

Julie Nord Holmgren
Karoline Irene Lefstad
Anniken Johansson Malmo

Beregningsregler for betongkonstruksjoner: revisjon av Eurokode 2

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Jan Arve Øverli

Juni 2019

Julie Nord Holmgren
Karoline Irene Lefstad
Anniken Johansson Malmo

Beregningsregler for betongkonstruksjoner: revisjon av Eurokode 2

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Jan Arve Øverli
Juni 2019

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

 **NTNU**
Norwegian University of
Science and Technology



MASTEROPPGAVE 2019

| | | |
|---|---------------------|--------------------------|
| FAGOMRÅDE: Prosjektering av betongkonstruksjoner | DATO: 11.06.2019 | ANTALL SIDER: 103 + 7 |
|---|---------------------|--------------------------|

TITTEL:

Beregningsregler for betongkonstruksjoner: revisjon av Eurokode 2

Calculation rules for concrete structures: revision of Eurocode 2

UTFØRT AV:



Julie Nord Holmgren



Karoline Irene Lefstad



Anniken Johansson Malmo

SAMMENDRAG:

Det arbeides for tiden med en ny revidert betongstandard. Kunnskapen og forståelsen innenfor betong har økt siden forrige revisjon ble utgitt, og det anses nødvendig med en oppdatert utgave av standarden.

I denne oppgaven er endringer av metoder og modeller fra nåværende Eurokode avdekket, med hovedfokus på endringer som ble oppdaget ved utførelse av beregningseksempler. Bakgrunnsteori for regelverket i den reviderte utgaven av standarden er presentert med påfølgende beregningseksempel. I tillegg er nåværende og revidert standard sammenlignet ved å betrakte effekten med variasjon av ulike parametre.

Sammenligningene er illustrert ved bruk av grafisk framstilling.

FAGLÆRER: Jan Arve Øverli

VEILEDER(E): Jan Arve Øverli

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne oppgaven er skrevet i løpet av 20 uker, i perioden januar til juni 2019, og tilsvarer 30 studiepoeng. Oppgaven er en avsluttende masteroppgave skrevet i samarbeid med Institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU).

Oppgaven inngår som en del av revisjonsarbeidet som blir utført for å sammenligne eksisterende og ny versjon av Eurokode 2 som er gjeldende Norsk Standard for prosjektering av betongkonstruksjoner. Oppgaven går ut på å gjennomføre beregningseksempler ved bruk av det reviderte regelverket, utføre en gjennomgang av aktuell bakgrunnsliteratur og sammenligne nåværende og revidert standard.

Å skrive denne masteroppgaven har vært en svært lærerik prosess. Vi har fått en dypere forståelse og god oversikt generelt når det kommer til prosjektering av betongkonstruksjoner med både nåværende og revidert betongstandard. Dette ser vi på som en stor fordel å kunne ta med seg videre inn i arbeidslivet. Dette var også en avgjørende årsak til at vi valgte denne oppgaven.

Det rettes en stor takk til vår hovedveileder Jan Arve Øverli for faglig oppfølging og veiledning gjennom hele semesteret. Vi ønsker også å takke Terje Kanstad for gode råd og innspill.

Trondheim, juni 2019

Julie Nord Holmgren

Julie Nord Holmgren

Karoline Irene Lefstad

Karoline Irene Lefstad

Anniken J. Malmo

Anniken Johansson Malmo

Sammendrag

Det arbeides for tiden med en ny revidert betongstandard. Kunnskapen og forståelsen innenfor betong har økt siden forrige revisjon ble utgitt, og det anses nødvendig med en oppdatert utgave av standarden.

I denne oppgaven er endringer av metoder og modeller fra nåværende Eurokode avdekket, med hovedfokus på endringer som ble oppdaget ved utførelse av beregningseksempler. Bakgrunnsteori for regelverket i den reviderte utgaven av standarden er presentert med påfølgende beregningseksempel. I tillegg er nåværende og revidert standard sammenlignet ved å betrakte effekten med variasjon av ulike parametre. Sammenligningene er illustrert ved bruk av grafisk framstilling.

Den reviderte utgaven har en ny struktur sammenlignet med nåværende standard, og det nasjonale tillegget er betraktelig redusert. I tillegg inkluderer den flere nye og viktige tema. I den reviderte Eurokoden er det tillatt å benytte verdier opptil 91-døgns sylindertykkfasthet. Det er også nye uttrykk for både dimensjonerende fasthet og elastisitetsmodul.

I bruddgrensetilstand er tøyningfaktorene ved beregning av momentkapasitet endret til konstanter for samtlige fasthetsklasser. I tillegg er den effektive høyden for trykksonen og den effektive trykkfastheten ved antatt rektangulær spenningsfordeling uavhengig av fasthetsklasses. Beregninger for skjærkapasitet inkluderer en forenklet kontroll i tillegg til at uttrykkene for skjær baseres på en fysisk modell. For gjennomlokking er det i den reviderte Eurokoden samme beregningsprosedyre både for dekker og fundamenter, i tillegg til nye uttrykk for beregning av skjærkapasitet og ytre kontrollperimeter. Det er også inkludert en forenklet kontroll i form av et minimumsuttrykk.

I bruksgrensetilstand er det i den reviderte Eurokoden inkludert en forenklet prosedyre for beregning av langtidsnedbøyning. Forenklet rissviddekontroll er endret fra tabellverdier til uttrykk, og uttrykk for rissavstand er endret.

Når det gjelder armeringsregler er beregning for både dimensjonerende forankringslengde og omfaringsskjøt forenklet.

Abstract

A revision of Eurocode 2 is currently ongoing. The knowledge and understanding regarding concrete has increased since the last Eurocode 2 was published, and an updated version is therefore considered necessary.

In this thesis, changes to methods and models from the current Eurocode are revealed, and it is mainly focused on the changes that were discovered during the example calculations. Background theory for the regulations in the revised version of the standard is presented, followed by calculation examples. In addition, the current and revised Eurocode is compared by looking at the effect of varying different parameters. The comparisons are illustrated by graphic presentation.

The revised edition has a new structure compared to the current Eurocode, and the National Annex is reduced significantly. It also includes several new and important topics. The revised Eurocode allows for use of values up to 91 days of compressive strength. There are also new expressions for design strength and modulus of elasticity.

For ultimate limit state, the strain parameters for calculating moment capacity are changed to constant values for all strength classes. Also, the effective height of the pressure zone and the effective compressive strength of the assumed rectangular stress distribution are independent of the strength class. Shear capacity calculations include a simplified control, in addition to the shear expressions based on a physical model. Punching shear in the revised Eurocode has the same calculation procedure for slabs and footings, as well as new expressions are included for shear capacity calculations and outer control perimeter. A simplified control of the minimum shear capacity is also added.

For serviceability limit state, a simplified procedure for calculating long-term deflection is implemented. There is also a revised expression of the crack spacing.

For detailing of reinforcement, the calculations of the design anchorage length and lap length are simplified.

Innhold

| | |
|--|------------|
| Forord | i |
| Sammendrag | iii |
| Abstract | v |
| 1 Innledning | 1 |
| 2 Materialelegenskaper for betong | 3 |
| 2.1 Fastheter | 3 |
| 2.1.1 Trykkfasthet | 3 |
| 2.1.2 Strekkfasthet | 6 |
| 2.2 Elastisitetsmodul | 9 |
| 3 Bruddgrensetilstand | 12 |
| 3.1 Momentkapasitet | 12 |
| 3.1.1 Teori | 12 |
| 3.1.2 Eksempel/Example | 15 |
| 3.1.3 Sammenligning av Eurokoder | 21 |
| 3.2 Skjærkapasitet | 24 |
| 3.2.1 Teori | 24 |
| 3.2.2 Eksempel/Example | 32 |
| 3.2.3 Sammenligning av Eurokoder | 40 |
| 3.3 Gjennomlokking | 45 |
| 3.3.1 Teori | 45 |
| 3.3.2 Eksempel/Example | 52 |
| 3.3.3 Sammenligning av Eurokoder | 63 |
| 4 Bruksgrensetilstand | 69 |
| 4.1 Nedbøyningskontroll | 69 |
| 4.1.1 Teori | 69 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 4.1.2 | Eksempel/Example | 72 |
| 4.1.3 | Sammenligning av Eurokoder | 74 |
| 4.2 | Risskontroll | 75 |
| 4.2.1 | Teori | 75 |
| 4.2.2 | Eksempel/Example | 80 |
| 4.2.3 | Sammenligning av Eurokoder | 83 |
| 5 | Armeringsregler | 85 |
| 5.1 | Forankringslengde | 85 |
| 5.1.1 | Teori | 85 |
| 5.1.2 | Eksempel/Example | 88 |
| 5.1.3 | Sammenligning av Eurokoder | 90 |
| 5.2 | Omfaringsskjøt | 95 |
| 5.2.1 | Teori | 95 |
| 5.2.2 | Eksempel/Example | 98 |
| 5.2.3 | Sammenligning av Eurokoder | 98 |
| 6 | Hovedendringer og konklusjon | 99 |
| 6.1 | Hovedendringer | 99 |
| 6.2 | Konklusjon | 100 |
| 6.3 | Veien videre | 102 |
| | Referanser | 103 |
| | Tillegg A Generell data for beregningseksempler | a |

Figurer

| | | |
|------|--|----|
| 2.1 | Betongens trykk- og strekkfasthet [1] | 3 |
| 2.2 | Sammenligning av dimensjonerende trykkfasthet | 5 |
| 2.3 | Sammenligning av dimensjonerende strekkfasthet | 8 |
| 2.4 | Sammenligning av elastisitetsmodul med varierende trykkfasthet | 11 |
| 3.1 | Spenningsfordeling i trykksonen gitt i EC2:2018, (a) tverrsnitt, (b) antatt tøyingsfordeling, (c) parabel-rektangel spenningsfordeling og (d) rektangulær spenningsfordeling [1] | 13 |
| 3.2 | Spenningsfordeling i trykksonen gitt i EC2:2004 [2] | 13 |
| 3.3 | Sammenligning av λ | 14 |
| 3.4 | Sammenligning av η | 14 |
| 3.5 | Ratio z/d as a function of K up to limit value $K'=0.295$ [3] | 18 |
| 3.6 | T-beam cross section at mid-span AB [3] | 19 |
| 3.7 | T-beam cross section at intermediate support B [3] | 20 |
| 3.8 | Sammenligning av nødvendig lengdearmring med varierende trykkfasthet ved midtfelt | 21 |
| 3.9 | Sammenligning av nødvendig lengdearmring med varierende trykkfasthet ved opplager i midten | 22 |
| 3.10 | Sammenligning av momenkapasitet med varierende trykkfast | 23 |
| 3.11 | Testresultater, V_{test} , og beregnede verdier i hht. EC2:2004, V_{EN2004} , som en funksjon av (a) den effektive høyden, d , og (b) aksiale spenninger, σ_p [4] | 25 |
| 3.12 | Områder hvor skjærkapasitetskontroll kan utelates i tilfeller med hovedsaklig (a) fordelt last og (b) punktlast [1] | 26 |
| 3.13 | Testresultater, V_{test} , og beregnede verdier i hht. prEN 1992-1-1:2017-10, $V_{prEN 2017-10}$, som en funksjon av den effektive høyden d [4] | 28 |
| 3.14 | Modell og notasjon for skjærarmerte konstruksjonsdeler [1] | 28 |
| 3.15 | Reduced shear force at support A [3] | 32 |
| 3.16 | Shear capacity at stirrup yielding and web crushing [3] | 34 |
| 3.17 | Stirrup configuration at support A [3] | 36 |

| | | |
|------|---|----|
| 3.18 | Shear between web and flanges of T-sections according to EC2:2018 [1] | 36 |
| 3.19 | T-beam for check of transverse shear reinforcement at support A and C [3] | 37 |
| 3.20 | T-beam for check of transverse shear reinforcement at support B [3] | 38 |
| 3.21 | Sammenligning av skjærkapasitet med varierende trykkfasthet | 41 |
| 3.22 | Sammenligning av skjærkapasitet med varierende effektiv høyde | 42 |
| 3.23 | Sammenligning av skjærkapasitet med varierende tilslagsstørrelse | 43 |
| 3.24 | Sammenligning av skjærkapasitet med varierende lengdearmeringsmengde | 44 |
| 3.25 | Utviklingen av opprissing i en dekke-søyle-forbindelse [4] | 46 |
| 3.26 | Teoretiske prinsipper av mekanisk modell for kritisk skjærriss: (a) kinematikk- ken til kritisk skjærriss ved brudd og resulterende (b) indre spenninger [4] | 46 |
| 3.27 | Kritisk kontrollsnitt med omkrets for EC2:2004 [2] | 50 |
| 3.28 | Kritisk kontrollsnitt med omkrets for EC2:2018 [1] | 50 |
| 3.29 | Shear-resisting effective depth of the slab, d_v , considering the effective level of supported areas [1] | 52 |
| 3.30 | Sammenligning av skjærkapasitet i plater og fundamenter uten skjærarmering med varierende trykkfasthet | 64 |
| 3.31 | Sammenligning av skjærkapasitet i plater og fundamenter med skjærarmering med varierende trykkfasthet | 65 |
| 3.32 | Sammenligning av ytre kontrollperimeter med varierende trykkfasthet | 66 |
| 3.33 | Sammenligning av ytre kontrollperimeter med varierende tilslagsstørrelse | 67 |
| 3.34 | Sammenligning av ytre kontrollperimeter med varierende tverrsnitt | 68 |
| 4.1 | Grenseverdi for forholdet mellom spennvidde og effektiv høyde [1] | 69 |
| 4.2 | Sammenligning av forenklet og generell metode [4] | 71 |
| 4.3 | Sammenligning av nedbøyningskontroll med varierende trykkfasthet | 74 |
| 4.4 | Kontroll og grenseverdier for spenning og rissvidde av estetiske hensyn [1] | 75 |
| 4.5 | Kontroll og grenseverdier for spenning og rissvidde for bestandighet [1] | 76 |
| 4.6 | Største stangdiameter for begrensning av rissvidde [2] | 77 |
| 4.7 | Største senteravstand for begrensning av rissvidde [2] | 77 |
| 4.8 | Cross section [5] | 80 |
| 4.9 | Sammenligning av rissvidde med varierende trykkfasthet | 83 |
| 4.10 | Sammenligning av rissvidde med varierende stangdiameter | 84 |

| | | |
|------|--|----|
| 5.1 | Koeffisient $k_{l_{bs}}$ som en funksjon av dimensjonerende spenning σ_{cd} for $\gamma_c = 1.5$ [1] | 86 |
| 5.2 | $c_d = \min \{c_s/2; c_x; c_y\}$ [1] | 86 |
| 5.3 | Support and cross section for bending [5] | 88 |
| 5.4 | Sammenligning av forankringslengde med varierende trykkfasthet for EC2:2018 | 91 |
| 5.5 | Sammenligning av forankringslengde med varierende trykkfasthet for EC2:2004 og EC2:2018 | 92 |
| 5.6 | Sammenligning av forankringslengde med varierende armeringsspenningen for EC2:2018 | 93 |
| 5.7 | Sammenligning av forankringslengde med varierende armeringsspenning for EC2:2004 og EC2:2018 | 94 |
| 5.8 | Typer omfarings skjøt og dimensjonerende omfaringslengde ℓ_{sd} [1] | 95 |
| 5.9 | Prosentandel av stenger som skjøtes i ett omfaringsnitt [2] | 96 |
| 5.10 | (a) og (b) tverrarmering ved omfarings skjøter; (c) og (d) armering på tvers av belastningsretningen ved omfarings skjøter [1] | 96 |
| 5.11 | Omfarings skjøt ved bruk av u-bøylar, (a) fra siden, (b) enkel skjøt og (c) flere skjøter [1] | 97 |
| A.1 | S1-S1: Armert betongbygning [3] | a |
| A.2 | S2-S2: Armert betongbygning [3] | b |
| A.3 | Plantegning av bygningen [3] | b |
| A.4 | Plantegning av dekke opplagt på bjelker i akse 2 [3] | e |
| A.5 | Statisk system og tverrsnitt i akse 2 [3] | e |
| A.6 | Dekke opplagt på bjelker med tilhørende effektive bredder [3] | f |
| A.7 | Innvendige krefter M_{Ed} og V_{Ed} i akse 2 [3] | f |
| A.8 | Lastoverføring fra dekke til bjelker og statisk system [3] | g |
| A.9 | Armeringsforhold vist på en symmetrisk del av dekket [3] | g |

Tabeller

| | | |
|-----|---|-----|
| 1 | Forkortelser | xvi |
| 3.1 | Parameters for example: <i>Punching shear resistance at internal column</i> | 59 |
| 4.1 | Forkortelser for nedbøyningskontroll | 74 |
| 4.2 | Parameters for example: <i>Detailed crack width control</i> | 80 |
| 5.1 | Forkortelser av forankringslengdeuttrykk | 90 |

Symboler

Store latinske bokstaver

| | |
|------------|---|
| A_c | tverrsnittsareal av betong |
| A_s | tverrsnittsareal av armering |
| $C_{Rd,c}$ | faktor som tar hensyn til tilslaget (EC:2004) |
| E_c | betongens elastisitetsmodul |
| E_s | armeringsstålets elastisitetsmodul |
| F | kraft |
| LL | karakteristisk verdi av nyttelast (Live Load) |
| M | moment |
| N | aksialkraft |
| R_{ax} | fastholdelsesfaktor |
| T_c | trykkraft (EC2:2004) |
| TL | karakteristisk verdi av total last (Total Load) |
| V | skjærkraft |

Små latinske bokstaver

| | |
|--------------------|--|
| a_v | mekanisk skjærspenn |
| a_{cs} | effektiv skjærspenn i kontrollsnitt |
| $a_{p,x}, a_{p,y}$ | maksimal avstand fra senter av opplager til de to punktene hvor bøyemomentene $m_{Ed,x}$ og $m_{Ed,y}$ henholdsvis er null |
| b, b_w | bjelkens bredde |
| b_0 | lengden av det kritiske kontrollsnittets omkrets |
| c | betongoverdekning |

| | |
|-----------------|---|
| c_d | nominell verdi av betongoverdekningen for dimensjonering av forankringslengde |
| c_s | avstand mellom parallelle armeringsstenger |
| cc | senteravstand |
| d | effektiv høyde |
| d_g | maksimal tilslagsstørrelse |
| d_{dg} | gjennomsnittlig ruhet |
| d_{g0} | tilslagsstørrelse lik 16mm |
| d_g | tilslagetets størrelse |
| f_c | betongens trykkfasthet |
| f_{ct} | betongens strekkfasthet |
| f_{yw} | skjærarmeringens flytespenning |
| f_y | armeringens flytespenning |
| h | total tykkelse av tverrsnitt |
| h_f | flenshøyde |
| $h_{c,ef}$ | høyde av effektiv betongareal rundt armeringen |
| k | størrelseeffekt |
| l | spennvidde |
| l_0 | dimensjonerende omfaringslengde (EC2:2004) |
| $l_{b,rqd}$ | nødvendig kraftinnføringslengde (EC2:2004) |
| s | senteravstand for skjærarmering |
| s_l | senteravstand |
| $s_{r,max,cal}$ | største rissavstand |
| $s_{r,max}$ | største rissavstand (EC2:2004) |
| t_{ref} | betongalder i døgn når betongfastheten bestemmes |

u omkretsen av et betongtverrsnitt med areal lik A_c

v_{Ed} skjærspenning i lengderetning (EC2:2004)

w rissvidde

x høyde på trykksone

z tverrsnittets indre momentarm

Greske bokstaver

α reduksjonsfaktor

α_e forholdet E_s/E_{cm}

α_{cc}, α_{ct} faktor som tar hensyn til belastning over tid, samt ugunstige virkninger på grunn av utførelse av belastningen (EC2:2004)

β_e gjennomløkkingsfaktor

ΔF_d endringen av normalkraft i flensen over lengden Δx

Δx lengden som vurderes

δ nedbøyning

ε tøyning

η effektiv trykkfasthet (EC2:2004)

η faktor

η_{cc} styrkeavhengighetsfaktor

η_c forholdet mellom kapasitet for gjennomløkking og dimensjonerende skjærspenning

γ_c partialfaktor for betong

γ_s partialfaktor for armeringsstål

λ effektiv høyde (EC2:2004)

μ_p faktor som tar hensyn til skjærkraftgradienten og bøyemoment i regionen for kontroll-perimeteren

v reduksjonsfaktor

| | |
|------------|------------------------------|
| ω | mekanisk armeringsforhold |
| ϕ | stangdiameter eller kryptall |
| ψ | nedbøyningsvinkel |
| ρ | armeringsforhold |
| σ_c | trykkspenning i betongen |
| σ_s | armeringsspenning |
| τ | skjærspenning |
| θ | vinkel |

Forkortelser

Tabell 1 viser forkortelser som er brukt i oppgaven.

| | Forkortelser |
|---|--------------|
| Eksisterende utgave av Eurokode 2 | EC2:2004 |
| Eksisterende utgave av Eurokode 2 + nasjonalt tillegg | EC2:2004:NA |
| Revidert utgave av Eurokode 2 (3. utgave) | EC2:2018 |

Tabell 1: Forkortelser

1 Innledning

Det pågår for tiden omfattende revisjonsarbeid av Eurokode 2. Det er flere grunner til at det om noen år kommer en ny og oppdatert utgave. For det første forskes det stadig på nye og bedre materialer og prosjekteringsmetoder. For det andre kan den eksisterende versjonen oppleves noe uoversiktlig. Stoff som omhandler det samme er plassert i ulike kapitler og fører til unødvendig mye leting. I tillegg inneholder eksisterende standard en god del henvisninger til nasjonalt tillegg, som gir ulike bestemmelser og anbefalte verdier for hvert land. Hovedfokuset til den nye og reviderte utgaven er å øke brukervennligheten, redusere antall nasjonalt bestemte parametre og inkludere nye metoder og materialer [6].

Formålet med oppgaven er å avdekke endringer av metoder og modeller med hovedfokus på beregningseksempler. I tillegg foretas det en sammenligning av nåværende og revidert utgave. På grunn av begrenset tid vil ikke hele standarden bli betraktet. Temaene som belyses er fasthet og elastisitetsmodul, moment, skjær og gjennomlokking i bruddgrensetilstand i tillegg til nedbøyning og riss i bruksgrensetilstand. Temaene forankringslengde og omfaringsskjøt betraktes også. Disse temaene er hovedsakelig valgt da de omfatter noen av de største endringene fra EC2:2004. Til slutt diskuteres hovedendringer mellom de to standardene, etterfulgt av en konklusjon.

Alle kapitler er bygd opp på samme måte, bortsett fra kapittel 2 som ikke inneholder beregningseksempler. Først er det en presentasjon av bakgrunnsteori for regelverket i EC2:2018 for det gitte temaet. Videre utføres det dimensjoneringseksempel ved bruk av den reviderte utgaven. Til slutt sammenlignes EC2:2004 og EC2:2018 med utgangspunkt i eksemplene ved å vurdere effekten av endring for ulike parametre illustrert med grafer for å avdekke hvor ulikhetene og eventuelle avvik ligger.

Teori, utover det som er referert til i teksten, er hentet fra EC2:2004 og EC2:2018. I tillegg er aktuell bakgrunns litteratur hentet fra bakgrunnsdokumentet for den forrige revisjonsutgaven fra 2017, da tilsvarende dokument for EC2:2018 ikke er tilgjengelig ennå. Dermed kan det foreligge noen mangler når det gjelder oppdatert bakgrunnsteori.

Eksemplene som er beregnet er tidligere basert på regelverket gitt i EC2:2004. De er hentet både fra *Eurocode 2: Background & Applications – Design of concrete buildings* [3] og *Betongkonstruksjoner* av S. I. Sørensen [5]. Generell data som trengs for å løse beregningseksemplene for betongbygningen er gitt i Vedlegg A. Eksemplene er skrevet på engelsk, da de i tillegg skal leveres separat til DIN Building and Civil Engineering Standards Committee (NABau).

2 Materialelegenskaper for betong

2.1 Fastheter

EC2:2018 har en ny metode for beregning av dimensjonerende fasthet. Denne endringen er en av flere faktorer som fører til at EC2:2004 og EC2:2018 gir ulike resultater ved dimensjonering. Tabell over betongens trykk- og strekkfasthet, vist i figur 2.1, er endret og redusert for EC2:2018. Verdier er fjernet slik at kun betongfasthetsverdiene er inkludert.

| | | Strength classes for concrete | | | | | | | | | | | | | | Analytical expressions | |
|----------------|-----|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------------------------|---|
| | | C12 | C16 | C20 | C25 | C30 | C35 | C40 | C45 | C50 | C55 | C60 | C70 | C80 | C90 | C100 | |
| f_{ck} | MPa | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | |
| f_{cm} | MPa | 20 | 24 | 28 | 33 | 38 | 43 | 48 | 53 | 58 | 63 | 68 | 78 | 88 | 98 | 108 | $f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa}$ |
| f_{ctm} | MPa | 1,6 | 1,9 | 2,2 | 2,6 | 2,9 | 3,2 | 3,5 | 3,8 | 4,1 | 4,2 | 4,3 | 4,5 | 4,7 | 4,9 | 5,1 | $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ (Class \leq C50) $f_{ctm} = 1,1 \cdot f_{ck}^{1/3}$ (Class $>$ C50) |
| $f_{ctk;0,05}$ | MPa | 1,1 | 1,3 | 1,5 | 1,8 | 2,0 | 2,2 | 2,5 | 2,7 | 2,9 | 3,0 | 3,1 | 3,2 | 3,4 | 3,5 | 3,7 | $f_{ctk;0,05} = 0,7 f_{ctm}$ (5%-fractile) |
| $f_{ctk;0,95}$ | MPa | 2,0 | 2,5 | 2,9 | 3,3 | 3,8 | 4,2 | 4,6 | 4,9 | 5,3 | 5,5 | 5,7 | 6,0 | 6,3 | 6,6 | 6,8 | $f_{ctk;0,95} = 1,3 f_{ctm}$ (95%-fractile) |

Figur 2.1: Betongens trykk- og strekkfasthet [1]

Som det kommer ut av figur 2.1, går fasthetsklassene nå opp til B100 i motsetning til EC2:2004 hvor B90 er den høyeste fasthetsklassen.

2.1.1 Trykkfasthet

Karakteristisk trykkfasthet

Ved dimensjonering etter EC2:2004 brukes den karakteristiske sylindertykkfastheten, f_{ck} , som oppnås etter 28 døgn. EC2:2018 tillater å benytte verdier opp til 91-døgn sylindertykkfasthet. Ved 91 døgn vil betongen kunne oppnå en høyere fasthet enn ved 28 døgn, da den har hatt lengre herdetid, og betongens potensiale utnyttes dermed mer. Som følger av dette vil det for eksempel være mulig å benytte en lavere fasthetsklasse, et mindre tverrsnitt eller mindre sementmengde enn tidligere. Dette vil være en faktor som hjelper til å redusere kostnader og CO2-utslipp [7].

Dimensjonerende trykkfasthet

Ved dimensjonering etter EC2:2004 tas det hensyn til at virkning av langtidslast reduserer trykkfastheten, og ugunstige virkninger som følge av måten lasten er påført ved å multiplisere sylindertykkfastheten med faktoren α_{cc} [5].

Dimensjonerende trykkfasthet etter EC2:2004 defineres som:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.1)$$

Dimensjonerende trykkfasthet etter EC2:2018 beregnes derimot etter følgende uttrykk:

$$f_{cd} = \eta_{cc} k_{tc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.2)$$

hvor

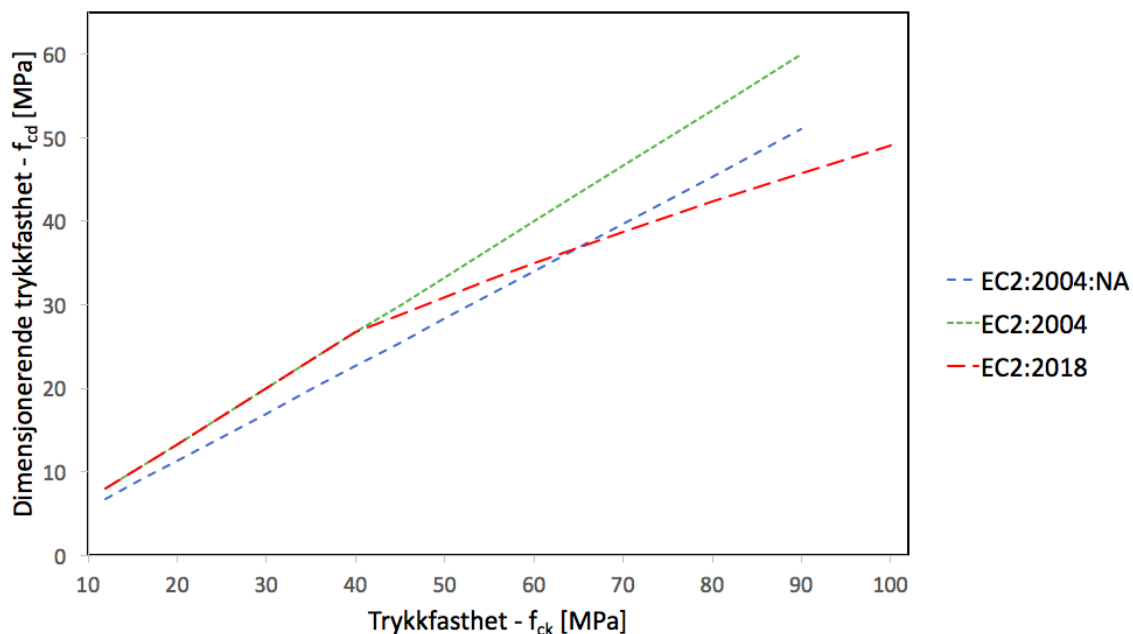
$$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1$$

k_{tc} har anbefalt verdi lik 1

Faktoren η_{cc} tar hensyn til sprøhet og at betongens trykkfasthet reduseres ved opprissing, som i EC2:2004 delvis er dekket av ν -faktoren som benyttes ved beregning av skjær og stavmodeller. k_{tc} tar hensyn til effekten av store langtidslasten på betongens trykkfasthet [6].

