
Dimensjonering

NS-EN 1992-1-1

Version 5



 AAS-JAKOBSEN

A design program for reinforced and prestressed concrete sections

License agreement

Dr. Ing. A.Aas-Jakobsen A/S will not accept responsibility for technical, editorial or other errors or omissions in NovaDesign or in this NovaDesign User's Guide.

Dr. Ing. A.Aas-Jakobsen A/S will not accept responsibility for damages of any kind resulting from such errors.

Dr. Ing. A.Aas-Jakobsen A/S will not accept responsibility for the results from the design performed with NovaDesign. The user should always confirm the design results.

You must purchase one license for each of the computers with NovaDesign installed. Unauthorized use of NovaDesign will be prosecuted.

Innholdsfortegnelse:

1. Materialelegenskaper	1
1.1. Betong	1
1.1.1. Generelt	1
1.1.2. Betong med lett tilslag	1
1.1.3. Analysespesifikke egenskaper	1
1.1.4. Arbeidsdiagram	1
1.2. Armeringsstål	2
1.2.1. Generelt	2
1.2.2. Arbeidsdiagram	2
1.3. Spennstål	2
1.3.1. Generelt	2
1.3.2. Arbeidsdiagram	2
2. Andre ordens virkning med aksial belastning	4
2.1. Metode	4
2.2. Geometriske avvik og minsteeksentrisitet (toleranser)	4
2.3. Slankhetskriterium	5
2.4. Krumning	5
3. Skjærkraft	7
3.1. Generelt	7
3.2. Vinkel på trykkdiagonal	7
3.3. Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering	8
3.3.1. Skjærstrekkkapasitet	8
3.3.2. Skjærtrykkkapasitet	8
3.4. Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering	8
3.4.1. Skjærstrekkkapasitet	8
3.4.2. Skjærtrykkkapasitet	9
4. Torsjon	10
4.1. Trykkbruddkapasitet for torsjon alene	10
4.2. Trykkbruddkapasitet interaksjon skjær og torsjon	10
4.3. Riss-torsjonsmoment	10
4.4. Skjærarmering på grunn av torsjon	11
4.5. Lengdearmering på grunn av torsjon	11
5. Beregning av rissvidde	12
5.1. Metode	12
5.2. Genseverdi for rissvidde	12
5.3. Effektivt betongareal $A_{c,eff}$	12
5.4. Rissavstand S_{rmax}	13
5.5. Rissvidde w_k	14

1. Materialegenskaper

1.1. Betong

1.1.1. Generelt

Betongens materialegenskaper defineres i dialogen *Material properties* (kommando MCONCR).

Betongens fasthet er i NS-EN 1992-1-1 betegnet ved hjelp av karakteristisk sylinderfasthet f_{ck} (med tilhørende terningfasthet $f_{ck,cube}$). Øvrige materialegenskaper følger av denne i henhold til den analytiske sammenhengen gitt i høyre kolonne i tabell 3.1. Merk at verdiene i NS-EN 1992-1-1 Tabell 3.1 generelt er avrundet med to siffrers nøyaktighet. I programmet benyttes den analytiske sammenhengen slik at verdiene som benyttes i beregningene har noen flere siffrers nøyaktighet. For eksempel benyttes $E_{cm} = 34,077$ GPa for B35 i stedet for $E_{cm} = 34$ GPa som vist i tabell 3.1.

1.1.2. Betong med lett tilslag

Enkelte materialparametere skal i henhold til kapittel 11.3 skaleres dersom det benyttes betong med lett tilslag (lettbetong). Følgende materialdata er aktuelle:

- Strekkfasthet f_{lct} : $f_{lct} = \eta_1 \cdot f_{ct} = (0,40 + 0,60 \cdot \rho / 2200) \cdot f_{ct}$
- E-modul E_{lcm} : $E_{lcm} = \eta_E \cdot E_{cm} = (\rho / 2200)^2 \cdot E_{cm}$

Disse parameterne korrigeres automatisk i programmet når det er kryssset av for "Light weight aggregate concrete" i dialogvindu (LB=1 i kommando MCONCR) og densiteten er satt lavere enn $\rho = 2200 \text{ kg/m}^3$. Merk at den øvre grensen for aktuell densitetsklasse i henhold til NS-EN 1992-1-1 Tabell 11.1 skal benyttes.

NS 1992-1-1 anbefaler en noe lavere termisk utvidelseskoeffisient for betong med lett tilslag; $\alpha = 8 \cdot 10^{-6} / \text{K}$. Merk at forvalgt verdi for denne utvidelseskoeffisienten er $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} / \text{K}$ i inndata for temperaturlast i NovaFrame. Dette må endres manuelt.

1.1.3. Analysespesifikke egenskaper

E-modul som skal benyttes ved stivhetsberegning i analysemodell er som forvalg satt lik E_{cm} . Denne verdien kan modifiseres etter ønske uavhengig av øvrige materialparametere.

