

Brukerdokumentasjon

ISY Design Betongtverrsnitt

Norconsult Digital

Norconsult Digital AS

Kjørboveien 16
1337 SANDVIKA

Sentralbord: 67 57 15 00

Brukerstøtte: 02467

E-post: isydesign@norconsultdigital.no

Hjemmeside: <https://norconsultdigital.no>

© Copyright 2012-2026 Norconsult Digital AS

Merk!

Innholdet i dette dokumentet kan endres uten forutgående varsel.

Norconsult Digital har ikke ansvar for feil som måtte forekomme i denne brukerdokumentasjonen.

Innholdsfortegnelse

Innholdsfortegnelse	i
Introduksjon	4
Funksjon.....	4
Lisensmodell	4
Installasjon og lisensiering.....	4
Support	5
Brukergransnitt	6
Verktøylinje.....	6
Fil.....	6
Hjemme	6
Utseende.....	6
Navigasjonsmeny	6
Meldingsliste.....	7
Fortegn i grafiske og alfanumeriske inndata	7
Praktisk bruk	8
Modellering av bjelketverrsnitt	8
Kapasitetskontroll av bjelketverrsnitt	10
Armeringsgenerering	10
Tips og triks	11
Overdekninger	11
Beregning om to akser	11
Dekke med steg	12
Knekk lengde.....	12
Spennarmering	12
Klipp og lim	12
Teorigrunnlag	13
Generelt	13
Beregninger.....	13
Materialdata (EC2: 3).....	13
Generelt	13
Materialfaktorer	14
Betongens terningsfasthet (EC2: 3.1.2)	14
Betongens sylinderfasthet (EC2: 3.1.2).....	14
Betongens midlere trykkfasthet (EC2: 3.1.2).....	14

Betongens midlere E-modul (EC2: 3.1.2).....	14
Betongens dimensjonerende trykkfasthet (EC2: 3.1.6).....	14
Betongens midlere strekkfasthet (EC2: 3.1.2).....	15
Betongens dimensjonerende strekkfasthet (EC2: 3.1.6).....	15
Betongens arbeidsdiagram	15
Kryptall (EC2: B.1).....	17
Langtids E-modul.....	18
Kryptøyning (EC2: 3.1.4).....	18
Svinntøyning (EC2: 3.1.4)	18
Ståltøyning (EC2: 3.2.7)	19
Tverrsnittsdata	20
Avanserte tverrsnittsdata.....	20
Ekvivalent tyngdepunkt.....	23
Overdekning og senteravstand	24
Minste overdekning (EC2: 4.4.1.2 og 4.4.1.3)	24
Avstand mellom armeringsstenger	25
Minimumsarmering (EC2: 9)	26
Generelle regler.....	26
Bjelker (EC2: 9.2)	26
Dekke med steg (EC2: 9.2)	29
Dekker (EC2: 9.3)	30
Søylar (EC2: 9.5):	32
Vegger (EC2: 9.6)	33
Armeringsberegning i betonganalysen	36
Begrensninger	36
Grunnarmering.....	36
Lengdearmering	39
Skjærarmering	39
Tøyningsberegning	40
Feil som kan oppstå.....	40
Bruddgrensetilstander (ULS)	41
Effektiv flensbredde (EC2: 5.3.2.1).....	41
Effektivt armeringsareal (EC2: 8.4).....	41
Beregningsmessig moment (EC2: 6.2.2(5) og 6.2.3(7))	41
Moment fra eksentrisitet (EC2: 5.2 og 6.1):.....	42
2. ordens moment (EC2: 5.8)	42
Kapasitetskontroll for en-akset moment, uten normalkraft.....	44
Kapasitetskontroll for to-akset moment, samt normalkraft.....	45
Skjærkraft (EC2: 6.2).....	45
Torsjon (EC2: 6.3)	48

Vipping (EC2: 5.9).....	51
M-N diagram.....	51
Bruksgrensetilstander (SLS)	52
Spenningsbegrensning (EC2: 7.2)	52
Rissviddebegrensning (EC2: 7.3).....	52
Stivhetstall	59
Fiberarmering	60
Antagelser og begrensninger.....	60
Utførte kontroller av inndata.....	61
Materialdata (NB38 kap. 4.1)	61
Tøyningsberegning.....	63
Bruddgrense (NB38 kap. 4.3).....	64
Bruksgrense (NB38 kap. 4.4).....	64
Minimumsarmering (NB38 kap. 4.5)	65
Armeringsgenerering.....	68
Begrensninger	69

Introduksjon

Funksjon

ISY Design Betongverrsnitt er et verktøy for styrkeanalyse og dimensjonering av betongverrsnitt. Under er en skisse av nøkkelfunksjonaliteten.

- ▶ Støtte for bjelke-, søyle-, dekke- og veggverrsnitt.
 - I tillegg støttes en tverrsnittstype vi har kalt *Dekke med steg*. Dette er en hybrid mellom et bjelke- og et dekketverrsnitt.
- ▶ Beregning av spenninger og tøyninger ut fra brudd- og bruksgrensekrefter.
 - Grafisk framstilling av spennings- og tøyingsfordelingen.
 - Numerisk framstilling av de viktigste verdiene.
- ▶ Tallfesting av minimumskrav for armering.
 - Validering av innlagt armering mot kravene.
- ▶ Automatisk armeringsgenerering basert på minimumskrav og påførte krefter.
- ▶ Beregning av N/M-diagram for søyler og vegger.
- ▶ Beregning av sølestivheter for søyler.
- ▶ Utskrift av rapport med oppsummering av modellen og presentasjon av beregningsresultatene.

Lisensmodell

ISY Design finnes i to versjoner – Standard og Enterprise. Standardversjonen erstatter tilsvarende moduler i G-PROG Teknikk, mens Enterprise-versjonen gir en rekke nye og etterspurte muligheter.

Utvidelsene i Enterprise i forhold til Standard for modulen Betongverrsnitt er disse:

- ▶ Støtter for krefter om to akser
- ▶ Spennarmering
- ▶ Fiberarmering

Ta kontakt med Norconsult Digital for å få tilgang til Enterprise-versjonen.

Installasjon og lisensiering

ISY Design bruker et lisenssystem som kommer fra FLEXERA. Dette installeres sammen med programmet. Det finnes også et eget program (ISY License) som gir en fullstendig oversikt over alle program fra Norconsult Digital som bruker samme lisenssystem. Dette krever egen installasjon, men er ikke påkrevd for å bruke ISY Design. Se veiledning for installasjon av lisenssystemet på våre hjemmesider.

Enbrukerlisens

Lisens for installasjon på lokal PC og fast knyttet til denne. Lisensen kan også knyttes til en fysisk dongle for dem som har behov for å flytte den mellom flere maskiner.

Flerbrukerlisens

Lisens for installasjon på server slik at flere kan bruke programmet. Lisensserver kontrollerer antall samtidige brukere.

Support

Norconsult Digital AS har egen supporttjeneste hvor du som kunde får den hjelp du trenger der og da. Ring oss, eller ta kontakt via e-post.

Brukerstøtte: 02467

E-post: isydesign@norconsultdigital.no

Hjemmeside: <https://norconsultdigital.no>

Fra våre nettsider er det mulig å laste ned nye versjoner av programmet.

Det er ofte lettere å hjelpe deg dersom du sender en e-post med det dokumentet/filen du har spørsmål om. Dersom det er viktig å få svar raskt anbefaler vi at du ringer i tillegg. Vi har også fjernstyringsverktøy så vi kan se din skjerm, eller du ser vår skjerm.

For å styrke vår supporttjeneste ytterligere har vi investert i et felles supportsystem som skal forbedre vår dialog med dere i forbindelse med brukerstøtten. Som kunde kan du fortsatt benytte telefon og e-post, men den nye løsningen gir oss og dere en rekke nye muligheter for strukturert oppfølging av hver kunde og hver enkelt sak.

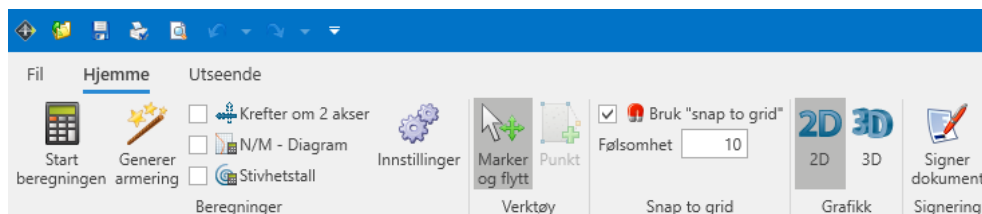
Supporttjenesten er tilrettelagt med en portal med «din-side», der du kan registrere deg som bruker, melde inn saker og følge opp status på dine egne saker. I tillegg inneholder portalen en egen side med tilgang til spørsmål og svar innen ulike tema. Du kan registrere deg som bruker ved å logge inn på våre supportsider på våre hjemmesider. Bruk gjerne lenken i programmet.

Brukergrensesnitt

Vi innleder med å beskrive et begrenset utvalg av detaljer fra programmet. For en mer utfyllende liste henviser vi til "Brukermanual ISY Design Generelt".

Verktøylinje

Denne har tre fliker, Fil, Hjemme og Utseende. I tillegg finnes noen hurtigvalg øverst i skjermbildet.



Fil

Her finner vi de vanlige menyene for dokumenthåndtering og utskrift. I tillegg er lisensinformasjon, dokumentinnstillinger og firmainformasjon plassert her.

Hjemme

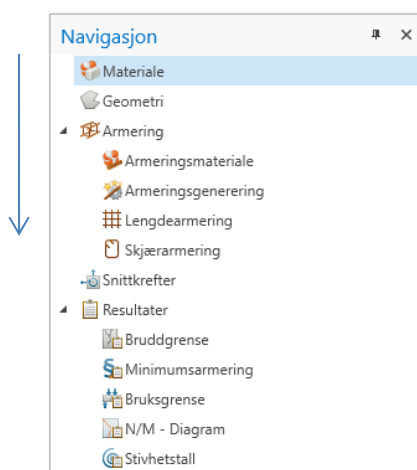
Her vises alle muligheter du har for å legge inn og endre data. Innholdet varierer, slik at det er tilpasset hva som vises i skjermbildet. Merk at i gruppen for beregninger ligger knappen «Innstillinger» som gir deg muligheten å editere beregningsinnstillinger.

Utseende

Her kan du påvirke hva som vises og hvordan det blir vist.

Navigasjonsmeny

Navigasjonsmenyen (se figuren under) gir tilgang til hele modellen og alle beregningsresultatene. Det er lagt opp til at du skal kunne følge denne fra toppen og nedover.



Meldingsliste

Skulle vise seg at tverrsnittet ikke tåler de påførte kreftene eller du har lagt inn ugyldige data, vises det i *meldingslisten* (se figur). Alle feil, advarsler og informasjonsmeldinger havner her. Det samme gjelder for valideringer som feiler.

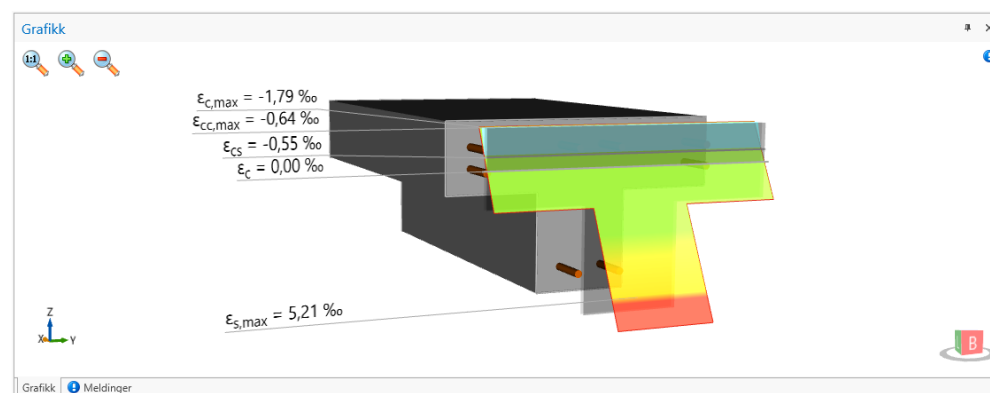


Melding	Plassering
✖ Utnyttelse av moment- og normalkraft er overskredet.	Resultater: "Last"
ℹ Husk at søyler ofte trenger mer bøylearming i topp og bunn enn det programmet foreslår.	Andre geometridata og/eller beregningsinnstillinger

For å gi bedre oversikt er meldinger som fremkommer flere ganger samlet i en node, som kan åpnes på samme måte som mapper i Windows Explorer. Her vises også utdypende informasjon om årsaken til meldingen. I de fleste tilfeller vil du også kunne dobbeltklikke på meldingen slik at du får vist det vindu hvor meldingen oppsto.

Fortegn i grafiske og alfanumeriske inndata

Merk at programmet bruker et konsekvent høyrehånds koordinatsystem, slik som Eurokode definerer. Dette har X-aksen innover, Y-aksen mot venstre og Z-aksen oppover. Dette er vist nede i hjørnet i grafikkvinduet. Her er X-aksen brun, Y-aksen grønn og Z-aksen blå.



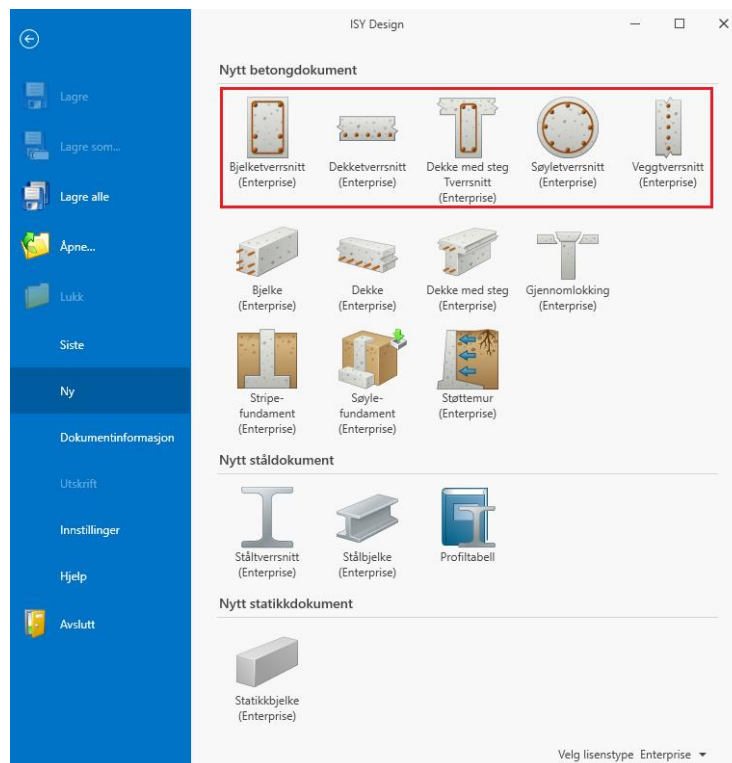
Men fordi de fleste brukere er vant til å tenke X-Y-koordinater når de beskriver et plan, har vi valgt å vise de numeriske Y-koordinatene med omvent fortegn i de alfanumeriske tabellene.

Praktisk bruk

Her gjennomgås noen typiske brukstilfeller. For hvert steg beskrives et utvalg av muligheter i programmet. Eksempelene dekker ikke alt, men de skal være tilstrekkelige til at du forstår resten selv. Merk at detaljene i skjermutklippene kan avvike noe fra det du ser i programmet.

Modellering av bjelketverrsnitt

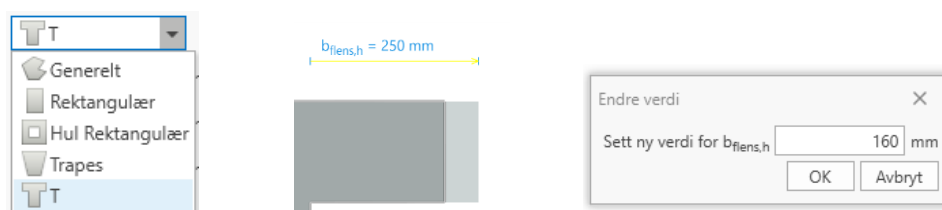
1. Opprett et nytt bjelkedokument, som vist i figuren.



2. Legg inn materialdata for betongen (følg navigasjonsmenyen).
3. Legg inn geometridata

Enten: Velg en predefinert tverrsnittstype, for eksempel *Rektangulær* eller *T* (venstre figur).

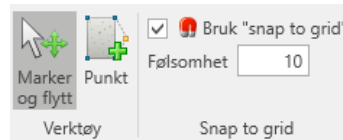
- ▶ Hver type har justerbare parametere, slik som høyde eller flensbredde.
 - Alle parametere kan endres numerisk gjennom koordinattabellen.
 - De fleste parametere kan også endres grafisk – klikk og dra i holdet på målepilen (gul pil i midtre figur). Alternativt kan du dobbeltklikke på pilen og angi verdien numerisk (høyre figur).



Eller: Velg tverrsnittstypen *Generell*. Her kan alle tverrsnittskoordinatene manipuleres direkte, enten numerisk (venstre figur under) eller grafisk.

- ▶ Grafisk innleggelse av punkt: Velg *Punkt* (høyre figur under) og klikk det på plass. Punktet blir plassert umiddelbart etter det punkt som er markert.
- ▶ Merk: Hvis du går direkte fra en predefinert tverrsnittstype til *Generell*, beholdes geometrien fra den forhåndsdefinerte typen.

Koordinater	
y [mm]	z [mm]
Klikk her for å legge til en ny rad	
-100	-210
-100	60



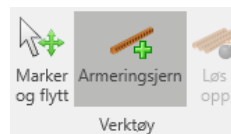
4. Velg armeringsmateriale.

- ▶ Modifiser det allerede innlagte materialet eller legg til et nytt.
- ▶ Merk: Det er selve armeringsmaterialet som definerer om det skal være slakkarmering eller *spennarmering*.

5. Legg inn lengdearmering.

- ▶ Alle armeringsjern organiseres i grupper (venstre figur).
- ▶ Armeringsgruppen *Enkeltjern* ligger inne som standard, og kan ikke slettes. Dekker vegger og sirkulære søyler støtter ikke enkeltjern. Her ligger isteden et armeringslag inne som standard. Jernene legger du til enkeltvis – grafisk eller numerisk.
 - Numerisk innleggelse: Bruk tabellen.
 - Grafisk innleggelse: Velg *Armeringsjern* som verktøy (høyre figur) og klikk i tverrsnittet.

Armeringsgrupper
Enkeltjern
Topplag 1.1
Topplag 1.2



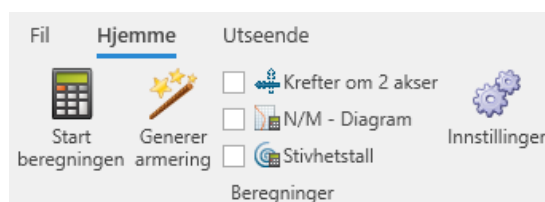
- ▶ Du kan legge til nye armeringsgrupper, og de blir av typen *Armeringslag*. Plasseringen av jernene i laget bestemmes av parametere på lagsnivå, og jernene kan ikke manipuleres enkeltvis.
- ▶ Armeringslag kan løses opp. Den aktuelle armeringsgruppen blir da slettet, og jernene føres over til *Enkeltjern*.
- ▶ Ved endring av tverrsnittstype slettes armeringen.
 - Unntak: Armeringen beholdes dersom du endrer til tverrsnittstypen *Generell*.
- ▶ Når du bruker grafikken for å endre et armeringslag, må du være klar over at laget og de målelinjer som inngår blir oppfattet som forskjellige objekter. Det er altså ikke nøyaktig det samme om du flytter et lag eller forandrer lengden på en overdekningspil. Markøren gir et hint om hva som vil skje, se ovenfor.

6. Legg inn skjærarmeringsdata.

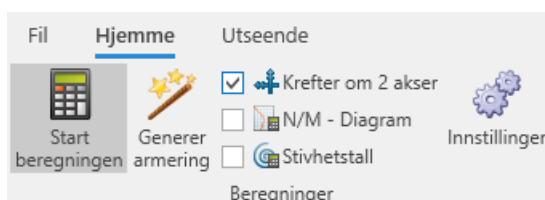
Kapasitetskontroll av bjelketverrsnittet

1. Legg inn snittkrefter.

- ▶ Hvis du vil legge inn krefter om to akser¹, må dette aktiveres først (se figur).

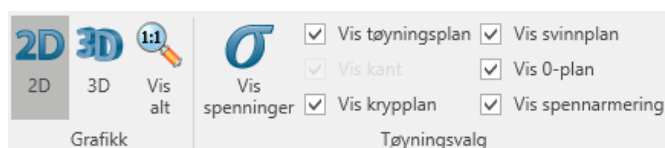


2. Trykk «Start beregningen» (se figur).



3. Studer resultatene.

- ▶ Du når resultatene gjennom navigasjonsmenyen.
- ▶ *Kapasitetskontroll* gir resultatene fra bruddgrenseberegningen.
 - Hvert sett av snittkrefter gir et unikt sett med resultater.
 - Den grafiske visningen kan endres gjennom menyen under «Utseende» (vist under). Blant annet kan du velge å vise spenning i stedet for tøyning.



- ▶ Under *Minimumsarmering* tallfestes standardens krav til armeringen (se figuren under).

$A_{s,min}$ 1 800 (2 212) mm²

- Tallet i parentes angir korresponderende verdi i modellen din.
 - Haken indikerer at verdien er innenfor kravet.
- ▶ *Rissberegning* gir resultatene fra bruksgrenseberegningen, og tilsvarer for øvrig *Kapasitetskontroll*.

Armeringsgenerering

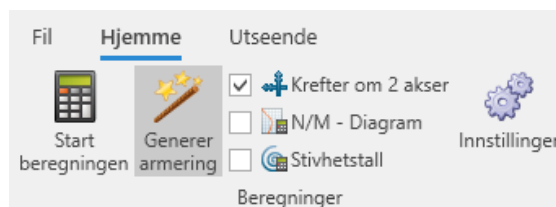
1. Modeller et tverrsnitt

- ▶ Du trenger ikke legge inn armering; den vil likevel bli fjernet.

2. Gå til *Armeringsgenerering* (i navigasjonsmenyen), og angi nødvendige parametere for armeringen som skal bli generert (f.eks. diameter og overdekning).

¹ Kun tilgjengelig i Enterprise-utgaven.

