



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering:	Vår.....semesteret, 20..... Åpen / Konfidensiell
Forfatter: Nevzet Muratovic (signatur forfatter)
Faglig ansvarlig: Ove T. Gudmestad og Rolf A. Jakobsen Veileder(e): Børge Bertelsen (daglig leder: Myklebust AS, avd. Trondheim)	
Tittel på masteroppgaven: Bygninger i stål utsatt for jordskjelvpåvirkning – utnyttelse av stålets egenskaper Engelsk tittel: Steel constructions exposed to seismic loading – exploitation of mechanical properties of steel	
Studiepoeng: 30	
Emneord:	Sidetall: + vedlegg/annet: Stavanger, dato/år

Oppgavetekst

Bygninger i stål utsatt for jordskjelpåvirkning – utnyttelse av stålets egenskaper

Masteroppgave, våren 2009 for Nevzet Muratovic

Målet med oppgaven:

Dette er en ståloppgave med fordypning i stålets egenskaper. Hovedmålet er å utforske mulighetene som ligger i dette når en bygningskonstruksjon blir utsatt for jordskjelv.

Relevante hovedpunkter i oppgaven som skal behandles ved bruk av Eurokode 8, NS-EN 1998:2004 + NA:2008:

1. Teoridel som behandler valg av dimensjonerende laster for analyse av konstruksjoner utsatt for jordskjelvpåvirkning.
2. Teoridel som behandler beregning/analyse av stålkonstruksjoner i elastisk, plastisk og elastisk-plastisk område.
3. Vise til plastiske beregningsmodeller for typiske stålkonstruksjoner slik det fremkommer i dokumentet.
4. Diskusjon av elastisk-plastiske beregningsmodeller for typiske stålkonstruksjoner med henvisning til metoder slik det fremkommer i dokumentet *Realistisk dimensjonering for jordskjelv*.
5. Beregning av typisk bygning sin respons for seismisk påvirkning av tre tilfeller
 - a. Det tas kun hensyn til elastiske egenskaper, dvs. lav duktilitet.
 - b. Det tas hensyn til større utnyttelse av konstruksjonsmaterialenes kapasitet, dvs. medium duktilitet.
 - c. Det tas hensyn til resultatet og konsekvensene av diskusjonen i pkt. 4 i forhold til konstruksjonsmaterialenes elastisk-plastiske egenskaper, dvs. høy duktilitet.
6. Dimensjonering av kritiske snitt
7. Vurdering av de tre tilfellene i forhold til hverandre mht. økonomi og evt. andre forhold.

Forord

Hovedmålet med masteroppgaven går ut på å gjennomføre en fordypet analyse av egenskaper til stålmaterialer og utforske mulighetene som ligger i å bruke stålets egenskaper på en optimal måte når en stålkonstruksjon blir utsatt for jordskjelv. Det skal redegjøres for stålets oppførsel under seismisk belastning. I tillegg skal det behandles teori som omhandler både dimensjonerende seismiske laster og beregning/analyse av stålkonstruksjoner.

Arbeidet med masteroppgaven har vært meget interessant og lærerikt. Jeg har lært en god del om stålets egenskaper og om jordskjelv og jordskjelvdimensjonering samt om hva man kan oppnå dersom man kombinerer disse to. Oppgaven ble noe omfattende og meget utfordrende siden den inneholdt flere temaer som ikke har vært grundig behandlet i de fagene som ble undervist på universitetet.

Jeg vil først og fremst rette en særlig stor takk til min veileder, professor Ove Tobias Gudmestad, for hans enorme engasjement og for den faglige støtten som jeg har fått underveis i arbeidet. Jeg ønsker også å takke professor Rolf A. Jakobsen for inspirasjonen han har gitt meg. Videre vil jeg rette en stor takk til daglige lederen Børge Bertelsen i rådgivende ingeniørfirma Myklebust AS for oppgaveteksten og for den gode tilretteleggingen som forenklet gjennomføringen av masteroppgaven. Ikke minst vil jeg takke min kone, Elida Muratovic, for støtten underveis i arbeidet.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning.....	14
2	Teori som behandler valg av dimensjonerende laster	15
2.1	Bakgrunn for seismiske laster	15
2.1.1	Begrepet jordskjelv.....	15
2.1.2	Jordskjelv i form av bølger.....	15
2.1.3	Størrelse og styrke	17
2.2	Generelt om dynamisk analyse av konstruksjoner	19
2.2.1	Hensikten og målet med dynamisk analyse.....	19
2.2.2	Klassifisering av svingeligninger (bevegelsesligninger).....	19
2.2.3	Kort om hvordan en svingeligning kan utledes	20
2.2.4	Dempning og dempningskraft	21
2.2.5	Relasjon mellom kraft og forskyvning	22
2.2.6	Svingeligninger (bevegelsesligninger)	23
2.2.7	Metoder som anvendes for å løse en gitt svingeligning	26
2.3	Beskrivelse av viktige punkter og faktorer som inngår i valgprosessen av seismiske dimensjonerende laster	27
2.3.1	Grunnleggende krav til konstruksjoner i seismiske områder	27
2.3.2	Bygningens geometri.....	28
2.3.3	Bære- og avstivningssystemet	29
2.3.4	Grunnforhold	29
2.3.5	Grunnens akselerasjon.....	32
2.3.6	Seismisk klasse.....	32
2.3.7	Duktilitet, duktilitetsklasser og konstruksjonsfaktor	34
2.3.8	Definisjon av frihetsgrad, periode og frekvens	35
2.3.9	Responsspekter (responsspektrum)	35
3	Teori om analyse/beregning av stålkonstruksjoner i elastisk, plastisk og elastisk – plastisk område 43	
3.1	Generelle begrep.....	43
3.1.1	Stålets arbeidskurve.....	43
3.1.2	Flytespenning, f_y	44
3.1.3	Strekkfasthet, f_u	44
3.1.4	Bruddforlengelse, δ	44

3.1.5	Elastisitetmodul, E	44
3.1.6	Skjærmodul, G	45
3.1.7	Formfaktor, α	45
3.2	Elastisitetsteori: Elastisk analyse av stålkonstruksjoner	46
3.2.1	Teori og generell bakgrunn for den elastiske oppførselen til konstruksjonsstål	46
3.2.2	Elastisk tverrsnittskapasitet	48
3.3	Plastisitetsteori: Plastisk analyse av stålkonstruksjoner	56
3.3.1	Det plastiske prosjekteringskonseptet	56
3.3.2	Teori og generell bakgrunn for den plastiske oppførselen til konstruksjonsstål	56
3.3.3	Plastisk oppførsel av stålkonstruksjoner	57
3.3.4	Plastiske materialmodeller	58
3.3.5	Om tverrsnittklasser	60
3.3.6	Dimensjoneringsforutsetninger	61
3.3.7	Plastisk tverrsnittskapasitet	61
3.3.8	Håndberegning av stålkonstruksjoner etter plastisitetsteori	68
3.3.9	Faktorer som påvirker den plastiske kapasiteten/bruddlasten	74
3.3.10	Plastisitetsteoriens begrensninger	75
3.4	Elastisk-plastisk analyse av konstruksjoner	75
3.4.1	Generelt om ikke-lineær materialoppførsel	76
3.4.2	Beregning/analyse av stålkonstruksjoner på bakgrunn av elastisk-plastisk materialoppførsel	76
4	Plastiske/elastisk-plastiske beregningsmodeller for typiske stålkonstruksjoner	84
4.1	Generelt	84
4.2	Konstruksjonens duktile egenskaper	84
4.2.1	Om beregning av jordskjelvlastene ved bruk av prinsipp a), dvs. konstruksjon med lite energiabsorpsjon - Konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL)	85
4.2.2	Om beregning av jordskjelvlastene ved bruk av prinsipp b), dvs. energiabsorberende konstruksjon - Konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM)	86
4.3	Konstruksjonsmodellering	87
4.3.1	Momentstive rammer	88
4.3.2	Bæresystem med konsentriske avstivninger	90
4.3.3	Rammer med eksentriske avstivninger	91
4.3.4	Omvendte pendelkonstruksjoner	92
4.3.5	Konstruksjoner med betongsjakter eller betongvegger	93
4.3.6	Momentstive rammer kombinert med konsentriske avstivninger	94
4.3.7	Momentstive rammer kombinert med utmurte eller utstøpte veggfelt	95

4.3.8	Konklusjon	95
4.4	Forbindelser.....	95
4.4.1	Generelt om forbindelser.....	95
4.4.2	Forbindelsesmidler	96
4.4.3	Mest anvendte konstruksjonsdetaljer	100
4.4.4	Momentstiv ramme under seismisk belastning	106
4.4.5	Rammer med konsentriske diagonale avstivninger under seismisk belastning	126
4.4.6	Konklusjon	128
4.5	Analysemetoder etter Eurokode 8	128
4.5.1	Generelt om faktorer som påvirker en seismisk konstruksjonsanalyse	128
4.5.2	Lineær-elastisk analyse	129
4.5.3	Ikke-lineære metoder.....	131
5	Konstruksjon	134
5.1	Prosjekteringsgrunnlag.....	134
5.2	Modellering og analyse	134
5.3	Dimensjonerende situasjon.....	134
5.4	Beregning av typisk bygning sin respons mht. seismisk påvirkning når det tas kun hensyn til konstruksjonens elastiske egenskaper, dvs. lav duktilitet.....	135
5.5	Beregning av typisk bygning sin respons for seismisk påvirkning når det tas hensyn til elastisk-plastiske egenskaper, dvs. middels (høy) duktilitet.....	135
6	Dimensjonering av kritiske tverrsnitt	136
6.1	Beregning av kritiske snitt.....	136
6.2	Valg av profiler	136
6.3	Materialkrav og utnyttelsesgrad	136
6.4	Tverrsnittsklasser og rotasjonskapasitet	137
6.5	Dimensjonerende laster	137
7	Økonomisk vurdering.....	139
7.1	Kostnadsoverslag.....	139
7.2	Usikkerhet knyttet til kostnadsoverslaget.....	141
8	Konklusjon	143
9	Symbolregister.....	146
10	Vedlegg	151

Figurfortegnelse

Figur 2.1 - Karakteristisk bevegelse av trykkbølger (NORSAR 2009).....	15
Figur 2.2 - Karakteristisk bevegelse av skjærbølger (NORSAR 2009).....	16
Figur 2.3 - Karakteristisk bevegelse av Love - bølger (NORSAR 2009).....	16
Figur 2.4 - Karakteristisk bevegelse av Rayleigh - bølger (NORSAR 2009)	17
Figur 2.5 - Forenklet modell av en etasjes bygning til venstre og modeller av kreftene som virker på konstruksjonen er vist på figuren i midten og til høyre (Chopra 2007)	21
Figur 2.6 - Modell for dempningskraften (Chopra 2007).....	22
Figur 2.7 - Spennings- tøyingsforløpet for stålmaterialiet som er utsatt for gjentatt elastisk-plastisk deformasjon, dvs. at materialet bli gjentatte ganger pålastet i både strekk og trykk og deretter avlastet (Chopra 2007)	23
Figur 2.8 - Et en-frihetsgradsystem med påført ekstern kraft (Chopra 2007)	24
Figur 2.9 - Mulige typer forskyvninger for et system (Chopra 2007).....	25
Figur 2.10 - Fremstilling av jordskjelv som effektiv kraft på konstruksjonen (Chopra 2007).....	26
Figur 2.11 - Fra akselerasjon til hastighet og forskyvning av grunnen vha. integrasjon. Figuren viser Imperial Walley jordskjelvet i California den 18. mai 1940 (Chopra 2007).....	27
Figur 2.12 – Jordskjelv med styrke på 7.4 magnitudo, Niigata, Japan 1964 (USGS 2009)	30
Figur 2.13 - Responsspekter for El Centro-jordskjelvet med dempning $\zeta = 0.02$. Figuren viser (a) forskyvnings - responspekter, (b) pseudo hastighets - responspekter, (c) pseudo akselerasjons - responspekter (Chopra 2007).....	37
Figur 2.14 - Grafisk beskrivelse av et responspekter. Grafen viser maksimale akselerasjoner for svingesystemer med forskjellige egenperioder hvor maksimalverdiene danner grunnlaget for responspektret (Taranath 2005)	38
Figur 2.15 - Kombinert D-V-A responspekter for El Centro jordskjelvet (Imperial Valley, 18.5.1940) med dempning $\zeta=0, 2, 5, 10$ og 20% . Den øvre kurven har lavest dempning (Chopra 2007)	38
Figur 2.16 – Kombinert design responspekter for jordskjelv med $u_{go} = 1g$, $u_{go} = 48in. sec$ og $u_{go} = 36 in.$ med dempning $\zeta=1, 2, 5, 10$ og 20% (Chopra 2007).....	39
Figur 2.17 - Idealisering av elastisk-plastisk materialoppførsel hvor stipte kurve viser den idealiserte spennings- tøyingsforløpet (Chopra 2007).....	40
Figur 2.18 - Elastisk-plastisk system med sitt korresponderende elastiske system (Chopra 2007)	41
Figur 2.19 - Elastisk respons- og design spekter (hel og stipte linje øverst i figuren) samt uelastisk respons- og design spekter (hel og stipte linje nederst i figuren) for jordskjelvet El Centro (Imperial Valley, 18.5.1940) med $u_{go} = 0.319g$, $u_{go} = 13.04 in. sek$, $u_{go} = 8.40 in.$. Her er duktilitetsfaktor μ henholdsvis 1 og 8; dempning $\zeta = 5\%$ (Chopra 2007).....	42
Figur 3.1 - Typisk spennings- tøyingskurve for konstruksjonsstål (Norsk Stålforbund 1994)	43
Figur 3.2 - Moment-krumningsforhold ved plastisk deformasjon av forskjellige typer tverrsnitt (Larsen 2004).....	46
Figur 3.3 - Tiltrekkende, frastøtende og resulterende kraft mellom to atomer som funksjon av avstanden mellom dem. u og w er termisk svingeamplitude, a er termisk utvidelse (Næss 2003)	47
Figur 3.4 - Aksialbelastet stav med opptredende krefter (Irgens 1999)	48
Figur 3.5 - Tresca-kriteriet for plan spenningstilstand (Irgens 1999).....	50
Figur 3.6 - Deformasjon av en rett bjelke (Irgens 1999).....	52
Figur 3.7 - Normalspenninger på et bjelketverrsnitt belastet med aksialkraft N og bøyemoment M (Irgens 1999)	55

Figur 3.8 - Bjelketverrsnitt med to symmetriakser (Irgens 1999)	55
Figur 3.9 - Figuren viser plastisk deformasjon forårsaket av glidning av atomer (Næss 2003).....	57
Figur 3.10 - Figuren viser et tøyingsforløp (øverst i figuren), et spenningsforløp (i midten av figuren) og en arbeidskurve for konstruksjonsstål for elastisk - plastisk materialoppførsel for en fritt opplagt bjelke med et tverrsnitt som er symmetrisk om den horisontale akse (Wong 2008).....	58
Figur 3.11 - Stiv-plastisk materialmodell (Larsen 2004)	59
Figur 3.12 - Elastisk-perfekt-plastisk materialmodell (Larsen 2004).....	59
Figur 3.13 - Elastisk-plastisk materialmodell (Larsen 2004)	60
Figur 3.14 - Spenningsfordeling i elastisk og plastisk tilstand for enkeltsymmetrisk I-profil (Larsen 2004).....	62
Figur 3.15 - Skjærspenningsfordeling i rektangel- og I-tverrsnitt (Larsen 2004)	64
Figur 3.16 - Et eksempel på plastisk analyse ved bruk av statisk tilnærming (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	70
Figur 3.17 - Virkning av membrankrefter (Søreide 1981)	72
Figur 3.18 - Elastisk momentdiagram (b.) og plastisk bruddmekanisme (c.) for en bjelke (Søreide 1981).....	73
Figur 3.19 - Figuren viser dannelsen av plastiske flyteledd pga. lastøkning (Wong 2008)	76
Figur 3.20 - Hengende masse holdt av en lineært elastisk fjær (Wong 2008)	77
Figur 3.21 - Bjelke med belastning αP ; punktlast $P = 10 \text{ kN}$ og α er lastfaktoren som sørger for periodisk lastøkning (Wong 2008)	79
Figur 3.22 - Bjelken med et flyteledd i A (Wong 2008)	80
Figur 3.23 – Tabell som viser hvordan man kan sette opp et regneark for en elastisk-plastisk (elastoplastisk) analyse (Wong 2008)	82
Figur 4.1 - Elastisk-plastisk system med sitt korresponderende elastiske system (Chopra 2007)	87
Figur 4.2 - Momentstive rammer (energiabsorberende soner i bjelker og ved foten av søyler) (Eurokode 8 2004, 2008).....	89
Figur 4.3 - Bæresystem med konsentriske diagonale avstivninger (energiabsorberende soner bare i strekkdiagonaler) (Eurokode 8 2004, 2008).....	90
Figur 4.4 - Avstivningssystem som ikke er tillatt å bruke; K-avstivning (Eurokode 8 2004, 2008).....	90
Figur 4.5 – Deformasjon av et bæresystem med konsentriske diagonale avstivninger (Taranath 2005)	91
Figur 4.6 - Rammer med eksentriske avstivninger (energiabsorberende soner i bøye- eller skjærledd) (Eurokode 8 2004, 2008).....	92
Figur 4.7 - Omvendt pendel med energiabsorberende sone i bunnen av søylen og i søylene (Eurokode 8 2004, 2008).....	93
Figur 4.8 - Konstruksjoner med betongsjakter eller betongvegger (Eurokode 8 2004, 2008)	93
Figur 4.9 - En momentstiv ramme med konsentriske avstivning (Eurokode 8 2004, 2008).....	94
Figur 4.10 - Momentstiv ramme kombinert med utmurte eller utstøpte veggfelt (Eurokode 8 2004, 2008).....	95
Figur 4.11 - Elektrisk lysbuesveising (Larsen 2004).....	97
Figur 4.12 - Fugeform og sveisesymboler for buttsveiser (Larsen 2004)	97
Figur 4.13 - Symboler og tegningsangivelse for kil- og K-sveiser (Larsen 2004).....	98
Figur 4.14 - Aktuelle bruddformer for laskeskjøtt (Larsen 2004)	99
Figur 4.15 - Figuren illustrer kraftoverføring i en friksjonsforbindelse (Larsen 2004).....	100
Figur 4.16 - Leddet forbindelse (Larsen 2004)	101
Figur 4.17 - Sekundærbjelke innhengt mellom hovedbjelker (Larsen 2004).....	102
Figur 4.18 - Typisk utførelse av søyleføtter (Larsen 2004).....	102
Figur 4.19 - Kontinuerlig søyle-bjelke forbindelse (Larsen 2004).....	103

Figur 4.20 - Eksempler på søyleskjøter for I-profiler (Larsen 2004)	104
Figur 4.21- Stiv søyle-fundament forbindelse (Lawrence og Purkiss 2008).....	104
Figur 4.22 - Semi-kontinuerlig søyle-bjelke forbindelse (Larsen 2004)	105
Figur 4.23 - Semi-kontinuerlig bjelke-bjelke forbindelse (Lawrence og Purkiss 2008)	105
Figur 4.24 - Semi-kontinuerlig søyle-søyle forbindelse (Larsen 2004)	106
Figur 4.25 - Momentstiv ramme belastet med horisontale krefter. Fig. a) viser konstruksjonsmodellen, b) viser momentfordelingen mens c) viser virkningen av krefter og momenter på søyler, bjelker og knutepunkter (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	107
Figur 4.26 - Søyle-bjelke forbindelse med kontinuitetsplater (Bruneau, Uang og Whittaker 1998) ..	108
Figur 4.27 - Spenningsfordeling i sveist bjelkeflens i nærheten av søylen (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	108
Figur 4.28 – Momenter, skjærkrefter og aksialkrefter som virker på den avstivede sonen (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	109
Figur 4.29 - Fullt boltet forbindelse (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	110
Figur 4.30 - Hysteretisk oppførsel av en boltet forbindelse (TYPE 3) vist i fig. 4.20 når forbindelsen utsettes for seismisk (syklisk) belastning (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	110
Figur 4.31 - Hysteretisk oppførsel av forbindelsesdetalj med boltet steg når forbindelsen utsettes for seismisk (syklisk) belastning (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	111
Figur 4.32- Hysteretisk oppførsel av en forbindelsesdetalj med fullt sveist steg når forbindelsen utsettes for seismisk (syklisk) belastning (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	112
Figur 4.33 - Hysteretisk materialoppførsel for ulike forbindelsesdetaljer: (a) W460x52 (W18x35)-bjelke med boltet steg, (b) W460x52-bjelke med forspente bolter (tension controlled bolts), (c) W460x52-bjelke med boltet steg og 20 % med supplerende sveis, (d) W530x66 (W21x44)-bjelke med boltet steg, (e) W530x66-bjelke med forspente bolter, (f) W530x66-bjelke med boltet steg og med 20 % supplerende sveis, (g)W460x68 (W18x46) med fullt sveist steg og (h) W530x66-bjelke med fullt sveist steg. Alle forbindelsene har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	113
Figur 4.34 - Sammenligning av bjelkens plastiske rotasjoner (Bruneau, Uang og Whittaker 1998, 312)	114
Figur 4.35 - Brudd i søyleflensen som fulget av jordskjelvet i Northridge den 17. november 1994 (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	115
Figur 4.36 - Brudd gjennom søyleflensene som følge av jordskjelvet i Northridge den 17. november 1994 (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	115
Figur 4.37 - Forbindelsesdetalj med topp- og bunnplate (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	116
Figur 4.38 – Figuren viser forbindelsesdetalj NSF-7 (med sveist steg) etter at den har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. Figuren viser klart dannelse av et plastisk flyteledd i bjelken. (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	117
Figur 4.39 - Figuren viser hysteretisk oppførsel av forbindelsesdetaljen NSF-7 under seismisk (syklisk) belastning.(Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	117
Figur 4.40 - Forbindelsesdetalj med T-formede platekomponenter med avtagende høyde (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	119
Figur 4.41 - Hysteretisk oppførsel av forbindelsesdetalj med T-formede stålkomponenter på undersiden av bjelkens bunnflens. Figuren viser forbindelses tilstand etter at den har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	120
Figur 4.42 - Hysteretisk oppførsel av forbindelsesdetaljen med T-formet platekomponent både på opp- og nedsiden av bjelken. Figuren viser forbindelsenes tilstand etter at den har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	120

Figur 4.43 - Plastisk rotasjon av forbindelsesdetaljen vist på fig. 4.42 (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	121
Figur 4.44 - Hysteretisk oppførsel av en forbindelsesdetalj med en rektangulær plate plassert på bjelkens toppflens og en T-formet stålkompnent plassert på undersiden av bjelkens bunnflens. Figuren viser forbindelsenes tilstand etter at den har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	121
Figur 4.45 - Plastisk oppførsel av forbindelsesdetaljen vist på fig. 4.44 (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	122
Figur 4.46 - Forbindelsesdetalj med sideplater (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).....	122
Figur 4.47 - Trimming av bjelkeflensene etter lineær profil (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	123
Figur 4.48 - Trimming av bjelkeflensene etter sirkulær profil (Bruneau, Uang og Whittaker 1998) .	124
Figur 4.49 - Plastisk flyteledd. Bildet viser forbindelsenes tilstand etter at den har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	125
Figur 4.50 - Deformasjonskurver ved hysteretisk energiabsorpsjon for tre diagonaler utsatt for syklisk belastning. Diagonalene har forskjellige slankheter hvor alle diagonaler har ledd i begge ender (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	127
Figur 4.51 - Lineær- elastisk analyse: Grafisk fremstilling av tverrkraftmetoden (Mazzolani og Gioncu 2002).....	130
Figur 4.52 - Lineært- elastisk analyse: Grafisk fremstilling av modal responspekteranalyse, figuren viser ulike svingeformer hvor den første svingeformen er vist til venstre på figuren (Mazzolani og Gioncu 2002).....	131
Figur 4.53 - Ikke-lineær analyse: Grafisk fremstilling av ikke-lineær statisk analyse (analyse ved påført forskyvning) hvor α er en faktor som er ansvarlig for en monotont økende belastning mens d og δ representerer forskyvning (Mazzolani og Gioncu 2002)	132
Figur 4.54 - Ikke-lineær analyse: Grafisk fremstilling av ikke-lineær tidshistorieanalyse (Mazzolani og Gioncu 2002).....	133

Tabellfortegnelse

Tabell 2.1 - Beskrivelse av intensitetsskalaen (NORSAR 2009).....	18
Tabell 2.2 - Klassifisering av grunntyper (Eurokode 8 2004, 2008).....	31
Tabell 2.3 - Inndeling av bygninger i seismiske klasser (Eurokode 8 2004, 2008)	32
Tabell 2.4 - Klassifisering av bygninger i seismiske klasser (Eurokode 8 2004, 2008).....	33
Tabell 2.5 - Verdier for seismisk faktor γ_I (Eurokode 8 2004, 2008).....	33
Tabell 2.6 - Dimensjoneringsprinsipper, duktilitetsklasser og øvre grense for referanseverdier for konstruksjonsfaktorer (Eurokode 8 2004, 2008)	34
Tabell 4.1 - Dimensjoneringsprinsipper, duktilitetsklasser og øvre grense for referanseverdier for konstruksjonsfaktorer (Eurokode 8 2004, 2008)	85
Tabell 4.2 - Øvre grense av referanseverdier for konstruksjonsfaktorer for systemer som er regulære i oppriss (Eurokode 8 2004, 2008)	88
Tabell 4.3 - Grunnverdi av konstruksjonsfaktoren q_0 for systemer som er regulære i oppriss (Eurokode 8 2004, 2008).....	94
Tabell 4.4 - Fastheter for skruer (Larsen 2004).....	100
Tabell 4.5 - Testdata for forbindelser med topp- og bunnplater utsatt for syklisk belastning. Testen ble utført av Engelhardt og Sabol (1996) (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	118
Tabell 6.1 - Krav til tverrsnittsklasser for energiabsorberende konstruksjonsdeler avhengig av duktilitetsklasse og referansekonstruksjonsfaktor (Eurokode 8 2004, 2008).....	137
Tabell 6.2 - Dimensjonerende verdier for vindlaster og seismiske laster.....	138
Tabell 7.1 - Kostnadsoverslag for tverrsnitt for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL)	139
Tabell 7.2 - Kostnadsoverslag for tverrsnitt for konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM)	140
Tabell 7.3 - Overslag over mulig materialbesparelse gitt i %	141

Sammendrag

Frem til nylig har jordskjelv vært nokså en mindre relevant problemstilling i Norge sett i sammenheng med andre problemstillinger som en ordinær byggingeniør møter i arbeidslivet. Dette har i en viss grad sammenheng med at Norge ligger i et lavt seismisk område og at den norske standarden som behandler laster fra seismiske påvirkninger (NS 3491-12, 2004) først kom i 2004. Den europeiske standarden, Eurokode, tas i bruk i Norge i 2009 og den norske standarden vil etter en tid ikke lenger være gjeldende. Derimot krever Eurokode i likhet med NS 3491-12 (2004), at det gjennomføres en vurdering om det er nødvendig med kontroll for seismisk dimensjonerende situasjon. Dette kravet har ført til større behov for kompetanse om hvordan det skal dimensjoneres for seismiske laster siden flere og flere bygninger faller under kategorien hvor bygningen må kontrolleres for seismiske laster.

Hovedmålet i masteroppgaven går ut på fordypning i stålets egenskaper og utforskning av mulighetene knyttet til stålmateriale i en bygning som utsettes for seismisk belastning. Det skal redegjøres for stålets oppførsel under seismisk belastning for konstruksjoner med lav og middels/høy energiabsorpsjon og hva det innebærer. Beregning av responsen for den valgte konstruksjonen, dimensjonering av kritiske snitt og vurdering av forhold som økonomi er en del av det overnevnte hovedmålet. I tillegg skal flere teorideler behandles. Den første teoridelen behandler valg av dimensjonerende laster for analyse av konstruksjoner utsatt for jordskjelv, mens den andre teoridelen tar for seg beregning/analyse av stålkonstruksjoner i elastisk, plastisk og elastisk-plastisk område.

Rapporten er bygd opp av ti kapitler med tilhørende underkapitler. Teoridel som behandler valg av dimensjonerende laster er behandlet først. Formålet med kapitlet er å gi leseren en kort og grunnleggende innføring i alt som vurderes i sammenheng med jordskjelv og dynamiske laster. Videre behandles teori som omhandler analyse/beregning av stålkonstruksjoner i elastisk, plastisk og elastisk-plastisk område. Kapittel 4 behandler et ganske sentralt tema i masteroppgaven, nemlig plastiske/elastisk-plastiske beregningsmodeller for typiske stålkonstruksjoner og er ett av de viktigste kapitler i rapporten. Det er også foretatt beregning av dimensjonerende seismiske laster ved bruk av tverrkraftmetoden for to konstruksjonstyper, for konstruksjoner med lav og middels energiabsorpsjon. Dimensjonering av kritiske snitt er utført med utgangspunkt i en seismisk dimensjonerende situasjon og bruksgrensetilstand. Ut fra dette er det foretatt en begrenset økonomisk vurdering av materialkostnadene for en konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL) og for en konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM). På bakgrunnen av det sistnevnte ble det estimert hvor mye det er mulig å spare på materialkostnadene ved bevisst å utnytte stålets duktile egenskaper.

Det ble estimert at det er mulig å spare over 20 % i materialkostnader dersom man bevisst utnytter stålets duktile egenskaper. Dette ble oppnådd ved å ta utgangspunkt i en konstruksjon med et og samme bæresystem (bæresystem med konsentriske diagonale avstivninger) men med forskjellige konstruksjonsfaktorer q . Konstruksjonsfaktor $q = 1,5$ ble brukt for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL) og $q = 4$ for konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM).

Det skal bemerkes at konklusjonene angående besparelser er gjort som en bygning som er plassert på mest ugunstig lokasjon i Norge, se kapittel 5.1, når det gjelder seismiske laster. De generelle betraktningene som er gjort er likevel entydige når det gjelder potensialet for besparelser.

Det har i denne oppgaven vært antatt at jordskjelv er den dimensjonerende lasten på bygningen man ser på. Før man kan dra en endelig konklusjon angående besparelser, må det bekreftes at andre laster

så som vindlaster eller laster fra geotekniske forhold spiller mindre rolle enn de seismiske lastene. I oppgaven har det blitt foretatt beregning av dimensjonerende vindlaster på den valgte bygningen.

1 Innledning

Masteroppgavens hovedmål er fordypning i, og utnyttelse av stålets (duktile) egenskaper. Hensikten med oppgaven er å forstå stålmaterialenes oppførsel godt slik at forståelsen kan anvendes til hensiktsmessige formål. Stålets duktile egenskaper og plastiske deformasjoner muliggjør stor energiabsorpsjon som igjen muliggjør dimensjonering av tverrsnitt for mindre krefter. Dette resulterer i slankere konstruksjoner og i større økonomiske besparelser. Forståelse av stålets duktile egenskaper spiller en særlig viktig rolle for forståelsen av Eurokode 8 (2004, 2008) siden den åpner for bruk av dimensjoneringsprinsipper, som bevisst utnytter stålets duktile egenskaper. Bygningen skal beregnes og dimensjoneres ved bruk av to dimensjoneringsprinsipper som er gitte i Eurokode 8. Dette innebærer beregning av dimensjonerende seismiske laster, beregning av dimensjonerende egenlaster og nyttelaster samt dimensjonering av kritiske tverrsnitt for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (prinsipp a)) og for konstruksjon med middels energiabsorpsjon (prinsipp b)). Ved å ta utgangspunkt i beregnede tverrsnitt, skal det foretas en økonomisk vurdering, dvs. at det skal lages et overslag som viser om det er mulig å spare penger ved bevisst å utnytte stålets duktile egenskaper.

Teoriforståelsen spiller en sentral rolle i masteroppgaven. Derfor har det vært nødvendig med en grundig teorigjennomgang. Konstruksjonens duktile egenskaper vil avhenge av mange parametre som konstruksjonens bæresystem, knutepunkter, stål kvalitet osv. Beregning av dimensjonerende laster og dimensjonering av kritiske snitt presenteres i vedlegget, se innholdsfortegnelse.

Oppgaven skal løses skrittvis, hvor teoridelen behandles først. Deretter utføres nødvendige beregninger som presenteres i vedlegget. Til slutt foretas en økonomisk vurdering med hovedfokus på materialbesparelse.

2 Teori som behandler valg av dimensjonerende laster

2.1 Bakgrunn for seismiske laster

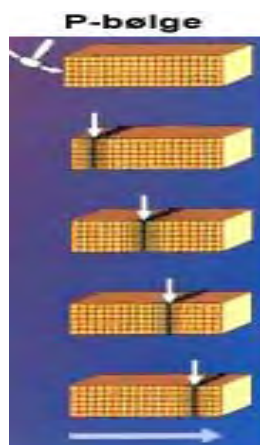
2.1.1 Begrepet jordskjelv

Det som menes med jordskjelv er bølgeforplantning i jordskorpen som forårsakes av plutselig brudd i jordskorpen. Størrelsen på bruddet som oppstår er avgjørende for størrelsen på rystelsene (jordskjelvet) slik at rystelsene kan variere fra helt svake til svært kraftige. I de fleste tilfeller oppstår et jordskjelv ved at to sider av en forkastning i jordskorpen plutselig beveger seg i forhold til hverandre. Dette er resultatet av den stadige bevegelsen av jordskorpen som består av sju store og flere mindre plater. Man antar at platebevegelsene skyldes jordens varme kjerne som fungerer som en gigantisk kokeplate og at platene flyter på mantelen som igjen setter dem i bevegelse. Platene beveger seg med omtrent 10 cm per år og dette studiet av plater og bevegelsene kalles for *platetektonikk* (NORSAR 2009).

2.1.2 Jordskjelv i form av bølger

Jordskjelvbølger kan deles i to hovedgrupper og de er *rombølger* og *overflatebølger*.

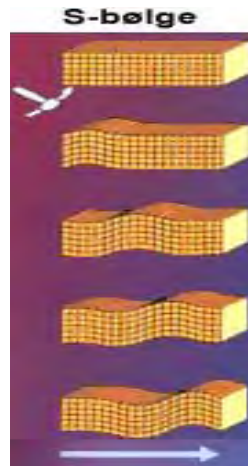
- 1) Rombølger er bølger som forplanter seg gjennom grunnen i alle retninger. Rombølger består av to typer bølger, nemlig av:
 - a. Trykkbølger (P-bølger), fig. 2.1
Trykkbølgene karakteriseres av at de har svingebevegelse i bølgens bevegelsesretning og at de forplanter seg gjennom alle typer medier som for eks. stein, jord, vann og gass. Et eks. på P-bølger er lyd.



Figur 2.1 - Karakteristisk bevegelse av trykkbølger (NORSAR 2009)

- b. Skjærbølger (S-bølger), fig. 2.2

Skjærbølger er karakterisert av en svingebevegelse som går tvers over bølgeretningen og at skjærbølgene ikke kan forplante seg gjennom faststoff. Skjærbølger har i tillegg lavere hastighet enn trykkbølger i en og samme materialet.



Figur 2.2 - Karakteristisk bevegelse av skjærbølger (NORSAR 2009)

2) Overflatebølger er karakterisert av en bevegelse langs jordskorpens overflate, der av navnet. Det eksisterer flere typer overflatebølger og de to mest kjente er *Love-bølger* og *Rayleigh-bølger*.

a. Love-bølger (L-bølge), fig. 2.3

Bølgene har bevegelser parallelt med overflaten og fig.1.3 illustrerer dette.

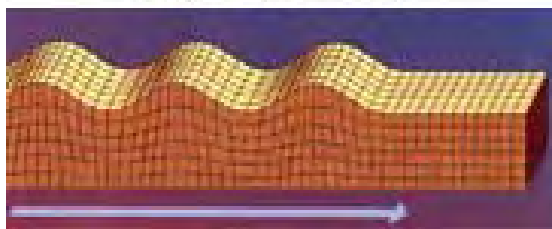


Figur 2.3 - Karakteristisk bevegelse av Love - bølger (NORSAR 2009)

b. Rayleigh-bølge (R-bølge), fig.2.4

Bølgene karakteriseres av en vertikal oval bevegelse. Punktene i bølgen følger en vertikal - oval bevegelse langs bølgeretningen (bevegelsesretningen).

Rayleigh-bølge



Figur 2.4 - Karakteristisk bevegelse av Rayleigh - bølger (NORSAR 2009)

2.1.3 Størrelse og styrke

Som sagt varierer jordskjelv enormt i størrelse og styrke. For å få noen konkrete svar på størrelsen og styrken har man introdusert begreper *magnitude*, *intensitet* og *fysisk størrelse*.

- 1) *Magnitude* er et mål (et tall) på mengde av energi som utløses under et jordskjelv og betegnes med M . Tallet beregnes ved hjelp av formler.

- a. **Richter lokal magnitude, M_L :**

Lokal magnitude er en skala, utviklet av Charles Richter, som brukes til klassifisering av jordskjelv av moderat styrke. Siden skalaen baserer seg på responsen av seismografer er nøyaktigheten til formelen sterkt redusert dersom avstanden til episentret er større enn 600 km.

$$M_L = \log A - \log A_0 \quad (1)$$

Her er A maksimal amplitude mens A_0 er en konstant som er basert på den virkelige avstanden fra episentret til den gjeldende posisjonen.

- b. **Overflatebølge magnitude, M_S**

Magnituden til overflatebølgene brukes til å beskrive jordskjelvets størrelse.

$$M_S = \log A + 1.66 \log \Delta + 2 \quad (2)$$

I dette tilfellet betegner A amplituden til en Rayleigh-bølge mens Δ er empirisk avstand gitt i grader.

- c. **Rombølge magnitude, M_b**

Rombølge magnitude brukes til bestemmelse av jordskjelvets størrelse. Ved å ta utgangspunkt i amplituden til initial P-bølge beregnes magnituden til jordskjelvet. Ettersom P-bølgene beveger seg raskt gjennom grunnen vil man raskt etter at jordskjelvet har inntruffet være i stand til å beregne dets størrelse.

$$M_b = \log A - \log T + 0.01\Delta + 5.9 \quad (3)$$

- d. **Moment magnitude, M_w**

Dette er en skala som brukes til måling av moderate og sterke jordskjelv. Skalaen er utviklet av Thomas C. Hanks og Hiroo Kanamori. Skalaen er lite egnet for jordskjelv med lav styrke. Her er M_0 det seismiske momentet.

$$M_w = \frac{\log M_0}{1.5} - 10.7 = \frac{2}{3} \log M_0 - 10.7 \quad (4)$$

e. **Utløst energimengde ved et jordskjelv, E**

Den totale energien som utløses ved et jordskjelv er estimert til å være:

$$\log E = 11.8 + 1.5M_S \quad (5)$$

- 2) *Intensitet* er en målemetode hvor man benytter en intensitetsskala til bestemmelse av jordskjelvets størrelse og styrke. Intensitetsskalaen beskriver hvordan mennesker opplever et jordskjelv. Denne målemetoden gir et brukbart overslag på jordskjelvets styrke og posisjon men nokså unøyaktig målemetode. Intensitetsskalaen deles i tolv nivåer med tolv tilhørende nivåbeskrivelser. Nivåer og nivåbeskrivelser er gitt i tab. 2.1.

Tabell 2.1 - Beskrivelse av intensitetsskalaen (NORSAR 2009)

Nivå	Kort beskrivelse	Beskrivelse
I	Jordskjelv som ikke merkes	Jordskjelvet er så svak at den ikke merkes av mennesker.
II	Jordskjelv som så vidt merkes	Svært få mennesker innendørs merker jordskjelvet.
III	Svakt jordskjelv	Noen mennesker innendørs vil merke jordskjelvet. Personer i ro merker svaiing eller lette rystelser.
IV	Jordskjelv som stort sett merkes	Mange mennesker innendørs vil legge merke til jordskjelvet mens få mennesker utendørs vil merke jordskjelvet. Vinduer og dører skrangler. Noen personer som sover vil vekkes av jordskjelvet.
V	Sterkt jordskjelv	De fleste mennesker innendørs vil legge merke til jordskjelvet mens få utendørs vil merke jordskjelvet. Mange sovende vil vekkes og mange blir redde. Bygninger vil ha gjennomgående rystninger, hengende gjenstander vil svinge betydelig og små gjenstander vil flytte på seg. Dørene og vinduene vil svinge opp eller igjen.
VI	Litt skadelig jordskjelv	Mange mennesker blir redde og løper ut. Noen gjenstander faller. Mange hus får mindre, ikke-strukturelle skader som hårfine sprekker i mur og små skader i murpuss.
VII	Skadelig jordskjelv	De fleste mennesker blir redde og løper ut. Møbler flytter på seg og mange gjenstander faller fra hyller og lignende. Mange vanlige, velbygde bygninger, får moderate skader som mindre sprekker i vegger, murpuss løsner og skader på piper oppstår. Eldre bygninger kan få større sprekker i mur.

VIII	Svært skadelig jordskjelv	Mange mennesker vil få problemer med å holde seg oppreist. Mange hus får store sprekker i veggene mens vanlige (velbygde) bygninger kan få alvorlige brudd i vegger. Noen eldre (svakere) bygninger kan kollapse.
IX	Destruktivt jordskjelv	Generell panikk oppstår. Mange svake bygninger kollapse og velbygde konstruksjoner får alvorlige skader.
X	Svært destruktivt jordskjelv	Mange vanlige, velbygde, bygninger kollapse.
XI	Ødeleggende jordskjelv	De fleste vanlige, velbygde, bygninger kollapse mens noen jordskjelvsikre konstruksjoner ødelegges.
XII	Totalt ødeleggende	Nesten alle bygninger ødelegges.

- 3) Fysisk størrelse er metode der man måler den faktiske bevegelsen (bevegelseslengden) av forkastningen siden bevegelsen av forkastningen er direkte relatert til jordskjelvets styrke.

2.2 Generelt om dynamisk analyse av konstruksjoner

2.2.1 Hensikten og målet med dynamisk analyse

Hensikten med dynamisk analyse er å løse problemstillinger som ikke lar seg løse ved bruk av statiske tilnæringer. Ytre krefter som virker på en konstruksjon eller et system vil sette konstruksjonen i bevegelse og vil påføre konstruksjonen spenninger (indre spenninger) og tøyninger. Ved dimensjonering og oppføring av et bygg må det tas hensyn til dette i både bruddgrensetilstand og i bruksgrensetilstand slik at den totale sikkerheten ivaretas.

Hensikten med dynamisk analyse er å kunne:

- Bestemme posisjonen til massepunktene i systemet, som for eks. bestemmelse av maksimal utsving.
- Bestemme de kreftene som det svingende systemet utsettes for og sikre at systemet er sterkt nok til å overføre kreftene til fundamentet.

For å kunne utføre en dynamisk analyse er det nødvendig å gjøre følgende:

- Bestemme den matematiske modellen av svingesystemet dvs. å bestemme systemets svingeligning.
- Løse svingeligningen.

2.2.2 Klassifisering av svingeligninger (bevegelsesligninger)

Det finnes to typer svingninger og de er:

- 1) Fri svingning, $F(t) = 0$; $u(0) \neq 0$ eller $\dot{u}(t) \neq 0$
- 2) Tvungen svingning, $F(t) \neq 0$; for alle verdier av t

Systemets forskyvning (deformasjon) betegnes med $u(t)$, $\dot{u}(t)$ representerer systemets hastighet mens $F(t)$ er den eksterne kraften som virker på systemet.

I tillegg eksisterer dempede og udedpede systemer og analysen av disse kan utføres ved bruk av lineær eller ikke lineær dynamisk analyse.

En lineær dynamisk analyse baserer seg på elastisk materialoppførsel, dvs. at alle deformasjoner er elastiske og reversible, opptredende spenninger vil da være proporsjonale med den resulterende tøyningen. En ikke lineær dynamisk analyse innebærer ikke-elastisk materialoppførsel slik at påførte spenninger vil resultere i permanente deformasjoner. Her vil opptredende spenninger være større enn materialets flytespenning f_y . I dette tilfellet vil spenninger ikke være proporsjonale med resulterende tøyninger.

2.2.3 Kort om hvordan en svingeligning kan utledes

En og samme ligning for et svingende system kan utledes på forskjellige måter. Disse metodene blir kort beskrevet uten noen form for utledning. Fig. 2.5 viser tankegangen for hvordan et bygg kan modelleres.

- 1) Utledning på bakgrunn av Newtons andre lov

Kraften som virker på systemet er lik tidsderivate av hastighetsendringen av bevegelsesmengden.

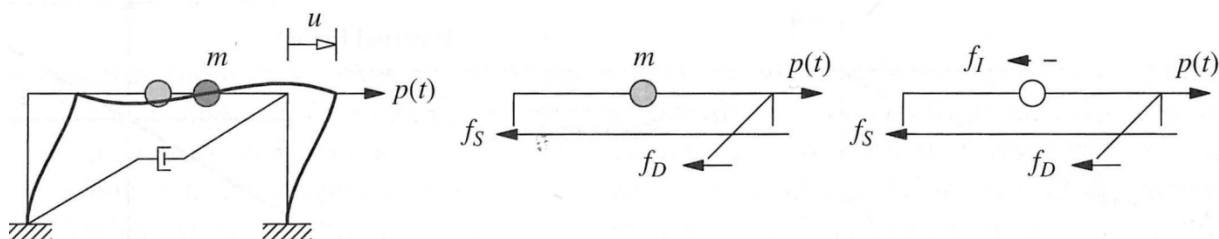
$$p(t) = \frac{d}{dt} \left(m \frac{du}{dt} \right) \quad (6)$$

- 2) D' Alemberts prinsipp

I følge D' Alemberts prinsipp tolkes systemets masse multiplisert med akselerasjon som en fiktiv (tenkt) treghetskraft f_I . Altså, f_I er lik produktet mellom systemets masse og akselerasjonen og er motsatt rettet i forhold til akselerasjonsretningen.

$$f_I = m\ddot{u}_t \quad (7)$$

\ddot{u}_t : Massens totale akselerasjon



Figur 2.5 - Forenklet modell av en etasjes bygning til venstre og modeller av kreftene som virker på konstruksjonen er vist på figuren i midten og til høyre (Chopra 2007)

3) Virtuelle forskyvningers prinsipp

I dette tilfellet tar man utgangspunkt i virtuelle forskyvninger. Konstruksjonen i likevekt gjennomgår små tenkte forskyvninger og ut i fra dette utledes svingeligningen. Nærmere beskrivelse av denne metoden gis ikke her.

4) Prinsippet om energibevaring

I et konservativt system, system uten energitap eller energitilførsel, vil den totale energien i systemet forbli uendret. På bakgrunn av dette kan svingeligningen for et svingende system, med en påført ekstern kraft utledes. Nærmere beskrivelse av metoden gis ikke her.

2.2.4 Dempning og dempningskraft

Dempning kan defineres som energitap i systemet eller som en prosess der amplituden til den frie vibrasjonen (svingningen) avtar med tiden t , se fig. 2.6. Under denne prosessen omformes kinetisk energi, også kalt for bevegelsesenergi, til varme, lydbølger osv. Energitapet skyldes mange faktorer og de viktigste er den repeterende elastiske tøyningen og den indre friksjonen som oppstår pga. materialdeformasjonen. Det er også verdt å nevne at det er flere andre ting som bidrar til økningen av energitapet i systemet som for eks. friksjon i knutepunkter, friksjon mellom konstruksjonen og tilstøtende elementer og andre. Siden det er veldig vanskelig å beskrive og ta hensyn til alle bidrag til det totale energitapet, har man valgt å lage forenklete dempningsmodeller. De viktigste er:

– Viskøs dempning

Dette er den mest vanlige dempningsmodellen som benyttes ved dynamisk analyse. Når mekaniske systemer vibrerer i væsker som for eks. vann eller olje, vil motstanden som oppstår tappe systemet for energi. Størrelsen på energitapet til systemet vil avhenge av mange faktorer som for eks. størrelsen og formen på vibrerende mekaniske systemet, væskens viskositet, vibrasjonsfrekvensen og av hastigheten til det mekaniske systemet. Her er dempningskraften proporsjonal med hastigheten til det vibrerende systemet.

– Coulomb dempning

Dempningskraften er konstant og er motsatt rettet i forhold til bevegelsesretningen. Dempningskraften er resultatet av friksjonen mellom legemer som sklir i forhold til hverandre.

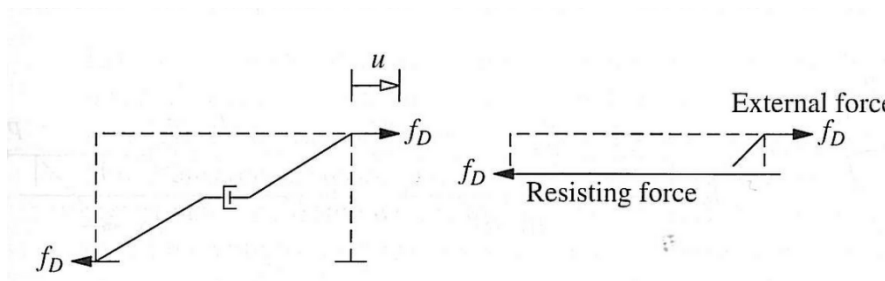
– **Strukturell dempning**

Strukturell dempning oppstår pga. materialdeformasjon (forskyvningen). Dempningen skyldes friksjonen mellom indre planer i materialet som blir deformert.

Den idealiserte viskøse dempningen kan fremstilles slik:

$$f_D = c\dot{u} \quad (8)$$

Systemets dempningskonstant er c .



Figur 2.6 - Modell for dempningskraften (Chopra 2007)

2.2.5 Relasjon mellom kraft og forskyvning

2.2.5.1 Relasjon mellom kraft og forskyvning for et lineært elastisk system

Sammenhengen mellom kraft og forskyvning er gitt slik:

$$f_S = ku \quad (9)$$

Her er k systemets stivhet, mens f_S representerer den elastiske motstandskraften som er proporsjonal med forskyvningen u .

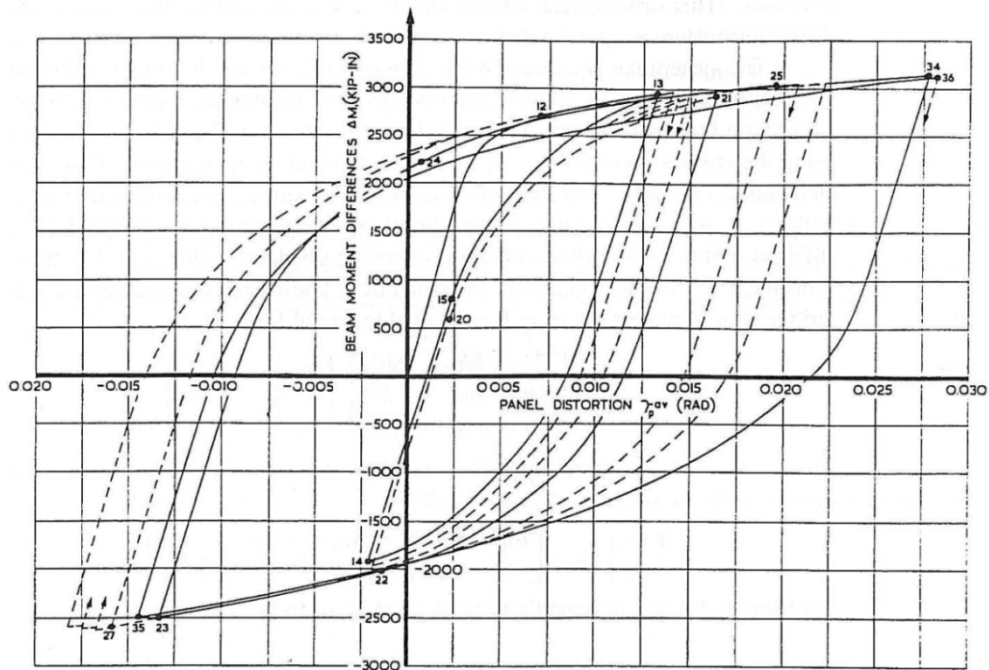
2.2.5.2 Relasjon mellom kraft og forskyvning for et ikke – lineært system (uelastisk system)

For uelastiske systemer er spennings - tøyingskurven ikke-lineær ved tøyninger som er større enn den definerte maksimale elastiske tøyningen på 0,2 %. Kraften f_S , som er resultatet av deformasjonen (forskyvningen) u , er avhengig av deformasjonshistorien (dvs. deformasjonen som systemet har undergått) og av om deformasjonen øker (dvs. positiv hastighet) eller avtar (dvs. negativ hastighet). Derfor vil kraften f_S være en funksjon av deformasjonen u og hastigheten \dot{u} til systemet. Fig. 2.7

viser et spennings- tøyningskurve for et system som undergår elastisk-plastisk deformasjon i en syklisk belastningsprosess.

Sammenhengen mellom kraften og forskyvningen er gitt slik:

$$f_s = f_s(u, \dot{u}) \quad (10)$$



Figur 2.7 - Spennings- tøyningsforløpet for stålmaterialer som er utsatt for gjentatt elastisk-plastisk deformasjon, dvs. at materialet bli gjentatte ganger pålastet i både strekk og trykk og deretter avlastet (Chopra 2007)

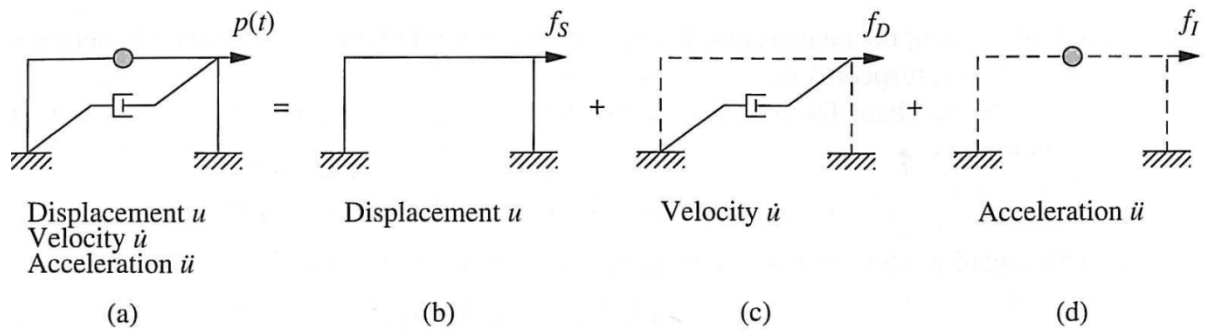
Generelt sett kan f_s representere både lineær-elastisk og ikke-lineær motstandskraft. Dersom f_s er en funksjon av forskyvningen u og akselerasjonen \dot{u} vil den representere motstandskraften for et ikke-lineært system, dvs. system som deformeres seg i elastisk-plastisk område.

2.2.6 Svingeligninger (bevegelsesligninger)

2.2.6.1 Svingeligning for et system med påført ekstern kraft

- 1) Svingeligning for et lineært elastisk system med påført ekstern kraft $p(t)$ og dempning er gitt slik:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (11)$$



Figur 2.8 - Et en-frihetsgradsystem med påført ekstern kraft (Chopra 2007)

- 2) Svingeligning for et ikke lineært (uelastisk) system med påført ekstern kraft $p(t)$ og dempning er gitt slik:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_S(u, \dot{u}) = p(t) \quad (12)$$

Det er viktig å legge merke til at den eneste forskjellen mellom svingeligningen for et lineært elastisk system og svingeligningen for et ikke-lineært system (uelastisk system) er kraften f_S som oppstår når systemet får en gitt forskyvning, se fig. 2.8.

2.2.6.2 Svingeligning for et system med jordskjelv som en ekstern kraft

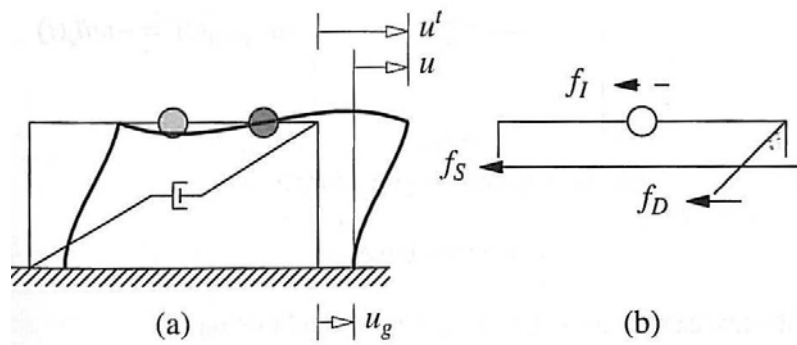
Den totale forskyvningen $u_t(t)$ er summen av grunnens forskyvning $u_g(t)$ og den relative forskyvningen til massen $u(t)$. For vilkårlig tidspunkt t er relasjonen mellom de overnevnte forskyvningene gitt slik:

$$u_t(t) = u(t) + u_g(t) \quad (13)$$

$$\ddot{u}_t(t) = \ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t) \quad (14)$$

Horisontal dynamisk likevekt av systemet i fig. 2.9 er gitt slik:

$$f_I + f_D + f_S = 0 \quad (15)$$



Figur 2.9 - Mulige typer forskyvninger for et system (Chopra 2007)

- 1) Svingeligning for et lineært-elastisk system med jordskjelv som en effektiv jordskjelvkraft p_{eff}

Ved å ta utgangspunkt i forskyvningen gitt i fig. 2.10 for et lineært elastisk system med dempning, kan ligning for en effektiv jordskjelvkraft utledes som vist under.

$$m\ddot{u}_t + c\dot{u} + ku = 0 \quad (16)$$

$$m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + c\dot{u} + ku = 0 \quad (17)$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (18)$$

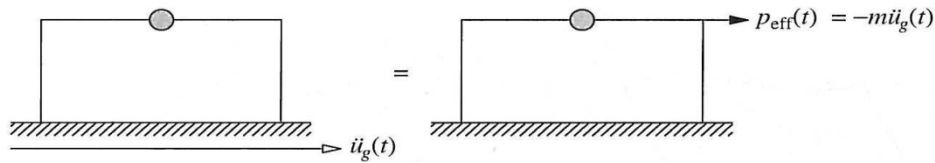
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_{eff}(t) \quad (19)$$

$$p_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (20)$$

- 2) Svingeligning for et ikke – lineært system med jordskjelv med en effektiv jordskjelvkraft p_{eff}

Dersom motstandkraften f_S for et uelastisk system benyttes i stedet for f_S for et lineært elastisk system, vil man, ved å sette dette i lign. (19), finne svingeligningen for et ikke-lineært dempet system. Ligningen kan da uttrykkes som:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_S(u, \dot{u}) = p_{eff}(t) \quad (21)$$



Figur 2.10 - Fremstilling av jordskjelv som effektiv kraft på konstruksjonen (Chopra 2007)

Her er p_{eff} en effektiv ytre kraft som representerer jordskjelvbelastningen.

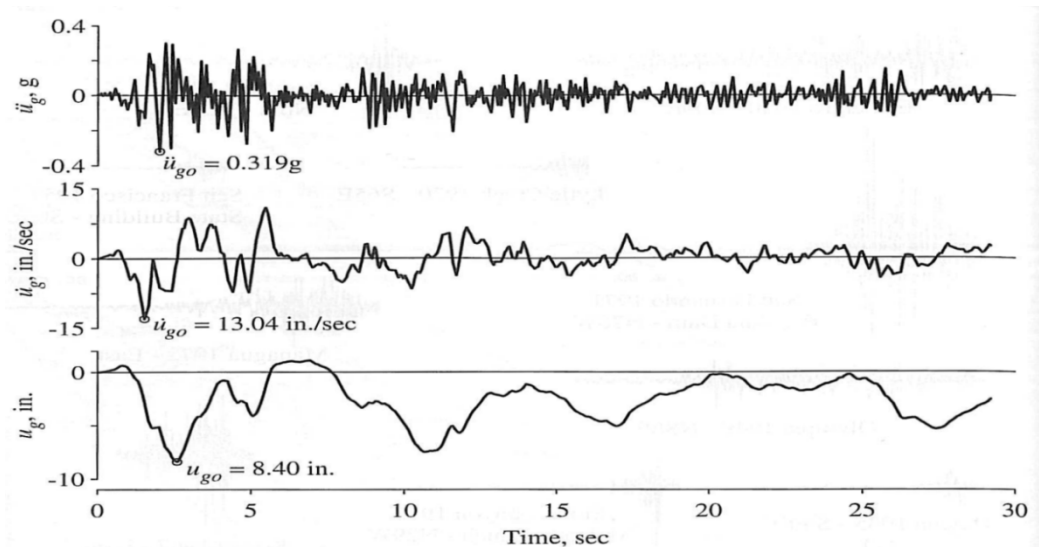
2.2.7 Metoder som anvendes for å løse en gitt svingeligning

Ved dynamisk analyse av konstruksjoner tar man utgangspunkt i grunnens akselerasjon $\ddot{u}_g(t)$ ($a_g(t)$ i Eurokode 8 (2004, 2008)) som blir overført til konstruksjonen. Ved bruk av integrasjonen finner man hastigheten $\dot{u}(t)$ til bygget og videre integrasjon gir forskyvningen av bygget $u(t)$. Bygningens forskyvning og akselerasjon er de mest relevante parameterne ved dynamisk analyse. Fra deformasjonen kan man bestemme interne krefter og spenninger.

Metoder som anvendes for å løse en gitt svingeligning er:

- Klassisk matematisk løsning av differensialligningen
- Duhamels integral
- Frekvens - domene metoden
- Numeriske metoder

Fig. 2.11 viser nord-sørlig komponent av horisontal akselerasjon for jordskjelvet som ble registrert i California 18. mai 1940. Man kan observere at ut fra grunnens akselerasjon kan grunnens maksimale hastighet og akselerasjon finnes ved hjelp av integrasjon. I dette tilfelle er den maksimale hastigheten målt til $13.04 \frac{in.}{sek}$ og den maksimale utsvingen (forskyvningen) på $8.40 in.$



Figur 2.11 - Fra akselerasjon til hastighet og forskyvning av grunnen vha. integrasjon. Figuren viser Imperial Walley jordskjelvet i California den 18. mai 1940 (Chopra 2007)

2.3 Beskrivelse av viktige punkter og faktorer som inngår i valgprosessen av seismiske dimensjonerende laster

2.3.1 Grunnleggende krav til konstruksjoner i seismiske områder

Ifølge Eurokode 8 (2004, 2008) skal alle konstruksjoner som befinner seg i seismiske områder tilfredsstille grunnleggende krav. Grunnen til dette er kravet om tilstrekkelig grad av pålitelighet som kreves av enhver bygning. Kravene er gitt i kapittel 2.1.

Følgende grunnleggende krav som stilles til enhver konstruksjon er oppsummert her:

- Krav til motstand mot sammenbrudd
 - Konstruksjon skal tåle den dimensjonerende seismiske påvirkningen uten lokalt eller globalt sammenbrudd.
- Krav til skadebegrensning
 - Konstruksjonen skal tåle en seismisk påvirkning som har større sannsynlighet for å oppstå enn den dimensjonerende seismiske påvirkningen uten at det oppstår store skader på konstruksjonen som vil føre til høye reparasjonskostnader sammenlignet med byggets egenverdi.

For å tilfredsstille grunnleggende krav skal sikkerhet påvises i både bruddgrensetilstand og i grensetilstand for skadebegrensning. Bruddgrensetilstand skal sikre at konstruksjonens bæresystem har nok kapasitet til oppta og absorbere påførte krefter (påført energi) uten at konstruksjonens bæresystem bryter sammen. Grensetilstand for skadebegrensning skal derimot sikre en tilstrekkelig grad av pålitelighet mot uakseptabel skade.

Det nasjonale tillegget (NA), som er en del av Eurokode 8 (2004, 2008), angir at det ikke stilles krav om påvisning av skadebegrensning i Norge. Grunnen til dette er at Norge befinner seg i området med lav seismisk aktivitet og dermed kravet om påvisning av skadebegrensning faller bort.

2.3.2 Bygningens geometri

Ved utforming av konstruksjonen er det meget viktig å utforme konstruksjonen slik at:

- Konstruksjonen er symmetrisk både i planet og vertikalt
- Konstruksjonen har et symmetrisk avstivningssystem
- Komplisert utforming unngås
- God fundamentering sikres
- God og enkel utforming av knutepunkter, som tåler tøyninger langt over den elastiske kapasiteten, sikres

Konstruksjoner som er symmetriske vil ha tilnærmet eller helt sammenfallende massesenter og stivhetssenter, alt avhengig av graden av symmetri. Det vil resultere i en konstruksjon som vil i liten grad utsettes for torsjonskrefter. Det er ikke ønskelig å utforme konstruksjonen slik at stivheten fordeles ulikt over konstruksjonen.

Konstruksjoner med usymmetriske avstivningssystemer vil oppføre seg ugunstig under jordskjelvpåvirkning pga. torsjonsvirkninger. Torsjonspåkjennningene vil vesentlig påvirke konstruksjonens horisontale styrke slik at dette må tas i betraktning i bruddgrensetilstand.

Punkt 4.2 i Eurokode 8 (2004, 2008) angir grunnleggende prinsipper for prosjektering av konstruksjoner. Eurokode 8 angir også såkalte ”styrende prinsipper” som skal sikre prosjektering av jordskjelvsikre bygninger. Disse prinsippene er:

- Konstruksjonens enkelhet
 - Forekomst av frie og direkte baner for overføring av de seismiske krefter skal sikres best mulig.
- Regelmessighet, symmetri og redundans
 - Regelmessighet vil sikre en jevn fordeling av de bærende bygningsdeler som vil muliggjøre en kort og direkte overføring av treghetskreftene.
 - Regelmessighet i vertikalplanet vil eliminere forekomst av sensitive soner som oftest resulterer i spenningskonsentrasjoner og store krav til materialets duktilitet, som kan resultere i sammenbrudd.
 - Tett forhold mellom fordelingen av masser og fordelingen av motstand og stivhet vil fjerne store eksentrisiteter mellom masse og stivhet.
 - Bruk av jevnt fordelte bærende bygningsdeler øker redundansen og muliggjør mer gunstig omfordeling av lastvirkninger, og energiabsorpsjon over hele konstruksjonen.
- Motstand og stivhet i to horisontale retninger
 - Horisontal seismisk bevegelse resulterer i bevegelse av grunnen i to retninger. Konstruksjonen skal være i stand til å motstå horisontale virkninger i alle retninger.
 - Bærende bygningsdeler bør ordnes i et rettvinklet mønster slik at det sikres like stivhetsegenskaper i begge retninger.
 - Den seismiske påvirkningen skal reduseres til et minimum.

- Torsjonsmotstand og stivhet
 - Bygningskonstruksjonen bør ha tilstrekkelig torsjonsmotstand og stivhet til å begrense torsjonsbevegelser som fører til at bærende bygningsdeler belastes ujevnt. Her vil graden av konstruksjonens symmetri ha stor innvirkning på dette.
- Skivevirkning ved etasjenivå
 - I bygninger, har gulv medregnet taket en svært viktig rolle for konstruksjonens samlede seismiske oppførsel. De virker som horisontale skiver som samler og overfører treghetskrefter til de vertikale bæresystemer og sikrer bedre seismisk motstand.
 - Gulvsystemer og tak bør ha stor stivhet og motstand i planet og effektiv kobling til vertikale bæresystemer.
 - Horisontale skiver bør ha tilstrekkelig stivhet i planet for å kunne fordele horisontale treghetskrefter til vertikale bæresystemer.
- Passende fundament
 - God kobling mellom fundament og overbygningen skal sikres slik at hele bygningen utsettes for en jevn seismisk eksitasjon.
 - For konstruksjoner som består av et bestemt antall bærevegger som sannsynligvis varierer med hensyn til bredde og stivhet, bør det vanligvis velges et stivt kasse- eller celleformet fundament som inneholder en fundamentplate og en dekkplate.
 - For bygninger med enkeltstående fundamentdeler (såler eller peler) anbefales bruk av en fundamentplate eller en sammenbindingsbjelke mellom disse delene i begge hovedretninger.