Merk at standardverdier for E_{cm} i NS-EN 1992-1-1 er basert på tilslag av kvartsitt, se punkt 3.1.3(2). Tilslag i norsk betong er vanligvis gneis eller granitt som gir en lavere stivhet. Erfaringstall viser at E_{cm} med gneis eller granitt som tilslag ligger ca 20 % lavere enn for tilslag av kvartsitt. I en analyse med ulike materialtyper samt i dynamiske analyser må det vurderes spesielt om E-modulen skal korrigeres for dette.

Poisson's tall er som forvalg satt lik 0,2, som i henhold til pkt 3.1.3(4) tilsvarer urisset betong. For risset betong kan verdien i følge pkt 3.1.3(4) sette lik 0,0. Verdien kan modifiseres etter ønske uavhengig av øvrige materialparametere.

1.1.4. Arbeidsdiagram

Som spennings-tøyningssammenheng for dimensjonering av tverrsnitt angir NS-EN 1992-1-1 pkt 3.1.7 tre forskjellige alternativer. I programmet benyttes en parabel-rektangel diagram som beskrevet i pkt 3.1.7(1).

Bruddtøyningen for betong er på 3,50/00 opp til fasthetsklasse B60, og deretter fallende med økende fasthet. Dersom de påsatte kreftene på et tverrsnitt i programmet er så store at bruddtøyningen overskrides vil programmet rapportere i resultatlistingen at kapasiteten ikke er ok.

Merk at middeltrykktøyning over et tverrsnitt (eller tverrsnittsdél) i henhold til punkt 6.1(6) skal begrenses til ϵ_{c2} (typisk 2.0 0/00). Programmet håndterer dette på følgende måte:

- Spenningsberegning: Kontrolleres ikke i beregningene.
- Kapasitetsdiagrammer: Kravet ivaretas for de tøyningssituasjoner som ligger til grunn for opptegning av diagrammene.

1.2. Armeringsstål

1.2.1. Generelt

Armeringens materialegenskaper defineres i dialogen *Material properties* (kommando MREINF).

1.2.2. Arbeidsdiagram

Som spenning-tøyningssammenheng for dimensjonering av tverrsnitt angir NS-EN 1992-1-1 pkt 3.2.7(2) to forskjellige alternativer for armeringsstål:

- a) En stigende fasthet etter nådd flytetøyning med bruddtøyning lik ϵ_{ud}
- b) Horisontalt flyteplata etter nådd flytetøyning og ingen begrensning i bruddtøyning

Programmet tilbyr begge varianter og hvilken som skal benyttes velges når materialet defineres.

For alternativ a) benyttes verdier for grensetøyning ϵ_{ud} og dimensjonerende fasthet f_t ved grensetøyningen i henhold til NA.3.2.7(2). For normalt C-stål B500NC er eksempelvis grensetøyningen $\epsilon_{ud} = 30$ 0/00 og tilhørende strekkfasthet ved grensetøyning ϵ_{ud} lik $1,04 \cdot 500 = 520$ MPa. For tøyninger større enn grensetøyningen ϵ_{ud} , benytter programmet f_t , det vil si at arbeidsdiagrammet er horisontalt etter grensetøyningen.

For alternativ b) er det ingen tøyningsgrense i materialdefinisjonen i programmet.

Merk at designparametere for armering (DPREINF) inneholder tøyningsgrenser som benyttes både i kapasitetsdiagrammer og spenningsberegninger. Disse slår inn dersom de er lavere enn materialets egne tøyningsgrenser. Dette gjelder både for alternativ a) og b)

Merk at E-modulen for armeringsstål ikke justeres for materialfaktor i NS-EN 1992-1-1, i motsetning til i NS 3473.

1.3. Spennstål

1.3.1. Generelt

Spennstålets materialegenskaper defineres i dialogen *Material properties* (kommando MPREST).

1.3.2. Arbeidsdiagram

Som spennings-tøyningssammenheng for dimensjonering av tverrsnitt angir NS-EN 1992-1-1 pkt 3.2.6(7) to forskjellige alternativer for spennstål:

- c) En stigende fasthet etter nådd flytetøyning med bruddtøyning lik ϵ_{ud}
- d) Horisontalt flyteplata etter nådd flytetøyning og ingen begrensning i bruddtøyning

Programmet tilbyr begge varianter og hvilken som skal benyttes velges når materialet defineres.

