

# BACHELOROPPGAVE:

NS vs NS-EN

Norsk Standard versus Eurokode

# FORFATTERE:

Bjørn Tore Bech

Tormod Skundberg

# Dato:

Gjøvik 25.5.2009



## Sammendrag

Tittel:	NS vs NS-EN	Date : 25.05.2009
Forfatter:	Bjørn Tore Bech Tormod Skundberg	
Veiledere:	Høgskolelektor Harald Fallsen Siv. Ing. Marthin Landgraff	
Oppdragsgiver:	Høgskolen i Gjøvik.. Avdeling for teknologi, økonomi og ledelse – byggseksjonen.	
Kontaktperson:	Harald Fallsen	
Nøkkelord (4 stk)	Norsk Standard, Eurokode, Betong, Konstruksjon	
Antall sider:77	Antall bilag:11	Tilgjengelighet (åpen/konfidensiell): Åpen
<p>Summary:</p> <p>I mars 2010 vil den nyeste standarden for betongdimensjonering, NS-EN1992-1-1:2004 + NA:2008, være den gjeldene standarden for prosjektering i Norge. Da fases dagens NS 3473:2003 ut.</p> <p>Intensjonen med denne oppgaven er en enkel sammenstilling av av de to standardene, for å belyse forskjellene. Utgangspunktet er tre ulike bjelker, som er dimensjonert etter begge standarder. Det er satt opp en systematisk gjennomgang av teorigrunnet for å belyse bakgrunnen for endringene. Bjelkene er dimensjonert og resultatet er kommentert med bakgrunn i de gjennomgåtte teorier.</p> <p>Hensikten er å kunne gi en enkel oversikt og innføring i endringer som konstruktører må forholde seg til senest om ni måneder.</p>		

## Abstract

Titel:	NS vs NS-EN	Date :	25.05.2009
Authors:	Bjørn Tore Bech		
	Tormod Skundberg		
Supervisor:	M.Sc Harald Fallsen		
	M.Sc. Marthin Landgraff		
Employer:	Høgskolen i Gjøvik..		
	Institute of Technology, economy and leadership – construction section.		
Contact person:	Harald Fallsen		
Key words	Norsk Standard, Eurokode, Betong, Konstruksjon		
Page numbers:	77	Appendix:	11
Access:	Open		
Summary:			
<p>March 2010 ends the use of NS 3473:2003. From that month will the newest standard of concrete design, NS-EN1992-1-1:2004 + NA:2008, be the prevailing regulation for concrete projecting in Norway.</p> <p>The main purpose of this bachelor is a simple comparative study of the two standards. The intention is to illustrate the differences between them. The study is based upon three different beams, which are dimensioned according to each standard. There are a systematic list of basic theory from the standards, to illustrate the differences and background for possible changed circumstances. The beams are designed, and the result annotated, based upon the prior theoretical study.</p> <p>The intention is to give a short and simple summary of the changes which concrete designers have to deal with in a short term.</p>			

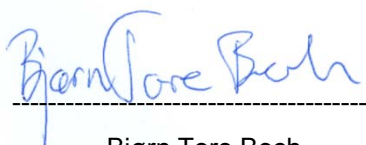
## Forord

Gjennom vår oppdragsgiver, Høgskolen i Gjøvik, har vi fått anledning til å gjennomføre dette bachelor prosjektet våren 2009. Oppgaven har gitt oss en dypere innsikt i kompleksiteten i betongens verden. Sammenligningsprosessen mellom Norsk Standard og Eurokoden, medførte at vi har gått dypere inn i materien enn det vi får gjennom den vanlige studieplanen. Dette har gitt oss en forståelse av at vi kun "skraper i overflaten". Betong er et sammensatt og spennende materiale.

Vi ønsker å takke våre eminente forelesere og etter hvert veiledere, Harald Fallsen og Marthin Landgraff. Disse to har gjennom sitt oppkomme av fagkunnskap samt både lyst og evne til å overføre det vi har hatt kapasitet til å absorbere, gitt oss uvurderlig hjelp og støtte underveis.

I tillegg vil Tormod rette en stor takk til sin kjære og tålmodige familie som har holdt ut med en fraværende familiefar i disse tre årene, og spesielt gjennom bachelorperioden.

## Takk!

A handwritten signature in blue ink that reads "Bjørn Tore Bech".

Bjørn Tore Bech

A handwritten signature in blue ink that reads "Tormod Skundberg".

Tormod Skundberg

Gjøvik 25.5.2009

---

## Innholdsfortegnelse

Sammendrag .....	ii
Abstract.....	iii
Forord .....	iv
Innholdsfortegnelse .....	v
Figurliste .....	ix
Tabell liste .....	x
1 Innledning .....	11
1.1 Oppgavens intensjon.....	11
1.2 Motivasjon.....	12
1.3 Arbeidsmetodikk/rapportstruktur.....	12
1.4 Målgruppe.....	13
1.5 Forutsetninger og avgrensninger.....	13
1.6 Deltagernes faglige bakgrunn.....	14
2 Teori.....	16
2.1 Generelt.....	16
2.2 Brudd og bruksgrense .....	16
2.3 E-modulen .....	17
2.4 Betongkvaliteter .....	18
2.5 Armeringsgrad .....	19
2.6 Momentarmering .....	22
2.7 Skjærarmering .....	22




---

2.8	V/C tallet .....	24
2.9	Nedbøyning .....	25
2.10	Kryp .....	26
2.11	Svinn.....	27
2.11.1	Uttøringssvinn.....	27
2.11.2	Autogent svinn.....	29
2.12	Riss.....	30
3	Forskjeller i teorigrunnet mellom NS og Eurokode .....	32
3.1	Dimensjonerende trykkfasthet ( $f_{cd}$ ).....	32
3.2	E-modulen .....	33
3.3	Armeringsgrad .....	35
3.4	Minimumsarmering .....	37
3.5	Skjær .....	38
3.5.1	Skjærkapasitet uten skjærarmering.....	38
3.5.2	Skjærkapasitet med skjærarmering.....	41
3.5.3	Minimum bøylearmering .....	43
3.5.4	Trykkbrudd.....	44
3.6	Kryp .....	45
3.6.1	Kryptallet $\phi$ .....	46
3.6.2	Kryptøyningen.....	51
3.7	Svinn.....	55
3.8	Nedbøyning .....	61
3.8.1	Nedbøyning forårsaket av kryp.....	61
3.8.2	Nedbøyning på grunn av svinn.....	63
3.9	Riss.....	66

---

---

4	Hva har gruppen lært av prosjektet? .....	70
5	Utstyr.....	71
6	Utførelse .....	72
6.1	Rammebetingelser .....	72
6.2	Lengder og laster.....	72
6.3	Regneteknisk.....	73
7	Resultater.....	74
7.1	Bjelke 300 x 400 .....	74
7.2	Bjelke 450 x 600 .....	75
7.3	Bjelke 500 x 900 .....	76
8	Diskusjon .....	77
8.1	Momentarmering .....	77
8.2	Skjærarmering .....	77
8.3	Kryp .....	77
8.4	Svinn.....	78
8.5	Nedbøyning .....	78
8.6	Riss.....	78
9	Konklusjon .....	79
9.1	Generelt.....	79
9.2	Ettertanke .....	79
10	Kilder.....	80
11	Vedlegg.....	81
A	Forprosjekt.....	81
B	Logg.....	87
C	NS vs NS-EN Forskjeller (excel-ark) .....	88

---



---

D	NS vs NS-EN Kryp og svinn (excel-ark).....	88
E	Bjelke 300 x 400 NS-EN (excel-ark).....	88
F	Bjelke 450 x 600 NS-EN (excel-ark).....	88
G	Bjelke 500 x 900 NS-EN (excel-ark).....	88
H	Bjelke 300 x 400 NS (excel-ark).....	88
I	Bjelke 450 x 600 NS (excel-ark).....	88
J	Bjelke 500 x 900 NS (excel-ark).....	88
K	Plakat (docx-fil).....	88



## Figurliste

Figur 2-1 Forholdet trykkfasthet/ deformasjonsevne for betong (Sørensen). ...	19
Figur 2-2 Typisk spenningsdiagram for stål. ....	20
Figur 2-3 Ulike armeringsgrader (Sørensen).....	21
Figur 2-4 Momentarmering (Røhne og Vangestad) .....	22
Figur 2-5 Rissutvikling pga skjær (Røhne og Vangestad).....	22
Figur 2-6 Spenningsendringer over tverrsnittet (Røhne og Vangestad). ....	23
Figur 2-7 Retninger på hovedspenninger (Røhne og Vangestad). ....	23
Figur 2-8 Bøylearmering.....	24
Figur 2-9 Sammenheng v/b-forhold og fasthet.....	25
Figur 2-10 Nedbøyning pga last, elastisk- og kryp bidrag.....	26
Figur 2-11 Virkning av endret last .....	27
Figur 2-12 Uhindret og hindret svinn .....	28
Figur 2-13 Autogent svinn, B30 og B75. ....	30
Figur 2-14 Riss (Røhne og Vangestad).....	30
Figur 3-1 Normalfordelingskurve, karakteristisk og middelvei. ....	34
Figur 3-2 E-modulens 28 dagers utvikling NS vs NS-EN.....	35
Figur 3-3 Armeringsgrad NS vs NS-EN.....	36
Figur 3-4 Betongens "friksjonsbidrag". ....	39
Figur 3-5 Dybeleffekten. ....	39
Figur 3-6 Illustrasjon av $A_{sl}$ .....	41
Figur 3-7 Fagverksmodell med skråstilt skjærarmering (NS-EN 1992) .....	44
Figur 3-8 Virkning av relativ fukt og tverrsnitt. ....	48
Figur 3-9 Krypbidraget som tar hensyn til betongens fasthet.....	49
Figur 3-10 Kryptallets utvikling i forhold til pålastningstidspunkt. ....	49
Figur 3-11 Sammenhengen mellom kryputvikling og effektivt tverrsnitt.....	51
Figur 3-12 Kryp og trykkbrudd ut fra pålastningstidspunkt. (Sørensen).....	52
Figur 3-13 Kryptøyning over tid på grunn av last. ....	52
Figur 3-14 Påførte laster i intervaller. ....	53
Figur 3-15 Svinnutvikling ved ulike fastheter.....	58
Figur 3-16 Svinn ved ulik effektivt tverrsnittstykkelser.....	59



---

Figur 3-17 Svinn ved ulik RH.....	60
Figur 3-18 Bjelkenedbøyning. ....	61
Figur 3-19 Illustrert tverrsnitt (Sørensen). ....	62
Figur 3-20 Utvikling av svinnkrumning. ....	64
Figur 3-21 Rissillustrasjon med tøyninger (Sørensen).....	66
Figur 3-22 Effektivt betongareal. ....	68

### **Tabell liste**

Tabell 1 Eksempel på konstruksjonsfastheter i NS.....	32
Tabell 2 Dimensjonerende trykkfasthet NS vs NE-EN. ....	33
Tabell 3 Elastisitetsmodul NS vs NS-EN.....	34

# 1 Innledning

## 1.1 Oppgavens intensjon

Vi ønsker å se på forskjeller mellom den nåværende Norsk Standard, NS 3473:2003 og NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 eller Eurokode 2 - betongdimensjonering med nasjonalt tillegg, som den blir kalt i dagligtale. Eurokode blir den gjeldende standarden for konsulentbransjen fra mars 2010. Frem til da er det valgfritt å dimensjonere etter Norsk Standard eller Eurokode.

Noe av ønsket bak denne oppgaven, er at praktiserende konstruktører kan få et lite innblikk i endringene som skjer. Selvsagt er temaet langt mer omfattende enn det vi rekker å favne her, men det kan gi en smakebit på grunnlaget for endringene som trer i kraft om ca 9 måneder. I tillegg er det selvsagt et stort pluss for vår egen del å bli kjent med den nye standarden før vi skal ut på arbeidsmarkedet, ettersom undervisningen vår har basert seg på NS 3473.

Vi tar for oss noen utvalgte bjelker, ser på hva den reelle forskjellen blir for disse, og prøver å belyse bakgrunnsårsakene til disse endringene. Vi har valgt oss ut bjelker, fordi det gir et godt bilde på hva som skjer, både innen både moment og skjærdimensjonering, samt bruksgrensetilstand. Effektene som fremkommer, gir et inntrykk av konsekvensene, og kan være en bakgrunnsforståelse når man skal sette seg inn i endringene for andre komponenter.

Som navnet indikerer, kom dagens NS 3473:2003 ut i 2003. Året etter ble den europeiske standarden for betongkonstruksjoner, EN 1992-1-1, godkjent av CEN. CEN er den europeiske kommisjonen for standardisering, hvor de nasjonale standardiseringsorganisasjonene i de respektive deltagerland er medlemmer. Intensjonen med en europeisk standard, er å få en uniform og helhetlig struktur i et felles marked. Dermed blir det enklere med handel og arbeidsutveksling ettersom både materialer og utførelse samt blir mer enhetlig.

I tillegg til hovedstammen i NS-EN, kan hvert enkelt medlemsland utarbeide et nasjonalt tillegg, det såkalte NA - National Appendix. Det er klart at det kan ligge litt ulike betingelser i grunn for byggeaktivitet i for eksempel Finnmark, kontra solfylte Malta. Denne prosessen har gått over noen år, og for Norge sin del, ble det nasjonale tillegget publisert i oktober 2008. (Standardiseringsforbund 2008)

## **1.2 Motivasjon**

Siden vårt innledende bekjentskap med konstruksjonslæren, har vi hele tiden hatt en forkjærlighet for betongen og dens virkemåte fremfor stål og tre. Gjennom denne oppgaven, har vi fått anledning til å gå dypere ned i materien, og derved få en bedre forståelse for de mekanismer som foregår i betongen fra utstøping til bruk, og langtidsvirkninger.

Bedret innsikt i bruk av ulike dataverktøy er også et positivt bidrag i prosessen. Produksjon av et underlag i form av regneark i Excel, har vært en omfattende prosess. I selve rapportstrukturen, har vi prøvd å heve nivået. Gjennom tre år med ulike former for rapportskriving, må målet være en kontinuerlig forbedringsprosess. Derfor har intensjonen vært at denne rapporten skal fremstå som den beste strukturelt, layoutmessig og forhåpentligvis også innholdsmessig, på disse årene.

## **1.3 Arbeidsmetodikk/rapportstruktur**

Innledende litteraturstudier, produksjon av regneark i Excel, sammenligningsstudier av teorigrunnet samt teoretiske regneeksempler, diskusjoner. Hovedinnholdet i rapporten er bygd opp med en generell teoretisk innledning, for deretter å gå inn på den konkrete teorien i de ulike standardene.

Vi planla bruk av Focus beregningsprogram for å verifisere beregningsresultatene våre, men dette er pr i dag ikke tilgjengelig med den nyeste standarden. Det medførte at vi kuttet helt ut Focus, ettersom delhensikten var en sammenstilling mellom de to ulike standardene i samme beregningsprogram.

#### **1.4 Målgruppe**

Primært konstruktører, medelever og sensorer. I tillegg har vi innledningsvis forsøkt å beskrive prosessene/teorien i enkle ordelag, for at også utenforstående med interesse for oppgaven kan få et innblikk i temaet.

#### **1.5 Forutsetninger og avgrensninger**

Vi tar for oss en standardkomponent. Vi har valgt oss en bjelke, ettersom dette er et naturlig referanseobjekt. Vurderer tre ulike dimensjoner. Ser på brudd og bruksgrensetilstand. I henhold til ekstra skjærarmering, forholder vi oss kun til vertikal armering. Utvalget er som følger:

Bjelker – tre stk (300x400, 450x600, 500x900)

I alle utregninger benytter vi standardsement og betongkvalitet B 30. Ser bort fra lastproblematikk. Vi antar en realistisk momentbelastning i forhold til komponenten, og benytter den samme belastningen for NS og Eurokode.

Vi tar kun for oss komponenter utført med slakkarmering. I forhold til kryp-beregninger, ser vi bort fra temperaturer over 35 °C.

## 1.6 Deltagernes faglige bakgrunn

Bjørn Tore Bech 36 år:



Diplomøkonom med en tidligere fartstid inne børs og finans. Interesse for økonomi og medmennesker har alltid ligget i bunn. I tillegg har interesse for hus og eiendomsutvikling alltid ligget i bakgrunnen. Når skolebenken lokket med påfyll av kunnskap, falt valget dermed på en byggingeniørutdanning. Dette gir en bedre kjennskap og forståelse innen faget, og kombinert med økonomibakgrunn vil det gi en god plattform videre. For øvrig Lillestrømsupporter.

Tormod Skundberg 36 år:



Allsidig bakgrunn. Oppvokst i landbruksmiljø med varierende arbeid innen sektoren. Også vært innom langtransport og anleggsarbeid. Møbelsnekkerutdanning fra Hjerleid på Dovre, og svennebrev i tømring. Praktisert tømring i fem år før oppstarten på Gjøvik. Bygg og anlegg er et interessant fagfelt, som hele tiden er i forandring og utvikling. Et spennende fagfelt, som etter tre år på Gjøvik, gir en ny vinkling på arbeidshverdagen.

Til sammen er vi et godt team. Bjørn Tore med god teoretisk og matematisk innsikt og en kløpper på Excel. Manglende praktisk bakgrunn, fører til interessante spørsmål som fagfolk tar for gitt, men ved nærmere ettertanke kan kreve en tankeprosess for å få utfyllende svar. Veldig gunstig for å få belyst et tema fra flere sider.

Tormod stiller med ressurser på den praktisk-faglige siden, kombinert med en formidlingsevne innen skrivekunsten som er gunstig når man skal presentere teorier og funn ut på papiret. Lik alder og felles oppfatning av riktig arbeidsmoral er helt klart et pluss. Kommuniserer godt med hverandre og har etter hvert utviklet en god kjemi gjennom snart tre år. Vi utfyller hverandre godt, eksempelvis med en som er ihuga fotballinteressert og en som knapt vet at fotballen er rund.

## 2 Teori

Gjennom dette kapitlet, skal vi forsøke å belyse de grunnleggende teoriene som ligger til grunn for vurderingene våre. Dette innledende kapitlet har vi forsøkt å forenkle ned til et nivå sånn at alle, selv uten grunnleggende byggkompetanse, kan få en innsikt i temaet. Gjennom prosjektet har vi hatt tilgang på standardene, samt lærebøker og kompendier innen konstruksjonsteknikk. Disse har vært basisen for det teoretiske grunnlaget. For øvrig vil den utgående standarden forkortes NS i teksten, mens den nye blir forkortet NS-EN. Det nasjonale tillegget forkortes NA. Eventuell nummerering etter forkortelsene henviser til konkrete punkter i standardene.