2.3.3 Bære- og avstivningssystemet

Ved utformingen av bygningens bæresystem er det lurt å ta hensyn til alle konstruksjonsdeler som bidrar til den globale stivheten. Dette kan gjøres ved å fordele alle elementer i to elementgrupper, primære elementer og sekundære elementer. Alle elementer som bidrar til den globale stivheten vil da tilhøre til primære elementer og alle andre elementer til sekundære elementer.

Ved å ta hensyn til alle elementer som bidrar til stivheten vil det oppnås høyere nøyaktighet ved beregning av den globale stivhetskonstanten k_{tot} og nøyaktigere sluttresultater oppnås.

2.3.4 Grunnforhold

Grunnforholdet har stor innvirkning på jordskjelvlastene som overføres til konstruksjonen. Bløte grunnforhold vil gi en forsterkning av jordskjelvlastene. Forklaring på dette er at bløte masser vil filtrere ut jordskjelvbølgens høyfrekvente komponenter pga. av sin ikke-lineære oppførsel og forsterke jordskjelvbølgens lavfrekvente komponenter. Stive grunnforhold vil i mye større grad overføre jordskjelvbølgen fordi stivere grunnforhold har større tetthet og generelt sett vil høyere tetthet føre til høyere overføringshastigheter av jordskjelvbølgene.

RIF (2007) påpeker at fundamentering direkte på fjell i de aller fleste tilfeller vil være det beste alternativet.

Dersom jordskjelvbølgene, som bygningen utsettes for, har sirkelfrekvens ω tilnærmet lik egenfrekvensen til konstruksjonen ω_n (dvs. $\omega \approx \omega_n$) vil dette føre til sterk forsterkning av konstruksjonssvingningene som innebærer stor risiko for kollaps. Dette fenomenet kalles for *resonans*. Det er derfor svært viktig å unngå sammenfallende frekvenser og samtidig forsikre seg om at grunnen ikke forverrer belastningen betydelig. For å unngå sammenfallende frekvenser må frekvensen til jordskjelvbølgen bestemmes og bygningen må prosjekteres slik at bygningens egenfrekvens ω_n blir drastisk forskjellig fra frekvensen til jordskjelvbølgen, ω . Dersom dette er vanskelig å oppnå bør forskjellen mellom ω og ω_n være størst mulig.

Videre påpekes det at: ”Anleggsplassen og typen byggegrunn bør vanligvis være uten risiko for grunnbrudd, ustabilitet i helninger og varige setninger forårsaket av jord som går over i væskefase eller sammenpakning i tilfelle jordskjelv. Muligheten for at slike fenomener kan oppstå, skal undersøkes i samsvar med NS-EN 1998-5:2004, kapittel 4” (Eurokode 8 2004, 2008, 2).

Finkornede løsmasser (som sand, o.l.) kan fort bli mettet med grunnvann og faren for *flytning* oppstår. Flytning vil si at grunnen blir nærmest flytende og oppstår pga. vannet mellom kornene. Ved kraftige jordskjelv vil vannet mellom kornene ikke klare å slippe unna, vanntrykket vil øke og presse kornene fra hverandre slik at flyt oppstår. Dette fenomenet kan føre til at bygninger delvis synker ned i grunnmassen eller at de velter delvis eller helt, se fig. 2.12.



Figur 2.12 – Jordskjelv med styrke på 7.4 magnitudo, Niigata, Japan 1964 (USGS 2009)

Dette forklarer slik:

Store poretrykk kan oppstå i mettede materialer under jordskjelv. Kohesjonsløse materialer kan da miste skjærstyrken og/eller stivheten som et resultat av det økte poretrykket. Dette kan føre til signifikante permanente deformasjoner, eller en tilstand der effektivspenningene er nær null, med vesentlig redusert skjærstyrke som resultat. Kohesive materialer kan også få poreovertrykk med resulterende redusert skjærstyrke og stivhet, men reduksjonen vil være mindre enn i kohesjonsløse materialer... (RIF 2007, 38).

Under pkt. 3.1.1 i Eurokode 8 (2004, 2007) påpekes det blant annet at konstruksjonens seismiske klasse vil være avgjørende parameter for en eventuell undersøkelse av byggegrunnen. Videre står det i merknaden at: ”Det nasjonale tillegget kan spesifisere betingelsene for å kunne unnlate å foreta undersøkelser av byggegrunnen ut over de undersøkelsene som er nødvendige for dimensjonering av ikke – seismiske påvirkninger, og bruke standardiserte byggegrunnsklasser” (Eurokode 8 2004, 2008, 31).

Under pkt. NA.3.1.1 i Eurokode 8 står det at det skal foreligge tilstrekkelig kjennskap til byggegrunnen for at grunnen kan klassifiseres i henhold til tabell NA.3.1 som er gjengitt i tabell 2.2.

Tabell 2.2 - Klassifisering av grunntyper (Eurokode 8 2004, 2008)

Grunn- type	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	130 – 180	10 – 15	40 – 70
E	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	< 100 (antydnet)	–	10 - 20
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S ₁ .			

Klassifisering av byggegrunnen bør gjøres ved bruk av den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten $V_{s,30}$ dersom den er tilgjengelig. Skjærbølgehastigheten er gitt slik:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (22)$$

Her er h_i tykkelsen gitt i meter av den i-te av totalt N formasjoner eller lag i de øverste 30 meter mens v_i er skjærbølgehastigheten av den i-te av totalt N formasjoner eller lag som utgjør de øverste 30 meter.

2.3.5 Grunnens akselerasjon

Spissverdier (maksimale verdier) for berggrunnens akselerasjoner i Norge, er gitt i det nasjonale tillegget under pkt. NA.3.2.1. Tillegget inneholder sonekart med grunnens akselerasjoner med en returperiode på 475 år. Figurene som angir grunnens akselerasjon a_{g40Hz} gitt i $\frac{m}{s}$ er normaliserte verdier ved frekvensen $f = 40 \text{ Hz}$.

Ofte betegnes akselerasjonen a_g også som \ddot{u}_g . Her er altså $a_g = \ddot{u}_g$.

2.3.6 Seismisk klasse

Fordelingen av bygninger i seismiske klasser er både nødvendig og viktig. Det er nødvendig for at det skal være mulig å ta hensyn til forskjellige typer bygninger og viktig for at sikkerheten skal ivaretas ved å vurdere konsekvensen dersom konstruksjonen bryter sammen. Konstruksjonstype og konstruksjonsformålet er direkte knyttet til konsekvensene som et eventuelt sammenbrudd innebærer.

Eurokode 8 (2004, 2008) klassifiserer bygninger i fire seismiske klasser avhengig av konsekvensene av sammenbrudd for menneskeliv, av deres betydning for offentlig sikkerhet og beskyttelse av befolkningen umiddelbart etter et jordskjelv, se tabell 2.3 og tabell 2.4. Seismiske klasser kjennetegnes ved bruk av forskjellige seismiske faktorer, γ_I .

Altså differensiering av påliteligheten oppnås ved å klassifisere konstruksjoner i seismiske klasser. Den valgte seismiske faktoren γ_I multipliseres med den seismiske referansepåvirkningen a_{gR} , eller med de tilsvarende lastvirkningene dersom en lineær-elastisk analyse utføres.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (23)$$

Klassifisering av konstruksjoner i seismiske klasser kan direkte sammenlignes med klassifisering av konstruksjoner i pålitelighetsklasser. I begge tilfeller oppnås differensiering av påliteligheten ved klassifisering av konstruksjoner i forskjellige klasser. Tabellene nedenfor viser hvordan man differensierer påliteligheten ved bruk av seismiske klasser.

Tabell 2.3 - Inndeling av bygninger i seismiske klasser (Eurokode 8 2004, 2008)

Seismisk klasse	Bygninger
I	Bygninger av mindre betydning for offentlig sikkerhet, for eksempel jordbruksbygninger osv.
II	Vanlige bygninger, som ikke hører til i de andre kategoriene.
III	Bygninger med en seismisk motstand som er av betydning på grunn av konsekvensene knyttet til sammenbrudd, for eksempel skoler, aulaer, kulturinstitusjoner osv.
IV	Bygninger der det er av største viktighet for beskyttelse av liv og helse at de forblir uskadd under jordskjelv, for eksempel sykehus, brannstasjoner, kraftstasjoner osv.

Tabell 2.4 - Klassifisering av bygninger i seismiske klasser (Eurokode 8 2004, 2008)

Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X ¹⁾
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(X)	X
Høye bygninger, mer enn 15 etasjer		(X)	X	
Jernbanebruer ²⁾			X	(X)
Veg- og gangbruer ²⁾		(X)	X	(X)
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X	
Kaier og havneanlegg		X	(X)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer	(X)	X	(X)	
Industrianlegg		X	(X)	
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.	X	(X)		
Landbruksbygg	(X)			
Fiskerihavner	(X)			
Kaier og fortoyingsanlegg for sport og fritid	(X)			
¹⁾ For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvriskoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse. Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4. ²⁾ Se veiledende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2.				

Tabell 2.5 - Verdier for seismisk faktor γ_I (Eurokode 8 2004, 2008)

Seismisk klasse	γ_I
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0

På grunn av store forskjeller fra land til land når det gjelder jordskjelvfare og seismotektoniske egenskaper gir Eurokode 8 (2004, 2008) en generell form på den seismiske påvirkningen. Eurokoden åpner derfor for benyttelse av forskjellige nasjonale parametre ved beregning av den dimensjonerende seismiske påvirkningen. De nasjonale parametre for Norge er da gitt i det nasjonale tillegget NA.

2.3.7 Duktilitet, duktilitetsklasser og konstruksjonsfaktor

I følge Eurokode 8 (2004, 2008) skal alle jordskjelvsikre stålbygninger dimensjoneres etter en av følgende prinsipper:

- Prinsipp a) Konstruksjon med lite energiabsorpsjon
- Prinsipp b) Energiabsorberende konstruksjon

Eurokode 8 (2004, 2008) åpner for dimensjonering av konstruksjoner for seismiske laster hvor man tillater elastisk-plastisk materialdeformasjon. For å utnytte godt stålets duktile egenskaper, presenterer Eurokode 8 tre mulige dimensjoneringsprinsipper, se tabell 2.6. Dette er gunstig med tanke på ordentlig utnyttelse av stålets tilgjengelige kapasitet, noe som ofte resulterer i kostnadsbesparelser.

Ved dimensjonering etter prinsipp b), vil man ta hensyn til soner som kan absorbere energi ved uelastisk oppførsel/deformasjon. En god del av energien som ellers ville blitt overført til grunnen blir absorbert av selve konstruksjonen ved absorpsjon av energi i plastiske soner/mekanismer.

I Eurokode 8 tar man hensyn til energiabsorpsjonen ved bruk av *konstruksjonsfaktoren* q under beregningen av dimensjonerende jordskjelvlaster. Duktilitetsklassen avgjør om hvordan konstruksjonens duktilitetsegenskaper skal utnyttes.

Konstruksjonsfaktor q tar man hensyn til ved å bruke de påkrevde tverrsnittsklasser, se 3.3.5. Dimensjonering for middels duktilitet (duktilitetsklasse DCM) krever at tverrsnitt skal være av klasse 1,2 eller 3 alt avhengig av verdien på konstruksjonsfaktoren q . Dimensjonering for høy duktilitet krever derimot tverrsnitt av klasse 1. Konstruksjonsfaktoren, q , er beskrevet slik:

Konstruksjonsfaktoren q er en tilnærming av forholdet mellom de seismiske kreftene som konstruksjonen ville erfart hvis dens respons var fullstendig elastisk med 5 % viskøs dempning, og de seismiske kreftene som kan brukes til dimensjonering for å sikre en tilfredsstillende respons i konstruksjonen...(Eurokode 8 2004, 2008, 33).

Tabell 2.6 - Dimensjoneringsprinsipper, duktilitetsklasser og øvre grense for referanseverdier for konstruksjonsfaktorer (Eurokode 8 2004, 2008)

Dimensjoneringsprinsipp	Konstruksjonens duktilitetsklasse	Område av referanseverdier for valg av konstruksjonsfaktor q
Prinsipp a) Konstruksjon med lite energiabsorpsjon	DCL (Lav)	$\leq 1,5$
Prinsipp b) Energiabsorberende konstruksjon	DCM (Middels)	≤ 4 Også begrenset av verdiene for DCM i tabell 6.2
	DCH (Høy)	Som for DCM

2.3.8 Definisjon av frihetsgrad, periode og frekvens

Antall frihetsgrader kan defineres som minste antall koordinater som definerer massepunktbevegelsene. Dersom man analyserer konstruksjonen som en konsentrert masse har man et en - frihetsgradsystem og dersom man modellerer systemet med flere konsentrerte masser har man et flerfrihetsgradsystem. Systemet med flere frihetsgrader vil ha flere massepunktbevegelser og vil ikke kunne beskrives med en frihetsgrad siden bevegelsen av masse m_{i+1} vil være avhengig av bevegelsen til massen m_i .

Egenperiode betegnes med T_n . Egenperioden beskriver tiden systemet bruker for å komme tilbake til utgangsposisjonen når systemet svinger. Egenperioden er gitt i sekunder. Matematisk er perioden gitt slik:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{1}{f_n} \quad (24)$$

Egenfrekvensen til systemet er gitt slik:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (25)$$

Som oftest betegnes systemets egenfrekvens med f_n , egensirkelfrekvens med ω_n og egenperioden med T_n . Generelt betegnes frekvensen, sirkelfrekvensen og perioden med henholdsvis f , ω og T . Her er m systemets masse og k er systemets stivhet.

2.3.9 Responsspekter (*responspektrum*)

Responsspekter er et viktig konsept innenfor dynamisk analyse av konstruksjoner siden den oppsummerer alle maksimale responser for alle en - frihetsgrad - systemer for en gitt eksitasjon av grunnen. Et responsspekter er altså et plott av typiske jordskjelvresponser som akselerasjon, hastighet og forskyvning for en bygning, for et spekter (spektrum) av perioder. Responsspekteret er særlig nyttig ved prosjektering av nye bygninger men kan også anvendes på eksisterende bygninger.

Responsspekteret kan deles i tre karakteristiske områder:

- Forskyvningssensitiv region
 - Karakteriseres av store endringer i forskyvningen ved liten endring av egenperioden.
- Hastighetssensitiv region
 - Karakteriseres av store endringer i hastigheten ved liten endring av egenperioden.
- Akselerasjonssensitiv region
 - Karakteriseres av store endringer i akselerasjonen ved liten endring av egenperioden.

Flere ulike responspekter er utviklet, alt avhengig av hva man søker og de er:

- 1) Forskyvnings - responspekter for lineært elastisk system
- 2) Pseudo hastighets - responspekter for lineært elastisk system
- 3) Pseudo akselerasjons – responspekter for lineært elastisk system
- 4) Kombinert responspekter for lineært elastisk system (Kombinert D-V-A spekter)
- 5) Elastisk design spekter
- 6) Uelastisk respons- og design spekter

1) *Forskyvnings – responspekter for lineært elastisk system*

Dette er et responspekter som viser forskyvningen (deformasjonen) for et system som funksjon av tiden t , egenperioden T_n og dempingen ζ , se fig. 2.13 (a). Fra grafen avleses den maksimale forskyvningen D for det gitte systemet. Her er altså $u = D$. Disse to størrelser representerer en og samme forskyvning.

2) *Pseudo hastighets – responspekter for lineært elastisk system*

Dette er et responspekter som viser pseudo hastigheten V for et system som funksjon av systemets egenfrekvens ω_n eller egenperiode T_n , se fig. 2.13 (b). Pseudo hastighets-responspekter er direkte relatert til den maksimale tøyingsenergien som er lagret i systemet. Pseudo hastigheten V er relatert til forskyvningen D og relasjonen er gitt slik:

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \quad (26)$$

Relasjonen mellom pseudo hastighets- responspekter og den maksimale tøyingsenergien E_{So} som er lagret i systemet er gitt slik:

$$E_{So} = \frac{mV^2}{2} \quad (27)$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \leftrightarrow \omega_n^2 = \frac{k}{m} \leftrightarrow m = \frac{k}{\omega_n^2} \quad (28)$$

$$E_{So} = \frac{ku_0^2}{2} = \frac{kD^2}{2} = \frac{k\left(\frac{V}{\omega_n}\right)^2}{2} = \frac{mV^2}{2} \quad (29)$$

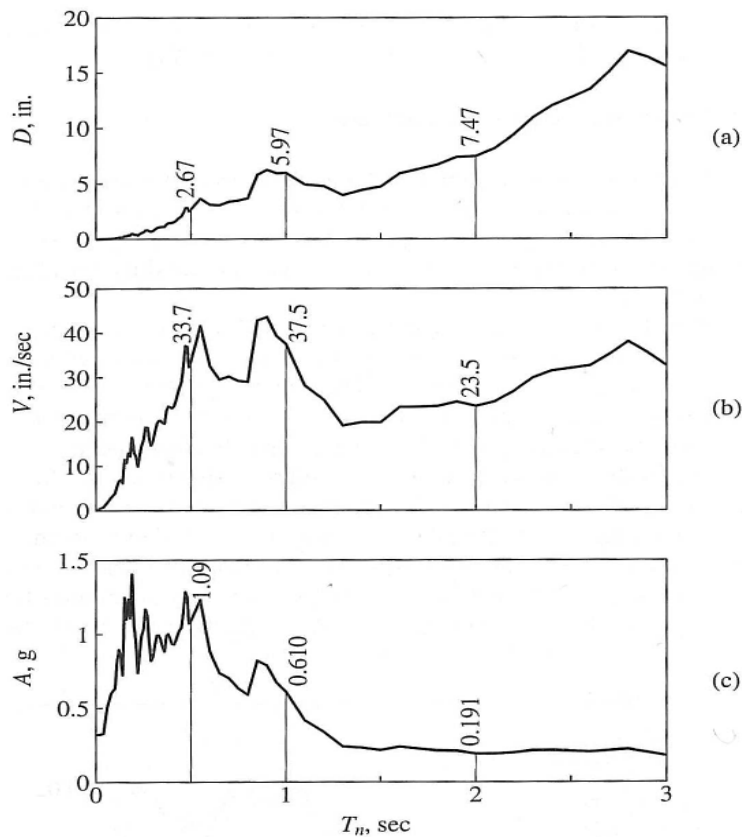
$$u_0 = D \quad (30)$$

3) Pseudo akselerasjons – responsspekter for lineært elastisk system

Dette er et responsspekter som viser pseudo akselerasjonen A for et system som funksjon av systemets egenperiode T_n eller egenfrekvensen ω_n , se fig. 2.13 (c). Pseudo akselerasjons-responsspekter er direkte relatert til den maksimale ekvivalente statiske kraften og skjærkraften.

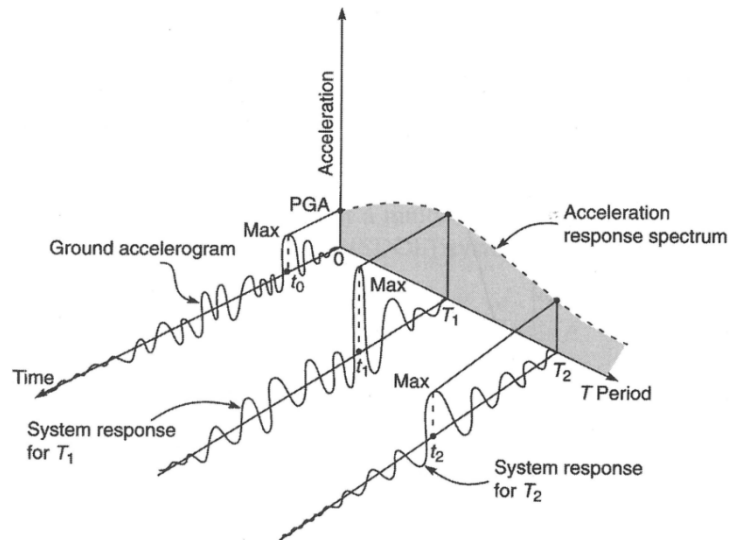
Relasjonen mellom systemets pseudo akselerasjon A og forskyvning D er gitt slik:

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \quad (31)$$



Figur 2.13 - Responsspekter for El Centro-jordskjelvet med demping $\zeta = 0.02$. Figuren viser (a) forskyvnings - responsspekter, (b) pseudo hastighets - responsspekter, (c) pseudo akselerasjons - responsspekter (Chopra 2007)

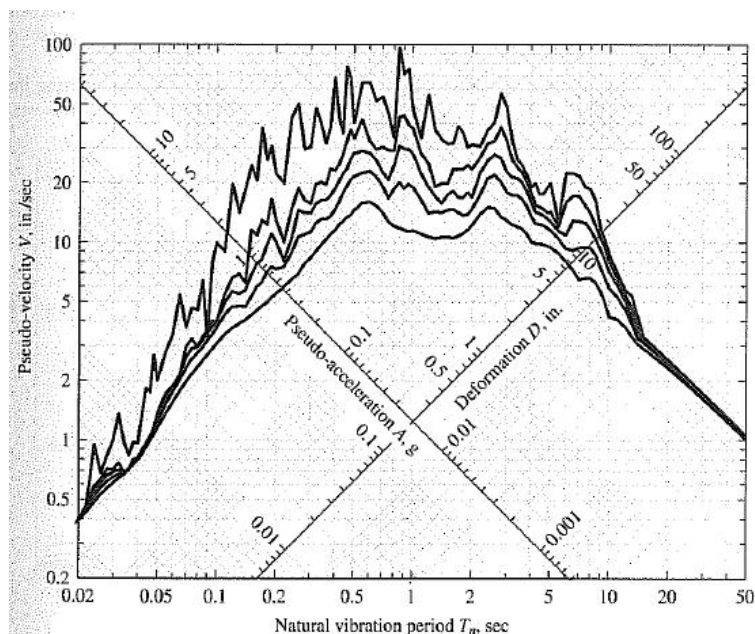
På fig. 2.14 er det vist enda et pseudo akselerasjon-responsspekter. Dette er et generelt responsspekter som er noe lettere å forstå enn spekteret vist i fig. 2.13.



Figur 2.14 - Grafisk beskrivelse av et responspekter. Grafen viser maksimale akselerasjoner for svingesystemer med forskjellige egenperioder hvor maksimalverdiene danner grunnlaget for responspektret (Taranath 2005)

4) Kombinert responspekter for lineært elastisk system (Kombinert D-V-A- spekter) og spekterets karakteristikk

Kombinert responspekter er et spekter som presenterer den samme informasjon gitt i 1), 2) og 3), men på en annen måte, se fig. 2.15. Et kombinert responspekter er nyttig siden den presenterer flere parametere i en og samme graf, noe som kan være gunstig under dimensjoneringsprosessen. På fig. 2.15 kan man avlese systemets forskyvning D , hastighet V og akselerasjon A .



Figur 2.15 - Kombinert D-V-A responspekter for El Centro jordskjelvet (Imperial Valley, 18.5.1940) med demping $\zeta=0, 2, 5, 10$ og 20 %. Den øvre kurven har lavest demping (Chopra 2007)

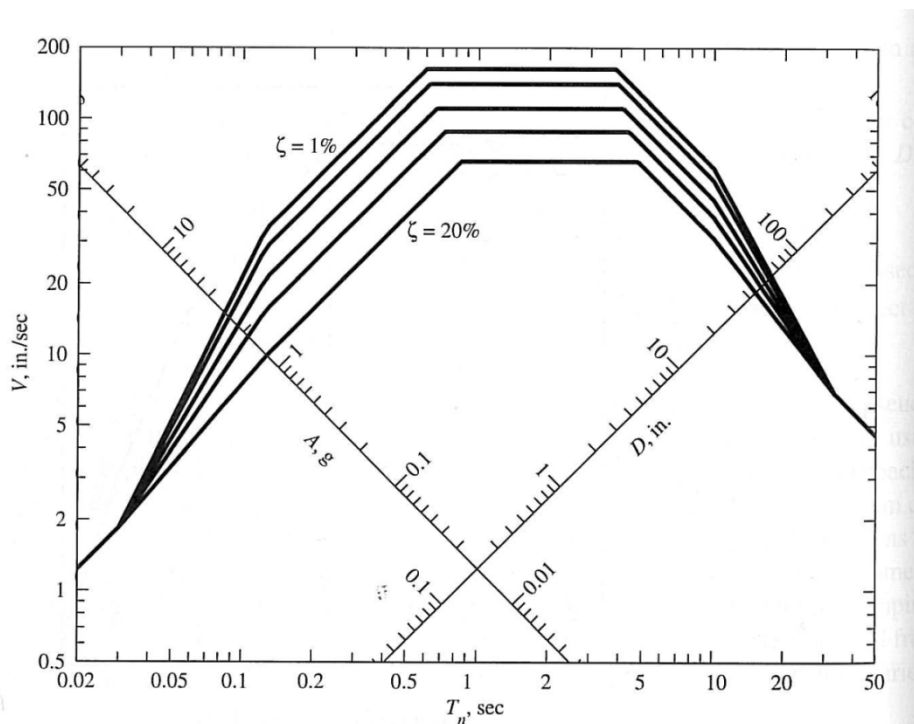
5) Elastisk design spekter

En elastisk design spekter er beregnet for bruk ved prosjektering av nye bygninger slik at disse bygningene skal kunne tåle eventuelle jordskjelvelastninger som kan inntreffe. Elastisk design spekter kan også brukes til å vurdere jordskjelvsikkerheten til eksisterende bygninger.

Responspekter som viser grunnens akselerasjoner for tidligere jordskjelv (for området der bygningen skal oppføres) burde ikke brukes ved design av bygningen. Årsaken til dette er den store forskjellen i responspekteret for forskjellige jordskjelv som har allerede funnet sted i et og samme område. Ujevnheter i responspekteret gjør at man ikke kan forutse det ujevne responspektret i detalj for jordskjelv som kan inntreffe i fremtiden. For å løse dette problemet tar man utgangspunkt i et design spekter som består av flere sett med jevne linjer (kurver som er blitt glattet ut). Hvilken kurve som skal benyttes vil være bestemt av størrelsen på konstruksjonsdempningen ζ , se fig. 2.16.

Elastisk design spekter skal baseres på eksitasjoner i grunnen som allerede har funnet sted i området hvor bygningen skal oppføres. Dersom slike lokale data ikke er tilgjengelige kan man ta utgangspunkt i design spekter som er utarbeidet for andre steder med lignende forhold som for eks. magnitudo (styrke), avstand til episentret, lokal grunnforhold, grunnen som bølgene passerer gjennom osv.

Design spekteret er basert på statistisk analyse av mange responspekter og er en gjennomsnittlig karakteristisk representasjon av mange grunn- eksitasjoner. Det er også viktig å nevne at elastisk design spekter gir grunnlag for beregning av dimensjonerende kraft og deformasjon kun dersom systemet forblir innenfor det elastiske området. Dersom dette ikke er tilfellet skal uelastisk design spekter benyttes.



Figur 2.16 – Kombinert design responspekter for jordskjelv med $\ddot{u}_{go} = 1g$, $\dot{u}_{go} = 48 \frac{in.}{sec}$ og $u_{go} = 36 in.$ med dempning $\zeta=1, 2, 5, 10$ og 20% (Chopra 2007)

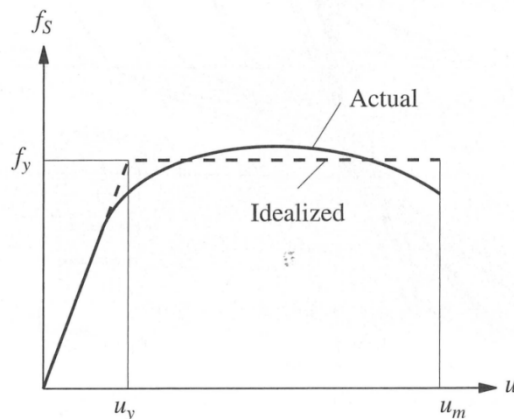
6) Uelastisk respons og design spekter

I mange tilfeller vil det av økonomiske og sikkerhetsmessige årsaker være ønskelig å utnytte godt stålets egenskaper, dvs. utnytte godt stålets duktile egenskaper og den tilgjengelige kapasiteten. I virkeligheten vil konstruksjonsstålet oppføre seg elastisk - plastisk, dvs. at delvis plastifisering av tverrsnittet vil inntreffe etter at den elastiske kapasiteten er overskredet. Dersom man ønsker å utnytte den plastiske kapasiteten eller stålets elastisk-plastiske egenskaper kan uelastisk design spekter benyttes.

Uelastisk respons- og design spekter er to spekter som er utarbeidet for systemer hvor stålets kapasitet ikke er begrenset til den maksimale elastiske kapasiteten som er gitt på bakgrunnen av materialets flytespenning f_y . Her ønsker man å utnytte systemets resterende kapasitet, dvs. den plastiske kapasiteten. For å kunne gjøre det må man bruke uelastisk design spekter.

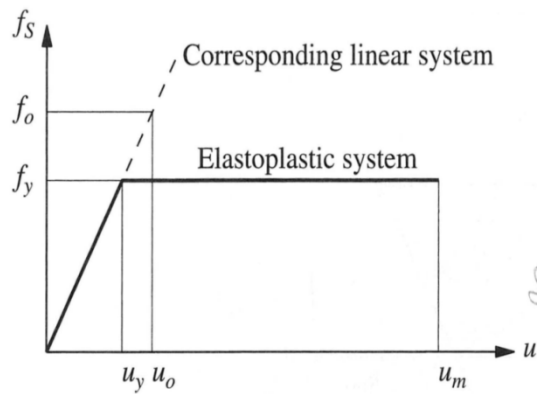
Uelastisk design spekter er utviklet fra elastisk design spekter. For at det skal være mulig å utvikle et spekter for et uelastisk system på lik måte som for et lineært elastisk system må man ha nokså samme utgangspunkt. Den elastisk-plastiske materialoppførselen presenterer egentlig et problem siden spenningsutviklingen for et elastisk system sammenlignet med et elastisk-plastisk system er drastisk forskjellig. Derfor er det åpenbart at kurven som representerer den elastisk-plastiske materialoppførselen må justeres, dvs. forenkles. Den mest vanlige forenklingen av den elastisk-plastiske materialmodellen, er en elastisk-perfekt-plastisk materialmodell vist i fig. 2.17.

Forenklingen vist på fig. 2.17 med en stiplet linje, er gjort slik at arealene under de to kurvene er like. Her ivaretas den totale tøyingsenergien, dvs. at den blir uforandret. Den maksimale elastiske deformasjonen er representert i dette tilfellet av u_y og den maksimale deformasjonen av u_m .



Figur 2.17 - Idealisering av elastisk-plastisk materialoppførsel hvor stiplet kurve viser den idealiserte spennings- tøyingsforløpet (Chopra 2007)

Det er altså ønskelig å finne den maksimale tillatte responsen til et elastisk-plastisk system som forårsakes av et jordskjelv. Først definerer man at det elastisk-plastiske systemet har en stivhet k lik stivheten til det elastiske systemet så lenge materialets flytespenning ikke overskrides. Ved deformasjoner som fører til spenninger som er større enn materialets flytespenning blir stivheten for det elastisk-plastiske systemet lik null og systemets egenperiode T_n er ikke lenger definert. Dette kan sees av fig. 2.18.



Figur 2.18 - Elastisk-plastisk system med sitt korresponderende elastiske system (Chopra 2007)

For å kunne lage uelastisk design og responsspekter introduseres det en faktor som skal ta hensyn til materialets duktile egenskaper. Chopra (2007) kaller denne faktoren for duktilitetsfaktor μ . Faktoren muliggjør prosjektering av konstruksjoner med en ønskelig duktilitet og med en passende flytespenning f_y . Duktilitetsfaktor μ er definert som forholdet mellom den maksimale forskyvningen u_m og forskyvningen ved første flyt u_y .

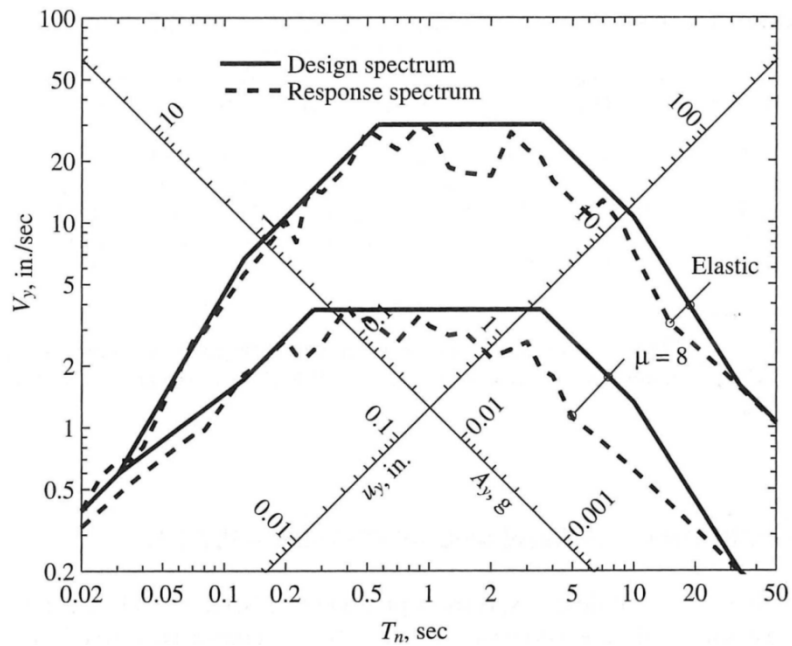
$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (32)$$

Duktilitetsfaktoren μ bestemmes på basis av tillatt deformasjon og plastisk kapasitet og har nokså samme hensikt som konstruksjonsfaktoren q gitt i Eurokode 8 (2004, 2008). For å illustrere likheten mellom μ og q siteres det et avsnitt fra Eurokode 8:

For å unngå detaljerte, ikke lineære analyser tas det hensyn til konstruksjonens evne til å absorbere energi gjennom hovedsakelig duktil oppførsel av dens konstruksjonsdeler og/eller andre mekanismer ved å utføre en elastisk analyse basert på et responsspektrum som er redusert med hensyn på det elastiske heretter kalt ”dimensjonerende spektrum”. Denne reduksjonen oppnås ved å innføre konstruksjonsfaktor q (Eurokode 8 2004, 2008, 33).

Altså for å unngå en vanskelig og detaljert ikke-lineær analyse anvendes et redusert responsspektrum/designspekter (reduisert med hensyn på det elastiske spektrum). Det reduserte spektret oppnås ved bruk av konstruksjonsfaktoren q . Duktilitetsfaktor μ og konstruksjonsfaktor q har ikke sammenfallende verdier.

Fig. 2.19 viser også at både design og responsspekter for et ikke-lineært system er redusert sammenlignet med design og responsspekter for et elastisk system. Denne reduksjonen skyldes bruk av duktilitetsfaktoren μ .



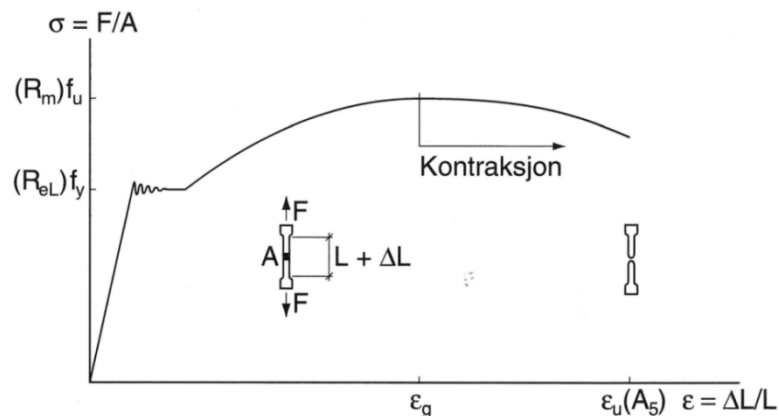
Figur 2.19 - Elastisk respons- og design spekter (hel og stiptet linje øverst i figuren) samt uelastisk respons- og design spekter (hel og stiptet linje nederst i figuren) for jordskjelvet El Centro (Imperial Valleyk, 18.5.1940) med $\ddot{u}_{go} = 0.319g$, $\dot{u}_{go} = 13.04 \frac{in.}{sek}$, $u_{go} = 8.40 in.$. Her er duktilitetsfaktor μ henholdsvis 1 og 8; demping $\zeta = 5\%$ (Chopra 2007)

3 Teori om analyse/beregning av stålkonstruksjoner i elastisk, plastisk og elastisk – plastisk område

3.1 Generelle begrep

3.1.1 Stålets arbeidskurve

Stålets arbeidskurve er en grafisk fremstilling av forholdet mellom den påførte spenningen σ og den resulterende deformasjonen dvs. tøyningen ε , for en valgt prøvestykke av stål. Stålets arbeidskurve er altså et spennings- tøyningsdiagram. Det er vanlig å angi påført spenning σ på vertikalaksen og den målte tøyningen ε på horisontalaksen.



Figur 3.1 - Typisk spennings- tøyningskurve for konstruksjonsstål (Norsk Stålforbund 1994)

Den opp tredende spenningen er definert som:

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{F}{A_0} \quad (33)$$

Her er F den påførte kraften og A_0 er tverrsnittets areal. Ved beregning av den opp tredende spenningen holdes tverrsnittsarealet konstant.

Kurven fremstilt i fig. 3.1 vil ikke være identisk for alle typer konstruksjonsmaterialer men vil variere noe. Kurvens utseende vil være avhengig av materialets sammensetning, dvs. av mengden og type legeringselementer som er tilsatt til konstruksjonsstålet. Lege ringselementer som aluminium (Al), fosfor (P), hydrogen (H), kobber (Cu), krom (Cr), mangan (Mn), nikkel (Ni), nitrogen (N), oksygen (O), silisium (Si) og svovel (S) benyttes ofte i stål, alt avhengig av hvilken materialoppførsel man

ønsker å oppnå. Virkningene av de forskjellige legeringselementer er oppsummert kort her (Larsen 2004):

- Aluminium (Al) gir god slagseighet og sveisbarhet
- Fosfor (P) reduserer materialets sveisbarhet og bedrer korrosjonsmotstanden
- Hydrogen (H) gjør materialet sprøtt
- Kobber (Cu) øker stålets korrosjonsmotstand
- Krom (Cr) øker både strekkfastheten og korrosjonsmotstanden
- Mangan (Mn) øker fastheten og sveisbarheten
- Nikkel (Ni) øker både strekkfastheten og korrosjonsmotstanden
- Nitrogen (N) medfører fare for sprøbrudd og eldring
- Oksygen (O) kan hindre sammensveising av stålet under valsingen
- Silisium (Si) øker hardhet, strekkfasthet og bruddfasthet, reduserer bruddforlengelsen
- Svovel (S) fører til økt seigring og poredannelse og dermed redusert sveisbarhet

3.1.2 Flytespenning, f_y

Flytespenningen f_y angir spenningsverdien som gjør at stålmaterialet flyter. Flytespenningen vil variere noe for forskjellige typer stål. Det mest vanlige konstruksjonsstålet som brukes er S355 med en flytespenning på $f_y = 355 \frac{N}{mm^2}$. Den maksimale elastiske kapasiteten er gitt og begrenset av materialets flytespenning, se fig. 3.1.

3.1.3 Strekkfasthet, f_u

Strekkfastheten f_u er den høyeste verdien på den opptredende spenningen som inntreffer under en strekktest, se fig. 3.1. Under strekktesten utsettes et valgt prøvestykke av stål for aksialbelastning (strekkbelastning) og opptredende spenninger og tøyninger registreres kontinuerlig frem til bruddet inntreffer.

3.1.4 Bruddforlengelse, δ

Bruddforlengelsen δ er et mål på materialets forlengelse etter at brudd i materialet har inntruffet. Den oppgis ofte i prosent eller i promille. Høye verdier for bruddforlengelse tyder på seigt bruddforløp og lave verdier tyder på sprøe brudd.

3.1.5 Elastisitetsmodul, E

Elastisitetsmodul eller E-modul er forholdet mellom den påførte spenningen σ og den resulterende tøyningen ε . Det er mulig å observere at E-modulen er stigningstallet på den rette delen av kurven gitt i fig. 3.1. Elastisitetsmodulen er definert slik:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (34)$$

Eurokode 3 (1993), pkt.3.2.6 angir dimensjonerende verdier for materialkonstanter og E-modulen er fastsatt til:

$$E = 210000 \frac{N}{mm^2}$$

3.1.6 Skjærmodul, G

Skjærmodul G er definert som:

$$G = \frac{E}{2 + (1 + \nu)} \quad (35)$$

Eurokode 3 (1993), pkt.3.2.6 angir dimensjonerende verdier for materialkonstanter og G -modulen er fastsatt til:

$$G \approx 81000 \frac{N}{mm^2}$$

$$\nu = 0.3$$

Poissons tall ν er definert som relativ tverrkontraksjon dividert med relativ lengdeforandring ved små deformasjoner av elastiske legemer. Dette er en dimensjonsløs konstant.

3.1.7 Formfaktor, α

Forholdet mellom den plastiske tverrsnittsmodulem W_p og den elastiske tverrsnittsmodulem W kalles for tverrsnittets formfaktor som betegnes med den greske bokstaven α . Formfaktoren α er også lik forholdet mellom den plastiske momentkapasiteten M_p og den elastiske momentkapasiteten M_y .

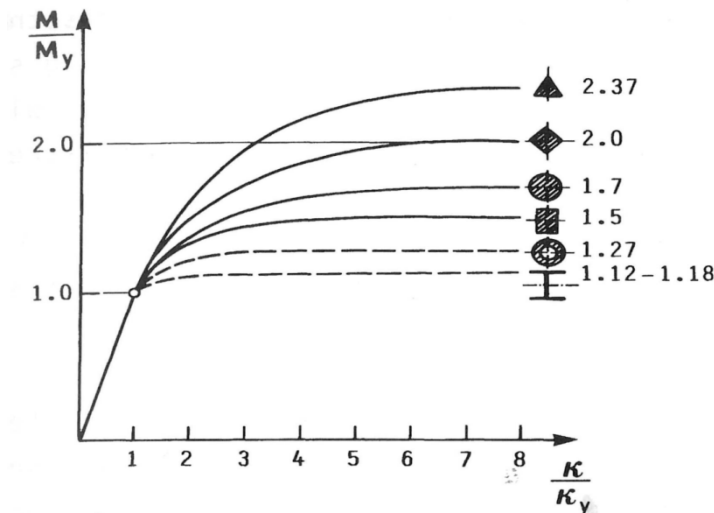
Formfaktoren α er definert slik:

$$\alpha = \frac{W_p}{W} = \frac{M_p}{M_y} \quad (36)$$

Formfaktoren α varierer fra $\alpha = 1.12 - 1.18$ for I- og U-profiler og har verdien $\alpha = 1.27$ for tynnveggede rør og $\alpha = 1.7$ for massive rør, se fig. 3.2 (Larsen 2004).

Massive profiler har høyere formfaktor α enn åpne profiler og hulprofiler. En stor andel av arealet for massive profiler er lavt utnyttet i elastisk tilstand, dvs. at profilene kan bære mye ekstra spenninger utover første flyt før tverrsnittet er fullt utnyttet plastisk.

I hulprofiler og åpne profiler ligger en stor andel av arealet langt fra nøytralaksen og tverrsnittet er dermed høyt utnyttet ved første flyt, dvs. at tverrsnittet har lite kapasitet til å bære ekstra spenninger utover første flyt.



Figur 3.2 - Moment-krumningsforhold ved plastisk deformasjon av forskjellige typer tverrsnitt (Larsen 2004)

3.2 Elastisitetsteori: Elastisk analyse av stålkonstruksjoner

3.2.1 Teori og generell bakgrunn for den elastiske oppførselen til konstruksjonsstål

Elastisitetsteori tar utgangspunkt i elastisk materialoppførsel og elastisk materialdeformasjon, der av navnet. Elastisk materialoppførsel fører med seg ingen permanente deformasjoner. Dersom et valgt konstruksjonsmateriale stukes eller strekkes elastisk vil alle deformasjoner forsvinne helt etter at konstruksjonsmaterialet er avlastet.

På atomært nivå vil atomer for de aller fleste metaller og metall-legeringer ordne seg i et eller annet regelmessig tredimensjonalt mønster. Denne repeterende og regelmessige ordningen av atomer i tre dimensjoner kjennetegner en krystallinsk struktur. De positivt ladede metallatomene befinner seg i en "sky" av negativt ladede elektroner. Denne "skyen" trekker til seg positive metallatomer (positivt ladede metall ioner) og holder dem sammen. Fig. 3.3 viser en grafisk fremstilling av kreftene som virker mellom atomene.

Bindingen mellom ioner og elektroner beskrives slik:

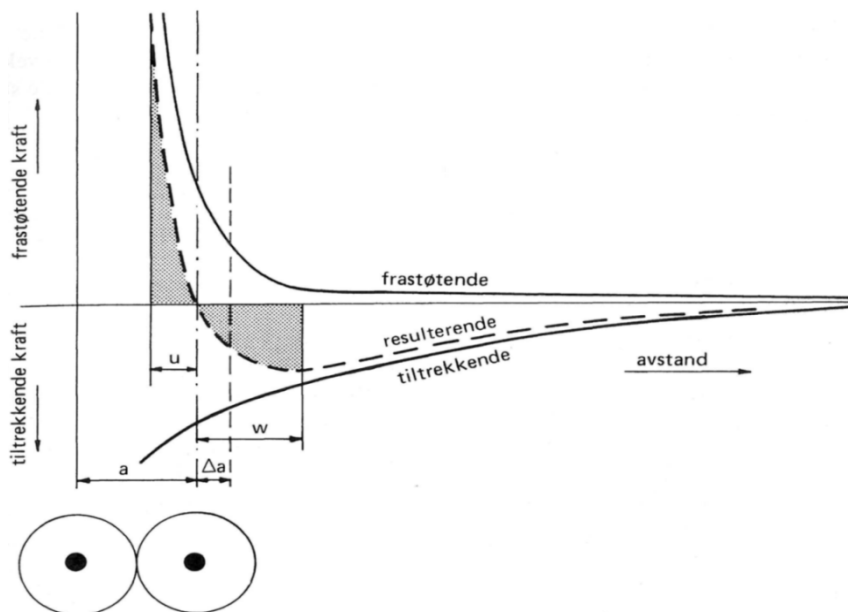
Mellom atomene virker det derfor både tiltrekkende og frastøtende krefter slik... På kort avstand dominerer de frastøtende krefter, mens de tiltrekkende er sterkeste når atomene er langt fjernet fra hverandre. Kraftene balanseres ved **normalavstanden** a , som er atomavstanden når det ikke virker ytre krefter. Tangenten til den resulterende kraftkurve i dette punkt er et uttrykk for materialets elastisitetsmodul E . E -modulen defineres jo som normalspenningen dividert med den relative lengdeendringen spenningen forårsaker...(Næss 2003, 16).

I et metall eller en metallegering finner man både frie og ikke frie elektroner. Frie elektroner er ikke knyttet til noen av de positivt ladede metall ioner som gjør metaller til gode varme- og strømledere. Et atom består av en kjerne og et antall elektronskall som er fylte med elektroner (elektroner som ikke er frie men er bundet til atomkjernen). Dersom stålmateriale påføres trykkrefter vil atomene delvis trekkes sammen slik at de ytterste fulle elektronskall delvis overlapper hverandre som resulterer i frastøtende krefter mellom atomene. Denne posisjonen kan sammenlignes med elastisk deformasjon i trykk. Når stålmateriale påføres strekkrefter vil atomene bli strekt fra hverandre noe som igjen resulterer i tiltrekkende krefter som forsøker å holde på atomene og bindingen mellom atomene opprettholdes. Denne posisjonen kan sammenlignes med elastisk deformasjon i strekk.

Ved elastisk tøyning vil atomer bli skjøvet mot eller fra hverandre avhengig av om stål materialet stukes eller strekkes. En elastisk deformasjon er ikke stor nok til å bryte bindingene mellom atomene og danne dislokasjoner. Atomene vil holde på hverandre og ved avlastning vil de trekke eller skyve hverandre til likevektsposisjonen.

En elastisk deformasjon karakteriseres av at lengdeendringen er proporsjonal med kraften som påføres legemet som deformeres. Den elastiske forlengelsen av stål materialet kan beskrives av en forenklet Hooks lov:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (37)$$



Figur 3.3 - Tiltrekkende, frastøtende og resulterende kraft mellom to atomer som funksjon av avstanden mellom dem. u og w er termisk svingeamplitude, a er termisk utvidelse (Næss 2003)

3.2.2 Elastisk tverrsnittskapasitet

Tverrsnittskapasiteten er etter elastisitetsteori begrenset og bestemt av initial flytning i det mest påkjente punktet i tverrsnittet. Dette vil si at elastisk tverrsnittskapasitet er begrenset til maksimal elastisk tøyning.

For å kunne sammenligne materialfasthetene med de beregnede opprettede elastiske spenninger trenger man kriterier som kan angi hvordan spenningene skal sammenlignes.

De to mest vanlige kriterier er:

- Tresca-kriteriet for flytning
- Mises-kriteriet for flytning

1) Tresca-kriteriet for flytning

”Observasjoner av overflaten av et seigt materiale brakt til flytning, indikerer at de plastiske deformasjoner skjer som forskyvninger etter visse glideflater. På overflaten observeres disse flatene som linjer, kalt *Lüderske linjer* etter W. Lüders (1860). Linjene kan sees med det blotte øyet på en aksialbelastet stav... og linjene danner her ca. 45° med stavaksen” (Irgens 1999, 98).

Maksimal skjærspenning for en aksialbelastet stav vil opptre med en vinkel på 45° med stavaksen. Plastiske deformasjoner som oppstår idet materialet belastes med flytespenningen, f_y , sammenfaller geometrisk med maksimal opprettede skjærspenning. Dette er grunnlaget for Tresca-kriteriet. Beregning av maksimal opprettede skjærspenning på en aksialbelastet stav utledes fra fig. 3.4.

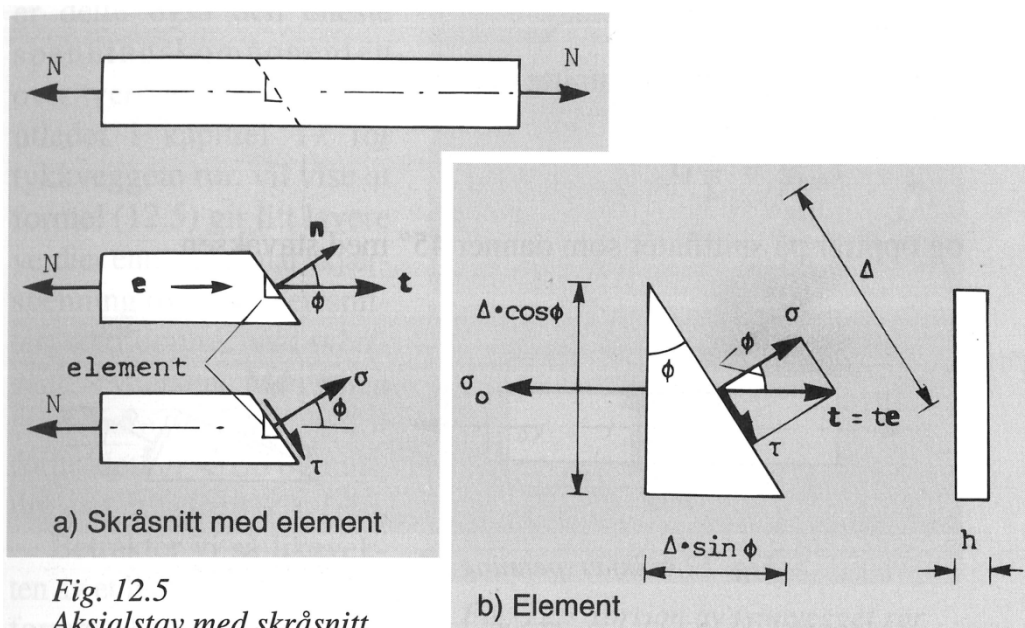


Fig. 12.5
Aksialstav med skråsnitt

Figur 3.4 - Aksialbelastet stav med opprettede krefter (Irgens 1999)

Likevekt av krefter gitt i figur 3.4 gir:

$$t = \sigma_0 \cos \varphi \quad (38)$$

Skjærspenningen τ på skråsnittet blir:

$$\tau = t \sin \varphi = (\sigma_0 \cos \varphi) \sin \varphi = \frac{1}{2} \sigma_0 \sin 2\varphi \quad (39)$$

Maksimal skjærspenning opptrer ved 45° og innsatt $\varphi = 45^\circ$ gir:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_0}{2} \quad (40)$$

σ_0 betegner den påførte normalspenningen og plastiske deformasjoner oppstår idet normalspenningen blir lik materialets flytespenning, dvs. når $\sigma_0 = f_y$ slik at:

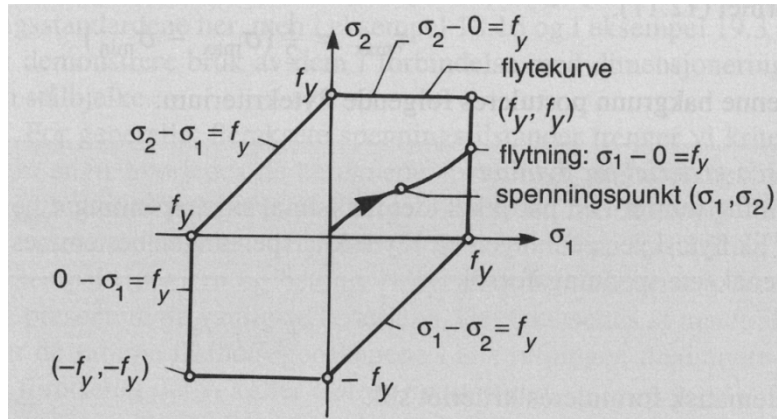
$$\tau_{max} = \frac{f_y}{2} \quad (41)$$

Kriteriet sier at dersom maksimal skjærspenning τ_{max} blir lik flyteskjærspenningen τ_T så vil flytning inntreffe i en partikkel. Flyteskjærspenningen τ_T blir bestemt fra enaksete spenningsforsøk.

$$\tau_{max} = \tau_T = \frac{f_y}{2} \quad (42)$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{min} = f_y \quad (43)$$

For plan spenningstilstand kan Tresca-kriteriet fremstilles i et diagram, se fig.3.5. Alle punkter som ligger innenfor den sekkantete linjen (flytelinjen) representerer en spenningstilstand som ikke fører til plastisk deformasjon.



Figur 3.5 - Tresca-kriteriet for plan spenningstilstand (Irgens 1999)

2) Mises- kriteriet for flytning

Ved å benytte hjørnepunktene på sekskanten for Tresca-kriteriet har man laget ligning for en ellipse som går gjennom disse hjørnepunktene. Forsøk med stål i planspenningstilstand har resultert i punkter som flyter og befinner seg nær opp til ellipsekurven.

Ellipseligningen som funksjon av hovedspenninger er gitt slik:

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 = f_y^2 \quad (44)$$

I følge Mises-kriteriet for flytning vil flytning i en partikkel inntreffe idet jevnføringsspenningen σ_j blir lik materialets flytespenning f_y . Altså her setter man $f_y = \sigma_j$ i lign. (44) og dette resulterer i lign. (45) og lign. (46) for planspenningstilstand.

Definisjon på jevnføringsspenning σ_j :

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1} \quad (45)$$

For plan spenningstilstand blir $\sigma_3 = 0$ og jevnføringsspenning σ_j blir:

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2} \quad (46)$$

Dersom man uttrykker hovedspenninger σ_1 og σ_2 med koordinatspanningene σ_x , σ_y og τ_{xy} kan jevnføringsspenningen σ_j skrives om slik:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq f_y \quad (47)$$

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_m} = f_d \quad (48)$$

Her er σ_x , σ_y henholdsvis koordinatspenninger i x- og y- retning og τ_{xy} er opptredende skjærspenning. Hovedspenningene representeres av σ_1 , σ_2 og σ_3 .

Elastisk kapasitetskontroll forklares slik: "Hovedoppgaven ved en elastisk tverrsnittskontroll består dermed i å beregne de opptredende spenningskomponenter og deretter å kontrollere om flytebetingelsen er tilfredsstillt. Dette dimensjoneringsprinsippet vil imidlertid i enkelte tilfeller føre til en dårlig materialutnyttelse, og det er vanlig at man tillater at f_d overskrides lokalt med opp til 10 %..." (Larsen 2004, 150).

3.2.2.1 Normalspenning pga. ren aksialkraftbelastning

Normalspenning er spenning som virker normalt på overflaten, dvs. at spenningsretningen virker vinkelrett på overflaten A som betraktes.

Dersom aksialkraften N er den eneste snittkraften vil normalspenningen være gitt slik:

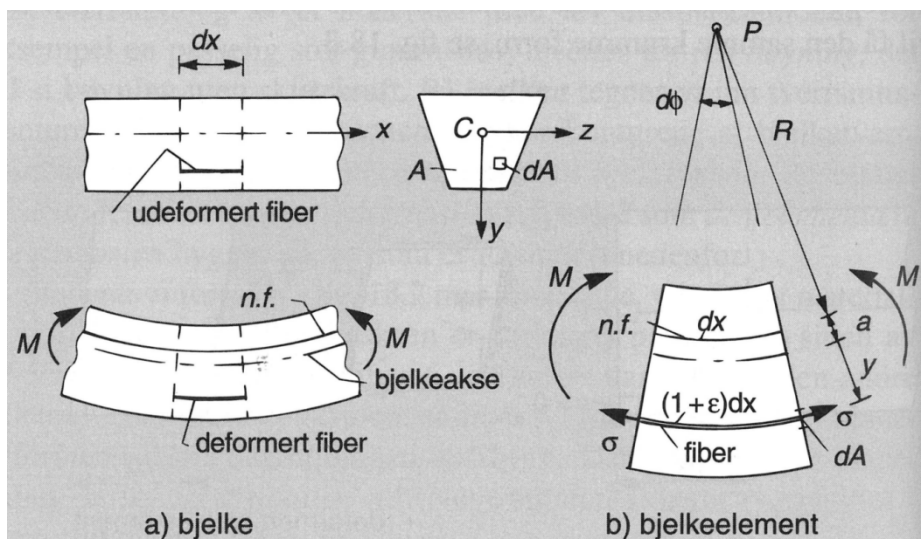
$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (49)$$

3.2.2.2 Bøyenspenning pga. ren momentbelastning

Utleddning av bøyenspenningsformelen er gitt av Irgens (1999). Her tar man utgangspunkt i en bjelke med lav elastisitetsmodul som blir utsatt for kun bøyning, dvs. ingen skjærkraft eller aksialkraft.

Utleddning av bøyenspenningsformelen er basert på tre hypoteser:

- Deformasjonshypotese
Plane bjelketverrsnitt forblir plane tverrsnitt ved bøyning. Hypotesen er etter Jacob Bernoulli.
- Spenningsanalyse
Normalspenninger på flater parallelle med bjelkeaksen kan neglisjeres. Slike normalspenninger vil blant annet opptre i forbindelse med fordelte belastninger men disse er som regel små spenninger.
- Materialhypotese
Materialhypotesen baserer seg på lineært elastisk materialoppførsel.



Figur 3.6 - Deformasjon av en rett bjelke (Irgens 1999)

Med utgangspunkt i fig. 3.6 og små vinkler kan bøyespenningsformelen utledes. Ved små vinkler kan følgende relasjoner benyttes:

$$\begin{aligned} \sin \varphi &\approx \varphi & (50) \\ \cos \varphi &\approx 1 \\ \tan \varphi &\approx \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} \approx \varphi \end{aligned}$$

Slik at lengden dx kan skrives slik:

$$dx = R d\varphi \quad (51)$$

$$d\varphi = \frac{dx}{R} = \frac{(1 + \varepsilon)dx}{R + a + y} \quad (52)$$

$$\varepsilon = \frac{1}{R}(a + y) \quad (53)$$

Spenningshypotesen og materialhypotesen angir at normalspenningen over bjelketverrsnittet er gitt av Hooks lov:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (54)$$

Ved å sette inn definisjonen for ε inn i ligningen for Hooks lov får man:

$$\sigma = \frac{E}{R}(a + y) \quad (55)$$

Ren momentbelastning vil resultere i lineært fordelte spenninger over bjelketverrsnittet som er like i størrelse men motsatt rettet, altså negative spenninger på trykksiden og positive spenninger på strekksiden. Summen av normalspenningene σ i x-retning som virker normalt på bjelketverrsnittet er null, dvs. ingen resulterende aksialkraft og lign. (56) utledes. Resultanten av normalspenningene σ er representert ved bøyemomentet M som virker på bjelken. På en del areal dA i tverrsnittet virker en kraft lik σdA og dersom summen av momenter tas om z-aksen kan man utlede lign. (57).

$$N = \int_A \sigma dA = 0 \quad (56)$$

$$M = \int_A (\sigma y) dA \quad (57)$$

Dersom man tar utgangspunkt i formelen for σ og setter den i formelen for aksialkraft, dvs. i lign. (56) får man:

$$N = \int_A \sigma dA = 0 \quad (58)$$

$$0 = \int_A \frac{E}{R} (a + y) dA = \frac{Ea}{R} \int_A dA + \frac{E}{R} \int_A y dA \quad (59)$$

Siden første arealmoment av A om en akse som går gjennom arealsenteret er null pga. at $y=0$ kan man skrive:

$$\int_A y dA = 0 \quad (60)$$

For at lign. (58) skal være tilfredsstilt må også $a=0$.

Dersom man tar utgangspunkt i formelen for σ og setter den i formelen for momentet, dvs. i lign. (57) med $a=0$ får man:

$$M = \int_A (\sigma y) dA \quad (61)$$

$$M = \int_A \frac{E}{R} (a + y) y dA \quad (62)$$

$$M = \int_A \frac{E}{R} (0 + y)y dA \leftrightarrow M = \frac{E}{R} \int_A y^2 dA \quad (63)$$

Annet arealmoment også kalt for arealtrehetsmoment er definert slik:

$$I = I_z = \int_A y^2 dA \quad (64)$$

Ved å bruke lign. (63) med $a=0$ og lign. (64) kan ligningen på bøyemomentet omformes til dette:

$$M = \sigma \frac{I}{y} \leftrightarrow \sigma = \frac{M}{I} y \leftrightarrow \sigma_{max} = \frac{M}{I} y_{max} \quad (65)$$

Her er y avstand i y -retning mens y_{max} er den maksimale avstanden i y -retningen.

3.2.2.3 Skjærspenning

Skjærspenningen som virker over et vilkårlig tverrsnitt kan uttrykkes slik:

$$\tau_{xy} = \frac{V}{Ib} S' \quad (66)$$

Skjærspenningsfordelingen er sterkt avhengig av geometrien til konstruksjonen. V er opptredende skjærkraft, I er annet arealmoment (arealtrehetsmoment), mens b og S' er henholdsvis bredden på snittet som analyseres og første arealmoment.

Skjærspenningsfordelingen over et tynnvegget tverrsnitt kan antas å være konstant over veggtykkelsen t . Skjærspenningen τ vil være parallell med tverrsnittskonturene. Formelen for skjærspenningen er da gitt slik:

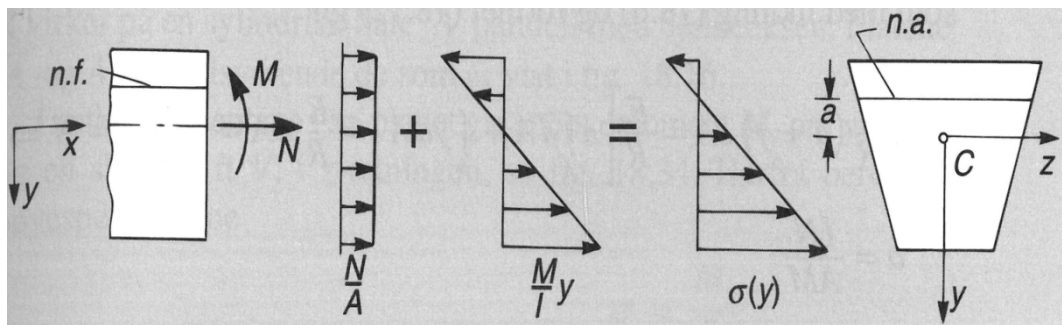
$$\tau = \frac{V}{It} S' \quad (67)$$

3.2.2.4 Kombinasjon av krefter, aksialkraft og bøyemoment

1) Bøyning om en akse

Dette kapittelet behandler lineært elastisk material oppførsel. Det vil si at kapasiteten er begrenset og bestemt av flytespenningen, dvs. kapasiteten er maksimalt utnyttet når første flyt inntreffer.

Dersom dette legges til grunn kan virkningene av en aksialkraft N og et bøyemoment M superponeres. Normalspenningene over tverrsnittet vil ha to bidrag, et bidrag fra aksialkraften og et fra bøyemomentet, se fig. 3.7.



Figur 3.7 - Normalspenninger på et bjelketverrsnitt belastet med aksialkraft N og bøyemoment M (Irgens 1999)

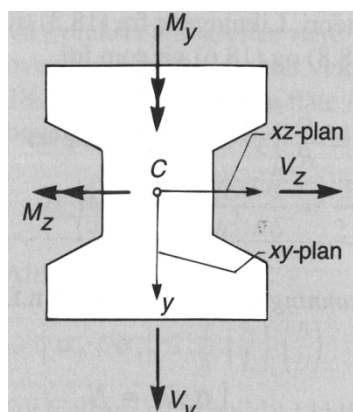
Den totale normalspenningen σ kan skrives slik:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y \quad (68)$$

2) Bøyning om to akser

For et dobbelt symmetrisk tverrsnitt, fig. 3.8, kan følgende formler benyttes til å beregne den totale bøyespenningen:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_z}{I_z} y + \frac{M_y}{I_y} z \quad (69)$$



Figur 3.8 - Bjelketverrsnitt med to symmetriakser (Irgens 1999)

Bøyemomentet M_z er resultatet av laster i x-y-planet og momentet vil i dette tilfelle virke om den sterke akse. Bøyespenningen som oppstår pga. M_z kan uttrykkes slik:

$$\sigma = \frac{M_z}{I_z} y \quad (70)$$

Bøyemomentet M_y er resultatet av laster i x-z-planet og momentet vil i dette tilfelle virke om den svake aksene. Bøyepressningen som oppstår pga. M_y kan uttrykkes slik:

$$\sigma = \frac{M_y}{I_y} z \quad (71)$$

3.3 Plastisitetsteori: Plastisk analyse av stålkonstruksjoner

3.3.1 Det plastiske prosjekteringskonseptet

Prosjektering etter plastisitetsteori vil sikre omtrent maksimal utnyttelse av kapasiteten til konstruksjonsmaterialet sammenlignet med en begrenset kapasitet etter elastisitetsteori. Størrelsen på den plastiske kapasiteten vil i større eller mindre grad være bestemt av konstruksjonens tverrsnittstype og dens formfaktor α , se kap. 3.1.7.

Dersom man velger å utnytte den plastiske kapasiteten vil dette også ha gunstig innvirkning på materialkostnadene i form av økonomiske besparelser. Mindre og lettere konstruksjoner kan anvendes for å oppnå samme kapasitet som man ellers ville ha oppnådd med større og tyngre konstruksjoner dersom elastisitetsteori hadde vært anvendt. Det er viktig å nevne at bruddlasten som beregnes etter plastisitetsteori alltid vil være noe mindre enn den virkelige bruddlasten. Kapasitetsgrensen etter plastisitetsteori er først nådd når hele tverrsnittet er plastifisert.

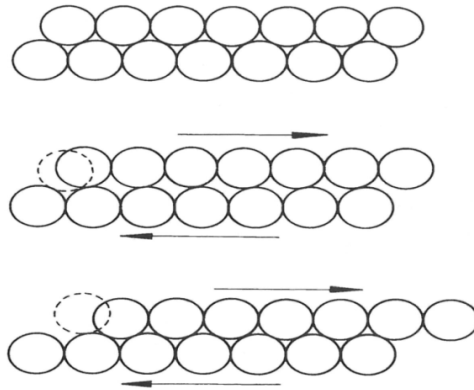
3.3.2 Teori og generell bakgrunn for den plastiske oppførselen til konstruksjonsstål

Plastisitetsteori tar utgangspunkt i plastisk materialoppførsel og plastisk deformasjon, derav navnet. Plastiske deformasjoner er permanente deformasjoner. Dersom den påførte pressningen er større enn materialets flytespenning f_y vil dette føre til plastiske eller permanente deformasjoner selv etter avspenning.