3. Legg inn snittkrefter.
 - ▶ Bare bruddgrensekraftene blir tatt i betraktning under genereringen.
 - ▶ Bare krefter om hovedakse blir tatt hensyn til. (Dette er relevant bare hvis du har lagt inn krefter om to akser.)
4. Klikk på *Generer armering* (se figuren under).



Det blir nå generert armering basert på dine innlagte snittkrefter og minimumskravene fra standarden.

Lurer du på hvordan armeringsfordelingen ville sett ut uten de påførte kreftene, slik at bare minimumskravene fra standarden lå til grunn? Dette kan du se på *Startverdier* under *Armeringsgenerering* (figur).

Startverdier	
Lengdearmering	
$N_{\text{bunn,start}}$	2
$N_{\text{topp,start}}$	6
$A_{s,\text{bunn,start}}$	402 mm ²
$A_{s,\text{topp,start}}$	1 206 mm ²
Bøylearmering	
$S_{\text{skjær,start}}$	150 mm
$A_{\text{sw,start}}$	1 047 mm ² /m

Tips og triks

Overdekninger

Når du har krysset av for å bruke standardverdier for overdekninger, blir disse beregnet påny når du endrer eksponeringsklasse. Men hvis du ikke har krysset av for dette, så blir overdekningene beholdt, og du må forandre dem manuelt for å oppfylle kravene i Eurokode. Ny armering blir, så langt det er mulig, plassert slik at kravene er oppfylt. Det samme skjer ved generering av armering.

Når du legger inn armeringslag blir disse plassert slik at de dels oppfyller aktuelle krav til overdekning, dels ligger innenfor bøyelene, slik de er plassert for øyeblikket. Det betyr at hvis bøyelene har for liten overdekning, og du allerede har lagt inn noen armeringslag, så må både bøyler og armeringslag justeres.

Et alternativ er å gjøre en armeringsgenerering på et tidlig stadium. Da blir både bøyler og armeringslag plassert slik at de oppfyller alle krav.

Beregning om to akser

Når du velger beregning om to akser er det nødvendig med flere data også for geometrien, slik som kneklengder og stegbredde for skjærkontroll. Hvis du først velger toakset beregning når du gir inn kreftene, må du huske å gå tilbake til geometri-vinduet.

Dekke med steg

Denne tverrsnittstypen er tenkt brukt for rektangulære bjelker med påstøpt dekke, hvor dekket og steg samvirker. For å gi mest mulig fleksibilitet i beregningene, blir det gitt tre valg. Du kan velge å inkludere eller utelukke flensen fra hele beregningen, du kan velge om nødvendig overkantarmring i steget skal spres i flensen, og du kan velge om det skal genereres egen langsgående flensarmring etter reglene for minimumsarmring i plate. Disse valgene er uavhengige av hverandre, slik at du selv må kontrollere at de ikke er uforenlige.

Knekk lengde

Både knekk lengde og geometrisk lengde inngår i beregningen av de forskjellige tilleggsmomentene, se teorikapitlet. Fordi det noen ganger er behov for å beregne et søyletverrsnitt uten slike tillegg, vil programmet fjerne alle tilleggsmoment, også minste eksentrisitet, når knekk lengden er satt til 0.

Spennarmring

Her skal du angi spennkraften for hvert jern. For forspent armring er det innlysende at det er spennkraften før forskalingen fjernes som skal angis. Også for etterspent armring gjelder tilsvarende. Dette betyr at du skal angi den kraft som jernet ville hatt hvis tøyningstilstanden ble tvunget tilbake til nulltøyninger. Resultatene viser spenningen i spennarmringen, som tilsvarer den spennkraft som blir målt under oppspenning.

Klipp og lim

I ISY Design er det mulig å kopiere innholdet i det enkelte inndatafelt til utklippstavlen, og deretter inn i et annet datafelt eller til et annet program. I tillegg er det mulig å kopiere en eller flere linjer fra tabeller på denne måten.

Det er å merke seg at enkelte inndatafelt i tabellene har et innhold som ikke lar seg kopiere inn i ISY Design på denne måten. Det er derfor nødvendig alltid å sjekke data etter en slik kopiering.

Teorigrunnlag

Generelt

Formlene for beregningene av betongtverrsnitt er i henhold til følgende standarder med norsk nasjonalt tillegg. Se Brukermanual ISY Design Generelt for mer informasjon om inkluderte versjoner av standardene og tilhørende nasjonale tillegg.

- ▶ Eurokode 2, EN 1992-1-1 (EC2-1-1)

I tillegg til Eurokodene benyttes Publikasjon nr. 38 – "Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner" fra Norsk Betongforening (heretter NB38).

Programmet bruker de konstanter og formler som er angitt i det aktuelle nasjonale tillegget, men det er også mulig å benytte de anbefalte verdier som er angitt i standardutgaven. Merk i så fall at disse beregningene ikke er tillatt benyttet til konstruksjoner i noe land, og er kun ment som et sammenligningsgrunnlag.

I den grad formlene er hentet direkte fra standarden er punkt-/tabellnummer i standarden gitt.

Beregninger

Noen beregninger kjører kontinuerlig etter hvert som brukeren endrer sine inndata, og kan derfor antas alltid å være oppdaterte og riktige

- ▶ Materialdata for betong, inklusive geometriavhengige materialdata.
- ▶ Materialdata for stål (armeringen).
- ▶ Tverrsnittsdata, inklusive armeringsavhengige tverrsnittsdata. (En del av disse verdiene vil kun bli estimert, ettersom nøytralaksen er ukjent.)
- ▶ Enkle data for innlagt armering, som virkelig overdekning og areal. Derimot vil koordinatene kun endres når tverrsnittets geometri forandres, og da kun for jern som er plassert i armeringslag.
- ▶ Overdekninger under Armeringsgenerering følger materialdata for betong og armering.

Øvrige beregninger, dvs. alle resultater, og innlagt armering ved armeringsgenerering, blir først utført når brukeren velger Beregning resp. Generering.

Materialdata (EC2: 3)

Generelt

Fasthetsklasser hentes fra EN 206-1. Etter EC2 benevnes disse f.eks. C30/37, hvor første tall står for sylindertykkfasthet og annet tall for kubetrykkfastheten. I den norske utgaven av Eurocode er benevnelsene fra NS3473 beholdt, slik at klassen ovenfor heter B30.

Sterkeste klasse som tillates i EC2 er B95.

I EN 1992 er sterkeste klasse C90/105.

Materialfaktorer

I bruddgrensetilstanden er:

$$\begin{aligned}\gamma_c &= 1,5 \\ \gamma_s &= 1,15\end{aligned}$$

I bruksgrensetilstanden er:

$$\begin{aligned}\gamma_c &= 1,0 \\ \gamma_s &= 1,0\end{aligned}$$

Disse materialfaktorene kan endres i de nasjonale tilleggene. Det norske nasjonale tillegget benytter samme materialfaktorer som basisutgaven av EN 1992.

Tillegg A inneholder en rekke situasjoner hvor det er mulig å redusere materialfaktorene. Disse vil derfor bestå av standardverdier som kan skrives over.

Betongens terningsfasthet (EC2: 3.1.2)

Betongens terningsfasthet, $f_{ck,cube}$, er gitt for hver fasthetsklasse. Den benyttes ikke i noen beregninger, men vises kun som informasjon.

Betongens sylinderfasthet (EC2: 3.1.2)

Betongens sylinderfasthet, f_{ck} , er lik verdien for fasthetsklassen. For eksempel B30 etter det norske tillegget og C30/37 i basisutgaven av EN 1992.

Betongens midlere trykkfasthet (EC2: 3.1.2)

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

Faktoren s er avhengig av sementtype, og kan varieres fra 0,2 til 0,38. Det forutsettes en temperatur på 20 grader C i herdingsperioden.

$$s = \begin{cases} 0,20 & , \text{ for rapid høyfast sement} & (\text{klasse R}) \\ 0,25 & , \text{ for høyfast sement} & (\text{klasse N}) \\ 0,38 & , \text{ for standard sement} & (\text{klasse S}) \end{cases}$$

Fordi det alltid er en spredning i trykkfastheten er midlere trykkfasthet større enn sylinderfastheten, som er en nedre grense. Midlere trykkfasthet er en statistisk middelvei av trykkfastheten.

Betongens midlere E-modul (EC2: 3.1.2)

Betongens midlere E-modul, E_{cm} , svarer til den tilnærmet rettlinjede delen av arbeidsdiagrammet.

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} , 0 \leq \sigma \leq 0,4 f_{cm}$$

Betongens dimensjonerende trykkfasthet (EC2: 3.1.6)

Ved kapasitetsberegninger benyttes en dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$\alpha_{cc} = 0,85$ i det norske nasjonale tillegget.

I basisutgaven av EN 1992 er $\alpha_{cc} = 1,0$.

Merk at dimensjonerende trykkfasthet benyttes kun for bruddgrense.

Betongens midlere strekkfasthet (EC2: 3.1.2)

Her benyttes tre forskjellige verdier, avhengig av om vi ønsker en midlere verdi, om strekkfasthet er gunstig eller om strekkfasthet er ugunstig.

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0,3f_{ck}^{2/3} & , f_{ck} \leq B50 \\ 2,12 \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) & , f_{ck} > B50 \end{cases}$$
$$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm}$$
$$f_{ctk,0,95} = 1,3f_{ctm}$$

Betongens dimensjonerende strekkfasthet (EC2: 3.1.6)

Ved kapasitetsberegninger benyttes en dimensjonerende strekkfasthet

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

$\alpha_{ct} = 0,85$ i det norske nasjonale tillegget.

I basisutgaven av EN 1992 er $\alpha_{ct} = 1,0$.

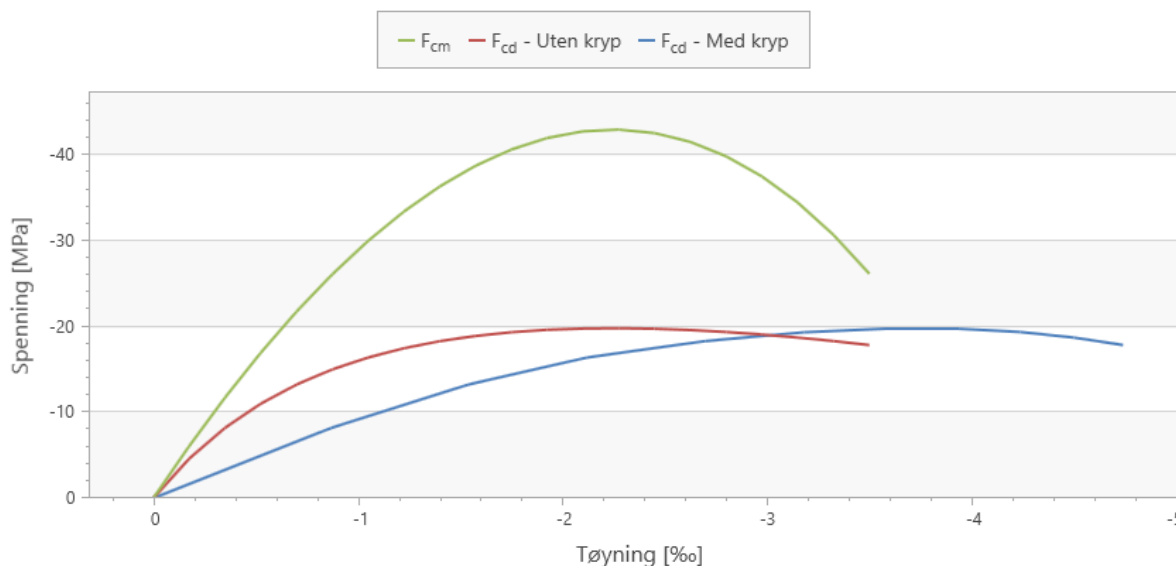
Merk at dimensjonerende strekkfasthet benyttes kun for bruddgrense.

Betongens arbeidsdiagram

EC2 opererer med 2 ulike arbeidsdiagram for betongen som benyttes av programmet.

Ikke-lineær konstruksjonsanalyse, EC2 punkt 3.1.5

Denne tar hensyn til at trykkfastheten synker noe etter at betongen har oppnådd sin maksimale spenning. Denne kurve benyttes ved statiske beregninger, herunder beregning av 2. ordens moment for søyler. Merk at dimensjonerende trykkfasthet, f_{cd} , erstatter f_{cm} i denne beregningen (EC2: 5.8.6(3)).



$$\epsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$$

$$\epsilon_{cu1} = \begin{cases} 3,5 & , f_{ck} < 50 \text{ MPa} \\ 2,8 + 27 \left(\frac{98 - f_{cm}}{100} \right)^4 & , f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} f_{cm}$$

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}$$

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{|\epsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

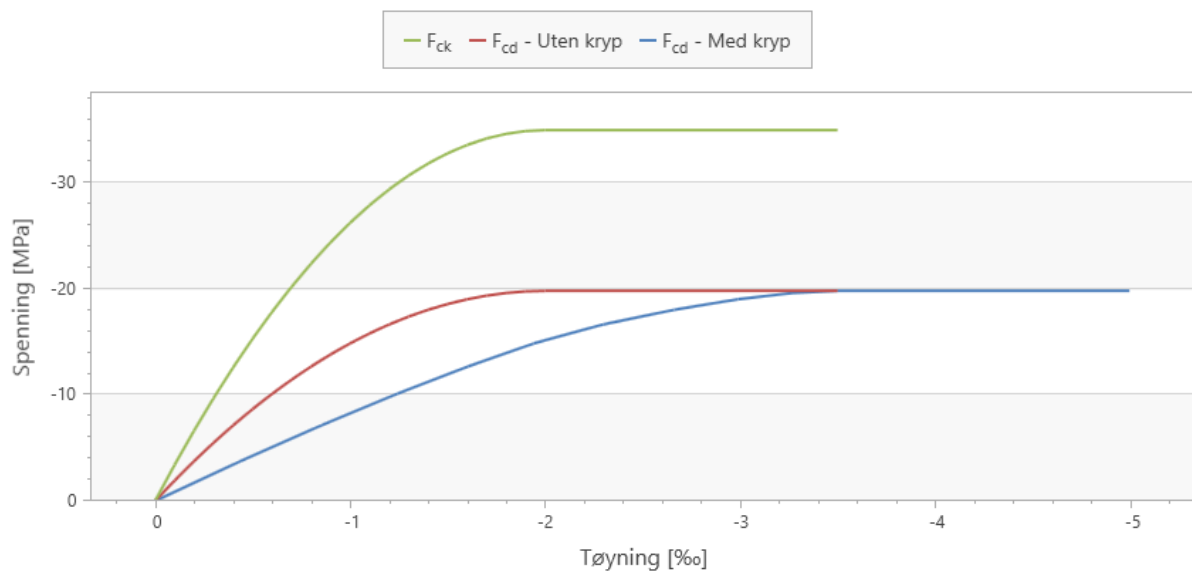
For beregning av 2. ordens effekter skal E_{cm} deles på en faktor $\gamma_{CE} = 1,2$ (EC2: 5.8.6(3)).

Tangenten til kurven er gitt ved

$$E = -\frac{f_{cm}}{\epsilon_{c1}} \left(\frac{-k + 2\eta + (k-2)\eta^2}{(1 + k\eta - 2\eta)^2} \right)$$

Dimensjonering av tverrsnitt, EC2 punkt 3.1.7

Dette er en parabel-rektangel-kurve som benyttes ved dimensjonering. Merk at kurven benyttes som sammenheng mellom spenninger og tøyninger i betongen for både brudd- og bruksgrense, men bruddgrense bruker dimensjonerende trykkfasthet og bruksgrense bruker karakteristisk trykkfasthet.



$$\epsilon_{c2} = \begin{cases} 2,0 & , f_{ck} < 50 \text{ MPa} \\ 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53} & , f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\epsilon_{cu2} = \begin{cases} 3,5 & , f_{ck} < 50 \text{ MPa} \\ 2,6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & , f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] & , 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & , \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \end{cases}$$

$$n = \begin{cases} 2,0 & , f_{ck} < 50 \text{ MPa} \\ 1,4 + 23,4 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & , f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tangenten til kurven er gitt ved

$$E = \frac{nf_{cd}}{\epsilon_{c2} - \epsilon_c} \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}}\right)^n$$

Kryptall (EC2: B.1)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$$

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1^3 \sqrt{h_0}} & , f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1^3 \sqrt{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 & , f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}}$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}$$

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

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

$$\beta_H = \begin{cases} 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 & , f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 & , f_{cm} \geq 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \beta_c(t, t_0) = 1$$

$$\varphi(\infty, t_0) = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1^3 \sqrt{h_0}} \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} & , f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1^3 \sqrt{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} & , f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

Her er faktoren $\beta_c(t, t_0)$ i EN 1992 satt til 1. Begrunnelsen er at denne alltid er mindre enn 1, og går mot 1 når tiden øker, mens vi ønsker å beregne maksimalt krypt.

For trykkspenninger fra langtidslaster som er større enn $0,45f_{ck}$ må vi ta hensyn til at kryptøyningen er ikke-lineær.

$$\varphi_{nl} = \varphi e^{1,5(k_\sigma - 0,45)}$$

$$k_\sigma = \frac{\sigma_c}{f_{ck}}$$

A_c Arealet av betongen.

u Omkrets som utsettes for uttørring.

Langtids E-modul

$$E_{cl} = \frac{E_{cm}}{1 + \frac{E_{cm}}{E_c} \varphi(t, t_0)}$$

(E_{cm} gjelder kun etter at 28-døgns-fastheten er oppnådd.)

Kryptøyning (EC2: 3.1.4)

$$\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c}$$

$$\epsilon_{cc, max} = -\frac{f_{cd}}{E_c} \varphi_{nl} \quad , \text{ hvor } \varphi_{nl} \text{ beregnes med } k_\sigma = \frac{f_{cd}}{f_{cm}}$$

Ved bruk av formel for sammenheng mellom spenninger og tøyninger i betongen endres grenseverdiene for tøyninger fra langtidslast:

$$\epsilon_c := \epsilon_c + \epsilon_{cc, max}$$

$$\epsilon_{cu} := \epsilon_{cu} + \epsilon_{cc, max}$$

Ut fra disse verdiene beregnes nye arbeidsdiagram for langtidslast, som inkluderer kryptøyningene.

Svinntøyning (EC2: 3.1.4)

$$\epsilon_{cs}(\infty) = \epsilon_{cd}(\infty) + \epsilon_{ca}(\infty)$$

$$\epsilon_{cd}(\infty) = -k_h \epsilon_{cd, 0}$$

Verdier for k_h hentes fra EC2 tabell 3.3.

$$\epsilon_{cd, 0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) e^{(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})} \right] 10^{-6} \beta_{RH}$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

$$\alpha_{ds1} = \begin{cases} 3 & \text{for sementklasse S} \\ 4 & \text{for sementklasse N} \\ 6 & \text{for sementklasse R} \end{cases}$$

$$\alpha_{ds2} = \begin{cases} 0,13 & \text{for sementklasse S} \\ 0,12 & \text{for sementklasse N} \\ 0,11 & \text{for sementklasse R} \end{cases}$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = -2,5(f_{ck} - 10)10^{-6}$$

I formlene for sammenheng mellom spenninger og tøyninger i betongen benyttes $\epsilon_c - \epsilon_{cd} - \epsilon_{ca}$ stedet for ϵ_c ved beregning av σ_c .

Som for kryp begrenser vi oss til det svinn som er oppstått etter lang tid.

ϵ_{cs}	Svinntøyning.
ϵ_{cd}	Svinntøyning på grunn av uttørring.
ϵ_{ca}	Svinntøyning på grunn av herding.
RH	Relativ luftfuktighet i omgivelsene i %.

RH_0 Er alltid 100 %.

Ståltøyning (EC2: 3.2.7)

For ståltøyninger under flytegrensen gjelder

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad \sigma_s \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{\epsilon_s}{E_s}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

Stålets materialdata er for øvrig definert i EN10080.

For tøyninger over flytetøyningen kan to forskjellige kurver benyttes.

En horisontal linje

Dette er alternativ b) i EC2 og er ikke i bruk i programmet.

$$\sigma_s = f_{yd}$$

En rett linje der maksimal tøyning begrenses til en andel av bruddtøyningen

Dette er alternativ a) i EC2 og er den blir som blir brukt i programmet.

$$\sigma_s(\epsilon_s) = \begin{cases} E_s \epsilon_s & 0 \leq \epsilon_s \leq \frac{f_{yd}}{E_s} \\ f_{yd} + \left(E_s \epsilon_s - f_{yd} \right) \frac{f_{yd}(k-1)}{E_s \epsilon_{uk} - f_{yd}} & \frac{f_{yd}}{E_s} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{ud} \end{cases}$$

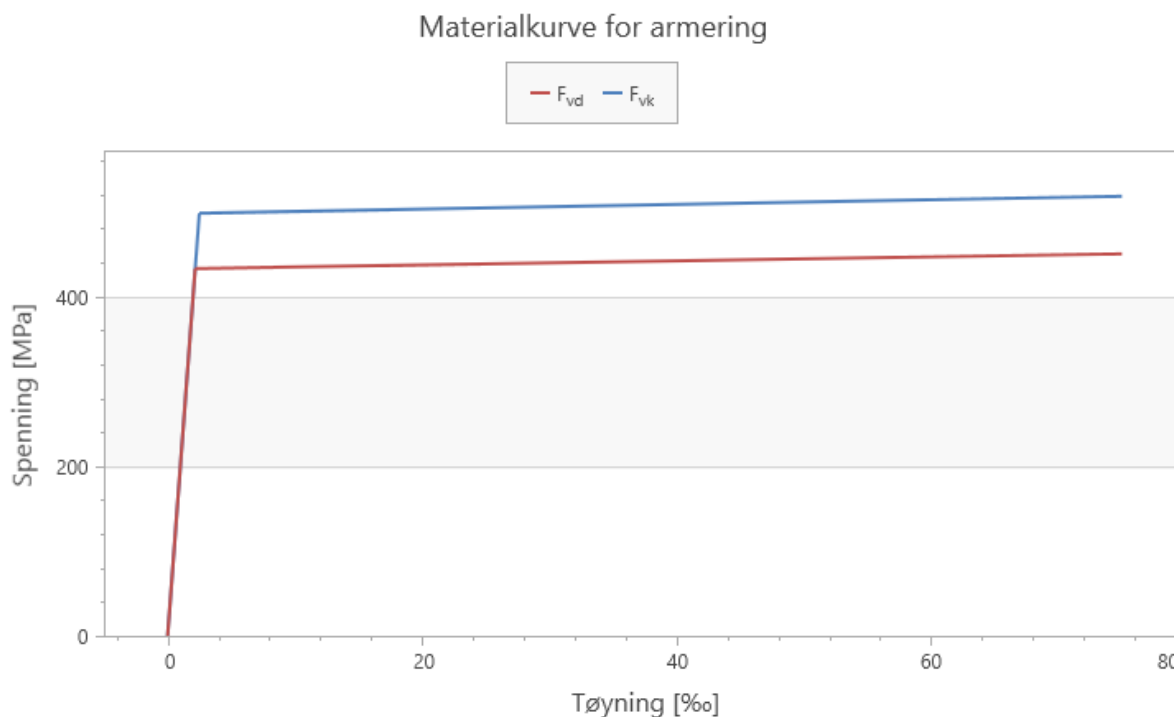
$$\epsilon_{ud} = 0,4 \epsilon_{uk}$$

I basisversjonen av EN 1992 er $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$.