### 2.1 Generelt

Betongkonstruksjoner består gjerne av to hovedkomponenter. Selve betongen, som er en miks av sement, vann og ulike tilsatser, samt armering. Denne blandingen utføres med ulike resepter, alt etter hvilke egenskaper man ønsker å gi betongen. Betongens anvendelighet som byggemateriale ligger i den store trykkfastheten, kombinert med fleksibiliteten i utformingen. Strekkpåkjenninger er derimot betong dårlig til å håndtere, og derfor legges det inn armeringsjern. Armeringen reduserer omfanget og størrelsen på riss (sprekker) i betongen, samtidig som den gir betongen de ønskede strekkegenskaper. I vanlig betong, for eksempel en B30, er strekkfastheten ca 10-12 % av trykkfastheten. (Lindgård et al. 2007) Strekkfastheten er avtagende ved økende betongfasthet. Hardere og mer trykkfast betong, gir altså samtidig sprøere betong.

### 2.2 Brudd og bruksgrense

Når vi dimensjonerer, operer vi med ulike tilstander som er bestemmende for konstruksjonens utførelse med tanke på armering samt bredde/høyde/tykkelse forhold. I denne oppgaven har vi valgt å se på henholdsvis brudd- og bruksgrensetilstand. I tillegg har vi ulykkesgrensetilstand, og utmattingsgrensetilstand. Ulykkesgrensetilstanden definerer hva konstruksjonen skal tåle



---

ved gitte situasjoner påført av ulykke som for eksempel brann/påkjørsel og andre sjeldent forekommende tilstander. Utmatting dreier seg om påkjenninger som oppstår på grunn av gjentatte laster over tid, for eksempel tungtransport over en bro, bølger på plattformbein, vind på bygningskropp med mer.

Bruddgrense er, som det ligger i navnet, en tilstand hvor brudd kan oppstå i konstruksjonen. Her er det den beregnede påvirkningen av moment og skjærbelastninger som er bestemmende for konstruksjonens utførelse. Man skal dimensjonere slik at man er sikker på at konstruksjonen ikke bryter sammen ved de gitte parametere for belastning og påkjenninger.

Bruksgrense angir grenseverdier for hvordan konstruksjonen skal oppføre seg i brukstiden. Bruksgrense kan angi krav for lydgjennomgang, nedbøyning og andre deformasjoner som for eksempel riss som er nærmere omtalt i eget punkt. Kravene gitt i bruksgrense er ofte langt strengere enn det som er grensen for når man nærmer seg brudd. Alt dette medfører at det som oftest er bruksgrensetilstanden som er bestemmende for tverrsnittet på konstruksjonen. Komponentene skal også dimensjoneres på en slik måte, at bruksgrensekravene kan innfris i hele den beregnede levetiden.

### **2.3 E-modulen**

E-modul sier oss noe om forholdet mellom fasthet, forlengelse og motstandsevnen et materiale har mot elastisk deformasjon. Jo høyere E-modulen er, dess stivere er materialet. Elastisk deformasjon betinger at et materiale går tilbake til sin opprinnelige form når belastningen fjernes. Ved plastisk deformasjon returner ikke materialet til sin opprinnelige form. (Ashby & Jones 1980). Graden av elastisk deformasjon for betong, bestemmes i stor grad av betongens sammensetning, og da mest av tilslaget.

E-modulen til betongen utvikler seg forholdsvis raskt etter utstøpingen. Allerede etter 4 døgn har betongen nådd en E-modul på ca 75 – 85 % av 28 dagers E-modulen. (Sørensen 2005). Utviklingen er ikke-lineær og øker sterkt i starten,

for deretter å flate ut. Etter at 28 dagers fastheten er oppnådd, øker E-modulen langsomt nærmest i hele betongens levetid. Avhengig av de ytre forhold rundt betongen, kan E-modulen også retardere etter hvert. Alle veiledende egenskaper til betong som man finner i tabellverk og tekster, tar utgangspunkt i den såkalte 28 dagers fastheten med mindre annet er angitt.

Vi skiller mellom korttids, langtids og middel E-modul. Dette har betydning for betongens kryp, som er nærmere omtalt senere. De ulike variantene vil da utdypes. Kan kort nevne at pålastningstidspunktet har stor betydning for utviklingen av E-modulen. Vet man at det vil tilføres ulike laster fordelt over tid, kan man regne ut den midlere E-modulen. På denne måten kan man oppnå en mer presis beregning av nedbøyning kontra om man bare hensyntar kort- og langtids E-modulen som representerer ytterpunktene.

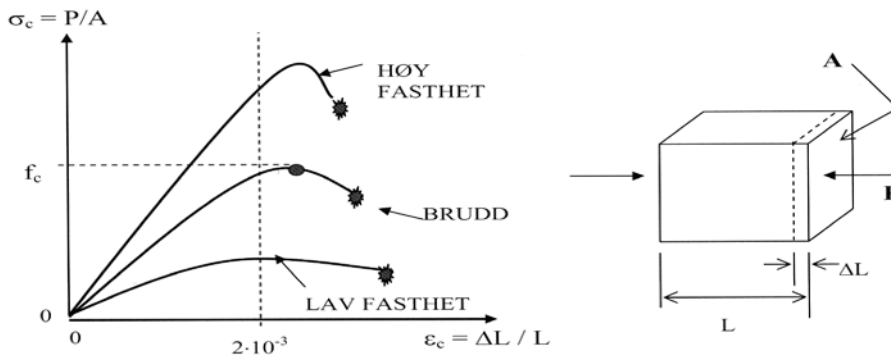
E-modulen i en betong er avhengig av en rekke parametere. Det innlysende er betongkvaliteten/fastheten. Betongkvaliteten er avhengig av tilslaget og sement typen som er benyttet. Betongens alder er og av betydning, men en av de store variablene ligger i selve utførelsen. Vilråene for herdebetingelser har en vesentlig innvirkning. Vann/sement forhold, tilsetningsstoffer, temperatur, tildekking m.m. Alle disse faktorene gjør det vanskelig, eller rettete sagt umulig, matematisk å beregne en eksakt E-modul. Veiledende E-moduler man finner i tabeller, er basert på empiriske data, altså resultat av en rekke virkelige trykktester.

## **2.4 Betongkvaliteter**

Betong leveres i ulike klasser. I husbyggebransjen er det vanlig å benytte betong med kvalitet B20 – B45. Høyere fasthet er mer vanlig i krevende konstruksjoner som for eksempel offshore. Betong kan normalt leveres fra B10 til B55 fra et vanlig blandeverk. B30 er den mest brukte i dag, blant annet på grunn av de økte kravene til miljøbestandighet som har kommet gjennom årene, altså motstand mot langtidsnedbrytning.

Fasthetsklassen er et uttrykk for hva en sylindrisk prøvebit med en bestemt form og herdeprosess, kan motstå av trykk etter 28 døgns herding (sylinderfastheten). B 30 vil si at sylinderen skal tåle 30 N/mm<sup>2</sup>. Prøvebiten kan også være terningformet, og da skal eksempelvis den samme B30 tåle 37 N/mm<sup>2</sup>.

Innledningsvis ble det nevnt at høyfast betong tåler langt mer trykk, men samtidig er mer "sprø" enn lavere kvaliteter. Altså at den tåler mindre deformasjoner i materialet. Dette illustreres godt i figur hentet fra Sørensen's bok "betongkonstruksjoner".



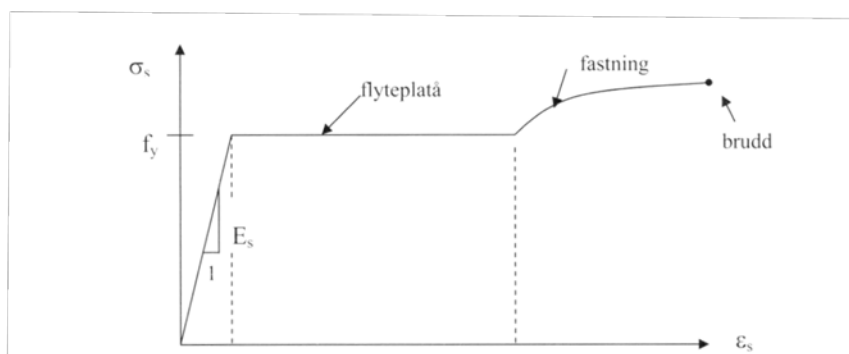
Figur 2-1 Forholdet trykkfasthet/ deformasjonsevne for betong (Sørensen).

Her ser man hvordan trykkspenningen øker langs y-aksen, mens tåleevnen for trykkdeformasjon går langs x-aksen. En lav fasthet tåler en større deformasjon før den går til brudd enn en høy fasthet, men langt fra det samme trykket. Man ser også hvordan betong har en liten "flytphase" med plastisk deformasjon før den går til brudd.

## 2.5 Armeringsgrad

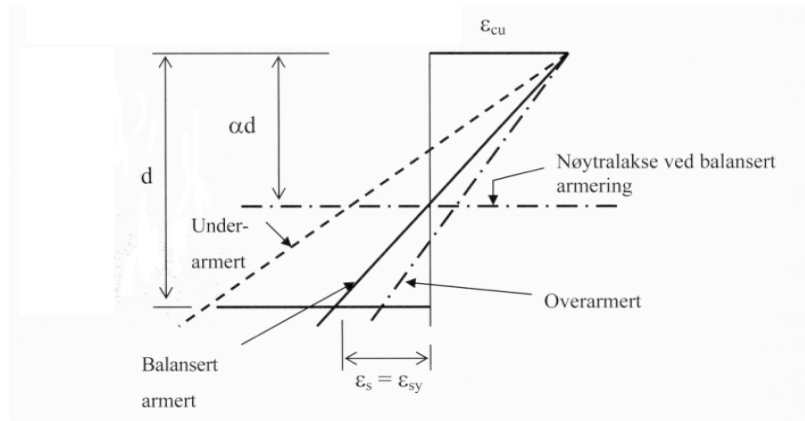
I bjelker og dekker har vi en trykksone i overkant av tverrsnittet, hvor det er opptredende trykk krefter. Deretter en nøytralakse et eller annet sted i høyden på bjelken, hvor spenningen er null, og under denne finner vi strekkpåkjenninger.

Betongen er som nevnt god til å motstå trykk, men dårlig på strekk, og derfor legger vi inn armering ved behov. På grunn av sikkerheten, skal betongkonstruksjoner tilnærmet alltid underarmeres. Betong er et hardt og sprøtt materiale, mens stålet er seigt. Ved en eventuell kollaps i en konstruksjon, vil betongen knuses, noe som skjer brått. Stålet har derimot muligheten til å strekkes en del, før det går til brudd. I flytfasen vil den få en varig, ikke reversibel deformasjon. Figuren viser et typisk spenningsbilde for et strekkbelastet armeringsjern. I teoriens verden antar vi et jevnt flytbilde frem til brudd, ser bort fra fastningsfasen.



Figur 2-2 Typisk spenningsdiagram for stål.

Når vi sier at vi underarmerer, betyr det at vi ønsker at stålet skal være den svakeste delen i komponenten. Da vil stålet strekkes, og man kan visuelt se at konstruksjonen endrer fasong, henger ned, før den går til brudd. Dette gir en sikkerhetsmargin i forhold til å kunne evakuere før bruddet inntreffer, fordi man ser at noe er på gang. I motsatt fall, ved overarmert betong, vil man få et sprøtt og plutselig brudd hvor betongen i trykksonen knuses før stålet begynner å flyte. (Fallsen 2008)



Figur 2-3 Ulike armeringsgrader (Sørensen).

Ovenstående figur, med indekser fra NS, illustrerer sammenhengen mellom ulike armeringsgrader i betongtverrsnittet.

Definisjoner:

$\epsilon_s$ : Armeringstøyningen

$\epsilon_{sy}$ : Armeringens flyttøyning

$\epsilon_s < \epsilon_{sy}$ : Overarmert tverrsnitt, ingen flyting i armeringen før betongen knuses.

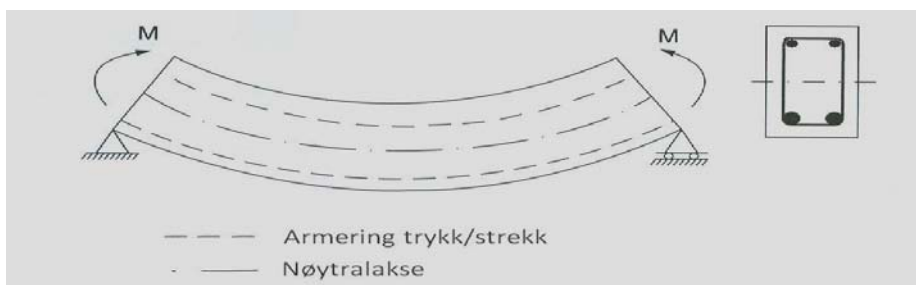
$\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ : Balansert tverrsnitt, flyting og knusing inntreffer likt.

$\epsilon_s > \epsilon_{sy}$ : Underarmert, stålet flyter før betongen knuses.

Betrakter man "trekantene" i illustrasjonen, er det et godt visuelt hjelpemiddel for å se sammenhengene. Ved underarmering, ser man at trekanten som representerer stålets strekktoyning, er langt større enn trekanten som representerer betongens trykktoyning. Tøyninger brukes for øvrig som en fellesbetegnelse enten det dreier seg om strekk- eller trykk påkjenninger i konstruksjonsverden. I dagligtale kan det være vanlig å tenke seg en tøyning som en strekkpåkjenning.

## 2.6 Momentarmering

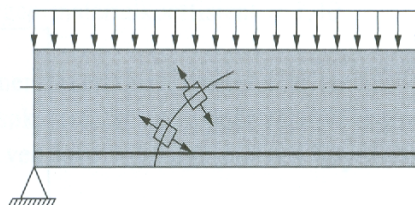
Konstruksjoner som utsettes for en "kraft x arm" påkjenning, er utsatt for et moment. I bjelker og dekker legges det alltid inn strekkarmering i bunnen av komponenten for å hankes med dette bøyemomentet. Dersom trykksonen blir utsatt for større trykk enn betongen og minimumsarmeringen kan ta alene, legges det i tillegg inn trykkarmering her. Modifisert illustrasjon hentet fra Røhne og Vangestads lærebok "Betongkonstruksjoner", viser prinsippskisse.



Figur 2-4 Momentarmering (Røhne og Vangestad)

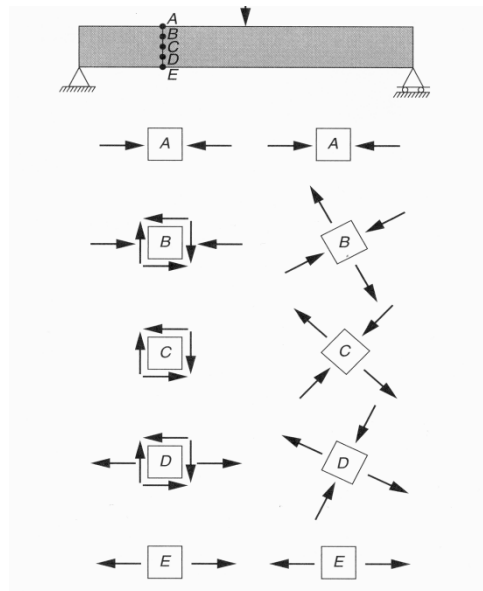
## 2.7 Skjærarmering

Skjærkreftene er størst ved opplegget til bjelker og dekker. Ekstra skjærarmering i vanlig boligbygging finner vi i hovedsak i bjelker. I dekker blir normalt de opptredene skjærkrefter ikke større enn at de tas av betongens skjærkapasitet i lag med lengdearmeringen. Motstanden mot de opptredende skjærkrefter, avhenger av flere forhold. Selve betongens kapasitet i trykksonen er en stor bidragsyter. I tillegg kommer effekten av lengde/momentarmeringens bidrag. Skjærkreftene vil initiere riss i betongen som utvikler seg i ca  $45^\circ$  ut fra det påkjente stedet. I den teoretiske verden antar vi  $45^\circ$ , men i virkeligheten fremstår den mer som en bue.

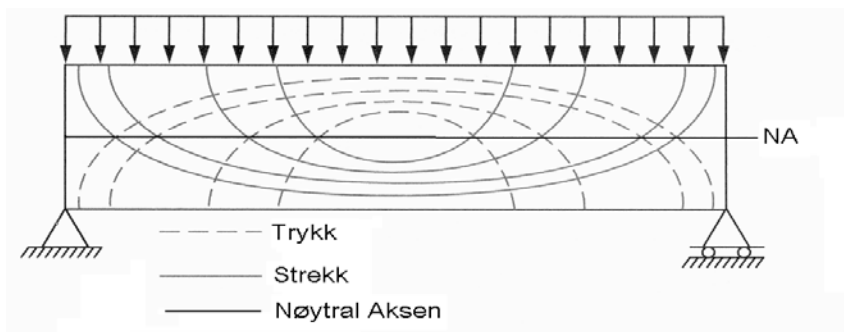


Figur 2-5 Rissutvikling pga skjær (Røhne og Vangestad)

Figur 2-5 illustrerer hvordan et riss utvikler seg. Figur 2-6 viser hvordan trykk og skjærspenninger angriper i ulike retninger over et idealisert tverrsnitt og går fra ren trykktøyning i punkt A, til ren strekkspenning i punktet E. Figur 2-7 viser hvordan hovedspenningene opptrer i form av trykk og strekk på en belastet bjelke.



Figur 2-6 Spenningsendringer over tverrsnittet (Røhne og Vangestad).



Figur 2-7 Retninger på hovedspenninger (Røhne og Vangestad).

Selv om skjærkreftene danner åpne riss, er ikke betongens bidrag helt borte. På grunn av betongens "ruhet" i form av tilslaget som danner en ujevn bruddflate, vil det fortsatt være en viss friksjonsmotstand og hold i betongen.

Dybler er normalt en konstruksjonsdel som benyttes for å overføre skjærkrefter i bygningsdeler. Moelven treindustrier har benyttet denne teknikken med hell i

forbindelsesleddene i limtrekonstruksjonene sine. Det vil si at ståldyblene med større motstand mot skjærkraft enn treverket, tar hånd om skjærpåkjenningen. Denne effekten finner vi også i strekkarmeringen i betongen, og kalles da naturlig nok "dybeeffekten".

Dersom betongens trykksone, den indre friksjonen og armeringens dybelbidrag ikke er tilstrekkelig, så må det til tilleggsarmering. Vanligste metoden er en egen vertikal bøylearmering i bjelken, ettersom dette er en kostnadseffektiv metode. Alternativene er skråstilt bøylearmering.



Figur 2-8 Bøylearmering

Da legges armeringen slik at man utnytter strekkapasiteten fullt ut gjennom det skrå risset.

Det er materialbesparende, men mer arbeidskrevende. Man kan også bøye opp avslutningen på hovedarmeringen i  $45^\circ$  vinkel i avslutningen mot endeopplegget. En kombinasjon av disse alternativene er også mulig. I bjelker skal uansett minimum halvparten av skjærarmeringen bestå av bøylere. Hele tiden er det en avveining av hva som er mest rasjonelt og praktisk gjennomførbart, og da er den vertikale bøylearmeringen som regel vinneren. Derfor har vi også brukt det som utgangspunkt i denne oppgaven.