På atomær nivå kan plastisk deformasjon forklares av atomplanglidning. Atomplan glir i forhold til hverandre under innvirkning av skjærspenninger. Dette beskrives slik:

... I en strekkstav belastet med som nevnt foran, opptrer skjærspenninger i alle plan som danner en vinkel med stavaksen forskjellig fra 90° . Den plastiske tøyningen ϵ er virkningen av et stort antall slike glidninger... Glidningen foregår lettest i slike plan der atomtettheten er størst, og i slike retninger der avstanden mellom atomene er minst...(Næss 2003, 77).

Plastisk deformasjon er typisk for metaller, dvs. materialer med metallisk atombinding. Glidning av atomplan (et atom eller en gruppe atomer løsgjør seg fra sin nabo atomer og oppretter kontakt med nye omgivelser) kan foregå uten fare for at den metalliske strukturen forandres. Eksempel på atomplanglidning er vist i fig. 3.9.

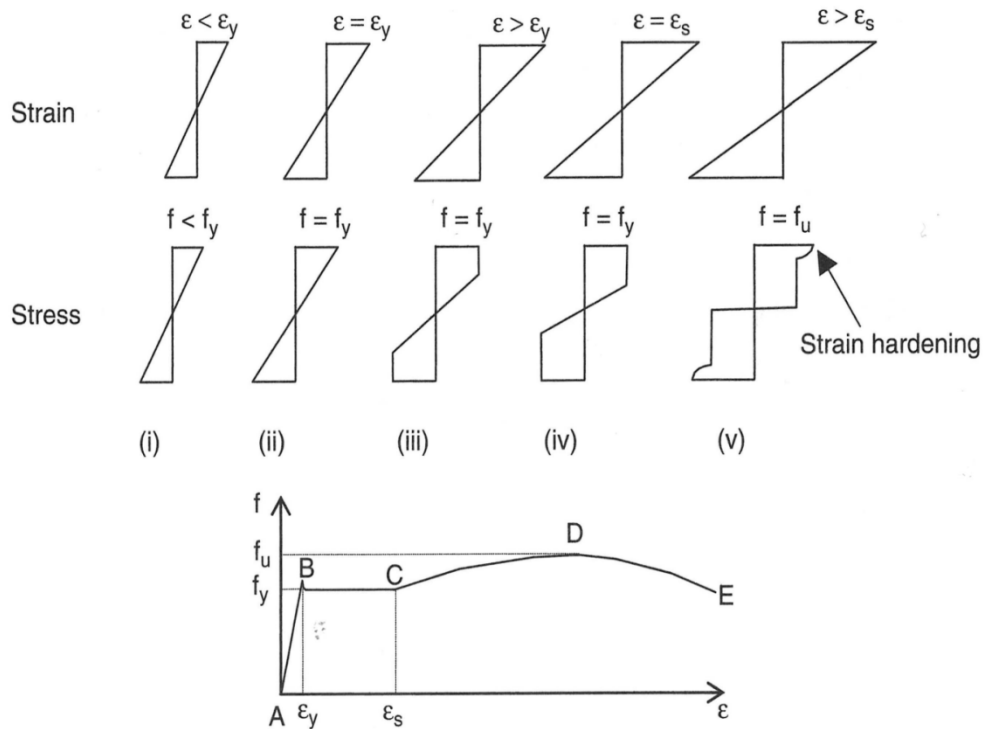


Figur 3.9 - Figuren viser plastisk deformasjon forårsaket av glidning av atomer (Næss 2003)

3.3.3 Plastisk oppførsel av stålkonstruksjoner

De fleste konstruksjonsmaterialer vil i første omgang deformere seg elastisk. Mange av konstruksjonsmaterialene vil også undergå en plastisk deformasjon dersom konstruksjonsmaterialet påføres stor nok spenning.

For å kunne beskrive elastisk – plastisk deformasjonsforløp med tilhørende spenningsutvikling tas det utgangspunkt i fig. 3.10.



Figur 3.10 - Figuren viser et tøyningsforløp (øverst i figuren), et spenningsforløp (i midten av figuren) og en arbeidskurve for konstruksjonsstål for elastisk - plastisk materialoppførsel for en fritt opplagt bjelke med et tverrsnitt som er symmetrisk om den horisontale aksene (Wong 2008)

I starten pålastes bjelken med elastisk spenning, $f = f_e$, som resulterer i elastisk tøyning $\varepsilon = \varepsilon_e$ og dette foregår mellom pkt. A og B. I punktet B har belastningen blitt så stor at spenningen i ytterste fiber (dvs. i toppen og i bunnen av bjelken) har nådd materialets flytespenning, $f = f_y$, med tilhørende tøyning lik flytetøyningen, $\varepsilon = \varepsilon_y$. Videre økning av belastningen fører til delvis plastifisering av tverrsnittet som sprer seg mot bjelkens nøytralakse. Plastifiseringen av tverrsnittet foregår med omtrent konstant spenning lik flytespenningen, f_y , mellom pkt. B og C med økende tøyning, $\varepsilon > \varepsilon_y$. Når tøyningen $\varepsilon = \varepsilon_s$ fortsetter spenningene å øke. Etter pkt. C blir tverrsnittet utsatt for deformasjonsharding frem til den opptredende spenningen blir lik strekkfastheten, f_u , og dette oppnås i pkt. D. Etter pkt. D avtar spenningen og tøyningen øker dramatisk helt frem til pkt. E. I pkt. E inntreffer brudd (Wong 2008).

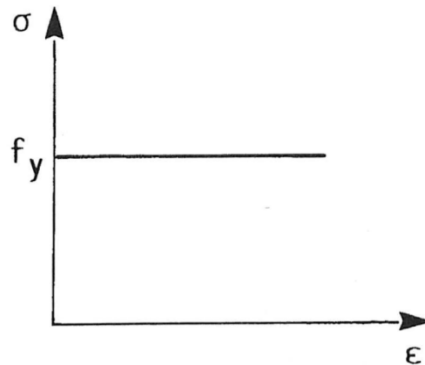
3.3.4 Plastiske materialmodeller

En plastisk analyse kan gjennomføres på bakgrunn av tre plastiske materialmodeller. De tre plastiske materialmodellene er:

- Stiv-plastisk materialmodell
- Elastisk-perfekt-plastisk, også kalt elastisk-ideell-plastisk materialmodell
- Elastisk-plastisk materialmodell

3.3.4.1 Stiv-plastisk materialmodell

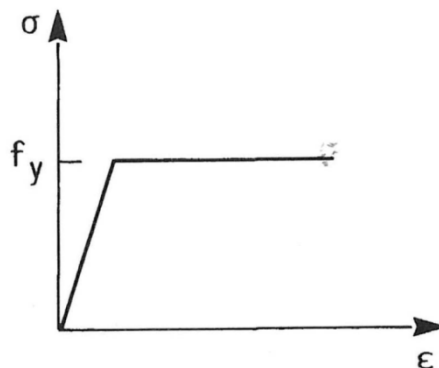
Stiv-plastisk materialoppførsel neglisjerer alle elastiske deformasjoner siden man antar små deformasjoner. Alle plastiske deformasjoner er konsentrerte i plastiske flyteledd og flytelinjer. Ingen deformasjoner oppstår før et brudd inntreffer. Denne materialmodellen er en drastisk forenkling av den virkelige materialoppførselen siden den neglisjerer elastiske deformasjoner totalt. Håndberegningemetoden *Kinematisk tilnærming*, som blir presentert senere, tar utgangspunkt i denne materialmodellen. Et typisk eksempel på stiv-plastisk materialoppførsel er vist av fig. 3.11.



Figur 3.11 - Stiv-plastisk materialmodell (Larsen 2004)

3.3.4.2 Elastisk-perfekt-plastisk materialmodell

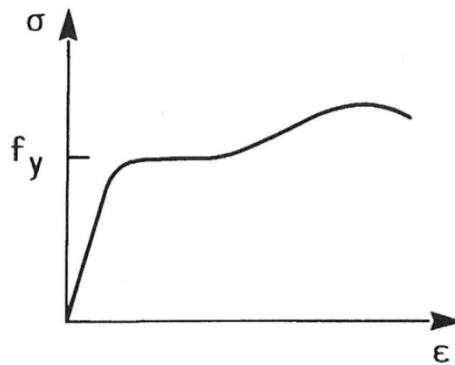
Elastisk-perfekt-plastisk materialmodell er en forenkling av den virkelige materialoppførselen dvs. en forenkling av den elastisk-plastiske materialoppførselen. Gradvis plastifisering av tverrsnittet neglisjeres og det antas at alle plastiske deformasjoner er konsentrerte i flyteledd og flytelinjer. Ved økende belastning vil materialet enten deformere seg elastisk eller plastisk. Denne materialmodellen presenterer en forenklet overgang mellom elastisk til plastisk materialoppførsel. Fig. 3.12 illustrerer dette. I stedet for en jevn og krum overgang omkring flytegrensen presenterer materialmodellen en skarp overgang fra elastisk til plastisk materialoppførsel.



Figur 3.12 - Elastisk-perfekt-plastisk materialmodell (Larsen 2004)

3.3.4.3 Elastisk-plastisk materialmodell

Elastisk-plastisk materialmodell representerer den virkelige materialoppførselen. Ved økende belastning vil det belastede tverrsnittet i utgangspunktet deformeres elastisk og når den påførte spenningen blir lik materialets flytespenning f_y initieres delvis plastifisering av tverrsnittet som foregår helt frem til at hele tverrsnittet er plastifisert. Elastisk-plastisk materialoppførsel er vist i fig. 3.13.



Figur 3.13 - Elastisk-plastisk materialmodell (Larsen 2004)

3.3.5 Om tverrsnittklasser

Tverrsnittets geometri og materialets flytespenning vil være avgjørende for hvordan et valgt tverrsnitt vil oppføre seg under en momentbelastning og/eller aksialkraft. For at visse plastiske beregningsmetoder og kontroller etter plastisitetsteori skal kunne benyttes er det visse krav det betraktete tverrsnittet må oppfylle. Klassifisering av tverrsnitt i tverrsnittsklasser er derfor nødvendig siden klassifiseringen løser den ovenfor nevnte problemstillingen. Klassifisering av tverrsnitt handler om tverrsnittets slankhet som igjen er direkte knyttet til geometrien.

Eurokode 3 (1993) definerer fire tverrsnittsklasser og definisjonen av disse er gitt under:

- Tverrsnittsklasse 1
Tverrsnitt av klasse 1 kan danne flyteledd med rotasjonskapasitet som kreves for plastisk analyse uten at tverrsnittets dimensjonerende momentkapasitet reduseres.
- Tverrsnittsklasse 2
Tverrsnitt av klasse 2 kan utvikle dimensjonerende plastisk momentkapasitet, men har begrenset rotasjonskapasitet på grunn av lokal knekking av tverrsnittsdelene.
- Tverrsnittsklasse 3

I tverrsnitt av klasse 3 kan spenningen i tverrsnittets mest påkjente punkt nå flytegrensen under forutsetning av elastisk fordeling av spenninger, men lokal knekking forhindrer at dimensjonerende plastisk momentkapasitet utvikles.

– Tverrsnittsklasse 4

I tverrsnitt av klasse 4 vil lokal knekking oppstå innen flytegrensen når i en eller flere deler av tverrsnittet.

Kravet som stilles til tverrsnittsklasse 1 er kun aktuelle ved plastisk dimensjonering. Som det fremgår av Eurokode 3 (1993) vil tverrsnitt av klasse 1 kunne danne plastisk ledd og de først dannede plastiske ledd vil kunne oppta store plastiske rotasjoner. Store mengder energi vil bli absorbert av dette tverrsnittet. Slankhetskravene som stilles til klasse 1 skal være oppfylt. Slankhetskravene er gitt i Eurokode 3 (1993).

For tverrsnitt av klasse 2 stilles litt svakere krav. For at en mekanisme skal oppstå må et antall flyteledd dannes først. Så snart det siste leddet dannes oppstår bruddmekanismen. Det stilles ikke krav til rotasjonskapasiteten for det siste flyteleddet så lenge full plastifisering av tverrsnittet er mulig uten lokal knekking av tverrsnittet. Slankhetskravene til klasse 2 skal være oppfylt.

Tverrsnittsklasse 3 er kun aktuell ved en elastisk dimensjonering hvor det er nødvendig å forhindre knekking av tverrsnittsdelene før spenningen i den ytterste fiber er lik stålets flytespenning.

Tverrsnittsklasse 4 kan ikke brukes til elastisk dimensjonering så lenge man ikke tar hensyn til redusert tverrsnittsareal. Altså dersom man tar hensyn til redusert tverrsnittsareal vil man kunne dimensjonere elastisk, dvs. oppnå spenning lik flytespenningen i ytterste fiber.

Bestemmelse av tverrsnittets klassetilhørighet utføres etter tabell 5.2 under pkt. 5.6 i Eurokode 3 (1993).

Kort oppsummert skal tverrsnittsklasseinndeling forhindre bruk av tverrsnitt som ikke kan brukes ved anvendelse av plastisitetsteori slik at korrekt tverrsnittskapasitet benyttes ved dimensjonering.

Tverrsnitt som tilhører klasse 2,3 og 4 er utsatt for lokal knekking.

3.3.6 Dimensjoneringsforutsetninger

Dimensjoneringsprinsipper som benyttes og kreves ved plastisk design er oppsummert her:

- Konstruksjonsmaterialet må kunne oppnå plastisk moment M_p uten at brudd oppstår i de meste påkjente fibre i flensene.
- Materialet skal ha tilstrekkelig duktilitet (lign. (32)) slik at duktil brudd kan oppnås.
- Global instabilitet (vipping) og lokal instabilitet (lokal knekking) må forhindres og dette kan gjøres ved å ta hensyn til slankhetskravene og tverrsnittsklasser.

3.3.7 Plastisk tverrsnittskapasitet

Følgende avsnitt er delvis baserte på *Dimensjonering av stålkonstruksjoner* (Larsen 2004).

3.3.7.1 Aksialkraft

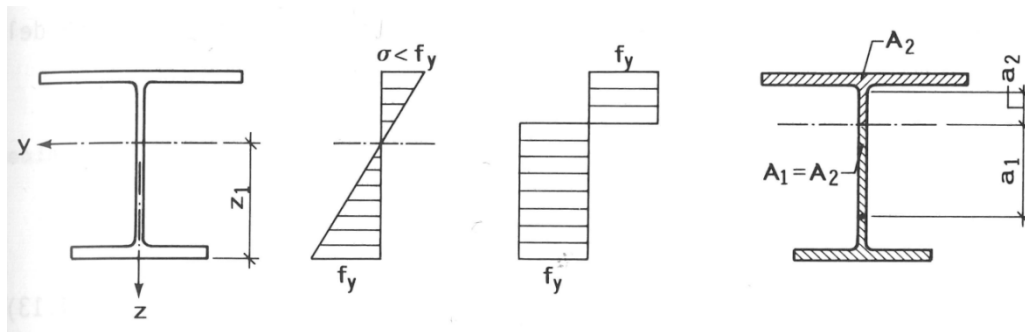
Dersom et tverrsnitt påkjennes av ren aksialkraft (trykk eller strekk) vil hele tverrsnittet plastifiseres momentant. Dette skyldes aksialkraftens virkning normalt på tverrsnittets overflate som igjen resulterer i jevn fordeling av krefter over hele tverrsnittsarealet. Tverrsnittskapasiteten kan uttrykkes som:

$$N_d = \frac{N_p}{\gamma_m} = \frac{f_y A}{\gamma_m} = f_d A \quad (72)$$

Her er N_d dimensjonerende aksialkraftkapasitet, N_p er plastisk aksialkraftkapasitet men f_y , γ_m og A er henholdsvis materialets flytespenning, materialfaktor og tverrsnittsareal.

3.3.7.2 Enaksial bøyning

Ved full plastifisering av tverrsnittet er verdien for normalspenningen σ på trykksiden $\sigma = -f_d$ og på strekksiden $\sigma = +f_d$. Fullt plastifisert tverrsnitt vil som sagt ha spenning f_d lik i størrelsesorden på både strekk og trykksiden slik at arealene på de to sidene blir like. Arealet for den ene og den andre siden vil være lik $\frac{A}{2}$, se fig. 3.14.



Figur 3.14 - Spenningsfordeling i elastisk og plastisk tilstand for enkeltsymmetrisk I-profil (Larsen 2004)

Ut fra dette kan følgende formler utledes ved en vanlig likevektsbetraktning:

$$M = M_p = \int_A \sigma z dA \quad (73)$$

$$N = \int_A \sigma dA = 0 \quad (74)$$

Hermed fåes:

$$M_d = f_d \frac{A}{2} (a_1 + a_2) \quad (75)$$

$$W_p = \frac{A}{2} (a_1 + a_2) \quad (76)$$

$$M_p = M_d = f_d W_p \quad (77)$$

En generell formel for den plastiske momentkapasiteten er gitt slik:

$$M_p = M_d = f_d \sum A_i a_i \quad (78)$$

a_1 og a_2 er henholdsvis avstander fra plastisk nøytralakse og til flatesentret nr.1 og 2. W_p er det plastiske motstandsmomentet (tverrsnittsmodulen) mens A er tverrsnittarealet. A_i og a_i representerer henholdsvis arealet nr. i og avstanden fra plastisk nøytralakse til arealet nr. i , $f_d = \frac{f_y}{\gamma_m}$.

3.3.7.3 Skjærkraft

Skjærspenningskapasiteten er gitt slik:

$$V_d = \tau_d A_s = \frac{f_d}{\sqrt{3}} A_s \quad (79)$$

Det er vanlig å ta kun hensyn til tverrsnittsdeler som er parallelle med skjærkraften. Arealet som er orientert parallelt med skjærkraften kalles for *skjærareal* A_s .

Dimensjonerende skjærspenning τ_d kan utledes ved å ta utgangspunkt i Mises-kriteriet for flytning. Utledningen kan gjøres slik:

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_d \quad (80)$$

Her har vi kun skjærspenning τ , som gir:

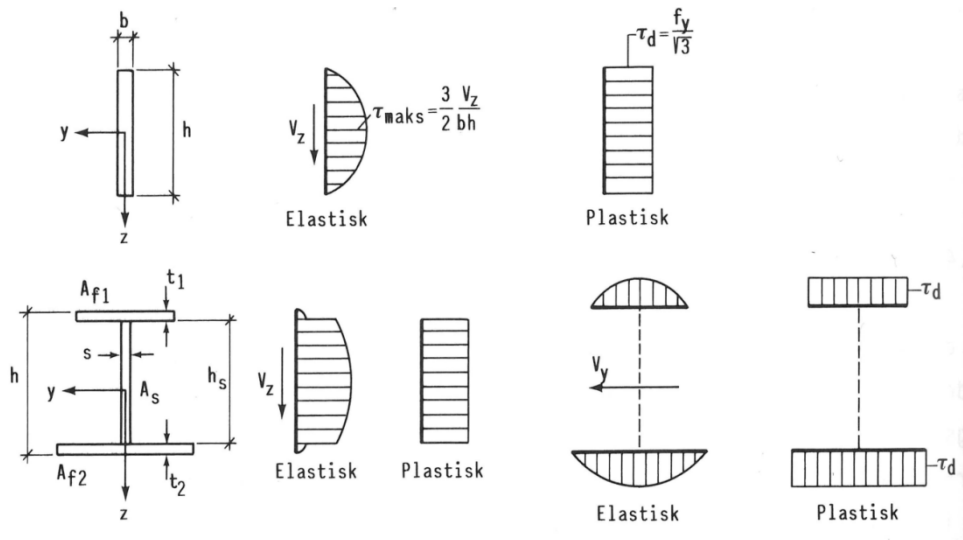
$$\sigma_j = \sqrt{3\tau^2} \leq f_d \quad (81)$$

$$\sqrt{3}\tau \leq f_d \quad (82)$$

$$\tau \leq \frac{f_d}{\sqrt{3}} \quad (83)$$

$$\tau_{max} = \frac{f_d}{\sqrt{3}} \quad (84)$$

Den plastiske skjærkraftkapasiteten vil være avhengig av materialets flytespenning, tverrsnittets geometri og av kraftretningen. Høy flytespenning vil gi høy plastisk skjærkraftkapasitet og lavere flytespenning vil resultere i lavere kapasitet. Geometrien vil ha direkte innvirkning på tverrsnittets skjærareal som igjen vil gi utslag på kapasiteten. Kraftretningen (skjærkraftsretningen) vil også påvirke skjærkraftkapasiteten siden noen tverrsnitt kan ha mindre skjærareal i den ene retningen sammenlignet med skjærarealet i den andre retningen. Alt dette illustrerer fig. 3.15.



Figur 3.15 - Skjærspenningsfordeling i rektangel- og I-tverrsnitt (Larsen 2004)

Ut fra fig. 3.15 kan man observere at skjærarealet for et rektangulært tverrsnitt er lik i både y- og z-retning. Dette er ikke tilfellet for I-profilen, hvor skjærarealet i z-retning vil være arealet av steget. Høyden på steget og høyden på de to flensene regnes normalt som høyden på steget mens skjærarealet i y-retning vil være lik arealet for de to flensene. Figuren illustrerer også elastisk skjærspenningsfordeling.

Den maksimale skjærspenningen betegnes med τ_{max} mens dimensjonerende skjærkraftkapasitet betegnes med τ_d . Her er det viktig å huske på at A_v er skjærarealet og ikke tverrsnittsarealet!

3.3.7.4 *Plastisk tverrsnittskapasitet ved kombinasjon av krefter etter Eurokode 3 – Generell interaksjonsformel*

Eurokode 3 (1993), pkt. 6.2.1 angir at den plastiske tverrsnittskapasiteten bør påvises ved å bestemme en spenningsfordeling som er i likevekt med tverrsnittets krefter og momenter uten å overskride flytegrensen. Spenningsfordelingen bør være forenelig med de tilhørende plastiske deformasjoner. Den videre angir at en lineær summering av utnyttelsesgraden for hver lastvirkning kan brukes som en sikker tilnærming for alle tverrsnittsklasser.

Den angir videre en ligning som kan brukes som dimensjoneringskriterium for tverrsnittsklasse 1,2 og 3 ved påkjenning av en kombinasjon av N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ og $M_{z,Ed}$. Ligningen som kan brukes som dimensjoneringskriterium er:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (85)$$

Her er N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ og $M_{z,Rd}$ dimensjonerende kapasiteter. Motstanden er avhengig av klassifiseringen av tverrsnitt og medregnet eventuell reduksjon som tar hensyn til samtidig virkende skjærkraft.

Interaksjonsformler for ulike typer tverrsnitt utledes ved å først velge en spenningsfordeling over tverrsnittet. Ut i fra den valgte spenningsfordelingen utledes interaksjonsformelen. Ved ulik fordeling av spenninger over tverrsnittet vil man oppnå noe forskjellige interaksjonsformler.

Interaksjonsformler som blir presentert under er gitt av Eurokode 3 (1993) og er mest relevante for oppgaven.

3.3.7.5 *Kombinasjon av moment og aksialkraft*

Dersom et valgt tverrsnitt er belastet med både et bøyemoment og en aksialkraft vil det være nødvendig å fordele opptredende spenninger over tverrsnittet slik at hele tverrsnittet er plastifisert og utnyttet. Opptredende aksialkraft vil redusere den plastiske momentkapasiteten siden en del av det tilgjengelige tverrsnittsarealet vil ta opp normalspenninger som forårsakes av aksialkraften slik at en mindre andel av tverrsnittsarealet blir tilgjengelig for opptak av bøyespenninger. For å få en maksimal utnyttelse av tverrsnittskapasiteten er det nødvendig å fordele kreftene på tverrsnittet. I mange tilfeller velger man arealer som ligger langt fra hverandre til opptak av opptredende moment og resten av arealet velges til opptak av aksialkraft.

Et godt eksempel er I-profil som er mye anvendt av byggingeniører. I dette tilfelle velges flensene til opptak av momentet siden det vil gi størst arm mellom arealene som resulterer i økt kapasitet og steget velges til opptak av aksialkraften. Om hele steget eller om deler av steget velges til opptak av krefter vil avhenge av størrelsen på aksialkraften og momentet.

For tverrsnittsklasse 1 og 2 krever Eurokode 3 (1993), pkt.6.2.9.1, at følgende kriterium oppfylles:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (86)$$

Her er $M_{N,Rd}$ dimensjonerende momentkapasitet som er redusert pga. aksialkraften N_{Ed} mens M_{Ed} er dimensjonerende opptredende moment. Formlene for beregning av $M_{N,Rd}$ for forskjellige tverrsnittprofil er gitt under pkt. 6.2.9.1 og de mest relevante blir presentert i dette avsnittet.

For standardiserte valsede I- eller H-profiler og for sveiste I- eller H-profiler med like flenser der det ikke er nødvendig å ta hensyn til hull for festemidler, kan følgende tilnærmede formler gitt i Eurokode 3 (1993) brukes:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \quad (87)$$

Her er $M_{N,y,Rd}$ den dimensjonerende momentkapasitet for moment om y-y-aksen som er redusert pga. aksialkraften N_{Ed} . $M_{pl,y,Rd}$ er dimensjonerende plastisk momentkapasitet for moment om y-y-akse.

$$M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (88)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} ; n \leq a \quad (89)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] ; n > a \quad (90)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (91)$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} ; a \leq 0,5 \quad (92)$$

Her er $N_{pl,Rd}$ er bruttotverrsnittets dimensjonerende plastiske aksialkraftkapasitet, $M_{pl,z,Rd}$ er dimensjonerende plastisk momentkapasitet for moment om z-z akse. A er tverrsnittes areal, b er bredden og t_f er tykkelsen på flensen.

”For dobbelt symmetriske I- og H- tverrsnitt eller andre flensetverrsnitt er det ikke nødvendig å ta hensyn til virkningen av aksialkraft på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten om y-y-aksen hvis begge kriteriene er oppfylt” (Eurokode 3 1993, 55):

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad (93)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (94)$$

Her er h_w stegets høyde og t_w er stegets tykkelse. γ_{M0} er en partialfaktor for tverrsnittskapasitet uansett tverrsnittsklasse mens n er forholdet mellom dimensjonerende aksialkraft og plastisk aksialkraftkapasitet.

3.3.7.6 Kombinasjon av moment og skjærkraft

Kombinasjon av moment og skjærkraft er beskrevet på denne måten:

Ved en kombinasjon av M og V får man en todimensjonal spenningstilstand (σ, τ) i staven, og man kan ved ulik fordeling av skjærkraften over tverrsnittet oppnå forskjellige interaksjonsformler. Da kapasiteten her beregnes på basis av nedre grenseteoremet, vil selvfølgelig disse fordelingene gi forskjellige kapasitet (Larsen 2004, 173).

Videre forklares det når det ikke er nødvendig å ta hensyn til skjærkraften: "Der skjærkraften er mindre enn den halve plastiske skjærkapasiteten, kan det sees bort fra dens virkning på den dimensjonerende momentkapasiteten, bortsett fra der skjærkneking reduserer tverrsnittets kapasitet..." (Eurokode 3 1993, 54).

Dersom skjærkraften er større eller lik den halve plastiske skjærkapasiteten må tverrsnittets dimensjonerende kapasitet bestemmes med en redusert flytegrense. I dette kapitlet presenteres den gjeldende interaksjonsformelen for denne oppgaven gitt i Eurokode 3 (1993), pkt.6.2.8. Den reduserte momentkapasiteten pga. opptredende skjærkraft må tilfredsstillende følgende krav:

$$M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (95)$$

For I-tverrsnitt med like flenser og enakset bøyning om største hovedakse kan $M_{y,V,Rd}$ bestemmes til å være:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad (96)$$

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (97)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (98)$$

Redusert flytegrense settes til:

$$(1 - \rho)f_y \quad (99)$$

Her er $M_{y,v,Rd}$ dimensjonerende plastisk momentkapasitet for moment om y-y-aksen som tar hensyn til opptredende dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} og $M_{y,c,Rd}$ er dimensjonerende plastisk momentkapasitet. $V_{pl,Rd}$ er dimensjonerende plastisk skjærkraftkapasitet. A_w er stegets areal, t_w er stegets tykkelse mens A_v er skjærarealet. $W_{pl,y}$ er den plastiske tverrsnittsmodule om y-akse.

3.3.8 Håndberegning av stålkonstruksjoner etter plastisitetsteori

3.3.8.1 Plastisitetsteoriens grenseteoremer

Dersom man benytter plastisitetsteori, søker man etter en last som gir plastisk brudd i konstruksjonen. Når den plastiske bruddlasten oppnås vil konstruksjon utvikle en bruddmekanisme, dvs. at den vil bli påført en kinematisk tillatt forskyvning. Den kinematisk tillatte forskyvning er forskyvning som opptrer som følge av bruddmekanismen.

Beregning av bruddlasten baserer seg på plastisitetsteoriens grenseteoremer. Det finnes i alt tre grenseteoremer.

1. Øvre grenseteoremet

Øvre grenseteoremet er beskrevet slik: "En valgt (antatt) kinematisk mulig mekanisme vil ved en arbeidsbetraktning, hvor det ytre arbeidet settes lik det indre plastiske arbeid, gi en kapasitet som er større eller lik den korrekte verdi" (Larsen 2004, 161).

Øvre grenseteoremet har stor betydning siden den sier at av alle mulige bruddmekanismer vil bruddmekanismen som gir den laveste bruddlasten være den aktuelle. Dette er en fornuftig beslutning siden man søker etter lavest bruddlast.

2. Nedre grenseteoremet

Nedre grenseteoremet er beskrevet slik: "Dersom en valgt (antatt) fordeling av spenninger innen en konstruksjon tilfredsstillende likevekt mellom indre og ytre krefter og ikke noe sted overskrider den plastiske kapasitet, vil den resulterende beregnede bruddlast være lik eller mindre enn den virkelige bruddlast" (Larsen 2004, 161).

Nedre grenseteoremet sier at momentfordelingen for en konstruksjon som tilfredsstillende likevekt mellom indre og ytre krefter ikke kan overskride den maksimale plastiske momentkapasiteten M_p . Dette er en riktig konklusjon siden det er umulig for en konstruksjon å ha et større moment enn det plastiske momentet M_p .

3. Det entydige grenseteoremet

Dersom en kinematisk tillatt mekanisme er funnet og den korresponderende statisk tillatte momentfordelingen ikke overskrider noen steder den plastiske momentkapasiteten M_p kan man konkludere at verdien på den beregnede bruddlasten er den korrekte.

Det entydige grenseteoremet er kombinasjon av det øvre og det nedre grenseteoremet.

3.3.8.2 Anvendte håndberegningemetoder etter plastisitetsteori

De mest kjente og anvendte håndberegningemetoder som baserer seg på plastisitetsteori er:

- Statisk metode (Statisk tilnærming)
- Kinematisk metode (Kinematisk tilnærming)

1) Statisk metode (Statisk tilnærming)

Metoden baserer seg på at konstruksjonen som analyseres er i statisk likevekt. Ethvert momentdiagram som er i likevekt med eksterne laster og som ikke overskrider konstruksjonens kapasitet vil gi et estimat for den plastiske bruddlasten. Estimaten for den plastiske bruddlasten vil være lik den korrekte verdien for bruddlasten dersom momentdiagrammet viser tilstrekkelig antall plastiske flyteledd som er nødvendige for at det skal dannes en bruddmekanisme. Dersom momentdiagrammet viser færre flyteledd enn det som er nødvendig for å danne en bruddmekanisme vil man beregne et estimat for bruddlasten som er lavere enn den korrekte verdien. Dette gir da et konservativt estimat.

Her presenteres fremgangsmåten som kan anvendes til beregning av konstruksjonens bruddlast P_c . Den er noe modifisert sammenlignet med den som presenteres i Bruneau, Uang og Whittaker (1998).

1. Dersom konstruksjonen som analyseres er statisk ubestemt må den gjøres om til en statisk bestemt konstruksjon. Dette kan gjøres ved å følge en generell løsningsprosedyre beskrevet av Irgens (1999) slik:

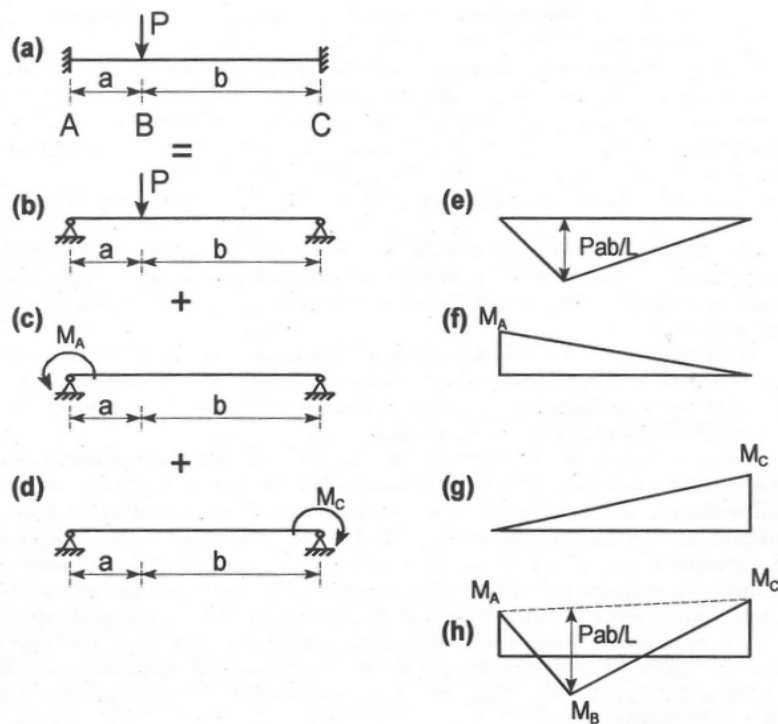
Konstruksjonen analyseres: Antall (r) ukjente reaksjoner som er nødvendig å kjenne, sammenlignes med antall (l) disponible likevektsligninger. Dersom $r = l$, er problemet statisk bestemt og løses ved å sette opp l likevektsligninger. Dersom $n = r - l > 0$, er problemet statisk ubestemt av grad n og problemet løses slik:

Konstruksjonen reduseres til et statisk bestemt grunnsystem *SBG* ved at n bindinger fjernes mellom konstruksjonsdelene eller mellom konstruksjonen og lagrene. Bindingene erstattes med krefter eller momenter, *de statisk ubestemte størrelser*. Disse betegnes med X_1, \dots, X_n og bestemmes slik at grunnsystemet *SBG* oppfyller de samme geometriske betingelser, *forskyvningsbetingelser*, som den statisk ubestemte konstruksjonen... (Irgens 1999, 375).

2. Deretter tegnes momentdiagrammet for det statisk bestemte systemet grunnsystemet *SBG* uten å ta hensyn til de statisk ubestemte størrelser, dvs. uten å ta hensyn til de påførte krefter eller momenter. Her tar man hensyn kun til ytre laster som virker på systemet/konstruksjonen.
3. Nå tegnes momentdiagrammer for det statisk bestemte grunnsystemet *SBG* der det tas kun hensyn til de statisk ubestemte størrelser, dvs. at man tar kun hensyn til påførte krefter eller momenter.

4. Alle momentdiagrammer kombineres i et og samme momentdiagram.
5. Ut i fra det kombinerte momentdiagrammet etableres likevektslikninger som senere brukes til å beregne bruddlasten P_c .
6. Posisjonen til alle flyteledd som er nødvendige for dannelse av plastisk mekanisme bestemmes. Opptrædende momenter i alle flyteledd er lik konstruksjonens/systemets plastiske momentkapasitet M_p .
7. Til slutt implementeres informasjonen gitt av pkt.6 i pkt.7 og den plastiske bruddlasten beregnes.

Illustrasjon av fremgangsmåten gitt av pkt.1-7 er gitt av fig. 3.16.



Figur 3.16 - Et eksempel på plastisk analyse ved bruk av statisk tilnærming (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Forklaring av fig.3.16 som følger den gitte fremgangsmåten er gitt her:

1. Figur 3.16 (a) viser et statisk ubestemt system som skal analyseres ved bruk av metoden *statisk tilnærming*. Konstruksjonen lages statisk bestemt ved å fjerne innspenningene i A og C og påføre statisk ubestemte momenter M_A i punktet A og M_C i punktet C. Momentene M_A og M_C representerer henholdsvis innspenningene i A og C i det statisk ubestemte systemet.

2. Konstruksjonen gitt i fig. 3.16 (b) representerer det statisk bestemte systemet. Momentdiagrammet for dette systemet tegnes, se fig. 3.16 (e), uten hensyn til de statisk ubestemte momenter (påførte momenter) M_A og M_C .
3. Nå tegnes et momentdiagram for det statisk bestemte systemet med påført et statisk ubestemt moment M_A , fig. 3.16 (f) og et momentdiagram med påført et statisk ubestemt moment M_C , fig. 3.16 (g).
4. Alle momentdiagrammer kombineres i et og samme momentdiagram, fig. 3.16 (h).

5. Likevektslikningen som etableres fra det kombinerte momentdiagrammet kan skrives som:

$$M_B - \left(\frac{b}{L}\right) M_A - \left(\frac{a}{L}\right) M_C = \frac{Pab}{L} \quad (100)$$

6. For at den plastiske mekanismen kan oppstå må plastiske flyteledd dannes i A, B og C. Momentet i plastiske ledd er lik M_p slik at $M_A = M_B = M_C = M_p$.
7. Ved å implementere $M_A = M_B = M_C = M_p$ i likevektslikningen kan bruddkapasiteten til bjelken beregnes til å være:

$$P_c = P = \frac{2M_p L}{ab} \quad (101)$$

Det er viktig å huske på at momentene i konstruksjonen kan aldri overstige den plastiske momentkapasiteten, dvs. at opptredende momenter i konstruksjonen ingen plasser kan være større enn M_p . Dette bør man undersøke for å unngå en evt. kapasitetsoverskridelse.

Metoden kan by på vanskeligheter dersom den skal benyttes til beregning av kompliserte konstruksjoner. Metoden krever at man har nok kunnskap og erfaring slik at det blir mulig å bestemme eller bedre sagt gjette posisjoner til plastiske flyteledd. Bruk av statisk tilnærming egner seg godt på beregning av bruddlasten P_c for konstruksjoner med enkel geometri.

2) *Kinematisk metode (Kinematisk tilnærming)*

Den kinematiske metoden baserer seg på virtuelle forskyvningers prinsipp som igjen er en del av prinsippet om virtuelt arbeid. Stiv-plastisk materialoppførsel er grunnlaget for denne metoden. Metoden går ut på identifikasjon av alle mulige bruddmekanismer som kan oppstå og beregning av det virtuelle arbeidet for enhver av dem. Her leter man etter bruddmekanisme som gir lavest bruddlast P_c .

Prinsippet om virtuelt arbeid krever at totalt indre arbeid W_i som utføres av systemet skal være lik totalt ytre arbeid W_e som utføres på systemet, dvs.:

$$W_i = W_e \quad (102)$$

Totalt indre arbeid er summen av produkter mellom plastiske momenter M_p og tilhørende plastiske rotasjoner θ for alle eksisterende plastiske ledd. Totalt ytre arbeid er summen av produkter mellom påførte eksterne punktlaster P_j og tilhørende forskyvninger δ_j og påførte eksterne jevnt fordelte laster $\omega(x)$ med tilhørende forskyvning $\delta(x)$ langs konstruksjonen.

Matematisk kan dette uttrykkes som:

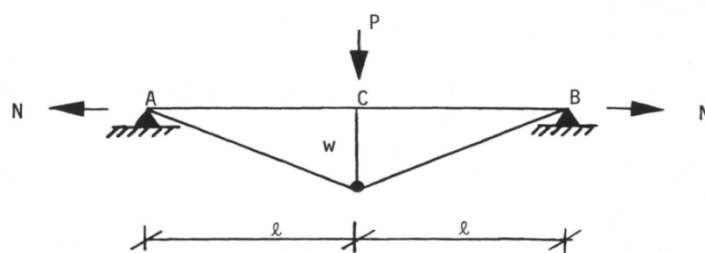
$$\sum_{i=1}^N M_p \theta_i = \sum_{j=1}^N P_j \delta_j + \int_{x=0}^L \omega(x) \delta(x) dx \quad (103)$$

Ved beregning vil forskyvningen δ_j uttrykkes som funksjon av vinkelen θ og bjelkelengden slik at den eneste ukjente vil være bruddlasten P_c . Her tas utgangspunkt i små vinkler.

3.3.8.3 Bestemmelse av flyteleddets plassering under jevnt fordelt belastning

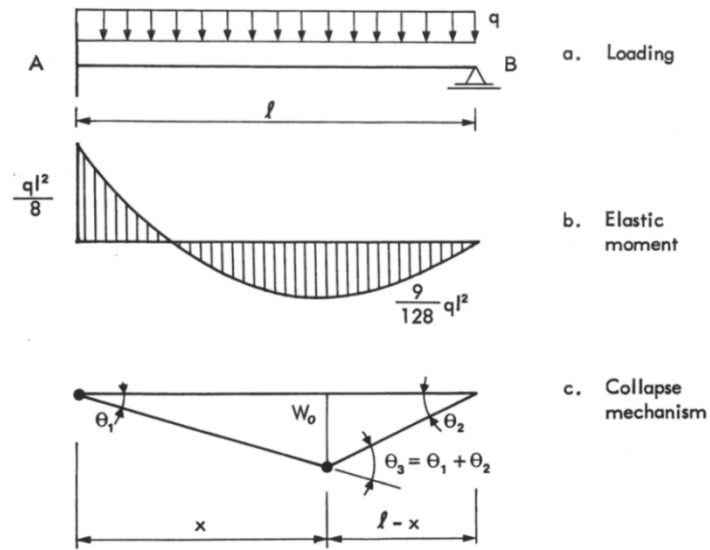
Konstruksjoner som er belastede med konsentrerte laster, dvs. punktlaster, vil danne flyteledd i knutepunkter eller under punktlaster. Dersom konstruksjonen belastes med jevnt fordelt last kan plastisk flyteledd oppstå i hvilken som helst posisjon under den jevnt fordelte lasten. I dette tilfellet vil det være noe vanskeligere å finne beliggenheten for det plastiske flyteleddet. Her presenteres det en fremgangsmåte som brukes til å søke flyteleddets posisjon under jevnt fordelt belastning gitt av Søreide (1981).

Det er viktig å nevne at her ses det bort fra virkningen av membrankrefter. Membrankrefter er betegnelsen på tilleggskrefter som bidrar til økning av konstruksjonens kapasitet/bruddlast. Membrankreftene er et resultat av konstruksjonens fastholdning og de øker med økende belastning og deformasjon. Fig. 3.17 illustrerer virkningen av membrankrefter.



Figur 3.17 - Virkning av membrankrefter (Søreide 1981)

Utgangspunktet for utledningen tas altså i en bjelke som er innspent på den ene siden og fritt opplagret på den andre siden, se fig. 3.18. Bjelken er belastet med en jevnt fordelt last q over hele bjelkelengden. Opplagret tillates forskyvning i x-retning.



Figur 3.18 - Elastisk momentdiagram (b.) og plastisk bruddmekanisme (c.) for en bjelke (Søreide 1981)

Av fig. 3.18 ser man at det største elastiske momentet opptrer i pkt. A slik at det første plastiske flyteleddet vil også oppstå i A. Det kan lett ses av fig. 3.18 at to plastiske flyteledd er nødvendige for dannelsen av bruddmekanismen. Posisjonen til det andre plastiske flyteleddet er ukjent og vanskelig å gjette.

Dersom man setter opp bjelkens bruddmekanisme, der avstanden fra det første flyteleddet og til det andre flyteleddet betegnes med en ukjent størrelse x , kan den ukjente x finnes ved å benytte prinsippet om virtuelt arbeid.

Prinsippet om virtuelt arbeid krever at totalt ytre arbeid W_e er lik totalt indre arbeid W_i :

$$W_e = W_i \quad (104)$$

Det ytre arbeidet blir i dette tilfellet:

$$W_e = q_c \int_l w dx = \frac{1}{2} q_c w_o l \quad (105)$$

Det indre arbeidet blir i dette tilfellet:

$$W_e = M_p(\theta_1 + \theta_3) = M_p(2\theta_1 + \theta_2) \quad (106)$$

Nå utledes sammenhengen mellom vinklene θ_i :

$$w_o = \theta_1 x = \theta_2 (l - x) \quad (107)$$

$$\theta_2 = \theta_1 \frac{x}{(l-x)} \quad (108)$$

Ved å sette lign. (105), lign. (106) og lign. (108) inn i lign. (104) vil man finne at den kritiske lasten, bruddlasten, er gitt slik:

$$q_c = \frac{2M_p(2l-x)}{lx(l-x)} \quad (109)$$

Posisjonen til det andre plastiske flyteleddet kan bestemmes på to måter:

1. Utrykket for q_c deriveres og settes lik null. Her vil man da finne funksjonens minimum, dvs. en verdi for x som gir minste bruddlast q_c .
2. Forskjellige verdier for x velges for eks. $x = 0.55l$ og tilhørende verdier for bruddlasten q_c beregnes. x -verdi som gir laveste bruddlast vil da være den riktige.

Verdien x som gir den laveste bruddlasten er beregnet til $x = 0.586l$.

3.3.9 Faktorer som påvirker den plastiske kapasiteten/bruddlasten

Det finnes mange faktorer som vil ha innvirkning på den plastiske kapasiteten/plastiske bruddlasten P_c . Disse faktorer er:

- Plastisk rotasjonskapasitet
 - Stålets duktile egenskaper
 - Kapasitet for plastisk rotasjon
- Effekter på grunn av setning av jordlagene
- Andre ordens effekter
- Belastningshastighet og interaksjonskrefter
- Temperatureffekter
- Gjentatt avlastning og pålastning

Plastisk rotasjonskapasitet er særlig viktig ved dimensjonering av konstruksjoner etter plastisitetsteori. Tilstrekkelig plastisk rotasjonskapasitet er nødvendig for at utvikling og rotasjon av plastiske flyteledd blir mulig. Dette ivaretas ved klassifiseringen av tverrsnitt i tverrsnittsklasser. Dersom det er ønskelig å ha tilstrekkelig rotasjonskapasitet må tverrsnitt av klasse 1 velges ved dimensjonering. Tverrsnittets klassetilhørighet er direkte knyttet til materialets duktile egenskaper. Stålets duktile egenskaper vil gradvis avta med økende flytespenning f_y og bruddspenning f_u .

Setninger av grunnen under en konstruksjon vil i mange tilfeller introdusere tilleggskrefter. Størrelsen på tilleggskreftene vil avhenge av vertikal forskyvning, horisontal forskyvning og av om punktet som forskyves roterer. Dette i seg selv kan være føre til lokal flytning eller brudd av konstruksjonsdeler/knutepunkter og risiko for global instabilitet. Derfor er det svært viktig å få til en god fundamentering som blir avgjørende for konstruksjonens stabilitet.

Andre ordens effekter er for eksempel eksentriske belastninger som fører med seg tilleggsmomenter. En eksentrisk belastning kan føre til bøying av elementer som var nokså rette i utgangspunktet og enda en tilleggsbelastning som skyldes elementets krumning. Disse effekter kan føre til lavere bruddlaster pga. knekkingsfare. Det som kan gjøres for å unngå andre ordens effekter er eliminering av eksentriske belastninger og avstiving av konstruksjonens kritiske deler som er utsatt for knekking.

Belastningshastigheten kan ha en viss innvirkning på stålets egenskaper. Strekktester av forskjellige ståltyper har vist at dersom belastningen inntreffer med høye hastigheter vil stålet oppføre seg mindre duktil enn hvis belastningshastigheten hadde vært moderat. Stålmaterialet får da noe økt flytespenning f_y , dvs. noe økt elastisitetsmodul E . Ved ekstremt høye belastningshastigheter vil plastiske tøyninger avta og materialet går fra å være duktil til sprø. Ved valg av stålmaterialet som skal benyttes ved dimensjonering for seismisk påvirkning er det viktig å velge riktig ståltype som kan tilstrekkelig duktil oppførsel.

Temperatur har stor innvirkning på stålmaterialets kapasitet. Ved oppvarming av stålmaterialet introduseres temperaturlaster. Temperaturlastene kan beregnes på bakgrunn av materialets termisk utvidelse. Ved høye temperaturer vil stålets egenskaper endres drastisk slik at stålmaterialet svekkes og mister en stor del av kapasiteten. Stålmaterialet kan beskyttes mot varme ved å for eks. isolere konstruksjonsdeler med plater, behandle stålet med brannmaling osv..

En bygning som blir utsatt for dynamisk påvirkning kan bli påført syklisk belastning og materialet vil da bli påført strekk- og trykkspenninger gjentatte ganger. Dersom en slik belastning fører til plastisk deformasjon vil syklisk belastning øke metallens flytegrense i deformasjonsretningen og minke flytegrensen i motsatt retning. Altså dersom man strekkbelaster et metall til det flyter og så avlaster og trykkbelaster metallet igjen til materialet flyter igjen, resulterer dette i en lavere flytespenning i trykk og økt flytespenning i strekk. Dette kalles for Bauschinger effekten.

Dette kapittelet er inspirert av Wong (2008).

3.3.10 Plastisitetsteoriens begrensninger

Design etter plastisitetsteori innebærer visse begrensninger slik at konstruksjonen eller konstruksjonsdeler må tilfredsstillende visse krav før design etter plastisitetsteori kan anvendes.

Kravene for anvendelse av plastisitetsteori:

- Alle tverrsnitt må kunne oppnå plastisk moment M_p uten at fare for lokal knekking, dvs. at tverrsnittet må tilhøre tverrsnittsklassen 1 eller 2.
- Eventuell vipping av bjelker må forhindres.
- Konstruksjonsmaterialet må ha tilstrekkelig duktil oppførsel slik at plastiske ledd får tilstrekkelig rotasjonskapasitet.

3.4 Elastisk-plastisk analyse av konstruksjoner

I dette kapitlet beskrives analysen av konstruksjoner med utgangspunkt i elastisk-plastisk materialoppførsel. En metode for beregning av konstruksjoner vil også bli presentert. Metoden kan benyttes til beregning av bjelker og rammer. Stoffet er hentet fra Wong (2008).

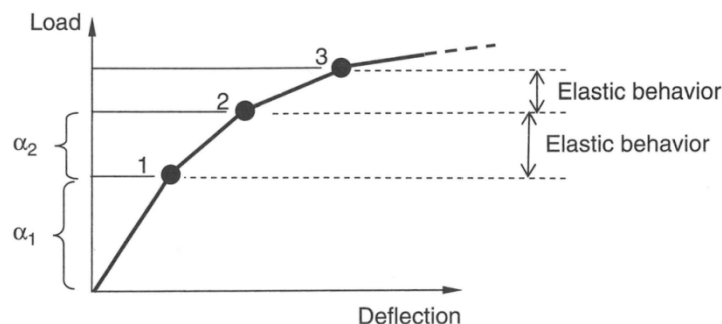
3.4.1 Generelt om ikke-lineær materialoppførsel

Selv om stålets materialoppførsel påvirkes av mange faktorer har man fastslått typiske karakteristikkene som er representative for alle typer konstruksjonsstål. Dersom påførte spenninger er lave nok vil konstruksjonsmaterialet oppføre seg elastisk og ved spenninger større en flytespenningen f_y vil konstruksjonsmaterialet oppføre seg ikke-lineært dvs. uelastisk. En elastisk-plastisk materialmodell representerer akkurat dette.

3.4.2 Beregning/analyse av stålkonstruksjoner på bakgrunn av elastisk-plastisk materialoppførsel

3.4.2.1 Hinge by hinge method

Metoden kalles på engelsk "Hinge by hinge method" og baserer seg på en elastisk-plastisk analyse. Her beregnes fullstendig last og deformasjonshistorie som inntreffer frem til konstruksjonens kollaps. Metoden baserer seg på flyteledd- metoden som benyttes for fullt plastifiserte tverrsnitt. Belastningen som påføres konstruksjonen er periodisk jevnt økende og oppnås ved å multiplisere opptredende laster med en felles lastfaktor α frem til konstruksjonens kollaps, se fig. 3.19. For enhver lastøkning har man et lastsnivå i med tilhørende lastfaktor α_i som gjør at det dannes et flyteledd nr. i . Det første flyteleddet vil dannes når den opptredende lasten multipliseres med lastfaktor α_1 slik at momentet pga. lastøkningen blir lik den plastiske momentkapasiteten til tverrsnittet.



Figur 3.19 - Figuren viser dannelsen av plastiske flyteledd pga. lastøkning (Wong 2008)

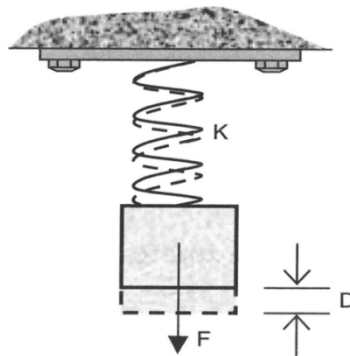
Metoden består av en serie av elastiske analyser, hvor enhver elastisk analyse representerer dannelse av et plastisk flyteledd. Den første elastiske analysen vil foregå frem til dannelsen av det første flyteleddet, den andre elastiske analysen vil foregå etter at det første flyteleddet er dannet og frem til

dannelsen av det andre flyteleddet osv.. De oppnådde resultater kan overføres deretter til et regneark slik at beliggenheten og tilhørende lastfaktor α bestemmes for alle flyteledd.

Dannelse av plastiske flyteledd vil føre til geometriske konstruksjonsendringer slik at beregning av oppredende momenter og forskyvninger etter enhver geometrisk konstruksjonsendring blir nødvendig. Derfor vil denne analysemetoden egne seg godt til håndberegning av enkle konstruksjoner der oppredende momenter og forskyvninger kan finnes forholdsvis enkelt. Ved analyse av komplekse konstruksjoner kan oppredende momenter og forskyvninger beregnes ved bruk av beregningsprogrammer.

Metoden egner seg spesielt godt for konstruksjoner hvor det er vanskelig å bestemme alle bruddmekanismer. Ved bruk av denne metoden vil man regne gjennom hele konstruksjonen som gjør at man tar hensyn til alle flyteleddsplasseringer og det vil ikke være behov å gjette alle mulige bruddmekanismer.

Utleddningen av definisjonene på lastfaktoren α gjøres ved å ta utgangspunkt i en hengende masse som holdes igjen av en lineært elastisk fjær, fig. 3.20.



Figur 3.20 - Hengende masse holdt av en lineært elastisk fjær (Wong 2008)

Ved å ta vertikal likevekt av systemet vist i fig. 3.20 utleder man følgende uttrykk:

$$F = KD \quad (110)$$

For et større system bestående av mange elementer kan lign. (110) skrives på matrisform slik:

$$\{F\} = [K]\{D\} \quad (111)$$

Her er $\{F\}$ systemets lastvektor, $[K]$ er systemets stivhetsmatrise og $\{D\}$ er systemets forskyvningsvektor. Systemets lastvektor inneholder informasjon om lastene som virker på konstruksjonen mens systemets forskyvningsvektor inneholder informasjon om konstruksjonens forskyvning/deformasjon.

Den indre kraften som virker i fjæren på fig. 3.20 er:

$$P = Kd \quad (112)$$

For et større system bestående av mange elementer kan lign. (111) skrives på matriseform slik:

$$\{P\} = [K]\{d\} \quad (113)$$

Her er $\{P\}$ systemets lastvektor for indre laster, $[K]$ er systemets stivhetsmatrise og $\{d\}$ er forskyving på elementnivå.

Økende laster påføres konstruksjonen ved å multiplisere en gitt last med lastfaktor α . Siden lastvektoren $\{F\}$ som representerer ytre laster på konstruksjonen er direkte proporsjonal med lastvektoren for indre laster $\{P\}$ vil en økning av $\{F\}$ ved bruk av lastfaktor α_1 implisere en automatisk proporsjonal økning av indre krefter. Da kan følgende lign. skrives:

$$\{\Delta P\}_1 = \alpha_1 \{\Delta P\} \quad (114)$$

Dersom bøyemomentet for $\{\Delta P\}$ er lik M_0 for et vilkårlig tverrsnitt og tilhørende bøyemomentet for $\{\Delta P\}_1$ er M må da $M = M_p$ for at det skal dannes et plastisk flyteledd. Derfor må verdien for α_1 som gjør at det dannes et plastisk flyteledd være gitt slik:

$$\alpha_1 = \frac{M_p}{M_0} \quad (115)$$

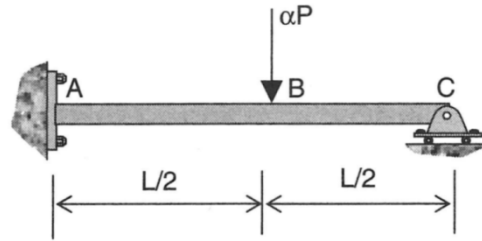
For alle andre tverrsnittsdeler som fortsatt ikke flyter kan man uttrykke den resterende tverrsnittskapasiteten

$$M_{r1} = M_p - \alpha_1 M_{o1} \quad (116)$$

3.4.2.2 Et eksempel på "Hinge by hinge" metoden

Her gjengis det et eksempel på hvordan man benytter "Hinge by hinge" metoden. Eksempelet er presentert av Wong (2008). Eksempelet skal illustrere og fremme forståelsen av metoden og dens fremgangsmåte slik at også evt. bruk av forskjellige regneark blir lettere å implementere.

Her tas det utgangspunkt i en bjelke, se fig. 3.21, innspent i ene enden og fritt opplagt i den andre enden. Opplageret tillates horisontal forskyvning. Bjelken har en lengde $L = 12$ og er belastet med en punktlast $P = 10 \text{ kN}$ på midten av bjelken. Bjelkens plastiske momentkapasitet er $M_p = 27 \text{ kNm}$. Bjelken skal analyseres og lastfaktoren α som fører til bjelkens sammenbrudd skal finnes.



Figur 3.21 - Bjelke med belastning αP ; punktlast $P = 10 \text{ kN}$ og α er lastfaktoren som sørger for periodisk lastøkning (Wong 2008)

For at bjelken skal danne en bruddmekanisme og bryte sammen må to plastiske flyteledd etableres. Det er opplagt at det første plastiske leddet vil dannes i pkt. A, altså ved innspenningen, siden det største opptredende momentet opptrer også ved dette punktet. Det neste plastiske flyteleddet dannes under punktlasten P .

Siden metoden består av en serie av elastiske analyser, hvor enhver elastisk analyse representerer dannelse av et plastisk flyteledd vil analysen i dette tilfellet bestå av totalt to analyser.

Analyse nr.1

Utgangspunktet tas i punktlasten $P = 10 \text{ kN}$ og resulterende momenter som opptrer i bjelken beregnes. Momenter som er av interesse er momenter i punktene der flyteledd dannes, dvs. momenter i A og B. Til beregning av momentene i A og B brukes formlene gitt i Clausen og Larsen (2003). Her er $a = \frac{L}{2} = 6 \text{ m}$, $b = \frac{L}{2} = 6 \text{ m}$ og $L = 12 \text{ m}$.

Momentet i A, M_{oA} :

$$M_{oA1} = \frac{Pab}{2L^2}(a + L) = 22,5 \text{ kNm} \quad (117)$$

Momentet i B, M_{oB} er:

$$M_{oB1} = \frac{Pab^2}{2L^2}(a + L) = 18,75 \text{ kNm} \quad (118)$$

Vertikale forskyvning i B, v_B er:

$$v_{oB1} = \frac{Pa^2b^2(3L + a)}{12EIL^3} = \frac{157,7}{EI} \quad (119)$$

For at tverrsnittet i A og B skal plastifiseres dvs. for at to plastiske flyteledd skal dannes i A og B må:

$$\alpha_{A1} = \frac{M_p}{M_o} = \frac{M_p}{M_{oA1}} = \frac{27 \text{ kNm}}{22,5 \text{ kNm}} = 1,2 \quad (120)$$

$$\alpha_{B1} = \frac{M_p}{M_o} = \frac{M_p}{M_{oB1}} = \frac{27 \text{ kNm}}{18,75 \text{ kNm}} = 1,44 \quad (121)$$

Når det første plastiske flyteleddet opptrer i A er lastfaktor $\alpha_{A1} = 1.2$. Opptrædende momenter i A og B, den vertikale forskyvningen i B og den nye belastningen blir da:

$$M_{A1} = \alpha_{A1} M_{oA1} = 1,2 * 22,5 \text{ kNm} = 27 \text{ kNm} \quad (122)$$

$$M_{B1} = \alpha_{B1} M_{oB1} = 1,2 * 18,75 = 22,5 \text{ kNm} \quad (123)$$

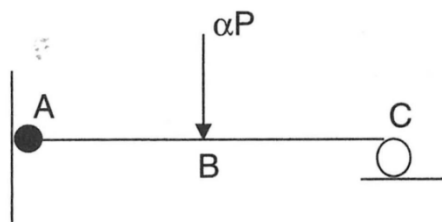
$$v_{B1} = 1,2 * \frac{157,5}{EI} = \frac{189}{EI} \quad (124)$$

$$P_1 = \alpha_1 P = \alpha_{A1} P = 1,2 * 10 \text{ kN} = 12 \text{ kN} \quad (125)$$

Her er $\alpha_1 = 1,2$ siden det er den lastfaktoren som punktlasten må multipliseres med for at det første plastiske flyteleddet skal dannes.

Analyse nr. 2

Nå er det plastiske flyteleddet i A dannet. Konstruksjonen er endret og videre analyse av konstruksjonen krever at konstruksjonen modelleres i henhold til disse endringene. Derfor modelleres konstruksjonen på nytt som en fritt opplagt bjelke med et virkelig ledd i A, se fig. 3.22.



Figur 3.22 - Bjelken med et flyteledd i A (Wong 2008)

Momentet i B er nå gitt av formelen for en fritt opplagt bjelke med en punktlast $P = 10 \text{ kN}$ og momentet i A er null. Det er særdeles viktig å nevne at lasten ikke økes direkte men vha. lastfaktorer α_i . Til beregning av det nye momentet brukes derfor $P = 10 \text{ kN}$ og ikke $P_1 = 12 \text{ kN}$.

Momentet i B, M_{oB} er:

$$M_{oB2} = \frac{Pab}{L} = 30 \text{ kNm} \quad (126)$$

Vertikal forskyvning i B, v_B er:

$$v_{oB2} = \frac{1}{48} \frac{PL^3}{EI} \left(3 \frac{a}{L} - 4 \left(\frac{a}{L} \right)^3 \right) = \frac{360}{EI} \quad (127)$$

For at tverrsnittet i B skal plastifiseres og for at det skal dannes et plastisk flyteledd må lastfaktoren α_{B2} i B være:

$$\alpha_{B2} = \frac{M_p - M_{B1}}{M_o} = \frac{M_p - \alpha_1 M_{oB1}}{M_{oB2}} = \frac{27 - 1,2 * 18,75}{30} = 0,15 \quad (128)$$

Når det andre plastiske flyteleddet inntreffer er lastfaktor $\alpha_{B2} = 0,15$. Opp tredende moment og forskyvning i B er da:

$$M_{B2} = \alpha_{B2} M_{oB2} = 0,15 * 30 = 4,5 \quad (129)$$

$$v_{B2} = \alpha_{B2} v_{oB2} = 0,15 * \frac{360}{EI} = \frac{54}{EI} \quad (130)$$

Dvs. at $\alpha_2 = \alpha_{B2} = 0,15$ fordi dette er lastfaktoren som punktlasten P må ganges med for at det andre plastiske flyteleddet skal dannes, dvs. etter at punktlasten P har blitt ganget med $\alpha_1 = 1,2$ og det første plastiske flyteleddet er dannet.

Resultater

Det totale momentet M_B og den totale forskyvningen v_B i B er da:

$$M_B = M_{B1} + \alpha_{B2} M_{oB2} = 22,5 + 0,15 * 30 = 27 \text{ kNm} \quad (131)$$

$$v_B = v_{B1} + \alpha_{B2} v_{oB2} = \frac{189}{EI} + 0,15 \frac{360}{EI} = \frac{243}{EI} \quad (132)$$

Den totale lastfaktoren, dvs. den kritiske lastfaktoren som gir kollaps er:

$$\alpha_{col} = \alpha_1 + \alpha_2 = 1,2 + 0,15 = 1,35 \quad (133)$$

Bruddlasten P_c beregnes til å være:

$$P_c = \alpha_{col} P = 1,35 * 10 = 13,5 \text{ kN} \quad (134)$$

3.4.2.3 Generell løsningsprosedyre ved bruk av et regneark

Her gjengis det en skrittvis fremgangsmåte gitt av Wong (2008) for hvordan man skal gå frem med beregningen av bruddlasten for en konstruksjon ved bruk av et regneark.

1. Lag en beregningstabell i et regneark som for eks. Microsoft Excel med overskrifter gitt i fig. 3.23. Kolonne 1 brukes til å føre inn alle elementer mens i kolonne 2 føres inn alle knutepunkter.

Column 1	Column 2	Column 3	Column 4	Column 5	Column 6	Column 7	Column 8
FIGURE 4.5	Joint	Moment M_O	Residual plastic moment $M_P - M_i$	Load factor $\alpha = \frac{M_p - M_i}{M_o}$	Cumulative moment $M_{i+1} = M_i + \alpha_{cr} M_O$	Deflection v_O	Cumulative deflection $V_{i+1} = V_i + \alpha_{cr} V_O$

Figur 3.23 – Tabell som viser hvordan man kan sette opp et regneark for en elastisk-plastisk (elastoplastisk) analyse (Wong 2008)

2. Utfør lineært elastisk analyse av den betraktede konstruksjonen med påførte eksterne laster. Beregnede verdier for bøyemomenter M_o og forskyvninger v_o skrives henholdsvis i kolonne 3 og 7.
3. Deretter beregnes så lastfaktor α for alle elementer, hvor $\alpha = \frac{M_p}{M_o}$, slik at den plastiske momentkapasiteten M_p oppnås ved elementets ender.
4. Den laveste lastfaktoren α_{cr} velges som utgangspunkt og kumulative bøyemomenter og forskyvninger beregnes og skrives henholdsvis inn i kolonne 6 og 8. For analyse nr. i vil lastfaktoren $\alpha_i = \alpha_{cr}$ og bøyemomentet M_i og forskyvningen v_i er begge lik null når $i = 1$. Dette fremkommer også av ligningen gitt i kolonne 6.
5. Nå beregnes resterende plastiske momenter (dvs. resterende plastiske kapasiteter) kolonne 4; når den kritiske lastfaktoren α_{cr} oppnås i det betraktede snittet legger man til et plastisk flyteledd.
6. Gjenta prosessen gitt av pkt.2-5 frem til konstruksjonens kollaps.
7. Dramatiske deformasjoner opptrer i konstruksjonen når konstruksjonen når sin bruddmekaniske, dvs. når bruddlasten beregnes.

3.4.2.4 Beregning av den plastiske bruddlasten ved interaksjon av krefter

Ved interaksjon av krefter vil den plastiske momentkapasiteten reduseres, som igjen fører til lavere plastisk bruddlast. Tverrsnitt som blir utsatt for interaksjon av krefter vil bli svakere og tåle mindre belastning.

Her søker man etter bruddlast P_c som er altså en ukjent. Siden bruddlasten er en ukjent er opptredende aksialkrefter og skjærkrefter også ukjente. Det vil ikke være mulig å beregne opptredende aksialkrefter og skjærkrefter før bruddlasten P_c beregnes. Det vil altså heller ikke være mulig å beregne den reduserte plastiske momentkapasiteten før opptredende skjær- og aksialkrefter beregnes og de kan ikke beregnes før beregning av bruddlast som ikke tar hensyn til interaksjon.

For å finne bruddlasten som tar hensyn til interaksjon av krefter dvs. redusert plastisk momentkapasitet kan man en tilnærmet løsning finnes ved å benytte følgende løsningsprosedyre:

1. Først beregnes bruddlast, P_c , som ikke tar hensyn til interaksjon av krefter men kun hensyn til flytning forårsaket av ren bøyning. Beregningsveiledning for beregning av bruddlasten er gitt under avsnitt 2.4.2.2 og 2.4.2.3.
2. På bakgrunnen av beregnet bruddlast i pkt.1 beregnes nå opptredende skjær- og aksialkrefter som brukes igjen til beregning av tverrsnittets reduserte momentkapasitet, $M_{p,red}$. Tverrsnittets reduserte momentkapasitet kan beregnes ved bruk av Eurokode 3 (1993), pkt. 6.2.8, 6.2.9 og 6.2.10.
3. Nå gjentas analysen utført i pkt.1 ved bruk av den reduserte verdien på den plastiske momentkapasitet og ny redusert bruddlast, $P_{c,red}$, beregnes.