For variant b) benyttes verdier for grensetøyning ε_{ud} med tilhørende fasthet f_t ved grensetøyningen. Verdien for grensetøyningen skal settes lik den største av 10 o/oo og $0,4 \cdot \varepsilon_{uk}$ i henhold til NA.3.3.6(7). Verdien for ε_{uk} skal hentes fra EN 10138 men denne er foreløpig ikke utgitt. Som grensetøyning benyttes derfor inntil videre $\varepsilon_{ud} = 10$ o/oo. Tilhørende strekkfasthet ved grensetøyning ε_{ud} settes lik $1,04 \cdot f_{p0,1k}$ i henhold til NA.3.3.6(7). For tøyninger større enn grensetøyningen ε_{ud} , benytter programmet f_t , det vil si at arbeidsdiagrammet er horisontalt etter grensetøyningen.

For alternativ b) er det ingen tøyningsgrense i materialdefinisjonen i programmet.

Merk at designparametere for spennarmering (DPTEND) inneholder tøyningsgrenser som benyttes både i kapasitetsdiagrammer og spenningsberegninger. Disse slår inn dersom de er lavere enn materialets egne tøyningsgrenser. Dette gjelder både for alternativ a) og b)

Merk at E-modulen for spennstål ikke justeres for materialfaktor i NS-EN 1992-1-1, i motsetning til i NS 3473.

2. Andre ordens virkning med aksial belastning

2.1. Metode

NS-EN 1992-1-1 angir i punkt 5.8.5 to ulike metoder for å inkludere tilleggsmomenter på grunn av utbøyning i kombinasjon med aksialkraft:

- (a) Metode basert på nominell stivhet
- (b) Metode basert på nominell krumning

Programmet benytter metode (b). dette tilsvarer metoden som er benyttet i foregående versjoner av programmet for NS 3473.

Merk at for kapasitetsdiagrammene tas det ikke hensyn til tilleggsmomenter på grunn av 2.ordens effekter, og heller ikke geometriske avvik og minsteeksentrisiteter.

2.2. Geometriske avvik og minsteeksentrisitet (toleranser)

For tverrsnitt i trykk skal det i henhold til punkt 5.8.2 (5) inkluderes et første ordens tilleggsmoment på grunn av geometriske avvik. Verdien for det geometriske avviket kan i henhold til punkt 5.2 settes til

$e_i = l_0/400$, der l_0 er knekk lengden.

Enkelte regelverk krever et mindre tall i nevneren i denne brøken, og verdien kan derfor om ønskelig endres med kommandoen DPSECT eller i dialogvindu for designparametere..

Det antas at det geometriske avviket er uavhengige i tverrsnittets akseretninger. Det er derfor satt som forvalg at avviket medtas med full verdi i både x- og y-retning (dette kan overstyres i kommandoen DPSECT). Tilleggsmomenter på grunn av geometriske avvik legges til 1.ordens momenter i ULS og PLS (ULS ulykkesgrense) ved beregning av tøyninger og spenninger, uavhengig av om slanketskriteriene er overskredet (se kapittel 2.3).

Videre kreves det i punkt 6.1 at for tverrsnitt påkjent av aksial trykkkraft skal det antas en minste eksentrisitet $e_{\min} = \max\{20 \text{ mm}, h/30\}$, der h er tverrsnittstykkelsen i betraktet akseretning. Dette gjelder uavhengig av om konstruksjonsdelen er beregningsmessig slank, se kapittel 2.3. I programmet ivaretas dette ved at endelig 1.ordens tilleggseksentrisitet settes lik differansen mellom e_{\min} og summen av eksentrisitet fra 1. ordens krefter (inkludert geometrisk avvik) og eksentrisitet på grunn av 2.ordens effekter i henhold til punkt 5.8.8.3 (e_2). Det vil si:

$$e_0 = M_{Ed}/N_{Ed}$$

Dersom:

$$e_{\min} > e_0 + e_1 + e_2$$

Så settes resulterende 1.ordens tilleggseksentrisitet lik:

$$e_1 = e_{\min} - (e_0 + e_2)$$

I motsatt fall settes 1.ordens tilleggseksentrisitet lik geometrisk avvik:

$$e_1 = e_i$$

Tverrsnittets akseretninger regnes også her uavhengig av hverandre.

2.3. Slankhetskriterium

Det ses bort fra andre ordens effekter dersom den normaliserte slankheten λ_n er mindre enn en grenseverdi $\lambda_{n,lim}$.

Slankhetskriteriet kontrolleres separat for hver akseretning. Andre ordens virkning inkluderes kun for de retninger hvor slankhetskriteriet overskrides. Andre ordens virkning om en akse medregnes ikke dersom tilleggsmomentet på grunn av utbøyning alene utgjør mindre enn 10 % av første ordens moment om samme akse, ref. punkt 5.8.3.1 (2).

