

Dalia Nawzad

Masteroppgave

Sammenligning av nåværende og fremtidige dimensjoneringsregler for betongkonstruksjoner:

Revisjon av Eurokode 2

Master i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Jan Arve Øverli

Trondheim, juni 2020

NTNU
Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2020

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 10. juli 2020	ANTALL SIDER: 105
------------------------------------	------------------------	----------------------

TITTEL:

**Sammenligning av nåværende og fremtidige dimensjoneringsregler for betongkonstruksjoner:
Revisjon av Eurokode 2**

Comparison of current and new design rules for Concrete Structures:
Revision of Eurocode 2

UTFØRT AV:

Dalia Nawzad

SAMMENDRAG:

Design standard for concrete structures has the designation NS-EN 1992: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings is most commonly known as Eurocode 2 and contains requirements for reliability and functionality in ultimate, serviceability and fatigue limit states.

The international committee (CEN) has started revising the regulations a few years ago and in this context they want the members take part in to compare existing. The revised version which becomes more comprehensive and gets the designation "Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures".

The thesis is about differences in design rules in the revised version: draft D4 "prEN 1992-1-1: 2019-10-25" and the existing Eurocode 2. It describes the consequences of changes in design compressive strengths and constant compressive strain on moment capacity. Shear and punching shear capacity are also discussed for beams and slabs.

Comparisons show that it will require as much concrete cover and that the required total height, which means the thickness of the beams and slabs, will be lowered by a few centimeters. It requires almost as much longitudinal reinforcement on the tension side, while in some cases where longitudinal reinforcement on the compression side is required according to Eurocode 2, with the revised Eurocode is unnecessary. In addition, it will be allowed to design with 91 days strength when specified for a project. These changes can have an important side effect in uncovering reality needs, thus limiting the unnecessary use of building materials in building structures and increasing design opportunities. Although this change has little effect on the decline in the carbon footprint from the building structures, it's still important because it shows that it's not going in the opposite direction and the rules are not being stricter.

Minimum shear capacity becomes higher and the difference is more for concrete with $f_{ck} < 60$ MPa, and therefore more cases that do not need shear reinforcement are observed in the first step of the design procedure.

Shear capacity for members not requiring design shear reinforcement is based on Critical Shear Crack Theory (CSCT). Both the roughness of the crack, which makes the expression suitable for high-strength concrete and slenderness which can give higher shear capacity in certain cases to avoid over-designs, are taken into account.

Shear capacity for shear-reinforced members is still based on an assumed internal truss model. Distance between shear links become a little less with the new version.

Punching shear resistance becomes almost as before, while the amount of reinforcement is somewhat lower and the outer control section gets closer to the loaded column which means that the area where shear reinforcement is needed becomes smaller according to the new version.

FAGLÆRER: Jan Arve Øverli

VEILEDER: Jan Arve Øverli

UTFØRT VED: Institutt for Konstruksjonsteknikk

Forord

Denne avhandlingen er skrevet av Dalia Nawzad som en avsluttende oppgave for 5-årige masterstudenter med retningsvalget prosjektering av konstruksjoner for masterprogrammet bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet – NTNU. Avhandlingen ligger innenfor fagområdet “Beregning og analyse av betongkonstruksjoner”, og er veiledet av Professor Jan Arve Øverli ved institutt for konstruksjonsteknikk.

Avhandlingen består av å studere dimensjoneringsregler for betongkonstruksjoner som blir i den reviderte prosjekteringsstandard for betongkonstruksjoner og forklare forskjellene mellom den nåværende standard og utkast D4 til den reviderte standarden, og redegjøre i hvilken grad disse forskjellene påvirker konstruksjonskapasitet som kan igjen påvirke mengden av bygningsmaterialer som blir brukt i råbygg.

Gjennom denne avhandlingen har jeg tilegnet meg kunnskap i de grunnleggende endringene vi står foran i prosjektering av betongkonstruksjoner i samsvar med den reviderte standarden. Selv om det har vært en utfordring å begrense den tida som ble brukt på hvert tema, har jeg fått grundig innsikt i de temaene jeg har jobbet med. Det har vært interessant å jobbe med denne avhandlingen og hver eneste gang har jeg ventet med stor glede for å se hva resultatene byr på.

Dalia Nawzad
Trondheim, juni 2020

Sammendrag

Prosjekteringsstandard til betongkonstruksjoner har betegnelsen NS-EN 1992 : Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1 – 1 : Allmenne regler og regler for bygninger er mest kjent som Eurokode 2, og inneholder krav til pålitelighet og funksjonsdyktighet i brudd-, bruk- og utmattingsgrensetilstand.

Den internasjonale komitéen, CEN “Comité Européen de Normalisation”, har begynt å revidere regelverket for noen år siden, og i denne sammenhengen vil de at medlemslandene deltar i et arbeid med å sammenligne eksisterende og den reviderte versjonen. Det blir et mer omfattende regelverk og får betegnelsen Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1 – 1 : Generelle regler, regler for bygninger, bruer og anleggstekniske strukturer.

Avhandlingen handler om forskjeller i dimensjoneringsregler i den reviderte versjonen: utkast D4 “prEN 1992-1-1:2019-10-25” og den eksisterende Eurokode 2. Den beskriver konsekvensene av endring i de dimensjonerende trykkfastheter og konstante trykktøyning på momentkapasitet, samt skjær- og gjennomlokkingskapasitet redegjøres for bjelker og plater.

Sammenlikningene viser at det kommer til å kreve like mye betongoverdekning og at nødvendig total høyde, som vil si tykkelse på bjelker og plater, blir lavere med noen centimeter. Det krever nesten like mye lengdearmering på strekksiden, mens i noen tilfeller der det er behov for lengdearmering på trykksiden i henhold til Eurokode 2, blir det unødvendig med trykkarmering med den reviderte Eurokoden. I tillegg vil det bli tillatt å dimensjonere med 91 døgn fasthet når det er spesifisert for et prosjekt. Disse endringene kan ha en viktig sideeffekt i å avdekke virkelighetsbehov og dermed begrenser det unødvendige bruk av bygningsmaterialer i råbygg og øker utformingsmuligheter. Selv om denne endringen har lite betydning på nedgang i karbonavtrykket fra råbygget, er den fortsatt viktig fordi det viser at det ikke går motsatt vei og reglene ikke blir strengere.

Minimum skjærkapasitet blir høyere og forskjellen er mer for betong med $f_{ck} < 60$ MPa, og derfor blir flere tilfeller som ikke trenger skjærarmering observert i det første steget i dimensjoneringsprosedyren.

Skjærkapasitet for konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering er basert på Kritisk Skjær Riss Teori (Critical Shear Crack Theory (CSCT)). Det tas hensyn til både bruddsonens ruhet som gjør at uttrykket egner seg til høyfast betong og slankhet som kan gi høyere skjærkapasitet i visse tilfeller slik at man unngår overdimensjonering. Skjærkapasitet for skjærarmerte konstruksjonsdeler er fortsatt basert på en antatt indre fagverksmodell. Avstand mellom skjærarmeringsenheter blir en liten del mindre med den nye versjonen.

Gjennomlokkingskapasitet blir nesten som før, mens armeringsmengde blir noe lavere og det ytre kontrollsnittet blir nærmere den belastede søylen, som vil si det området hvor skjærarmering er nødvendig blir mindre ifølge den nye versjonen.

Abstract

Design standard for concrete structures has the designation NS-EN 1992: Design of concrete structures – Part 1 – 1 : General rules and rules for buildings is most commonly known as Eurocode 2 and contains requirements for reliability and functionality in ultimate, serviceability and fatigue limit states.

The international committee (CEN) has started revising the regulations a few years ago and in this context they want the members take part in to compare existing. The revised version which becomes more comprehensive and gets the designation “ Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1 – 1 : General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures”.

The thesis is about differences in design rules in the revised version: draft D4 “ prEN 1992-1-1: 2019-10-25 ” and the existing Eurocode 2. It describes the consequences of changes in design compressive strengths and constant compressive strain on moment capacity. Shear and punching shear capacity are also discussed for beams and slabs.

Comparisons show that it will require as much concrete cover and that the required total height, which means the thickness of the beams and slabs, will be lowered by a few centimeters. It requires almost as much longitudinal reinforcement on the tension side, while in some cases where longitudinal reinforcement on the compression side is required according to Eurocode 2, with the revised Eurocode is unnecessary. In addition, it will be allowed to design with 91 days strength when specified for a project. These changes can have an important side effect in uncovering reality needs, thus limiting the unnecessary use of building materials in building structures and increasing design opportunities. Although this change has little effect on the decline in the carbon footprint from the building structures, it’s still important because it shows that it’s not going in the opposite direction and the rules are not being stricter.

Minimum shear capacity becomes higher and the difference is more for concrete with $f_{ck} < 60$ MPa, and therefore more cases that do not need shear reinforcement are observed in the first step of the design procedure.

Shear capacity for members not requiring design shear reinforcement is based on Critical Shear Crack Theory (*CSCT*). Both the roughness of the crack, which makes the expression suitable for high-strength concrete and slenderness which can give higher shear capacity in certain cases to avoid over-designs, are taken into account. Shear capacity for shear-reinforced members is still based on an assumed internal truss model. Distance between shear links become a little less with the new version.

Punching shear resistance becomes almost as before, while the amount of reinforcement is somewhat lower and the outer control section gets closer to the loaded column which means that the area where shear reinforcement is needed becomes smaller according to the new version.

Symboloversikt

Store latinske bokstaver	Enhet	Forklaring
A_c	mm^2	Tverrsnittetsareal
A_s	mm^2	Armeringens tverrsnittsareal
$A_{s,min}$	mm^2	Minimum armering
A_{sw}	mm^2	Skjærarmeringens tverrsnittsareal
A_{sw}	mm^2	Skjærarmeringen per kontrollsnitt
$A_{sw,min}$	mm^2	Minimumstverrsnitt av en armeringsenhet
D	mm	Øvre siktstørrelse for tilslag kategorisert som d/D etter <i>NS – EN12620</i>
D_{nedre}	mm	Tilslagets minste partikler for andelen av det grove tilslaget <i>NS – EN206</i>
$D_{øvre}$	mm	Tilslagets største partikler for andelen av det grove tilslaget <i>NS – EN206</i>
E_{ci}	MPa	Elastisitetsmodulen for betong etter 28 døgn
E_{cm}	MPa	Elastisitetsmodul for betong etter 28 døgn
F_c	kN	Trykkresultant av betongspenningene i trykksonen
F_s	kN	Strekraft i lengdearmeringen
K_E	–	Koeffisient som tar hensyn til tilslagstyper
K_{max}	–	En faktor som begrenser hvor stor skjærstrekkapasitet kan oppnås ved bruk av skjærarmering.
K_{tc}	–	Krypfaktor for trykkfasthet
K_{tt}	–	Krypfaktor for strekkfasthet
L	m	Spennvidde
LL	kN/m	Karakteristiske verdier av nyttelast
M_{Ed}	kNm	Dimensjonerende momentkapasitet
M_{Rd}	kNm	Trykksonens momentkapasitet
\tilde{M}_{Rd}	kNm	Virtuelt trykksonens momentkapasitet
N_{Ed}	KN	Dimensjonerende aksiallast
N_{vd}	kN	Dimensjonerende verdi av summen av de tilleggsaksialkraftene i strekk- og trykk-gurt på grunn av skjærkarft i tverrsnittet.
S_r	mm	Radiell senteravstand mellom skjærarmeringsenheter
S_t	mm	Tangentielle senter avstand mellom skjærarmeringsenheter
TL	kN/m	Total last i bruksgrensetilstand
V_{Ed}	kN	Dimensjonerende teoretisk skjærkraft
$V_{Rd,c}$	KN	Skjærstrekkraft for konstruksjonsdeler uten skjærarmering
$V_{Rd,s}$	MPa	Skjærstrekkraft for konstruksjonsdeler med skjærarmering
$V_{Rd,max}$	MPa	Skjærtrykkraft

Små latinske bokstaver	Enhet	Forklaring
a_p	<i>mm</i>	Avstanden mellom sentrum av opplegg området og momentnullpunktet (point of contraflexure) etter elastisitetsteori
a_{cs}	<i>mm</i>	effektivt skjærspenn
a_v	<i>mm</i>	Mekanisk skjærspenn
b	<i>mm</i>	Tverrsnittets bredde
b_b	–	Ekvivalent diameter til et kontrollsnitt
c_{min}	<i>mm</i>	Minste overdekning
$c_{min,b}$	<i>mm</i>	Minste overdekning som følge av kravene til heft
$c_{min,dur}$	<i>mm</i>	Minste overdekning som følge av miljøpåvirkning
c_{nom}	<i>mm</i>	Nominell overdekning
d	<i>mm</i>	Tverrsnittets effektive høyde fra trykkrand til tyngdepunkt i strekkarmering
d_{dg}	<i>mm</i>	Bruddsonens ruhetsfaktor
d_v	<i>mm</i>	Skjærkapasitets effektive høyde d
f_{cd}	<i>MPa</i>	Dimensjonerende betongtrykkfasthet
f_{ck}	<i>MPa</i>	Betongens karakteristiske sylindertykkfasthet etter 28 døgn
$f_{ck,c}$	<i>MPa</i>	f_{ck} for betong med forhindret tverrutvidelse
f_{cm}	<i>MPa</i>	Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet
f_{ctd}	<i>MPa</i>	Dimensjonerende strekkfasthet
f_{ctk}	<i>MPa</i>	Betongens karakteristiske aksialtrekkfasthet
f_{ctm}	<i>MPa</i>	Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet
f_{yd}	<i>MPa</i>	Armeingens dimensjonerende flytegrense
f_{yk}	<i>MPa</i>	Armeringens karakteristiske flytegrense
f_{ywd}	<i>MPa</i>	Skjærarmeingens dimensjonerende flytegrense
Δf_{cd}	<i>MPa</i>	Endring i trykkfasthet når tverrsnittet blir forhindret tverrutvidelse
h	<i>mm</i>	Tverrsnittets høyde/tykkelse
h'	<i>mm</i>	Avstanden mellom tyngdepunkt i strekkarmeringen og tyngdepunkt i trykkarmeringen
k_{pb}	–	Koeffisient som forbedrer gradienten til konsentrerte laster
l_{bd}	<i>mm</i>	Forankringslengde
q_{Ed}	<i>kN/m</i>	Dimensjonerende last
u_0	<i>mm</i>	Omkrets av belastede flate
u_1	<i>mm</i>	Omkrets av kritisk kontrollsnitt
u_{out}	<i>mm</i>	Omkrets av ytre kontrollsnitt
x	<i>mm</i>	Trykksonehøyde
x_u	<i>mm</i>	Trykksonehøyde etter omlagring
z	<i>mm</i>	Indre momentarm

Greske bokstaver	Enhet	Forklaring
α	–	Forholdstall
α_w	–	Vinkel mellom skjærarmring og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraft
α_{cc}	–	Koeffisient som tar hensyn til kryp og at sylinder ble brukt til å bestemme trykkfasthet
α_{ct}	–	Koeffisient som tar hensyn til kryp og at sylinder ble brukt til å bestemme strekkfasthet
α_{cw}	–	Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstand i trykkgurt
α_E	–	Koeffisient som tar hensyn til tilslaget påvirkning på elastisitetsmodulen
ΔC_{dev}	–	Sikkerhets margin
ΔF_{td}	–	Tilleggstrekkraften pga.skjærkraft
γ_c	–	Materialfaktor for betong
γ_G	–	Lastfaktor for egenlast
γ_Q	–	Lastfaktor for nyttelast
ϵ_{c1}	–	Trykktøyning i betongen ved største spenning f_c
ϵ_{c2}	–	Trykktøyning i det maksimalspenningen nås
$\epsilon_{c2,c}$	–	Trykktøyning i det maksimalspenningen nås for betong med forhindret tverrutvidelse
ϵ_{cu1}	–	Tøyningsgrense for trykk i betongen
ϵ_{cu2}	–	Tøyningsgrense for trykk i bruddtilstand
$\epsilon_{cu,c}$	–	Tøyningsgrense for trykk i bruddtilstand for betong med forhindret tverrutvidelse
ϵ_{yd}	–	Armeringens dimensjonerende tøyning når f_{yd} nås
ϵ_{yk}	–	Armeringens dimensjonerende tøyning når f_{yk} nås
ϵ_s	–	Armeringenstøyning
ϵ_{ud}	–	Armeringens dimensjonerende grensetøyning
η_{cc}	–	Sprøhetsfaktor
η_{sys}	–	En faktor som begrenser hvor stor skjærtrykkapasitet kan oppnås ved bruk av skjærarmring.
θ	–	Vinkel mellom betongtrykkstav og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften
$\theta_{pl,d}$	–	Tillat plastisk rotasjon
α_s	–	Bregnede plastisk rotasjon
λ	–	Skjærslankhet
μ_p	–	Koeffisient som tar hensyn til skjærkraft gradient og bøyemoment i kontrollsnitt
ν	–	Fasthetsreduksjonsfaktor for betong uten skjærarmring
ν	–	Reduksjonsfaktor for betong med skjærarmring
ν_1	–	Fasthetsreduksjonsfaktor for betong med skjærarmring

ρ_l	–	Armeringsforhold for lengdearmering
ρ_w	–	Armeringsforhold for skjærarmering
σ_{cd}	<i>MPa</i>	Trykkspenning i betongen
σ_{cd}	<i>MPa</i>	Trykkspenning i betongen med forhindret tverrutvidelse
σ_{cp}	<i>MPa</i>	Trykkspenning i betongen fra aksialbelastning eller forspenning
σ_s	<i>MPa</i>	Spenning i strekkarmeringen beregnet på grunnlag av et opprisset tversnitt for lastforholdene som forårsaker den første opprissingen
$\tau_{Rdc,min}$	<i>MPa</i>	Minstekjærstrekkspenning for konstruksjonsdeler uten skjærarmering
$\tau_{Rd,c}$	<i>MPa</i>	Skjærstrekkspenning for konstruksjonsdeler uten skjærarmering
$\tau_{Rd,sy}$	<i>MPa</i>	Skjærstrekkspenning for konstruksjonsdeler med skjærarmering
$\tau_{Rd,max}$	<i>MPa</i>	Skjærtrykkspenning
ϕ	<i>mm</i>	Diameter for en armeringsstang
ϕ_c	–	Diameter til trykkarmering/høyden mellom c_{nom} og starten av bøyle bøyingen.
ϕ_c	–	Høyden mellom c_{nom} og starten av bøyle bøyingen.
ω_r	–	Mekanisk armeringsforhold for lengdearmering

Forkortelser:

EC2	NS-EN 1992-1-1:2004+A1(2014); Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1 – 1 : Allmenne regler og regler for bygninger
NA.	Det nasjonale tillegget i Norge
Utkast/utkast D4	D4: prEN 1992-1-1:2019-10-25(rev.6)
Lign.	Ligning

Innhold

1	Introduksjon	1
2	Metode	3
3	Betongens mekaniske egenskaper	5
3.1	Betongens elastisitetsmodul:	5
3.2	Trykktøyning:	9
3.3	Trykktøyning for betong med forhindret tverrutvidelse:	15
3.4	Fasthet	17
3.4.1	Trykkfasthet:	17
3.4.2	Trykkfasthet for betong med forhindret tverrutvidelse:	20
3.4.3	Strekkfasthet:	24
4	Momentkapasitet	25
4.1	Forutsetninger ved bestemmelse av momentkapasitet:	25
4.2	Virtuelt momentkapasitet:	29
4.3	Nødvendig total høyde:	33
4.4	Lengdearmring:	35
4.5	Forholdet mellom spennvidde og høyde for armerte konstruksjonsdeler uten aksial last:	38
4.6	Momentomlagring for kontinuerlige bjelker og plater:	39
4.7	Plastiske analysemetode:	42
4.7.1	Plastiske analysemetode for bjelker, rammer og plater uten påvisning av plastisk rotasjon:	42
4.7.2	Plastiske analysemetode for bjelker, rammer og plater med påvisning av plastisk rotasjon:	42
4.8	Beregningseksempel:	44
5	Skjærkapasitet for bjelker og plater	59
5.1	Regler og forutsetninger ved bestemmelse av skjærkapasitet:	59
5.2	Dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} :	61
5.3	Skjærstrekkapasitet $V_{Rd,c}$:	63
5.4	Skjærstrekkapasitet for skjærarmert tverrsnitt $V_{Rd,s}$:	70
5.5	Skjærtrykkapasitet $V_{Rd,max}$:	74
5.6	Skjærarmring:	77
5.7	Beregningseksempel:	78
6	Gjennomlokkingskontroll ved søyler	85
6.1	Forutsetninger ved gjennomlokkingskontroll:	85
6.2	Dimensjonerende skjærspenning:	87
6.3	Skjærstrekkapasitet $V_{Rd,c}$ for tverrsnitt uten skjærarmring:	89
6.4	Skjærtrykkapasitet $V_{Rd,max}$:	92
6.5	Skjærstrekkapasitet for skjærarmert tverrsnitt $V_{Rd,cs}$:	93
6.6	Gjennomlokkingsarmring:	94
6.7	Beregningseksempel:	96
7	Oppsummering	103

Tabeller

3.1	Påvirkning av tilslag på elastisitetmodulen [10]	7
3.2	Dimensjonerende trykkfasthet henholdsvis med EC2 og utkast D4	17
3.3	f_{cd} verdier med henholdsvis EC2 og Utkast D4	19
3.4	Formler for betong med forhindret tverrutvidelse med henholdsvis EC2 og Utkast D4	20
4.1	Verdi av λ og η for normalarmert betong med armering B500C	26
4.2	Verdi av α for normalarmert betong med armering B500C [20][19]	29
4.3	Verdi av \tilde{K} for normalarmert betong med armering B500C [20]	30
4.4	Minimum lengdearmering for bjelker og plater henholdsvis med EC2 og utkast D4	36
4.5	Verdi av z/d for fullt utnyttet trykksone med armering B500C [20]	36
4.6	Forhold mellom spennvidde og effektiv høyde[19]	38
4.7	α for bjelker, rammer og plater uten påvisning av plastisk rotasjon henholdsvis med EC2 og utkast D4	42
4.8	α for bjelker, rammer og plater med påvisning av plastisk rotasjon henholdsvis med EC2 og utkast D4	42
4.9	Beregningsresultat etter EC2	55
5.1	Skjærstrekkkapasitet for bjelker og plater	64
5.2	Skjærstrekkkapasitet i konstruksjonsdeler med vertikal skjærarmering:	71
5.3	Skjærstrekkkapasitet i konstruksjonsdeler med skrå skjærarmering:	72
5.4	Skjærtrykkkapasitet i bjelker og plater henholdsvis med EC2 og utkast D4	74
5.5	Minimum skjærarmeringstverrsnitt per lengdeenhet $\rho_{w,min}$ henholdsvis med EC2 og utkast D4	77
5.6	Beregningsresultat etter EC2	81
5.7	Beregningsresultat etter EC2	83
6.1	Symboloversikt henholdsvis med EC2 og D4	85
6.2	Ytre kontrollsnitt hvor det ikke er behov for skjærarmering	86
6.3	Dimensjonerende skjærkraft	88
6.4	Skjærkraftkapasitet i plater uten skjærarmering ved konsentrerte laster	89
6.5	K_{pp}	90
6.6	Skjærtrykkkapasitet i plater ved konsentrerte laster henholdsvis med EC2 og utkast D4	92
6.7	Skjærstrekkspenning i plater med gjennomlokkingsarmering ved konsentrerte laster	93
6.8	Gjennomlokkingsarmering henholdsvis med EC2 og utkast D4	94
6.9	Beregningsresultat etter EC2	96

Figurer

3.1	Spennings- tøyningssammenheng [14]	5
3.2	Skjematisk framstilling av spennings-tøyningssammenheng [4]	6
3.3	Elastisitetmodul for betong med tilslag av kvartsitt, kalkstein, sandstein og basalt	8
3.4	Trykk-tøyning i betongen ved største spenning f_{cm} [ϵ_{c1}]	9
3.5	Nominelle tøyningsgrense i bruddtilstanden [ϵ_{cu1}]	10
3.6	Aktuell tøyningfordeling i bruddgrensetilstanden	11
3.7	Idealisert spennings-tøyningssammenheng for betong under trykk [4]	12
3.8	Tøyningen idet maksimalspenningen nås [ϵ_{c2}]	13
3.9	Tøyningsgrense i bruddtilstand ϵ_{cu2}	13
3.10	$\epsilon_{cu} \times \eta_{cc}$ & ϵ_{cu2}	14
3.11	Spennings-tøyningssammenheng for betong med forhindret tverrutvidelse [4]	15
3.12	[$\epsilon_{c2,c}$]	15
3.13	[$\epsilon_{cu,c}$]	16
3.14	Trykkfasthets reduksjonsfaktorer	18
3.15	f_{cd} verdier med henholdsvis EC2 og Utkast D4	19
3.16	f_{cd} verdier når K_{Tc} settes lik 0,85	19
3.17	Arbeidsdiagram [8]	20
3.18	Bruddsonens ruhetsfaktor d_{dg}	21
3.19	Lukkede bøyer og forhindret tverrutvidelses sone [19]	22
3.20	Påvirkning av bøyning på omslutningseffekt utvikling i et betongelement [9]	23
3.21	Søyletverrsnitt	23
3.22	Trykkfasthet for betong med forhindret tverrutvidelse $f_{ck,c}$	23
3.23	Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet f_{ctm}	24
4.1	Beregningsmodell for momentkapasitet	26
4.2	Armeringstøyning ϵ_s ved brudd for henholdsvis underarmert, balansert og overarmert tverrsnitt.	27
4.3	$\delta_b = \lambda \eta \frac{f_{cd}}{f_{y,d}} \cdot \alpha_b$ henholdsvis med EC2 og D4	28
4.4	$\tilde{\delta}$ henholdsvis med EC2 og D4	30
4.5	$\tilde{\delta}$ ifølge lign.(4.14) og EC2	31
4.6	$\tilde{\delta}$ ifølge lign.(4.15) og EC2	32
4.7	$\tilde{\delta}$ når det settes $K_{Tc} = 0,85$	32
4.8	$\delta_d = \sqrt{\frac{1}{\tilde{\delta}}}$ henholdsvis med EC2 og D4	34
4.9	Minimumsarmering i flatdekket ($h = 280mm$ og $\bar{d} = 230mm$) henholdsvis med EC2 og utkast D4	36
4.10	Trykksonehøyde i bruddgrensetilstand etter omlagring for armeringsstål B500NC	41
4.11	Grunnverdi for tillat plastisk rotasjon $\theta_{pl,d}$	43
4.12	Trykksoneens momentkapasitet \bar{M}_{Rd} henholdsvis med EC2 og D4	48
4.13	\bar{M}_{Rd} ifølge lign.(4.15) og EC2	48
4.14	Trykksoneens momentkapasitet etter omlagring	58
5.1	områder hvor det ikke er nødvendig med skjærarmering, utkast D4[19]	59
5.2	Anbefalt armeringsdetaliering, utkast D4[19]	60
5.3	Jevnt fordelt last reduksjon ved opplegg, EC2 [20]	61
5.4	Jevnt fordelt last reduksjon ved opplegg, utkast D4	62

5.5	Eksempler på laster nær opplegg, utkast D4 [19]	62
5.6	ΔV_{Ed} den delen av den jevn fordelte lasten som virker på strekksiden kan bli trukket fra V_{Ed} , utkast D4 [19]	63
5.7	Definisjon av A_{sl} ifølge EC2 og utkast D4	64
5.8	$\tau_{Rdc,min}$ henholdsvis med EC2 og D4	65
5.9	$\tau_{Rdc,min}$ med $d = 311mm$ henholdsvis med EC2 og D4	66
5.10	v_{dv} henholdsvis med EC2 og D4 ($D_{nedre} = 16 mm$)	67
5.11	Minimum skjærspenning for $f_{ck} = 30 MPa$, $d_{dg} = 32 mm$ og armering B500NC henholdsvis med EC2 og D4	68
5.12	Antatt indre fagverksmodell [20]	70
5.13	Fagverksmodell for konstruksjonsdeler med vinkelrett skjærarmering [19]	70
5.14	Fagverksmodell for konstruksjonsdeler med skrå skjærarmering ($45^\circ \leq \alpha_w < 90^\circ$) [19]	72
5.15	Konsentrerte laster nær opplegg [19]	73
5.16	Skjærtrykkkapasitet for konstruksjonsdeler med vinkelrett skjærarmering for både EC2 og utkast D4, og uten skjærarmering for EC2	76
5.17	Skjærkapasitet for tverrsnittet i eksempel 5.7.1 med forskjellige tilslagets størrelser henholdsvis med EC2 og utkast D4	80
5.18	[20]	81
6.1	kontrollsnitt b_o og effektiv tykkelse d_v plassering[19]	86
6.2	$d_{v,out}$ måling ved bruk av a) bøyer, b) oppbøyd lengdearmering. c) Detaljering som viser hvor $d_{v,out}$ bør måles.[19]	87
6.3	Anbefalte verdier for β [4]	88
6.4	Definisjon av a) eksentrisitet e_b b) ekvivalent diameter til kontrollsnittet b_b . Det gjelder innvendige søyler også [19]	89
6.5	Definisjon av α_p a) for innvendige søyler nær utsparinger, b) for kantsøyle.[19]	90
6.6	avstanden mellom sentrum av opplegget og momentnullpunktet[16]	91
6.7	Senteravstand mellom bøyer for flatdekke. [19]	93
6.8	Ytre omkrets av kontrollsnitt ved innvendige søyler henholdsvis med EC2 og utkast D4. Illustrasjonene er ikke tegnet i riktige målestokk i forhold til hverandre [4][19].	95
6.9	kontrollsnitt area[16]	97

Introduksjon

Prosjektering av bygningskonstruksjoner skal utføres i henhold til reglene i Norsk Standard (NS), som er utgitt og forvaltes av Standard Norge, og er igjen en del av den felles europeiske standarden (EN) som forvaltes av den internasjonale komitéen CEN “Comité Européen de Normalisation”. Hvert enkelt land har et tilhørende nasjonalt tillegg for områder der klimatiske, geografiske forhold og ressursbruk har betydning for bestandighet og sikkerhet i bygningskonstruksjoner.

Prosjekteringsstandard til betongkonstruksjoner har betegnelsen NS-EN 1992 : Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1 – 1 : Allmenne regler og regler for bygninger, og er mest kjent som Eurokode 2, og inneholder krav til pålitelighet og funksjonsdyktighet i brudd-, bruk- og utmattingsgrensetilstand.

Utvikling av materialer: sement, tilsetningsmaterialer, tilslag og armering, gir grunnlag for endring slik at det gjelder og inkluderer løsninger med disse nye materialene. Utvikling innen maskin- og datateknikk, samt stadig mer forskning innen konstruksjonsteknikk og betongteknologi tar oss nærmere til både eksakte verdier og resultater av det som faktisk skjer i praksis, og det blir unødvendig å ty til begrensede beregningsmetoder, og det gir grunnlag for å redigere de beregningsmetodene som enten er konservative eller i visse tilfeller kan gi overdimensjonering.

Den internasjonale komitéen (CEN) har begynt å revidere regelverket for noen år siden og det er et ønske fra dem at medlemslandene deltar i et arbeid med å sammenligne den eksisterende og reviderte versjonen. Det blir et mer omfattende regelverk og får betegnelsen Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1 – 1 : Generelle regler, regler for bygninger, bruer og anleggstekniske strukturer.

Masteroppgaven handler om forskjeller i dimensjoneringsregler i Eurokode 2 og den reviderte versjonen utkast D4 “prEN 1992-1-1:2019-10-25”. Den er oppbygd på følgende måte: I kapittel 3 er betongens mekaniske egenskaper sammenlignet ved hjelp av formlene fra begge regelverkene for betong med uhindret- og forhindret tværrutvidelse. I kapittel 4 beskrives konsekvensene av endring i trykkfastheter og trykktøyning på betongtrykksonens momentkapasitet før og etter omfordeling, samt nødvendig total høyde på tverrsnitt og nødvendig- og minimum armeringsmengde, og nedbøyning i bruksgrensetilstand på grunn av last blir gjennomgått. I kapittel 5 redegjøres skjærkapasitet for bjelker og plater og beskrives bakgrunnsteoriene for de uttrykkene som blir brukt i begge regelverkene og sammenlikner resultater. På samme måte redegjøres gjennomlokkingskapasitet i kapittel 6. I noen tilfeller er det gjort sammenligning med tidligere utkast når det er oppdaget at det ble gjort endringer i forhold til tidligere utkast. I tillegg er forskjellene forklart med beregningseksempler for kapasitetsberegning og slakkarmeringsmengde for bjelker og plater.

Metode

Arbeidet med denne avhandlingen er utført med å studere de to hovedkildene som er Eurokode 2: “Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1 – 1 : Allmenne regler og regler for bygninger” og utkast D4 “ prEN 1992-1-1:2019-10-25” til den reviderte Eurokoden.

Teorigrunnlaget for beregning og dimensjonering etter Eurokode 2 er hentet fra boka “ Betongkonstruksjoner –2.utgave” som er fagbok for de tre emnene om prosjektering av betongkonstruksjoner ved NTNU.

For den reviderte Eurokoden er det benyttet i hovedsak bakgrunnsdokumentet for utkast D2 “Background documents to the second interim draft prEN 1992-1-1:2017-10” og fagboka “fib Model Code for Concrete Structures 2010”. En rekke andre fagbøker og dokumenter som er henviset i utkastet er også studert. For å hente ytterligere informasjon ble det benyttet nettsider.

Bakgrunnsdokumentet har vært i noen tilfeller utdatert og derfor måtte det studeres tidligere utkast for å se sammenhengen og hvordan de har kommet til dagens konklusjon for endringen. I noen få tilfeller ble det en utfordring å tolke setninger fra utkast D4, spesielt når de har henviset til en kilde som vi ikke hadde tilgang til eller når de bare har gitt at det er forslag fra et land eller annet land.

Det er brukt illustrasjoner fra begge regelverkene. Tabell er brukt for å vise de tilsvarende uttrykkene i regelverkene. Regnearkprogrammet Excel er brukt for å beregne og analysere dataene.

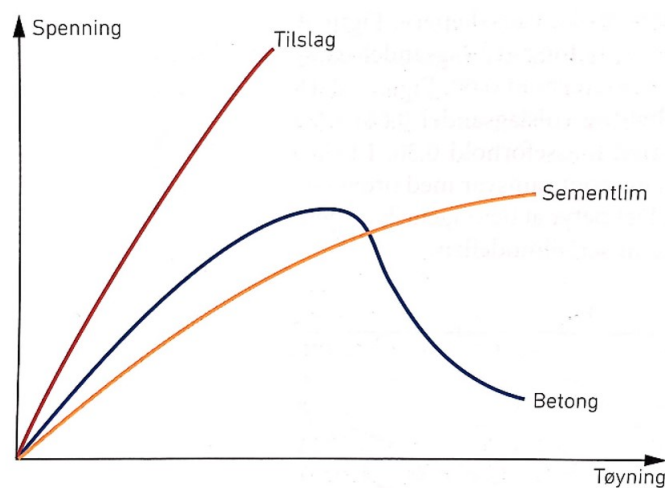
Den reviderte Eurokoden krever mer kunnskap om betongteknologi og i denne sammenhengen er boka “ Betong: Regelverk, teknologi og utførelse” benyttet.

Beregningseksemplene er hentet fra Betongkonstruksjoner- boka og noen få fra mitt eget fordypningsprosjekt i emnet “TKT4520 Prosjektering av konstruksjoner”. Programvaren “Autodesk Robot Structural Analysis Professional” ble brukt for beregning av nedbøyning i henhold til Eurokode 2.

Betongens mekaniske egenskaper

3.1 Betongens elastisitetsmodul:

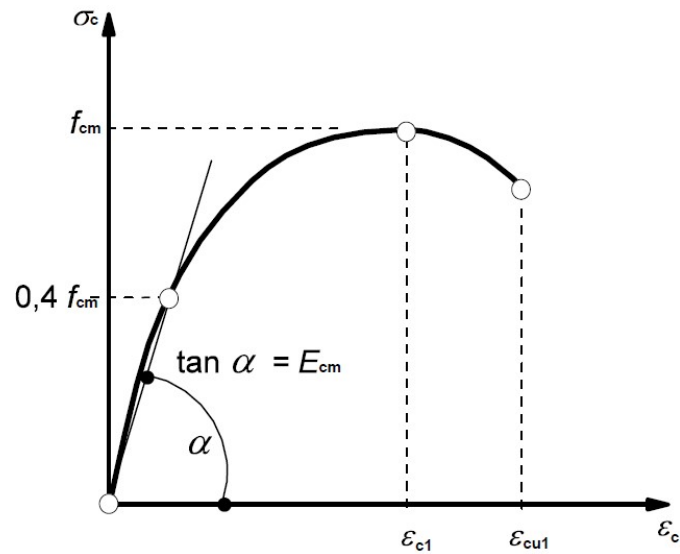
Statisk E-modul er en materialstivhet som måles ved å utsette betongprøven for en last som fører til en reversibel deformasjon/tøyning med relativt små hastigheter. Den elastiske deformasjonen er avhengig av betongens sammensetning. Både tilslag og sementlim er sprø materialer, som vil si at tøyningen er proporsjonal med spenningen, og til sammen utgjør den duktile betongen som har evne til plastisk deformasjon [14] som er vist i spennings-tøyningssammenheng i figur 3.1.



Figur 3.1: Spennings- tøyningssammenheng [14]

3.1. BETONGENS ELASTISITETSMODUL:

Elastisitetensmodulens tilnærmede verdi er lik sekantverdien mellom spenning lik null og spenning lik 40% av middelverdien av betongens trykkfasthet f_{cm} bestemt ved en alder av 28 døgner som er vist i figuren nedenfor:



Figur 3.2: Skjematisk framstilling av spennings-tøynings-sammenheng [4]

Verdien av elastisitetensmodulen for vanlige betong kan estimeres med følgende formel[10].

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} \text{ [GPa]} \quad (3.1)$$

hvor:

$E_{ci} = E_{cm}$ er elastisitetensmodulen.

$E_{c0} = 21,5 \cdot 10^3$

α_E er en koeffisient som tar hensyn til tilslaget påvirkning på elastisitetensmodulen[10].

3.1. BETONGENS ELASTISITETSMODUL:

Verdien av α_E for kvartsitt, kalkstein, sandstein og basalt finner man i tabell 3.1.

Tabell 3.1: Påvirkning av tilslag på elastisitetmodulen [10]

Tilslag	α_E	$E_{c0} \cdot \alpha_E [MPa]$
Kvartsitt	1.0	21500
Kalkstein	0.9	19400
Sandstein	0.7	15100
Basalt og tett kalkstein	1.2	25800

Ved å sette verdien av α_E for kvartsitt i formel (3.1):
 E_{ci} er elastisitetmodulen i MPa i den konkrete alder av 28 dager.

$$\begin{aligned}
 E_{ci} &= E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3} \\
 &= 21.5 \cdot 10^3 \cdot 1. \cdot \left(\frac{1}{10}\right)^{1/3} \cdot f_{cm}^{1/3} \\
 E_{ci} &\approx 10 \cdot f_{cm}^{1/3} [\text{GPa}]
 \end{aligned} \tag{3.2}$$

Ved å sette $E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{1}{10}\right)^{1/3} = K_E$ får man den nye formelen som ble brukt i de reviderte utkastene.

Verdien for $K_E \approx 10$ for kvartsitt fra formel (3.2) ble brukt i utkast D3. Derfor kan man bruke α_E verdiene fra tabell 3.1 i formel (3.1) for å finne E_{cm} verdiene for de forskjellige tilslagene i utkast D3. I utkast D4 har verdien til K_E blitt satt ned til 9,5 for kvartsitt og det ble ikke gitt verdi for hver av de andre type tilslagene, det blir bare nevnt at K_E varierer fra 5 til 13. E_{c0} er konstant for all slags tilslag [10]. E_{c0} ble beregnet fra $E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{1}{10}\right)^{1/3} = K_E = 9,5 \rightarrow E_{c0} = 20,5 \cdot 10^3$ og ble brukt for å finne E_{cm} for de andre type tilslagene.