Prosedyren presentert i dette avsnittet er en forenklet metode for beregning av bruddlasten, $P_{c,red}$, ved interaksjon av krefter. En mer nøyaktigere beregning som gir nøyaktigere verdi på den reduserte bruddlasten vil kreve at det tas hensyn til interaksjonen av krefter allerede ved den første beregningen, noe som kan være vanskelig. Beregningsprogrammer som kan utføre en ikke-lineær analyse av stålkonstruksjoner vil være nyttige til dette formålet.

4 Plastiske/elastisk-plastiske beregningsmodeller for typiske stålkonstruksjoner

4.1 Generelt

Beregning av jordskjelvlaster på en konstruksjon krever at konstruksjonens bæresystem bestemmes først. Videre må konstruksjonens duktilitet bestemmes slik at en passende metode for konstruksjonsanalysen kan velges. Fundamentets innvirkning på konstruksjonens oppførsel må tas hensyn til før konstruksjonsanalysen utføres.

Som nevnt tidligere, kan konstruksjoner utvise elastiske og elastisk-plastiske (elastoplastiske) oppførsel. Dersom elastisitetsteori, dvs. elastisk konstruksjonsoppførsel, ikke legges til grunn for dimensjoneringen, må man ta utgangspunkt i en konstruksjon som har evne til å absorbere energi ved ikke-lineær materialoppførsel. I dette tilfellet vil konstruksjonens duktile egenskaper være avgjørende siden duktilitetsgraden er bestemmende for energiabsorpsjonsevnen ved ikke-lineær materialoppførsel.

4.2 Konstruksjonens duktile egenskaper

Alle konstruksjoner som skal dimensjoneres for opptak av energi ved ikke-lineær materialoppførsel må, ifølge Eurokode 8 (2004, 2008), dimensjoneres ved bruk av konstruksjonsfaktoren q . Eurokode 8 angir forskjellige verdier for konstruksjonsfaktoren q , alt avhengig av energimengden som skal tas opp ved ikke-lineær oppførsel. Eurokode 8 påpeker at konstruksjonens motsandevne og den energiabsorberende evnen er knyttet til i hvilket omfang konstruksjonens ikke-lineære respons skal utnyttes. Balansen mellom motstandsevnen og energiabsorpsjonsevnen kjennetegnes av verdiene av konstruksjonsfaktoren q og dens tilhørende duktilitetsklasse. Ved en slik dimensjonering, er det nødvendig å ta hensyn til fundamentbevegelsene som påvirker konstruksjonens respons og duktilitet.

Dersom plastisitetsteori legges til grunn ved dimensjoneringen må konstruksjonen tåle gjentatt plastisk flytning. Konstruksjonen må kunne danne plastiske flyteledd med tilstrekkelig plastisk rotasjonskapasitet. For å sikre oppførselen som kreves ved plastisk dimensjonering, må både tidlig dannelse av ustabile mekanismer og sprø brudd i konstruksjonen unngås. For å oppnå dette åpner Eurokode 8 for bruk av energiabsorberende dimensjoneringsmetode som skal sikre motstand i de forskjellige konstruksjonsdeler samt sikre nødvendige bruddformer som er nødvendige for at egnet plastisk bruddmekanisme oppstår.

På sammen måte som NS 3491-12 (2004), skiller Eurokode 8 (2004, 2008) mellom konstruksjoner med lav, middels og høy energiabsorpsjon. Klassifiseringen av konstruksjoner presentert i NS3491-12 er ikke sammenfallende med klassifiseringen gitt i Eurokode 8. Eurokode 8 er laget slik at det skal være mulig å benytte standarden i store deler av verden selv om seismisiteten varierer kraftig fra land til land. Siden Norge er et land med lav seismisk aktivitet og jordskjelv som inntreffer i Norge som oftest er svake eller moderate i styrke, skal duktilitetsklasse DCH (konstruksjon med høy energiabsorpsjon) ikke benyttes ved beregning av jordskjelvlaster i Norge. Duktilitetsklasse DCH

benyttes ved beregning av jordskjelvlaster for jordskjelv med ekstrem styrke. I det nasjonale tillegget NA. i Eurokode 8 står det under pkt. 5.2.1 at: ”Konstruksjonsfaktoren q skal ikke velges med høyere verdi enn den som er spesifisert for duktilitetsklasse DCM. Konstruksjonsfaktor tilsvarende duktilitetsklasse DCH benyttes ikke” (Eurokode 8 2004, 2008, 7).

Med andre ord konstruksjoner som faller under klassen med medium duktilitet (MD) og høy duktilitet (HD) i NS3491-12 (2004), vil kunne sammenlignes med konstruksjoner som er klassifiserte middels absorberende konstruksjoner (DCM) i Eurokode 8 (2004, 2008). Sammenligningen av konstruksjoner vil avhenge av verdien på konstruksjonsfaktoren q gitt i Eurokode 8. Konstruksjoner som faller under klassen med lav duktilitet (LD) i NS3491-12 kan sammenlignes med konstruksjoner med lav energi absorpsjon (DCL) gitt i Eurokode 8, alt etter verdien på konstruksjonsfaktoren.

4.2.1 Om beregning av jordskjelvlastene ved bruk av prinsipp a), dvs. konstruksjon med lite energiabsorpsjon - Konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL)

Ved bruk av prinsipp a), dvs. beregning av konstruksjon med lite energiabsorpsjon, kan lastvirkningene beregnes på grunnlag av elastisk global analyse uten hensyntaking til en betydelig ikke-lineær materialoppførsel. Øvre grense for konstruksjonsfaktoren q settes lik 2.5, se tab. 4.1.

Tabell 4.1 - Dimensjoneringsprinsipper, duktilitetsklasser og øvre grense for referanseverdier for konstruksjonsfaktorer (Eurokode 8 2004, 2008)

Dimensjoneringsprinsipp	Konstruksjonens duktilitetsklasse	Område av referanseverdier for valg av konstruksjonsfaktor q
Prinsipp a) Konstruksjon med lite energiabsorpsjon	DCL (Lav)	$\leq 1,5$
Prinsipp b) Energiabsorberende konstruksjon	DCM (Middels)	≤ 4 Også begrenset av verdiene for DCM i tabell 6.2
	DCH (Høy)	Som for DCM

Eurokode 8 (2004, 2008) påpeker at kapasiteten til konstruksjonsdelene og knutepunktene bør evalueres etter Eurokode 3 (1993) uten noen tilleggskrav. Det som menes med dette er at kapasiteten til konstruksjoner og knutepunkter skal evalueres i bruddgrensetilstand med ulykkeslaster og at det ikke er nødvendig å ta hensyn til tilleggsregler gitt i kapittel 6 i Eurokode 8 (2004, 2008). Det stilles ikke krav til kapasitet i knutepunktene ved store forskyvninger. Materialets restkapasitet og omlagring er tilstrekkelig til å tilfredsstille kravet til bærekapasiteten.

4.2.2 Om beregning av jordskjelvlastene ved bruk av prinsipp b), dvs. energiabsorberende konstruksjon - Konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM)

I følge Eurokode 8 (2004, 2008) vil en konstruksjon som faller under prinsippet b), dvs. en energiabsorberende konstruksjon, tilfredsstille kravene som stilles ved plastisk dimensjonering.

Prinsipp b) beskrives slik:

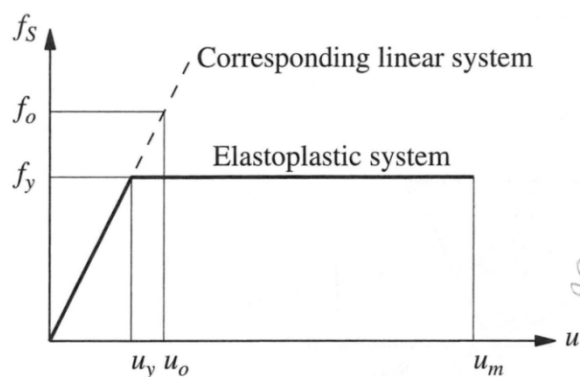
I prinsipp b) tas det hensyn til at deler av konstruksjonen (energiabsorberende soner) kan motstå påvirkning fra jordskjelv gjennom uelastisk oppførsel... Konstruksjoner som dimensjoneres i samsvar med prinsipp b), skal tilhøre duktilitetsklasse DCM eller DCH. Disse klassene tilsvarer økt evne hos konstruksjonen til å absorbere energi i plastiske mekanismer. Avhengig av duktilitetsklasse skal spesifikke krav om et eller flere av følgende forhold oppfylles: tverrsnittsklassen for stålprofiler og rotasjonskapasiteten til knutepunkter (Eurokode 8 2004, 2008, 108).

Dimensjonering ved ikke-lineær materialoppførsel krever duktile konstruksjoner. Høy duktilitet fører med seg høy energiabsorpsjon. Det er velkjent at sprø materialer vil ha mye lavere energiabsorpsjon enn duktile materialer. Ved jordskjelvlaster vil duktile konstruksjoner deformere seg elastisk-plastisk og absorbere store mengder av den påførte energien slik at en mindre mengde energi, dvs. en mindre andel av jordskjelvlaster, føres gjennom konstruksjonen og tilbake ned til fundamentet. Dette beskrives slik: "Bæresystemets evne til å motstå seismiske påvirkninger i det ikke-lineære området tillater vanligvis dimensjonering mot seismiske krefter som er mindre enn de som kan oppstå ved lineær elastisk respons" (Eurokode 8 2004, 2008, 33).

Dimensjonering etter DCM vil sette store krav til konstruksjonsmaterialet. Selv om beregning etter DCM normalt vil gi lavere seismiske laster vil konstruksjonsmateriale utsettes for store plastiske deformasjoner i tillegg til elastiske deformasjoner, dvs. at konstruksjonen utsettes for store elastisk-plastiske deformasjoner. Derfor krever Eurokode 8 at det dokumenteres at konstruksjonen tåler den plastiske deformasjonen uten at det oppstår uakseptable skader eller progressiv kollaps. Standarden beskriver kravet slik:

Det skal påvises at både konstruksjonsdelene og hele konstruksjonen har tilstrekkelig duktilitet under hensyntaking til forventet utnyttelse av duktilitet, som avhenger av hvilket system som velges og av konstruksjonsfaktoren. Spesifikke materialrelaterte krav, som definert i kapittel 5 til 9, skal tilfredsstilles, medregnet, når det er angitt, bestemmelser for energiabsorberende dimensjonering for å oppnå hierarkiet av kapasitet for de forskjellige konstruksjonsdelene som er nødvendige for å sikre den ønskede plasseringen av plastiske ledd og for å unngå sprø bruddformer. I flere etasjes bygninger skal det forhindres at det oppstår en plastisk mekanisme i en fleksibel etasje siden en slik mekanisme kan innebære store lokale duktilitetskrav for søylene i den fleksible etasjen (Eurokode 8 2004, 2008, 57).

For å kunne beregne den elastisk-plastiske deformasjonen som en konstruksjon utsettes for, tar man utgangspunkt i elastisk-perfekt-plastisk materialmodell. Modellen er en forenkling av den elastisk-plastiske materialmodellen, se fig. 4.1.



Figur 4.1 - Elastisk-plastisk system med sitt korresponderende elastiske system (Chopra 2007)

Beregning av maksimal elastisk-plastisk deformasjon u_m og påvisning av konstruksjonens kapasitet eller mangel på kapasitet kan gjøres ved å benytte forskjellige analyse metoder. Dokumentet Realistisk dimensjonering for jordskjelv (2007) presenterer tre måter for hvordan man kan beregne den maksimale elastisk-plastiske forskyvningen og de er:

1. Beregning av energioptak i forhold til tilført energi. Metoden er spesielt gunstig for betongkonstruksjoner som har stort energioptak.
2. Detaljert tidssteg metode for forskjellige tidserier. Metoden kan ta hensyn til endringen av stivhet og dempningsforhold ved store deformasjoner. Metoden er nærmere beskrevet i Chopra (2007).
3. Beregning av u_m etter Eurokode 8 (2004, 2008) ved hjelp av modifisert elastisk responsspekter. Metoden tar ikke hensyn til økt demping ved store deformasjoner, men kan benyttes som veiledende metode. Metoden er presentert i tillegg B i Eurokode 8.

4.3 Konstruksjonsmodellering

I dette avsnittet presenteres grunnleggende modeller for hvordan en stålkonstruksjon kan utformes. Avsnittet er basert på Eurokode 8 (2004, 2008) og diskusjon om utforming av konstruksjonsdetaljene blir presentert senere. Målet med dette avsnittet er å finne den type konstruksjon som egner seg best til elastisk-plastisk energioptak.

Eurokode 8, pkt. 6.3.1 angir forskjellige typer bæresystemer som kan brukes for utforming av hovedbærekonstruksjonen. En av følgende typer bæresystemer skal velges:

1. **Momentstive rammer**
2. **Bæresystem med konsentriske avstivninger**
3. **Rammer med eksentriske avstivninger**

4. Omvendte pendelkonstruksjoner
5. Konstruksjoner med betongsjakter og betongvegger
6. Momentstiverammer kombinert med konsentriske avstivninger
7. Momentstive rammer kombinert med utmurte eller utstøpte veggfelt.

For at det skal være mulig å sammenligne energiabsorpsjonsevnen mellom de overnevnte konstruksjonstyper presenteres konstruksjonsfaktorer for de overnevnte bæresystemer i tabell 4.2.

Tabell 4.2 - Øvre grense av referanseverdier for konstruksjonsfaktorer for systemer som er regulære i oppriss (Eurokode 8 2004, 2008)

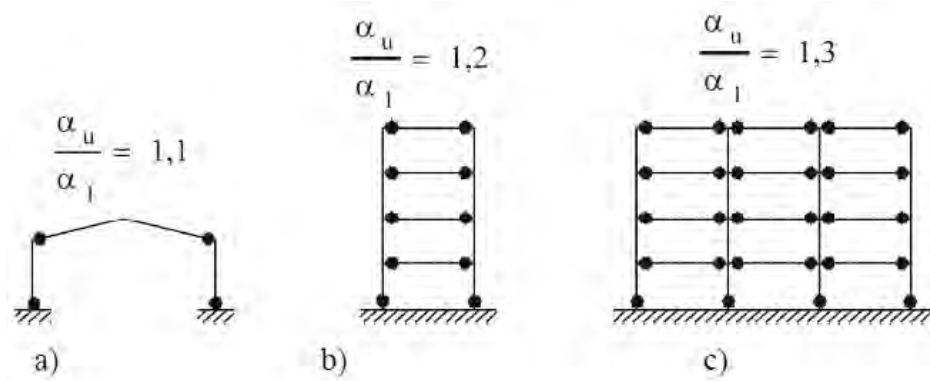
TYPE BÆRESYSTEM	Duktilitetsklasse	
	DCM	DCH
a) Momentstive rammer	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
b) Bæresystemer med konsentriske avstivninger		
Diagonale avstivninger	4	4
V-avstivninger	2	2,5
c) Rammer med eksentriske avstivninger	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
d) Omvendt pendel	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
e) Konstruksjoner med betongsjakter eller betongvegger	Se kapittel 5	
f) Momentstive rammer med konsentrisk avstivning	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
g) Momentstive rammer med utmurte eller utstøpte veggfelt		
Betong- eller murvegg uten forbindelse, i kontakt med rammen	2	2
Forbundet veggfelt av armert betong	Se kapittel 7	
Veggfelt som er isolert fra den momentstive rammen (se momentstive rammer)	4	$5\alpha_w/\alpha_1$

4.3.1 Momentstive rammer

Momentstiv rammen er et bæresystem der horisontalkreftene hovedsakelig tas opp som bøyning i konstruksjonsdelene, se fig. 4.2. Konstruksjonsmotstanden mot horisontale krefter, dvs. jordskjelvlaster, oppnås primært ved utvikling av bøyemomenter og skjærkrefter i knutepunktene og i rammens elementer. Rammens motstand mot horisontal forskyvning (deformasjon) er direkte knyttet til stivheten og styrken til rammens knutepunkter. En momentstiv ramme kan ikke forskyves (deformeres) uten bøyning av søylene og bjelkene.

I følge Eurokode 8 (2004, 2008) bør de energiabsorberende soner for momentstive rammer hovedsakelig plasseres i plastiske ledd i bjelkene eller i bjelke-søyle-knutepunktene slik at energien absorberes ved hjelp av sykklisk bøyning. De energiabsorberende soner kan også plasseres i søyler ved foten av rammen og i toppen av søyler i den øverste etasjen i fleretasjes bygninger. De kan også

plasseres i toppen og bunnen av søyler i enetasjes bygninger dersom opptrædende aksialkrefter N_{Ed} i søyler er mindre eller lik 30 % av den plastiske aksialkraftkapasiteten $N_{pl,Rd}$ til søylene.



Figur 4.2 - Momentstive rammer (energiabsorberende soner i bjelker og ved foten av søyler) (Eurokode 8 2004, 2008)

I fig. 4.2 er α_u multiplikator for dimensjonerende horisontale seismiske påvirkningen ved dannelsen av den globale plastiske mekanismen, mens α_1 er multiplikator for den dimensjonerende seismiske påvirkningen ved dannelsen av det første plastiske flyteleddet i systemet. Større forhold mellom α_u og α_1 fører med seg større total plastisk deformasjon og dannelse av flere flyteledd som resulterer i større energiabsorpsjon. Dette kan observeres fra fig. 4.2. Konstruksjonen vist i fig. 4.2 c) har størst $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ -forhold, størst antall plastiske flyteledd og størst energiabsorpsjon.

Momentstive rammer ansees av mange standarder på som høyduktile konstruksjoner (bæresystemer). Rammekonstruksjonen er i stand til å absorbere store mengder energi via elastisk-plastisk materialdeformasjon. Energiabsorpsjonen vil bli større for rammer som danner plastiske ledd i bjelkene eller i knutepunktene mellom bjelkene og søylene enn for rammer som danner plastiske ledd i søylene. Dette kan forklares av at det kreves flere plastiske flyteledd for et globalt sammenbrudd dersom flyteleddene dannes/plasseres i bjelkene, enn dersom plastiske flyteledd dannes/plasseres i søylene.

Dette påpekes indirekte i Eurokode 8:

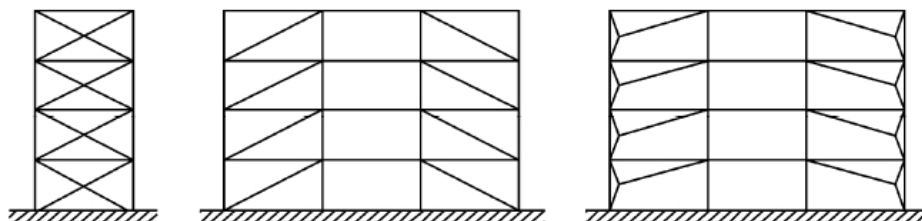
Momentstive rammer skal dimensjoneres slik at det danner seg plastiske flyteledd i bjelkene eller i knutepunktene mellom bjelkene og søylene, men ikke i søylene... Dette kravet gjelder ikke ved foten av rammen, i øverste etasje i fleretasjes bygninger og for enetasjes bygninger (Eurokode 8 2004, 2008, 114).

Dannelse av plastiske ledd i søylene må unngås siden søylene sikrer den globale kapasiteten og stabiliteten. Utvikling av plastiske flyteledd i søylene kan føre til sammenbrudd av etasjeskillene, ofte betegnet med "soft storey".

Dersom man benytter momentstive rammer vil man ha frie arealer som ikke sperrer av konstruksjonselementene. Kontinuiteten som introduseres i bjelkene pga. bjelkens innspenning i to ender vil føre til reduserte feltmomenter i bjelkene. Flexibiliteten i momentstive rammer kan likevel påføre konstruksjonen større jordskjelvskader sammenlignet med andre stivere bæresystemer.

4.3.2 Bæresystem med konsentriske avstivninger

Bæresystem med konsentriske avstivninger er et bæresystem hvor horisontalkreftene hovedsakelig tas opp av konstruksjonsdeler som utsettes for aksialkrefter. Et typisk eksempel på et slikt system er vist i fig. 4.3.



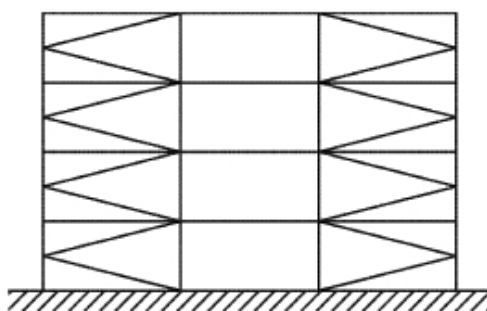
Figur 4.3 - Bæresystem med konsentriske diagonale avstivninger (energiabsorberende soner bare i strekkdiagonaler) (Eurokode 8 2004, 2008)

Dersom horisontalkreftene skal hovedsakelig tas opp i konstruksjonsdeler som utsettes for aksialkrefter så burde energiabsorberende soner også plasseres i konstruksjonsdeler som utsettes for aksialkrefter. Eurokode 8 påpeker at energiabsorberende soner bør plasseres i strekkdiagonalene.

Dersom et slikt system legges til grunn som konstruksjonens hovedbæresystem kan, i følge Eurokode 8, avstivningene tilhøre en av følgende kategorier:

- Aktive strekkdiagonaler der horisontalkreftene bare kan tas opp av strekkdiagonaler og trykkdiagonaler overses.
- V- avstivninger der horisontalkreftene kan tas opp ved å ta hensyn til både strekk- og trykkdiagonaler. Krysningspunktet mellom disse diagonalene ligger på horisontal konstruksjonsdel som skal være kontinuerlig.

Videre påpekes det at K-avstivninger, der krysningspunktet mellom diagonalene ligger på en søyle, ikke kan brukes. Dette kan forklares av at kraften i diagonalen vil redusere søylens kapasitet og knekklast. Dette systemet er vist på fig. 4.4.



Figur 4.4 - Avstivningssystem som ikke er tillatt å bruke; K-avstivning (Eurokode 8 2004, 2008)

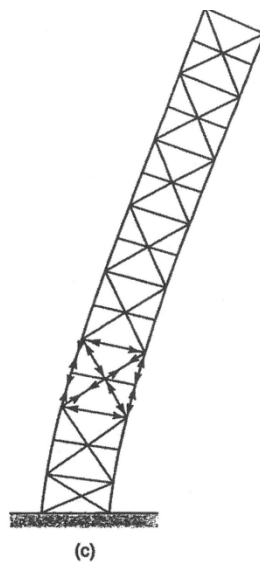
Dimensjoneringsprinsippet går ut på å dimensjonere strekkdiagonalene slik at diagonalene går til flyt før resten av konstruksjonen når rammen utsettes for seismisk (syklisk) belastning. Strekkstavene skal absorbere mest mulig energi, ta opp mesteparten av jordskjelvlasten, slik at resten av rammen påvirkes minst mulig.

Videre påpeker Eurokode 8 at diagonalelementene skal plasseres på en slik måte at konstruksjonen utviser de samme last-forskyvning-egenskapene i hver etasje i motsatte retninger av den samme avstivede retningen under lastveksling.

Rammens diagonaler vil forhindre nesten all bøyning av søyler og bjelker. Noe bøyning av søyler og bjelker vil alltid forekomme. Dette bæresystemet vil ha høyere stivhet enn for eks. en momentstiv ramme siden horisontale krefter (horisontale skjærkrefter) hovedsakelig blir tatt opp av stavene og lite av søylene. Opptak av horisontale krefter skjer i form av trykk- eller strekkrefter i stavene. Kapasiteten til bæresystemet med konsentriske avstivningen vil i stor grad avhenge av den aksiale stivheten til søylene.

Deformasjon av et bæresystem med konsentriske avstivninger vil i mange tilfeller kunne sammenlignes med deformasjonen av en utkraget bjelke. Høye bygninger vil være gode eksempler. Ved innspenningen vil konstruksjonen utvise relativt stive egenskaper med små forskyvninger. Forskyvningene vil øke med høyden hvor forskyvning i toppen er resultatet av alle etasjeforskyvninger (som oppstår pga. rotasjonen av rammen). Rammerotasjonen skyldes deformasjonen av søylene, se fig. 4.5.

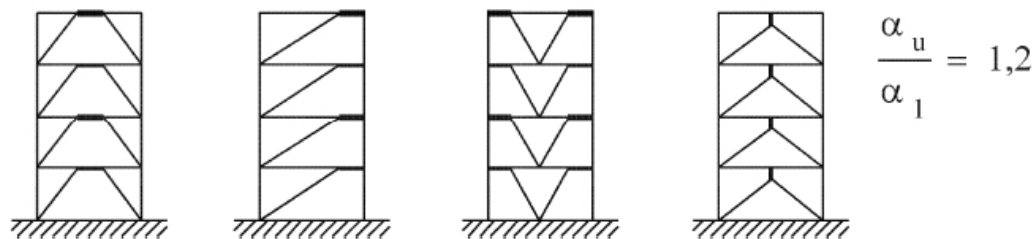
Dette bæresystemet er mye brukt og er nokså rimelig å konstruere i tillegg til at den kan utvise gode duktile egenskaper. Det er også forholdsvis lett og billig å skifte ut diagonaler ved behov.



Figur 4.5 – Deformasjon av et bæresystem med konsentriske diagonale avstivninger (Taranath 2005)

4.3.3 Rammer med eksentriske avstivninger

Horisontalkreftene for dette bæresystemet tas opp hovedsakelig av aksialt belastede konstruksjonsdeler. Den eksentriske plasseringen muliggjør også energiabsorpsjon i seismiske ledd ved syklisk bøyning eller syklisk skjærbelastning. Bæresystemer er vist i fig. 4.6.



Figur 4.6 - Rammer med eksentriske avstivninger (energiabsorberende soner i bøy- eller skjærledd) (Eurokode 8 2004, 2008)

Videre påpekes det i Eurokode 8 (2004, 2008) at rammer med eksentriske avstivninger dimensjoneres slik at bestemte konstruksjonsdeler er i stand til å absorbere energi ved at det dannes plastiske bøy- og/eller skjærmekanismer. Dette skal skje før det dannes plastiske bøy- og /eller skjærmekanismer andre steder i konstruksjonen.

Det gis nærmere beskrivelse av seismiske ledd under pkt. 6.8.2 i Eurokode 8. Det beskrives at seismiske ledd bør ha en enkelt tykkelse uten doblingsplate og uten hull eller penetreringer. Videre sier standarden at seismiske ledd klassifiseres i tre kategorier etter typen plastiske mekanisme som utvikler seg og de er:

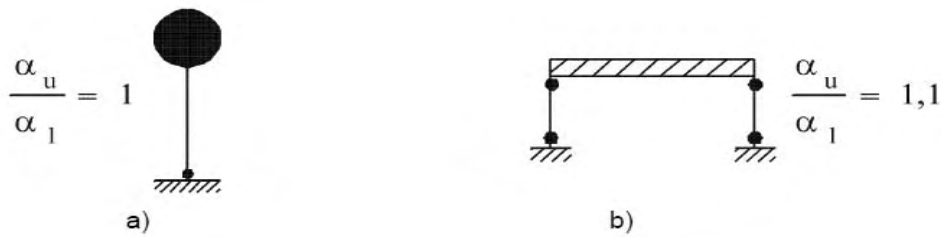
- Korte seismiske ledd, som absorberer energi ved flytning hovedsakelig i skjær
- Lange seismiske ledd, som absorberer energi ved flytning hovedsakelig i bøyning
- Mellomstore seismiske flyteledd, der den plastiske mekanismen omfatter bøyning og skjær

Seismiske ledd vil forhindre opptredning av store belastninger i andre konstruksjonsdeler pga. at de absorberer energi i form av elastisk-plastiske deformasjoner. Bæresystemet vil altså beholde sin stabilitet selv om den undergår store elastisk-plastiske deformasjoner. Dette er ikke tilfellet med momentstive rammer hvor store elastisk-plastiske deformasjoner innebærer risiko for kollaps. Derfor må den maksimale deformasjonen for en momentstiv ramme beregnes og kontrolleres for å ivareta den globale stabiliteten.

4.3.4 Omvendte pendelkonstruksjoner

I følge Eurokode 8 (2004, 2008), omvendt pendelsystem er et system der 50 % eller mer av massen befinner seg i den øvre tredelen av konstruksjonens høyde, eller der energiabsorpsjonen hovedsakelig skjer ved bunnen av en enkelt bygningsdel.

Her er altså de energiabsorberende soner plassert ved foten av søylene, se fig. 4.7.

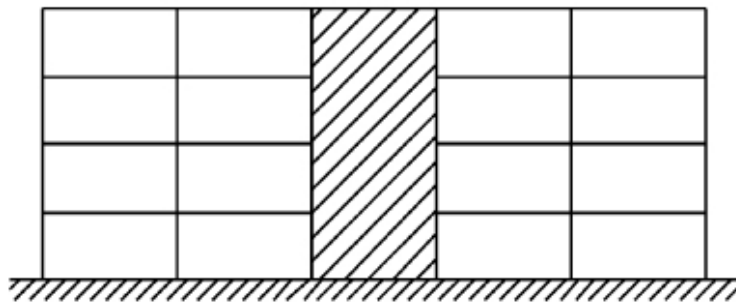


Figur 4.7 - Omvendt pendel med energiabsorberende sone i bunnen av søylen og i søylene (Eurokode 8 2004, 2008)

Eurokode 8 påpeker at det bør påvises tilstrekkelig sikkerhet for søylene med hensyn til trykk for den mest ugunstigste kombinasjonen av aksialkraft og moment og at søylens slankhetsgrad bør begrenses mht. faren for knekking av søylen.

4.3.5 Konstruksjoner med betongsjakter eller betongvegger

I et slikt bæresystem opptas krefter hovedsakelig av betongsjakter eller av betongvegger. Konstruksjon med betongsjakter/betongvegger er vist på fig. 4.8.



Figur 4.8 - Konstruksjoner med betongsjakter eller betongvegger (Eurokode 8 2004, 2008)

Denne type bæresystem er ikke fullt så egnet til energiabsorpsjon sammenlignet med eks. en momentstiv ramme. Eurokode 8 (2004, 2008) påpeker dette indirekte i kapittel 5.2.2.2 ved presentasjon av konstruksjonsfaktorer for slike konstruksjoner. Konstruksjonsfaktorene er presenterte i tab. 4.3.

Tabell 4.3 - Grunnverdi av konstruksjonsfaktoren q_o for systemer som er regulære i oppriss (Eurokode 8 2004, 2008)

Type bæresystem	DCM	DCH
Rammesystem, dobbeltsystem, koplet veggssystem	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$
Ikke-koplet veggssystem	3,0	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Torsjonsmykt system	2,0	3,0
Omvendt pendelsystem	1,5	2,0

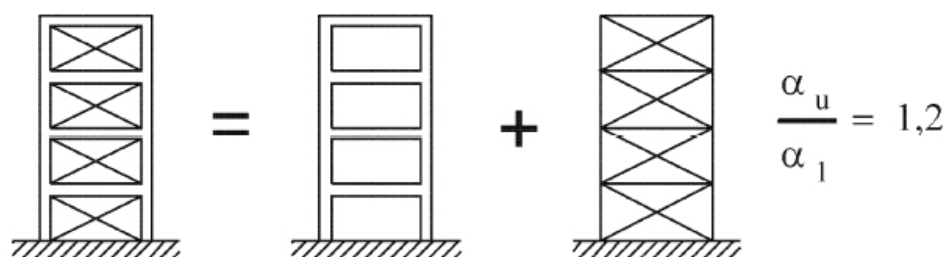
I tabell 4.3 presenteres grunnverdier for konstruksjonsfaktorer q_o slik at konstruksjonsfaktoren q er definert som:

$$q = q_o k_w \quad (135)$$

Her er k_w en faktor som gjenspeiler den dominerende bruddformen i bæresystemer med vegger. Fra kapittel 5.2.2.2 fremkommer det at k_w ikke kan være større enn 1.0. Men andre ord så viser tabell 4.3 at konstruksjoner med betongsjakter eller betongvegger er dårligere til å utvise duktil oppførsel enn for eks. momentstive rammer.

4.3.6 Momentstive rammer kombinert med konsentriske avstivninger

Momentstive rammer kombinert med konsentriske avstivninger kan utvise forholdsvis gode duktilitetsegenskaper. Energiabsorberende soner plasseres i bjelkene og i strekkdiagonalene. En momentstiv ramme med konsentrisk avstivning er vist i fig. 4.9.

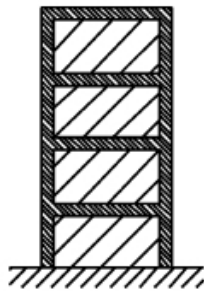


Figur 4.9 - En momentstiv ramme med konsentrisk avstivning (Eurokode 8 2004, 2008)

For å kunne si noe om oppførselen av momentstive rammer med konsentriske avstivninger er det lurt betrakte de to kombinerte systemer for seg selv. Forskyvningen (deformasjonen) av momentstive rammer forårsakes hovedsakelig av horisontale laster og avhenger av størrelsen på lastene. Dette bæresystemet vil kunne utvise nokså stor stivhet.

4.3.7 Momentstive rammer kombinert med utmurte eller utstøpte veggfelt

Dette er et bæresystem som vil være noe stivere enn en momentstiv ramme uten utmurte eller utstøpte veggfelt. Veggfeltene virker som stive skiver som bidrar til økt konstruksjonsstivhet. Dersom dette bæresystemet legges til grunn for dimensjoneringen er det viktig på huske på å bevare kontinuerlig og tilnærmet lik stivhet i hele konstruksjonen slik at plutselige endringer i konstruksjonens stivhet unngås. Mange bygg prosjekteres med åpne arealer i første etasje mens de andre etasjene utføres med utstøpte vegger. En slik prosjektering øker faren for "soft storey" fenomenet. Momentstiv ramme med utmurte eller utstøpte veggfelt er vist på fig. 4.10.



Figur 4.10 - Momentstiv ramme kombinert med utmurte eller utstøpte veggfelt (Eurokode 8 2004, 2008)

4.3.8 Konklusjon

På bakgrunnen av de ovenfor presenterte bæresystemer og på bakgrunnen av hovedmålet gitt i denne oppgaven kan man konkludere at en ramme med konsentriske diagonale avstivninger vil være et godt valg. En ramme med konsentriske diagonale avstivninger kan utvise gode duktile egenskaper samtidig som den er nokså rimelig å konstruere. Andre typer bæresystemer som momentstive rammer, rammer med eksentriske avstivninger og momentstive rammer med konsentriske avstivninger er også gode alternativer.

Momentstiv ramme vil være nokså fleksibel sammenlignet med andre bæresystemer. Momentstiv ramme egner seg best for områder med høy seismisk aktivitet og kraftige jordskjelv. Et slikt bæresystem vil sette store krav til ytelsen av knutepunktene, og utførelsen av forbindelsene vi kan ofte være noe dyrere sammenlignet forbindelsene for andre bæresystemer.

Siden den seismiske aktiviteten i Norge er forholdsvis lav, vil ramme med konsentriske diagonaler være et godt kompromiss mellom duktilitet og økonomi.

4.4 Forbindelser

4.4.1 Generelt om forbindelser

Forbindelser spiller den mest sentrale rollen i en konstruksjon uansett konstruksjonstype. Alle konstruksjoner er satt sammen av bærende elementer (bjelker, søyler og andre) og må på en eller annen måte føyes sammen. Forbindelsen vil dermed i seg selv være en kritisk faktor for konstruksjonens kapasitet, global stabilitet og oppførsel under belastning. Prosjektering av bygninger for seismiske laster vil sette ekstra store krav til forbindelses kvalitet, styrke og deformasjonsegenskaper. Derfor vil forbindelsestype og forbindelses utforming være eksepsjonelt viktig! Hva slags type forbindelse som skal brukes vil være avhengig av den globale konstruksjonsmodellen og av ytelseskravene som stilles til forbindelsen. I dette kapittelet vil det legges vekt på forbindelser av stål som utviser gode duktile egenskaper, slik at god utnyttelse av stålets kapasitet blir mulig. Teksten er inspirert av Larsen (2004).

4.4.2 Forbindelsesmidler

Det eksisterer flere typer av forbindelsesmidler og de mest interessante er:

- Sveiste forbindelser
- Friksjonsforbindelser (høyfaster skruer dvs. bolter)
- Avskjæringsforbindelser (skruer dvs. bolter)
- Limte forbindelser

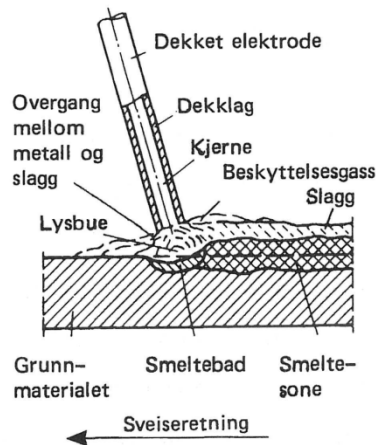
Det finnes også andre typer forbindelsesmidler som mekaniske forbindelsesmidler. Disse er ikke aktuelle for oppgaven og behandling av dem vil ikke gis. Liming av forbindelser er lite aktuelt for stålkonstruksjoner og derfor vil heller ikke dette behandles.

4.4.2.1 Sveiste forbindelser

Sveising er en metode som benyttes til etablering av permanente forbindelser mellom metaller. Forbindelsen oppnås ved oppvarming av metallene som inngår i forbindelsen til en passende temperatur slik at fusjon - prosessen initieres. Sveiseprosessen kan foregå med eller uten bruk av eksternt tilsetningsmateriale og med eller uten bruk av press over sveiseflaten.

Sveisemetodene kan inndeles i to hovedgrupper. Disse hovedgruppene er smeltesveising og pressveising. Smeltesveising dominerer når det gjelder sveising av stålkonstruksjoner. Den mest brukte sveiseprosessen for konstruksjonsstålet er elektrisk lysbuesveising som hører under smeltesveising.

Elektrisk lysbuesveising foregår ved at lysbuen smelter både elektroden og grunnmaterialet. Lysbuen, bestående av en ionisert gass med temperatur på 4-5000 °C, smelter elektroden og det dannes dråper på elektrodespissen som drives mot smeltebadet. Under sveiseprosessen vil dekklaget, som befinner seg på elektrodens overflate, bli delvis konvertert til gass og delvis til slagg. En del av dekklaget vil også bli absorbert av sveisemetallet. Gassen som dannes vil fortrenge luften rundt buen og sørge for at smeltdråpene beskyttes mot forskjellige luftforurensninger. Elektrodens kjerne vil fungere som et tilsatsmetall. Sveiseprosessen er illustrert i fig. 4.11.



Figur 4.11 - Elektrisk lysbuesveising (Larsen 2004)

Det eksisterer i dag flere sveisetyper og sveisene inndeles vanligvis i buttsveis, K-sveis og kilsveis. Sveisetyperne er illustrerte i fig. 4.12 og fig. 4.13.

Betegnelse	Symbol	Illustrasjon	Tegningsangivelse	
			Snitt	Plan
I-sveis	=			
V-sveis	∨			
X-sveis	X			
Halv V-sveis	∨			
K-sveis	K			

Figur 4.12 - Fugeform og sveisesymboler for buttsveiser (Larsen 2004)

Betegnelse	Symbol	Illustrasjon	Tegningsangivelse	
			Snitt	Plan
Kilsveis				
Dobbel kilsveis				
K-sveis				
K-sveis med pålagt kilsveis				
Overlappskjøt				

Figur 4.13 - Symboler og tegningsangivelse for kil- og K-sveiser (Larsen 2004)

Sveiste forbindelser er kompakte og svært effektive. Fordelen med sveis er at det oppnås en stiv forbindelse som kan overføre både krefter og momenter. Forbindelses duktilitetsgrad vil avhenge av kvaliteten på sveisen.

Forbindelses kvalitet påvirkes av sveisernes dyktighet og erfaring, sveisemetoden, kvaliteten på elektroden, type sveiseapparat, forarbeidet, evt. sveisefeil og andre.

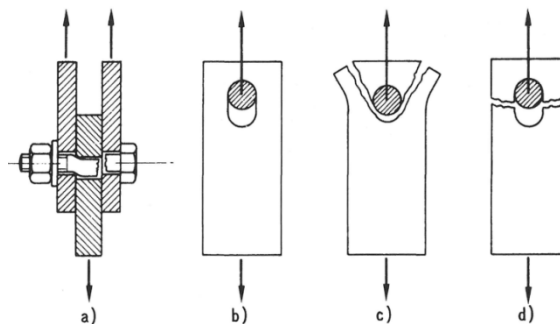
Sveisernes dyktighet og erfaring vil ha stor innvirkning på sveisekvaliteten. Det er ikke alltid tilfellet at sveiseren klarer å levere nøyaktig det som kreves slik at kravene til forbindelsen ikke oppfylles hver eneste gang. Ved enhver sveiseprosess må man velge riktig elektrode med riktige materialegenskaper, samt et riktig sveiseapparat som kan oppfylle kravene som stilles til sveiseprosessen. Før enhver sveiseprosess initieres må sveisesonen forberedes for sveisingen. Forberedelsene kan innebære rensing av overflater, bestemmelse av riktig avstand mellom for eks. to plater og andre forhold. For å oppnå en god forbindelse er det særdeles viktig å unngå sveisefeil. Sveisefeil som for eks. manglende gjennomsvøising, rotfeil, kald- og varmsprekker må unngås.

Varmsprekkene kan unngås ved å sikre en jevn oppvarming samt en treg avkjøling av materialet. Det er også særdeles viktig å unngå inkludering av gassen i sveisematerialet, i form av små gassbobler. Gassboblene vil gjøre forbindelsen porøs som resulterer i en svakere forbindelse med lavere kapasitet enn forventet. Det er også viktig å unngå inkludering av slagg i smeltebadet. Slagg som dannes som følge av den kjemiske reaksjonen under en sveiseprosess, vil ha lavere densitet enn det smeltede sveisematerialet slik at den flyter på overflaten. Som oftest vil sveiseren fjerne slagget fra overflaten men noen ganger blir dette ikke mulig pga. rask avkjøling. Derfor vil kontinuerlig fjerning av slagget være nødvendig.

4.4.2.2 Avskjæringsforbindelser/Bolteforbindelser

Forbindelsen mellom konstruksjoner/konstruksjonsdeler oppnås ved bruk av skruer/bolter. Antall skruer/bolter som må brukes per forbindelse er avhengig av belastningen og av den ønskede oppførselen til forbindelsen. Dersom man for eks. ønsker å lage en boltet forbindelse som kan overføre bøyemoment i tillegg til aksial- og skjærkrefter vil det være behov for et større antall bolter enn det som er nødvendig for overføring av kun aksial- og skjærkrefter. Mulige bruddformer som kan inntreffe i en avskjæringsforbindelse er:

- Avskjæring av skrueskaftet, se fig. 4.14 a)
- Brudd mellom skrueskaft og hullkant, se fig. 4.14 b)
- Utriving av grunnmaterialet, se fig. 4.14 c)
- Brudd i grunnmaterialets nettotverrsnitt, se fig. 4.14 d)



Figur 4.14 - Aktuelle bruddformer for laskeskjøl (Larsen 2004)

Bruk av skrudde/boltede forbindelser fører med seg både fordeler og ulemper. En skrudd/boltet forbindelse krever mindre inspeksjon enn en sveist forbindelse og er godt egnet for montering av konstruksjoner direkte på byggeplassen. Skrudde/boltede forbindelser lar seg lett skru sammen som resulterer i noe reduserte monteringskostnader.

Dersom kreftene som den skrudde/boltede forbindelsen påkjennes med er store, vil dette som oftest resultere i forbindelser som krever stor plass. I mange tilfeller vil det være nødvendig med en stiv forbindelse som kan overføre bøyemoment, men selv en forbindelse med mange forspente skruer/bolter vil ikke klare å utvise samme stivhetsegenskapene som en sveist forbindelse.

Mest vanlige skruetyper er stålkonstruksjonsskruer av fasthetsklasse 4.6 og høyfaste stålkonstruksjonsskruer av fasthetsklasse 8.8 og 10.9. Mekaniske egenskapene til disse skruer er beskrevet i den norske standarden. Fastheter til skruer er gitt i tab. 4.4.

Tabell 4.4 - Fastheter for skruer (Larsen 2004)

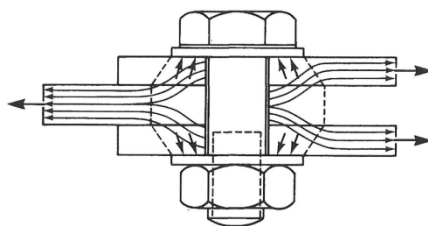
		Fasthetsklasse		
		4.6	8.8	10.9
f_u (N/mm ²)	Nomine11	400	800	1000
	Min	400	830	1040
f_y eller $f_{0.2}$ (N/mm ²)	Nomine11	240	640	900
	Min	240	660	940
δ_5 (%)		25	12	9

4.4.2.3 Friksjonsforbindelser

Man kan innde1e friksjonsforbindelser i to typer, nemlig i forspente avskjæringsforbindelser og i friksjonsforbindelser.

Forspent avskjæringsforbindelse har nokså samme virkemåte som en vanlig avskjæringsforbindelse. Forskjellen er at kapasiteten ved trykk mot hullkant for en forspent avskjæringsforbindelse er større enn for en vanlig avskjæringsforbindelse. Kapasiteten til selve skruen kan realiseres først etter glidning hvor da skrueskaftet har anslag mot grunnmaterialet.

I en friksjonsforbindelse spiller friksjonen mellom to kontaktflater en sentral rolle. Friksjonsforbindelse oppnås ved påføring av en forspenningskraft (klemmekraft) slik at kontaktflatene presses sammen og tilstrekkelig friksjon oppnås mellom flatene. Dette er illustrert i fig. 4.15



Figur 4.15 - Figuren illustrer kraftoverføring i en friksjonsforbindelse (Larsen 2004)

4.4.3 Mest anvendte konstruksjonsdetaljer

4.4.3.1 Generelt

Konstruksjonsdetaljene har stor innvirkning på konstruksjonens oppførsel, geometrisk utseende og global kapasitet. Konstruksjonsdetaljene skal utformes slik at de har en tilstrekkelig styrke, stivhet og duktilitet som er påkrevd for at konstruksjonen skal kunne tåle den foreskrevne belastningen.

Konstruksjonsdetaljene kan generelt deles i tre ulike grupper. Karakteristikken som betegner enhver gruppe er gitt av graden av kontinuitet mellom de enkelte komponenter. Disse er:

- Leddet forbindelse
- Kontinuerlig forbindelse
- Semi-kontinuerlig forbindelse

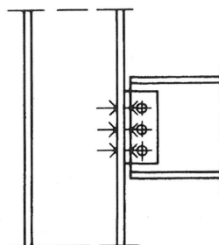
En ideell konstruksjonsdetalj skal være enkel å konstruere og montere. Komponenter som er allerede tilgjengelige skal anvendes slik at man unngår spesialproduksjon som innebærer, i de fleste tilfeller, økning i produksjons- og monterings kostnader. Detaljen skal helst være utformet med tanke på dem som skal montere detaljen slik at arbeidet kan utføres uten komplikasjoner. Detaljen skal også ha en viss korrosjonsmotstandsevne. Enkelte konstruksjonsdetaljer skal lett kunne skiftes ut.

4.4.3.2 Leddet forbindelse

En leddet forbindelse er utformet til overføring av både aksialkrefter og skjærkrefter men ikke til overføring av momenter. Forbindelsen skal ha tilstrekkelig rotasjonskapasitet slik at de tilstøtende elementer kan oppnå full plastisk kapasitet. Et eksempel på en slik forbindelse kan være en skrueforbindelse dvs. bolteforbindelse.

1) Leddet søyle-bjelke forbindelse

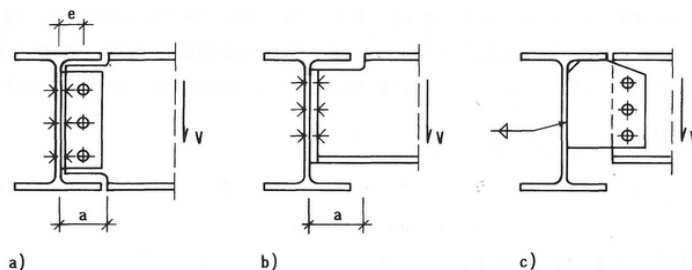
Leddet søyle-bjelke forbindelse er en konstruksjonsdetalj som anvendes i de aller fleste konstruksjonstyper som for eks. rammer med diagonale avstivninger. Leddet søyle-bjelke forbindelse er en av de mest brukte søyle-bjelke forbindelsene, se fig. 4.16. En slik forbindelse som forutsetter kun overføring av krefter, vil være billigere enn en momentstiv forbindelse men vil resulterer i større bjelkehøyder pga. større feltmomenter.



Figur 4.16 - Leddet forbindelse (Larsen 2004)

2) Leddet bjelke-bjelke forbindelse

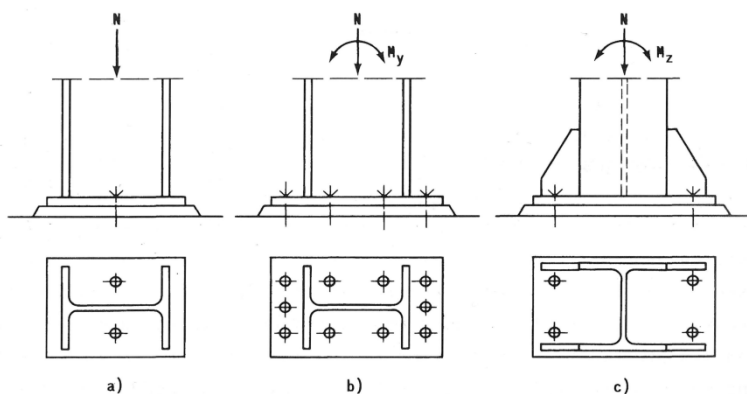
Leddets bjelke- bjelke forbindelse er en konstruksjonsdetalj som anvendes ofte i mange konstruksjoner. Den benyttes hovedsakelig i områder hvor koblingen skal etableres mellom bjelker som er orienterte vinkelrett på hverandre i et og samme plan. Disse bjelkene kan da ikke overføre moment. Et eksempel på en bjelke-bjelke forbindelse er vist i fig. 4.17.



Figur 4.17 - Sekundærbjelke innhengt mellom hovedbjelker (Larsen 2004)

3) "Leddet" Søyle-fundament forbindelse

Enhver forbindelse må tilfredsstillende stivhets- og styrkeegenskapene slik det fremkommer av randbetingelsene. Søylefoten skal overføre krefter på konstruksjonen ned til fundamentet. Slike krefter kan være aksialkraft, moment om to akser og skjærkrefter i to retninger. Forbindelse brukes ofte hvor den dominerende kraften i søylen er aksialkraften. Skjærkraften er da som regel av liten størrelse. For vanlige konstruksjoner benytter man ikke en utforming som gir virkelige ledd men man velger heller en løsning hvor man aksepterer en viss elastisk innspenning. Det er også vanlig å benytte en påsveist fotplate. Fig. 4.18 typiske utførelser av søyleføtter.



Figur 4.18 - Typisk utførelse av søyleføtter (Larsen 2004)

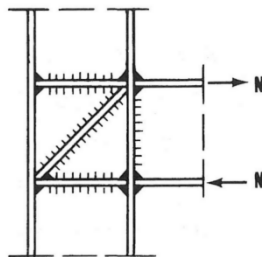
4.4.3.3 Kontinuerlig forbindelse (Stiv forbindelse)

En kontinuerlig forbindelse er en stiv forbindelse med høy stivhet hvor det tillates kun små elastiske forskyvninger. Slike forbindelser opptar opptredende krefter og momenter. En stiv forbindelse kan

også motstå utmatting. Denne forbindelsen beskrives slik: ”Denne type detaljer skal ha tilstrekkelig stivhet, slik at hele lokale deformasjoner i detaljen ikke innvirker på fordelingen av snittkreftene og konstruksjonen. Videre skal detaljen ikke ha mindre kapasitet og duktilitet enn de tilstøtende komponenter” (Larsen 2004, 573).

1) *Kontinuerlig søyle-bjelke forbindelse (Svært stiv forb.)*

Denne type forbindelse karakteriseres av den store stivheten i forbindelsen som kan oppnås ved å sveise bjelken direkte på søylen, se fig. 4.19. En slik forbindelse vil være i stand til å overføre krefter og momenter. Vanligvis er en slik forbindelse dyrere enn en semi-kontinuerlig forbindelse siden monteringsstiden vil være noe forlenget sammenlignet med en boltet forbindelse.



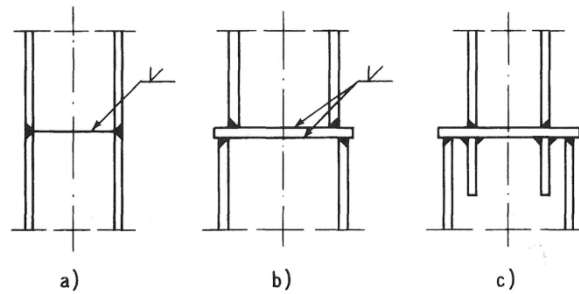
Figur 4.19 - Kontinuerlig søyle-bjelke forbindelse (Larsen 2004)

2) *Kontinuerlig bjelke-bjelke forbindelse (Svært stiv forb.)*

Bjolkene kan skjotes sammen for å få ønskelig bjelkelengde. Under byggefasen vil man kunne transportere kun bjelker med en viss lengde slik at i visse tilfeller vil det være nødvendig med bjelkeskjøt. Bjelkeskjøten plasseres vanligvis i områder hvor kreftene er minimale.

3) *Kontinuerlig søyle-søyle forbindelse (Svært stiv forb.)*

Ved særlig store lengder på søylene vil det som oftest ikke være mulig å levere/transportere søylene til byggeplassen. Den maksimale lengden på søylene vil avhenge av den maksimale produksjonslengden eller av lengden på kjøretøyet som skal transportere søylen fra produksjonsanlegget til byggeplassen. Ofte er det nødvendig med skjøt i søylene og et alternativ kan være å sveise søylene sammen med eller uten bruk av en mellomplate, se fig. 4.20. Det er vanlig å skjote søylene for hver 2-3 etasje. Siden kreftene avtar oppover i byggets etasjer vil det være økonomisk gunstig å benytte søyler med mindre søyletverrsnitt i de aktuelle etasjene. Ved skjøting av to søyler med ulike tverrsnitt, er det vanlig å bruke en mellomplate. Platen vil bedre overføringen av krefter fra ene søylen til den andre. Dersom søylen er en I-profil vil den mellomliggende platen hjelpe til med overføring av flenskreftene. Dette er illustrert på fig. 4.20.

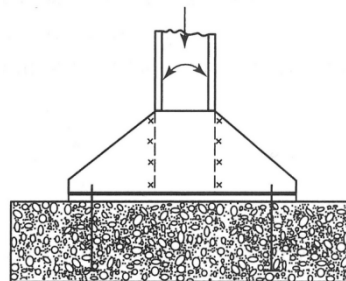


Figur 4.20 - Eksempler på søyleskjøter for I-profiler (Larsen 2004)

Monteringskjøter bør alltid plasseres nær punkter hvor søylen er sideveis avstivet. Videre må skjøtene ha sammen styrke og stivhet som resten av søylen slik at søylens knekklast ikke reduseres.

4) Søyel-fundament forbindelse (Svært stiv forb.)

En stiv søyel-fundament forbindelse kan oppnås ved å lage en fast innspenning av søylen i fundamentet. Et enkelt eksempel på dette kan være å støpe betong rundt søylen. Det er også mulig å plassere en metallplate i et avstøpt betongfundament og deretter sveise søylen til den innspente metallplaten. Fig. 4.21 viser en måte å oppnå en stiv søyel-fundament forbindelse på.



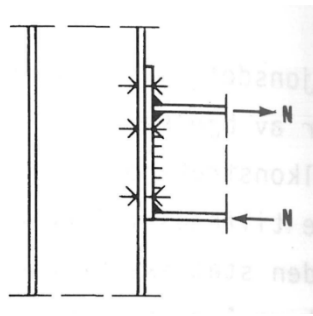
Figur 4.21- Stiv søyel-fundament forbindelse (Lawrence og Purkiss 2008)

4.4.3.4 Semi-kontinuerlig forbindelse

1) Semi-kontinuerlig søyel-bjelke forbindelse (Stiv forbindelse)

Forbindelsen kan oppnås ved å sveise en endeplate på en bjelke og deretter bolte sammen bjelken og søylen. En slik forbindelse vil ha noe lavere stivhet enn for eks. en kontinuerlig søyel-bjelke forbindelse. Denne forbindelsen er en av de mest vanligste siden den muliggjør nokså enkel montering som resulterer i lavere monteringskostnader. Normalt anvendes seks bolter men det er heller ikke uvanlig å bruke åtte for en slik forbindelse. Forbindelsesrotasjonskapasitet vil avhenge av tykkelsen på

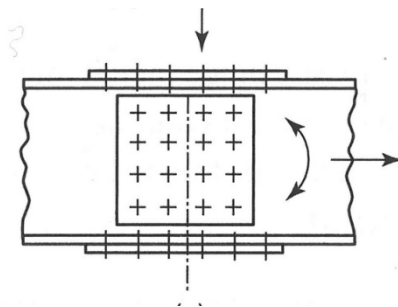
den sveiste endeplaten, tykkelsen på søylens flenser og stålqualiteten på boltene som benyttes. Dette er illustrert i fig. 4.22.



Figur 4.22 - Semi-kontinuerlig søyle-bjelke forbindelse (Larsen 2004)

2) *Semi-kontinuerlig bjelke-bjelke forbindelse*

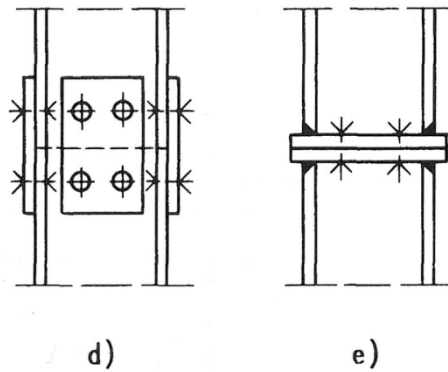
Semi-kontinuerlig bjelke-bjelke forbindelse oppnås ved skjøting av to bjelker ved bruk av bolter og plater, se fig. 4.23. Vanligvis plasseres skjøten i området hvor kreftene er minimale for å unngå deformasjoner som kan evt. svekke forbindelsen.



Figur 4.23 - Semi-kontinuerlig bjelke-bjelke forbindelse (Lawrence og Purkiss 2008)

3) *Semi-kontinuerlig søyle-søyle forbindelse*

Semi-kontinuerlig søyle-søyle forbindelse oppnås vanligvis ved bruk av bolter i stedet for sveis. For at det skal være mulig å lage en skrudd forbindelse må endeplater anvendes slik at søylene kan skrues sammen. Man kan enten sveise endeplatene på søyleendene og bolte søylene sammen eller plassere endeplatene med boltene utenfor flensene, se fig. 4.24.



Figur 4.24 - Semi-kontinuerlig søyle-søyle forbindelse (Larsen 2004)

Monteringsskjøtene bør alltid plasseres nær punktene hvor søylen er sideveis avstivet for at søylens styrke ivaretas. Videre må skjøtene ha sammen styrke og stivhet som resten av søylen slik at søylens knekklast ikke reduseres.

4) *Semi-kontinuerlig søyle-fundament forbindelse*

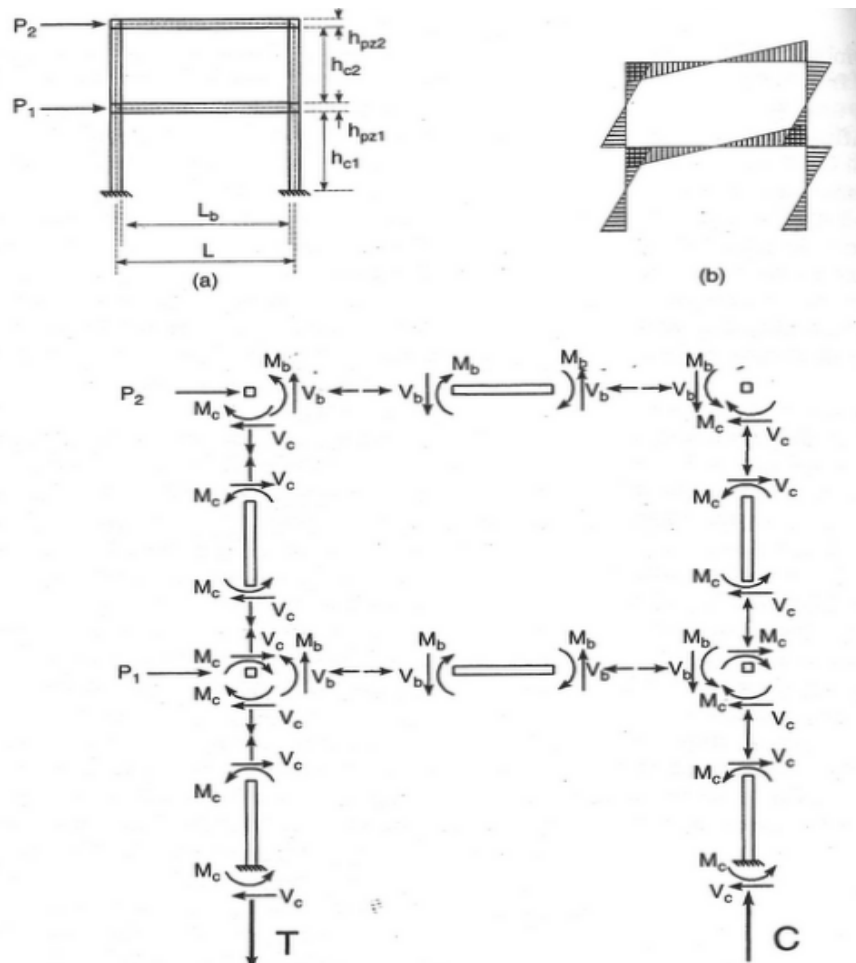
En semi-kontinuerlig søyle-fundament forbindelse kan etableres ved å feste søylen til en metallplate ved bruk av bolter, hvor platen innspennes i fundamentet. Antall bolter som må anvendes er normalt større enn antall bolter som anvendes for en leddet søyle-fundament forbindelse.

4.4.4 *Momentstiv ramme under seismisk belastning*

Dette kapittelet presenteres på bakgrunn av stoffet presentert av Bruneau, Uang og Whittaker (1998).

4.4.4.1 *Generelt*

Momentstive rammer anses å være blant de mest duktile konstruksjoner som er i stand til å absorbere store mengder energi via plastisk deformasjon (deformasjon i det elastisk-plastiske området). Momentstive rammer krever gode konstruksjonsdetaljer som er i stand til å utvise gode duktile egenskaper med tilstrekkelig plastisk deformasjon og rotasjonskapasitet. Under virkningen av seismiske laster vil opptredende momenter i en momentstiv ramme spille noe viktigere rolle enn opptredende skjær- og aksialkrefter. Fig. 4.25 viser hvordan krefter og momenter virker i en enetasjes bygning med påførte horisontale krefter P_1 og P_2 . Konstruksjonens egenlast og nyttelast er ikke tatt med i betraktningen.



Figur 4.25 - Momentstiv ramme belastet med horisontale krefter. Fig. a) viser konstruksjonsmodellen, b) viser momentfordelingen mens c) viser virkningen av krefter og momenter på søyler, bjelker og knutepunkter (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).

Her representerer V_b og V_c opprettede skjærkraft i henholdsvis bjelke og søyle mens M_b og M_c er opprettede moment i henholdsvis bjelke og søyle. T og C er opplagerreaksjoner, henholdsvis i strekk og trykk.

4.4.4.2 Prosjekteringsprinsippet av jordskjelvsikre bygninger

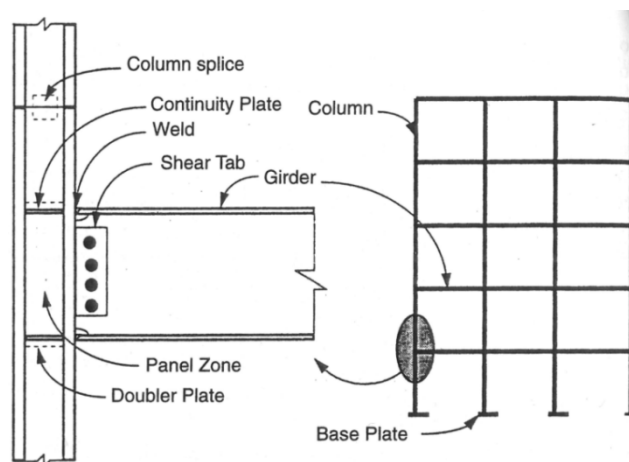
Eurokode 8 (2004, 2008) tar utgangspunkt i et prosjekteringsprinsipp hvor flyteleddets plassering velges å være i bjelkene eller i knutepunktene mellom bjelker og søyler. Ved å gjøre dette, sikres den globale kapasiteten slik at konstruksjonen får deformere seg tilstrekkelig i det elastisk-plastiske området. For en momentstiv rammer vil man ved å sikre kapasiteten til knutepunktene sikre også den globale kapasiteten og stabiliteten. Ved å bruke Eurokode 8 og Eurokode 3 (1993) oppnås nemlig dette.

Eurokode 8 (2004, 2008) sikrer kapasiteten til knutepunktene ved å stille krav til at summen av de dimensjonerende verdiene av momentkapasiteten til søylene som møtes i knutepunktet, M_{RC} , er 30 % større enn summen av de dimensjonerende verdiene av momentkapasiteten til bjelkene som møtes i

det samme knutepunktet. Dette vil sikre dannelse av plastiske flyteledd enten i bjelkene eller i knutepunktene mellom bjelkene og søylene og forhindre dannelse av plastiske flyteledd i søylene.

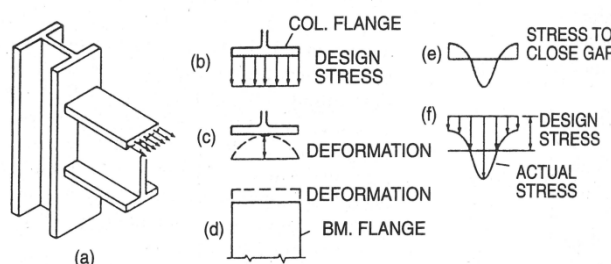
Det er særdeles viktig å ta hensyn til virkningen av aksialkreftene i konstruksjonens søyler. Store aksialkrefter kan ha ødeleggende virkning på søylens kapasitet. Store aksialkrefter kan føre til søyleknekking og vil ofte resultere i reduksjon av søylens kapasitet. Dette kan forminske rotasjonskapasiteten til plastiske flyteledd og redusere materialdeformasjonen i det elastisk-plastiske området. Hensyn til opptredende aksialkrefter tas ved å ta hensyn til redusert tverrsnittskapasitet, utknekking og ved valg av riktig tverrsnittsklasse.

For at kapasiteten til knutepunktene skal sikres må man forhindre eller minimalisere fordreining av søylens flenser og flytning og knusing av steget til søylen. I knutepunktene til momentstive rammer vil man ofte plassere stivere mellom søylens flenser i høyden av bjelkens flenser. Denne avstivede sonen spiller en kritisk rolle for kapasiteten til knutepunktet og ethvert brudd i sonen må unngås.