Den normaliserte slankheten λ_n beregnes etter NA.5.8.3.1(1):

$$\lambda_n = \lambda \cdot (n / (1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega))^{0.5}$$

Slankheten λ beregnes etter uttrykk (5.14):

$$\lambda = l_o / i$$

Det vil si for hver akseretning (tverrsnittets x- og y-akser) beregnes slankheten som:

$$\lambda_x = l_{ox} / i_x$$

$$\lambda_y = l_{oy} / i_y$$

Slankhetskriteriet $\lambda_{n,lim}$ beregnes etter uttrykk (NA.5.13.aN). Verdien beregnes for kontroll mot normalisert slankhet om både x- og y-aksen:

$$\lambda_{n,limx} = 13 \cdot (2 - r_{mx}) \cdot A_\varphi$$

$$\lambda_{n,limy} = 13 \cdot (2 - r_{my}) \cdot A_\varphi$$

Faktoren for stavendemoment r_m som inngår i uttrykk for $\lambda_{n,lim}$ gis inn direkte som en designparameter for tverrsnittet (DPSECT). Det kan gis in forskjellig verdi for bøyning om x-aksen (r_{mx}) og y-aksen (r_{my}). Verdiene for r_{mx} og r_{my} kan variere fra -1,0 til 1,0 avhengig av momentfordeling for staven. Mest ugunstige verdi er 1,0 og dette er derfor forvalgt verdi i programmet. Dette tilsvarer trykkstav som er sideveis fritt forskyvelig og trykkstav med tverrlast; uttrykk (NA.5.13.bN). Merk at samme verdi for r_m benyttes om begge akser slik at det er nødvendig å være bevisst på effekten av dette.

Det effektive kryptallet φ_{ef} som inngår i A_φ beregnes etter punkt 5.8.4. Verdien for φ_{ef} inn direkte som en Section Design Parameter. Forvalgt verdi i programmet er $\varphi_{ef} = 2,5$, men normalt kan det medregnes en betydelig lavere verdi beregnet i henhold til punkt 5.8.4.

Dersom den normaliserte slankheten for bøyning om en akse λ_n er mindre enn slankhetskriteriet $\lambda_{n,lim}$ så vil tilleggsmoment for 2.ordens effekter ikke legges til om den aksens i dimensjoneringen.

2.4. Krumning

Det nominelle andre ordens tilleggsmoment beregnes basert på en krumning $1/r$ i henhold til punkt 5.8.8.3:

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0$$

$1/r$ regnes separat for hver av tverrsnittsaksene (x- og y-akse).

Ved beregning av e_2 i uttrykk (5.33) er det i programmet satt en fast verdi $c=10.0$ for faktoren for krumningsfordelingen. Dette samsvarer med anbefalingen i 5.8.8.2(4) for konstruksjonsdeler med konstant tverrsnitt.

Hvis kriteriet i uttrykk (5.38) er oppfylt medregnes kun andre ordens bidrag fra krumning om den ugunstigste aksene i dimensjoneringen. I motsatt fall medregnes andre ordens bidrag om begge akser.

Ved beregning av K_r benyttes verdien $n_{bal} = 0,4$. Ved beregning av armeringsforholdet ω inkluderes all slakkarmering i tverrsnittet. Spennarmering medtas ikke ettersom det ikke er tydelig angitt at dette tillates i punkt 5.8.8.3(3).

Metode (b) er en videreføring av prinsippet som er benyttet i programmet for NS 3473. Merk at det ikke er dekning for denne framgangsmåten i NS-EN 1992-1-1 og det må derfor vurderes i det enkelte tilfellet om dette gir resultater til sikker side.

Merk at en økning i armeringsmengde også gir økning i 2.ordens tilleggsmoment når andre forhold holdes uendret, ref Sørensen eksempel 6.1.

3. Skjærkraft

3.1. Generelt

Skjærkraftkapasiteten i tverrsnittets hovedretninger (x og y) beregnes uavhengig av hverandre i programmet. Dette er akseptabelt i henhold til NS-EN 1992-1-1 pkt NA.6.2.2(1) så lenge forholdet mellom den minste og største skjærkraften ikke er større enn 0,5. Dersom dette ikke er oppfylt så anbefales det i det samme punktet at det dimensjoneres for en resulterende skjærkraft $V_{res} = (V_{Ed,x}^2 + V_{Ed,y}^2)^{0,5}$. Kapasitetskontroll for en slik resulterende skjærkraft gjøres ikke automatisk av programmet og må derfor kontrolleres separat.

Dersom det er definert flere skjærarealer i en akseretning for et tverrsnitt så vil programmet fordele den påsatte skjærkraften i den aktuelle retningen proporsjonalt med arealbidraget.

Det forutsettes i programmet at skjærbøylene alltid står normalt på bjelkens lengdeakse, dvs. $\alpha=90^\circ$.

3.2. Vinkel på trykkdiagonal

NS-EN 1992-1-1 tillater at vinkelen på trykkdiagonal θ i beregning av skjærarmeringsbehov kan varieres mellom ca $21,8^\circ$ og 45° , ref. punkt 6.2.3 (2) og uttrykk NA.6.7aN og NA.6.7.bN i NA.6.3.2.