Sammenligning av Eurokoder

For å visualisere forskjellen mellom standardene er dimensjonerende trykkfasthet sammenlignet i figur 2.2.



Figur 2.2: Sammenligning av dimensjonerende trykkfasthet

Figuren over viser at dimensjonerende trykkfasthet etter EC2:2004 og EC2:2004:NA øker lineært med økende trykkfasthet, hvor EC2:2004:NA gir lavest verdi grunnet lavere verdi av α_{cc} . Grafen til EC2:2018 har en knekk i kurven ved $f_{ck} = 40$ MPa som følge av at uttrykk $\eta_{cc} \leq 1$. Den dimensjonerende trykkfastheten er lik EC2:2004 frem til knekkpunktet. Videre synker EC2:2018 og gir lavest dimensjonerende trykkfasthet for høyere verdier av f_{ck} .

2.1.2 Strekkfasthet

Dimensjonerende strekkfasthet etter EC2:2004 bestemmes etter følgende uttrykk:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (2.3)$$

α_{ct} gjelder av samme årsak som α_{cc} , se kapittel 2.1.1, og har anbefalt verdi lik 1.0, med nasjonal verdi lik 0.75.

Dimensjonerende strekkfasthet etter EC2:2018 beregnes derimot etter følgende uttrykk:

$$f_{ctd} = k_{tt} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (2.4)$$

k_{tt} tar hensyn til effekten av høye langtidslaster på betongens strekkfasthet og er satt til å være lik 0.70. Denne faktoren erstatter α_{ct} og gjelder for potensiell vedvarende lasteffekt på strekkfastheten.

De karakteristiske fasthetene $f_{ctk,0.05}$ og $f_{ctk,0.95}$ er de samme i EC2:2004 og EC2:2018, og bestemmes henholdsvis som:

$$f_{ctk,0.05} = 0.7 f_{ctm} \quad (2.5)$$

$$f_{ctk,0.95} = 1.3 f_{ctm} \quad (2.6)$$

I EC2:2004 kan middelvei av betongens aksialtrekkfasthet hentes ut fra tabell eller bestemmes etter følgende uttrykk:

$$f_{ctm} = 0.3f_{ck}^{2/3} \quad \text{for fasthetskklasse } \leq \text{B50} \quad (2.7)$$

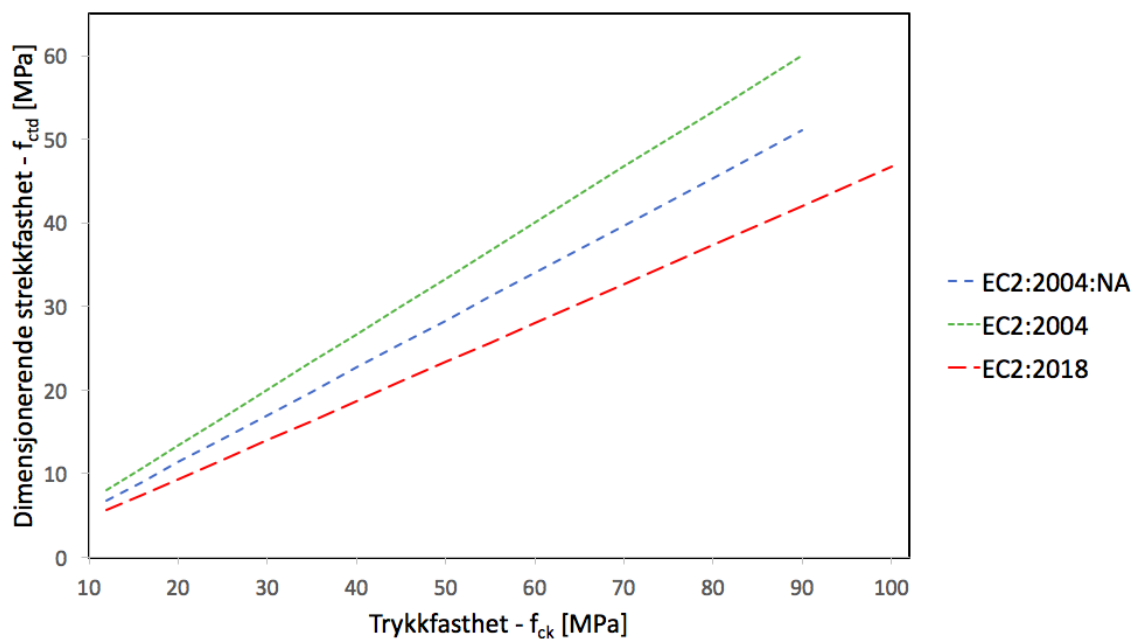
$$f_{ctm} = 2.12\ln(1 + f_{cm}/10) \quad \text{for fasthetskklasse } > \text{B50} \quad (2.8)$$

I EC2:2018 kan verdien hentes ut fra tabell 2.1 eller beregnes. Uttrykket er det samme for fasthetsklasses \leq B50, se uttrykk (2.7). Uttrykket for fasthetsklasses $>$ B50 er derimot forenklet og omformulert som en funksjon av trykkfastheten:

$$f_{ctm} = 1.1f_{ck}^{1/3} \quad \text{for fasthetskklasse } > \text{B50} \quad (2.9)$$

Sammenligning av Eurokoder

En sammenligning av dimensjonerende strekkfasthet er vist i figur 2.3.



Figur 2.3: Sammenligning av dimensjonerende strekkfasthet

Som det fremgår av figuren gir beregning etter EC2:2018 en lavere dimensjonerende strekkfasthet i forhold til EC2:2004:NA og EC2:2004. Dette er på grunn av at k_{tt} har lavere verdi enn α_{ct} .

2.2 Elastisitetsmodul

For å forklare hvorfor elastisitetsmodulen er endret fra EC2:2004 til EC2:2018 er dens historie, basert på *Modulus of Elasticity of Concrete: Definitions and Formulas* [8], presentert nedenfor.

I 1990 ble elastisitetsmodulen, som var en tangentmodul, definert ut fra forsøksresultater:

$$E_{ci} = 10000 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (2.10)$$

For å få riktig benevning ble elastisitetsmodulen endret i 1993, men ga fortsatt et identisk svar som uttrykk (2.10):

$$E_{ci} = 21500 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{1/3} \quad (2.11)$$

I 1994 ble førsteutkastet for EC2:2004 ferdigstilt. Det ble da besluttet at det skal kunne regnes uten benevninger og at det var unødvendig å endre og komplisere uttrykket. Derfor ble elastisitetsmodulen endret tilbake til uttrykk (2.10), men endret fra tangent- til sekantmodul. For å få sekantverdi multipliseres tangentverdien med 0.95:

$$E_{cs} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (2.12)$$

hvor $E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$ og $\alpha_i = 0.95$

I den endelige utgaven av EC2:2004 ble det tatt utgangspunkt i tangentmodulen i uttrykk (2.11). Uttrykk (2.13) er en sekantmodul, da det ved en feiltagelse ble antatt at startuttrykket også var det. Dette ga en feilaktig økning av modulen da uttrykket egentlig gir tangentverdier.

$$E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} \quad (2.13)$$

hvor $E_{cm} = \alpha_i \cdot E_c$ og $\alpha_i = 0.95$

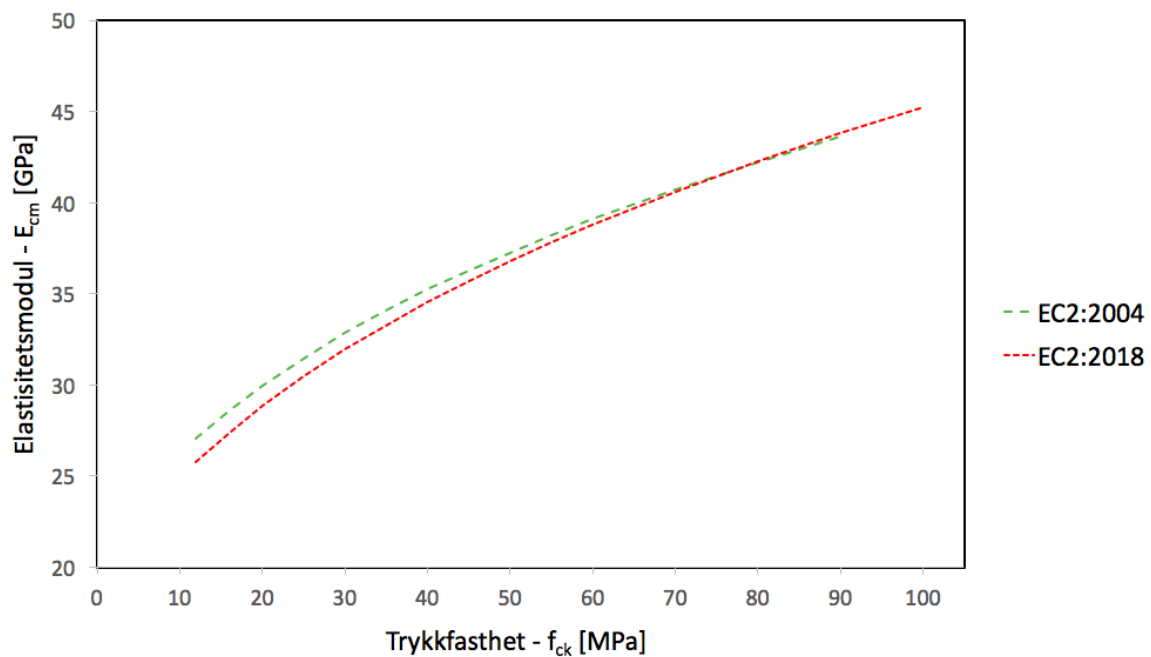
Feiltagelsen angående sekant og tangent er rettet opp i EC2:2018. Det reviderte uttrykket er identisk med uttrykk (2.12) og er som tidligere nevnt en sekantmodul:

$$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{cm})^{1/3} \quad (2.14)$$

hvor $E_{cm} = \alpha_i \cdot E_c$, $\alpha_i = 0.95$ og $f_{cm} = f_{ck} + 8$

Sammenligning av Eurokoder

Figur 2.4 viser en sammenligning av elastisitetsmodulen i forhold til trykkfasthet.



Figur 2.4: Sammenligning av elastisitetsmodul med varierende trykkfasthet

Som det kommer frem av figuren gir EC2:2004 en litt høyere verdi for E_{cm} . Grunnen til dette skyldes feilen i EC2:2004 angående sekant- og tangentverdi. Bakgrunnen for dette er beskrevet tidligere i kapitlet.

3 Bruddgrensetilstand

3.1 Momentkapasitet

3.1.1 Teori

Bøyning er presentert i kapittel 8.1 i EC2:2018.

Spenningsfordeling i trykksonen

Følgende spenningsfordeling kan benyttes ved dimensjonering av tverrsnitt, se figur 3.1c):

$$\sigma_{cd} = f_{cd} \left(1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right) \quad \text{for } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad (3.1)$$

$$\sigma_{cd} = f_{cd} \quad \text{for } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \quad (3.2)$$

hvor faktorene ved beregning etter EC2:2018 er gitt som:

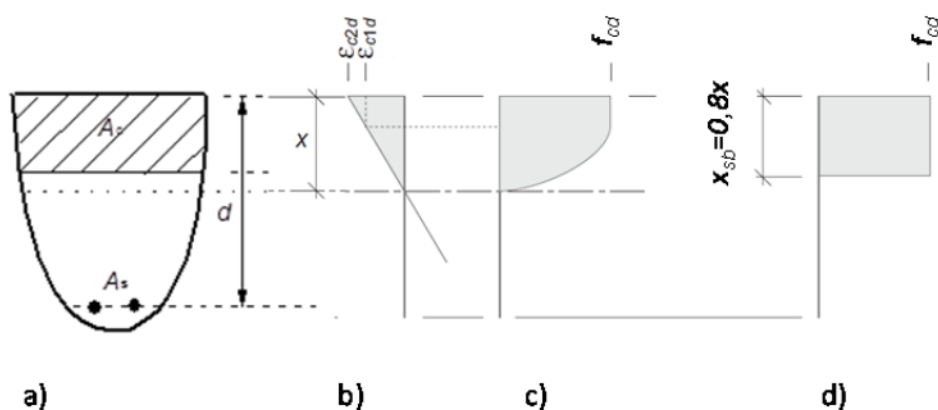
ϵ_c er trykktøyning i betong

$\epsilon_{c2} = 0.002$ og er dimensjonerende trykktøyning

$\epsilon_{cu} = 0.0035$ og er tøyning ved brudd

I EC2:2004 velges bruddtøyningen i betongen, ϵ_{cu} , enten til å være ϵ_{cu2} eller ϵ_{cu3} , avhengig av valgt spennings-tøyningssammenheng. Dette er endret i EC2:2018, hvor den bilineære modellen med tøyningfaktor ϵ_{cu3} er fjernet, ettersom den sjeldent ble brukt. I tillegg er tøyningfaktorene i EC2:2004 avhengig av fasthetsklasse, mens de derimot i EC2:2018 er konstante og uavhengige av fasthetsklasse grunnet forenkling av modell. Denne forenklingen er mulig ettersom effekten tøyningfaktoren ϵ_{cu} utgjør er dekket av η_{cc} , se kapittel 2.1.1.

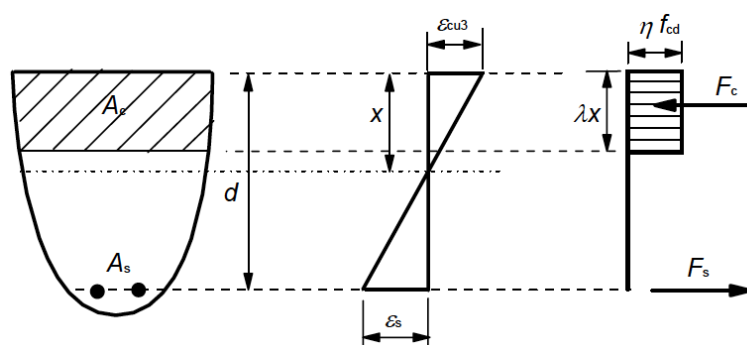
Figur 3.1 viser spenningsfordeling i trykksonen gitt i EC2:2018.



Figur 3.1: Spenningsfordeling i trykksonen gitt i EC2:2018, (a) tverrsnitt, (b) antatt tøyingsfordeling, (c) parabel-rektangel spenningsfordeling og (d) rektangulær spenningsfordeling [1]

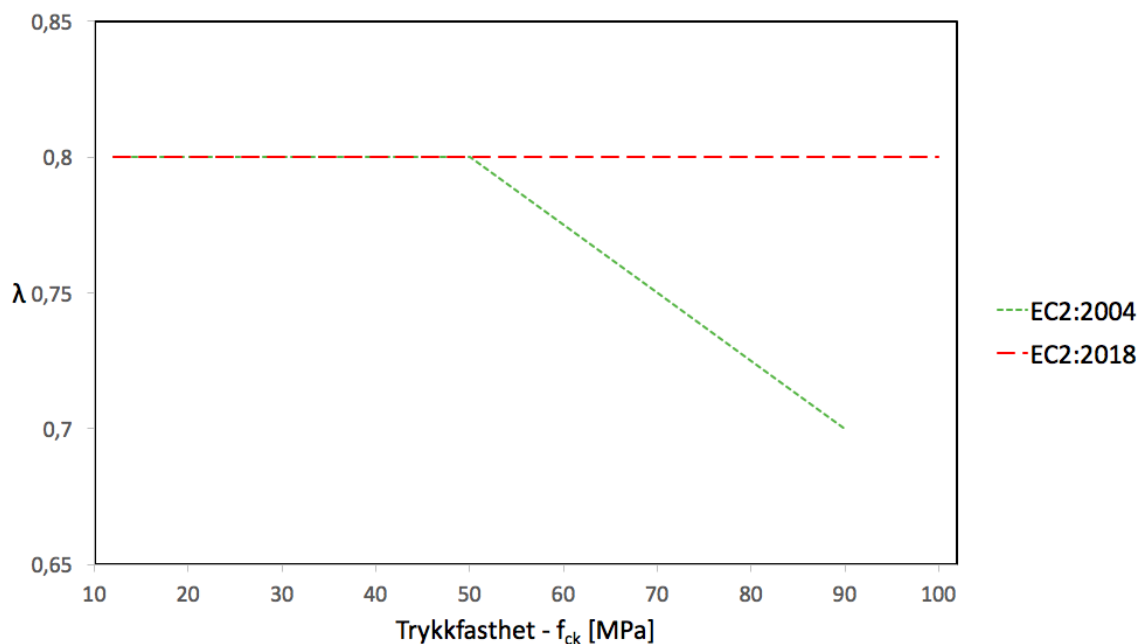
Et alternativ til uttrykk (3.1) og (3.2) er å anta en rektangulær spenningsfordeling. Antatt spenningsfordeling gitt i EC2:2018 er vist i figur 3.1d). Den rektangulære tilnærmelsen er kun tillatt å benytte når trykksonen er fullt utnyttet. Det vil si når tøyningen på trykkrand er lik grensetøyningen. Den effektive høyden for trykksonen, x_{sb} , er lik $0.8x$ og den effektive trykkfastheten er lik f_{cd} . Begge er konstante for samtlige fasthetsklasser.

Tilnærmelsen av den rektangulære spenningsfordelingen er noe endret fra EC2:2004. Spenningsfordeling i trykksonen for EC2:2004 er vist i figur 3.2. Den effektive høyden og den effektive trykkfastheten defineres med henholdsvis faktorene λ og η , som er avhengig av fasthetsklasse. Disse variablene er i EC2:2018 inkludert under styrkeavhengighetsfaktoren η_{cc} , se kapittel 2.1.1.

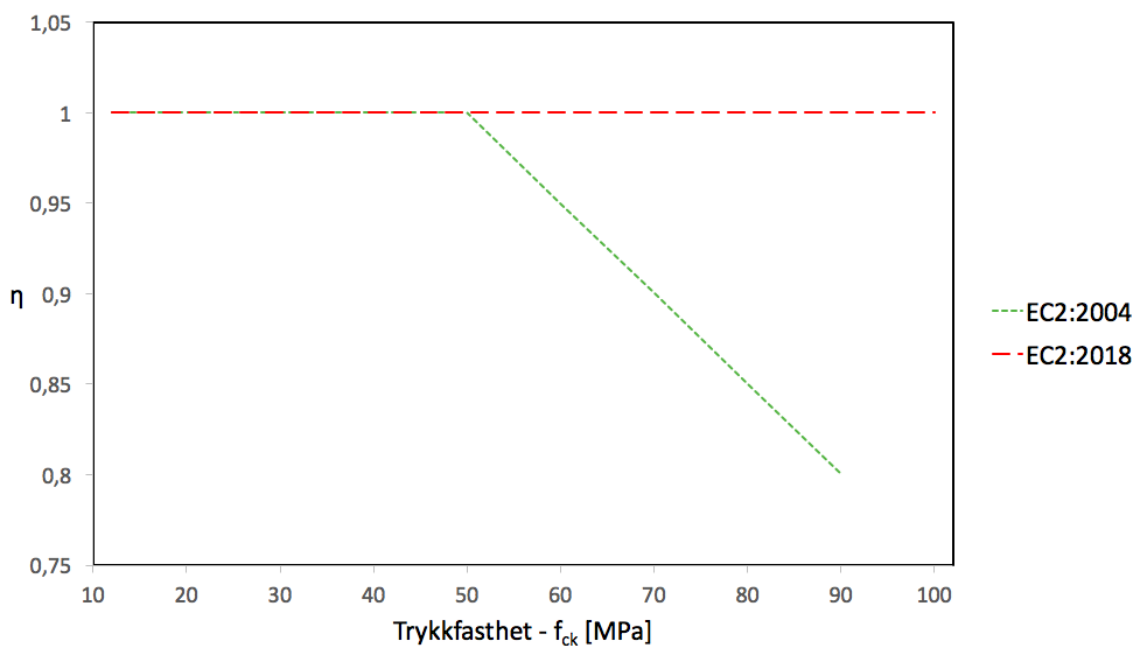


Figur 3.2: Spenningsfordeling i trykksonen gitt i EC2:2004 [2]

For fasthetsklasser \leq B50 vil den effektive høyden og den effektive trykkfastheten være den samme for begge standardene. Endringen skjer først for fasthetsklasser $>$ B50. Se figur 3.3 og 3.4 for sammenligning av λ og η . Figurene viser at for EC2:2004 endres konstantene til funksjoner som gir minkende verdier for λ og η ved økende fasthetsklasse, mens de for EC2:2018 derimot forblir konstante.



Figur 3.3: Sammenligning av λ



Figur 3.4: Sammenligning av η

3.1.2 Eksempel/Example

Moment capacity for slab on beams

Determination of the bending reinforcement in general

This example is taken from *Eurocode 2: Background & Applications - Design of concrete buildings* [3].

The determination of the bending reinforcement based on the method with the simplified concrete design stress block is illustrated in Figure 3.1.

The design compressive strength is calculated from Eq. (2.2) as:

$$f_{cd} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot \frac{25}{1.5} = 16.7 \text{MPa}$$

where

$$k_{tc} = 1.0$$

$$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.17 \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \eta_{cc} = 1$$

For the calculation of the bending reinforcement a design diagram can be derived (see Figure 3.5), which can generally be used for a rectangular compression zone.

Bending of the section (according to Figure 3.1) will induce a resultant tensile force, F_s , in the reinforcing steel, and a resultant compressive force, F_c , in the concrete, which acts through the centroid of the effective compressed area.

Stress distribution, assuming:

$$\epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \quad \text{and} \quad \sigma_{cd} = f_{cd} = 16.7 \text{MPa}$$

The ULS design moment, M_{Ed} , has to be balanced by the resisting moment, M_{Rd} , so that:

$$M_{Rd} = M_{Ed} = F_c \cdot z = F_s \cdot z \quad (3.3)$$

where

$$T_c = f_{cd} \cdot b \cdot x \quad (3.4)$$

$$z = d - \frac{x}{2} \quad (3.5)$$

Substituting Eq. (3.4) and Eq. (3.5) in Eq. (3.3):

$$M_{Ed} = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \left(1 - \frac{z}{d}\right) \frac{z}{d} \cdot 2 \quad (3.6)$$

or

$$\frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \left(1 - \frac{z}{d}\right) \frac{z}{d} \cdot 2 \quad (3.7)$$

This can be written as:

$$\frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = K \quad (3.8)$$

where

$$K = \left(1 - \frac{z}{d}\right) \frac{z}{d} \cdot 2 \quad (3.9)$$

From Eq. (3.9) it follows that:

$$\frac{z}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - 0.5K} \quad (3.10)$$

or written in a different way:

$$\frac{z}{d} = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2K}) \quad (3.11)$$

These equations are valid under the assumption that the reinforcing steel yields before the concrete crushes.

In order to define the limit of validity a “balanced” section is considered. It is assumed that the balanced situation is reached for a depth of the compressed area, x , equal to $0.45d$.

The corresponding compression force is:

$$T_{c,bal} = f_{cd} \cdot b \cdot x = f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot 0.45 \cdot d = 0.36 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \quad (3.12)$$

whereas the inner lever arm is:

$$z_{bal} = d - \frac{0.8 \cdot 0.45d}{2} = 0.82d \quad (3.13)$$

Combining Eq. (3.11) and Eq. (3.12) gives:

$$M_{bal} = 0.295 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \quad (3.14)$$

An expression for K' is obtained:

$$\frac{M_{bal}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.295 = K' \quad (3.15)$$

From Eq. (3.10) for this value of K' gives:

$$\frac{z}{d} = 0.82 \quad (3.16)$$

Taking this as a limit the resulting design diagram is shown in Figure 3.5.

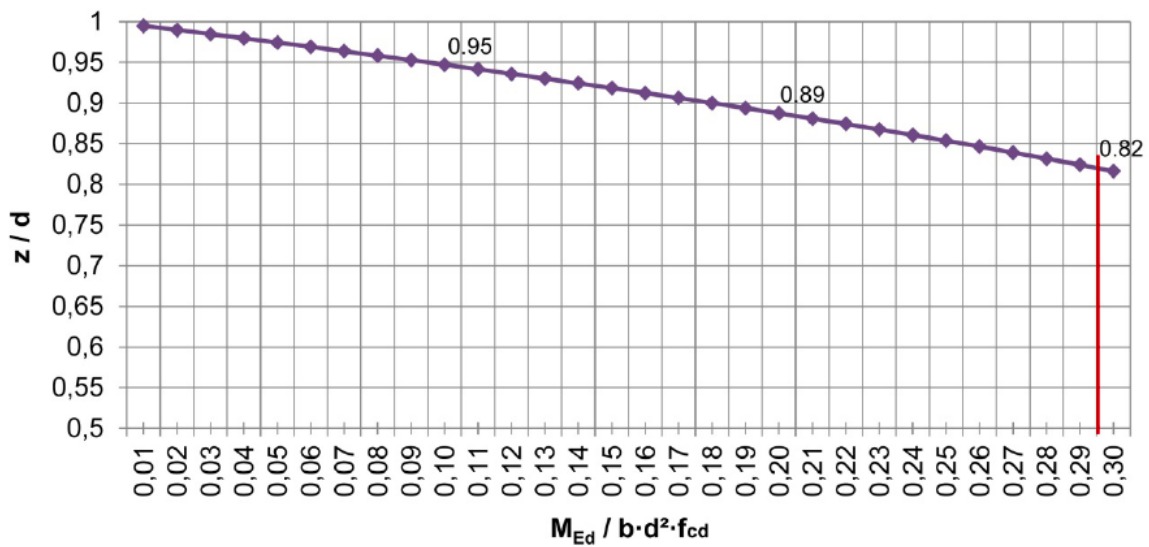
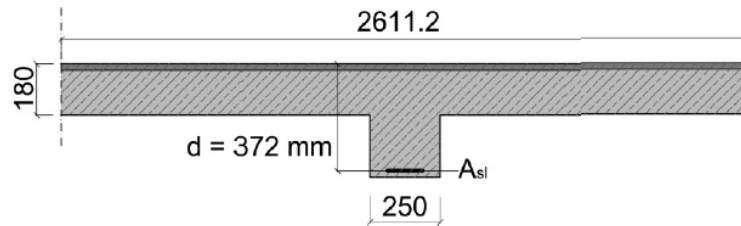


Figure 3.5: Ratio z/d as a function of K up to limit value $K'=0.295$ [3]

Determination of the bending reinforcement for the T-beams

Cross section at mid-span:

At first the calculation of the bending reinforcement is done for the cross section at mid-span and is shown in Figure 3.6. The maximum ULS bending moment in span AB is $M_{Ed} = 89.3\text{kNm}$. The effective depth d is 372mm.



Figur 3.6: T-beam cross section at mid-span AB [3]

$$K = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{89.3 \cdot 10^6}{2611.2 \cdot 372^2 \cdot 16.7} = 0.015 < 0.295$$

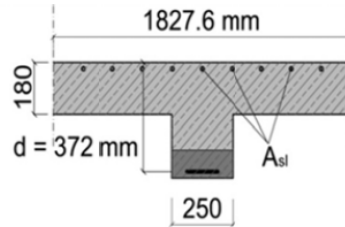
$$\frac{z}{d} = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2K}) = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0.015}) = 0.993$$

$$A_{sl} = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{M_{Ed}}{z} + N_{Ed} \right) = \frac{1}{435} \left(\frac{89.3 \cdot 10^6}{372 \cdot 0.993} \right) = 556\text{mm}^2$$

This means that we need a reinforcement amount of $4\phi 14 = 616\text{mm}^2$ or $5\phi 12 = 565\text{mm}^2$.

Cross section at intermediate support:

The cross section at intermediate support B is shown in Figure 3.7. The maximum ULS bending moment at the face of the support is $M_{Ed} = 132.9\text{kNm}$.



Figur 3.7: T-beam cross section at intermediate support B [3]

$$K = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{132.9 \cdot 10^6}{250 \cdot 372^2 \cdot 16.7} = 0.230 < 0.295$$

$$\frac{z}{d} = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2K}) = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0.230}) = 0.867$$

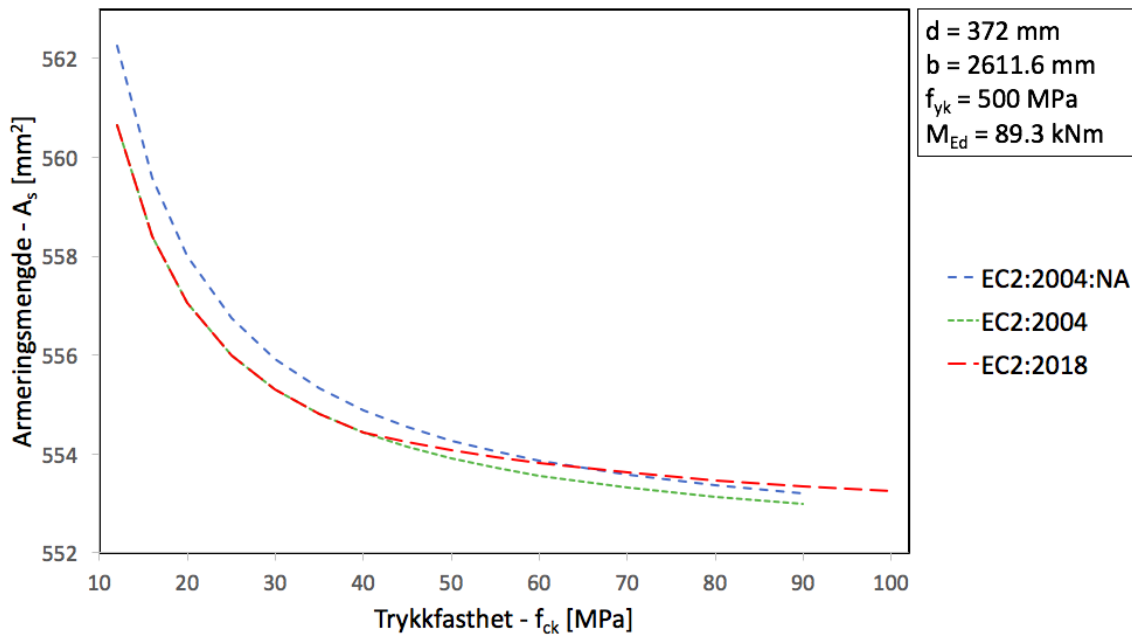
$$A_{sl} = \frac{1}{435} \left(\frac{132.9 \cdot 10^6}{372 \cdot 0.867} \right) = 947\text{mm}^2$$

Here we need a reinforcement amount of $7\phi 14 = 1078\text{mm}^2$ or $9\phi 12 = 1018\text{mm}^2$ to be spread along the effective width of the flange.