For øvrig er det grense for hvor høy skjærkapasitet man kan oppnå ved armering. Putter man inn for mye jern i forhold til betongkvaliteten, kan det oppstå trykkbrudd i strekksonen og betongen knuses.

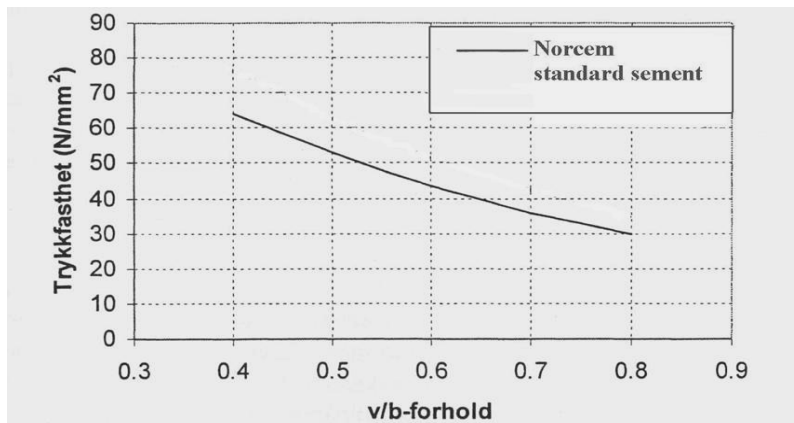
## 2.8 V/C tallet

Blandingsforholdet mellom vann og sement, det såkalte v/c-tallet, har en vesentlig betydning for betongens fasthet og kvalitet, og influerer også på svinn/riss som blir nærmere omtalt senere.



Vann som reagerer med sement, danner produktet betong. Denne prosessen, hydratiseringen, kan gå over mange måneder. Hovedtyngden av prosessen skjer like fullt i løpet av de første ukene etter utstøping. Resultatet som utgjør det ferdige produktet, har et mindre volum enn utgangsstoffene. Det reduserte volumet, kalles et kjemisk svinn. Dette medfører at det blir små luftporer i betongen. Denne andelen luftporer øker logisk nok dess mer vann det er i utgangspunktet. Økt volum av luftporer, gir redusert fasthet.

I dagens moderne betong er brukes ulike bindemidler og tilslag alt etter ønskede egenskaper. Derfor snakker vi gjerne om  $v/b$  forhold, like ofte som et  $v/c$  forhold. Dette  $v/b$  forholdet forteller oss masseforholdet mellom mengden av effektivt vann og bindemidler i fersk betong. Den nedenstående figuren illustrerer hvordan fastheten synker med økende vanninnhold. (Lindgård et al. 2007)



Figur 2-9 Sammenheng  $v/b$ -forhold og fasthet

## 2.9 Nedbøyning

I konstruktørens verden, har vi det som omtales som forskyvninger. Dette omhandler, som det ligger i navnet, de ulike komponentenes "plassendring". For bjelker tenker vi forskyvning som nedbøyning. Andre tilfeller kan være

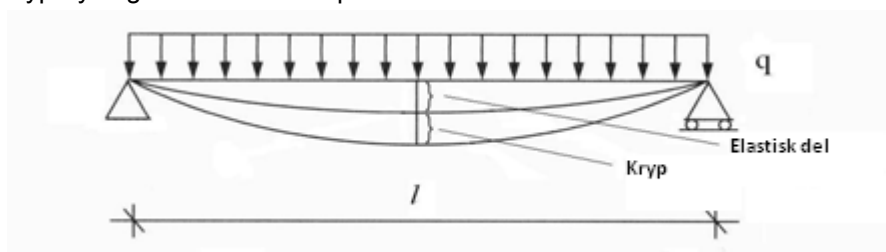
volumendringer som påvirker for eksempel skjøter, vibrasjoner under bruk og annet. Grenser for ulike forskyvninger oppgis som regel i byggherrens spesifikasjoner. En bjelke/dekke kan eksempelvis ligge i området kravområdet maks  $L/300$  som da på en 7,2 m lang bjelke gir en maks nedbøyning på:

$$\frac{7200}{300} = 24 \text{ mm}$$

Graden av nedbøyninger i konstruksjoner over både kort og lang tid, avhenger av parametere som graden av pålasting og tidspunkt for pålasting. Disse influerer på det såkalte kryptet. I tillegg har de benyttede betongkvaliteter og omgivelsene med tanke på fuktighetsnivå, en stor betydning. Nedbøyning på grunn av svinn, styres av armeringsføringer og fuktighet i omgivelsene. Den totale nedbøyningen fremkommer av summasjonen av bidraget fra kryp og svinn.

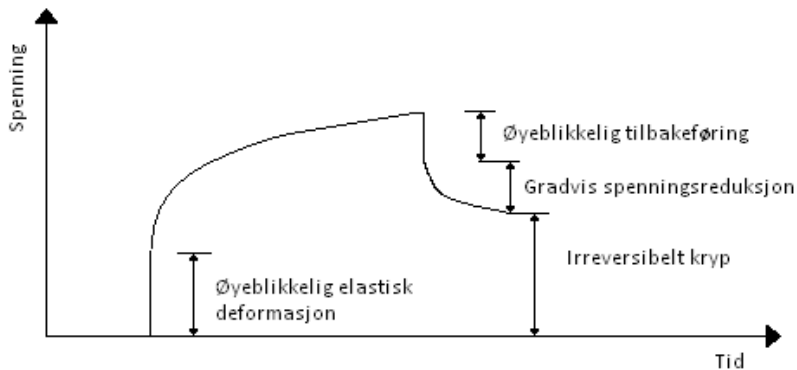
## 2.10 Kryp

En betongkonstruksjon som påføres en last, vil få en øyeblikkelig elastisk sammentrykning. I tillegg vil en vedvarende last over lang tid, fortsette sammentrykningen av konstruksjonen. Denne tidsavhengige langtidseffekten er det vi i dagligtale kaller kryp, og påfører betongen spenninger i form av kryptøyninger som er delvis plastiske.



Figur 2-10 Nedbøyning pga last, elastisk- og kryp bidrag.

Dersom lasten fjernes etter en lengre periode, vil den elastiske deformasjonen gå delvis tilbake, men ikke fullstendig. Dette henger sammen med at betongen blir stivere, økt E-modul over tid, og at betongen "setter seg". Kan prøve å illustrere dette med et diagram.



Figur 2-11 Virkning av endret last

Diagrammet viser hvordan man får en øyeblikkelig deformasjon i det øyeblikket lasten påføres. Deretter har man en gradvis utvikling av krypt over tid. Fjernes lasten, vil man få en øyeblikkelig tilbakegang av deformasjonen, og deretter en gradvis tilbakegang av kryptdeformasjonen, men ikke fullstendig. Denne irreversible deformasjonen kan tilskrives den nevnte økte E-modulen, og strukturendringer i komponenten i form av mikroriss, skader og partikkelforflytninger i betongen.

## 2.11 Svinn

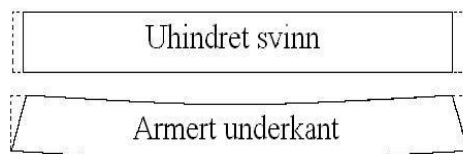
Svinn påvirker betongens volum og medfører endringer i tverrsnittet. NS har tatt hensyn til uttørkingssvinn i sine beregninger. I NS-EN er det i tillegg medtatt effekten av det autogene svinnet. I det etterfølgende ser vi på virkemåten til disse to fenomenene.

### 2.11.1 Uttørkingssvinn

All betong som er eksponert for luft, vil tørke ut, såkalt uttørkingssvinn. Dette medfører at betongen over tid, trekker seg sammen/krymper. Kapillære spenninger og undertrykk i porevannet er driver prosessen. Uttørkingen skjer

langsomt, og kan også reverseres til en viss grad ved eksponering for vann. Den oppsvellingen som da skjer, går langt raskere enn svinnet ved uttørking. Imidlertid vil oppfukning av gammel betong aldri kunne reversere hele uttørkingssvinnet, kun 40-70 %. Det resterende svinnet vil være permanent i form av mikroriss og strukturendringer. (Lindgård et al. 2007) Oppfukning er selvsagt ikke aktuelt tema i innendørs tørre konstruksjoner, men det illustrer at betong ikke er et statisk materiale.

Effekten av volumendringen på grunn av disse fenomenene, påfører betongen svinntøyninger dersom den er fastholdt i en eller annen form. En



Figur 2-12 Uhindret og hindret svinn

uarmert frittliggende konstruksjon svinner likt i hele tverrsnittet. Det vil si, med unntak av lokale avvik på grunn av at ytre sider tørker raskere enn indre deler av. Armering motarbeider svinnkraftene. Det legges ofte inn en såkalt minimumsarmering for å fordele svinnkraftene slik at det oppstår mange små riss i stedet for færre og større. Det klassiske "selvbyggernettet" er et godt eksempel på dette. Svinnrissene som dannes kan opptre som vilkårlig "krakelering", men i armerte konstruksjoner følger rissene gjerne armeringen. En finmasket minimumsarmering vil danne mange mindre riss, kontra færre store jern som kan initiere store og dypere riss.

På grunn av armeringens motstand mot svinn, vil en usymmetrisk armert konstruksjon svinne ulikt. Frittliggende bjelker og dekker har større armeringsføring i underkant enn overkant. Dette medfører en krumning som gir et bidrag til nedbøyningen.

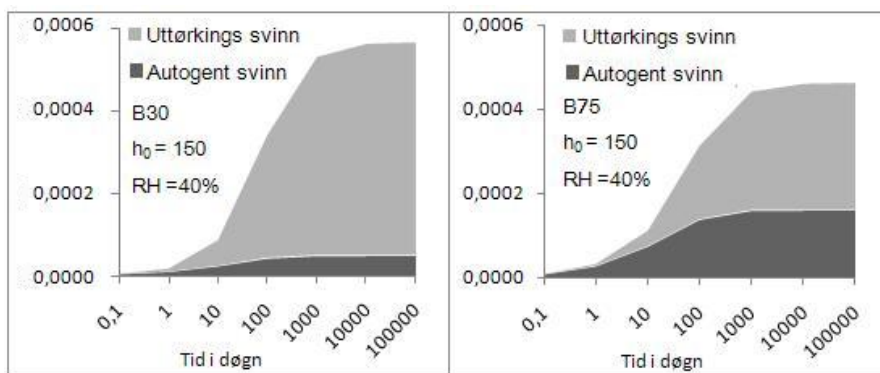
### 2.11.2 Autogent svinn

Det er en mengde ulike prosesser som foregår i betongens ulike faser. Vi har i hovedsak fokus på bruksfasen, og til dels herdefasen. Imidlertid må vi også trekke inn noen elementer i den ferske fasen, normalt under et halvt døgn etter utstøping, for å få et helhetsbilde av det autogene svinnet.

Det autogene svinnet finnes i alle betongens faser fra det øyeblikket betongen blandes, ettersom det er en direkte konsekvens av sementreaksjonen. Plastisk setning, det vil si sammensynkingen av den ferske betongen, skyldes flere faktorer. Ulik tetthet på stoffene i blandingen som presser vann til overflaten, luftbobler som unnslipper, plastisk svinn på grunn av vannfordamping samt autogent svinn. I den ferske, plastiske fasen, fører det tidligere nevnte kjemiske svinnet til at betongen "synker sammen". Dette skjer fordi luftvolumet som dannes av den kjemiske reaksjonen kan unnslippe på dette stadiet i stedet for å danne porer i betongen. I den plastiske fasen er kjemisk svinn synonymt med autogent svinn. (Lindgård et al. 2007)

Når betongen kommer over i herdefasen, blir det hovedsakelig dannet porer som resultat av det kjemiske svinnet. Når poresystemet gradvis tømmes for vann på grunn av det kjemiske svinnet, dannes det et undertrykk på det gjenværende vannet. Dette undertrykket overføres til de faste partiklene, og gir gradvis en ytre sammentrekning av betongen. Denne sammentrekningen er det samme som autogent svinn, også kalt selvuttørkingssvinn. Det er de samme drivkrefter på grunn av kapillært undertrykk som ved uttørkingssvinn. Forskjellen ligger altså i at det ordinære uttørkingssvinn skyldes uttørking til omgivelsene, mens det autogene er grunnet de kjemiske reaksjonene. (Lindgård et al. 2007)

Det autogene svinnet er i stor grad avhengig av v/c-forholdet i betongen. Dess mindre vann dess større andel av totalsvinn skyldes det autogene svinnet.

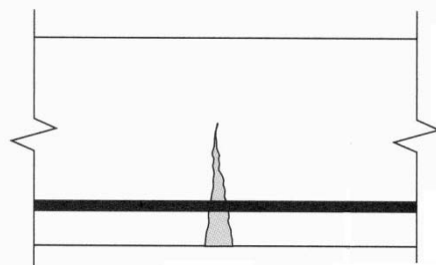


Figur 2-13 Autogent svinn, B30 og B75.

Høyfast betong er derfor mest eksponert for autogent svinn. Samtidig ser man at det totale svinnet blir noe mindre på den høyfaste betongen.

## 2.12 Riss

Alle betongkonstruksjoner blir utsatt for riss i større eller mindre grad. Både på grunn av indre kjemiske reaksjoner som påfører betongen spenninger, temperatursvingninger, men selvfølgelig også på grunn av påførte laster. Strekkarmeringens elastisitet, gjør at denne utvider seg noe mer enn betongen klarer å henge med på. Som tidligere nevnt gir skjærbelastning riss i ca 45 °, momentpåkkjenning gir derimot vertikale riss.



Figur 2-14 Riss (Røhne og Vangestad)

Bruksgrense kan angi grenseverdier for riss, både av hensyn til det estetiske men i hovedsak for beskyttelsen av armeringsjernet. For store riss kan redusere den nødvendige overdekningen til jernet, og utsette det for økt korrosjonsfare.

Betong er sterkt basisk, og den høye pH-verdien danner en oksidfilm på armeringen som beskytter den mot korrosjon. I betong som er utsatt for  $\text{CO}_2$ , og det vil i praksis si all betong som står i friluft, vil det starte en karbonatiseringsprosess. Denne prosessen er en kjemisk reaksjon, som senker pH i betongen. Prosessen starter i overflaten og krabber langsomt innover i betongen. Dette går svært sakte. Poenget er at den reduserte pH'en ødelegger den beskyttende oksidfilmen på armeringen når pH går under ca 10. Et riss vil redusere avstanden fra overflate betong, eller i verste fall blottlegge jernet.

Spesifikke krav til betongens vanntetthet vil også avgjøre hvor store riss som kan aksepteres. Store riss vil også kunne gi økt avskalling/ødeleggelse av betongen rundt rissene. Konstruksjoner plasseres i miljøklasser avhengig av omgivelsene, NS tabell 9 og NS-EN tabell 4.1. Ut fra disse legges føringer for grad av overdekning og rissutvikling.

### 3 Forskjeller i teorigrunnet mellom NS og Eurokode

I det etterfølgende beskriver vi direkte forskjeller vi har funnet mellom den gamle og nye standarden, samtidig som vi går dypere inn i teorien. Konsekvensene av forskjellene blir dypere belyst i avsnittet hvor vi går inn på de konkrete regneeksemplene. De formlene som omtales i dette kapitlet, er de samme basisformlene ligger i bunn for oppsettet av regnearkene som er benyttet for å finne tallmessige forskjeller mellom standardene. Regnearkene ligger som eget vedlegg på cd.

For å illustrere forskjeller, er det benyttet en del grafer som har fremkommet gjennom utarbeidelsen av regnearkene i oppgaven.

#### 3.1 Dimensjonerende trykkfasthet ( $f_{cd}$ )

Den dimensjonerende trykkfastheten ( $f_{cd}$ ) har endret seg fra NS til NS-EN. For B30 betongen vi bruker som basis i denne rapporten, utgjør det faktisk ingen forskjell. De øvrige betongfastheter får derimot en del endringer. Derfor er det riktig å ta en nærmere kikk på dette.

I NS 10.4.2 finner man  $f_{cd}$  ved å dividere konstruksjonsfastheten ( $f_{cn}$ ) med en materialfaktor/sikkerhetsfaktor ( $\gamma_c$ ) på 1,4. Konstruksjonsfastheten plukkes fra tabell 5.c i NS. Noen tall eksempler:

Betongkvalitet	$(f_{cn})$ N/mm <sup>2</sup>
B20	16,8
B30	23,8
B45	34,3

Tabell 1 Eksempel på konstruksjonsfastheter i NS.



I NS-EN finner vi følgende formel (3.1) for å beregne  $f_{cd}$ :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \left( \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \quad (3.1)$$

hvor  $\alpha_{cc}$  er et forholdstall satt til 0,85 i NA 3.1.6(1) og  $\gamma_c$  er økt til 1,5.

Dette gir følgende tabellariske oppsett for dimensjonerende trykkfasthet:

Betongkvalitet	$f_{cd}$ N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ N/mm <sup>2</sup>
	NS	NS-EN
B20	12	11,3
B25	14,5	14,2
B30	17	17
B35	19,5	19,8
B45	24,5	25,5
B55	28,4	31,2
B85	40,4	48,2

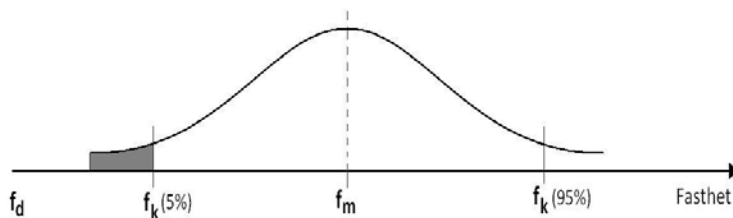
Tabell 2 Dimensjonerende trykkfasthet NS vs NE-EN.

Som det fremgår av tabellen, gir denne endrede metoden for utregning av  $f_{cd}$  ikke vesentlig utslag før man kommer opp i de høyere fasthetsklasser.

### 3.2 E-modulen

E-modulen beregnes ulikt i NS og Eurokode. Norsk standard benytter betongens karakteristiske trykkfasthet ( $f_{ck}$ ) som variabel enhet i formelen, mens Eurokoden benytter middelveien av betongens trykkfasthet ( $f_{cm}$ ). I tillegg er de faste parametrene i formlene endret.

Hva er så forskjellen på karakteristisk og middelvei? Dette kan det være greit å friske opp før vi går videre.



Figur 3-1 Normalfordelingskurve, karakteristisk og middelverdi.