Dersom det benyttes en lav verdi for θ medfører dette:

- Redusert maksimal kapasitet for skjærkraft ($V_{Rd,C}$ i uttrykk (6.2.b))
- Redusert skjærarmeringsbehov (uttrykk (6.8) i punkt 6.2.3 (3))
- Økt tilleggskraft i lengdearmring (punkt 6.2.3 (7))

Det er ikke på forhånd gitt hva som er optimalt verdi for θ i det generelle tilfellet. Det legges derfor opp til tre alternativer i programmet som bruker må velge blant.

- Alternativ 1: Bruk minste tillatte verdi for θ
- Alternativ 2: Bruk største tillatte verdi for θ
- Alternativ 3: Bruk en gitt verdi for θ

Dersom alternativ 3 benyttes og inngitt verdi for θ ligger utenfor tillatte grenser så vil programmet automatisk velge en verdi som tilsvarer grenseverdien for θ .

Som forvalg benytter programmet alternativ 3 med $\theta = 40^\circ$.

Dersom tverrsnittet har et betydelig aksialstrekk skal $\cot\theta$ begrenses oppad til 1,25, ref NA.6.2.3(2). Det vil si en minste tillatt vinkel på trykkdiagonalen lik $\theta = 38,66^\circ$.

Vinkelen θ tilordnes i programmet som en egenskap ved det enkelte subareal (kommando SUBAR). Bakgrunnen for dette er at samme vinkel for θ skal benyttes for både skjær og torsjon, og koblingen mellom skjær og torsjonsarealer er allerede etablert gjennom subarealene. Dessuten vil θ aldri komme til anvendelse før skjær og/eller torsjonsarealer er definert.

For beregning av skjærkraftkapasitet når det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering (punkt 6.2.2) kommer ikke θ til anvendelse.

3.3. Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering

3.3.1. Skjærstrekkkapasitet

Dimensjonerende skjærstrekkkapasitet $V_{Rd,c}$ beregnes i programmet henhold til NS-EN 1992-1-1 pkt 6.2.2(1) som den største av:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k_1 \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

Og

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

Aksialspenningen σ_{cp} beregnes i programmet som midlere spenning over hele tverrsnittet og ikke som aksialspenning innenfor det aktuelle skjærarealet. Det vi si $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$.

Tverrsnittsarealet av strekkarmeringen A_{sl} beregnes i programmet som all strekkarmering innenfor en gitt andel x av skjærarealets totale høyde. Programmet vurderer to ulike alternativer for verdien av x og tilhørende effektiv tverrsnittshøyde d beregnes ut fra tyngdepunktet av denne strekkarmeringen.

Alternativ 1: $x = 0,50$

Alternativ 2: $x = 0,25$

Programmet velger det alternativet som gir størst kapasitet:

Merk at det kan være andre verdier av x som gir større kapasitet, men normalt gir framgangsmåten gode resultater så lenge det er lagt inn en dominerende strekkarmering på strekksiden.

Verdien for faktoren $C_{Rd,c}$ settes lik k_2/γ_c i henhold til pkt NA.6.2.2(1). I programmet benyttes $k_2 = 0,15$. Det betyr at gevinsten ved bruk av spesielt grovt tilslag ikke kan utnyttes ved å øke verdien av k_2 til 0,18.

Verdien for v_{min} beregnes i henhold til uttrykk NA.6.3N. Merk at det i gjeldende revisjon av det nasjonale tillegget er eksponenten i uttrykket endret i forhold til tilsvarende uttrykk i hoveddelen. Selv om dette kan se ut som en skrivefeil i det nasjonale tillegget er det valgt å benytte eksponenten slik den faktisk er angitt, inntil dette eventuelt korrigeres i et rettelsesblad eller i en revidert utgave av standarden.

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (NA.6.3N)$$

3.3.2. Skjærtrykkkapasitet

Dimensjonerende skjærtrykkkapasitet forutsatt at det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering beregnes i programmet henhold til NS-EN 1992-1-1 uttrykk (6.5).

$$V_{Rd,cc} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \quad (6.5)$$

3.4. Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering

3.4.1. Skjærstrekkkapasitet

Dimensjonerende skjærstrekkkapasitet $V_{Rd,s}$ beregnes i programmet henhold til NS-EN 1992-1-1 pkt 6.2.2 uttrykk (6.8):

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta \quad (6.8)$$

Maksimal tillatt senteravstand mellom skjærbøylene beregnes i programmet i henhold til NA.9.2.2(6).

$$S_{b,max} = 0,6 \cdot h' (1 + \cot \alpha)$$

h' beregnes i programmet som $h' = h - (2 \cdot (h - d))$, det vil si en avstand som tilsvarer at armeringen på strekk- og trykksiden er plassert symmetrisk om bøyeaksen.