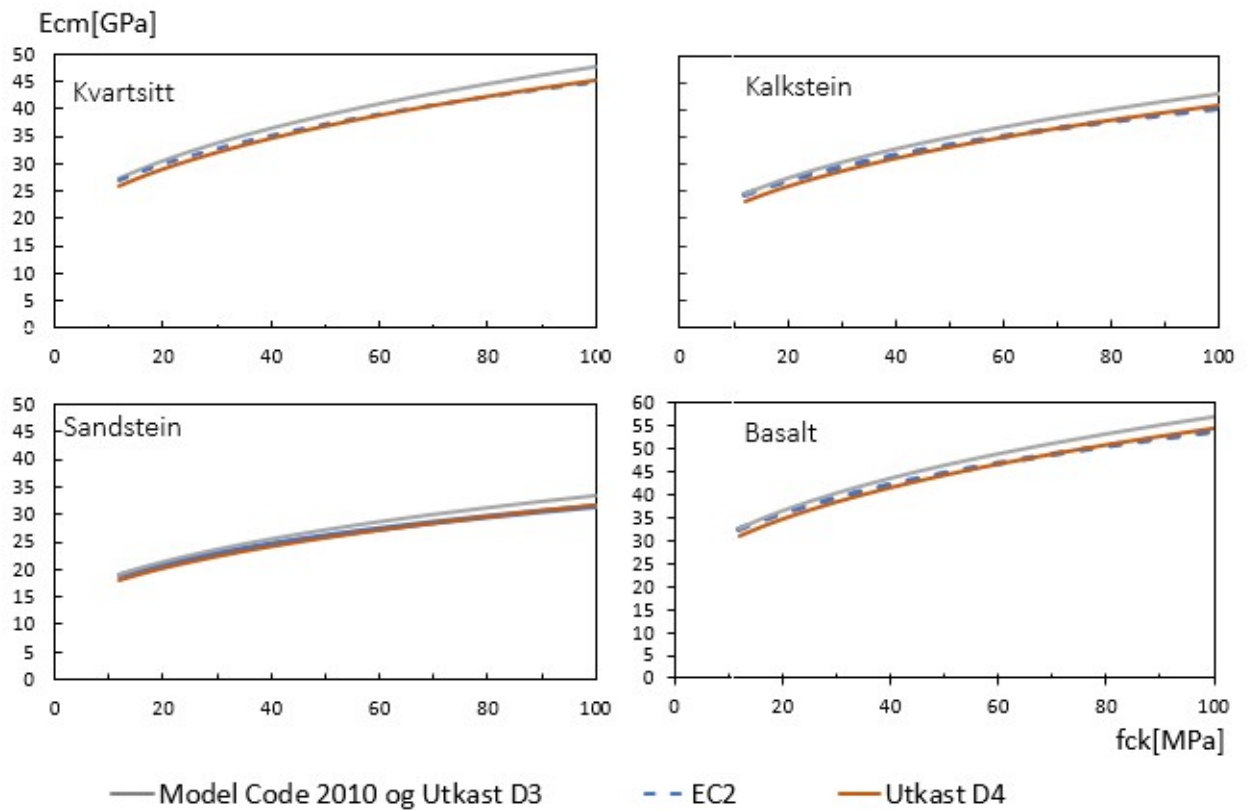
I den nåværende Eurokoden ble verdien for E_{cm} for kvartsitt lagt inn i tabell 3.1, EC2. Ifølge EC2, 3.1.3 (2) bør verdien reduseres med 10% og 30% for tilslag av henholdsvis kalkstein og sandstein. For tilslag av basalt bør verdien økes med 20% [4].

Nedenfor blir det vist en oversikt over formlene som ble brukt i EC2 og utkast D4:

EC2:	Utkast D4:
$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$	$E_{cm} = K_E f_{cm}^{1/3}$ $K_E \in \{5, 13\} [\text{GPa}]$ og $K_E \in \{5000, 13000\} [\text{MPa}]$

3.1. BETONGENS ELASTISITETSMODUL:

Nedenfor blir det vist de beregnede verdiene som viser at formel fra utkast D4 gir nærmere verdi til verdiene i EC2 enn i utkast D3.



Figur 3.3: Elastisitettsmodul for betong med tilslag av kvartsitt, kalkstein, sandstein og basalt

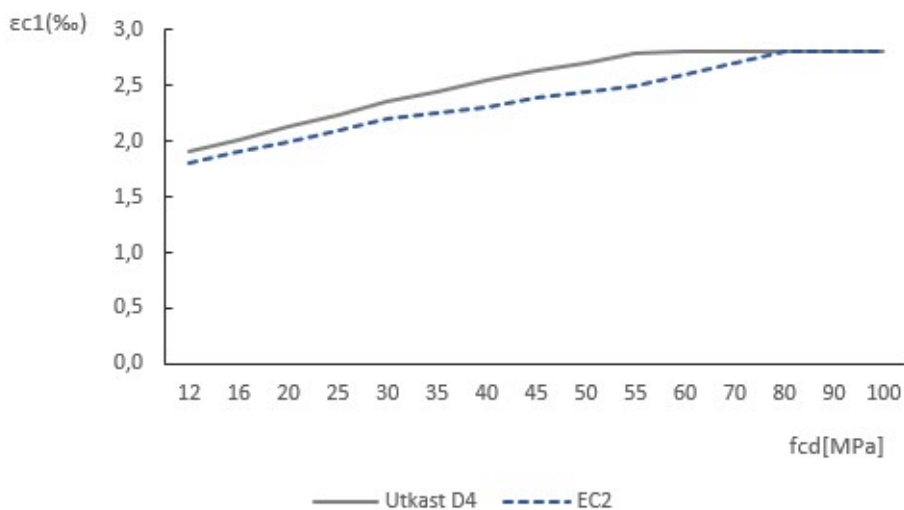
3.2 Trykktøyning:

Størrelsen på trykktøyning er avhengig av påført last/spenning og hvor stiv betongen er som vist på det idealiserte arbeidsdiagrammet ved trykkbelastning for betong i figur 3.1 og figur 3.2.

Nedenfor blir det vist en oversikt over formlene som ble brukt i EC2 og utkast D4:

EC2		Utkast D4	
$\varepsilon_{c1} = 0,7f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$	[‰]	$\varepsilon_{c1} = 0,7f_{cm}^{1/3}$	[‰]
$\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27 \left(\frac{98-f_{cm}}{100} \right)^4$	[‰]	$\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27 \left(\frac{98-f_{cm}}{100} \right)^4$	[‰]

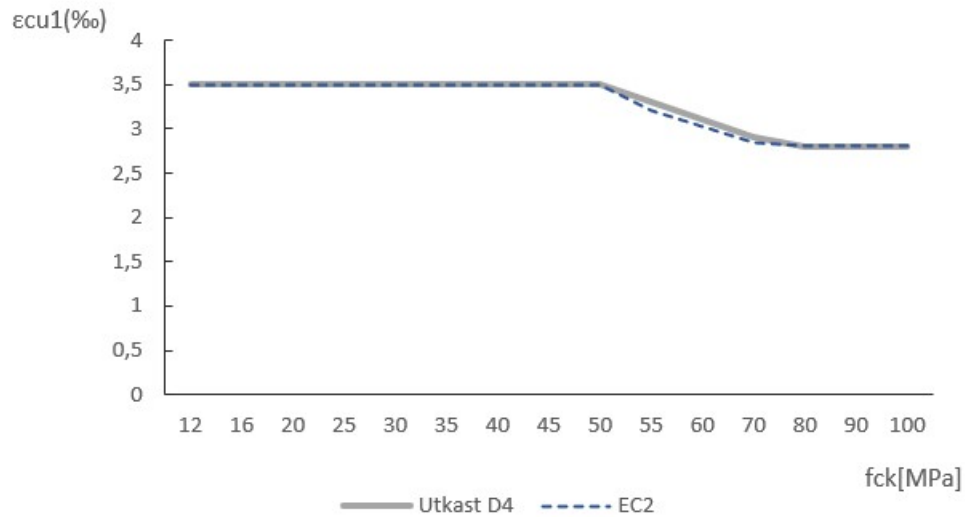
Forholdet mellom trykktøyning i betongen ved største spenning f_{cm} og trykkfasthet henholdsvis med EC2 og utkast D4 er vist nedenfor:



Figur 3.4: Trykktøyning i betongen ved største spenning f_{cm} [ε_{c1}]

3.2. TRYKKTØYNING:

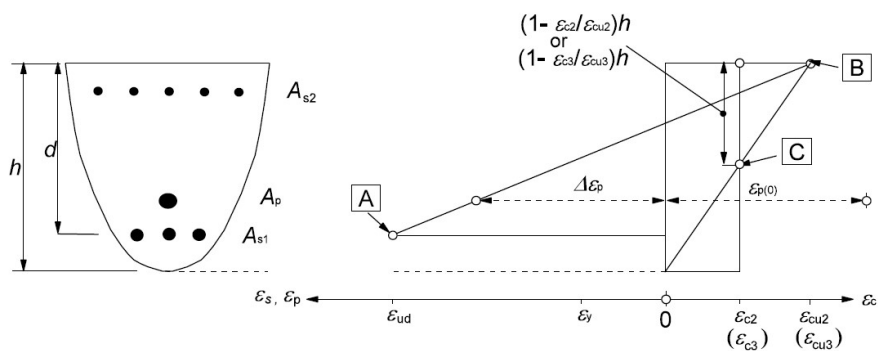
Figuren nedenfor viser forholdet mellom den nominelle verdien av tøyning i bruddtilstanden og trykkfastheten henholdsvis med EC2 og utkast D4:



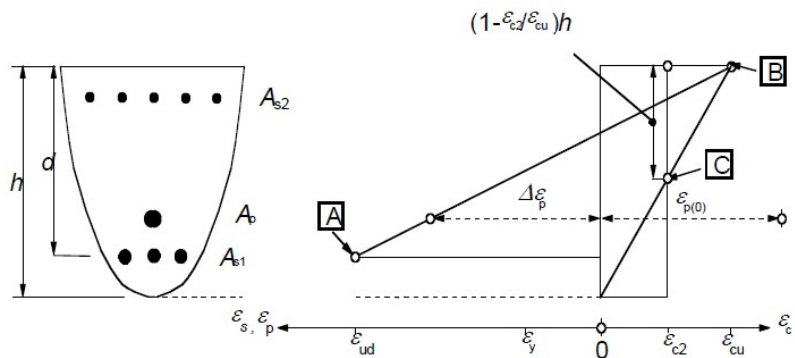
Figur 3.5: Nominelle tøyningsgrense i bruddtilstanden[ϵ_{cu1}]

EC2, 3.1.7(2) tillater å bruke andre forenklede spennings-tøyningssammenhenger hvis de tilsvarer eller er mer konservative enn parabel-rektangel diagram for betong under trykk (idealisert spenning- tøyningsskurve for betong) og har gitt et eksempel: Bi-lineær spennings- tøyningssammenheng som gir absolutte verdier ϵ_{c3} og ϵ_{cu3} (figur 3.4, EC2) som blir brukt i det valgte bruddkriteriumet for M-N diagram. Det skal ikke tas med i den reviderte Eurokoden med det argumentet at det er en sjelden brukt sammenheng, og derfor kalles ϵ_{c2} for ϵ_c , og ϵ_{cu2} for ϵ_{cu} .

Figuren nedenfor viser forskjellen på symboloversikt i EC2 og utkast D4:



(a) Tøyingsfordeling i EC2 [4]



(b) Tøyingsfordeling i utkast D4 [19]

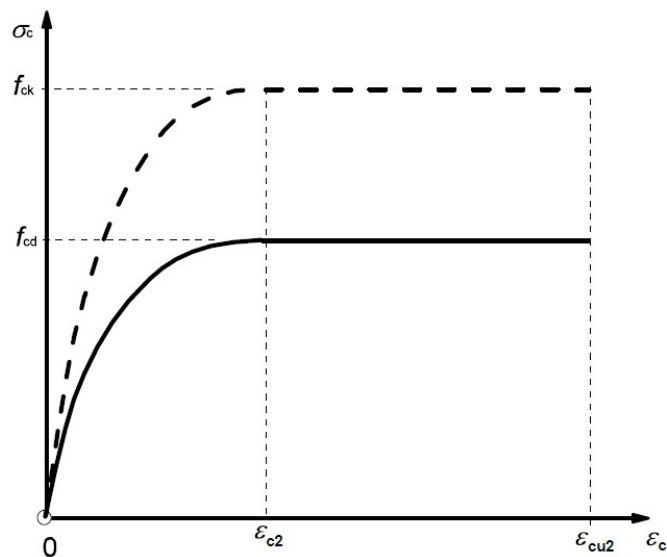
Figur 3.6: Aktuell tøyingsfordeling i bruddgrensetilstanden

3.2. TRYKKTØYNING:

Tabellen nedenfor viser en oversikt over formlene som ble brukt i EC2 og utkast D4:

EC2		Utkast D4	
$\varepsilon_{c2} = 2 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$	[‰]	$\varepsilon_c = 2$	[‰]
$\varepsilon_{cu2} = 2,6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$	[‰]	$\varepsilon_{cu} = 3,5$	[‰]

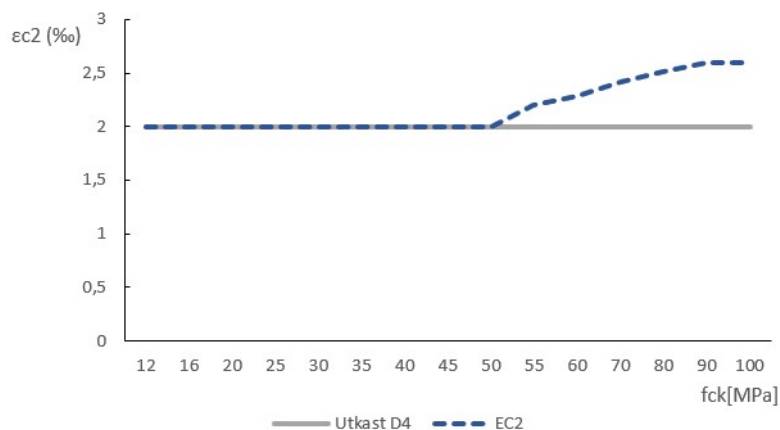
Figuren nedenfor er ikke tatt med i utkast D4 siden den forårsaket misforståelse for brukere og ofte tolkes feil som spennings- tøyningssammenheng for betong [Utkast D4, 8.1.2(1)]



Figur 3.7: Idealisert spennings-tøyningssammenheng for betong under trykk [4]

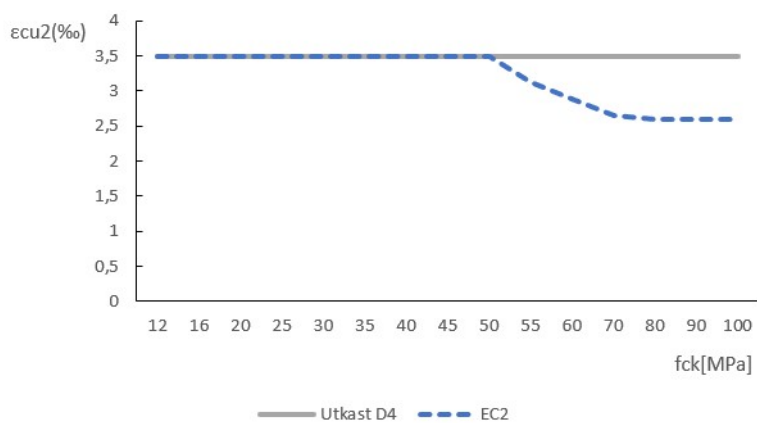
3.2. TRYKKTØYNING:

Forholdet mellom trykktøyning i betongen ved største spenning f_{ck} og trykkfasthet henholdsvis med EC2 og utkast D4 er vist nedenfor:



Figur 3.8: Tøyningen idet maksimalspenningen nås [ϵ_{c2}]

Figuren nedenfor viser forholdet mellom tøyningsgrensen i bruddtilstanden ϵ_{cu2} fra parabel-rektangel diagrammet og trykkfastheten henholdsvis med EC2 og utkast D4:

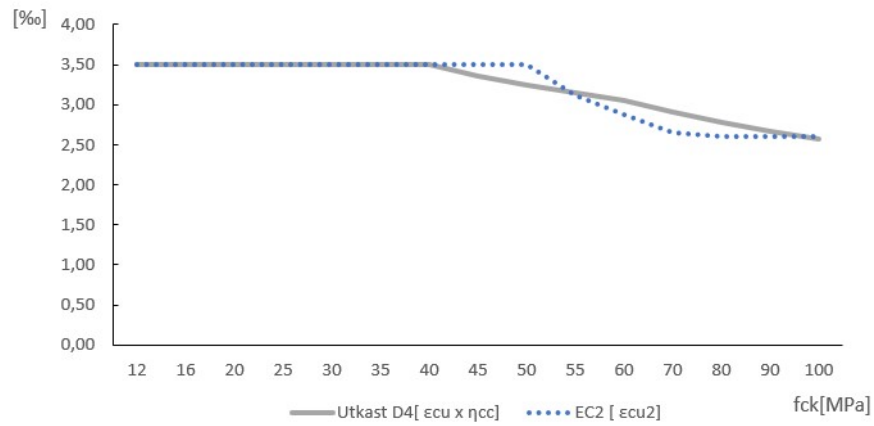


Figur 3.9: Tøyningsgrense i bruddtilstand ϵ_{cu2}

3.2. TRYKKTØYNING:

Grafen for ϵ_{cu2} ifølge EC2 i figur 3.9 viser at betong ved høyere fasthet $f_{ck} > 50$ MPa blir mindre duktil og derfor går verdien for ϵ_{cu2} ned. Grafen for utkast D4 er konstant siden sprøhetsfaktor η_{cc} , se delkapittel 3.4.1, tar for seg dette ansvaret.

Figur 3.10 viser ϵ_{cu} fra utkast D4 redusert med η_{cc} og sammenliknet med ϵ_{cu2} fra EC2.



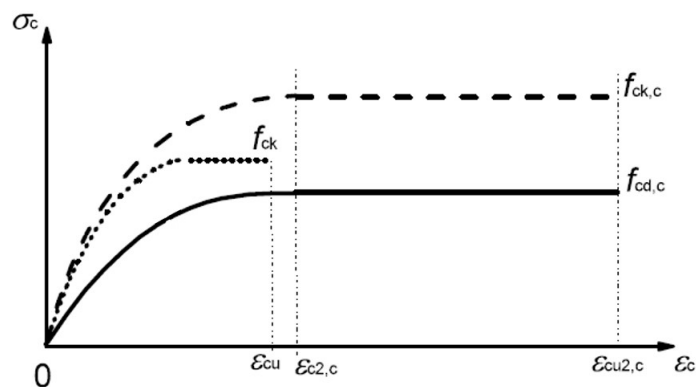
Figur 3.10: $\epsilon_{cu} \times \eta_{cc}$ & ϵ_{cu2}

3.3 Trykktøyning for betong med forhindret tverrutvidelse:

Tabellen nedenfor viser en oversikt over formlene som ble brukt i EC2 og utkast D4:

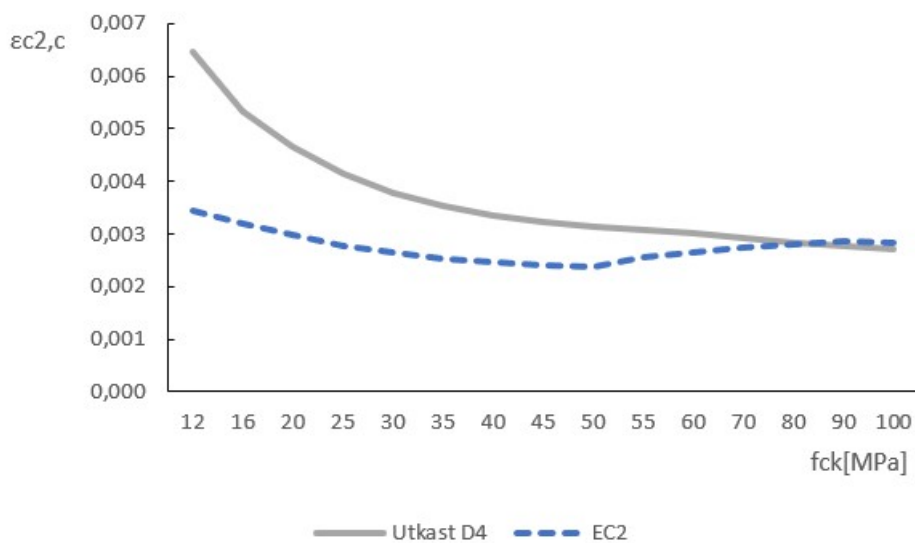
EC2	Utkast D4
$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} \cdot \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}}\right)^2$	$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} \cdot \left(1 + 5 \frac{\Delta f_{cd}}{f_{cd}}\right)$
$\epsilon_{cu,c} = \epsilon_{cu2} + 0,2 \left(\frac{\sigma_{c2d}}{f_{cd}}\right)$	$\epsilon_{cu,c} = \epsilon_{cu} + 0,2 \left(\frac{\sigma_{c2d}}{f_{cd}}\right)$

Spennings-tøyningssammenheng for betong med forhindret tverrutvidelse, som vist i figur nedenfor, skal tas med i den nye Eurokoden.



Figur 3.11: Spennings-tøyningssammenheng for betong med forhindret tverrutvidelse [4]

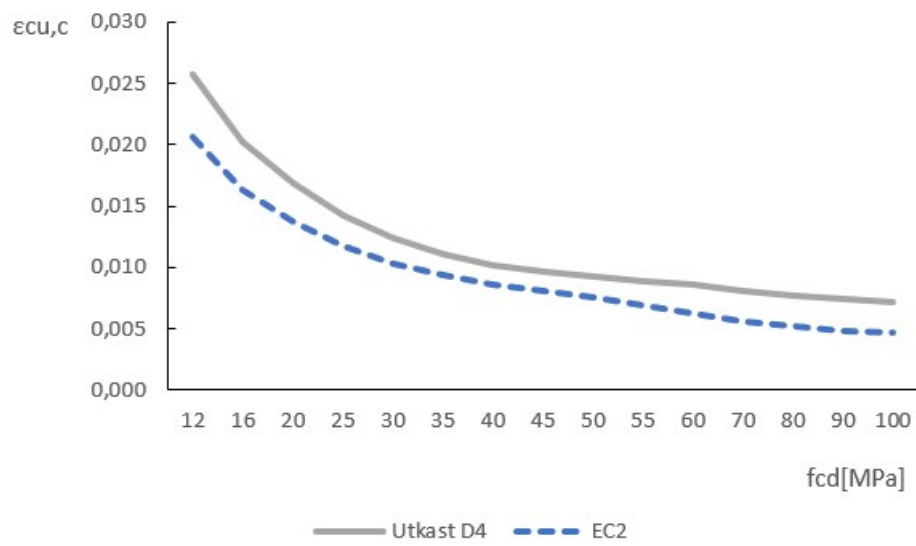
Resultat med $d_{dg} = 32$ fra delkapittel 3.4.2 ble brukt for å bestemme både $\epsilon_{c2,c}$ og $\epsilon_{cu,c}$. Forholdet mellom trykktøyning i maksimalspenningen nås for betong med forhindret tverrutvidelse og trykkfasthet henholdsvis med EC2 og utkast D4 blir vist nedenfor:



Figur 3.12: [$\epsilon_{c2,c}$]

3.3. TRYKKTØYNING FOR BETONG MED FORHINDRET TVERRUTVIDELSE:

Forholdet mellom tøyningsgrense for trykk i bruddtilstand for betong med forhindret tverrutvidelse og trykkfasthet blir vist nedenfor:



Figur 3.13: [$\epsilon_{cu,c}$]

3.4 Fasthet

3.4.1 Trykkfasthet:

For å definere fasthetsklasser bruker man karakteristiske trykkfasthet med 5% sannsynlighet for overskridelse. Sylinderfasthet f_{ck} - og terningfasthet $f_{ck,cube}$ verdier etter 28 døgn er gitt i tabell 3.1 i EC2. Terningfastheten brukes sjeldent. Derfor skal de ikke bli tatt med i den reviderte eurokoden, i tillegg tillattes det å bruke sylinderfasthet f_{ck} verdier mellom 28 og 91 dager når det er spesifisert for et prosjekt. Bruk av tilsetningsmaterialer med kjemisk aktivitet i likhet med flygeaske gjør at pozzolanreaksjonen går langsommere og fører til at det tar lengre tid før det oppnår endelig fasthet slik at verdien til trykkfasthet blir 30 – 40% høyere etter 91 dager [14].

Middelverdi av betongens sylindertrykkfasthet f_{cm} er proporsjonal med f_{ck} .

$$f_{cm} = f_{ck} + 8[MPa]$$

Dimensjonerende trykkfasthet:

Ved dimensjonering skal det tas hensyn til de forskjellige faktorene som reduserer trykkfastheten slik at konstruksjonen tilfredsstiller krav til kapasitet mot brudd, bestandighet og andre krav knyttet til bruk og formål.

Tabell 3.2: Dimensjonerende trykkfasthet henholdsvis med EC2 og utkast D4

EC2	Utkast D4
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot K_{1c} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_c = 1,5$
$\alpha_{cc} = 0,85$	$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1$

Hvor:

γ_c er materialfaktor for bruddgrensetilstand. Sikkerhetsnivå som reduserer f_{ck} med 33,33%. Den kan bestemmes av det enkelte land og fastsettes i det nasjonale tillegget. I EC2 finner man den i tabell 2.1N, og i det nasjonale tillegget står det i tabell NA.2.1N. I utkast D4 finner man den i tabell 4.3, og i alle tre tabellene har samme verdi og er 1,5.

K_{1c} er en faktor som tar hensyn til kryp. Den kan bestemmes av det enkelte land og fastsettes i det nasjonale tillegget. Anbefalt verdi er 1,00.

η_{cc} er en koeffisient som kalles for sprøhetsfaktor for betong med $f_{ck} > 40MPa$ i bakgrunnsteori boka [17]. η_{cc} tar for seg det at betongen blir sprøere ved høyere fasthet, slik at man kan anta konstant tøyning som vist på figur 3.10.

I utkast D4 står det at η_{cc} er en faktor som tar hensyn til at man bruker sylindere for å bestemme trykkfastheten og at den erstatter α_{cc} , den f_{ck} -avhengige delen av ν ifølge utkast D4,5.1.6(1) og η ifølge D4, 8.1.2(1):

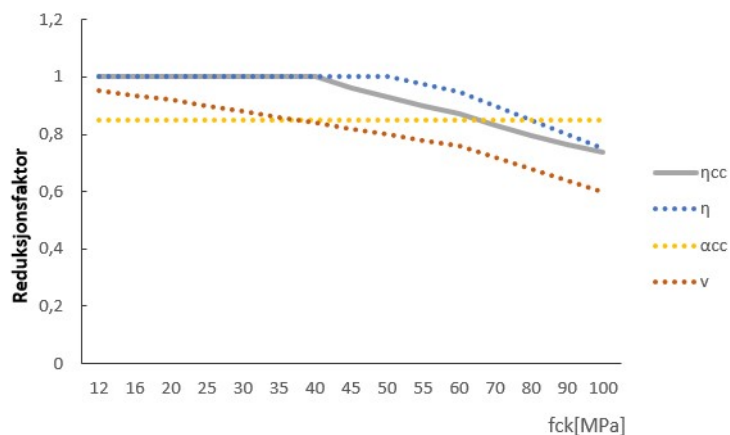
- α_{cc} er koeffisient som forholder seg til virkning av langtidslast (kryp), samt ugunstig virkning som følge av lastpåføringsmåten og at det brukes sylinder til å bestemme fasthet. Ifølge EC2 bør verdien ligge mellom 0.8 og 1.0. Etter at det har blitt gjort sammenligning mellom testresultater og beregninger i henhold til EC2, ble verdi 0,85 anbefalt [18]. Det er også fastsatt til 0,85 i det nasjonale tillegget i Norge.

- η er en faktor som reduserer dimensjonerende trykkfastheten til høyfast betong $f_{ck} > 50$ MPa i den rektangulære spenningsfordelingen som EC2,3.1.7(3) tillater å benyttes.
- v er fasthetsreduksjonsfaktor for opprisset betong som følge av skjærkraft. Den ble brukt i EC2,6.2.2(6), 6.2.4(4), 6.4.5(3), 6.5.2(2), 6.5.4(4), 6.8.7(1). Det ble bekreftet at den faktoren har også betydning i alle tilfeller med ujevn spenningsfordeling og i tilfeller der samvirket blir forstyrret, for eksempel i søyler og delvis belastede områder, og dermed skal man ta hensyn til det i beregning av dimensjonerende trykkfasthet ifølge utkast D4.

Den f_{ck} -avhengige delen av v er som følge:

$$v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

Figuren nedenfor viser hvordan reduksjonsfaktorene fra EC2 og reduksjonsfaktoren η_{cc} fra utkast D4 avtar i forhold til hverandre:



Figur 3.14: Trykkfasthets reduksjonsfaktorer

3.4. FASTHET

Tabell 3.3 og figur 3.15 viser dimensjonerende trykkfasthet f_{cd} som følge av henholdsvis EC2 og utkast D4.

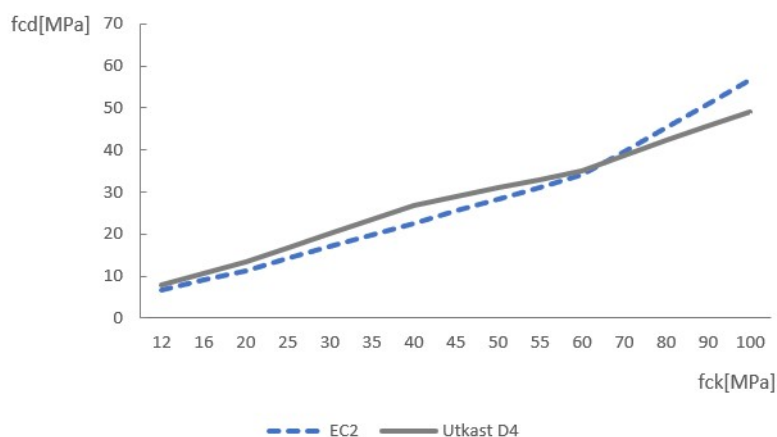
Resultat fra utkast D4:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2}{3} \cdot f_{ck} \quad \text{for } f_{ck} \in \{0, 40\}$$

Forklaringen er at betongen er så duktil at trykkfastheten ikke trenger å reduseres ytterligere.

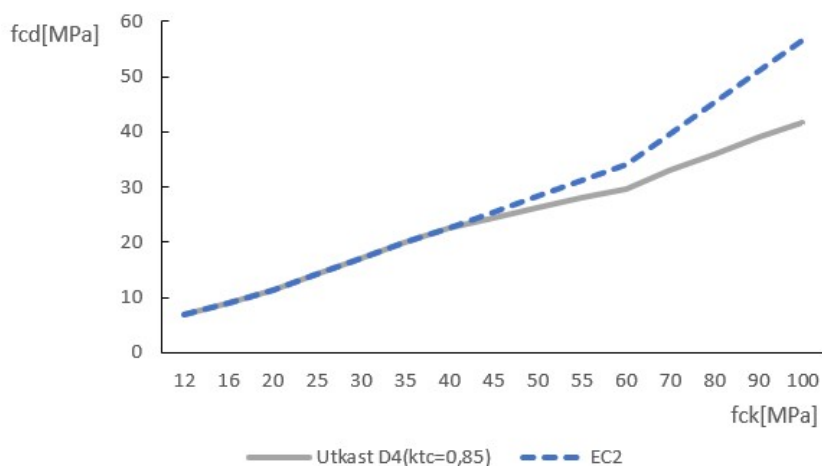
Tabell 3.3: f_{cd} verdier med henholdsvis EC2 og Utkast D4

f_{ck} [MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
$f_{cd,EC2}$	7	9	11	14	17	20	23	26	28	31	34	40	45	51	57
$f_{cd,D4}$	8	11	13	17	20	23	27	29	31	33	35	39	42	46	49



Figur 3.15: f_{cd} verdier med henholdsvis EC2 og Utkast D4

Ved å sette $K_{tc} = 0,85$ blir f_{cd} verdiene til og med $f_{ck} = 40$ MPa identisk med verdiene fra EC2.

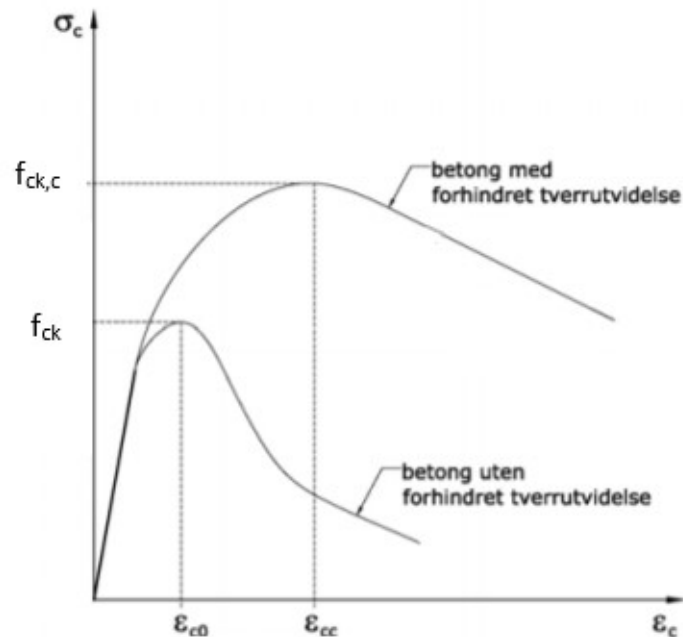


Figur 3.16: f_{cd} verdier når K_{tc} settes lik 0,85

3.4.2 Trykkfasthet for betong med forhindret tverrutvidelse:

Betong med forhindret tverrutvidelse får en endring i spenning-tøyningskurven (arbeidsdiagrammet):

1. Høyere trykkfasthet $f_{ck} \Rightarrow f_{ck,c}$.
2. Høyere trykktøyning $\epsilon_{c2} \Rightarrow \epsilon_{c2,c}$, $\epsilon_{cu2} \Rightarrow \epsilon_{cu2,c}$
3. Framviser en relativ seigere oppførsel ved brudd.



Figur 3.17: Arbeidsdiagram [8]

Betongens trykkfasthet økes som følge av en gunstig omslutningseffekt eller treaksial trykkspenning som lukkede bøylor, kroker og spiralarmering gir til et betongelement [4]. Dette er mest aktuell for søyler.

Tabell 3.4: Formler for betong med forhindret tverrutvidelse med henholdsvis EC2 og Utkast D4

EC2:	Utkast D4:
$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1 + 5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \quad \text{for } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$ $f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,125 + 2,5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \quad \text{for } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$	$\Delta f_{cd} = 4 \cdot \sigma_{c2d} \quad \text{for } \sigma_{c2d} \leq 0,6 f_{cd}$ $\Delta f_{cd} = 3,5 \cdot \sigma_{c2d}^{3/4} \cdot f_{cd}^{1/4} \quad \text{for } \sigma_{c2d} > 0,6 f_{cd}$

Ligningene for utkast D4 i tabell 3.4 er om endring i trykkfasthet for betong med forhindret tverrutvidelse Δf_{cd} . Trykkfasthet $f_{ck,c}$ beregnes etter lign.(3.3).

$$f_{ck,c} = \frac{f_{cd,c} \cdot \gamma_c}{\eta_{cc} \cdot K_{tc}}$$

$$f_{ck,c} = \frac{(f_{cd} + \Delta f_{cd}) \cdot \gamma_c}{\eta_{cc} \cdot K_{tc}} \quad (3.3)$$

I EC2 tar man ikke hensyn til størrelsen på tilslag brukt i betongen. Ifølge utkast D4, 8.1.4(2) skal man redusere Δf_{cd} med faktor $d_{dg}/32$ for betong med $d_{dg} < 32$, lign. (3.4). Bruddsonens ruhetsfaktor d_{dg} blir beregnet etter lign.(3.5).

$$\Delta f_{cd} = 4 \cdot \sigma_{c2d} - \frac{d_{dg}}{32} \quad \text{for } \sigma_{c2d} \leq 0,6 \cdot f_{cd} \text{ og } d_{dg} < 32 \quad (3.4a)$$

$$\Delta f_{cd} = 3,5 \cdot \sigma_{c2d}^{3/4} \cdot f_{cd}^{1/4} - \frac{d_{dg}}{32} \quad \text{for } \sigma_{c2d} > 0,6 \cdot f_{cd} \text{ og } d_{dg} < 32 \quad (3.4b)$$

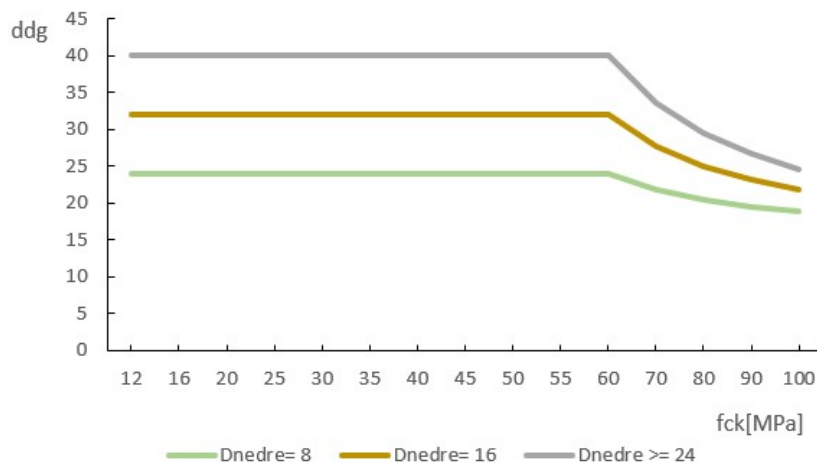
d_{dg} :

er en størrelsesparameter som beskriver bruddsonens ruhet. Den er avhengig av betongtype og D_{nedre} etter NS-EN 206.

D_{nedre} er definert som minste verdi av D (øvre siktstørrelse for tilslag kategorisert som d/D) for den groveste fraksjonen av tilslag i betongen som er tillatt i henhold til betongspesifikasjon [5]:

$$d_{dg} = 16 + D_{nedre} \leq 40[\text{mm}] \quad f_{ck} \leq 60\text{MPa} \quad (3.5a)$$

$$d_{dg} = 16 + D_{nedre} (60/f_{ck})^2 \leq 40[\text{mm}] \quad f_{ck} > 60\text{MPa} \quad (3.5b)$$



Figur 3.18: Bruddsonens ruhetsfaktor d_{dg}

Jo større tilslag, jo mer avtar grafen etter $f_{ck} > 60$ MPa. Grafen for bruddsonens ruhetsfaktor d_{dg} for $D_{nedre} = 16$ mm har nesten samme stigningstall som tøyningsgrensegrafen i bruddtilstand for EC2 ϵ_{cu2} som vist på figur 3.9. Avviket er det at knekkpunktet for grafen til ϵ_{cu2} ligger i punkt $f_{ck} = 50$ MPa, mens knekkpunkt for d_{dg} ligger i $f_{ck} = 60$ MPa. Det er åpenbart pga. at det ble brukt 60 i lign. (3.5b).

σ_{c2d} :

er effektiv trykkspenning i tverretning i bruddgrensetilstand som følge av omsnørende armering og den er avhengig av armeringsmengde i tversnittet, geometrien og den måten lasten påføres på søylen.