3.1.3 Sammenligning av Eurokoder

Tverrsnitt ved midtfelt

En sammenligning av armeringsmengde med varierende trykkfasthet for tverrsnitt ved midtfelt er vist i figur 3.8. Verdiene er hentet fra eksemplet i kapittel 3.1.2.

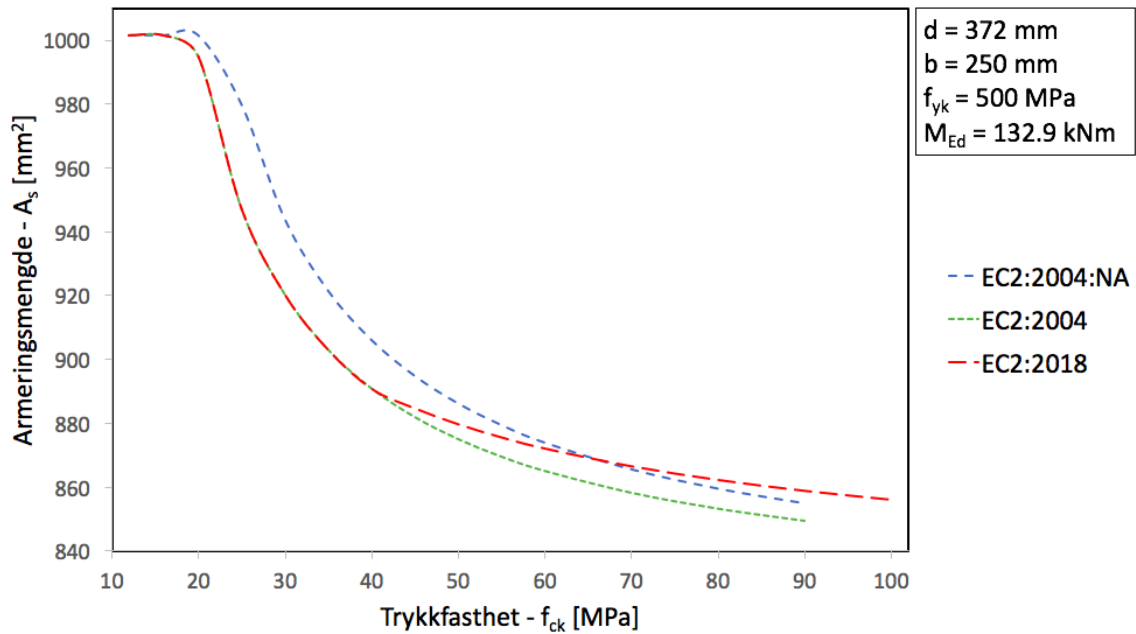


Figur 3.8: Sammenligning av nødvendig lengdearmering med varierende trykkfasthet ved midtfelt

Figur 3.8 viser at armeringsmengden blir lik for trykkfasthet opp til 40MPa ved beregning etter EC2:2004 og EC2:2018. For høyere trykkfasthet vil EC2:2018 kreve mer lengdearmering. Dette kommer av at f_{cd} minker for høyere fasthetsklasser (se figur 2.2). EC2:2004:NA viser en mer konservativ kurve for lavere trykkfasthet.

Tverrsnitt ved opplager i midten

En sammenligning av armeringsmengde med varierende trykkfasthet for tverrsnitt ved opplager er vist i figur 3.9. Verdiene er hentet fra eksemplet i kapittel 3.1.2.

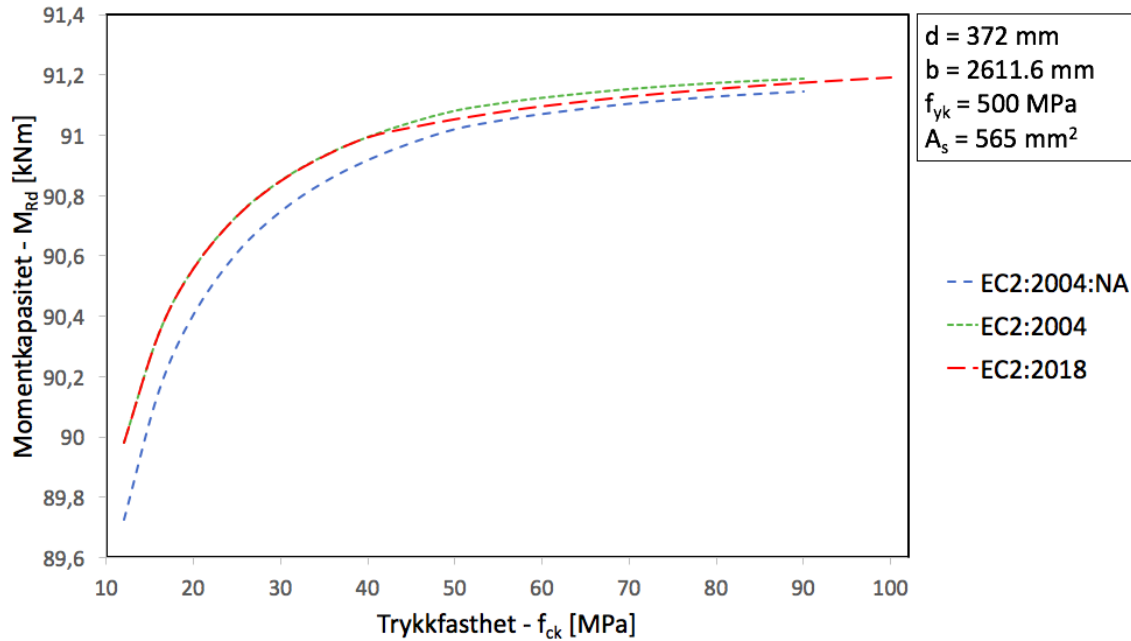


Figur 3.9: Sammenligning av nødvendig lengdearmering med varierende trykkfasthet ved opplager i midten

Figur 3.9 viser den samme utviklingen av nødvendig lengdearmering som vist i figur 3.8.

Momenkapasitet

Figur 3.10 viser en sammenligning av momentkapasiteten for varierende trykkfasthet. Beregningen er utført med armeringsmengde lik 556mm^2 .



Figur 3.10: Sammenligning av momentkapasitet med varierende trykkfast

Figuren viser at EC2:2018 følger lik kurve som EC2:2004. EC2:2004:NA følger samme kurve, men har en lavere momentkapasitet for alle verdier av f_{ck} . Etter B40 vil EC2:2004 ha høyest momentkapasitet, da f_{cd} minker for høyere fasthetsklasser for EC2:2018 (se figur 2.2).

3.2 Skjærkapasitet

3.2.1 Teori

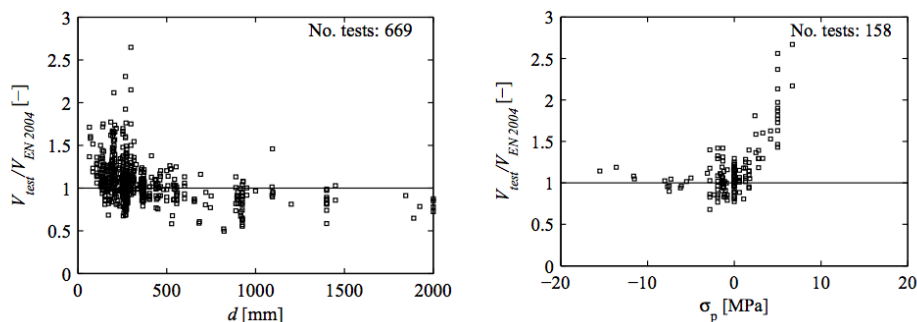
Skjær er presentert i kapittel 8.2 i EC2:2018 og viser til metoder for kapasitetsberegning. Dette kapitlet omfatter store endringer.

Grunnlag for endring

Det er flere betydelige faktorer ved EC2:2004 som gir grunnlag for at prosedyren for skjærkapasitetsberegning endres:

- Størrelseseffekten, $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, er underestimert. Figur 3.11a) viser at bruk av store effektive høyder, d , kan føre til underdimensjonering ($V_{est}/V_{EN2004} < 1.0$). Det vil si at skjærkapasiteten blir overvurdert for store tverrsnitt [6]
- Tilnærmingen i EC2:2004 er for konservativ for tverrsnitt med aksiale strekkspenninger ($\sigma_p > 0$). Testresultatene gir ofte bedre skjærkapasitet sammenlignet med de beregnede resultatene, se figur 3.11b)
- Det er sett bort fra virkning av tilslag. Størrelsesparameteren, d_{dg} , som beskriver bruddsonens ruhet avhengig av tilslagsstørrelse og trykkfasthet, er neglisjert [6]
- Skjærslankhet er ikke tatt hensyn til. Dette kan være kritisk for slanke bjelker
- Uttrykket for skjærkapasitet er utledet empirisk, som vil si at det er basert på testresultater. Testene er blitt utført på fritt opplagte bjelker utsatt for punktlaster. Da faktorene er kalibrert ut fra disse betingelsene er det en risiko å benytte uttrykket ved annen lastgeometri og opplagerbetingelser. Uttrykkene i EC2:2004 er ikke kalibrert for bruksområde [6]

Figur 3.11 viser testresultater i forhold til beregnede verdier for skjærkapasitet i henhold til EC2:2004.



Figur 3.11: Testresultater, V_{test} , og beregnede verdier i hht. EC2:2004, V_{EN2004} , som en funksjon av (a) den effektive høyden, d , og (b) aksiale spenninger, σ_p [4]

Beregningsprosedyre etter EC2:2018

I EC2:2018 beregnes kapasiteter som spenning, τ [MPa], i motsetning til EC2:2004 hvor de beregnes som kraft, V [N].

Skjærkapasiteten for lineære konstruksjonsdeler, som søyler og bjelker, og skjærkapasiteten ut av planet for plane konstruksjonsdeler skal kontrolleres ved følgende prosedyre:

- (i) En detaljert verifikasjon av skjærkapasiteten kan utelates forutsatt at

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min}$$

i henhold til 8.2.1(4).

- (ii) Det er ikke beregningsmessig behov for skjærarmoring i deler av konstruksjonsdeler hvor

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}$$

i henhold til 8.2.2 og 8.4.3.

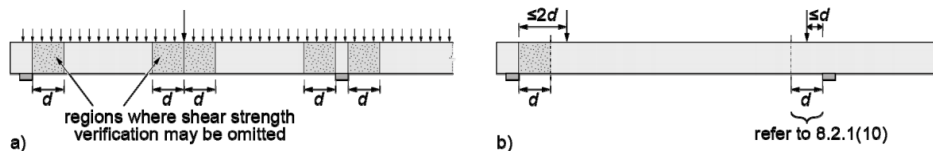
- (iii) Ellers skal skjærarmoring beregnes i henhold til 8.2.3 og 8.4.4.

Det kan være nødvendig med en minimumsarmering selv om et beregningsmessig behov ikke er påvist. Beregning av minimumsarmering for skjær utføres i henhold til EC2:2018, kapittel 12.

I EC2:2004 er det to metoder for beregning av skjærkapasitet avhengig av om det er beregningsmessig behov for skjærarmering eller ikke. I EC2:2018 er det i tillegg til dette en forenklet beregning som kan utføres som en rask kontroll av skjærkapasiteten.

Områder hvor skjærkapasitetskontroll kan utelates

EC2:2018 inkluderer figur 3.12 som viser områder hvor skjærkapasitetskontroll kan utelates. Det at skjærkapasitetskontroll kan utelates i en avstand d fra konsentrerte laster og opplager gjelder også for EC2:2004, men uten illustrerende figur. Dette øker brukervennligheten da illustrasjoner ofte er lettere å tolke enn tekst.



Figur 3.12: Områder hvor skjærkapasitetskontroll kan utelates i tilfeller med hovedsaklig (a) fordelt last og (b) punktlast [1]

Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering

For å øke brukervennligheten er det i EC2:2018 et forenklet uttrykk ved beregning av skjærkapasitet som vil gjelde i de fleste tilfeller. Minimum skjærspenningskapasitet beregnes etter følgende uttrykk:

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \quad (3.17)$$

Uttrykket er ment som en rask kontroll av skjærkapasiteten, og det er et enkelt og trygt estimat for kapasiteten som dekker skjærkravene for de vanligste konstruksjonsdelene. For konstruksjonsdeler uten betydelige skjærkrefter trengs det dermed ingen ytterligere kontroll for skjær eller gjennomlokking. Uttrykket viser at det ikke er nødvendig å ta hensyn til lengdearmeringsforholdet, ρ_l .

Dersom denne kontrollen ikke er tilstrekkelig for å sikre skjærmotstand uten tverrarmring, kan et mer detaljert uttrykk benyttes for å beregne skjærkapasitet for konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmring. Denne kontrollen vil sjelden være nødvendig. Skjærspenningskapasiteten beregnes på følgende måte:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.6}{\gamma_c} \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rdc,min} \quad (3.18)$$

Skjærkraftkapasiteten etter EC2:2004 beregnes derimot ved bruk av følgende uttrykk:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) b_w \cdot d \quad (3.19)$$

Bestemmelser for skjær i EC2:2018 er basert på en fysisk modell. På grunnlag av dette i tillegg til faktorene beskrevet under *Grunnlag for endring*, er uttrykket for skjærkapasitet for konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmring endret. Uttrykkene har lik form, hvor uttrykket i EC2:2018 inkluderer alle relevante mekaniske og geometriske parametre.

Uttrykk (3.17) og (3.18) er basert på Critical Shear Crack Theory (CSCT). CSCT er basert på antagelsen om at skjærkapasitet styres av utviklingen av et kritisk skjærriss som forstyrrer skjæroverføringen, og dermed begrenser konstruksjonsdelens kapasitet.

Eksperimentelle resultater for skjærkapasitet er sammenlignet med beregnede verdier vist i figur 3.13. Sammenligningen gjelder for andreutgaven av revidert standard, som er fra 2017. Figuren viser at den beregnede skjærkapasiteten gir gode resultater sammenlignet med testresultatene og er en god forbedring i forhold til resultatene fra uttrykk i EC2:2004.

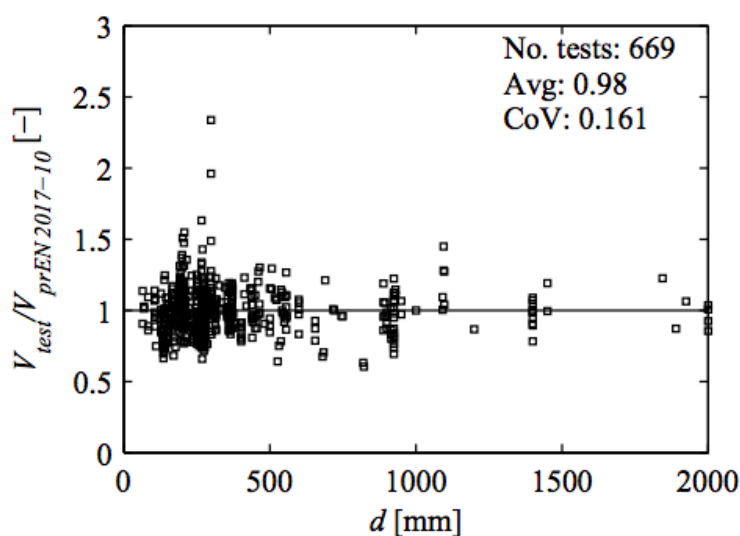
- Figur 3.13 viser at når den effektive høyden, d , øker vil det ikke lenger være en tendens til dimensjonering mot usikker side
- Størrelsesparameteren, d_{dg} , er inkludert
- Tøyningseffekten, som en funksjon av slankhet, er inkludert i uttrykk (3.20). Kun hvis

det er nødvendig å inkludere effekten av slankhet kan verdien av d erstattes med a_v

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4} \cdot d} \quad (3.20)$$

- Uttrykket for skjærkapasitet er basert på en fysisk modell og ikke basert på testresultater for utvalgte betingelser, som gjør den representativ for alle laster og opplagerbetingelser. Uttrykkene i EC2:2018 er kalibrert for alle tilfeller

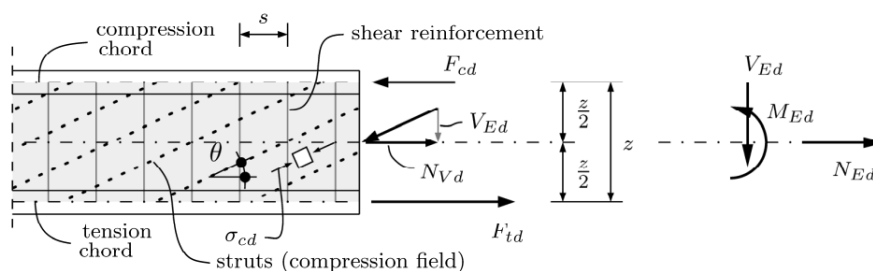
Figur 3.13 illustrerer testresultater i forhold til beregnede verdier for skjærkapasitet i henhold til andreetgaven av revidert standard.



Figur 3.13: Testresultater, V_{test} , og beregnede verdier i hht. prEN 1992-1-1:2017-10, $V_{prEN\ 2017-10}$, som en funksjon av den effektive høyden d [4]

Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering

Dimensjonering av konstruksjonsdeler med skjærarmering skal baseres på et trykkfelt vist i figur 3.14.



Figur 3.14: Modell og notasjon for skjærarmerte konstruksjonsdeler [1]

Skjærarmoring vinkelrett på lengderetningen beregnes etter:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta} \quad (3.21)$$

Spenningen i trykkfeltet skal kontrolleres i henhold til:

$$\sigma_{cd} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} (\cot \theta + \tan \theta) \leq v \cdot f_{cd} \quad (3.22)$$

Uttrykk (3.21) og (3.22) er omformulert fra skjærstrekkkapasitet, $V_{Rd,s}$, og skjærtrykkkapasitet, $V_{Rd,max}$, i EC2:2004. Dette for å direkte å kunne beregne skjærarmoring og utføre kontroll av trykkfeltet.

Trykkfeltets helning i steget velges innenfor følgende område:

$$1 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_{min} \quad (3.23)$$

Grenseverdien $\cot \theta_{min}$ i EC2:2004 er uavhengig av hvilke krefter som virker på konstruksjonsdelen. I EC2:2018 avhenger verdien av om konstruksjonsdelen blir utsatt for aksialkraft, og om den eventuelt er i trykk eller strekk. Grenseverdien $\cot \theta_{min}$ for konstruksjonsdeler utsatt for trykk har økt og er dermed mer konservativ. For konstruksjonsdeler utsatt for strekk har grenseverdien derimot blitt redusert og er dermed mindre konservativ.

Skjær mellom steg og flens

Skjærspenning i lengderetning, τ_{Ed} , i overgangen mellom en del av en flens og steg kan bestemmes ved endringen av aksialkraft i den delen av flensen som undersøkes i overensstemmelse med uttrykk (3.24). Uttrykkene i EC2:2004 og EC2:2018 er identisk med kun en notasjonsendring fra v_{Ed} til τ_{Ed} . Skjærspenningen er gitt som:

$$v_{Ed} = \tau_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} \quad (3.24)$$

Hvis følgende betingelse etter EC2:2018 er tilfredsstillt kreves det ingen ekstra armering i tillegg til den som kreves ved bøyning:

$$\tau_{Ed} \leq \frac{A_{s,min}}{s \cdot h_f} \cdot f_{yd} \quad (3.25)$$

Kravet til skjærspenning etter EC2:2004 er i motsetning gitt som:

$$v_{Ed} \leq k \cdot f_{ctd} \quad (3.26)$$

Betingelsen er endret fra EC2:2004. Dette da det ikke finnes noe grunnlag for å basere seg på betongens trykkfasthet, da flensene ikke bare er utsatt for skjær i lengderetning, men i tillegg er utsatt for bøyning. Ved at minstekravet for nødvendig lengdearmering er tatt med i betraktningen øker kravet for ekstra skjærarmering. I tillegg må minimumsarmering, $A_{s,min}$, utledes, mens det i EC2:2004 var ferdig utledet. $A_{s,min}$ er i EC2:2018 gitt som:

$$M_{R,min}(N_{Ed}) \geq k \cdot M_{cr}(N_{Ed}) \quad (3.27)$$

Uttrykket i EC2:2018 er et generelt uttrykk som gjelder for alle tilfeller. I tillegg er aksialkraft inkludert i uttrykket, i motsetning til i EC2:2004 hvor det kun er moment som inngår.

Hvis τ_{Ed} ikke tilfredstiller kravet er det nødvendig med ekstra skjærarmering. Vinkelen for skjærarmeringen, θ_f , er definert som:

- $1.0 \leq \cot \theta_f \leq 3.0$ for trykkflenser
- $1.0 \leq \cot \theta_f \leq 1.25$ for strekkflenser

Øvre grense for $\cot \theta_f$ er endret fra 2.0 til 3.0, noe som gir lavere krav til armeringsmengde.

3.2.2 Eksempel/Example

Shear capacity for slab on beams

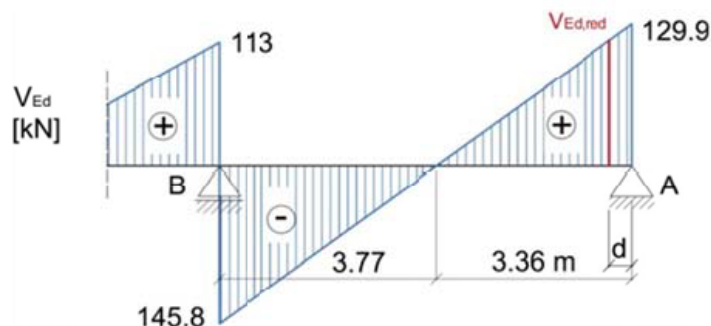
Control of shear capacity of the beams

This example is taken from *Eurocode 2: Background & Applications - Design of concrete buildings* [3].

The shear force may be determined at a distance d from the support, where $V_{Ed,red}$ is:

$$\frac{129.9}{3.36} = \frac{V_{Ed,red}}{(0.36 - d)} = \frac{V_{Ed,red}}{(0.36 - 0.372)} \Rightarrow V_{Ed,red} = V_{Ed,red,A} = 115.5\text{kN}$$

Figure 3.15 shows the reduced shear force at support A.



Figur 3.15: Reduced shear force at support A [3]

The reduced shear stress over the cross section, $\tau_{Ed,red}$, is calculated after Eq. (8.7a) in EC2:2018:

$$\tau_{Ed,red} = \frac{V_{Ed,red}}{b_w \cdot d} = \frac{115.5 \cdot 10^3}{250 \cdot 372} = 1.24\text{MPa}$$

The first check according to EC2:2018 is the verification $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min}$, assuming a section without shear reinforcement. If this inequality holds, detailed verification of the shear resistance may be omitted.

The minimum shear resistance is calculated after Eq. (3.17):

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \Rightarrow \tau_{Rdc,min} = \frac{10}{1.5} \sqrt{\frac{25}{435} \cdot \frac{24}{372}} = 0.41 \text{MPa}$$

$$\tau_{Ed,red} = 1.24 \text{MPa} > \tau_{Rdc,min} = 0.41 \text{MPa}$$

⇒ Detailed verification of the shear resistance can not be omitted.

The second check according to EC2:2018 is the verification $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}$ assuming a section without shear reinforcement. If this inequality does not hold, shear reinforcement is required.

$\tau_{Rd,c}$ can be calculated from Eq. (3.18):

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.6}{\gamma_c} \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rdc,min}$$

where

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{565}{250 \cdot 372} = 0.0061$$

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40 \text{mm}$$

D_{lower} is the smallest value of the sieve size of the coarsest fraction of aggregates permitted by the specification of concrete. D_{lower} is in general chosen to be equal to 8 mm: $d_{dg} = 16 + 8 = 24 \text{mm}$

The design value of the shear stress resistance is calculated to be:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.6}{1.5} \left(100 \cdot 0.0061 \cdot 25 \cdot \frac{24}{372} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.40 \text{MPa} \geq \tau_{Rdc,min}$$

$$\tau_{Rd,c} = 0.40 \text{MPa} < \tau_{Rdc,min} = 0.41 \text{MPa} \Rightarrow \tau_{Rd,c} = \tau_{Rdc,min} = 0.41 \text{MPa}$$

$$\tau_{Rd,c} = 0.41 \text{MPa} < \tau_{Ed,red} = 1.24 \text{MPa}$$

⇒ Shear reinforcement is required. Figure 3.16 shows the model for the shear capacity at stirrup yielding ($V_{Rd,s}$) and web crushing ($V_{Rd,max}$).

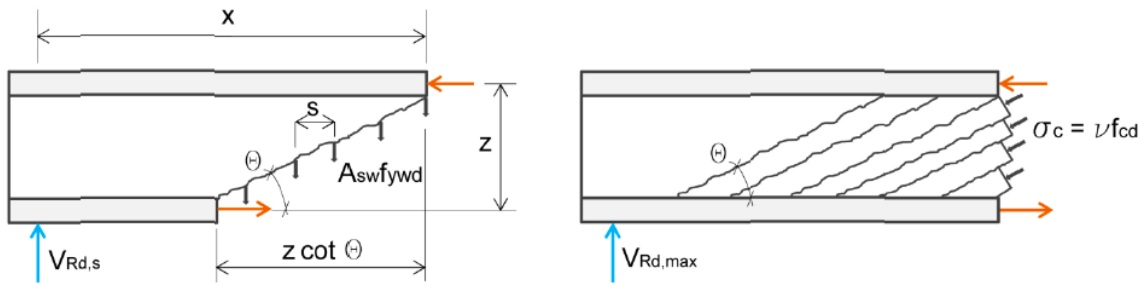


Figure 3.16: Shear capacity at stirrup yielding and web crushing [3]

The shear reinforcement perpendicular to the longitudinal member axis and the stress in the compression field are designed according to Eq. (3.21) and Eq. (3.22):

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} (\cot \theta + \tan \theta) \leq v \cdot f_{cd}$$

where

$$v = 0.5$$

$$\cot \theta = 2.5$$

$$z = 0.9d$$

As the geometry of the concrete section is given, the minimum shear reinforcement for the T-beam at support A is determined as follows:

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{115.5 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 372 \cdot 435 \cdot 2.5} = 317 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

⇒ Assuming double shear stirrups $\phi 6/175 \text{ mm} = 339 > 317 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

Minimum shear reinforcement according to Eq. (12.3) in EC2:2018:

$$\rho_{w,min} = 0.08 \cdot \frac{f_{ck}^{0.5}}{f_{yk}} \Rightarrow a_{sw} = 0.08 \cdot \frac{f_{ck}^{0.5}}{f_{yk}} \cdot b_w = 0.08 \cdot \frac{25^{0.5}}{500} \cdot 250 = 200\text{mm}^2$$

Maximum longitudinal distance of the stirrups according to EC2:2018, Table 12.2:

$$s_{max,l} = 0.75d(1 + \cot \alpha)$$

$$\text{For vertical reinforcement: } \alpha = 90^\circ \Rightarrow s_{max,l} = 0.75 \cdot 375 = 279 > 175\text{mm}$$

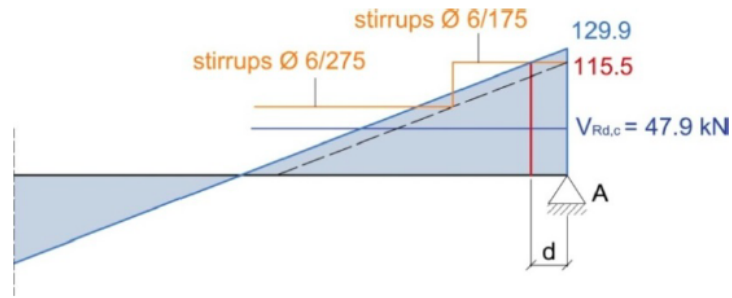
The stress in the compression field criterion is determined as follows:

$$\sigma_{cd} = \frac{115.5 \cdot 10^3}{250 \cdot 0.9 \cdot 372} \cdot (2.5 + 0.4) = 4.0\text{MPa} < 0.5 \cdot 16.7 = 8.35\text{MPa} \Rightarrow \text{Ok!}$$

It results that

$$\sigma_{cd} = 4.0\text{MPa} > \tau_{Ed,red} = 1.24\text{MPa} \Rightarrow \text{Ok!}$$

Figure 3.17 marks the stirrups layout at the area near support A. Opposite to the design of bending reinforcement, where the “shift rule” requires a movement of the M_{Ed} -line in the unfavourable direction, for shear the opposite applies. As shown in Figure 3.16 the shear force at a distance x from the support, is carried by the stirrups over a distance $z \cdot \cot \theta$ at the left side of x . A practical approach is to move the V_{Ed} -line over a distance $z \cdot \cot \theta$ in the “favourable” direction (towards the support) and “cover” it with the resisting shear due to the reinforcement.



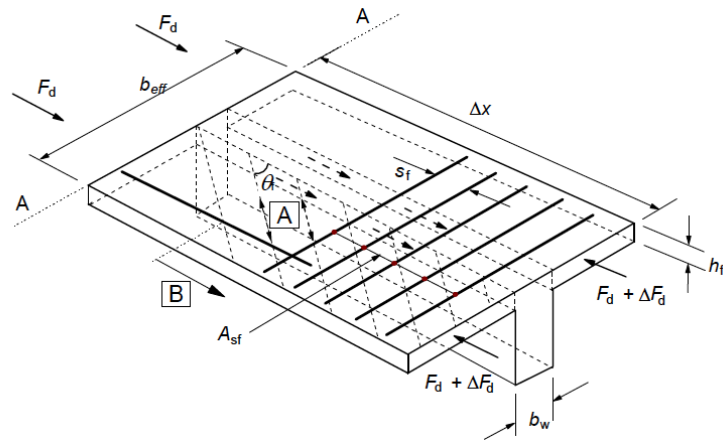
Figur 3.17: Stirrup configuration at support A [3]

Shear between web and flanges of the T-section

In the T-beam a check of interface shear should be done according to Chapter 8.2.5 in EC2:2018, see Figure 3.18.