3.4.2. Skjærtrykkapasitet

Dimensjonerende skjærtrykkapasitet $V_{Rd,max}$ beregnes i programmet i henhold til NS-EN 1992-1-1 pkt 6.2.3 uttrykk (6.9):

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}) / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9)$$

Faktoren α_{cw} skal alltid settes lik 1,0 i tverrsnitt uten forspenning eller aksialtrykk. I programmet vil α_{cw} beregnes i henhold til uttrykk NA.6.10.aN til NA.6.10.cN basert på midlere aksialspenning for hele tverrsnittet; $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ der N_{Ed} er total aksialkraft for hele tverrsnittet inkludert virkning av forspenning, og A_c er totalt tverrsnittsareal.

Verdien for z beregnes i programmet i henhold til punkt 6.2.3(1); $z = 0,9 \cdot d$, dersom tverrsnittet har en trykksone. Dersom hele tverrsnittet er i strekk beregnes z som $z = h - (2 \cdot (h - d))$, det vil si en indre momentarm som tilsvarer at armeringen på strekk- og trykksiden er plassert symmetrisk om bøyeaksen.

I verdien for fasthetsreduksjon for betong i trykkfelt v_1 kan det tas hensyn til om utnyttelsen av skjærarmeringen begrenses til $0,8f_{yk}$. Dersom denne begrensningen oppfylles så kan v_1 beregnes etter uttrykk NA.6.10.aN og NA.6.10.bN. I motsatt fall skal v_1 beregnes i henhold til uttrykk NA.6.6N. I programmet er det ikke mulig å velge en slik begrensning og v_1 vil derfor bli beregnet i henhold til uttrykk NA.6.10.aN og NA.6.10.bN.

4. Torsjon

4.1. Trykkbruddkapasitet for torsjon alene

Beregnes etter uttrykk (6.30) for hvert enkelt torsjonsareal:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

v beregnes etter uttrykk NA.6.2.2(6)

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$$

α_{cw} beregnes etter uttrykk NA.6.11.aN til NA.6.11.cN.

Verdien for σ_{cp} som skal inn i uttrykkene for α_{cw} beregnes for total aksialkraft og tverrsnittsareal:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$$

4.2. Trykkbruddkapasitet interaksjon skjær og torsjon

Beregnes etter uttrykk (6.31) for hvert enkelt torsjonsareal:

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

Programmet tar ikke hensyn til eventuell motsatt retning for skjærspenninger fra skjær og torsjon. Bidragene vil derfor alltid adderes.

4.3. Riss-torsjonsmoment

Riss-torsjonsmoment bestemmes ut fra at opprissing starter når hovedstrekkspenningen σ_1 er lik den dimensjonerende strekkfastheten f_{ctd} , ref. punkt 6.3.1 (5).

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2} ((\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2)^{0,5}$$

Ved ren torsjon $\sigma_x = \sigma_y = 0$ er hovedstrekkspenningen lik skjærspenningen:

$$\sigma_1 = \tau = f_{ctd}$$

Skjærspenning på grunn av torsjon:

$$\tau = T_{Ed}/(2 \cdot A_k \cdot t_{ef})$$

Torsjonsmoment T_{cr} ved $\tau = f_{ctd}$ (riss) blir da:

$$T_{cr} = 2 \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot f_{ctd}$$

Dersom opptredende torsjonsmoment T_{Ed} er større enn T_{cr} beregnes nødvendig bøylearmering A_{sw} og lengdearmering A_{sl} av programmet. I motsatt fall blir disse verdiene satt lik 0. Merk at dette er en liten tilsnikelse. Punkt 6.3.2 (5) sier at for rektangulære massive tverrsnitt kan konstruktiv torsjonsarmering utelates dersom interaksjonsformelen $T_{Ed}/T_{Rd,c} + V_{Ed}/V_{Rd,c} < 1.0$ er tilfredstilt. Programmet sjekker kun $T_{Ed}/T_{Rd,c} < 1.0$, dvs. tar ikke hensyn til V_{Ed} . Punktet 6.3.2 (5) sier for øvrig ikke hva som gjelder for hule tverrsnitt.

4.4. Skjærarmering på grunn av torsjon

Beregnes dersom $T_{Ed} > T_{cr}$

Nødvendig skjærarmering på grunn av torsjonskraft beregnes etter uttrykket:

$$A_{sw} = s \cdot (T_{Ed} / 2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}) \cdot \tan \theta$$

Med enhetslengden 1000 mm innsatt for s gir uttrykket A_{sw} nødvendig bøylearmering [mm^2] per lengdeenhet [m] langs bjelkeaksen.

$$A_{sw} = 1000 \cdot (T_{Ed} / 2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}) \cdot \tan \theta$$

4.5. Lengdearmering på grunn av torsjon

Beregnes dersom $T_{Ed} > T_{cr}$

Nødvendig lengdearmering beregnes etter uttrykk (6.28)

$$A_{sl} = T_{Ed} \cdot u_k \cdot \cot \theta / 2 \cdot A_k \cdot f_{yd}$$

Beregnet armeringsareal A_{sl} reduseres for eventuell trykkraft N_{Ed} i tverrsnittet:

$$A_{sl}' = A_{sl} - \Delta A_{sl}$$

Der:

$$\Delta A_{sl} = N_{Ed} / f_{yd}$$

Dersom $N_{Ed} > 0$ (strekk) gjøres ingen korreksjon av A_{sl} . Verdi for A_{sl} som oppgis i resultatlisting er verdien etter korreksjon for N_{Ed} .