Figur 4.26 - Søyle-bjelke forbindelse med kontinuitetsplater (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Fordreining av søylens flenser og flytning og knusing av steget kan effektivt forhindres ved bruk av plater som skal sikre kontinuiteten mellom bjelken og søylen, se fig. 4.26. Dersom knutepunktet ikke er avstivet med kontinuitetsplater vil dannelse av et plastisk flyteledd i bjelken resultere i strekkrefter i en av bjelkens flenser, fig.4.27 a). Strekkreftene som virker i bjelkeflensen vil overføres til søyleflensen og vil bøye søyleflensen som vist på fig. 4.27 c). Men siden bjelkeflensen forhindrer bøyning av søyleflensen vil dette forårsake konsentrerte spenninger i bjelkeflensen i nærheten av søylesteget hvor stivheten er størst. Dette er illustrert i fig. 4.27 e) og fig. 4.27 f).



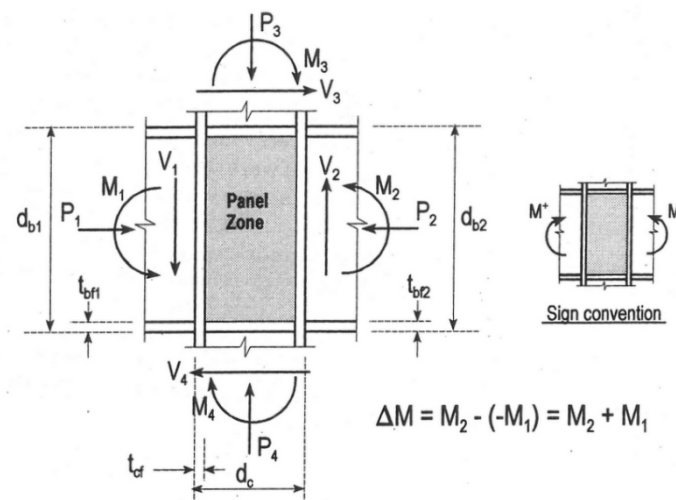
Figur 4.27 - Spenningsfordeling i sveist bjelkeflens i nærheten av søylen (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Dersom man ikke anvender kontinuitetsplater (stivere) vil man risikere lokal oppsprekking i sveisen i bjelkeflensen. Derfor anbefales bruk av kontinuitetsplater (stivere), særlig i konstruksjoner som skal utvise gode duktilitetsegenskaper.

Den avstivede sonen, som er en rektangulær del av søylen som befinner seg mellom søylens flenser og kontinuitetsplater, spiller en sentral rolle for energioptaket som foregår via deformasjon i det elastisk-plastiske området. Dette forklares slik:

Studies of panel zone inelastic behavior started in the 1970s and included the work of Krawinkler et al. (1971, 1973, 1975, 1978), Fielding and Hauang (1971), Fielding and Chen (1973), and Becker (1975). Tests of large-scale specimens clearly revealed the dominance of shear distortions on panel zone behavior... These tests also demonstrated that panel zones, when carefully detailed to avoid column web yielding and crippling, as well as column flange distortion, can exhibit excellent hysteretic energy dissipation characteristics in shear, up to large inelastic deformations (Bruneau, Uang og Whittaker 1998, 290).

Opptredende krefter og momenter som virker på en avstivet sone er vist i fig. 4.28.



Figur 4.28 – Momenter, skjærkrefter og aksialkrefter som virker på den avstivede sonen (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Eurokode 8 (2004, 2008) krever at det skal påvises at både konstruksjonsdelene og hele konstruksjonen har tilstrekkelig duktilitet under hensynstaking til forverret utnyttelse av duktilitet, som avhenger av det valgte konstruksjonssystemet samt av konstruksjonens konstruksjonsfaktor. I tillegg skal alle materialkrav som stilles i Eurokode 8 (2004, 2008) for stålkonstruksjoner oppfylles.

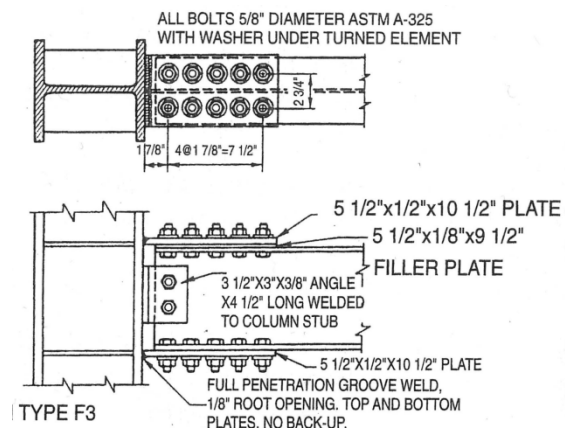
4.4.4.3 Knutepunkter mellom søyler og bjelker i en momentstiv ramme

For at en momentstiv ramme skal være i stand til å utvise god duktil oppførsel, må knutepunktene ha tilstrekkelig styrke og duktilitet slik at plastisk bruddmekanisme kan dannes. Videre må rammen ha solid detaljering av knutepunktene slik at store uelastiske deformasjoner i det elastisk-plastiske området kan inntreffe. Tilstrekkelig energiabsorpsjon sikres. Siden knutepunktene sikrer den globale

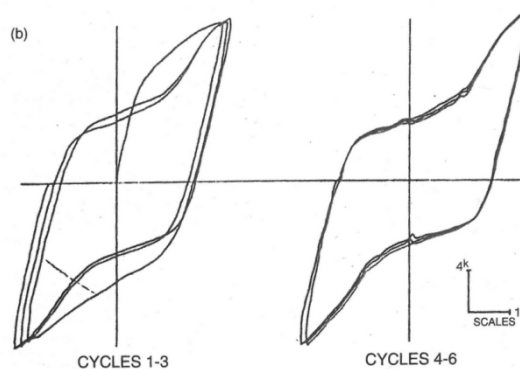
stabiliteten, kan man tillate energiabsorpsjon i bjelkene og i knutepunktene mellom bjelkene og søylene i form av plastiske rotasjoner. Brudd i knutepunktene eller i søylene kan ikke tillates! Dannelse av plastiske flyteledd i bjelkene er muligens det beste alternativet fordi det alltid er vanskelig å sikre tilstrekkelig kapasitet i knutepunktene.

En av de tidligste testene på stive forbindelsesdetaljer ble foretatt av Popov og Pinkney (1969) i 1969 USA. Målet var å undersøke materialets plastiske oppførsel under syklisk belastning. I denne testen ble flere forbindelsesdetaljer analysert. Det ble konkludert med at forbindelsesdetaljer med sveiste flenser og boltede steg utviste overlegen uelastisk oppførsel sammenlignet med for eks. fullt boltede forbindelsesdetaljer. Testen av Popov og Pinkney (1969) ble beskrevet slik: "The fully bolted detail was considered less desirable because slippage of the bolts during cyclic loading produced a visible pinching of the hysteretic loops and because tensile rupture occurred along a net section between bolt holes" (Bruneau, Uang og Whittaker 1998, 304).

Bolteglidningen forårsaket av syklisk belastning i en fullt boltet forbindelsesdetalj, se fig. 4.29, er vist på fig. 4.30. Glidningen er vist tydelig på fig. 4.30 i form av klemming av kurvene i overgangen mellom belastningsyklusene.

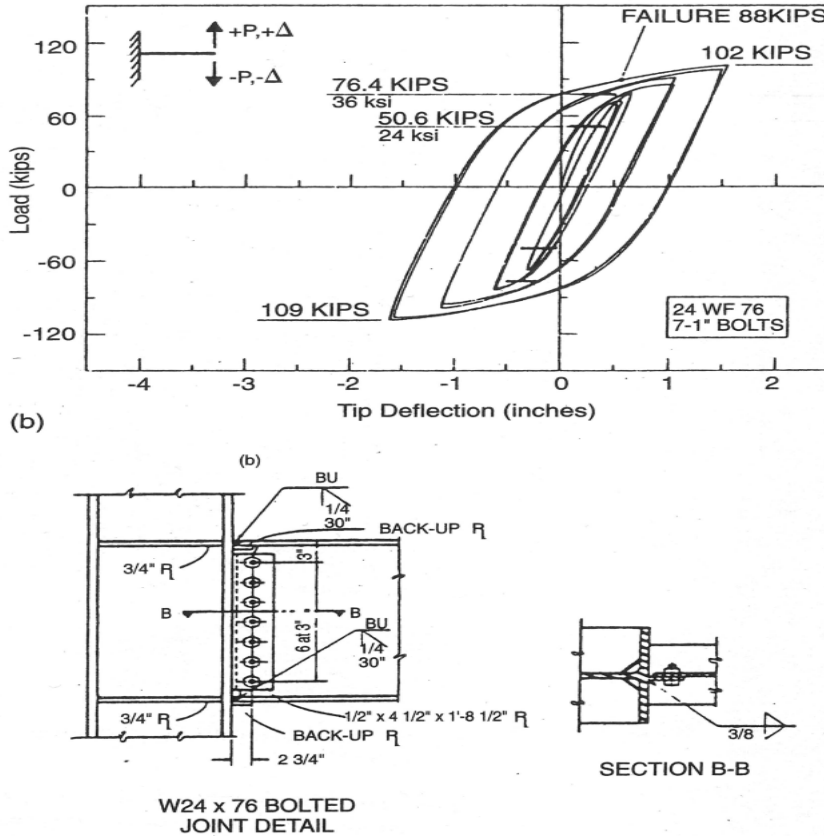


Figur 4.29 - Fullt boltet forbindelse (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)



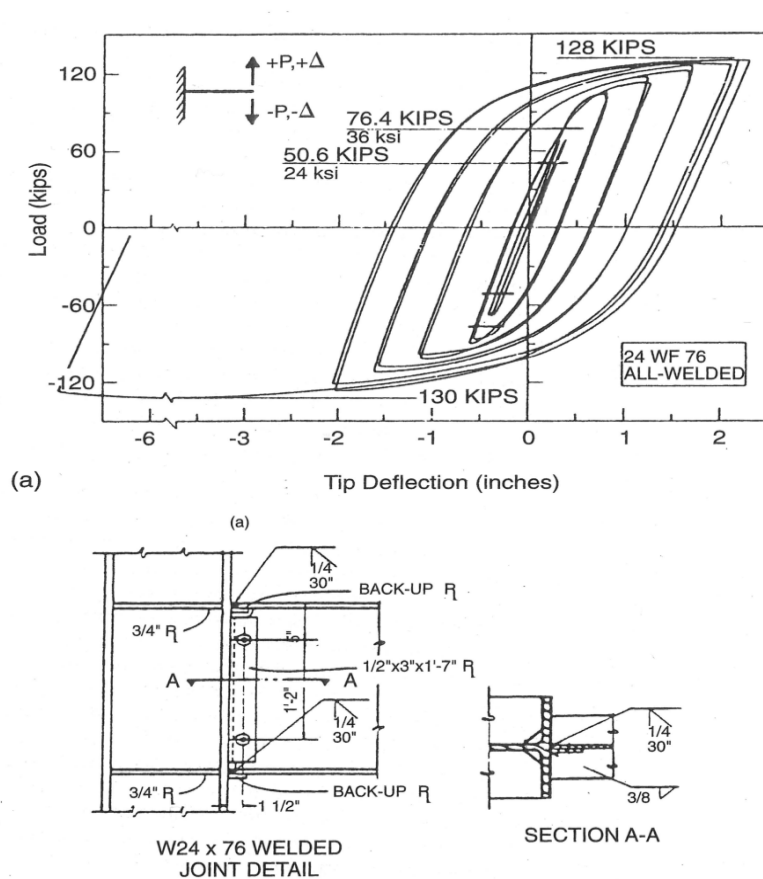
Figur 4.30 - Hysteretisk oppførsel av en boltet forbindelse (TYPE 3) vist i fig. 4.20 når forbindelsen utsettes for seismisk (syklisk) belastning (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Figuren 4.30 illustrerer at det er ugunstig å bruke en fullt boltet forbindelse i en konstruksjon som prosjekteres for jordskjelvlaster siden forbindelsen i en slik forbindelsesdetalj utsettes for gjentatt syklisk belastning.



Figur 4.31 - Hysteretisk oppførsel av forbindelsesdetalj med boltet steg når forbindelsen utsettes for seismisk (syklisk) belastning (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).

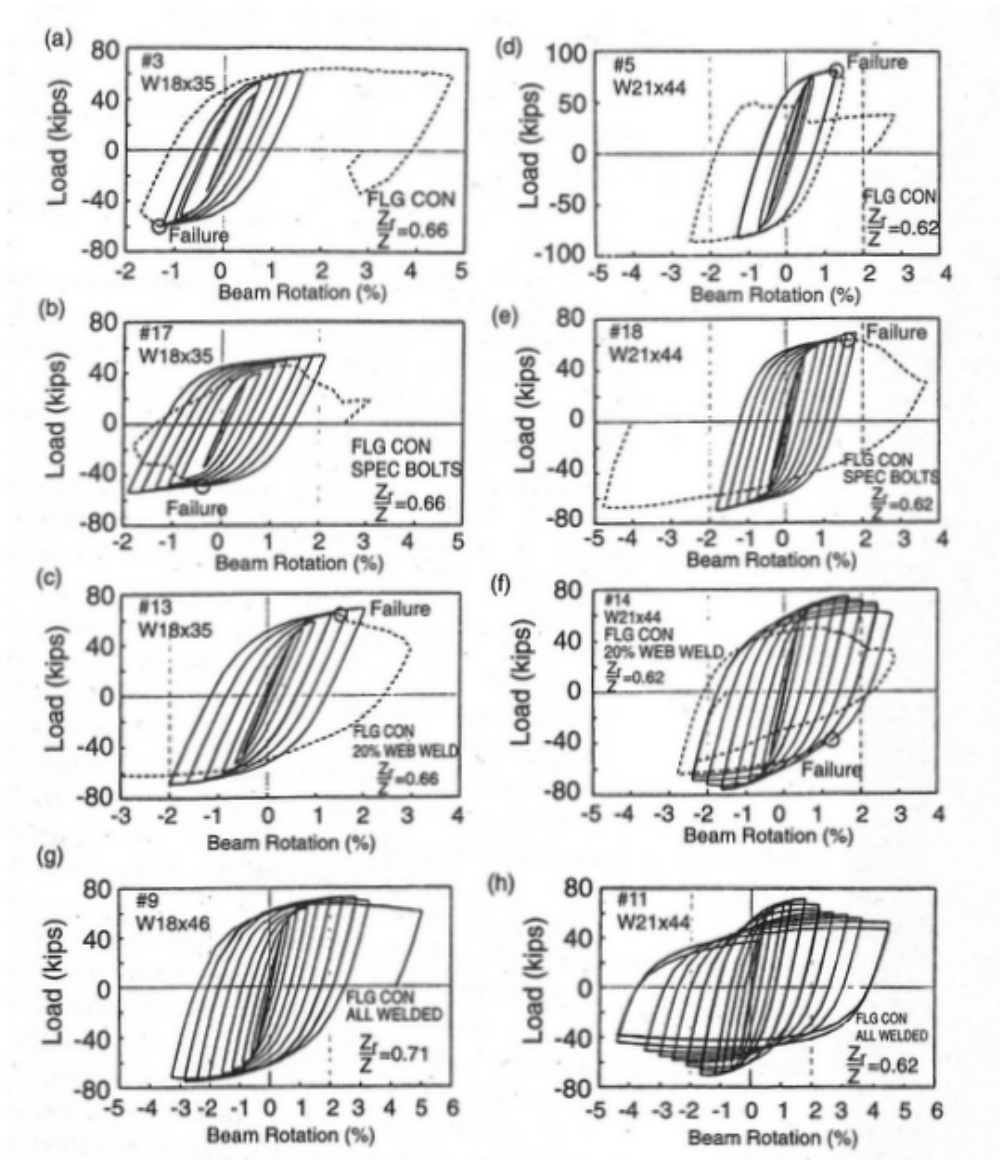
På 1970-tallet ble det utført en test av ulike forbindelses detaljer av Popov og Stephan (1970). I testen sammenlignet de ytelsen til forbindelsesdetaljer med sveiste flenser og boltede steg og fullt sveiste forbindelsesdetaljer. Under testen utviste nesten alle forbindelsesdetaljer større styrke enn det som ble forventet. Fullt sveiste søyle-bjelke forbindelser utviste gode duktile egenskaper. Forbindelser med boltede steg gikk til uforventede brudd og utviste noe uberegnelige duktilitetsegenskaper. Dette er vist på fig. 4.31 b) og fig. 4.32 a).



Figur 4.32- Hysteretisk oppførsel av en forbindelsesdetalj med fullt sveist steg når forbindelsen utsettes for seismisk (syklisk) belastning (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Det ble konkludert at forbindelsesdetaljer med boltede steg var duktile nok og at de kunne anvendes til konstruksjoner utsatt for syklisk belastning. Dessuten var de også billigere å produsere.

Tester som ble utført sent på 1980-tallet av Tsai og Popov (1988, 1989) påpekte på at stive forbindelser (med bjelker som var nokså like de bjelkene som ble brukt i testene til Popov og Stephen (1971)) ikke utviste forventet duktilitet. Forbindelsesdetaljer med sveiste flenser og boltede steg gikk til plutselige brudd uten tilstrekkelige plastiske rotasjoner, selv om forbindelsene ble produsert av kommersielle fabrikk. Forbindelsene ble også undersøkt med ultralyd for eventuelle feil og ble godkjente før testen ble utført. Noen av forbindelsene klarte ikke engang å realisere den plastiske kapasiteten M_p . Det er også viktig å nevne at to fullt sveiste forbindelsesdetaljer klarte å utvise høy grad av duktilitet. Alt dette er illustrert i fig. 4. 33.



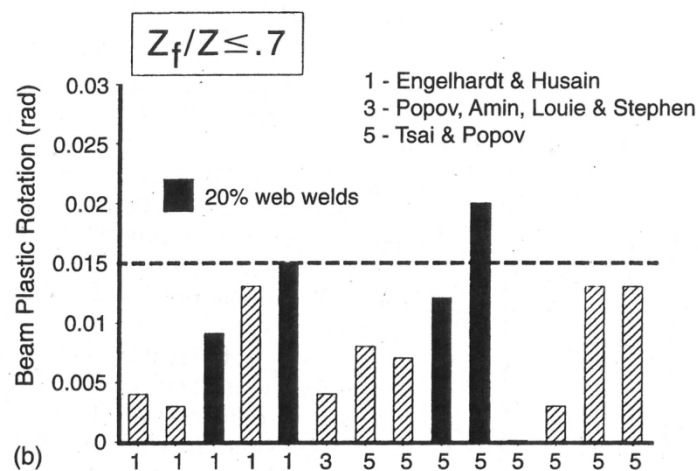
Figur 4.33 - Hysteretisk materialoppførsel for ulike forbindelsesdetaljer: (a) W460x52 (W18x35)-bjelke med boltet steg, (b) W460x52-bjelke med forspente bolter (tension controlled bolts), (c) W460x52-bjelke med boltet steg og 20 % med supplerende sveis, (d) W530x66 (W21x44)-bjelke med boltet steg, (e) W530x66-bjelke med forspente bolter, (f) W530x66-bjelke med boltet steg og med 20 % supplerende sveis, (g) W460x68 (W18x46) med fullt sveist steg og (h) W530x66-bjelke med fullt sveist steg. Alle forbindelsene har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Fig. 4.33 (g) og (h) illustrer klart at en fullt sveist søyle-bjelke forbindelse utviser de beste duktilitetsegenskaper og størst hysteretisk energiabsorpsjon via deformasjon i det elastisk-plastiske området.

Sent på 1980-tallet ble det i USA gjort noen modifikasjoner på bjelker som hadde en forhold $\frac{W_f}{W}$ på mindre enn 0,7. Her er W_f og W henholdsvis plastisk motstandsmoment (tverrsnittsmodul) for flensene og for hele bjelken. For disse bjelkene ble det påkrevd med en supplerende sveis på bjelkesteget.

På 1990-tallet gjennomførte Engelhardt og Husain (1993) flere tester. De skulle undersøke hvor stort effekt hadde $\frac{W_f}{W}$ -forholdet på duktiliteten. De brukte noe dypere bjelker enn de som ble brukt i testen utført av Tsai og Popov (1988, 1989). Resultatet var at mange av de testede forbindelsesdetaljene utviste dårlige duktilitetsegenskaper. Noen forbindelsesdetaljer utviste ingen duktilitet. Dette beskrives slik:

Engelhardt and Husain also compared their results with past experimental data. Assuming that connections must have a beam plastic rotation capacity of 0,015 radian to survive severe earthquakes, they found that none of their seven specimens could provide this rotational capacity..., nor could most connections in tests conducted by other researchers. As a result of these observations, Engelhardt and Husain expressed concerns about the welded flange-bolted web detail commonly used in ductile moment frames in severe seismic regions (Bruneau, Uang og Whittaker 1998, 312).



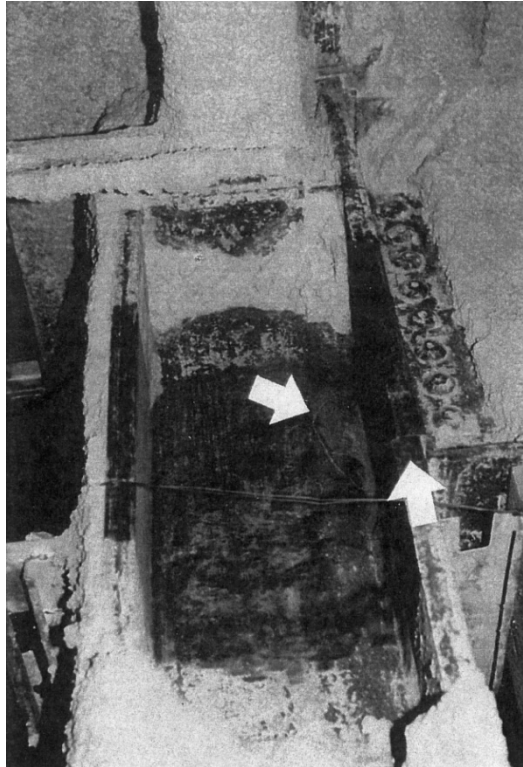
Figur 4.34 - Sammenligning av bjelkens plastiske rotasjoner (Bruneau, Uang og Whittaker 1998, 312)

Den 17. november 1994 rystet et jordskjelv med magnitudo på 6.7 Los Angeles. Episentret var i Northridge. Jordskjelvet forårsaket skader som kostet over 20 milliarder amerikanske dollar. Totalt ble rundt 500 bygninger med momentstiver rammer skadet.

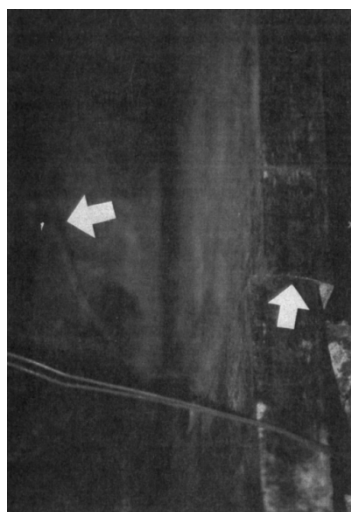
Jordskjelvet og omfanget av skadene førte til nye undersøkelser av allerede eksisterende eksperimentelle data. Selv om det ble generelt konkludert at forbindelsesdetaljene hadde tilfredsstillende materialoppførsel med tilstrekkelige duktile egenskaper har man i nesten alle undersøkelser rapportert om tilfeller hvor forbindelsesdetaljene hadde lav eller nesten ingen duktil oppførsel.

Popov og Bertero (1973) har blant annet rapportert flere uforventede brudd. I enkelte forbindelsesdetaljer, gikk sprekken gjennom sveisen eller flensene. Popov m. fl. (1985) rapporterte at de fleste forbindelsesdetaljer som ble testet gikk til plutselige brudd etter mer eller mindre tilfredsstillende duktil oppførsel. Den sistnevnte testen ble utført for å bekrefte tilstrekkeligheten av prosjekteringskriteriet for søyle-bjelke forbindelser. Testen tok et utgangspunkt i større bjelker med sveiste flenser og boltede steg. Under testingen ble det rapportert glidning av stegboltene ved hver syklus. Det ble også rapportert at forbindelsesdetaljer med kontinuitetsplater og "doubler plates" utviste bedre duktile egenskaper.

I senere tid ble det foretatt tester av forbindelsesdetaljer som ble brukt i tiden før jordskjelvet i Northridge. Forbindelsesdetaljer med sveiste flenser og boltede steg og fullsveiste forbindelsesdetaljer utviste dårlige duktilitetsegenskaper med tilhørende lave plastiske rotasjoner. Forbindelsesdetaljene hadde generelt ikke tilstrekkelig duktilitet og rotasjonskapasitet. Typiske skader på konstruksjoner som følge av jordskjelvet i Northridge er vist på fig. 4.35 og fig. 4.36



Figur 4.35 - Brudd i søyleflensen som følget av jordskjelvet i Northridge den 17. november 1994 (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)



Figur 4.36 - Brudd gjennom søyleflensene som følge av jordskjelvet i Northridge den 17. november 1994 (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

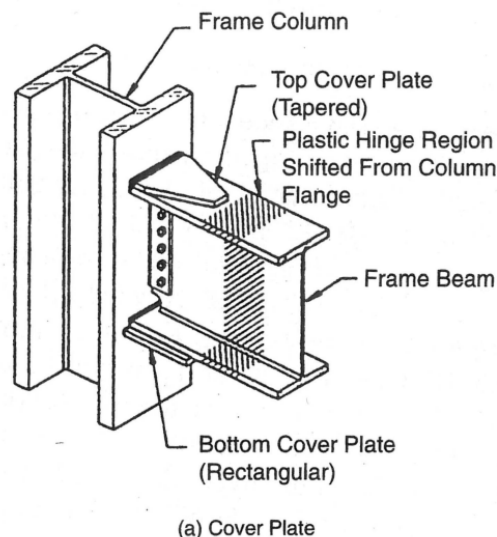
4.4.4.4 Nyere utforming av søyle-bjelke forbindelser

Dimensjonering av konstruksjoner for jordskjelvlaster krever gode forbindelser, dvs. duktil knutepunkt med høy rotasjonskapasitet og styrke. For å unngå problemer knyttet til lav duktilitet og rotasjonskapasitet kan man enten styrke knutepunktet eller svekke bjelken som knytter til knutepunktet. Dette vil føre til at plastiske flyteledd oppstår i området lenger unna selve søylen og knutepunktet. Knutepunktet vil svekkes i liten grad og energiabsorpsjon via deformasjon i det elastisk-plastiske området vil bli mulig.

Styrkning av knutepunktet kan gjøres på forskjellige måter. Eurokode 8 (2004, 2008) foreslår at knutepunktet kan gjøres sterkere ved å kreve at summen av dimensjonerende momentkapasiteter til søylene er 30 % større enn summen av dimensjonerende momentkapasiteter til bjelkene som møtes i det samme knutepunktet. I dette avsnittet presenteres totalt fem løsninger som gjør at flyteleddet forskyves lenger unna knutepunktet. Løsningene som presenteres i dette avsnittet er også presenterte i Bruneau, Uang og Whittaker (1998). Boken til Bruneau, Uang og Whittaker er skrevet på engelsk og i dette kapitlet presenteres en kort oppsummering.

1) Løsning 1

For å flytte det plastiske flyteleddet til bjelken monterer man to plater ved knutepunktet. Den ene platen monteres på toppen av bjelkens toppflens mens den andre platen monteres på undersiden av bjelkens bunnflens. Platen som monteres på undersiden av bjelkens bunnflens skal være av rektangulær form og er noe bredere enn bjelkeflensen. Topplaten vil være bredest ved søyleflensen og vil avta i bredden med avstand fra søyleflensen. Løsningen er illustrert i fig. 4.37.

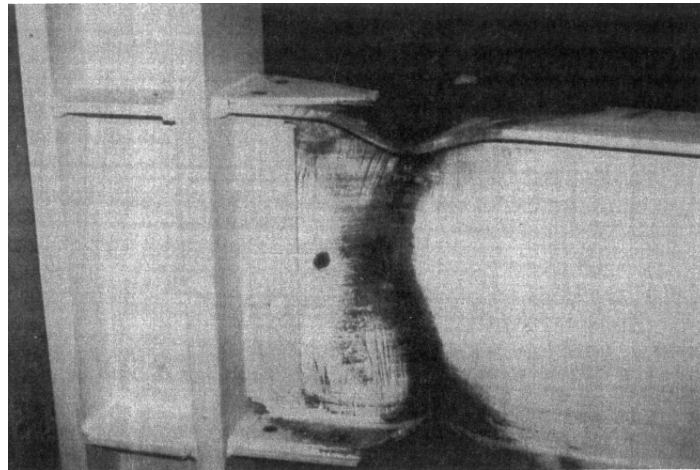


Figur 4.37 - Forbindelsesdetalj med topp- og bunnplate (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

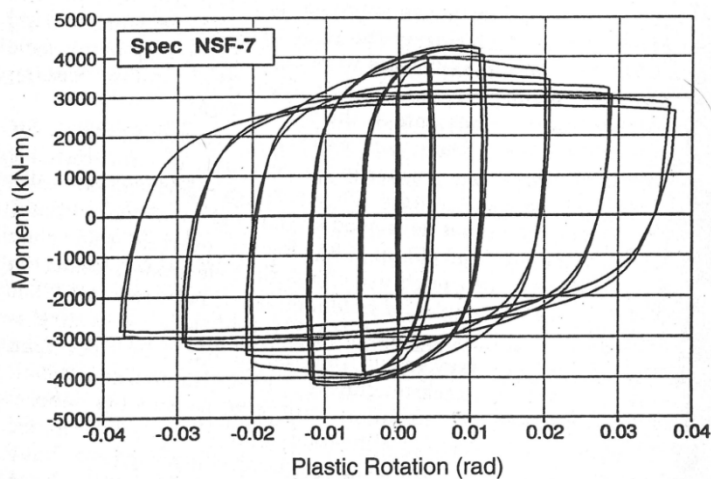
Topp- og bunnplaten skal muliggjøre en jevnere overføring av spenninger mellom flensen og platen. Dersom man velger å sveise bjelkesteget til søyleflensen, vil steget være i stand til å overføre

skjærkrefter slik at mindre platedimensjoner kan anvendes. Dersom man anvender plater av mindre dimensjoner vil man ha en mindre andel av restspenninger som oppstår pga. krympningen av metallet ved avkjøling. Man kan se av tabell 4.5 at omtrent $\frac{2}{3}$ av de testede forbindelsene med topp- og bunnplater oppnådde plastiske rotasjoner på 0,03 radianer. Plastisk rotasjon på 0,03 radianer anses som tilfredsstillende for at opptaket av energien via deformasjon i det elastisk-plastiske området.

Som det fremkommer av tab. 4.5, kan man observere at bruk av topp- og bunnplater er ikke en fullkommen løsning. Selv om en god del av de testede forbindelsene utviste tilfredsstillende duktil oppførsel kan man ikke uten videre konkludere at forbindelsesdetaljene vil utvise ønskelig oppførsel dersom man anvender topp- og bunnplater. Bruk av topp- og bunnplater vil i mange tilfeller virke positivt på forbindelses oppførsel. Dette er illustrert i fig. 4.38 og fig. 4.39.



Figur 4.38 – Figuren viser forbindelsesdetalj NSF-7 (med sveist steg) etter at den har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. Figuren viser klart dannelse av et plastisk flyteledd i bjelken. (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)



Figur 4.39 - Figuren viser hysteretisk oppførsel av forbindelsesdetaljen NSF-7 under seismisk (syklisk) belastning. (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Tabell 4.5 - Testdata for forbindelser med topp- og bunnplater utsatt for syklisk belastning. Testen ble utført av Engelhardt og Sabol (1996) (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Specimen	Beam size [†]	Beam flange strength		Beam web strength		Column size [†] W14x	Top cover plate (tapered) (thickness x width x length) (mm)	Bottom cover plate (rectangular) (thickness x width x length) (mm)	Web connection	Electrode **	Maximum plastic rotation (rad)	Description of Failure
		F _y (MPa)	F _u (MPa)	F _y (MPa)	F _u (MPa)							
AISC-3A	W36x150	294	425	320	435	455	19x300x430	16x355x405	bolted	E70T-4	1.5%	Brittle fracture @ top flange and cover plate groove weld
AISC-3B	W36x150	294	425	320	435	455	19x300x430	16x355x405	bolted	E70T-4	2.5%	Gradual strength deterioration due to local buckling, followed by gradual tearing of bottom flange @ end of cover plate
AISC-5A	W36x150	318	460	375	494	426	25x300x610	25x300x585 *	bolted	E70TG-K2 #	2.5%	Same as AISC-3B
AISC-5B	W36x150	370	492	380	520	426	25x300x610	25x300x585 *	bolted	E70TG-K2 #	0.5%	Brittle fracture @ beam bottom flange connection. Fracture contained within column flange base metal
AISC-7A	W36x150	318	460	375	494	426	19x300x430	16x355x405	bolted	E70T-7	3.5%+	Gradual strength deterioration due to local buckling, and gradual tearing of fillet welds of cover plates to beam flanges
AISC-7B	W36x150	318	460	375	494	426	19x300x430	16x355x405	bolted	E70T-7	5.0%+	Same as AISC-7A
AISC-8A	W36x150	311	444	343	465	426	19x300x430	16x355x405	bolted	E70T-7	3.5%+	Same as AISC-7A
AISC-8B	W36x150	311	444	343	465	426	19x300x430	16x355x405	bolted	E70T-7	3.5%+	Same as AISC-7A
SAC-4	W36x150	292	421	329	437	257	25x300x405	25x355x405	bolted	E70T-8	3.7%+	Same as AISC-7A + significant panel zone yielding
NSF-5	W36x150	296	417	310	415	426	12x300x355	12x380x355	welded	E70T-8	3.3%+	Same as AISC-7A
NSF-6	W30x148	321	445	334	450	257	16x266x355	16x300x355	welded	E70T-8	3.8%+	Gradual tearing of fillet welds of cover plates to beam flanges; panel zone dominated inelastic response
NSF-7	W36x150	340	456	360	467	455	12x300x355	12x380x355	welded	E70T-8	3.8%+	Same as AISC-7A

* Tapered bottom cover plate

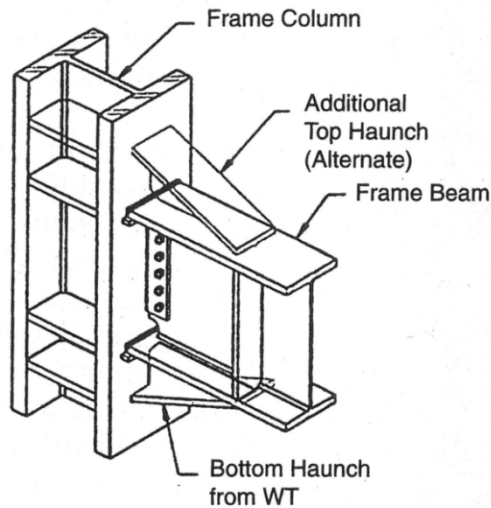
** All bolted webs with fully tensioned high strength bolts and supplemental welds on web shear tab to develop 20% of nominal plastic moment of beam web; All welded webs by directly welding to column using complete joint penetration groove weld.

Except E70T-7 used for bottom cover plate to column flange weld.

† In S.I. units, W36 x 150 is W920 x 223, W30 x 148 is W760 x 221, W14 x 455 is W360 x 677, W14 x 426 is W360 x 634, W14 x 257 is 360 x 382

2) Løsning 2

Det plastiske flyteleddet kan flyttes lenger unna knutepunktet ved å bruke T-formede stålplater med avtagende høyde, se fig. 4.40.

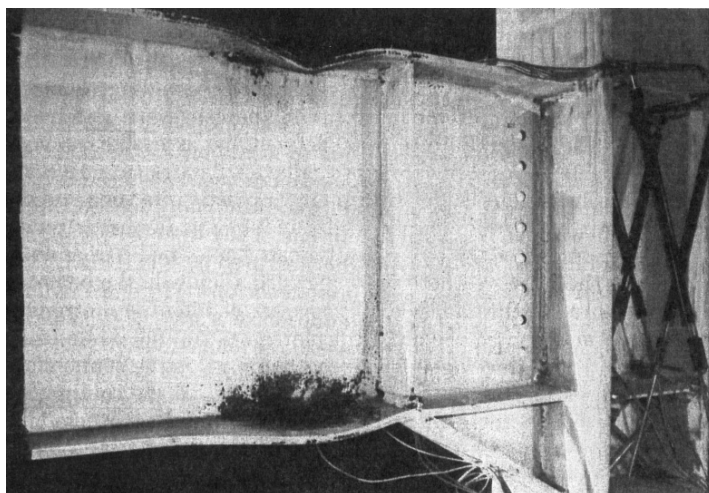


Figur 4.40 - Forbindelsesdetalj med T-formede platekomponenter med avtagende høyde (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Man kan enten bruke T-formede platekomponenter med avtagende høyde både på opp- og nedsiden eller kun på nedsiden. Uang og Bondad (1996) hadde testet fire forbindelser som ble brukt i tiden for jordskjelvet i Northridge. To av de fire forbindelsene ble testet under kvasi-statiske forhold mens to ble testet under dynamiske forhold med maksimal tøyingsrate på 0,1 mm/mm/s. Forbindelsene hadde kun T-formede plater montert på nedsiden av bunnflensen. Oppførselen til disse forbindelsesdetaljene er beskrevet slik:

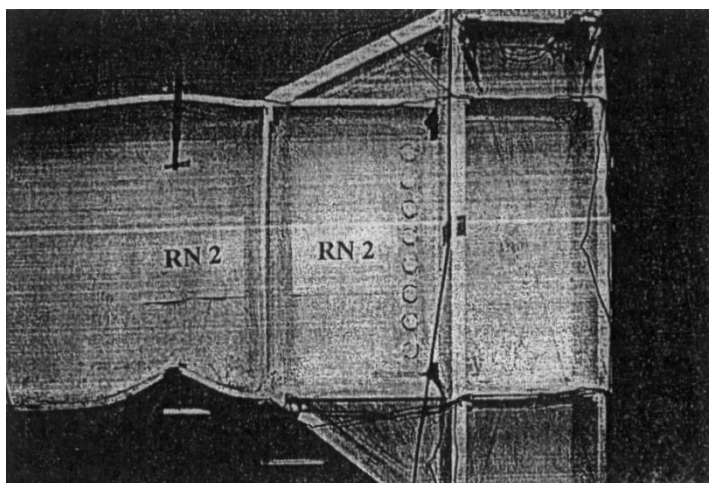
The repaired specimens performed much better than the pre-Northridge specimens, with beam plastic hinges developing outside the haunch. Plastic deformations of the panel zone was also reduced, and nearly all of the inelastic action was concentrated in the beams... Failure was defined by excessive strength degradation due to local buckling of the beam flanges..., although the specimens could sustain larger plastic rotations and dissipate further hysteric energy while undergoing further strength degradation (Bruneau, Uang og Whittaker 1998, 345).

Bruk av T-formede platekomponenter med avtagende høyde øker arealet av den avstivede sonen og reduserer flytningen i sonen. Den testede forbindelsesdetaljen er vist i fig. 4.41.

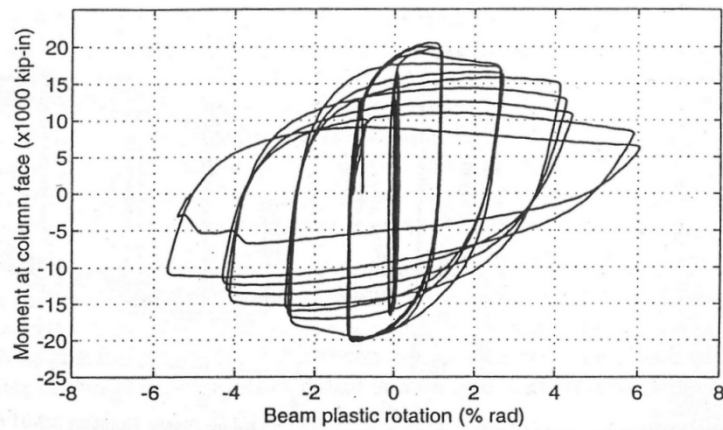


Figur 4.41 - Hysteretisk oppførsel av forbindelsesdetalj med T-formede stålkompnenter på undersiden av bjelkens bunnflens. Figuren viser forbindelses tilstand etter at den har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Whittaker m. fl. (1995) har testet flere forbindelsesdetaljer som ble brukt i tiden før jordskjelvet i Northridge. Forbindelsesdetaljene ble forbedret ved bruk av T-formede stålkompnenter på både opp- og nedsiden av bjelken. Etter at testene ble utført ble det rapportert om tilfredsstillende oppførsel. Flytning i den avstivede sonen ble stort sett eliminert og plastisk rotasjon på 0,027 radianer ble oppnådd. Plassering av T-formet stålkompnent på bjelkens toppflens kan være ugunstig mht. plasseringen av dekke. Resultatet er vist på fig. 4.42 og fig. 4.43.

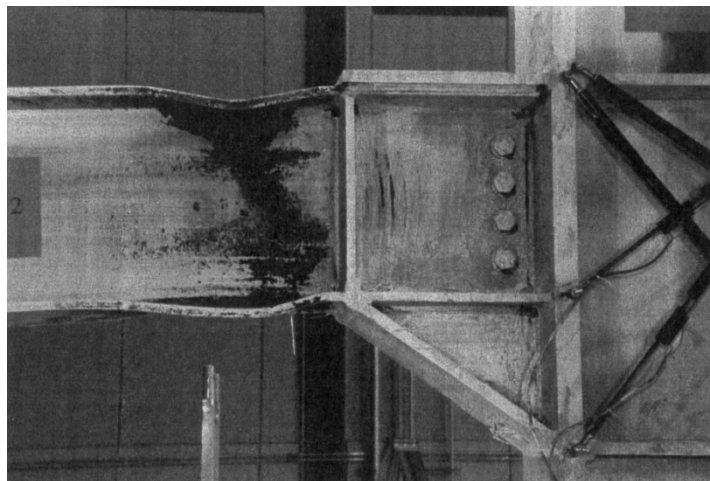


Figur 4.42 - Hysteretisk oppførsel av forbindelsesdetaljen med T-formet platekomponent både på opp- og nedsiden av bjelken. Figuren viser forbindelsenes tilstand etter at den har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

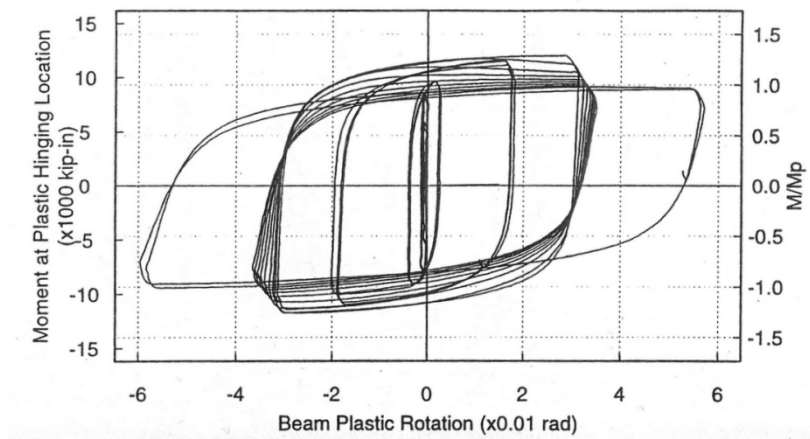


Figur 4.43 - Plastisk rotasjon av forbindelsesdetaljen vist på fig. 4.42 (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Som et annet alternativ kan man plassere en rektangulær plate på bjelkens toppflens og en T-formet stålkomponent på undersiden av bjelken bunnflens, se fig. 4.44. Noel og Uang (1996) rapporterte om ypperlig oppførsel av en slik forbindelse. Kun topplaten ble sveist til søylen.



Figur 4.44 - Hysteretisk oppførsel av en forbindelsesdetalj med en rektangulær plate plassert på bjelkens toppflens og en T-formet stålkomponent plassert på undersiden av bjelkens bunnflens. Figuren viser forbindelsesenes tilstand etter at den har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)



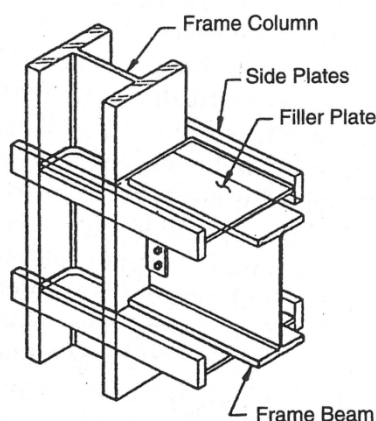
Figur 4.45 - Plastisk oppførsel av forbindelsesdetaljen vist på fig. 4.44 (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Generelt beskrives denne typen forbindelse slik:

In summary, the available experimental data suggest that using triangular T-shaped haunches is an effective means by which to strengthen a connection. Their redundancy also contributes to preserve good plastic behavior if one of the full penetration groove welds fail. However, haunches are expensive to construct, and the top haunch, when present, can be an obstruction above the floor level (Bruneau, Uang og Whittaker 1998, 349).

3) Løsning 3

Flyteleddets plassering kan også forskyves ved bruk av sideplater som vist på fig. 4.46.



(c) Side Plate

Figur 4.46 - Forbindelsesdetalj med sideplater (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

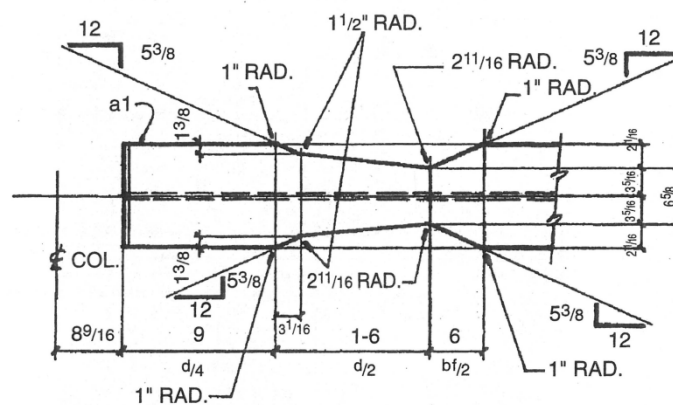
Effekten av sideplatene er beskrevet slik: "Limited tests of the side-plate strategy... have shown poor inelastic behavior. However, an alternative design using large side plates that extend over the full beam depth has been demonstrated to be effective" (Bruneau, Uang og Whittaker 1998, 349).

4) Løsning 4

Til nå har forskjellige strategier, for hvordan man flytter det plastiske flyteleddet, blitt presentert. Forsterkning av knutepunktet var den essensielle faktoren for alle presenterte løsninger. Det plastiske flyteleddet kan også flyttes lenger unna knutepunktet dersom man svekker bjelken. Dette kan gjøres ved å redusere arealet av bjelkeflensene i området hvor man ønsker at flyteleddet skal dannes. Arealreduksjonen vil føre til lavere momentkapasitet i området, slik at ytelsen til søyle-bjelke forbindelsen under jordskjelvbelastningen forbedres vesentlig. Reduksjon av bjelkens kapasitet må tas hensyn til ved dimensjonering.

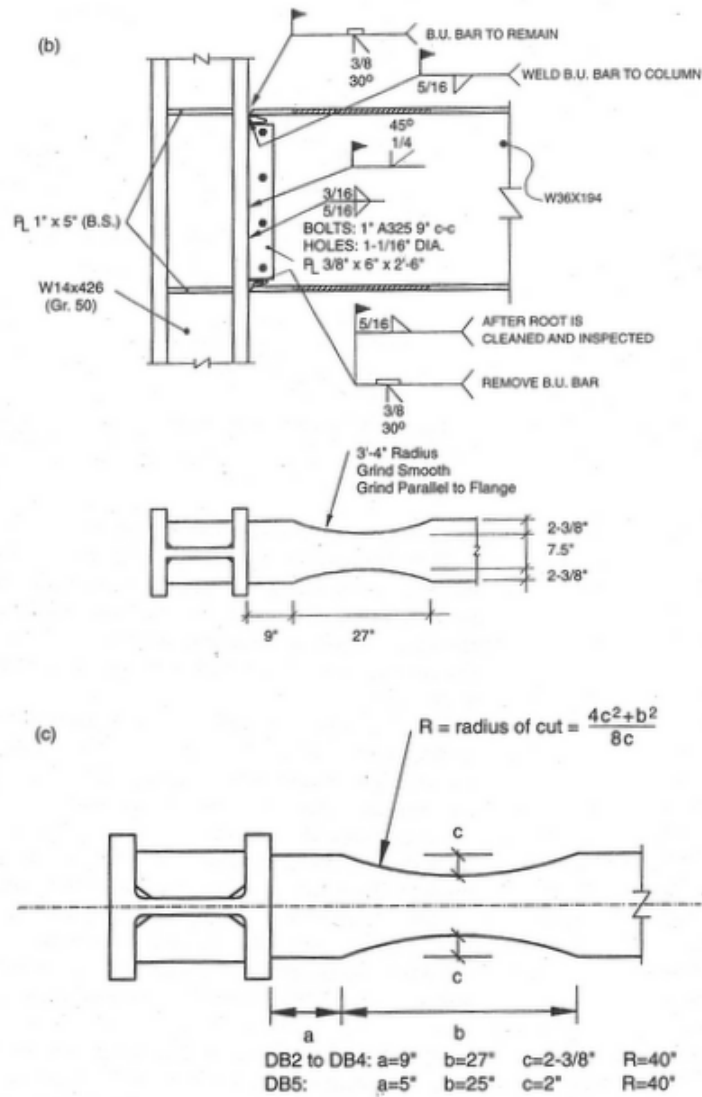
Reduksjon av arealet til bjelkeflensene kan gjøres på to mange måter. Man kan enten borre hull i flensene og på denne måten svekke kapasiteten i området eller trimme bjelkeflensene. Ideen om trimming av flensene ble først presentert og testet av Plumier (1990). Dette er en metode som øker duktiliteten til knutepunktene. Metodens effektivitet ble bekreftet av Chen og Yeh (1994). To løsninger for hvordan bjelkenflensen skal trimmes har vekket særlig stor oppmerksomhet.

Den ene løsningen baserer seg på en lineær profil og ble utviklet av Iwankiw og Carter (1996) og Chen m. fl. (1996). Den lineære profilen skal være i relasjon med momentdiagrammet, se fig. 4.47.



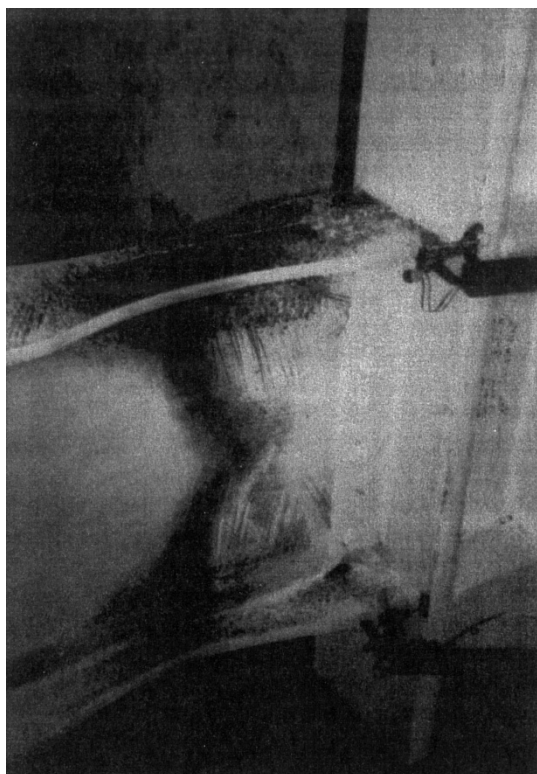
Figur 4.47 - Trimming av bjelkeflensene etter lineær profil (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Trimming av bjelkeflensene kan også gjøres ved å følge en sirkulær profil. Løsningen er utarbeidet av Engelhardt m. fl. (1996) og vist på fig. 4.48.



Figur 4.48 - Trimming av bjelkeflensene etter sirkulær profil (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Trimming av bjelkeflensene etter to overnevnte metoder har ført til at forbindelsene oppnådde plastiske rotasjoner på over 0,03 radianer. Trimming av flensene vil forsinke lokal knekking men fører med seg større fare for stegkneking. Tverrnittet vil også bli mer utsatt for torsjon og torsjonskneking pga. reduserte flensestivheter. Forskyvning av det plastiske flyteleddet i en bjelke med trimmede flenser er vist på fig. 4.49.



Figur 4.49 - Plastisk flyteledd. Bildet viser forbindelsenes tilstand etter at den har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Oppnådde resultater beskrives slik:

... connection usually experiences web local buckling first, followed by flange local buckling and lateral-torsional buckling, resulting in significant strength degradation. The addition of lateral bracing at the reduced beam section delays this degradation. High plastic rotation capacities have been achieved when lateral bracing was provided at the end of the dogbone farthest away from the column. Tests indicate a required lateral bracing strength of approximately 4 percent of the actual force developed by the beam flange (Uang og Noel 1996) (Bruneau, Uang og Whittaker 1998, 350).

5) *Diskusjon av løsning 5*

Boltet forbindelse kan være et alternativ for en sveist forbindelse. Å oppnå en stiv forbindelse kun ved bruk av bolter kan vise seg å være vanskelig. Boltede forbindelser vil kreve bruk av større bjelker og søyler for å kompensere for stivheten som kan oppnås med en stiv forbindelse. Semi-stive forbindelser med sveis og bolter som forbindelsesmidler, kan ofte utvikle tilfredsstillende plastiske rotasjoner på 0,03 radianer.

4.4.5 Rammer med konsentriske diagonale avstivninger under seismisk belastning

4.4.5.1 Generelt

Rammer med konsentriske diagonale avstivninger er nærmere beskrevet i avsnitt 4.3.2.

4.4.5.2 Diagonaler

Diagonalene spiller en helt sentral rolle på rammens kapasitet og duktilitet, se avsnitt 4.3.2. Diagonalene kan være runde eller rektangulære hulprofiler, IPE-profiler, halve IPE-profiler, kanalprofiler, stager og andre. Runde hulprofiler er anvendt mye i offshoreindustrien.

4.4.5.3 Usikkerheten knyttet til rammens duktilitet

Det er knyttet en viss usikkerhet til rammens duktile oppførsel. Rammens duktile oppførsel er karakterisert av strekkdiagonalenes plastiske deformasjon når rammen utsettes for seismisk (syklisk) belastning. Usikkerheten omkring rammens duktilitet forklares slik: “Although tension only braced frames have been used to resist earthquake-induced lateral forces, the inelastic cyclic response of these frames is generally poor” (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).

4.4.5.4 Faktorer som påvirker den duktile oppførselen av rammen (diagonalene)

Diagonalenes duktile oppførsel påvirkes av mange faktorer. De viktigste er diagonalenes slankhet, randbetingelser (diagonalenes opplagerbetingelser) og type profil som anvendes. Disse faktorene kan sees på som ”krav” som må oppfylles dersom en ramme med konsentriske diagonaler skal være i stand til å utvise gode duktile egenskaper.

1) Diagonalenes slankhet

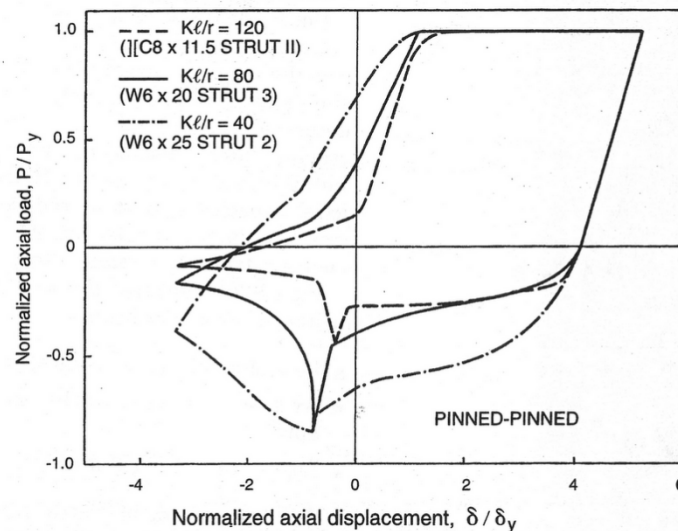
Diagonalene i rammen må være i stand til motstå syklisk belastning. De vil bli utsatt for vekslende strekk- og trykkbelastning. For at rammen skal kunne utvise god og tilfredsstillende duktil oppførsel må knekking av diagonalene forhindres.

Dersom knekking av diagonalene forhindres vil materialflytning og lokal knekking (som oppstår pga. kapasitetstapet som skyldes dannelse av plastisk flyteledd) dominere diagonalenes respons. Dette gjelder diagonaler med liten slankhet.

Slanke diagonaler har som regel nokså liten sidestivhet og mye større aksialstivhet. Dersom en slank diagonal knekker under syklisk belastning (aksialtrykkraft), vil diagonalens sidestivhet avta dramatisk.

Ved neste belastning strekkes diagonalen og aksialstivheten gjenvinnes raskt. Dette kan føre til skade på diagonalen eller brudd i knutepunktene. Gjentatt syklisk belastning og knekking fører til at diagonalen aldri går til sin utgangsposisjon, noe som er negativt med tanke på diagonalens duktilitet.

Oppførsel av diagonaler med ulike slankheter er vist i fig. 4.50. Det fremgår tydelig av figuren at diagonaler med lavere slankhet utviser høyere duktil oppførsel og større energiabsorpsjon. Arealet under kurven på fig. 4.50 er et mål på hvor mye energi diagonalen klarer å absorbere.



Figur 4.50 - Deformasjonskurver ved hysteretisk energiabsorpsjon for tre diagonaler utsatt for syklisk belastning. Diagonalene har forskjellige slankheter hvor alle diagonaler har ledd i begge ender (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

2) Randbetingelser

Randbetingelsenes innvirkning på diagonalens oppførsel er knyttet til knekk lengder og knekklast. Lavere knekk lengder fører til høyere knekklast og dermed lavere slankhet som igjen har positiv virkning på diagonalens duktil oppførsel. De elastiske og ikke-elastiske knekkformer for en gitt diagonal med gitt slankhet er i omtrent sammenfallende. Dette forklares slik:

... From these data it can be concluded that the inelastic shapes are similar to the elastic shapes. Note that the brace curvature tends to concentrate in the plastic hinge regions as the number of inelastic cycles increases... but that the inflection points for both the elastic and inelastic shapes are essentially identical (Bruneau, Uang og Whittaker 1998, 215).

3) Tverrsnittprofil

Tverrsnittprofilens innvirkning på hysteretisk oppførsel av diagonalene er beskrevet slik:

... Black et al. (1980) suggest that the most efficient braces are tubular cross-sections with small kL/r , and that improved performance can be achieved by reducing the ratios of b/t (rectangular tube brace), d/t (circular tube brace), and $b_f/2t_f$ (I-shaped brace) ratio... (Bruneau, Uang og Whittaker 1998, 215).

Her er b/t forholdet mellom bredden og veggtykkelsen for en rektangulær hulprofil, d/t er forholdet mellom diameteren og veggtykkelsen for en rund hulprofil og $b_f/2t_f$ er forholdet mellom

flensbredden og flenstykkelsen for en I-profil. Ved å redusere forholdet mellom disse parametrene, vil man i en viss grad redusere diagonalens slankhet som resulterer i bedre ytelse ved syklisk belastning. Videre rangeres profilene (for en gitt slankhet) etter egnethet mht. syklisk belastning hvor de meste egnede profiler listes først/øverst (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).

- Runde hulprofiler
- Rektangulære hulprofiler
- I-profiler (IPE-profiler)
- T-profiler (halve IPE-profiler)

4.4.6 Konklusjon

For at det skal være mulig å lage en forbindelse som skal være i stand til å effektivt motstå jordskjelvlastene må:

- Konstruksjonen må kunne motstå gjentatt syklisk belastning
- Knutepunktene i en momentstiv ramme må være i stand til å beholde sin styrke under den gjentatte belastningen
- Plastiske flyteledd må kunne rotere tilstrekkelig
- Dannelse av plastiske flyteledd må helst skje i området utenfor knutepunktet
- Man skal helst unngå knutepunkt hvor man anvender kun bolter pga. knutepunktets ytelsesusikkerhet under syklisk belastning
- Under sveiseprosessen skal metall med høy bruddseighet anvendes
- Sveisen skal være av høy kvalitet og egnet sveisetype skal anvendes
- Gjeldende sveiseprosedyrer og retningslinjer må følges

4.5 Analysemetoder etter Eurokode 8

4.5.1 Generelt om faktorer som påvirker en seismisk konstruksjonsanalyse

God og pålitelig konstruksjonsprosjektering stiller store krav til prosessene som gjøres og valgene som foretas under hele prosjekteringsperioden. Gjeldende standarder som konstruksjonen prosjekteres etter, gir veiledning og stiller krav slik at prosjekteringen utføres mest mulig nøyaktig og at risikoen

for dårlig prosjektering minimaliseres. God og riktig konstruksjonsprosjektering krever god og riktig modellering av konstruksjonens materialoppførsel, elementer som konstruksjonen består av, knutepunkter og ikke minst god og riktig modellering av den globale konstruksjonsmodellen.

For stålkonstruksjoner som skal prosjekteres/dimensjoneres for jordskjelvpåvirkning, er det viktig å velge stålmateriale som kan utvise duktile egenskaper. Dette er særlig viktig for konstruksjoner som skal deformeres i det elastisk-plastiske området. Høy grad av duktilitet skal sikre høy energiabsorpsjon og unngåelse av sprøe brudd.

Elementene som konstruksjonen består av, må være i stand til å danne energiabsorberende soner, dvs. plastiske flyteledd, med tilstrekkelig plastisk rotasjonskapasitet. Dette er særlig viktig dersom energiabsorberende soner plasseres i elementene som for eks. i bjelker. Ved plasseringen av de energiabsorberende soner i knutepunktene, må knutepunktene ha tilstrekkelig styrke og rotasjonskapasitet.

God prosjektering krever gode globale konstruksjonsmodeller. Her må det velges om konstruksjonen skal modelleres som et en-frihetsgradsystem eller som et flerfrihetsgradsystem.

Andre forhold som må tas i betraktning ved prosjekteringen, er grunnforhold og sekundære elementer. Grunnforhold kan påvirke (forsterke) jordskjelvlastene, mens sekundære elementer som ikke er en del av bæresystemet kan påvirke konstruksjonens globale stivhet.

Eurokode 8 (2004, 2008) presenterer globale analysemetoder for beregning av den dimensjonerende seismiske påvirkningen. Standarden presenterer både lineær-elastiske og ikke-lineære analysemetoder. Metodene er:

1. Lineær-elastisk analyse
 - a. Tverrkraftmetoden
 - b. Modal responsspektrumanalyse
2. Ikke lineær analyse
 - a. Ikke lineær statisk analyse (analyse ved påført forskyvning)
 - b. Ikke lineær tidshistorieanalyse (dynamisk)

4.5.2 Lineær-elastisk analyse

Teksten presentert i dette avsnittet er inspirert av Mazzolani og Gioncu (2002).

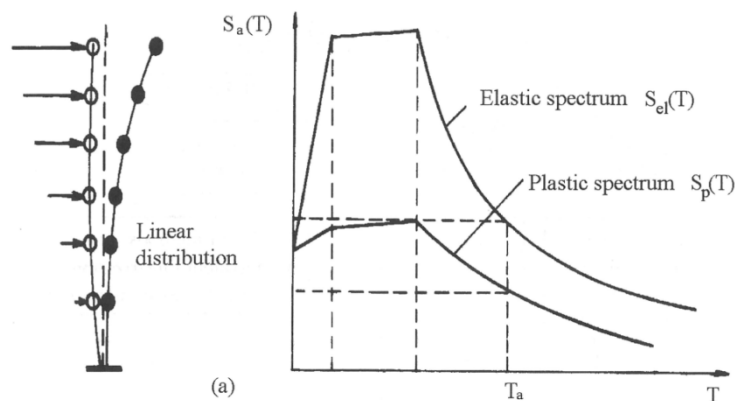
4.5.2.1 Tverrkraftmetoden

Dette er en av de eldste og enkleste metoder som anvendes til beregning av dimensjonerende jordskjelvlast. Metoden antar at konstruksjonens oppførsel styres av perioden på vibrasjonen (svingningen) og korresponderende modal form. Metoden er noe konservativ for lave og middels høye konstruksjoner med regulær geometri.

Eurokode 8 (2004, 2008) beskriver at metoden kan anvendes på konstruksjoner hvor konstruksjonens respons ikke påvirkes betydelig av bidrag fra høyere vibrasjonsformer enn den første

egensvingeformen i hver hovedretning. Det vil si at distribusjonen av den horisontale statiske kraften (tverrkraften) representeres av den første egensvingeformen i hver hovedretning. Den karakteristiske grunnbevegelsen beskrives vha. lineært- elastisk responsspekter. Det lineært-elastiske responsspekteret definerer akselerasjonen som konstruksjonen må tåle for å forbli i det lineære-elastiske området.

Ved jordskjelv vil mange konstruksjoner utvise ikke-lineær materialoppførsel og deformasjoner i det elastisk-plastiske området. For å ivareta energiabsorpsjonen i form av plastiske deformasjoner har man laget en uelastisk design responsspekter, også kalt for redusert design responsspekter. Uelastisk design responsspekter konstrueres ved bruk av konstruksjonsfaktoren q , også kalt for duktilitetsfaktor μ , som tar hensyn til energiabsorpsjonen i form av plastiske deformasjoner, se fig. 4.51.

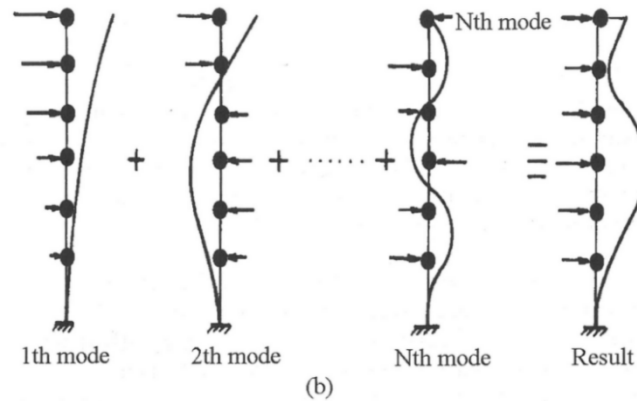


Figur 4.51 - Lineær- elastisk analyse: Grafisk fremstilling av tverrkraftmetoden (Mazzolani og Gioncu 2002)

Altså for å unngå en vanskelig og detaljert ikke-lineær analyse anvendes et redusert responsspektrum/responsspekter. Denne metoden kan altså anvendes til beregning av jordskjelvlasten for konstruksjoner som utviser både lineært-elastisk og ikke-lineær materialoppførsel. Den beregnede tverrkraften vil representere jordskjelvlasten som konstruksjonen utsettes for.

4.5.2.2 Modal responsspektrumanalyse

Denne metoden brukes til beregning av den dynamiske responsen for et elastisk dempet/udempet system. Metoden anvendes på konstruksjoner som ikke kan analyseres ved bruk av tverrkraftmetoden. Ved bruk av denne metoden, uttrykkes responsen for et flerfrihetsgradsystem som superposisjon av modale responser (svingeformer), hvor enhver modal respons (svingeform) bestemmes fra spektral analyse av et-en frihetsgradsystem. Se fig. 4.51.



Figur 4.52 - Lineært- elastisk analyse: Grafisk fremstilling av modal responspekteranalyse, figuren viser ulike svingeformer hvor den første svingeformen er vist til venstre på figuren (Mazzolani og Gioncu 2002)

Metoden beskrives slik: "In this method, the equations of motions are transformed from a set of n simultaneous differential equations to a set of n independent equations by use of normal coordinates. The equations are solved for the response of each mode, and the total response of the system is obtained by superposing individual solutions..." (Taranath 2005, 250).