No transverse tension ties are required if the shear stress at the interfaces meets the condition given in Eq. (3.25):

$$\tau_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} \leq \frac{A_{s,min}}{s \cdot h_f} \cdot f_{yd}$$



Figur 3.18: Shear between web and flanges of T-sections according to EC2:2018 [1]

According to Eq. (3.27) $A_{s,min}$ is calculated as follows:

$$M_{R,min} = S \cdot z = A_{s,min} \cdot f_{yd} \cdot z \quad \text{and} \quad M_{cr} = \frac{1}{6} b h^2 f_{ctm}$$

The recommended value of k is 1.0.

$$\Rightarrow A_{s,min} = k \cdot \frac{1 f_{ctm} b h^2}{6 f_{yd} z} = 1.0 \cdot \frac{1}{6} \cdot \frac{2.6}{435} \cdot \frac{2611.2 \cdot 180^2}{0.9 \cdot 372} = 252 \text{mm}^2$$

for cross section at support A and C

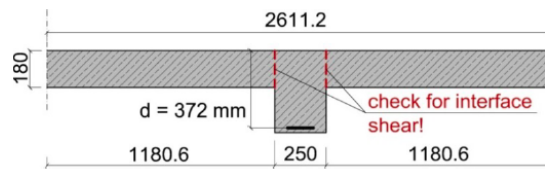
$$\Rightarrow A_{s,min} = k \cdot \frac{1 f_{ctm} b h^2}{6 f_{yd} z} = 1.0 \cdot \frac{1}{6} \cdot \frac{2.6}{435} \cdot \frac{1827.6 \cdot 180^2}{0.9 \cdot 372} = 176 \text{mm}^2$$

for cross section at support B

$$\text{If } \tau_{Ed} \leq \frac{A_{s,min}}{s \cdot h_f} \cdot f_{yd} = \frac{A_{s,min}}{1000 \cdot 180} \cdot 435 = A_{s,min} \cdot \frac{29}{12000}$$

\Rightarrow No transverse reinforcement is required.

A check for interface shear at the T-beam in axis 2 (Figure A.3) for support A and C and at the intermediate support B is necessary. The cross section considered are given in Figure 3.19 and 3.20.



Figur 3.19: T-beam for check of transverse shear reinforcement at support A and C [3]

$$\tau_{Ed,A} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (b_{eff} - b_w)}{b_{eff}} \cdot \frac{V_{Ed,red,A}}{z h_f} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (2611.2 - 250)}{2611.2} \cdot \frac{115520}{0.9 \cdot 372 \cdot 180} = 0.87 \text{MPa}$$

$$\tau_{Ed,A} = 0.87 \text{MPa} > A_{s,min} \cdot \frac{29}{12000} = 252 \cdot \frac{29}{12000} = 0.61 \text{MPa}$$

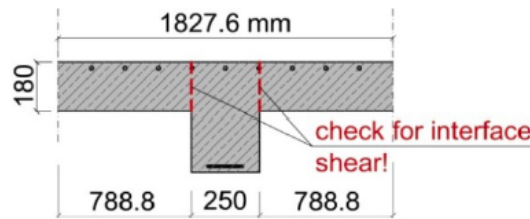
\Rightarrow Transverse shear reinforcement at support A is required.

Furthermore it has to be checked if transverse shear reinforcement at support C and the intermediate support B are necessary. The reduced shear forces at distance d of the supports are determined and assembled in the following equations.

$$\tau_{Ed,C} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (b_{eff} - b_w)}{b_{eff}} \cdot \frac{V_{Ed,red,C}}{zh_f} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (2611.2 - 250)}{2611.2} \cdot \frac{89830}{0.9 \cdot 372 \cdot 180} = 0.67 \text{MPa}$$

$$\tau_{Ed,C} = 0.67 \text{MPa} > A_{s,min} \cdot \frac{29}{12000} = 252 \cdot \frac{29}{12000} = 0.61 \text{MPa}$$

⇒ Transverse shear reinforcement at support C is required.



Figur 3.20: T-beam for check of transverse shear reinforcement at support B [3]

$$\tau_{Ed,B,left} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (b_{eff} - b_w)}{b_{eff}} \cdot \frac{V_{Ed,red,B,left}}{zh_f} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (1827.6 - 250)}{1827.6} \cdot \frac{101830}{0.9 \cdot 372 \cdot 180} = 0.73 \text{MPa}$$

$$\tau_{Ed,B,left} = 0.73 \text{MPa} > A_{s,min} \cdot \frac{29}{12000} = 176 \cdot \frac{29}{12000} = 0.43 \text{MPa}$$

⇒ Transverse shear reinforcement at support B_{left} is required.

$$\tau_{Ed,B,right} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (b_{eff} - b_w)}{b_{eff}} \cdot \frac{V_{Ed,red,B,right}}{zh_f} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (1827.6 - 250)}{1827.6} \cdot \frac{131410}{0.9 \cdot 372 \cdot 180} = 0.94 \text{MPa}$$

$$\tau_{Ed,B,right} = 0.94 \text{MPa} > A_{s,min} \cdot \frac{29}{12000} = 176 \cdot \frac{29}{12000} = 0.43 \text{MPa}$$

⇒ Transverse shear reinforcement at support B_{right} is required.

Transverse reinforcement

Near support A:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (b_{eff} - b_w)}{b_{eff}} \cdot \frac{V_{Ed,red,A}}{z \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1}{\cot \theta}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (2611.2 - 250)}{2611.2} \cdot \frac{115520}{0.9 \cdot 372 \cdot 435} \cdot \frac{1}{3.0} = 0.12 \text{mm}^2/\text{mm}$$

⇒ E.g. bars: $\phi 8/250\text{mm} = 0.20 \text{mm}^2/\text{mm}$.

Near support C:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (2611.2 - 250)}{2611.2} \cdot \frac{89830}{0.9 \cdot 372 \cdot 435} \cdot \frac{1}{3.0} = 0.09 \text{mm}^2/\text{mm}$$

⇒ E.g. bars: $\phi 8/250\text{mm} = 0.20 \text{mm}^2/\text{mm}$.

Near support B:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (1827.6 - 250)}{1827.6} \cdot \frac{101830}{0.9 \cdot 372 \cdot 435} \cdot \frac{1}{3.0} = 0.10 \text{mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (1827.6 - 250)}{1827.6} \cdot \frac{131410}{0.9 \cdot 372 \cdot 435} \cdot \frac{1}{3.0} = 0.13 \text{mm}^2/\text{mm}$$

⇒ E.g. bars: $\phi 8/250\text{mm} = 0.20 \text{mm}^2/\text{mm}$.

3.2.3 Sammenligning av Eurokoder

I kapittel 3.2 presenteres metoden for beregning av skjærkapasitet etter EC2:2018. For å finne hvilke faktorer som bidrar til endring og eventuelle avvik er skjæruttrykkene i EC2:2004 og EC2:2018 sammenlignet ved bruk av grafer med varierende trykkfasthet, effektiv høyde, tilslagsstørrelse og lengdearmeringsmengde. Sammenligningene tar utgangspunkt i eksemplet beregnet i kapittel 3.2.2.

Følgende kapasitetsuttrykk benyttes til sammenligning:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.6}{\gamma_c} \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rdc,min} \quad \text{skjærspenningskapasitet for EC2:2018}$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b_w \cdot d \quad \text{skjærstrekkkapasitet for EC2:2004}$$

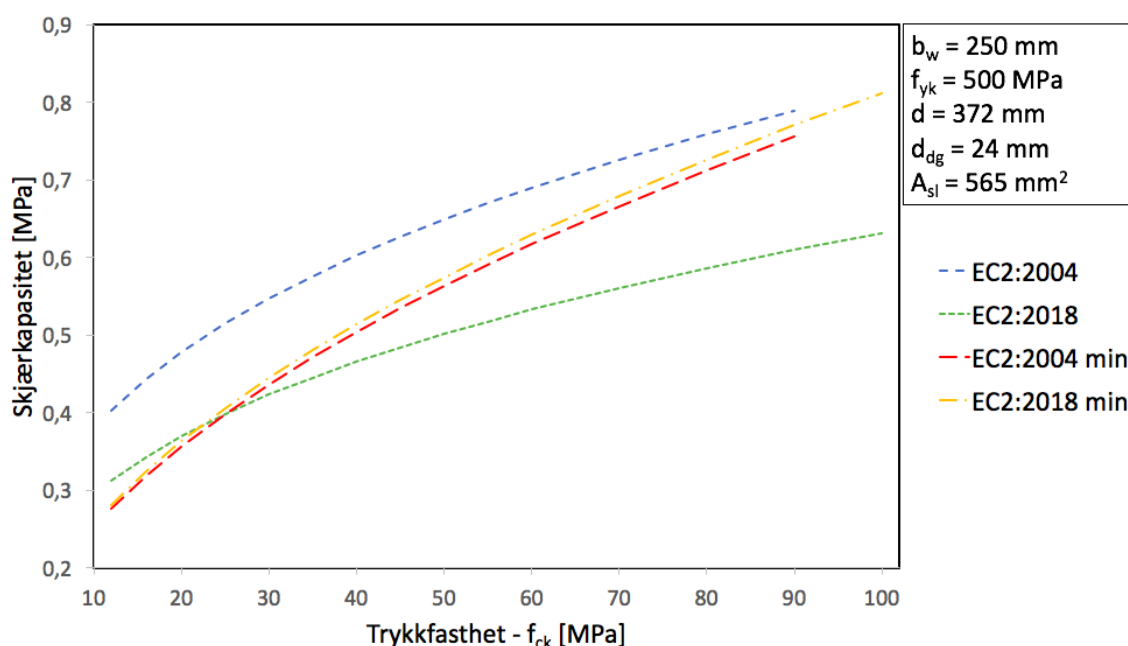
$$\tau_{Rdc,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}}} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \quad \text{minimum skjærspenningskapasitet for EC2:2018}$$

$$V_{Rdc,min} = \left(0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right) b_w d \quad \text{minimum skjærstrekkkapasitet for EC2:2004}$$

Alle sammenligninger er gitt i MPa.

Betongens trykkfasthet

Skjærkapasitet med varierende trykkfasthet er plottet i figur 3.21.

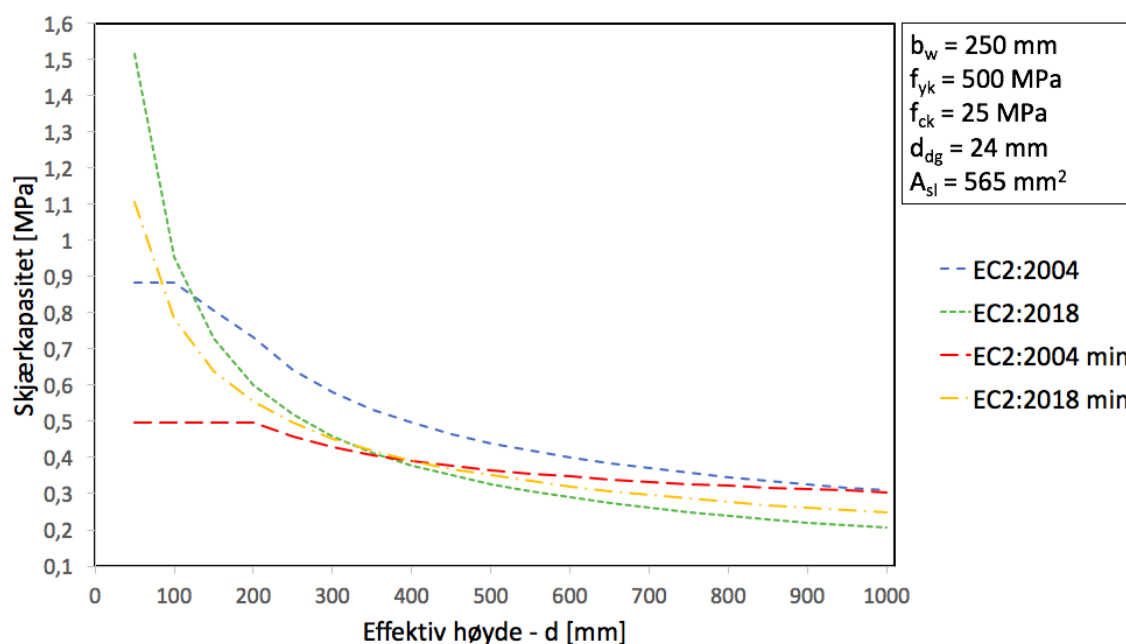


Figur 3.21: Sammenligning av skjærkapasitet med varierende trykkfasthet

Grafene til $V_{Rd,c}$ og $\tau_{Rd,c}$ øker med $\sqrt[3]{f_{ck}}$, og $V_{Rd,c,min}$ og $\tau_{Rd,c,min}$ øker med $\sqrt{f_{ck}}$ som gitt i kapasitetsuttrykkene. Trykkfasthet påvirker dermed skjærkapasiteten i like stor grad for både EC2:2004 og EC2:2018. Minimum skjærkapasitet har en raskere økning, da en kvadratrot-funksjon har høyere stigning enn en kubikkrot-funksjon. Ettersom minimum skjærkapasitet har en raskere økning, vil denne etterhvert bli dimensjonerende for EC2:2018 og nærme seg dimensjonerende verdi for EC2:2004. Figuren viser at minimum skjærkapasitet for EC2:2018 gir noe høyere kapasitet sammenlignet med EC2:2004. Motsatt for $V_{Rd,c}$ og $\tau_{Rd,c}$, gir EC2:2004 en høyere kapasitetsverdi i forhold til EC2:2018.

Betongens effektive høyde

Figur 3.22 viser en sammenligning av skjærkapasitetsuttrykkene der effektiv høyde varierer.



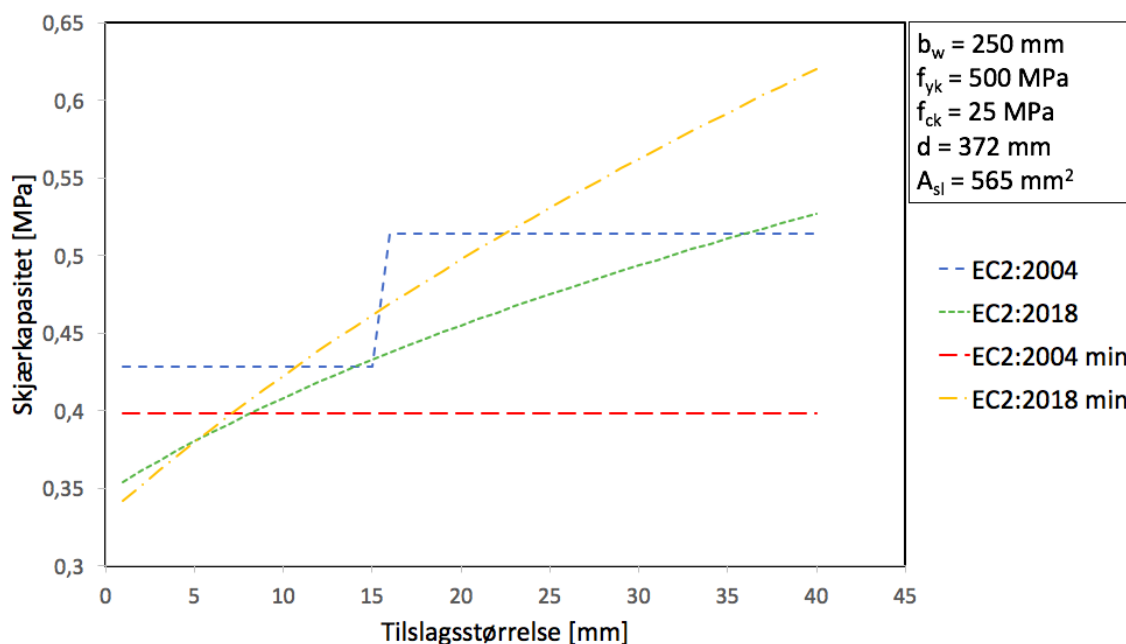
Figur 3.22: Sammenligning av skjærkapasitet med varierende effektiv høyde

Skjæruttrykkene for EC2:2004 har en endring i form av knekkpunkter, ettersom $k = 2$ for lave verdier av effektiv høyde, d , og minker med $k = 1 + \sqrt{200/d}$ for høyere verdier av d . I tillegg vil uttrykkene i EC2:2004 ha en endring hvor armeringsforholdet, ρ , er lik maksverdien 0.02 for lave verdier av d , og minker med $\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$ for høyere verdier av d .

For de laveste verdiene av d vil $\tau_{Rd,c}$ ha størst kapasitet. Etterhvert som d øker, vil $\tau_{Rd,c,min}$ være dimensjonerende for EC2:2018. For høyere verdier av d vil EC2:2004 ha størst kapasitet. Som beskrevet i kapittel 3.2.1 underestimerer EC2:2004 størrelseseffekten som kan føre til usikkerhet for konstruksjoner med høye verdier av d .

Betongens tilslagsstørrelse

Skjærkapasiteten, med varierende tilslagsstørrelse, er plottet i figur 3.23.

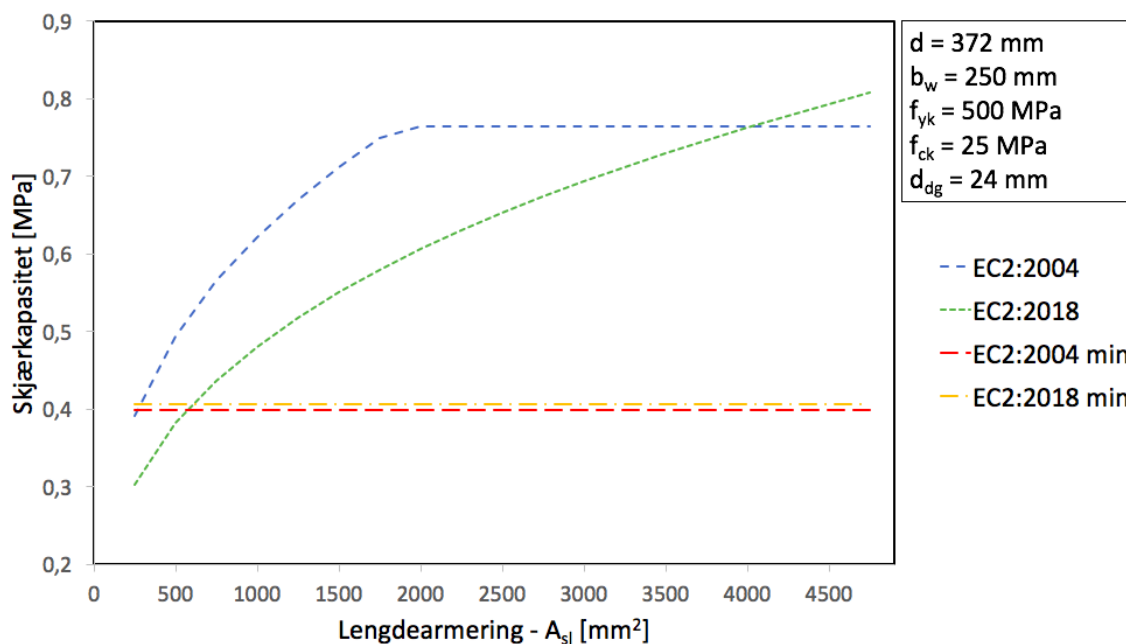


Figur 3.23: Sammenligning av skjærkapasitet med varierende tilslagsstørrelse

Som vist i figuren er EC2:2004 uavhengig av tilslagsstørrelse, hvor $V_{Rd,c}$ har en økning når tilslagsstørrelse er lik 16mm. Denne økningen skyldes at k_2 endres fra 0.15 til 0.18 i uttrykket for $C_{Rd,c}$ ved bruk av nasjonalt tillegg. Ved bruk av anbefalte verdier, og ikke verdier gitt i det nasjonale tillegget, vil $V_{Rd,c}$ være konstant og uavhengig av tilslagsstørrelse. Grafene til EC2:2018 øker med kubikkroten av d_{dg} for $\tau_{Rd,c}$ og kvadratrotten til $\tau_{Rd,c,min}$. Dette gjør at minimum skjærkapasitet vokser raskere og vil være dimensjonerende for større tilslagsstørrelse. EC2:2018 gir høyest kapasitet ved relativt høy tilslagsstørrelse, mens det for lavere tilslagsstørrelse er EC2:2004 som gir høyest kapasitet.

Lengdearmering

I figur 3.24 plottes skjærkapasiteten med lengdearmeringsmengde som variabel.



Figur 3.24: Sammenligning av skjærkapasitet med varierende lengdearmeringsmengde

Figuren viser at skjærkapasiteten øker med økt mengde lengdearmering. Ved mindre lengdearmering vil minimum skjærkapasitet, $\tau_{Rdc,min}$ og $V_{Rdc,min}$, være dimensjonerende for begge standarder, men EC2:2018 har en høyere kapasitet sammenlignet med EC2:2004. Det vises også at minimum skjærkapasitet har konstante verdier som ikke er avhengig av lengdearmeringsmengden. For økende lengdearmering vil $\tau_{Rd,c}$ og $V_{Rd,c}$ ha en høyere kapasitet sammenlignet med minimumskapasiteten og dermed være dimensjonerende. Uttrykket i EC2:2004 gir størst kapasitet for lavere armeringsmengde, mens det for høyere armeringsmengde vil være EC2:2018 som har høyest kapasitet. Ved økende lengdearmering vil skjærkapasitet for EC2:2004 være konstant da $\rho > 0.02$.

3.3 Gjennomlokking

3.3.1 Teori

Gjennomlokking er presentert i kapittel 8.4 i EC2:2018 og inneholder nye beregningsmetoder og modeller for kapasitetsberegning. Dette kapitlet omfatter store endringer, og det er derfor vist noen utledninger for å belyse teorien bak de nye kapasitetsuttrykkene.

Grunnlag for endring

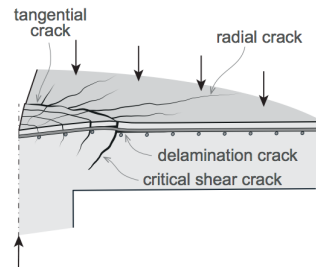
Gjennomlokkingskapitlet er endret for å forbedre brukervennligheten og beregningsmetodene. Det er flere faktorer ved EC2:2004 som gir grunnlag for endring:

- Kontroll for gjennomlokking er ulik for dekker og fundamenter. Kontrollsnittet for dekker er definert som $2d$, mens det for fundamenter er et krav om iterasjon. En slik ulikhet har vist seg å gi betraktelig store forskjeller når det kommer til sikkerhetsnivået
- Nylige studier viser at størrelseseffekten til konstruksjonsdeler ikke gir en passende beskrivelse for det som er det aktuelle tilfellet. Tilnærminger i EC2:2004 kan underestimere størrelseseffekten til konstruksjonsdeler og overestimere skjærkraften for store konstruksjonsdeler
- Effekten av slankhet er ikke inkludert. Det viser at slankheten til dekker spiller en betydelig rolle for skjærkraften
- Det har vist seg at skjærkraften for dekker med skjærarmering kan overestimeres ved beregningsmetodene i EC2:2004. En revisjon av beregning for tverrgående armering er anbefalt, samt bestemmelser for andre typiske tverrgående armeringssystem

Dekker uten tverrgående armering

CSCT brukes for å kontrollere gjennomlokking på flatdekker uten skjærarmering. Teorien er i EC2:2018 utvidet og gjelder i tillegg for enveisplater og bjelker.

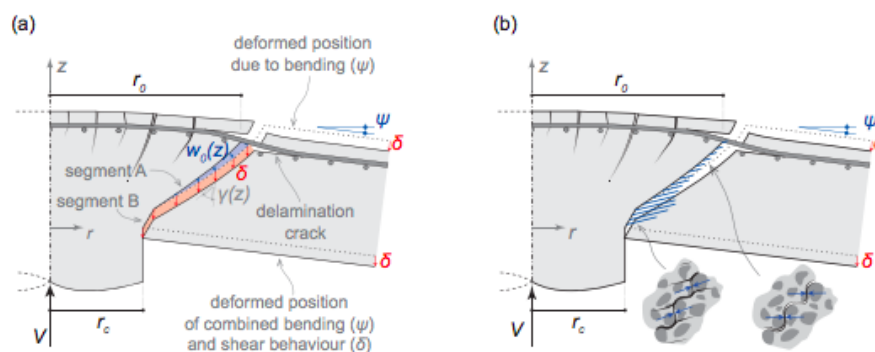
Toveisplater utvikler først en tangentiell opprissing som resulterer i kritisk skjærriss, deretter en radiell opprissing, se figur 3.25. På grunn av skjærkraften som oppstår vil tangentiell opprissing utvikles skrått og kan forstyrre de skrå trykkstavene som tar opp skjærkreftene.



Figur 3.25: Utviklingen av opprissing i en dekke-søyle-forbindelse [4]

Ved brudd vil kritisk skjærriss få en kjegleformet bruddform, se figur 3.26. Den mekaniske modellen for CSCT betrakter at kinematikken til kritisk skjærriss er sammensatt av vektorsummen av bøyedeformasjoner, se blått i figur 3.26, og skjærdeformasjoner, se rødt.

Teoretiske prinsipper av mekanisk modell for skjærriss er illustrert i figur 3.26.



Figur 3.26: Teoretiske prinsipper av mekanisk modell for kritisk skjærriss: (a) kinematikken til kritisk skjærriss ved brudd og resulterende (b) indre spenninger [4]

Gjennomlokking av flatdekker og fundamenter uten skjærarmering

For EC2:2018 er kapasitetsberegning av gjennomlokking basert på en ny modell, hvor kapasiteten baseres på nedbøyningsvinkelen til flatdekket. Figur 3.26a) viser den normaliserte gjennomlokkingskraften som en funksjon av den normaliserte rotasjonen for et gitt tilfelle. Resultatene fra den mekaniske modellen viser at skjærkraften avtar med økende rotasjon av dekket.

Skjærkraften som overføres på tvers av det kritiske skjærrisset er avhengig av rissets ruhet, som er en funksjon av maksimal tilslagsstørrelse. Rissets ruhet og dens kapasitet til å ta opp skjærkreftene kan redegjøres for ved å dividere rissvidde, ω , på $(d_{g0} + d_g)$. Kritisk rissvidde kan antas å være proporsjonal med produktet av nedbøyningsvinkelen og den effektive høyden, $\omega \propto \psi \cdot d$. På grunnlag av dette foreslo Muttoni et hyperbeluttrykk for bruddkriteriet [9]:

$$\frac{V_{Rc}}{b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{0.75}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (3.28)$$

I uttrykket inngår også størrelseseffekten ved å multiplisere nedbøyningsvinkel, ψ , og effektiv høyde, d . Nedbøyningsvinkelen er illustrert i figur 3.26, hvor avstanden til kritisk snitt er gitt som r_0 fra senter av søyle.

Senere viste Muttoni en erstatning av uttrykk (3.28) med et potensuttrykk med svært like resultater [10]:

$$V_{Rc} = 0.55 \cdot b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{1}{25} \cdot \frac{d_{dg}}{\psi \cdot d} \right)^{2/3} \leq 0.6 \cdot b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.29)$$

Muttoni utviklet et forenklet parabeluttrykk som er basert på forholdet mellom rotasjon og last:

$$\psi = 1.2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{V}{V_{flex}} \right)^{3/2} \quad (3.30)$$

Effekten av slankhet er avhengig av forholdet mellom radius og effektiv høyde, r_s/d , og er representert i uttrykk (3.30). V_{flex} er den kraften som fører til flyt i både radiell og tangentiell retning [10]. Uttrykk (3.30) settes inn i uttrykk (3.29), samt V settes lik V_{Rc} , som vil gi kapasitet

for maksimal nedbøyningsvinkel før brudd:

$$V_{Rc} = \sqrt{0.55 \cdot b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \cdot V_{flex}} \cdot \left(\frac{d_{dg}}{30 \cdot r_s} \cdot \frac{E_s}{f_y} \right)^{1/3} \leq 0.6 \cdot b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.31)$$

Skjærkapasitet for EC2:2018 er basert på uttrykk (3.31). Som nevnt er størrelseseffekten og effekten av slankhet inkludert i det nye uttrykket for skjærkapasitet.

Dekker med tverrgående armering

Forholdet mellom last og rotasjon kan beregnes på samme måte for dekker både med og uten tverrgående armering. Det er kommet frem til forskjellige bruddkriterier som må tas med i betraktning for dekker med tverrgående armering som uttrykkene i EC2:2018 er basert på:

- Brudd ved knusing av betong (maksimal skjærkraft):

$$V_{R,crush} = \lambda \cdot V_{Rc} \quad (3.32)$$

hvor λ anses å være en funksjon av den tverrgående forsterkningen.

- Brudd utenfor skjærarmert område:

Det er samme mengde rotasjon som oppstår i det kritiske skjærrisset for dekker uten tverrgående armering, som for kritisk skjærriss som oppstår utenfor skjærarmert område. Derfor vil bruddkriteriet bli tilnærmet det samme som for dekker uten tverrgående armering, se uttrykk (3.28).

$$\frac{V_{R,out}}{b_{0,out} \cdot d_{v,out} \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{0.75}{\frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (3.33)$$

- Brudd innenfor skjærarmert område:

Basert på CSCT er skjærkraften gitt ved summen av bidraget til betongen og tverrgående armering:

$$V_{R,cs} = V_{R,c,cs} + V_{R,s,cs} \quad (3.34)$$

Skjærspenningskapasitet for plater og fundamenter uten skjærarmering

Uttrykk for skjærspenningskapasitet i EC2:2018 er utledet etter uttrykk (3.31):

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \leq \frac{0.6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} \quad (3.35)$$

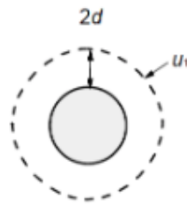
Uttrykk (3.35) er utledet analytisk med utgangspunkt i uttrykk (3.28) i stedet for skjæringspunkt for bruddkriterier og rotasjonsforhold, slik det er i EC2:2004. Etter den generelle modellen vil skjærspenningskapasiteten være påvirket av flytespenningen til armeringen. For enkelhets skyld er denne effekten neglisjert.

k_{pb} representerer en glatt overgang mellom enveis- og toveisplater. Hvis lastarealet er stort vil k_{pb} gå mot 1 og skjærspenningskapasiteten gå mot skjærkraften i enveisplater. Alternativt vil verdien av k_{pb} øke for reduserte søyletverrsnitt, og dermed forbedre skjærstyrken. For å ta hensyn til armeringsforholdet i både x- og y-retning settes $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}}$.

