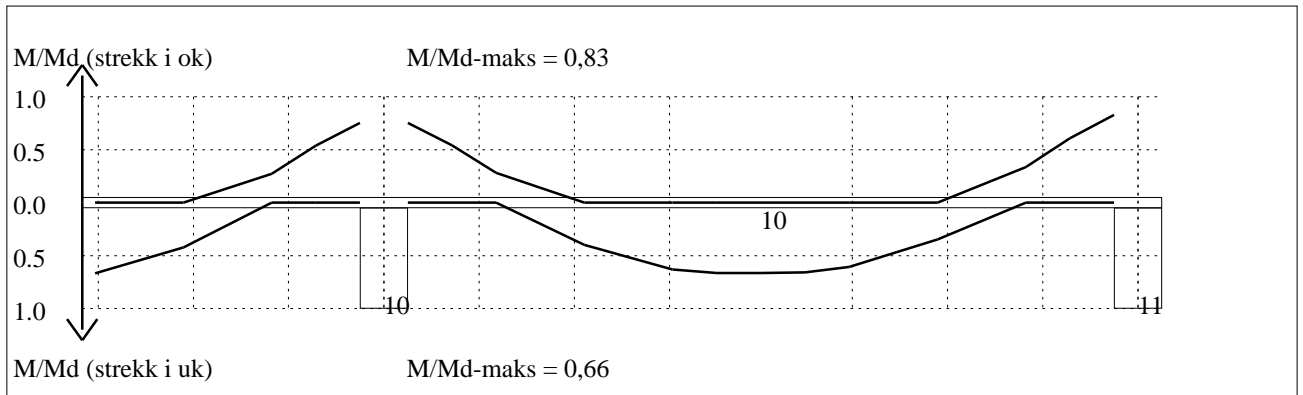


Momentkontroll for felt nr 8 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



Momentkontroll for felt nr 9 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

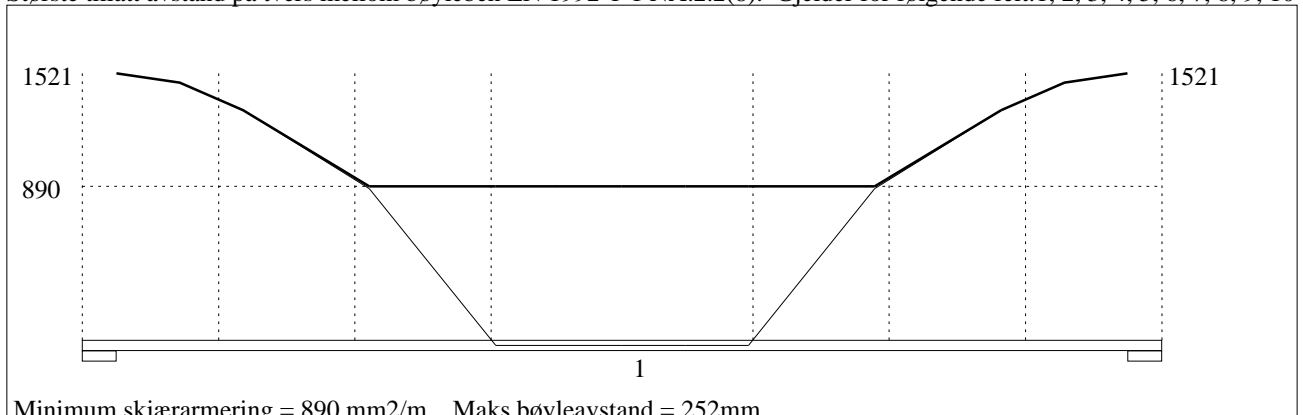
Tittel			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