Både f_{yk} , ϵ_{uk} og k er gitt i EC2: Tillegg C for tre forskjellige stålklasser. Her setter det norske nasjonale tillegget betraktelig lavere verdier på k og på ϵ_{ud} enn basisutgaven av EC2. Årsaken er at basisutgaven åpner for bruk av plastisk dimensjonering i betraktelig høyere grad enn man er beredt å gjøre i Norge.

Stålklasse	Grensetøyning	k etter norsk NA	k etter oppr. EN 1992
A	2,5 %	1,01	1,05
B	5,0 %	1,02	1,08
C	7,5 %	1,04	1,15

Det er også å bemerke at det er begrensninger ikke bare på underskridelser men også på overskridelser av de normerte verdiene. Dette er nødvendig ved plastiske beregninger, hvor bruddet ikke kan tillates å skje på andre steder enn planlagt.



Den øverste kurven gjelder uten bruk av partialfaktor, den heltrukne med bruk av partialfaktor.

Tverrsnittsdata

Avanserte tverrsnittsdata

Generelt

Det er noen tverrsnittsdata som er så kompliserte å regne ut for det generelle tverrsnittet, at programmet ikke har noen automatisk beregning av disse. Når man ser tverrsnittet foran seg er normalt sett verdien av variablene nokså innlysende, så det krever med andre ord lite fra brukeren å finne disse selv. Disse variablene er listet opp i dette kapittelet, og er altså input for generelle tverrsnitt. Unntaket er b_t som også blir beregnet for generelle tverrsnitt.

For samtlige variabler dette kapittelet omhandler gjelder følgende:

- ▶ Verdien beregnes nøyaktig for alle parametriserte tverrsnitt, men da med forutsetningen om enakset moment. Det vil si at verdier som er nødvendige til beregninger i den primære retningen antar at det ikke er noen krefter i den sekundære retningen, og omvendt.
- ▶ Ved bytte fra et parametrisert tverrsnitt til et generelt tverrsnitt beholdes alle verdiene, men de beregnes ikke på ny hvis brukeren endrer på tverrsnittet. (Bortsett fra unntaket b_t .)
- ▶ Alle verdiene (med unntak av b_t) skal kunne skrives over av brukeren for alle tverrsnittstyper, såfremt verdien er aktuell for det valgte tverrsnittet.

I tillegg vil alle variablene, med unntak av b_w og minste tverrsnittsdimensjon, bli beregnet på 2 måter; en tilnærmet metode før nøytralaksen er kjent, og en mer nøyaktig metode etter at nøytralaksen er kjent. De estimerte verdiene lagres på elementet (hvis armeringsavhengig) eller tverrsnittet (hvis uavhengig av armering), mens de mer nøyaktige verdiene blir lagret under hver lastkombinasjon ettersom de blir påvirket av nøytralaksen.

Stegbredde, b_w

- ▶ $b_{w,y}$ = Bredden på steget i tverrsnittet, med følgende presiseringer:
 - Avansert T og trapes: Midlere bredde på steget.

- Hul rektangulær og hul sirkulær: 2 * veggtykkelsen.
- Sirkulær: $\frac{\pi d}{4}$
- Dekke og Vegg: Bredder (1000 mm)
- ▶ $b_{w,z}$ = Høyden på "flensen" i tverrsnittet, med følgende presiseringer:
 - I-tverrsnitt: Midlere høyde på øvre flens + midlere høyde på nedre flens.
 - Rektangulær og trapes: Høyden
 - Hul rektangulær og hul sirkulær: 2 * veggtykkelsen
 - Sirkulær: $\frac{\pi d}{4}$
 - Vegg, dekke og dekke med steg: Ikke aktuelt.

Minste tverrsnittsdimensjon

- ▶ t_{min} = Minste tverrsnittsdimensjon:
 - Rektangulær og hul rektangulær: $\min(b, h)$
 - Trapes: $\min(b_t, b_b, h)$
 - T og opp-ned T og avansert T: $\min(b, t_{flens})$
 - I: $\min(t, t_b, t_t)$
 - Sirkulær: d
 - Hul sirkulær: d_y (ytre diameter)
 - Vegg: Tverrsnittshøyden
 - Dekke og dekke med steg: Ikke aktuelt

Midlere bredde av strekksonen, b_t

Estimerte verdier:

- ▶ $b_{t,z,right}$ = Midlere høyde på høyre side av arealsenteret til tverrsnittet.
 - Ikke definert for dekke med steg.
- ▶ $b_{t,z,left}$ = Midlere høyde på venstre side av arealsenteret til tverrsnittet.
 - Ikke definert for dekke med steg.
- ▶ $b_{t,y,top}$ = Midlere bredde i overkant av arealsenteret til tverrsnittet.
 - For dekke og vegg er denne alltid 1000 mm.
 - For opp-ned-T-tverrsnitt er denne alltid stegbredden.
 - For dekke med steg: Stegbredden
- ▶ $b_{t,y,bottom}$ = Midlere bredde i underkant av arealsenteret til tverrsnittet.
 - For dekke og vegg er denne alltid 1000 mm.
 - For T-tverrsnitt er denne alltid stegbredden.
 - For avanserte T-tverrsnitt brukes alltid midlere bredde av steget.
 - For dekke med steg: stegbredden

"Nøyaktige" verdier:

- ▶ Nøytralaksen som skal benyttes i beregningene er betongen sin nøytralakse.
- ▶ Ettersom det er kjent hvilken side som har strekk, er det kun nødvendig med 2 verdier for b_t
- ▶ $b_{t,z}$ = Midlere høyde på den delen av tverrsnittet som er på strekksiden av vertikal nøytralakse. (Se kapittelet "Horisontal og vertikal nøytralakse" i dokumentet "Kravspesifikasjon – Generelt".)
 - Ikke definert for dekke med steg
- ▶ $b_{t,y}$ = Midlere bredde på den delen av tverrsnittet som er på strekksiden av horisontal nøytralakse. (Se kapittelet "Horisontal og vertikal nøytralakse" i dokumentet "Kravspesifikasjon – Generelt".)
 - For dekke og vegg er denne alltid 1000 mm.

- For opp-ned-T-tverrsnitt med strekk i overkant er denne alltid stegbredden.
- For T-tverrsnitt med strekk i underkant er denne alltid stegbredden.
- For avanserte T-tverrsnitt med strekk i underkant brukes alltid midlere bredde av steget.
- For dekke med steg: stegbredden

Armeringsavhengige tverrsnittsdata

Variablene beskrevet i dette kapitlet beskriver avanserte tverrsnittsdata som er avhengige av innlagt armering. De samme forutsetningene som er beskrevet i kapitlet «Generelt» gjelder også her.

For beregning av “nøyaktige” verdier er det tyngdepunktet som avgjør hvilke jern som har trykk og hvilke som har strekk. (Altså ikke den faktiske tøyningen i det enkelte jern, eller den skråstilte opptredende nøytralaksen.) Dette gjelder ikke for beregningen av z . Avstanden δ_{tj} er horisontal eller vertikal avstanden fra tyngdepunktet til ytterste jern i strek og trykk. Hvis $\delta_{tj} < \frac{1}{3}$ ses det bort i fra dette jernet ved beregningen.

Formlene for variablene i dette kapitlet er de samme for estimerte og nøyaktige beregninger, men inndata kan variere ved at jern man antok hadde strekk faktisk får trykk, eller omvendt.

Hvis noen av variablene ikke kan beregnes, for eksempel hele tverrsnittet har trykk eller strekk, brukes den beste estimerte verdien.

Ingen av variablene i dette kapitlet er aktuelle for vegger.

Avstand fra strekkarmerings tyngdepunkt til trykkrand, d

$$d_y = \begin{cases} d_{horisontal} & \text{hvis det er lagt inn armering} \\ 0,9b & \text{ellers} \end{cases}$$

$$d_z = \begin{cases} d_{vertikal} & \text{hvis det er lagt inn armering} \\ 0,9h & \text{ellers} \end{cases}$$

d_y er ikke definert for dekke med steg.

Estimerte verdier:

- ▶ Det er kun de jernene lengst unna arealsenteret som blir med i betraktningen når estimert verdi skal finnes.
- ▶ d_y og d_z beregnes som den største av verdiene som ville vært for positivt og for negativt moment om den aktuelle aksene. Dette er en forenkling, men ettersom det sjelden er stor forskjell på disse verdiene vil det sjelden skape store feil.

“Nøyaktige” verdier:

- ▶ Alle armeringsjern inngår i beregningen, med unntak av de nærmest tyngdepunktet (se egen regel). Hvis hele tverrsnittet er i trykk eller strekk brukes den mest riktige av de estimerte verdiene.

Avstand mellom strekkarmeringens og trykkarmeringens tyngdepunktslinjer, h'

$$h'_y = \begin{cases} h'_{horisontal} & \text{hvis det er lagt inn armering i begge sider} \\ 0,81b & \text{ellers} \end{cases}$$

$$h'_z = \begin{cases} h'_{vertikal} & \text{hvis det er lagt inn armering i begge sider} \\ 0,81h & \text{ellers} \end{cases}$$

Indre momentarm, z

For beregning av z blir strekk og trykkresultatene for enakset moment brukt. Vi finner da to z verdier (for positivt og negativt moment) for hver retning og velger den som er aktuell der den brukes. Dersom momentet er 0 vil gjennomsnittet bli brukt.

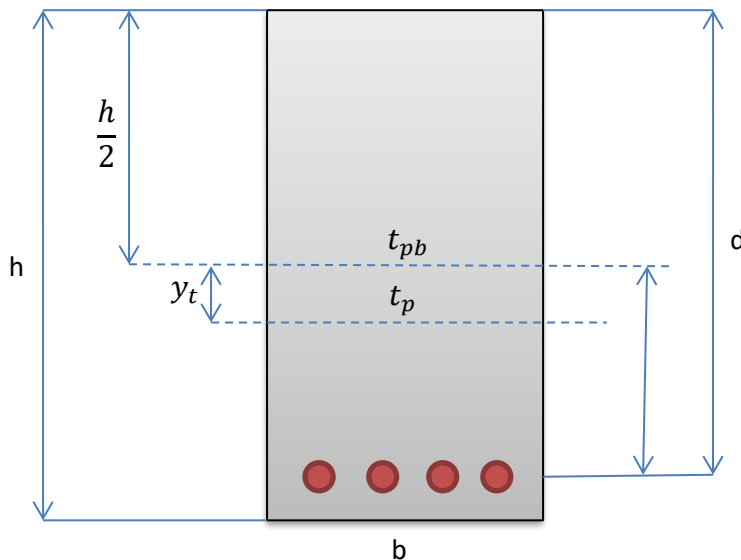
$$z_y = \begin{cases} z_{horizontal} & \text{for nøyaktig beregning} \\ 0,9d_y & \text{for estimert verdi} \end{cases}$$

$$z_z = \begin{cases} z_{vertikal} & \text{for nøyaktig beregning} \\ 0,9d_z & \text{for estimert verdi} \end{cases}$$

“Nøyaktige” verdier:

- ▶ Horisontal og vertikal avstand mellom betongen sin trykkresultant og armeringens strekkresultant.

Ekvivalent tyngdepunkt



$$A_t = A_c + (\eta - 1) \sum A_s$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$$y_t A_t = (\eta - 1) \sum A_s e$$

$$I_t = I_c + A_c y_t^2 + (\eta - 1) \sum A_s (e - y_t)^2$$

A_t	Transformerte tverrsnitt
y_t	Avstand mellom det rene betongtverrsnittets tyngdepunktsakse og det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse.
t_{pb}	Betongen sin tyngdepunktsakse.
t_p	Det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse.
I_t	Det armerte tverrsnittets arealtrehetsmoment om tverrsnittets tyngdepunktsakse, t_p .

Overdekning og senteravstand

Minste overdekning (EC2: 4.4.1.2 og 4.4.1.3)

$$c_{min} = \max \begin{cases} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur} \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

der:

$c_{min,b}$: Minste overdekning som følge av kravene til heft.

$$:= \begin{cases} \text{Enkeltstenger og bøylor:} & \max \begin{cases} \text{Stangdiameter} \\ 10 \text{ mm (0 i basisversjonen av NS-EN 1992)} \end{cases} \\ \text{Bunter:} & \text{Ekvivalent diameter } \phi_n \\ \text{Sirkulære kabelkanaler:} & \min \begin{cases} \text{Kabelrørets diameter} \\ 80 \text{ mm} \end{cases} \\ \text{Rektangulære kabelkanaler:} & \min \begin{cases} \max \begin{cases} \text{minste sidekant} \\ \text{største sidekant}/2 \end{cases} \\ 80 \text{ mm} \end{cases} \\ \text{Forspenning: spenntau eller tråd:} & 1,5 \text{ ganger diameter} \\ \text{Forspenning: preget tråd:} & 2,5 \text{ ganger diameter} \end{cases}$$

NB: Hvis største nominelle tilslagsstørrelse $D > 32 \text{ mm}$, økes $c_{min,b}$ med 5 mm.

$c_{min,dur}$: Minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger.

Avhenger av eksponeringsklasse og dimensjonerende brukstid, samt hvorvidt det er spennarmering. Se tabellene NA.4.4N og NA.4.5N.

(4.4N og 4.5N i basisversjonen)

Δc_{dur} : Tillegg i overdekning

$$:= \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}$$

$\Delta c_{dur,\gamma}$: Tillegg for sikkerhet (anbefalt verdi: 0 mm)

$\Delta c_{dur,st}$: Reduksjon av minste overdekning ved bruk av rustfritt stål (anbefalt verdi: 0 mm)

$\Delta c_{dur,add}$: Reduksjon av minste overdekning ved bruk av tilleggsbeskyttelse (anbefalt verdi: 0 mm)

Toleransen for armeringsplassering kommer i tillegg til dette.

NB: Delstørrelsene som inngår i Δc_{dur} behandles ikke eksplisitt i programmet.

Nominell overdekning:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Δc_{dev} : Største tillatte negative avvik i overdekningen. Anbefalt verdi er 10 mm (større verdier kan også brukes).

Legg merke til at norsk nasjonalt tillegg har verdier for $c_{min,dur}$ for eksponeringsklassene XC2, XC3 og XC4 for bestandighetsklassene M60 og M45. Programmet benytter bestandighetsklasse M60 for disse eksponeringsklassene, som gir konservative verdier på $c_{min,dur}$.

Avstand mellom armeringsstenger

Slakkarmering, spennarmering og skjærarmering (EC2 8.2)

Fri avstand mellom enkeltstenger (eller bunter, iht. EC2 8.9.1(1)) forekommende enkeltvis eller i horisontale lag skal ikke være mindre enn:

$$D_{b,min} = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{maks} \left\{ \begin{array}{l} k_1 \phi \\ d_g + k_2 \\ 20\text{mm} \\ k_3 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

der

ϕ : stangdiameter (for buntede stenger gjelder den faktiske utvendige omkretsen av bunten, se EC2 8.9.1(3))

d_g : største tilslagsstørrelse

k_1 : 2 for stenger i samme lag og 1,5 for avstand mellom ulike lag.

(i basisversjonen: $k_1 = 1$ i alle tilfeller)

k_2 : 5 mm

k_3 : $\begin{cases} 32 \text{ mm} & \text{hvis 1) det gjelder avstanden mellom lag og 2) } \phi \leq \phi_{large} \\ \infty & \text{ellers} \end{cases}$

(i basisversjonen: $k_3 = \infty$ i alle tilfeller)

ϕ_{large} : 32 mm for stenger; 40 mm for bunter (EC2:NA.8.8(1))

(i basisversjonen: $\phi_{large} = 32$ mm i alle tilfeller)

Der stengene er plassert i atskilte horisontale lag, skal stengene i hvert lag plasseres vertikalt oppå hverandre.

Da dette punktet i standarden ikke nevner spesifikt hvilken type armering kravet gjelder for, er det antatt at det gjelder også for skjærarmering. Merk at skjærarmering er gitt som en senteravstand, så kravet vil være minimum senteravstand for skjærarmering.

Spennarmering (EC2: 8.10)

Førøppspente kabler (EC2 8.10.1.2 og figur 8.14 i standarden)

Minste frie horisontale avstand mellom spennkabler:

$$D_{pre,h,min} = \max\{d_g + 5\text{mm}, 2\phi, 20\text{mm}\}$$

Minste frie vertikale avstand mellom spennkabler:

$$D_{pre,v,min} = \max\{d_g, 2\phi\}$$

der

ϕ : stangdiameter

d_g : største tilslagsstørrelse

Spennkabler kan buntet, men de bør normalt ikke buntet i forankringsområdene.

Etterøppspente kabler (EC2 8.10.1.3 og figur 8.15 i standarden)

Minste frie horisontale avstand mellom kabelkanaler:

$$D_{post,h,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} d_g + 5\text{mm} \\ \phi \\ 50\text{mm} \end{array} \right.$$

Minste frie vertikale avstand mellom kabelkanaler (gjelder egentlig kun for jern med ulik posisjon langs abscissen, men vi lar det gjelde i alle tilfeller):

$$D_{post,v,min} = \max \begin{cases} d_g \\ \phi \\ 40\text{mm} \end{cases}$$

der

ϕ : diameteren til kabelkanalen

d_g : største tilslagsstørrelse

Kabelkanaler for etteroppspente skal ikke buntet, med mindre to kabelkanaler er plassert vertikalt oppå hverandre.

Minimumsarmering (EC2: 9)

Generelle regler

Estimert minimumsarmering

Når minimumsarmeringen skal beregnes uten at kreftene er kjent, gjøres følgende antakelser:

1. $M_y > 0$
2. $M_z = 0$
3. V_z er dominerende

Høye bjelker

(EC2: 9.7)

I sideflater større enn 1000mm skal det legges en langsgående armering med et areal minst tilsvarende

$$A_{sdb,min} = \max \begin{cases} 0,001A_c \\ 0,15 \text{ mm}^2/\text{mm} \cdot h \end{cases}$$

(likt i basisversjonen).

h : Tverrsnittshøyden.

Vi tar med dette kravet også for søyler.

NB: Dette kravet er kun med for brukerens opplysning. **Det vil ikke bli kontrollert mot dette kravet.**

Bjelker (EC2: 9.2)

Valg av geometriske parametere

Reglene for minimumsarmering for bjelker bruker enkelte tverrsnittsavhengige verdier som er forskjellige avhengig av om man ser på krefter i primær eller sekundær retning (vertikale eller horisontale krefter). Verdiene det gjelder er b_t , b_w , d og h' . For å avgjøre hvilken av disse verdiene som blir brukt i minimumsarmeringen benyttes et sett med regler. Armeringskravene blir alltid beregnet for den primære retningen (vertikale krefter), uavhengig om det er angitt laster i denne retning eller ikke. Hvis kravene under er oppfylt, skal også den sekundære retningen beregnes, og den mest konservative verdien benyttes. Generelt må to-akset analyse være valgt for at kravene i det hele tatt skal sjekkes. De resterende kravene er forskjellige for minimumskrav som relaterer seg til skjærkrefter/bøylearmering og krav som går på moment/lengdearmering.

For krav til bøylearmeringen beregnes sekundærretningen hvis (alle) følgende punkter er oppfylt

- ▶ $|V_{Ed,max,y}| > 0,5|V_{Ed,max,z}|$
- ▶ $|V_{Ed,max,y}| > 0,01A_c|f_{ck}|^{\frac{1}{3}}$

For krav til lengdearmeringen beregnes sekundærretningen hvis (alle) følgende punkter er oppfylt

- ▶ $|M_{Ed,max,z}| > 0,5|M_{Ed,max,y}|$
- ▶ $|M_{Ed,max,z}| > 0,001d_y A_c |f_{ck}|$

Reglene over blir brukt på følgende verdier:

- ▶ Verdier som går på bøylearmering
 - $A_{sw,min}(b_w)$
 - $A_{sw,stir,min}(b_w)$
 - $s_{l,max}(h' \text{ og } d)$
 - $s_{t,max}(h' \text{ og } d)$
- ▶ Verdier som går på lengdearmering
 - $A_{s,min}(b_t \text{ og } d)$

Lengdearmering

Minste areal for strekkarmering (EC2: 9.2.1.1)

EC2 gir følgende formel for minste og største areal for strekkarmering:

Minste armeringsareal akkumulert for alle lasttilfeller:

$$A_{s,min} = \max A_{s,min,i} \forall \text{ lasttilfelle } i$$

Minste armeringsareal på strekksiden for lasttilfelle i :

$$A_{s,min,i} = \max \begin{cases} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_{t,i} d_i \\ 0.0013 b_{t,i} d_i \end{cases}$$

(likt i basisversjonen)

Merk at siden $A_{s,min}$ skal kontrolleres mot strekkarmeringen, ikke total armering, er det nødvendig med opptil 4 verdier på denne; $A_{s,min,topp}$, $A_{s,min,bunn}$, $A_{s,min,høyre}$ og $A_{s,min,venstre}$. Det vil være de angitte kreftene som samlet sett avgjør hvilke verdier som er relevante. Dersom alle kreftene f.eks. gir strekk i underkant, vil $A_{s,min,topp}$ bli vist, men ikke validert, da det ikke er noe krav til minimumsarmering på trykksiden. Dersom det ikke er 2-akset beregning, er kun de to første verdiene relevante. Selve kontrollen av at en gitt $A_{s,min}$ er oppfylt, skjer ved å sammenligne mot det totale armeringsarealet som ligger på den siden av tverrsnittets tyngdepunkt som er *mest* i strekk. Dersom det f.eks. er lagt inn spennarmering vil det med andre ord være mulig å få at også jern som i realiteten er i trykk, likevel inngår i kontrollen. For at et jern skal kunne bidra til å oppfylle $A_{s,min}$, må det ligge minimum 20% bort fra tverrsnittets tyngdepunkt i forhold til ytterkant. Eventuelle jern i senter av tverrsnittet vil altså ikke bidra til å oppfylle $A_{s,min}$.