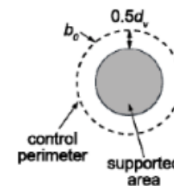
d i EC2:2004 er erstattet med d_v i EC2:2018 i alle uttrykk som relateres til gjennomlokking.

Kontrollsnitt

Nåværende kritisk kontrollsnitt med omkrets u_1 i EC2:2004 er erstattet med b_0 . Avstanden mellom kontrollsnitt og enden av søylen er redusert fra $2d$ til $0.5d$, se figur 3.27 og 3.28. Det gjør at beregningsprosedyren kan utføres for både dekker og fundamenter, uten behov for iterasjon for fundamenter. I tillegg øker dette brukervennligheten.



Figur 3.27: Kritisk kontrollsnitt med omkrets for EC2:2004 [2]



Figur 3.28: Kritisk kontrollsnitt med omkrets for EC2:2018 [1]

Skjærspenningskapasitet i plater og fundamenter med skjærarmering

Der det er behov for skjærarmering bør skjærspenningskapasiteten beregnes på følgende måte etter EC2:2018:

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd} \quad (3.36)$$

Uttrykkene over er utledet analytisk, hvor definisjonen av η_c og η_s redegjør for at flytespenningen til skjærarmeringen ikke kan utvikles ved brudd for noen tilfeller. Uttrykket gjelder derfor for små søyler med høye verdier av k_{pb} , ikke-slanke dekker med lavt forholdstall r_s/d og høyere aktivering av skjærarmering for små verdier av η_c . Denne prosedyren tillater en direkte dimensjonering av skjærarmeringen.

Skjærspenningskapasiteten per lengdeenhet bør begrenses til maksimalt:

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c} \quad (3.37)$$

Uttrykket er utledet etter uttrykk (3.32) som gir skjærkraft ved brudd grunnet knusing av betong. Denne bestemmelsen erstatter nåværende tilnærminger i EC2:2004 med en kontroll av skjærmotstanden ved søylekanten.

Kontrollperimeter hvor skjærarmoring ikke er nødvendig er endret fra EC2:2004 og bør beregnes etter:

$$b_{0,out} = b_0 \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out}} \cdot \frac{1}{\eta_c} \right)^2 \quad (3.38)$$

$b_{0,out}$ er endret fra u_{out} i EC2:2004:

$$u_{out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{\tau_{Rd,c} \cdot d} \quad (3.39)$$

Posisjonen til den ytre omkretsen av skjærarmoringen er endret og bestemmes ved å kontrollere motstanden til platen utenfor det skjærarmerte området. Uttrykket er utledet etter uttrykk (3.33) som omhandler skjærkraft utenfor skjærarmert område.

3.3.2 Eksempel/Example

It was decided to calculate two examples for punching shear due to uncertain results of $b_{0,out}$.

Flat slab

Punching shear - column B2

This example is taken from *Eurocode 2: Background & Applications - Design of concrete buildings* [3].

At the junction column to slab the ULS vertical load from the slab to the column is calculated as $V_{Ed} = 705\text{kN}$. The cross section of the column is a square, width sides 500mm.

According to EC2:2018, 8.4.2(6), the design shear stress shall be calculated as:

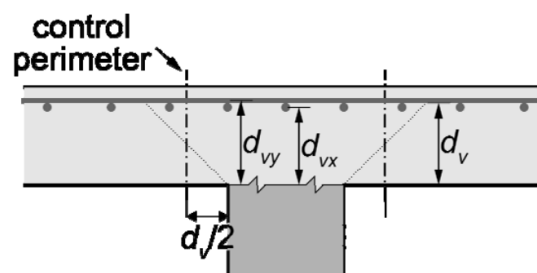
$$\tau_{Ed} = \beta_e \cdot \frac{V_{Ed}}{(b_0 \cdot d_v)} = 1.15 \cdot \frac{705 \cdot 10^3}{(2515 \cdot 164)} = 1.97\text{MPa}$$

where

$$\beta_e = 1.15 \quad \text{for internal columns}$$

$$b_0 = 4 \cdot 500 + \pi \cdot d_v = 2515\text{mm}$$

The shear-resisting effective depth of the slab, d_v , should be taken as the distance from the supported area to the average level of reinforcement layers, shown in Figure 3.29.



Figur 3.29: Shear-resisting effective depth of the slab, d_v , considering the effective level of supported areas [1]

Effective depth for two-way reinforcement layers:

$$d_{vx} = 210 - 30 - \frac{16}{2} = 172\text{mm}$$

$$d_{vy} = 210 - 30 - 16 - \frac{16}{2} = 156\text{mm}$$

Mean effective depth:

$$d_v = d = \frac{d_{vx} + d_{vy}}{2} = \frac{172 + 156}{2} = 164\text{mm}$$

Verification procedure

8.4.1(2)(i): Detailed verification of the punching shear resistance may be omitted, provided that the following condition is satisfied:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min}$$

8.2.1(4): The minimum shear resistance may be calculated as:

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} = \frac{10}{1.5} \sqrt{\frac{25}{435} \cdot \frac{24}{164}} = 0.61 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{Rdc,min} = 0.61 \text{MPa} < \tau_{Ed} = 1.97 \text{MPa}$$

⇒ Detailed verification of the punching shear resistance is necessary.

8.4.1(2)(ii): Punching shear reinforcement may be omitted, when the following condition is satisfied:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}$$

8.4.3(1): The punching shear resistance for slabs without shear reinforcement shall be calculated as follows:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \leq \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

where

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}} = \sqrt{0.83 \cdot 0.83} = 0.0083$$

(Simplification: considering only the moment above the support in both directions)

$$k_{pb} = \sqrt{5 \cdot \mu_p \cdot \frac{d_v}{b_0}} \leq 2.5 \quad (3.40)$$

$$k_{pb} = \sqrt{5 \cdot 8 \cdot \frac{164}{2515}} = 1.62$$

where

$$\mu_p = 8 \text{ for internal columns}$$

The shear resistance is:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.6}{1.5} \cdot 1.62 \cdot \left(100 \cdot 0.0083 \cdot 25 \cdot \frac{24}{164} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.94 \text{MPa} \leq \frac{0.6}{1.5} \cdot \sqrt{25} = 2 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{Rd,c} = 0.94 \text{MPa} < \tau_{Ed} = 1.97 \text{MPa}$$

\Rightarrow Punching shear reinforcement is required.

8.4.1(2)(iii): Where $\tau_{Ed} > \tau_{Rd,c}$ punching shear reinforcement should be provided to satisfy the following condition:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$$

8.4.4(1): Where shear reinforcement is required it should be calculated in accordance with:

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd}$$

where

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}} = \frac{0.94}{1.97} = 0.48$$

$$\eta_s = \left(15 \cdot \frac{d_{dg}}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{1}{\eta_c \cdot k_{pb}}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 0.8 \quad (3.41)$$

$$\eta_s = \left(15 \cdot \frac{24}{164}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{1}{0.48 \cdot 1.62}\right)^{\frac{3}{2}} = 2.20 > 0.8 \Rightarrow \eta_s = 0.8$$

The shear reinforcement ratio is:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t} \quad (3.42)$$

where

s_r is the radial spacing of shear reinforcement for evenly distributed shear reinforcement fulfilling the requirements

s_t is the average tangential spacing of perimeters of shear reinforcement measured at the control perimeter

Choosing double-headed studs and radial layout, the spacing can be calculated as:

$$s_r \leq 0.75 \cdot d = 0.75 \cdot 164 = 123\text{mm} \Rightarrow s_r = 120\text{mm}$$

Within a perimeter located at a distance of $2d$ from the face of the column or loaded area:

$$s_t \leq 1.5 \cdot d = 1.5 \cdot 164 = 246\text{mm} \Rightarrow s_t = 240\text{mm}$$

For perimeters outside the first control perimeter where the part of the perimeter is assumed to contribute to the shear capacity:

$$s_t \leq 2 \cdot d = 2 \cdot 164 = 328\text{mm} \quad \Rightarrow \quad s_t = 320\text{mm}$$

Thus the necessary punching shear reinforcement can be found:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs} \tag{3.43}$$

$$\tau_{Ed} \leq \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t} \geq \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t} \cdot f_{ywd} \tag{3.44}$$

$$1.97 \leq 0.48 \cdot 0.94 + 0.8 \cdot \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t} \geq \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t} \cdot 435 \quad \Rightarrow \quad 435 \cdot \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t} \geq 1.97$$

⇒ within a perimeter located at a distance $2d$ from the face of the column:

$$A_{sw} \geq \frac{1.97 \cdot 120 \cdot 240}{435} = 130\text{mm}^2$$

⇒ for the perimeters outside the first control perimeter ($\geq 2d$):

$$A_{sw} \geq \frac{1.97 \cdot 120 \cdot 320}{435} = 173\text{mm}^2$$

8.4.1(2)(iv): If shear reinforcement is required, the maximum punching shear resistance at the control perimeter may not be exceeded:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$$

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c} = 1.5 \cdot 0.94 = 1.40 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$$

8.4.1(2)(v): If shear reinforcement is required, a further control perimeter where shear reinforcement is no longer required shall be checked:

$$b_{0,out} = b_0 \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out}} \cdot \frac{1}{\eta_c} \right)^2 = 2515 \cdot \left(\frac{164}{164} \cdot \frac{1}{0.48} \right)^2 = 11101 \text{mm}$$

where

$$d_{v,out} = 210 - 30 - 16 = 164 \text{mm}$$

The outer control perimeter $b_{0,out}$ is remarkably larger according to EC2:2018 (11.1 meters) than with the expression in EC2:2004 (7.5 meters).

Punching shear resistance at internal column

This example is taken from *Betongkonstruksjoner* [5].

The punching shear resistance is to be verified according to EC2:2018 for an internal column in a flat slab. Parameters used in this example are shown in Table 3.1.

| | |
|-------------|---|
| t | 225 · 300mm |
| $b \cdot h$ | 300 · 300mm |
| V_{Ed} | 600kN |
| M_{Ed} | 40kNm |
| f_{ck} | 30MPa |
| f_{cd} | $\eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20\text{MPa}$ |
| f_{yd} | 500MPa |
| c_{nom} | 25mm |
| ϕ | 12mm |

Tabell 3.1: Parameters for example: *Punching shear resistance at internal column*

With $\phi = 12\text{mm}$, the effective depth, d_v , becomes:

$$d_v = d = \frac{d_{vx} + d_{vy}}{2} = 225 - 25 - 12 = 188\text{mm}$$

The design of the longitudinal reinforcement for bending gave tension reinforcement in top of the slab as $\phi 12s80$ in y-direction and $\phi 12s120$ in x-direction. The reinforcement ratio is:

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{b \cdot d} = \frac{1413}{1000 \cdot 188} = 0.0075$$

$$\rho_{lx} = \frac{A_{slx}}{b \cdot d} = \frac{942}{1000 \cdot 188} = 0.0050$$

Length of the control perimeter at a distance $0.5 \cdot d_v$ from the face of the supported area:

$$b_0 = 2(c_1 + c_2) + 2\pi \cdot 0.5 \cdot d = 2(300 + 300) + 2\pi \cdot 0.5 \cdot 188 = 1791\text{mm}$$

The design shear stress at the relevant control perimeter:

$$\tau_{Ed} = \beta_e \cdot \frac{V_{Ed}}{b_0 \cdot d_v} = 1.15 \cdot \frac{600 \cdot 10^3}{1791 \cdot 188} = 2.05\text{MPa}$$

The design punching shear stress resistance according to Eq. (3.35):

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.6}{1.5} \cdot 2.05 \left(100 \cdot 0.0061 \cdot 30 \cdot \frac{24}{188} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.09$$

where

$$k_{pb} = \sqrt{5 \cdot \mu_p \cdot \frac{d_v}{b_0}} = \sqrt{5 \cdot 8 \cdot \frac{188}{1791}} = 2.05 < 2.5$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = \sqrt{0.0075 \cdot 0.0050} = 0.0061$$

$$\Rightarrow \tau_{Rd,c} = 1.09\text{MPa} < \tau_{Ed} = 2.05\text{MPa}$$

\Rightarrow Punching shear reinforcement is required.

According to EC2:2018 the control perimeter where shear reinforcement no longer is required is as follows:

$$b_{0,out} = b_0 \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out}} \cdot \frac{1}{\eta_c} \right)^2 = 1791 \cdot \left(\frac{188}{188} \cdot \frac{1}{0.53} \right)^2 = 6351\text{mm}$$

where

$$d_{v,out} = 225 - 25 - 12 = 188\text{mm}$$

Compared to the value of $b_{0,out}$ (u_{out}) calculated according to EC2:2004, this perimeter is 727mm longer.

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}} = \frac{1.09}{2.05} = 0.53$$

The distance from the face of the column where shear reinforcement no longer is required:

$$(6351 - 4 \cdot 300)/(2\pi) = 819.74\text{mm} = 4.36 \cdot d$$

Which means that shear reinforcement can be omitted at a distance

$$819.74 - d = 819.74 - 188 = 632\text{mm}$$

from the face of the column.

Punching shear resistance at internal column, Excel version

It was decided to do the exact same example as above once more, but with the EC2:2004 expression for $b_{0,out}$ (u_{out}). This was decided because the EC2:2018 expression gives a larger outer control perimeter as where shear reinforcement is no longer required. Excel was used to iterate for a perimeter where $\tau_{Ed} = \tau_{Rd,c}$. That is where shear reinforcement is no longer needed.

The EC2:2004 expression is:

$$u_{out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{\tau_{Rd,c} \cdot d} \quad (3.45)$$

The Excel calculations gave the following results when demanding $\tau_{Ed} = \tau_{Rd,c}$:

- Control perimeter where shear reinforcement no longer is required: $b_{0,out} = u_{out} = 6351\text{mm}$
 - ⇒ The distance from the face of the column to $b_{0,out} = 819\text{mm}$
 - ⇒ That means: $4.36d$
 - ⇒ Shear reinforcement can be omitted in a distance 632mm from the face of the column

For this example, using the EC2:2004 expression for $b_{0,out}$, has nearly no impact on the outer control perimeter.

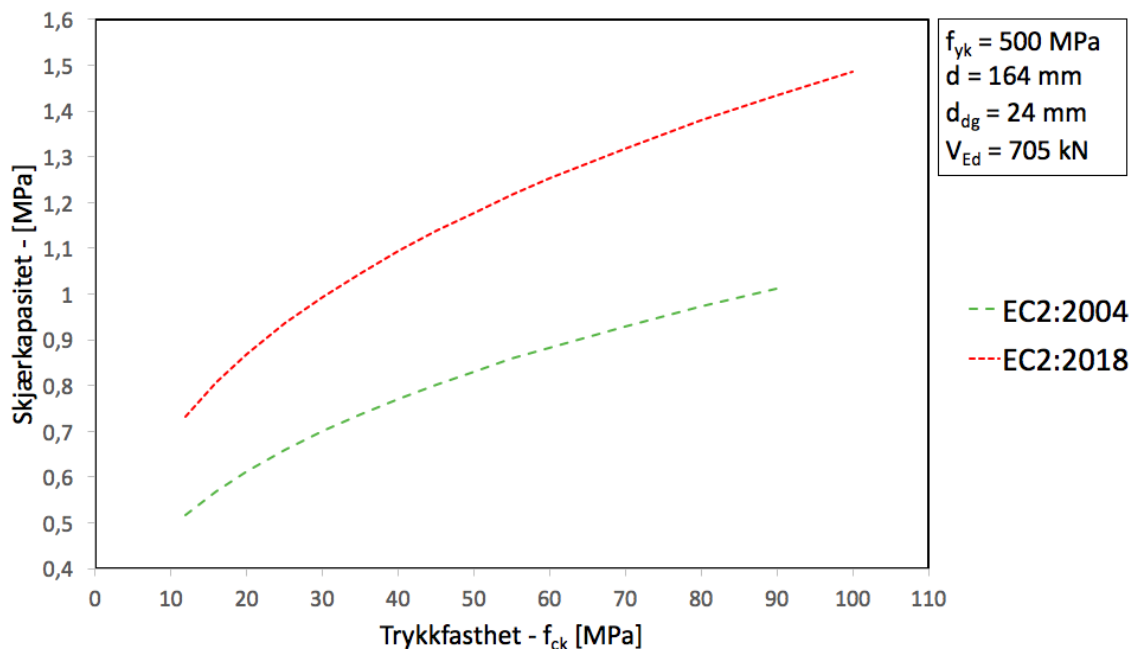
3.3.3 Sammenligning av Eurokoder

I det første beregningseksemplet, *Punching shear - column B2*, kom det frem at $b_{0,out}$ blir betydelig større enn ved bruk av uttrykket i EC2:2004. En av grunnene til dette er at uttrykket for $b_{0,out}$ er endret. I EC2:2018 inneholder uttrykket en faktor η_c . I beregningseksemplet er denne kun 0.48. Det vil si at betongbidraget reduseres med over 50% i uttrykket for $\tau_{Rd,cs}$, og det trengs derfor mye mer armering som kan ta opp kreftene. I EC2:2018 trengs det altså mye mer armering enn i EC2:2004, da betongbidraget er redusert. For å få plass til armeringen må $b_{0,out}$ dermed bli større. Dette forklarer hvorfor $b_{0,out}$ blir 11.1 meter i stedet for 7.5 meter.

For det andre eksemplet, *Punching shear resistance at internal column*, ble Excel brukt til å iterere frem kontrollperimeteren hvor skjærarmering ikke lenger er nødvendig, det vil si hvor $\tau_{Ed} = \tau_{Rd,c}$. Dette ble utført for å finne ut om svaret med uttrykket for $b_{0,out}$ ga mening. I Excel ble b_0 og τ_{Ed} oppdatert for å beregne ny η_c . Deretter ble ny nødvendig ytre kontrollperimeter, $b_{0,out}$, beregnet og ny avstand fra søylen, hvor armering ikke lenger var nødvendig, kunne finnes. Denne viste seg å bli tilnærmet lik perimeteren som ble beregnet ved bruk av uttrykket for $b_{0,out}$ i EC2:2018. For dette eksemplet gir altså $b_{0,out}$ et tilsvarende resultat som EC2:2004.

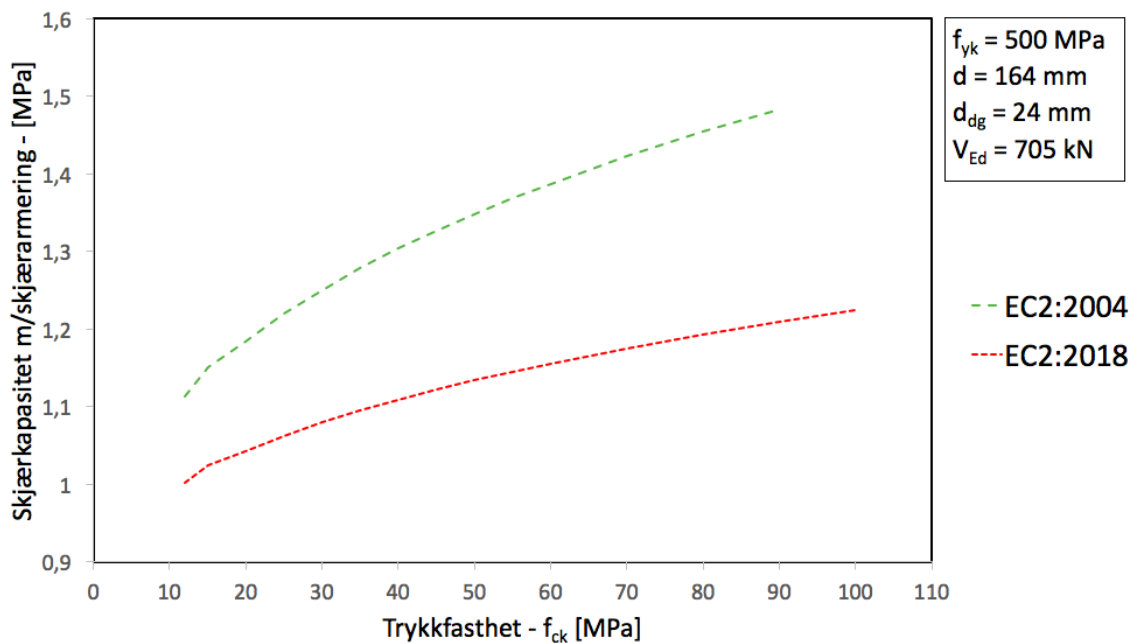
Sammenligning av skjærkapasitet

Grafene i figur 3.30 og 3.31 viser henholdsvis skjærkapasitet uten og med skjærarmering i plater og fundamenter, der EC2:2004 og EC2:2018 er plottet mot hverandre med utgangspunkt i eksemplet *Flat slab: Punching shear - column B2*.



Figur 3.30: Sammenligning av skjærkapasitet i plater og fundamenter uten skjærarmering med varierende trykkfasthet

Figur 3.30 viser at EC2:2018 gir høyere skjærkapasitet enn EC2:2004. Dette gjelder samtlige trykkfastheter.



Figur 3.31: Sammenligning av skjærkapasitet i plater og fundamenter med skjærarmoring med varierende trykkfasthet

Figur 3.31 viser at EC2:2018 gir lavere skjærkapasitet i plater og fundamenter med skjærarmoring. Dette gjelder samtlige trykkfastheter. Differansen vokser med økende trykkfasthet.

Sammenligning av kontrollperimeter der det ikke er behov for skjærarmoring

I kapittel 3.3.1 presenteres uttrykket for beregning av kontrollperimeter der det ikke lenger er behov for skjærarmoring, $b_{0,out}$, for EC2:2018. Dette uttrykket er som tidligere nevnt forskjellig fra EC2:2004. For å finne hvilke faktorer som bidrar til endring og eventuelle avvik, er de to uttrykkene sammenlignet i grafer med hensyn til trykkfasthet, tilslagsstørrelse og tverrsnitt. Grafene tar utgangspunkt i eksemplet *Punching shear resistance at internal column*.

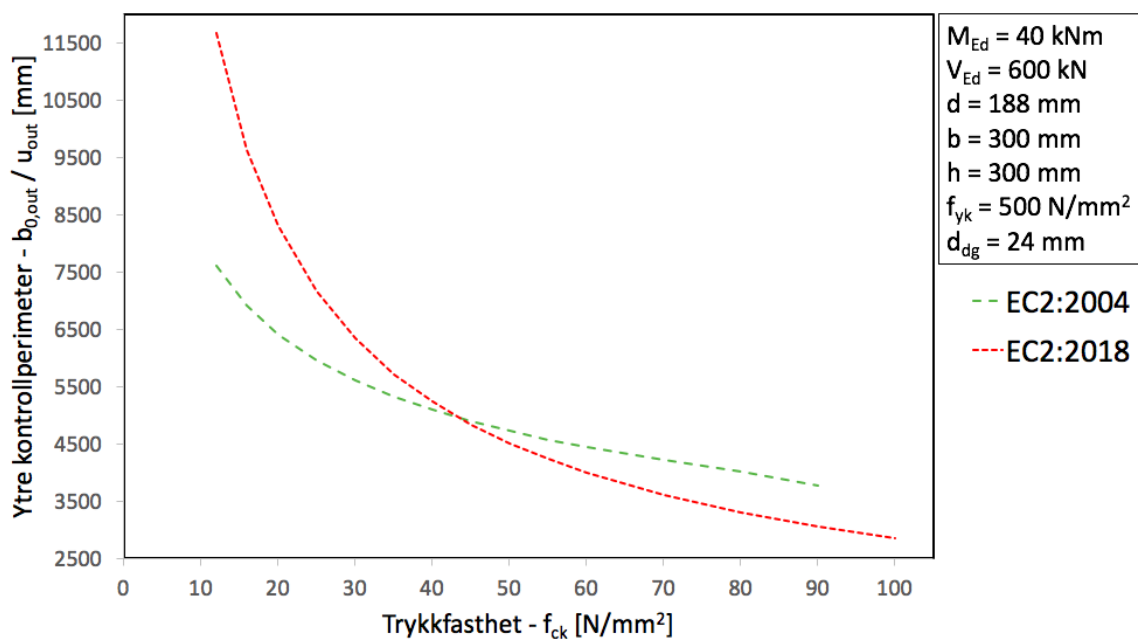
Uttrykkene for ytre kontrollperimeter er gitt som:

$$b_{0,out} = b_0 \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out}} \cdot \frac{1}{\eta_c} \right)^2 \quad \text{for EC2:2018}$$

$$u_{out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} \quad \text{for EC2:2004}$$

Betongens trykkfasthet

Ytre kontrollperimeter med varierende trykkfasthet er plottet i figur 3.32.

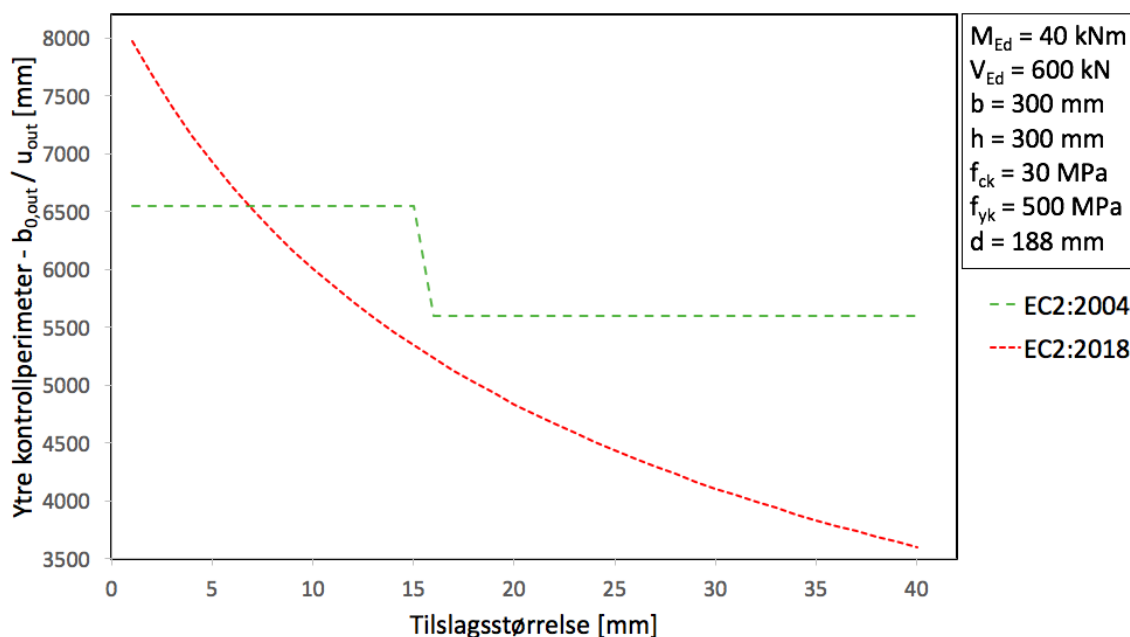


Figur 3.32: Sammenligning av ytre kontrollperimeter med varierende trykkfasthet

u_{out} minker med $\sqrt[3]{f_{ck}}$, mens $b_{0,out}$ reduseres med $\sqrt[3]{f_{ck}^2}$. Ytre kontrollperimeter ved bruk av uttrykket i EC2:2018 vil derfor minke raskere sammenlignet med EC2:2004. For lavere trykkfasthet vil EC2:2018 gi høyest verdi. Ettersom EC2:2018 minker raskere, vil EC2:2004 gi en større ytre kontrollperimeter.

Betongens tilslagsstørrelse

I figur 3.33 plottes ytre kontrollperimeter for varierende tilslagsstørrelse.



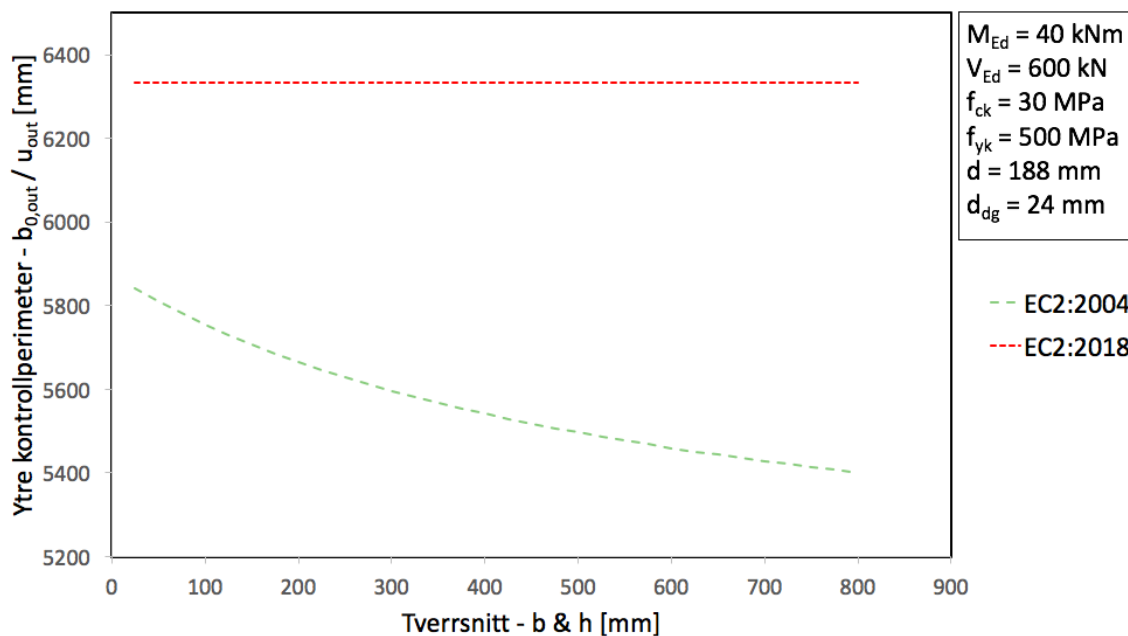
Figur 3.33: Sammenligning av ytre kontrollperimeter med varierende tilslagsstørrelse

Figuren viser at ytre kontrollperimeter for EC2:2004 er tilnærmet uavhengig av tilslagsstørrelsen. Ved tilslagsstørrelse lik 16mm vil u_{out} øke på grunn av at k_2 endres fra 0.15 til 0.18 i

uttrykket $C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c}$ ved bruk av nasjonalt tillegg. Uten bruk av nasjonalt tillegg vil u_{out} være konstant og uavhengig av tilslagsstørrelse. EC2:2018 gir størst ytre kontrollperimeter ved liten tilslagsstørrelse, mens det for større tilslagsstørrelse er EC2:2004 som krever størst ytre kontrollperimeter.