Ifølge utkast D4, 8.1.4(3) kan man beregne σ_{c2d} for de tilfellene i figur 3.17 med følgende formler:

$$\sigma_{c2d} = \frac{2A_{s, \text{enbøyle}} \cdot f_{yd}}{b_{cs} \cdot S}$$

De tre første tilfellene (a,b,c) i figur 3.19; fir-kant og sirkel-søyle med enkeltbøyler og spiralarmering.

$$\sigma_{c2d} = \frac{2A_{s, \text{enbøyle}} \cdot f_{yd}}{\max\{b_{csx}; b_{csy}\} \cdot S}$$

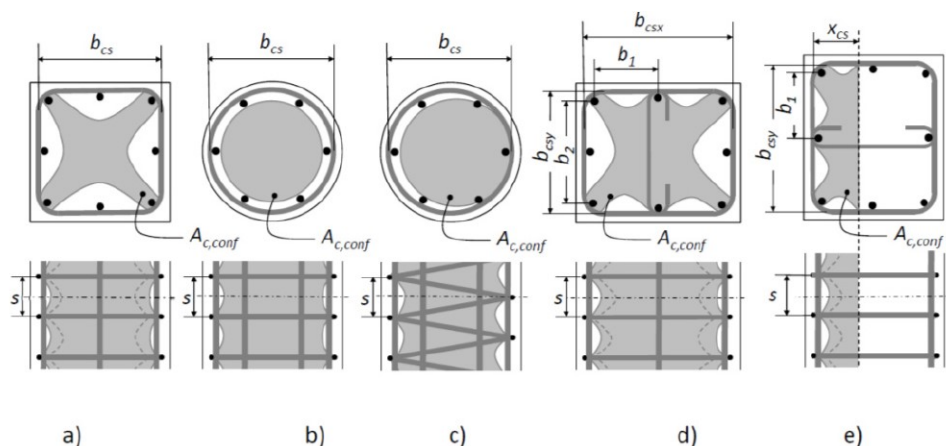
Det fjerde tilfelle (d) er en betongelement med kroker og enkeltbøyle som er utsatt for trykk.

$$\sigma_{c2d} = \min \left[\frac{\sigma \cdot A_{s, \text{enbøyle}, x}}{b_{csy}}, \frac{\sigma \cdot A_{s, \text{enbøyle}, y}}{b_{csx}} \right] \cdot \frac{f_{yd}}{S}$$

Det fjerde tilfelle (d) med dobbeltbøyle som er utsatt for trykk.

$$\sigma_{c2d} = \min \left[\frac{\sigma \cdot A_{s, \text{enbøyle}, x}}{b_{csy}}, \frac{\sigma \cdot A_{s, \text{enbøyle}, y}}{X_{cs}} \right] \cdot \frac{f_{yd}}{S}$$

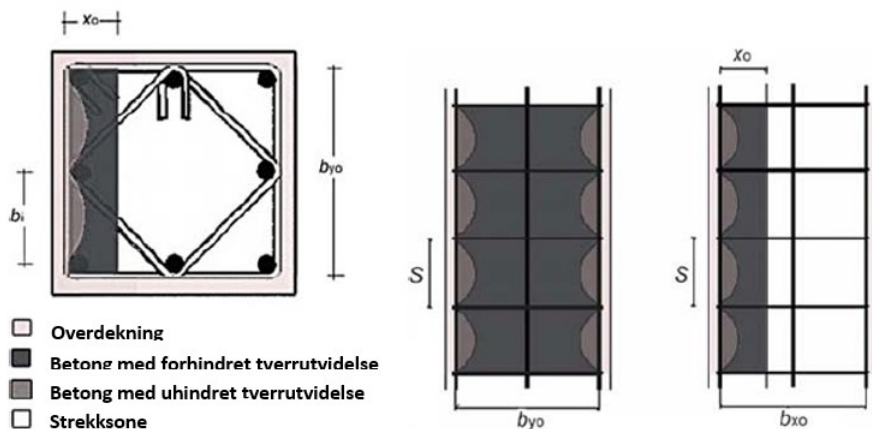
Tilfelle (e) et betongelement utsatt for bøyning med eller uten aksial last.



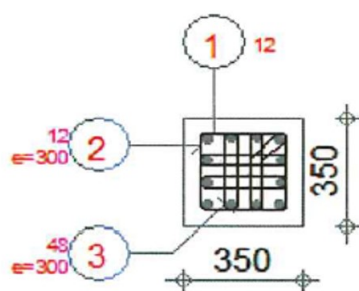
Figur 3.19: Lukkede bøyler og forhindret tverrutvidelses sone [19]

Figur 3.20 illustrerer hvor det oppstår omslutningseffekt i et betongelement som er utsatt for bøyning med eller uten aksialast[9]. I Utkast D4,8.1.4(4) finner man formler for å bestemme areal for det forhindret tverrutvidelses området for de fire tilfellene i figur 3.19, men det er ikke tillatt å bruke dem i verifisering av fasthet [utkast D4,8.1.4(5)].

For å sammenlikne $f_{ck,c}$ i EC2 og Utkast D4, har det tatt i betraktning tilfelle (a) og beregnet σ_{c2d} for en søyle, se figur 3.21 med armering $\phi 10$, senteravstand mellom bøylerne $s = 300$ og avstand mellom midten på to parallelle bøylesider $b_{cs} = 255 \text{ mm}$ og $f_{yk} = 434 \text{ MPa}$. I EC2 mangler det formler for σ_2 og derfor ble det brukt formelen fra utkast D4 og beregnet med $f_{yk} = 500 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_2 = \sigma_{c2k}$. Resultatet er vist i figur 3.22.

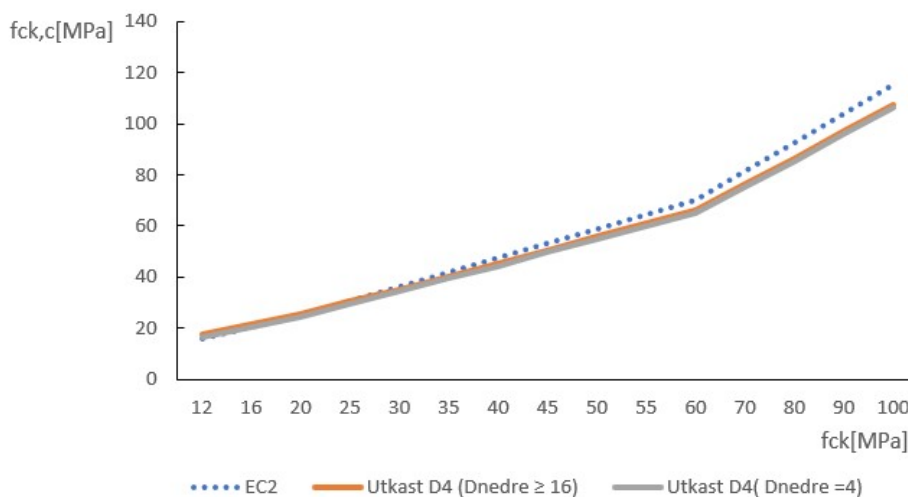


Figur 3.20: Påvirkning av bøyning på omsluttningseffekt utvikling i et betongelement [9]



Figur 3.21: Søyletverrsnitt

Figur 3.22 viser $f_{ck,c}$ for grovt tilslag 16/22 mm ligger veldig nær $f_{ck,c}$ for fin tilslag 4/16 mm som igjen ligger nær resultat for EC2.



Figur 3.22: Trykkfasthet for betong med forhindret tverrutvidelse $f_{ck,c}$

3.4.3 Strekkfasthet:

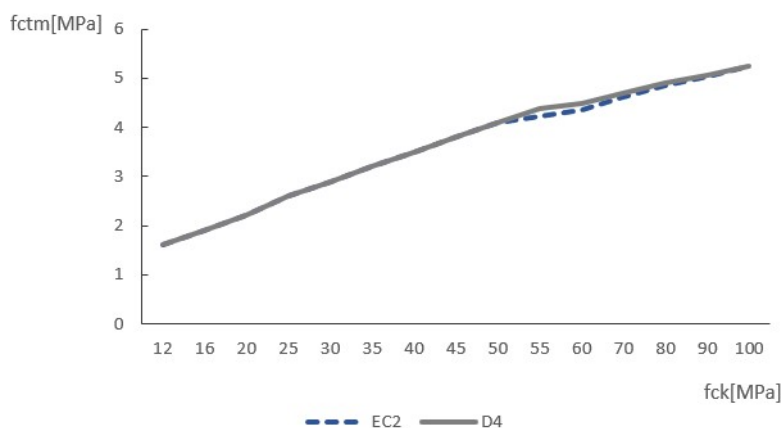
Strekkfasthet for vanlig betong er i størrelsesorden 8 – 10% av trykkfastheten, og for høyfast betong blir det 4 – 6% av trykkfastheten [14]. Betongens bæreevne er derfor svært lav for strekkpåkjenninger. For å forbedre denne evnen i strekkpåkjennte konstruksjonsdeler ble det tradisjonelt brukt stål som er kjent for sin høye strekkstyrke. Det ble mulig med en slik løsning siden temperaturutvidelseskoeffisienten til begge materialene ligger nær hverandre.

Strekkfasthet kan defineres som middelverdien av betongens aksialstrekkfasthet f_{ctm} ved 28 døgn.

En oversikt over hvilken formel ble som brukt i EC2 og utkast D4 vises nedenfor:

	EC2	Utkast D4
$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$
$f_{ck} > 50 \text{ MPa}$	$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + \frac{f_{cm}}{10})$	$f_{ctm} = 1,1 f_{ck}^{1/3}$

Figur 3.23 viser at verdiene i utkast D4 ligger nær verdiene i EC2.



Figur 3.23: Middelverdi av betongens aksialstrekkfasthet f_{ctm}

Betongens karakteristiske aksialstrekkfasthet f_{ctk} øker lineært og er en funksjon av f_{ctm} og bestemmes av samme formel i både EC2 og D4:

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$$

$$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$$

$f_{ctk,0,05}$ er betongens karakteristiske aksialstrekkfasthet med 5% sannsynlighet for underskridelse.

$f_{ctk,0,95}$ er betongens karakteristiske aksialstrekkfasthet med 5% sannsynlighet for overskridelse.

Dimensjonerende strekkfasthet:

EC2	Utkast D4
$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$	$f_{ctd} = K_{tt} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$
$f_{ctd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5}$	$f_{ctd} = 0,7 \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5}$
$f_{ctd} = 0,567 f_{ctk,0,05}$	$f_{ctd} = 0,47 f_{ctk,0,05}$

α_{ct} tar hensyn til virkning av langtidslast på strekkfastheten samt ugunstig virkning som følge av lastpåføringsmåten. K_{tt} tar hensyn til virkning av langtidslast på strekkfastheten og den kan bestemmes av det enkelte land og fastsettes i det nasjonale tillegget.

Momentkapasitet

4.1 Forutsetninger ved bestemmelse av momentkapasitet:

Beregningsforutsetninger ved bestemmelse av momentkapasiteten for armerte- eller forspente betongtverrsnitt som ikke er forandret, og fortsatt blir gjeldende i den reviderte Eurokoden er de følgende forutsetninger:

- Plane tverrsnitt forblir plane [basert på Naviers hypotese].
- Full heft mellom betong og armering eller spennkabler.
- Det sees bort fra betongens strekkfasthet.
- Spenningen i armeringsstål og spennstål er utledet fra de dimensjonerende kurvene i spennings- og tøyningssammenhengene.
- “Den initielle tøyningen i spennkablene legges til grunn ved bestemmelsen av spenningene i spennkablene” er reformulert som: tøyningdifferanse mellom spennstål og omgivende betong er vurdert når spenningene i spennkablene med hensyn til tidsavhengige tap på det aktuelle tidspunktet blir vurdert.

Den forutsetningen som handler om spenningen i betongen under trykk er forandret. I likhet med EC2 tillater utkast D4 å benytte rektangulære spenningsfordeling som vist i figur 4.1, men både λ og η er konstant for alle fasthetsklasser fordi man tar hensyn til betongens sprøhet i den dimensjonerende trykkfastheten f_{cd} som ble forklart i delkapittel 3.4.1.

I utkast D4:

For alle fasthetsklasser: $\lambda = 0,8$ *og* $\eta = 1,0$

I EC2:

For $f_{ck} < 50$ MPa:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{og} \quad \eta = 1,0$$

For $f_{ck} > 50$ MPa:

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{EC2, eq(3.20)} \quad (4.1)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{EC2, eq.(3.22)} \quad (4.2)$$

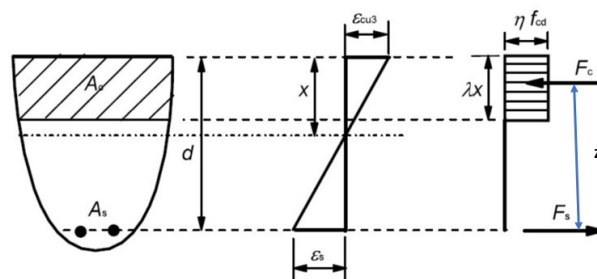
4.1. FORUTSETNINGER VED BESTEMMELSE AV MOMENTKAPASITET:

Verdi av λ og η for normalarmert i EC2 og utkast D4 blir vist nedenfor:

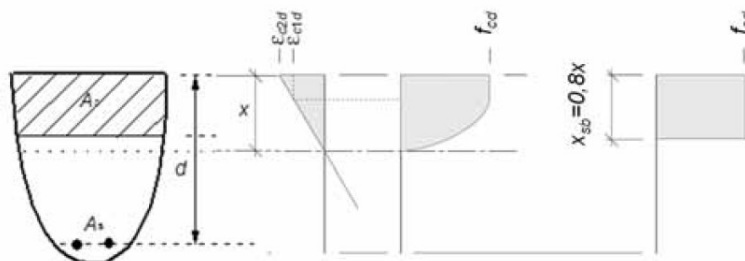
Tabell 4.1: Verdi av λ og η for normalarmert betong med armering B500C

Fasthetsklasse	B12-B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
λ , EC2	0,8	0,78	0,77	0,75	0,725	0,7	0,675
λ , D4	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
η , EC2	1	0,97	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75
η , D4	1	1	1	1	1	1	1

Endring i λ og η fører til at beregningsmodellen får andre symboler. Nedenfor blir det vist illustrasjon fra begge regelverkene:



(a) Spenningsfordeling i EC2 [4]



(b) Spenningsfordeling i Utkast D4 [19]

Figur 4.1: Beregningsmodell for momentkapasitet

Hvor:

A_s er strekkarmeringstverrsnitt.

d er tverrsnittets effektive høyde.

α er trykksonehøydefaktor.

$x = \alpha \cdot d$ er trykksonehøyde.

F_c er trykkresultant av betongspenningene i trykksonen.

F_s er kraft i strekkarmering.

z er avstand mellom F_c og F_s , indre momentarm.

4.1. FORUTSETNINGER VED BESTEMMELSE AV MOMENTKAPASITET:

Etter den rektangulære spenningsfordelingen som vist i figur 4.1 blir trykksoneens momentkapasitet [20]:

$$M_{Rd} = F_c \cdot z \quad (4.3)$$

$$\begin{aligned} F_c &= \lambda \eta \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b \\ z &= d - 0,5 \lambda \cdot x \end{aligned} \quad (4.4)$$

$$x = \alpha \cdot d \quad \text{figur 4.2}$$

sette inn x i F_c og z
sette inn F_c og z i (4.3)

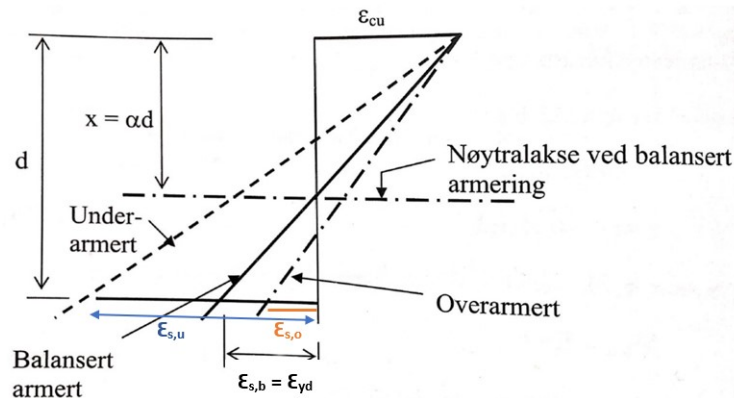
$$M_{Rd} = \lambda \eta \alpha \cdot (1 - 0,5 \lambda \alpha) f_{cd} b d^2 \quad \text{Sørensen eq.(4.14)[20]} \quad (4.5)$$

For balansert armeringstverrsnitt som vil si når $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$ og underarmert tverrsnitt ($\epsilon_s > \epsilon_{yd}$) som vist på figur 4.2, beregnes α etter lign.:

$$\alpha = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\lambda \eta \cdot f_{cd} \cdot b d} \quad (4.6)$$

For overarmert tverrsnitt ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$) beregner man α med følgende lign.[20]:

$$\lambda \eta \cdot f_{cd} b d \cdot \alpha^2 + E_s A_s \epsilon_{cu} \cdot \alpha - E_s A_s \epsilon_{cu} = 0 \quad (4.7)$$



Figur 4.2: Armeringstøyning ϵ_s ved brudd for henholdsvis underarmert, balansert og overarmert tverrsnitt. [20]

For å sjekke om et gitt bjelketverrsnitt med armering er under- eller overarmert, skal man gjøre følgende beregninger dvs. hvilken α ligning som skal benytte:

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} \left(\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \right)$$

$$\text{Balansert armeringsmengde: } A_{s,b} = \lambda \eta \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b d \cdot \alpha_b \quad \text{Sørensen(4.21)}$$

– Hvis armeringsmengde på det aktuelle tverrsnitt $A_s < A_{s,b}$, er bjelketverrsnittet er underarmert \Rightarrow lign. (4.6)

– Hvis armeringsmengde på det aktuelle tverrsnitt $A_s > A_{s,b}$, er bjelketverrsnittet er overarmert \Rightarrow lign. (4.7).

4.1. FORUTSETNINGER VED BESTEMMELSE AV MOMENTKAPASITET:

Balansert armeringsmengde $A_{s,b}$ lign. blir skrevet om for å kunne sammenlikne på en generell måte:

$$A_{s,b} = \lambda \eta \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot bd \cdot \alpha_b$$

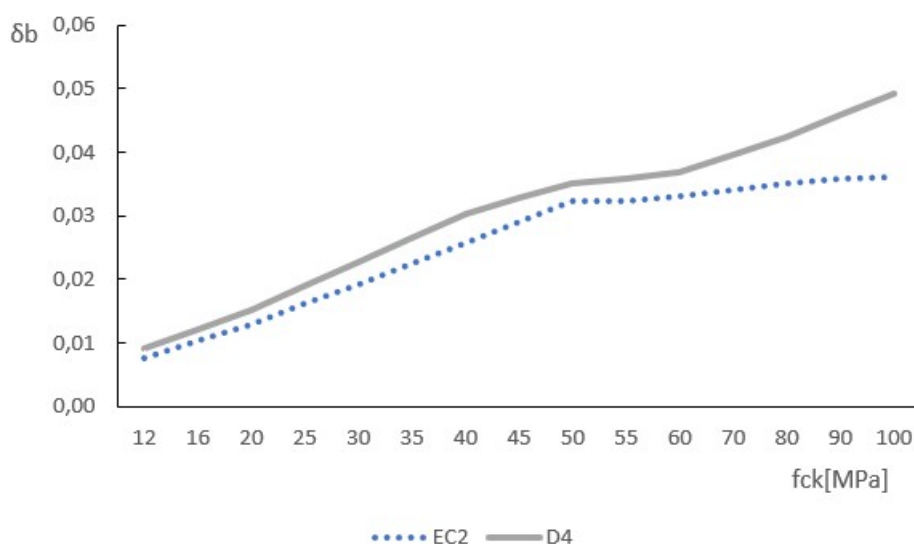
hvor:

$$\delta_b = \lambda \eta \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \alpha_b$$

Skrives om:

$$A_{s,b} = \delta_b \cdot bd$$

Figuren nedenfor viser hvordan δ_b endrer seg i forholdt til sylindrefastheten:



Figur 4.3: $\delta_b = \lambda \eta \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \alpha_b$ henholdsvis med EC2 og D4

Verdiene man får ifølge D4 har gått opp med 18% for fasthetsklasser B12 til B40, 13% for B45. Nærmeste verdi er for B50 som blir 9% høyere og etter det blir grafen for D4 brattere mens for EC2 "flater ut" parallelt med linje $\delta_b = 0,04$. Det fører til at δ_b verdi for B100 blir 37% høyere med D4 i forhold til EC2. I eksempel 4.8.1 sjekkes om det store gapet på slutten av grafen gir noe betydelige forskjell på momentkapasitet for et aktuelt tverrsnitt.

4.2 Virtueelt momentkapasitet:

Man kan fremme den duktile egenskapen til en konstruksjon for å gi store nedbøyninger og synlige riss før brudd ved å dimensjonere som underarmert som vil si at man velger $\epsilon_s > \epsilon_{yd}$ slik at armeringsstålet flyter før endelig trykkbrudd i betongen som også blir kalt “duktil oppførsel ved brudd” [20].

$$\alpha = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} \quad (4.8)$$

Det er vanlig praksis å velge $\epsilon_s = 2 \cdot \epsilon_{yd}$ og armering B500NC som vil si $f_{yk} = 500$ MPa med duktilitetsklasse C som også er kjent som “normalarmert”[20].

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434}{2 \cdot 10^5} = 0,00217$$

$$\epsilon_s = 2 \cdot \epsilon_{yd}$$

$$\epsilon_s = 0,005$$

Sette inn i (4.8):

$$\tilde{\alpha} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0,005} \quad (4.9)$$

hvor: $\epsilon_{cu} = \epsilon_{cu2}$

ϵ_{cu} er avhengig av fasthetsklasser ifølge EC2, men ifølge utkast D4 kan man sette den lik 3,5‰ for alle fasthetsklasser som vist i figur 3.9.

Tabell 4.2: Verdi av α for normalarmert betong med armering B500C [20][19]

Fasthetsklasse	B12-B50	B55	B60	B70	B80-B100
$\tilde{\alpha} = x/d$, EC2	0,412	0,383	0,367	0,351	0,342
$\tilde{\alpha} = x/d$, D4	0,412	0,412	0,412	0,412	0,412

For å beregne trykksonens dimensjonerende momentkapasitet for normalarmert kan man sette inn følgende verdier i lign. (4.5):

- verdier for α fra formel (4.9) som vist i tabell 4.2.
- verdier for λ og η fra tabell 4.1
- verdier for f_{cd} fra tabell 3.3

og kommer fram til:

$$\tilde{M}_{Rd} = \lambda \eta \tilde{\alpha} \cdot (1 - 0,5 \lambda \tilde{\alpha}) f_{cd} \cdot b d^2 \quad (4.10)$$

hvor:

$$\begin{aligned} K &= \lambda \eta \cdot (1 - 0,5 \lambda \tilde{\alpha}) \tilde{\alpha} \quad [20] \\ \tilde{\delta} &= \lambda \eta \cdot (1 - 0,5 \lambda \tilde{\alpha}) \tilde{\alpha} \cdot f_{cd} \end{aligned} \quad (4.11)$$

og deretter skriver om ligningen:

$$\tilde{M}_{Rd} = \tilde{\delta} \cdot b d^2 \quad (4.12)$$

Ifølge Utkast D4:

$$\lambda \eta \cdot (1 - 0,5 \lambda \tilde{\alpha}) \tilde{\alpha} = 0,275$$

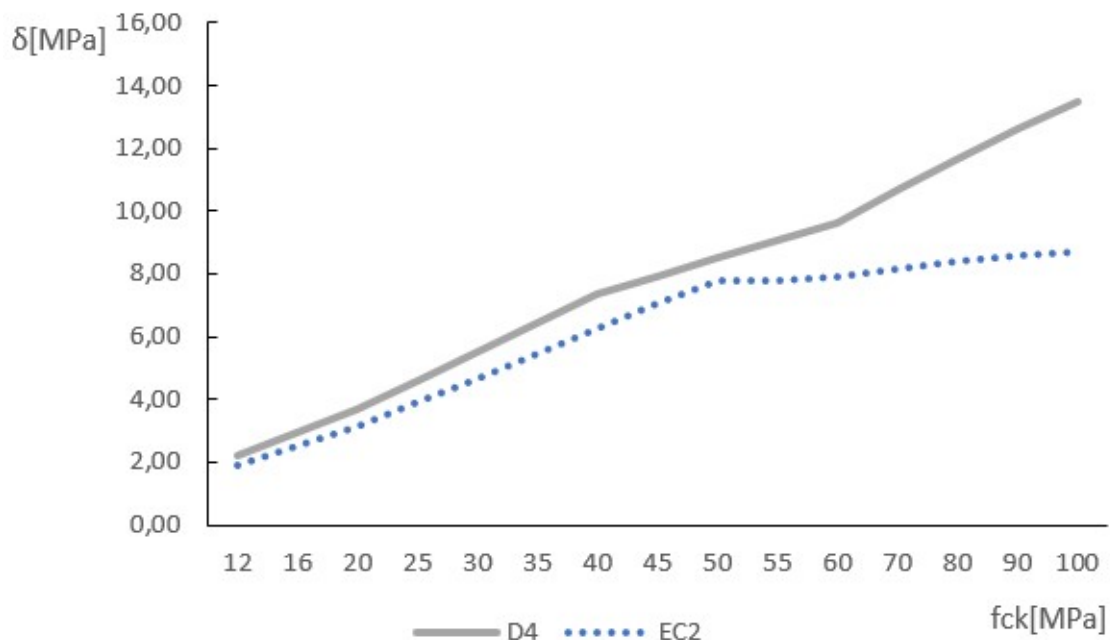
og derfor:

$$\tilde{M}_{Rd} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b d^2 \quad \text{for alle fasthetsklasser} \quad (4.13)$$

Tabell 4.3: Verdi av \tilde{K} for normalarmert betong med armering B500C [20]

Fasthetsklasse	B12-B545	B55	B65	B75	B85	B95
\tilde{K} , EC2	0,275	0,250	0,219	0,195	0,177	0,161
\tilde{K} , D4	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275

Figuren nedenfor viser hvordan $\tilde{\delta} = \lambda \eta \cdot (1 - 0,5 \lambda \tilde{\alpha}) \tilde{\alpha} \cdot f_{cd}$ lign.(4.11) endrer seg i forhold til sylindrefastheten. Grafene har en stigningstall nær formen til δ_b grafene i figur 4.3. Resultat for EC2 er som forventet at jo høyere trykkfasthet, jo høyere trykksonens momentkapasitet for vanlige betong med $f_{ck} \leq 50$ MPa, men for fasthetsklassene B55- B100 har økning i trykkfasthet lite påvirkning på momentkapasitet på grunn av at betongen blir sprøere. Verdiene man får ifølge D4 har gått opp med 17,6% for fasthetsklasser B12-B40, 13% for B45 og nærmeste verdi er for B50 som blir 9% høyere og etter det blir grafen brattere, mens for EC2 "flater ut" parallelt med linje $\delta = 8$ [MPa] som gjør at verdien for B100 blir 55% høyere med D4 i forhold til EC2.



Figur 4.4: $\tilde{\delta}$ henholdsvis med EC2 og D4

Kommentar:

Hvis man tar med endringsmønsteret i bruddsonens ruhetsfaktor d_{dg} grafen med $D_{nedre} = 16\text{mm}$ i momentkapasitet beregningen ifølge utkast D4, får man ta med sprøhetsegenskapen i høyfast betong med å flatte ut den bratte delen av grafen som vist i figur 3.18,

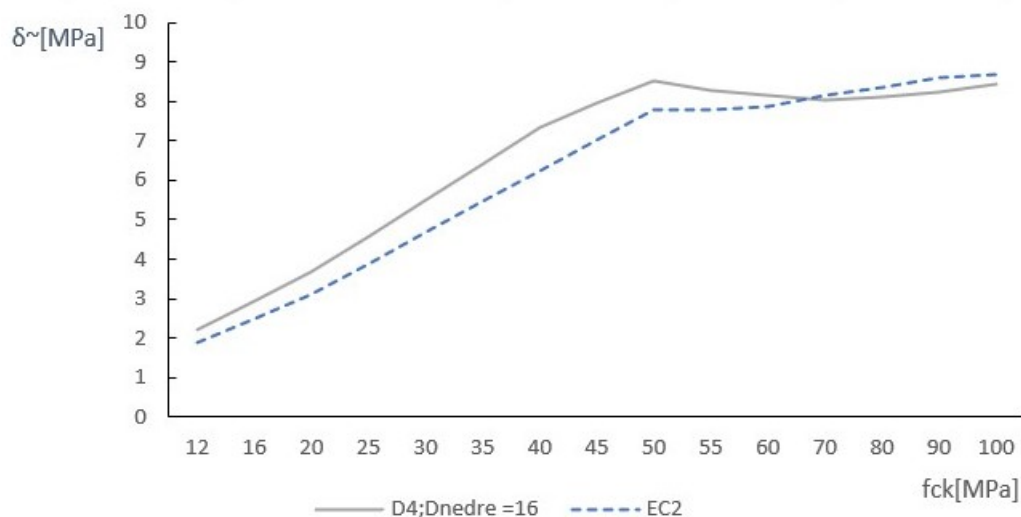
$$\tilde{M}_{Rd} = 0,275 \cdot \frac{d_{dg}}{16 + D_{nedre}} f_{cd} \cdot bd^2$$

For $f_{ck} \leq 50$ MPa

$$\Rightarrow \tilde{M}_{Rd} = 0,275 \cdot \frac{16 + D_{nedre}}{16 + D_{nedre}} f_{cd} \cdot bd^2 \quad (4.14a)$$

For $f_{ck} > 50$ MPa

$$\Rightarrow \tilde{M}_{Rd} = 0,275 \cdot \frac{16 + D_{nedre} \cdot \left(\frac{50}{f_{ck}}\right)^2}{16 + D_{nedre}} \cdot f_{cd} \cdot bd^2 \quad (4.14b)$$



Figur 4.5: $\tilde{\delta}$ ifølge lign.(4.14) og EC2

På figur 4.5 ser man at det er en betydelig andel avvik mellom de vanlige betongklassene. Det kan føre til at det ikke blir behov for trykkarmering der det skal. Følgende endring i $\tilde{\delta}$ gir nærmere verdi til verdiene i EC2:

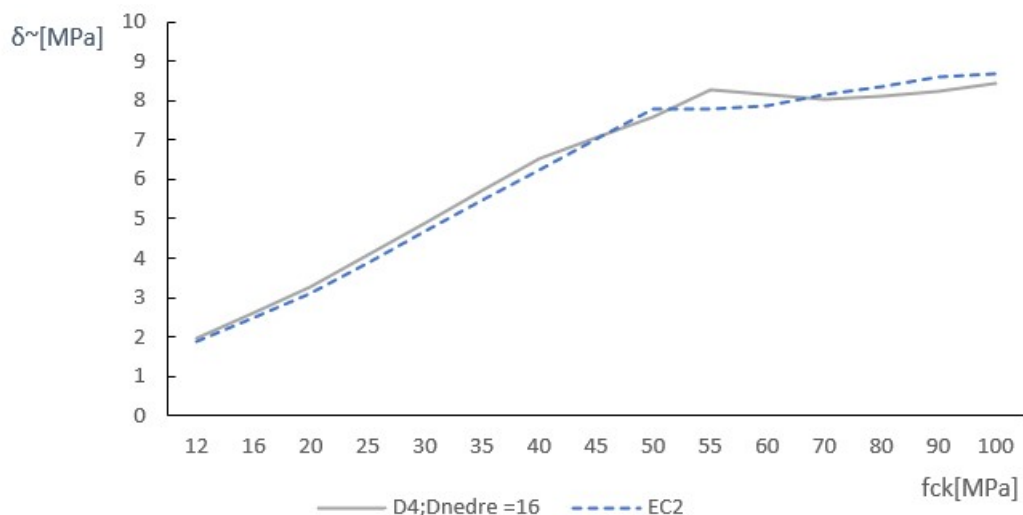
$$\tilde{M}_{Rd} = 0,275 \cdot \frac{d_{dg}}{d_{dg} + a} f_{cd} \cdot bd^2$$

For $f_{ck} \leq 50$ MPa $a = 4$

$$\Rightarrow \tilde{M}_{Rd} = 0,275 \cdot \frac{16 + D_{nedre}}{20 + D_{nedre}} f_{cd} \cdot bd^2 \quad (4.15a)$$

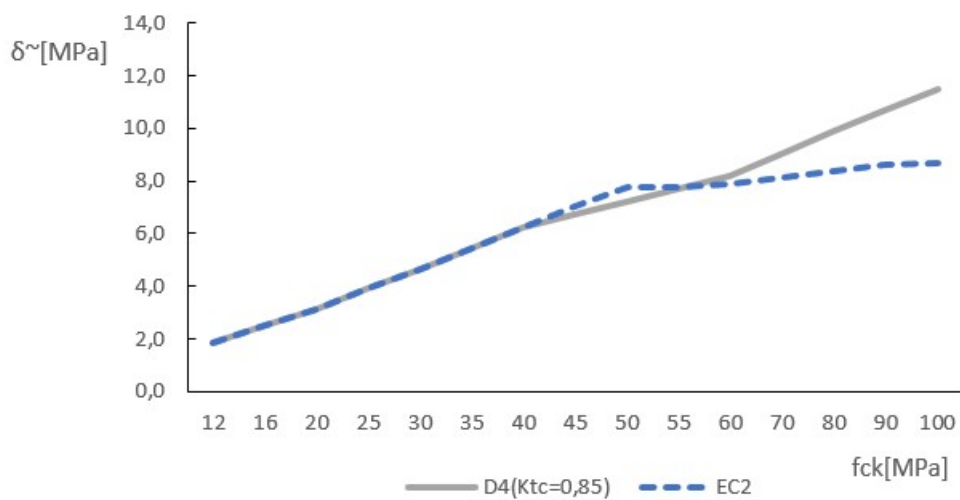
For $f_{ck} > 50$ MPa $a = 0$

$$\Rightarrow \tilde{M}_{Rd} = 0,275 \cdot \frac{16 + D_{nedre} \cdot \left(\frac{50}{f_{ck}}\right)^2}{16 + D_{nedre}} \cdot f_{cd} \cdot bd^2 \quad (4.15b)$$



Figur 4.6: $\tilde{\delta}$ ifølge lign.(4.15) og EC2

Ved å beregne f_{cd} med $K_{fc} = 0,85$ blir $\tilde{\delta}$ etter lign. (4.11) nesten likt til og med $f_{ck} = 55$ MPa for både EC2 og utkast D4 som blir vist nedenfor:



Figur 4.7: $\tilde{\delta}$ når det settes $K_{fc} = 0,85$

4.3 Nødvendig total høyde:

Nødvendig total høyde for et rektangulært tverrsnitt basert på figur 4.1 kan bestemmes ved lign. (4.16)[20].

$$h_{total} = d + C_{nom} + \frac{\phi}{2} + \phi_v$$

$$d = h_{total} - C_{nom} - \frac{\phi}{2} - \phi_v \quad (4.16)$$

Hvor:

d er tverrsnittets effektive høyde fra trykkrand til tyngdepunkt i strekkarmeringen.

C_{nom} er nominell overdekning.

ϕ er lengdearmering

ϕ_v er skjærarmering.

Nominell overdekning C_{nom} :

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (4.17)$$

hvor:

C_{min} er minste betongoverdekning.

ΔC_{dev} er sikkerhetsmargi. Anbefalt verdi er 10 mm om det ikke er noe høyere verdi som har blitt anbefalt på det nasjonale tillegget. Ellers kan andre verdier velges ifølge 4.4.1.3 i EC2 og 6.4.3 D4. Man kan beregne med lavere verdi enn 10 mm ifølge utkast D4 hvis man har høy kvalitetssikring og bruker veldig nøyaktig måleenhet.

Minste betongoverdekning C_{min} gir god heft og korrosjonbeskyttelse til armeringsstålet og tilfredsstillende brannmotstandskravene. Ifølge EC2, 4.4.1.2(2) skal benyttes den største verdien av C_{min} som tilfredsstillende både heft og bestandighet :

$$C_{min} = \max[C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10mm] \quad (4.18)$$

I utkast D4:

$$C_{min} = \max[C_{min,b}; C_{min,dur}; 10mm] \quad (4.19)$$

hvor:

$C_{min,b}$ er minste overdekning som følge av kravene til heft, bestemmes etter tabell NA4.2, EC2 og punkt 6.4.4, utkast D4. Verdien av $C_{min,b}$ bør økes med 5 mm hvis man har tilslagsstørrelse med $D_{\phi_{vre}}$ større enn 32 mm ifølge utkast D4.

$C_{min,dur}$ er minste overdekning som følge av kravene til bestandighet, bestemmes etter tabell 4.1 og tabell 4.4N.

$\Delta C_{dur,\gamma}$ er tillegg for sikkerhet.

$\Delta C_{dur,st}$ ved bruk av rustfritt stål som armering.

$\Delta C_{dur,add}$ ved bruk av tilleggsbeskyttelse for eksempel belegg.

Anbefalt verdi for $\Delta C_{dur,\gamma}$, $\Delta C_{dur,st}$, $\Delta C_{dur,add}$ ifølge EC2, 4.4.1.2(6,7,8) er 0 mm med mindre andre verdier ble anbefalt i det nasjonale tillegget.

4.3. NØDVENDIG TOTAL HØYDE:

Som vist i lign. (4.19) er parametre $\Delta C_{dur,\gamma}$, $\Delta C_{dur,st}$, $\Delta C_{dur,add}$ ikke tatt med i utkast D4, men erstattet med ny avsnitt 6.4.2(6):

Verdien av $C_{min,dur}$ **bør** økes eller **kan** reduseres for å ta i betraktning:

- tillegg for sikkerhet.
- bruk av stålfritt armering.
- beskytelsesnivå i henhold til D4, 5.4.1(4).

Ingen endring av $C_{min,dur}$ gjelder med mindre det nasjonale vedlegget gir slik modifikasjon.

Nødvendig tverrsnittets effektive høyde d :

I tilfeller der man ønsker å ha en tykkelse så tynt som mulig på bjelker eller plater, kan man beregne den nødvendige høyde på tverrsnittet som vil si tykkelse på bjelke/plate. Material knapphet fram til siste tredjedel av det 20. århundre gjorde at det var så viktig å ikke bruke mer enn nødvendig av bygningsmaterialer [15]. I våre dager er det omvendt; man har tilgang til materialer, men arbeidskraft er dyrt. Det kan derfor være ønskelig å ikke bruke mer enn nødvendig på grunn av estetiske årsaker på arkitektens side eller på grunn av miljørelaterte årsaker.