Fasthetsbestemmelsen gjøres gjennom en rekke prøver. Disse blir normalfordelt i en Gauss kurve. Den karakteristiske verdien tilhører 5 % fraktilen i normalfordelingen, grå skravur på Figur 3-1, som får de laveste trykkfasthetene. Middelverdien tar middelen av alle målinger, og kommer derfor ut med en høyere fasthet. Det betyr at man ved å benytte karakteristisk verdi er på mer konservativ og sikker side i beregninger. I NS 9.2.1 kommer man frem til følgende formel for E-modulen:

$$E_{ck} = 9.500 (f_{ck})^{0.3} \quad (3.2)$$

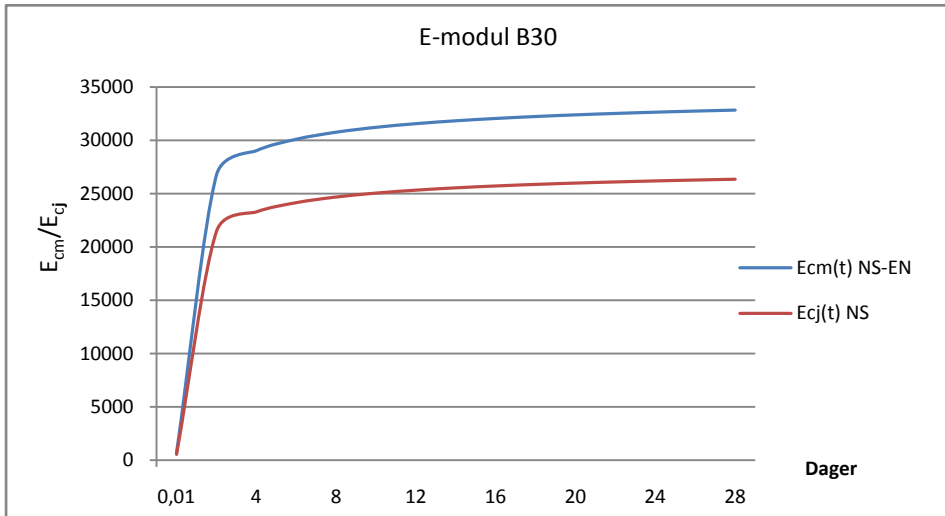
I NS-EN tabell 3.1 finner vi følgende formel:

$$E_{cm} = 22.000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad (3.3)$$

Forskjellen dette gir kan illustreres i følgende tabell med noen utvalgte betongkvaliteter:

Betongkvalitet	<u>E<sub>ck</sub></u> (NS)	<u>E<sub>cm</sub></u> (Eurokode)
B 20	23.336	30.000
B 25	24.952	31.000
B 30	26.355	33.000
B 35	27.602	34.000
B 45	29.764	36.000
B 55	31.610	38.000

Tabell 3 Elastisitetsmodul NS vs NS-EN.



Figur 3-2 E-modulens 28 dagers utvikling NS vs NS-EN

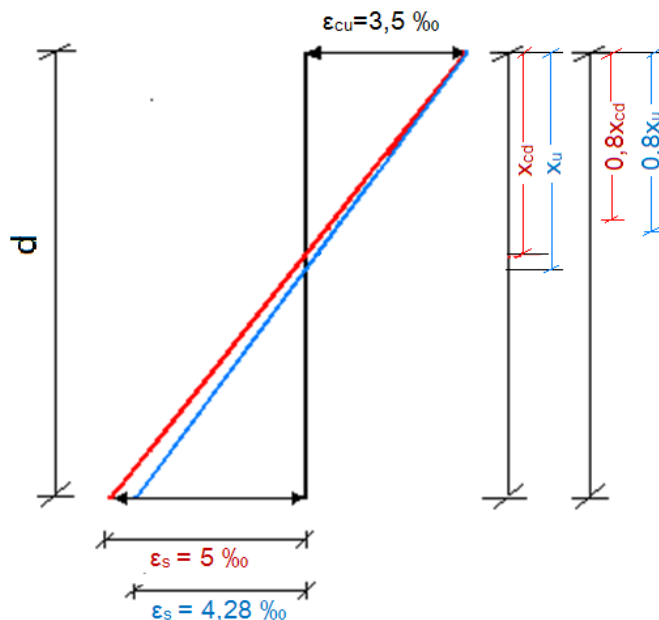
Som det fremgår av tabellen og grafen, har denne endringen gitt oss en høyere E-modul i den nye NS-EN standarden. Type sement har og en betydning for E-modulens utvikling.

### 3.3 Armeringsgrad

Fra NS til NS-EN har det skjedd en endring i hva man tillater av tøyning i stålet i bruddgrensetilstand. Materialfaktoren, eller om du vil sikkerhetsfaktoren for stål ( $\gamma_s$ ), er endret fra 1,25 til 1,15 Dette betyr at man tillater en større utnyttelse av stålet, altså litt mindre sikkerhetsmargin. For eksempel for en stål kvalitet B500C, vil dette si at armeringens flytgrense er endret fra 400 N/mm<sup>2</sup> til 435 N/mm<sup>2</sup>.

Tøyningsgrensen for betongen ( $\epsilon_{cu}$ ) er lik for NS og NS-EN, med 3,5 ‰. Imidlertid er stålets tøyningsgrense,  $\epsilon_s$ , to ganger stålets flytspenning,  $\epsilon_{sy}$ , i Norsk Standard. Dette tilsvarer 5 ‰ tøyning. For NS-EN heter det at i områder med flyteledd, bør  $x_u/d$  ikke overskride verdien 0,45 for betongfastheter mindre enn

eller lik B 50/60. Dette gir en tøyningsgrense på 4,28 ‰. Nøytralaksen flyttes nedover i komponenten, som det er forsøkt illustrert i figuren, hvor NS er rød og NS-EN er blå. Her må det for øvrig skytes inn at det som omtales gjelder for betongkvaliteter under B 50. For høyere fastheter blir det justeringer i formlene, se NS-EN 3.1.7(3).



Figur 3-3 Armeringsgrad NS vs NS-EN

Som det et fremgår av figuren, senkes nøytralaksen, og derved får trykksonen en større høyde,  $x$ . Det forenklede trykkbildet regner i begge tilfeller den effektive trykksonen som  $0,8 \cdot x$ , og dermed øker trykksonehøyden. Denne økningen gir økt momentkapasitet til tverrsnittet.

Momentkapasiteten i de to ulike standardene blir da uttrykt som følger for et tverrsnitt hvor betongens trykksone er fullt utnyttet:

$$\text{NS:} \quad M_{cd} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

$$\text{NS-EN:} \quad M_{cd} = 0,2952 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

Utleddningen finnes i Fallsens verker side 1-5 i "dimensjonering av betongkonstruksjoner" fra 2008 og 2009.

### 3.4 Minimumsarmering

I NS punkt 18.1.3 er føringen for minimumsarmering gitt i formel (3.4).

$$A_s \geq 0,25k_w A_c \left( \frac{f_{tk}}{f_{sk}} \right) \text{ hvor } K_w = 1,5 - h \geq 1,0 \quad (3.4)$$

Minimum halvparten av nødvendig mengde minimumsarmering på strekksiden skal benyttes på trykksiden.

Formelen (3.5) i NS-EN 9.2.1.1 sier følgende:

$$A_{s,\min} = 0,26 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) b_t d, \text{ men ikke mindre enn } 0,0013b_t d \quad (3.5)$$

Vi ser  $K_w$  faktoren fjernet, samtidig som forholdstallet er økt med 0,01. I stedet for tverrsnittsarealet av komponenten,  $A_c = b \cdot h$ , er det innført  $b_t \cdot d$ . Nå skal det tas hensyn til den midlere bredden av strekksonen,  $b_t$ , og høyden fra overkant komponent til armerings tyngdepunkt. Den midlere bredden vil ikke bety noen forskjell i konstruksjoner som har en jevn bredde. I praksis er det flensbredden på en bjelke. Et lite eksempel som illustrerer forskjellen mellom standardene:

Bjelke  $b/h = 300/400$  med antatt  $e = 50$ , B30 og B500C.

$$\text{NS: } A_s^{\min} = 0,25 \cdot 1,2 \cdot 300 \cdot 400 \left( \frac{2,65}{500} \right) = 191 \text{ mm}^2$$

$$\text{NS-EN: } A_s^{\min} = 0,26 \cdot \left( \frac{2,9}{500} \right) \cdot 300 \cdot 350 = 158 \text{ mm}^2$$

Hovedkonklusjonen grovt sett, er at man nå sier at det skal brukes like mye minimumsarmering på trykk og strekkside.

### 3.5 Skjær

Komponenter skal alltid kontrolleres for skjærkapasitet, og eventuelt tilleggsarmeres ved behov. Kapasiteten skal kontrolleres for strekkbrudd ( $V_{cd} + V_{sd}$ ) og trykkbrudd ( $V_{ccd}$ ).

#### 3.5.1 Skjærkapasitet uten skjærarmering

For vår del, som ser på bjelker, vil det alltid være snakk om skjærarmering. Imidlertid er det nyttig innledningsvis å se på skjærkapasiteten uten armering, altså typisk dekke. Dette for å få en forståelse av hvordan formlene virker, samtidig som det illustrerer den økte kompleksiteten i NS-EN.

Skjærkapasiteten ved strekkbrudd til en komponent uten skjærarmering kan antas å være lik betongens dimensjonerende skjærkraftkapasitet ( $V_{cd}$ ). Når det ikke er en samtidig opptredende aksialkraft, benyttes formel (3.6) hentet fra NS 12.3.2 for å finne skjærkapasiteten.

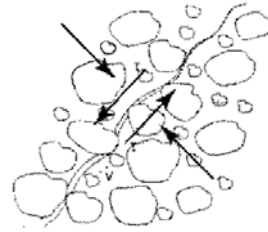
$$V_{cd} = V_{co} = 0,3 \left( f_{td} + \frac{K_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v \leq 0,6 f_{td} b_w d k_v \quad (3.6)$$

Ser man nærmere på denne formelens på venstre side, kan den splittes opp i de ulike bidragene fra henholdsvis betongen og armeringen. Betongens bidrag fremkommer fra formel (3.7).

$$V_{cd} = 0,3 f_{td} b_w d k_v \quad (3.7)$$

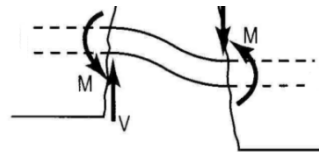
Forholdstallet multipliseres med betongens strekkfasthet ( $f_{td}$ ), komponentens bredde, høyden fra armeringstygdepunktet ( $d$ ) og faktoren  $k_v$ . For bjelker og

dekker settes  $k_v = 1,5 - d$ , dog ikke mindre enn 1,0 eller større enn 1,4. Dette er den "ruheten" som ble nevnt under kapittel 2-7, og kan illustreres ved figuren som viser hvordan de ulike aggregatene i betongen skaper en struktur i bruddoverflaten som er med på friksjonsoverføring.



Figur 3-4 Betongens "friksjonsbidrag".

Det resterende av ligningen dekker armerings bidrag. Formel (3.8) representerer dette bidraget, det såkalte "dybelbidraget".



Figur 3-5 Dybeleffekten.

$$V_{cd} = 0,3 \left( \frac{K_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v = 0,3 \left( \frac{K_A A_s}{\gamma_c} \right) \quad (3.8)$$

Dersom man antar  $K_v$  lik 1 og stryker faktorer over/under brøken mot hverandre, ender man her opp med forholdstallet multiplisert med andel av momentarmeringen vi kan anse som forankret (3.8). Dette blir dividert på materialfaktoren. Andelen av momentarmering som er forankret, kan vi normalt anta til maksimalt 30 %. (Fallsen 2008)

Når man så vender blikket mot NS-EN 6.2.2, oppdager man at det har skjedd forandringer i grunnlaget for skjærkapasitetsberegningene. Som det fremgår av formel (3.9) er det tydelig at her har det skjedd en revisjon i metodikken. Formel (3.10) definerer nedre grense for skjærkapasitet ( $V_{Rd,c}$ ) som kan benyttes. Bakgrunnen for formel (3.9) er antagelig basert på en rekke empiriske data fra reelle trykktester.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (3.9)$$

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (3.10)$$

Symbolforklaring for formlene:

$V_{Rd,c}$  er dimensjonerende kapasitet for skjærkraft for en konstruksjonsdel uten armering.

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ i mm.}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad \text{NA 6.2.2(1)}$$

$$k_1 = 0,15 \text{ ved trykk/ } 0,3 \text{ ved strekk. NA 6.2.2(1)}$$

$A_{sl}$  er tverrsnittsarealet av strekkarmeringen med en forankringslengde større enn  $(l_{bd} + d)$  forbi snittet som betraktes.

$b_w$  er minste bredden av tverrsnittet i strekksonen [mm].

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd}$$

For å begynne med det siste først.  $N_{Ed}$  representerer aksialkraft i tverrsnittet påført av last eller forspenning av armeringen. Ettersom vi kun ser på fritt opplagte bjelker, utgår denne, og  $\sigma_{cp}$  blir null. Faktoren  $k_1$  går med i det samme dragsuget. Dermed står vi igjen med formel (3.11) for skjærkapasitetsberegning og formel (3.12) for minimum skjærkapasitet.

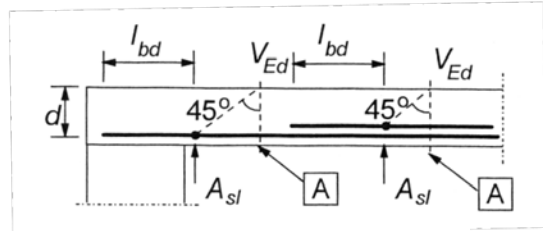
$$V_{Rd,c} = 0,12 \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \left( 100 \frac{A_{sl}}{b_w} f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} b_w d \quad (3.11)$$



$$V_{Rd,c}^{\min} = 0,035 \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (3.12)$$

Her er det vanskeligere å skille ut de enkelte enhetene fra formlene. Ved et forsøk på en liten disseksjon av formel (3.11) fremgår det at den tidligere strekkfastheten ( $f_{td}$ ) er byttet ut med trykkfasthet ( $f_{tk}$ ). Videre er det tydelig en mer presis metode for å regne ut strekkarmeringens bidrag.

Figur 3-6 hentet fra NS-EN viser prinsippet for  $A_{sl}$  ved opplegg, hvor forankringslengden minimum skal være  $l_{bd} + d$  forbi snittet A som skal betraktes.



Figur 3-6 Illustrasjon av  $A_{sl}$

### 3.5.2 Skjærkapasitet med skjærarmering

I NS er fastsettelsen av skjærarmeringen forholdsvis enkel og grei. Utdrag fra punkt 12.3.2.4:

*"Kapasiteten for konstruksjonsdeler med skjærarmering som er fordelt i lengderetningen, kan antas lik summen av kapasiteten  $V_{cd}$  og et tillegg  $V_{sd}$  fra armeringen. Ved beregning av  $V_{cd}$  settes  $K_v=0$ ."*

Her skal vi altså benytte den tidligere nevnte formel (3.6) addert med bidraget fra bøylearmeringen. Formelen for armeringsbidraget (3.13) hentes fra NS 12.3.2.4.

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} A_{sv}}{s} z (1 + \cot \alpha) \leq 0,45 f_{cd} b_w z \quad (3.13)$$

der  $z$  kan settes lik  $0,9 d$  hvis tverrsnittet har en trykksone.

Ettersom vi benytter vertikale bøyer, blir  $\alpha = 90^\circ$ , og  $\cot \alpha$  blir derved null. Uttrykket reduseres da til formel (3.14), og summert med betongens bidrag og litt forkortinger, får vi formel (3.15).

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} A_{sv}}{s} (0,9 d) \quad (3.14)$$

$$V_d = 0,3 \left( f_{td} \cdot b_w \cdot d + \frac{k_A A_s}{\gamma_c} \right) + f_{sd} \cdot 0,9d \frac{A_{sv}}{s} \quad (3.15)$$

Når vi vender oss mot NS-EN, ser vi at doaktorene og professorene i CEN komiteen har tenkt siden forrige utarbeidelse av standarden. I NS-EN 6.2.1(2) beskriver formel (3.16) kapasiteten for skjærkraft for en konstruksjonsdel med skjærarmring.

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (3.16)$$

Hva står det så her? De to bakerste leddene omhandler skjærkraftkomponentenes dimensjonerende verdi i konstruksjonsdeler med skrå gurter. Ettersom denne rapporten omhandler rette konstruksjonskomponenter, ser vi bort fra dem. Da står det rett og slett at skjærkraftkapasiteten er lik dimensjonerende verdi av skjærkraften som kan optas ved flytning. Nå virker det som man ser helt bort fra bidraget fra betongens skjærkapasitet i skjærarmerte konstruksjoner, noe som betyr at stålet skal ta alt. Dette skulle man tro førte til et økt skjærarmingsbehov. Selv om materialfaktoren for stål er redusert, kompenserer ikke det for bortfallet av betongens skjærkapasitet. Imidlertid er det antagelig også her et empirisk datagrunnlag innbakt i formelen for skjærkapasiteten,  $V_{Rd,s}$ .

For å finne  $V_{Rd,s}$ , benyttes den minste av formlene (3.17) og (3.18) som er å finne i NS-EN 6.2.3.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (3.17)$$

$$V_{Rd,max} = \left( \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \right) \quad (3.18)$$

Detaljene her, er:

- $\alpha_{cw}$  koeffisient som hensyntar spenningen i trykkgurten. Settes lik 1 i slakkarmerte konstruksjoner N.A. 6.2.3.
- $v_1$  0,6 for  $f_{ck} \leq 60$  MPa N.A. 6.2.3. (3)

Her ser vi at i tidligere NS, tok man utgangspunkt i den ikke skjærarmerte konstruksjonen, og la til den nødvendige ekstra skjærarmeringen i form av bøylar. Nå er ikke vi så glupsmurfer at vi klarer å knekke bakgrunnen for formelene i NS-EN, men vi kan resonnerer oss frem til noe ut fra innholdet. Her ser vi ingenting i formelene som tar hensyn til arealet av momentarmeringen. I NS-EN kan vi derfor anta at man tar *hele* skjærarmeringsbehovet med bøylar. Dette harmonerer også med utsagnet til Fallsen på side 4-2 i "dimensjonering av betongkonstruksjoner" av januar 2009

### 3.5.3 Minimum bøylearmering

I NS 18.3.6 beskrives minstekravet til bøylearmering på en enkel og grei måte.

$$A_s \geq \left( \frac{0,2 A_c f_{tk} \sin \alpha}{f_{sk}} \right) \quad (3.19)$$

- $A_c$  arealet av et lengdesnitt langs bjelken.