Betongens tverrsnitt

Figur 3.34 viser ytre kontrollperimeter hvor tverrsnittet varierer. X-aksen angir et kvadratisk tverrsnitt og gir dermed verdiene for både bredde, b , og høyde, h .



Figur 3.34: Sammenligning av ytre kontrollperimeter med varierende tverrsnitt

Resultatet viser at $b_{0,out}$ for EC2:2018 er uavhengig av tverrsnittet i de tilfeller hvor det er kvadratisk. EC2:2004 får derimot en varierende ytre kontrollperimeter. Dette kommer av at uttrykket i EC2:2004 baseres på tverrsnittet til søylen, mens det i EC2:2018 er uavhengig av søylens tverrsnitt. Imidlertid er ytre kontrollperimeter for EC2:2018 større i forhold til EC2:2004.

4 Bruksgrensetilstand

Kapittel 9 i EC2:2018 omfatter de vanlige kontrollene i bruksgrensetilstand. Disse er spennings-, rissvidde-, nedbøynings- og vibrasjonsbegrensning. I dette kapitlet vil nedbøyningskontroll og risskontroll bli belyst.

4.1 Nedbøyningskontroll

4.1.1 Teori

For armerte betongbjelker eller -dekker i bygninger kan nedbøyningen kontrolleres indirekte ved å begrense forholdstallet mellom spennvidde og effektiv høyde, l/d , eller ved en eksplisitt kontroll. Alternativt kan en generell metode benyttes for alle typer betongkonstruksjoner.

Tilfeller der beregninger kan utelates

Forutsatt at armerte betongbjelker eller -dekker i bygninger er dimensjonert i samsvar med grenseverdiene for forholdet mellom spennvidde og effektiv høyde gitt i tabellen vist i figur 4.1, kan nedbøyningen antas å ikke overgå nedbøyningskravet. I slike tilfeller er det ikke nødvendig med en nedbøyningskontroll.

| Table 9.2: Limiting span/effective depth ratios | | | | | | | | | |
|---|---|-----|-----|----------------|-----|-----|----------------|-----|-----|
| Structural system | Required mechanical reinforcement ratio | | | | | | | | |
| | $\omega_r=0,3$ | | | $\omega_r=0,2$ | | | $\omega_r=0,1$ | | |
| | LL/TL | | | LL/TL | | | LL/TL | | |
| | 60% | 45% | 30% | 60% | 45% | 30% | 60% | 45% | 30% |
| Simply supported beam, one-way spanning simply supported slab | 15 | 14 | 13 | 17 | 16 | 14 | 24 | 22 | 21 |
| End span of continuous beam or one-way slab | 20 | 18 | 17 | 22 | 21 | 18 | 31 | 29 | 27 |
| Interior span of beam or one-way spanning slab | 23 | 21 | 20 | 26 | 24 | 21 | 36 | 33 | 32 |
| Cantilever | 6 | 5 | 5 | 6 | 6 | 5 | 9 | 8 | 8 |

Figur 4.1: Grenseverdi for forholdet mellom spennvidde og effektiv høyde [1]

Figur 4.1 er utvidet fra tabellen i EC2:2004 og inkluderer en viktig parameter, LL/TL , som er forholdet mellom nyttelast og totallast. Grenseverdien for forholdet mellom spennvidde og effektiv høyde avhenger av nødvendig mekanisk armeringsforhold ω_r , i motsetning til EC2:2004 hvor den kun baseres på lengdearmeringsforholdet ρ . Forskjellen er at ω_r inkluderer forholdet mellom dimensjonerende flytespenning for armeringsstål og dimensjonerende fasthet for betong. Dermed er stål kvalitet og fasthetsklasse for betong tatt hensyn til. Grenseverdiene oppgitt i EC2:2018 vil bli mer nøyaktige sammenlignet med EC2:2004 ved at parametrene ω_r og LL/TL er tatt med i betraktning.

I EC2:2004 er det uttrykk som beregner grenseverdier. Disse er ikke inkludert i EC2:2018.

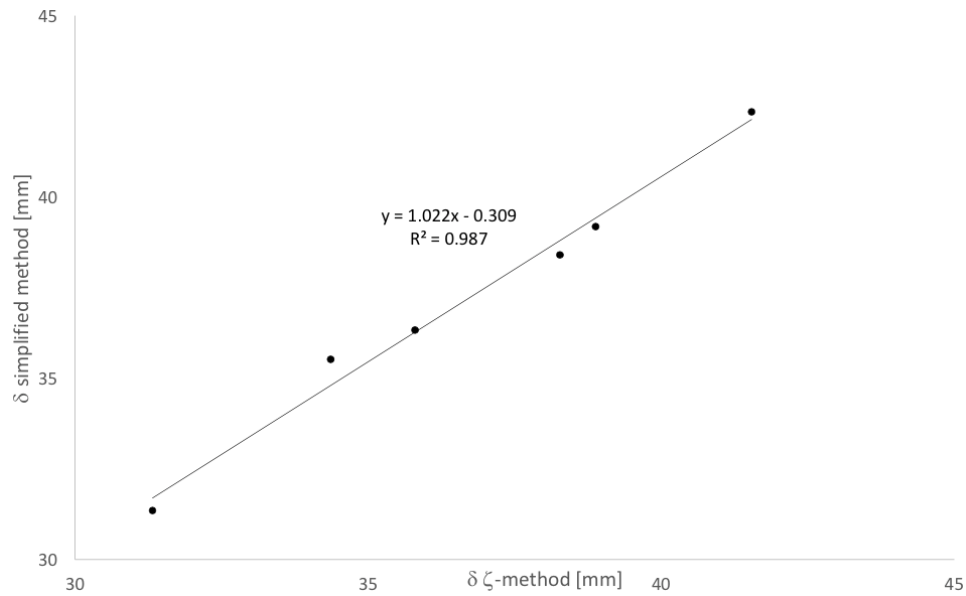
Beregning av nedbøyning

Standardene beskriver en generell metode for beregning av nedbøyning, nemlig ζ -metoden. Denne metoden er tidkrevende og kompleks ved bruk i praktiske tilfeller. Det er derfor inkludert en forenklet prosedyre for å beregne langtidsnedbøyning i EC2:2018.

Uttrykket for beregning av langtidsnedbøyning ved forenklet metode er gitt som:

$$\delta = \frac{1}{k_I} \left(\frac{h}{d} \right)^3 [k_\omega \delta_{LOADS} + k_s \delta_{\epsilon_{cs}}] \quad (4.1)$$

Selv om uttrykket fremstår komplekst, er det mye enklere enn den generelle metoden da konstruksjonens virkelige geometri nesten ikke blir tatt med i betraktningen. Metodene gir tilnærmet samme resultat, og en sammenligning er vist i figur 4.2.



Figur 4.2: Sammenligning av forenklet og generell metode [4]

Nedbøyningsberegninger er komplekse på grunn av den ikke-lineære oppførselen til betong. For å ta hensyn til denne oppførselen bestemmes nedbøyningen i ζ -metoden etter en ikke-lineær interpolasjon mellom opprisset og uopprisset tilstand. Den forenklede metoden er inkludert for å øke brukervennligheten og tar utgangspunkt i lineært elastiske modeller, hvor nedbøyningsresultatene deretter justeres ved å betrakte riss og strekkavstivningseffekter.

4.1.2 Eksempel/Example

Deflection control by tabulated values

Slab on beams

This example is taken from *Eurocode 2: Background & Applications - Design of concrete buildings* [3].

For the ULS design the transferring of loads to the bearing beams has been assumed in the approximate way shown in Figure A.8. This leads to a distribution of the bending reinforcement as in Figure A.9. For the control of the deflection, the strip is considered spanning between the mean beams at axes 1 and 2, with a required reinforcement ratio $\rho = 0.0044$ (in the left of Figure A.9).

According to EC2:2018, Chapter 9.3.2, the span to depth ratio, l/d , should be in compliance with the limits given in the Table shown in Figure 4.1.

Assuming end span.

Parameters needed for a tabulated check whether calculations may be omitted:

$$\omega_r = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot \rho = \frac{435}{16.7} \cdot 0.0044 = 0.11 \quad \Rightarrow \quad \omega_r = 0.1$$

$$LL/TL = \frac{Q_k}{G_1 + G_2 + Q_k} = \frac{2}{4.5 + 3 + 2} = 21\% \quad \Rightarrow \quad LL/TL = 30\%$$

→ With these values, Figure 4.1 gives $\frac{l}{d} = 27$.

The table in EC2:2004 gives $\frac{l}{d} = 26$, which is stricter than what EC2:2018 gives.

The actual span to depth ratio is:

$$\frac{l}{d} = \frac{6000 - 100 - 125}{143} = 40.4 > 27$$

As the actual span to depth ratio is higher than the tabulated value, a verification of the deflections needs to be done by either the simplified or the general method.

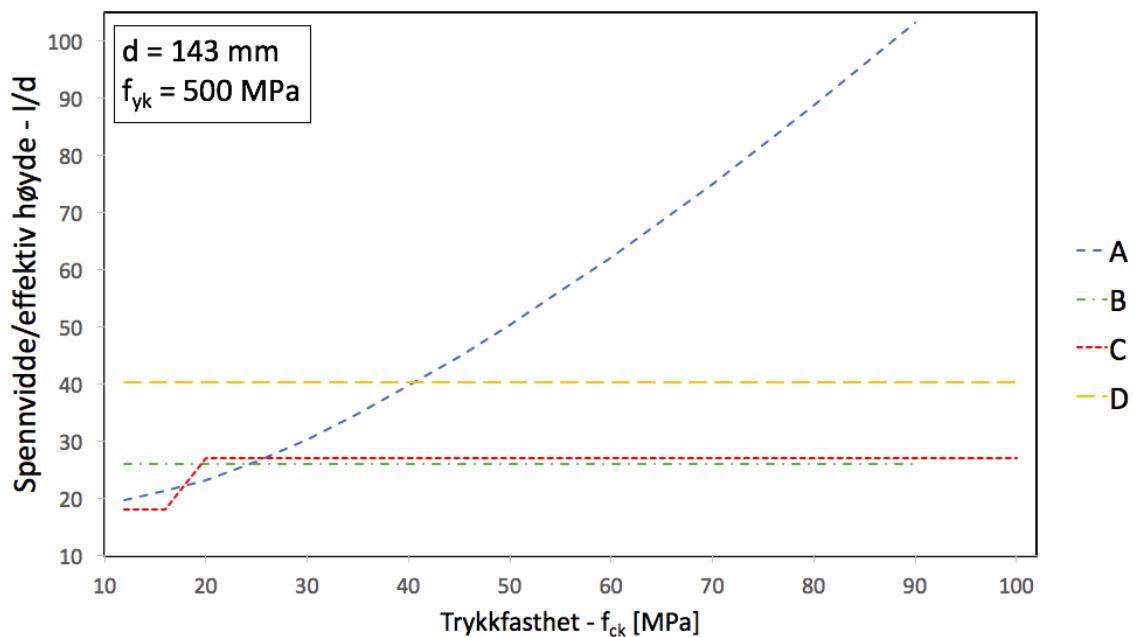
4.1.3 Sammenligning av Eurokoder

I kapittel 4.1.1 presenteres metoden for beregning av nedbøyningskontroll for EC2:2018. For å sammenligne ulikhetene for de to standardene, er det plottet grafer med hensyn til betongkvalitet. Beregningene er utført med utgangspunkt i eksemplet beregnet i kapittel 4.1.2.

For plottet i figur 4.3 gjelder forkortelsene for l/d gitt i tabell 4.1:

| | |
|---|-----------------------------------|
| A | beregnet etter uttrykk i EC2:2004 |
| B | gitt i tabell i EC2:2004 |
| C | gitt i tabell 4.1 for EC2:2018 |
| D | faktisk forholdstall lik 40.4 |

Tabell 4.1: Forkortelser for nedbøyningskontroll



Figur 4.3: Sammenligning av nedbøyningskontroll med varierende trykkfasthet

Figur 4.3 viser at A øker med økende trykkfasthet. C viser en liten økning av forholdstallet l/d fra 18 til 27 for $f_{ck} = 20$. Dette kommer av at ω_r får en høyere verdi for de laveste trykkfasthetene. Ut i fra tabell 4.1 vil høyere verdier av ω_r gi lavere forholdstall l/d . Bortsett fra dette er verdiene konstante for alle verdier av trykkfastheten. Både B og C er mindre enn det faktiske forholdet mellom spennvidde og effektiv høyde, D, som vil si at nedbøyningskontroll er nødvendig for alle fasthetsklasser.

4.2 Risskontroll

4.2.1 Teori

Grenseverdier

I EC2:2004 bestemmes tillatt rissvidde ut fra tabell. Spenningsbegrensning er beskrevet i et eget delkapittel. I EC2:2018 er det derimot to tabeller som tar for seg tillatt rissvidde i tillegg til spenningsbegrensning med hensyn til utseende og bestandighet. Tabellene er vist i figur 4.4 og 4.5.

| | | | |
|---|---|--|--|
| Verification | Calculation of minimum reinforcement for crack control according to 9.2.2 | Maximum bar diameter or maximum bar spacing according to 9.2.3 or alternatively Verification of crack width according to 9.2.4 | Verification of reinforcement stresses |
| Combination of actions | Cracking forces according to 9.2.2 | Quasi-permanent combination of actions | Characteristic combination of actions |
| Limiting value of crack width $w_{lim,cal}$ or stress | $\sigma_s \leq f_{yk}$ or $\sigma_s \leq \sigma_{s,lim}^{2)}$ | $w_{lim,cal} = 0,4 \text{ mm}^{1)}$ | $\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk}$ $\sigma_p \leq 0,8 \cdot f_{pk}$ |
| <p>Note 1: $w_{lim,cal} = 0,4 \text{ mm}$ applies unless the National Annex gives different values, more stringent requirements can be defined on a project basis whenever necessary</p> <p>Note 2: A lower value $\sigma_s < f_{yk}$ may be needed to satisfy the crack width limits according to the maximum bar size (see Expression (9.6))</p> | | | |

Figur 4.4: Kontroll og grenseverdier for spenning og rissvidde av estetiske hensyn [1]

| Exposure Class | Reinforced members, prestressed members with unbonded tendons and prestressed members with bonded tendons with Protection Levels 2 or 3 according to 5.4.1(3) | | Prestressed members with bonded tendons with Protection Level 1 according to 5.4.1(3) and pretensioned elements. | | |
|---|---|---------------------------------------|--|-----------------------------------|---------------------------------------|
| | Quasi-permanent combination of actions | Characteristic combination of actions | Quasi-permanent combination of actions | Frequent combination of actions | Characteristic combination of actions |
| X0, XC1 | – | – | – | $w_{lim,cal} = 0,2 \text{ mm}^1)$ | – |
| XC2, XC3, XC4 | $w_{lim,cal} = 0,3 \text{ mm}^1)$ | | Decompression ³⁾ | $w_{lim,cal} = 0,2 \text{ mm}^1)$ | |
| XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3 | | – | $\sigma_c \leq 0,6f_{ck}^{2)3)}$ | – | Decompression ¹⁾³⁾ |
| XF1, XF2, XF3, XF4 | – | | | | |
| <p>Note 1: The specified values of $w_{lim,cal}$ apply unless the National Annex gives different values.</p> <p>Note 2: No limitation in serviceability conditions is necessary for stresses under bearings, partially loaded areas and plates of headed bars</p> <p>Note 3: The decompression limit requires that all parts of the bonded tendons or duct lie at least 25 mm within concrete in compression. This value can be increased to $0,66f_{ck}$ if the cover is increased by 10 mm or confinement by transverse reinforcement is provided.</p> | | | | | |

Figur 4.5: Kontroll og grenseverdier for spenning og rissvidde for bestandighet [1]

Etter flere bemerkninger i revidert Eurokode er det blitt anbefalt å inkludere en faktor k_c i rissviddeberegningene. Faktoren skal ta hensyn til at større overflateriss kan aksepteres dersom overdekningen er større enn minimumsoverdekningen anbefalt for bestandighet. Denne er foreløpig ikke inkludert.

Forenklet rissviddekontroll

Forenklet rissviddekontroll baseres på armeringsspenning. Ved å først anta opprisset tverrsnitt beregnes opptredende spenning i strekkarmeringen. Deretter bestemmes tillatt armeringsspenning for å tilfredsstillere rissviddekravet for aktuell stangdiameter og senteravstand, og sammenlignes mot opptredende spenning. Kontrollen avgrenser stangdiameter og senteravstand for at rissviddekravet skal være tilfredsstillt. Mindre stangdiameter og kortere senteravstand mellom armeringsjernene gir høyere tillatt armeringsspenning.

Tillatt armeringsspenning beregnes i EC2:2018 ved hjelp av uttrykk (4.2) og (4.3), i motsetning til EC2:2004 hvor verdiene finnes ut fra tabeller vist i figur 4.6 og 4.7. Ved beregning unngås antagelser, og verdiene vil dermed ikke ha begrenset bruk. I tillegg vil beregning gi et mer

nøyaktig svar for hvert enkelt tilfelle.

$$\phi \leq \frac{\rho_p}{0.7 \cdot \left(\frac{h}{d} - 1\right)} \cdot \left(\frac{w_{lim,cal}}{0.9 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} + \eta_r \epsilon_{cs}} - 2c \right) \quad (4.2)$$

$$s_l \leq \frac{1.6\rho_p}{\left(\frac{h}{d} - 1\right)^2 \cdot d} \cdot \left(\frac{w_{lim,cal}}{0.9 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} + \eta_r \epsilon_{cs}} - 2c \right) \quad (4.3)$$

Tabeller gitt i EC2:2004 for begrensning av rissvidde er vist i figur 4.6 og 4.7.

| Armerings- spenning ² [MPa] | Største stangdiameter [mm] | | |
|--|----------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | w _k = 0,4 mm | w _k = 0,3 mm | w _k = 0,2 mm |
| 160 | 40 | 32 | 25 |
| 200 | 32 | 25 | 16 |
| 240 | 20 | 16 | 12 |
| 280 | 16 | 12 | 8 |
| 320 | 12 | 10 | 6 |
| 360 | 10 | 8 | 5 |
| 400 | 8 | 6 | 4 |
| 450 | 6 | 5 | - |

MERKNAD 1 Verdiene i tabellen bygger på følgende forutsetninger:
c = 25 mm; f_{ct,eff} = 2,9 MPa; h_{cr} = 0,5h; (h-d) = 0,1h; k₁ = 0,8; k₂ = 0,5; k_c = 0,4;
k = 1,0; k_t = 0,4 og k₄ = 1,0

MERKNAD 2 For de aktuelle kombinasjonene av påvirkninger

Figur 4.6: Største stangdiameter for begrensning av rissvidde [2]

| Stålspenning ² [MPa] | Største senteravstand [mm] | | |
|------------------------------------|----------------------------|------------------------|------------------------|
| | w _k =0,4 mm | w _k =0,3 mm | w _k =0,2 mm |
| 160 | 300 | 300 | 200 |
| 200 | 300 | 250 | 150 |
| 240 | 250 | 200 | 100 |
| 280 | 200 | 150 | 50 |
| 320 | 150 | 100 | - |
| 360 | 100 | 50 | - |

For merknader, se tabell 7.2N.

Figur 4.7: Største senteravstand for begrensning av rissvidde [2]

Videre er grunnlaget for forenklet metode endret. I EC2:2004 baseres metoden på en konservativ antagelse om at gitt armering tilsvarer minimumsarmering. Med den nye definisjonen for minimumsarmering, som tar hensyn til hovedriss og sekundære riss, vil denne antagelsen bli for konservativ. I tillegg beregnes armeringsforholdet før rissviddekontroll utføres. Derfor vurderes armeringsforholdet i EC2:2018 eksplisitt. Dette er mer logisk ettersom rissviddekontroll blir utført etter at armeringsdimensjonering i bruddgrensetilstand er utført. Ved bruk av uttrykkene i EC2:2018 er det mulig å benytte større stangdiametre enn i EC2:2004.

Detaljert rissviddekontroll

Ved detaljert rissviddekontroll kontrolleres det om beregnet rissvidde oppfyller kravet for tillatt rissvidde.

Beregnet rissvidde, w_k , og største rissavstand, $s_{r,max}$, er endret til henholdsvis $w_{k,cal}$ og $s_{r,max,cal}$ for å understreke at dette er nominelle verdier og kan variere fra verdier målt på byggeplassen.

Beregnet overflaterissvidde etter EC2:2018 bestemmes som:

$$w_{k,cal} = s_{r,max,cal} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} + \eta_r \cdot \epsilon_{cs}) \quad (4.4)$$

Endringen av uttrykket fra EC2:2004 er at svinntøyning ϵ_{cs} er inkludert, da den ikke bør ignoreres. Faktor η_r er lik 0 for både korttidslaster og langtidslaster i rissfasen. Ellers settes η_r lik fastholdelsesfaktoren R_{ax} .

For opprisset tverrsnitt kan $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ finnes ut fra følgende uttrykk, identisk for EC2:2004 og EC2:2018:

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,ef}}{\rho_{p,ef}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,ef})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.5)$$

For å bestemme rissvidden til første riss som oppstår, kan $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \eta_r \varepsilon_{cs}$ finnes ut fra uttrykk (4.6). Det kan være interessant å beregne denne rissvidden dersom konstruksjonsdelen inneholder forholdsvis lite armering. Dette uttrykket er ikke inkludert i EC2:2004.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} + \eta_r \varepsilon_{cs} = R_{ax} \varepsilon_{free} - k_t \frac{f_{ct,ef}}{E_{cm}} \geq 0 \quad (4.6)$$

Hvis senteravstand for armering i strekksonen er $cc \leq 5(c + \phi/2)$ kan største rissavstand beregnes ved bruk av følgende uttrykk i EC2:2018:

$$s_{r,max,cal} = 2 \cdot c + 0.35 \cdot k_b \cdot \phi / \rho_{p,ef} \quad (4.7)$$

Uttrykket er endret i forhold til EC2:2004:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,ef} \quad (4.8)$$

Det finnes ingen begrunnelse for at k_3 og k_4 skal være nasjonalt bestemte parametre, da det er vanskelig å kalibrere en egnet formulering. De er derfor endret til konstante verdier i EC2:2018. k_2 er eliminert ettersom forskjeller mellom opprissing på grunn av strekk og bøyning ikke er klare med tanke på om effekten av krumning ved bøyning motvirker effekten av lengre overføringslengde i strekk.

Hvis senteravstand for armering i strekksonen er $cc > 5(c + \phi/2)$ kan største rissavstand beregnes ved bruk av følgende uttrykk:

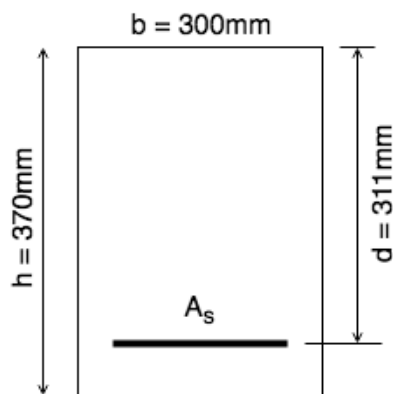
$$s_{r,max,cal} = s_{r,max} = 1.3 \cdot (h - x) \quad (4.9)$$

Dette uttrykket er identisk for begge standardene.

4.2.2 Eksempel/Example

Detailed crack width control

This example is taken from Example 5.10 in *Betongkonstruksjoner* [5]. The cross section is given from Figure 4.8.



Figur 4.8: Cross section [5]

Parameters used in this example are shown in Table 4.2.

| | |
|------------|-----------------------------------|
| f_{ck} | 35MPa |
| f_{yd} | 500MPa |
| cc | 100mm |
| A_s | 1473mm ² (3 ϕ 25) |
| M_{Ed} | 64kNm |
| α | 0.53 |
| σ_s | 297MPa |

Tabell 4.2: Parameters for example: *Detailed crack width control*

Exposure class: XC2 \Rightarrow crack width limit $w_{max} = 0.3$ mm (see Figure 4.5)

Assuming cracked section \Rightarrow The calculated surface crack width is:

$$w_{k,cal} = s_{r,max,cal} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (4.10)$$

The average strain may be calculated as:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,ef}}{\rho_{p,ef}} \cdot (1 + \alpha_e \rho_{p,ef})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.11)$$

where

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{E_s}{k_E \cdot f_{cm}^{1/3}} = \frac{2 \cdot 10^5}{9500 \cdot 43^{1/3}} = 6.01$$

$$\rho_{p,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \quad \text{for normal reinforced concrete}$$

$$= \frac{A_s}{b \cdot h_{c,ef}} = \frac{1473}{300 \cdot 68.4} = 0.072$$

$$h_{c,ef} = \min(2.5(h-d); (h-x)/3; h/2) = 68.4\text{mm}$$

$$x = \alpha d$$

$$f_{ct,ef} = f_{ctm} = 3.2\text{MPa}$$

$$k_t = 0.4 \quad \text{for long-term loading}$$

$$5(c + \phi/2) = 263\text{mm} > cc = 100\text{mm}$$

⇒ The maximum final crack spacing is given by:

$$s_{r,max,cal} = 2 \cdot c + \frac{0.35 \cdot k_b \cdot \phi}{\rho_{p,ef}} = 2 \cdot 40 + \frac{0.35 \cdot 0.8 \cdot 25}{0.072} = 177\text{mm}$$

where

$k_b = 0.8$ for ribbed reinforcing steel bars

The average strain according to Eq. (4.11) amounts to:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{297 - 0.4 \cdot \frac{3.2}{0.072} \cdot (1 + 6.01 \cdot 0.072)}{200000} = 1.36 \cdot 10^{-3} > 0.89 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \text{Ok!}$$

The calculated surface crack width according to Eq. (4.10) is:

$$w_{k,cal} = s_{r,max,cal} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 177 \cdot (1.36 \cdot 10^{-3}) = 0.24\text{mm} < w_{max} = 0.30\text{mm}$$

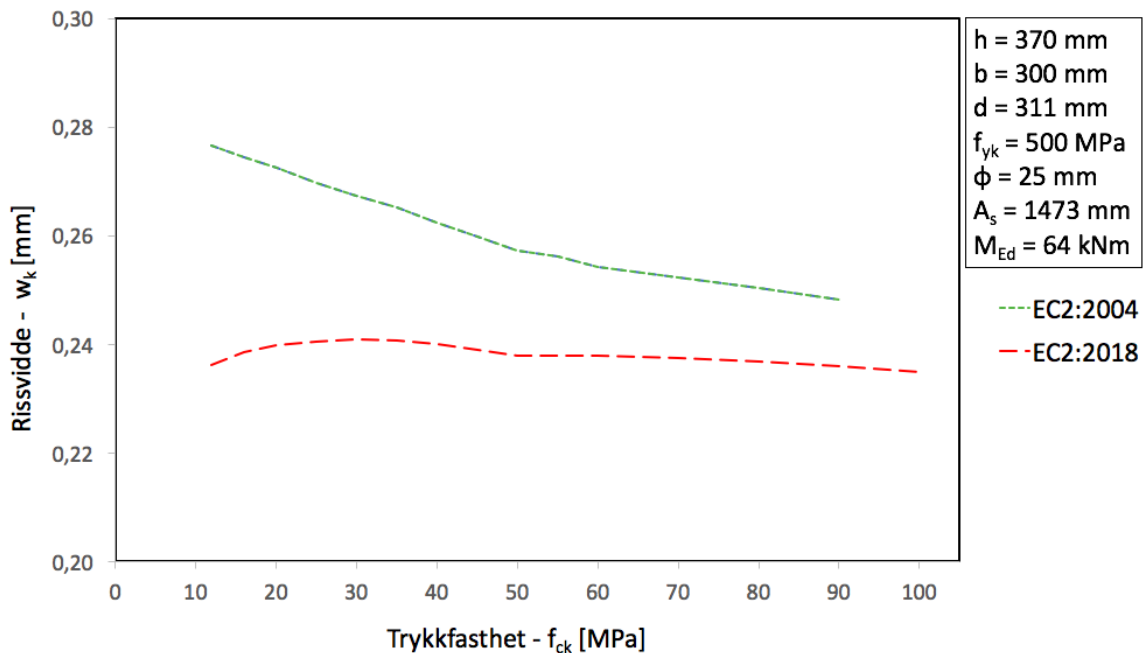
\Rightarrow The crack width limit is satisfied

4.2.3 Sammenligning av Eurokoder

Beregning av rissvidde er sammenlignet for EC2:2004 og EC2:2018 for to ulike variabler med utgangspunkt i eksemplet beregnet i kapittel 4.2.2.

Betongens trykkfasthet

Figur 4.9 viser hvordan endring av trykkfasthet påvirker rissvidden.