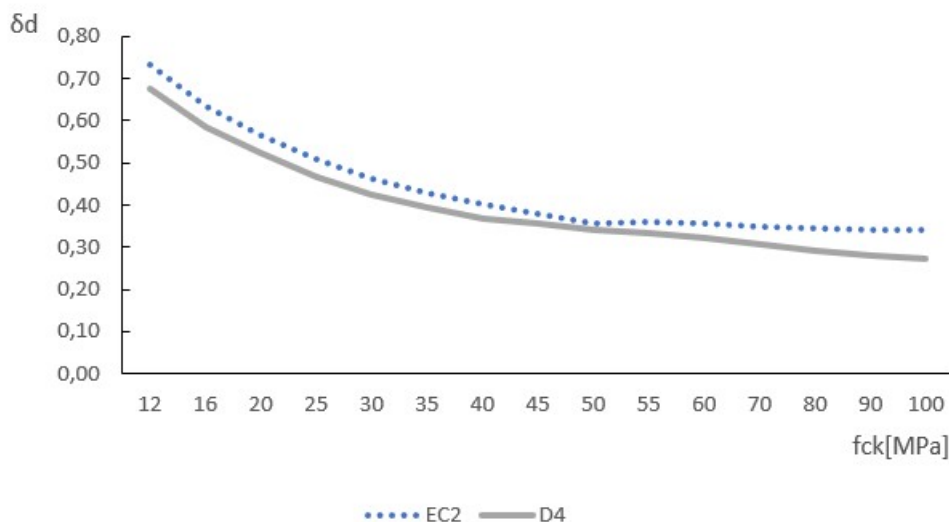
Ved fullt utnyttet trykksone skal man sette dimensjonerende momentkapasitet lik trykksoneens momentkapasitet [20].

$$M_{Ed} = \tilde{M}_{Rd}$$
$$\tilde{M}_{Rd} = \tilde{\delta} \cdot b d^2 \quad \text{lign. (4.10)}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{\tilde{\delta} \cdot b}}$$
$$d = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b}} \cdot \sqrt{\frac{1}{\tilde{\delta}}} \quad (4.20)$$

$$\delta_d = \sqrt{\frac{1}{\tilde{\delta}}} \quad (4.21)$$

Her må man være klar over at egenlast er avhengig av høyde til tverrsnitt. Ved å ta med d som ukjent i beregning av M_{Ed} i lign. (4.20), får man en andregradsligning med d . I denne sammenlikningen som ble gjort og er vist i figur 4.8, har det blitt sett bort fra effekten av tverrsnittets høyde på egenlast for enkelhetsskyld når vi vet at dimensjonerende moment pga. egenlast er mye lavere enn nyttelast moment.



Figur 4.8: $\delta_d = \sqrt{\frac{1}{\tilde{\delta}}}$ henholdsvis med EC2 og D4

Verdiene man får ifølge D4 har gått ned med 8% for fasthetsklasser B12 til B40. Grunnen er trykkfastheten som er 15% lavere ifølge av EC2 beregningen for fasthetsklasser B12–B40. Det har gått ned 6% for B45 og nærmeste verdi er for B50 som blir 4% høyere. Etter den forskjellen begynner det å øke til det blir 20% lavere for B100.

4.4 Lengdearmering:

– Minimum lengdearmering:

Flytekriteriet $\sigma_s \leq f_{yk}$ for en endimensjonal spenningstilstand [13] blir valgt for et opprisset tverrsnitt som vil si at materialet vil flyte når spenningen σ når flytespenningen f_{yk} [21]:

$$\sigma_{sr} \leq f_{yk}$$

σ_s kan erstattes av rissmoment M_{cr} ifølge punkt 7.4.3(3) i EC2. I denne sammenhengen settes den andre siden lik $M = F_s \cdot z = f_{yk} \cdot A_s \cdot z$, og avstanden z mellom trykkresultanten F_c og strekkarmeringskraften F_s som vist i figur 4.1 settes lik $0,7d$:

$$\begin{aligned} M_{cr} &\leq M & (4.22) \\ M_{cr} &= \frac{1}{6} \cdot bh^2 \cdot f_{ctm} \leq M = f_{yk} \cdot A_s \cdot z \\ \frac{1}{6} \cdot A_c \cdot h \cdot f_{ctm} &\leq f_{yk} \cdot A_s \cdot 0,7d \\ A_{s,min} &= A_s \\ A_{s,min} &\geq 0,238 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_c \cdot h}{f_{yk} \cdot d} & (4.23) \end{aligned}$$

Sette $d = 0,95 \cdot h \Rightarrow$

$$\begin{aligned} \frac{1}{6} \cdot b \cdot \left(\frac{1}{0,95} \cdot d\right)^2 \cdot f_{ctm} &\leq f_{yk} \cdot A_s \cdot 0,7d \\ A_{s,min} &\geq 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot bd & (4.24) \end{aligned}$$

Lign.(4.24) er minimumsarmeringsuttrykket som eksistere i EC2 som skal være større eller lik $0,0013 \cdot bd$. Lign. (4.22) er i overensstemmelse med formelen i den reviderete Eurokoden som blir vist nedenfor:

$$M_{R,min}(N_{Ed}) \geq k \cdot M_{cr}(N_{Ed}) \quad \text{lign.(12.1) i utkast D4} \quad (4.25)$$

hvor:

$k = 1$ for tverrsnitt med fullheft som vil si at betong og armering har samme tøyning.

$k = 1,15$ for spennarmering uten heft og eksterne spennarmering (kabler).

Lign.(4.23) brukes derfor ved bestemmelse av minimumsarmering for bjelker og plater i utkast D4.

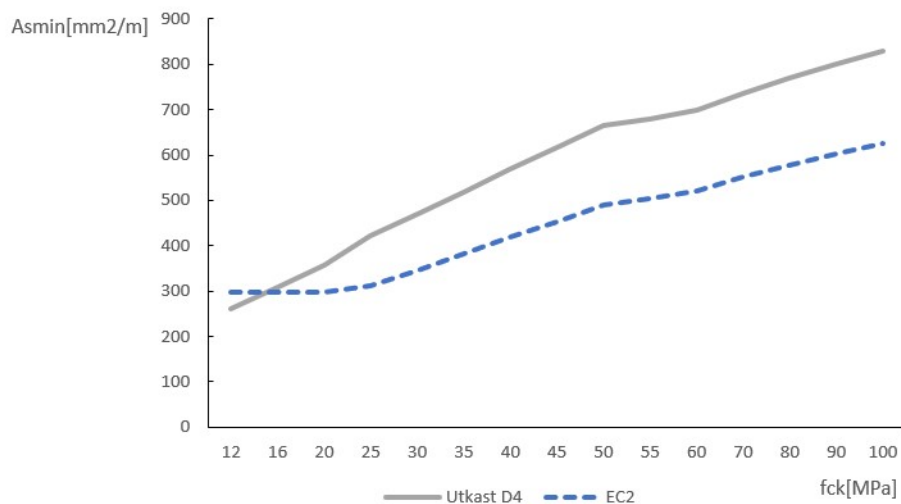
De tilsvarende minimum lengdearmeringuttrykkene blir vist nedenfor:

Nedenfor blir det vist beregning av minimumsarmering for flatdekket i eksempel 4.8.2 med trykkfasthet fra 12 – 100 MPa:

4.4. LENGDEARMERING:

Tabell 4.4: Minimum lengdearmering for bjelker og plater henholdsvis med EC2 og utkast D4

Tilfelle	EC2;NA	Utkast D4
Utsatt hovedsakelig for bøyning	$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot bd \geq 0,0013 \cdot bd$	$A_{s,min} = 0,238 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_c \cdot h}{f_{yk} \cdot d}$
Utsatt for direkte strekk	–	$A_{s,min} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot A_c$
Utsatt for skader som er avhengig av betongens tetthet	$A_{s,min} \geq 2 \cdot A_{s,min}$	–



Figur 4.9: Minimumsarmering i flatdekket ($h = 280\text{mm}$ og $\bar{d} = 230\text{mm}$) henholdsvis med EC2 og utkast D4

Det viser at den nye reviderte Eurokoden krever mer minimumsarmering i tilfeller der $d < 0,95h$. I dette eksemplet er forholdet mellom \bar{d}/h 0,82.

– Nødvendig lengdearmering:

Bestemmes ut fra momentlikevekt i figur 4.1[20]:

$$M_{Ed} = F_c \cdot z = F_s A_s \cdot z$$

hvor:

$$F_s = f_{yd}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} \quad (4.26)$$

– For fullt utnyttet trykksone $M_{Ed} = M_{Rd}$ bestemmes z etter lign. (4.4) og blir vist i tabellen nedenfor:

Tabell 4.5: Verdi av z/d for fullt utnyttet trykksone med armering B500C [20]

Fasthetsklasse	B12-B50	B55	B65	B75	B85	B95	B100
z/d , EC2	0,835	0,849	0,863	0,372	0,878	0,882	0,885
z/d , D4	0,835	0,835	0,835	0,835	0,835	0,835	0,835

4.4. LENGDEARMERING:

- For tilfeller der den dimensjonerende moment er lavere enn momentkapasitet ($M_{Ed} < M_{Rd}$):

$$z = \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d \leq 0,95d$$
$$c = 1 - \frac{z}{d} \quad z/d \text{ fra tabell 4.5}$$

For vanlige betongtyper B12 – B50 med både EC2 og utkast D4 blir beregning som følge:

$$z = \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d \leq 0,95d \quad \div d$$
$$\left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \leq 0,95 \quad (4.27)$$
$$c = 1 - \frac{z}{d} = 1 - 0,835 \approx 0,17 \quad \text{sette inn c i lign.(4.27)}$$
$$\left(1 - 0,17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \leq 0,95$$
$$(1 - 0,95) \leq 0,17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$$
$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \geq \frac{0,05}{0,17} \approx 30\%$$
$$M_{Ed} \geq 30\% \cdot M_{Rd}$$

For:

- $M_{Ed} = M_{Rd}$:

$$z = 0,835d$$

- $M_{Rd} > M_{Ed} \geq 30\% \cdot M_{Rd}$:

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d$$

- $M_{Ed} < 30\%M_{Rd}$:

$$z = 0,95d$$

I tilfeller der den dimensjonerende moment er høyere enn momentkapasitet ($M_{Ed} > M_{Rd}$) må tverrsnittet trykkarmeres:

Nødvendig armering beregnes etter følgende ligninger med betingelsen $\varepsilon'_s \geq \varepsilon_{yd}$.

- Nødvedig armering på strekkside:

$$A_s = \frac{M_{Rd}}{f_{yd} \cdot z} + \frac{\Delta M_{Ed}}{f_{yd} \cdot h'} \quad (4.28)$$

- Nødvedig armering på trykkside:

$$A_{s'} = \frac{\Delta M_{Ed}}{f_{yd} \cdot h'} \quad (4.29)$$

hvor:

h' er avstanden mellom tyngdepunkt i strekkarmeringen og tyngdepunkt i trykkarmeringen.

$\Delta M_{Ed} = M_{Ed} - M_{Rd}$.

4.5 Forholdet mellom spennvidde og høyde for armerte konstruksjonsdeler uten aksial last:

Når man bestemmer tverrsnittets effektive høyde fra lign. (4.20), er det nødvendig å sjekke om krav knyttet til bruksgrensetilstand (nedbøyning og rissvidde) tilfredsstilles.

Uttrykk (7.16) i EC2 gir det forholdet mellom spennvidde og tverrsnittets effektive høyde som ligger på den sikre siden slik at beregning av nedbøyning kan utelates. Verdiene i tabell 7.4N i EC2 har beregnet vha. uttrykket (7.16) for B30. Der tas det hensyn til randbetingelser, armeringsforhold og betongens trykkekapasitet og har blitt bestemt ved total nedbøynings begrensning $L/250$ lign.(4.30).

I utkast D4 ble uttrykk (7.16) og tabell 7.4N erstattet med et generelt tabell, tabell 4.6. Der brukerne bestemmer det mekaniske armeringsforholdet i bruddgrensetilstand, samt forholdet mellom nyttelast og den totale lasten som gir grunnlag for å bestemme det forholdet som ligger i den sikre siden. Tilfelle nr. 4 i tabell (7.4)N ble erstattet med diagonalspenn for flatdekke som vist i tabell 4.6 og har ikke bestemt verdiene enda, og derfor står det spørsmålsteget i disse cellene.

Ifølge tabellen i utkast D4 er den permanente bruksnyttelast 30% av den karakteristiske nyttelasten dvs. 20% mindre permanent nyttelast enn tabell 7.4N i EC2, som vil si at verdiene i tabell 4.6 er mindre konservative enn EC2. Det antas i likhet med EC2 total nedbøynings begrensning $L/250$, lign.(4.30).

Det mekaniske armeringsforholdet:

$$\omega_r = \frac{f_{yd}A_s}{f_{cd}A_c}$$

Tabell 4.6: Forhold mellom spennvidde og effektiv høyde[19]

	Statisk system	Nødvendig mekanisk armering								
		$\omega = 0,3$			$\omega = 0,2$			$\omega = 0,1$		
		LL/TL			LL/TL			LL/TL		
		60%	45%	30%	60%	45%	30%	60%	45%	30%
1	Fritt opplagt bjelke, en- eller toveis fritt opplagt plate.	15	14	13	17	16	14	24	22	21
2	Endespenn for kontinuerlig bjelke eller en veis plate	20	18	17	22	21	18	31	29	27
3	Innerfelt bjelke eller enveis-plate	23	21	20	26	24	21	36	33	32
4	Diagonalspenn for flatdekke	?	?	?	?	?	?	?	?	?
5	Utkraging	6	5	5	6	6	5	9	8	8

LL = Karakteristiske verdier av nyttelast (pålagt eller variabel); TL = total last i bruksgrensetilstand. Mellomverdier kan bli interpolert.

Når nedbøyning for tilnærmet permanente laster vurderes i forhold til oppleggene, blir grenseverdien :

$$\delta_{illatt} = L/250 \quad (4.30)$$

Når nedbøyningen har konsekvenser på tilstøtende konstruksjonsdeler, blir da grensen:

$$\delta_{illatt} = L/500 \quad (4.31)$$

EC2 tillater å kompensere for deler eller hele nedbøyninger ved å bygge forskalling med overhøyde, den skal ikke overskride $L/250$.

Punkt 7.4.1(4) og 7.4.1(5) dekket av utkast EN 1990; grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, Tillegg A og derfor blir de ikke tatt med i den nye reviderte EC2.

I våre dager blir beregning av nedbøyning utført med dataprogrammer fordi det er tidskrevende å beregne for hånd for eksempel for flatdekke har man ikke en nedbøyningsformel og teknologi fremskrittene gjorde at beregning med disse programmene blir mer troverdige. I forbindelse med denne masteroppgaven ble det undersøkt hvordan programvaren Autodesk Robot Structural Analysis Professional beregner nedbøyning for bjelker og plater i betong. Programvaren ser bort fra strekkspenninger i betongen mellom riss "tension stiffening" og virkning av svinn i beregning av nedbøyning [11][12]. Ellers beregnes kort- og langtidsnedbøyning ifølge EC2. Autodesk Robot egner seg for dimensjonering av elementer dvs. at man ikke kan gi armeringsmengde som inndata til programvaren og undersøke nedbøyning til den bestemte armeringsmengden, programvaren beregner nødvendig armeringsmengde.

4.6 Momentomlagring for kontinuerlige bjelker og plater:

Momentomlagring gir mulighet for å få minsket trykksonens momentkapasitet og kan derfor gi behov for trykkarmering som gjør at det blir praktisk mulig å redusere tverrsnittshøyden [20]. For konstruksjonsdeler som er hovedsakelig utsatt for bøyning, samt forholdet mellom to nabofelt er innenfor området 0,5 til 2 hvor andre ordens effekter er ubetydelige, kan man bruke tilnærmet metode uten kontroll av rotasjonskapasitet for å bestemme omlagring. For andre tilfeller må omlagring beregnes etter plastisk analyse eller ikke-lineær analyse.

Etter innsetning av verdiene (fra NA.5.5(4)) for de forskjellige faktorene i omlagret momentligningen i punkt 5.5(4) i den nåværende EC2, blir ligningen:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot \left(0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu2}}\right) \cdot \frac{x_u}{d} \quad \text{for } f_{ck} \leq 50MPa$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \cdot \left(0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu2}}\right) \cdot \frac{x_u}{d} \quad \text{for } f_{ck} > 50MPa$$

$$\geq 0,7 \quad \text{for armering i klasse B og C}$$

$$\geq 0,9 \quad \text{for armering i klasse A}$$

I den tilnærmede ligningen i utkast D4 tas det i tillegg hensyn til armeringsfasthet:

$$\delta_m \geq \frac{1}{1 + 0,7\epsilon_{cu} \cdot E_s / f_{yd}} + \frac{x_u}{d} \quad (4.32)$$

$$\geq 0,7 \quad \text{for armering i klasse B og C}$$

$$\geq 0,8 \quad \text{for armering i klasse A}$$

hvor:

x_u er beliggenheten av nøytralaksen i bruddgrensetilstand etter omlagring.

4.6. MOMENTOMLAGRING FOR KONTINUERLIGE BJELKER OG PLATER:

For spennarmerte konstruksjonsdeler f_{yd} må erstattes med f i lign. (4.32).

$$f = \frac{(f_{pd} - \sigma_{pm,\infty})A_p + f_{yd}A_s}{A_p + A_s}$$

Verdiene referer til området med strekk i oversiden.

$\sigma_{pm,\infty}$ er langvarig betongspenning i spennkabler i forhold til null-tøyningstilstanden for betongen i samme nivå.

For det mest brukte armeringsstålet B500NC:

For EC2:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot \left(0,6 + \frac{0,0014}{0,0035}\right) \cdot \frac{x_u}{d}$$
$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot \frac{x_u}{d} \quad \text{for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

Ved 8% momentomlagring:

$$x_u = 0,288 \cdot d \quad \text{for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.33a)$$

$$x_u = \frac{0,26}{1,25 \cdot \left(0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu2}}\right)} \cdot d \quad \text{for } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (4.33b)$$

For utkast D4:

For det mest brukte armeringsstål B500NC:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434 \text{ N/mm}^2$$

Sette inn i lign. (4.32):

$$\delta_m \geq \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,0035 \cdot 2 \cdot 10^5 / 434} + \frac{x_u}{d}$$

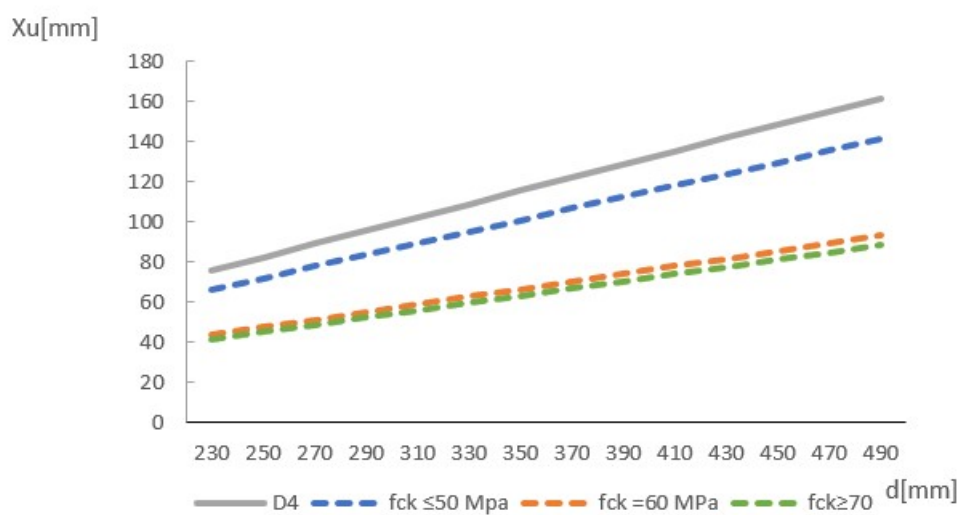
$$\delta_m \geq 0,47 + \frac{x_u}{d}$$

Ved 8% momentomlagring:

$$x_u = 0,33 \cdot d \quad \text{for alle fasthetsklasser} \quad (4.34)$$

4.6. MOMENTOMLAGRING FOR KONTINUERLIGE BJELKER OG PLATER:

Nedenfor blir det vist den beregnede x_u med forskjellige tverrsnittets effektive høyde med for både EC2 og utkast D4.



Figur 4.10: Trykksonehøyde i bruddgrensetilstand etter omlagring for armeringsstål B500NC

4.7 Plastiske analysemetode:

Beregningsmetoder basert på plastisitetsteori skal bare brukes til påvisning i bruddgrensetilstanden. Utkast D4 tillater at det brukes i bruksgrensetilstand i samsvar med stavmodeller eller trykkfeltsteori med betingelsen at krav om rissvidde og største rissavstand er oppfylt.

4.7.1 Plastiske analysemetode for bjelker, rammer og plater uten påvisning av plastisk rotasjon:

Hvis trykksonehøydefaktoren α blir begrenset, armeringsstål klasse B eller C blir brukt, samt forholdet mellom momentene ved innvendige opplegg og momentene i feltet ligger mellom 0,5 og 2, kan man anta at det er tilstrekkelig duktilitet uten flere påvisninger. Begrensning av trykksonehøydefaktoren (α vist i figur 4.1) skal være som vist nedenfor:

Tabell 4.7: α for bjelker, rammer og plater uten påvisning av plastisk rotasjon henholdsvis med EC2 og utkast D4

EC2	Utkast D4
$x_u/d \leq 0,25$ for $f_{ck} \leq B50$ $x_u/d \leq 0,15$ for høyfast betong $\geq B55$	$x_u/d \leq 0,25$ for alle fasthetsklasser

x_u er forklart i forrige delkapittel.

I den reviderte Eurokoden dekker sprøhetsfaktoren η_{cc} begrensningseffekten for høyfast betong og derfor tas det ikke hensyn til at høyfast betong blir sprøere som før, se delkapittel 3.4.1.

4.7.2 Plastiske analysemetode for bjelker, rammer og plater med påvisning av plastisk rotasjon:

Påvisning av plastisk rotasjon kan anses tilstrekkelig hvis beregnede rotasjon θ_s er mindre enn eller lik tillatt plastisk rotasjon $\theta_{pl,d}$:

$$\theta_s \leq \theta_{pl,d}$$

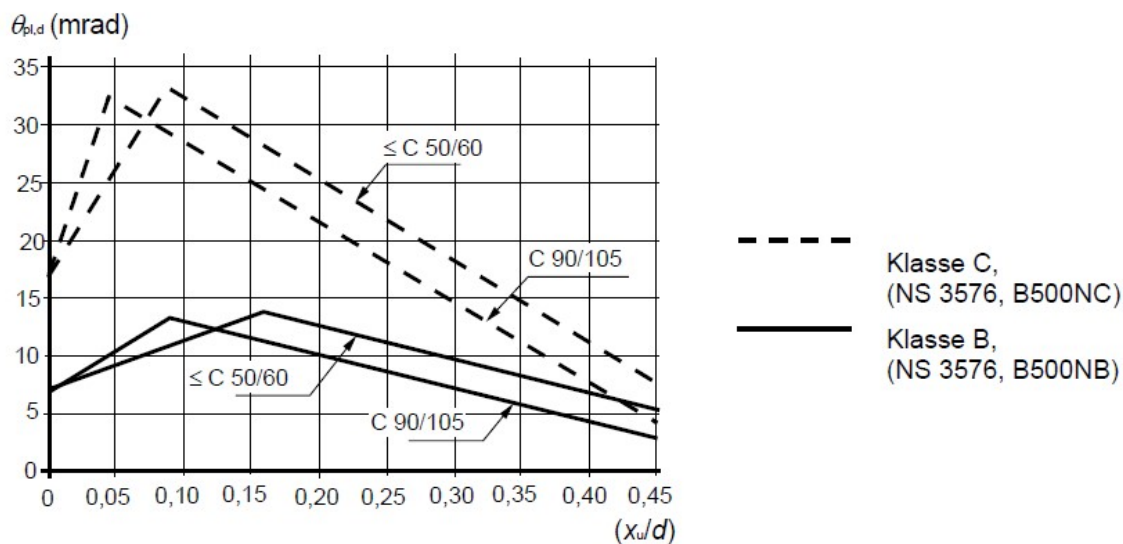
I områder med flyteledd bør $\alpha = x_u/d$ ikke overskride verdien som blir vist i tabellen nedenfor:

Tabell 4.8: α for bjelker, rammer og plater med påvisning av plastisk rotasjon henholdsvis med EC2 og utkast D4

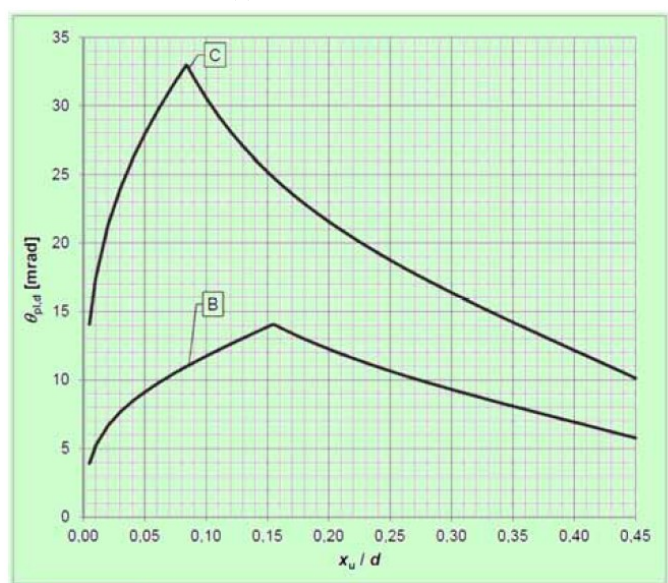
EC2	Utkast D4
$x_u/d \leq 0,45$ for $f_{ck} \leq B50$ $x_u/d \leq 0,35$ for høyfast betong $\geq B55$	$x_u/d \leq 0,45$ for alle fasthetsklasser

4.7. PLASTISKE ANALYSEMETODE:

I utkast D4 ble estimeringsfeil korrigeret for grunnverdi for tillat plastisk rotasjon $\theta_{pl,d}$ for armerte betongtverrsnitt med armeringsstål i klasse B og C for en skjærslankhet $\lambda = 3$ og $\epsilon_{cu} = 3,5\%$ for alle fasthetsklasser. Figur av grafene etter den tekniske justeringen i utkast D4 og de nåværende grafene blir vist nedenfor:



(a) I henhold til EC2 [4]



(b) I henhold til Utkast D4 [19]

Figur 4.11: Grunnverdi for tillat plastisk rotasjon $\theta_{pl,d}$

I utkast D4 blir linjene for høyfast betong slettet fordi $\epsilon_{cu} = 3,5\%$ for alle fasthetsklasser.

4.8 Beregningseksempel:

Eksempel 4.8.1:

Dette eksemplet ble hentet fra Betongkonstruksjoner boka (Eksempel 4.3).

Momentkapasitet for et gitt bjelketverrsnitt med armering for både B90 og B30:

Tverrsnitt: $h=400$ mm, $b=250$ mm, $d=365$ mm.

Materialer:

Betong :B90.

Armering: B500C $3\phi 20 \Rightarrow A_s = 3.314 = 942 \text{ mm}^2$

Armeringens karakteristiske flytegrense:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434 \text{ N/mm}^2$$

Flytetøyning for armeringsstålet:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434}{2 \cdot 10^5} = 0,00217$$

Beregning i henhold til EC2:

Dimensjonerende grensetøyning:

$\varepsilon_{ud} = 0,03$ Tabell NA.3.5(901)

Dimensjonerende betongtrykkfasthet:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{90}{1,5} = 51 \text{ N/mm}^2$$

Balansert armeringstverrsnitt:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}}$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6\text{‰}$$

$$\alpha_b = \frac{0,0026}{0,0026 + 0,00217} = 0,545$$

$$A_{s,b} = \lambda \eta \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d \cdot \alpha_b$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \quad EC2(3.20)$$

$$= 0,7$$

$$\eta = 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \quad EC2(3.22)$$

$$= 0,8$$

$$A_{s,b} = 0,7 \cdot 0,8 \cdot \frac{51}{434} \cdot 250 \cdot 365 \cdot 0,545 = 3272 \text{ mm}^2$$

$A_s < A_{s,b} \Rightarrow$ Tverrsnitt er underarmert.

4.8. BEREGNINGSEKSEMPEL:

Aktuell α finnes av ligning:

$$\alpha = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\lambda \eta \cdot f_{cd} \cdot bd} = \frac{434 \cdot 942}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 51 \cdot 250 \cdot 365} = 0,157$$

$$\epsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = \frac{1 - 0,157}{0,157} \cdot 0,0026 = 0,014 < \epsilon_{ud} = 0,03 \quad OK$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \lambda \eta \alpha \cdot (1 - 0,5 \lambda \alpha) f_{cd} \cdot bd^2 \\ &= 0,7 \cdot 0,8 \cdot 0,157 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,7 \cdot 0,157) \cdot 51 \cdot 250 \cdot 365^2 \cdot 10^{-6} = \mathbf{141} \quad kNm \end{aligned}$$

Beregning i henhold til Utkast D4:

Dimensjonerende grensetøyning:

$$\epsilon_{ud} = 0,02 \quad \text{Anbefalt i D4,5.3.3}$$

Dimensjonerende betongtrykkfasthet:

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \eta_{cc} \cdot K_{rc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \\ \eta_{cc} &= \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1 \\ &= \left(\frac{40}{90} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,76 \\ K_{rc} &= 1 \\ &= 0,76 \cdot \frac{90}{1,5} = 46 \quad N/mm^2 \end{aligned}$$

Balansert armeringstverrsnitt:

$$\begin{aligned} \alpha_b &= \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} \\ \epsilon_{cu} &= 3,5\text{‰} \quad D48.1.2 \\ \alpha_b &= \frac{0,0035}{0,0035 + 0,00217} = 0,617 \end{aligned}$$

$$A_{s,b} = \lambda \eta \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot bd \cdot \alpha_b \quad \text{Sørensen(4.21)}$$

$$\lambda = 0,8 \quad D4, \text{figur8.2}$$

$$\eta = 1 \quad D4, \text{figur8.2}$$

$$A_{s,b} = 0,8 \cdot \frac{46}{434} \cdot 250 \cdot 365 \cdot 0,617 = 4774 \text{mm}^2$$

$A_s < A_{s,b} \Rightarrow$ Tverrsnitt er underarmert.

Aktuell α bestemmes med ligning:

$$\alpha = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\lambda \eta \cdot f_{cd} \cdot bd} = \frac{434 \cdot 942}{0,8 \cdot 46 \cdot 250 \cdot 365} = 0,122$$

4.8. BEREGNINGSEKSEMPEL:

Forutsetning a) velges i punkt 5.2.4(2) og der står det dimensjonerende grensetøyning $\epsilon_{ud} \leq 0,9\epsilon_{uk}$ og en største spenning $k f_{yk}/\gamma_s$ ved ϵ_{uk} , der $k = (f_t/f_y)_k$. Den dimensjonerende grensetøyning er avhengig av duktilitet, i tabell 5.5 ble satt $\epsilon_{uk} = 7,5\%$ og $k = 1,15 - 1,35$, for armering i klasse C gir størst $\epsilon_{ud} = 0,9 \cdot 7,5\% = 0,0675$ for størst $f_{yk} = 500$ MPa.

Det er ingen indikasjon på at verdien kan fastsettes av enkelte land. I punkt 5.3.3 for spennarmerte betong anbefales $\epsilon_{ud} = 0,02$ og de skrev at de fleste land er enig om denne verdien.

Verdien ble hentet fra tabell NA.3.5(901) i EC2 for dette eksemplet som er $\epsilon_{ud} = 3,0\%$ for klasse C.

$$\epsilon_s = \frac{1-\alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = \frac{1-0,122}{0,122} \cdot 0,0035 = 0,025 < \epsilon_{ud} = 0,03$$

$$M_{Rd} = \lambda \eta \alpha \cdot (1 - 0,5 \lambda \alpha) f_{cd} b d^2 \\ = 0,8 \cdot 0,122 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,122) \cdot 46 \cdot 250 \cdot 365^2 \cdot 10^{-6} = \mathbf{142 \text{ kNm}}$$

Kommentar:

Forskjellen mellom M_{Rd} ifølge utkast D4 og EC2 er 1 kNm. Det har blitt beregnet samme eksempel med B30 for utkast D4 og resultatet er 133 kNm, dvs. 4 kNm høyere enn resultatet i henhold til EC2 som er 129 kNm. [20]

Eksempel 4.8.2:

Her skal det beregnes trykksonens momentkapasitet som blir grunnlag for å beregne nødvendig armeringsmengde for et flatdekket i et eksisterende kontorbygg på sju etasjer i Trondheim. Tykkelse på etasjeskiller, dvs. flatdekket, ble hentet fra arkitekttegningene:

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa} \\ h_{total} = 280 \text{ mm} \\ d = h_{total} - C_{nom} - \frac{\phi}{2}$$

Valgt armering: $\phi 16$ og $\phi 12$

$$\Rightarrow \bar{\phi} = 14 \text{ mm i begge retninger.} \\ C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \\ \Delta C_{dev} = 10 \text{ mm} \\ C_{min} = \max[C_{min,b}; C_{min,dur}; 10 \text{ mm}] \\ C_{min,b} = \max[\phi; 10 \text{ mm}] = \max[14; 10 \text{ mm}] = 14$$

$C_{min,dur}$:

Innendørsbruk \Rightarrow eksponeringsklasse XC2 ifølge tabell 4.1 i EC2

Antar 100-års dimensjonerende brukstid $\Rightarrow C_{min,dur} = 25 \text{ mm}$ tabell NA 4.4N

$$C_{min} = \max[14; 25; 10 \text{ mm}] = 25 \text{ mm} \\ C_{nom} = 25 + 10 = 35 \text{ mm} \\ d = h_{total} - C_{nom} - \frac{\phi}{2} \\ d_y = 280 - 35 - \frac{14}{2} = 238 \text{ mm} \\ d_x = d_y - 0,5\phi_y - 0,5\phi_x \\ d_x = 238 - 0,5 \cdot 14 - 0,5 \cdot 14 = 224 \text{ mm} \\ \bar{d} = \frac{d_y + d_x}{2} = 231 \text{ mm}$$

$$\tilde{\alpha} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0,005} \quad \text{se lign. (4.9)}$$

For verdien til $\tilde{\alpha}$ se tabell 4.2, η og λ hentes fra tabell 4.1.

Beregning i henhold til EC2:

Dimensjonerende betongtrykkfasthet:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{45}{1,5} = 25,5 \quad N/mm^2$$

$$\tilde{\alpha} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,005} = 0,412$$

$$\lambda = 0,8$$

$$\eta = 1$$

$$\tilde{M}_{Rd} = 0,8 \cdot 1 \cdot 0,412 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,412) f_{cd} \cdot b d^2 \quad \text{lign. (4.10)}$$

$$\tilde{M}_{Rd} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b d^2$$

$$\tilde{M}_{Rd} = 0,275 \cdot 25,5 \cdot 1000 \cdot 231^2 \cdot 10^{-6} = 374 \quad kNm/m$$

Beregning i henhold til Utkast D4:

Dimensjonerende betongtrykkfasthet:

$$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot K_{tc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1$$

$$= \left(\frac{40}{45} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,96$$

$$K_{tc} = 1$$

$$= 0,96 \cdot \frac{45}{1,5} = 28,8 \quad N/mm^2$$

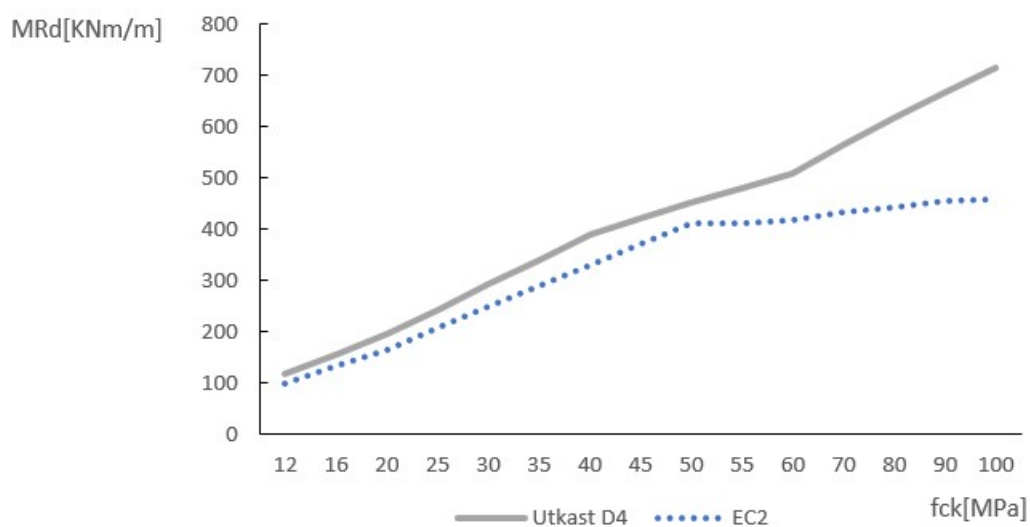
$$\tilde{M}_{Rd} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b d^2 \quad \text{lign. (4.12)}$$

$$\tilde{M}_{Rd} = 0,275 \cdot 28,8 \cdot 1000 \cdot 231^2 \cdot 10^{-6} = 423 \quad kNm/m$$

Kommentar:

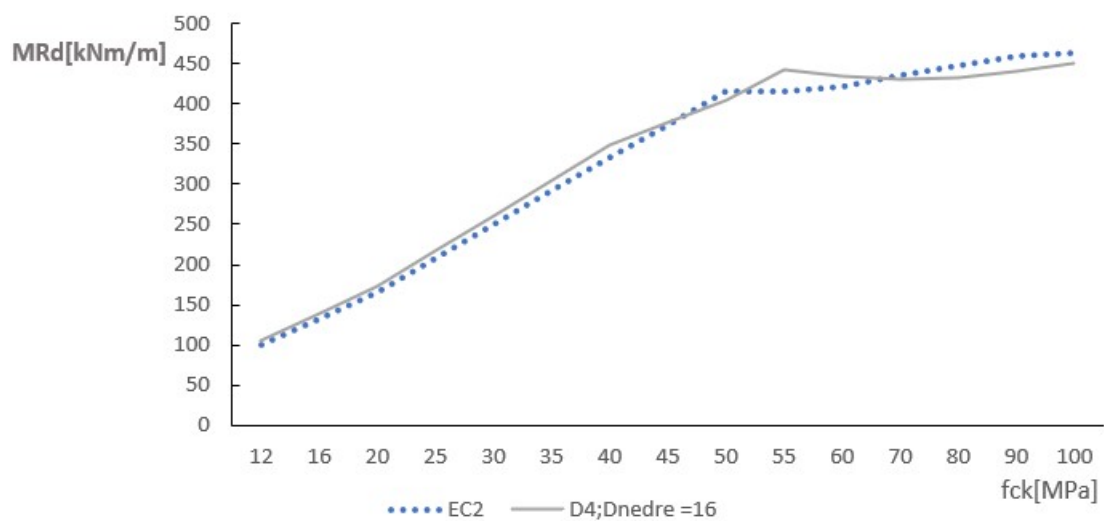
For betongtype B45 blir \tilde{M}_{Rd} 49 kNm/m høyere ifølge utkast D4. Figur 4.12 viser Trykksoneens momentkapasitet med de forskjellige trykkfasthetene henholdsvis med lign. (4.10) og (4.12). Resultat for EC2 er som forventet at jo høyere trykkfasthet, jo høyere trykksoneens momentkapasitet til og med $f_{ck} = 50$ MPa med stigningstall lik 8,25, fra $f_{ck} = 55$ MPa økning i trykkfasthet har lite påvirkning på momentkapasitet og gjør at grafen flatter seg ut. I motsetning til EC2 øker trykksoneens momentkapasitet lineært for utkast D4 med stigningstall lik 9,7 til og med $f_{ck} = 40$ MPa, fra $f_{ck} = 45$ MPa synker stigningstallet fra 6,34 til 4,7.

4.8. BEREGNINGSEKSEMPEL:



Figur 4.12: Trykksone's momentkapasitet \tilde{M}_{Rd} henholdsvis med EC2 og D4

Beregning av trykksone's momentkapasitet med ligning (4.15):

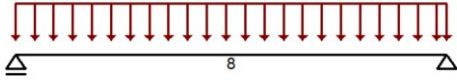


Figur 4.13: \tilde{M}_{Rd} ifølge lign.(4.15) og EC2

4.8. BEREGNINGSEKSEMPEL:

Eksempel 4.8.3:

Dette eksemplet ble hentet fra Betongkonstruksjoner boka (eksempel 4.4)[20]. I tillegg skal tverrsnittets høyde, i den dimensjonerende moment M_{Ed} beregning, tas med som ukjent, dvs. $g = 4 \text{ kN/m}$ fra eksemplet blir ikke brukt. Inspirasjon hentet fra forelesningseksempel i faget TKT4175- Betongkonstruksjoner 1: Det skal beregnes nødvendig effektiv høyde for et fritt opplagt bjelke, samt antall armeringsjern.