Over til NS-EN, finner vi basisforutsetningene i pkt 9.2.2.(5) og (6). Formelen (3.20) som dekker selve skjærarmeringsforholdet, og formel (3.21) for største anbefalte senteravstand mellom bøylene,  $s_{l,max}$ .

$$\rho_w = \left( \frac{A_{sw}}{s \cdot b \cdot \sin \alpha} \right) \quad (3.20)$$

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (3.21)$$

I og med at vi fortsatt operer med den takknemlige 90 ° vinkelen, forenkles uttrykkene kraftig. I tillegg kommer N.A. 9.2.2(5) og (6) med føringer for minste skjærarmeringsareal, (3.22), og senteravstand mellom bøyer, (3.23). Dette resulterer i følgende:

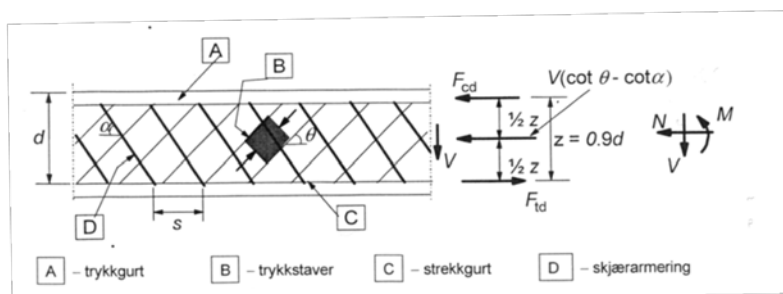
$$\rho_{w,min} = 0,1 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \Rightarrow 0,1 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} \quad (3.22)$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)^{min} = 0,1 b_w \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$s_{l,max} = 0,6h'(1 + \cot \alpha) \Rightarrow s_{l,max} = 0,6h' \quad (3.23)$$

### 3.5.4 Trykkbrudd

Begge standardene tar utgangspunkt i en tenkt indre fagverksmodell i komponenten ved beregning av



Figur 3-7 Fagverksmodell med skråstilt skjærarmering (NS-EN 1992)

trykkbruddet. Modellen består av skrå betongtrykkdiagonaler i en vinkel  $\theta$  med komponentens systemakse. Skjærarmeringen virker som strekkstaver, mens

trykk og strekksonen virker som over og undergurt i denne antatte modellen. (Standardiseringsforbund 2003)

Trykkbruddskapasiteten skal etter NS 12.3.2.5 regnes ut med formel (3.24).

$$V_{\text{ccd}} = 0,3f_{\text{cd}}b_wz(1 + c \tan \alpha) \leq 0,45f_{\text{cd}}b_wz \quad (3.24)$$

Jamfør trekantbetraktningene i avsnittet 3-3, om graden av armering, er den indre momentarmen  $z = 0,835$ . Antas vertikale bøyle, blir  $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \cot \alpha = 0$ .

Formel (3.25) for trykkbrudd med vertikal bøylearmering blir da i henhold til NS:

$$V_{\text{ccd}} = 0,25f_{\text{cd}}b_wd \leq 0,38f_{\text{cd}}b_w \quad (3.25)$$

NS-EN benytter ulike formeler etter hvorvidt det er snakk om vertikal eller skrå bøylearmering. For vertikal armering, skal det benyttes den formelen som gir minste verdi av  $V_{\text{Rd,s}}$  som representerer grensen for hva skjærarmeringen kan oppta ved flytning, og formel (3.26) som representerer kapasitetsbegrensingen for trykkbrudd. Begge er hentet fra NS-EN 6.2.3 (3).

$$V_{\text{Rd,max}} = \frac{\alpha_{\text{cw}} b_w z f_{\text{cd}}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (3.26)$$

### 3.6 Kryp

Når vi nå skal gå fordype oss mer i kryp, er det tid for å trekke inn kort og lang-tids E-modulen, samt parametere som betongens alder, omgivelsenes relative fuktighet og den effektive tverrsnittstykkelsen. Disse parametrene til sammen, kan fremskaffe det hemmelighetsfulle kryptallet ( $\varphi$ ) dersom vi sjonglerer riktig. Hensikten er å finne deformasjonen som dannes på grunn av kryp. Vi antar temperatur  $< 35^\circ\text{C}$ . Ved høyere temperaturer øker kryptøyningene sterkt, og det må tas hensyn til med endring i formlene.

I NS A.9.3.2 uttrykkes formelen (3.27) for å finne kryptøyningen.

$$\varepsilon_{cc}(t) = \frac{\sigma_c}{E_{ck}} \varphi(t, t_0) \quad (3.27)$$

NS-EN har en litt annen vri i 7.4.3 (5), hvor formel (3.28) fremkommer.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (3.28)$$

### 3.6.1 Kryptallet $\varphi$

De to nevnte formlene i forrige avsnitt, skal vi gå i dybden på senere, men først er det formålstjenelig å belyse fremgangsmåten for å finne kryptallet  $\varphi$  i begge standardene. Oppskriftene finnes i NS A.9.3.2(b), formel(3.29), og NS-EN B.1. formel (3.30).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_1 \beta_2 \beta_c (t - t_0) \quad (3.29)$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \beta_c(t, t_0) \quad (3.30)$$

I det etterfølgende blir innholdet i de enkelte delene i ligningene beskrevet og stilt opp mot hverandre. Det er noen endringer i indekser og små justeringer av innholdet.

Formlene  $\varphi_0$  (3.31) og  $\varphi_{RH}$  (3.32) tar hensyn til den relative fuktigheten. Kryp består av et såkalt grunnkryp, som vi ikke skal gå særlig inn på her, samt langtidskrypet som fremkommer fra formlene (3.27) og (3.28). Det kan imidlertid nevnes at grunnkrypet alltid vil finne sted, men dersom komponenten er nedsenket i vann, vil ikke langtidskrypet utvikle seg. Dermed kan man finne grunnkrypet ved å sette relativ fuktighet til 100 % i ligningen. Ligningene tar hensyn til

den effektive tverrsnittstykkelsen i mm,  $h_0$ , som en faktor for uttøringsarealet. Betongtverrsnittes areal,  $A_c$ , dividert på det effektive uttøringsarealet  $u$ , gir  $h_0$ . Formlene for tverrsnittet er lik for bjelke i begge standardene (3.33).

$$\varphi_0 = 1 + \frac{1 - \left(\frac{RH}{100}\right)}{0,08(h_0)^{\frac{1}{3}}} \quad (3.31)$$

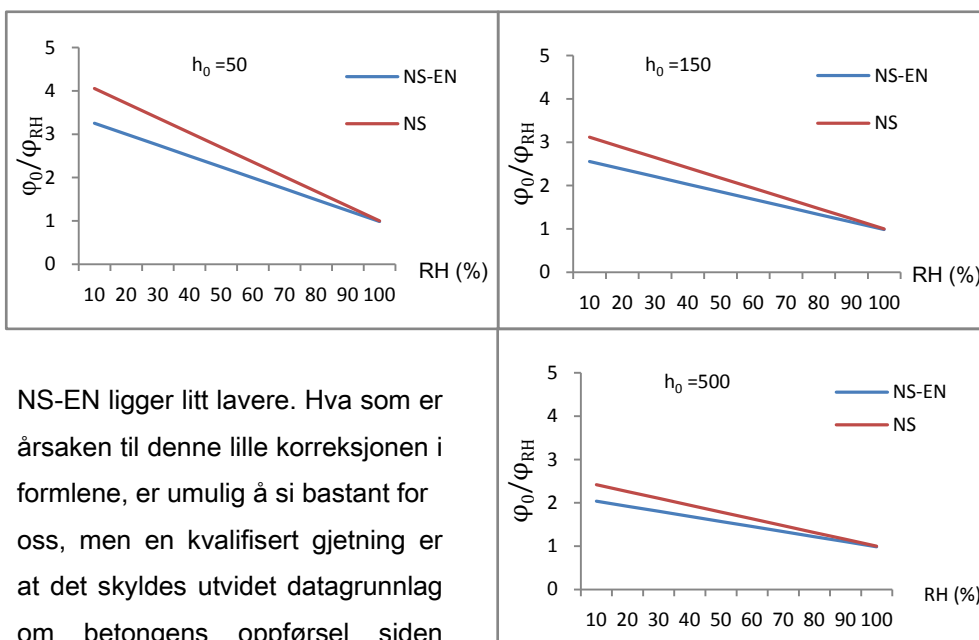
$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \left(\frac{RH}{100}\right)}{0,1(h_0)^{\frac{1}{3}}} \quad \text{for } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - \left(\frac{RH}{100}\right)}{0,1(h_0)^{\frac{1}{3}}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{for } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (3.32)$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b+h)} = \frac{b \cdot h}{b+h} \quad (3.33)$$

Som vi ser, er det bare en justering på uttrykket for  $\varphi_0$  og  $\varphi_{RH}$ , ved at forholdstallet under brøken er endret fra 0,08 til 0,1. Men denne endringen gir et utslag, som vi ser av grafene. Her vises sammenhengen mellom den relative fuktigheten og krypfaktorens utvikling ved forskjellige tverrsnitt.



NS-EN ligger litt lavere. Hva som er årsaken til denne lille korreksjonen i formlene, er umulig å si bastant for oss, men en kvalifisert gjetning er at det skyldes utvidet datagrunnlag om betongens oppførsel siden forrige standardutarbeidelse.

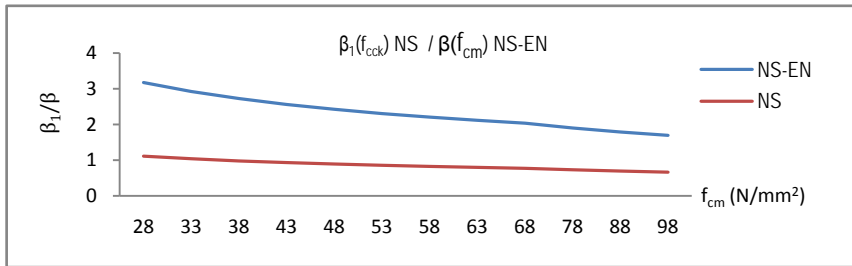
Figur 3-8 Virkning av relativ fukt og tverrsnitt.

Så kommer leddet som tar hensyn til betongens 28 dagers fasthet, henholdsvis formel (3.34) for NS og formel (3.35) for NS-EN.

$$\beta_1(f_{cck}) = \frac{8,3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} \quad (3.34)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.35)$$





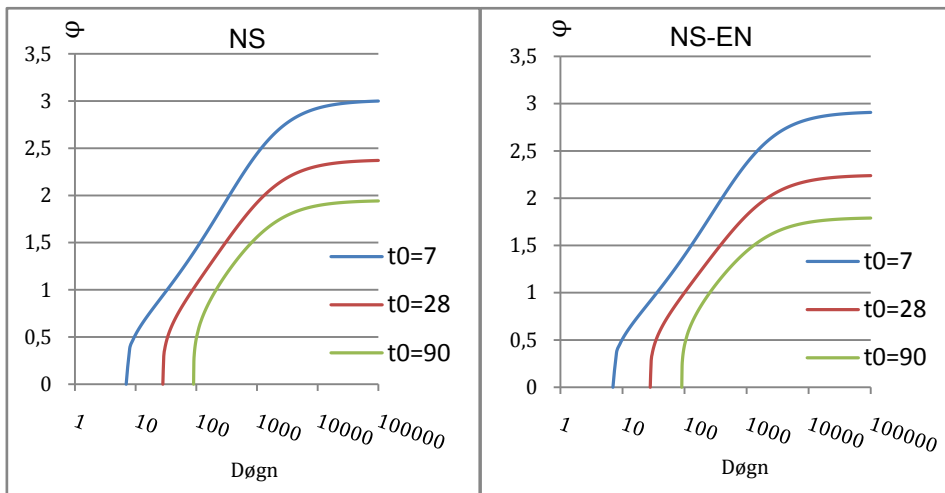
Figur 3-9 Krypbidraget som tar hensyn til betongens fasthet.

Som det fremgår av grafen, er  $\beta$ -tallet høyere for NS-EN, og da særlig i de lavere fasthetsklasser. I tillegg til at tallet generelt er endret, ser man også at variasjon i fasthetsklassen har en større betydning enn tidligere.

Innvirkningen på kryptallet på grunn av betongens alder ved pålasting, tas det hensyn til i formel (3.36) for NS og formel (3.37) for NS-EN.

$$\beta_1(t_0) = \frac{2,4}{0,1 + t_0^{0,18}} \quad (3.36)$$

$$\beta_1(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (3.37)$$



Figur 3-10 Kryptallets utvikling i forhold til pålastningstidspunkt.

Til sist kommer en formel (3.38) som det ved første øyekast tilsynelatende ser ut som de høye herrer har latt være i fred ved revisjonen av standarden, etter som de er helt identiske. Formelen skal beskrive kryptviklingen i forhold til tiden etter belastning. Imidlertid er inputfaktoren  $\beta_h$  forskjellig i NS (3.39) og NS-EN (3.40), og derved unngikk heller ikke denne formelen endringer.

Imidlertid blir forskjellene helt marginale. Det blir så likt at det er ikke noe poeng å presentere resultatene grafisk med de to standardene i samme graf, da kurvene legger seg oppå hverandre. Tar med et par diagrammer for å illustrere forskjellene ved ulik effektivt tverrsnitt,  $h_0$ .

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_h + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (3.38)$$

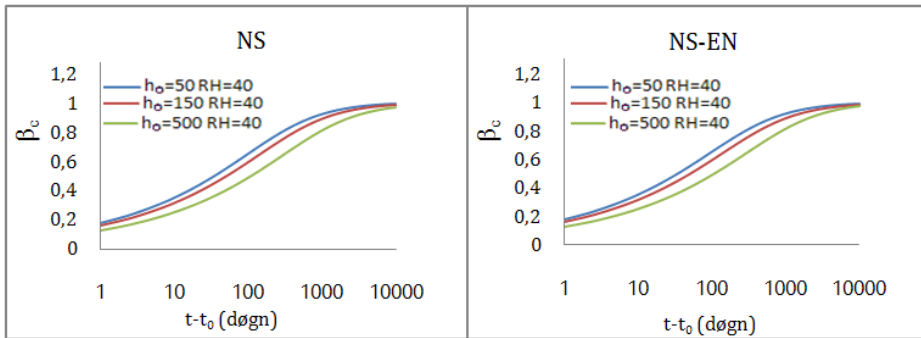
$$\beta_h = 1,5 \left[ 1 + 0,00012 \left( \frac{RH}{50} \right)^{18} \right] h_0 + 250 \leq 1500 \quad (3.39)$$

$$\beta_h = 1,5 \left[ 1 + (0,012)^{18} \right] h_0 + 250 \leq 1500 \quad (\text{for } f_{cm} \leq 35)$$

$$\beta_h = 1,5 \left[ 1 + (0,012)^{18} \right] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad (\text{for } f_{cm} \geq 35) \quad (3.40)$$

$$\alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

- $t$         betongens alder i døgn på det betraktede tidspunktet.
- $t_0$       betongens alder i døgn ved pålastning.
- $t-t_0$     ikke justert varighet av belastning i døgn.
- $\beta_h$       faktor avhengig av RH og effektiv tverrsnittykkelse.

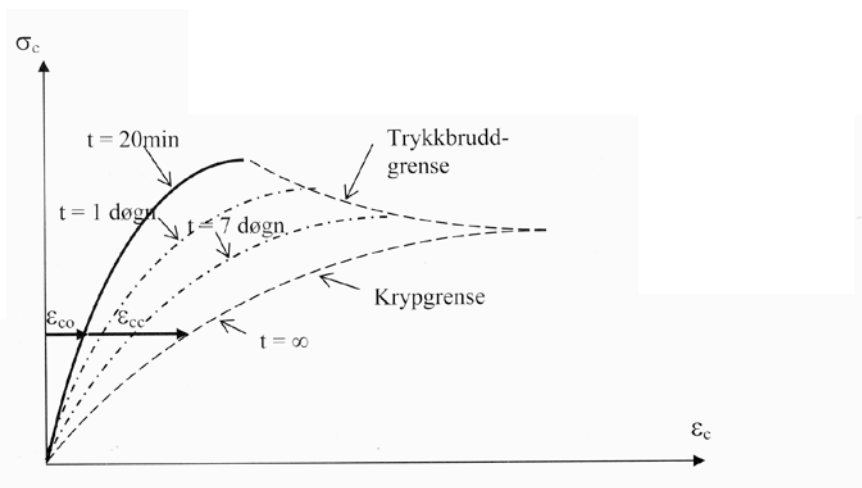


Figur 3-11 Sammenhengen mellom kryptutvikling og effektivt tverrsnitt.

Som vi ser, kryptbidraget som er avhengig av tverrsnittet, utvikler seg noe ulikt. Dess større tverrsnitt, dess saktere går det. Imidlertid vil det i et lengre perspektiv, ende ut likt.

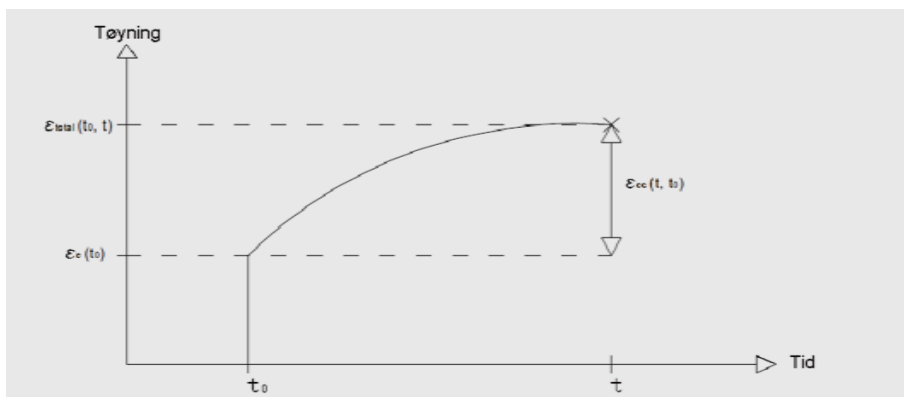
### 3.6.2 Kryptøyningen

Da er det på tide å vende tilbake til det overordnede formålet, nemlig å finne kryptøyningen som sådan. Her kommer E-modulen inn som en viktig parameter, ettersom det totale kryptet er avhengig av E-modulens utvikling kombinert med pålastingen. Dette illustreres i figur 3-12 som viser sammenhengen mellom påført spenning langs y-aksen og tøyningen langs x-aksen, og de resulterende trykkbrudd- og kryptgrense, avhengig av tiden for pålasting.



Figur 3-12 Kryp og trykkbrudd ut fra pålastningstidspunkt. (Sørensen)

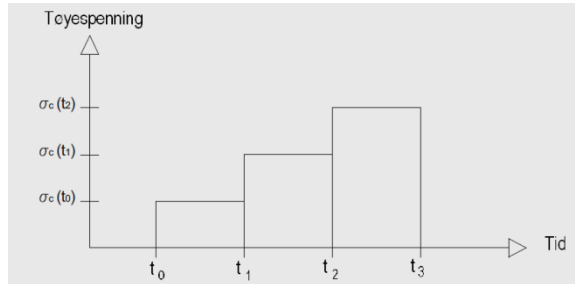
Kryp består som nevnt av en øyeblikkelig reversibel elastisk deformasjon,  $\epsilon_{co}$  og en irreversibel plastisk deformasjon,  $\epsilon_{cc}$ . Figur 3-13 illustrerer øyeblikkstøyningen  $\epsilon_{co}$  på grunn av den påsatte lasten, og den videre kryptøyningen  $\epsilon_{cc}$  over tid.