Største armeringsareal for alle lasttilfeller:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

(likt i basisversjonen)

b_t : Strekksonebredde.

d : Effektiv høyde: avstand fra strekkarmeringens tyngdepunktlinje til trykkranden.

A_c : Betongens areal

Her gjelder regelen for høye bjelker (EC2: Høye bjelker).

Fastsettelse av $b_{t,i}$ for lastkombinasjon i

$$b_{t,y,i} = \begin{cases} b_{t,y,top} & (M_{EdG,y,i} < 0) \\ b_{t,y,bottom} & (M_{EdG,y,i} > 0) \\ \max(b_{t,y,top}, b_{t,y,bottom}) & (\text{ellers}) \end{cases}$$

$$b_{t,z,i} = \begin{cases} b_{t,z,right} & (M_{EdG,z,i} < 0) \\ b_{t,z,left} & (M_{EdG,z,i} > 0) \\ \max(b_{t,z,right}, b_{t,z,left}) & (\text{ellers}) \end{cases}$$

Skjærarmering (EC2: 9.2.2)

Minste skjærarmeringsareal skal bestå av bøylor (NA.9.2.2 (5)).

(I basisversjonen skal minst 50 % av minimum skjærarmering bestå av bøylor.)

Skjærarmeringsforholdet ρ_w , definert som $\rho_w = A_{sw}/(s \cdot b_w \sin \alpha)$, må tilfredsstille følgende kriterium:

$$\rho_w \geq (0,1\sqrt{f_{ck}})/f_{yk}$$

($\rho_w \geq (0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$ i basisversjonen av EN 1992)

Vi innfører en ny størrelse for minste skjærarmeringsareal per bjelkelengdeenhet:

$$A_{sw,min} = (A_{sw}/s)_{min}$$

$$A_{sw,min,i} = \frac{0,1\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_{w,i} \sin \alpha$$

(0,08 istf. 0,1 i basisversjonen av EN 1992)

$$A_{sw,min} = \max A_{sw,min} \forall \text{ lasttilfelle } i$$

Arealet av bøylearmeringen benevnes:

$$A_{sw,stir,min} = A_{sw,min}$$

(Ikke definert i basisversjonen)

Senteravstand for skjærarmering

Største bøyleavstand i lengderetningen

$$s_{l,max,i} = 0,6h'_i(1 + \cot \alpha)$$

($s_{l,max,i} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$ i basisversjonen av EN 1992)

$$s_{l,max} = \min s_{l,max,i} \forall \text{ lasttilfelle } i$$

Største avstand mellom bøylebein på tvers av bjelken (dvs. horisontal avstand ved dominerende M_y og V_z)

$$s_{t,max,i} = \min \begin{cases} h'_i \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

($s_{t,max,i} = \text{Min}(0,75 \cdot d, 600)$ i basisversjonen av EN 1992)

$$s_{t,max} = \min s_{t,max,i} \forall \text{ lasttilfelle } i$$

Største bøyleavstand når trykkarmering er medregnet i momentkapasiteter (Punkt 9.2.1.2(3)):

$$s_{l,c} = 15 \phi$$

Vi innfører en samleformel, $s_{l,max,dim}$, som benevner største senteravstand i lengderetning for bøylor.

$$s_{l,max,dim} = \min \begin{cases} s_{l,c} & \text{med trykkarmering} \\ \infty & \text{uten trykkarmering} \end{cases} \quad s_{l,max}$$

Tegnforklaringer:

- s : Bøyleavstanden målt langs konstruksjonsdelens lengdeakse.
- α : Skjærarmeringens helningsvinkel.
- ϕ : Minste diameter for lengdearmering på trykksiden (i praksis: minste diameter for all slakkarmering).

h'_i : Avstanden mellom strekkarmeringen og trykkarmeringens tyngdepunktslinjer for lasttilfelle i .

b_w : "Stegbredde". Angis av bruker.

Torsjonsarmering (EC2: 9.2.3)

Hvis tverrsnittet ikke er belastet av torsjonsmoment, trengs ikke minimumsarmering for torsjon.

Største bøyleavstand (senteravstand) for torsjonsarmering:

$$s_{l,tor,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} u/8 \\ \text{Den minste tverrsnittsdimensjonen for aktuelt snitt} \end{array} \right.$$

der:

u er den ytre omkretsen av tverrsnittet (se EC2 6.3.2 i standarden)

Ved torsjon skal lengdearmeringen være ordnet slik at det er minst én stang i hvert hjørne, og øvrige jern skal fordeles jevnt rundt den innvendige omkretsen av bøylen.

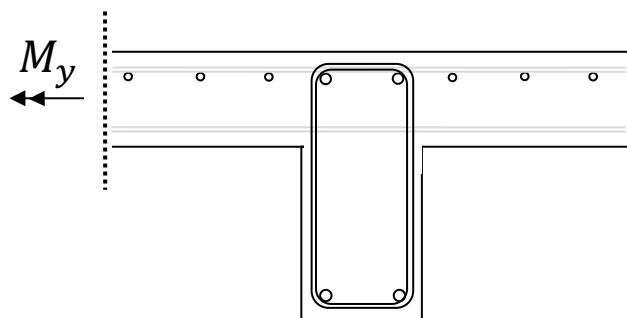
Største senteravstand mellom lengdejern ved torsjonsarmering:

$$s_{long,tor,max} = 350 \text{ mm}$$

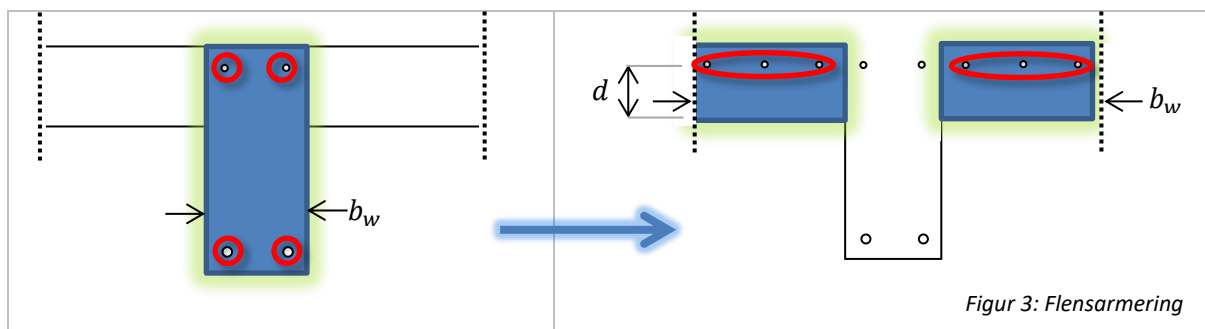
NB: Dersom tverrsnittet har store horisontale skjærkrefter, skal b_w uansett angis av bruker.

Dekke med steg (EC2: 9.2)

For T-formede bjelker gjelder de samme krav som for bjelker, foruten de endringer og presiseringer som går fram her.



Figur 1



Figur 3: Flensarmering

Figur 2:
Stegarmering

Flensarmering

Flensen betraktes som en tverrgående plate, hvilket innebærer at flensens hovedarmering går i tverretning og at fordelingsarmeringen går i lengderetning. Vi betrakter kun fordelingsarmeringen. Beregning av største og minste armeringsareal, $A_{s,flange,min}$ og $A_{s,flange,max}$ foretas etter reglene for dekker (delkapittel Dekker (EC2: 9.3)), og det skraverte området i Figur 3: Flensarmering ligger til grunn.

I beregningen av d for $A_{s,flange,min}$ for flensen inngår en trykkrand som settes til underkanten av flensen. Dette innebærer at overkantarmoring betraktes som strekkarmering. Siden vi ikke kjenner flensarmeringen, bruker vi $d = 0,9 \cdot$ flenshøyden.

Største senteravstander for armering i flensen er gitt ved (punkt 9.3.1.1):

$$\begin{aligned} \text{Strekkarmering (jfr. kravet for hovedarmering):} & \quad S_{f,t} = \min\{3h, 400\text{mm}\} \\ \text{Trykkarmering (jfr. kravet for fordelingsarmering):} & \quad S_{f,c} = \min\{3.5h, 450\text{mm}\} \end{aligned}$$

(Likt i hoveddelen)

der

h : flensens tykkelse (høyde)

Største senteravstand for lengdearmering i flensen for last nummer i er da gitt ved:

$$S_{f,i} = \begin{cases} S_{f,t} & \text{(overkant av tverrsnittet er strekkside. Se definisjon i generell brukermanual)} \\ S_{f,c} & \text{(ellers)} \end{cases} \quad (*2)$$

Plassering av flensarmering går fram i Figur 1. Merk at armeringen i platens hovedretning (i grått, som går på tvers av tverrsnittets hovedretning) er tatt med kun for oversiktens skyld – den beregnes ikke her.

Moment om vertikalakse (M_z) neglisjeres for denne tverrsnittstypen.

Stegarmering

Ved beregning av minste stegarmering tas hele det skraverte området i Figur 2: Stegarmering i betraktning, og reglene for bjelker benyttes både for lengdearmering og bøylearmering.

Her gjelder regelen for høye bjelker (Høye bjelker), med følgende modifikasjon: Bare den frie delen av steget betraktes som bjelkehøyde i denne sammenheng.

Dekker (EC2: 9.3)

Lengdearmering (EC2: 9.3.1).

Minste areal for strekkarmering:

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \\ 0.0013 b_t d \end{cases}$$

(likt i basisversjonen av EN 1992)

Som gir:

² Denne størrelsen har i praksis kun relevans for den dedikerte flensarmeringen. Stegarmering fordelt i flensen vil uansett ha minst mulig senteravstand, og vil derfor aldri overskride S_f .

$$\frac{A_{s,min}}{b_t} = \max \begin{cases} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d \\ 0.0013d \end{cases}$$

Innsatt for summen av alle armeringslag gis et eksplisitt kriterium for minste tillatte armeringsareal:

$$\frac{A_s}{b_t} = \sum_i \frac{\pi \left(\frac{\phi_i}{2}\right)^2}{S_i} \geq \max \begin{cases} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d \\ 0.0013d \end{cases}$$

b_t : Midlere bredde av strekksonen.

d : Avstand fra strekkarmeringens tyngdepunktlinje til trykkranden.

ϕ_i : Diameter for armeringslag i .

S_i : Senteravstand for armeringslag i .

Kontrollen av om arealet for strekkarmering er oppfylt, skjer på samme måte som for bjelker. Se ovenfor for detaljer.

Største areal for strekk- eller trykkarmering:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

(likt i basisversjonen av EN 1992)

Dette gir:

$$\frac{A_{s,max}}{b_t} = 0,04h$$

Eksplisitt kriterium

Innsatt for summen av alle armeringslag i gis et eksplisitt kriterium for største tillatte armeringsareal:

$$\left(\frac{A_s}{b_t}\right) \sum_i \frac{\pi \left(\frac{\phi_i}{2}\right)^2}{S_i} \leq 0,04h$$

A_c : Tverrsnittsareal av betong

h : Høyden på tverrsnittet

Krav til fordelingsarmering i tverretning

Fordelingsarmeringen må ikke være mindre enn 20% av hovedarmeringen:

$$A_{stmin} = 0,2A_s$$

Krav til senteravstander

Største senteravstander for bøyearmering:

$$S_{max,slabs} = \begin{cases} S_{ms,p} = \min\{2h, 250\text{mm}\} & \text{for hovedarmering under maksimal belastning} \\ S_{ms,p,curt} = \min\{3h, 400\text{mm}\} & \text{for avtrappet hovedarmering} \\ S_{ms,s} = \min\{3h, 400\text{mm}\} & \text{for fordelingsarmering under maks. belastning} \\ S_{ms,s,curt} = \min\{3,5h, 450\text{mm}\} & \text{for avtrappet fordelingsarmering} \end{cases}$$

(likt i basisversjonen av EN 1992)

Største senteravstand for langsgående armering på trykksiden (jfr. kravet for hovedarmering i det generelle) settes til $S_{ms,p,curt}$.³

Største senteravstander på for langsgående armering på strekksiden (jfr. kravet for hovedarmering ved punktlaster eller maksimalt moment) settes til $S_{ms,p}$.

Dette gir:

Største senteravstand for armering i underkant:

$$S_{bot,max} = \begin{cases} S_{ms,p} & \text{(underkant er strekkside)} \\ S_{ms,p,curt} & \text{(ellers)} \end{cases}$$

(se den generelle brukermanualen for definisjon av strekkside)

Største senteravstand for armering i overkant:

$$S_{top,max} = \begin{cases} S_{ms,p} & \text{(overkant er strekkside)} \\ \infty & \text{(ellers)} \end{cases}$$

NB: Det er tilstrekkelig at *ett* armeringslag på hver side av nøytralaksen tilfredsstiller kriteriet, for hver lastkombinasjon.

Skjærarmering (EC2: 9.3.2):

Skal platen skjærarmeres, må den være minst 200 mm tykk. Dersom dette kravet ikke oppfylles settes $A_{sw,min}$ og $A_{sw,stir,min}$ til udefinert, og det gis en valideringsfeil til brukeren.

Minste skjærarmeringsareal er gitt ved (se utredning i Skjærarmering (EC2: 9.2.2)):

$$A_{sw,min} = \frac{0,1\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} (b_w \sin \alpha)$$

(0,08 istf. 0,1 i basisversjonen av EN 1992)

Minste skjærarmeringsareal skal bestå av bøyer (NA.9.2.2.(5)). (Programmet tar ikke hensyn til eventuell modifikasjon som følge av punkt 9.3.2, da dekkemodulen ikke har kjennskap til innlagt skjærarmering.)

(I basisversjonen skal minst 50 % av minimum skjærarmering bestå av bøyer.)

Arealet av bøylearmeringen benevnes:

$$A_{sw,stir,min} = A_{sw,min}$$

(Ikke definert i basisversjonen)

der

A_{sw} : Skjærarmering innenfor lengden s

b_w : Tverrsnittsbredde (se Bjelke for definisjon)

α : Skjærarmeringens helningsvinkel

Søyler (EC2: 9.5):

Søyler defineres etter EC2 som elementer hvor $h < 4b$ (*⁴)

der

b : minste tverrsnittsdimensjon

³ For armering på trykksiden benyttes ikke kriteriene for områder med maksimalt moment, men i stedet de generelle, og mildere, reglene. Dette følger av at vi betrakter trykkarmering som mindre kritisk enn strekkarmering.

⁴ I ISY Design brukes disse reglene bestandig dersom brukeren har valgt søyle, og dette kriteriet teller ikke.

Lengdearmering (punkt 9.5.2).

Minste diameter for lengdearmering:

$$\phi_{min} = 12 \text{ mm}$$

(8 mm i basisversjonen av NS-EN 1992)

Minste samlet tverrsnittsareal for lengdearmering:

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,1N_{Ed}/f_{yd} \\ 0,002A_c \end{cases}$$

(Likt i basisversjonen)

Største samlet tverrsnittsareal for lengdearmering:

$$A_{s,max} = 0,08A_c$$

$(A_{s,max} = \begin{cases} 0,04A_c & \text{utenfor skjøtesoner} \\ 0,08A_c & \text{innenfor skjøtesoner} \end{cases}$ i basisversjonen av NS-EN 1992 (Vi benytter alltid utenfor skjøtesoner.))

Fordelingsregler (EC2: 9:5:2(4))

- Kantede søyler skal ha minst en stang i hvert hjørne.
- Sirkulære søyler skal ha minst 4 stenger-

Tverrarmering (EC2: 9.5.3):

Minste diameter for tverrarmering:

$$\phi_{l,min} = \max \begin{cases} 6 \text{ mm} \\ 0,25 \max \phi_i \forall \text{ armeringsjern } i \end{cases}$$

Største senteravstand for tverrarmering:

$$s_{cl,tmax} = rf \cdot \min \begin{cases} 15 \min \phi_i \forall \text{ armeringsjern } i \\ \text{Minste tverrsnittsdimensjon} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

der

rf : Reduksjonsfaktor: = $\begin{cases} 0,6 & \text{hvis } \begin{cases} \text{betongen har fasthetsklasse B55 eller høyere, eller} \\ \text{lengdearmeringen overskrider } 0,04A_c \end{cases} \\ 1 & \text{ellers} \end{cases}$

(I basisversjonen av NS-EN 1992⁵: $s_{cl,tmax} = 1 \cdot \min \begin{cases} 20\phi_{min} \\ \text{Minste tverrsnittsdimensjon} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$)

Søyler trenger ofte mer bøylearmering i topp og bunn enn det programmet foreslår. Det er opp til bruker å ta hensyn til dette.

Torsjonsarmering

Her gjelder de samme regler som for bjelker (se Torsjonsarmering (EC2: 9.2.3)).

Vegger (EC2: 9.6)

I den generelle Eurokode defineres vegger ved at forholdet mellom lengde og tykkelse er > 4 (EC2: 9.6.1). Dette betyr at kortere vegger skal regnes som søyler.

NB: For vegger som hovedsakelig er påkjent av bøyning ut av planet, gjelder reglene for plater (EC2-1-1: 9.6.1(1)). De følgende delavsnittene kan da overses, men programmet vil alltid beregne krav til

⁵ I visse tilfeller inngår en reduksjonsfaktor basisversjonen også (punkt 9.5.3(4)), men disse tilfellene er ikke ansett som relevante for minimumsarmeringen.

horisontalarmering etter EC2: 9.6.3 (kravet til horisontalarmering i vegg vil alltid være mest kritisk sammenlignet med krav til tverrarmring i dekke).

Merk at reglene for $A_{s,min}$ ser på arealet av strekkarmringen for plater, mens de ser på totalt armeringsareal for vegger. Dette fører til at ytterligere 2 verdier blir vist i programmet dersom reglene for plater blir benyttet; $A_{s,min,topp}$ og $A_{s,min,bunn}$. Mer om dette er å finne i kapittel Lengdearmring.

For å finne ut om det er hovedsakelig bøyning sjekkes eksentrisiteten mot dekketykkelse. Programmet benytter reglene for plater dersom lasttilfellet i bruddgrense oppfølger følgende krav.

$$\left| \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed}} \right| > \frac{t}{6}$$

Hvor t er tykkelsen til veggen.

Vertikalarmering (EC2: 9.6.2).

Minste areal for vertikalarmering:

$$A_{s,min} = 0,002A_c$$

(Likt i basisversjonen)

Som gir:

$$\frac{A_{s,min}}{l} = 0,002b$$

Største areal for vertikalarmering:

$$A_{s,max} = 0,04A_c$$

(Likt i basisversjonen)

Som gir:

$$\frac{A_{s,max}}{l} = 0,04b$$

Der

b : Tykkelsen til veggen

l : Lengden av veggen

Minimum vertikalarmering skal fordeles slik at halvparten ligger på hver side. Merk at dette blir ikke kontrollert av programmet. Standarden er ikke tydelig på hvordan sentrisk armerte vegger skal håndteres, og det er opp til bruker å avgjøre om beregningsmodellene er gyldige i denne situasjonen.

Største senteravstand i vertikalarmeringen:

$$S_{c,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3t \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Dette kravet kontrolleres opp mot armeringslaget med den minste senteravstanden i henholdsvis overkant og underkant av tverrsnittet. Dersom sentrisk armering, er det naturlig nok denne armeringen som blir kontrollert. Dersom den kritiske senteravstanden ikke blir godkjent, blir det også kontrollert om det er mulig å fordele armeringen i alle lag på en slik måte at den likevel ville blitt godkjent.

Horisontalarmering (EC2:9.6.3)

Minste horisontalarmeringsareal for yttervegger:

$$A_{sh,min,outer} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,6A_c f_{ctm}/f_{yk} \\ 0,25A_{sv} \end{array} \right.$$

$$A_{sh,min,outer,top} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3A_c f_{ctm}/f_{yk} \\ 0,25A_{sv,top} \end{array} \right.$$

$$A_{sh,min,outer,bottom} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3A_c f_{ctm}/f_{yk} \\ 0,25A_{sv,bottom} \end{array} \right.$$

Minste horisontalarmeringsareal for innervegger:

$$A_{sh,min,inner} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3A_c f_{ctm}/f_{yk} \\ 0,25A_{sv} \end{array} \right.$$

$$A_{sh,min,inner,top} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15A_c f_{ctm}/f_{yk} \\ 0,25A_{sv,top} \end{array} \right.$$

$$A_{sh,min,inner,bottom} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15A_c f_{ctm}/f_{yk} \\ 0,25A_{sv,bottom} \end{array} \right.$$

der:

A_{sv} er innlagt vertikalarmering

$A_{sv,top}$ er innlagt vertikalarmering i overkant

$A_{sv,bottom}$ er innlagt vertikalarmering i underkant

$$(A_{sh,min,outer} = A_{sh,min,inner} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,001A_c \\ 0,25A_{sv} \end{array} \right. \text{ i basisversjonen av NS-EN 1992})$$

Merk at vertikalarmering i over- og underkant er bestemt av brukerdefinert valg på armeringslaget (underkant/overkant/senter). Det vil si at de armeringslag som er definert som sentriske ikke gir noe bidrag på armeringsmengden for $A_{sv,top}$ eller $A_{sv,bottom}$, men inngår i total mengde A_{sv} .

Horisontalarmeringsarealet beskrives slik (for innervegger resp. Yttervegger):

$$\frac{A_{sh,outer}}{l} = \sum_{i \in \text{yttervegger}} \frac{\pi \left(\frac{\phi_i}{2}\right)^2}{S_i}$$

$$\frac{A_{sh,inner}}{l} = \sum_{i \in \text{innervegger}} \frac{\pi \left(\frac{\phi_i}{2}\right)^2}{S_i}$$

ϕ_i : Diameter for armeringslag i .

S_i : Senteravstand for armeringslag i .

Tilleggskrav: Minimum horisontalarmering skal fordeles symmetrisk.

Største senteravstand i horisontalarmeringen:

$$S_{ch,max} = 400 \text{ mm}$$

Tverrarmring (EC2:9.6.4)

Hvis $A_{S,v} > 0,02A_c$ kreves tverrarmring i vegg, etter reglene for søyle.