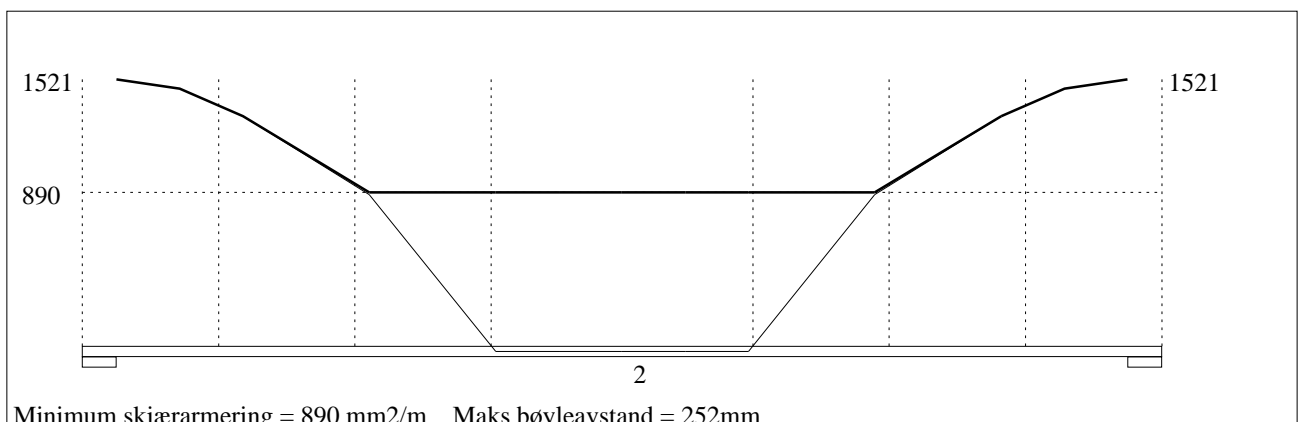
Momentkontroll for felt nr 10 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

4.2 SKJÆRARMERING

Største tillatt avstand på tvers mellom bøyleben EN 1992-1-1 NA.2.2(8). Gjelder for følgende felt: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10