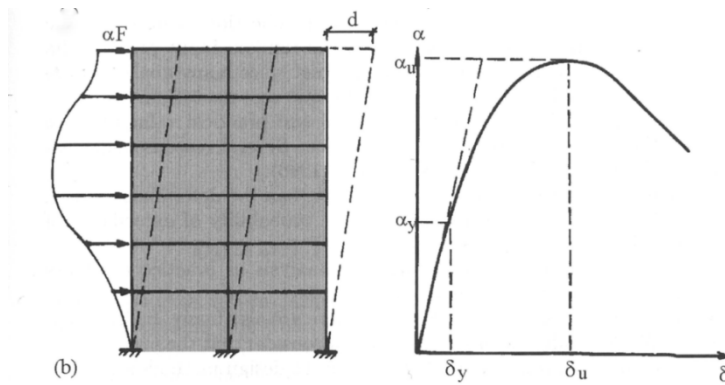
Eurokode 8 (2004, 2008) påpeker at det skal tas hensyn til responsen fra alle svingeformer som bidrar betydelig til den globale responsen. Fordelen ligger i at man slipper å ta hensyn til svingeformer som ikke gir betydelig bidrag til systemets globale respons. Beregning av frekvensene for alle svingeformer har vist seg å være vanskelig, siden frekvensene varierer under jordskjelvpåvirkningen. Frekvensvariasjonene skyldes variasjonen i konstruksjonens og grunnens stivhet. Metoden gir altså en respons historie for en spesifisert grunnbevegelse.

4.5.3 Ikke-lineære metoder

Teksten presentert i dette avsnittet er inspirert av Mazzolani og Gioncu (2002).

4.5.3.1 Ikke-lineær statisk analyse (analyse ved påført forskyvning)

Konstruksjon som analyseres påføres gradvis økende statiske horisontale laster som er fordelt over konstruksjonens høyde. En ikke-lineær statisk analyse utføres og en ikke-lineær last-forskyvningskurve beregnes ved å kontrollere forskyvningen i toppen av konstruksjonen, se fig. 4.52.



Figur 4.53 - Ikke-lineær analyse: Grafisk fremstilling av ikke-lineær statisk analyse (analyse ved påført forskyvning) hvor α er en faktor som er ansvarlig for en monotont økende belastning mens d og δ representerer forskyvning (Mazzolani og Gioncu 2002)

Metoden beskrives på denne måten: ”Analyse ved påført forskyvning er en ikke-lineær statistisk analyse som utføres under betingelser med konstante gravitasjonslaster og monotont økende horisontallaster. Den kan anvendes for å påvise egenskapene til nye bygninger som prosjekteres, og til eksisterende bygninger...” (Eurokode 8 2004, 2008, 49).

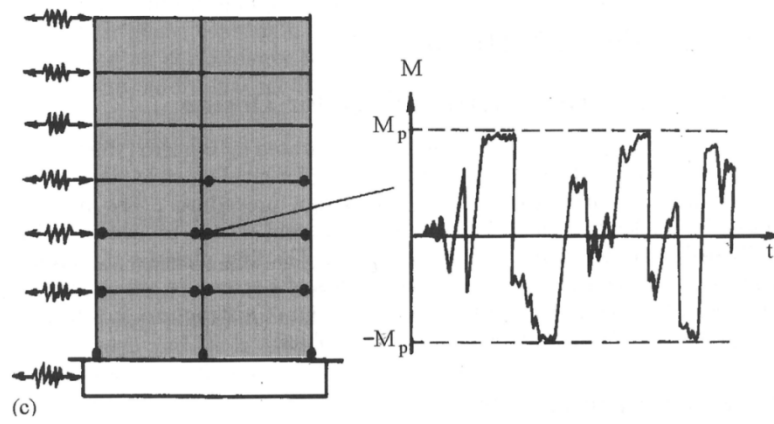
Metoden er nokså enkel og gir informasjon om konstruksjonens styrke, deformasjon og duktilitet. Ved bruk av denne metoden kan man identifisere kritiske elementer som kan gå til brudd under jordskjelvpåvirkningen. Ulempen knyttet til denne metoden er at den ikke tar hensyn til variasjonen av belastningen eller til bidraget fra høyere svingeformer. Det tas heller ikke hensyn til effekten knyttet til resonans.

Metoden kan likevel gi et godt tilnærmet svar på den globale deformasjonskapasiteten.

4.5.3.2 Ikke-lineær tidshistorieanalyse

Den tidsavhengige responsen av konstruksjonen kan finnes gjennom direkte numerisk integrasjon av dens differensialligninger for bevegelse ved bruk av akselerogrammene definert i 3.2.3.1 for å representere bevegelsene i grunnen. Modellene av konstruksjonsdelene bør oppfylle 4.3.3.4.1 (2)-(4) og suppleres med bestemmelser som beskriver delenes oppførsel under postelastiske avlastnings- og pålastningssykluser. Disse bestemmelsene bør på en realistisk måte gjenspeile energiabsorpsjonen i konstruksjonsdelen i området av forskyvningsamplituder som forventes i den dimensjonerende seismiske situasjonen (Eurokode 8 2004, 2008, 50). Ikke-lineær tidshistorieanalyse er presentert grafisk på fig. 3.13.

Analysen kan utføres ved bruk av virkelige eller kunstige akselerogrammer. Virkelig og nøyaktig beskrivelse av konstruksjonens oppførsel kan kun beregnes ved bruk av denne metoden. Å velge et passende akselerogram kan være vanskelig siden akselerogrammene varierer kraftig for forskjellige typer grunnforhold og avstanden til episentret.



Figur 4.54 - Ikke-lineær analyse: Grafisk fremstilling av ikke-lineær tidshistorieanalyse (Mazzolani og Gioncu 2002)

5 Konstruksjon

5.1 Prosjekteringsgrunnlag

Bygningen skal prosjekteres i Ålesund. Den skal analyseres og dimensjoneres for jordskjelvpåvirkning. Bygningen skal analyseres og dimensjoneres for jordskjelvpåvirkning.

Bygningens første egensvingeperiode T_1 tilfredsstiller kravene som stilles i Eurokode 8 (2004, 2008) henholdsvis under pkt. 4.3.3.1 og pkt. 4.3.3.2.1 (2). Den dimensjonerende jordskjelvlasten bestemmes ved bruk av tverrkraftmetoden oppgitt i pkt. 4.3.3.2. Torsjon ses ikke på i oppgaven.

Konstruksjonen skal være en kontorbygning i utgangspunktet. Slike bygninger faller i følge tabell NA.4(902) i det nasjonale tillegget NA, vanligvis under seismisk klasse II. Siden bygningen i fremtiden vil kunne fungere som legekontor, fastsettes den seismiske klassen til klasse III. Videre angir tabell NA.4(901) verdien på den seismiske faktoren γ_I , hvor $\gamma_I = 1.4$ for seismisk klasse III.

Bygningen skal oppføres på grunntype D som er avleiring av løs til middels fast kohesjonsjord eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord. Bygningen plasseres bevisst på grunntype D for å forsterke seismiske laster.

5.2 Modellering og analyse

Bygningen prosjekteres med totalt fem etasjer og med en høyde på 18 m. Etasjehøyden er bestemt til 3,6 m. Bredden og lengden i det horisontale snittet er henholdsvis 14,82 m og 21,4 m. Som dekke anvendes hulldekkeelementer. Hulldekkeelementene skal orienteres parallelt med bygningens lengste side, dvs. i langsgående retning. Hovedbærebjelkene, dvs. bjelkene som skal bære egenlasten (hulldekkeelementer med påstøp) og nyttelasten skal orienteres parallelt med bygningens korte side, dvs. i tverretningen

Bygningens bæresystem vil være en ramme med konsentriske diagonale avstivninger. Diagonalene skal plasseres i kryss (X-diagonale avstivninger) og skal leddes i begge ender. Siden en slik ramme egnert seg for både konstruksjoner med lav og middels energiabsorpsjon, brukes en og samme ramme for begge tilfeller. Rammen skal prosjekteres med kontinuerlige søyler og leddede søyle-bjelke forbindelser. Ved fundamentnivå skal søylene leddes.

Analyse og beregning av dimensjonerende krefter og momenter gjøres ved bruk beregningsprogrammet Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009.

5.3 Dimensjonerende situasjon

I oppgaven tas det utgangspunkt i seismisk dimensjonerende situasjon, som er relatert til forhold for konstruksjonen når den utsettes for seismiske hendelser. Med hensyn til oppgavens omfang og det

definerte hovedmålet, tas det ikke hensyn til vedvarende dimensjonerende situasjon. Kun beregning av dimensjonerende vindlast på den valgte konstruksjonen skal gjøres og den skal sammenlignes med dimensjonerende seismiske krefter.

Jordskjelvlasten kan angripe konstruksjonen parallelt med bygningens lengste side, dvs. i langsgående retning (y -retning) i begge y -retninger (y^+ og y^-) og den kan angripe konstruksjonen parallelt med bygningens korte side, dvs. i tversgående retning (x -retning) i begge x -retninger (x^+ og x^-). Dersom konstruksjonen er 100 % symmetrisk, vil krefter og momenter i konstruksjonen som oppstår pga. jordskjelvlasten i ha like verdier i både pluss- og minus - retning. I oppgaven tas det kun hensyn til jordskjelvlavlastvirkning i den ene retningen (pluss-retning).

Maksimal verdier for opptredende krefter og momenter fås ved virkning av jordskjelvlaster i x -retning.

5.4 Beregning av typisk bygning sin respons mht. seismisk påvirkning når det tas kun hensyn til konstruksjonens elastiske egenskaper, dvs. lav duktilitet

Det tas utgangspunkt i en konstruksjon med lav energiabsorpsjon med en tilhørende konstruksjonsfaktor på $q = 1.5$. Beregningene og kontrollen utføres på bakgrunn av elastisitetsteori hvor det ikke tas hensyn til en betydelig ikke-lineær materialoppførsel. Beregningene er presentert i vedlegget.

5.5 Beregning av typisk bygning sin respons for seismisk påvirkning når det tas hensyn til elastisk-plastiske egenskaper, dvs. middels (høy) duktilitet

Her tas det utgangspunkt i en konstruksjon med middels energiabsorpsjon med en tilhørende konstruksjonsfaktor på $q = 4$. Beregningene og kontrollen utføres på bakgrunn av plastisitetsteori hvor det tas hensyn til en betydelig ikke-lineær materialoppførsel. Beregningene er presentert i vedlegget.

6 Dimensjonering av kritiske tverrsnitt

6.1 Beregning av kritiske snitt

I oppgaveteksten fremkommer det at konstruksjonens kritiske snitt skal dimensjoneres. Kritiske tverrsnitt er konstruksjonsdeler som utsettes for største belastninger. I mange tilfeller vil innspenning og området rundt innspenningen representere et kritisk tverrsnitt eller et kritisk område. I dette tilfellet vil kritiske snitt være den mest påkjente bjelken, søylen og diagonalen for laster i den seismisk dimensjonerende situasjon

Kritiske snitt skal dimensjoneres både for en konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL) og middels energiabsorpsjon (DCM). På bagrunn av dette, skal dimensjoner og materialkostnader beregnes og sammenlignes. Elastisitetsteori og plastisitetsteori skal legges til grunn for dimensjoneringen av kritiske tverrsnitt henholdsvis for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL) og konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM). Alle beregningsdetaljer er presentert i vedlegget. Kun det essensielle presenteres sammenfattet i konklusjonen.

6.2 Valg av profiler

Tverrsnittsprofiler som anvendes er varmvalsede HE-A- profiler for bjelkene, varmvalsede kvadratiske hulprofiler for søylene og runde hulprofiler for diagonalene. Varmvalsede HE-A-profiler velges i stedet for varmvalsede IPE-profiler for å få til en god opplagring av hulldekkene. IPE-profiler har for liten flensbredde for at det skal være mulig å oppnå god og tilstrekkelig opplagring av hulldekkene samtidig som man utnytter godt bjelkens kapasitet. For hulldekker med høyde under 300 mm anbefales 100 mm som opplagringslengde (Alexander m.fl. 2006).

6.3 Materialkrav og utnyttelsesgrad

Ved dimensjonering av kritiske tverrsnitt vil det være nødvendig med differensiering av materialets flytespenning. Energiabsorberende konstruksjonsdeler vil tilskrives noe lavere flytespenning enn ikke-energiabsorberende konstruksjonsdeler. Dette påpekes under avsnitt 6.2 i Eurokode 8 (2004, 2008).

Stålkvalitet S355 anvendes for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL) og for konstruksjonsdeler, i en konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM), som ikke skal absorbere energi. Ved dimensjonering av konstruksjonsdeler som skal absorbere energi, dvs. energiabsorberende soner, skal stålkvalitet S235 anvendes. Differensiering av flytespenningen er nødvendig for å sikre plastisk deformasjon og energiabsorpsjon i de valgte konstruksjonsdelene og samtidig sikre kapasitet i resten av konstruksjonen. Dette forklares slik i merknaden: "Energiabsorberende soner forventes å plastifisere før andre soner forlater det elastiske området under jordskjelvet" (Eurokode 8 2004, 2008, 108).

Utnyttelsesgrad i energiabsorberende soner bør være høy slik at høy energiabsorpsjon oppnås og at konstruksjonen utsettes for lavere laster.

6.4 Tverrsnittsklasser og rotasjonskapasitet

Ved dimensjonering av konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL) bør de primære seismiske konstruksjonsdelene i konstruksjonen tilhøre tverrsnittklasse 1, 2 eller 3 dersom den øvre grensen på konstruksjonsfaktoren q setter til å være større enn 1.5. Siden høyere verdi på konstruksjonsfaktoren setter høyere krav til konstruksjonens duktilitet, setter den også strengere krav til tverrsnittsklassen. Tverrsnitt av klasse 1, 2 eller 3 bør anvendes ved bruk av konstruksjonsfaktor $q = 1.5$.

Ved dimensjonering av konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM) med en tilhørende konstruksjonsfaktor $q = 4$ må tverrsnitt av klasse 1 eller 2 anvendes, se tabell 6.1

Tabell 6.1 - Krav til tverrsnittsklasser for energiabsorberende konstruksjonsdeler avhengig av duktilitetsklasse og referansekonstruksjonsfaktor (Eurokode 8 2004, 2008)

Duktilitetsklasse	Referanseverdi av konstruksjonsfaktor q	Tverrsnittsklasse som kreves
DCM	$1,5 < q \leq 2$	klasse 1, 2 eller 3
	$2 < q \leq 4$	klasse 1 eller 2
DCH	$q > 4$	klasse 1

Eurokode 8 (2004, 2008) setter også krav til tverrsnitt ved plastisk globalanalyse. Det kreves at tverrsnittets rotasjonskapasitet minst tilsvarer kapasiteten som kreves i områder der flyteledd kan dannes. Siden dannelse av plastiske flyteledd er kun tillatt i diagonalene i en ramme med konsentriske diagonale avstivninger, setter Eurokode 8 to spesifikke krav til staver med kontant tverrsnitt. En stav med konstant tverrsnitt kan forutsettes å ha tilstrekkelig rotasjonskapasitet i et flyteledd hvis følgende krav oppfylles:

- Staven har tverrsnittklasse 1 der flyteleddet er lokalisert
- Hvis en tverrlast som overskrider 10 % av tverrsnittets dimensjonerende skjærkraftkapasitet virker på steget der flyteleddet er, bør steget avstives i en avstand på høyst $h/2$ fra flyteleddet. Her er h høyden på tverrsnittet.

For konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM) vil valg av tverrsnitt av klasse 1 for diagonalene tilfredsstillende kravene som stilles til rotasjonskapasiteten. I en ramme med konsentriske diagonale avstivninger er kun diagonalene energiabsorberende soner, dvs. området hvor plastiske flyteledd vil kunne dannes.

6.5 Dimensjonerende laster

Dimensjonerende egenlast, nyttelaster og seismiske laster er beregnet i vedlegget. Fordeling av dimensjonerende vindlaster i bygningens etasjer er også beregnet i vedlegget. Dette er gjort for å sammenligne vindlastene med dimensjonerende seismiske laster. Sammenligningen er presentert i

tabell 6.2. På grunn av at den dimensjonerende jordskjelvlasten virker i bygningens tverretning (x-retning) sammenlignes kun dimensjonerende jordskjelvlast i x-retning med dimensjonerende vindlast i samme retning.

Tabell 6.2 - Dimensjonerende verdier for vindlaster og seismiske laster

Etasje	Dimensjonerende vindlast i vedvarende dimensjonerende situasjon [kN]	Dimensjonerende seismisk last i seismisk dimensjonerende situasjon for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL) [kN]	Dimensjonerende seismisk last i seismisk dimensjonerende situasjon for konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM) [kN]
Etasje nr. 1	123,3	150,7	56,5
Etasje nr. 2	123,3	301,5	113,1
Etasje nr. 3	123,3	452,2	169,6
Etasje nr. 4	123,3	602,9	226,1
Etasje nr. 5	61,6	671,3	251,7

Tabell 6.2 viser at dimensjonerende seismiske laster i den dimensjonerende seismiske situasjonen, er større enn dimensjonerende vindkrefter i den vedvarende dimensjonerende situasjonen (bruddgrensetilstand). Størst differanse fås ved sammenligning av vindkrefter og seismiske krefter for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL).

Det videre antas at jordskjelv er den dimensjonerende lasten på bygningen man ser på. Dette vil si at utgangspunktet for dimensjoneringen er seismisk dimensjonerende situasjon.

7 Økonomisk vurdering

7.1 Kostnadsoverslag

I dette kapittelet foretas en økonomisk vurdering. Et grovt overslag over eventuell kostnadsbesparelser ved utnyttelse av stålets egenskaper legges frem. Overslaget skal gis i antall kilo og antall kroner man kan spare ved bevist å utnytte stålets duktile egenskaper. Andre faktorer som kan ha eventuell innvirkning på kostnadene skal også nevnes. Kostnadsoverslaget beregnes på bakgrunnen av nødvendige tverrsnittsdimensjoner beregnet i vedlegget. Resultatene er presentert i tabellene 7.1, 7.2 og 7.3.

Tabell 7.1 - Kostnadsoverslag for tverrsnitt for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL)

Konstruksjon med lav energiabsorpsjon DCL-tilfellet							
Besk.	Profil	Bredde/Diam. [mm]	Tykkelse [mm]	Masse [kg/m]	Lengde [m]	Antall kilo [kg]	Kostnad [NOK]
Diagonal i tversgående retning (x-retning)	Rund hulprofil	168,3 mm	12,5 mm	48,0	4,39	210,7	6322
Diagonal i langsgående retning (y-retning)	Rund hulprofil	139,7 mm	12,0 mm	37,8	6,57	248,4	7451
Kritisk søyle	Varmvalset kvadratisk hulprofil	350 mm	16,0 mm	166	3,6	597,6	17928
Kritisk bjelke	HE 400 A	300	-	125	7,3	912,5	27375
Sum	-	-	-	-	-	1969,2	59076

Tabell 7.2 - Kostnadsoverslag for tverrsnitt for konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM)

Konstruksjon med middels energiabsorpsjon DCM-tilfellet							
Besk.	Profil	Bredde/Diam. [mm]	Tykkelse [mm]	Masse [kg/m]	Lengde [m]	Antall kilo [kg]	Kostnad [NOK]
Diagonal i tversgående retning (x-retning)	Rund hulprofil	101,6 mm	10,0 mm	22,6	4,39	99,2	2976
Diagonal i langsgående retning (y-retning)	Rund hulprofil	139,7 mm	6,0 mm	19,8	6,57	130,0	3900
Kritisk søyle	Varmvalset kvadratisk hulprofil	250 mm	16,0 mm	115	3,6	414	12420
Kritisk bjelke	HE 400 A	300	-	125	7,3	912,5	27375
Sum	-	-	-	-	-	1555,7	46671

Ved beregning av kostnader ble utgangspunktet tatt i en kostnadspris på 30 kr/kg inklusive monteringskostnader og brannisolering. Prisen er hentet fra rådgivende ingeniørfirma Myklebust AS.

Tabell 7.3 - Overslag over mulig materialbesparelse gitt i %

Dimensjoneringsprinsipp	Total antall kilo [kg]	Total kostnad [NOK]
Konstruksjon med lite energiabsorpsjon (DCL)	1969,2	59076
Konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM)	1555,7	46671
Differanse	413.5	12405
Differanse i %	21 %	21 %

Slik som det fremkommer av tabellene 7.1 og 7.2 bidrar diagonalene mest til materialbesparelsen sammenlignet med bjelkene og søylene. Bjelkene bidrar ingenting (minst) til materialbesparelsen siden belastningen på bjelkene er nokså den samme for begge dimensjoneringsprinsipper. Grunnen til at søylene ikke bidrar like mye som diagonalene til besparelsen kan forklares av tilleggskravet som stilles til søylekapasiteten i Eurokode 8 (2004, 2008) i pkt. 6.7.4. Punkt 6.7.4 setter nemlig større krav til kapasitet for bjelker og søyler. Kravet som stilles i pkt. 6.7.4 er likevel ikke så strengt at søylene må dimensjoneres for like store krefter som de krefter som opptrer for en konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL).

7.2 Usikkerhet knyttet til kostnadsoverslaget

For at det skal være lønnsomt å prosjektere en bygning med middels energiabsorpsjon må man kunne prosjektere bygget slik at den endelige byggetekniske prosjekteringskostnaden kommer på omtrent samme nivå som for en konstruksjon med lav energiabsorpsjon. Generelt er det vanskelig å si noe om dette pga. at størrelsen på byggetekniske prosjekteringskostnader vil være påvirket av den kompetansen som den prosjekterende parten besitter og kjennskapen de prosjekterende har til relevante standarder. Beregning av en konstruksjon med middels energiabsorpsjon vil kunne medføre noe lengre byggeteknisk- prosjekteringstid pga. at det faktisk stilles flere krav (tilleggskrav) til konstruksjonens kapasitet og duktilitet. Dette trenger ikke å bety at prosjekteringstiden vil bli mye lengre at prosjektering etter prinsippet om middels energiabsorpsjon ikke er lønnsom.

Det ble tatt utgangspunkt i en gjennomsnittlig pris per kilo stål ved beregningen av kostnadsoverslaget. Pris per kilo stål vil variere noe for forskjellige tverrsnittstyper slik at dette vil også kunne påvirke den beregnede besparelsen. Forbindelsene vil generelt spille noe mindre økonomisk rolle. For enkelte bæresystemer, kan forbindelse ha større innvirkning på økonomien.

Den beregnede besparelsen er kun et overslag/estimat for hva som kan være mulig å spare ved bevisst å utnytte stålets duktile egenskaper.

8 Konklusjon

Beregningene har vist at utnyttelse av stålets duktile egenskaper har gunstig innvirkning på både de dimensjonerende seismisk laster og på materialkostnadene. For at det skal være mulig å utnytte stålets duktilitet, stiller Eurokode 8 (2004, 2008) spesifikke krav til både konstruksjonens geometri (konstruksjonens størrelse, symmetri, type bæresystem osv.) og materialene (stålkvalitet). Det er gunstig å dimensjonere for lavere seismiske laster, siden lavere belastning setter mindre krav til tverrsnittsstørrelser som igjen har gunstig innvirkning på økonomien. Dimensjonering etter prinsippet om middels energiabsorpsjon (DCM), hvor det tas hensyn til dannelse av energiabsorberende soner og deformasjon i det ikke-lineære område, stiller derimot flere krav som må (bør) oppfylles. Beregning etter et slikt prinsipp vil kreve muligens noe lengre byggeteknisk prosjektering, men det trenger ikke å være tilfellet.

Utfordringen ligger her i å kunne prosjektere en bygningskonstruksjon like effektivt uavhengig om det dimensjonerer etter prinsippet om lav energiabsorpsjon (DCL) eller middels energiabsorpsjon (DCM). Om dette er mulig å oppnå dette, er avhengig av kompetansen og kjennskapen til den relevante standarden, som i dette tilfellet er Eurokode 8 (2004, 2008). Dersom dette lar seg utføre, vil den prosjekterende bedriften kunne spare penger, heve kompetansenivået og komme ut som en sterkere konkurrent til andre bedrifter.

En mer detaljert undersøkelse må utføres for å få et mer nøyaktig overslag på kostnadsbesparelsen, men det kan konkluderes at det er store muligheter for økonomisk besparelse dersom man bevisst utnytter stålets duktile egenskaper.

Referanseliste

- Alexander, Sven, Arild Brekke, Jon Hopp, Leidulv Vinje og Siri Fause. 2006. *Betongelementboken 2006: Bind C: Elementer og knutepunkter*. Andre opplag. Betongelementforeningen.
- Bruneau, Michel, Chia-Ming Uang og Andrew Whittaker. 1999. *Ductile design of steel structures*. USA: Quebecor/Fairfield.
- Clausen, H. Arild, Per K. Larsen og Arne Aalberg. 2003. *Stålkonstruksjoner: Profiler og formler*. Tredje utgave. Trondheim: Tapir.
- Chen, S.J og C.H Yeh. 1994. *Enhancement of Ductility of Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance*. Pennsylvania, Lehigh University: SSRC Technical Session.
- Chopra, Anil K. 2007. *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Third edition. New Jersey: PEARSON, Prentice Hall
- Engelhardt, M.D og A.S Husain. 1993. *Cyclic Loading Performance of Welded Flange-Bolted Web Connections: Journal of Structural Engineering*. Vol.119, No.12: 3537-3550. American Society of Civil Engineers.
- Engelhardt, M.D og T.A. Sabol. 1996. *Reinforcing of Steel Moment Connections with Cover Plates: Benefits and Limitations*. Proceedings, U.S-Japan Seminar on Innovations in Stability Concepts and Methods for Seismic Design in Structural Steel. Honolulu, Hawaii.
- Eurokode 3, NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008. 1993, 2005, 2008. *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.
- Eurokode 8, NS-EN 1998-1:2004+NA:2008. 1998, 2004, 2008. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.
- Irgens, Fridtjov. 1999. *Fasthetslære*. Sjette utgave. Trondheim: Tapir.
- Larsen, Per K. 2004. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Fjerde opplag. Trondheim: Tapir.
- Mazzolani, M. Federico og Victor Gioncu. 2002. *Ductility of seismic resistant steel structures*. Første utgave. Great Britain: Biddles Ltd, Guildford and King's Lynn.
- Norsk stålforbund. 1994. *Stål Håndbok: Del 3*. Andre utgave. Oslo: Myhre papirindustri A/S.
- NS3491-12. 2004. *Prosjektering av konstruksjoner: Dimensjonerende laster. Del 12: Laster fra seismiske påvirkninger*. Første utgave. Norge: Standard Norge.
- NORSAR. 2009. *Om jordskjelv*. Tilgjengelig fra: <http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/> [lest 3. Februar 2009]

- Næss, Almar. 2003. *Metalliske materialer*. Fjerde utgave. Trondheim: Tapir.
- Plumier, A. 1990. *New Idea for Safe Structures in Seismic Zones*. University of Liege. Belgium, Brussels: IABSE Symposium.
- Popov, E.P og V.V Bertero. 1973. *Cyclic Loading of Steel Beams and Connections: Journal of Structural Division*. Vol.99, ST6. American Society of Civil Engineers.
- Popov, E.P. og E.B. Pinkney. 1969. *Cyclic Yield Reversals in Steel Building Connections: Journal of the Structural Division*. Vol 99, ST6. ASCE.
- Popov, E.P. og R.M. Stephen. 1970. *Cyclic Loading of Full-Size Steel Connections: Earthquake Engineering Research Center Report UCB/EERC-70-3*. Berkley, University of California.
- RIF. 2007. *Realistisk dimensjonering for jordskjelv: Veileder til NS3491-12 Laster fra seismiske påvirkninger*. Første utgave. Oslo: Rådgivende Ingeniørs Forening.
- Søreide, H. Tore. 1985. *Ultimate load analysis of marine structures*. Andre opplag. Trondheim: Tapir.
- Taranath, S. Bungale. 2005. *Wind and earthquake resistant buildings: Structural analysis and design*. First edition. USA: Marcel Dekker.
- Tsai, K.C og E.P. Popov. 1988. *Steel Beam-Column Joints in Seismic Moment Resisting Frames: Earthquake Engineering Research Center Report UCB/EERC 88/19*. Berkley, University of California.
- Uang, C.M. og D.M. Bondad. 1996. *Dynamic testing of Full-Scale Steel Moment Connections*. Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco. CD-ROM, Paper 407. New York: Permagon Press.
- U.S. Geological Survey. 2009. Tilgjengelig fra:
http://earthquake.usgs.gov/regional/world/events/1964_06_16.php [lest 2. februar 2009]
- Wong, Bill M. 2008. *Plastic analysis and design of steel structures*. First edition. USA: Butterworth – Heinemann.
- Whittaker, A., V. Bertero og A. Gilani. 1995. *Testing of Full Scale Steel Beam-Column Assemblies*. SAC Phase I Report. SAC Joint Venture. Sacramento, California.

9 Symbolregister

A	Areal	mm^2
A	Amplitude	m
A	Pseudo akselerasjon	m/s^2
A_0	Konstant basert på avstanden fra episentret	-
A_0	Konstant areal	mm^2
A_v	Skjærareal	mm^2
a_g	Grunnens akselerasjon	m/s^2
a_{gR}	Seismisk referansepåvirkning (akselerasjon)	m/s^2
c	Dempningskonstant	-
D	Forskyvning	m
d	Forskyvning på elementnivå	m
$\{D\}$	Global forskyvningsmatrise	m
E	Energi	$ergs$
E	Elastisitetsmodul	N/mm^2
E_{So}	Tøyingsenergi	$ergs$
$F(t)$	Ekstern kraft som funksjon av tiden	N
f	Frekvens	$1/s$
f_D	Viskøs dempning	-
f_a	Dimensjonerende flytespenning	N/mm^2
f_e	Elastisk spenning	N/mm^2
f_l	Tregetskraft	N
f_n	Frekvens, egenfrekvens	$1/s$
f_u	Bruddspenning	N/mm^2
f_y	Flytespenning	N/mm^2
f_s	Elastisk eller uelastisk motstandskraft	N
G	Skjærmodul	N/mm^2
I, I_y, I_z	Annet arealmoment, arealtrehetsmoment	mm^4
K	Global stivhet	N/m

k	Stivhet	N/m
k_{tot}	Total stivhet	N/m
$[K]$	Global stivhet (stivhetsmatrise)	N/m
M	Bøyemoment	Nm
M_b	Opptredende moment i bjelke	Nm
M_c	Opptredende moment i søyle	Nm
M_d	Dimensjonerende momentkapasitet	Nm
M_L	Lokal magnitudo, Richter skala	-
$M_{N,Rd}$	Redusert dimensjonerende momentkapasitet der det er tatt hensyn til aksialkraften, N_{Ed} (Eurokode 3)	Nm
$M_{N,y,Rd}$	Redusert dimensjonerende momentkapasitet om y-y-aksen der det er tatt hensyn til aksialkraften, N_{Ed} (Eurokode 3)	Nm
$M_{N,z,Rd}$	Redusert dimensjonerende momentkapasitet om z-z-aksen der det er tatt hensyn til aksialkraften, N_{Ed} (Eurokode 3)	Nm
M_p	Plastisk momentkapasitet	Nm
$M_{pl,y,Rd}$	Dimensjonerende plastisk momentkapasitet om y-y-aksen (Eurokode 3)	Nm
$M_{pl,z,Rd}$	Dimensjonerende plastisk momentkapasiteten om z-z-aksen (Eurokode 3)	Nm
M_{r1}	Resterende momentkapasitet	Nm
M_w	Moment magnitudo	Nm
M_y	Elastisk momentkapasitet	Nm
M_y	Moment om y-akse	Nm
$M_{y,Ed}$	Dimensjonerende moment om y-y-aksen (Eurokode 3)	Nm
$M_{y,Rd}$	Dimensjonerende momentkapasitet om y-y-aksen (Eurokode 3)	Nm
$M_{y,v,Rd}$	Dimensjonerende plastisk momentkapasitet for moment om y-y-aksen som tar hensyn til skjærkraften, V_{Ed} (Eurokode 3)	Nm
$M_{y,c,Rd}$	Dimensjonerende plastisk momentkapasitet (Eurokode 3)	Nm
M_z	Moment om z-aksen	Nm
$M_{z,Ed}$	Dimensjonerende moment om z-z-aksen (Eurokode 3)	Nm
$M_{z,Rd}$	Dimensjonerende momentkapasitet om z-z-aksen (Eurokode 3)	Nm
M_0	Seismisk moment	dyne
m	Masse	kg
N	Aksialkraft	N
N_d	Dimensjonerende aksialkraftkapasitet	N
N_{Ed}	Dimensjonerende aksialkraft (Eurokode 3)	N

N_p	Plastisk aksialkraftkapasitet	N
$N_{pl,Rd}$	Bruttotverrsnittets dimensjonerende plastiske aksialkraftkapasitet (Eurokode 3)	N
N_{Rd}	Dimensjonerende aksialkraftkapasitet (Eurokode 3)	N
P	Indre kraft	N
P_c	Bruddlast	N
P_j	Opptredende punktlast ved deformasjonspunktet nr. j	N
$p(t)$	Ekstern kraft	N
p_{eff}	Effektiv jordskjelvkraft	N
q	Konstruksjonsfaktor	-
q_c	Jevnt fordelt bruddlast	N
R	Krumningsradius	-
S, S_y, S_z	Første arealmoment	mm^3
T	Periode	s
T_n	Egenperiode	s
t	Tid	s
$u(t)$	Forskyvning/deformasjon som funksjon av tiden	m
$u_g(t)$	Grunnens forskyvning som funksjon av tiden	m
u_m	Maksimal elastisk-plastisk forskyvning/deformasjon	m
$u_t(t)$	Total forskyvning/deformasjon som funksjon av tiden	m
u_y	Maksimal elastisk forskyvning/deformasjon	m
$\dot{u}(t)$	Hastighet som funksjon av tiden	m/s
$\ddot{u}(t)$	Akselerasjon som funksjon av tiden	m/s^2
$\ddot{u}_g(t)$	Total akselerasjon som funksjon av tiden	m/s^2
$\ddot{u}_t(t)$	Total akselerasjon som funksjon av tiden	m/s^2
V	Skjærkraft	N
V	Pseudo hastighet	m/s
V_b	Opptredende skjærkraft i bjelke	N
V_c	Opptredende skjærkraft i søyle	N
V_d	Dimensjonerende skjærkraft	m/s
$V_{pl,Rd}$	Dimensjonerende plastisk skjærkraftkapasitet (Eurokode 3)	N

$V_{S,30}$	Gjennomsnittlig skjærbølgehastighet	N
v_i	Skjærbølgehastigheten av den i-te jordlag	m/s
W_e	Ytre arbeid	-
W_i	Indre arbeid	-
W_p	Plastisk motstandsmoment, plastisk tverrsnittsmodul	-
W_y	Elastisk motstandsmoment, elastisk tverrsnittsmodul	-
α	Formfaktor	-
α_{col}	Lastfaktor som gir brudd i konstruksjonen	-
α_{cr}	Kritisk lastfaktor, laveste lastfaktor	-
α_i	Lastfaktor nr. i	-
γ_I	Seismisk faktor	-
γ_m	Materialfaktor	-
γ_{M0}	Partialfaktor for tverrsnittskapasitet uansett tverrsnittsklasse	-
Δ	Empirisk avstand gitt i grader	°
δ	Bruddforlengelse	%, ‰
δ_j	Forskyvning ved punkt nr. j	-
ε	Tøyning	‰
ε_e	Elastisk tøyning	‰
ε_y	Flytetøyning	‰
ζ	Dempning, systemdempning	%
θ_i	Plastisk rotasjonsvinkel ved plastisk ledd nr. i	°, rad
μ	Duktilitetsfaktor	-
ν	Poissons tall	-
σ	Normalspenning	N/mm^2
σ_j	Jevnføringsspenning	N/mm^2
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hovedspenninger	N/mm^2
τ_{max}	Maksimal skjærspenning	N/mm^2
τ_T	Flyteskjærspenning	N/mm^2
φ	Vinkel	°, rad
ω	Sirkel frekvens	rad/s

ω_n

Sirkelfrekvens, egenfrekvens

 rad/s

10 Vedlegg

Beregning av typisk bygningen sin respons for seismisk påvirkning og beregning /dimensjonering av kritiske tverrsnitt er gitt her. Beregning av typisk bygning sin respons er gjort for to tilfeller i henhold til pkt. 5a. og 5b. i masteroppgaven. Klassifisering av vedlegg er som følger:

- Vedlegg A: Beregning av typisk bygning sin respons for seismisk påvirkning
- Vedlegg B: Dimensjonering av kritiske tverrsnitt
- Vedlegg C: Analysebilder fra beregningsprogrammet Robot Structural Analysis
- Vedlegg D: Konstruksjonsutforming

Vedlegg A

Beregning av typisk bygning sin respons for seismisk påvirkning

$$\text{MPa} \equiv \frac{\text{newton}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{kN} \equiv 1000\text{newton}$$

$$\text{kNm} \equiv 1000\cdot\text{newton}\cdot\text{m}$$

$$E \equiv 210000\text{MPa}$$

$$\text{Nm} \equiv \text{newton}\cdot\text{m}$$

5a Beregning av typisk bygning sin respons når det tas kun hensyn til elastiske egenskaper; lav duktilitet

5a.1 Karakteristiske laster

NS-EN 1990:2002/NA:2008

Tabell NA.A1(901)

Kontor- og forretningsbygg hører normalt under pålitelighetsklasse 2 og derfor velges pålitelighetsklasse 2 for konstruksjonen.

NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008

NA.6.3.1.1 Kategorier

Tabell NA 6.1 - Brukskategorier

Kontorarealer faller under kategori B.

5a.1.1 Karakteristiske nyttelaster

NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008

NA.6.3.1.2 Verdier for påvirkninger

Tabell NA.6.2 - Nyttelaster på gulv, balkonger og trapper i bygninger

Q_k : Karakteristisk verdi av en variabel punktlast (Nyttelast)

q_k : Karakteristisk verdi for en jevnt fordelt last eller en linjelast (Nyttelast)

g_k : Kraft per plateenhet eller kraft per lengdeenhet (Egenlast)

Kategori B gir følgende karakteristiske laster:

$$q_{k,\text{nyttelast}} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{k,\text{punktlast}} := 2\text{kN}$$

NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008

6.3.1.2 Verdier for påvirkninger

Hensyn til egenvekten for bevegelige skillevegger med en jevnt fordelt last q_k kan gjøres ved å øke verdien på nyttebelastningen på gulv tatt fra tabell 6.2, dvs. tatt fra tabell NA.6.2. Ved å anta at egenlasten for bevegelige skillevegger er mindre enn 1 kN/m per vegg lengde fåes:

$$q_{k,vegg} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

5a.1.2 Karakteristiske egenlaster

NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008

Tillegg A

Tabell A.1 - Byggelaterialer - betong og mørtel

Tyngdetettheten γ til normalbetong er gitt som:

$$\gamma_{\text{betong}} := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Høyden på avrettingen/påstøpet antas til å være 1 cm og egenvekten til avrettingen beregnes til:

$$g_{k,avretting} := \gamma_{\text{betong}} \cdot 0.01 \text{m}$$

$$g_{k,avretting} = 0.24 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Betongelementboken

Bind A : Bygning med betongelementer

4.2.1 Hulldekker

Hulldekkedimensjon som passer konstruksjonens belastning er 1200/265. Her er hulldekkens bredde er lik 1,2 m mens høyden er lik 0,265m. Avlest egenvekt:

$$g_{k,hulldekke} := 3.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total egenlast, som er summen av egenlastene til hulldekket og avrettingen, blir da:

$$g_{k,egenlast} := g_{k,hulldekke} + g_{k,avretting}$$

$$g_{k,\text{egenlast}} = 4.04 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

5a.1.3 Karakteristisk snølast

NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008
Det nasjonale tillegget
NA.4.1 Karakteristiske verdier

Bygget skal prosjekteres i Ålesund. Det forutsettes videre en stedshøyde H på mindre enn 150m.

Tabell NA.4.1(901) gir grunnverdien for snølasten for det valgte byggestedet:

$$s_{k0} := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$H_g := 150\text{m}$$

For steder hvor høyden over havet H er mindre enn eller lik høydegrensen H_g , settes normalt der karakteristiske verdien for snølasten s_k lik grunnverdien for snølasten s_{k0} .

$$s_k := s_{k0}$$

$$s_k = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008
Det nasjonale tillegget NA
NA.5.2 Lasarrangement

Tabell NA.5.1 - Verdier for C_e for forskjellig topografi

Det antas normal topografi. Dette er områder hvor vinden i liten grad fjerner snø fra byggverk pga. det omkringliggende terrenget, andre byggverk eller trærne.

$$C_e := 1.0$$

$$C_t := 1.0$$

NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008
5.3 Formfaktorer for tak

Bygget skal prosjekteres med flattak.

Av 5.3.2 fremkommer det at formfaktoren μ for konstruksjoner med flattak er:

$$\mu := 0.8$$

NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008
5 Snølaster på tak

Snølaster på tak for vedvarende/forbigående dimensjonerende situasjoner er gitt slik:

$$s_{k,snø} := \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$$s_{k,snø} = 2.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

5a.1.4 Karakteristisk vindlast

Beregning av karakteristiske og dimensjonerende laster skal gjøres ved bruk av Eurokoder. Eurkode standarden som omhandler vinlaster på konstruksjoner er ikke tilgjengelig på norsk og den engelske versjonen er ikke tilpasset norske forhold. Derfor benyttes i dette tilfellet Norsk Standard NS 3491-4 til bestemmelse av den karakteristiske vindlasten på konstruksjonen.

NS 3491-4:2002

Tillegg A

Tabell A.1 Referansevindhastighet v_{REF} for kommunene

Referansevindhastighet v_{REF} for Ålesund avleses til:

$$v_{REF} := 29 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

NS 3491-4:2002

Tillegg E

E.2 Beregning av q_{kast}

Følgende verdier antas:

$$k_1 := 1.0 \quad k_2 := 1.0 \quad k_3 := 1.0$$

$$c_{RET} := 1.0 \quad c_{\text{ÅRS}} := 1.0$$

$$c_{HOH} := 1.0 \quad c_{SAN} := 1.0$$

Hastighetstrykket beregnes forenklet:

$$q_{z,kast} := k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot c_{RET}^2 \cdot c_{HOH}^2 \cdot c_{\text{ÅRS}}^2 \cdot c_{SAN}^2 \cdot q_{ko,z} \quad \blacksquare$$

NS 3491-4:2002

5.3 Terrengets innvirkning

Tabell 1 - Terrengruhetskategorier og tilhørende parametre

Det antas terrengruhetskategori IV.

NS 3491-4:2002

10.2.2 Vertikale vegger i rektangulære bygninger og referansehøyde for vindlastberegning

Byggets høyde, bredde og lengde er:

$$h := 18\text{m} \quad b := 14.82\text{m} \quad l := 21.4\text{m}$$

Arealer, for kort- og langside, som påkjennes av trykkrefter for etasje nr. 1, 2, 3, 4, og 5:

$$A_{1.\text{kort}} := 3.6\text{m} \cdot b = 53.352\text{ m}^2$$

$$A_{2.\text{kort}} := A_{1.\text{kort}} = 53.352\text{ m}^2$$

$$A_{3.\text{kort}} := A_{1.\text{kort}} = 53.352\text{ m}^2$$

$$A_{4.\text{kort}} := A_{1.\text{kort}} = 53.352\text{ m}^2$$

$$A_{5.\text{kort}} := \left(\frac{3.6\text{m}}{2}\right) \cdot b = 26.676\text{ m}^2$$

$$A_{1.\text{lang}} := 3.6\text{m} \cdot l = 77.04\text{ m}^2$$

$$A_{2.\text{lang}} := A_{1.\text{lang}} = 77.04\text{ m}^2$$

$$A_{3.\text{lang}} := A_{1.\text{lang}} = 77.04\text{ m}^2$$

$$A_{4.\text{lang}} := A_{1.\text{lang}} = 77.04\text{ m}^2$$

$$A_{5.\text{lang}} := \left(\frac{3.6\text{m}}{2}\right) \cdot l = 38.52\text{ m}^2$$

Byggets bredde er (korte siden):

$$b := 14.82\text{m}$$

Soneinndeling for bygningens korte side:

Soneinndeling for referansehøyde z_e avhengig av h og b når huset er sett i vindens retning. Sider

b er mindre enn h og h er mindre enn 2b fåes det to soner.

Referansehøyden for første sone er:

$$z_{e1.kort} := b = 14.82 \text{ m}$$

Referansehøyden for andre sone er:

$$z_{e2.kort} := h = 18 \text{ m}$$

Dvs. at alle z_{e1} vil være gjeldende verdi for alle etaskjer som ligger under 14.82 m mens z_{e2} vil være gjeldende verdi for alle etasjer som ligger over 14.82 m. Siden etasje nr. 1, 2, 3 og 4 ligger under 14.82 m benyttes z_{e1} for disse mens z_{e2} benyttes for etasje nr. 5.

NS 3491-4:2002

Tillegg E

E.3 Beregning av $q_{k0}(z)$

Figur E.1 d)

Her bestemmes forskjellige verdier for $q_{k0}(z)$ for bygningens fem etasjer:

q_{k0} for etasje nr. 1, 2, 3 og 4 og med $z_{e1.kort}=14.82$ m aleses til:

$$q_{k0.1.kort} := 780 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad q_{k0.2.kort} := 780 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad q_{k0.3.kort} := 780 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad q_{k0.4.kort} := 780 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

q_{k0} for etasje nr. 5 og med $z_{e2.kort}=18$ m m aleses til

$$q_{k0.5.kort} := 800 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

NS 3491-4:2002

Tillegg E

E.2 Beregning av q_{kast}

$$q_{kast.1.kort} := q_{k0.1.kort} = 780 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad q_{kast.4.kort} := q_{k0.4.kort} = 780 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_{kast.2.kort} := q_{k0.2.kort} = 780 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad q_{kast.5.kort} := q_{k0.5.kort} = 800 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_{kast.3.kort} := q_{k0.3.kort} = 780 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Soneinndeling for bygningens lengste side:

Soneinndeling for referansehøyde z_e avhengig av h og b når huset er sett i vindens retning. Sider b er større enn h fåes det en sone.

Referansehøyden for første sone blir:

$$z_{e, \text{lang}} := h = 18 \text{ m}$$

NS 3491-4:2002

Tillegg E

E.3 Beregning av $q_{k0}(z)$

Figur E.1 d)

Her bestemmes forskjellige verdier for $q_{k0}(z)$ for bygningens fem etasjer:

q_{k0} for etasje nr. 1, 2, 3, 4 og 5 og med $z_{e, \text{lang}}=18$ m avleses til:

$$\begin{aligned} q_{k0.1, \text{lang}} &:= 800 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} & q_{k0.4, \text{lang}} &:= 800 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \\ q_{k0.2, \text{lang}} &:= 800 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} & q_{k0.5, \text{lang}} &:= 800 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \\ q_{k0.3, \text{lang}} &:= 800 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

NS 3491-4:2002

Tillegg E

E.2 Beregning av q_{kast}

$$\begin{aligned} q_{\text{kast}.1, \text{lang}} &:= q_{k0.1, \text{lang}} = 800 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2} & q_{\text{kast}.4, \text{lang}} &:= q_{k0.4, \text{lang}} = 800 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \\ q_{\text{kast}.2, \text{lang}} &:= q_{k0.2, \text{lang}} = 800 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2} & q_{\text{kast}.5, \text{lang}} &:= q_{k0.5, \text{lang}} = 800 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \\ q_{\text{kast}.3, \text{lang}} &:= q_{k0.3, \text{lang}} = 800 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

NS 3491-4:2002

9 Grunnlag for bestemmelse av lastvirkninger

9.1.1 Konstruksjonsfaktoren

For sekundære bæresystemer, for eksempel vegger, kan i de fleste tilfeller antas:

$$c_d := 1.0$$

NS 3491-4:2002

10.5 Konstruksjonsdel med rektangulært tverrsnitt

Kraftfaktor c_f av konstruksjonsdeler med rektangulære tverrsnitt gis av:

$$c_{f,0} := 2.0$$

$$\psi_f := 1.0$$

Antas:

$$\psi_\lambda := 1.0$$

$$c_f := c_{f,0} \cdot \psi_f \cdot \psi_\lambda$$

$$c_f = 2$$

NS 3491-4:2002

8 Vindkrefter fra trykk på flater

Delresultanter som virker vinkelrett på bygningens korte side (dvs. last i langsgående retning tverretningen (y-retning))

$$F_{w,1.kort} := c_d \cdot c_f \cdot A_{1.kort} \cdot q_{kast,1.kort} = 83.229 \cdot \text{kN}$$

$$F_{w,2.kort} := c_d \cdot c_f \cdot A_{2.kort} \cdot q_{kast,2.kort} = 83.229 \cdot \text{kN}$$

$$F_{w,3.kort} := c_d \cdot c_f \cdot A_{3.kort} \cdot q_{kast,3.kort} = 83.229 \cdot \text{kN}$$

$$F_{w,4.kort} := c_d \cdot c_f \cdot A_{4.kort} \cdot q_{kast,4.kort} = 83.229 \cdot \text{kN}$$

$$F_{w,5.kort} := c_d \cdot c_f \cdot A_{5.kort} \cdot q_{kast,5.kort} = 42.682 \cdot \text{kN}$$

Delresultanter som virker vinkelrett på bygningens lengste side (dvs. last i tverretning på langsgående (x-retning))

$$F_{w,1.lang} := c_d \cdot c_f \cdot A_{1.lang} \cdot q_{kast,1.lang} = 123.264 \cdot \text{kN}$$

$$F_{w.2.lang} := c_d \cdot c_f \cdot A_{2.lang} \cdot q_{kast.2.lang} = 123.264 \cdot kN$$

$$F_{w.3.lang} := c_d \cdot c_f \cdot A_{3.lang} \cdot q_{kast.3.lang} = 123.264 \cdot kN$$

$$F_{w.4.lang} := c_d \cdot c_f \cdot A_{4.lang} \cdot q_{kast.3.lang} = 123.264 \cdot kN$$

$$F_{w.5.lang} := c_d \cdot c_f \cdot A_{5.lang} \cdot q_{kast.5.lang} = 61.632 \cdot kN$$

5a.2 Dimensjonerende laster

5a.2.1 Generelt

NS-EN 1990:2002+NA:2008

Tillegg A

Tabell NA.A1.1 - Verdier for ψ -faktorer for bygninger

For kategori B (kontorbygninger) angis følgende verdier:

$$\psi_{0.nyttelast} := 0.7$$

$$\psi_{1.nyttelast} := 0.5$$

$$\psi_{2.nyttelast} := 0.3$$

$$\psi_{0.snølast} := 0.7$$

$$\psi_{1.snølast} := 0.5$$

$$\psi_{2.snølast} := 0.2$$

$$\psi_{0.vindlast} := 0.6$$

$$\psi_{1.vindlast} := 0.2$$

$$\psi_{2.vindlast} := 0$$

NS-EN 1990:2002+NA:2008

Tillegg A

A1.3.1 Bruddgrensetilstander

Punktet (4) angir at dimensjonering av konstruksjonsdeler (STR, se 6.4.1) som ikke omfatter geotekniske laster, bør påvises ved hjelp av de dimensjonerende verdier for laster i tabell A1.2(B). For konstruksjoner i Norge skal punkt NA.A1.3.1 og tabell NA.A1.2(B) benyttes.

NS-EN 1990:2002+NA:2008 skiller mellom bruddgrensetilstander og bruksgrensetilstander. Grensetilstander relateres til dimensjonerende situasjoner og de er:

- Vedvarende dimensjonerende situasjoner, som gjelder forhold ved normal bruk
- Forbigående dimensjonerende situasjoner, som gjelder midlertidige forhold for

- konstruksjonen, for eks. under utførelse og reparasjon
- Ulykkessituasjoner, som gjelder unormale forhold for konstruksjonen eller konstruksjonens eksponering, for eks. brann, eksplosjon, støt eller konsenkvenser for lokal skade;
- Seismisk dimensjonerende situasjon, som er relatert til forhold for konstruksjonen når den utsettes for seismiske hendelser

Dimensjonerende situasjoner som skal legges til grunn for beregningen er:

- Vedvarende dimensjonerende situasjoner, som gjelder forhold ved normal bruk
- Seismisk dimensjonerende situasjon, som er relatert til forhold for konstruksjonen når den utsettes for seismiske hendelser

5a.2.2 Dimensjonerende verdier for laster i vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner

NS-EN 1990:2002+NA:2008

Nasjonalt tillegg NA

NA.A1.3.1 Dimensjonerende verdier for laster i vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner

Tabell NA.A1.2(B) - Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B)

Ligning 6.10a:

$$\sum_{(j \geq 1)} \left[\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{(i > 1)} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \right]$$

Ligning 6.10b:

$$\sum_{(j \geq 1)} \left[\xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{(i > 1)} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \right]$$

Kombinasjon av lastene for STR og GEO, kan alternativt uttrykkes som det minst gunstige av ligning 6.10a og 6.10b.

Den første lastkombinasjon som følger tabell NA.A1.2(B) og ligning 6.10a er:

$$\text{Kombinasjon1} := 1.35 \cdot g_{k,\text{egenlast}} + 1.5 \cdot \psi_{0,\text{nyttelast}} \cdot q_{k,\text{nyttelast}} + 1.5 \cdot \psi_{0,\text{nyttelast}} \cdot q_{k,\text{vegg}} + 1.5 \cdot \psi_{0,\text{si}}$$

$$\text{Kombinasjon1} = 11.649 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Den andre kombinasjonen som følger tabell NA.A1.2(B) og ligning 6.10b er:

$$\text{Kombinasjon2} := 1.2 \cdot g_{k,\text{egenlast}} + 1.5 \cdot q_{k,\text{nyttelast}} + 1.5 \cdot \psi_{0,\text{nyttelast}} \cdot q_{k,\text{vegg}} + 1.5 \cdot \psi_{0,\text{snølast}} \cdot s_{k,\text{snø}}$$

$$\text{Kombinasjon2} = 12.393 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kombinasjon 2 er større enn kombinasjon 1 og er derfor dimensjonerende kombinasjon som gir dimensjonerende verdier for laster i vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner.

Dimensjonerende egenlast:

$$g_{d.b.egenlast} := 1.2 \cdot g_{k.egenlast}$$

$$g_{d.b.egenlast} = 4.848 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonerende nyttelast:

$$q_{d.b.nyttelast} := 1.5 \cdot q_{k.nyttelast}$$

$$q_{d.b.nyttelast} = 4.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{d.b.vegg} := 1.5 \cdot \psi_0 \cdot q_{k.vegg}$$

$$q_{d.b.vegg} = 0.525 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonerende snølast:

$$s_{d.b.snø} := 1.5 \cdot \psi_0 \cdot s_{k.snø}$$

$$s_{d.b.snø} = 2.52 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Totale dimensjonerende nyttelaster i brudd, dvs. i vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner er da:

$$q_{d.b.t.nyttelast} := q_{d.b.nyttelast} + q_{d.b.vegg}$$

$$q_{d.b.t.nyttelast} = 5.025 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Og den dimensjonerende punktlasten i brudd, dvs. i vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjon er da:

$$Q_{d.b.punktlast} := 1.5 \cdot \psi_0 \cdot Q_{k.punktlast}$$

$$Q_{d,b,\text{punktlast}} = 2.1 \cdot \text{kN}$$

d: Dimensjonerende
b: Bruddgrensetilstand
t: Total verdi

5a.2.3 Dimensjonerende verdier for laster i en seismisk dimensjonerende situasjon

NS-EN 1990:2002/NA:2008

Nasjonalt tillegg NA

Tabell NA.A1.3 - Dimensjonerende verdier for laster for bruk i kombinasjoner med ulykkeslaster og seismiske laster

Dimensjonerende laster for bruk av i kombinasjonen med seismiske laster er bestemte av ligningen 6.12a/b i kapittel 6 og kombinasjonsfaktorene er gitt i det nasjonale tillegget NA i tabell NA.A.1.3.

Fra tabellen fremkommer det at den dimensjonerende verdien for permanente lasten settes lik den karakteristiske verdien, dvs. at lastfaktor på 1.0 anvendes for egenlasten. Den dimensjonerende verdien for egenlasten for den dimensjonerende seismiske situasjonen beregnes til:

$$g_{d,s,\text{egenlast}} := g_{k,\text{egenlast}}$$

$$g_{d,s,\text{egenlast}} = 4.04 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Øvrige variable laster skal reduseres med de tilhørende ψ_2 . Verdiene på ψ_2 er gitt i tabell NA.A1.1. Den dimensjonerende verdien for vindlasten settes lik 0 for bruk i kombinasjoner med seismiske laster, dvs. ψ_2 for vindlasten er 0. Vind antas å ikke opptre ved jordskjelvbeklastning.

Den dimensjonerende verdien for den totale nyttelasten for den dimensjonerende seismiske situasjonen beregnes til:

$$q_{d,s,t,\text{nyttelast}} := \psi_{2,\text{nyttelast}} \cdot (q_{k,\text{nyttelast}} + q_{k,\text{vegg}})$$

$$q_{d,s,t,\text{nyttelast}} = 1.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Den dimensjonerende verdien for snølasten for den dimensjonerende seismiske situasjonen beregnes til:

$$s_{d,s,\text{snølast}} := \psi_{2,\text{snølast}} \cdot s_{k,\text{snø}}$$

$$s_{d,s,\text{snølast}} = 0.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Den dimensjonerende verdien for punktlasten for den dimensjonerende seismiske situasjonen

beregnes til:

$$Q_{d.s.punktlast} := \psi_{2.nyttelast} \cdot Q_{k.punktlast}$$

$$Q_{d.s.punktlast} = 0.6 \cdot kN$$

5a.3 ANALYSE VED HJELP AV TVERRKRAFTMETODEN KONSTRUKSJON MED LAV DUKTILITET

5a.3.1 Generelt

Her velges en ramme med konsentriske diagonale avstivninger.

NS-EN 1998-1:2004/NA:2008

Nasjonalt tillegg NA

NA.6.1.2 Dimensjoneringsprinsipper

Tabell NA.6.1 - Dimensjoneringsprinsippert, duktilitetsklasser og øvre grense for referanseverdier for konstruksjonsfaktorer

Konstruksjon med lite energiabsorpsjon faller under duktilitetsklasse DCL. Konstruksjonsfaktor c velges til:

$$q_{DCL} := 1.5$$

5a.3.2 Krav om påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mht. seismisk belastning

NS-EN 1998-1:2002/NA:2008

NA.3.2.1 Seismiske soner

NA.3.2.1 (5)P

Det kreves normalt ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mht. seismisk belastning for konstruksjoner i seismisk klasse I, for lette trekonstruksjoner, dersom $a_g S < 0.05g = 0.49 \text{ m/s}^2$ eller dersom $S_d < 0.05g = 0.49 \text{ m/s}^2$ beregnet med en konstruksjonsfaktor q er mindre eller lik 1.5.

NS-EN 1998-1:2002/NA:2008

NA.3.2.2.2 Horisontalt elastisk responsspektrum

Tabell NA.3.3 - Verdier for parametre som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrene

Av tabell NA.3.3 i det nasjonale tillegget kan man lese av verdier for parametrene T_B , T_C , T_D og S som bestemmer knekkpunktene for de responsspektrene som skal brukes i Norge. For den valgte grunntypen, dvs. grunntype D, kan man avlese følgende verdier:

$$S := 1.6$$

$$T_B := 0.15s$$

$$T_C := 0.45s$$

$$T_D := 1.5s$$

NS-EN 1998-1:2002/NA:2008

NA.4.2.5 Seismiske klasser og seismiske faktorer

Tabell NA.4(901) og tabell NA.4(902)

Kontorbygningen faller under seismisk klasse III, og seismisk faktor γ_I settes lik:

$$\gamma_I := 1.4$$

NS-EN 1998-1:2002/NA:2008

NA.3.2.1 Seismiske soner

NA.3.2.1 (4) og figur NA.3(901)

Spissverdien for berggrunnens akselerasjon a_{g40Hz} for Ålesund avleses til:

$$a_{g40Hz} := 0.8 \frac{m}{s^2}$$

Definisjonen av $a_g S$ er gitt som:

$$a_g \cdot S := \gamma_I (0.8 \cdot a_{g40Hz}) \cdot S = \blacksquare$$

Siden $a_g S = 1.434 \text{ m/s}^2$ og er større enn 0.49 m/s^2 stilles Eurokode 8 (NS-EN 1998) krav til påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mht. seismisk belastning.

5a.3.3 Beregning av dimensjonerende horisontal jordskjelvkraft

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

4.3.3.2.2 Skjærkraft ved fundamentnivå eller ved toppen av en stiv kjeller

Pkt. (3)

For rammen brukes:

$$C_{t,DCL} := 0.050$$

Den totale høyden H på bygningen i meter er:

$$H := 18\text{m}$$

For bygninger med en høyde på opptil 40 m kan den første egensvingeperioden T_1 (i sekunder) beregnes tilnærmet med følgende formel:

$$T_{1,DCL} := C_{t,DCL} \cdot \left[H^{\left(\frac{3}{4} \right)} \right]$$

$$T_{1,DCL} := 0.437\text{s}$$

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

4.3.3.2.2 Skjærkraft ved fundamentnivå eller ved toppen av en stiv kjeller

Pkt. (1) og (2)

I pkt. (1) nevnes det at denne analysemetoden kan brukes på bygninger hvor bygningens respons ikke påvirkes betydelig av bidrag fra høyere vibrasjonsformer enn den første egensvingeformen i hver hovedretning.

Kravet i pkt. (2) påpeker av kravet i pkt. (1) anes å være oppfylt dersom bygningen tilfredsstillende til regularitet i oppriss gitt i 4.2.3.3 og dersom den første egensvingeperioden T_1 er:

$$T_{1,DCL} \leq 4 \cdot T_C$$

og

$$T_1 \leq 2.0$$

$$T_C = 0.45 \text{ s}$$

$$T_{1,DCL} = 0.437 \text{ s}$$

$$4 \cdot T_C = 1.8 \text{ s}$$

Siden konstruksjonen oppfyller kravet om regularitet gitt i pkt. 4.2.3.3 og oppfyller kravene som stilles til den første egensvingeperioden kan man konkludere at konstruksjonen kan analyseres ved bruk av tverrkraftmetoden gitt i 4.3.2.1 i NS-EN 1998.

5a.3.3.1 Skjærkraft ved fundamentnivå eller ved toppen av en stiv kjeller

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

4.3.3.2.2 Skjærkraft ved fundamentnivå eller ved toppen av en stiv kjeller

Den samlede seismiske kraften F_b for hver horisontalretning beregnes av uttrykket:

-

$$F_b := S_d \cdot (T_1) \cdot m \cdot \lambda^{\square}$$

Her er S_d ordinaten av det dimensjonerende spektret for perioden T_1 , m er bygningens totale masse og λ er korreksjonsfaktoren. $\lambda=0.85$ hvis T_1 er mindre eller lik $2T_C$ og dersom bygningen som analyseres har mer enn to etasjer, eller er $\lambda=1.0$. I dette tilfellet er $\lambda=0.85$

$$\lambda := 0.85$$

Total masse og massen per etasje

Første, andre, tredje og fjerde etasje vil ha tilnærmet lik masse. Massen til første fire etasjer kan beregnes ut fra verdiene for egenlasten, nyttelasten som belaster hvert etasjereale. Den øverste etasjen, dvs. takplanet belastes kun med egenlasten og snølasten og massen beregnes på basis av disse belastningene. Arealet per etasje beregnes til:

$$b_{\text{total}} := 14.82\text{m}$$

$$l_{\text{total}} := 21.4\text{m}$$

$$A_{\text{etasje}} := b_{\text{total}} \cdot l_{\text{total}} = 317.148 \text{ m}^2$$

Massebidraget som kommer av bjelkene regnes tilnærmet ved å ta utgangspunkt i en IPE 330 bjelke med en masse på 49.1 kg/m. Massebidraget fra søylene neglisjeres. Tilnærmet regnet vil det totalt være 85 m med bjelker per etasje.

$$m_{\text{bjelker}} := 85\text{m} \cdot 49.1 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$m_{\text{bjelker}} = 4.173 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$m_{\text{bjelker.N}} := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot (4.173 \cdot 10^3 \text{ kg})$$

$$m_{\text{bjelker.N}} = 4.094 \times 10^4 \cdot \text{N}$$

Etasje 1, 2, 3 og 4:

$$m_{1.N} := (g_{\text{d.s.egenlast}} + q_{\text{d.s.t.nyttelast}}) \cdot A_{\text{etasje}} + (m_{\text{bjelker.N}}) = 1.655 \times 10^6 \text{ N}$$

$$m_1 := \frac{m_{1.N}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}$$

Slik at:

$$m_1 = 1.687 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_2 := m_1 = 1.687 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_3 := m_1 = 1.687 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_4 := m_1 = 1.687 \times 10^5 \text{ kg}$$

Etasje 5:

$$m_{5,N} := (\text{g.d.s.egenlast} + \text{s.d.s.snølast}) \cdot A_{\text{etasje}} + (m_{\text{bjelker,N}}) = 1.474 \times 10^6 \text{ N}$$

$$m_5 := \frac{m_{5,N}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}$$

Slik at massen til den femte etasjen beregnes til:

$$m_5 = 1.503 \times 10^5 \text{ kg}$$

Den totale massen m_{tot} er:

$$m_{\text{tot}} := m_1 + m_2 + m_3 + m_4 + m_5 = 8.252 \times 10^5 \text{ kg}$$

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

3.2.2.5 Dimensjonerende spektrum for elastisk analyse

$$T_B = 0.15 \text{ s}$$

$$T_C = 0.45 \text{ s}$$

$$T_D = 1.5 \text{ s}$$

$$T_{1,DCL} = 0.437 \text{ s}$$

NS-EN 1998-1:2004/NA:2008

Nasjonalt tillegg NA

NA.3.2.1 Seismiske soner

Berggrunnens akselerasjon som er normalisert til 1g ved frekvensen $f=40\text{Hz}$ er gitt som:

$$a_{g40\text{Hz}} = 0.8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon for grunnforhold type A settes lik:

$$a_{gR} := 0.8 \cdot a_{g40Hz}$$

$$a_{gR} = 0.64 \frac{m}{s^2}$$

Dimensjonerende horisontal akselerasjon av for grunnforhold av type A beregnes slik:

$$a_g := \gamma_I \cdot a_{gR}$$

$$a_g = 0.896 \frac{m}{s^2}$$

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

3.2 Seismisk påvirkning

Pkt. (3)

Siden verdien $T_{1,DCL} = 0.437$ s ligger mellom T_B og T_C bestemmes det dimensjonerende spektret $S_d(T)$ etter følgende formel:

$$S_{d,DCL} := a_g \cdot S \left(\frac{2.5}{q_{DCL}} \right)$$

$$S_{d,DCL} = 2.389 \frac{m}{s^2}$$

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

4.3.3.2 Skjærkraft ved fundamentnivå eller ved toppen av en stiv kjeller

Den samlede seismiske kraften F_b for hver horisontalretning som bygningen analyseres i er gitt av følgende uttrykk:

$$F_{b,DCL} := S_{d,DCL} \cdot m_{tot} \cdot \lambda$$

$$F_{b,DCL} = 1.676 \times 10^3 \cdot kN$$

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

4.3.3.5 Kombinasjon av virkningene av komponentene i den seismiske påvirkningen

Pkt. (3)

Lastvirkningene som følge av kombinasjonen av de horisontale komponentene i den seismiske påvirkningen beregnes ved bruk av følgende kombinasjoner.

a) $E_{Edx} + 0.30 \cdot E_{Edy}$

$$b) \quad 0.30E_{Edx} + E_{Edy}$$

E_{Edx} representerer lastvirkningene som følge av påføringen av den seismiske påvirkningen langs den valgte horisontalaksen x av konstruksjonen mens E_{Edy} representerer lastvirkningene som følge av påføringen den samme seismiske påvirkningene langs den ortogonale horisontalaksen y av konstruksjonen. I dette tilfellet er $E_{Edx}=E_{Edy}$ og det vil si at den beregnede horisontale skjærkraften må økes med 30 % slik at alle lastvirkningene økes også med 30 %.

$$F_{b.DCL.ny} := F_{b.DCL} + 0.3 \cdot F_{b.DCL}$$

$$F_{b.DCL.ny} = 2.179 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$F_{b.DCL.ny}$: Total dimensjonerende seismisk kraft ved fundamentnivå for konstruksjon med lav energiabsorpsjon.