Figur 3-13 Kryptøyning over tid på grunn av last.

Langtids E-modulen slår sammen virkningen av den elastiske og plastiske delen, og antar en lineær utvikling frem til maks kryp. Dette er en forenkling som er vanlig å foreta, men som er langt fra presis. Det kan ofte være tilfeller hvor

man vet at det blir påført laster med ulike tidsintervaller. Det kan for eksempel være snakk om et bygg hvor en bjelke påføres egenlasten etter en uke, nytte- laster i form av vegger og videre bygg etter fem uker, og til sist kommer det kanskje inn tunge maskiner, eller et bibliotek etter ett halvt år. Da vil det utgjøre en forskjell om man har tatt hensyn til dette ved å benytte en midlere E-modul. Kryptet er en funksjon av en last over tid. For hver ny last blir det et nytt krepforhold.



Figur 3-14 Påførte laster i intervaller.

Er det for eksempel et krav om presisjon på gulvhøyden i forhold til spesial- utrustning i lokalet, kan det her være et spørsmål om konstruktøren gjør seg fortjent til julebonusen sin eller ei. Bru konstruktører er et eksempel på en fag- gruppe hvor det er helt essensielt å beregne den midlere E-modulens utvikling.

Så var det formlene som ble nevnt innledningsvis i kapitlet. En liten repetisjon

på henholdsvis NS: 
$$\varepsilon_{cc}(t) = \frac{\sigma_c}{E_{ck}} \varphi(t, t_0)$$

og NS-EN: 
$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

Som det fremgår er det en liten forskjell her, men la oss begynne med en liten bearbeidelse av NS formelen, for å se den prinsipielle sammenhengen. Utled- ningen er sakset fra Fallsens eminente kompendium i betongkonstruksjoner. (Fallsen 2008)

Kort tids E-modulen ved pålastingstidspunktet,  $E_c$ , som kan ses på som elastisk, kan omgjøres slik:

$$E_c = \frac{\sigma}{\varepsilon_c} \Rightarrow \sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c \quad (3.41)$$

Langtids E-modulen,  $E_{cl}$ , kan uttrykkes som følger:

$$E_{cl} = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c (1 + \varphi_c(\infty, t_0))} \quad (3.42)$$

Ved å bytte ut spenningen,  $\sigma_c$ , med uttrykket i formel (3.41), ender vi opp med:

$$E_{cl} = \frac{E_c}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (3.43)$$

Dermed ser vi at utgangsprømlene er helt like for de to standardene, men endringen i det bakenforliggende kryptallet og E-modulen, medfører endringer i sluttresultatet.

Den vanligste og enkleste metoden for å finne langtids E-modulen,  $E_{cl}$ , er gjennom å anta at den totale tøyningen fremkommer gjennom å summere alle lastene og fordele de over den totale tiden.

Dersom man ønsker å bestemme E-modulen mer presist, må man ta i bruk kort- og langtidsbegrepet, og midle disse (3.44). Dermed får man en midlere E-modul som inkluderer alle lastvirkningene samtidig. Da tar man momentene for hvert pålastningstidspunkt, dividert på den aktuelle E-modulen for samme tidspunkt.

$$\frac{\sum |M_{KT} + M_{LT}|}{E_{cm}} = \frac{|M_{L1}|}{E_{cl1}} + \frac{|M_{L2}|}{E_{cl2}} + \dots + \frac{|M_K|}{E_{ck}} \quad (3.44)$$

$M_{Li}$  momentverdi for ulike langtidslast.

$E_{cli}$  langtids E-modul for ulike langtidslast.

$M_K$  momentverdi for korttidslast.

### 3.7 Svinn

Svinnet går som kjent uavhengig av lastpåkjenningen. Derimot har fuktigheten og tiden på uttørkingen en finger med i spillet. NS A.9.3.2 definerer metodikken for å finne svinnet:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_s \beta_s (t - t_s) \quad (3.45)$$

hvor de ulike faktorene fremkommer slik:

$$\varepsilon_s = 0,55 \cdot 10^{-3} \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right], \text{ for } RH \geq 40 \% \quad (3.46)$$

$$\varepsilon_s = -0,1 \cdot 10^{-3} \quad (\text{svelling i vann}) \quad (3.47)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \left[ \frac{t - t_s}{0,035(h_0)^2 + t - t_s} \right]^{0,5} \quad (3.48)$$

Betongens alder fra utstøping er representert ved  $t$ , mens alder når uttørkingen, starter er definert ved  $t_s$ . Uttørking starter når man avslutter vanning eller fjerner plast/membran.

I den moderniserte utgaven, har formelen fått et vitenskapelig løft, og ser også sånn ut. Formelen (3.50) presenterer hvordan vi i årene fremover skal regne ut uttørkingssvinnet,  $\varepsilon_{cd}$ .

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.49)$$

der  $k_h$  er en koeffisient avhengig av effektiv tverrsnittykkelse  $h_0$

Begynner vi med det bakerste leddet, ser vi den største effekten av det "vitenskapelige løftet".

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left( -\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (3.50)$$

En utgreiing rundt innholdet er på sin plass:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right) \right]^3, \text{ hvor RH er omgivelsens relative fuktighet,}$$

$$RH_0 = 100 \%$$

$$f_{cmo} = 10 \text{ MPa}$$

Alfaverdiene er avhengig av sementtypen som benyttes. Vi går hele veien med standard sement, klasse N, som gir  $\alpha_{ds1}=4$  og  $\alpha_{ds2}=0,12$ .

Videre kan vi se på hva som ligger faktoren  $\beta_{ds}$ , .

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.51)$$

hvor:

t er betongens alder på det aktuelle tidspunkt.

t<sub>s</sub> er alder ved begynnelsen av uttørkingssvinnet.

Imidlertid ender det ikke her. Nå kommer det et helt nytt element inn med den nye standarden. Som tidligere nevnt, har vi nå et autogent svinn å ta hensyn til, slik at det totale svinnet,  $\varepsilon_{cs}$ , er summen av uttørkingssvinn,  $\varepsilon_{cd}$ , og det autogene svinnet,  $\varepsilon_{ca}$ . Dette er formelen (3.51) som er hentet fra NS-EN 3.1.4(6).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.52)$$



Definisjonen på det autogene svinnet er følgende formel (3.53).

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.53)$$

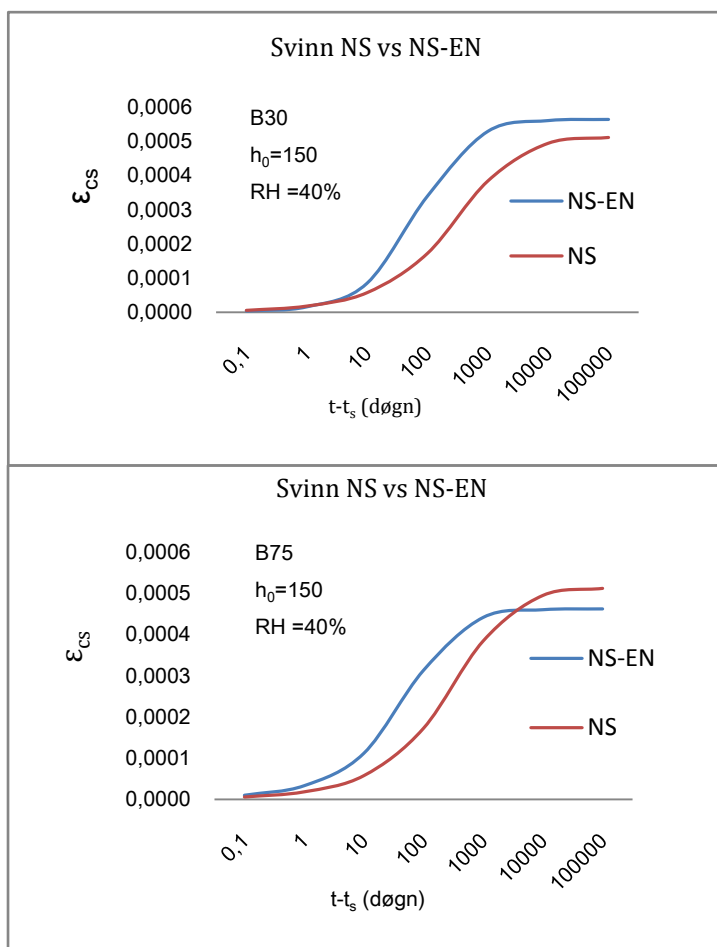
De enkelte elementene er definert som følger:

- $\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$
- $\beta_{as}(t) = 1 - e^{\left(-0,2t^{0,5}\right)}$ , hvor t er antall døgn.

Hva innebærer så disse endringene? Som vi ser av formelverket i NS, er uttørkingen definert som en funksjon avhengig av effektiv tverrsnitt tykkelse, omliggende relativ fuktighet, og tidspunktet når uttørkingen starter, uavhengig av støpetidspunktet.

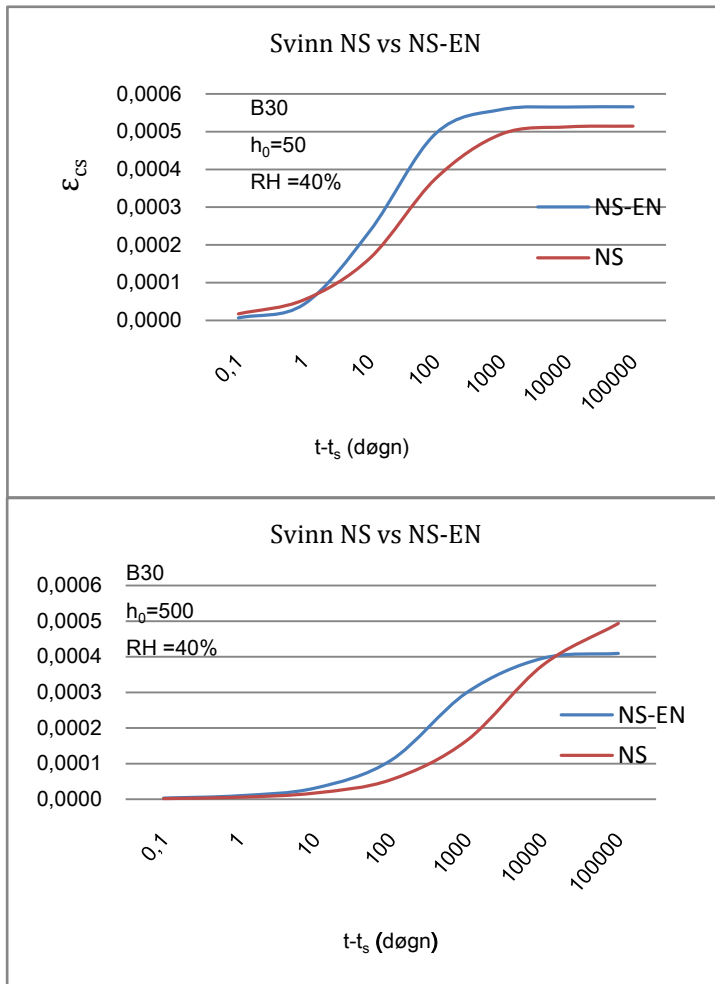
Går vi over til NS-EN, ser vi at innholdet i uttørkingsformelen fortsatt dreier seg om tidspunktet tørkingen starter, men i tillegg har type sement en betydning, ettersom dette influerer på tørkehastigheten. Dermed kan vi anta at tørkesvinnet blir mer presist. I tillegg har vi nå fått det autogene svinnet som inntrer fra det øyeblikket betongen produseres på blandeverket. Vi ser også at fasthetsklassen har betydning, noe som ble godt illustrert i Figur 2-13.

Her kan vi utvilsomt slå fast at svinnteorien er utviklet til et bedre og mer korrekt verktøy i konstruktørens verktøykasse. Vi illustrerer endringene med noen utvalgte grafer.



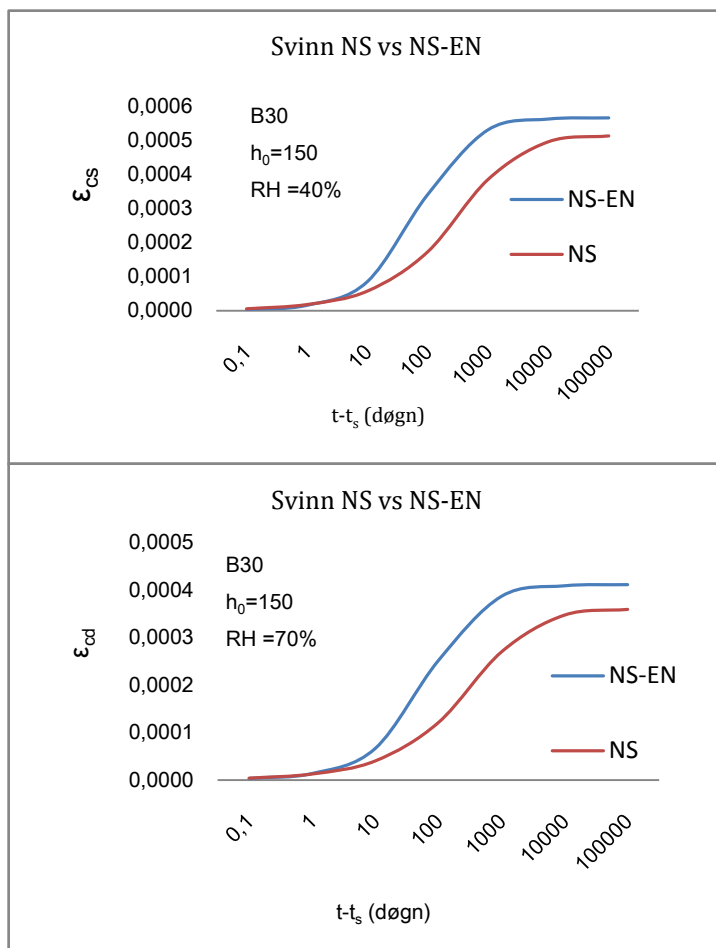
Figur 3-15 Svinnutvikling ved ulike fastheter.

Effekten av å endre betongkvaliteten er relativ stor prosentuellt for NS-EN, men har en liten virkning på NS. Dette bunner i at NS-EN i større grad tar hensyn til betongens fasthet enn NS, gjennom  $\epsilon_{ca}(\infty)$  som er representert i formel (3.53).



Figur 3-16 Svinn ved ulike effektivt tverrsnittstykkelser.

Effektiv tverrsnittstykkelser  $h_0$  har betydning for hastigheten på svinnet. Ved økt tverrsnittstykkelser, ser man at svinnet har en langsommere utvikling. I tillegg har den en større effekt på NS enn NS-EN, men dette kan være vanskelig å se ut fra grafen. Den prosentvise forskjellen mellom de to standardene ved eksempelvis 1000 døgn, er 11 % ved  $h_0$  50 og 60 % ved  $h_0$  500. Ved liten effektiv tverrsnittstykkelser, har det autogene svinnet stor effekt i starten.



Figur 3-17 Svinn ved ulike RH.

Ved å endre RH, fra 40 % til 70 % får man størst utslag for NS, så det kan virke for at formelverket tar mer hensyn til RH enn i NS-EN. Jo større  $h_0$  er, jo større blir den prosentuelle differansen mellom standardene.

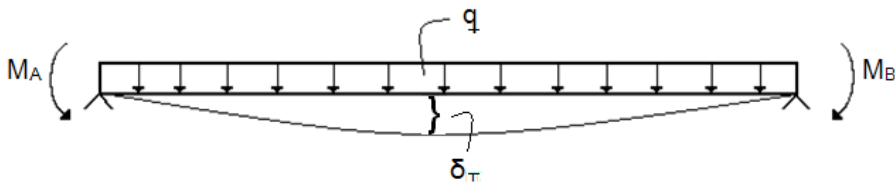
### 3.8 Nedbøyning

Totalnedbøyningen av dekker og bjelker, er summen av nedbøyningen forårsaket av henholdsvis kryp og svinn. Både NS punkt A.25.3.1 og NS-EN punkt 7.4.2 angir formler/grenseverdier for når man normalt kan se bort fra utregning av nedbøyning. Disse fordyper vi oss ikke i, ettersom vi uansett er ute etter å se på forskjellene uavhengig av hvor store de er.

#### 3.8.1 Nedbøyning forårsaket av kryp

Når vi skal finne nedbøyningen forårsaket av kryptet, er vi avhengig av å finne bøyestivheten til komponenten. Da må vi orientere oss frem gjennom ulike irrganger i mekanikkens verden. Bildet kompliseres av at materialet er inhomogent, og derfor må det til noen forenklinger. Det er flere alternative veier man kan gå, men vi velger å benytte metodikken som nestoren på byggseksjonen ved HIG har lært oss.

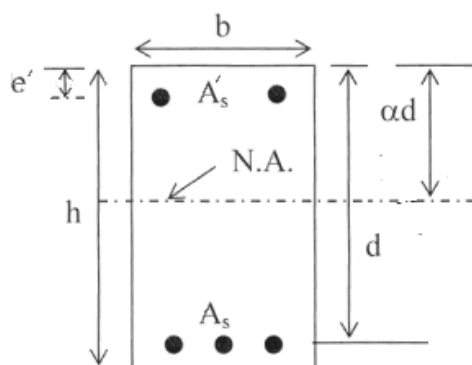
Først kan vi se på basisformelen (3.53) for utregningen av nedbøyningen på midten av bjelken,  $\delta_m$ .



Figur 3-18 Bjelkenedbøyning.

$$\delta_T = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 E_c \cdot I_c} - \frac{(M_A + M_B) \cdot l^2}{16 E_c I_c} \quad (3.54)$$

Jokeren i dette spillet, er altså å bestemme hva slags tall bøyestivheten,  $E_{clc}$ , representerer. Prosedyren er lik uansett hvilken standard man skal bruke resultatet i, men i det etterfølgende benyttes indekseringen fra NS-EN. For å illustrere de ulike del elementene vi leter etter, tar vi med en illustrativ skisse, omarbeidet fra Sørensens bok, "Betongkonstruksjoner".



Figur 3-19 Illustrert tverrsnitt (Sørensen).

Vi må søke treghetsmomentet  $I_c$ . For å finne denne må vi involvere følgende sammenhenger:

$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$ ,  $\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$  og forholdstallet  $n$  som representerer forholdet mellom armeringens E-modul og betongens kort- eller langtids E-modul:

$$n_{KT} = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \text{eller} \quad n_{LT} = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$$

Som vi husker fra formel (3.28), inneholder  $E_{c,eff}$  kryptallet  $\phi$ .