Egenlast:

Egenlast for betong med armering $g = 25 \text{ kN/m}^3$ [3].

Følgende informasjon fra eksemplet brukt:

Materialer:

Betong :B30.

Armering:

B500NC.

Spennvidde: $L = 8 \text{ m}$

Bredde: $b = 300 \text{ mm}$

Nyttelast: $p = 10 \text{ KN/m}$

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8}$$
$$q_{Ed} = \gamma_G \cdot g \cdot h \cdot b + \gamma_Q \cdot p$$

Antar at lengdearmeringer ligger inn i lukkede skjærarmeringsbøyler.

$$h = d + c_{nom} + \phi/2 + \phi_v$$

$c_{nom} = 35$ beregnet i Eksempel 4.8.2

Antar lengdearmeing $\phi 25$ og bøyler $\phi 8$

$$h = d + 35 + 25/2 + 8$$
$$= d + 55,5 \quad [mm]$$

Dimensjonerende momentkapasitet:

$$M_{Ed} = \frac{(\gamma_G \cdot g \cdot h \cdot b + \gamma_Q \cdot p) \cdot L^2}{8}$$
$$M_{Ed} = \frac{(1,2 \cdot 25 \cdot 0,3 \cdot (d + 0,0555) + 1,5 \cdot 10) \cdot 8^2}{8}$$
$$M_{Ed} = 72 \cdot d + 124$$

Dimensjonerende betongtrykkfasthet:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{30}{1,5} = 17 \quad \text{N/mm}^2$$

Antar fullt utnyttet trykksone dvs. $M_{Rd} = M_{Ed}$ og normalarmert tverrsnitt:

\Rightarrow

$$\tilde{M}_{Rd} = M_{Ed} = 0,275 f_{cd} b d^2$$
$$72 \cdot d + 124 = 0,275 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot d^2$$
$$72 \cdot d + 124 = 1403 d^2$$
$$0 = 1403 d^2 - 72 \cdot d - 124$$
$$d = \frac{72 \pm \sqrt{72^2 - 4 \cdot 1403 \cdot (-124)}}{2 \cdot 1403}$$
$$d = \mathbf{324 \text{ mm}} \quad \text{og} \quad d = -272 \text{ mm} \leftarrow \text{uinteressant}$$

4.8. BEREGNINGSEKSEMPEL:

Nødvendig tverrsnittshøyde:

$$h = 324 + 35 + 25/2 + 8 \geq \mathbf{380 \text{ mm}}$$

Velger $h = 380 \text{ mm}$

Nødvendig armeringstverrsnitt:

Dimensjonerende momentkapasitet:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 72 \cdot d + 124 \\ M_{Ed} &= 72 \cdot 0,324 + 124 &= 148 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} \\ z &= 0,835d \quad \text{fra tabell 4.5} \\ z &= 0,835 \cdot 324 = 270,54 \text{ mm} \\ A_s &= \frac{148 \cdot 10^6}{434 \cdot 270,54} &= 1261 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Areal for armeringstype $\phi 25$ blir $\pi \cdot (25/2)^2 = 491 \text{ mm}^2$.

armeringsstenger = $1261/491 = 2,57$

Nødvendig antall armeringsjern $n = 3$

Ved bruk av armering $\phi 25$ er det nødvendig å ha tre stenger.

Beregning i henhold til Utkast D4:

Dimensjonerende betongtrykkfasthet:

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \eta_{cc} \cdot K_{tc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \\ \eta_{cc} &= \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1 \\ &= \left(\frac{40}{30} \right)^{\frac{1}{3}} = 1,1 > 1 \\ f_{cd} &= 1 \cdot \frac{30}{1,5} = 20 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Nødvendig effektiv høyde blir:

$$\begin{aligned} \tilde{M}_{Rd} &= M_{Ed} = 0,275 f_{cd} \cdot b d^2 \\ 72 \cdot d + 124 &= 0,275 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot d^2 \\ 72 \cdot d + 124 &= 1650 d^2 \\ 0 &= 1650 d^2 - 72 \cdot d - 124 \\ d &= \frac{72 \pm \sqrt{72^2 - 4 \cdot 1650 \cdot (-124)}}{2 \cdot 1650} \\ d &= \mathbf{297 \text{ mm}} \quad \text{og} \quad d = -253 \text{ mm} \leftarrow \text{uinteressant} \end{aligned}$$

Nødvendig tverrsnittshøyde:

$$h = 297 + 35 + 25/2 + 8 \geq \mathbf{353 \text{ mm}}$$

4.8. BEREGNINGSEKSEMPEL:

Nødvendig armeringstverrsnitt:

Dimensjonerende momentkapasitet:

$$\begin{aligned}M_{Ed} &= 72 \cdot d + 124 \\M_{Ed} &= 72 \cdot 0,297 + 124 &= 145 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{M_{Ed}}{f_{yd}z} \\z &= 0,835d \quad \text{fra tabell 4.5} \\z &= 0,835 \cdot 297 = 248 \\A_s &= \frac{145 \cdot 10^6}{434 \cdot 248} &= 1348 \text{ mm}^2/m\end{aligned}$$

Areal for armerings type $\phi 25$ blir $\pi \cdot (25/2)^2 = 491 \text{ mm}^2$.

armeringsstenger = $1348/491 = 2,74 \approx 3$

Kommentar:

Beregning ifølge D4 krever en effektiv tverrsnittshøyde 3,8 cm lavere enn EC2 som er identisk med resultatet på figur 4.8 som viste at nødvendig effektiv høyde blir ca. 8% lavere for B30. Det gir ca. 2,7 cm lavere nødvendig total høyde. Det blir like mye nødvendig armeringsmengde ifølge av begge beregningene.

Eksempel 4.8.4:

Det skal beregnes forrige eksemplet med høyfast betong B95 for å sjekke om den effektive tverrsnittshøyden d blir redusert med ca. 20% i likhet med resultatet som grafene i figur 4.8 viser:

Dimensjonerende betongtrykkfasthet:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{95}{1,5} = 54 \text{ N/mm}^2$$

Antar fullt utnyttet trykksone dvs. $M_{Rd} = M_{Ed}$ og normalarmert tverrsnitt:

$$\begin{aligned}\Rightarrow \tilde{M}_{Rd} &= M_{Ed} = 0,161 f_{cd} b d^2 \\72 \cdot d + 124 &= 0,161 \cdot 54 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot d^2 \\72 \cdot d + 124 &= 2608 d^2 \\0 &= 2608 d^2 - 72 \cdot d - 124 \\d &= \frac{72 \pm \sqrt{72^2 - 4 \cdot 2608 \cdot (-124)}}{2 \cdot 2608} \\d &= \mathbf{232 \text{ mm}} \quad \text{og} \quad d = -204 \text{ mm} \leftarrow \text{uinteressant}\end{aligned}$$

Nødvendig tverrsnittshøyde:

$$h = 232 + 35 + 25/2 + 8 \geq \mathbf{288 \text{ mm}}$$

Nødvendig armeringstverrsnitt:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}z}$$

$$M_{Ed} = 72 \cdot d + 124$$

$$M_{Ed} = 72 \cdot 0,232 + 124 = 141 \text{ kNm}$$

$$z = 0,882 \cdot d \quad \text{fra tabell 4.5}$$

$$z = 0,882 \cdot 232 = 204,62 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{141 \cdot 10^6}{434 \cdot 204,62} = 1588 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Areal for armerings type $\phi 25$ blir $\pi \cdot (25/2)^2 = 491 \text{ mm}^2$.

armeringsstenger = $1588/491 = 3,23$

Nødvendig antall armeringsjern $n = 4$

Ved bruk av armering $\phi 25$ er det nødvendig å ha fire stenger.

Beregning i henhold til Utkast D4:

Dimensjonerende betongtrykkfasthet:

$$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot K_{1c} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1$$

$$= \left(\frac{40}{95} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,75 < 1$$

$$f_{cd} = 0,75 \cdot \frac{95}{1,5} = 48 \text{ N/mm}^2$$

Nødvendig effektiv høyde blir:

$$\tilde{M}_{Rd} = M_{Ed} = 0,275 f_{cd} b d^2$$

$$72 \cdot d + 124 = 0,275 \cdot 48 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot d^2$$

$$72 \cdot d + 124 = 3960 d^2$$

$$0 = 3960 d^2 - 72 \cdot d - 124$$

$$d = \frac{72 \pm \sqrt{72^2 - 4 \cdot 3960 \cdot (-124)}}{2 \cdot 3960}$$

$$d = \mathbf{186 \text{ mm}} \quad \text{og} \quad d = -168 \text{ mm} \leftarrow \text{uinteressant}$$

Nødvendig tverrsnittshøyde:

$$h = 186 + 35 + 25/2 + 8 \geq \mathbf{242 \text{ mm}}$$

Nødvendig armeringstverrsnitt:

4.8. BEREGNINGSEKSEMPEL:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}z}$$
$$M_{Ed} = 72 \cdot d + 124$$
$$M_{Ed} = 72 \cdot 0,186 + 124 = 137kNm$$
$$z = 0,835d \quad \text{fra tabell 4.5}$$
$$z = 0,835 \cdot 186 = 155,3$$
$$A_s = \frac{137 \cdot 10^6}{434 \cdot 155,3} = 2033mm^2/m$$

Areal for armeringstype $\phi 25$ blir $\pi \cdot (25/2)^2 = 491mm^2$.

armeringsstenger = $2033/491 = 4,14 \approx 5$

Kommentar:

Beregningene ifølge utkast D4 gir ca. 4,6 cm lavere effektiv tverrsnittshøyde som tilsvarer en nedgang på ca.20%. Det blir behov for mer nødvendig armeringsmengde ifølge av utkast D4 beregningene, og det tilsvarer en armeringsstang.

Eksempel 4.8.5:

Nedbøyning beregnes for bjelke i eksempel 4.8.3 med det tverrsnittet som ble dimensjonert henholdsvis med EC2 og utkast D4.

Beregning i henhold til EC2:

Kontroll om nedbøyningsberegning kan utelates:

Armeringsforholdet:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3 \cdot 491}{300 \cdot 324}$$

$$= 0,015 = 1,5\%$$

Tabell 7.4N i EC2 gir:

$$\frac{L}{14} = \frac{8000}{14} = 571\text{mm} > 324\text{mm} \quad \text{nedbøyningskontroll er nødvendig.}$$

Langtidsnedbøyning pga. permanente laster:

Autodesk Robot Structural Analysis Professional ble brukt for å beregne langtidsnedbøyning for å sjekke om nedbøyning blir på et akseptabelt nivå:

Tverrsnitt: 300x380 mm.

Opplegg ligger 125 mm langt fra kanten og avstand mellom oppleggene er 8 m.

Detaljert inndata og beregning ligger i vedlegg, resultatet ble som følge:

- Rissvidde = 0,2 mm som skal sammenliknes med den maksimale tillate rissvidde i tabell 7.1N, EC2 for tilnærmet permanente laster. .
- Den tillate nedbøyningen = 33 mm dvs.spennvidde ble beregnet som 8,25 m i eksempelet er 8 m.
- Korttidsnedbøyning = 36 mm.
- Langtidsnedbøyning = 45 mm.

Beregning i henhold til Utkast D4:

Kontroll om nedbøyningsberegning kan utelates:

Mekanisk armeringsforhold:

$$\omega_r = \frac{f_{yd}A_s}{f_{cd}A_c}$$

$$= \frac{434 \cdot 3 \cdot 491}{20 \cdot 300 \cdot 353} = 0,3$$

Lastforhold:

$$TL = g \cdot h \cdot b + 0,3p = 25 \cdot 0,353 \cdot 0,3 + 0,3 \cdot 10 = 5,64 \quad \text{kN/m}$$

$$LL = 3 \quad \text{kN/m}$$

$$\frac{LL}{TL} = \frac{3}{5,64} = 53\%$$

Fra tabell i utkast D4 velger $LL/TL \approx 60\%$. Nøyaktigere beregning kan gjøres med interpolasjon.

$$\frac{L}{15} = \frac{8}{15} = 533\text{mm} > 353\text{mm} \quad \text{nedbøyningskontroll er nødvendig.}$$

4.8. BEREGNINGSEKSEMPEL:

Kommentar:

En effektiv høyde på $d = 58$ cm er nødvendig ifølge EC2 for å utelatte beregning av nedbøyning, og en effektiv høyde på $d = 54$ cm ifølge utkast D4

Man kan øke armeringstverrsnittet for å redusere nedbøyningen eller kompensere deler av nedbøyningen med overhøyde. For dette eksemplet kan man bygge forskallingen med en overhøyde på 33 mm [4].

Eksempel 4.8.6:

Dette eksemplet ble hentet fra Betongkonstruksjoner boka: 2.utgave (Eksempel 4.6):

Dimensjonering av tverrsnitt med trykkarmering med følgende informasjon:

Tverrsnitt:

$b=300$ mm, $d= 370$ mm.

Materialer:

Betong :B35.

Armering:

B500NC.

$M_{Ed} = 190$ kNm

Beregning ifølge EC2 finner man i Betongkonstruksjoner boka, side 48 i 2.utgave [20], resultatene blir vist nedenfor:

Tabell 4.9: Beregningsresultat etter EC2

d	M_{Rd}	A_s	$A_{s'}$	$A_{s,min}$	Strekkside	Trykkside
300 mm	147 MPa	1741MPa	389 MPa	150 MPa	6 ϕ 20 mm	2 ϕ 16

Beregning i henhold til utkast D4:

Antar $d = 300$ mm

Dimensjonerende betongtrykkfasthet:

$$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot K_{tc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$
$$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1$$
$$= \left(\frac{40}{35} \right)^{\frac{1}{3}} = 1,05 > 1 \Rightarrow \eta_{cc} = 1$$
$$K_{tc} = 1$$
$$= \frac{35}{1,5} = 23 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = 0,275 f_{cd} \cdot b d^2$$
$$= 0,275 \cdot 23 \cdot 300 \cdot 300^2 = 173 \text{ kNm} < M_{Ed} = 190 \text{ kNm} \text{ det må trykkarmeres.}$$

Strekkarmeringsandel:

$$A_{s1} = \frac{M_{Rd}}{f_{yd} \cdot z}$$
$$\Rightarrow A_{s1} = \frac{173 \cdot 10^6}{434 \cdot 0,835 \cdot 300} = 1592 \text{ mm}^2$$

Antatt samme overdekning og armeringsdiameter:

$c_{nom} = 35$ mm og $\phi 20$

4.8. BEREGNINGSEKSEMPEL:

$$\Rightarrow h' = d - c_{nom} - \phi/2 = 300 - 35 - 10 = 255 \text{ mm.}$$

Tilleggsarmering på trykk- og strekkside som tar vare på resten av det ytre momentet:

$$A_{s2} = \frac{\Delta M_{Ed}}{f_{yd} \cdot h'}$$
$$\Rightarrow A_{s2} = \frac{(190 - 173) \cdot 10^6}{434 \cdot 255} = 154 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering:

$$\text{Strekkside: } A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1592 + 154 = 1746 \text{ mm}^2$$

$$\text{Trykkside: } A_{s'} = A_{s2} = 154 \text{ mm}^2$$

Strekfasthet:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 3,2 \text{ MPa}$$

Minimumsarmering:

$$A_{s,min} = 0,238 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_c \cdot h}{f_{yk} \cdot d}$$
$$A_{s,min} = 0,238 \cdot \frac{3,2 \cdot 300 \cdot 370 \cdot 300}{500 \cdot 300} = 170 \text{ mm}^2 > A_{s'}$$

Nødvendig armering på trykkside må derfor være: $A_{s'} = A_{s,min} = 170 \text{ mm}^2$

Velger strekkarmering : $6\phi 20 \quad A_s = 1884 \text{ mm}^2$

Trykkarmering : $1\phi 16 \quad A_{s'} = 201 \text{ mm}^2$ er tilstrekkelig.

Kommentar:

Betongtrykksonens momentkapasitet er 23 kNm høyere etter beregning i henhold til utkast D4. Grunnen er at dimensjonerende trykkfastheten er 15% høyere for betong i klasse til og med 40 MPa. Det gjorde at det blir behov for trykkarmering tilsvarende en armeringsstang.

Eksempel 4.8.7:

Dette eksemplet ble hentet fra Betongkonstruksjoner boka: 2.utgave (Eksempel 7.1):

Det dimensjonerende momentet over en søyle som vil si støttemomentet M_{Ed} i en kontinuerlig bjelke estimeres til å være 288 kNm. Den tilnærmede metoden benyttes for å beregne momentkapasitet og sjekke om det må trykkarmeres. Det antas 20% omlaging dvs. $\delta = 0,8$.

Tverrsnitt:

$b=300\text{mm}$, $d=490\text{mm}$.

Materialer:

Betong :B25.

Armering: B500NC.

$$\delta = 0,8 \Rightarrow M_{Ed,red} = 288 - 0,2 \cdot 288 = 230 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 0,8\alpha \cdot (1 - 0,4\alpha) f_{cd} \cdot b d^2$$

Beregning i henhold til EC2:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = \frac{x}{d} \quad \text{som vist i figur 4.1}$$

$$x = x_u$$

$$x_u = 0,288 \cdot d \quad \text{lign.(4.33a)}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,288$$

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot 0,288 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,288) \cdot 14,2 \cdot 300 \cdot 490^2 \cdot 10^{-6}$$

$$M_{Rd} = \mathbf{208 \text{ kNm}}$$

$M_{Ed,red} = 230 \text{ kNm} > M_{Rd} = 208 \text{ kNm}$ derfor er det nødvendig å trykkarmeres.

Beregning i henhold til utkast D4:

Armeringens karakteristiske flytegrense:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonerende betongtrykkfasthet:

$$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot K_{tc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1$$

$$= \left(\frac{40}{25} \right)^{\frac{1}{3}} = 1,17 > 1$$

$$\eta_{cc} = 1$$

$$K_{tc} = 1$$

$$f_{cd} = 1 \cdot \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

4.8. BEREGNINGSEKSEMPEL:

$$\alpha = \frac{x}{d} \quad \text{som vist i figur 4.1}$$

$$x = x_u$$

$$x_u = 0,33 \cdot d \quad \text{lign.(4.34)}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,33$$

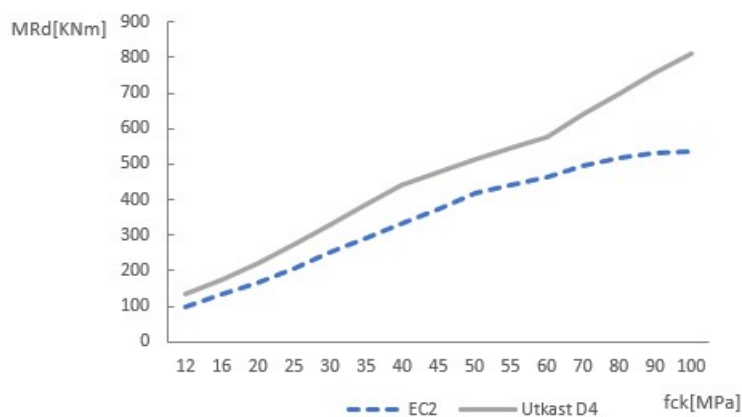
$$M_{Rd} = 0,8 \cdot 0,33 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,33) \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 490^2$$

$$M_{Rd} = \mathbf{275} \quad \text{kNm}$$

$M_{Rd} = 275 \text{ kNm} > M_{Ed,red} = 230 \text{ kNm}$ det er unødvendig med trykkarmering.

Kommentar:

Figur 4.14 viser momentkapasitet etter lign.(4.5) for tversnittet i eksemplet med forskjellige trykkfasthet i henhold til EC2 og utkast D4. Det er stor gap mellom grafene for høyfast betong i lik linje med Eksempel 4.8.2.



Figur 4.14: Trykksoneens momentkapasitet etter omlagring

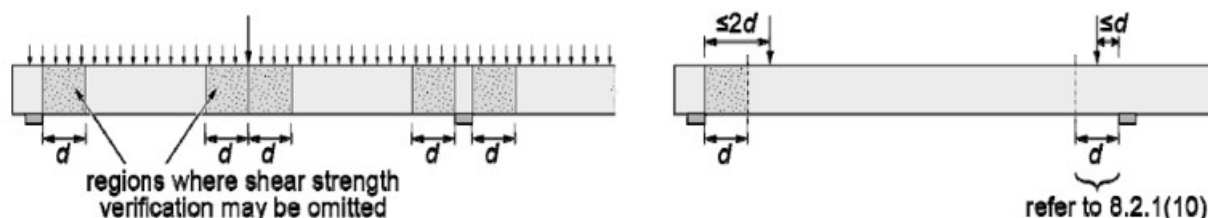
Skjærkapasitet for bjelker og plater

5.1 Regler og forutsetninger ved bestemmelse av skjærkapasitet:

Dimensjoneringsprosedyren blir mer brukervennlig i den nye reviderte Eurokoden. I punkt 8.2.1 kreves at minimum skjærspenning $\tau_{Rd,c,min}$ kontrolleres mot dimensjonerende skjærspenning. Det uttrykket inneholder noen få parametere og trenger ikke å ha kunnskap om lengdearmingsforholdet. Dette kan bli det eneste kapasitetskravet for konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmoring. Hvis dette kravet ikke tilfredsstilles, går man i detaljert beregning ifølge punkt 8.2 i utkast D4. Skjærarmoring blir beregningsmessig unødvendig hvis følgende kapasitetskrav tilfredsstilles:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &> V_{Ed,red} && \dots \text{ EC2} \\ \tau_{Rd,c} &> \tau_{Ed,red} && \dots \text{ Utkast D4} \end{aligned}$$

I Utkast D4 ser man figur 5.1 som illustrerer tekster fra EC2:

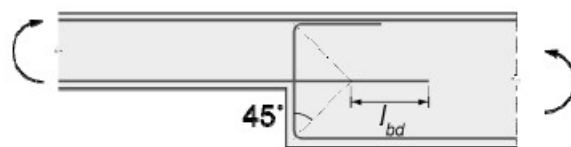


Figur 5.1: områder hvor det ikke er nødvendig med skjærarmoring, utkast D4[19]

- En del av punkt 6.2.1(8) for den jevn fordelte lasten; at det ikke er nødvendig å påvise kapasiteten for skjærkraft i en avstand mindre enn d fra kanten av opplegget.
- Punkt 6.2.2(3) illustreres i figuren på høyresiden, for punkt lasten som virker i avstand $\leq 2d$.
- Punkt 6.2.2(7) illustreres også i figuren på høyresiden, for punkt lasten i avstand $\leq d$ fra et opplegg.

I 8.2.1(10) i utkast D4 i stedet for verbet “kan” ble “bør” brukt og samt temaet ble grundigere behandlet:

- I jevne tverrsnitt med geometrisk diskontinuitet som vil si at bjelketeori etter Navier ‘s formel ikke er gyldig, bør det dimensjoneres med stavmodeller.
- I konstruksjonsdeler med varierende tverrsnitt skal man armere i overensstemmende med 12.3.1(2). Ellers bør det dimensjoneres med stavmodeller i punkt 8.5.



Figur 5.2: Anbefalt armeringsdetaliering, utkast D4[19]

- Områder hvor det er flattdekke med innstøpningsgods skal verifiseres i henhold til 8.2.2(10). Ellers bør det dimensjoneres med stavmodeller i punkt 8.5,D4.

8.2.2(10) er nytt avsnitt, for innstøpte rør, rørbunter eller plater med innstøpningsgoder:

- kan bli neglisjert hvis bredden og høyden $< d/6$.
- bør tas i betraktning hvis bredden eller høyden $> d/6$. I dette tilfellet bør den effektive skjærkapasitet dybden d reduseres med den høyeste verdien av bredde og dybde, dvs:

$$\text{Max}(b, h) > d/6 \Rightarrow d(\text{skjær}) = d - \text{max}(bx; by)$$

- Rørbunter med klar avstand mindre enn $d/4$ bør betraktes som en enkelt åpning.

5.2 Dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} :

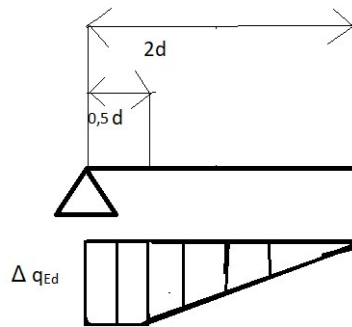
Redusert skjærkraft $V_{Ed,red}$ nær opplegg:

1. For laster på bjelker med direkte opplegg og konsoll:

EC2,6.2.2(6) tillater beregning med redusert skjærkraft nær et opplegg for laster i en avstand $0,5d \leq a_v \leq 2d$ med forutsetning at lengdearmingen er fullt forankret, og for $a_v < 0,5d$ bør $a_v = 0,5d$ brukes, dvs. $\beta = a_v/2d \geq 0,25$. For jevnt fordelte last kan man utlede ΔV_{Ed} fra figur 5.3.[20]

$$\Delta V_{Ed} = 0,94q_{Ed} \cdot d \approx q_{Ed} \cdot d$$

$$\Rightarrow V_{Ed,red} = V_{Ed} - q_{Ed}d$$



Figur 5.3: Jevnt fordelt last reduksjon ved opplegg, EC2 [20]

Mens ifølge utkast D4 i tilfeller der konsentrerte laster virker innenfor en avstand $d \leq a_q \leq 2d$ (8.2.2(8), D4), som vist på figur 5.5, skal bidraget fra lastene multipliserest med $0,5a_q/d$. For jevnt fordelte laster kan man utlede ΔV_{Ed} fra figur 5.4:

$$\Delta q_{Ed} = \left(1 - \frac{0,5a_q}{d}\right)q_{Ed}$$

$$a_q = 0 \Rightarrow \Delta q_{Ed} = (1 - 0)q_{Ed} = q_{Ed}$$

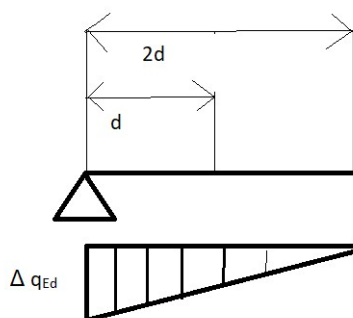
$$a_q = d \Rightarrow \Delta q_{Ed} = (1 - 0,5)q_{Ed} = 0,5q_{Ed}$$

$$a_q = 2d \Rightarrow \Delta q_{Ed} = (1 - 1)q_{Ed} = 0$$

$$\Delta V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot q_{Ed} \cdot 2d$$

$$\Delta V_{Ed} = q_{Ed} \cdot d$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - q_{Ed} \cdot d$$

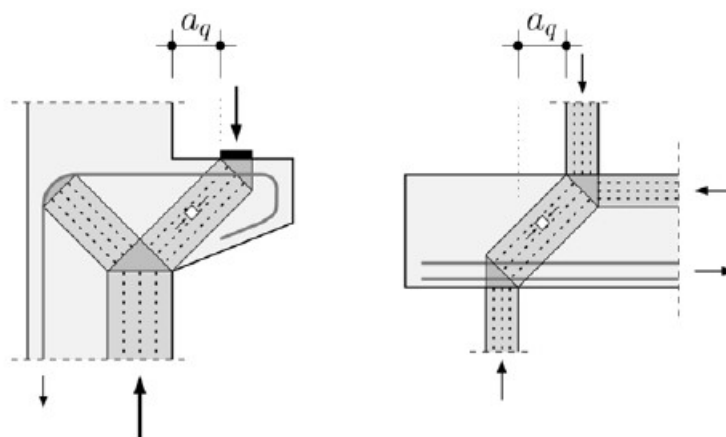


Figur 5.4: Jevnt fordelt last reduksjon ved opplegg, utkast D4

Det gir eksakt $\Delta V_{Ed} = q_{Ed} \cdot d$ i overensstemmelse med figur 5.1.

Tilfeller med $a_q < d$ (8.2.1(11),D4) som vist i figur 5.5 bør dimensjoneres med stavmodeller i 8.5, D4. For konstruksjonsdeler uten skjærarmoring kan skjærkapasitetkontroll mellom opplegget og lasten bli utelatt for $a_q < d$ forutsatt at:

- $\tau_{Ed} \leq 2 \cdot \tau_{Rdc,min}$.
- Lengdearmeringen er fullt forankret ved opplegget og der lasten er representert.



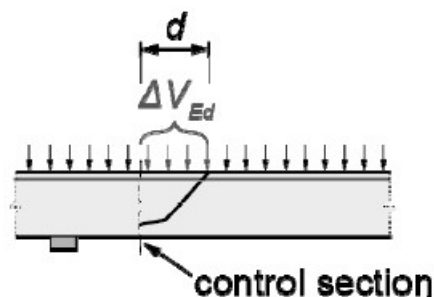
Figur 5.5: Eksempler på laster nær opplegg, utkast D4 [19]

2. For jevn fordelte laster som virker mot strekksiden unntatt høyt vann- eller gasstrykk (nytt avsnitt):

For eksempel laster som virker på utkragerbjelke eller på kontinuerlig bjelke/dekke ved innvendige opplegg som vist på figur 5.6. Den dimensjonerende skjærkapasitet $V_{Ed,red}$ kan bli redusert med $\Delta V_{Ed} = q_{Ed} \cdot d \leq 0,25 \cdot V_{Ed}$ som ligger mellom kontrollsnittet og avstand d fra kontrollsnittet.

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = V_{Ed} - q_{Ed} \cdot d \geq 0,75V_{Ed}$$

Man kunne si at den dimensjonerende skjærkapasiteten kan leses rett fra skjærdiagram i avstand d fra opplegget som er i overensstemmelse med figur 5.1 som illustrerer at man kan utelate å kontrollere skjærkapasiteten i avstand d fra opplegget. Det sier også når laster virker mot strekksiden, skal $V_{Ed,red} \in [0,75V_{Ed}, V_{Ed}]$. Dette er ikke krav i 8.2.2(8) for konsoll og når laster virker mot trykksiden, som ble forklart i forrige avsnitt (punkt 1: For laster på bjelker med direkte opplegg og konsoll).



Figur 5.6: ΔV_{Ed} den delen av den jevn fordelte lasten som virker på strekksiden kan bli trukket fra V_{Ed} , utkast D4 [19]

5.3 Skjærstrekkkapasitet $V_{RD,c}$:

Skjærkapasitetsberegning for konstruksjonsdeler uten skjærarmoring i EC2 utføres med et empirisk uttrykk der de forskjellige parametrene er kalibrert mot forsøk. Vanligvis ble det brukt bjelker med punktlast i disse forsøkene og det representerer ikke det faktiske belastningsforholdet i praksis.

For betong med høyere fasthet vil riss dannes med lavere ruhet i forhold til rissvidden fordi rissene kan ha evne til å splitte tilslaget spesielt de mekanisk svake kornene. For vanlige betongklasser er tilslagets trykkfasthet flere ganger høyere enn betongens trykkfasthet og derfor går rissene rundt tilslaget og ikke gjennom. Dermed dannes riss med større ruhet[14]. I EC2 er det ikke tatt hensyn til det fenomenet og derfor vil skjærkapasitetsberegning for høyfast betong $f_{ck} > 65$ MPa med den empiriske formelen føre til uakseptable avvik [1].

Punkt NA.6.2.2 i det nasjonale tillegget kreves det begrensning i skjærkapasitet med tanke på tilslagets størrelse og bakgrunnen er at tilslaget virker som en hindring for utvikling av skjærris og effekten er samme for alle tilslag med øvre siktstørrelse D lik eller større enn 16 mm, og andelen av tilslag større enn 4 mm utgjør mer enn 50% av samlet tilslagsmengde etter NS-EN 12620.

Skjærkapasitetsberegning i den reviderte Eurokoden blir basert på Kritisk Skjær Riss Teori (Critical Shear Crack Theory (CSCT)) som antar at skjærkapasitet styres av det kritiske rissutviklingen som forstyrrer skjærspennings overføring og dermed begrenser skjærkapasitet til konstruksjonsdelen [16].

I den reviderte Eurokoden har man tatt hensyn til en størrelses parameter som beskriver bruddsonens ruhet d_{dg} se figur 3.18. For høyfast betong $f_{ck} > 60$ blir verdien avhengig av betongtype (sylinderfastheten) (se lign. (3.5b) og figur 3.18), som gjør at man kan bestemme skjærkapasitet for alle fasthetsklasser med samme uttrykk.

I utkast D4 ble faktor 0,6 fra de tidligere utkastene økt med 1/0,9 på grunn av forholdet z/d [19].

De tilsvarende skjærstrekkkapasitets uttrykkene blir vist i tabell 5.1 selv om dimensjoneringsprosedyren ikke er det samme:

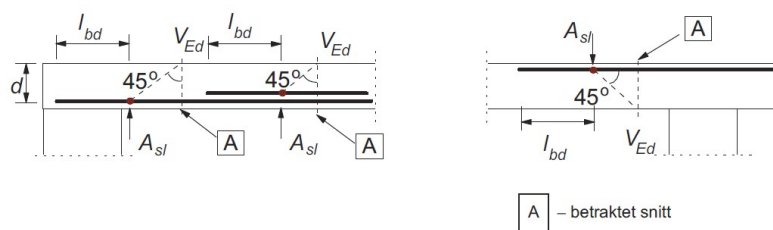
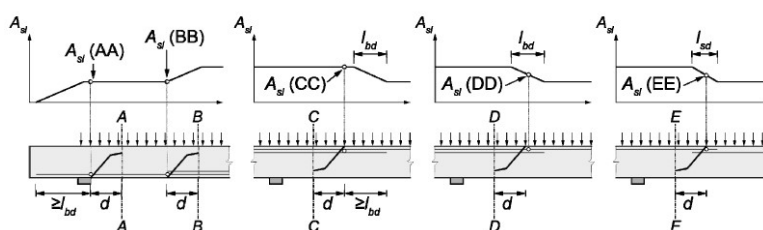
Tabell 5.1: Skjærstrekkkapasitet for bjelker og plater

EC2	Utkast D4
$V_{RD,c} = \left(\frac{k_2}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad [\text{KN}]$	$\tau_{RD,c} = \frac{0,66}{\gamma_c} \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rdc,min} \quad [\text{MPa}]$
$d \quad [\text{mm}]$	$d = a_v \quad \text{når } a_{cs} < 4d \quad [\text{mm}]$
$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \quad [\text{MPa}]$ $k_1 = 0,15$ som trykk $k_1 = 0,3$ som strekk	$a_{cs} = \left \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right + \frac{N_{Ed} \cdot d}{ V_{Ed} \cdot 3} \geq d \quad [\text{MPa}]$
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad [\text{MPa}]$	$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \quad [\text{MPa}]$
$k_2 = 0,18$ for $D \geq 16$ [mm] ellers $k_2 = 0,15$	$d_{dg} = 16 + D_{nedre} \leq 40$ [mm] for $f_{ck} \leq 60$ MPa $d_{dg} = 16 + D_{nedre} \cdot \left(\frac{60}{f_{ck}} \right)^2 \leq 40$ for $f_{ck} > 60$ MPa
$\gamma_c = 1,5$ $k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2 \right\}$ $\rho_L = \max \left\{ \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}, 0,02 \right\}$	$\gamma_c = 1,5$ $\rho_l = \max \left\{ \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}, 0,02 \right\}$

d er tverrsnittets effektive høyde fra trykkrand til tyngdepunkt i strekkarmering.

A_{sl} er tverrsnittsarealet av strekkarmeringen med en forankringslengde $\geq (l_b + d)$ forbi det betraktede snittet som vist i figur 5.7. I utkast D4 er følgende forklaring en del av figuren:

- I snitt A – A og C – C kan man ta hensyn til forankret og avtrappet armering for fullt.
- I snitt B – B trenger man ikke ta hensyn til avtrappet armering.
- I snitt D – D og E – E kan man delvis ta hensyn til den avtrappet og skjøtte armeringen.


 (a) Definisjon av A_{sl} i EC2 (figur 6.3) [4]

 (b) Definisjon av A_{sl} i Utkast D4 (figur 8.7) [19]

 Figur 5.7: Definisjon av A_{sl} ifølge EC2 og utkast D4

5.3. SKJÆRSTREKKKAPASITET $V_{RD,C}$:

Skjærstrekkkapasitet ligningene i tabell 5.1 skrives om og trykkspenning pga. spennkraft neglisjeres slik at uttrykkene blir sammenlignbar:

– Minimum skjærspenning:

– Ifølge EC2:

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

$$v_{min} = \tau_{Rdc,min} \quad \text{og} \quad k = \min\left\{1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2\right\}$$

$$\Rightarrow \tau_{Rdc,min} = 0,035 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right)^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{for } d > 200 \text{ mm} \quad (5.1)$$

$$\tau_{Rdc,min} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

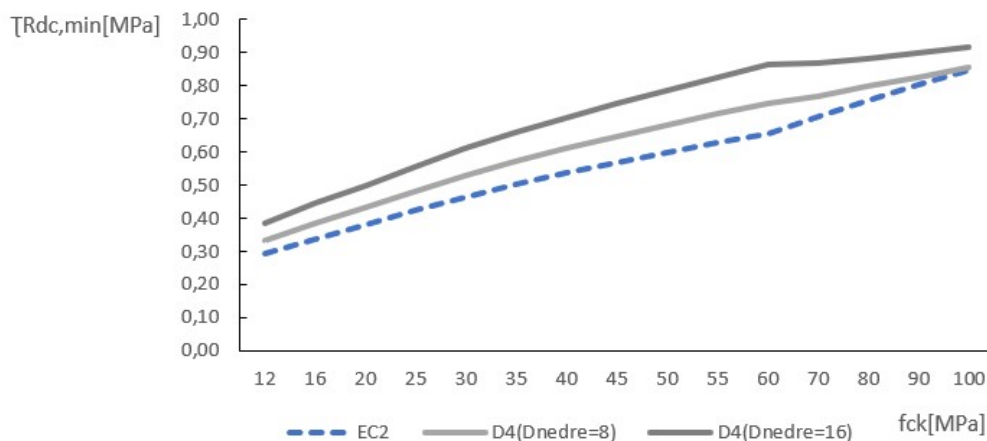
$$\Rightarrow \tau_{Rdc,min} = 0,099 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{for } d \leq 200 \text{ mm} \quad (5.2)$$

– Ifølge Utkast D4:

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}}$$

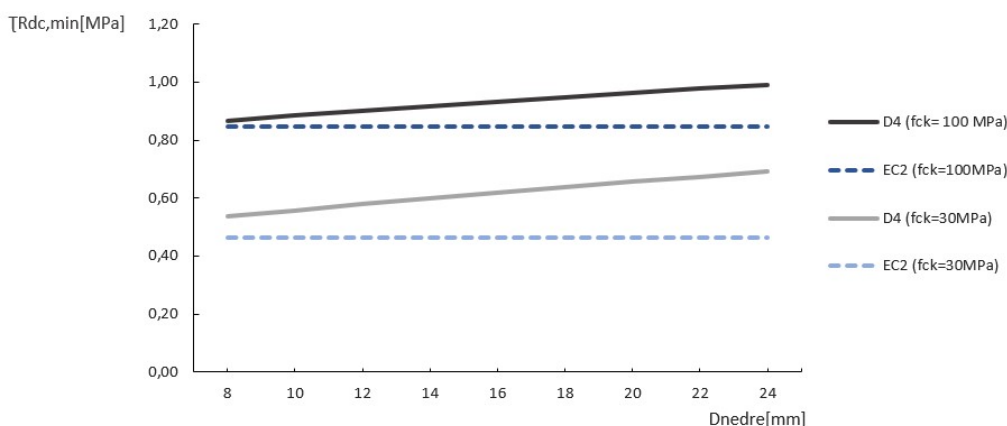
$$\Rightarrow \tau_{Rdc,min} = \frac{11}{1,5} \sqrt{\frac{d_{dg}}{d \cdot f_{yd}}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (5.3)$$

Figuren nedenfor viser minimum skjærkapasitet for en effektiv høyde på 311 mm som ble beregnet etter lign.(5.1) og (5.3). Utkast D4 uttrykket gir høyere minimum skjærstrekkkapasitet og er mer økende for de vanligste fasthetsklassene.