($A_{S,v}$: innlagt vertikalarmring)

Armeringsberegning i betonganalysen

Begrensninger

- Det blir ikke laget buntet armering ved armeringsgenerering.
- De genererte jernene ordnes i armeringslag.
- Det vil bare bli generert slakkarmering, ikke spennarmring.
- All eksisterende armering vil bli slettet under genereringsprosessen.
- All skjærarmring generert av programmet skal bestå av bøylor.
- Dersom ingen laster er angitt antas det strekk i underkant på bjelke, dekke og dekke med steg, mens det antas strekk i både overkant og underkant for søyle og vegg.
- Armeringsgenereringen har som forutsetning at moment om horisontal akse, M_y , er dominerende. I praksis genereres armering for dette momentet først, før eventuelt ytterligere armering legges til som følge av moment om vertikal akse, M_z .
 - o Dersom M_z er dominerende, vil plassering av armering ikke bli optimal, og det vil også være mulig at enkelte minimumskrav til armering ikke blir oppfylt av genereringen alene.
- Armeringsgenerering forutsetter at tverrsnittet har en horisontal linje både i topp og bunn for å kunne generere armering for moment om horisontalaksen, M_y , samt en vertikal linje på både høyre og venstre side for å kunne generere armering for moment om vertikalaksen, M_z .
 - o Dersom tverrsnittet har en skrå vertikal ytterkant, vil det ikke bli generert armering for M_z
 - o Dersom tverrsnittet har en skrå horisontal ytterkant, vil det ikke bli generert armering for M_y
- Merk at i spesielle situasjoner med momenter om 2 akser, vil kravene til minimumsarmering kun bli oppfylt for momentet om y-aksen, M_y . Normalt vil dette også holde for momentet om z-aksen, men i sære tilfeller vil krav kunne bli underkjent også ved armeringsgenerering.

Grunnarmering

Grunnarmeringen er den armeringen som kommer fram ved å følge kravene fra kapittel Minimumsarmering (EC2: 9).

Bjelker (minimumskrav fra Bjelker (EC2: 9.2))

Fordeling av lengdearmring

Da standarden ikke sier noe om fordelingen av lengdearmring, innfører vi følgende regler:

Det skal være ett jern i hvert bøylehjørne

Dersom a) både overkant og underkant er strekksider, og b) minste armeringsareal ikke er oppfylt med jern i alle bøylehjørner, skal overskytende areal fordeles likt mellom trykkside og strekkside.

Dersom en, og bare en, av overkant og underkant er strekkside, og krav 1) ikke oppfyller minste armeringsareal, plasseres de overskytende jernene på strekksiden.

Skjærarmering

$$S_{l,max} = \min \begin{cases} S_{l,max,dim} \\ S_{l,tor,max} \end{cases}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{start} = \max \left\{ \frac{A_{sw,min}}{\pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2} / S_{l,max} \right. \quad (\text{Enhet: mm}^2/\text{m})$$

ϕ : Innlagt bøylediameter

Dekke med steg

Steg

For steget gjelder de samme verdiene som for bjelke (Bjelker (minimumskrav fra Bjelker (EC2: 9.2))). Hvis bruker tillater å fordele stegarmeringen i flensen, gjelder i tillegg at det skal påbegynnes nytt lag først når effektiv flensbredde blir overskredet.

Flens

Her genereres det ingen armering utover minimumsarmeringen. Denne bestemmes av kravet til største senteravstand (S_f) og kravet til minste armeringsareal ($A_{s,min,flange}$) – begge beskrevet under minimumsarmering (se Flensarmering).

Største senteravstand:

$$S_{f,start} = \min \left\{ \pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 b_t / A_{s,min,flange} \right. \\ \left. S_f \right.$$

Tegnforklaring:

ϕ : Diameter for flensarmeringen

b_t : Effektiv flensdybde

Dekker (minimumskrav fra Dekker (EC2: 9.3))

Fordeling av armering

I Kapitlet for minimumsarmering for dekke gis eksplisitte krav for senteravstand i overkant og underkant. Utover dette gis ingen krav til fordeling mellom underkant og overkant, men vi har tilføyd følgende regler:

- **Tilfelle A:** strekk i både underkant og overkant legges halvparten av minimumsarmeringen i hver side.
- **Tilfelle B:** kun strekk i underkant legges all minimumsarmering i underkant.
- **Tilfelle C:** kun strekk i overkant legges armering med største senteravstand for trykksiden ($S_{ms,p,curt}$) i underkant, og resten i overkant.

(Se den generelle brukermanualen for definisjon av trykk- og strekkside.)

Dette gir følgende formler for minste armeringsareal i hhv. underkant og overkant:

Underkant:

$$A_{s,bot,min} = \begin{cases} \frac{A_{s,min}}{2} & \text{(tilfelle A)} \\ A_{s,min} & \text{(tilfelle B)} \\ 0 & \text{(tilfelle C)} \end{cases}$$

Overkant:

$$A_{s,top,min} = \begin{cases} \frac{A_{s,min}}{2} & \text{(tilfelle A)} \\ 0 & \text{(tilfelle B)} \\ A_{s,min} - A_{s,bot,min} & \text{(tilfelle C)} \end{cases}$$

I tillegg blir største tillatte senteravstand kontrollert.

Søyler (minimumskrav fra Søyler (EC2: 9.5):)

Kantede søyler

Startverdi for antall jern er ett jern i hvert bøylehjørne. I tillegg skal følgende krav sjekkes:

$$\left. \begin{matrix} N_{bot,start} \\ N_{top,start} \end{matrix} \right\} \geq \left\lceil \frac{A_{s,min}/2}{\pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2} \right\rceil$$

Sirkulære søyler

Sirkulære søyler skal, etter EC2, ha minst 4 langsgående stenger. Vi legger inn som tilleggskrav at disse stengene skal være jevnt fordelt langs randen. Dermed må de ha minst 4 jern i ytterste lag. Startverdi for antall jern i søylen blir

$$N_{start} = \left\lceil \frac{A_{s,min}}{\pi \left(\frac{\phi_c}{2}\right)^2} \right\rceil \geq 4$$

Skjærarmering

$$S_{l,max} = \min \left\{ \begin{matrix} S_{cl,tmax} \\ S_{l,tor,max} \end{matrix} \right.$$

$$\left. \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{start} = \pi \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 / S_{l,max} \text{ (Enhet: mm}^2/\text{m)} \right.$$

ϕ : Innlagt bøylediameter

Vegger (minimumskrav fra Vegger (EC2: 9.6))

Dobbeltarmerte vegger

Under gis største startavstander (startverdier) for veggens to sider. De baserer seg på både 1) kravene til største senteravstand og 2) kravene til minste armeringsareal.

Startverdi for senteravstand i høyre resp. venstre side av veggen:

$$S_{start} = \min \left\{ \begin{matrix} \frac{\pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{A_{s,min}/(2l)} \\ S_{c,max} \end{matrix} \right.$$

Tegnforklaring:

ϕ : Diameter for armeringsjern 1

$A_{s,min}/(2l)$: Minste areal for vertikalarmering per vegg lengde i hver side. ⁶

$S_{c,max}$: Største senteravstand for vertikalarmering, gitt av EC2

Enkeltarmerte vegger

Startverdi for senteravstand:

$$S_{start} = \min \left\{ \begin{array}{l} \pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \\ A_{s,min}/l \\ S_{c,max} \end{array} \right.$$

Tegnforklaring:

ϕ : Diameter for armeringsjern

$A_{s,min}/l$: Minste areal for vertikalarmering per vegg lengde

$S_{c,max}$: Største senteravstand for vertikalarmering, gitt av EC2

Lengdearmering

Ved generering av armering legges først inn det minste antall jern. Så genereres armering for lasttilfellene etter tur. Merk at den beregnede armeringen akkumuleres for hvert lasttilfelle, og tas i betraktning for alle de følgende lasttilfellene.

Plassering av jern og lag

Merk: Et lag kan være både lineært og sirkulært, avhengig av tverrsnittstypen.

For plassering av armeringslag og jern gjelder følgende regler:

1. Armeringsjernene skal ha en mest mulig jevn fordeling på en gitt z koordinat. Hvis det ligger flere lag på ett nivå løses dette ved å tilstrebe likest mulig antall jern per lengdeenhet i hvert lag.
2. Hvert armeringslag knyttes til de to første punktene programmet finner som har samme z-koordinat som henholdsvis over/underkanten av tverrsnittet.
 - a. Hvis det ikke er mulig å finne to punkter i både overkant og underkant, støtter vi ikke armeringsgenerering for den aktuelle retningen (horisontal/vertikal).
3. Det ytterste armeringslaget gis en overdekning lik standard overdekning for armeringslag (se Overdekning og senteravstand).
4. Når den frie avstanden mellom jernene innenfor et lag blir mindre enn den horisontale $D_{b,min}$ (se Slakkarmering, spennarmering og skjærarmering (EC2 8.2)), påbegynnes et nytt lag. Det nye laget plasseres med fri avstand lik vertikal $D_{b,min}$ fra det forrige laget.

Skjærarmering

Som minimum legges det inn skjærarmering i henhold til minimumskravene (se avsnittet om startverdier).

Prosedyre for å beregne skjærarmering

1. Hvis $V_{Rd,c} \geq V_{Ed,red}$: Ikke beregningsmessig behov for skjærarmering \Rightarrow Behold minimumsarmeringen.
2. Ellers, adder følgende skjærarmeringsareal til minimumsarmeringen:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{add} = \frac{|V_{Ed,red}| - |V_{Rd,s}|}{z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha} \geq 0$$

⁶ 2-tallet kommer av at armeringen i den ene siden utgjør halvparten av summen av begge sidene.

$V_{Ed,red}$ forklares i teoridelen for skjærkraft (Skjærkraft (EC2: 6.2)).

Bøyleavstanden skal begrenses av kravet til fri avstand mellom enkeltjern i samme lag. Dersom dette blir overskredet, avbrytes genereringen med en feilmelding.

Skjærarealet skal også avgrenses slik at skjærstrekkkapasiteten ikke overskrider skjærtrykkkapasiteten. Hvis denne begrensningen trer i kraft, skal det gis en advarsel.

Tøyningsberegning

Tøyningene beregnes ved hjelp av iterasjon. For søyler med 2. ordens moment foregår dette i flere trinn, noe som også vil øke beregningstiden noe. Hovedprinsippet med iterasjonen er at programmet finner et plant tøyningsplan som gir opphav til spenninger i betongen og armeringsjernene, og som skal balansere de påførte snittkreftene. Dette tøyningsplanet beregnes på formen

$$\varepsilon = C_1 + C_2z + C_3y$$

For beregning av indre krefter, deles tverrsnittet opp i en rekke celler, der hver av dem har så lite areal at man kan anta konstant spenning innenfor cellens areal. Spenning og resulterende kraft regnes ut i hver enkelt celle sitt tyngdepunkt, og man finner de totale indre kreftene. Hvor mye de indre kreftene avviker fra snittkreftene vi ønsker å oppnå blir så benyttet for å beregne neste steg i iterasjonen.

Noen viktige aspekter med beregningen

- ▶ Både kryp, ε_{cc} , og svinn, ε_{cs} , er negative, da positiv tøying er definert som strekk.
- ▶ Dersom $\varepsilon \geq \varepsilon_{cs} + \varepsilon_{cc}$ er det i praksis strekktøying i betongen (som gir $\sigma_c = 0$)
 - Dersom $0 > \varepsilon \geq \varepsilon_{cs} + \varepsilon_{cc}$ er det strekktøying i betongen samtidig som det er trykktøying i armeringen. Dette skyldes effekten av kryp og svinn.
- ▶ Spenningen i betongen, σ_c , beregnes normalt med bruk av spennings-tøyningssammenhengen gitt i EC2 punkt 3.1.7, mens beregning av 2. ordens moment benytter punkt 3.1.5.
- ▶ Dersom bruker velge å ikke inkludere trykkarmering (under Beregningsinnstillinger), settes $\sigma_s = 0$ dersom $\varepsilon \leq 0$.
- ▶ For armering i senteravstandslag beregnes et vektet areal av armeringsjernene for å se på et tverrsnitt med "uendelig" bredde.
- ▶ Spenningene fra langtidskreftene alene bestemmer kryptøyingen, ε_{cc} .
- ▶ Dersom langtidskrefter og korttidskrefter har ulikt fortegn kan det være at langtidskreftene alene gir en høyere utnyttelse enn det totale lastbildet. Dette vises i så fall med en sjekkboks i resultatvinduet, og tilhørende tall representerer det som gjelder dersom kun langtidskreftene påføres.
- ▶ For spennarmering angis en forspenningskraft som gir opphav til en initialtøying, ε_{p0} , som benyttes som en økning er tøyingen i det enkelte armeringsjern, slik at $\varepsilon_p = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_s$.
 - Dersom $\varepsilon_p < 0$ gis en feilmelding om at spennarmering ikke skal være i trykk.

Feil som kan oppstå

Det kan skje at iterasjonen ikke konvergerer. Dette skjer vanligvis når kapasiteten er kraftig overskredet, slik at det ikke er mulig å begrense forskjellen mellom indre og ytre krefter. Ved enda større overskridelser kan det gi flytning i hele tverrsnittet, noe som fører til at det ikke finnes noen gyldig løsning på iterasjonen.

Ved små krefter kan det oppstå problemer med konvergens, spesielt dersom det ikke regnes med trykkarmering. Dette skyldes at alle tøyninger mellom $\varepsilon = 0$ og $\varepsilon = \varepsilon_{cs} + \varepsilon_{cc}$ gir 0 spenninger både i betongen og armeringen. Utnyttelsen vil normalt fortsatt bli korrekt beregnet, men det vil være andre kontroller som ikke kan utføres som følge av manglende tøyningsplan, og det gis derfor en feilmelding om dette. Løsningen vil være å enten ikke beregne slike små krefter, eller å inkludere trykkarmering. Dersom det fortsatt ikke oppnås konvergens, er det også en mulighet å sette svinntøyningen til 0, noe som gir en høyere utnyttelse.

Bruddgrensetilstander (ULS)

Effektiv flensbredde (EC2: 5.3.2.1)

Effektiv flensbredde beregnes for hver side og legges til stegbredde.

$$b_{eff} = \sum b_{eff,j} + b_w \leq b$$

$$b_{eff,j} = \min \begin{cases} 0,2b_i + 0,1l_{cr} \\ 0,2l_{cr} \\ b_i \end{cases}$$

Se figur 5.3 EC2.

Når momentnullpunktene er ukjente, kan de antas å ligge 15 % av spennvidden fra kontinuerlig opplegg. Effektiv flensbredde beregnes separat for områder med positive og negative moment.

Da ingen av disse verdiene er kjente i betonganalysen er det brukerens ansvar ikke å angi for stor flensbredde i geometridata (i tverrsnittsprogrammet er det antatt at brukeren angir det faktiske effektive tverrsnittet).

Effektivt armeringsareal (EC2: 8.4)

Dette punktet brukes ikke i betonganalysen, hvor vi alltid forutsetter full forankring av jernene. Formlene blir derfor ikke vist her. Det er riktignok mulig å angi en forankringsfaktor som er mindre enn 1.0, men dette er stort sett bare aktuelt for tverrsnitt som er bygget opp i andre moduler.

Beregningsmessig moment (EC2: 6.2.2(5) og 6.2.3(7))

Beregningsmessig moment beregnes for y- og z-akse ($i \in \{y, z\}$ og j er motsatt av i). Det antas at $\cot \theta$ er lik i begge retninger og at $\cot \alpha = 0$ i z-retning.

$$M_{Ed,i} := \begin{cases} M_{Ed,i} \pm z\Delta F_{td,j} & , \text{ med beregningsmessig behov for skjærarmering} \\ M_{Ed,i} \pm dV_{Ed,j} & , \text{ uten beregningsmessig behov for skjærarmering} \end{cases}$$

$$\Delta F_{td,i} = 0,5V_{Ed,i}(\cot \theta - \cot \alpha)$$

$$M_{Ed,i} \leq M_{Ed,i,max}$$

ΔF_{td}	Tilleggskraft i lengdearmeringen fra skjærkraften V_{Ed} .
z	Indre momentarm (avhengig av valgt armering).
$M_{Ed,max}$	Maks moment innenfor det sammenhengende område hvor momentet har samme fortegn.

Moment fra eksentrisitet (EC2: 5.2 og 6.1):

I bruddgrensetilstanden er det nødvendig å ta hensyn til geometriske avvik. Dette regnes for y og z retning hver for seg, $i \in \{y, z\}$.

I henhold til EC2-1-1, punkt 6.1(4) skal tverrsnitt påkjent av aksial trykkraft anta en minste eksentrisitet. Den regnes ut på følgende måte.

$$M_{e,i} = N_{Ed} * \max \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \\ \frac{h}{30} \end{array} \right\}$$

der h er tverrsnittshøyden hvis vi ser på M_y og bredden hvis vi ser på M_z .

I tillegg regnes moment fra geometrisk avvik i henhold til EC2-1-1, punkt 5.2(7), alternativ a).

$$e_i = \frac{\theta_l l_{cr,i}}{2}$$

Avvikets helning, θ_l , beregnes på følgende måte (EC2-1-1, 5.2(5)).

$$\theta_l = \theta_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{\frac{l}{1000 \text{ mm}}}} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$$\theta_0 = 1/200$$

Basisversjon benytter samme verdi.

l er den faktiske lengden (dvs. høyden), oppgitt i mm, på elementet som vurderes. Merk at det benyttes $\alpha_m = 1$.

Momentkapasiteten må være større enn den største av $\left\{ \begin{array}{l} M_{geo} + M_2 + M_{Ed} \\ M_e \end{array} \right\}$

Kravet til minste eksentrisitet og geometriske avvik, M_e og M_{geo} , inngår ikke i bruksgrenseberegninger (EC2: 5.2(3)).

For å unngå problemer med at tilleggsmomenter legges til unødvendig mye i tilfeller der vi kun har langtids moment og korttids normalkraft (eller omvendt), blir i praksis de dimensjonerende momentene beregnet på følgende måte:

$$M_{total} = \max \left\{ \begin{array}{l} M_{Ed,G} + M_{Ed,Q} + M_{geo,G} + M_{geo,Q} + M_{2,G} + M_{2,Q} \\ M_{e,G} + M_{e,Q} \end{array} \right\}$$

$$M_{G,dim} = \max \left\{ \begin{array}{l} M_{Ed,G} + M_{geo,G} + M_{2,G} \\ M_{e,G} \end{array} \right\}$$

$$M_{Q,dim} = M_{total} - M_{G,dim}$$

Fordi det noen ganger er behov for å beregne et søyletverrsnitt uten disse tilleggene, vil programmet sette både $M_{e,i}$ og $M_{geo,i}$ til 0, når kneklengden i den aktuelle retningen er 0.

2. ordens moment (EC2: 5.8)

2. ordens moment bestemmes etter metoden basert på nominell krumning, etter EC2, kapittel 5.8.8. Programmet itererer seg fram til den reelle krumningen som de aktuelle kreftene gir, ved benyttelse av spennings- tøyningkurven for ikke-lineær konstruksjonsanalyse, som definert i EC2, kapittel

3.1.5. Ved strekk regner programmet med fullt opprisset tverrsnitt, ved at betongen ikke tar opp strekkspenninger.

Vi finner den maksimale trykktøyningen, ϵ_c , og strekktøyningen, ϵ_s , i tverrsnittet for langtids og korttidslaster, og avstanden mellom disse tøyningene målt vinkelrett på nøytralaksen, d . Merk at nøytralaksen ikke nødvendigvis er parallell med aksene for resultatantene av de to momentene, hvis tverrsnittet er usymmetrisk. Fordi dette er en ikke-lineær analyse brukes EC2 punkt 3.1.5.

$$M_2 = -N_{Ed} * \frac{1}{r} * \frac{l_{cr}^2}{c}$$

$c = 10$ for sinusformet krumning (Se EC2: 5.8.8.2(4))

l_{cr} er knekk lengden. (EC2: 5.8.3.2)

$\frac{1}{r}$ er krumningen og kan hentes direkte fra tøyingsplanet. Den er C_2 når man skal finne 2. ordens moment om y-aksen, og C_3 når man ser på moment om z-aksen.

Dette momentet deles opp i sine komponenter $M_{2,y}$ og $M_{2,z}$, og disse adderes til det ytre momentet. Så kjører vi hele beregningen påny og får et nytt tilleggsmoment. Når tilleggsmomentet ikke endres mer enn den fastsatte iterasjonsgrensen er beregningen ferdig. Startverdi er $M_2 = 0$.

Neglisjering av 2. ordens effekter

2. ordens effekter kan neglisjeres hvis $\lambda_{n,i} \leq \lambda_{lim,i}$, der subskrift $i \in \{y, z\}$. Dette gjelder for y- og z-retning separat..

$$r_{m,i} = \left\{ \begin{array}{l} 1 \quad \text{for tverrlast eller forskyvelig stavende} \\ 1 \quad \text{for } M_{02,i} < N_{Ed} \frac{h_i}{20} \\ \frac{M_{01,i}}{M_{02,i}} \quad \text{ellers} \end{array} \right.$$

I betongtverrsnitt setter vi $r_m = 1$

$$A_{\varphi,i} = \frac{1,25}{1 + 0,2\varphi_{ef,i}} \leq 1$$

$$\varphi_{ef,i} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0Eqp,i}}{M_{0Ed,i}}$$

$$\lambda_{n,i} = \lambda_i \sqrt{\frac{n}{1 + 2k_{a,i}\omega}}$$

$$\lambda_i = \frac{l_{cr,i}}{i_i}$$

$$n = \frac{-N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{\sum A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

$$k_{a,i} = \left(\frac{i_{s,i}}{i_i}\right)^2 \approx 1,0$$

$$i_i = \sqrt{\frac{I_i}{A_c}}$$

I basisversjonen av NS-EN 1992 brukes en annen kontroll.

Der kan 2. ordens effekter neglisjeres hvis $\lambda_i \leq \lambda_{lim,i}$:

$$\lambda_{lim,i} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C_i}{\sqrt{n}}$$

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}}$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}$$

$$C_i = 1,7 - r_{m,i}$$

M_{01} og M_{02}	1. ordens endemomenter, der M_{02} er numerisk størst, dvs. $-1 \leq r_m \leq 1$
φ_{ef}	Effektivt kryptall
$\varphi(\infty, t_0)$	Endelig kryptall
M_{0Eqp}	1. ordens langtids bøyemoment for kombinasjonen tilnærmet permanent last (bruksgrensetilstand). I programmet settes denne lik langtidslasten for gjeldende lastkombinasjon (både når det regnes bruks- og bruddgrense.)
M_{0Ed}	1. ordens bøyemoment for aktuell lastkombinasjon (bruddgrensetilstand). I programmet settes denne lik summen av langtids- og korttidsmoment for gjeldende lastkombinasjon (både når det regnes bruks- og bruddgrense.)
l_{cr}	Knekk lengde
i	Treghetsradius for urisset betongtverrsnitt
i_s	Treghetsradius for armeringen
k_a	Standarden sier at denne kan forenklet settes til 1,0, hvilket gjøres i programmet.