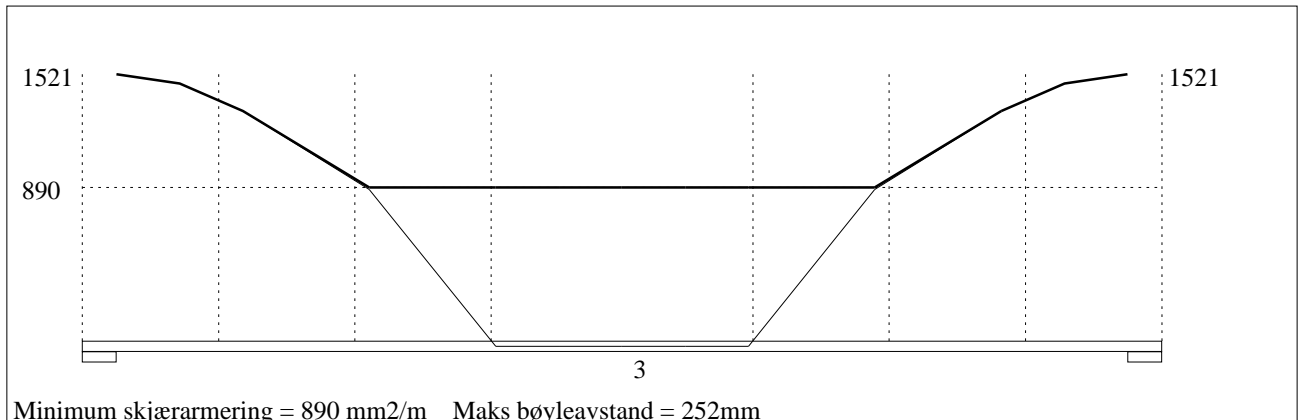


Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

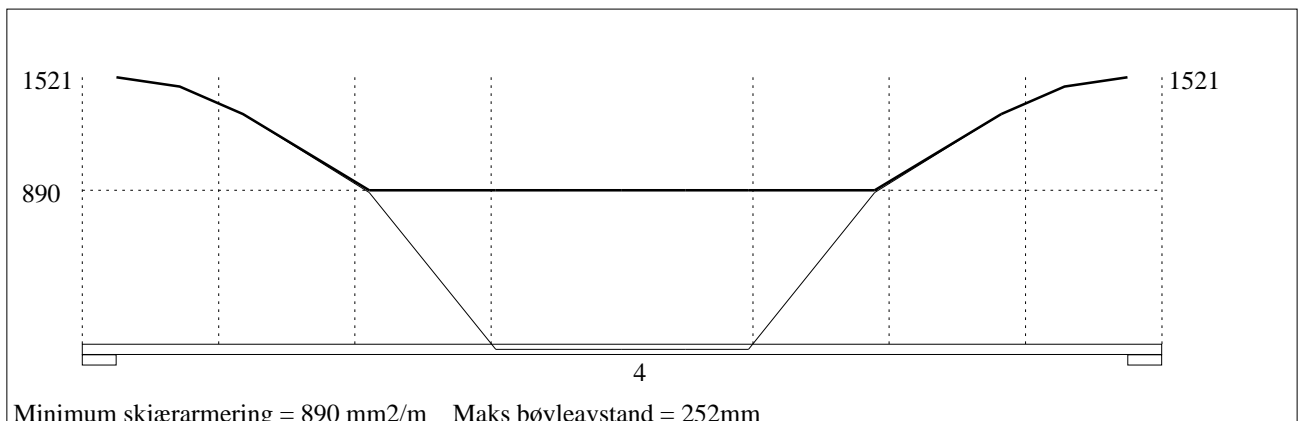


Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

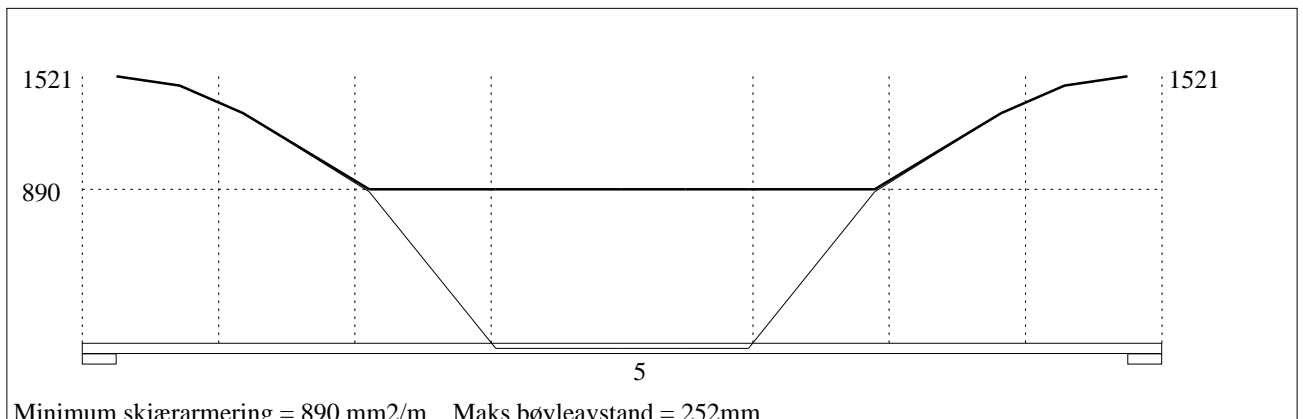
Tittel			Side 10
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



Minimum skjærarmering = 890 mm²/m Maks bøyleavstand = 252mm
Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 3 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