Figur 4.9: Sammenligning av rissvidde med varierende trykkfasthet

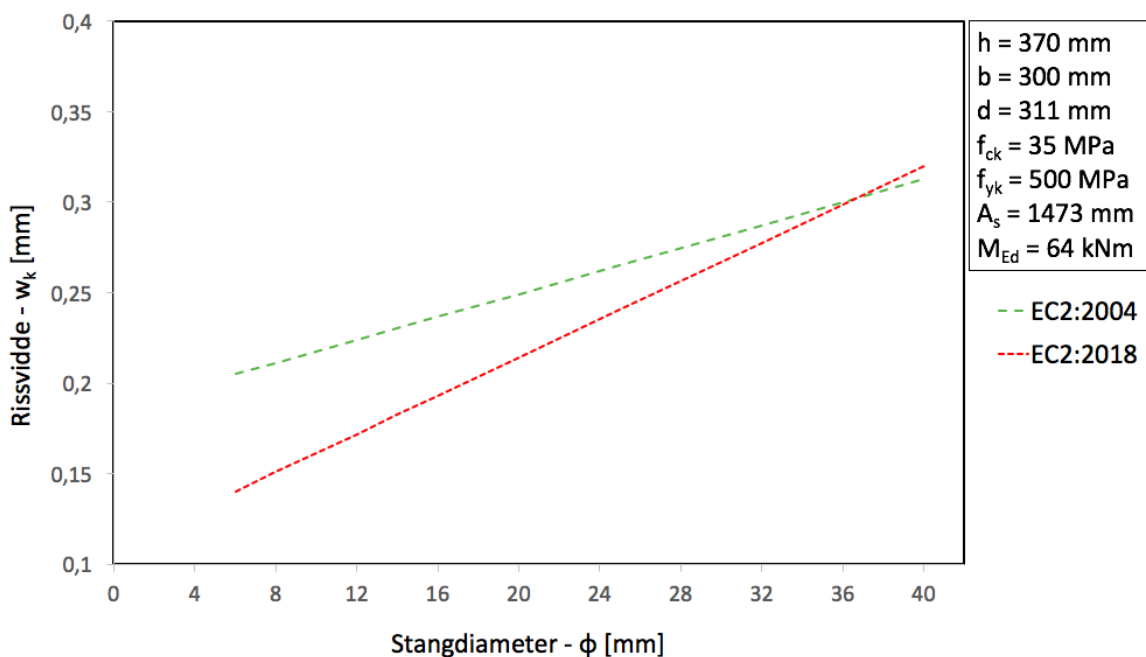
Uttrykket for beregnet rissvidde, w_k , er som tidligere beskrevet identisk for både EC2:2004 og EC2:2018. Beregning av rissavstand, $s_{r,max}$, er derimot ulik, som påvirker beregnet rissvidde og ulikheten mellom standardene. I tillegg er langtidselastisitetsmodulen, $E_{c,ef}$, endret. Beregning av denne med fremgangsmåten gitt i EC2:2018 er vist i uttrykk (4.12). E_{cm} erstattes av E_c i EC2:2018 for å ta hensyn til at kryptallet er kalibrert med hensyn til tangentmodulen og ikke sekantmodulen. EC2:2018 gir også en lavere elastisitetsmodul, E_{cm} , på grunn av en feil i EC2:2004 som nå er rettet opp. Dette er nærmere beskrevet i kapittel 2.2. Fremgangsmåte for beregning av kryptall ϕ er også endret, da standardene baseres på ulike modeller. Denne oppgaven går ikke mer inn på endringen for beregning av kryp på grunn av tidsbegrensning.

Langtidselastisitetmodul i henhold til EC2:2018:

$$E_{c,ef} = \frac{E_c}{1 + \phi} \quad (4.12)$$

Stangdiameter

Figur 4.10 viser hvordan endring av stangdiameter påvirker rissvidden. Det er antatt samme armeringsareal, A_s , slik at det kun er én variabel.



Figur 4.10: Sammenligning av rissvidde med varierende stangdiameter

Figur 4.10 viser at stigningstallet for rissvidde, w_k , blir høyere beregnet etter EC2:2018. Rissvidden for store stangdiameter blir dermed større i EC2:2018 sammenlignet med EC2:2004. Det er uttrykket for rissavstand, $s_{r,max}$, som avhenger av stangdiameter, og begge standardene får en lineær økning av rissvidden med varierende ϕ .

5 Armeringsregler

Armeringsregler er beskrevet i EC2:2018, kapittel 11. Reglene gitt i dette kapitlet er gjeldende for kamstenger og preget armering, nett og etteroppspent armering utsatt hovedsakelig for statisk belastning. Tilleggsregler for glattstål, armeringsstenger som er malte, belagt med epoksy eller sink er gitt i EC2:2018, Annex I.

5.1 Forankringslengde

5.1.1 Teori

Forankring av armeringsstenger er beskrevet i kapittel 11.4 i EC2:2018.

Forankring av rette stenger

I EC2:2004 beregnes dimensjonerende forankringslengde ved bruk av tre steg:

- (i) beregning av dimensjonerende heftfasthet, f_{bd}
- (ii) beregning av basis krafinnføringslengde, $l_{b,rqd}$
- (iii) beregning av dimensjonerende forankringslengde, l_{bd}

(i) og (iii) inneholder mange parametre som fører til at også de enkleste tilfellene krever relativt mye beregning for å bestemme nødvendig forankringslengde. For å øke brukervennligheten er beregning av dimensjonerende forankringslengde i EC2:2018 endret og satt opp på en ny måte.

Forankringslengde for rette stenger i EC2:2018 er beskrevet i kapittel 11.4.2. Kapitlet starter med noen definisjoner, etterfulgt av et enkelt uttrykk som gjør det mulig med en rask beregning av dimensjonerende forankringslengde for de vanligste tilfellene. Uttrykket er som følger:

$$l_{bd} = k_{lbs} \cdot \phi \tag{5.1}$$

hvor k_{lbs} enten kan finnes direkte fra tabellen i figur 5.1, eller beregnes ved bruk av følgende uttrykk:

$$k_{lbs} = 50 \left(\frac{\sigma_{sd}}{435 \text{MPa}} \cdot \frac{\gamma_c}{1.5} \right)^{3/2} \quad (5.2)$$

| σ_{sd} [MPa] | $\sigma_{sd} \leq 200$ | $200 < \sigma_{sd} \leq 250$ | $250 < \sigma_{sd} \leq 300$ | $300 < \sigma_{sd} \leq 350$ | $350 < \sigma_{sd} \leq 390$ | $390 < \sigma_{sd} \leq 435$ | $435 < \sigma_{sd} \leq 480$ | $480 < \sigma_{sd} \leq 520$ | $520 < \sigma_{sd} \leq 610$ |
|------------------------|------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| k_{lbs} | 16 | 22 | 29 | 36 | 43 | 50 | 58 | 65 | 83 |

Figur 5.1: Koeffisient k_{lbs} som en funksjon av dimensjonerende spenning σ_{cd} for $\gamma_c = 1.5$ [1]

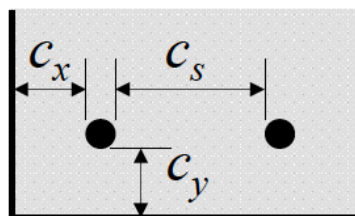
Dersom tilfellet ikke oppfyller kravene som gjelder for å kunne bruke metoden nevnt ovenfor, eller for en mer detaljert beregning, kan dimensjonerende forankringslengde bestemmes ut fra uttrykk (5.3) som baseres på geometriske og mekaniske faktorer. Uttrykket er utledet analytisk i stedet for med en semi-empirisk opprinnelse som i EC2:2004.

$$\ell_{bd} = k_{lbs} \cdot \phi \left(\frac{25 \text{MPa}}{f_{ck}} \right)^{1/2} \left(\frac{\phi}{20 \text{mm}} \right)^{1/3} \left(\frac{1.5\phi}{c_d} \right)^{1/2} \geq 15\phi \quad (5.3)$$

hvor

$$\phi/20 \text{mm} \geq 0.6$$

$$1.5\phi/c_d \geq 0.4 \text{ hvor } c_d \text{ er gitt fra figur 5.2}$$



Figur 5.2: $c_d = \min \{ c_s/2; c_x; c_y \}$ [1]

k_{lbs} finnes på samme måte som for uttrykk (5.1).

På grunn av at dimensjonerende forankringslengde etter EC2:2018 inkluderer tøyningseffekt og innflytelsen av ujevn heftfasthet, som er neglisjert i EC2:2004, kan forankringslengden reduseres i stor grad for moderate og lave spenningsnivåer. Da forankringer og skjøter sjelden blir utsatt for høye spenningsnivåer i praksis, kan dette være forklaringen på at bare noen få problemer relatert til utilstrekkelig forankringslengde har oppstått hittil.

Beregningsprosedyrene etter EC2:2018 er betydelig enklere å bruke enn de i EC2:2004. Utregning utført ved bruk av uttrykk (5.1) gir et raskt og konservativt resultat. Bruk av uttrykk (5.3) tillater en reduksjon av dimensjonerende forankringslengde.

5.1.2 Eksempel/Example

Anchorage length past support

This example is taken from Example 4.17 in *Betongkonstruksjoner* [5].

Support and cross section designed for bending is illustrated in Figure 5.3.

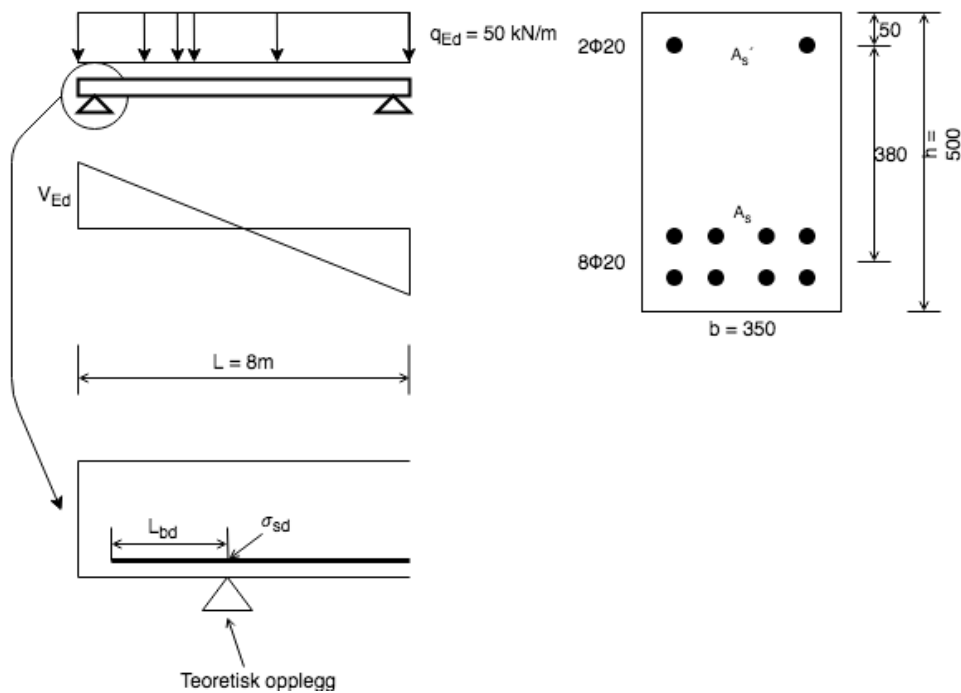


Figure 5.3: Support and cross section for bending [5]

Materials: B30; B500

At the support: $M_{Ed} = 0$

Design value of the reinforcement stress at the cross section:

$$\sigma_{sd} = \frac{\Delta F_{td}}{A_s} = \frac{0.5 \cdot V_{Ed} \cdot \cot \theta}{A_s} = \frac{0.5 \cdot 200 \cdot 10^3 \cdot 2.5}{2512} = 99.5 \text{ MPa}$$

When design stress is equal to 99.5 MPa, k_{lbs} is chosen to be 16 from Figure 5.1. Necessary anchorage length calculated after Eq. (5.1) is:

$$\ell_{bd} = k_{lbs} \cdot \phi = 16 \cdot 20 = 320\text{mm}$$

Necessary anchorage length calculated after Eq. (5.1) with k_{lbs} determined from Eq. (5.2) gives:

$$k_{lbs} = 50 \left(\frac{\sigma_{sd}}{435\text{MPa}} \cdot \frac{\gamma_c}{1.5} \right)^{3/2} = 50 \left(\frac{99.5}{435} \cdot \frac{1.5}{1.5} \right)^{3/2} = 5.47$$

$$\ell_{bd} = k_{lbs} \cdot \phi = 5.47 \cdot 20 = 109\text{mm}$$

Necessary anchorage length calculated after Eq. (5.3) with $k_{lbs} = 16$ given from Figure 5.1 where $c_d = \min \{c_s/2; c_x; c_y\} = \min \{32; 40; 40\} = 32\text{mm}$ is:

$$\ell_{bd} = 16 \cdot 20 \left(\frac{25}{30} \right)^{1/2} \left(\frac{20}{20} \right)^{1/3} \left(\frac{1.5 \cdot 20}{32} \right)^{1/2} = 283\text{mm} \geq 15\phi = 300\text{mm}$$

$$\Rightarrow \ell_{bd} = 300\text{mm}$$

Necessary anchorage length calculated after Eq. (5.3) with k_{lbs} determined after Eq. (5.2) gives:

$$\ell_{bd} = 5.47 \cdot 20 \left(\frac{25}{30} \right)^{1/2} \left(\frac{20}{20} \right)^{1/3} \left(\frac{1.5 \cdot 20}{32} \right)^{1/2} = 97\text{mm} \geq 15\phi = 300\text{mm}$$

$$\Rightarrow \ell_{bd} = 300\text{mm}$$

5.1.3 Sammenligning av Eurokoder

I kapittel 5.1 presenteres metoden for beregning av dimensjonerende forankringslengde etter EC2:2018. Metoden er som beskrevet ulik EC2:2004. For å finne hvilke faktorer som bidrar til endring er dimensjonerende forankringslengde sammenlignet i form av grafer med hensyn til betongkvalitet og koeffisienten k_{lbs} . Sammenligningen er utført med utgangspunkt i eksemplet vist i kapittel 5.1.2.

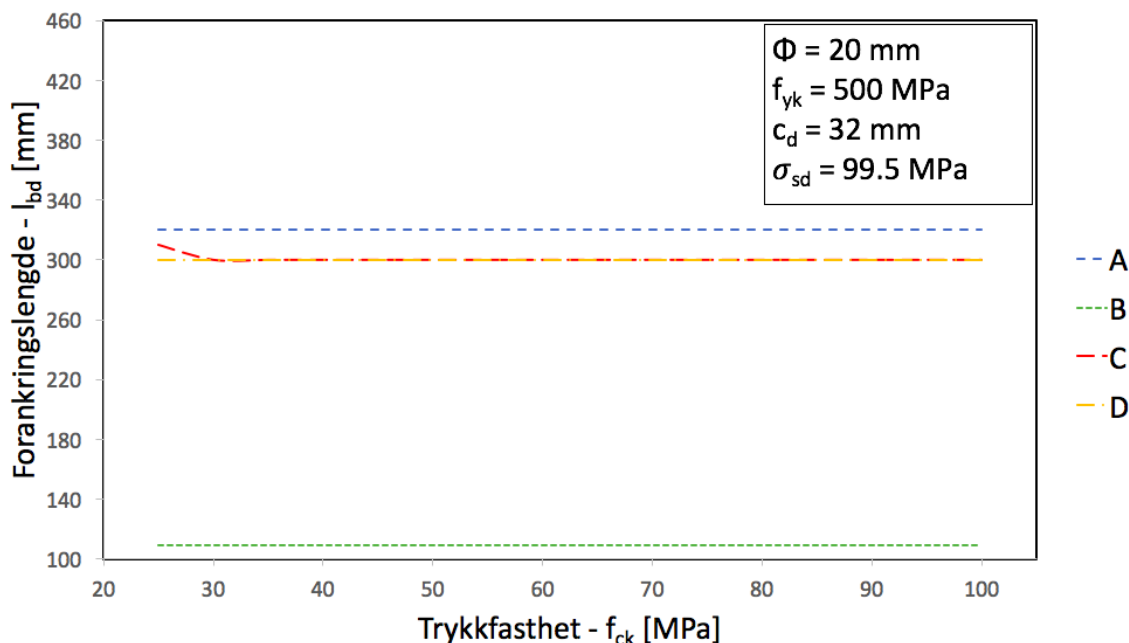
I dette kapitlet gjelder forkortelsene av forankringslengdeuttrykkene gitt i tabell 5.1.

| | |
|---|--|
| A | $l_{bd} = k_{lbs} \cdot \phi$ med k_{lbs} gitt fra figur 5.1 |
| B | $l_{bd} = k_{lbs} \cdot \phi$ med k_{lbs} gitt fra uttrykk (5.2) |
| C | $l_{bd} = k_{lbs} \cdot \phi \left(\frac{25\text{MPa}}{f_{ck}} \right)^{1/2} \left(\frac{\phi}{20\text{mm}} \right)^{1/3} \left(\frac{1.5\phi}{c_d} \right)^{1/2} \geq 15\phi$ med k_{lbs} gitt fra figur 5.1 |
| D | $l_{bd} = k_{lbs} \cdot \phi \left(\frac{25\text{MPa}}{f_{ck}} \right)^{1/2} \left(\frac{\phi}{20\text{mm}} \right)^{1/3} \left(\frac{1.5\phi}{c_d} \right)^{1/2} \geq 15\phi$ med k_{lbs} gitt fra uttrykk (5.2) |

Tabell 5.1: Forkortelser av forankringslengdeuttrykk

Betongens trykkfasthet

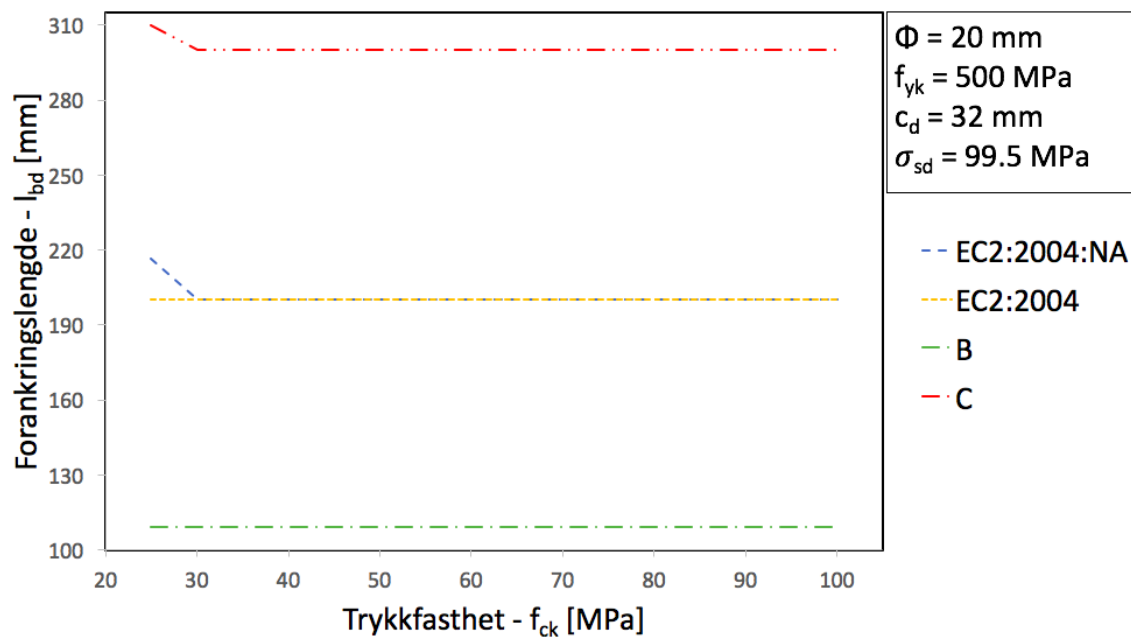
Med utgangspunkt i eksempel 5.1.2 er dimensjonerende forankringslengde beregnet for de ulike fremgangsmåtene i EC2:2018 og plottet i figur 5.4 med varierende trykkfasthet.



Figur 5.4: Sammenligning av forankringslengde med varierende trykkfasthet for EC2:2018

l_{bd} gitt fra uttrykk (5.1) gjelder for $f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$, og plottet går derfor fra fasthetsklasse B25 til B100. Det fremkommer av figuren at alle uttrykkene for forankringslengde er uavhengig av trykkfastheten. Graf C og D som har samme uttrykk for forankringslengde, men ulike verdier av k_{lsb} , viser en tilnærmet lik verdi for forankringslengde. Graf A og B gir derimot en betydelig større ulikhet i forankringslengde.

En sammenligning av forankringslengde mellom EC2:2004 og EC2:2018 hvor trykkfastheten varierer, er plottet i figur 5.5.

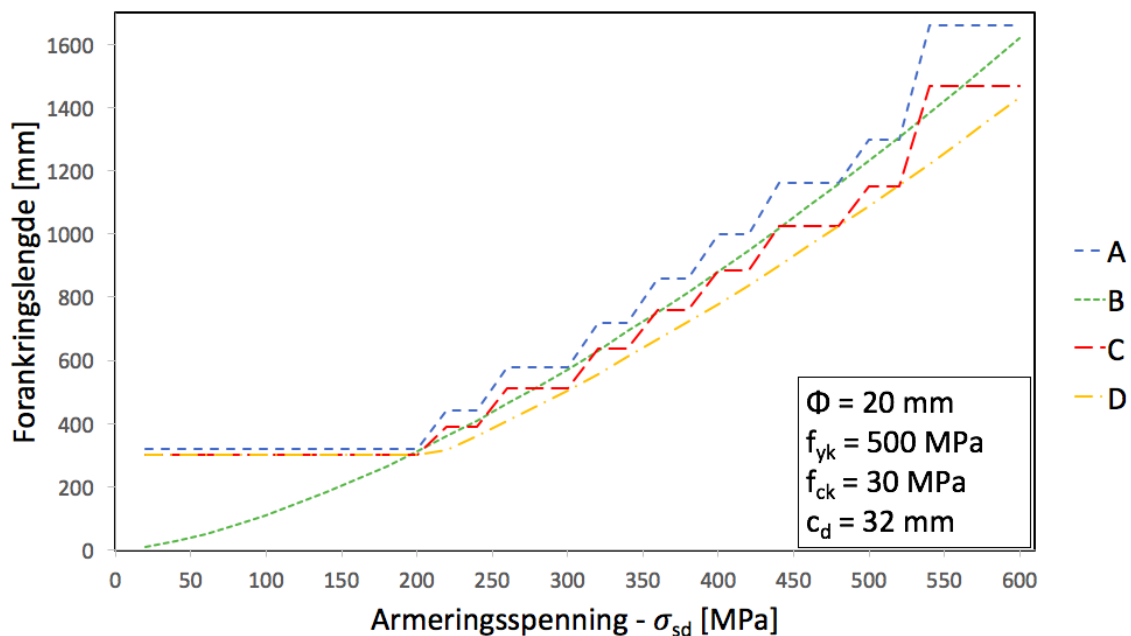


Figur 5.5: Sammenligning av forankringslengde med varierende trykkfasthet for EC2:2004 og EC2:2018

Graf B og C fra figur 5.4 er plottet i tillegg for å orientere verdiene i forhold til EC2:2004. Som figur 5.5 viser vil forankringslengden etter EC2:2004 og EC2:2004:NA, i likhet med EC2:2018, være konstant og tilnærmet lik hverandre. Dimensjonerende forankringslengde etter EC2:2004 og EC2:2004:NA gir omtrent middelverdien for graf B og C, og dagens standard vil derfor gi et lavere krav enn de fleste beregningsmetodene i EC2:2018.

Armeringsspenning

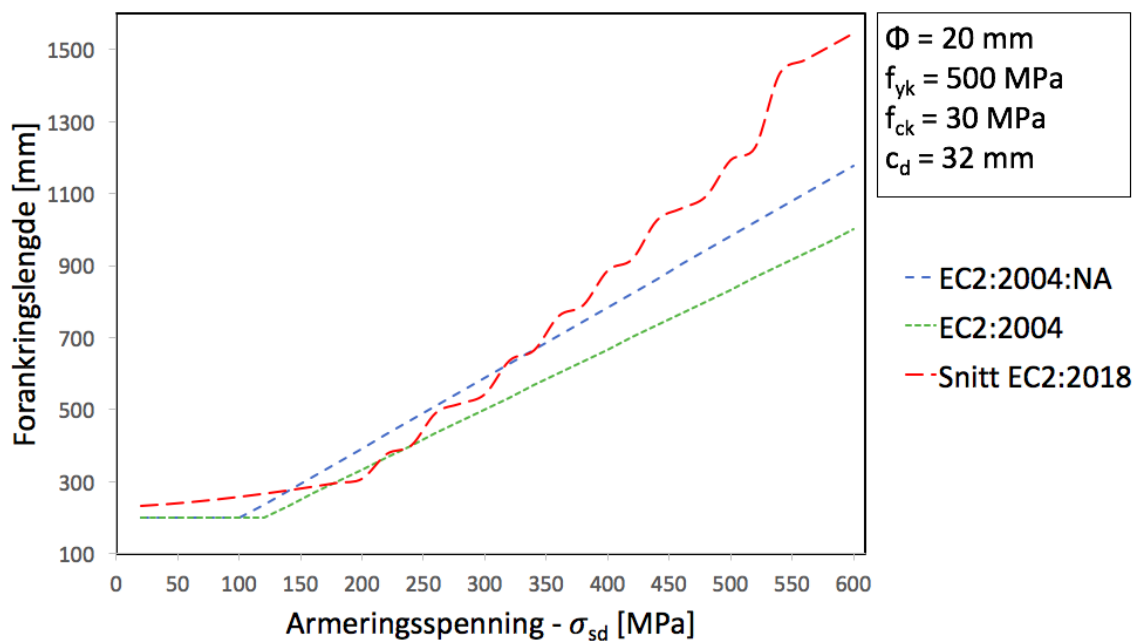
Figur 5.6 viser dimensjonerende forankringslengde ved bruk av de ulike uttrykkene i EC2:2018 med varierende armeringsspenning.



Figur 5.6: Sammenligning av forankringslengde med varierende armeringsspenningen for EC2:2018

Figuren viser at de ulike beregningsmetodene i EC2:2018 gir tilnærmet like resultater. Graf B skiller seg ut ved lav armeringsspenning og gir betydelig kortere dimensjonerende forankringslengde.

I figur 5.7 er det plottet et gjennomsnitt av dimensjonerende forankringslengde etter EC2:2018 sammen med dimensjonerende forankringslengde etter EC2:2004 og EC2:2004:NA.



Figur 5.7: Sammenligning av forankringslengde med varierende armeringsspenning for EC2:2004 og EC2:2018

Grafene er tilnærmet lik for lav armeringsspenning. EC2:2004 og EC2:2004:NA gir en lineær økning av forankringslengden, hvor EC2:2004:NA er litt mer konservativ. For høyere armeringsspenning vil EC2:2018 kreve en lengre forankringslengde sammenlignet med EC2:2004.


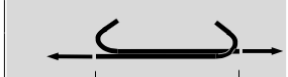
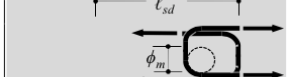
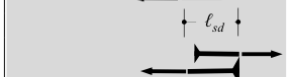
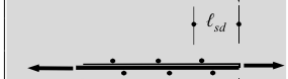

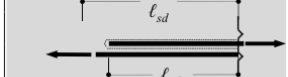
5.2 Omfaringsskjøt

5.2.1 Teori

Dimensjonerende omfaringslengde er i EC2:2004 gitt som:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (5.4)$$

mens det i EC2:2018 er blitt forenklet som vist i tabell 5.8 for gitte tilfeller. Dimensjonerende omfaringslengde, ℓ_{sd} , beregnes som en funksjon av dimensjonerende forankringslengde, ℓ_{bd} .

| Type of lap splice | Design lap length ℓ_{sd} | |
|---|---|-------------------------------------|
| | Tension laps | Compression laps |
|  $\frac{\pi\phi^2}{4}\sigma_{sd}$ | $\ell_{sd} = \ell_{bd} \geq 20\phi$ where ℓ_{bd} is calculated according to 11.4.2, see also 11.5.3 | $\ell_{sd} = \ell_{bd} \geq 17\phi$ |
|  $\frac{\pi\phi^2}{4}\sigma_{sd}$ | $\ell_{sd} = \ell_{bd} \geq 15\phi$ where ℓ_{bd} is calculated according to 11.4.3, see also 11.5.3 | - |
|  $\frac{\pi\phi^2}{4}\sigma_{sd}$ | ℓ_{sd} is calculated according to 11.5.4, with the limit $\ell_{sd} \geq \phi_m + 4\phi$ | - |
|  $\frac{\pi\phi^2}{4}\sigma_{sd}$ | To be completed | |
|  $\frac{\pi\phi^2}{4}\sigma_{sd}$ | $\ell_{sd} = \ell_{bd} \geq 250 \text{ mm}$ where ℓ_{bd} is calculated according to 11.4.6 | |
|  $\frac{\pi\phi^2}{4}\sigma_{sd}$ | $\ell_{sd} = \ell_{bd} + 2\phi \geq 250 \text{ mm}$ where ℓ_{bd} is calculated according to 11.4.6 | |
|  $\frac{\pi\phi^2}{4}\sigma_{sd}$ | $\ell_{sd} = \ell_{bd}$ where ℓ_{bd} is calculated according to 11.4.7 | $\ell_{sd} = \ell_{bd}$ |

Figur 5.8: Typer omfaringsskjøt og dimensjonerende omfaringslengde ℓ_{sd} [1]

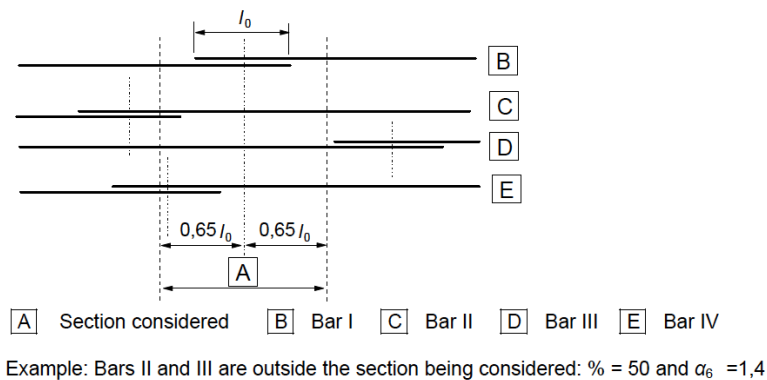
Strekkskjøter bør normalt forskyves og ikke plasseres i områder med store momenter/krefter, som for eksempel i plastiske ledd. Hvis skjøtene derimot må plasseres nær disse områdene, er det 3 muligheter:

- ta i bruk armering som forhindrer tværrutvidelse for å øke deformasjonskapasiteten
- forskyve skjøtene for å øke øvrige krefter

- dimensjonere skjøten for $1.2 \cdot \sigma_{sd}$ for å sikre at sprøbrudd kun oppstår etter store plastiske deformasjoner utenfor omfaringslengden

Disse beskrivelsene erstatter faktoren α_6 i uttrykk (5.4), som er avhengig av hvor stor prosentandel av stenger som skjøtes i ett omfaringsnitt. Forskyvning av skjøter er relevant for deformasjonskapasiteten, men har en ubetydelig effekt på bruddtilstanden. Derfor har α_6 ingen innflytelse på bruddkapasiteten.