Kapasitetskontroll for en-akset moment, uten normalkraft

Når vi kun har moment om én akse, og ikke noen normalkraft, kan kapasitetsberegningen forenkles siden vi vet at største momentkapasitet oppnås når enten armeringens strekkøying, ϵ_{ud} , eller betongens trykkøying, ϵ_{cu2} , har maksimal verdi.

$$a = \frac{\epsilon_{cu2} - \epsilon_{ud}}{h_c - h_s}$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \epsilon_{ud} - h_s a \\ a \\ a \end{bmatrix}$$

Hvis man ser på kun M_y settes $C_3 = 0$, og tilsvarende settes $C_2 = 0$ hvis man ser på M_z .

h_c	Avstanden fra tyngdepunktet til ytterkant av betongen i trykksonen
h_s	Avstanden fra tyngdepunktet til det armeringsjernet som først ryker som følge av strekk. Dette setter lik det ytterste spennarmeringsjernet hvis det finnes spennarmering, og det ytterste slakkarmeringsjernet ellers.

Hvis indre normalkraft, N_I , er negativ (dvs. ytre, som jo er 0, minus indre normalkraft er positiv) har vi for mye trykkraft, og må redusere trykkøyingen, ellers må vi redusere strekkøyingen. Vi finner derfor koordinaten for enten ytterste armeringsjern (hvis negativ indre normalkraft) eller trykkranden (hvis positiv indre normalkraft), og kaller denne for z_0 hvis vi ser på M_y og y_0 hvis vi ser på M_z .

I denne beregningen vil vi få omtrent samme resultat for korttidslast og langtidslast, slik at det er tilstrekkelig å gjøre beregningen med betongens korttids arbeidsdiagram. I denne beregningen er det alltid EC2 punkt 3.1.7 som benyttes.

Vi kjører så en tøyingsberegning med samme avbruddskriterium som i kapittelet Tøyingsberegning. De indre kreftene vi da sitter igjen med er kapasiteten til tverrsnittet. Resultatene fra denne beregningen er vist under «Forenklet momentkapasitet».

Kapasitetskontroll for to-akset moment, samt normalkraft

For å finne kapasiteten til tverrsnittet brukes en ny iterasjon utenpå tøyingsberegningen. Prinsippet er at vi sender et sett snittkrefter inn til tøyingsberegningen, og øker/reducerer disse til maksimal tøyning i betong eller stål tilsvarer grensetøyningen for samme materiale.

Hvis bruker ikke har oppgitt noen snittkrefter, vises kapasitetene for moment om kun én retning, uten normalkrefter. For beregning av disse, se “Kapasitetskontroll for en-akset moment, uten normalkraft” på side 44.

Skjærkraft (EC2: 6.2)

Det blir beregnet skjærkraft kapasitet etter både reglene for konstruksjonsdeler uten og med behov for skjærarmoring. Kapasiteten blir beregnet for både y- og z-akse. Der det ikke er y- eller z-subscript angitt i formler antas at man brukes størrelsene for respektive retning.

Ifølge NA. 6.2.2(1) settes dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} normalt lik hovedskjærkraften V_{res} . Det kan allikevel dimensjoneres uavhengig for de to retningene dersom forholdet mellom den minste og den største skjærkraften ikke er større enn 0,5.

$$V_{Ed} = V_{res} = \sqrt{V_{Ed,y}^2 + V_{Ed,z}^2}$$
$$V_{Ed,y} = V_{res} \quad , \quad \frac{V_{min}}{V_{max}} > 0,5$$
$$V_{Ed,y} = V_{Ed,y} \quad , \quad \frac{V_{min}}{V_{max}} \leq 0,5$$
$$V_{Ed,z} = V_{res} \quad , \quad \frac{V_{min}}{V_{max}} > 0,5$$
$$V_{Ed,z} = V_{Ed,z} \quad , \quad \frac{V_{min}}{V_{max}} \leq 0,5$$

EC2, 6.2.2(6) tillater reduksjon av lasten på øvre side av bjelker/plater innenfor en avstand $0,5d \leq a_v \leq 2d$. Hvis $a_v \leq d$ bør $a_v = 0,5d$ brukes. Forutsetter at lengdearmoringen er fullt forankret ved opplegget. Bidraget fra denne lasten multipliseres da med forholdet $\beta = \frac{a_v}{2d}$.

EC2, 6.2.1(8) tillater å kontrollere skjærstrekkkapasiteten i avstand d fra opplegg.

Skjærstrekkkapasiteten blir sammenlignet mot $V_{Ed,red}$, mens skjærtrykkkapasiteten blir sammenlignet med $V_{Ed,max}$.

Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmoring (EC2: 6.2.2)

Hvis $V_{Rd,c} < V_{Ed,red}$ er det beregningsmessig behov for skjærarmoring. Da det er om det oppstår riss eller ikke som avgjør om det er beregningsmessig behov for skjærarmoring vil formlene for beregningsmessig behov for skjærarmoring bli brukt dersom $V_{Rd,c} < V_{Ed,red}$ er oppfylt i enten y- eller – retning.

$$V_{Rd,c} \leq V_{Rd,cc}$$

Skjærstrekkkapasitet

For forspenning forutsettes det at de ekvivalente kreftene fra forspenningen benyttes som ytre laster ved beregning av σ_{cp} .

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

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c}$$

($C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ i basisversjonen av NS-EN 1992)

$$k_2 = \begin{cases} 0,18 & \text{hvis } \begin{cases} D \geq 16 \text{ mm, der } D \text{ er største tilslag, og} \\ \text{der det grove tilslaget utgjør 50 \% av den samlede tilslagsmengden, og} \\ \text{det ikke benyttes grovt tilslag av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet.} \end{cases} \\ 0,15 & \text{ellers} \end{cases} \quad (*)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

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

$$k_1 = \begin{cases} 0,15 & \text{ved trykk} \\ 0,30 & \text{ved strekk} \end{cases}$$

($k_1 = 0,15$ i basisversjonen av NS-EN 1992)

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \quad (*)^8$$

Obs: Merk at begrensingen kun gjelder for beregningen av $V_{Rd,c}$.

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

(samme formel i basisversjonen av NS-EN 1992)

I følge EC2, NA.6.2.2(1) må $f_{ck} \leq 65 \text{ MPa}$.

A_{sl}	Arealet av strekkarmeringen ⁹ med en forankringslengde $\geq (l_{bd} + d)$ fra aktuelt snittet, se EC2 figur 6.3.
b_w	Minste bredde mellom strekk- og trykkgurt, se figur 6.5 i EC2.

For forspente konstruksjoner kontrolleres det at skjærkraftkapasiteten ikke overskrider betongens strekkfasthet i urisset betong ($bøyestrekkspenning < f_{t,0,05}/\gamma_c$) (bøyestrekkspenningen inkluderer også spenning fra aksialkraft). Denne beregningen er ikke nødvendig i nærheten av opplegg¹⁰ (se EC2, 6.2.2(3)) og kommer i tillegg til kapasitetskravet over.

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_{w,nom}}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}}$$

$$\alpha_l = \begin{cases} \frac{l_x}{l_{pt2}} \leq 1,0 & \text{for fØroppsente kabler} \\ 1,0 & \text{for andre typer forspenning} \end{cases}$$

S	1. arealmoment over tyngdepunktsaksen regnet om tyngdepunktsaksen.
l_x	Snittets avstand fra startpunktet for overføringslengden.
l_{pt2}	Øvre grenseverdi av kraftoverføringslengde, se EC2, 8.18.

Skjærtrykkkapasitet

$$V_{Rd,cc} = 0,5 b_w d v f_{cd} \leq V_{Rd,max}$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right]$$

⁷ Det antas at det grove tilslaget utgjør 50 % av den samlede tilslagsmengden, og at det ikke benyttes grovt tilslag av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet.

⁸ N_{Ed} er aksialkraft pga laster og forspenning (trykk er positivt). Det kan sees bort fra virkningen av påførte deformasjoner.

⁹ Hvilke armeringsjern som har strekk, blir beregnet ved samme regel som for armeringsavhengige tverrsnittsdata.

¹⁰ Dette kravet blir ikke tatt hensyn til i tverrsnittsprogrammet.

$V_{Rd,max}$ Dimensjonerende skjærkraftskapasitet med beregningsmessig behov for skjærarmering. Se neste kapittel.

Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering (EC2: 6.2.3)

Kapasitet med skjærarmering beregnes etter fagverksmodellen. Det er bare bøyene som gir bidrag til skjærkraftskapasiteten etter at tverrsnittet er sprukket opp, fordi betongen da har null strekkapasitet. Det er også å merke seg at eventuelle aksialkrefter ikke inngår i formlene for strekkbruddskapasitet. Det må isteden ivaretas ved å øke $\cot \theta$ for trykkrefter.

Vinkelen θ begrenses av:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 1,25 \quad \text{hvis } \sigma_t = \frac{N_{Ed}}{A_c} \geq f_{ctk, 0,05}$$

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad \text{ellers}$$

(1,0 \leq $\cot \theta$ \leq 2,5 i basisversjonen av NS-EN 1992)

$$V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max}$ Dimensjonerende skjærkraftskapasitet med beregningsmessig behov for skjærarmering.

NB: Merknaden i EC2:6.2.3 om begrensnings av effektivt skjærareal blir implisitt tatt hensyn til gjennom denne formelen.

Dimensjonerende skjærkapasitet med rett skjærarmering:

Formel EC2: 6.8 og 6.9 er ekvivalent med formel 6.13 og 6.14 når $\alpha = 90^\circ$.

Dimensjonerende skjærkapasitet med skrå skjærarmering:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (\text{Skjærstrekkkapasitet})$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w \nu_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} \quad (\text{Skjærtrykkkapasitet})$$

$$\frac{A_{sw,static}}{s} = \frac{V_{Ed,red}}{z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}$$

Hvis dimensjonerende spenningen i skjærarmeringen er over 80 % av den karakteristiske flytegrensen, f_{yk} , velges $\nu_1 = \nu$ (se avsnitt Skjærtrykkkapasitet). Ellers reduseres verdien f_{ywd} til $0,8 f_{ywk}$ i formelen for $V_{Rd,s}$ over og ν_1 blir bestemt av uttrykket under.

$$\nu_1 = \begin{cases} 0,6 & \text{for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \\ \max \left\{ 0,9 - \frac{f_{ck}}{200}, 0,5 \right\} & \text{for } f_{ck} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

(Vi regner alltid som om den dimensjonerende spenningen i skjærarmeringen er over 80 % av den karakteristiske flytegrensen i programmet.)

$$\alpha_{cw} = \begin{cases} 1 & \text{i konstruksjoner uten forspenning eller aksialtrykk, ellers:} \\ 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \text{for } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \\ 1,25 & \text{for } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \\ 2,5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) & \text{for } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd} \end{cases}$$

$$\alpha_{cw} = \begin{cases} 1 & \text{i konstruksjoner uten forspenning, ellers:} \\ 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \text{for } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \\ 1,25 & \text{for } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd} \\ 2,5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{for } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd} \end{cases} \quad (*11)$$

$$b_{w,nom} = \begin{cases} b_w & \text{Hvis } \begin{cases} \text{Steget ikke inneholder kabelkanaler, eller} \\ \text{Steget inneholder injiserte kabelkanaler med diameter } \phi \leq \frac{b_w}{8} \end{cases} \\ b_w - 0,5\Sigma\phi & \text{hvis steget inneholder injiserte kabelkanaler med diameter } \phi > \frac{b_w}{8} \\ b_w - 1,2\Sigma\phi & \text{hvis steget inneholder kabelkanaler, og spennkabler, uten heft} \end{cases} \quad (*12)$$

Merk at i programmet så blir det antatt av "steget" er hele tverrsnittet, dvs. at alle kabelkanaler og spennkabler blir gjeldene. Først blir det mest ugunstige nivået funnet for y- og z-retning ved å se på betong arealet til tverrsnittet for "uendelige" lange linjer som går igjennom senter på hver kabelkanal/spennkabel. Deretter finnes summen av diameteren på det mest ugunstige nivået og blir brukt i formelen over hvor b_w er på det mest ugunstige nivået. Diameteren som blir brukt er ytre dimensjon i hver respektiv retning.

f_{ywd}	Skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense.
A_{sw}	Skjærarmeringens tverrsnittsareal.
θ	Vinkelen mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften.
α	Vinkelen mellom skjærarmering og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften (positiv retning gitt i EC2 figur 6.5).
ν_1	Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset pga. skjærkraft.
α_{cw}	Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten.
σ_{cp}	Midlere trykkspenningen, regnet som positiv, i betongen som følge av dimensjonerende aksialkraft. Den beregnes som en middelværdi over betongtverrsnittet hvor det også tas hensyn til armeringen.
ϕ	Utvendig diameter av kabelkanalen.

Skjærkrefter mellom flens og steg (EC2: 6.2.4)

Dette blir ikke beregnet i tverrsnittsprogrammet.

Torsjon (EC2: 6.3)

Torsjon beregnes for bjelker og søyler.

Tverrsnittets torsjonskapasitet beregnes for et antatt likeverdig lukket hulltverrsnitt. Komplekse tverrsnitt kan deles opp i enklere tverrsnitt og den totale torsjonskapasiteten kan beregnes som summen av de enkle tverrsnittene sin kapasitet.

Torsjon blir sett på som et spesialtilfelle av skjærkrefter, med til dels samme eller lignende formler. Ved at man tenker plastisk dimensjonering kan kreftene omlagres, og det er ikke like vesentlig hvor strekkarmeringen ligger. Men som en hovedregel kan en si at strekkarmeringen bør fordeles mest mulig jevnt over omkretsen.

Ser bort fra hvelvingstorsjon.

Inndeling av tverrsnittet

- ▶ Beregner t_{ef} utifra faktisk areal og omkrets til tverrsnitt

¹¹ Vi setter denne til 1,0 også for forspente konstruksjoner med strekk.

¹² $\Sigma\phi$ er bestemt for det mest ugunstige nivået.

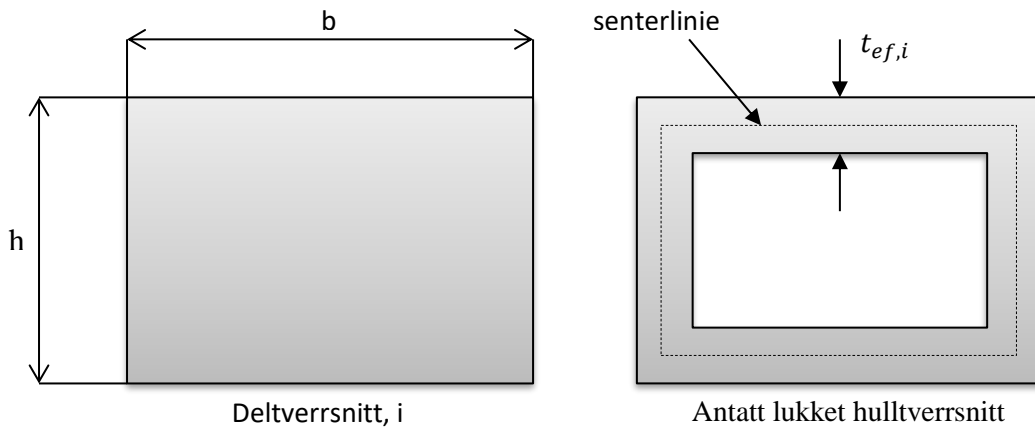
- ▶ Krymper tverrsnittet med $\frac{t_{ef}}{2}$
- ▶ Det krympete tverrsnitt kan bli et eller flere polygoner. Lager deltverrsnitt av disse og beregner A_k og u_k

Antatt lukket hulltverrsnitt

$$t_{ef} = \frac{A}{u}$$

$$2c + \phi_n \leq t_{ef} \leq t$$

$$t := \begin{cases} \text{minste tykkelse for hulltverrsnitt} \\ t_{min} \text{ for massive tverrsnitt} \end{cases}$$



$$t_{ef,i} = \frac{bh}{2(b+h)}$$

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_{k,i}}$$

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i$$

t_{ef}	Effektiv veggtykkelse av tverrsnittet.
A	Totalt areal av tverrsnittet, medregnet innvendig hulrom.
u	Ytre omkrets av tverrsnittet.
A_k	Arealet som omslutes av senterlinjene av tverrsnittet, medregnet innvendig hulrom.
τ_t	Torsjonsskjærspenning.

Trykkbruddskontroll

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed,max}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0$$

$$T_{Rd,max,i} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_{k,i}t_{ef,i} \sin\theta \cos\theta$$

For verdier og definisjoner av V_{Ed} , $V_{Rd,max}$, ν og α_{cw} se avsnitt Skjærkraft (EC2: 6.2), $\frac{V_{Ed,max}}{V_{Rd,max}}$ er den som gjelder i skjærberegningen og den største utnyttelsen i y- eller z-regning.

Strekbruddkontroll

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0$$

Hvis utnyttelsen er større enn 1 benyttes formlene for skjær med beregningsmessig behov for skjærarmering:

$$\frac{A_{sw}}{A_{sw,innlagt}} + \frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,s}} \leq 1,0$$

$$A_{sw,innlagt} = \min(A_{swy}, A_{swz})$$

$$T_{Rd,c,i} = 2f_{ctd}A_{k,i}t_{ef,i}$$

$\frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,s}}$ er den som gjelder i skjærberegningen og den største utnyttelsen i y- eller z-retningen.

$A_{sw,innlagt}$ skal i formlene over kun regne med at det finnes 2 bøylebein i hver retning.

Beregningsmessig bøylearmering og statisk nødvendig senteravstand bestemmes bare dersom strekkutnyttelsen er større enn 1.

Armeringen bør fordeles mest mulig likt over omkretsen, men kan konsentreres ved endene av en side for mindre tverrsnitt.

Merk at denne armeringen kommer i tillegg til hovedarmeringen, og ikke blir generert automatisk.

Beregning av utnyttelse for strekkbrudd blir basert på bøylearmeringen da vi ikke vet arealet av lengdearmeringen for torsjon i tverrsnittet.

Nødvendig total lengdearmering

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_{k,i}} = \frac{T_{Ed}}{2A_{k,i}} \cot \theta$$

$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed} u_{k,i}}{2A_{k,i} f_{yd}} \cot \theta$$

$\sum A_{sl}$	Nødvendig tverrsnittsareal for lengdearmering for torsjon.
u_k	Omkretsen av areal A_k .
f_{yd}	Armeringens dimensjonerende flytegrense, vi velger den laveste verdien på armeringsjernene i strekk med slakkarmering.

Nødvendig bøylearmering

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_{k,i} f_{ywd}} \tan \theta$$

A_{sw}	Areal av en enhet av bøylearmeringen (enkeltsnittet).
s	Senteravstand mellom bøylarmering.
f_{ywd}	Skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense.

Nødvendig senteravstand

$$s = \frac{2A_{sw} A_{k,i} f_{ywd}}{T_{Ed} \tan \theta}$$

Vipping (EC2: 5.9)

For bjelker uten sideveisavstiving bør det tas hensyn til vipping ved å benytte en geometrisk formfeil på $l/300$. Det kan sees bort i fra dette hvis:

$$\frac{l_{0t}}{b} \leq \begin{cases} \frac{50}{\left(\frac{h}{b}\right)^{\frac{1}{3}}} \text{ og } \frac{h}{b} \leq 2,5 & , \text{ for vedvarende situasjoner} \\ \frac{70}{\left(\frac{h}{b}\right)^{\frac{1}{3}}} \text{ og } \frac{h}{b} \leq 3,5 & , \text{ for forbigående situasjoner} \end{cases}$$

Programmet regner kun vedvarende situasjoner, men kan også vise resultatet for forbigående situasjoner som hjelp for brukeren. I formlene over er h den totale høyden på tverrsnittet, mens b bestemmes etter formelen under. Dersom $h < b$, og vi har toakset beregning, bytter b og h plass i formlene.

$$b = \begin{cases} \min(b_{t,top}, b_{t,bottom}), & I_y \geq I_z \\ \min(b_{t,left}, b_{t,right}), & I_y < I_z \end{cases}$$

Her skal de forskjellige breddene forstås som midlere bredde av tverrsnittsdelen på den aktuelle siden av tyngdepunktet.

Det som står ovenfor, er hentet fra punkt 5.9 i NS-EN 1992-1-1. Vi har imidlertid en sterk mistanke om at dette er feil, og at det skulle stå "eller" i de begge doble kravene. Det er meningsløst å kreve en vippingskontroll for høye bjelker som er innspent i overkant, eller for lange bjelker som er kvadratiske.

M-N diagram

Koordinatsystem

Den komplette sammenstillingen av kapasiteter for alle kombinasjoner av M_y , M_z og N utgjør i prinsippet et tredimensjonalt diagram. Programmet vil imidlertid bare regne ut et todimensjonalt "snitt" av dette, ved at det angis et forhold mellom M_y og M_z under Beregningsinnstillinger. Momentkapasiteten regnes så ut for en rekke ulike normalkrefter, det tas hensyn til moment fra eksentrisitet, geometrisk avvik og 2. ordens effekter, før resultatene plottes i en graf.

Noen ting som er verd å merke seg:

- ▶ I stedet for å regne langtidskrefter og korttidskrefter hver for seg, slik den nøyaktige beregningen av snittkreftene gjør, blir det benyttet et effektivt kryptall på de totale kreftene. Dette beregnes som $\varphi_{ef} = \varphi \frac{G}{G+Q}$, der $\frac{G}{G+Q}$ angir andelen langtidslast som angis under Beregningsinnstillinger.
- ▶ Det plottes graf for moment med og uten tilleggseffekter (geometrisk avvik og 2. ordens moment), samt en rettlinjet graf som representerer det minste tillatte momentet fra eksentrisitet.
- ▶ Dersom tverrsnittet er dobbeltsymmetrisk, beregnes kun kurven for positive momenter, mens det også beregnes for negative momenter dersom det er usymmetri i geometri og/eller armering.