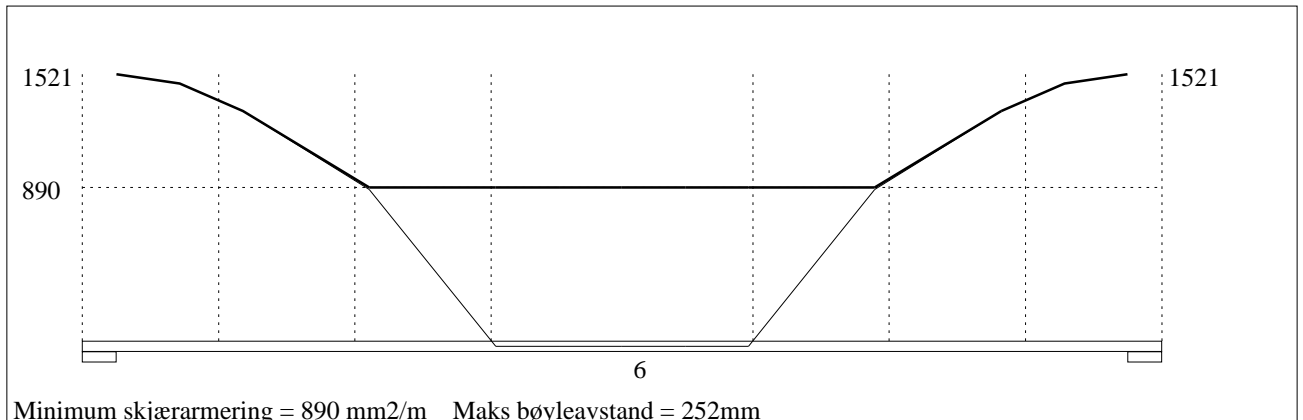


Minimum skjærarmering = 890 mm²/m Maks bøyleavstand = 252mm
Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 4 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

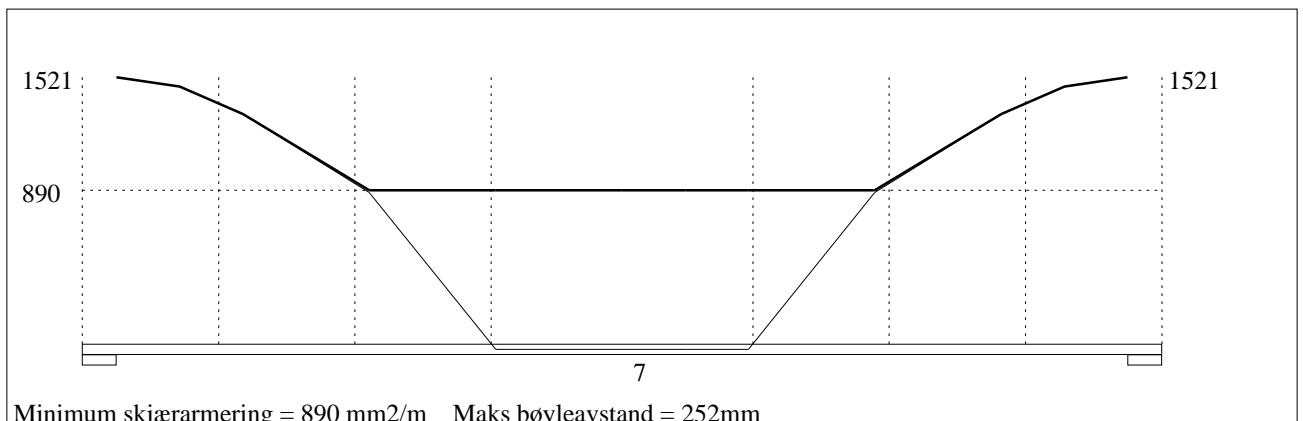


Minimum skjærarmering = 890 mm²/m Maks bøyleavstand = 252mm
Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 5 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

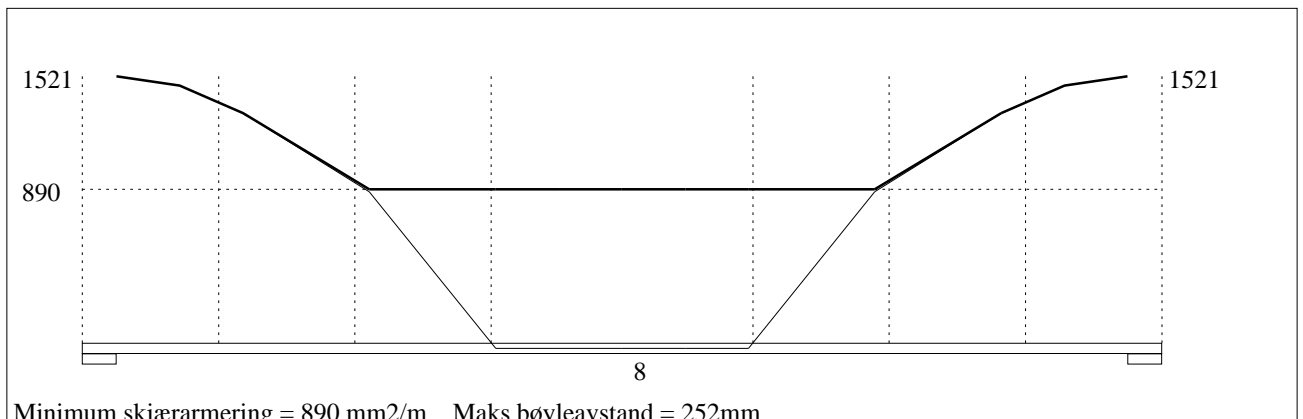
Tittel			Side 11
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015