Figur 5.8: $\tau_{Rdc,min}$ henholdsvis med EC2 og D4

Figuren nedenfor viser minimum skjærkapasitet til samme tverrsnittets høyde $d = 311$ mm for fasthetsklasser B30 og B100 med forskjellig tilslagsstørrelse:



Figur 5.9: $\tau_{Rdc,min}$ med $d = 311$ mm henholdsvis med EC2 og D4

Resultatet ifølge den reviderte Eurokoden blir som forventet at større tilslag påvirker kapasitet til vanlige betongklasser mer enn høyfaste betonger og derfor ser gapet mellom grafene for $f_{ck} = 30$ MPa større enn for $f_{ck} = 100$ MPa. Resultatet ifølge EC2 er konservativt og tar ikke hensyn til tilslagsstørrelse ved beregning av minimum skjærkapasitet.

– Skjærstrekkapasitet beregning:

Ifølge EC2:

$$V_{Rd,c} = \left(\frac{k_2}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (\div b_w d)$$

$$V_{Rd,c} = \tau_{Rd,c} \quad \text{og} \quad v_{min} = \tau_{Rdc,min}$$

$$\Rightarrow \tau_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rdc,min} \quad (5.4)$$

$$k_2 = 0,18 \quad \text{for} \quad D \geq 16 \quad \text{NA.6.4.4.(1)}$$

$$k_2 = 0,15 \quad \text{for} \quad \text{andre tilfeller}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ mm}$$

Sett inn k og k_2 i lign. (5.4):

$$\tau_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (5.5)$$

$$k_2 = 0,18$$

$$\Rightarrow \tau_{Rd,c} = \frac{1}{\gamma_c} \cdot \left(0,18 + 0,18 \cdot \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

5.3. SKJÆRSTREKKKAPASITET $V_{RD,C}$:

–For $d > 200$ mm :

$$\tau_{RD,c} = \left(0,18 + \frac{9\sqrt{2}}{5\sqrt{d}} \right) \frac{1}{\gamma_c} \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

$$\Rightarrow v_{dv} = \left(0,18 + \frac{9\sqrt{2}}{5\sqrt{d}} \right) \quad (5.6)$$

$$k_2 = 0,15$$

$$\Rightarrow v_{dv} = \left(0,15 + \frac{3}{\sqrt{2}\sqrt{d}} \right) \quad (5.7)$$

–For $d \leq 200$ mm

$$\tau_{RD,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} \cdot 2 \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (5.8)$$

$$k_2 = 0,18 \Rightarrow v_{dv} = 0,36$$

$$k_2 = 0,15 \Rightarrow v_{dv} = 0,3$$

I EC2 undervurderes påvirkning av d , lign.(5.5) viser at tverrsnittets effektive høyde d tas med som ledd av reduksjonsfaktoren $\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)$ for $d > 200$. For $d \leq 200$ mm multipliserer verdien med $2k_2$. * Den γ_c er ikke tatt med i den foregående forklaringen. I figur 5.10 blir sammenlikningen vist.

Ifølge utkast D4:

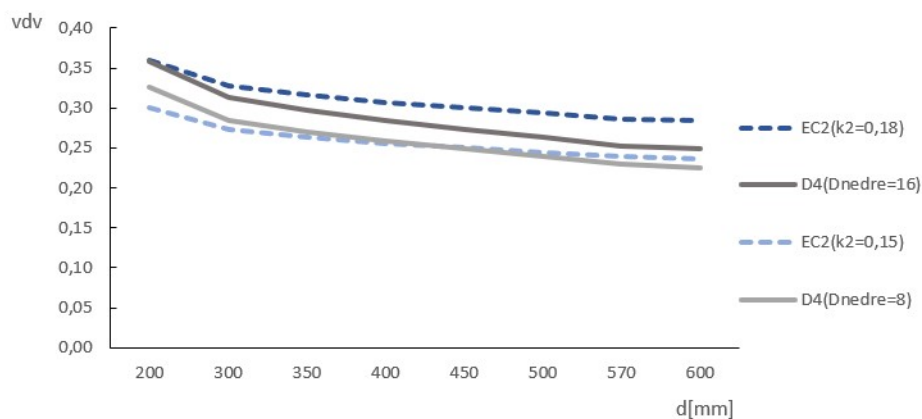
$$\tau_{RD,c} = \frac{0,66}{\gamma_c} \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\tau_{RD,c} = 0,66 \cdot \frac{1}{\gamma_c} (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\tau_{RD,c} = 0,66 \cdot \left(\frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \frac{1}{\gamma_c} (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (5.9)$$

$$\Rightarrow v_{dv} = 0,66 \cdot \left(\frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \dots \quad \text{Utkast D4} \quad (5.10)$$

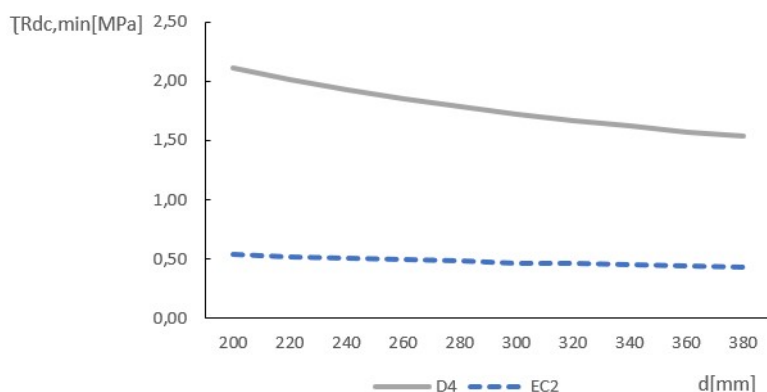
Ifølge utkast D4 blir det samme beregningsmønsteret for alle tverrsnittets effektive høyder d og i tillegg har den direkte påvirkning på skjærkapasitets uttrykk.



Figur 5.10: v_{dv} henholdsvis med EC2 og D4 ($D_{nedre} = 16$ mm)

5.3. SKJÆRSTREKKAPASITET $V_{RD,C}$:

Tverrsnittets effektive høyde d har på samme måte direkte påvirkning på minimum skjærspenning uttrykket ifølge utkast D4 som vist i figuren nedenfor:



Figur 5.11: Minimum skjærspenning for $f_{ck} = 30$ MPa, $d_{dg} = 32$ mm og armering B500NC henholdsvis med EC2 og D4

Nedenfor beregnes skjærkapasiteten til en eksisterende bjelke med lengdearmeringsmengde ifølge av EC2 med en effektiv høyde på 311 mm:

- Beregning i henhold til **EC2**, lign.(5.5):

$$\tau_{Rd,c} = \left(0,18 + \frac{9\sqrt{2}}{5\sqrt{311}} \right) \cdot \frac{1}{\gamma_c} \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

$$\approx \mathbf{1,00} \cdot (\rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

- Beregning i henhold til **utkast D4**, lign.(5.9): Antar $D_{nedre} = 16$:

For $f_{ck} \leq 60$:

$$d_{dg} = 16 + 16 = 32 \text{ mm ifølge lign.(3.5a)}$$

$$\tau_{Rd,c} = 0,66 \cdot \left(\frac{32}{311} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_c} (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

$$\approx \mathbf{0,956} \cdot (\rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

For å sjekke $f_{ck} > 60$ MPa antas her $f_{ck} = 90$ MPa:

$$d_{dg} = 16 + 16 \cdot \left(\frac{60}{90} \right)^2 = 23 \text{ mm ifølge lign.(3.5b)}$$

$$\tau_{Rd,c} = 0,66 \cdot \left(\frac{23}{311} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_c} (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

$$\approx \mathbf{0,857} \cdot (\rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

Skjærstrekkapasitet er redusert med 4,4% for fasthetsklasser ≤ 60 MPa og redusert med 14,3% for fasthetsklasser > 60 MPa. Samme beregning har gjort for flattedekket med $d = 231$ mm skjærstrekkapasitet er redusert med 1,7% for fasthetsklasser ≤ 60 MPa og redusert med 12% for fasthetsklasser > 60 MPa.

5.3. SKJÆRSTREKKAPASITET $V_{RD,C}$:

I utkast D4 tar man hensyn til effekten av slankhet. Den er ikke vurdert i EC2 som kan føre til en overdimensjonert konstruksjonsdel.

For konstruksjonsdeler med en effektiv skjærespenn $d \leq a_{cs} < 4d$ kan man bytte ut d i uttrykk (5.9) med a_v for konstruksjonsdeler uten trafikklaster:

- For konstruksjonsdeler uten aksiallast:

$$a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \geq d \quad (5.11)$$

- For konstruksjonsdeler med aksiallast:

$$a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| + \frac{N_{Ed}}{|V_{Ed}|} \frac{d}{3} \geq d \quad (5.12)$$

Mekanisk skjærespenn a_v :

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4} \cdot d} \quad (5.13)$$

Sette inn minste og største verdi av a_{cs} :

$a_{cs} = d$:

$$a_v = \sqrt{\frac{d}{4} \cdot d} = \frac{d}{2}$$

$a_{cs} = 4d$:

$$a_v = \sqrt{\frac{4d}{4} \cdot d} = d$$

Derfor ligger det mekaniske skjærespennet mellom $d/2 \leq a_v < d$:

$$\frac{d}{2} \leq a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4} \cdot d} \leq d \quad (5.14)$$

I bakgrunnsteori boka står det at slankhetseffekten gir lavere skjærkapasitet i slanke bjelker. Det er ikke noe tilfelle i utkast D4 fordi det mekaniske skjærespennet a_v er begrenset og kan ikke bli høyere enn den effektive høyden d [16].

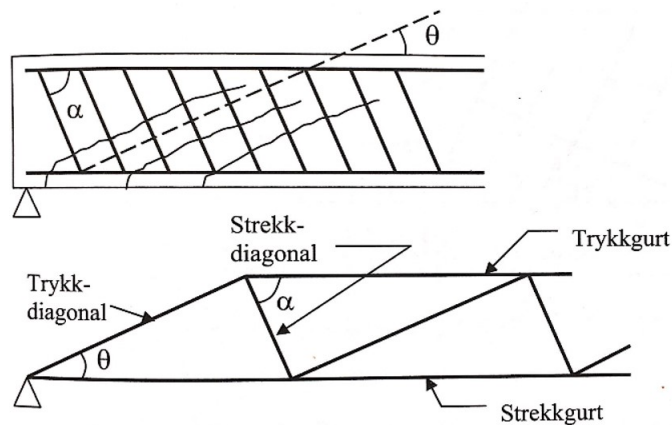
Skjærstrekkapasitet:

$$\tau_{Rd,c} \in \left\{ \tau_{Rd,c}(d), \tau_{Rd,c}\left(\frac{d}{2}\right) \right\} \quad (5.15)$$

Det kreves at effektiv skjærespenn a_{cs} bare blir beregnet for lasttilfellet som gir størst dimensjonerende skjærkraft og lasttilfellet som gir størst dimensjonerende moment i henhold til figur 5.1. For en fritt opplagt bjelke blir det i avstand d fra opplegg og i avstand d fra midtpunkt.

5.4 Skjærstrekkapasitet for skjærarmert tverrsnitt $V_{RD,s}$:

Skjærkapasitetsberegning for konstruksjonsdeler med skjærarmering bør være basert på en antatt indre fagverksmodell som vist i figuren nedenfor[20][19]:



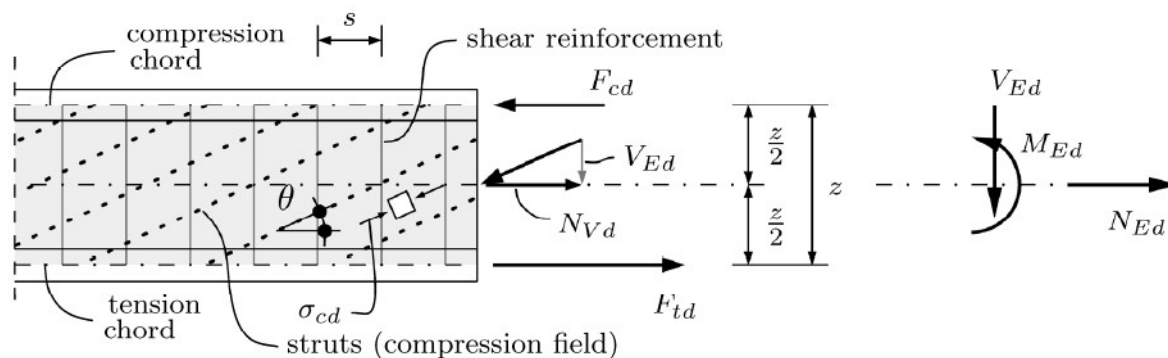
Figur 5.12: Antatt indre fagverksmodell [20]

Hvor:

α er vinkelen mellom skjærarmering og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften.

θ er vinkelen mellom betongtrykkstav og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften .

–Skjærstrekkapasitet i konstruksjonsdeler med skjærarmering vinkelrett på lengdearmeringen:



Figur 5.13: Fagverksmodell for konstruksjonsdeler med vinkelrett skjærarmering [19]

Hvor:

z er indre momentarm settes lik $0,9d$ for skjærkraftdimensjonering for armert betong uten aksialkraft.

De tilsvarende skjærstrekkkapasitets uttrykkene blir vist nedenfor:

Tabell 5.2: Skjærstrekkkapasitet i konstruksjonsdeler med vertikal skjærarmering:

EC2	Utkast D4
$V_{RD,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ [KN]	$\tau_{RD,sv} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ [MPa]
$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$	$1 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_{min}$
$\Delta F_{td} = 0,5V \cdot \cot \theta$	$N_{vd} = V_{Ed} \cdot \cot \theta$
$\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td} \leq \frac{M_{Ed,max}}{z}$	$\frac{M_{Ed}}{z} + \frac{N_{vd}}{2} \leq \frac{M_{Ed,max}}{z}$
	$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s}$

Hvor:

- ΔF_{td} er tilleggstrekkraften i lengdearmeringen fra skjærkraften og har betydning i beregning av forankringslengde. I utkast D4 blir ΔF_{td} erstattet med N_{vd} .
- N_{vd} er dimensjonerende verdi av summen på tilleggsaksialkreftene i strekk- og trykkgurt pga. skjærkraften i tverrsnittet.
- $1 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_{min}$
 - $\cot \theta_{min} = 2,5$ for vanlige armerte konstruksjonsdeler uten aksiallast.
 - $\cot \theta_{min} = 2,5 - 0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{|V_{Ed}|} \geq 1$ for konstruksjonsdeler utsatt for forspenning og aksial strekklast.
 - $\cot \theta_{min} = 3$ for konstruksjonsdeler utsatt for betydelige aksial trykklast med følgende betingelser:
 1. Den gjennomsnittlige aksiale trykkspenning skal være ≥ 3 MPa.
 2. Dybde av trykkgurt som er bestemt av den rektangulære spenningsfordelingen som vist i figur 4.1b og tøyingsfordeling i figur 3.6b er $\leq 0,25 \cdot d$

I tilfeller der det oppstår trykkbrudd i betongen samtidig med flytning i skjærarmeringen ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ og $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$; figur 3.6a) bestemmer man skjærstrekkkapasitet med følgende lign.:

$$\tau_{RD} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \leq \frac{v \cdot f_{cd}}{2} \quad [MPa] \quad (5.16)$$

hvor:

$$\cot \theta_{min} \geq \cot \theta = \sqrt{\frac{v \cdot f_{cd}}{\rho_w \cdot f_{ywd}}} - 1 \geq 1$$

$$v = 0,5$$

Den f_{ck} -avhengige delen av fasthetsreduksjonsfaktoren v er blitt erstattet med η_{cc} i utkast D4 som har blitt grundig forklart i delkapittel 3.4.1.

v bør reduseres til 0,4 for trykkdiagonaler nær flytledd.

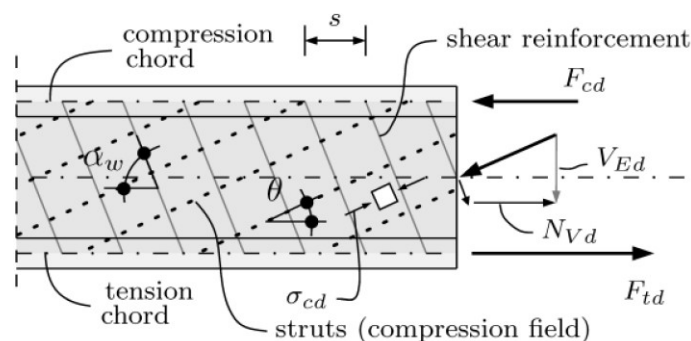
For tilfeller med vinkelen $\theta < \theta_{min}$, kan man estimere høyere v med følgende uttrykk:

$$v = \frac{1}{1,2 + 80 \cdot (\epsilon_x + (\epsilon_x + 0,001)(\cot \theta)^2)} \leq 1,0 \quad (5.17)$$

hvor:

ϵ_s blir estimert etter lign.(5.19)

–Skjærstrekkapasitet i konstruksjonsdeler med skrå skjærarmering:

Figur 5.14: Fagverksmodell for konstruksjonsdeler med skrå skjærarmering ($45^\circ \leq \alpha_w < 90^\circ$) [19]

hvor:

α_w er vinkelen mellom skjærarmering og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften.

De tilsvarende skjærstrekkapasitets uttrykkene blir vist i tabell 5.3. Parameter forklaring blir som for tabell 5.2 og figur 5.13:

Tabell 5.3: Skjærstrekkapasitet i konstruksjonsdeler med skrå skjærarmering:

EC2	Utkast D4
$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$ [KN]	$\tau_{Rd,sy} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha_w) \cdot \sin \alpha_w$ [MPa]
$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$	$\tan \frac{\alpha_w}{2} \leq \cot \theta \leq \theta_{min}$
$\Delta F_{td} = 0,5V(\cot \theta - \cot \alpha)$	$N_{vd} = V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha)$
$\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td} \leq \frac{M_{Ed,max}}{z}$	$\frac{M_{Ed}}{z} + \frac{N_{vd}}{2} \leq \frac{M_{Ed,max}}{z}$
	$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s}$

– Skjærstrekkapasitet i konstruksjonsdeler med skjærarmering i korte skjærspenn:

Punkt 6.2.3(8) i EC2 ble erstattet med et nytt avsnitt for å være i samsvar med stavmodeller.

Punkt 8.2.3(12); utkast D4:

I tilfeller med konsentrerte laster i avstand $a_v = z \cdot \cot \beta < z \cdot \cot \theta$ som vist i figur 5.15, bestemmes skjærkapasitet med det følgende nye uttrykket:

$$\tau_{Rd} = v \cdot f_{cd} \frac{\cot \theta - \cot \beta}{1 + \cot^2 \theta} + \rho_w \cdot \cot \beta \cdot \sigma_{swd} \leq v \cdot f_{cd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad (5.18)$$

hvor:

v har blitt forklart i avsnittet med lign.(5.17).

$$\sigma_{swd} = E_s [(\epsilon_x + 0,001)(\cot \theta)^2 - 0,001] \leq f_{ywd}$$

ε_x er gjennomsnittlig trykk- og strekkgurt tøyning:

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_{xt} + \varepsilon_{xc}}{2} \geq 0 \quad (5.19)$$

Antatt elastisk oppførsel:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \Rightarrow \begin{aligned} \varepsilon_{xt} &= \frac{F_{td}}{A_{st}E_s} \\ \varepsilon_{xc} &= 0 && \text{hvis trykkgurt ligger på trykksiden} \\ \varepsilon_{xc} &= \frac{-F_{cd}}{A_{ct}E_s} && \text{hvis trykkgurt ligger på strekksiden} (F_{cd} < 0) \end{aligned}$$

A_{st} er lengdearmring på strekkgurt-siden.

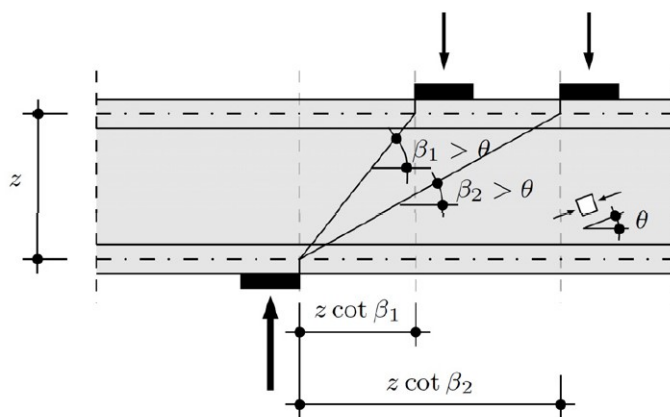
A_{ct} er lengdearmring på trykkgurt-siden.

F_{td} og F_{cd} som vist på figur 5.14:

$$F_{td} = \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{N_{vd} + N_{Ed}}{2} \leq \frac{M_{Ed,max}}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \quad (5.20)$$

$$F_{cd} = \frac{M_{Ed}}{z} - \frac{N_{vd} + N_{Ed}}{2} \quad (5.21)$$

$$N_{vd} = V_{Ed}(\cot \theta + \cot \beta) - \frac{A_{sw}}{s} z \cdot \sigma_{swd} \cdot \cot \theta \cdot \cot \beta$$



Figur 5.15: Konsentrerte laster nær opplegg [19]

5.5 Skjærtrykkkapasitet $V_{Rd,max}$:

I den nåværende EC2 ble bruddkriteriumet (trykkbrudd inntreffer når $\sigma_c = v \cdot f_{cd}$) valgt for å kunne beregne skjærtrykkkapasitet [20], som er fortsatt gyldig i den reviderte EC2. Betongtrykkspenning blir bestemt etter fagverksmodellen som vist i figur 5.13.

I den reviderte Eurokoden blir v_1 , se lign. (5.24), erstattet med v (detaljert forklaring i avsnittet med lign.(5.17)).

De eksisterende skjærtrykkkapasitetsuttrykkene blir vist i tabellen nedenfor:

Tabell 5.4: Skjærtrykkkapasitet i bjelker og plater henholdsvis med EC2 og utkast D4

Skjærarmering	EC2	Utkast D4
Uten skjærarmering	$V_{Rd,max} = 0,5v f_{cd} \cdot b_w d$ [KN] $v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$	–
Med skjærarmering	$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta}$ [KN] – $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$ $z = 0,9 \cdot d$	– $\sigma_{cd} = \tau_{Ed} \frac{1 + \cot^2\theta}{\cot\theta + \cot\alpha_w} \leq v \cdot f_{cd}$ [MPa] $1 \leq \cot\theta \leq \cot\theta_{min}$

Trykkdiagonalens kapasitet ifølge EC2:

– For konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering:

$$V_{Rd,max} = 0,5v f_{cd} \cdot b_w d \quad (\div b_w d)$$

$$\tau_{Rd,max} = 0,5v f_{cd}$$

Sette inn $v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$:

$$\tau_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$$

$$\tau_{Rd,max} = 0,3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (5.22)$$

– Trykkdiagonalens kapasitet for konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \cdot b_w z \cdot \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} \quad (5.23)$$

Hvor:

α_{cw} er koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten.

Settes $\alpha_{cw} = 1$ i konstruksjoner uten forspenning eller aksialtrykk.

Fasthetsreduksjonsfaktor for betong med skjærarmering v_1 :

$$v_1 = 0,6 \quad \text{for} \quad f_{ck} \leq 60 \text{MPa} \quad (5.24a)$$

$$v_1 = 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0,5 \quad \text{for} \quad f_{ck} > 60 \text{MPa} \quad (5.24b)$$

5.5. SKJÆRTRYKKAPASITET $V_{RD,MAX}$:

Sette inn α_{cw} , v_1 og z :

$$V_{Rd,max} = 0,54 f_{cd} \cdot b_w d \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (\div b_w d)$$

$$\tau_{Rd,max} = 0,54 \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \cdot f_{cd} \quad \text{for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

Antar vinkelrett skjærarmoring $\alpha = 90^\circ$:

For $f_{ck} \leq 60$ MPa:

– For $\theta = 21,7^\circ$:

$$\tau_{Rd,max} = 0,186 \cdot f_{cd} \quad \text{for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad (5.25)$$

– For $\theta = 45^\circ$:

$$\tau_{Rd,max} = 0,27 \cdot f_{cd} \quad \text{for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad (5.26)$$

For $f_{ck} > 60$ MPa:

$$V_{Rd,max} = (0,81 - 0,9 f_{ck}/200) f_{cd} \cdot b_w d \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (\div b_w d)$$

$$\tau_{Rd,max} = (0,81 - 0,9 f_{ck}/200) \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \cdot f_{cd} \quad \text{for } f_{ck} > 60 \text{ MPa}$$

– For $\theta = 21,7^\circ$:

$$\tau_{Rd,max} = (0,28 - \frac{0,31 f_{ck}}{200}) \cdot f_{cd} \quad \text{for } f_{ck} > 60 \text{ MPa} \quad (5.27)$$

– For $\theta = 45^\circ$:

$$\tau_{Rd,max} = (0,405 - \frac{0,45 f_{ck}}{200}) \cdot f_{cd} \quad \text{for } f_{ck} > 60 \text{ MPa} \quad (5.28)$$

Sette inn $f_{ck} = 100$ MPa:

– For $\theta = 21,7^\circ$:

$$\tau_{Rd,max} = (0,28 - \frac{31}{200}) \cdot f_{cd} \quad \text{for } f_{ck} > 60 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd,max} = 0,17 \cdot f_{cd}$$

– For $\theta = 45^\circ$:

$$\tau_{Rd,max} = (0,405 - \frac{45}{200}) \cdot f_{cd} \quad \text{for } f_{ck} > 60 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd,max} = 0,13 \cdot f_{cd}$$

Trykkdiagonalens kapasitet ifølge utkast D4:

– Trykkdiagonalens kapasitet for konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmring:

$$\sigma_{cd} = \tau_{Ed} \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta + \cot \alpha_w} \leq v \cdot f_{cd}$$

$$\Rightarrow \tau_{Ed} = \sigma_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha_w}{1 + \cot^2 \theta} \quad (5.29)$$

Sette inn $\sigma_{cd} = v \cdot f_{cd}$ i lign. (5.29):

$$\tau_{Ed} = v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha_w}{1 + \cot^2 \theta} \quad (5.30)$$

Lign. (5.30) tilsvarer lign.(5.23), bortsett fra verdien til v :

Antar $v = 0,5$ og vinkelrett skjærarmring $\alpha_w = 90^\circ$:

For alle fasthetsklasser:

– For $\theta = 21,7^\circ$:

$$\tau_{Rd,max} = 0,155 \cdot f_{cd} \quad (5.31)$$

– For $\theta = 45^\circ$:

$$\tau_{Rd,max} = 0,225 \cdot f_{cd} \quad (5.32)$$

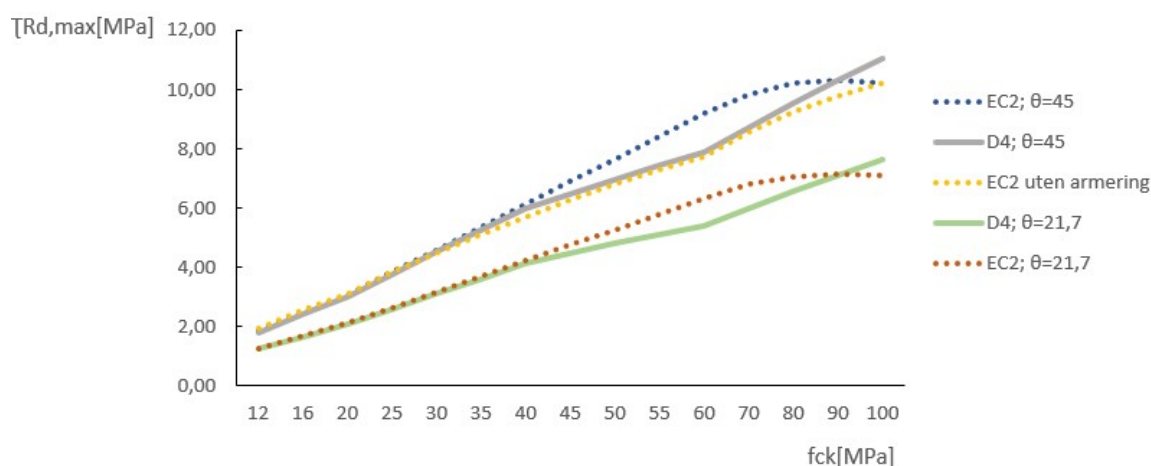
Sammenlikning har blitt gjort ved hjelp av:

Lign. (5.22) for konstruksjonsdeler uten skjærarmring.

Lign. (5.25) og (5.27) for skjærarmerte konstruksjonsdeler med $\theta = 21,7^\circ$.

Lign. (5.26) og (5.28) for skjærarmerte konstruksjonsdeler med $\theta = 45^\circ$.

Lign. (5.31) og (5.32) for utkast D4.



Figur 5.16: Skjærtrykkkapasitet for konstruksjonsdeler med vinkelrett skjærarmring for både EC2 og utkast D4, og uten skjærarmring for EC2

Det observeres at skjærtrykkkapasitet for tverrsnitt med vinkelrett skjærarmring med $\theta = 45^\circ$ ifølge utkast D4 og uskjærarmerte tverrsnitt ifølge EC2 ligger nær hverandre.

5.6 Skjærarmering:

Bjelker bør alltid skjærarmeres, og det er derfor et minimumskrav til skjærarmering, men for plater er det avhengig av skjærstrekkkapasitet som har blitt forklart i delkapittel 5.3.

Tabell 5.5: Minimum skjærarmeringstverrsnitt per lengdeenhet $\rho_{w,min}$ henholdsvis med EC2 og utkast D4

EC2	Utkast D4
$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0,1\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w$	$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot \sin\alpha$
$S_{l,max} = 0,6h'(1 + \cot\alpha)$	$S_{l,max} = 0,75d(1 + \cot\alpha)$
$S_{b,max} = 0,6h'(1 + \cot\alpha)$	$S_{b,max} = 0,6d(1 + \cot\alpha)$

Hvor:

$A_{sw,min}$ er minimum skjærarmering.

s er senteravstanden mellom skjærarmeringseenheter.

α er vinkelen mellom skjærarmering og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften.

h' er avstanden mellom strekkarmeringens og trykkarmeringens tyngdepunktslinjer.

$S_{l,max}$ er største senteravstand mellom skjærarmeringseenheter.

$S_{b,max}$ er største senteravstand mellom oppbøyde bøylor.

Nødvendig skjærarmering beregnes med uttrykk fra delkapittel 5.4. Hele dimensjonerende skjærkraft blir tatt opp av skjærarmeringen.

For vertikal skjærarmering blir som følge:

- I henhold til utkast D4:

$$\tau_{Rd,sy} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \geq \tau_{Ed,red}$$

$$\Rightarrow \rho_w \geq \frac{\tau_{Ed,red}}{f_{ywd} \cdot \cot\theta} \quad (5.33)$$

$$\tau_{Ed,red} = \frac{V_{Ed,red}}{b \cdot d} \quad (5.34)$$

Sette inn lign.(5.34) i lign. (5.33):

$$\begin{aligned} \rho_w &\geq \frac{V_{Ed,red}}{f_{ywd} \cdot \cot\theta \cdot b \cdot d} \\ \rho_w &= \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \\ \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} &\geq \frac{V_{Ed,red} \cdot b_w}{f_{ywd} \cdot \cot\theta \cdot b \cdot d} \end{aligned}$$

For rektangulære bjelker:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed,red}}{f_{ywd} \cdot \cot\theta \cdot d} \quad (5.35)$$

Lign.(5.35) er i overensstemmelse med ligningen fra tabell 5.2 for EC2 med et lite avvik. Det blir brukt $z = 0,9 \cdot d$ i henhold til EC2. Det fører til at det krever større avstand mellom armeringsenheter (større s) i henhold til utkast D4. I tidligere utkast ble det brukt z .

5.7 Beregningseksempel:

Eksempel 5.7.1:

Skjærkapasitet for bjelken i Eksempel 4.8.3 kontrolleres:

Materialer:

Betong: B30.

Armering: B500NC.

Spennvidde: $L = 8\text{m}$

Tverrsnittets høyde: $h = 380\text{mm}$

Tverrsnittets effektive høyde: $d = 324\text{mm}$

Bredde: $b = 300\text{mm}$

Nyttelast: $p = 10\text{ KN/m}$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434\text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} q_{Ed} &= \gamma_G \cdot g \cdot h \cdot b + \gamma_Q \cdot p \\ &= 1,2 \cdot 25 \cdot 0,3 \cdot 0,38 + 1,5 \cdot 10 \end{aligned} \quad = 18,42\text{ kN/m}$$

Den reduserte dimensjonerende skjærkraft:

$$\begin{aligned} V_{Ed,red} &= \frac{q_{Ed} \cdot (L - 2d)}{2} \\ &= \frac{18,42 \cdot (8 - 2 \cdot 0,324)}{2} \end{aligned} \quad = 68\text{ kN}$$

Armeringsforholdet:

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{bd} = \frac{3 \cdot 491}{300 \cdot 324} \\ &= 0,015 \end{aligned} \quad = 1,5\%$$

Beregning i henhold til EC2:

$$\begin{aligned} k &= \min\left\{1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2\right\} \\ &= \min\left\{1 + \sqrt{\frac{200}{324}}, 2\right\} \end{aligned} \quad = 1,78$$

$$k_2 = 0,18 \quad \text{for} \quad D \geq 16$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left(\frac{k_2}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}\right) b_w d \\ &= \left(\frac{0,18}{1,5} \cdot 1,78 \cdot (100 \cdot 0,015 \cdot 30)^{\frac{1}{3}}\right) b \cdot d \\ &= 0,76 \cdot bd \\ &= 0,76 \cdot 300 \cdot 324 \cdot 10^{-3} \end{aligned} \quad = 73,8\text{ kN} > 68\text{ kN}$$

Beregningsmessig er det ikke behov for skjærarmering ifølge EC2.

Beregning i henhold til utkast D4:

$$\begin{aligned} \tau_{Ed} &= \frac{V_{Ed,red}}{b \cdot d} \\ &= \frac{68 \cdot 10^3}{300 \cdot 324} \end{aligned} \quad = 0,7\text{ MPa}$$

Antar $D_{nedre} = 16$

$d_{dg} = 16 + D_{nedre} = 16 + 16 = 32$

$$\begin{aligned}\tau_{Rdc,min} &= \frac{11}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \\ &= \frac{11}{1,5} \sqrt{\frac{30}{434} \cdot \frac{32}{324}} = 0,6 \text{ MPa} < 0,7 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Skjærstrekkkapasitet bør kontrolleres.

$$\begin{aligned}\tau_{Rd,c} &= \frac{0,66}{\gamma_c} \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \\ &= \frac{0,66}{1,5} \left(100 \cdot 0,015 \cdot 30 \cdot \frac{32}{324} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,72 \text{ MPa} > 0,7 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Beregningsmessig er det ikke behov for skjærarmering ifølge utkast D4 også.

Kommentar:

Ifølge tidligere utkast er beregning av $\tau_{Rd,c} = 0,65 \text{ MPa}$ og det ble derfor nødvendig med skjærarmering.

Sjekker effekten av slankhet:

– Ved opplegg:

$$\begin{aligned}M_{Ed,red} &= q_{Ed} \cdot \frac{L}{2} \cdot d - q_{Ed} \cdot d \cdot \frac{d}{2} \\ &= 18,42 \cdot \frac{8}{2} \cdot 0,324 - 18,42 \cdot 0,324 \cdot \frac{0,324}{2} = 23 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$V_{Ed,red} = 68 \text{ kN}$$

Effektiv skjærspenn:

$$\begin{aligned}a_{cs} &= \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \geq d \\ a_{cs} &= \frac{23}{68} = 338 \text{ mm} > d = 324 \text{ mm} \\ \Rightarrow a_{cs} &= 338 \text{ mm}\end{aligned}$$

Mekanisk skjærspenn a_v :

$$a_v = \sqrt{\frac{338}{4} \cdot 324} = 165 \text{ mm}$$

Skjærstrekkkapasitet:

$$\begin{aligned}\tau_{Rd,c} &= \frac{0,66}{\gamma_c} \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \\ &= \frac{0,66}{1,5} \left(100 \cdot 0,015 \cdot 30 \cdot \frac{32}{165} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,91 \text{ MPa} > 0,7 \text{ MPa}\end{aligned}$$

– Ved midten av bjelken:

$$\begin{aligned}M_{Ed,red} &= q_{Ed} \cdot \frac{L^2}{8} - q_{Ed} \cdot d \cdot \frac{d}{2} \\ &= 18,42 \cdot \frac{8^2}{8} - 18,42 \cdot 0,324 \cdot \frac{0,324}{2} = 147 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$V_{Ed,red} = q_{Ed} \cdot d = 18,42 \cdot 0,324 = 6 \text{ kN}$$

5.7. BEREGNINGSEKSEMPEL:

Effektiv skjærspenn:

$$a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \geq d$$
$$a_{cs} = \frac{147}{6} = 24,5 \text{ m} > d$$

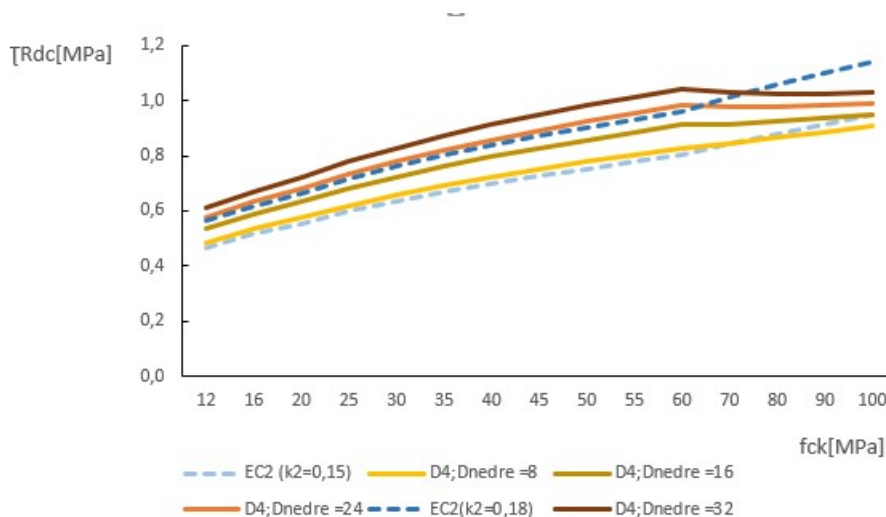
men $a_{cs} > 4d = 4 \cdot 324 = 1,3 \text{ m}$

$$\Rightarrow a_v = d = 324 \text{ mm}$$
$$\Rightarrow \tau_{Rd,c} = 0,72 \text{ MPa} > 0,7 \text{ MPa}$$

Kommentar:

Ved beregning ifølge D4 med bruk av effektiv skjærspenn blir skjærstrekkapasitet ca. 20% høyere enn skjærkapasitet ifølge EC2. Ved å ta hensyn til slankhet fører det til at det blir unødvendig med skjærarmoring ved beregning med uttrykk fra tidligere utkast også.

Beregning med forskjellige tilslagets størrelser og fasthetsklasser blir vist nedenfor:



Figur 5.17: Skjærkapasitet for tverrsnittet i eksempel 5.7.1 med forskjellige tilslagets størrelser henholdsvis med EC2 og utkast D4

Grafene ifølge utkast D4 “flatter” ut for høyfast betong $f_{ck} \geq 60$ MPa, som vil si at det tas hensyn til at for betong med høyere fasthet vil riss dannes med lavere ruhet i forhold til rissvidden og det viser at det har mer betydning for tilslag med $D_{nedre} \geq 16$ mm.