5a.3.3.2 Fordeling av horisontale seismiske krefter

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

4.3.3.2.3 Fordeling av de horisontale seismiske kreftene

Pkt. (3)

Når den første egensvingeperioden beregnes tilnærmet ved å forutsette at de horisontale forskyvningene øker lineært langs høyden, bør de horisontale kreftene F_i bestemmes etter følgende uttrykk:

$$F_{i.DCL} := F_{b.DCL.ny} \cdot \frac{(z_i \cdot m_i)}{\left[\sum_j (z_j \cdot m_j) \right]}$$

Her er z_i og z_j henholdsvis høydene av massene m_i og m_j over påføringsnivået for den seismiske påvirkningen (fundament eller overkant av en stiv kjelleretasje). Med andre ord betegner z -verdiene høyden av etasjene, dvs. høyden massene slik at:

$$z_1 := 3.6\text{m}$$

$$z_2 := 7.2\text{m}$$

$$z_3 := 10.8\text{m}$$

$$z_4 := 14.4\text{m}$$

$$z_5 := 18.0\text{m}$$

$$m_1 = 1.687 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_2 = 1.687 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_3 = 1.687 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_4 = 1.687 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_5 = 1.503 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3 + z_4 \cdot m_4 + z_5 \cdot m_5 = 8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

Fordeling av kreftene blir på etasje nr.1, 2, 3, 4 og 5 blir slik:

$$F_{1.DCL} := F_{b.DCL.ny} \cdot \frac{(z_1 \cdot m_1)}{(8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg})} \quad \blacksquare$$

$$F_{1.DCL} := F_{b.DCL.ny} \cdot \frac{(z_1 \cdot m_1)}{(8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg})}$$

$$F_{1.DCL} = 150.73 \cdot \text{kN}$$

$$F_{2.DCL} := F_{b.DCL.ny} \cdot \frac{(z_2 \cdot m_2)}{(8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg})}$$

$$F_{2.DCL} = 301.46 \cdot \text{kN}$$

$$F_{3.DCL} := F_{b.DCL.ny} \cdot \frac{(z_3 \cdot m_3)}{(8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg})}$$

$$F_{3.DCL} = 452.19 \cdot \text{kN}$$

$$F_{4.DCL} := F_{b.DCL.ny} \cdot \frac{(z_4 \cdot m_4)}{(8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg})}$$

$$F_{4.DCL} = 602.919 \cdot \text{kN}$$

$$F_{5.DCL} := F_{b.DCL.ny} \cdot \frac{(z_5 \cdot m_5)}{(8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg})}$$

$$F_{5,DCL} = 671.34 \cdot \text{kN}$$

Her er :

$F_{i,DCL}$: Dimensjonerende horisontal seismisk kraft ved etasje nr.i for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL)

5b Beregning av typisk bygning sin respons når det tas hensyn til større utnyttelse av konstruksjonmaterialens kapasitet; medium duktilitet

5b.1 Generelt

Dimensjonerende horisontal seismisk (skjærkraft ved fundamentnivå) for en energiabsorberende konstruksjon DCM (middels energiabsorberende konstruksjon) vil avhenge av den valgte konstruksjonsfaktoren q . Konstruksjonsfaktoren q vil direkte påvirke ordinaten S_d av det dimensjonerende spektret.

5b.2 Beregning av dimensjonerende seismiske krefter

5b.2.1 Skjærkraft ved fundamentnivå eller ved toppen av en stiv kjeller

NS-EN 1998-1:2004/NA:2008

Nasjonalt tillegg NA

NA.6.1.2 Dimensjoneringsprinsipper

Tabell NA.6.1 - Dimensjoneringsprinsippert, duktilitetsklasser og øvre grense for referanseverdier for konstruksjonsfaktorer

Tabellen angir at den øvre grensen for konstruksjonsfaktoren for en middels absorberende konstruksjon kan settes lik $q=4$.

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

6.3.2 Konstruksjonsfaktorer

Tabell 6.2 - Øvre grense av referanseverdier for konstruksjonsfaktorer for systemer som er regulære i oppriss

Rammer med konsentriske diagonale avstivninger har en konstruksjonsfaktor $q=4$ for en middels energiabsorberende konstruksjon (DCM).

$$q_{\text{DCM}} := 4$$

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

4.3.3.2.2 Skjærkraft ved fundamentnivå eller ved toppen av en stiv kjeller

Pkt. (3)

For ramme med diagonale avstivninger brukes:

$$C_{t,\text{DCM}} := 0.050$$

Den totale høyden H på bygningen i meter er:

$$H = 18 \text{ m}$$

For bygninger med en høyde på opptil 40 m kan den første egensvingeperioden T_1 (i senkunder) beregnes tilnærmet med følgende formel:

$$T_{1,DCM} := C_{t,DCM} \cdot \left[H \left(\frac{3}{4} \right) \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$T_{1,DCM} := 0.050 \cdot 18^{\frac{3}{4}}$$

$$T_{1,DCM} := 0.437 \text{ s}$$

NS-EN 1998-1:2002/NA:2008

NA.3.2.2.2 Horisontalt elastisk responsspektrum

Tabell NA.3.3 - Verdier for parametre som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrene

Av tabell NA.3.3 i det nasjonale tillegget kan man lese av verdier for parametrene T_B , T_C , T_D og S som bestemmer knekkpunktene for de responsspektrene som skal brukes i Norge. For den valgte grunntypen, dvs. grunntype D, kan man avlese følgende verdier:

$$S = 1.6$$

$$T_B = 0.15 \text{ s}$$

$$T_C = 0.45 \text{ s}$$

$$T_D = 1.5 \text{ s}$$

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

3.2 Seismisk påvirkning

Pkt. (3)

Siden verdien $T_{1,DCM}=0.437 \text{ s}$, ligger T_1 mellom T_C og T_D . Det dimensjonerende spektret $S_d(T)$ bestemmes etter følgende formel:

$$S_{d,DCM} := a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2.5}{q_{DCM}} \right)$$

$$S_{d,DCM} = 0.896 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

4.3.3.2.2 Skjærkraft ved fundamentnivå eller ved toppen av en stiv kjeller

Den samlede seismiske kraften F_b for hver horisontalretning som bygningen analyseres i er gitt av følgende uttrykk:

$$F_{b,DCM} := S_{d,DCM} \cdot m_{tot} \cdot \lambda$$

$$F_{b,DCM} = 628.481 \cdot \text{kN}$$

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

4.3.3.5 Kombinasjon av virkningene av komponentene i den seismiske påvirkningen

Pkt. (3)

Lastvirkningene som følge av kombinasjonen av de horisontale komponentene i den seismiske påvirkningen beregnes ved bruk av følgende kombinasjoner.

a) $E_{Edx} + 0.30 \cdot E_{Edy}$

b) $0.30E_{Edx} + E_{Edy}$

E_{Edx} representerer lastvirkningene som følge av påføringen av den seismiske påvirkningen langs den valgte horisontalaksen x av konstruksjonen mens E_{Edy} representerer lastvirkningene som følge av påføringen den samme seismiske påvirkningene langs den ortogonale horisontalaksen y av konstruksjonen. I dette tilfellet er $E_{Edx} = E_{Edy}$ og det vil si at den beregnede horisontale skjærkraften må økes med 30 % slik at alle lastvirkningene økes også med 30 %.

$$F_{b.DCM.ny} := F_{b.DCM} + 0.3 \cdot F_{b.DCM}$$

$$F_{b.DCM.ny} = 817.026 \cdot \text{kN}$$

$F_{b.DCM.ny}$: Total dimensjonerende seismisk kraft ved fundamentbivå for konstruksjon med middels energiabsorpsjon.

5b.2.2 Fordeling av horisontale seismiske krefter

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

4.3.3.2.3 Fordeling av de horisontale seismiske kreftene

Pkt. (3)

Når den første egensvingeperioden beregnes tilnærmet ved å forutsette at de horisontale forskyvningene øker lineært langs høyden, bør de horisontale kreftene F_i bestemmes etter følgende uttrykk:

$$F_{i,DCM} := F_{b,DCM.ny} \cdot \frac{(z_i \cdot m_i)}{\left[\sum_j (z_j \cdot m_j) \right]}$$

Her er z_i og z_j henholdsvis høydene av massene m_i og m_j over påføringsnivået for den seismiske påvirkningen (fundamen eller overkant av en stiv kjelleretasje). Med andre ord betegner z -verdiene høyden av etasjene, dvs. høyden massene slik at:

$$z_1 = 3.6 \text{ m}$$

$$z_2 = 7.2 \text{ m}$$

$$z_3 = 10.8 \text{ m}$$

$$z_4 = 14.4 \text{ m}$$

$$z_5 = 18 \text{ m}$$

$$m_1 = 1.687 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_2 = 1.687 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_3 = 1.687 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_4 = 1.687 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_5 = 1.503 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3 + z_4 \cdot m_4 + z_5 \cdot m_5 = 8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

Fordeling av kreftene blir på etasje nr. 1, 2, 3, 4 og 5 blir slik:

$$F_{i,DCM} := F_{b,DCM.ny} \cdot \frac{(z_i \cdot m_i)}{(8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg})}$$

$$F_{1,DCM} := F_{b,DCM.ny} \cdot \frac{(z_1 \cdot m_1)}{(8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg})}$$

$$F_{1,DCM} = 56.524 \cdot \text{kN}$$

$$F_{2,DCM} := F_{b,DCM.ny} \cdot \frac{(z_2 \cdot m_2)}{(8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg})}$$

$$F_{2,DCM} = 113.047 \cdot \text{kN}$$

$$F_{3.DCM} := F_{b.DCM.ny} \cdot \frac{(z_3 \cdot m_3)}{(8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg})}$$

$$F_{3.DCM} = 169.571 \cdot \text{kN}$$

$$F_{4.DCM} := F_{b.DCM.ny} \cdot \frac{(z_4 \cdot m_4)}{(8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg})}$$

$$F_{4.DCM} = 226.095 \cdot \text{kN}$$

$$F_{5.DCM} := F_{b.DCM.ny} \cdot \frac{(z_5 \cdot m_5)}{(8.78 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg})}$$

$$F_{5.DCM} = 251.752 \cdot \text{kN}$$

Her er:

$F_{i.DCM}$: Dimensjonerende horisontal seismisk kraft ved etasje nr. i for konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM)

Vedlegg B

Dimensjonering av kritiske tverrsnitt

$$\text{MPa} \equiv \frac{\text{newton}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{kN} \equiv 1000\text{newton}$$

$$\text{kNm} \equiv 1000\cdot\text{newton}\cdot\text{m}$$

$$E \equiv 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nm} \equiv \text{newton}\cdot\text{m}$$

Dimensjonering av kritiske snitt for DCL og DCM

6.1 Generelt

I dette avsnittet skal kun kritiske tverrsnitt dimensjoneres. Dimensjonering av disse vil skje etter elastisitetsteori eller plastisitetsteori. Dimensjonering av kritiske tverrsnitt for en konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL-tilfellet) skjer på grunnlag av elastisitetsteori mens dim. av kritiske snitt for en konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM-tilfellet) skjer på grunnlag av plastisitetsteori.

Ved dim. av kritiske snitt vil søylene være kvadratiske hulprofiler, bjelkene vil være IPE-profiler mens diagonalene vil være stålrør.

6.2 Materialer

Differensiering av flytespenningen vil være nødvendig ved dimensjonering av kritiske tverrsnitt. Energiabsorberende konstruksjonsdeler vil tilskrives noe lavere flytespenning enn ikke-energiabsorberende konstruksjonsdeler. Dette påpeks av Eurkode 8 (2004, 2008) i avsnitt 6.2.

Stålkvalitet S355 skal anvendes for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL) og for konstruksjonsdeler som ikke skal absorbere energi i konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM). Ved dimensjonering av konstruksjonsdeler som skal absorbere energi, dvs. ved dimensjonering av energiabsorberende soner, anvendes stålkvalitet S235. De overnevnte stålkvaliteter har følgende flytespenning:

$$f_{yS355} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yS235} := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

6.3 Kritiske tverrsnitt

De største belastningene skyldes virkning av dimensjonerende jordskjelvkraft i x-retning. Dette gjeldende for alle kritisk belastede konstruksjonsdeler. Unntaket er diagonalene som er plasserte parallelt med y-retningen og må da selvfølgelig dimensjoneres for den dim. jordskjelvkraften som virker i y-retning.

6.4 Tverrsnittsklasser

Ved dimensjonering av konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL) bør de primære seismiske konstruksjonsdelene i konstruksjonen tilhøre tverrsnittsklasse 1, 2 eller 3 dersom den øvre grensen på konstruksjonsfaktoren q settes til å være større enn 1.5. Siden høyere konstruksjonsfaktor setter strengere krav til tverrsnittsklasse, kan man anvende tverrsnitt av klasse 1, 2 eller 3 for konstruksjonsfaktor $q=1.5$.

Ved dimensjonering av konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM) med en tilhørende konstruksjonsfaktor på $q=4$ kan man kun bruke tverrsnitt av tverrsnittsklasse 1 eller 2!

6.5 Påvisning av sikkerhet

Beregning av konstruksjonens sikkerhet vil utføres med flere begrensninger. Begrensningene kommer som følge av de definerte mål og den tilgjengelige tiden. Følgende kapasitetskontroller, som Eurokode 8 (2004, 2008) stiller krav til, skal ikke utføres:

- NS-EN 1998-1:2004+NA:2008, 4.4.2.4 - Likevektsbetingelse
- NS-EN 1998-1:2004+NA:2008, 4.4.2.5 - Kapasitet av horisontale skiver
- NS-EN 1998-1:2004+NA:2008, 4.4.2.6 - Kapasitet av fundamenter
- NS-EN 1998-1:2004+NA:2008, 4.4.2.7 - Nabobygg

Videre antas pkt. 6.7.1 å være oppfylt.

6.6 Andre ordens virkninger

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

4.4.2.2 Krav til kapasitet

Det er ikke nødvendig å ta hensyn til andre ordens virkninger hvis følgende betingelse er oppfylt i alle etasjer:

$$\theta := \frac{(P_{\text{tot}} \cdot d_r)^{\frac{1}{2}}}{(V_{\text{tot}} \cdot h)} \quad \text{og} \quad \theta \leq 0.10^{\frac{1}{2}}$$

P_{tot} er den totale gravitasjonslasten ved og over etasjen som vurderes i den dimensjonerende seismiske situasjonen, θ er sensitivetsfaktoren for forskyvning mellom etasjer, d_r er den dimensjonerende forskyvningen mellom etasjene, V_{tot} er den totale seismiske skjærkraften i etasjen og h er etasjehøyden.

Verdier konstruksjonen med liten energiabsorpsjon (DCL)

Den samlede arealet per etasje:

$$A_{\text{etasje}} := 317.148 \text{m}^2$$

Gravitasjonslasten i 1,2,3, og 4 etasje beregnes til:

$$P_{\text{tot.DCL.1}} := \left(4.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot A_{\text{etasje}} = 1.614 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\text{tot.DCL.2}} := 1.614 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot.DCL.3}} := 1.614 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot.DCL.4}} := 1.614 \times 10^3 \text{ kN}$$

Gravitasjonslasten i 5 etasje beregnes til:

$$P_{\text{tot.DCL.5}} := \left(4.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot A_{\text{etasje}} = 1.434 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Etasjehøydene er:

$$h_1 := 3.6\text{m} \quad h_4 := 14.4\text{m}$$

$$h_2 := 7.2\text{m} \quad h_5 := 18\text{m}$$

$$h_3 := 10.8\text{m}$$

Seismiske skjærkraften i etasjene er:

$$V_{\text{tot.DCL.1}} := 150.73\text{kN} \quad V_{\text{tot.DCL.4}} := 602.919\text{kN}$$

$$V_{\text{tot.DCL.2}} := 301.46\text{kN} \quad V_{\text{tot.DCL.5}} := 671.34\text{kN}$$

$$V_{\text{tot.DCL.3}} := 452.19\text{kN}$$

Beregning av d_r :

$$q_{DCL} := 1.5$$

Første egensvingeperioden for konstruksjonen med liten energiabsorpsjon er beregnet til:

$$T_{1,DCL} := 0.437s$$

Verdien for den dimensjonerende spektret for konstruksjon med lav energiabsorpsjon til:

$$S_{d,DCL} := 2.389 \frac{m}{s^2}$$

Den dimensjonerende forskyvningen mellom etasjene for en konstruksjon med lav energiabsorpsjon, vurdert som differanse mellom de gjennomsnittlige horisontale forskyvningene øvers og nederst:

$$d_{e,DCL} := \frac{S_{d,DCL}}{\left[\frac{(2\pi)}{T_{1,DCL}} \right]^2} = 0.012 \text{ m}$$

$$d_{r,DCL} := q_{DCL} \cdot d_{e,DCL} = 0.017 \text{ m}$$

Beregner sensitivetsfaktoren for forskyvning mellom etasjene:

$$\theta_{DCL.1} := \frac{(P_{tot,DCL.1} \cdot d_{r,DCL})}{V_{tot,DCL.1} \cdot h_1} = 0.052 \quad \theta_{DCL.4} := \frac{(P_{tot,DCL.4} \cdot d_{r,DCL})}{V_{tot,DCL.4} \cdot h_4} = 3.222 \times 10^{-3}$$

$$\theta_{DCL.2} := \frac{(P_{tot,DCL.2} \cdot d_{r,DCL})}{V_{tot,DCL.2} \cdot h_2} = 0.013 \quad \theta_{DCL.5} := \frac{(P_{tot,DCL.5} \cdot d_{r,DCL})}{V_{tot,DCL.5} \cdot h_5} = 2.056 \times 10^{-3}$$

$$\theta_{DCL.3} := \frac{(P_{tot,DCL.3} \cdot d_{r,DCL})}{V_{tot,DCL.3} \cdot h_3} = 5.729 \times 10^{-3}$$

Siden ingen verdier for θ overskrider 0.10 er det ikk nødvendig å ta hensyn til andre ordens virkninger!

Verdier konstruksjonen med middels energiabsorpsjon (DCM)

Den samlede arealet per etasje:

$$A_{\text{etasje}} := 317.148 \text{ m}^2$$

Gravitasjonslasten i 1,2,3, og 4 etasje beregnes til:

$$P_{\text{tot.DCM.1}} := \left(4.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot A_{\text{etasje}} = 1.614 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\text{tot.DCM.2}} := 1.614 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot.DCM.3}} := 1.614 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tot.DCM.4}} := 1.614 \times 10^3 \text{ kN}$$

Gravitasjonslasten i 5 etasje beregnes til:

$$P_{\text{tot.DCM.5}} := \left(4.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot A_{\text{etasje}} = 1.434 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Etasjehøydene er:

$$h_1 := 3.6 \text{ m} \quad h_4 := 14.4 \text{ m}$$

$$h_2 := 7.2 \text{ m} \quad h_5 := 18 \text{ m}$$

$$h_3 := 10.8 \text{ m}$$

Seismiske skjærkraften i etasjene er:

$$V_{\text{tot.DCM.1}} := 56.524 \text{ kN} \quad V_{\text{tot.DCM.4}} := 226.095 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot.DCM.2}} := 113.047 \text{ kN} \quad V_{\text{tot.DCM.5}} := 251.752 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot.DCM.3}} := 169.571 \text{ kN}$$

Beregning av d_r :

$$q_{\text{DCM}} := 4.0$$

Første egensvingeperioden for konstruksjonen med liten energiabsorpsjon er beregnet til:

$$T_{1.\text{DCM}} := 0.437 \text{ s}$$

Verdien for den dimensjonerende spektret for konstruksjon med lav energiabsorpsjon til:

$$S_{d.DCM} := 0.896 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Den dimensjonerende forskyvningen mellom etasjene for en konstruksjon med lav energiabsorpsjon, vurdert som differanse mellom de gjennomsnittlige horisontale forskyvningene øverst og nederst:

$$d_{e.DCM} := \frac{S_{d.DCM}}{\left[\frac{(2\pi)}{T_{1.DCM}} \right]^2} = 4.334 \times 10^{-3} \text{ m} \quad d_{e.DCL} = 0.012 \text{ m}$$

$$d_{r.DCM} := q_{DCM} \cdot d_{e.DCM} = 0.017 \text{ m}$$

Beregner sensitivetsfaktoren for forskyvning mellom etasjene:

$$\theta_{DCLM.1} := \frac{(P_{tot.DCM.1} \cdot d_{r.DCM})}{V_{tot.DCM.1} \cdot h_1} = 0.138 \quad \theta_{DCM.4} := \frac{(P_{tot.DCM.4} \cdot d_{r.DCM})}{V_{tot.DCM.4} \cdot h_4} = 8.595 \times 10^{-3}$$

$$\theta_{DCM.2} := \frac{(P_{tot.DCM.2} \cdot d_{r.DCM})}{V_{tot.DCM.2} \cdot h_2} = 0.034 \quad \theta_{DCM.5} := \frac{(P_{tot.DCM.5} \cdot d_{r.DCM})}{V_{tot.DCM.5} \cdot h_5} = 5.484 \times 10^{-3}$$

$$\theta_{DCM.3} := \frac{(P_{tot.DCM.3} \cdot d_{r.DCM})}{V_{tot.DCM.3} \cdot h_3} = 0.015$$

For konstruksjon med middels energiabsorpsjon overskrider kun en θ -verdi kravet på 0.10. Sider dette kravet ble oppdaget etter at dimensjonering av kritiske ble utført og siden kun en θ verdi overskrider den tillatte grensen antas punktet å være tilfredstillt.

Det er ikke nødvendig å ta hensyn til andre ordens virkninger!

6.7 Forklaring av symbolikken

Kritiske snitt skal dimensjoneres for konstruksjon med lav og middels energiabsorpsjon. Analysen av konstruksjonen utført i Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009 har vist at de mest påkjente konstruksjonsdeler vil være de samme for konstruksjon med lav og middels energiabsorpsjon siden den dim. seismiske lastvirkningen er last i x-retning for begge tilfeller.

For at det skal være mulig å skille dime. krefter og momenter for tilfellet DCL fra dim. krefter og momenter for tilfellet DCM må dim. krefter og momenter betegnes ved bruk av mange bokstaver Symbolikken som vil anvendes i påfølgende avsnitt er forklart her.

$X_{y1.y2.y3.y4}$ ■

X: Representerer kraft eller moment

y_1 : Angir dimensjonerende kraft/moment og betegnes med liten f.

y_2 : Angir hvilket element det dreier seg om. I dette tilfellet vil liten b,d og s representere henholdsvis bjelken og søylen.

y_3 : Angir hva slags type konstruksjon det er snakk om. Betegnelse som DCL og DCM vil representere en en lastvirkning for henholdsvis lav og middels energiabsorberende konstruksjon.

y_4 : Den fjerde verdien vil eventuelt angi retningen (x eller y) for den dim. lastvirkningen. Fjerde benevning vil kun brukes ved dim. av diagonalen.

6.8 Dimensjonering av kritiske tverrsnitt for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL)

6.8.1 Faktorer som anvendes under dimensjoneringsprosessen

NS-EN 1993-1-1:2005/NA:2008

Nasjonalt tillegg NA

NA.6.1 Bruddgrensetilstander - Generelt

For bygninger fastsettes følgende partialfaktorer for γ_M :

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

6.8.2 Dimensjonering av kritisk diagonal for jordskjelvlaster som virker i x-retning

Den maksimale dimensjonerende aksiale strekkraften som virker i en av diagonalene som skal ta opp den horisontale jordskjelvlaster som virker i x-retning er beregnet til:

$$N_{f,d,DCL,x} := 1670.20 \text{ kN}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.1 Generelt

Ved verregning av tverrsnittkapasitet mot brudd for strekkpåkjenning skal γ_{M2} benyttes!

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.1 Generelt

Formell 6.1

$$\left(\frac{\sigma_{N_{f.d.DCL.x}}}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M2}}} \right)^2 \leq 1.0 \quad \text{eller} \quad \left[\frac{\left(\frac{N_{f.d.DCL.x}}{A_{n\emptyset d.d.DCL.x}} \right)^2}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M2}}} \right] \leq 1.0$$

$$A_{n\emptyset d.d.DCL.x} := \sqrt{\frac{(N_{f.d.DCL.x})^2}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M2}}}}$$

$$A_{n\emptyset d.d.DCL.x} = 5.881 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Her er $A_{n\emptyset d.d.DCL.x}$ nødvendig tverrsnittsareal for den menst påkjente (kritiske) diagonalen mens $N_{f.d.DCL.x}$ er dimensjonerende aksial strekkraft i diagonalen for konstruksjon med lav energiabsorpsjon hvor jordkskjelvlasten virker i x-retning.

På grunn av kravet til slankhet som stilles i Eurokode 8 (2004, 2008) velges noe større tverrsnittsareal.

Stål Håndbok

Del 3

Runde profiler, s.130

Følgende rund hulprofil velges:

$$D_{d.DCL.x} := 168.3 \text{mm}$$

$$t_{d.DCL.x} := 12.5 \text{mm}$$

$$A_{d.DCL.x} := 6120 \text{mm}^2$$

$$I_{d.DCL.x} := 18680 \cdot 10^3 \text{mm}^4$$

Her er $D_{d.DCL.x}$, $t_{d.DCL.x}$, $A_{d.DCL.x}$ henholdsvis diameteren, veggtykkelsen og tverrsnittsarealet til den valgte diagonalen i konstruksjon med lav energiabsorpsjon for jordksjelast som virker i x-retning.

Klassifisering av tverrsnitt: Bestemmelse av tverrsnittsklassen for tverrsnittet

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

5.6 Krav til tverrsnitt for plastisk globalanalyse

Tabell 5.2 Største forhold mellom bredde og tykkelse (c/t) for trykkpåkjennte

tværssnittsdeler

Under seismisk belastning vil konstruksjonen utsettes for syklisk belastning og det vil si at diagonalene kommer til å strekkes og trykke sammen, selv om horisontalkreftene bare kan tas opp av strekkdiagonalene og hvor trykkdiagonalene overses.

Sirkulære hulprofiler under bøyning og/eller trykk gjelder følgende formel:

$$\frac{d}{t} \leq 50 \cdot \varepsilon^2 \quad \text{for tværssnittsklasse 1}$$

$$\frac{d}{t} \leq 70 \cdot \varepsilon^2 \quad \text{for tværssnittsklasse 2}$$

$$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \varepsilon^2 \quad \text{for tværssnittsklasse 3}$$

Her er d diagonalens diameter [mm] og diagonalens tykkelse gitt i [mm]. I dette tilfellet er $d = D_{d,DCL,x}$ og $t = t_{d,DCL,x}$. $D_{d,DCL,x}$ og $t_{d,DCL,x}$ er henholdsvis diameteren og tykkelsen til den valgte diagonalen for jordskjelvmastvirkning i x-retning for konstruksjon med liten energiabsorpsjon (DCL-tilfellet).

$$\varepsilon_{d,DCL} := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_{yS355}}} = 0.814$$

$$\frac{D_{d,DCL,x}}{t_{d,DCL,x}} \leq 50 \cdot \varepsilon_{d,DCL}$$

$$\frac{D_{d,DCL,x}}{t_{d,DCL,x}} = 13.464 \quad \text{og} \quad 50 \cdot \varepsilon_{d,DCL} = 40.681$$

Den valgte sirkulære hulprofilen er av tværssnittsklasse 1. Dette tilfredstiller kravet som stilles til konstruksjonsdeler ved beregning av kapasiteten etter elastisitetsteori. Ingen fare for lokal knekking.

6.8.3 Dimensjonering av kritisk diagonal for jordskjelvlaster som virker i y-retning

Den maksimale dimensjonerende aksiale strekkraften som virker i en av diagonalene som skal ta opp den horisontale jordskjelvlaster som virker i y-retning er beregnet til:

$$N_{f.d.DCL.y} := 1356 \text{ kN}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.1 Generelt

Ved veregning av tverrsnittkapasitet mot brudd for strekkpåkjenning skal γ_{M2} benyttes!

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.1 Generelt

Formell 6.1

$$\left(\frac{\frac{\sigma_{N_{f.d.DCL.y}}}{f_{y1}}}{\gamma_{M2}} \right)^2 \leq 1.0 \quad \text{eller} \quad \left[\frac{\left(\frac{N_{f.d.DCL.y}}{A_{n\emptyset.d.DCL.y}} \right)}{\frac{f_{y1}}{\gamma_{M2}}} \right]^2 \leq 1.0$$

$$A_{n\emptyset.d.DCL.y} := \sqrt{\left[\frac{(N_{f.d.DCL.y})^2}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M2}}} \right]}$$

$$A_{n\emptyset.d.DCL.y} = 4.775 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Her er $A_{n\emptyset.d.DCL.y}$ nødvendig tverrsnittsareal for den menst påkjente (kritiske) diagonalen mens $N_{f.d.DCL.y}$ er dimensjonerende aksial strekkraft i diagonalen for konstruksjon med lav energiabsorpsjon hvor jordskjelvmasten virker i x-retning.

Stål Håndbok

Del 3

Runde profiler, s.130

Følgende rund hulprofil velges:

$$D_{d.DCL.y} := 139.7 \text{ mm}$$

$$t_{d.DCL.y} := 12 \text{ mm}$$

$$A_{d.DCL.y} := 4810 \text{ mm}^2$$

$$I_{d.DCL.y} := 9900 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

$D_{d.DCL.y}$, $t_{d.DCL.y}$, $A_{d.DCL.y}$ henholdsvis diameteren, veggtykkelsen og tverrsnittsarealet til den valgte diagonalen for konstruksjon med lav energiabsorpsjon hvor jordskjelvlaster virker i y-retning.

Klassifisering av tverrsnitt: Bestemmelse av tverrsnittsklassen for tverrsnittet

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

5.6 Krav til tverrsnitt for plastisk globalanalyse

Tabell 5.2 Største forhold mellom bredde og tykkelse (c/t) for trykkpåkjennte tverrsnittsdeler

Under seismisk belastning vil konstruksjonen utsettes for syklisk belastning og det vil si at diagonalene kommer til å strekkes og trykke sammen, selv om horisontalkreftene bare kan tas opp av strekkdiagonalene og hvor trykkdiagonalene overses.

Sirkulære hulprofiler under bøyning og/eller trykk gjelder følgende formel:

$$\frac{d}{t} \leq 50 \cdot \varepsilon^2 \quad \text{for tverrsnittsklasse 1}$$

$$\frac{d}{t} \leq 70 \cdot \varepsilon^2 \quad \text{for tverrsnittsklasse 2}$$

$$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \varepsilon^2 \quad \text{for tverrsnittsklasse 3}$$

Her er d diagonalens diameter [mm] og diagonalens tykkelse gitt i [mm]. I dette tilfellet er $d = D_{d.DCL.y}$ og $t = t_{d.DCL.y}$. $D_{d.DCL.x}$ og $t_{d.DCL.y}$ er henholdsvis diameteren og tykkelsen til den valgte diagonalen for jordskjelvlaster i y-retning for konstruksjon med liten energiabsorpsjon (DCL-tilfellet).

$$\varepsilon_{d.DCL} := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_{yS355}}} = 0.814$$

$$\frac{D_{d.DCL.y}}{t_{d.DCL.y}} \leq 50 \cdot \varepsilon_{d.DCL}$$

$$\frac{D_{d.DCL.y}}{t_{d.DCL.y}} = 11.642 \quad \text{og} \quad 50 \cdot \varepsilon_{d.DCL} = 40.681$$

Den valgte sirkulære hulprofilen er av tverrsnittsklasse 1. Dette tilfredstiller kravet som stilles til konstruksjonsdeler ved beregning av kapasiteten etter elastisitetsteori. Ingen fare for lokal

knekking!

6.6.4 Dimensjonering av kritisk søyle

Den mest kritiske søylen befinner seg i første etasjen av bygningen og er påkjent av en dimensjonerende aksial trykkraft er beregnet til å være:

$$N_{f.s.DCL} := 5637.31 \text{ kN}$$

Denne søylen, som er en fasade søyle, vil påkjennes av en moment om søylens y-akse pga. forskjellen i verdiene for skjærkraften på hver side av søylen. Differansen mellom skjærkreftene er beregnet til 27,8 kN. Størrelsen på momentet M_y som oppstår pga. eksentrisiteten vil avhenge av eksentrisiteten dvs. av søylens dimensjon. Derfor beregnes søyledimensjonen som om søylen kun er påkjent av aksialkraft.

$$\Delta V_{f.s.DCL} := 27.8 \text{ kN}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.1 Generelt

Formell 6.1

For ren aksialbelastning blir formelen 6.1 slik:

$$\left(\frac{\sigma_{N_{f.s.DCL}}}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M0}}} \right)^2 \leq 1.0$$

$$\left[\frac{\left(\frac{N_{f.s.DCL}}{A_{n\ddot{o}d.s.DCL}} \right)^2}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M0}}} \right] \leq 1.0 \quad \text{slik at:} \quad A_{n\ddot{o}d.s.DCL} := \sqrt{\left[\frac{(N_{f.s.DCL})^2}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M0}}} \right]}$$

Nødvendig tverrsnittsareal for søylen blir da:

$$A_{n\ddot{o}d.s.DCL} = 1.667 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Her er $A_{n\ddot{o}d.s.DCL}$ nødvendig tverrsnittsareal for den mest påkjente (kritiske) søylen mens $N_{f.s.DCL}$ er dimensjonerende aksial strekkraft i diagonalen for konstruksjon med lav energiabsorpsjon hvo jordskjelvlasten virker i x-retning.

Stål Håndbok
Del 3
Runde profiler, s.112

Følgende varmvalset kvadratisk hulprofil velges for søylen for DCL-tilfellet:

$$B_{s,DCL} := 350\text{mm}$$

$$t_{s,DCL} := 16.0\text{mm}$$

$$A_{s,DCL} := 21100\text{mm}^2$$

$$W_{s,DCL} := 2225 \cdot 10^3 \text{mm}^3$$

$$I_{s,DCL} := 389420 \cdot 10^3 \text{mm}^4$$

Eksentrisitet som gir moment om søylen y-akse er:

$$e_{s,DCL} := \frac{B_{s,DCL}}{2} = 175 \cdot \text{mm}$$

Momentet pga. eksentrisiteten bregnes til:

$$M_{e,s,DCL} := e_{s,DCL} \cdot 27.8\text{kN} = 4.865 \cdot \text{kNm}$$

Dimensjonerende bøyespenning pga. eksentrisk moment i søylen for DCL-tilfellet:

$$\sigma_{Mf,s,DCL} := \frac{M_{e,s,DCL}}{W_{s,DCL}} = 2.187 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Den totale spenningen i søylen (normalt på tverrsnittet) blir da:

$$\sigma_{f,tot,s,DCL} := \left(\frac{N_{f,s,DCL}}{A_{s,DCL}} \right) + \sigma_{Mf,s,DCL} = 269.358 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{hvor:} \quad \frac{N_{f,s,DCL}}{A_{s,DCL}} = 267.171 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitetskontroll:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.1 Generelt

Formell 6.1

$$\left(\frac{\sigma_{f,tot,s,DCL}}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M0}}} \right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{\sigma_{f,tot,s,DCL}}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M0}}} \right)^2 = 0.635 \quad \underline{\text{Kapasiteten er ok! Utnyttelsesgraden er på 63.5 \%}}$$

Tverrsnittsklasse:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

5.6 Krav til tverrsnitt for plastisk analyse

Tabell 5.2

$$\epsilon_{DCL} := \sqrt{\frac{\left(\frac{235 \cdot N}{mm^2} \right)}{(f_{yS355})}} = 0.814$$

Fot tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning og trykk gjelder følgende formel:

α er et tall som beskriver spenningsfordelingen over tverrsnittet. Siden trykkspenningene i denne søylen er store sammenlignet med strek strekkspenningene vil hele tverrsnittet være under trykk. Trykkspenningene vil likevel fordeles over hele tverrsnittet. Derfor blir α i dette tilfellet:

$$\alpha_{s,DCL} := 1.0$$

$$t_{s,DCL} = 16 \cdot \text{mm}$$

$$c_{s,DCL} := B_{s,DCL} - 2 \cdot t_{s,DCL} = 318 \cdot \text{mm}$$

Kravet som stilles til tverrsnittsklasse 1 er:

$$\frac{c_{s,DCL}}{t_{s,DCL}} \leq \frac{(396 \cdot \epsilon)}{13 \cdot \alpha_{s,DCL} - 1}$$

$$\frac{c_{s,DCL}}{t_{s,DCL}} = 19.875 \quad \frac{(396 \cdot \epsilon_{DCL})}{13 \cdot \alpha_{s,DCL} - 1} = 26.849$$

Søylen er av tverrsnittsklasse 1! Ingen fare for lokal knekking.

Påvisning av stavers stabilitet
Knekkning av søylen:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008
6.3 Påvisning av stavers stabilitet
6.3.1 Bøyningsknekkning

Finner først dimensjonerende knekkapasitet $N_{b,Rd}$ i staven ved sentrisk trykk og for tverrsnittsklasse 1 og 2 er den som følger:

$$N_{b,Rd} := \frac{(\chi \cdot A \cdot f_y)^2}{\gamma_{M1}}$$

Her er χ reduksjonsfaktor for relevant knekkform, mens A er tverrsnittsarealet.

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008
6.3 Påvisning av stavers stabilitet
6.3.1.3 Relativ slankhet for bøyningsknekkning

Siden søylen er leddet ved begge ender er knekk lengden lik søylens lengde:

$$L_{cr} := 3600 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon_{DCL} = 76.399$$

Beregner treghetsradien til søylen:

$$i := \sqrt{\frac{I_{s,DCL}}{A_{s,DCL}}} = 135.853 \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{\text{merket.s.DCL}} := \frac{(L_{cr})}{i \cdot \lambda_1} = 0.347$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008
6.3 Påvisning av stavers stabilitet
6.3.1.2 Knekkurver

Av tabell 6.2 fremkommer det at knekkurve **a** skal benyttes for varmvalset hultverrsnitt av stålkvalitet S 355. Videre gir tabell 6.1 imperfeksjonsfaktor $\alpha=0.21$.

$$\alpha_{\text{imp.s.DCL}} := 0.21$$

$$\phi_{\text{s.DCL}} := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{\text{imp.s.DCL}} \cdot (\lambda_{\text{merket.s.DCL}} - 0.2) + \lambda_{\text{merket.s.DCL}}^2 \right]$$

$$\phi_{\text{s.DCL}} = 0.576$$

Slik at:

$$\chi_{\text{s.DCL}} := \frac{1}{\left[\phi_{\text{s.DCL}} + \sqrt{\phi_{\text{s.DCL}}^2 - (\lambda_{\text{merket.s.DCL}})^2} \right]} = 0.966$$

Dimensjonerende knekkapasitet i staven blir da:

$$N_{\text{b.Rd}} := \chi_{\text{s.DCL}} \cdot A_{\text{s.DCL}} \cdot \frac{f_{\text{yS355}}}{\gamma_{\text{M1}}} = 6.893 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{N_{\text{f.s.DCL}}}{N_{\text{b.Rd}}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{\text{f.s.DCL}}}{N_{\text{b.Rd}}} = 0.818 \quad \text{Ingen fare for knekking, ingen knekking vil inntreffe! Utnyttelsesgraden på knekkingskapasiteten er på 81.8 \%.$$

Her er $N_{\text{f.s.DCL}}$ dimensjonerende aksialkraft i søylen for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL).

6.6.5 Dimensjonering av kritisk bjelke

Den mest kritiske bjelken befinner seg i fjerde etasje og er påkjent av en bøyemoment M_y og aksial trykkraft N . Bjelken er videre påkjent av skjærkrefter ved bjelkeendene og den største momentet (feltmomentet) er beregnet til:

$$M_{\text{f.y.b.DCL}} := 247 \text{ kNm}$$

$M_{f,y,b.DCL}$ er dimensjonerende feltmoment for bjelken for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL).

Finner nå en dimensjon som kan ta bøyemomentet M_y . Moment er som oftest er kritisk eller bestemmende for tverrsnittsdimensjonen.

$$\sigma_{M.maks} := \frac{M_y}{W_y}$$

$$W_{y.nød.b.DCL} := \frac{M_{f,y,b.DCL}}{\left(\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M0}} \right)} \quad W_{y.nød.b.DCL} = 7.306 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

IPE 360 kan velges men siden flensbredden på en IPE 360 er for liten for å få til en god opplagring av hulldekkene velges derfor en HE-A 260 for bjelken med følgende dimensjoner:

$$\begin{aligned} W_{y.HEA260} &:= 836 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 & A_{HEA260} &:= 8.68 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \\ I_{y.HEA260} &:= 104.5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 & t_{f.HEA260} &:= 12.5 \text{ mm} \\ S_{y.HEA260} &:= 460 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 & c_{f.HEA260} &:= 102.25 \text{ mm} \\ t_{w.HEA260} &:= 7.5 \text{ mm} & b_{HEA260} &:= 260 \text{ mm} \\ c_{w.HEA260} &:= 177 \text{ mm} & r_{HEA260} &:= 24 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tverrsnittsklasse:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

5.6 Krav til tverrsnitt for plastisk analyse

Tabell 5.2

$$\epsilon_{b.DCL} := \sqrt{\frac{\left(\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{\text{mm}^2} \right)}{(f_{yS355})}} = 0.814$$

Klassifisering av steget:

Tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning og trykk brukes følgende formel:

I midten av bjelken vil bøyespenningene dominere siden normalspenningen pga. opptredende aksialkraft er liten. Dermed vil α (et tall som beskriver utstrekningen av trykkspenningen over tverrsnittet) være større enn 0.5. α antas 1.0, noe som er veldig konservativt!

$$\alpha_{b,DCL} := 1.0$$

$$\frac{c_{w,HEA260}}{t_{w,HEA260}} \leq \frac{(396 \cdot \epsilon_{b,DCL})}{13 \cdot \alpha_{b,DCL} - 1}$$

$$\frac{c_{w,HEA260}}{t_{w,HEA260}} = 23.6$$

$$\frac{(396 \cdot \epsilon_{b,DCL})}{13 \cdot \alpha_{b,DCL} - 1} = 26.849$$

Steget er av tverrsnittsklasse 1!

Klassifisering av flensene:

For tverrsnittsdeler som utsettes for trykk gjelder følgende formel:

$$\frac{c_{f,HEA260}}{t_{f,HEA260}} \leq 10 \cdot \epsilon_{b,DCL}$$

$$\frac{c_{f,HEA260}}{t_{f,HEA260}} = 8.18 \quad \text{og} \quad 10 \cdot \epsilon_{b,DCL} = 8.136$$

Flensene er akkurat på grensen, men tilhører tverrsnittsklasse 2 i følge beregningene.

HEA260 tilhører tverrsnittsklasse 2. Dette er ok mht. kapasiteten siden det er tillatt å regne etter elastisitetsteori på tverrsnitt av tverrsnittsklasse 2!

Kontroll av kapasitet i midtsnittet:

Krefter som virker i midtsnittet:

$$M_{f,y,b,DCL, \text{felt}} := M_{f,y,b,DCL} = 247 \cdot \text{kNm}$$

$$N_{f,b,DCL} := 135.30 \text{ kN}$$

$$V_{f,b,DCL, \text{felt}} := 0 \text{ kN}$$

Her er $M_{f,y.b.DCL.felt}$, $V_{f.b.DCL.felt}$ og $N_{f.b.DCL.felt}$ er henholdsvis dimensjonerende moment, skjærkraft og aksialkraft i bjelkens midtsnitt for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL)

Beregner aksial- og bøyespenning i midtsnittet for bjelken i konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL):

$$\sigma_{Mf.y.b.DCL.felt} := \frac{M_{f,y.b.DCL.felt}}{W_{y.HEA260}} = 295.455 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{Nf.b.DCL} := \frac{N_{f.b.DCL}}{A_{HEA260}} = 15.588 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Den totale normalspenningen i midtsnittet for bjelken i konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL) er:

$$\sigma_{f.tot.b.felt} := \sigma_{Mf.y.b.DCL.felt} + \sigma_{Nf.b.DCL} = 311.042 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.1 Generelt

Formell 6.1

Dersom den opptredende spenningen virker kun normalt på tverrsnittet blir formelen 6.1 slik:

$$\left(\frac{\sigma_{f.tot.b.felt}}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M0}}} \right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{f.tot.b.felt}}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M0}}} \right)^2 = 0.846$$

Kapasiteten er ok! Bjelken er utnyttet med 84.6 % i midtsnittet.

Kontroll av kapasitet ved venstre opplegg:

Krefter som virker ved venstre opplegg:

$$M_{f,y,b.DCL.venstre} := 0 \text{ kNm}$$

$$V_{f,b.DCL.venstre} := 122.20 \text{ kN}$$

$$N_{f,b.DCL.venstre} := 135.30 \text{ kN}$$

Her er $M_{f,y,b.DCL.venstre}$, $V_{f,b.DCL.venstre}$ og $N_{f,b.DCL.venstre}$ er henholdsvis dimensjonerende moment, skjærkraft og aksialkraft i bjelkens opplegg for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL)

Beregner aksial- og skjærspenninger ved venstre opplegg:

$$\sigma_{Nf,b.DCL.venstre} := \frac{N_{f,b.DCL.venstre}}{A_{HEA260}} = 15.588 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Vf,b.DCL.venstre} := \frac{V_{f,b.DCL.venstre} \cdot S_{y.HEA260}}{I_{y.HEA260} \cdot t_{w.HEA260}} = 71.722 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.1 Generelt

Formell 6.1

$$\left(\frac{\sigma_{Nf,b.DCL.venstre}}{\frac{f_{y1}}{\gamma_{M0}}} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Vf,b.DCL.venstre}}{\frac{f_{y1}}{\gamma_{M0}}} \right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nf,b.DCL.venstre}}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M0}}} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Vf,b.DCL.venstre}}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M0}}} \right)^2 = 0.137$$

Kapasiteten er ok! Kapasiteten er svakt utnyttet ved venstre opplegg med en utnyttelsesgrad på 13.7%.

Kontroll av kapasitet ved høyre opplegg:

Krefter som virker ved høyre opplegg:

$$M_{f,y,b.DCL.høyre} := 0 \text{ kNm}$$

$$V_{f,b.DCL.høyre} := 142.28 \text{ kN}$$

$$N_{f.b.DCL.høyre} := 2.72 \text{ kN}$$

Her er $M_{f.y.b.DCL.høyre}$, $V_{f.b.DCL.høyre}$ og $N_{f.b.DCL.høyre}$ er henholdsvis dimensjonerende moment, skjærkraft og aksialkraft i bjelkens opplegg for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL)

Beregner aksial- og skjærspenninger ved høyre opplegg:

$$\sigma_{Nf.b.DCL.høyre} := \frac{N_{f.b.DCL.høyre}}{A_{HEA260}} = 0.313 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Vf.b.DCL.høyre} := \frac{V_{f.b.DCL.høyre} \cdot S_{y.HEA260}}{I_{y.HEA260} \cdot t_{w.HEA260}} = 83.507 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.1 Generelt

Formell 6.1

$$\left(\frac{\sigma_{Nf.b.DCL.høyre}}{\frac{f_{y1}}{\gamma_{M0}}} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Vf.b.DCL.høyre}}{\frac{f_{y1}}{\gamma_{M0}}} \right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nf.b.DCL.høyre}}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M0}}} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Vf.b.DCL.høyre}}{\frac{f_{yS355}}{\gamma_{M0}}} \right)^2 = 0.183$$

Kapasiteten er ok! Kapasiteten er svakt utnyttet ved venstre opplegg med en utnyttelsesgrad på 18.3%.

Nedbøyningskontroll i bruksgrensetilstand

Tar utgangspunkt i kravet om at nedbøyning skal ikke være større enn $L/300$, hvor L er bjelkens lengde. Bjelken er leddet i begge ender.

Stålkonstruksjoner

Profiler og formler

Tabell 3.1, s.27

Nedbøyning av en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last er gitt som:

$$w := \left(\frac{5}{384} \right) \cdot \frac{(q \cdot L^4)}{E \cdot I}$$

Lasten på bjelken for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL) og den gjeldende lastbredden er beregnet til:

$$l_b := 7300 \text{ mm}$$

$$b_{\text{lastbredde}} := 10.7 \text{ m}$$

$$q_{b.DCL} := \left(1.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 4.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 10.7 \text{ m} = 54.463 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nedbøyningen skal være mindre enn:

$$\frac{L}{300} := \frac{l_b}{300} \quad \frac{l_b}{300} = 24.333 \cdot \text{mm}$$

Nedbøyning beregnes til:

$$w_{b.DCL} := \left(\frac{5}{384} \right) \cdot \frac{(q_{b.DCL} \cdot l_b^4)}{(E \cdot I_{y.HEA260})} = 91.769 \cdot \text{mm}$$

Kravet til nedbøyning i bruksgrensetilstand er ikke oppfylt! Her er bruddgrensetilstand dimensjonerende for bjelke dimensjon.

Beregner nødvendig arealtreghetsmoment for bjelken for DCL-tilfellet:

$$I_{y.n\ddot{o}d.b.DCL} := \left(\frac{5}{384} \right) \cdot \frac{(q_{b.DCL} \cdot l_b^4)}{(E \cdot 24 \text{ mm})} = 3.996 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Det velges en HE 400 A med følgende data og nedbøyning beregnes til:

$$I_{y.HEA400} := 450.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$w_{b.DCL.ny} := \left(\frac{5}{384} \right) \cdot \frac{(q_{b.DCL} \cdot l_b^4)}{(E \cdot I_{y.HEA400})} = 21.278 \cdot \text{mm}$$

Bjelke HE400 A velges i dette tilfellet. Vipping av bjelken skal ikke vurderes siden hulldekker skal festes på begge sider av bjelken. Dette vil medføre avstivning av bjelken sideveis (trykkfælsen fastholdes) og vipping forhindres. Bruken av HE 400 A er også bedre egnet mht. vipping enn en IPE-bjelke pga. mindre forskjell på sterk og svak akse.

6.7 Dimensjonering av kritiske tverrsnitt for konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM)

6.7.1 Dimensjonering av kritisk diagonal for jordskjelvlast som virker i x-retning

Den maksimale dimensjonerende aksiale strekkraften som virker i en av diagonalene som skal ta opp den horisontale jordskjelvlasten som virker i x-retning er beregnet til:

$$N_{f,d,DCM,x} := 620 \text{ kN}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.3 Strekk

Bruttotverrsnittets dimensjonerende plastiske kapasitet:

$$N_{pl,Rd} := A \cdot \frac{f_{yS235}}{\gamma_{M0}}$$

Nødvendig tverrsnittsareal for opptredende aksial strekkraft:

$$A_{n\ddot{o}d,d,DCM,x} := N_{f,d,DCM,x} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{f_{yS235}} = 2.77 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Stål Håndbok

Del 1

Tabell, s.130

Rund hulprofil velges med følgende spesifikasjoner:

$$D_{d,DCM,x} := 101.6 \text{ mm}$$

$$t_{d,DCM,x} := 10 \text{ mm}$$

$$A_{d,DCM,x} := 2880 \text{ mm}^2$$

$$I_{d,DCM,x} := 3050 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

Her er $D_{d,DCM,x}$, $t_{d,DCM,x}$, $A_{d,DCM,x}$ henholdsvis diameteren, veggtykkelsen og tverrsnittsarealet til den valgte diagonalen i konstruksjon med middels energiabsorpsjon for jordskjelvlast som virker i x-retning.

Klassifisering av tverrsnitt: Bestemmelse av tverrsnittsklassen for tverrsnittet

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

5.6 Krav til tverrsnitt for plastisk globalanalyse

Tabell 5.2 Største forhold mellom bredde og tykkelse (c/t) for trykkpåkjennte tverrsnittsdeler

Under seismisk belastning vil konstruksjonen utsettes for syklisk belastning og det vil si at diagonalene kommer til å strekkes og trykke sammen, selv om horisontalkreftene bare kan tas opp av strekkdiagonalene og hvor trykkdiagonalene overses.

Sirkulære hulprofiler under bøyning og/eller trykk gjelder følgende formel:

$$\frac{d}{t} \leq 50 \cdot \varepsilon^2 \quad \text{for tverrsnittsklasse 1}$$

$$\frac{d}{t} \leq 70 \cdot \varepsilon^2 \quad \text{for tverrsnittsklasse 2}$$

$$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \varepsilon^2 \quad \text{for tverrsnittsklasse 3}$$

Her er d diagonalens diameter [mm] og diagonalens tykkelse gitt i [mm]. I dette tilfellet er $d = D_{d.DCM,x}$ og $t = t_{d.DCM,x}$. $D_{d.DCM,x}$ og $t_{d.DCM,x}$ er henholdsvis diameteren og tykkelsen til den valgte diagonalen for jordskjelvmastvirkning i x-retning for konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM-tilfellet).

$$\varepsilon_{d.DCM} := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_{yS235}}} = 1$$

$$\frac{D_{d.DCM,x}}{t_{d.DCM,x}} \leq 50 \cdot \varepsilon_{d.DCM}$$

$$\frac{D_{d.DCM,x}}{t_{d.DCM,x}} = 10.16 \quad \text{og} \quad 50 \cdot \varepsilon_{d.DCL} = 40.681$$

Den valgte sirkulære hulprofilen er av tverrsnittsklasse 1. Dette tilfredstiller kravet som stilles til konstruksjonsdeler ved beregning av kapasiteten etter elastisitetsteori. Ingen fare for lokal knekking!

Bruttotverrsnittets dimensjonerende plastiske kapasitet blir da:

$$N_{pl.Rd.x} := A_{d.DCM.x} \cdot \frac{f_{yS235}}{\gamma_{M0}} = 644.571 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{N_{f.d.DCM.x}}{N_{pl.Rd.x}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{f.d.DCM.x}}{N_{pl.Rd.x}} = 0.962 \quad \text{Kapasitet er ok. Utnyttelsesgrad p\aa 96.2 \%}$$

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

6.7.3 Diagonale konstruksjonsdeler

I b\aaresystem med diagonale avstivninger b\aaer slankhetsgraden som er definert i NS-EN 1993-1:2005, begrenses til en verdi som ligger mellom 1.3 og 2.0.

St\aaalkonstruksjoner

Profiler og formler

Tebell 4.1

Lengden p\aa diagonalen i x-retningen (tversretningen) er beregnet til:

$$L_{d.x} := 4394.36 \text{mm}$$

Siden diagonalen er leddet i begge ender er knekk lengden lik diagonalens lengde:

$$L_{k.d.x} := L_{d.x}$$

Ideal kraft for den tilh\aaerende knekkformen basert p\aa bruttotverrsnitt beregnes til:

$$N_{cr.d.DCM.x} := \frac{\left(\pi^2 \cdot E \cdot I_{d.DCM.x}\right)}{\left(L_{k.d.x}\right)^2} = 327.362 \cdot \text{kN}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA2008

6.3.1.2 Knekkurver (staver med tilsiktet sentrisk trykk)

For tverrsnittsklasse 1, 2 eller 3:

$$\lambda_{\text{merket.d.DCM.x}} := \sqrt{\frac{(A_{\text{d.DCM.x}} \cdot f_{yS355})}{N_{\text{cr.d.DCM.x}}}} = 1.767$$

Ok! Kravet om slankhet er tilfredsstillt!

6.7.2 Dimensjonering av kritisk diagonal for jordskjelvlast som virker i y-retning

Den maksimale dimensjonerende aksiale strekkraften som virker i en av diagonalene som skal ta opp den horisontale jordskjelvlasten som virker i x-retning er beregnet til:

$$N_{\text{f.d.DCM.y}} := 501.06 \text{ kN}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.3 Strekk

Bruttotverrsnittets dimensjonerende plastiske kapasitet:

$$N_{\text{pl.Rd}} := A \cdot \frac{f_{yS235}}{\gamma_{M0}}$$

Nødvendig tverrsnittsareal for opptredende aksial strekkraft:

$$A_{\text{nød.d.DCM.y}} := N_{\text{f.d.DCM.y}} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{f_{yS235}} = 2.239 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Stål Håndbok

Del 1

Tabell, s.130

Rund hulprofil velges med følgende spesifikasjoner:

$$D_{\text{d.DCM.y}} := 139.7 \text{ mm}$$

$$t_{\text{d.DCM.y}} := 6.0 \text{ mm}$$

$$A_{\text{d.DCM.y}} := 2520 \text{ mm}^2$$

$$I_{\text{d.DCM.y}} := 5640 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

Her er $D_{\text{d.DCM.y}}$, $t_{\text{d.DCM.y}}$, $A_{\text{d.DCM.y}}$ henholdsvis diameteren, veggtykkelsen og tverrsnittsarealet til den valgte diagonalen i konstruksjon med middels energiabsorpsjon for jordskjelvlast som virker i y-retning.

Klassifisering av tverrsnitt: Bestemmelse av tverrsnittsklassen for tverrsnittet

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

5.6 Krav til tverrsnitt for plastisk globalanalyse

Tabell 5.2 Største forhold mellom bredde og tykkelse (c/t) for trykkpåkjennte tverrsnittsdeler

Under seismisk belastning vil konstruksjonen utsettes for syklisk belastning og det vil si at diagonalene kommer til å strekkes og trykke sammen, selv om horisontalkreftene bare kan tas opp av strekkdiagonalene og hvor trykkdiagonalene overses.

Sirkulære hulprofiler under bøyning og/eller trykk gjelder følgende formel:

$$\frac{d}{t} \leq 50 \cdot \varepsilon^2 \quad \text{for tverrsnittsklasse 1}$$

$$\frac{d}{t} \leq 70 \cdot \varepsilon^2 \quad \text{for tverrsnittsklasse 2}$$

$$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \varepsilon^2 \quad \text{for tverrsnittsklasse 3}$$

Her er d diagonalens diameter [mm] og diagonalens tykkelse gitt i [mm]. I dette tilfellet er $d = D_{d,DCM,y}$ og $t = t_{d,DCM,y}$. $D_{d,DCM,x}$ og $t_{d,DCM,y}$ er henholdsvis diameteren og tykkelsen til den valgte diagonalen for jordskjelvlastvirkning i y -retning for konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM-tilfellet).

$$\varepsilon_{d,DCM} := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_{yS235}}} = 1$$

$$\frac{D_{d,DCM,y}}{t_{d,DCM,y}} \leq 50 \cdot \varepsilon_{d,DCM}$$

$$\frac{D_{d,DCM,y}}{t_{d,DCM,y}} = 23.283 \quad \text{og} \quad 50 \cdot \varepsilon_{d,DCL} = 40.681$$

Den valgte sirkulære hulprofilen er av tverrsnittsklasse 1. Dette tilfredstiller kravet som stilles til konstruksjonsdeler ved beregning av kapasiteten etter elastisitetsteori. Ingen fare for lokal knekking.

Bruttotverrsnittets dimensjonerende plastiske kapasitet blir da:

$$N_{pl.Rd.y} := A_{d.DCM.y} \cdot \frac{f_y S_{235}}{\gamma_{M0}} = 564 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{N_{f.d.DCM.y}}{N_{pl.Rd.y}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{f.d.DCM.y}}{N_{pl.Rd.y}} = 0.888 \quad \underline{\text{Kapasitet er ok. Utnyttelsesgrad p\aa 88.8 \%}}$$

Det s\ae rlig viktig \aa nevne at h\oy utnyttelsesgrad er \o nskelig for diagonalene. For konstruksjon med middels energiabsorpsjon er diagonalene energiabsorberende soner. St\aa lkkvalitet S235 med lavere flytespenning er brukt for \aa oppn\aa flytning i diagonale og p\aa denne m\aa ten muliggj\o re aktiv energiabsorpsjon. Resten av konstruksjonen har h\oyere flytespenning slik at energiabsorpsjon og plastiske deformasjon skjer kun i diagonalene.

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

6.7.3 Diagonale konstruksjonsdeler

I b\ae resystem med diagonale avstivninger b\o r slankhetsgraden som er definert i NS-EN 1993-1:2005, begrenses til en verdi som mellom 1.3 og 2.0.

St\aa lkonstruksjoner

Profiler og formler

Tebell 4.1

Lengden p\aa diagonalen i x-retningen (tversretningen) er beregnet til:

$$L_{d.y} := 6573.43 \text{ mm}$$

Siden diagonalen er leddet i begge ender er knekk lengden lik diagonalens lengde:

$$L_{k.d.y} := L_{d.y}$$

Ideel kraft for den tilh\o rende knekkformen basert p\aa bruttotverrsnitt beregnes til:

$$N_{cr.d.DCM.y} := \frac{(\pi^2 \cdot E \cdot I_{d.DCM.y})}{(L_{k.d.y})^2} = 270.529 \cdot \text{kN}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA2008

6.3.1.2 Knekkurver (staver med tilsiktet sentrisk trykk)

For tverrsnittsklasse 1, 2 eller 3:

$$\lambda_{\text{merket.d.DCM.y}} := \sqrt{\frac{(A_{\text{d.DCM.y}} \cdot f_{\text{yS355}})}{N_{\text{cr.d.DCM.y}}}} = 1.818$$

Ok! Kravet om slankhet er tilfredsstillt!

6.7.3 Dimensjonerign av kritisk søyle

Den mest belastede søylen befinner i første etasje av bygningen og er påkjent av en dimensjonerende aksial trykkraft beregnet til å være:

$$N_{\text{f.s.DCM}} := 2526.58 \text{ kN}$$

Denne søylen er samme søyle i DCL-tilfellet. Søylen vil påkjennes med et eksentrisk moment som oppstår pga. differansen i skjærkreftene på hver side av søylen. Størrelsen på den eksentriske momentet vil avhenge også av søyledimensjonen. Søylen dimensjoneres først for aksialkraften, dvs. at nødvendig plastisk aksialkapasitet for trykk beregnes. Deretter utføres kontroll for momentkapasiteten. Momentkapasiteten blir da en plastisk momentkapasitet som er redusert på grunn av opptredende aksialkraft i søylen. Differansen i skjærkraften er beregnet til (avlest) 34.43 kN.

$$\Delta V_{\text{f.s.DCM}} := 34.43 \text{ kN}$$

Kontroll for aksialtrykkraft:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.4 Trykk

Dimensjonerende trykkraft N_{Ed} skal i hvert tverrsnitt oppfylle følgende krav:

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{c.Rd}}} \leq 1.0$$

I dette tilfellet er N_{Ed} lik $N_{\text{f.s.DCM}} = 2526.58$ kN. $N_{\text{f.s.DCM}}$ er altså dimensjonerende aksial trykkraft i den mest påkjente søylen for konstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM) for jordskjelvlaster som virker i x-retning.

Dimensjonerende tverrsnittskapasitet for sentrisk trykk, $N_{c,Rd}$ bør fastsettes som følger for tverrsnittsklasse 1 og 2 eller 3:

$$N_{c,Rd} := A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Setter dimensjonerende aksial trykkraft lik uttrykket for $N_{c,Rd}$ finner nødvendig tverrsnittsareal:

$$A_{n\ddot{o}d.s.DCM} := N_{f.s.DCM} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{f_{yS355}} = 7.473 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Stål Håndbok Del 1, s. 110

Her velges med bevissthet noe større profil pga. faren for knekking og pga. tillegskravet som Eurokode 8 (2004, 2008) stiller til søyler og bjelker. Varmvalset kvadratisk hulprofil med følgende dim. velges:

$$B_{s.DCM} := 250\text{mm}$$

$$t_{s.DCM} := 16\text{mm}$$

$$A_{s.DCM} := 14700\text{mm}^2$$

$$I_{s.DCM} := 132670 \cdot 10^3 \text{mm}^4$$

$$W_{pl.s.DCM} := 1280 \cdot 10^3 \text{mm}^3$$

$$W_{s.DCM} := 1061 \cdot 10^3 \text{mm}^3$$

Tverrsnittsklassekontroll:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

5.6 Krav til tverrsnitt for plastisk analyse

Tabell 5.2

$$\epsilon_{DCM} := \sqrt{\frac{\left(235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right)}{(f_{yS355})}} = 0.814$$

Fot tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning og trykk gjelder følgende formel:

α er et tall som beskriver spenningsfordelingen over tverrsnittet. Siden trykkspenningene i denne søylen er store sammenlignet med strekkspenningene vil hele tverrsnittet være under trykk slik at trykkspenningene fordeles noe ujevnt men over hele tverrsnittet. Derfor antas α i dette tilfellet

til 1.0, noe som er konservativt.

$$\alpha_{s,DCM} := 1.0$$

$$t_{s,DCM} = 16 \cdot \text{mm}$$

$$c_{s,DCM} := B_{s,DCM} - 2 \cdot t_{s,DCM} = 218 \cdot \text{mm}$$

Kravet som stilles til tverrsnittsklasse 1 er:

$$\frac{c_{s,DCM}}{t_{s,DCM}} \leq \frac{(396 \cdot \epsilon_{DCM})}{13 \cdot \alpha_{s,DCM} - 1}$$

$$\frac{c_{s,DCM}}{t_{s,DCM}} = 13.625 \quad \frac{(396 \cdot \epsilon_{DCM})}{13 \cdot \alpha_{s,DCM} - 1} = 26.849$$

Søylen er av tverrsnittsklasse 1! Ingen fare for lokal knekking.

Påvisning av stavers stabilitet Knekkning av søylen:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.3 Påvisning av stavers stabilitet

6.3.1 Bøyningsknekkning

Finner først dimensjonerende knekkapasitet $N_{b,Rd}$ i staven ved sentrisk trykk og for tverrsnittsklasse 1 og 2 er den som følger:

$$N_{b,Rd} := \frac{(\chi \cdot A \cdot f_y)^2}{\gamma_{M1}}$$

Her er χ reduksjonsfaktor for relevant knekkform, mens A er tverrsnittsarealet.

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.3 Påvisning av stavers stabilitet

6.3.1.3 Relativ slankhet for bøyningsknekkning

Siden søylen er leddet ved begge ender er knekk lengden lik søylens lengde:

$$L_{cr} = 3.6 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{1,DCM} := 93.9 \cdot \epsilon_{DCM} = 76.399$$

Beregner treghetsradien:

$$i_{\text{DCM}} := \sqrt{\frac{I_{\text{s.DCM}}}{A_{\text{s.DCM}}}} = 95.001 \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{\text{merket.s.DCM}} := \frac{(L_{\text{cr}})}{i_{\text{DCM}} \cdot \lambda_{1.\text{DCM}}} = 0.496$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.3 Påvisning av stavers stabilitet

6.3.1.2 Knekkurver

Av tabell 6.2 fremkommer det at knekkurve **a** skal benyttes for varmvalset hultverrsnitt av stålqualität S 355. Videre gir tabell 6.1 imperfeksjonsfaktor $\alpha=0.21$.

$$\alpha_{\text{imp.s.DCM}} := 0.21$$

$$\phi_{\text{s.DCM}} := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{\text{imp.s.DCM}} (\lambda_{\text{merket.s.DCM}} - 0.2) + \lambda_{\text{merket.s.DCM}}^2 \right]$$

$$\phi_{\text{s.DCM}} = 0.654$$

Slik at:

$$\chi_{\text{s.DCM}} := \frac{1}{\left[\phi_{\text{s.DCM}} + \sqrt{\phi_{\text{s.DCM}}^2 - (\lambda_{\text{merket.s.DCM}})^2} \right]} = 0.926$$

Dimensjonerende knekkapasitet i staven blir da:

$$N_{\text{b.Rd.s.DCM}} := \chi_{\text{s.DCM}} \cdot A_{\text{s.DCM}} \cdot \frac{f_{\text{yS355}}}{\gamma_{\text{M1}}} = 4.6 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{N_{\text{f.s.DCM}}}{N_{\text{b.Rd.DCM}}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{\text{f.s.DCM}}}{N_{\text{b.Rd.s.DCM}}} = 0.549 \quad \underline{\text{Ingen fare for knekking, ingen knekking vil inntreffe!}}$$

Knekkingskapasiteten er utnyttet med 54.9 %.

Momentkapasitet:

Eksentrisitet som gir moment om søylen y-akse er:

$$e_{s,DCM} := \frac{B_{s,DCM}}{2} = 125 \cdot \text{mm}$$

Momentet pga. eksentrisiteten bregnes til:

$$M_{e,s,DCM} := e_{s,DCM} \cdot \Delta V_{f,s,DCM} = 4.304 \cdot \text{kNm}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.2.1 Bruttotverrsnitt

" Brutto tverrsnittsareal bør bestemmes på grunnlag av nominelle dimensjoner. Det er ikke nødvendig å trekke fra for hull til festemidler, men det bør tas hensyn til større åpninger. Skjøtematerialer bør ikke medregnes" Eurokode 8 (2004, 2008, 46).