5. Beregning av rissvidde

5.1. Metode

NS-EN 1992-1-1 angir to ulike metoder for risskontroll:

- (a) Basert på begrensning av armeringsspenning (punkt 7.3.3)
- (b) Basert på beregning av rissvidder (punkt 7.3.4).

Metoden som benyttes i programmet er metode (b). Denne tar utgangspunkt i en beregningsmessig rissavstand S_{\max} og differansen mellom midlere tøyning i armering (ϵ_{sm}) og midlere tøyning betong mellom rissene (ϵ_{cm}).

$$w_k = S_{\max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

I tillegg til rissviddeberegning kreves det i henhold til punkt 7.3.2 en minste armering for å begrense opprissingen i områdene med strekk. Denne kontrollen utfører ikke programmet og det må derfor sjekkes separat om dette kravet er oppfylt.

Beregning av rissvidder for spennarmering gjøres ved skalering av rissvidder for utenforliggende slakkarmering i henhold til note 3 i tabell NA.7.1N. Se for øvrig kapittel

Merk!

Det er mulig å skru av rissviddeberegning for den enkelte armeringsgruppe eller spennarmeringsgruppe. Dette kan være aktuelt dersom risskontroll ønskes dokumentert på annen måte, for eksempel gjennom håndberegninger eller basert på spenningsbegrensning.

5.2. Genseverdi for rissvidde

NS-EN 1992-1-1 angir i tabell NA.7.1N tillatte rissvidder w_{\max} relatert til eksponeringsklasse. For å ta hensyn til eventuelt økt overdekning inngår en faktor $k_c = c_{\text{nom}}/c_{\text{min,dur}}$. For slakkarmering vil normalt $c_{\text{min,dur}}$ være lik c_{min} , mens $c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}$. Dette innebærer at så lenge toleransen for armeringsoverdekning Δc_{dev} ikke er satt lik 0 vil uttrykket for k_c gi en verdi større enn 1,0.

Eksempel:

Grenseverdi for w_{\max} (Tabell NA.7.1N)	$w_{\max} = 0,3 \cdot k_c$
Minste overdekning for bestandighet:	$c_{\text{min,dur}} = 40 \text{ mm}$
Resulterende minste overdekning:	$c_{\text{min}} = 40 \text{ mm}$
Tillatt avvik:	$\Delta c_{\text{dev}} = 15 \text{ mm}$
Nominell overdekning:	$c_{\text{nom}} = 40 + 15 = 55 \text{ mm}$

$$k_c = c_{\text{nom}} / c_{\text{min,dur}} = 55/40 = 1,38 \leq 1,3$$

Verdien for k_c gis inn som en designparameter for armering (kommando DPREINF) og spennarmering (kommando DPTEND). Alternativt kan verdien for w_{\max} skaleres med k_c direkte samtidig som k_c settes lik 1,0.

5.3. Effektivt betongareal $A_{c,\text{eff}}$

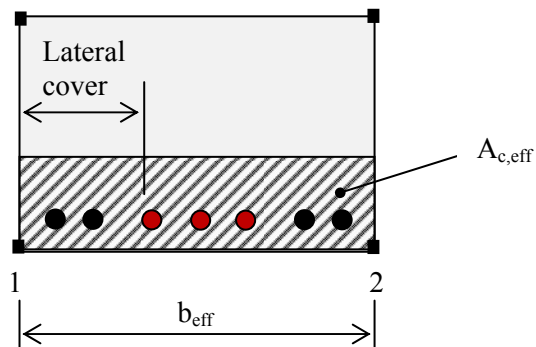
For hver enkelt slakkarmeringsgruppe har man følgende beregningsvalg:

1. "No crack width calculation"
2. "Calculate based on distribution length"
3. "Calculate based on bar spacing"

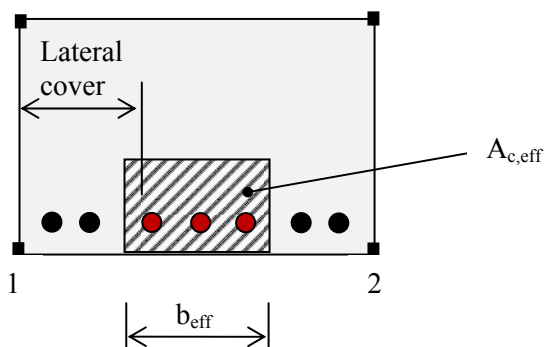
Forskjellen i alternativ 2 og 3 ligger i beregning av effektiv bredde b_{eff} som sammen med effektiv høyde ($h_{c,eff}$) gir det effektive betongarealet $A_{c,eff}$.