5.7. BEREGNINGSEKSEMPEL:

Eksempel 5.7.2:

Dette eksemplet er hentet fra Betongkonstruksjoner boka: 2.utgave (side 452).

Skjærstrekkkapasitet for et veggfundament kontrolleres og påkjennes av et moment $M_{Ed} = 100 \text{ kNm/m}$ fra veggen. Netto tillatt dimensjonerende grunntrykk i bruddgrense $\sigma_{gd} = 200 \text{ kN/m}^2$.

Tverrsnitt:

Veggtykkelse: $b_{vegg} = 300 \text{ mm}$

Fundamentthøyde: $h_f = 350 \text{ mm}$.

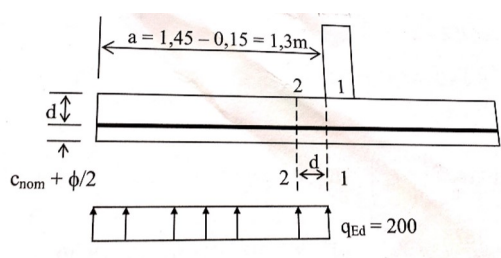
Tverrsnittets effektive høyde $d = 267 \text{ mm}$.

Materialer:

Betong :B30.

Armering:

B500NC, $\phi 16s120 = 1675 \text{ mm}^2/\text{m}$.



Figur 5.18: [20]

Den reduserte dimensjonerende skjærkraft:

$$\begin{aligned} V_{Ed,red} &= q_{Ed} \cdot (a - d) \\ &= 200 \cdot (1,3 - 0,267) \\ &= 207 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Armeringsforholdet:

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b_{vegg} \cdot d} = \frac{1675}{1000 \cdot 267} \\ &= 0,0063 \\ &= 0,63\% \end{aligned}$$

Beregnete verdier ifølge EC2 blir vist nedenfor:

Tabell 5.6: Beregningsresultat etter EC2

V_{Ed2}	$V_{Rd,c}$
207 kN/m	159 kN/m

$V_{Rd,c} = 159 \text{ kN/m}$ gir skjærspenning:

$$\begin{aligned} \tau_{Rd,c} &= \frac{V_{Rd,c}}{b \cdot d} \\ &= \frac{159 \cdot 10^3}{1000 \cdot 267} = 0,6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Beregning i henhold til Utkast D4:

Dimensjonerende moment i snitt 2 – 2:

$$M_{Ed2} = \frac{q_{Ed} \cdot (a - 0,267)^2}{2}$$

$$M_{Ed2} = \frac{200 \cdot (1,3 - 0,267)^2}{2} = 107 \text{ kNm/m}$$

Effektiv skjærspenn:

$$a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed2}}{V_{Ed}} \right| \geq d$$

$$a_{cs} = \frac{107}{207} = 0,517 \text{ m} > d \quad \text{og} \quad < 4d = 4 \cdot 267 = 1,068 \text{ m}$$

Mekanisk skjærspenn a_v :

$$a_v = \sqrt{\frac{517}{4} \cdot 267} = 186 \text{ mm}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{b \cdot d}$$

$$= \frac{207 \cdot 10^3}{1000 \cdot 267} = 0,76 \text{ MPa}$$

Antar $D_{nedre} = 16$

$$d_{dg} = 16 + D_{nedre} = 16 + 16 = 32$$

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}}$$

$$= \frac{11}{1,5} \sqrt{\frac{30}{434} \cdot \frac{32}{267}} = 0,66 \text{ MPa} < 0,76 \text{ MPa}$$

Skjærstrekkkapasitet bør kontrolleres.

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_c} \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\frac{0,66}{1,5} \left(100 \cdot 0,0063 \cdot 30 \cdot \frac{32}{186} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,65 \text{ MPa} < 0,76 \text{ MPa} \quad \text{det er behov for skjærarmering}$$

Kommentar:

Ved beregning ifølge D4 med bruk av effektiv skjærspenn blir skjærstrekkkapasitet 8,3% høyere enn skjærkapasitet ifølge EC2. I dette eksemplet er den dimensjonerende skjærkraft høyere enn skjærkapasitet og derfor må det skjærarmes.

Eksempel 5.7.3:

Det beregnes nødvendig skjærarmering og kontrollerer skjærtrykkkapasitet for et gitt bjelketverrsnitt med lengdearmering. Dette er eksempel 4.11 i Betongkonstruksjoner boka: 2.utgave[20].

Følgende informasjon er oppgitt:

Materialer:

Betong: B30.

Armering: B500NC.

Spennvidde: $L = 8$ m

Tverrsnittets høyde: $h = 500$ mm

Tverrsnittets effektive høyde: $d = 430$ mm

Bredde: $b = 350$ mm

Dimensjonerende last: $p = 50$ KN/m

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= \frac{q_{Ed} \cdot L}{2} \\ &= \frac{50 \cdot 8}{2} = 200 \text{ KN} \end{aligned}$$

Den reduserte dimensjonerende skjærkraft:

$$\begin{aligned} V_{Ed,red} &= \frac{q_{Ed} \cdot (L - 2d)}{2} \\ &= \frac{50 \cdot (8 - 2 \cdot 0,43)}{2} = 179 \text{ kN} \end{aligned}$$

Indre momentarm:

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 430 = 387 \text{ mm}$$

Antatt:

- vinkelrett skjærarmering $\alpha_w = 90^\circ$.
- $\cot \theta = 2,5$ for å få minst skjærarmeringstverrsnitt.

Beregning ifølge EC2 finner man i Betongkonstruksjoner boka, side 76 i 2.utgave [20]. Beregnede- og valgte verdier blir vist nedenfor:

Tabell 5.7: Beregningsresultat etter EC2

$A_{sw,min}/s$	A_{sw}/s	stang diameter	s	$S_{l,max}$	valgt bøylar	$V_{Rd,max}$
$0,383 \text{ mm}^2/\text{mm}$	$0,426 \text{ mm}^2/\text{mm}$	$\phi 8$	236 mm	228 mm	$\phi 8, S220$ mm	476 kN

Beregning i henhold til utkast D4:

Dimensjonerende betongtrykkfasthet:

$$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot K_{tc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{40}{30} \right)^{\frac{1}{3}} = 1,1 > 1$$

$$\Rightarrow f_{cd} = 1 \cdot \frac{30}{1,5} = 20 \text{ N/mm}^2$$

5.7. BEREGNINGSEKSEMPEL:

Nødvendig skjærarmering beregnes med uttrykk fra tabell 5.2:

$$\begin{aligned}\tau_{Rd,sy} &= \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \geq \tau_{Ed,red} \\ \Rightarrow \rho_w &\geq \frac{\tau_{Ed,red}}{f_{ywd} \cdot \cot \theta} \\ \tau_{Ed,red} &= \frac{V_{Ed,red}}{b \cdot d} = \frac{179 \cdot 10^3}{350 \cdot 430} = 1,19 \text{ MPa} \\ \Rightarrow \rho_w &\geq \frac{1,19}{434 \cdot 2,5} = 0,0011 \\ \rho_w &= \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \Rightarrow \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \\ \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} &= 0,0011 \cdot b_w \\ &= 0,0011 \cdot 350 \text{ mm} = 0,385 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

Minimum skjærarmeringstverrsnitt etter lign. fra tabell 5.5:

$$\begin{aligned}\rho_{w,min} &= \frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot \sin \alpha \\ \frac{A_{sw,min}}{s} &= \frac{0,08 \sqrt{30}}{500} \cdot 350 \cdot \sin(90^\circ) = 0,307 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

Nødvendig skjærarmeringstverrsnitt blir:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,385 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{For bøyler } \phi = 8 \text{ gir } A_{sw} = 2 \cdot \pi \cdot 4^2 = 100,5 \text{ mm}^2$$

Senteravstand:

$$\begin{aligned}s &\leq \frac{100,5}{0,385} = 262 \text{ mm} \leq s_{l,max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 430 = 323 \text{ mm} \\ \Rightarrow s &= 262 \text{ mm}\end{aligned}$$

Velger bøyler $8\phi s250$ mm, mens det har behov for tettere skjærarmering $8\phi s220$ mm ifølge EC2.

Skjærtrykkkontroll etter lign. (5.30):

$$\begin{aligned}\tau_{Ed} &= v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha_w}{1 + \cot^2 \theta} \\ \tau_{Ed} &= 0,5 \cdot 20 \cdot \frac{2,5}{1 + 2,5^2} \\ \tau_{Ed} &= 0,17 \cdot 20 = 3,4 \text{ MPa} \\ \Rightarrow V_{Ed} &= \tau_{Ed} \cdot b \cdot d \\ V_{Ed} &= 3,4 \cdot 350 \cdot 430 = 511 \text{ kN} > V_{Ed} = 200 \text{ kN}\end{aligned}$$

Tverrsnittet har tilstrekkelig skjærtrykkkapasitet her også.

Gjennomlokkingskontroll ved søyler

6.1 Forutsetninger ved gjennomlokkingskontroll:

Gjennomlokkingskontroll i den reviderte Eurokoden utføres etter de samme prinsippene som i den nåværende EC2. Skjærkraft over et gitt areal bør kontrolleres mot skjærkapasitet. Det arealet bestemmes ved å tegne et kritisk kontrollsnitt i en gitt avstand fra belastet flate. I EC2 tegnes det kritiske kontrollsnittet i avstand $2d$ fra belastede flate, men i den reviderte Eurokoden blir den avstanden redusert til $0,5d$.

Tabell 6.1: Symboloversikt henholdsvis med EC2 og D4

Terminologi	EC2	Utkast D4
Skjær effektiv høyde	d_{eff}	d_v
Omkrets av belastete flate	u_o	–
Omkrets av kritisk kontrollsnitt	u_1	b_o
Omkrets av ytre kontrollsnitt	u_{out} eller $u_{out,ef}$	$b_{o,out}$
Skjærspenning	V_{Ed}	τ_{Ed}
β -faktor	β	β_e

Kritisk kontrollsnitt:

Omkrets til kontrollsnitt antas i avstand:

- $2 \cdot d_{eff}$ ifølge EC2.
- $0,5 \cdot d_v$ ifølge utkast D4.

Omkretsen for det kritiske tverrsnittet rundt en rektangulær belastede flate blir:

$$\begin{aligned} \text{Omkrets av det kritiske kontrollsnittet} &= u_o + 2\pi \cdot d \\ u_1 &= u_o + 2\pi \cdot 2 \cdot d_{eff} \\ u_1 &= 2(b_{c1} + b_{c2}) + 4\pi \cdot d_{eff} && \text{EC2} \\ b_o &= 2(b_{c1} + b_{c2}) + \pi d_v && \text{utkast d4} \end{aligned}$$

Figur 6.1 viser at den effektive høyden for skjær d_v er avhengig av:

- Armeringsdiameter.
- Forbindelsen mellom søyle og plate.

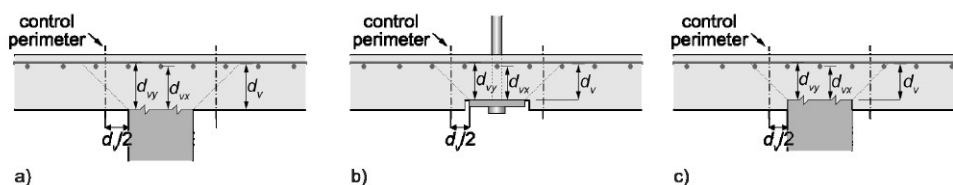
Figur 6.1 tilfelle a) gir samme effektive høyde som EC2, men de to andre tilfellene skiller seg ut og bruk av symbol d_v hjelper for å ikke blande det med d_{eff} for plate/flatdekke:

$$d_{vy} = h_{total} - c_{nom} - \phi / 2 \quad \text{for hovedbæretning}$$

$$d_{vx} = d_{vy} - \phi_x / 2 - \phi_y / 2$$

$$d_v = d_{middel} = \frac{d_{vy} + d_{vx}}{2}$$

$$= h_{total} - c_{nom} - \phi$$

Figur 6.1: kontrollsnitt b_0 og effektiv tykkelse d_v plassering [19]**Ytre kontrollsnitt:**

Nødvendig armering blir bestemt for snitt med samme form som det kritiske kontrollsnittet [20][4][19], derfor trenger man også å beregne hvor det ikke er nødvendig med skjærarmering som vil si hvor det ytre kontrollsnittet ligger.

Ytre kontrollsnitt blir bestemt med følgende uttrykk henholdsvis med EC2 og utkast D4:

Tabell 6.2: Ytre kontrollsnitt hvor det ikke er behov for skjærarmering

EC2	Utkast D4
$U_{out,eff} = \frac{\beta V_{Ed}}{\sqrt{R_{d,c}} \cdot d} [mm]$	$b_{0,out} = b_0 \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out} \cdot \eta_c} \right)^{1,5} [mm]$

η_c er forholdet mellom skjærstrekkkapasitet ifølge tabell 6.4 og den dimensjonerende skjærkapasitet ifølge tabell 6.3.

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}} \quad (6.1)$$

Den ytre effektive høyden for skjær $d_{v,out}$ avhenger av armeringsdiameter og hvilken type skjærarmering som blir brukt:

- $d_{v,out}$, for bøylor uten eller med trykkarmering som ligger utenfor bøyleren, er avstanden mellom midten av lengdearmeringen og akselen til den nedre bøyningen, det er illustrert i figur 6.2 c).

$$d_{v,out} = d_v - c_{nom} - \phi_c$$

hvor ϕ_c er diameter til trykkarmering/høyden mellom c_{nom} og starten av bøyning.

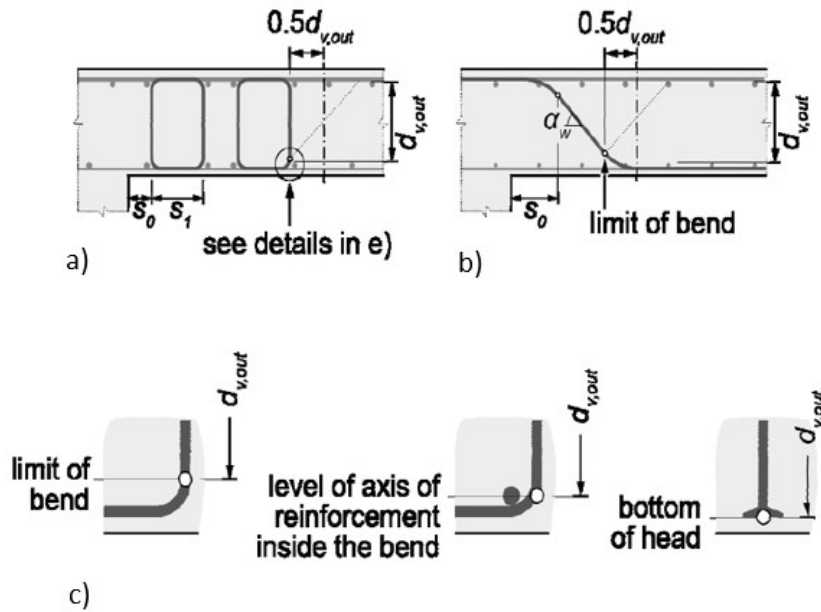
- $d_{v,out}$ for bøylor er avstanden mellom midten av lengdearmeringen og akselen til trykkarmeringen som ligger inne i den nedre bøyningen som er illustrert i figur 6.2 c) den midterste illustrasjonen.

$$d_{v,out} = d_v - c_{nom} - \phi_c / 2$$

hvor ϕ_c er diameter til trykkarmering.

- $d_{v,out}$ for T-hodet armering "stud" er avstanden mellom midten av lengdearmeringen og bunngrensen på hodet. Det er illustrert i figur 6.2 c) den til høyre.

$$d_{v,out} = d_v - c_{nom}$$



Figur 6.2: $d_{v,out}$ måling ved bruk av a) bøyler, b) oppbøyd lengdearmring. c) Detaljering som viser hvor $d_{v,out}$ bør måles.[19]

6.2 Dimensjonerende skjærspenning:

Kontrollprosedyren blir som følge i den nye reviderte Eurokoden:

For konstruksjonsdeler uten skjærarmring:

- i*– I likhet med skjærkapasitetskontroll begynner man med å sjekke minimum skjærstrekkapasitet. Her blir det ved det kritiske kontrollsnittet mot den dimensjonerende skjærspenning utenfor det kritiske kontrollsnittet:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min}$$

- ii*– Hvis det ikke blir tilstrekkelig minimum skjærstrekkapasitet, utføres ytterligere skjærstrekkontroll ved det kritiske kontrollsnittet:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc}$$

For konstruksjonsdeler med gjennomløkkingsarmring:

- i*– Ved det kritiske kontrollsnittet skal det utføres følgende kontroll:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs}$$

- ii*– Største skjærspenning ved det kritiske kontrollsnittet skal ikke overskride den dimensjonerende skjærspenning ved det kritiske kontrollsnittet :

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$$

6.2. DIMENSJONERENDE SKJÆRSPENNING:

Tabellen nedenfor viser de uttrykkene som er nødvendig for hvert tilfelle:

Tabell 6.3: Dimensjonerende skjærkraft

	EC2	Utkast D4
Ved minimum skjærkontroll	–	$\tau_{Ed} = \beta_e \frac{V_{Ed,red}}{b_0 \cdot d_v} [MPa]$
Ved skjærstrekkkontroll	$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} [MPa]$	$\tau_{Ed} = \beta_e \frac{V_{Ed}}{b_0 \cdot d_v} [MPa]$
Ved skjærtrykkkontroll	$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d_{eff}} [MPa]$	//

b_0 og u_1 ble forklart i delkapittel 6.1.

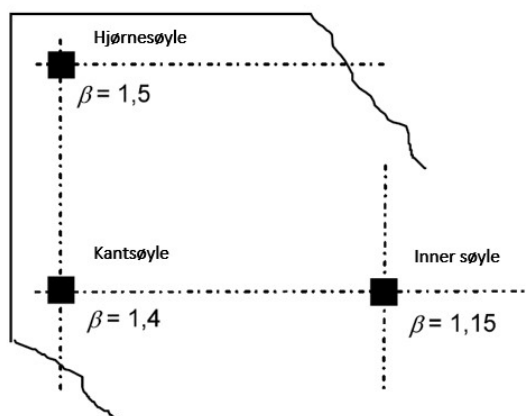
u_0 [6]:

- for en innvendig søyle: $u_0 = \text{minste omskrevne omkrets} [\text{mm}]$
- for en kantsøyle: $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1 [\text{mm}]$
- for en hjørnesøyle: $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2 [\text{mm}]$

c_1 er søyledimensjon i søylemomentets retning[20].

c_2 er dimensjonen vinkelrett på.

For kant-, hjørne- og innvendigesøyle som oppfyller vilkårene kan man bruke konstante verdier for β_e fra figur 6.3. Verdiene er fortsatt samme i utkast D4, samt estimert β_e for vegg hjørne til 1,2.

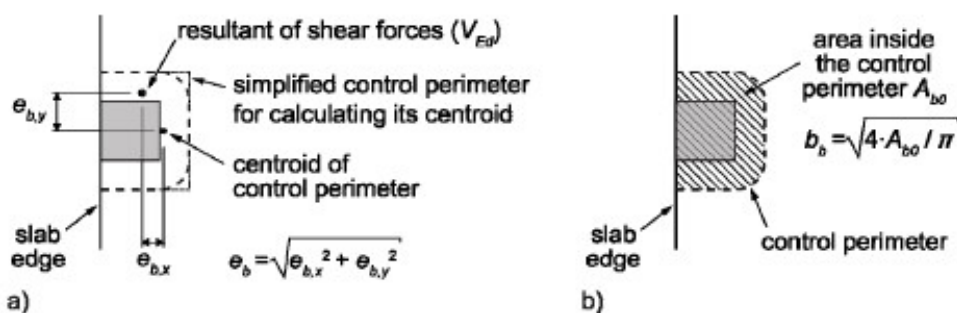


Figur 6.3: anbefalte verdier for β [4]

For konstruksjonsdeler der stabiliteten i sideretningen avhenger av rammeverkning mellom dekke og søyle eller tilstøtende felt avviker i lengde med mer enn 25%, skal man beregne β_e . I EC2 finner man en ligning for hver tilfelle der ble det tatt hensyn til forskjellige geometri, søyleplassering og søyler med moment i to retninger.

I utkast D4 ble det forenklet til en generell formel lign.(6.2) og beregning til aktuelle tilfeller er forlatt til brukerne etter figur 6.4, en ligning med samme prinsipp eksisteres allerede i EC2: $\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_z}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_y}\right)^2}$ (lign.6.43), men den er begrenset til innvendige rektangulære søyler med moment i to retninger:

$$\beta_e = 1 + 1,25 \frac{e_b}{b_b} \quad (6.2)$$



Figur 6.4: Definisjon av a) eksentrisitet e_b b) ekvivalent diameter til kontrollsnittet b_b . Det gjelder innvendige søyler også [19]

Konstant 1,25 i lign. (6.2) er 1,8 i EC2. Derfor blir β og videre skjærspenningen lavere ved beregning i utkast D4, som vil si at sannsynligheten for å skjærarmere minker.

6.3 Skjærstrekkkapasitet $V_{RD,c}$ for tverrsnitt uten skjærarmering:

Skjærkapasitets beregning, som ble forklart i delkapittel 5.3, basert på Kritisk Skjær Riss Teori (Critical Shear Crack Theory (CSCT)).

I den reviderte Eurokoden kan detaljert påvisning av gjennomlokkingskontroll kan utelates forutsatt at følgende betingelse er oppfylt utenfor det kritiske kontrollsnittet:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min}$$

Minimumskjærspenning $\tau_{Rdc,min}$ beregnes etter lign. (5.3) og dimensjonerende skjærspenning τ_{Ed} ifølge tabell 6.3. I EC2 utføres kontroll av minimum skjærspenning som en del av skjærstrekkkapasitet kontroll som vist i tabell 6.4. I EC2 bestemmes skjærkapasitet med den skjærspenning-ligningen som vist i tabellen nedenfor. Den venstre delen av ligningen er empiriske, kalibrert mot forsøk, mens ligningen i utkastene er basert på Critical Shear Crack Theory (CSCT).

Tabell 6.4: Skjærkraftkapasitet i plater uten skjærarmering ved konsentrerte laster

EC2	Utkast D4
$V_{Rd,c} = \max\left(\left(\frac{k_2}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}\right), (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})\right)$ [MPa]	$\tau_{Rd,c} = \min\left(\frac{0,6}{\gamma_c} k_{pb} \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}\right)^{\frac{1}{3}}, \left(\frac{0,6}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}}\right)\right)$ [MPa]
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$	k_{pb} tar hensyn til bidrag fra normalspenning
$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}$ bidrag fra normalspenning	$d = a_{pd}$ for $a_p < 8d$ ellers $d = d_v$
$d = d_{eff}$	$d_{dg} = 16 + D_{nedre} \leq 40$ [mm] for $f_{ck} \leq 60$ MPa $d_{dg} = 16 + D_{nedre} \left(\frac{60}{f_{ck}}\right)^2 \leq 40$ for $f_{ck} > 60$ MPa
$k_2 = 0,18$ for $D_{nedre} \geq 16$ [mm] $k_2 = 0,15$ ellers	$\gamma_c = 1,5$
$\gamma_c = 1,5$	$\rho_L = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}}$
$k = \max\left\{1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2\text{mm}\right\}$	$\rho_l = \max\left\{\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}, 0,02\right\}$
$\rho_L = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}}$	
$\rho_l = \max\left\{\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}, 0,02\right\}$	

6.3. SKJÆRSTREKKKAPASITET $V_{RD,C}$ FOR TVERRSNITT UTEN SKJÆRARMERING:

k_{pb} :

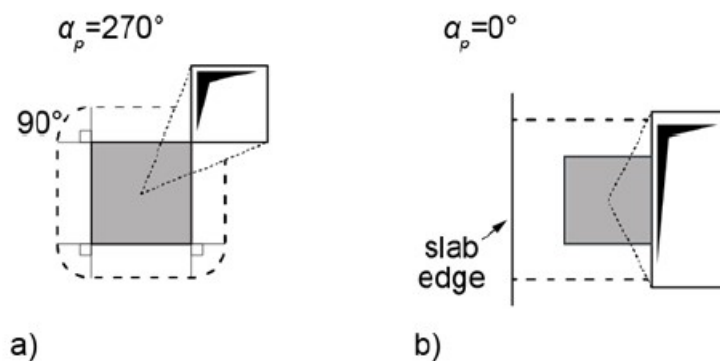
er en koeffisient som forbedrer gradienten til konsentrerte laster. Den beregnes med lign.:

$$k_{pb} = \sqrt{5\mu_p \frac{d_v}{b_o}} \cdot k_{pp} \leq 2,5 \quad (6.3)$$

μ_p :

er en koeffisient som tar hensyn til skjærkraft gradienten og bøyemomentene i kontrollsnittet. Verdien kan antas å bli som følge:

- $\mu_p = 8$ for innersøyle.
- $\mu_p = 4$ for kantsøyle og veggender.
- $\mu_p = 2$ for hjørnesøyle og vegg hjørner.
- $\mu_p = \alpha_p/45^\circ$ for plate med utsparinger og innlegg som påvirker den krummede delen av det kritiske kontrollsnittet. Summen av vinklene α_p til den krummede delen av kontrollsnittet er vist på figur 6.5.



Figur 6.5: Definisjon av α_p a) for innvendige søyler nær utsparinger, b) for kantsøyle.[19]

Det tas hensyn til bidrag fra normalspenning i utkast D4 ved å multiplisere K_{pb} med K_{pp} .

Tabell 6.5: K_{pp}

Aksiallast virkning	k_{pp}
$N_{Ed} = 0$	$k_{pp} = 1$
$N_{Ed} < 0$ trykk	$k_{pp} = K_N$
$N_{Ed} > 0$ strekk	$k_{pp} = \frac{1}{K_N}$
	$k_{pp} = \sqrt{k_{pp,x} \cdot k_{pp,y}}$

Verdi for K_N kan beregnes med lign.:

$$k_N = \sqrt{1 + 1,2 \cdot \frac{b_o \cdot |\sigma_d|}{\mu_p \cdot d_v \cdot \sqrt{f_{ck}}}} \quad (6.4)$$

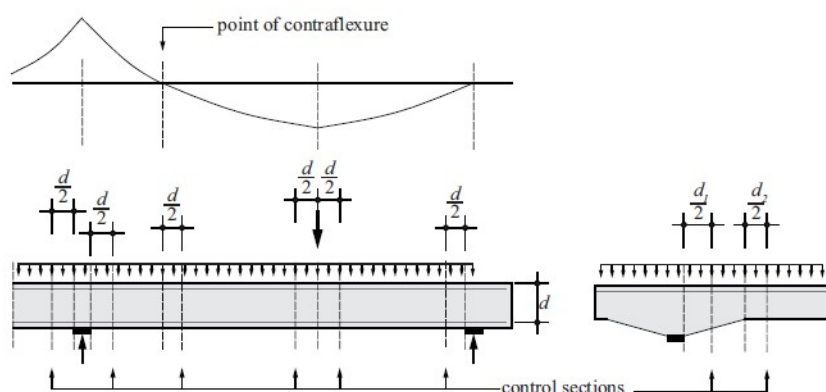
Tverrsnittets skjæreffektive høyde d_v :

Ved beregning av skjærstrekkspenning ved gjennomløkkingskontroll i utkast D4, skal d_v erstattes med a_{pd} :

$$a_{pd} = \sqrt{\frac{a_p \cdot d_v}{8}} \quad \text{for} \quad a_p < 8d \quad (6.5)$$

$$a_p = \sqrt{a_{px} \cdot a_{py}} \geq d_v$$

a_p er avstanden mellom sentrum av oppleggområdet og momentnullpunktet (point of contraflexure) etter elastisitetsteori, vist i figur 6.6, i plater under konsentrerte belastninger.



Figur 6.6: avstanden mellom sentrum av opplegget og momentnullpunktet [16]

Verdien av a_p estimeres etter elastisitetsteori $a_{px} \approx 0,22 \cdot L_x$ og $a_{py} \approx 0,22 \cdot L_y$ for henholdsvis x- og y-retningen for flatdekke der sidestabiliteten ikke er avhengig av rammeverkningen mellom flatdekke og søyler. Lengdeforholdet mellom platesidene er som følger: $0,5 \leq L_x/L_y \leq 2$.

$$a_p = 0,22 \cdot \sqrt{a_{px} \cdot a_{py}} \geq d_v$$

Verdien av a_p kan reduseres med faktor k_{pm} i tilfeller med trykk membranvirkning rundt innvendige søyler uten utsparinger mao. k_{pm} tar hensyn til skjulte kapasitetsreserver på grunn av ikke-linear oppførsel og membranvirkning. [2]

$$K_{pm} = 100 \cdot \rho_l \cdot \left(\gamma_c \frac{f_{yd}}{100 \sqrt{f_{ck}}} \right)^{3/2} \leq 1 \quad (6.6)$$

6.4 Skjærtrykkapasitet $V_{Rd,max}$:

Når skjærarmering er nødvendig, krever EC2 skjærtrykkapasitets kontroll ved søylens kant (se delkapittel 6.2) mens den reviderte Eurokoden gir strengere krav og krever at skjærtrykkapasitet ikke skal overskride dimensjonerende skjærspenning ved det kritiske kontrollsnittet, men det kritiske kontrollsnittet ligger $0,5d$ unna kanten som vil si spenningen ikke blir mye større:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c} \quad (6.7)$$

Hvor:

η_{sys} er en faktor som begrenser hvor stor kapasitet som kan oppnås ved bruk av skjærarmering.

$\eta_{sys} = 1,5$ for bøyer og oppbøyd lengdearmering.

$\eta_{sys} = 1,8$ for T-hodet armering "stud".

η_{sys} for spesifikke produkter som vil brukes som skjærarmering må bestemmes ved testing i samsvar med European Assessment Document "EAD", som bli utviklet av EOTA, SINTEF er medlem av denne organisasjonen[7].

NA.6.4.5(3) gir mulighet å bestemme $\tau_{Rd,max}$ uten begrensninger med den betingelsen at $V_{Rd,cs}$ ikke bli redusert med $0,75 \cdot V_{Rd,c}$ ved beregning av gjennomlokkingsarmering:

$$\text{Kontroll: } V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = 0,4v \cdot f_{cd} \leq \frac{1,6 \cdot V_{Rd,c} \cdot u_1}{\beta \cdot u_0} \quad (6.8)$$

$$\begin{aligned} \text{Hvis } 0,4v \cdot f_{cd} > V_{Ed} > V_{Rd,max} \\ V_{Rd,max} &= 0,4v \cdot f_{cd} \end{aligned} \quad (6.9)$$

Det er derfor den delen av avsnittet som ga mulighet for å se bort fra betongbidraget ble fjernet i NA. til Eurokode 2 fra 2018 og i steden setter $V_{Rd,max} = 0,4v \cdot f_{cd}$ [6].

De tilsvarende skjærtrykkapasitets uttrykkene blir vist nedenfor:

Tabell 6.6: Skjærtrykkapasitet i plater ved konsentrerte laster henholdsvis med EC2 og utkast D4

EC2(NA.)(2008)	EC2(NA.)(2018)	Utkast D4
$V_{Rd,max} = 0,4v \cdot f_{cd} \leq \frac{1,6 \cdot V_{Rd,c} \cdot u_1}{\beta \cdot u_0}$ [MPa]	$V_{Rd,max} = 0,4v \cdot f_{cd}$ [MPa]	$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c}$ [MPa]
$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$	$v = 0,5 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$	$\eta_{sys} = \text{konstant}$

Reglene i EC2 og NA. punkt 6.4.5(3) har ikke tatt hensyn til skjærarmeringstype i skjærtrykkapasitet kontroll f.eks har plater med bøyer eller T-hodet skjærarmering samme skjærtrykkapasitet.

Ved beregning ifølge utkast D4 får man mulighet å velge skjærarmerings typer etter behov eller øke kapasitet ved å velge skjærarmeringstype med høyere η_{sys} .

6.5 Skjærstrekkkapasitet for skjærarmert tverrsnitt $V_{RD,CS}$:

De tilsvarende skjærstrekkkapasitets uttrykkene blir vist nedenfor:

Tabell 6.7: Skjærstrekkspenning i plater med gjennomlokkingsarmering ved konsentrerte laster

EC2	Utkast D4
$V_{RD,cs} = 0,75V_{RD,c} + 1,5(d/s_r)A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/(u_1d)) \cdot \sin\alpha$	$\tau_{RD,cs} = \eta_c \cdot \tau_{RD,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot (\sin\alpha_w + \cos\alpha_w) \cdot f_{ywd}$
$V_{RD,cs} \leq K_{max} \cdot V_{RD,c} \text{ (EC2 : 2018)}$	$\tau_{RD,cs} \geq \rho_w \cdot (\sin\alpha_w + \cos\alpha_w) \cdot f_{ywd}$
$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d_{eff} \leq f_{yd}$	$\eta_c = \frac{\tau_{RD,c}}{\tau_{Ed}}$
	$\eta_s = (0,10 + (15 \cdot \frac{d_{dg}}{d_v})^{0,5} \cdot (\frac{1}{\eta_c \cdot K_{pb}})^{1,5}) \cdot \frac{1}{(\sin\alpha_w + \cos\alpha_w) \cdot \sin\alpha_w}$
	$\eta_s \leq 0,8$
	$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t}$
$S_r \leq 0,75d_v$	$S_r \leq 0,67d_v \text{ for enkle oppbøyde stenger}$
	$S_r \leq 0,75d_v \text{ ellers}$

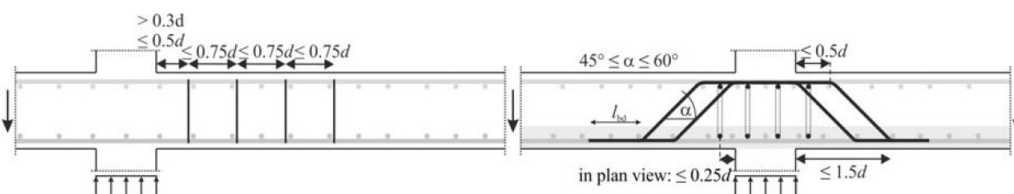
EC2:2018 begrenser gjennomlokkingskapasitet for skjærarmerte konstruksjonsdeler:

$$V_{RD,cs} \leq K_{max} \cdot V_{RD,c}$$

K_{max} er en faktor som begrenser hvor stor kapasitet som kan oppnås ved bruk av skjærarmering. Verdien kan bli bestemt av det enkelte landet i NA.6.4.5(1) settes den lik 1,5 ved bruk av bøyler og 1,8 ved bruk av T-hodet armering. Det tilsvarer η_{sys} i den reviderte Eurokoden.

Avstanden mellom det første snittet med skjærarmering og søylekanten s_o skal ligge mellom $0,3d_v$ og $0,5d_v$ som før, og det er vist i figur 6.7.

Avstanden mellom snittraden s_r skal ikke overskride $0,67d_v$ når enkle oppbøyde stenger brukes som skjærarmering i utkast D4, ellers er avstanden samme som før for andre type armering, som vil si $0,75d_v$.



Figur 6.7: Senteravstand mellom bøyler for flatdekke. [19]

For eksisterende bygninger kan man beregne bæreevnen $\tau_{RD,cs}$ til en plate med ligningen i tabell 6.7, for beregning av η_c skal $\tau_{RD,cs}$ brukes i stedet for τ_{Ed} og dette krever iterasjon. I tilfeller der $S_o > 0,5d_v$ skal $S_r = S_o + 0,5S_r$ brukes i stedet for den opprinnelige S_r . Derfor brukes en ny symbol S_1 for avstand mellom radsnittene. For beregning av skjærarmering i nye bygg blir $S_r = S_1$ og i eksisterende bygg med $S_o > 0,5d_v$ blir $S_r = S_o + 0,5S_1$ [19].

6.6 Gjennomlokkingsarmering:

Minimumsarmering uttrykket gir det minste arealet av et bøylebain eller tilsvarende armering. Nødvendig armering blir beregnet for snitt med samme form som det kritiske kontrollsnittet [20][4][19]. Minimumstverrsnittet av en armeringsenhet blir bestemt i henhold til utkast D4, mens skjærarmering per kontrollsnitt blir bestemt i henhold til EC2.

EC2 krever at skjærarmering fordeles i minst to rader. I punkt 12.5.2(3) tillater utkast D4 å ha bare en rad med gjennomlokkingsarmering hvis oppbøyde stenger blir forankret med metoden som vist i figur 6.7.

De eksisterende uttrykkene for armeringsberegning blir vist i tabellen nedenfor:

Tabell 6.8: Gjennomlokkingsarmering henholdsvis med EC2 og utkast D4

EC2	Utkast D4
$A_{sw,min} \geq \frac{0,08\sqrt{f_{ck}} \cdot s_r \cdot s_t}{f_{yk} \cdot (1,5 \cdot \sin\alpha + \cos\alpha)}$	$A_{sw,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}} \cdot s_r \cdot s_t}{f_{yk} \cdot (1,5 \cdot \sin\alpha_w + \cos\alpha_w)}$
$V_{Rd,cs} = 0,75V_{Rd,c} + 1,5 \cdot (1/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/u_1) \cdot \sin\alpha$	$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot (\sin\alpha_w + \cos\alpha_w) \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot (\sin\alpha_w + \cos\alpha_w) \cdot f_{ywd}$
$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d_{eff} \leq f_{ywd}$	$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(\sin\alpha_w + \cos\alpha_w) \cdot s_r \cdot s_t}$

Hvor:

$A_{sw,min}$ er minimumstverrsnitt av en armeringsenhet.

ρ_w er minimumstverrsnitt av en armeringsenhet.

A_{sw} er skjærarmering per kontrollsnitt.

Nødvendig gjennomlokkingsarmering for vertikal armering i henhold til EC2 [20]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cs} = 0,75V_{Rd,c} + 1,5(d/s_r)A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/(u_1d)) \cdot \sin\alpha \quad (6.10)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cs} = 0,75V_{Rd,c} + 1,5(/s_r)A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/u_1) \cdot \sin\alpha$$

$$A_{sw} \geq \frac{(V_{Ed} - 0,75V_{Rd,c}) \cdot s_r \cdot u_1}{1,5 \cdot f_{ywd,ef}} \quad (6.11)$$

Nødvendig gjennomlokkingsarmering for vertikal armering i henhold til utkast D4 [16]:

$$\tau_{Ed} \leq \max(\eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \quad ; \quad \rho_w \cdot f_{ywd})$$

$$\rho_w \geq \min\left(\frac{\tau_{Ed} - \eta_c \cdot \tau_{Rd,c}}{\eta_s \cdot f_{ywd}} \quad ; \quad \frac{1}{f_{ywd}}\right) \quad (6.12)$$

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}}$$

$$\Rightarrow \tau_{Rd,c} = \eta_c \cdot \tau_{Ed} \quad (6.13)$$

6.6. GJENNOMLOKKINGSARMERING:

sette inn (6.13) i (6.12):

$$\rho_w \geq \min \left(\frac{1 - \eta_c^2}{\eta_s}; 1 \right) \cdot \frac{\tau_{Ed}}{f_{ywd}} \quad (6.14)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t}$$

$$A_{sw} = \rho_w \cdot s_r \cdot s_t$$

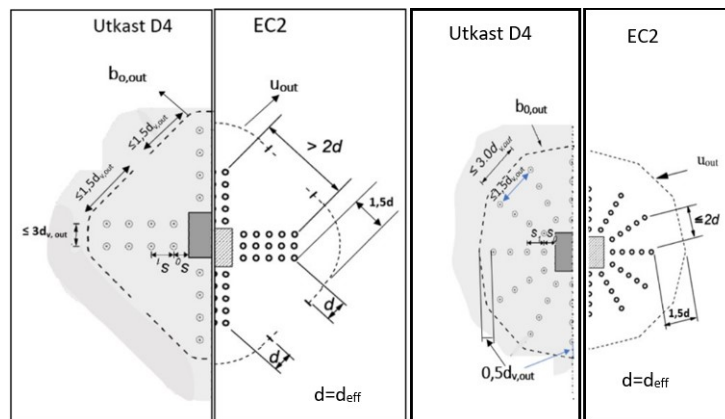
$$\rho_w \geq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \frac{1}{s_r \cdot s_t}$$

$$\phi_w \geq \sqrt{s_r \cdot s_t \cdot \frac{4 \cdot \rho_w}{\pi}} \quad (6.15)$$

Utkast D4 har en begrensning på tykkelsen til gjennomlokkingsarmeringen. Diameteren skal ikke overskride:

- $0,05 \cdot d$ for bøyler.
- $0,08 \cdot d$ for oppbøyde armering og T-hodet armering.