Minimum skjærarmering = 890 mm²/m Maks bøyleavstand = 252mm
Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 6 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

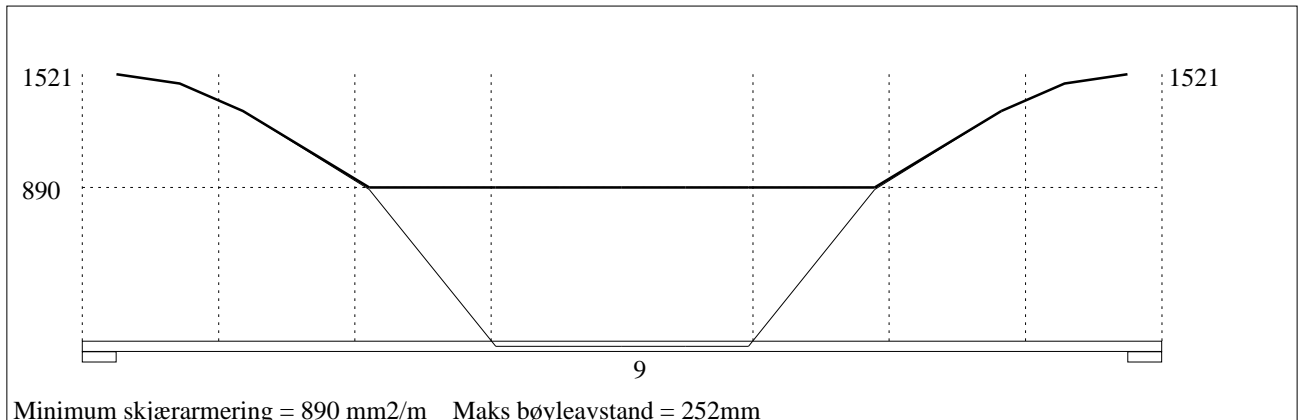


Minimum skjærarmering = 890 mm²/m Maks bøyleavstand = 252mm
Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 7 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

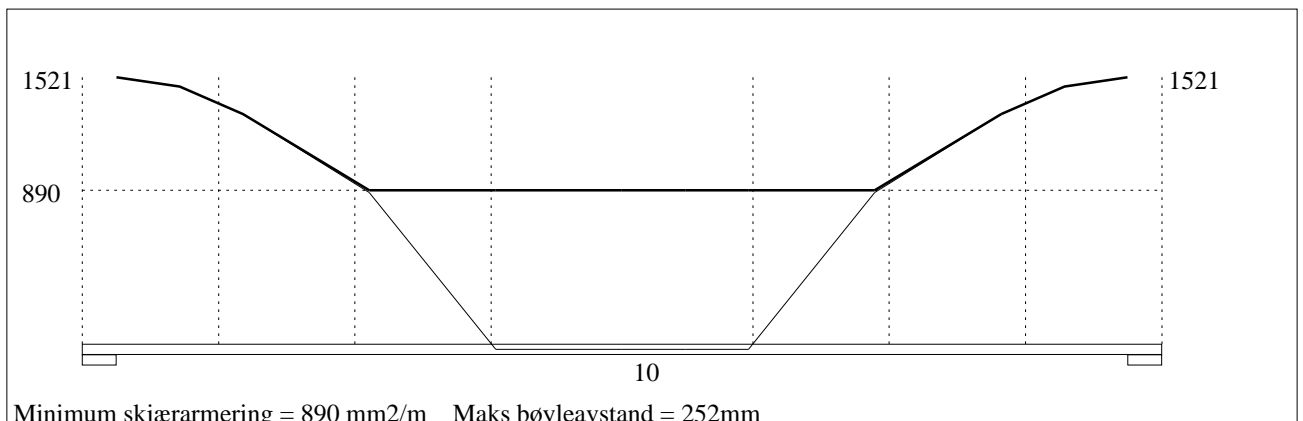


Minimum skjærarmering = 890 mm²/m Maks bøyleavstand = 252mm
Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 8 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel			Side 12
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