Antall hull og den totale hullarealet er ukjent. Derfor antas det normal hullareal slik at det ikke er nødvendig å beregne nettoarealet.

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.9 Bøyning og aksialkraft

6.2.9.1 Tverrsnittsklasse 1 og 2

For tverrsnittsklasse 1 og 2 skal følgende kriterium oppfylles:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad \blacksquare$$

Her er M_{Ed} dimensjonerende moment, i dette tilfellet lik $M_{e,s,DCM}$ og $M_{N,Rd}$ er momentkapasiteten som er redusert på grunn av opptredende aksialkraft.

For rektangulære hulprofiler med konstant tykkelse og for sveiste firkantprofiler med like flenser og like steg, der det ikke er nødvendig å ta hensyn til hull for festemidler, kan følgende tilnærmede formler benyttes:

$$M_{N,y,Rd} := M_{pl,y,Rd} (1 - n) \cdot (1 - 0.5 \cdot a_w) \quad \blacksquare \quad \text{hvor:} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$a_w := \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t)}{A} \quad \blacksquare \quad \text{hvor } a_w \text{ er mindre eller lik 0.5 for hulprofiler}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad \blacksquare$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.5 Bøyningsmoment

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning om en hovedakse i et tverrsnitt er gitt slik:

$$M_{pl.y.Rd} := \frac{(W_{pl.y} \cdot f_y)^2}{\gamma_{M0}}$$

For et kvadratisk hulprofil:

$$W_{pl} := W_{pl.x}$$

$$W_{pl} := W_{pl.y}$$

$$W_{pl} := W_{pl.s.DCM} = 1.28 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{pl.y.Rd} := \frac{(W_{pl} \cdot f_{yS355})}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl.y.Rd.s.DCM} := \frac{(W_{pl.s.DCM} \cdot f_{yS355})}{\gamma_{M0}}$$

Siden det eksentriske momentet virker om y-aksen beregnes den plastiske momentkapasiteten uten hensyn til aksial trykkraft:

$$M_{pl.y.Rd.s.DCM} = 432.762 \cdot \text{kNm}$$

Den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten som er redusert med hensyn til aksial trykkraft (for søylen) beregnes til:

$$n_{s.DCM} := \frac{N_{f.s.DCM}}{N_{b.Rd.s.DCM}} = 0.549$$

$$a_{w.s.DCM} := \frac{(A_{s.DCM} - 2 \cdot B_{s.DCM} \cdot t_{s.DCM})}{A_{s.DCM}} = 0.456$$

$$M_{N.y.Rd.s.DCM} := M_{pl.y.Rd.s.DCM} \cdot \frac{(1 - n_{s.DCM})}{(1 - 0.5 \cdot a_{w.s.DCM})} = 252.623 \cdot \text{kNm}$$

Kapasitetskontroll

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008**6.3.3 Staver med konstant tverrsnitt påkjent av bøyning og trykk**

Staver som utsettes for kombinert bøyning og aksialkraft om y-aksen, bør oppfylle:

$$\frac{\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}}\right)}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \left[\frac{\left(\frac{M_{y.Ed} + \Delta M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot \left(\frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}}\right)}\right)}{\right]} + k_{yz} \cdot \left[\frac{\left(\frac{M_{z.Ed} + \Delta M_{z.Ed}}{M_{z.Rk}}\right)}{\gamma_{M1}} \right] \leq 1.0 \quad \blacksquare$$

Her er N_{Ed} , $M_{y.Ed}$, og $M_{z.Ed}$ henholdsvis dimensjonerende trykkraft og største momenter om henholdsvis y-y og z-z akse langs staven mens $\Delta M_{y.Ed}$ og $\Delta M_{z.Ed}$ er momenter som følge av en forskyvning θ_{Ny} av tverrsnittsklassen. χ_y og χ_z er reduksjonsfaktorene som følge av bøyingsknekking og χ_{LT} er reduksjonsfaktoren som følge av vipping. k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} og k_{zz} er interaksjonsfaktorer.

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008**6.3.3 Staver med konstant tverrsnitt påkjent av bøyning og trykk****Tabell 6.7**

Tabellen angir at $\Delta M_{y.Ed}=0$ og $\Delta M_{z.Ed}=0$ for tverrsnittsklasse 1.

Siden søylen kun påkjennes med et lite moment om y-aksen forsvinner alt som har med z-aksen å gjøre. Videre blir vipping et uaktuelt fenomen for søylen mens knekkfaktoren for søylen er allerede beregnet og formelen for kapasitet for en stav utsatt for bøyning og trykk reduseres til:

$$\frac{\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}}\right)}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \left[\frac{\left(\frac{M_{y.Ed}}{\left(\frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}}\right)}\right)}{\right] \leq 1.0 \quad \blacksquare$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008**Tillegg B (informativt)****Tabell B.1 Interaksjonsfaktorer**

For plastiske tverrsnittsegenskaper for klasse 1 og 2 er k_{yy} gitt som:

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left[1 + \left(\lambda_{merket,y} - 0.2 \right) \cdot \frac{\left(N_{f.s.DCM} \right)}{\chi_{s.DCM} \cdot N_{b.Rd.s.DCM}} \right] \quad \blacksquare$$

$$\lambda_{merket,y} := \lambda_{merket.s.DCM}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008
Tillegg B (informativt)
Tabell B.3 Ekvivalente momentfaktorer

For staver med sideveis knekking bør ekvivalent momentfaktor antas til:

$$C_{my} := 0.9$$

$$k_{yy} := C_{my} \left[1 + (\lambda_{merket,y} - 0.2) \cdot \frac{(N_{f.s.DCM})}{\chi_{s.DCM} \cdot N_{b.Rd.s.DCM}} \right] \quad k_{yy} = 1.058$$

Kontroll av søylens kapasitet:

$$\frac{N_{f.s.DCM}}{N_{b.Rd.s.DCM}} + k_{yy} \cdot \left(\frac{M_{e.s.DCM}}{M_{N.y.Rd.s.DCM}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{N_{f.s.DCM}}{N_{b.Rd.s.DCM}} + k_{yy} \cdot \left(\frac{M_{e.s.DCM}}{M_{N.y.Rd.s.DCM}} \right) = 0.567$$

Før konklusjonen om søylens kapasitet kan trekkes må et tilleggskrav som stilles til alle bjelker og søyler i Eurokode 8 (2004, 2008) tilfredsstilles!

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008
6.7.4 Bjelker og søyler

Bjelker og søyler med aksialkrefter bør oppfylle følgende krav til minste kapasitet:

$$N_{pl.Rd} \geq N_{Ed.G} + 1.1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega \cdot N_{Ed.E} \quad \blacksquare$$

Her er $N_{pl.Rd}$ kapasiteten mot knekking til bjelken eller søylen i samsvar med NS-EN 1993 under hensynstaking til interaksjonen med bøyemomentet, definert som den dimensjonerende verdi i den seismiske dimensjonerende situasjon. $N_{Ed.G}$ er aksialkraften i bjelken eller søylen som følge av de ikke-seismiske påvirkningene som finnes for den seismisk dimensjonerende situasjon. $N_{Ed.E}$ er aksialkraften i bjelken eller søylen som følge av den dimensjonerende seismiske påvirkningen mens γ_{OV} er overstyrkefaktor. Ω er definert som:

$$\Omega := \frac{N_{pl.Rd.i} \quad \blacksquare}{N_{Ed.i}}$$

$N_{pl.Rd.i}$ og $N_{Ed.i}$ er henholdsvis kapasiteten og den dimensjonerende verdien av aksialkraften i

diagonal nr. i. Ω er den minste verdien for alle diagonalene i det avstivede systemet.

Siden kun den mest påkjente søylen er beregnet finnes det kun en verdi for Ω . Dette i seg selv trenger ikke å være den riktige verdien mens siden det finnes kun en minsteverdi, vil det enten være korrekt eller noe konservativt å ta utgangspunktet i de tilgjengelige verdier for Ω .

For den mest påkjente diagonalen som skal ta opp krefter som virker i x-retning blir Ω :

$$\Omega_x := \frac{N_{pl.Rd.x}}{N_{f.d.DCM.x}} = 1.04$$

For den mest påkjente diagonalen som skal ta opp krefter som virker i y-retning blir Ω :

$$\Omega_y := \frac{N_{pl.Rd.y}}{N_{f.d.DCM.y}} = 1.126$$

Utgangspunktet tas i Ω_x slik at:

$$\Omega := \Omega_x$$

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008
Nasjonalt tillegg NA
NA.6.2 Materialer

Overstyrkefaktoren settes til:

$$\gamma_{ov} := 1.25$$

Aksialkraften i søylen som følge av ikke-seismiske påvirkningen som finnes i lastkombinasjonene for den seismisk dimensjonerende situasjon er beregnet til:

$$N_{f.s.DCM.G} := 686.42 \text{ kN}$$

Søylen skal tilfredsstille altså:

$$N_{b.Rd.s.DCM} \geq N_{f.s.DCM.G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{f.s.DCM}$$

$$N_{b.Rd.s.DCM} = 4.6 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \text{og} \quad N_{f.s.DCM.G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{f.s.DCM} = 4.298 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{(N_{f.s.DCM.G} + 1.1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega \cdot N_{f.s.DCM})}{N_{b.Rd.s.DCM}} = 0.934$$

Kapasitet er nå ok! Utnyttelsesgrad på 93.4 %. Den virkelige utnyttelsesgraden til søylen ligger på 56.7 % men søylen kan ikke utnyttes mer pga. tillegskravet som stilles konstruksjonene med middels energiabsorpsjon.

6.7.5 Dimensjonering av kritisk bjelke

Den mest kritiske bjelken befinner seg i fjerde etasje og er påkjent av en bøyemoment M_y og aksial trykkraft N . Bjelken er også påkjent av skjærkrefter ved bjelkeendene og den største momentet (feltmomentet) er beregnet til:

$$M_{f,y,b.DCM.felt} := 247 \text{ kNm}$$

Moment er som oftest er kritisk for kapasiteten og bestemmende for tverrsnittsdimensjon og det tas derfor utgangspunkt i lastvirkingen i midten av bjelken. Ut i fra dette bestemmes nødvendig bjelke dimensjon.

Kontrollerer kapasitet i bjelkemidte:

Bjelkemidte er belastet med følgende krefter og momenter:

$$M_{f,y,b.DCM.felt} = 247 \cdot \text{kNm}$$

$$N_{f,b.DCM.felt} := 25.49 \text{ kN}$$

$$V_{f,b.DCM.felt} := 0 \text{ kN}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.5 Bøyningsmoment

Dimensjonerende moment M_{Ed} skal i hvert tverrsnitt oppfylle følgende krav:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjonerende kapasitet, for tverrsnittsklasse 1 og 2, mot bøying om en hovedakse i et tverrsnitt skal bestemmes på følgende måte:

-

$$M_{c.Rd} := M_{pl.Rd}^{\blacksquare}$$

$$M_{pl.Rd} := \frac{(W_{pl} \cdot f_y)^{\blacksquare}}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{n\ddot{o}d.pl.y.b.DC} := M_{f.y.b.DCM.felt} \left(\frac{\gamma_{M0}}{f_{yS355}} \right) = 7.306 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

Stål Håndbok

Del 1, s.44

Varmvalsede HE-A-bjelker

En HEA-bjelke velges med følgende dimensjoner:

$$W_{pl.y.HEA260} := 920 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_{y.HEA260} = 1.045 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$A_{HEA260} = 8.68 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$c_{w.HEA260} = 177 \cdot \text{mm} \quad t_{f.HEA260} = 12.5 \cdot \text{mm}$$

$$t_{w.HEA260} = 7.5 \cdot \text{mm} \quad b_{HEA260} = 260 \cdot \text{mm}$$

$$c_{f.HEA260} = 102.25 \cdot \text{mm} \quad r_{HEA260} = 24 \cdot \text{mm}$$

Tverrsnittsklasse:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

5.6 Krav til tverrsnitt for plastisk analyse

Tabell 5.2

$$\epsilon_{b.DCM} := \sqrt{\frac{\left(235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)}{(f_{yS355})}} = 0.814$$

Klassifisering av steget:

Tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning og trykk brukes følgende formel:

I midten av bjelken vil bøyepeningene dominere siden normalspenningen pga. opptredende aksialkraft er liten. Dermed vil α (et tall som beskriver utstrekningen av trykkspenningen over tverrsnittet) være større enn 0.5. α antas 1.0, noe som er veldig konservativt!

$$\alpha_{b.DCM} := 1.0$$

$$\frac{c_{w,HEA260}}{t_{w,HEA260}} \leq \frac{(396 \cdot \epsilon_{b,DCM})}{13 \cdot \alpha_{b,DCM} - 1}$$

$$\frac{c_{w,HEA260}}{t_{w,HEA260}} = 23.6$$

$$\frac{(396 \cdot \epsilon_{b,DCM})}{13 \cdot \alpha_{b,DCM} - 1} = 26.849$$

Steget er av tverrsnittsklasse 1!

Klassifisering av flensene:

For tverrsnittsdeler som utsettes for trykk gjelder følgende formel:

$$\frac{c_{f,HEA260}}{t_{f,HEA260}} \leq 10 \cdot \epsilon_{b,DCM}$$

$$\frac{c_{f,HEA260}}{t_{f,HEA260}} = 8.18 \quad \text{og} \quad 10 \cdot \epsilon_{b,DCM} = 8.136$$

Flensene tilhører tverrsnittsklasse 2.

HEA260 tilhører tverrsnittsklasse 2! Dette er ok mht. kapasiteten siden det er tillatt å regne etter plastisitetsteori på tverrsnitt av tverrsnittsklasse 2. Selv om plastiske ledd vil kunne dannes i for et tverrsnitt av tv.klasse 2 vil dem ikke ha tilstrekkelig rotasjonskapasitet. Den valgte rammer vil tillate kun dannelse av plastiske flyteledd (energiabsorberende soner) kun i diagonalene og ikke noen andre plasser.

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.5 Bøyningsmoment

Dimensjonerende momentkapasitet mot bøyning om en hovedakse i et tverrsnitt er gitt som:

$$M_{pl,y,Rd,b,DCM} := \frac{(W_{pl,y,HEA260} \cdot f_{yS355})}{\gamma_{M0}} = 311.048 \cdot \text{kNm}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.4 Trykk

$$N_{pl.Rd.b.DCM} := \frac{(A_{HEA260} \cdot f_{yS355})}{\gamma_{M0}} = 2.935 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.9 Bøyning og aksialkraft

For dobbelt symmetriske I- og H-tverrsnitt eller andre flens-tverrsnitt er det ikke nødvendig å ta hensyn til virkningen av aksialkraft på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten om y-y-aksen hvis to følgende kriterier oppfylles:

$$1) \quad N_{Ed} \leq 0.25 \cdot N_{pl.Rd}$$

$$N_{f.b.DCM} \leq 0.25 N_{pl.Rd.b.DCM}$$

Siden aksialkraften avtar langs bjelkelengden tas det utgangspunkt i den største verdien og den er:

$$N_{f.maks.b.DCM} := 50.85 \text{ kN}$$

$$N_{f.maks.b.DCM} \leq 0.25 N_{pl.Rd.b.DCM}$$

$$50.85 \text{ kN} \leq 733.667 \text{ kN}$$

Første kriteriet er oppfylt!

$$2) \quad N_{Ed} \leq \frac{(0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y)}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{f.maks.b.DCM} \leq \frac{(0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y)}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{f.maks.b.DCM} \leq \frac{(0.5 \cdot 177 \text{ mm} \cdot 7.5 \text{ mm} \cdot f_{yS355})}{\gamma_{M0}}$$

$$50.85 \text{ kN} \leq 224.411 \text{ kN}$$

Andre kriteriet er også oppfylt!

Siden den aksiale trykkraften er så liten reduseres ikke bjelkens plastiske momentkapasitet!

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.1 Generelt

$$\frac{N_{f.b.DCM.felt}}{N_{pl.Rd.b.DCM}} + \frac{M_{f.b.DCM.felt}}{M_{pl.Rd.b.DCM}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{f.b.DCM.felt}}{N_{pl.Rd.b.DCM}} + \frac{M_{f.y.b.DCM.felt}}{M_{pl.y.Rd.b.DCM}} = 0.803$$

Kapasitet er ok i feltet! Utnyttelsesgrad på 80.3 %.

Kontroll av bjelkens kapasitet på venstre siden

Venstre side av bjelken (ved søyle) er belastet med følgende krefter:

$$N_{f.b.DCM.venstre} := 50.85 \text{ kN}$$

$$V_{f.b.DCM.venstre} := 120.57 \text{ kN}$$

$$M_{f.y.b.DCM.venstre} := 0 \text{ kNm}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.4 Trykkraft

$$\frac{N_{f.b.DCM.venstre}}{N_{pl.Rd.b.DCM}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{f.b.DCM.venstre}}{N_{pl.Rd.b.DCM}} = 0.017$$

0.019 ≤ 1.0 Kapasitet ok! Dårlig utnyttelse av kapasitet som skyldes stort feltmoment.

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.6 Skjær

Dimensjonerende skjærkraft skal i hvert snitt oppfylle følgende krav:

$$\frac{V_{f.b.DCM.venstre}}{V_{pl.Rd.b.DCM}} \leq 1.0$$

For valsede I og H påkjent med en skjærkraft parallellt med steget, kan skjærarealet A_v beregnes slik:

$$A_{v,HEA260} := A_{HEA260} - 2 \cdot b_{HEA260} \cdot t_{f,HEA260} + (t_{w,HEA260} + 2 \cdot r_{HEA260}) \cdot t_{f,HEA260}$$

$$A_{v,HEA260} = 2.874 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Dimensjonerende plastisk skjærkraftkapasitet er gitt ved:

$$V_{pl,Rd,b,DCM} := A_{v,HEA260} \cdot \frac{\left(\frac{f_{yS355}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{pl,Rd,b,DCM} = 560.954 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{V_{f,b,DCM,venstre}}{V_{pl,Rd,b,DCM}} \leq 1.0$$

$$\frac{V_{f,b,DCM,venstre}}{V_{pl,Rd,b,DCM}} = 0.215$$

$$0.215 \leq 1.0$$

Kapasitet ok. Utnyttelse på 21.5 %.

Kontroll av bjelkens kapasitet på høyre side

Venstre side av bjelken (ved søyle) er belastet med følgende krefter:

$$N_{f,b,DCM,høyre} := 1.36 \text{ kN}$$

$$V_{f,b,DCM,høyre} := 142.60 \text{ kN}$$

$$M_{f,y,b,DCM,høyre} := 0 \text{ kNm}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.4 Trykkraft

$$\frac{N_{f,b,DCM,høyre}}{N_{pl,Rd,b,DCM}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{f,b,DCM,høyre}}{N_{pl,Rd,b,DCM}} = 4.634 \times 10^{-4}$$

$$4.634 \times 10^{-4} \leq 1.0 \quad \underline{\text{Kapasitet ok! Dårlig utnyttelse av kapasitet som skyldes stort feltmoment.}}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

6.2.6 Skjær

Dimensjonerende skjærkraft skal i hvert snitt oppfylle følgende krav:

$$\frac{V_{f.b.DCM.høyre}}{V_{pl.Rd.b.DCM}} \leq 1.0$$

For valsede I og H påkjent med en skjærkraft parallellt med steget, kan skjærarealet A_v beregnes slik:

$$A_{v.HEA260} = 2.874 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Dimensjonerende plastisk skjærkraftkapasitet er gitt ved:

$$V_{pl.Rd.b.DCM} = 560.954 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{V_{f.b.DCM.høyre}}{V_{pl.Rd.b.DCM}} \leq 1.0 \quad \frac{V_{f.b.DCM.høyre}}{V_{pl.Rd.b.DCM}} = 0.254$$

$$0.254 \leq 1.0$$

Kapasitet ok. Utnyttelse på 25.4 %.

Før konklusjonen om søylens kapasitet kan trekkes må et tilleggskrav som stilles til alle bjelker og søyler i Eurokode 8 (2004, 2008) tilfredsstilles!

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

6.7.4 Bjelker og søyler

Bjelker og søyler med aksialkrefter bør oppfylle følgende krav til minste kapasitet:

$$N_{pl.Rd} \geq N_{Ed.G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed.E} \quad \blacksquare$$

Her er $N_{pl.Rd}$ kapasiteten mot knekking til bjelken eller søylen i samsvar med NS-EN 1993 under hensynstaking til interaksjonen med bøyemomentet, definert som den dimensjonerende verdi i

den seismiske dimensjonerende situasjon. $N_{Ed,G}$ er aksialkraften i bjelken eller søylen som følge av de ikke-seismiske påvirkningene som finnes for den seismisk dimensjonerende situasjon. $N_{Ed,E}$ er aksialkraften i bjelken eller søylen som følge av den dimensjonerende seismiske påvirkningen mens γ_{ov} er overstyrkefaktor. Ω er definert som:

$$\Omega := \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

$N_{pl,Rd,i}$ og $N_{Ed,i}$ er henholdsvis kapasiteten og den dimensjonerende verdien av aksialkraften i diagonal nr. i. Ω er den minste verdien for alle diagonalene i det avstivede systemet.

Siden kun den mest påkjente søylen er beregnet finnes det kun en verdi for Ω . Dette i seg selv trenger ikke å være den riktige verdien mens siden det finnes kun en minsteverdi, vil det enten være korrekt eller noe konservativt å ta utgangspunktet i de tilgjengelige verdier for Ω .

For den mest påkjente diagonalen som skal ta opp krefter som virker i x-retning blir Ω :

$$\Omega_{x,y} := \frac{N_{pl,Rd,x}}{N_{f,d,DCM,x}} = 1.04$$

For den mest påkjente diagonalen som skal ta opp krefter som virker i y-retning blir Ω :

$$\Omega_{x,y} := \frac{N_{pl,Rd,y}}{N_{f,d,DCM,y}} = 1.126$$

Utgangspunktet tas i Ω_x slik at:

$$\Omega = 1.04$$

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008
Nasjonalt tillegg NA
NA.6.2 Materialer

Overstyrkefaktoren settes til:

$$\gamma_{ov} = 1.25$$

Aksialkraften i bjelken som følge av ikke-seismiske påvirkningen som finnes i lastkombinasjonene for den seismisk dimensjonerende situasjon er beregnet til:

$$N_{f,maks,b,DCM,G} := 0.10kN$$

Bjelken skal tilfredsstillte altså:

$$N_{pl.Rd.b.DCM} \geq N_{f.maks.b.DCM.G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{f.maks.b.DCM}$$

$$N_{pl.Rd.b.DCM} = 2.935 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \text{og}$$

$$\frac{(N_{f.maks.b.DCM.G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{f.maks.b.DCM})}{N_{pl.Rd.b.DCM}} = 0.025$$

Kapasitet er nå ok! Utnyttelsesgrad på 2.5 %!

Nedbøyningskontroll i bruksgrensetilstand

Tar utgangspunkt i kravet om at nedbøyning skal ikke være større enn $L/300$, hvor L er bjelkens lengde. Bjelken er leddet i begge ender.

Stålkonstruksjoner

Profiler og formler

Tabell 3.1, s.27

Nedbøyning av en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last er gitt som:

$$w := \left(\frac{5}{384} \right) \cdot \frac{(q \cdot L^4)}{E \cdot I}$$

Lasten på bjelken for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCM) og den gjeldende lastbredden er beregnet til:

$$l_b := 7300 \text{ mm}$$

$$b_{\text{lastbredde}} = 1.07 \times 10^4 \cdot \text{mm}$$

$$q_{b.DCM} := \left(1.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 4.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 10.7 \text{ m} = 54.463 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nedbøyningen skal være mindre enn:

$$\frac{L}{300} := \frac{l_b}{300} \quad \frac{l_b}{300} = 24.333 \cdot \text{mm}$$

Nedbøyning beregnes til:

$$w_{b.DCM} := \left(\frac{5}{384} \right) \cdot \frac{(q_{b.DCL} \cdot l_b^4)}{(E \cdot I_{y.HEA260})} = 91.769 \cdot \text{mm}$$

Beregner nødvendig arealreghtetsmoment for bjelken for DCL-tilfellet:

$$I_{y.n\ddot{o}d.b.DCM} := \left(\frac{5}{384} \right) \cdot \frac{(q_{b.DCL} \cdot l_b^4)}{(E \cdot 24\text{mm})} = 3.996 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Det velges en HE 400 A med følgende data og nedbøyning beregnes til:

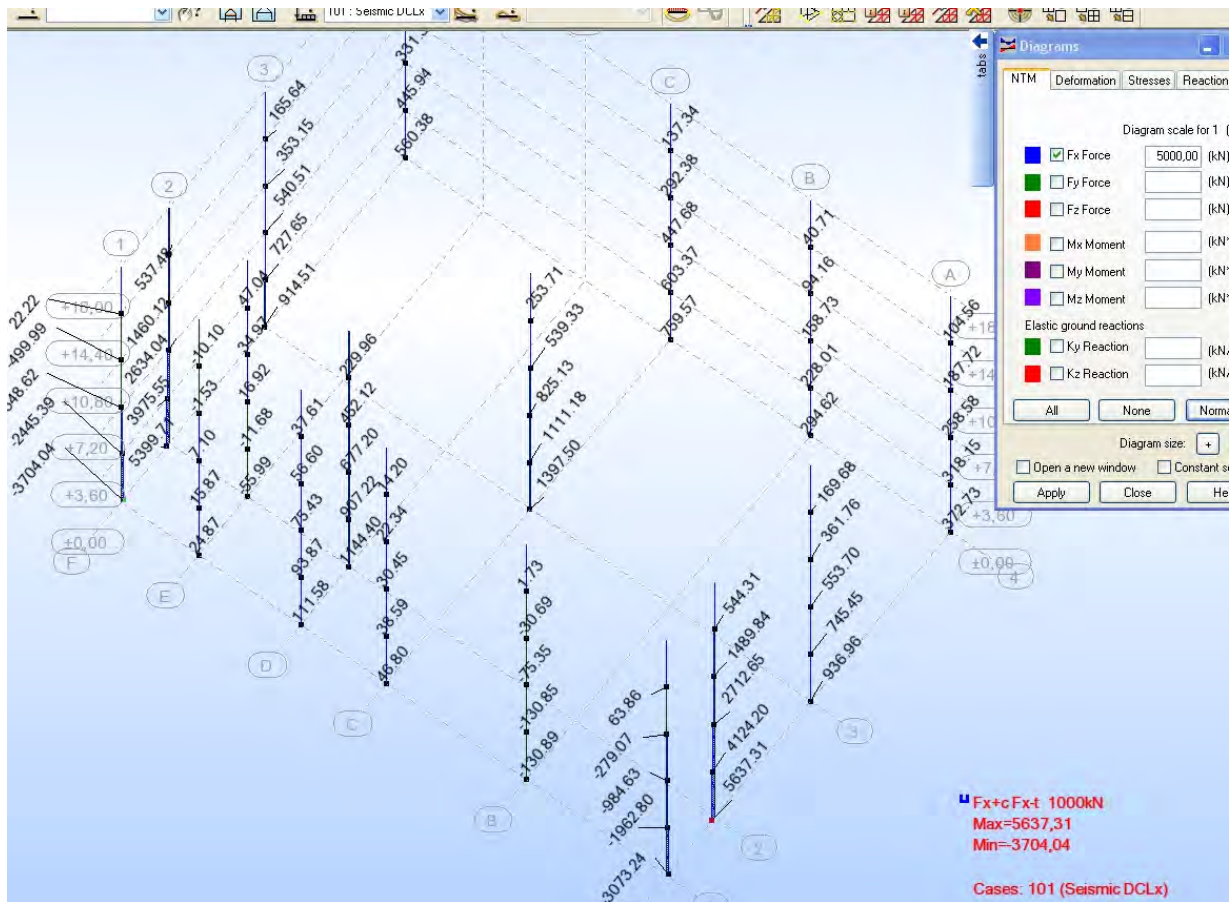
$$I_{y.HEA400} = 4.507 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$w_{b.DCDM.ny} := \left(\frac{5}{384} \right) \cdot \frac{(q_{b.DCL} \cdot l_b^4)}{(E \cdot I_{y.HEA400})} = 21.278 \cdot \text{mm}$$

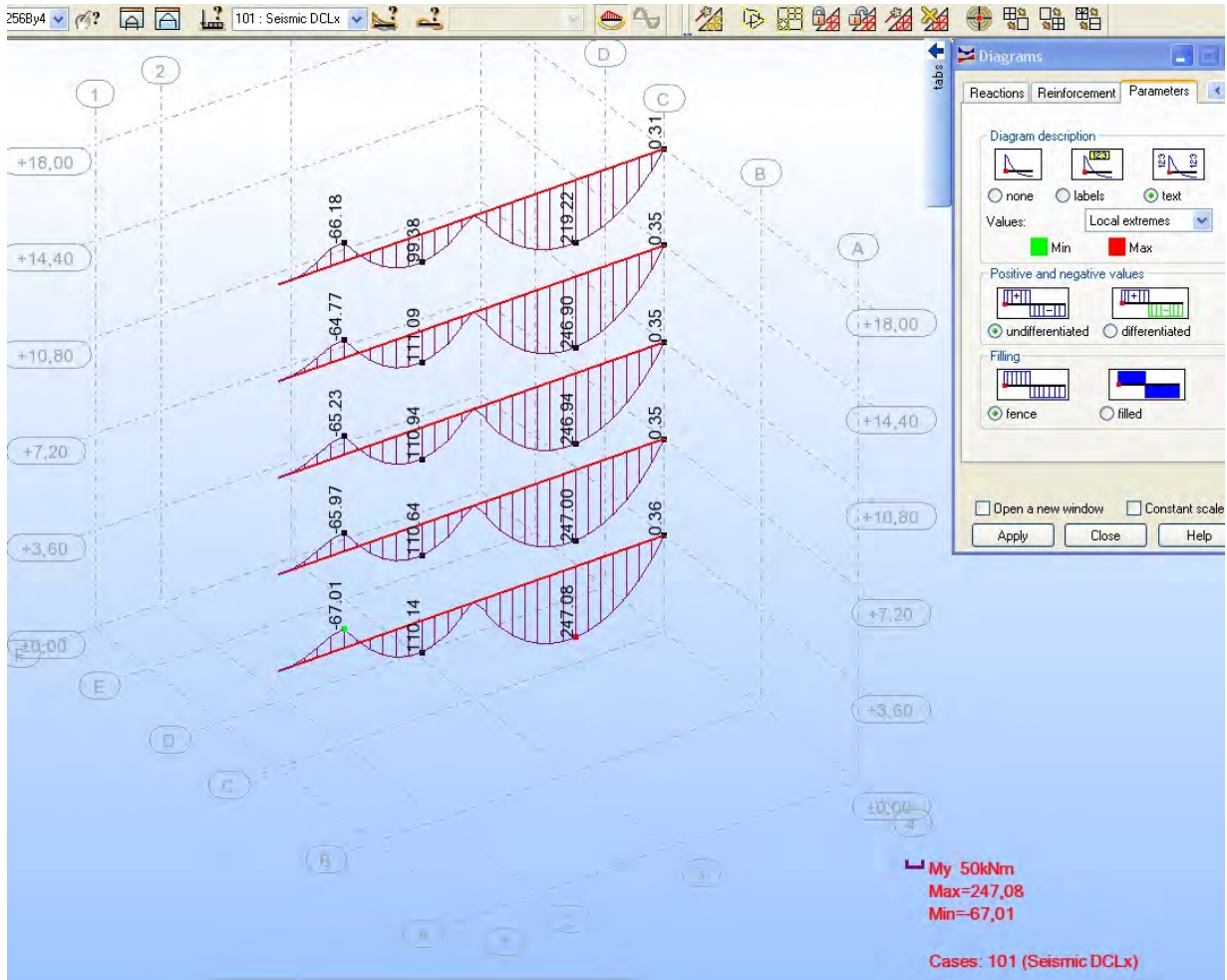
Bjelke HE400 A velges i dette tilfellet. Vipping av bjelken skal ikke vurderes siden hulldekker skal festes på begge sider av bjelken Dete vil medføre avstivning av bjelken sideveis (trykkfølsen fastholdes) og vipping forhindres. Bruken av HE 400 A er også bedre egnet mht. vipping enn en IPE-bjelke pga. midre forskjell på sterk og svak akse.

Vedlegg C

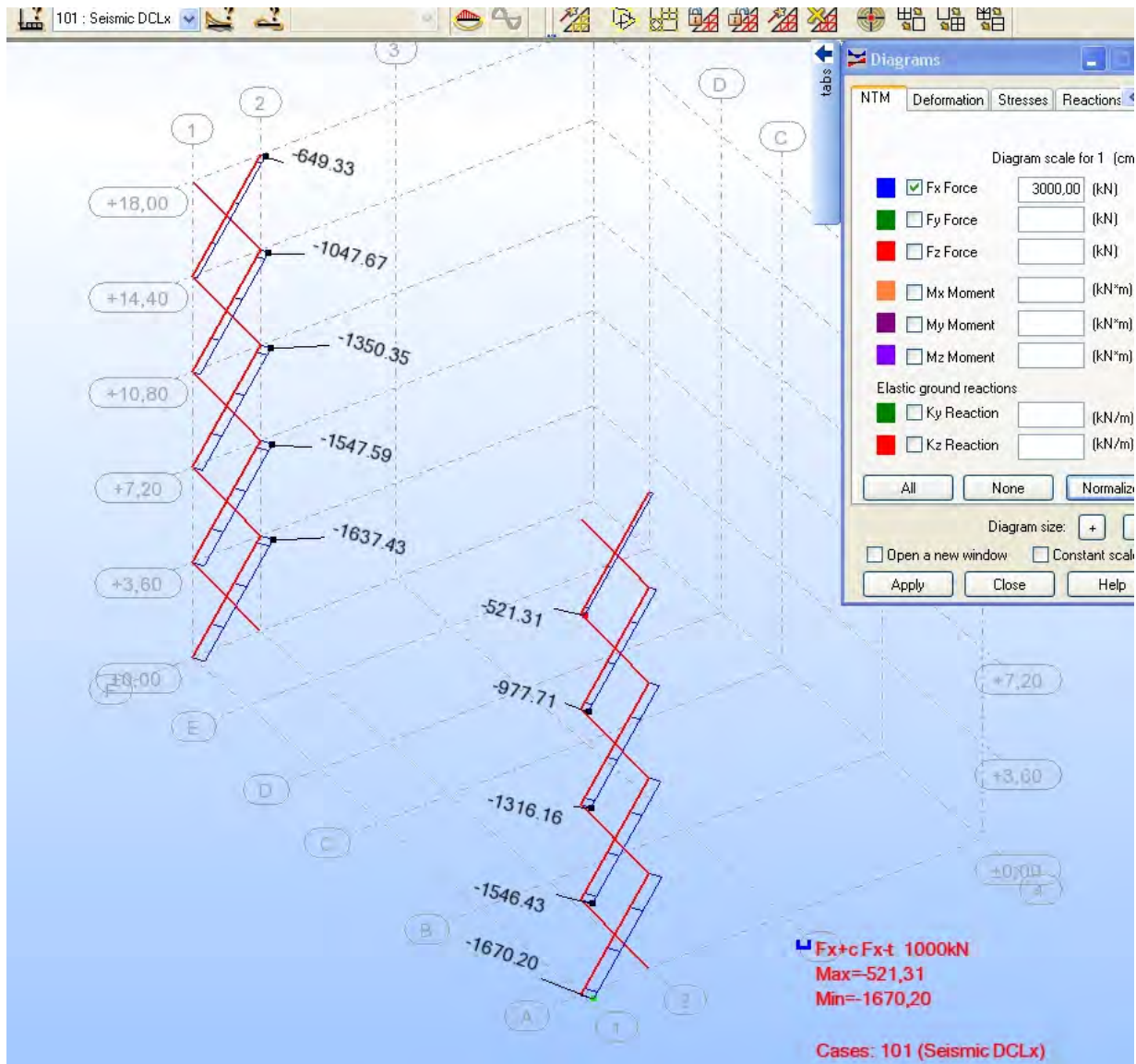
Analysebilder fra beregningsprogrammet Robot Structural Analysis



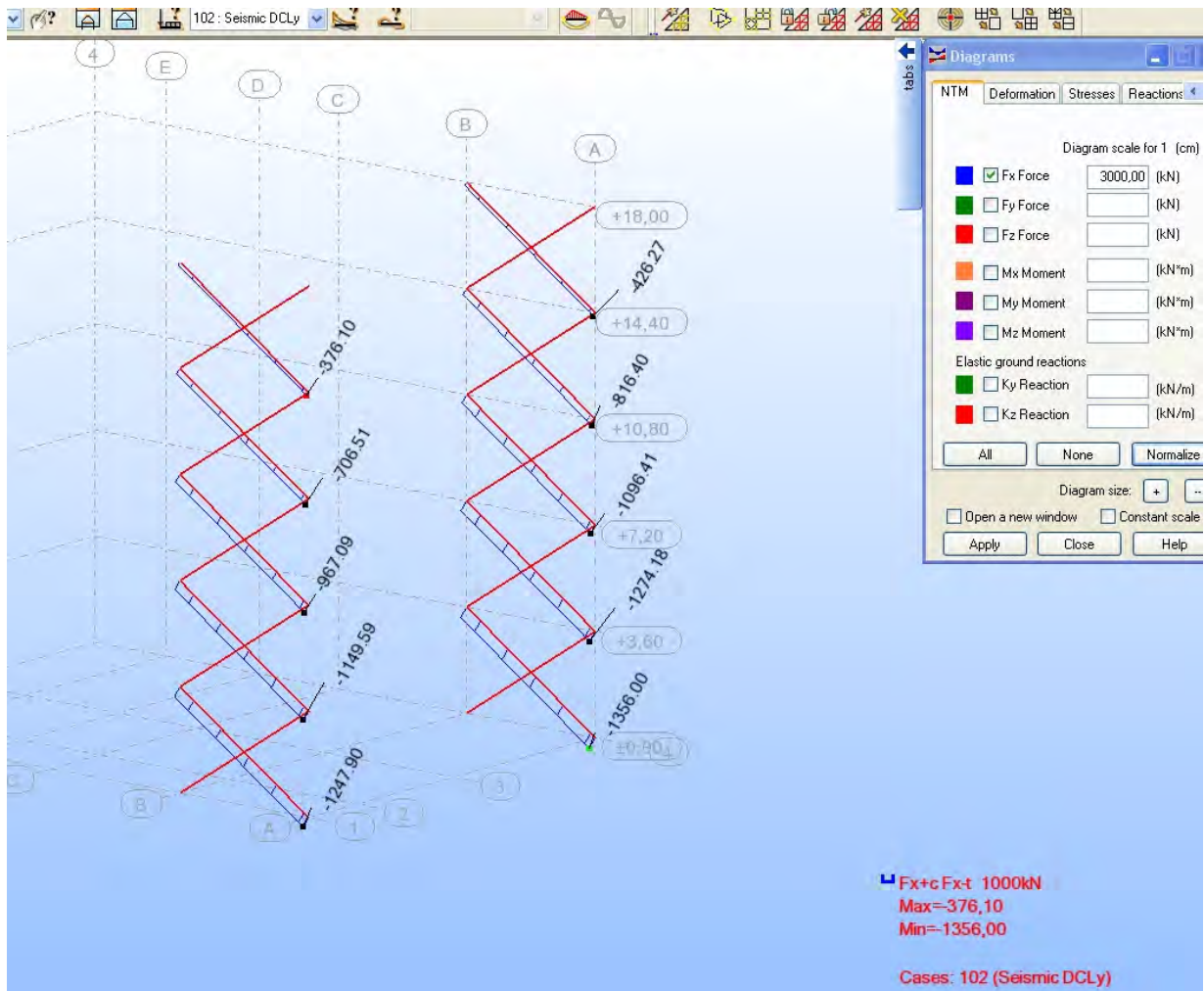
Vedlegg C1 - Dimensjonerende aksialkrefter i søylene for jordskjelvlast i x-retning (tverretning) for konstruksjon med lav energiabsorpsjon DCL



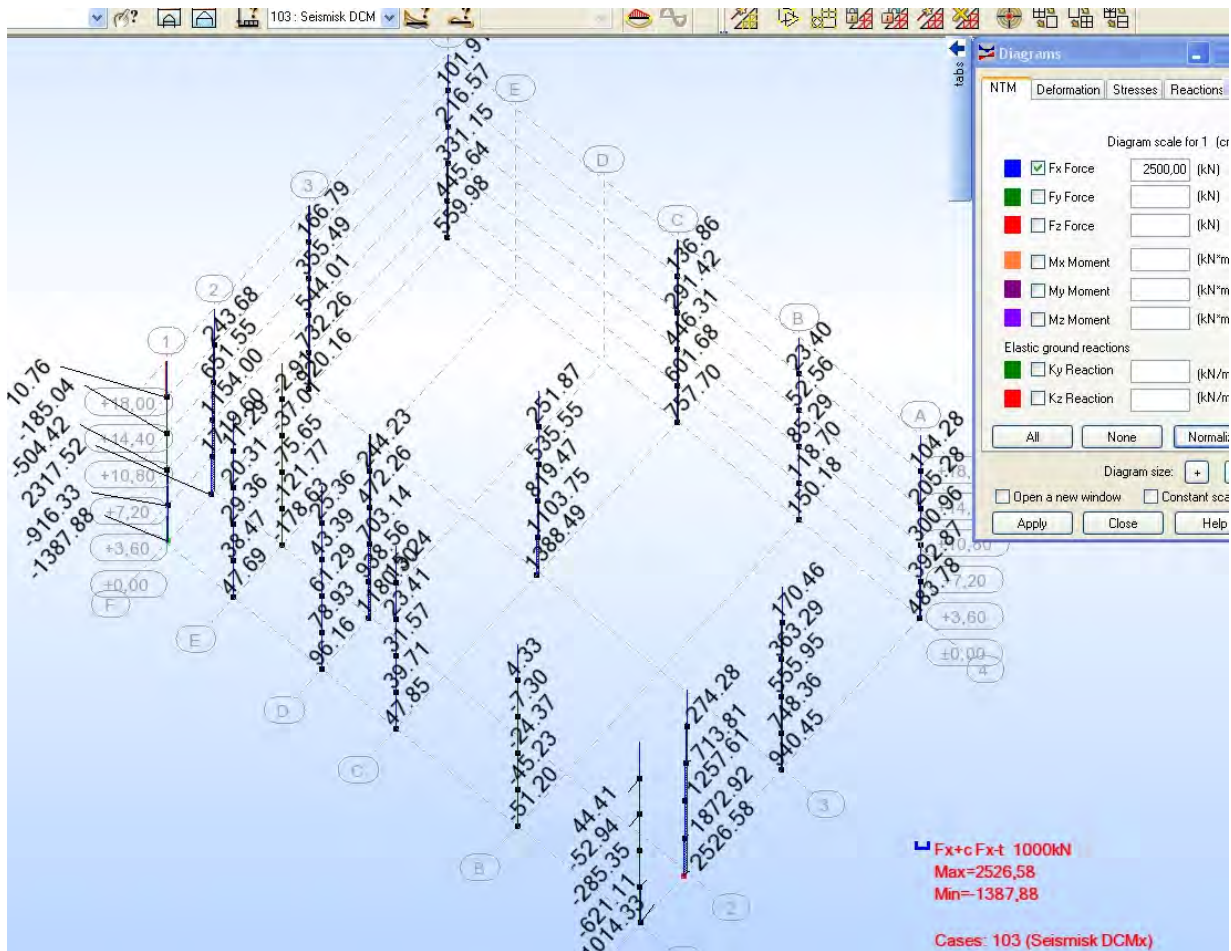
Vedlegg C2 - Dimensjonerende bøyemoment i den mest påkjennte bjelken for jordskjelvlast i x-retning (tverretning) for konstruksjon med lav energiabsorpsjon DCL



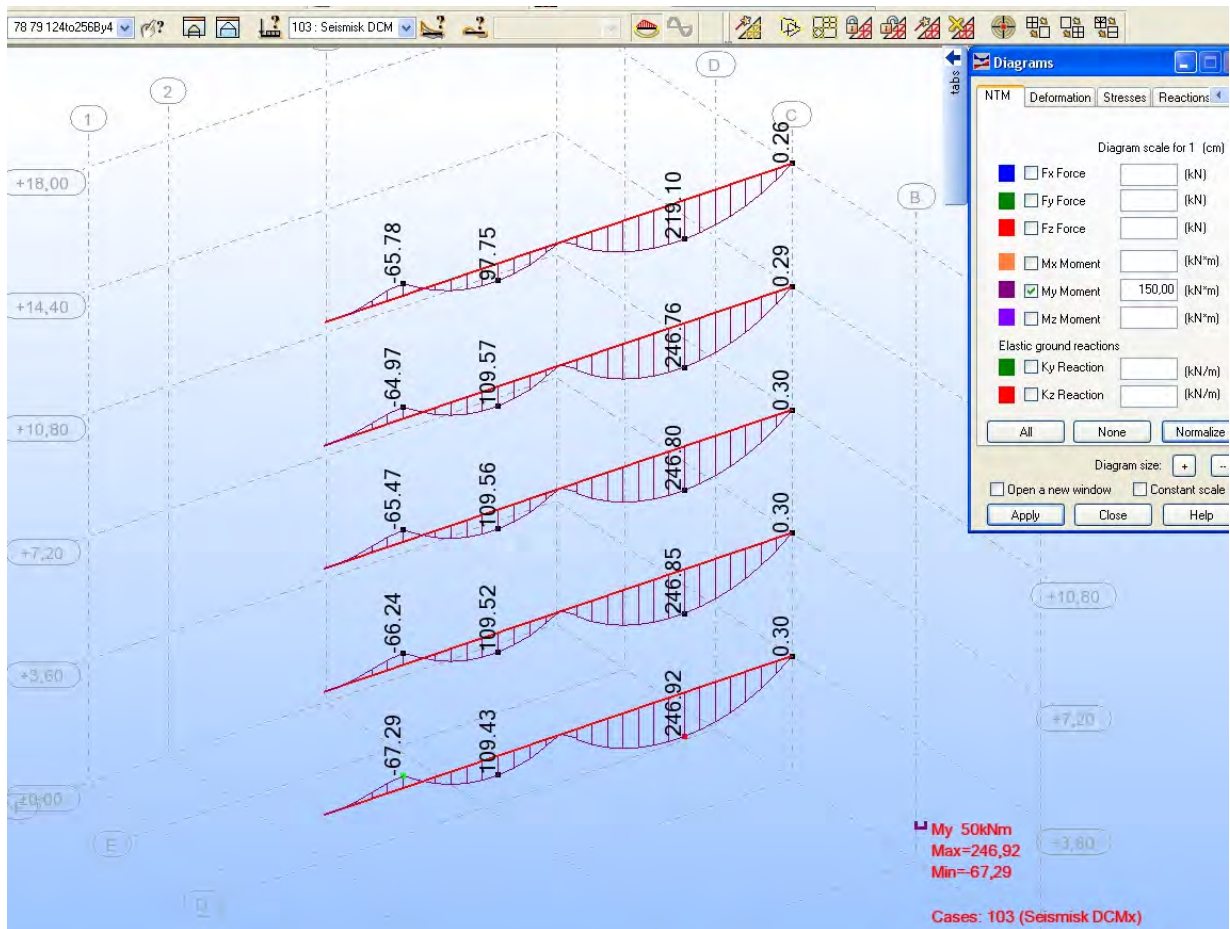
Vedlegg C3 - Dimensjonerende aksialkrefter i diagonalene for jordskjelvløst i x-retning (tverretning) for konstruksjon med lav energiabsorpsjon DCL



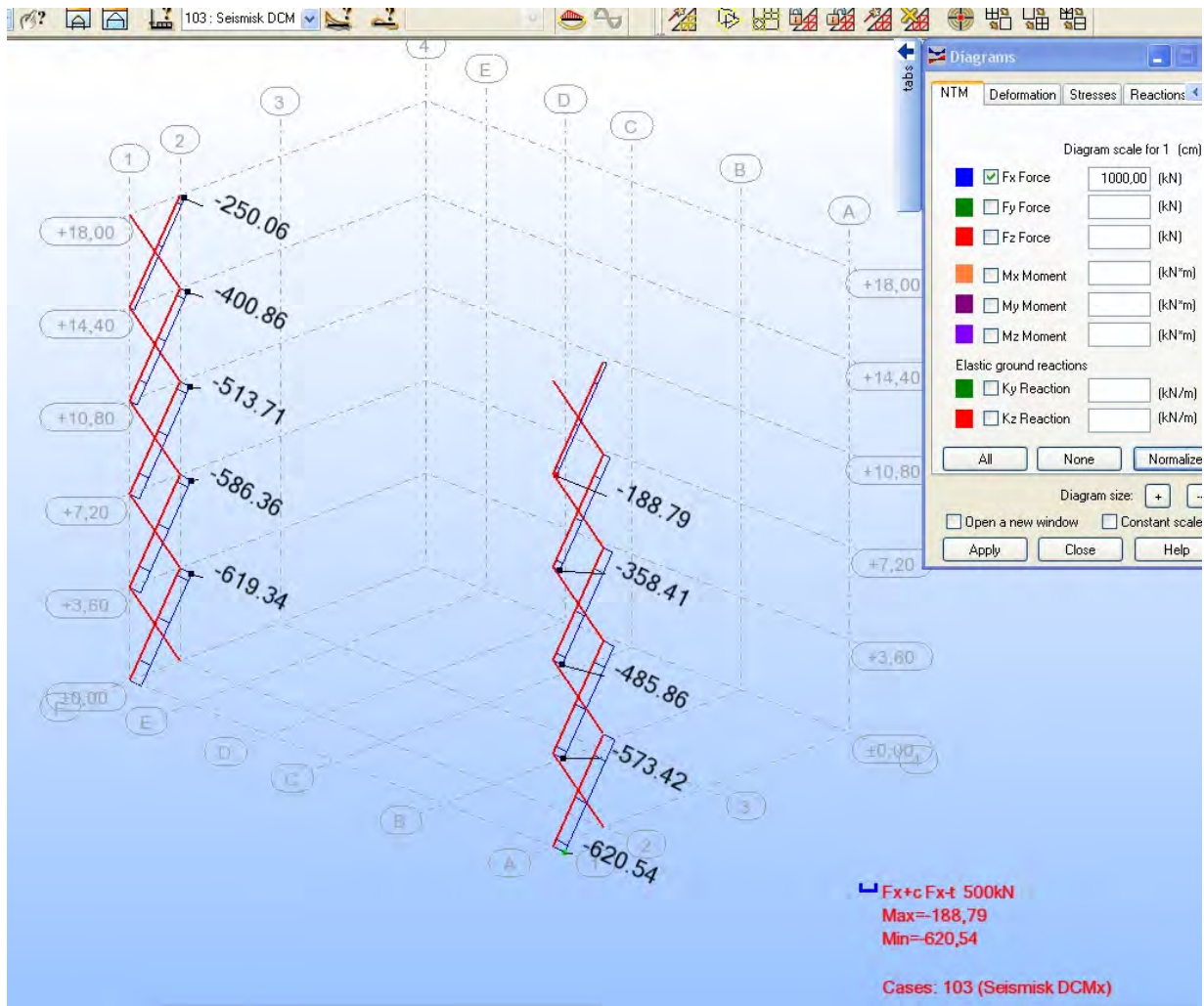
Vedlegg C4 - Dimensjonerende aksialkrefter i diagonalene for jordskjelvløst i y-retning (langsgående retning) for konstruksjon med lav energiabsorpsjon DCL



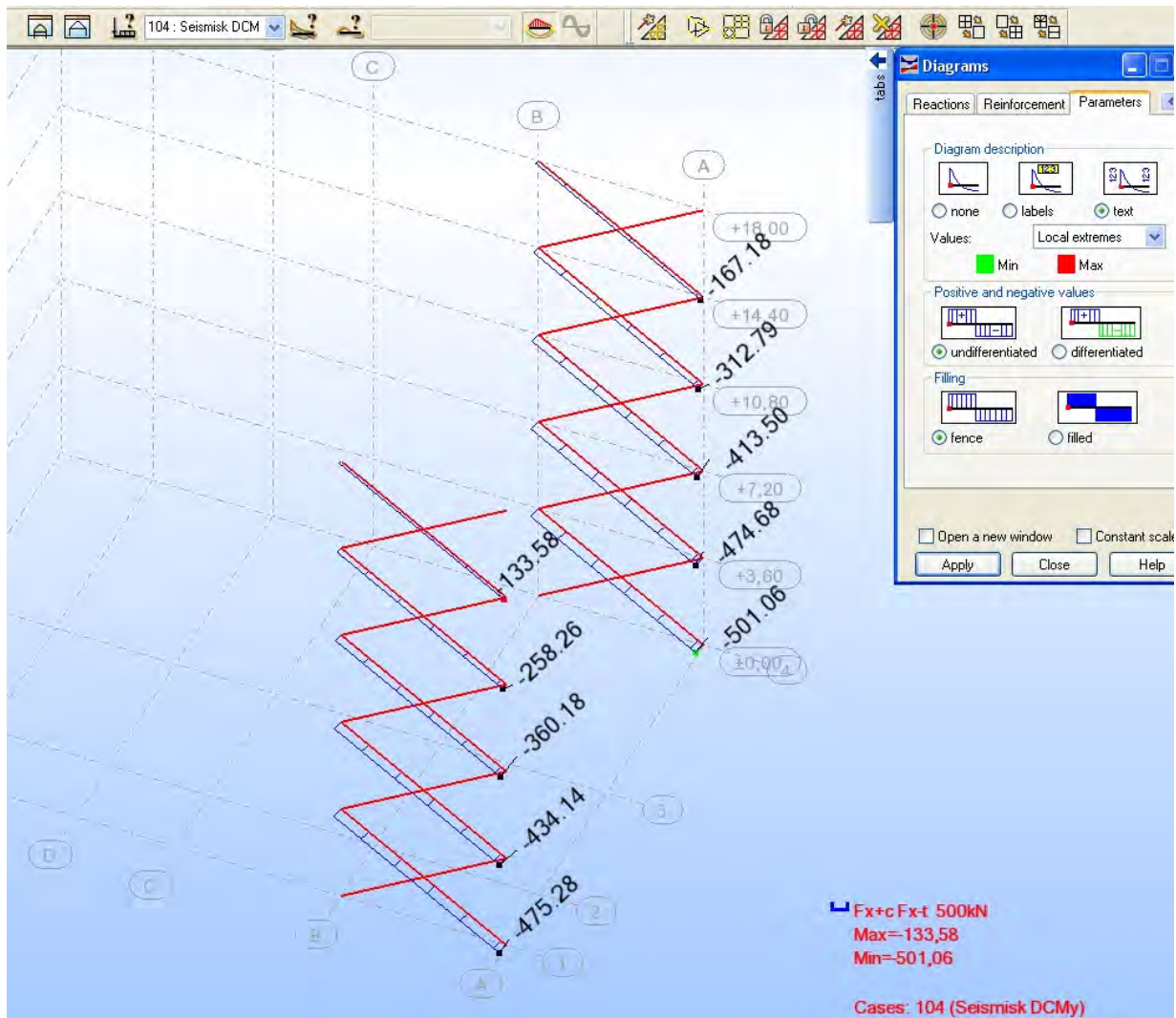
Vedlegg C5 - Dimensjonerende aksialkrefter i søylene for jordskjelvløst i x-retning (tverretning) for konstruksjon med middels energiabsorpsjon DCM



Vedlegg C6 - Dimensjonerende bøyemoment i den mest påkjente bjelken for jordskjelvlast i x-retning (tverretning) for konstruksjon med middels energiabsorpsjon DCM



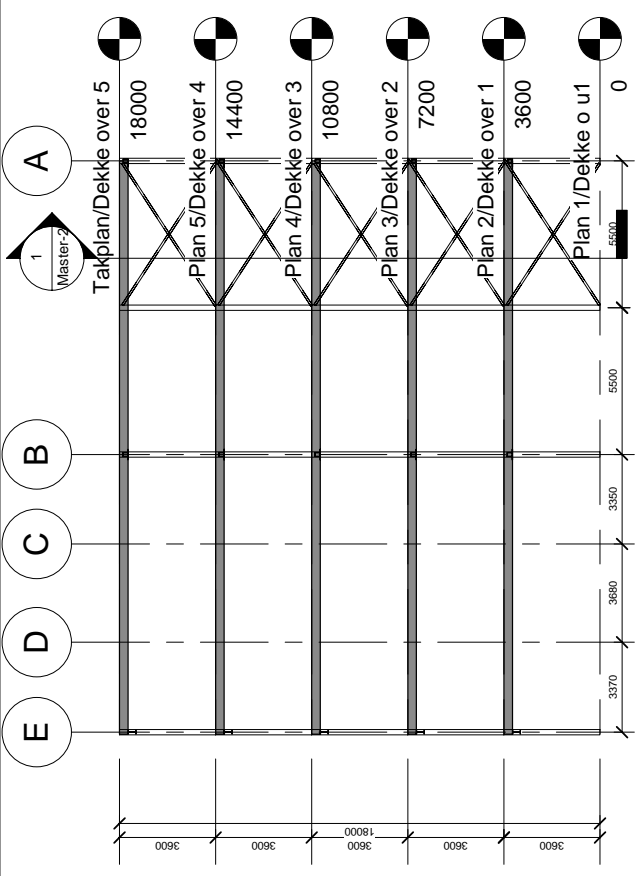
Vedlegg C7 - Dimensjonerende aksialkrefter i diagonalene for jordskjelvlast i x-retning (tverretning) for konstruksjon med middels energiabsorpsjon DCM



Vedlegg C8 - Dimensjonerende aksialkrefter i diagonalene for jordskjelvløst i y-retning (langsgående retning) for konstruksjon med middels energiabsorpsjon DCM

Vedlegg D

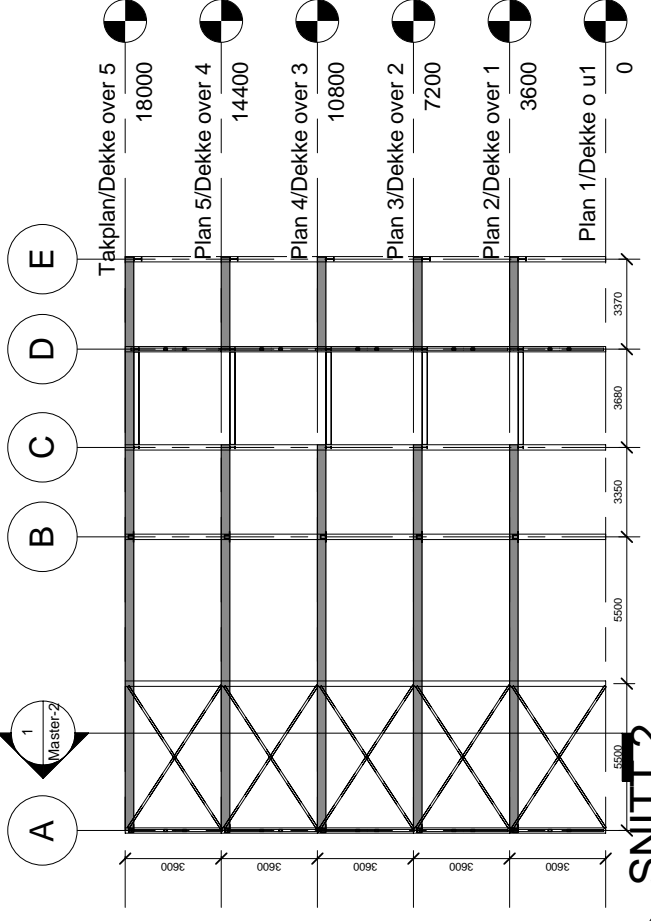
Konstruksjonsutforming



SNITT 3

1 : 200

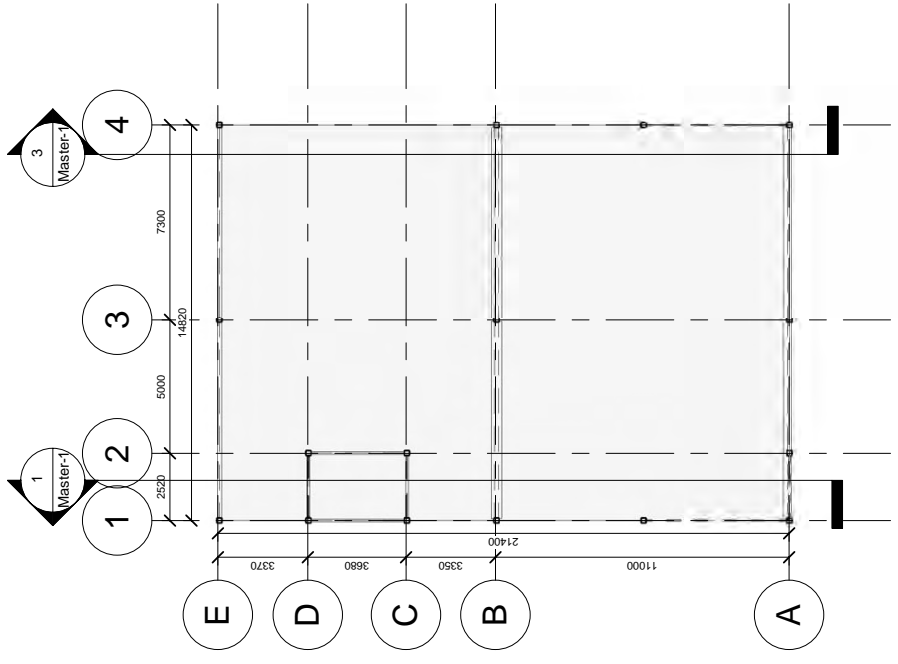
3



SNITT 2

1 : 200

1

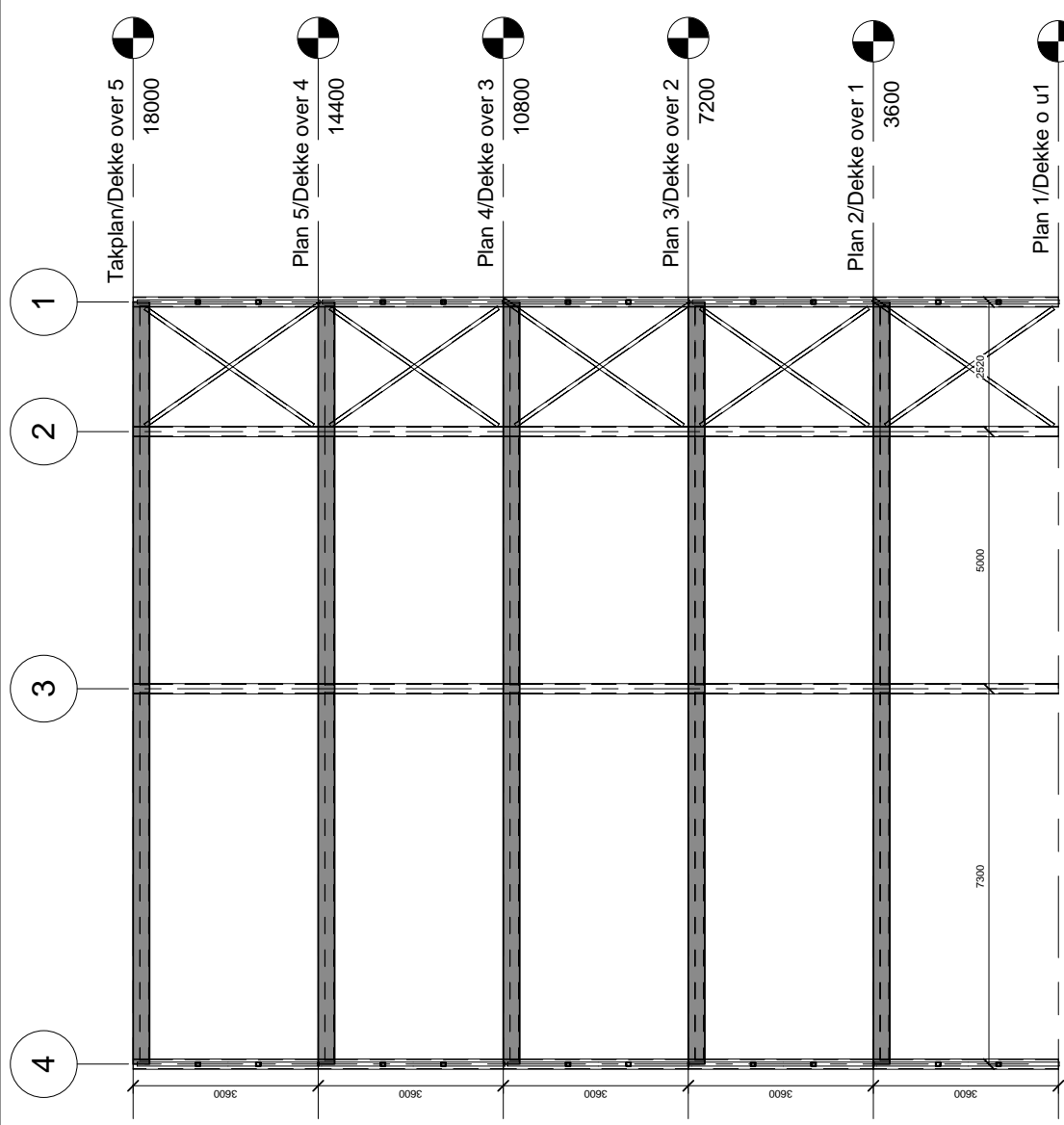


Takplan/Dekke over 5

1 : 200

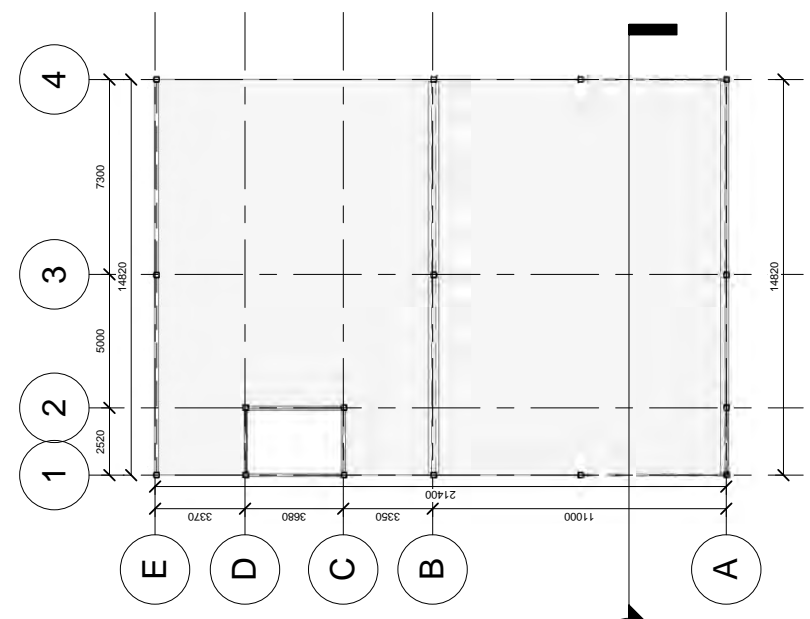
2

REV: BESKRIVELSE:	TEGN:	KONTR:	DATE:
OPPDRA GSGIVER: Myklebust AS			
OPPDRA G: Master oppgave			
Plan og snitt			
Målestokk:	1 : 200	TegnAuthor	
Erstatning for:		KonChecker	
Tegn. nr:		Rev.:	
		Master-1	
		Filnavn: C:\Documents and Settings\isma\Skribebord\Oppg\Oppgave.rvt	



SNITT 1


1 : 100



Plan 4/Dekke over 3

1 : 200

REV: BESKRIVELSE: _____ TEGN: KONTR: _____ DATO: _____
 OPPDRAGSGIVER: Myklebust AS
 OPPDRAG: Master oppgave

Plan og snitt		Målestokk: As	TegnAuthor
		indicated	KonChecker
Erstatning for:		Tegn. nr.:	Rev.:
 <small>MYKLEBUST AS www.myklebust.no TLF: 72 89 37 50 FAX 72 89 91 09</small>		Master-2	
		<small>Finavn: C:\Documents and Settings\asma\Skribebord\Oppg\Oppgave.rvt</small>	