Organisering av gjennomlokkingsarmering i den reviderte Eurokoden blir gjort etter den analytiske teorien i fib MC 2010 [10]. Illustrasjonen nedenfor viser endringene:



Figur 6.8: Ytre omkrets av kontrollsnitt ved innvendige søyler henholdsvis med EC2 og utkast D4. Illustrasjonene er ikke tegnet i riktige målestokk i forhold til hverandre [4][19].

6.7 Beregningseksempel:

Eksempel 6.7.1:

Gjennomlokkingskontroll ved ei innvendig kvadratisk søyle 300x300 mm i et flatdekke med tykkelse = 225 mm utføres:

Materialer:

Betong: B30

Armering B500NC

Laster:

Egenlast: $g = 0,225 \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 5,625 \text{ KN/m}^2$

Nyttelast: 5 KN/m^2

Bruddgrenselast:

$q_{Ed} = 1,2g + 1,5p = 1,2 \cdot 5,625 + 1,5 \cdot 5 = 14,25 \text{ KN/m}^2$

Lengdearmering $\phi 12s80$ i y-retning, $\phi 12s120$ i x-retning

$c_{nom} = 25 \text{ mm}$

$V_{Ed} = 600 \text{ kN}$, $M_{Ed} = 40 \text{ kNm}$

Beregning ifølge EC2 finner man i Betongkonstruksjoner boka, side 417 i 2.utgave [20]. Resultatene blir vist nedenfor:

Tabell 6.9: Beregningsresultat etter EC2

d_{eff}	u_1	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,max}$	u_{out}	A_{sw}
188mm	3562mm	1,01MPa	0,63 MPa	2,69 MPa	5623 mm	1130mm ²

Beregning i henhold til utkast D4:

Antar $D_{nedre} = 16$

$d_{dg} = 16 + D_{nedre} = 16 + 16 = 32$

Skjær effektiv høyde:

Tilfelle a) i figur 6.1:

$$d_v = \frac{d_{vy} + d_{vx}}{2} = 225 - 25 - 12 = 188 \text{ mm}$$

Det gir samme armeringsforhold som EC2:

$$\rho_{ly} = \frac{1413}{1000 \cdot 188} = 0,0075$$

$$\rho_{lx} = \frac{942}{1000 \cdot 188} = 0,0050$$

$$\begin{aligned} \rho_{lx} &= \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} \\ &= \sqrt{0,0075 \cdot 0,0050} = 0,006 \end{aligned}$$

Omkrets til kritisk kontrollsnitt b_0 :

$$\begin{aligned} b_0 &= 4 \cdot b_c + 2 \cdot \pi \cdot \frac{d_v}{2} \\ &= 4 \cdot 0,3 + \pi \cdot 0,188 = 1,79 \text{ m} \end{aligned}$$

6.7. BEREGNINGSEKSEMPEL:

Dimensjonerende skjærspenning:

$$\tau_{Ed} = \beta_e \frac{V_{Ed}}{b_0 \cdot d_v} \quad (6.16)$$

$$(6.17)$$

$\beta_e = 1,15$ fra figur 6.2

β_e ved beregning:

$$\beta_e = 1 + 1,25 \frac{e_b}{b_b}$$

e_b :

$$e_b = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} - \Delta e \right|$$

Δe er avstanden mellom kontrollsnitt senter og tilhørende plateareal senter til den aktuelle søylen.

$$e_b = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} - \Delta e \right|$$

$$e_b = \left| \frac{40}{600} - 0 \right| = 0,066$$

b_b :

$$b_b = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{b0}}{\pi}}$$

$$\begin{aligned} A_{b0} &= b_c^2 + 4 \cdot b_c \cdot \frac{d_v}{2} + \pi \cdot \left(\frac{d_v}{2}\right)^2 \\ &= 0,3^2 + 2 \cdot 0,3 \cdot 0,188 + \pi \cdot \left(\frac{0,188}{2}\right)^2 = 0,23 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

\Rightarrow

$$\begin{aligned} b_b &= \sqrt{\frac{4 \cdot 0,23}{\pi}} \\ &= 0,54 \text{ mm} \end{aligned}$$

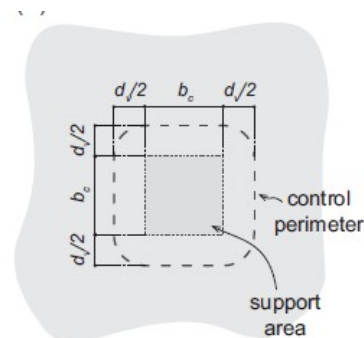
\Rightarrow

$$\begin{aligned} \beta_e &= 1 + 1,25 \frac{0,066}{0,54} \\ &= 1,153 \end{aligned}$$

Verdien av β ved beregning ifølge EC2 blir 1,11, mens her blir nesten samme som den konstante verdien 1,153. Det viser å beregne β_e ikke ga noe økonomisk gevinst.

\Rightarrow

$$\tau_{Ed} = 1,15 \frac{600}{1,79 \cdot 0,188 \cdot 1000} = 2,05 \text{ MPa}$$



Figur 6.9: kontrollsnitt area[16]

6.7. BEREGNINGSEKSEMPEL:

Dimensjonerende skjærlast utenfor det kritiske kontrollsnittet:

$$\begin{aligned}V_{Ed,red} &= V_{Ed} - A_{b0} \cdot q_{Ed} \\ &= 600 - 0,23 \cdot 14,25 = 596 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\Rightarrow \tau_{Ed} = 1,15 \frac{596}{1,79 \cdot 0,188 \cdot 1000} = 2,03 \text{ MPa}$$

Minimum skjærkapasitetkontroll:

$$\begin{aligned}\tau_{Rd,c,min} &= \frac{11}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} = \frac{11}{1,5} \sqrt{\frac{30}{434} \cdot \frac{32}{188}} \\ &= 0,79 \text{ MPa} < \tau_{Ed} = 2,03 \text{ MPa} \Rightarrow \text{gjennomlokkingskontroll er nødvendig.}\end{aligned}$$

Skjærkapasitet uten skjærarmring:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} k_{pb} \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \leq \left(\frac{0,6}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} \right)$$

$\mu_p = 8$ for innvendige søyler.

Normal spenning pga. aksial last = 0 $\Rightarrow k_{pp} = 1$

$$\begin{aligned}k_{pb} &= \sqrt{5 \mu_p \frac{d_v}{b_0}} \cdot k_{pp} \leq 2,5 \\ &= \sqrt{5 \cdot 8 \cdot \frac{0,188}{1,79}} \\ &= 2,045 < 2,5\end{aligned}$$

Sjekker krav fra 8.4.3(2) tilfredstilles for å erstatte d_v med a_p :

I beregning av $V_{Rd,c}$ i EC2 har verdi $k_2 = 0,18$ blitt brukt.

Antar $d_{dg} = 16 + D_{nedre} = 32$.

I dette eksemplet er det oppgitt V_{Ed} og fra den kan det estimeres tilhørende flateareal over den aktuelle søylen.

$$\begin{aligned}A_{real} &= \frac{V_{Ed}}{q_{Ed}} \\ L_x \cdot L_y &= \frac{600}{14,25} = 42 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Velger $L_x = 7 \text{ m}$ og $L_y = 6 \text{ m} \cdot \frac{7}{6} = 1,17 \Rightarrow$

$$a_{px} = 0,22 \cdot L_x = 0,22 \cdot 7 = 1,54 \text{ m}$$

$$a_{py} = 0,22 \cdot L_y = 0,22 \cdot 6 = 1,32 \text{ m}$$

$$a_p = \sqrt{1,54 \cdot 1,32} = 1,42 > d_v$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434 \text{ MPa}$$

Verdien av a_p reduseres med faktor K_{pm} ifølge 8.4.3(5) i utkast D4.

$$K_{pm} = 100 \cdot \rho_l \cdot \left(\gamma_c \frac{f_{yd}}{100 \sqrt{f_{ck}}} \right)^{3/2} \leq 1$$

$$K_{pm} = 0,1 \cdot \rho_l \cdot \left(\gamma_c \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{ck}}} \right)^{3/2} \leq 1$$

$$K_{pm} = 0,1 \cdot 0,006 \cdot \left(1,5 \frac{434}{\sqrt{30}} \right)^{3/2} = 0,77 < 1$$

$$a_p = 0,77 \cdot 1,42 = 1,09$$

$$a_p = 1,09 < 8d = 8 \cdot 0,188 = 1,504$$

$$a_{pd} = \sqrt{\frac{1,09 \cdot 0,188}{8}}$$

$$= 0,160 \text{ m}$$

$$\tau_{Rd,c} = \left(\frac{0,6}{1,5} \cdot 2,045 \left(100 \cdot 0,006 \cdot 30 \cdot \frac{32}{160} \right)^{\frac{1}{3}} \right) = 1,25 \text{ MPa} < \frac{0,6}{1,5} \cdot \sqrt{30} = 2,19 \text{ MPa}$$

$\tau_{Rd,c} = 1,25 \text{ MPa} < \tau_{Ed} = 2,05 \text{ MPa} \Rightarrow$ gjennomlokkingsarmering er nødvendig ifølge utkast D4 også.
Skjærtrykkapasitet:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c}$$

$\eta_{sys} = 1,5$ for bøylar og oppbøyd lengdearmering.

Skjærtrykk kontroll:

Etter lign.(6.7) :

Velger bøylar som skjærarmering $\Rightarrow \eta_{sys} = 1,5$

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c}$$

$$\tau_{Rd,max} = 1,5 \cdot 1,25 = 1,875 \text{ MPa} < \tau_{Ed} = 2,05 \text{ MPa}$$

Skjærtrykkapasitet er for lav med bøylar som skjærarmering.

Velger "Stud" som skjærarmering $\Rightarrow \eta_{sys} = 1,8$

$$\tau_{Rd,max} = 1,8 \cdot 1,25 = 2,25 \text{ MPa} > \tau_{Ed} = 2,05 \text{ MPa}$$

Skjærtrykkapasitet er tilstrekkelig ved bruk av T-hodet skjærarmering.

Beregning ifølge EC2 gir også for lav skjærtrykkapasitet og løsningen var å beregne gjennomlokkingsarmeringen uten å redusere $V_{Rd,cs}$ med $0,75 \cdot V_{Rd,c}$.

Beregning av gjennomlokkingsarmering:

For å kunne sammenlikne resultatene med tidligere beregning ifølge Betongkonstruksjoner boka velger kvadratisk skjærarmeringsmønster med vertikal skjærarmering.

Ytre kontrollsnitt:

$$b_{0,out} = b_0 \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out} \cdot \eta_c} \right)^{1,5}$$

$$d_{v,out} = d_v - c_{nom} - \phi_c = 188 - 25 - 12 = 151 \text{ mm}$$

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}} = \frac{1,25}{2,05} = 0,61$$

$$b_{0,out} = 1,79 \cdot \left(\frac{0,188}{0,151 \cdot 0,61} \right)^{1,5} = 5,22 \text{ m}$$

Maksimal radiell senteravstand:

$$s_r = 0,75 \cdot d_v = 0,75 \cdot 188 = 140 \text{ mm} \Rightarrow \text{velger } s_r = 140 \text{ mm}$$

6.7. BEREGNINGSEKSEMPEL:

$$S_0 = S_r - (b_c - s_r)/2 = 140 - (300 - 140)/2 = 60 \text{ mm}$$
$$S_0 > 0,3 \cdot d_v = 0,3 \cdot 188 = 56,4 \text{ mm} < 60 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok}$$

Avstand fra søylekant til $b_{0,out}$, kontrollsnitt betraktes som sirkel:
 $(5220 - 4 \cdot 300)/2\pi = 640 \text{ mm}$

Avstand fra midten av søylekant til ytre kontrollsnitt:
 $640 + b_c/2 = 640 + 150 = 790 \text{ mm}$
 $790/S_r = 790/140 \approx 6 \Rightarrow n_t = 2 \cdot 6 = 12$

\Rightarrow den maksimale tangensielle senteravstanden blir:

$$S_t = \frac{b_0}{n_t}$$

$$S_t = \frac{1,79 \text{ m}}{12} \approx 150 \text{ mm}$$

Velger $S_t = 140 \text{ mm}$.

Avstanden mellom skjærarmering i siste kontrollsnitt og det ytre kontrollsnittet hvor skjærarmering ikke er nødvendig blir: $640 - S_0 - (n_t/2 - 2) \cdot 140 = 640 - 60 - (6 - 2) \cdot 140 = 20 < 0,5 \cdot d_{v,out} = 0,5 \cdot 151 \approx 75 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok}$, se figur 6.8.

Minimumstverrsnitt av en armeringsstang:

$$A_{sw,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}} \cdot s_r \cdot s_t}{f_{yk} \cdot (1,5 \cdot \sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$A_{sw,min} = \frac{0,08\sqrt{30} \cdot 140 \cdot 140}{500 \cdot 1,5} = 12 \text{ mm}^2$$

Beregner nødvendig gjennomlokkingsarmering etter lign. (6.14):

$$\eta_s = 0,1 + (15 \cdot \frac{d_{dg}}{d_v})^{0,5} \cdot (\frac{1}{\eta_c \cdot K_{pb}})^{1,5} \leq 0,8$$

$$\eta_s = 0,1 + (15 \cdot \frac{32}{188})^{0,5} \cdot (\frac{1}{0,61 \cdot 2,045})^{1,5} = 1,25 > 0,8$$

$$\Rightarrow \eta_s = 0,8$$

6.7. BEREGNINGSEKSEMPEL:

$$\rho_w \geq \min\left(\frac{1 - \eta_c^2}{\eta_s}; 1\right) \cdot \frac{\tau_{Ed}}{f_{ywd}}$$

$$\rho_w \geq \min\left(\frac{1 - 0,61^2}{0,8}; 1\right) \cdot \frac{2,05}{434}$$

$$\rho_w \geq \min(0,78; 1) \cdot \frac{2,05}{434} \geq 0,78 \cdot \frac{2,05}{434} = 0,37\%$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t}$$

$$A_{sw} = \rho_w \cdot s_r \cdot s_t$$

$$\rho_w \geq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \frac{1}{s_r \cdot s_t}$$

$$\phi_w \geq \sqrt{s_r \cdot s_t \cdot \frac{4 \cdot \rho_w}{\pi}}$$

$$\phi_w \geq \sqrt{140 \cdot 140 \cdot \frac{4 \cdot 0,37}{100 \cdot \pi}} = 9,7 \text{ mm}$$

For å ha tilstrekkelig skjærtrykkkapasitet ifølge utkast D4, må man velge “Stud” som gjennomlokkingsarmering og den plasseres enkeltvis:

Velger $\phi 10 \approx 79 \text{ mm}^2$ og blir $12\phi 10$.

På figur 6.9 ser man at nødvendig armering per kontrollsnitt blir 1130 mm^2 , men ifølge denne beregningen blir 948 mm^2 .

Det ytre kontrollsnittet er 5,6 m for EC2 og 5,2 m for utkast D4:

Avstand fra søylekant til det ytre kontrollsnittet:

$$(5623 - 4 \cdot 300) / 2\pi = 704 \text{ mm} \quad \text{EC2}$$

$$(5220 - 4 \cdot 300) / 2\pi = 640 \text{ mm} \quad \text{utkast D4}$$

Det vil si at det ytre kontrollsnittet skal ligge i en avstand på 6,4 cm nærmere søylekanten ved beregning i henhold til utkast D4.

Oppsummering

I dette kapittelet vil det trekkes konklusjoner om sammenligningene. Først og fremst blir den reviderte Eurokoden enklere for brukere uten fordypning i betong som bygningsmateriale, blant annet i symbol- og forkortelsesliste finner man hvor i regelverket det aktuelle symbolet eller forkortelsen omhandles. Sprøhetsfaktor blir brukt i trykkfasthet beregning og derfor slipper man ytterligere beregninger knyttet til at høyfast betong blir sprøere i både moment- og skjærkapasitet beregninger. Dimensjoneringsprosedyrer er mer brukervennlig og oversiktlig som regel begynner med uttrykk med få parametre.

Endring i trykkfasthets uttrykket og konstant trykktøyning for alle fasthetsklasser fører til at det blir høyere virtuelt trykksonens momentkapasitet i et uarmert betongtverrsnitt, det går opp med 17,6% for fasthetsklasser B12- B40, 13% for B45 og nærmeste verdi er for B55 som er 9% høyere og etter det går opp igjen i B100 blir 55%. Det fører til at behovet for lengdearmering på trykksiden blir mindre og i noen tilfeller der det er behov for trykkarmering i henhold til Eurokode 2, blir det unødvendig med trykkarmering med den reviderte Eurokoden. Ellers momentkapasitet for armerte tverrsnitt ligger nær hverandre med en liten økning ifølge det nye regelverket. Det tillattes å bruke sylindrefasthet f_{ck} verdier mellom 28 og 91 dager som fører til at man kan dimensjonere med 30 – 40% høyere trykkfasthet.

Beregningene viser at det kommer til å kreve like mye betongoverdekning. Nødvendig total høyde/tykkelse på bjelker og plater blir lavere med noen centimeter. Det krever nesten like mye armering for de vanlige betongklassene, mens det er behov for mer strekkarmering for høyfast betong, for beregningseksemplet 4.8.4 har det tilsvart en armeringsstang.

Disse endringen kan ha en viktig sideeffekt i å avdekke virkelighetsbehov og dermed begrenser det unødvendig bruk av bygningsmaterialer i råbygg og øker utformings muligheter. Selv om denne endringen har liten betydning på nedgang i karbonavtrykket fra råbygget, er fortsatt viktig for det viser at det ikke går motsatt vei og reglene ikke blir strengere.

Tabellen for forholdet mellom spennvidde og effektiv høyde som gir begrensninger på når man kan utelatte beregning av nedbøyning er mindre konservativ. Den permanente bruksnyttelast 30% av den karakteristiske nyttelasten dvs. 20% mindre permanent nyttelast enn det nåværende regelverket, samt inkluderer forholdet mellom nyttelast og totallast i tabellen som er bare implisitt parameter i det nåværende regelverket.

For det omdiskuterte temaet i dimensjonering av betongkonstruksjoner “skjærkapasitet” er uttrykket for uskjærarmerte tverrsnitt basert på Kritisk Skjær Riss Teori (Critical Shear Crack Theory (CSCT)), mens uttrykket i den nåværende er empirisk der de forskjellige parameterne kalibrert mot forsøk. Forskjellen er at tverrsnittets effektive høyde d har direkte påvirkning av skjærkapasitetsuttrykket, mens i det empiriske uttrykket undervurderes d og den blir tatt med som ledd i formelen, samt tas det hensyn til bruddsonens ruhet som gjør at uttrykket egner seg til høyfast betong. Det blir lavere skjærkapasitet med beregning ifølge (CSCT) og mest for høyfast betong med $f_{ck} > 60$ MPa. Det kan tas hensyn til slankehet som kan blant annet gi høyere skjærkapasitet i konstruksjonsdeler, der det er behov for skjærarmering i henhold til Eurokode 2, er det unødvendig ifølge det nye regelverket. Minimum skjærkapasitet blir høyere og forskjellen er mer for vanlige betong med $f_{ck} < 60$ MPa og derfor flere tilfeller som ikke trenger skjærarmering blir observert i det første steget i dimensjoneringsprosedyren. Skjærkapasitet for skjærarmerte konstruksjonsdeler er basert fortsatt på en antatt indre fagverksmodell. Avstand mellom skjærarmeringsenheter blir en liten del mindre med det nye regelverket som følge av at det blir brukt d istedenfor indre momentarm z i skjærarmering uttrykket.

Gjennomlokkingskapasitet blir nesten som før, mens armeringsmengde blir noe lavere og det ytre kontrollsnittet blir nærmere den belastede søylen som vil si det området hvor skjærarmering er nødvendig blir mindre ifølge det nye regelverket.

SINTEF i samsvar med det nye regelverket, som medlem av organisasjonen EOTA (European Organisa-

tion for Technical Approvals), kan bestemme ved testing i samsvar med European Assessment Document, EAD” hvor stor skjærtrykkapasitet kan oppnås ved bruk av spesifikke gjennomlokkingsarmeringer[7].

Vedlegg

Dette vedlegget vil vise dimensjonering av et fritt opplagt bjelke, nødvendig total høyde og lengdearmring på grunn av dimensjonerende last i bruddgrensetilstand er beregnet i Eksempel 4.8.3. Hensikten med å bruke Autodesk Robot Structural Analysis i denne master oppgaven er å kontrollere bjelken med den beregnede total høyde har akseptable nedbøyninger og rissvidde i brukkgrensetilstand, siden håndberegning krever mye tid og i praksis utføres nedbøyningskontroll med programvarer og teknologi fremskrittene gjorde at beregning med disse programmene blir mer troverdige.

1 Inndata:

Calculation Options - NS-EN 1992-1-1:2004/A1:2014/NA:2008; Regulation

General Concrete Longitudinal reinf. Transversal reinf. Additional reinforcement

Materials: Norwegian (NS-EN 15)
 Name: B30
 Characteristic strength: 30,00 MPa
 Unit weight: 2501,36 kg/m³
 Aggregate size: 20,0 mm
 Cement class: R

Lightweight concrete

Deflection calculations

Correction by
 Reinforcement change
 Geometry change

Total 7.4.1(4)
 $w_{qp,lim} < n / 250$
 $w_{qp,lim} < 25$ mm

Increase 7.4.1(5):
 $dw_{qp,lim} < n / 500$
 $dw_{qp,lim} < 25$ mm

Story level: 0,00 (m)
 Environment class: XC1
 Admissible cracking: 0,3 (mm)
 Concrete age: 100 (years)
 Concrete age (first loading moment): 28 (days)
 Concrete age after erecting a structure: 365 (days)
 Relative environment humidity: 45 (%)
 Concrete creep coefficient: $\Phi^{(\infty, t_0)} = 2,00$ Fixed
 Durability class: M60
 Quality assurance system (4.4.1.3(3); A.2.1(1))

- Maximum cracking : 0,30 (mm)
- Exposure : XC1
- Concrete creep coefficient : $\varphi_x =$ No results
- Cement class : R
- Concrete age (loading moment) : 28 (days)
- Concrete age : 100 (years)
- Concrete age after erecting a structure : 365 (years)
- Durability class: : M60
- Quality assurance system (4.4.1.3(3); A.2.1(1))
- Fire resistance class : no requirements
- FFB Recommendations 7.4.3(7) : No results

2 Beam:

Number of identical elements: 1

2.1 Material properties:

- Concrete : B30 $f_{ck} = 30,00$ (MPa)
 Rectangular stress distribution [3.1.7(3)]
- Density : 2501,36 (kg/m³)
- Aggregate size : 20,0 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
 Horizontal branch of the stress-strain diagram
 Ductility class : C
- Transversal reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
 Horizontal branch of the stress-strain diagram
 Ductility class : C

- Additional reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
 Horizontal branch of the stress-strain diagram

2.2 Geometry:

2.2.1	Span	Position	L supp. (m)	L (m)	R supp. (m)
	P1	Span 0,25	8,00	0,25	
	Span length: $L_0 = 8,25$ (m)				
	Section from 0,00 to 8,00 (m)				
	300 x 380 (mm)				
	without left slab				
	without right slab				

2.3 Calculation options:

- Regulation of combinations : concrete
- Calculations according to : NS-EN 1992-1-1:2004/A1:2014/NA:2008
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast beam : no
- Cover : bottom $c = 25$ (mm)
 : side $c1 = 20$ (mm)
 : top $c2 = 15$ (mm)
- Cover deviations : $C_{dev} = 10$ (mm), $C_{dur} = 0$ (mm)
- Coefficient $\beta_2 = 0.50$: long-term or cyclic load
- Method of shear calculations : strut inclination

2.4 Loads:

2.4.1 Continuous:

Type	Nature	Pos.	Span γ_f	X0	Pz0 (m)	X1 (kN/m)	Pz1 (m)	X2 (kN/m)	Pz2 (m)	X3 (kN/m)	X3 (m)
uniform	dead load(Structural)	top	1		1,20	-	2,85	-	-	-	-
uniform	live(Category B)	top	1		1,50	-	10,00	-	-	-	-

γ_f - load factor

2.5 Calculation results:

2.5.1 Reactions

Support V1

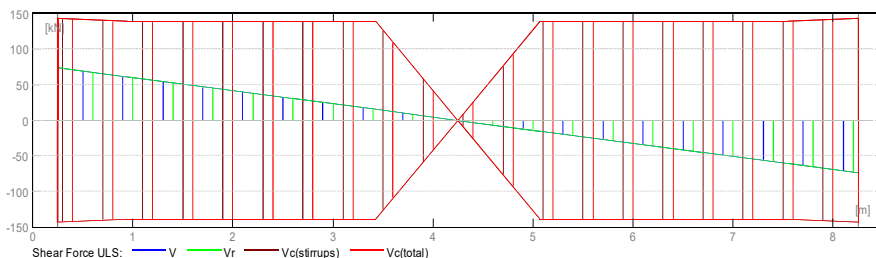
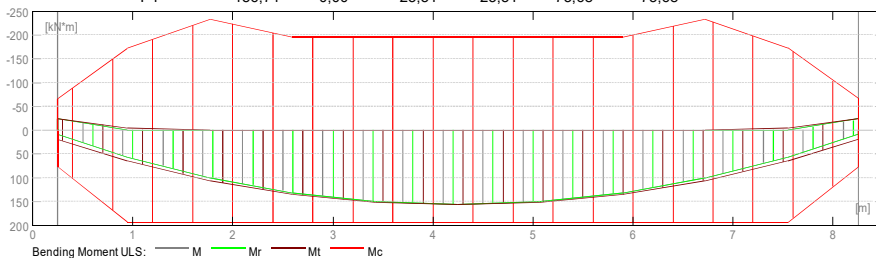
Case	Fx (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
DL1	-	11,76	-	0,00
L1	-	41,25	-	0,00

Support V2

Case	Fx (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
DL1	-	11,76	-	0,00
L1	-	41,25	-	0,00

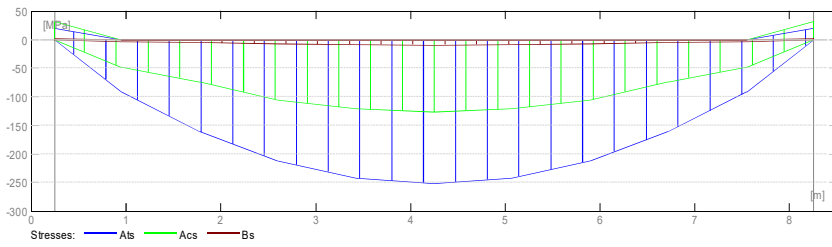
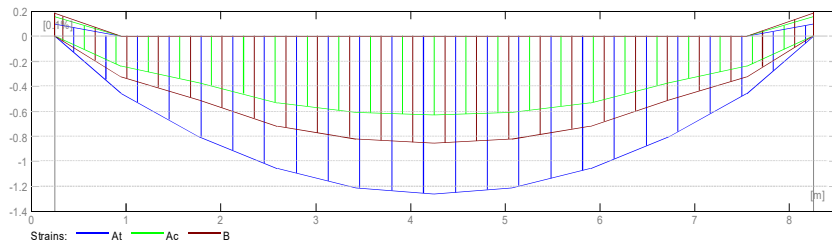
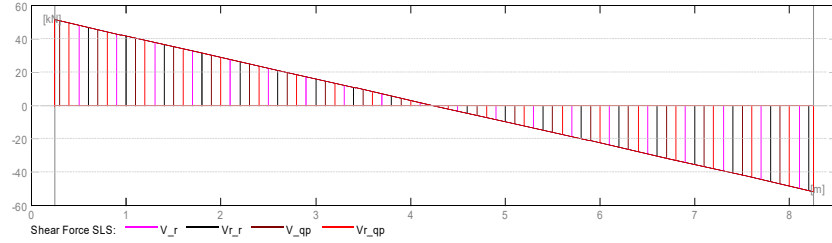
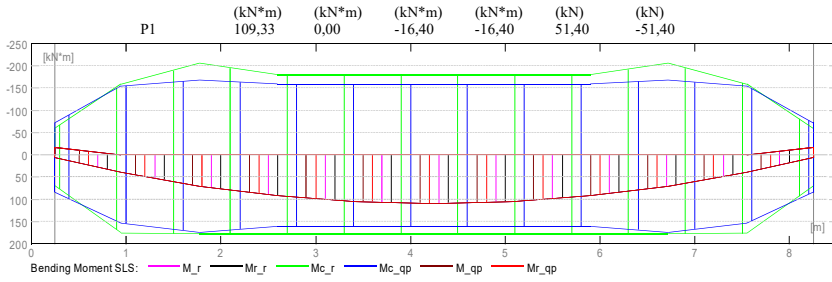
2.5.2 Internal forces in ULS

Span	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	MI (kN*m)	Mr (kN*m)	Ql (kN)	Qr (kN)
P1	156,71	-0,00	-23,51	-23,51	73,68	-73,68



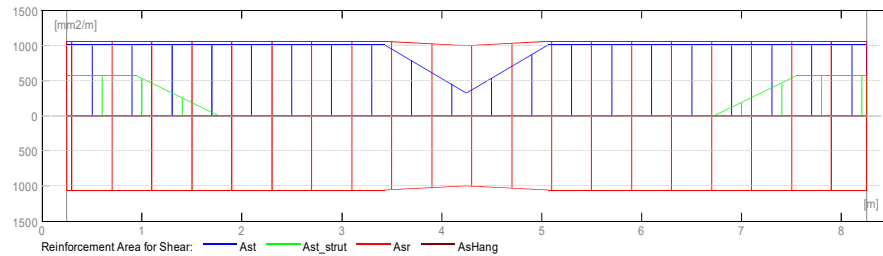
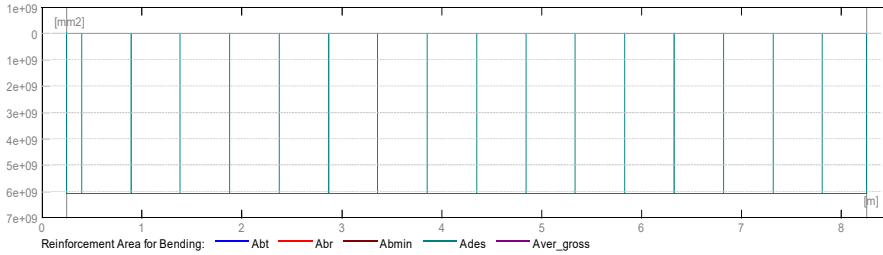
2.5.3 Internal forces in SLS

Span	Mt max.	Mt min.	MI	Mr	Ql	Qr
------	---------	---------	----	----	----	----



2.5.4 Required reinforcement area

Span	Span (mm ²)		Left support (mm ²)		Right support (mm ²)	
	bottom	top	bottom	top	bottom	top
P1	1190	607	127	152	127	152



2.5.5 Deflection and cracking

wt(QP) Total due to quasi-permanent combination
 wt(QP)dop Allowable due to quasi-permanent combination
 Dwt(QP) Deflection increment from the quasi-permanent load combination after erecting a structure.
 Dwt(QP)dop Admissible deflection increment from the quasi-permanent load combination after erecting a structure.

wk - width of perpendicular cracks

Span	wt(QP) (mm)	wt(QP)dop (mm)	Dwt(QP) (mm)	Dwt(QP)dop (mm)	wk (mm)
P1	45	33	36	0	0,2

2.6 Theoretical results - detailed results:

2.6.1 P1 : Span from 0,25 to 8,25 (m)

Abscissa (m)	ULS		SLS		A bottom (mm ²)	A top (mm ²)	A compressive (mm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
0,25	19,07	-23,51	5,96	-16,40	127	152	0
0,95	64,60	-5,17	39,36	0,00	472	35	0
1,78	106,14	-0,00	69,97	0,00	813	0	0
2,60	135,15	-0,00	91,83	0,00	1038	217	217
3,43	151,61	-0,00	104,95	0,00	1151	537	537
4,25	156,71	0,00	109,33	0,00	1190	607	607
5,08	151,61	-0,00	104,95	0,00	1151	537	537
5,90	135,15	-0,00	91,83	0,00	1038	217	217
6,73	106,14	-0,00	69,97	0,00	813	0	0
7,55	64,60	-5,17	39,36	0,00	472	35	0
8,25	19,07	-23,51	5,96	-16,40	127	152	0

Abscissa (m)	ULS		SLS	
	V max. (kN)	V max. (kN)	afp (mm)	
0,25	73,68	51,40	0,0	
0,95	60,79	42,41	0,1	
1,78	45,59	31,80	0,1	
2,60	30,39	21,20	0,2	
3,43	15,20	10,60	0,2	
4,25	0,00	0,00	0,2	
5,08	-15,20	-10,60	0,2	
5,90	-30,39	-21,20	0,2	
6,73	-45,59	-31,80	0,1	
7,55	-60,79	-42,40	0,1	
8,25	-73,68	-51,40	0,0	

2.7 Reinforcement:

2.7.1 P1 : Span from 0,25 to 8,25 (m)

Longitudinal reinforcement:

- bottom (B500C)
 - 3 ϕ 25 l = 9,13 from 0,03 to 8,48
- assembling (top) (B500C)
 - 6 ϕ 8 l = 0,83 from 1,36 to 2,19
- support (B500C)
 - 3 ϕ 25 l = 2,87 from 0,03 to 2,55
 - 3 ϕ 25 l = 6,50 from 1,00 to 7,50
 - 3 ϕ 25 l = 2,87 from 5,95 to 8,48

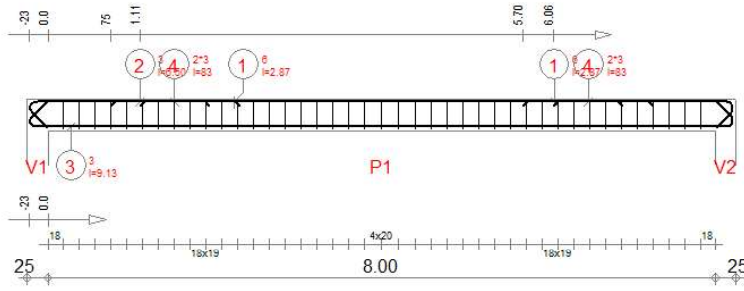
Transversal reinforcement:

- main (B500C)
 - stirrups 82 ϕ 8 l = 1,13
 - e = 1*0,18 + 18*0,19 + 4*0,20 + 18*0,19 (m)

3 Material survey:

- Concrete volume = 0,97 (m³)
- Formwork = 9,09 (m²)
- Steel B500C
 - Total weight = 285,54 (kG)
 - Density = 294,67 (kG/m³)
 - Average diameter = 14,7 (mm)
 - Survey according to diameters:

Diameter (mm)	Length (m)	Weight (kG)	Number (No.)	Total weight (kG)
8	0,83	0,33	6	1,96
8	1,13	0,45	82	36,54
25	2,87	11,05	6	66,28
25	6,50	25,07	3	75,20
25	9,13	35,19	3	105,56



Pos.	Reinforcement	Code	Shape	Steel	Pos.	Reinforcement	Code	Shape	Steel
①	6	I=2.87	00	B500C	④	2*3	I=83	00	B500C
②	3	I=6.50	00	B500C	⑤	82	I=1.13	31	B500C
③	3	I=9.13	00	B500C					

Fritt opplagt bjelke	Tel	Fix	Steel B500C = 247 kg	Concrete : B30 = 0.969 m3
			Steel B500C = 38.5 kg	Formwork = 9.09 m2
			Bottom cover 25 mm	Top cover 15 mm
			Side cover 20 mm	
			View scale 1/50	
Section 300x380				

Bibliografi

- [1] The European Concrete Platform ASBL. Eurocode 2; commentary. https://www.theconcreteinitiative.eu/images/ECP_Documents/Eurocode2_Commentary.pdf, accessed: 18.04.2020.
- [2] Beatrice Belletti, Aurelio Muttoni, Simone Ravasini, and Francesca Vecchi. Parametric analysis on punching shear resistance of reinforced-concrete continuous slabs. *Magazine of Concrete Research*, 71(20):1083–1096, 2019.
- [3] CEN. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - del 1-1: Allmenne laster, tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. *Standard Norge*, 2008.
- [4] CEN. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. *Standard Norge*, 2008.
- [5] CEN. Ns-en 206: Betong: Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar. *Standard Norge*, 2016.
- [6] CEN. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. *Standard Norge*, 2018.
- [7] EOTA. European assessment document (ead). <https://www.eota.eu/en-GB/content/what-is-an-ead/30/>, accessed: 24.04.2020.
- [8] HRC – Europe. Hrc t-hodet armering; fordeler for brukerne. <https://hrc-europe.com/applications/confinement/>, accessed: 18.02.2020.
- [9] Michael N Fardis. *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: based on EN-Eurocode 8*. Springer Science & Business Media, 2009.
- [10] International Federation for Structural Concrete *fib*. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Wilhelm Ernst & Sohn, 2013.
- [11] Artur Kosakowski. Robot structural analysis products. <https://forums.autodesk.com/t5/robot-structural-analysis-forum/rc-deflections/td-p/3510654>, accessed: 01.06.2020.
- [12] Artur Kosakowski. Robot structural analysis products. <https://forums.autodesk.com/t5/robot-structural-analysis-forum/slab-long-term-deflection-creep-and-shrinkage/td-p/5326869>, accessed: 01.06.2020.
- [13] Per Kr. Larsen. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Fagbokforlaget, 2013.
- [14] Magne Maage. *Betong; Regelverk, teknologi og utførelse*. Byggnæringens Forlag AS, 2015.
- [15] Sandaker Bjørn Normann. *Forelesning; BETONGARKITEKTUREN PÅ 1900-TALLET*. AAR4250 Arkitektur som teknologisk praksis, 2019.
- [16] Josef Hegger Markus Vill Jon D. Shave Project Team SC2.T1: Aurelio Muttoni, Alejandro Pérez Caldentey and Marco Menegotto. *Background documents to the second interim draft prEN 1992-1-1:2017-10*. CEN, 2017.

- [17] Josef Hegger Markus Vill Jon D. Shave Project Team SC2.T1: Aurelio Muttoni, Alejandro Pérez Caldentey and Marco Menegotto. *Background documents to the second interim draft prEN 1992-1-1:2017-10*, chapter 5.1.7(1) page:12. CEN, 2017.
- [18] Josef Hegger Markus Vill Jon D. Shave Project Team SC2.T1: Aurelio Muttoni, Alejandro Pérez Caldentey and Marco Menegotto. *Background documents to the second interim draft prEN 1992-1-1:2017-10*, chapter 5.1.7(1) page:11. CEN, 2017.
- [19] SC2/WG1/CDG. *pren 1992-1-1 eurocode 2: Design of concrete structures – part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. 2019.
- [20] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner-Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Fagbokforlaget, 2013.
- [21] Jan Arve Øverli. *Betongkonstruksjoner 1*. 2017.