Bruksgrensetilstander (SLS)

Spenningsbegrensning (EC2: 7.2)

Spenningsbegrensning er krav til begrensning av trykkspenning i betongen for å unngå riss i lengderetning (ved splitting). Strekkspenning i armering skal begrenses for å unngå in-elastisk tøyning.

$$\sigma_c = \begin{cases} k_1 f_{ck} & \text{eksponeringsklasse XD, XF og XS} \\ k_2 f_{ck} & \text{tilnærmet permanente laster}^{13} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} k_3 f_{yk} & \text{påførte laster} \\ k_4 f_{yk} & \text{påførte deformasjoner (*14)} \\ k_5 f_{pk} & \text{spennkabler} \end{cases}$$

Verdiene for k_* er angitt i det nasjonale tillegget (Merk at verdiene i standardutgaven og norsk nasjonalt tillegg samsvarer).

Verdier av k_*	
k_1	0,60
k_2	0,45
k_3	0,80
k_4	1,00
k_5	0,75

Rissviddebegrensning (EC2: 7.3)

Vi gjør ikke rissviddebegrensning uten direkte kontroll (EC2: 7.3.3) da denne er for konservativ og beregning av rissvidde etter EC2: 7.3.4 er mer nøyaktig. Rissviddebegrensning blir beregnet for det kombinerte tøyings-spenningsbildet. Vi bruker samme begrensning for tøyninger under bruksgrense som i bruddgrense.

Tillatt rissvidde w_{max} (EC2: 7.3.1)

Verdien for w_{max} finnes i tabell NA.7.1N i EC2 (i basis utgaven gjelder tabell 7.1N). Krav som gjelder for ofte forekommende laster, gjelder også for permanente laster. Skrevet om litt, gir det oss følgende verdier i mm:

Eventuelle avvikende verdier for standardutgaven av EC2 står i parentes

Eksponerings-klasse	Tverrsnitt uten spennarmering		Tverrsnitt med spennarmering	
	Ofte forekommende	Tilnærmet permanent	Ofte forekommende	Tilnærmet permanent
X0	-	0,4	0,3 k_c (0,2)	0,3 k_c (0,2)
XC1	-	0,3 k_c (0,4)	0,2 k_c (0,2)	0,2 k_c (0,2)

¹³ Hvis $\sigma_c < k_2 f_{ck}$, kan det antas lineær kryptøyning. Hvis $\sigma_c > k_2 f_{ck}$, bør det antas ikke-lineær kryptøyning (se EC2: 3.1.4), dette blir tatt hensyn til i avsnittet om kryptøyning.

¹⁴ Hvert armeringsjern blir kontrollert individuelt. Spenning pga. påførte deformasjoner støttes ikke.

XC2, XC3, XC4	-	$0,3k_c$ (0,3)	$0,2k_c$ (0,2)	$0,2k_c$ (0,2)
XD1, XD2, XS1, XS2	-	$0,3k_c$ (0,3)	$0,2k_c$ (0,2)	$0,2k_c$ (0,2) + Trykkavlastning
XD3, XS3	$0,3k_c$ (-)	$0,3k_c$ (0,3)	$0,2k_c$ (0,2) + Trykkavlastning	$0,2k_c$ (0,2) + Trykkavlastning
XSA	Brukerdefinert	Brukerdefinert	Brukerdefinert	Brukerdefinert

Faktoren k_c (kun i bruk i NA) tar hensyn til virkningen av større overdekning enn kravet til $c_{min,dur}$.

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1,3$$

c_{nom} er minste overdekningen av alle jern i tverrsnittet, der det skiller på om det er slakk- eller spennarmering. Faktoren k_c er den minste av den som gjelder for slakk- eller spennarmering.

- ▶ For XSA må verdien av w_{max} vurderes særskilt. Standardvalget i programmet er 0 mm toleranse for riss, og kontroll av trykkavlastning både for ofte forekommende og tilnærmet permanente laster.
- ▶ For eksponeringsklasser som ikke er definert i programmet kan man enten bruke en annen eksponeringsklasse med relevante verdier, eller velge XSA for manuelt å angi grenseverdiene.
- ▶ Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning forutsettes det at hele tverrsnittet av spennarmeringen ligger minst Δc_{dev} (se EC2: 4.4.1.3) inn i trykksonen.
25 mm i standard utgaven av EC2
- ▶ For konstruksjoner med en kombinasjon av spennkabler med og uten kontinuerlig samvirke gjelder kravene gitt for forspente betongkonstruksjoner med spennkabler med kontinuerlig samvirke.

Effektivt betong- og armeringsareal

Det effektive arealet av betongstrekksonen som omgir armeringen beregnes ut i henhold til punkt 7.3.2(3) i EC2-1-1. Arealet beregnes med «polygonklipper», der polygonen har en høyde (normalt på nøytralaksen) målt fra ytterkant på tverrsnittet lik

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ \frac{h-x}{3} \\ h \\ \frac{h}{2} \end{array} \right. \geq h-d+1,5\phi$$

$h-d+1,5\phi$ begrensningen finnes kun i NA.

Norsk nasjonalt tillegg er ikke tydelig på hva armeringsdiameter, ϕ , skal være. Det antas at det er kun armering på strekksiden som er relevant, og programmet benytter også ekvivalent diameter i henhold til formel (EC2: 7.12) for å ta hensyn til varierende diameter innenfor strekksone. Dette gjør at ekvivalent diameter er avhengig av høyde på strekksone, som igjen er avhengig av diameter.

Programmet gjør en forenklet tilnærming for å unngå en iterasjon. Først finnes diameter til armeringsjern som er lengst ut på strekksiden. Denne diameteren brukes til å finne en midlertidig strekksone. Det beregnes så en ekvivalent diameter innenfor denne sonen, som igjen brukes til å bestemme endelig effektiv betongstrekksone.

Merk at den effektive strekksonen kan inkludere deler av trykksone på grunn av tilleggskravet i norsk nasjonalt tillegg ved liten strekksone. Rissvidden vil allikevel bli ubetydelig fordi spenning i armering vil da typisk være i trykk, som resulterer i en neglisjerbar rissvidde.

Det effektive armeringsarealet, $A_{s,eff}$, er den armeringen som ligger innenfor effektiv strekksonen.

Dersom hele tverrsnittet er i strekk og det er armering i både over- og underkant, beregner programmet to effektive strekksoner, i henhold til Figur 7.1 c) i EC2-1-1. Det utføres full kontroll av rissvidde for hver sone alene, og den kritiske sonen vises i resultatene. Total effektiv betong- og armeringsareal er summen av de to sonene, i.e.

$$A_{s,eff} = A_{st,eff} + A_{sb,eff}$$

$$A_{c,eff} = A_{ct,eff} + A_{cb,eff}$$

For dekke med steg med strekk i overkant inkluderer $A_{c,eff}$ også flensen, noe som i utgangspunktet fører til en betraktelig høyere rissutnyttelse. Derfor kan programmet også ta hensyn til flensarmeringen. Under generelle armeringsdata velger du hvorvidt flensarmering og betongareal i flensen skal regnes med eller ikke.

$A_{c,eff}$	Effektivt areal av strekksonen
$h_{c,eff}$	Effektiv høyde av strekksonen
d	Avstand fra strekkarmeringens tyngdepunktslinje til trykkranden
x	Avstand fra nøytralaksen til trykkrand

Minimumsarmering for risskontroll (EC2: 7.3.2)

Det beregnes et minimumskrav som følge av krav til riss etter reglene i EC2 punkt 7.3.2. Verdien på $A_{s,min}$ blir kontrollert opp mot armeringsmengden som er i strekk for hvert enkelt sett snittkrefter.

Ved en-akset tøyingsbilde blir tverrsnittet delt opp i flenser og steg hvor flenser skal ha det største arealet, deretter blir minimumsarmeringen for hver del beregnet og summert opp. For to-akset tøyingsbilde blir hele tverrsnittet betraktet som steg og ikke delt opp. For å avgjøre om spenningsbildet er enakset eller toakset bruker vi formelen nedenfor, hvor B og C hentes fra tøyingsberegningen. k settes til 5.

$$\frac{1}{k} < \left| \frac{B}{C} \right| < k$$

Minimumsarmering for risskontroll beregnes med følgende uttrykk. Spennkabler med heft bidrar til å redusere rissdannelse innenfor en avstand på ≤ 150 mm, dette blir tatt hensyn til av andre ledd på venstre side i formelen under dersom brukeren har valgt dette. Leddet er 0 dersom det ikke finnes spennkabler med heft på streksiden i tverrsnittet. Se tabellen under for symbolforklaringer.

$$A_{s,min}\sigma_s + \sum A'_{p,i}\xi_{1,i}\Delta\sigma_{p,i} = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}$$

Virkning av ujevn spenningsfordeling i tverrsnittet tas hensyn av faktoren k . Vi bruker største verdi av k i horisontal eller vertikal retning.

$$k = \begin{cases} 1,0 & \text{for steg med } h \leq 300 \text{ mm eller flenser med } b < 300 \text{ mm} \\ 0,65 & \text{for steg med } h \geq 800 \text{ mm og flenser med } b > 800 \text{ mm} \end{cases}$$

Mellomliggende verdier kan interpoleres. Merk at det er antatt trykkfeil i norsk oversettelse av standarden; $h \leq 800$ skal være $h \geq 800$.

Faktoren k_c er 1,0 ved rent strekk. For bøyning eller kombinert bøyning og normalkraft beregnes faktoren på følgende måte.

$$k_c = \begin{cases} 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \frac{h}{h^*} f_{ct,eff}} \right] \leq 1,0 & \text{For rektangulære tverrsnitt og steg i kassetverrsnitt og T-tverrsnitt} \\ 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 & \text{For flenser i kassetverrsnitt og T-tverrsnitt} \end{cases}$$

Der

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

$$h^* = \begin{cases} h & h < 1,0 \text{ m} \\ 1,0 \text{ m} & h \geq 1,0 \text{ m} \end{cases}$$

$$k_1 = \begin{cases} 1,5 & \text{der } N_{Ed} \text{ er en trykkraft} \\ \frac{2h^*}{3h} & \text{der } N_{Ed} \text{ er en strekkraft} \end{cases}$$

Ved spennarmering beregnes det justerte heftfasthetsforholdet. Merk at verdien ξ er 0,0 ved fropspsent glatt tråd og regnes som tau for etteroppsent med heft. For verdier se tabell 6.2 i EC2-1-1.

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}}$$

Der

$$\phi_p = \begin{cases} 1,6\sqrt{A_p} & , \text{ for bunter (Nominelt areal)} \\ 1,75\phi_{wire} & , \text{ for enkle tau med 7 t råder der } \phi_{wire} \text{ er tråddiameteren} \\ 1,20\phi_{wire} & , \text{ for enkle tau med 3 tråder der } \phi_{wire} \text{ er tråddiameteren} \end{cases}$$

Programmet bruker $\phi_p = 1,6\sqrt{A_p}$ da vi ikke har tilstrekkelig informasjon til å bruke de andre alternativene og den er mest konservativ. Ved kun spennstål benyttes

$$\xi_1 = \sqrt{\xi}$$

Verdien A_{ct} i ligningen ovenfor er den delen av betongen som er i strekk like før det første risset dannes. Dette beregnes ved å gjøre en egen tøyingsberegning, med de reelle kreftene, hvor betongen er antatt å kunne ta både trykk og strekk, med en lineær sammenheng mellom tøyninger og spenninger (lik E_c). Dette er en god tilnærming i tiden før riss oppstår, og siden vi her kun er ute etter nøytralaksens plassering, er resultatet uavhengig av helningen på tøyingsplanet, og dermed også intensiteten på kreftene. Formelt sett skulle man her iterert seg fram til tøyingsplanet hvor største strekkspenning i betongen blir lik f_{ctm} , men dette er altså ikke nødvendig når vi kun trenger nøytralaksens plassering. En nødvendig forenkling for at disse forutsetningene skal være oppfylt, er å se bort ifra svinn i denne beregningen, altså $\varepsilon_{cs} = 0$.

Legg merke til at dersom det ikke er noen krefter i det aktuelle lasttilfellet (alle snittkrefter er 0), så vil det fortsatt oppstå strekktøyninger i tverrsnittet. Dette gir rent strekk og et urealistisk høyt krav til minimumsarmering for riss. Denne situasjonen er spesialhåndtert i programmet, der krav til minimumsarmering settes til 0 dersom det ikke er noen krefter og det ikke er spennarmering i tverrsnittet.

$A_{s,min}$	Tverrsnittsarealet av minimumsarmering i strekksonen. Må oppfylles av effektivt armeringsareal.
A_{ct}	Betongarealet i strekksonen (umiddelbart før det første risset dannes).
σ_c	Betongens middelspenning for den betraktede delen av tverrsnittet.
σ_s	Absoluttverdien av den største tillatte spenningen i armeringen umiddelbart etter at risset er dannet. Kan antas lik f_{yk} .
$f_{ct,eff}$	Middelverdien av betongens strekkfasthet på det tidspunktet da det kan forventes at opprissingen først oppstår. $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ eller $f_{ctm}(t)$ hvis opprissingen må forventes tidligere enn etter 28 døgn.
k	Koeffisient som tar hensyn til virkningen av ujevn spenningsfordeling i tverrsnitt med indre likevekt.
k_c	Koeffisient som tar hensyn til spenningsfordelingen innenfor tverrsnittet umiddelbart før opprissing og til endringen i den indre momentarmen.
N_{Ed}	Aksialkraft i den betraktede tverrsnittsdelen i bruksgrensetilstanden (trykk er positivt). Ved bestemmelse av N_{Ed} tas det hensyn til de karakteristiske verdiene for forspenning og aksialkrefter for den aktuelle lastkombinasjonen.

F_{cr}	Absoluttverdien av strekkraften i flenstversnittet umiddelbart før opprissing forårsaket av rissmomentet beregnet med $f_{ct,eff}$.
A_p'	Effektivt areal av førroppsente eller etterroppsente kabler (med full heft) innenfor $A_{c,eff}$. Merk at området for effektivt betongareal kan være delt i to soner.
ξ_1	Det justerte heftfasthetsforholdet som tar hensyn til forskjell i diameter for spennstål og armeringsstål.
ξ	Forholdet i heftfasthet mellom spennkabler og armering av kamstål, hentes fra tabell 6.2 i EC2. Ikke heft, eller glatte stenger ved førroppsente gir $\xi = 0$. Etterroppsente med heft regnes som tau.
ϕ_s	Største stangdiameter for armeringsstål.
ϕ_p	Ekvivalent diameter av spennkabel i henhold til EC2, 6.8.2.
$\Delta\sigma_p$	Spenningsendringen i spennkabler i forhold til null-tøyningstilstanden (for slakkarmering) i samme nivå ($\sigma_p - \sigma_{p0}$ hvor σ_{p0} er spenning pga P_0 og σ_p er faktisk spenning i spennkabelen).

Beregning av rissvidder (EC2: 7.3.4):

Rissvidden, w_k , regnes ut i henhold til EC2-1-1 punkt 7.3.4, i.e.

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

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

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s,eff} + \xi_1 A_p'}{A_{c,eff}}$$

$$k_t = \begin{cases} 0,6 & \text{for kortvarig belastning} \\ 0,4 & \text{for langvarig belastning} \end{cases}$$

Programmet bruker alltid langvarig belastning som en konservativ forenkling ($k_t = 0,4$). Største endelige rissavstand, $s_{r,max}$, beregnes som følger.

$$s_{r,max} = \begin{cases} 1,3(h - x) & , s > 5 \left(c + \frac{\phi}{2} \right) \text{ eller det ikke er armering med heft} \\ k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi_{eq}}{\rho_{p,eff}} & , \text{ellers} \end{cases}$$

Der

$$\phi_{eq} = \frac{\sum \phi_i^2}{\sum \phi_i}$$

$$k_1 = \begin{cases} 0,8 & \text{for stenger med god heft} \\ 1,6 & \text{for stenger med tilnærmet glatt overfalte} \end{cases}$$

$$k_2 = \begin{cases} 0,5 & \text{bøying} \\ 1,0 & \text{rent strekk} \\ \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1} & \text{for eksentrisk strekk eller lokale områder} \end{cases}$$

$$k_3 = 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

Verdiene for k_3 og k_4 er like i basis versjon og NA.

I enkelte tilfeller kan største rissavstand beregnet med formel (7.11) bli urimelig stor. Selv om forutsetningene for å beregne med (7.11) er oppfylt, så kan du velge å bruke rissavstand beregnet med formel (7.14) som en øvre grense til (7.11). Neste generasjon Eurokode, slik den foreligger, har innført en øvre grense som er svært lik dagens formel (7.14), men dette må samtidig sees i sammenheng med en rekke andre endringer som innføres samtidig. Dette er ikke konservativt og gjeldende standard ikke sier noe om dette. Dersom det velges å bruke denne innstillingen, og forutsetningene for beregning etter (7.11) er oppfylt, vil største rissavstand beregnes med følgende uttrykk.

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi_{eq}}{\rho_{p,eff}} \leq 1,3(h - x)$$

Det er ikke armering med heft i strekksone dersom følgende er oppfylt:

- ▶ Ingen slakkarmering ($A_{s,eff} = 0$)
- ▶ Ingen spennarmering ($A'_p = 0$)
 - Merk at spennkabler uten heft ikke inngår i A'_p

Ved to effektive strekksoner utføres full beregning for hver sone alene, og resultater fra den kritiske sone presenteres til bruker. Det vil si at største spenning (σ_s) finnes blant jern innenfor effektiv strekksone, og dersom det ikke er armering med heft velges det jernet med størst strekkspenning.

Hvis det ligger spennarmering innenfor et lag av ordinær armering påvises beregningsmessig rissvidde både mot kravet for ordinær armering og mot kravet for spennarmering. Ved påvisning mot kravet for spennarmering benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket under.

$$w_{2k} = w_k \frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{s1}}$$

w_k	Rissvidde
$s_{r,max}$	Største rissavstand
s	Senteravstand mellom armering med heft innenfor effektiv strekksone.

ε_{sm}	Midler tøyning i armeringen for aktuell lastkombinasjon, inkludert virkningen av påførte deformasjoner der det tas hensyn til virkningen av stivhetsøkning fra betong mellom rissene. Det er kun tillegget i strekktøyning ut over null-tøyningstilstanden for betongen i samme nivå som tas i betraktning.
ε_{cm}	Midler tøyning i betongen mellom riss
σ_s	Spenning i strekkarmeringen under forutsetning av et opprisset tverrsnitt. For føroppsente konstruksjonsdeler kan σ_s erstattes av $\Delta\sigma_p$, spenningsendring i spennkablene i forhold til null-tøyningstilstanden for betongen i samme nivå.
ϕ_{eq}	Ekvivalent diameter av armeringen. Dersom ikke er stenger med ulik diameter settes denne lik ϕ . Merk at det er antatt at det er kun stenger i en effektiv strekksone som inngår i beregning av ekvivalent diameter.
c	Minste overdekning for lengdearmeringen i strekksone.
$h - x$	Strekksoneens utstrekning vinkelrett på nøytralaksen. Se figur 7.2 i EC2. Det er antatt at strekksoneen gjelder kun innenfor tverrsnittet, altså $h - x \leq h$.
k_1	Koeffisient som tar hensyn til heftegenskapene ved armering
k_2	Koeffisient som tar hensyn til tøyningfordelingen
ε_1 og ε_2	Største og minste strekktøyning ved kanten av det aktuelle tverrsnittet, beregnet på grunnlag av opprisset tverrsnitt. Se figur 7.1 EC2.
w_{2k}	Justert rissvidde.
ε_{s1}	Strekktøyning i armeringen på siden med størst tøyning.
ε_{s2}	Strekktøyning i nivå med spennarmeringen.
$A_{s,eff}$	Effektivt armeringsareal.

Stivhetstall

Stivhetstallet viser bøyestivheten ved kombinasjon av moment om en akse og normalkraft. Det kan brukes som inndata i rammeprogram eller mer avanserte analyseprogram, men er ikke i bruk i tverrsnittsprogrammet. Beregningene av stivhetstall skal skje etter regler for bruksgrense, og med samme forenkling av kryptall som er beskrevet i kapitlet M-N diagram. Stivhetstallet blir beregnet separat for y- og z-aksen. Hvis brukeren har valgt 2-akset beregning, kjøres det en 2-akset analyse men med krefter kun om y/z-aksen, avhengig av hva man ser på. Er det ikke valgt 2-akset beregning, beregnes kun stivhetstall for momenter om y-aksen, og det kjøres naturlig nok enakset analyse.

Først beregnes normalkraftkapasiteten for $M_{Ed} = 0$ og momentkapasitetene for $N_{Ed} = 0$ for å ha grenseverdier. Disse beregningene skal inkludere 2. ordens effekter. Deretter divideres verdiene på en gjennomsnittlig lastfaktor, γ_{avg} , for å gi største realistiske brukslast.:

$$\gamma_{avg} = \gamma_G \frac{G}{G+Q} + \gamma_Q \frac{Q}{G+Q}$$

der $\gamma_G = 1,2$, $\gamma_Q = 1,5$ og $\frac{G}{G+Q}$ hentes fra samme input som for beregningen av N/M diagram og angir andel langtidslast.

Deretter gjøres et sett med tøyningberegninger for hver normalkraft, med større og større moment.

Trinnene for normalkraft og moment i beregningene settes til $N_{Ed}/5$ og $M_{Ed,i}/5$. Vi starter med største N_{Ed} og minste¹⁵ $M_{Ed,i}$, og stopper når en tøyningberegning ikke gir resultater (dvs. ikke konvergerer). Denne beregningen skal ikke inkludere noen tilleggseffekter (som 2. ordens moment).

Stivhetstallet beregnes:

¹⁵ $M_{Ed,i} = 0$ gir ikke bøyestivhet ifølge formel for EI_i i avsnitt Stivhetstall og blir derfor ikke beregnet.

$$EI_i = \frac{M_{Ed,i}}{1/r_i}, \quad \text{hvor } i = \{y, z\}$$

hvor $1/r_i$ hentes fra tøyingsplanet som i avsnitt 2. ordens moment (EC2: 5.8).

Fiberarmering

Dersom det angis fiberarmering (under materialdata for betong), påvirker det en del av beregningene nevnt tidligere. Formlene for beregningene av fiberarmert betong er basert på Norsk Betongforening sin Publikasjon nr. 38, heretter forkortet NB38, slik den forelå da den ble publisert i 2020. Revisjon utgitt i juni 2024 er ikke inkludert i programmet enda. Formålet med revisjonen er å koordinere NB38 med det nye Tillegg L i kommende EN 1992-1-1, og det er en rekke større og mindre endringer i forhold til versjonen som først ble publisert i 2020. Da ISY Design regner i henhold til dagens Eurokoder, kreves det uforholdsmessig mye tilpasninger for å tilpasse programmet til revidert NB38, noe som derfor utsettes til nye Eurokoder lanseres.