I tillegg til dette, trenger vi trykksonens høyde,  $\alpha$ , for bjelken. Uten at vi tar med den komplette utledningen her, kan vi sette opp følgende sammenhenger mellom trykksonens høyde  $\alpha$  (3.54), forholdstallet  $\xi$  (3.55) og arealtreghetsmomentet  $I_c$  (3.56). Dette ender til slutt opp i betongtverrsnittets stivhet,  $E_{clc}$  (3.57). Trykksonehøyden benyttes i nedbøynings- og rissberegninger.

$$\alpha = n\rho \left( 1 + \left( \frac{n-1}{n} \right) \frac{\rho'}{\rho} \right) \left[ 1 + \frac{2 \left( 1 + \left( \frac{n-1}{n} \right) \frac{\rho' e'}{\rho d} \right)}{n\rho \left( 1 + \frac{\rho'}{\rho} \right)^2} - 1 \right] \quad (3.55)$$

$$\xi = \left[ \frac{\alpha^3}{3n\rho} + (1-\alpha)^2 + \frac{\rho'}{\rho} (\alpha - 0,1)^2 \right] \quad (3.56)$$

$$I_c = n \cdot A_s \cdot d^2 \cdot \xi \quad (3.57)$$

$$E_c I_c = E_s \cdot A_s \cdot d^2 \cdot \xi \quad \text{fordi } E_c \cdot n = E_s \quad (3.58)$$

Nå kan bøyestivheten settes inn i formelen for nedbøyningsberegningen (3.54). Vi må addere effekten av den elastiske korttidsnedbøyningen  $\delta_{KT}$ , og den plastiske langtidsnedbøyningen  $\delta_{LT}$ .

$$\delta_{KT} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 E_{cm} \cdot I_c} - \frac{(M_A + M_B) \cdot l^2}{16 E_{cm} I_c} \quad (3.59)$$

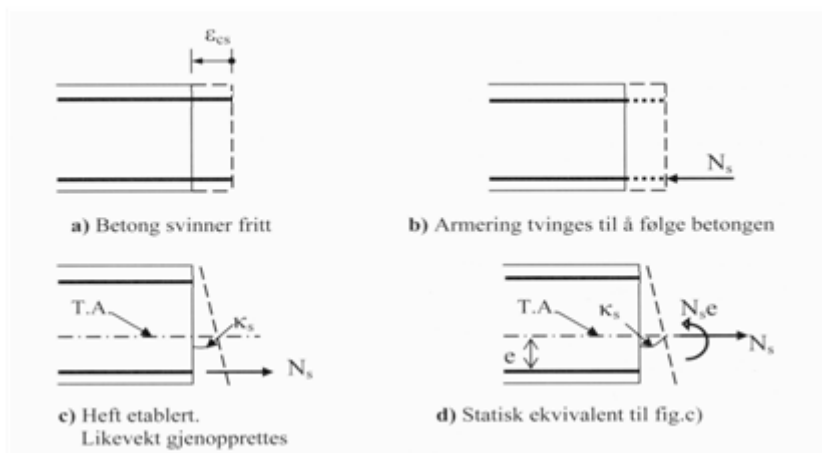
$$\delta_{LT} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 E_{c,eff} \cdot I_c} - \frac{(M_A + M_B) \cdot l^2}{16 E_{c,eff} I_c} \quad (3.60)$$

Ettersom fremgangsmåten er helt lik for begge standardene, betinger en eventuell endring i nedbøyningen forårsaket av kryp, endringer i E-modulen og kryptallet.

### 3.8.2 Nedbøyning på grunn av svinn

Som tidligere nevnt, vil armeringen i underkant av bjelken gjøre motstand mot betongens svinn. For å illustrere fremgangsmåten bak utregningen av svinne- nedbøyninger, kan man gjøre følgende. Anta at betongen svinner uhindret av armeringen,  $\varepsilon_{cs}$ . Kraften,  $N_s$  som skal til for å gi armeringen tøyning, kan beregnes slik:  $N_s = E_s \cdot \varepsilon_{cs} \cdot A_s$ . Antar man heft mellom betongen og armeringen, kan man snu retningen på kraften  $N_s$ , for å oppnå likevekt. Samvirket mellom arme-

ring og betong, påfører tverrsnittet spenninger og derav en krumning av tverrsnittet. Dette er godt illustrert i figuren. Trykkarmeringen har et mindre areal enn strekkarmeringen, og dermed oppstår krumningen.



Figur 3-20 Utvikling av svinnkrumning.

For å beregne nedbøyningen, må man gjennom en aldri så liten prosedyre. Først må man beregne avstanden fra overkant bjelke til tyngdepunktsaksen (T.A). Denne avstanden,  $\alpha d$ , finner man i formelen (3.60) I tillegg må  $e$  finnes.

$$\alpha \cdot d = \frac{A_c \cdot 0,5h + nA_s d}{A_c + nA_s} \quad (3.61)$$

Deretter må bøyestivheten beregnes. Dette gjøres med langtids E-modulen. Først finner vi betongens bidrag til arealtreghetsmomentet (3.61), deretter armeringens bidrag (3.62) og summerer disse.

$$I_c = \frac{bh^3}{12} + bh \left( \alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 \quad (3.62)$$

$$I_s = A_s (d - \alpha d)^2 \quad (3.63)$$

$$EI = E_c I_c + E_s I_s \quad (3.64)$$



Deretter beregnes kraften  $N_s$  som tidligere nevnt, og puttes inn i formel (3.65) for å finne krumningen som oppstår på grunn av svinnet,  $\kappa_s$ .

$$N_s = E_s \cdot \varepsilon_{cs} \cdot A_s \quad (3.65)$$

$$\kappa_s = \frac{N_s e}{EI} \quad (3.66)$$

Dette er den eksakte krumningen. Imidlertid kan man anta et forenklet uttrykk ved å si at armeringstøyningen er lik null, mens overkanttøyningen er lik det frie svinnet. Dermed kan krumningen uttrykkes ved:

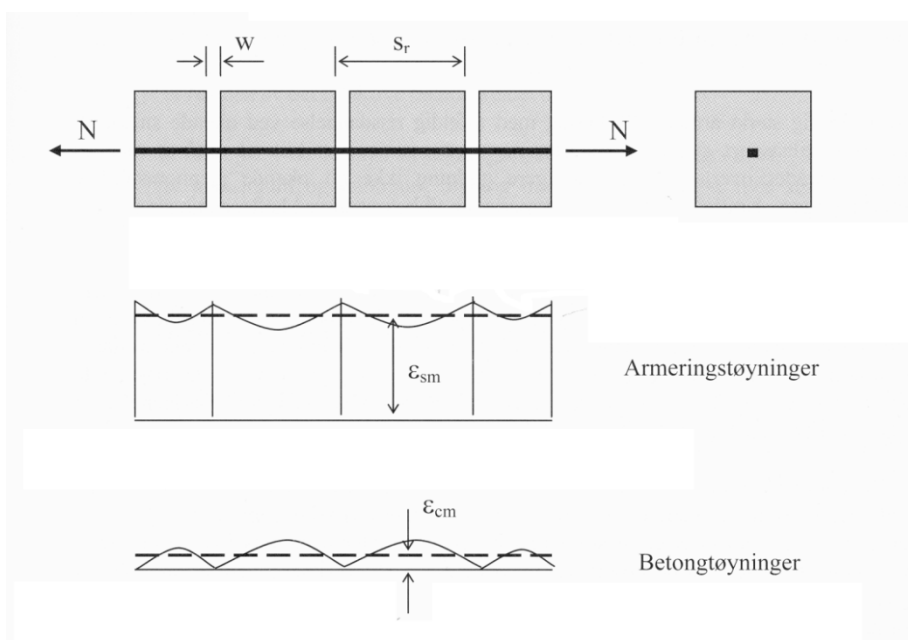
$$\kappa_s = \frac{\varepsilon_{cs}}{d}$$

Denne krumningen gir samme effekt som et konstant moment over hele bjelken. Med to like momenter i hver ende av bjelken, kan svinnet uttrykkes ved:

$$\delta_{svinn} = \frac{(M+M) \cdot L^2}{16EI} = \frac{M \cdot L^2}{8EI} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot L^2}{8 \cdot d}$$

### 3.9 Riss

Betydningen av å redusere svinnriss har vært omtalt tidligere. For å beskrive mer i detalj forholdene rundt riss, må vi nok en gang vende oss mot den lettfattelige og greie boken til Sørensen, hvor det er gode illustrasjoner å finne.



Figur 3-21 Rissillustrasjon med tøyninger (Sørensen).

Figuren illustrerer en betongstav med et armeringsjern, hvor det er påsatt en strekk-tøyning. Der rissene dannes, er armerings-tøyningen på topp fordi den tar all tøyningen alene. Betongtøyningen er på minimum ettersom det ikke er kontakt mellom aggregatene i betongen, og dermed overfører ikke betongen noen spenning. Ut fra dette ser man at betongens deformasjon addert med rissbredden, må være like stor som armeringens deformasjon. (Sørensen 2005)

Utgangsformelen er relativt lik i begge standardene. I NS 15.6.2 finner vi formelen (3.67) for karakteristisk rissvidde,  $w_k$ , i en armert strekksone.

$$w_k = l_{sk} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}) \quad (3.67)$$

Hvor de ulike elementene er:

- $l_{sk}$ : rissets influenslengde der man antar risset oppstår.
- $\varepsilon_{sm}$ : armeringens midlere hovedstrekk­tøyning i rissets influenslinje i nivå med armeringens ytre lag.
- $\varepsilon_{cm}$ : midlere spenningsavhengig strekk­tøyning i betongen i samme nivå og over samme lengde som  $\varepsilon_{sm}$ .
- $\varepsilon_{cs}$ : er betongens frie svinntøyning (negativ verdi).

I NS-EN 7.3.4 (1) finner vi nærmest identisk formel (3.68), men litt endrede navn.

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.68)$$

Her er definisjonene følgende:

- $s_{r,max}$ : største rissavstand.
- $\varepsilon_{sm}$ : armeringens midlere hovedstrekk­tøyning for den aktuelle last-kombinasjonen, inkludert virkningen av påførte deformasjoner der det tas hensyn til virkningen av stivhetsøkningen fra betong mellom rissene.
- $\varepsilon_{cm}$ : midlere tøyning i betongen mellom riss.

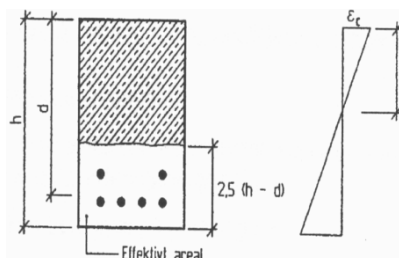
Her ser vi altså at betongens svinntøyning fra NS,  $\varepsilon_{cs}$  formel (3.44), er bakt inn i midlere hovedstrekk­tøyning,  $\varepsilon_{cm}$ , for NS-EN.

I NS 15.6.2.1 finner vi bakgrunnen for  $l_{sk}$ . Ved et stabilisert rissmønster, altså når man antar at økt last ikke vil gi vesentlig endring i antall riss, settes influenslengden  $l_{sk}$  lik den karakteristiske rissavstanden  $s_{rk}$ . Den karakteristiske rissavstanden bestemmes på grunnlag av formelen (3.69), som er tilpasset for vårt bjelkeformål og med ubuntet armering, sett i forhold til originalformelen i NS.

$$s_{rk} = 1,7 \left( s_{ro} + \sum \left[ \frac{k_c + A_{cef}}{\left( \frac{\pi \phi}{f_{tk} / \tau_{bk}} \right)} \right] \right) \quad (3.69)$$

- $s_{ro}$  lik betongoverdekningen  $c$ .
- $A_{cef}$  effektivt betongareal.
- $\phi$  diameteren på armeringen.
- $f_{tk}/\tau_{bk}$  0,75 for kamjern.

For øvrig skal ikke  $s_{rk}$  beregnes større enn to ganger summen av bjelkehøyden minus trykksonehøyden. Minste begrensing er to ganger overdekningen.



Figur 3-22 Effektivt betongareal.

Hva så med formelen (3.68) for rissberegning i NS-EN? Her har det skjedd metodikkendringer fra NS, og vi kan begynne med å bestemme største rissavstand,  $s_{r,max}$ . Denne gis ut fra følgende formel (3.70).

$$s_{r,max} = k_3 c + \left( \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}} \right) \quad (3.70)$$

Symbolforklaring, k-faktorer hentet fra NA 7.2.:

- $\phi$  diameteren på armeringen.
- $c$  lengdearmeringens overdekning.
- $k_1$  faktor som hensyntar armeringens heft, 0,8 for kamjern.
- $k_2$  hensyntar tøyningfordelingen, 0,5 for bøyning, 1 for rent strekk
- $k_3 = 3,4$
- $k_4 = 0,425$

Dersom avstanden mellom jernene er større enn fem ganger overdekningen pluss halve jerdiameteren, er den største rissavstanden begrenset av et forhold avhengig av høyden og  $x$  (3.71):

$$\text{Senteravstand jern} > 5 \left( c + \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow s_{r,\max} = 1,3 (h - x) \quad (3.71)$$

Neste ledd,  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ , finner vi på følgende vis:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{d,\text{eff}}}{\rho_{p,\text{eff}}} (1 + \alpha_e \rho_{p,\text{eff}})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.72)$$

Symbolbetydninger:

- $\sigma_s$  spenningen i strekkarmeringen.
- $\alpha_e$  forholdet  $E_s/E_{cm}$ .
- $\rho_{p,\text{eff}}$   $A_s/A_{c,\text{eff}}$
- $k_t$  lastvarighetsfaktor, kortvarig last 0,6, langvarig 0,4.

Her er det verdt å beskrive hvordan  $\rho_{p,\text{eff}}$  fremkommer. Denne er et resultat av armeringsarealet dividert på det effektive arealet av betongstrekksonen. Høyden man multipliserer med bredden, skal være den minste av verdiene for effektiv høyde,  $h_{c,\text{ef}}$ , i henhold til NS-EN 7.3.2(3):

$$h_{c,\text{ef}} = \text{minste av} \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h - d) \\ (h - x) \\ \frac{h}{2} \end{array} \right\} \quad (3.73)$$

Nok en gang er det ikke så lett å sammenligne formlene på direkten, i og med at det selve formelverket er såpass endret. Imidlertid antar vi at endret E-modul vil ha en betydning. For øvrig går vi ut fra at det endrede formelverket er et resultat av forskning og utvikling.

#### 4 Hva har gruppen lært av prosjektet?

Noe av den viktigste lærdommen, er å være ydmyk for hvor lite man egentlig kan. Dess dypere man graver, dess mer skjønner man hvor lite man egentlig vet om et emne. Gjennom disse teoristudiene har vi selvsagt funnet de mest åpenbare forskjellene mellom de to standardene, slik intensjonen var. Imidlertid har vi hatt minst like stor nytte av å få en større innsikt i kompleksiteten. Her kan det nevnes hvor forenklet alt er i standarden i forhold til virkelighetens verden. Det tas mange forenklinger, eksempelvis i form av å betrakte betongen endimensjonalt og lineært. Har også fått et innblikk i støpe og herdefasen og viktigheten av korrekt utførelse i produksjonsfasen for å oppnå en riktig betongkvalitet i forhold til beregningene.

Det konkrete arbeidet med arbeidet har gitt oss en dypere innsikt i bakgrunnen for formlenes virkemåte. Selve sammenstillingsprosessen som viser effekten ved endringene, har vært gunstig for forståelsen. I tillegg kommer den nyttige effekten av å ha et innblikk i de nye dimensjoneringskriteriene når man nå skal ut og søke arbeid. Da er man allerede litt på ballen i forhold til endringene som er på gang. Konsulentkontorene må snart i gang med en større omskoleringsprosess, og da er vi delvis inne i tematikken.

En annen utfordring har vært det rent teknisk/administrative rundt oppgaven. Vi ønsket å bruke et litt mer hendig og profesjonelt format på rapporten, som medførte en del uventet jobb i og med at formatet ikke er standard lagervare. I tillegg måtte omslaget nedskaleres og tilpasses. Webside har ingen av oss laget før, og det ble en annen utfordring. Selve produksjonen gikk greit, men å komme "på lufta" var langt mer besværlig, også for it-seksjonen som prøvde å hjelpe. Dermed ble det nedprioritert. En del utfordringer har det også vært rent datateknisk, men det har i hovedsak vært en positiv læring.

Sum summarium føler vi at vi har hatt et godt utbytte av prosjektet.

## 5 Utstyr

I tillegg til litteraturen har vi benyttet pc med følgende programvare:

Office Excel 2007 norsk versjon

Office Word 2007 norsk versjon

Mathtype 6.5

Endnote X2

Clue versjon 7

MYSIWYG Web builder 6 (hjemmeside)

## 6 Utførelse

### 6.1 Rammebetingelser

Gjennom de etterfølgende eksemplene, er det kjørt sammenligninger mellom NS og NS-EN. For å få sammenlignbare verdier, er det hensyntatt en del forhold som må kommenteres. Disse forholdene gjelder ved sammenligningen mellom de jevnstore komponentene i NS og NS-EN.

- Ved utregningene fremkommer det et armeringsbehov i form av  $A_s$  og  $A_s'$  uttrykt i  $\text{mm}^2$ . Normalt blir disse omgjort til en armeringspakke bestående av et passende antall jern, mens her går vi videre med det teoretiske arealet, for å et riktig bilde.
- Det benyttes samme  $d$ ,  $e$  og  $e'$  for bjelkene med likt tverrsnitt i NS og NS-EN.
- For å illustrere nedbøyningsforskjellene direkte forårsaket av svinn/kryp effekten, benyttes det samme armeringsføring i NS og NS-EN bjelken i to eksempler. De øvrige bjelkene har en nedbøyningsforskjell, som også følger av ulikhetene i armeringsmengde.
- Vi går hele veien med bøylearmering  $\emptyset 10$  for å få et enhetlig sammenligningsgrunnlag.
- Normalt ville vi rundet ned til nærmeste "fornuftige" tall på bøyleavstander. For å få et bilde av differansen, benytter vi her eksakte avstander.

### 6.2 Lengder og laster

Som beskrevet har vi tatt for oss tre bjelker. De valgte lengder og belastninger fremkommer i diagrammet. Valget er tatt med et blikk mot en nedbøyning i området  $L/300$ .



---

Bredde/høyde (mm)	Lengde (mm)	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Moment (kNm)
300/400	5200	20	67,6
450/600	7200	45	291,6
500/900	12000	40	720

### 6.3 Regneteknisk

Alle utregninger er utført i excel, med omfattende bygging av regneark hvor parametrene for en stor del er lett å bytte ut. Oppsettet er basert på formelverket som er gjennomgått i teorien. For verifisering av metodikk og resultater, henvises det til vedleggene på cd-plate.