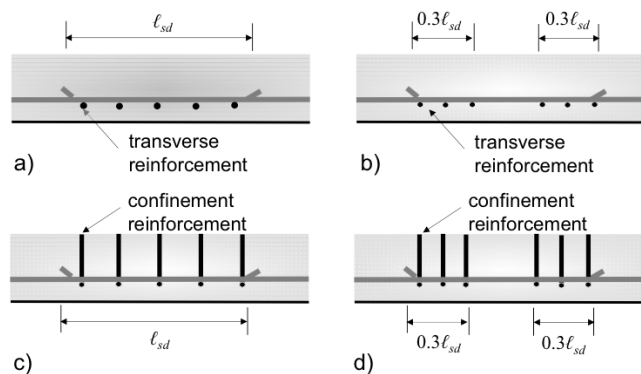
Beskrivelse av prosentandel av stenger som skjøtes i ett omfaringsnitt er vist i figur 5.9.



Figur 5.9: Prosentandel av stenger som skjøtes i ett omfaringsnitt [2]

Omfaringsskjøt ved bruk av rette stenger, vinkler og kroker

EC2:2018 inkluderer figur 5.10 som visualiserer forskjellen mellom armering i tverretning og armering som ligger på tvers av belastningsretningen for å forhindre tverrutvidelse.

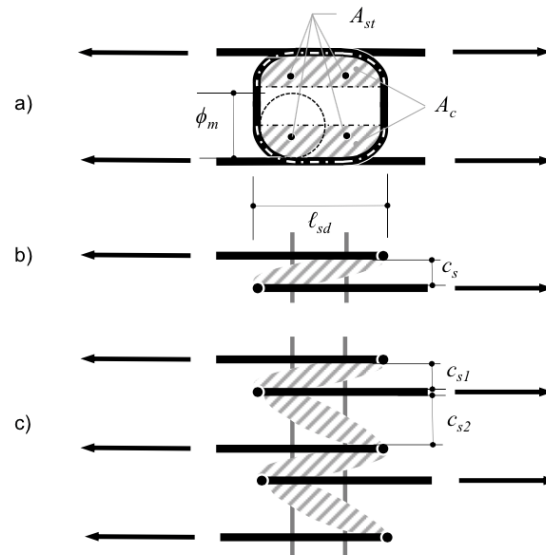


Figur 5.10: (a) og (b) tverrarmering ved omfaringskjøter; (c) og (d) armering på tvers av belastningsretningen ved omfaringskjøter [1]

Forskjellen mellom stenger i strekk og trykk som er gitt i EC2:2004 er fjernet i EC2:2018 ettersom det er vanskelig å anvende i praksis.

Omfaringsskjøt ved bruk av u-bøyer

Beregning av strekkapasiteten til en u-bøyleforbindelse, se figur 5.11, presenteres som et nytt delkapittel i EC2:2018 og baseres på plastisitetsteoriens øvre grenseteorem.



Figur 5.11: Omfaringsskjøt ved bruk av u-bøyer, (a) fra siden, (b) enkel skjøt og (c) flere skjøter [1]

Skjøter med u-bøyer er vanlig i knutepunkt for prefabrikerte elementer. I tillegg kan de egne seg i andre tilfeller på grunn av plassbehov.

Når enkle designbestemmelser er tilgjengelige i standarden, oppfordres det til å bruke skjøter med u-bøyer.

5.2.2 Eksempel/Example

A design lap length is calculated based on the most conservative anchorage length calculated in Example 5.1.2: $l_{bd} = 320\text{mm}$.

Design lap length for straight bars in tension given from Figure 5.8:

$$l_{sd} = l_{bd} = 320\text{mm} \geq 20 \cdot \phi = 20 \cdot 20 = 400\text{mm} \quad \Rightarrow \quad l_{sd} = 400\text{mm}$$

5.2.3 Sammenligning av Eurokoder

Beregning av dimensjonerende omfaringsskjøt ved bruk av EC2:2004 gir samme resultat som dimensjonerende forankringslengde beregnet ved bruk av eksemplet i *Betongkonstruksjoner* [5] da α -verdiene settes lik 1. Ved bruk av EC2:2018 blir også dimensjonerende omfaringsskjøt den samme som dimensjonerende forankringslengde, men med et strengere minimumskrav. Følgelig vil grafene her være lik grafene gitt i forankringskapitlet, kapittel 5.1.3, men med en noe høyere minsteverdi.

6 Hovedendringer og konklusjon

6.1 Hovedendringer

EC2:2018 har fått en ny struktur og endret oppsett. Dette fører til økt brukervennlighet, samt at dimensjoneringen blir mer effektiv. En del håndbøksstoff er fjernet, da dette hører hjemme i lærebøker. Prosjekteringsregler for bru er blitt inkludert i tillegg til at det er laget flere nye tillegg, som omhandler blant annet fiberarmert betong og evaluering og forsterking av eksisterende konstruksjoner.

Volumet på nasjonalt tillegg og dets henvisninger er betraktelig redusert. Færre nasjonale metoder, og dermed differensierte uttrykk og verdier, gir bedre oversiktighet og brukervennlighet på tvers av landegrensene. Antall internasjonale byggeprosjekter med flernasjonalt samarbeid i prosjekterings- og/eller utførelsesfasen kommer trolig til å øke i årene fremover. Det er økt internasjonal konkurranse, og flere prosjekterings- og entreprenørfirma vinner kontrakter utenlands. Tilsvarende er det også mer mobilitet blant arbeidstakere i dag, som resulterer i at utenlandsk arbeidskraft jobber i byggebransjen via innenlands firma. Da vil økt standardisering med anbefalte verdier trolig føre til økt forståelse for og kjennskap til gjeldende prosjekteringsregler og krav, samt tilhørende dimensjoneringsprogram. Dette kan redusere sannsynligheten for feil og avvik fra nasjonale krav og standarder, og dessuten gi et bedre og mer effektivt samarbeid.

Under er det en kortfattet liste over hovedendringer fra EC2:2004 som er avdekket i denne oppgaven:

- Tillatt å benytte verdier opp til 91-døgns sylindertykkfasthet
- Nytt uttrykk for beregning av dimensjonerende fasthet
- Rettet opp feil angående sekant- og tangentverdi i uttrykket for elastisitetsmodul
- Tilnærmelsen av den rektangulære spenningsfordelingen er noe endret
- Inkluderer en forenklet kontroll av skjærkapasitet
- Bestemmelser for skjær er basert på en fysisk modell istedet for en empirisk modell

- Samme beregningsprosedyre for gjennomlokking for både dekker og fundament
- Inkluderer en forenklet prosedyre for beregning av langtidsnedbøyning
- Forenklet rissviddekontroll er endret fra tabellverdier til uttrykk
- Beregning av dimensjonerende forankringslengde og omfaringsskjøt er forenklet

Det er utført beregningseksempler ved bruk av EC2:2018, som videre er sammenlignet med EC2:2004 illustrert ved hjelp av grafer for visualisering.

6.2 Konklusjon

Tillatelsen til å kunne benytte 91-døgns sylindertykkfasthet vil gi en miljøgevinst, og materialet blir utnyttet i en større grad. Nye uttrykk for beregning av dimensjonerende fasthet gjør at fastheten stort sett reduseres i forhold til EC2:2004. Dimensjonerende trykkfasthet inngår i mange uttrykk, og endringen her vil dermed ha en påvirkning for videre dimensjonering.

Momentkapasitet og nødvendig armeringsmengde påvirkes av dimensjonerende trykkfasthet. Dette resulterer i mer påkrevd lengdearmering og lavere momentkapasiteter for høyere fashetsklasser, da dimensjonerende fasthet er redusert i forhold til EC2:2004.

Flere uttrykk i EC2:2018 baseres på en fysisk modell i motsetning til en empirisk modell slik de er i EC2:2004. På grunn av dette antas det at EC2:2018 vil være mer brukervennlig.

Begrensning av lengdearmeringsforholdet, $\rho \leq 0.02$, gjelder ikke i EC2:2018. I EC2:2004 kan denne maksverdien av armeringsforholdet begrense skjærkapasiteten. I EC2:2018 derimot, vil den faktiske armeringsmengden kunne gjelde i uttrykket og ikke lenger bli begrenset av en øvre verdi. Skjærkapasiteten vil derfor kunne bli høyere i EC2:2018, da det faktiske armeringsforholdet blir tatt hensyn til. Dette kan redusere spenninger og tøyninger for økt lengdearmering.

Tilslagsstørrelse påvirker skjærkapasiteten, og EC2:2018 inkluderer derfor tilslagstype via størrelsesparameteren d_{dg} . Ved å inkludere denne faktoren i beregningsprosedyren vil fokuset på hvilket tilslag som brukes øke i tillegg til at betongens skjærkapasitet øker for høye verdier av d_{dg} .

I EC2:2018 er størrelseseffekten inkludert i skjærkapasitetsuttrykket med $\psi \cdot d$. I EC2:2004 er størrelseseffekten, $k = 1 + \sqrt{(200/d)}$, overestimert og kan gi usikre resultater. Størrelseseffek-

ten overestimerer skjærkapasiteten for høye verdier av d . Dermed kan ikke effektiv høyde økes for å oppnå høyere kapasitet, men benytte seg av andre løsninger. I EC2:2018 vil høye verdier av d gi lavere kapasitet, men et tryggere resultat.

For gjennomlokking gir uttrykket for skjærkapasitet uten skjærarmoring økt kapasitet i forhold til EC2:2004 for samtlige fasthetsklasser. Derimot gir uttrykket for skjærkapasitet med skjærarmoring lavere kapasitet. Når det gjelder ytre kontrollperimeter har det vist seg at $b_{0,out}$ kan gi betraktelig høyere verdier sammenlignet med u_{out} , spesielt ved eksentriske laster. For tiden jobbes det med å forbedre uttrykket og avvikene knyttet til dette.

Tabellen som benyttes ved nedbøyningskontroll i EC2:2018 inneholder flere parametre og blir følgelig mer nøyaktig. I tillegg inneholder EC2:2018 en forenklet metode for beregning av nedbøyning.

Det nye uttrykket for rissavstand og endret langtidselastisitetsmodul påvirker rissvidden. Uttrykket for rissvidde i EC2:2018 er også mindre sensitiv for trykkfasthet enn uttrykket i EC2:2004. Rissvidde avhenger også lineært av stangdiameter, hvor EC2:2004 gir en større rissvidde.

Forankringslengde er ikke avhengig av trykkfasthet hverken i EC2:2004 eller EC2:2018. Derimot vil økende armeringsspenning gi økt forankringslengde. For uttrykkene i EC2:2004 vil forankringslengden øke lineært med økende armeringsspenning, mens den for EC2:2018 vil ha fire forskjellige resultater ut i fra hva som benyttes av tabell og uttrykk. For høyere armeringsspenning vil forankringslengden i EC2:2018 overgå EC2:2004.

Dimensjonerende omfaringsskjøt for rette stenger er lik dimensjonerende forankringslengde, bortsett fra at minimumskravet er strengere. Derfor vil dimensjonerende omfaringsskjøt etter EC2:2018 bli lik forankringslengden, men da med et strengere minimumskrav.

Den reviderte betongstandarden vil kunne gi en økt brukervennlighet, samt øke forståelsen for de nye uttrykkene, spesielt de som er basert på en fysisk modell. Samtidig vil dette kunne føre til effektivisering i prosjekteringen, da standarden er omstrukturert for lettere navigasjon. I tillegg gir den nye standarden mulighet for å benytte ny teknologi gjennom for eksempel fiberarmoring. Beregningsmessig utnyttelsesgrad av betongmaterialet kan slå begge veier med ny Eurokode avhengig av kapasitetskontroller og faktorer. Nasjonale metoder og verdier er redusert og gjeldende prosjekteringsregler blir dermed mer like internasjonalt.

6.3 Veien videre

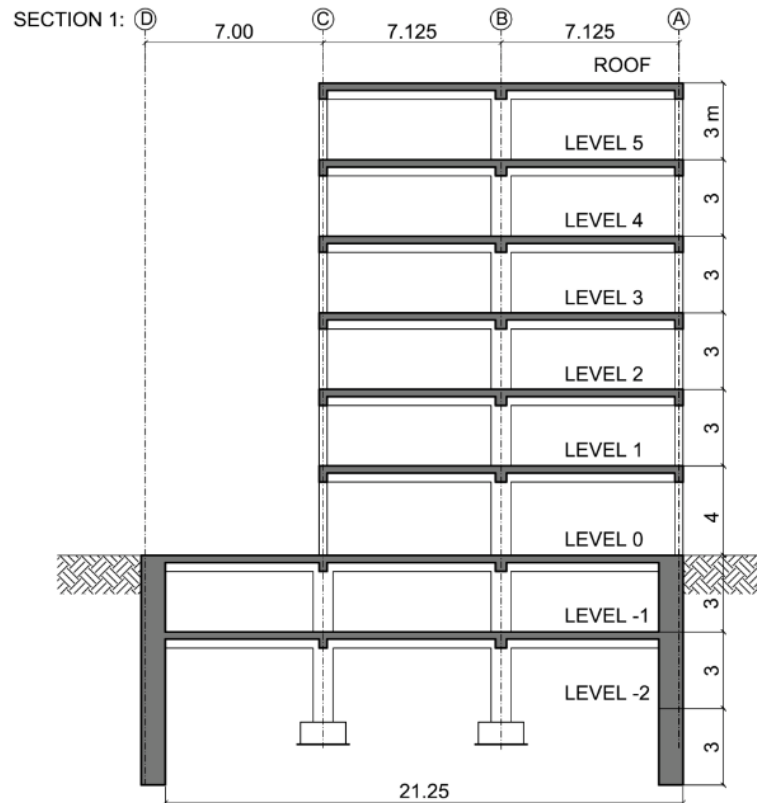
Da denne masteroppgaven er begrenset i tid er ikke alle tema i EC2:2018 behandlet. I tillegg har ikke tredje utgave av bakgrunnsdokumentet vært tilgjengelig, kun andre utgave. Dette kan ha ført til feil og mangler, da det tilhører forrige utkast av EC2:2018. Et forslag til eventuelt videre arbeid er derfor å ta for seg hele EC2:2018 med utgangspunkt i tilhørende utgave av bakgrunnsdokumentet. Et annet forslag er å regne på en annen type konstruksjon, for eksempel en bru, får så å sammenligne og analysere resultater fra dette. I tillegg er hverken fiberarmert betong eller eksisterende konstruksjoner belyst i denne oppgaven. Disse områdene vil også kunne være videre arbeid.

Referanser

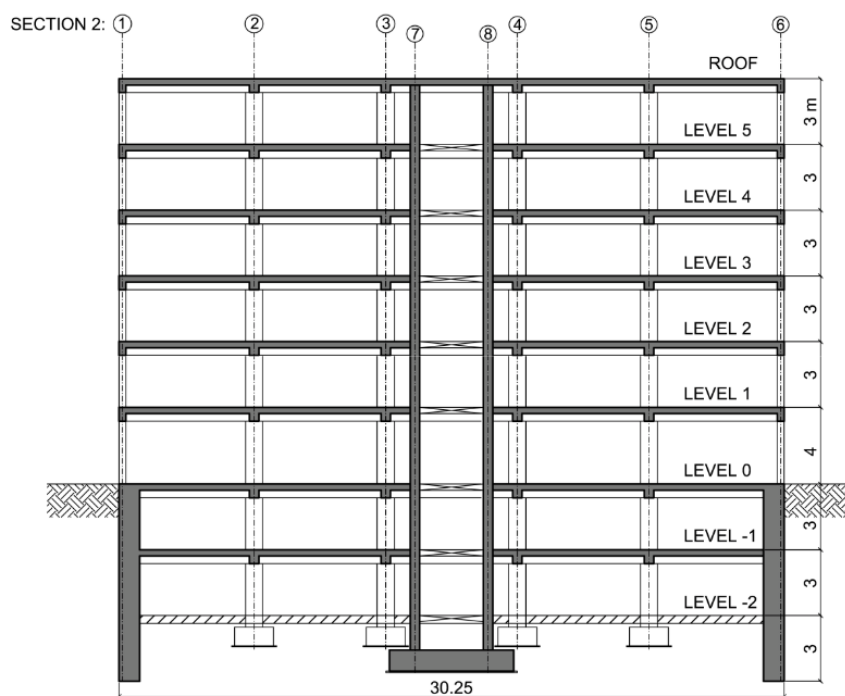
- [1] CEN. Final Version of PT1-draft prEN 1992-1-1:2018: Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures. The European Standards; 2018.
- [2] Norsk standard. NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Standard Norge; 2004.
- [3] Biasioli F, Mancini G, Just M, Curbach M, Walraven J, Gmainer S, et al. Eurocode 2: Background & Applications - Design of concrete buildings. European Commission; 2014.
- [4] CEN. Background documents to the second interim draft prEN 1992-1-1:2017-10. The European Standards; 2017.
- [5] Sørensen SI. Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering etter Eurocode 2, 2. utgave. Trondheim: Fagbokforlaget; 2013.
- [6] Meløysund V. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner: Nyheter og diverse. Standard Norge; 2018.
- [7] Larsen I, Terjesen O, Thorstensen RT, Kanstad T. Nordic Concrete Research. Submitted; 2019.
- [8] Müller HS, et al. Modulus of Elasticity of Concrete: Definitions and Formulas. SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH; 2019.
- [9] Muttoni A. Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement. ACI Structural Journal, vol. 105, pp. 440-450; 2008.
- [10] Muttoni A, Ruiz MF, Simões JT. The theoretical principles of the critical shear crack theory for punching shear failures and derivation of consistent closed-form design expressions. Structural Concrete, pp. 1-17; 2017.

A Generell data for beregningseksempler

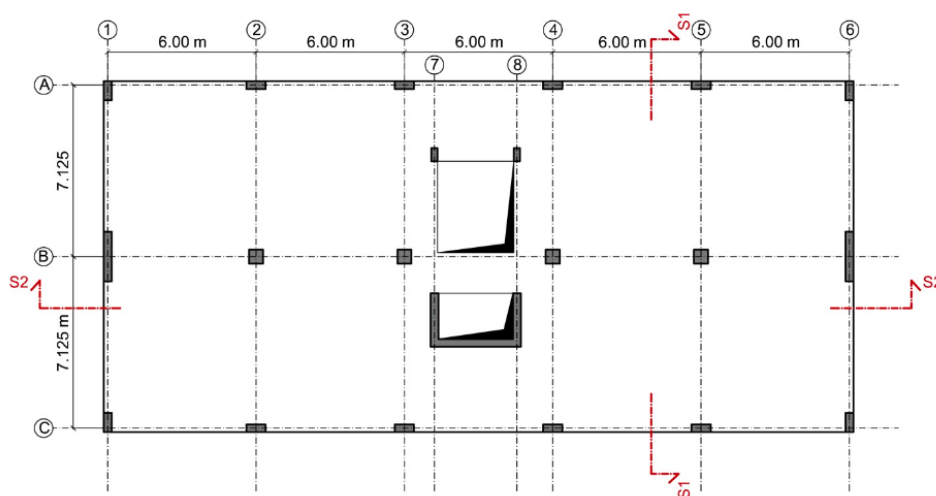
En del av beregningseksemplene er basert på en 6-etasjes bygning med to parkeringsetasjer under bakken og er hentet fra *Eurocode 2: Background & Applications – Design of concrete buildings* [3]. Snitt- og plantegning er vist i figur A.1 til A.3.



Figur A.1: S1-S1: Armert betongbygning [3]



Figur A.2: S2-S2: Armert betongbygning [3]



Figur A.3: Plantegning av bygningen [3]

Beregningseksemplene er utført ved bruk av to typer dekker, beskrevet som tilfelle 1 og 2:

Tilfelle 1 er en massiv toveisplate med dybde $h = 0.18$ m opplagt på (0.25×0.32) meters bjelker i begge retninger. For tilfellet med toveisplate er lengdearmring og skjærarmring bestemt og kontrollert, i tillegg til en sjekk for om nedbøyningskontroll er nødvendig.

Tilfelle 2 er et massivt flatdekket med dybde $h = 0.24$ m. For flatdekke er det utført kapasitetskontroll for gjennomlokking.

Betong

| | Eksponeeringsklasse | Fasthetsklasse | Nominell overdekning |
|-----------|---------------------|----------------|-------------------------|
| Dekke | XC1 | B25 | $c_{nom} = 20\text{mm}$ |
| Flatdekke | XC1 | B25 | $c_{nom} = 30\text{mm}$ |
| Bjelke | XC1 | B25 | $c_{nom} = 25\text{mm}$ |
| Søyle | XC2 | B30 | $c_{nom} = 30\text{mm}$ |

Effektiv dybde

Dekke (SLS) $d = 143\text{mm}$

T-bjelke $d = 372\text{mm}$

Materialfaktor:

$\gamma_c = 1.5$ ULS

$\gamma_c = 1.0$ SLS

Armeringsstål

Klasse:

B500

Styrke:

$f_{yk} = 500\text{MPa}$ $E_s = 200\text{GPa}$

Armeringsdiameter

Dekke ϕ 14mm

Flatdekke ϕ 16mm

Bjelke ϕ 16mm

Søyle ϕ 20mm

Materialfaktor:

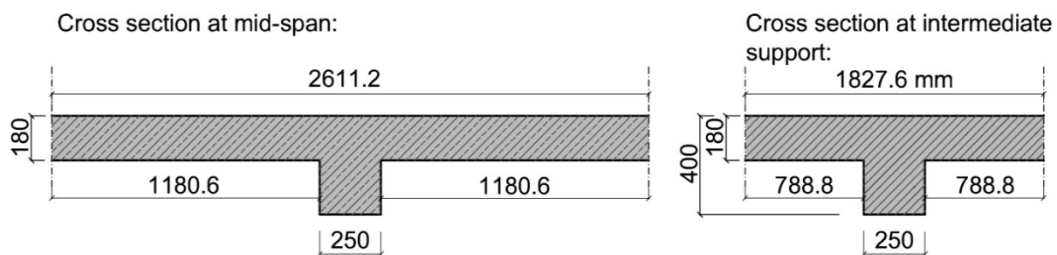
$\gamma_s = 1.15$ ULS

$\gamma_s = 1.0$ SLS

Laster

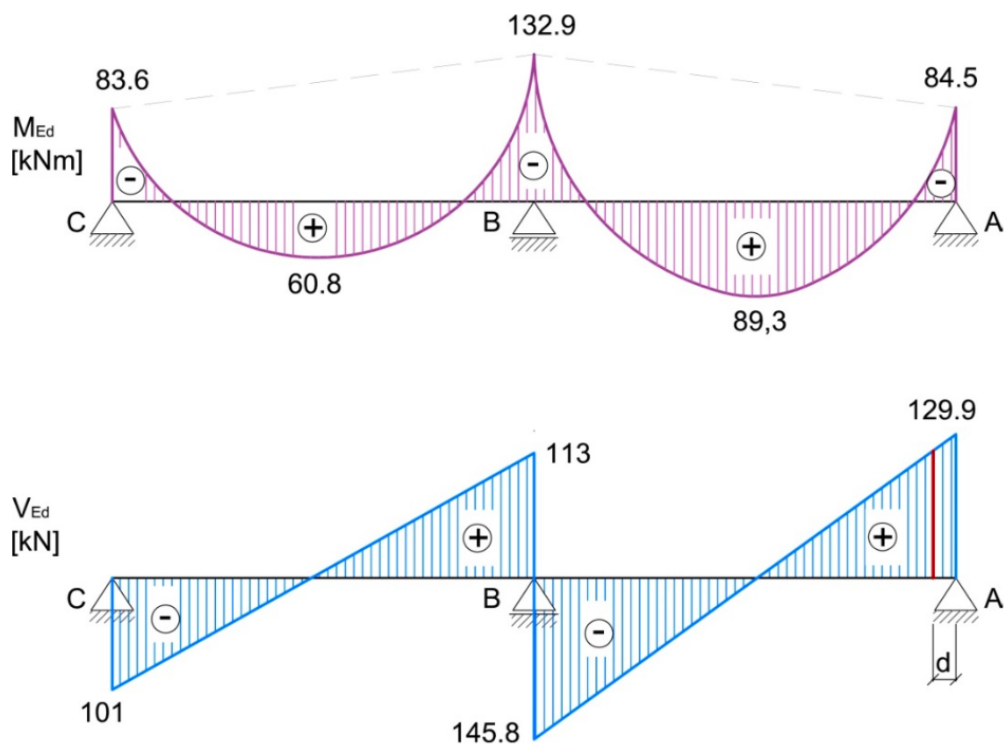
| | Navn | Verdi |
|----------------|----------------------------|--|
| Egenlast | G_1 : Massiv toveisplate | 4.5 kN/m ² (25 kN/m ³ · 0.180 m) |
| Permanent last | G_2 : Interiør | 3.0 kN/m ² |
| Nyttelast | Q_k : Bolig | 2.0 kN/m ² |

Effektive bredder for dekke oplagt på bjelker er vist i figur A.6.



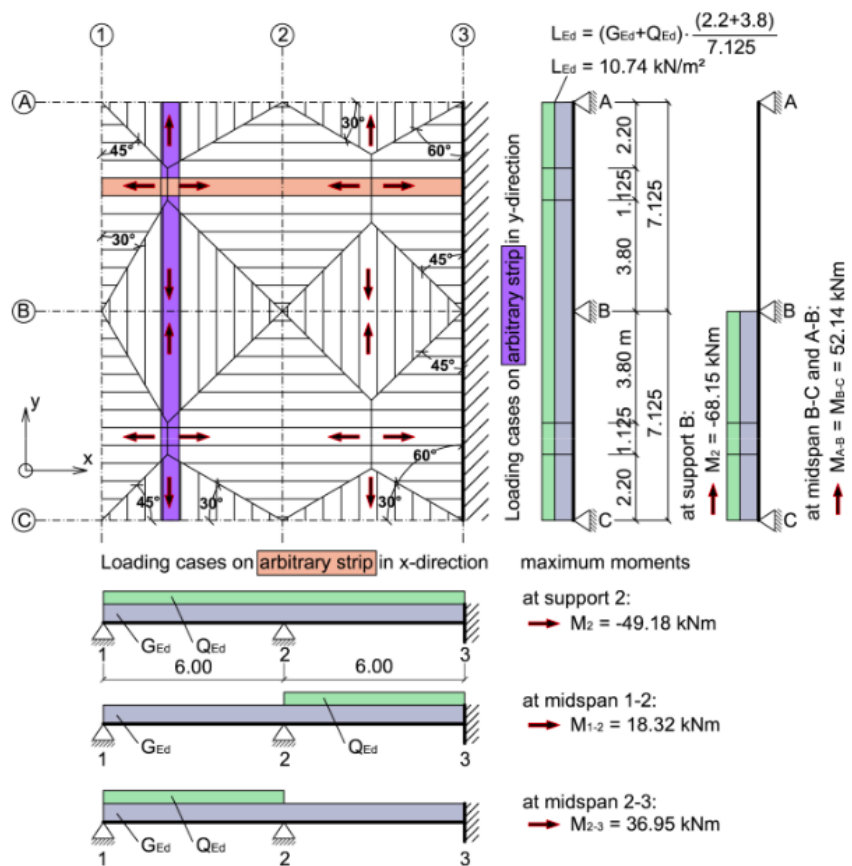
Figur A.6: Dekke oplagt på bjelker med tilhørende effektive bredder [3]

De indre krefter for bjelken i akse 2 er presentert i figur A.7.



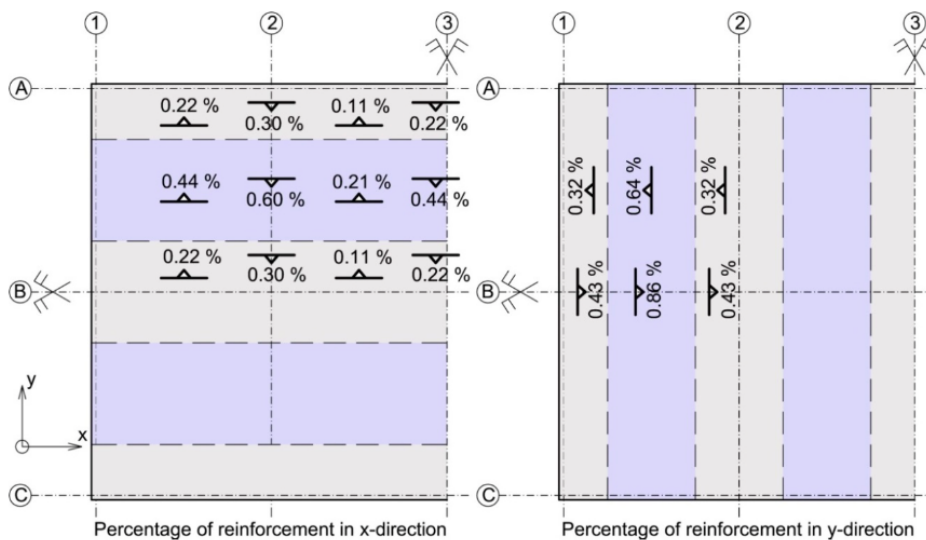
Figur A.7: Innvendige krefter M_{Ed} og V_{Ed} i akse 2 [3]

Figur A.8 viser lastoverføring fra dekke til bjelker, i tillegg til det statiske systemet.



Figur A.8: Lastoverføring fra dekke til bjelker og statisk system [3]

Figur A.9 viser det teoretiske armeringsforholdet til dekket. Alle forholdstallene er større enn minimumsverdien.



Figur A.9: Armeringsforhold vist på en symmetrisk del av dekket [3]