Programmet er også noe tilpasset den gjeldende versjonen av NS-EN 1992-1-1, i forhold til hva NB38 opprinnelig var. I den grad formlene er hentet direkte fra publikasjonen er punkt-/tabellnummer i publikasjonen gitt. Merk at beregningene i NB38 bygger på utkastet til den kommende nye NS-EN 1992-1-1, og det kan dermed forekomme avvik mellom programmets beregninger og håndregning av formelene i NB38.

Antagelser og begrensninger

- ▶ Programmet støtter kun stålfiber som armering.
- ▶ I NB38 benyttes en ekstra "F" i variabelnavnet på en del resultater, f.eks. $V_{Rd,CF}$ i stedet for $V_{Rd,C}$. Selv om dette dokumentet benytter variabelnavnene fra NB38, endres ikke variabelnavnene i brukergrensesnittet i programmet dersom fiberarmering blir inkludert.
- ▶ Dersom fiberarmering er angitt, vil det kunne være behov for en kontroll av konstruksjonen hvor fiber ikke inkluderes i beregningene. Denne kontrollen må utføres av bruker i et eget dokument. Mer informasjon i kapittelet nedenfor.
- ▶ Beregning med fiberarmering er kun støttet for norsk nasjonalt tillegg.
- ▶ Beregning av verdier som effektiv tverrsnittstykkelse, d , og indre momentarm, z , tar ikke hensyn til at betongens strekksone vil flytte strekkresultanten nærmere nøytralaksen, og dermed redusere de nevnte verdiene. Dette siden bruken av nevnte verdier relaterer seg til lengdearmeringen.
- ▶ Volumeffekter i statisk ubestemte plater blir ikke tatt hensyn til.
- ▶ Kontroll av gjennomlokking påvirkes ikke av fiberarmering.
 - Det er stor usikkerhet rundt tilpassing til dagens versjon av standarden da kontroll av gjennomlokking har store forskjeller sammenlignet med ny versjon av EC2-1-1.
- ▶ Kontroll av torsjon påvirkes ikke av fiberarmering.
 - I henhold til NB38 skal ikke torsjonskapasitet regnes med fiber dersom det samtidig er skjær og/eller moment som allerede utnytter fiberbetongens kapasitet.
- ▶ NB 38 har et generelt krav til minimumsarmering, uttrykt som $M_{R,min}(N_{ED}) \geq M_{cr}(N_{ED})$. Dette kravet relaterer seg til kommende NS-EN 1992-1-1, og er derfor ikke inkludert i dette programmet i denne omgang.
- ▶ Uarmert konstruksjon (uten konvensjonell armering) sammen med fiberarmering er ikke støttet. Det er heller ikke støtte å ikke ha bøylearmering i bjelker/søyler, men det er mulig å regne med en overdrevet stor senteravstand.
- ▶ Merk at det ikke skal regnes med fiberarmeringen sin kapasitet i støpeskjøter. Dette blir ikke kontrollert at programmet, og må vurderes i forhold til praktisk utførelse.

Krav til kapasitet uten fiberarmering

For konstruksjoner der sammenbrudd kan medføre tap av menneskeliv, eller er av stor samfunnsmessig eller økonomisk betydning, skal det påvises at momenter og aksialtrekkrefter kan bæres av tradisjonell slakk eller spennarmering uten bidrag fra fiber i karakteristisk lastkombinasjon. I denne kontrollen kan alle last- og materialfaktorer settes til 1,0.

Dette er en kontroll som ikke utføres av programmet, og det er derfor opp til bruker å ta hensyn til dette dersom relevant.

Utførte kontroller av inndata

Beregningene av fiberarmering bygger i utgangspunktet på Publikasjon nr. 38 fra Norsk Betongforening, men er tilpasset dagens gjeldende versjon av NS-EN 1992-1-1, og er dermed ikke alltid 100 % identiske. Dette skyldes at NB38 bygger på utkastet til ny versjon av NS-EN 1992-1-1, slik det forelå i mars 2020, mens programmet regner i henhold til dagens versjon av Eurokodene.

Siden NB38 bygger på NS-EN 1992-1-1, altså med norsk nasjonalt tillegg, er det ikke tillatt å regne med fiberarmering for noe annet nasjonalt tillegg. Det vil dermed gis en feilmelding dersom man har angitt fiberarmering og valgt nasjonalt tillegg er satt til "Standard" (altså standardversjonen av Eurokoden, uten nasjonalt tillegg).

Det er et minstekrav for å utnytte fiberbetong (punkt 2.4.3 i NB38). Programmet gir en feilmelding dersom ikke følgende er oppfylt.

$$\frac{f_{R,1k}}{f_{ctk,0.05}} \geq 0,5$$

For bjelker og dekker kontrolleres det at betongkvalitet er i henhold til forutsetningene for beregning og kontroll av minimumskrav til lengdearmering med fiberbetong. Det gis advarsel dersom følgende ikke er oppfylt.

$$\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,005$$

For bjelker gis det i tillegg advarsel dersom forutsetningene for beregning av minimumskrav til skjærarmering er ikke oppfylt.

$$f_{Ftu,ef} \geq 0,08\sqrt{f_{ck}}$$

Materialdata (NB38 kap. 4.1)

Restbøyestrekfasthet

Karakteristisk enaksiell restbøyestrekfasthet fastsettes fra restbøyestrekfasthetene $f_{R,1k}$ og $f_{R,3k}$, samt de tilsvarende middelveiene $f_{R,1m}$ og $f_{R,3m}$, som alle forutsettes kjent fra forhåndsprøving.

Restbøystrekkfasthet ved 2,5 mm rissvidde, $f_{R,3k}$, bestemmes fra tabell 2.2 i NB38 når duktilitetsklassen er kjent.

For bruddgrensetilstanden benyttes

$$f_{Ftud} = \frac{f_{Ftu,ef}}{\gamma_{SF}}$$

$$f_{Ftu,ef} = \kappa_0 f_{Ftuk}$$

$$f_{Ftuk} = 0,37 f_{R,3kber}$$

$$f_{R,3kber} = \min(f_{R,3k}, 0,6 f_{R,3m})$$

For bruksgrensetilstanden benyttes

$$f_{Fts,ef} = \kappa_0 f_{Ftsk}$$

$$f_{Ftsk} = 0,45 f_{R,1kber}$$

$$f_{R,1kber} = \min(f_{R,1k}, 0,6 f_{R,1m})$$

$f_{R,1k}$	Karakteristisk restbøystrekkfasthet ved 0,5 mm rissvidde
$f_{R,3k}$	Karakteristisk restbøystrekkfasthet ved 2,5 mm rissvidde
$f_{R,1m}$	Midlere restbøystrekkfasthet ved 0,5 mm rissvidde
$f_{R,3m}$	Midlere restbøystrekkfasthet ved 2,5 mm rissvidde
κ_0	Fiberorienteringsfaktor
γ_{SF}	Materialfaktor for reststrekkfastheten

Midlere restbøystrekkfasthet

Verdiene $f_{R,1m}$ og $f_{R,3m}$ benyttes til å begrense de beregningsmessige restbøystrekkfasthetene. Midlere restbøystrekkfasthet skal sette en øvre grense for karakteristisk restbøystrekkfasthet for å unngå for gunstige resultater fra børeforsøk slik at spredningen i fasthet kan behandles konsistent (se NB38 kap. 4.1).

Standardverdien i programmet er udefinert for de midlere verdiene. Dette betyr at de ikke virker som en øvre grense, og påvirker derfor ikke resultater. Dersom en øvre grense er ønskelig, kan disse overskrives av bruker.

Tynne plater

For tynne vegger og dekker med $t/l_f < 3,5$, er det tillatt å øke $f_{Ftu,ef}$ for beregning av momentkapasitet med faktoren 1,2. Tilsvarende gjelder dette også for bestemmelse av spenninger og tøyninger i bruksgrensetilstanden, der $f_{Fts,ef}$ tillates økt med faktoren 1,2. Det er opp til bruker å

bestemme om kriteriene for kapasitetsøkningen er oppfylt. Mer info om dette valget står i kapittel 5.8.2 i NB38.

Fiberorienteringsfaktor, κ_0

Fiberorienteringsfaktoren κ_0 settes normalt til 1,0 for horisontale konstruksjonsdeler, mens søyler og vegger normalt benytter $\kappa_0 = 0,5$. Øvre grense er $\kappa_0 = 2,0$.

Merk at i beregning av skjærkapasitet (skjærkraft, gjennomlokking og torsjon), samt beregning av riss, skal fiberorienteringsfaktoren settes lik 1,0. Det vil i praksis si at i disse kontrollene benyttes følgende verdier.

$$f_{Ftud} = \frac{f_{Ftuk}}{\gamma_{SF}}$$

$$f_{Fts,ef} = f_{Ftsk}$$

Materialfaktor, γ_{SF}

Materialfaktoren for reststrekkfastheten, γ_{SF} , settes normalt til 1,5, men det kan være tilfeller hvor denne bør økes til 1,8 (forhåndsdokumentasjon med fremgangsmåte Nivå 2 i henhold til NB38 kapittel 2.6). Dette forutsettes i så fall håndtert av bruker.

Aggressive eksponeringsklasser (NB38 kap. 4.2)

For eksponeringsklassene XD1, XD2, XS1 og XS2, skal reststrekkfastheten antas å være 0,0 i de ytterste 10 mm av tverrsnittet (mot eksponert flate). For eksponeringsklassene XD3 og XS3, samt for XSA, gjelder tilsvarende regel i de ytterste 20 mm. Programmet lar også brukeren sette en egen verdi på denne avstanden.

I henhold til NB38 kap 2.4.1 skal bruk av fiberarmering vurderes spesielt ved eksponeringsklasse XA2 eller XA3, men dette er ikke kontrollert at programmet da disse eksponeringsklassene ikke er valgbare.

Tøyningsberegning

Iterasjonen som finner tøyningsplanet som gjelder for et gitt sett med snittkrefter må modifiseres litt som følge av fiberarmering. I forhold til hva som gjelder for normal armert betong, antas det for betong med stålfiberarmering at betongen også kan ta opp strekkspenninger. I henhold til NB38 kapittel 4.3.3 regner programmet med at betongen får en konstant spenning i hele strekksonen, $\sigma_{c,strekk} = f_{Ftud}$ i bruddgrense og $\sigma_{c,strekk} = f_{Fts,ef}$ i bruksgrense. I tillegg er det innført en "fiktiv" E-modul, E_F , for å kunne oppnå en stabil likevekt i tilfeller med relativt små krefter.

$$E_F = \frac{f_F}{0,1\%_0}$$

Der f_F er dimensjonerende strekkspenning i fiberbetongen, i.e.

$$f_F = \begin{cases} f_{Ftud} & \text{bruddgrense} \\ f_{Fts,ef} & \text{bruksgrense} \end{cases}$$

Bruddgrense (NB38 kap. 4.3)

Moment og aksialkraft

Beregningene skjer som uten fiber, med de nevnte modifikasjonene av tøyingsberegningen. Det kontrolleres i tillegg at ikke strekkføyningene i fiberbetongen overskrider $3/h$ ‰ (tverrsnittshøyde h [m]). Dersom dette skjer gis det en valideringsfeil på momentutnyttelsen. Merk at ved toakset analyse benyttes største tverrsnittsdimensjon i kravet, altså $3/\max(h, b)$ ‰.

Skjærkraft

For tverrsnittsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering, økes skjærkraftkapasiteten som følger. Merk at fiberbetongens bidrag er beregnet med $\kappa_0 = 1,0$.

$$V_{Rd,cF} = \eta V_{Rd,c} + f_{Ftud} b_w d$$

$$\eta = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \\ 1 \\ \frac{1}{1 + 0,43 f_{Ftuk}^{2,85}} \end{array} \right.$$

For tverrsnittsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering, økes skjærkraftkapasiteten som følger

$$V_{Rd,sF} = 0,75 V_{Rd,s} + f_{Ftud} b_w d \leq V_{Rd,max}$$

Der $V_{Rd,s}$ er skjærkraftkapasitet med skjærarmering beregnet uten fiber i henhold til dagens versjon av NS-EN 1992-1-1. Merk at største skjærkraft som konstruksjonsdelen kan bære, $V_{Rd,max}$, er også beregnet upåvirket av fiberarmering. Det samme gjelder da også trykkbruddkapasitet.

Nødvendig skjærarmering beregnes med følgende formel.

$$\frac{A_{sw,static}}{s} = \frac{V_{Ed,red} - f_{Ftud} b_w d}{0,75 z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha} \geq 0$$

Merk at skjærkapasitet med spennarmering modifiseres ikke av fiberen. Her benyttes betongens strekkfasthet i urisset betong i henhold til standarden.

Brukgrense (NB38 kap. 4.4)

Fiber virker svært gunstig på både rissavstand og rissvidder i fiberbetong med konvensjonell armering. I beregningene er fiberen tatt hensyn til ved å modifisere beregningsmessig rissavstand.

Spenningsbegrensning

Kontroll av spenningsbegrensning forblir som den er for betong uten fiberarmering, unntatt konstruksjoner med *kun* fiberarmering. Dette støttes ikke av programmet i denne omgang.

Kontroll av riss

Rissviddekrav er i utgangspunktet som for vanlig stangarmering, men programmet benytter $k_c = 1,0$ (faktor for virkning av større overdekning enn kravet til $c_{min,dur}$, formel (NA.901) i EC2-1-1, NA.7.3.1) fordi fibre ligger mer ubeskyttet enn stangarmeringen (NB38 kap. 4.2).

Rissavstand etter formel 7.14 i dagens versjon av NS-EN 1992-1-1 modifiseres ikke av fiberarmeringen. Derimot, modifiseres rissavstanden beregnet med formel (7.11) som følger.

$$s_{r,max,711,F} = s_{r,max,711} \left(1 - \frac{f_{Fts,ef}}{f_{ctm}} \right) \geq 0$$

Dersom det er valgt å bruke (7.14) som øvre grense får vi følgende formel.

$$s_{r,max,F} = \left[k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi_{eq}}{\rho_{p,eff}} \right] \left(1 - \frac{f_{Fts,ef}}{f_{ctm}} \right) \leq 1,3(h - x)$$

Husk at $f_{Fts,ef}$ her er beregnet med $\kappa_0 = 1,0$.

Minimumsarmering (NB38 kap. 4.5)

Programmet beregner og kontrollerer minimumskrav til armering i henhold til gjeldende versjon av Eurokoden. Modifiseringer gjøres i henhold til NB38 kapittel 4.5 for fiberarmert betong, og er tilpasset formlene for gjeldende Eurokode. Det vil si at alle kontroller av minimumskrav beregnes og kontrolleres som vanlig, men noen krav er modifisert for å ta hensyn til den gunstige effekten av fiberarmering. Videre i dette kapitlet er nevnte modifiseringer beskrevet.

Generelt gjelder at minimumsarmeringen i hovedretningen(e) ikke skal reduseres med mer enn 50% som følge av bidraget fra fiberen. Unntak for dette gjelder eventuelt for søyler og vegger, som tillates utført uten vanlig stangarmering, men dette er ikke støttet av programmet i denne omgang.

Minimumskrav som ikke blir kontrollert

Som nevnt i kapittel Antagelser og begrensninger, stilles det i NB38 et generelt krav til minimumsarmeringen, gitt som

$$M_{R,min}(N_{Ed}) \geq M_{cr}(N_{Ed})$$

For rent strekk kan minimumsarmeringen beregnes som

$$A_{s,min} = \frac{f_{ctm} - f_{Ftu,ef}}{f_{yk}} A_c > 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} A_c$$

Disse kravene er å finne igjen i utkastet til neste utgave av NS-EN 1992-1-1, både i hoveddelen (for konstruksjoner uten fiberarmering) og i den delen som spesifikt håndterer fiberarmering. Siden

dette programmet retter seg mot gjeldende versjon av NS-EN 1992-1-1, blir dette kravet ikke kontrollert før ny versjon av Eurokoden foreligger.

Bjelker

Minste tillatte armering på strekksiden beregnes som

$$A_{s,min,F} = \max \begin{cases} 0,26b_t d \frac{f_{ctm} - 2,15f_{Ftu,ef}}{f_{yk}} \\ 0,13b_t d \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \\ 0,5A_{s,min} \end{cases}$$

Der $A_{s,min}$ er minste tillatte armering på strekksiden beregnet uten fiberarmering. Det forutsettes at $\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,005$.

Minimum tillatt skjærarmering beregnes som

$$\rho_{Fw,min} = \rho_{w,min} - \frac{f_{Ftu,ef}}{f_{yk}} \geq 0$$

Der formel (NA.9.5N) fra gjeldende versjon av EC2-1-1 med norsk nasjonalt tillegg benyttes som minimum tillatt skjærarmering uten fiber, i.e.

$$\rho_{w,min} = 0,1 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Det forutsettes at $f_{Ftu,ef} \geq 0,08\sqrt{f_{ck}}$.

Vi skriver dette om på samme måte som i Kravspesifikasjon Betongtverrsnitt, og får følgende formel for minimum lengdearmering per lengdeenhet.

$$A_{sw,min} = \frac{0,1\sqrt{f_{ck}} - f_{Ftu,ef}}{f_{yk}} b_w \sin \alpha \geq 0$$

Merk at, på grunn av forutsetningen på reststrekkfastheten, vil dette kravet være 0 i de fleste tilfeller. Vi tolker dette til at dersom det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering, så skal det ikke være behov for skjærarmering dersom det er inkludert fiberarmering.

Dekker

Minste tillatte lengdearmering på strekksiden beregnes som for bjelker i punktet over. Merk at for tynne plater kan $f_{Ftu,ef}$ økes (se kapittel Tynne plater).

NB38 sier ikke noe om hvordan senteravstandskravene i standarden er påvirket av fiberarmering. Derimot foreslår publikasjonen at avstanden mellom armeringsstengene ikke skal være større enn 8 ganger tverrsnittstykkelse og heller ikke over 1,2 meter. Vi velger å benytte kravene i dagens versjon av NS-EN 1992-1-1 uendret, som er konservativt.

Nødvendig skjærarmering beregnes som

$$\rho_{w,min} = \frac{0,1\sqrt{f_{ck}} - 0,3f_{Ftu,ef}}{f_{yk}}$$

Vi skriver dette om på samme måte som i Kravspesifikasjon Betongtverrsnitt, og får følgende formel for minimum lengdearmering per lengdeenhet.

$$A_{sw,min} = \frac{0,1\sqrt{f_{ck}} - 0,3f_{Ftu,ef}}{f_{yk}} b_w \sin \alpha \geq 0$$

Søyler

Søyler er tillatt utført uten vanlig stangarmering, men dette er ikke støttet av programmet i denne omgang.

Vegger

Vegger er tillatt utført uten vanlig stangarmering, men dette er ikke støttet av programmet i denne omgang. Merk at for tynne plater kan $f_{Ftu,ef}$ økes (se kapittel Tynne plater), for både vertikal- og horisontalarmering.

Vertikalarmering

Minimumskrav til lengdearmering i vertikalretning er bestemt fra følgende formel. Merk at i gjeldende versjon av EC2-1-1 inngår ikke materialegenskaper for betongen, men er inkludert her for å regne reduksjon fra fiber.

$$A_{s,vmin,F} = 0,15A_c \frac{f_{ctm} - 1,7f_{Ftu,ef}}{f_{yk}} \geq 0,5A_{s,vmin}$$

Horisontalarmering

Minste horisontalarmeringsareal for yttervegger er gitt som

$$A_{sh,min,outer,F} = 0,6A_c \frac{f_{ctm} - f_{Ftu,ef}}{f_{yk}} \geq 0,5A_{sh,min,outer}$$

$$A_{sh,min,outer,top,F} = 0,3A_c \frac{f_{ctm} - f_{Ftu,ef}}{f_{yk}} \geq 0,5A_{sh,min,outer,top}$$

$$A_{sh,min,outer,bottom,F} = 0,3A_c \frac{f_{ctm} - f_{Ftu,ef}}{f_{yk}} \geq 0,5A_{sh,min,outer,bottom}$$

Minste horisontal armeringsareal for innervegger er gitt som

$$A_{sh,min,inner,F} = 0,3A_c \frac{f_{ctm} - 1,7f_{Ftu,ef}}{f_{yk}} \geq 0,5A_{sh,min,inner}$$

$$A_{sh,min,inner,top,F} = 0,15A_c \frac{f_{ctm} - 1,7f_{Ftu,ef}}{f_{yk}} \geq 0,5A_{sh,min,inner,top}$$

$$A_{sh,min,inner,bottom,F} = 0,15A_c \frac{f_{ctm} - 1,7f_{Ftu,ef}}{f_{yk}} \geq 0,5A_{sh,min,inner,bottom}$$

Fundamenter

For fundamenter uten vanlig stangarmering er minste tillatte tykkelse når fiberarmering benyttes 200 mm, men dette er ikke støttet av programmet i denne omgang.

Armeringsgenerering

Armeringsgenereringen blir som den er i Betongtvversnitt, men hvor krav til minimumsarmering som benyttes i startverdiene modifiseres som beskrevet ovenfor.

Beregning av nødvendig skjærarmering blir modifisert til følgende, for å ta hensyn til at armeringen innvirkning på kapasiteten blir multiplisert med faktoren 0,75.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{add} += \frac{V_{Ed} - V_{Rd,sF}}{0,75z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}$$

Begrensninger

De fleste begrensningene er gjort rede for i teorikapittelet. I tillegg kan nevnes:

- ▶ Når permanente og variable snittkrefter har forskjellig fortegn, kan utnyttelsen for permanente krefter bli større enn den totale utnyttelsen. Det samme gjelder for søyler og vegger, hvis normalkraften hovedsakelig er variabel. Vi viser da utnyttelsen og kapasitetene for langtidslasten alene, mens vi fortsatt viser dimensjonerende krefter, tøyninger og spenninger for den totale lasten.
- ▶ Programmet regner ikke med at betongen kan oppta strekkrefter. Når de ytre kreftene er så små at svinnet er større enn maksimal tøyning, gir dette tøyninger og spenninger som avviker betraktelig fra virkeligheten. Da kapasitetskontrollen sammenligner med fullt utnyttet tverrsnitt, er dette oftest av underordnet betydelse.