## 7 Resultater

### 7.1 Bjelke 300 x 400

	NS	NS-EN	% vis forskjell
<b>Armering</b>			
$A_{s,cd}$	1398	1405	0,51 %
$A_{s'}$	159	138	-15,57 %
$A_s$	1557	1542	-0,92 %
$M_{cd}$	155,35	166,76	6,84 %
<b>Skjær</b>			
$V_{ccd} / V_{Rd,max}$	424,34	316,05	25,52 %
$V_{(kap,min.bøyl.)} / V_{(Rd,min)}$	165,91	300,83	44,85 %
$A_{sv}/s - A_{sw}/s$	0,318	0,33	3,24 %
$s_{maks}$	167,8125	167,8125	0
$s_{maks}$ (mot opplegg)	167,8125	167,8125	0
<b>Kryp</b>			
$E_{ck} / E_{cm}$	26355	32837	19,74 %
$\phi_e - \phi_{(t-\infty)}$	2,8692	2,6407	7,96 %
<b>Svinn</b>			
$\epsilon_{cs}$	0,0000160439	0,000014	12,5 %
<b>Nedbøyning</b>			
$n_{KT}$	7,59	6,09	19,74 %
$n_{LT}$	29,36	22,17	24,48 %
$\alpha_{KT}$	0,33849	0,34682	2,40 %
$\alpha_{LT}$	0,53857	0,54009	0,28 %
Nedbøyning korttid	3,4558	3,2836	-5,24%
Nedbøyning langtid	10,8512	9,7523	-11,27 %
Nedbøyning svinn	0,4399	0,3197	-27,32 %
Total nedbøyning	14,87	13,36	-10,15 %
<b>Riss</b>			
Rissvidde $w_k$	0,062597914	0,07119115	12,0707 %

## 7.2 Bjelke 450 x 600

	NS	NS-EN	% vis forskjell
<b>Armering</b>			
$A_{s,cd}$	3312	3329	0,51 %
$A_{s'}$	358	326	-9,73 %
$A_s$	3669	3655	-0,40 %
$M_{cd}$	581,57	624,29	6,84 %
<b>Skjær</b>			
$V_{ccd} / V_{Rd,max}$	1005,56	748,94	25,52 %
$V_{(kap,min,bøyl.)} / V_{(Rd,min)}$	220,58	288,55	23,56 %
$A_{sv}/s - A_{sw}/s$	0,477	0,49	3,24 %
$s_{maks}$	283,59375	283,59375	0
$s_{maks}$ (mot opplegg)	283,59375	283,59375	0
<b>Kryp</b>			
$E_{ck} / E_{cm}$	26355	32837	19,74 %
$\phi_e - \phi_{(t-\infty)}$	2,6598	2,4713	7,09 %
<b>Svinn</b>			
$\epsilon_{cs}$	0,0000106988	0,000012	-12,25 %
<b>Nedbøyning</b>			
$n_{KT}$	7,59	6,09	19,74 %
$n_{LT}$	27,77	21,14	23,88 %
$\alpha_{KT}$	0,37603	0,34590	-8,71 %
$\alpha_{LT}$	0,57324	0,53090	-7,97 %
Nedbøyning korttid	4,8302	4,5764	-5,54 %
Nedbøyning langtid	14,6839	13,2388	-10,91 %
Nedbøyning svinn	0,36	0,33	-8,33 %
Total nedbøyning	20,04	18,14	-9,48 %
<b>Riss</b>			
Rissvidde $w_k$	0,115080609	0,080232396	30,2816 %

## 7.3 Bjelke 500 x 900

	NS	NS-EN	% vis forskjell
<b>Armering</b>			
$A_{s,cd}$	5603	5632	0,51 %
$A_{s'}$	596	552	-8,10 %
$A_s$	6199	6183	-0,26 %
$M_{cd}$	1498,16	1608,21	6,84 %
<b>Skjær</b>			
$V_{ccd} / V_{Rd,max}$	1701,23	1267,07	25,52 %
$V_{(kap,min.bøyl.)} / V_{(Rd,min)}$	349,59	439,36	20,43 %
$A_{sv}/s - A_{sw}/s$	0,53	0,55	3,24 %
$s_{maks}$	296,2264151	286,6414718	3,24 %
$s_{maks}$ (mot opplegg)	296,2264151	286,6414718	3,24 %
<b>Kryp</b>			
$E_{ck} / E_{cm}$	26355	32837	19,74 %
$\phi_e - \phi_{(t-\infty)}$	2,5559	2,3871	6,60 %
<b>Svinn</b>			
$\epsilon_{cs}$	0,0000085597	0,0000107347	20,22 %
<b>Nedbøyning</b>			
$n_{KT}$	7,59	6,09	19,74 %
$n_{LT}$	26,98	20,63	23,55 %
$\alpha_{KT}$	0,37522	0,34535	7,96 %
$\alpha_{LT}$	0,56756	0,52607	7,31 %
Nedbøyning korttid	7,13	6,75	5,29 %
Nedbøyning langtid	27,19	24,59	9,58 %
Nedbøyning svinn	0,52	0,57	8,77 %
Total nedbøyning	35,28	31,91	-9,55 %
<b>Riss</b>			
Rissvidde $w_k$	0,170063296	0,081197237	52,25 %

## 8 Diskusjon

Resultatene må sees på som veiledende indikasjoner. For å danne et mer sikkert bilde, måtte vi gjort langt flere regneøvinger, og midlet resultatene.

### 8.1 Momentarmering

Her ser vi at momentkapasiteten,  $M_{cd}$ , er økt med omkring 7 %. Dette følger direkte av den økte utnyttelsen av stålet, jmfør kapittel 3.3. I tillegg er det en mindre forskjell i beregningen av minimumsarmeringen, jmfør kapittel 3.4. Disse endringene gir et noe mindre momentarmeringsbehov i NS-EN.

### 8.2 Skjærarmering

Maksimal skjærkapasitet er redusert med ca 25 % for alle bjelker i NS-EN. Vi ser også at senteravstanden mellom bøyelene øker med i overkant av 3 %, altså et økt skjærarmeringsbehov. Dette kommer ikke frem i de to minste bjelkene, ettersom minimumsbøylearmeringen begrenses av  $0,6xh'$ , og fører til lik bøylearmering i NS og NS-EN. Dette skyldes de valgte parametere. På den største observerer vi imidlertid at det økte bøylebehovet tilsvarer det økte behovet for skjærarmering pr  $\text{mm}^2$ . Bakgrunnsteorien er omtalt i kapittel 3.5.2.

Man skal være forsiktig med bastante konklusjoner, men en stor del av den reduserte skjærkapasiteten, antar vi henger sammen med det antatte bortfallet av momentarmeringens bidrag.

### 8.3 Kryp

Kryptallet er redusert i NS-EN. Dette skyldes en kombinasjon av alle små endringer i del-utregningene til kryptallet, samt den endrede fastheten. Trykkfastheten er økt med omkring 20 %. Som vi så av kapittel 3.6.1 og 3.6.2, er faktorene  $t_0$ ,  $RH$ , og  $h_0$  av mindre betydning for forskjellene i de to standardene. Dermed er det endringen i trykkfasthet som faktisk gjør hovedutslaget.



#### **8.4 Svinn**

Som det fremgår av resultatene, er svinnet høyere i NS-EN. Årsakssammenhenger er omtalt i kapittel 3.7, men bunner i hovedsak i innføringen av virkningen av det autogene svinnet.

#### **8.5 Nedbøyning**

Nedbøyningsberegningene i begge standarder baserer seg på kort og langtids nedbøyning samt svinnets bidrag. Formlene for kort- og langtid, er helt identiske, så her er det endringen av E-modulen som gjør utslaget. E-modulen er økt på grunn av økt fasthet, og endring i kryptallet.

Nedbøyningen på grunn av svinnet, har økt. Bidraget fra det autogene svinnet er også her årsaken. Tallmessig utgjør ikke svinn nedbøyningen de store effekter, men prosentvis blir det relativt store endringer.

#### **8.6 Riss**

Rissvidden er betydelig redusert i NS-EN i forhold til NS. Forskjellen øker sterkt med økende tverrsnitt. Rissene i NS-EN kommer nærmere hverandre, og får en mindre bredde. Det må kommenteres at dette gjelder for vårt valg av armering. Mulig dette kan ha et annet bilde dersom man hadde benyttet en annen armering, ettersom NS tar større hensyn til armeringens diameter.

## 9 Konklusjon

### 9.1 Generelt

Nå har vi allerede gjennom den forutgående prosessen dratt en del slutninger og konklusjoner. Vi kan imidlertid oppsummere litt.

Vi kan klart slå fast at den økte utnyttelsen av stålet har en direkte effekt på armeringsbehovet. Grunnen til at dette er gjort, tipper vi ligger i at man i dag har en uniform og relativt godt kontrollert stålproduksjon, slik at man kan anta en relativt jevn stålkvalitet.

Økt fasthet og derav endring i kryptall, og E-modul. Vi har også fått inn det autogene svinnet, som gir et økt svinn, men samtidig et mer korrekt bilde av svinnforløpet. Nedbøyningen er redusert, som en følge av økt fasthet, og redusert krypfaktor.

### 9.2 Ettetanke

I ettertid, ser vi at vi gjerne kunne tenkt oss en mer dyptgående studie av en bjelke. Ved å ta ut et stort antall ulike belastninger, og endre betongkvaliteter, ville man kunne fått et bedre oversikt bilde av de ulike effekter. Vi vil nok sette oss ned og kikke litt på dette i ettertid.



---

## 10 Kilder

Ashby, M. F. & Jones, D. R. H. (1980). *Engineering materials 1 : an introduction to their properties and applications*. International series on materials science and technology. Oxford: Pergamon Press. X, 278 s. s.

Fallsen, H. B. (2008). Dimensjonering av betongkonstruksjoner etter Norsk Standard NS 3473.

Lindgård, J., Haugen, M., Smeplass, S., Sellevold, E. J., Fosså, K. T., Maage, M., Myrdal, R. & Bjøntegaard, Ø. (2007). *TKT4215 Betongteknologi 1 : høst 2007*. Trondheim: [s.n.]. 1 b. (flere pag.) s.

Standardiseringsforbund, N. (2003). *Prosjektering av betongkonstruksjoner: beregnings- og konstruksjonsregler*. Oslo: NSF. 124 s. s.

Standardiseringsforbund, N. (2008). *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1, Allmenne regler og regler for bygninger*. Lysaker: Standard Norge. 223, 19 s. s.

Sørensen, S. I. (2005). *Betongkonstruksjoner : armert betong og spennbetong*. 2. utg. utg. Trondheim: Tapir akademisk forl. 290 s. s.



## 11 Vedlegg

### A Forprosjekt

## Eurokode 2 vs NS 3473

## Betongkonstruksjoner

### *Konsekvenser – årsakssammenhenger*

Bjørn Tore Bech  
Tormod Skundberg  
06HBINK



## Forprosjekt



---

## Innhold

1	Mål .....	83
2	Avgrensinger .....	83
3	Ansvarsforhold .....	84
4	Oppdragsgiver .....	84
5	Veiledere .....	84
6	Ressursbehov .....	84
7	Prosjektfaser .....	84
8	Møteplan .....	85
9	Fremdriftsplan .....	85
10	Gruppregler .....	86

## **1 Mål**

Intensjonen med denne bachelor oppgaven er sammenstilling av den nåværende NS 3473:2003, med den nye Eurokode 2 som er gjeldene fra 2010. Pr dags dato, er det selvvalgt hvilken standard man vil dimensjonere etter, men i løpet av neste år er Eurokode 2 eneste gjeldene, forutsatt at konsulentbransjen ikke søker utsettelse. Eurokode 2 omhandler dimensjonering av betongkonstruksjoner.

Dette medfører noen endringer for konsulentbransjen med tanke på dimensjoneringskriterier. Det blir også innført Eurokode på andre områder, som blant annet stål og tre. Vi ønsker å ta for oss betong, ettersom denne standarden har gjennomgått de største endringene, og også er det mest komplekse verket.

Målet med oppgaven er å lage en form for en enkel oppslagsbok, hvor man se noen av de konkrete endringene. Fokuset vil ligge på brudd og bruksgrensetilstand, og vi vil se på både øyeblikkskonsekvenser i form av materialbehov (armeringsmengder/betongkvaliteter), samt langtidsvirkninger i form av svinn, kryp, riss og nedbøying.

Vi ønsker å lage et produkt som kan være av interesse for de utøvende konsulenter ute i bransjen, ved å lage et lettfattelig oppslagsverk som enkelt kan belyse de faktiske endringene for våre valgte standardkomponenter, samtidig som man kan gå dypere inn i bakgrunnsmaterien om ønskelig.

## **2 Avgrensinger**

Vi ønsker som nevnt å se på en standardkomponent som er i daglig bruk i byggebransjen. Vi velger oss da tre ulike bjelker, (350x400, 450x600, 500x900)



---

Vi begynner med en bjelke som vi gjennomgår i detalj, deretter overfører vi kunnskapen fra denne prosessen til de resterende komponentene.

Lastforhold vurderes underveis i prosessen.

### **3 Ansvarsforhold**

Bjørn Tore Bech: Excel, beregninger, gjensidig sidemannskontroll, økonomisk ansvarshavende, psykososial støtte samt vaffelansvarlig.

Tormod Skundberg: Skribling, beregninger, gjensidig sidemannskontroll, tankeflukt, kaffekoking, webansvarlig?

### **4 Oppdragsgiver**

Høgskolen i Gjøvik - byggseksjonen

### **5 Veiledere**

Marthin Landgraff: Stakkars mann – hovedansvarlig for å formidle kunnskap!

Harald Fallsen: Oppgitt herremann på høyre flanke

### **6 Ressursbehov**

Standarder, pc med nødvendig programvare. Fallsens eminente kompendier.

### **7 Prosjektfaser**

- "Etablering" – komme i gang.
- Litteraturstudier – regneøvelser - fagforståelse
- Angripe Eurobjelken fra alle kanter, samt sammenstille med NS-bjelken
- Diskusjon/vurderinger

- Forfatterskap – sammensying
- Presentasjonsforberedelser
- Innlevering og presentasjon!
- 

## 8 Møteplan

Gruppen: ukentlig frem til påske – minimum to ganger pr uke etter påske.

Veileder: ukentlig ved behov

## 9 Fremdriftsplan

Prosjektet var definert i god tid før jul. Av ulike personlige årsaker, kommer vi først i gang for alvor i uke 9 etter jul. Dette er litt på etterskudd av generelle tidsfrister. Ser for øvrig ingen store problemer med å ta inn dette senere. Vi ønsker å benytte de første par ukene til å "komme i gang". Etablere basen vår. Organisere standarder, og rett og slett sette noen ytterligere rammer for arbeidsmetodikken. Litteraturstudier.

Vi ønsker å legge inn hovedtrykket etter 1 april, når vi er ferdige med de andre fagene. Erfaringsmessig har vi god arbeidsdisiplin når det gjelder, og vi vet at begge har ressurser til høy arbeidsinnsats når det kreves. Vil imidlertid ikke ødelegge for de parallelle fagene.

Uke	Tiltak
9	Forprosjekt/webisode
10	Litteraturstudie/regneøvelser/etablere dybdeforståelse
11	Litteraturstudie/regneøvelser/etablere dybdeforståelse
12	Litteraturstudie/regneøvelser/Prosjektoppgave byggtermografering
13	Forberedelse stål/tre -eksamen – pause bachelor
14	Dimensjonering bjelke/påskestart
15	Påske



16	Dimensjonering bjelke
17	Dimensjonering resterende komponenter – vurderinger/diskusjoner
18	Dimensjonering resterende komponenter – vurderinger/diskusjoner
19	Forfatterskap – sammendrag - konklusjoner
20	Forfatterskap – sammendrag – konklusjoner
21	Ettertanke – hva gikk galt☺?
22	Innlevering studenttorg/laminering plakater
23	Fremføring

## 10 Grupperegler

- På grunnlag av gruppens størrelse, likestilles de to medlemmene – ingen formell gruppeleder.
- Arbeidsmengden søkes noenlunde likeverdig fordelt.
- Ukentlige møter hvor delmål etableres, og oppsummering av foregående uke.
- Ved uoverensstemmelse rådføres veileder, fører ikke dette frem – tas et fysisk oppgjør bak skolen etter endt arbeidsdag.

Bjørn Tore Bech

Tormod Skundberg

---

## B Logg

### 2008

#### September

Uke 38 Møte med Marthin Landgraff om veiledning hovedprosjekt

#### Oktober

uke 40 Møte med Marthin Landgraff vedrørende valg av tema

Uke 42 Sporadisk dialog med Harald Fallsen og Marthin Landgraff

Uke 43 Telefonisk kontakt med veileder

Uke 44 Telefonisk kontakt med veileder

#### November

Uke 47 Fastsettelse av rammer for forprosjekt. Møte med Fallsen og Landgraff

#### Desember

Uke 49 Møte med veileder for litteraturtips og fremdrift

Uke 50 Møte med veileder for litteraturtips og fremdrift

Uke 51 Telefonisk kontakt med veileder

### 2009

#### Januar

Uke 4 Møte med veileder for rammer til forprosjekt

Uke 5 Diskusjon av forslag til forprosjekt med Fallsen og Landgraff

#### Februar

Uke 6 Telefonisk kontakt med veileder

Uke 9 Siste finpuss med Landgraff og Fallsen på forprosjekt

#### Mars

Uke 10 Telefonisk kontakt med veileder

Uke 11 Telefonisk kontakt med veileder

Uke 12 Telefonisk kontakt med veileder

#### April

Uke 16 Ukentlig møte med Landgraff på mandager i tillegg telefonisk kontakt

Uke 17 Ukentlig møte med Landgraff på mandager i tillegg telefonisk kontakt

Uke 18 Ukentlig møte med Landgraff på mandager i tillegg telefonisk kontakt



---

**Mai**

Uke 19	Ukentlig møte med Landgraff på mandager i tillegg telefonisk kontakt
Uke 20	Ukentlig møte med Landgraff på mandager i tillegg telefonisk kontakt
Uke 21	Ukentlig møte med Landgraff på mandager i tillegg telefonisk kontakt
Uke 22	Møte med Landgraff for avsluttende konklusjon før presentasjon

**C      NS vs NS-EN Forskjeller (excel-ark)**

**D      NS vs NS-EN Kryp og svinn (excel-ark)**

**E      Bjelke 300 x 400 NS-EN (excel-ark)**

**F      Bjelke 450 x 600 NS-EN (excel-ark)**

**G      Bjelke 500 x 900 NS-EN (excel-ark)**

**H      Bjelke 300 x 400 NS (excel-ark)**

**I      Bjelke 450 x 600 NS (excel-ark)**

**J      Bjelke 500 x 900 NS (excel-ark)**

**K      Plakat (docx-fil)**