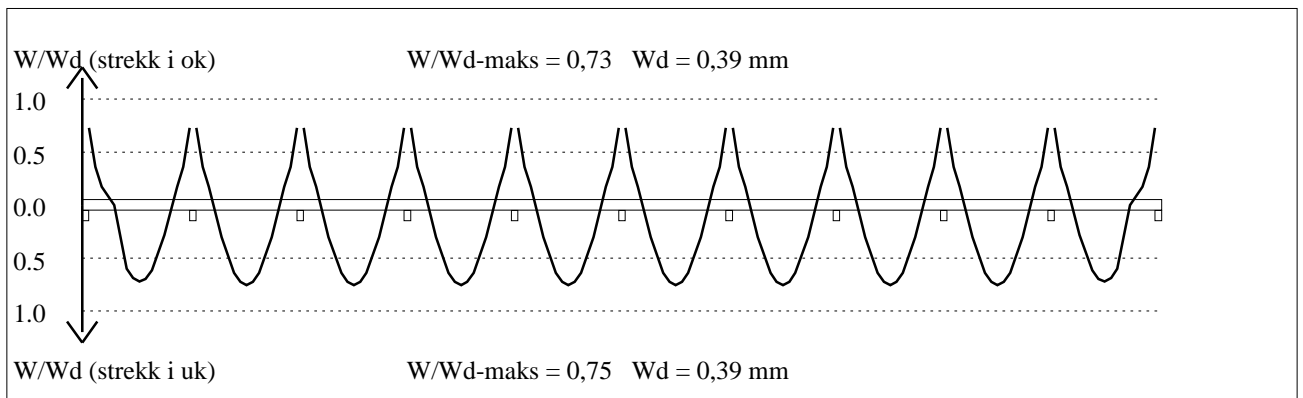


Minimum skjærarmering = 890 mm²/m Maks bøyleavstand = 252mm
Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 9 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



Minimum skjærarmering = 890 mm²/m Maks bøyleavstand = 252mm
Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 10 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

4.3 RISSKONTROLL



Tittel			Side 13
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 07-05-2015

4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	6	9	12	12
2	6	9	12	12
3	6	9	12	12
4	6	9	12	12
5	6	9	12	12
6	6	9	12	12
7	6	9	12	12
8	6	9	12	12
9	6	9	12	12
10	6	9	12	12

5.1 OPPLGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt					
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)				
1	-252	310,9	-116	143,4			-109	144,3				
2	-474	0,0	-219	0,0	-109	-144,3	-109	144,3				
3	-474	0,0	-219	0,0	-109	-144,3	-109	144,3				
4	-474	0,0	-219	0,0	-109	-144,3	-109	144,3				
5	-474	0,0	-219	0,0	-109	-144,3	-109	144,3				
6	-474	0,0	-219	0,0	-109	-144,3	-109	144,3				
7	-474	0,0	-219	0,0	-109	-144,3	-109	144,3				
8	-474	0,0	-219	0,0	-109	-144,3	-109	144,3				
9	-474	0,0	-219	0,0	-109	-144,3	-109	144,3				
10	-474	0,0	-219	0,0	-109	-144,3	-109	144,3				
11	-252	-310,9	-116	-143,4	-109	-144,3						

5.2 OPPLGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt					
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)				
1	-302	373,1	-174	215,1			-164	216,4				
2	-569	0,0	-328	0,0	-164	-216,4	-164	216,4				
3	-569	0,0	-328	0,0	-164	-216,4	-164	216,4				
4	-569	0,0	-328	0,0	-164	-216,4	-164	216,4				
5	-569	0,0	-328	0,0	-164	-216,4	-164	216,4				
6	-569	0,0	-328	0,0	-164	-216,4	-164	216,4				
7	-569	0,0	-328	0,0	-164	-216,4	-164	216,4				
8	-569	0,0	-328	0,0	-164	-216,4	-164	216,4				
9	-569	0,0	-328	0,0	-164	-216,4	-164	216,4				
10	-569	0,0	-328	0,0	-164	-216,4	-164	216,4				
11	-302	-373,1	-174	-215,1	-164	-216,4						