Dersom avstanden fra første og siste armeringsjern i en armeringsgruppe til tilhørende tverrsnittspunkt er liten (liten verdi for "lateral cover") så gir metode 2 og 3 tilnærmet like resultater for beregnet rissvidde.

Dersom verdien for "lateral cover" er stor så kan metode 2 gi for konservative resultater fordi det effektive betongarealet $A_{c,eff}$ blir urealistisk stort. I slike tilfeller vil alternativ 3 være mer presist. Se figur nedenfor som illustrerer dette. Den aktuelle armeringsgruppen (tre midtyste røde jernene) er tilknyttet tverrsnittspunkt 1 og 2. De to ytterste sorte jernene tilhører andre armeringsgrupper.



Metode 2



Metode 3

5.4. Rissavstand S_{rmax}

S_{rmax} beregnes i programmet i henhold til uttrykk (7.11) dersom senteravstand mellom armeringsenhetene/kablene er mindre eller lik $5 \cdot (c + \emptyset/2)$.

$$S_{rmax} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset / \rho_{p,eff}$$

For de parametrene som inngår i dette uttrykker benyttes følgende verdier i programmet:

- c: Gjennomsnittlig overdekning for armeringsgruppen, dvs. gjennomsnitt av overdekning som er gitt inn for start og slutt armeringsgruppen i kommandoen RE.
- k_1 : Verdi gitt inn for k_1 i kommandoen DPREINF (forvalgt til 0,8) og DPTEND (forvalgt til 1,6).
- k_2 : Beregnes basert på uttrykk (7.13) for tøyningstilstand beregnet i programmet. Verdiene som benyttes for ε_1 og ε_2 i uttrykk (7.13) regnes som tøyning i ytterste fiber ved den gjeldende nøytralaksevinkel.
- k_3 : 3,4 (kan ikke modifiseres ved input til programmet).
- k_4 : 0,425 (kan ikke modifiseres ved input til programmet).
- \emptyset : Nominell stangdiameter for enkeltstang i armeringsgruppen.

$\rho_{p,eff}$: Beregnes i henhold til uttrykk (7.10). Programmet regner hver enkelt armeringsgruppe og kabelgruppe for seg. Det vil si at uttrykket for $\rho_{p,eff}$ forenkles til;

$$\begin{aligned} \text{Slakkarmering } \rho_{p,eff} &= A_s/A_{c,eff} \\ \text{Spennarmering } \rho_{p,eff} &= \xi_1^2 \cdot A_p' / A_{c,eff} \end{aligned}$$

der A_s , A_p' og $A_{c,eff}$ beregnes for den enkelte armeringsgruppen/kabelgruppen alene. $A_{c,eff}$ beregnes etter 7.3.2(3). $A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff}$. Programmet kan gjøre dette på 2 ulike måter

- (a) Basert på avstand mellom tilknyttede tverrsnittspunkter
- (b) Basert på senteravstand mellom armerings-/kabelenhetene.

Dette valget gjøres for den enkelte armeringsgruppe eller kabelgruppe i kommandoene RE og TE (eller i dialogvindu). Dersom det er stor avstand fra første og siste jern i gruppen til tilknyttede tverrsnittspunkter vil metode (a) gi et forholdsvis stor medvirkende bredde b og derved stort $A_{c,eff}$. For metode (b) regnes medvirkende bredde b som antall jern (bunter) i gruppen ganger senteravstand.

Dersom senteravstand mellom armeringsenhetene/kablene er større enn $5 \cdot (c + \emptyset/2)$ så beregnes S_{rmax} i henhold til uttrykk (7.14).

$$S_{rmax} = 1,3(h-x)$$

5.5. Rissvidde w_k

Rissvidde for slakkarmering w_k beregnes i programmet i henhold til uttrykk (7.8) og (7.9). Verdien for $\rho_{p,eff}$ beregnes som for rissavstand S_{rmax} .

Rissvidde for spennarmering w_{kp} beregnes i henhold til Tabell NA.7.1N, merknad 3). Det vil si at denne finnes ved å skalere beregningsmessig rissvidde for slakkarmeringen i henhold til uttrykket;

$$w_{kp} = w_k \cdot (\epsilon_{s2} / \epsilon_{s1})$$

I uttrykket er w_k er største beregningsmessige rissvidde for rissanvisende slakkarmering og ϵ_{s1} er tilhørende tøyning for denne armeringen. I programmet angis enten direkte hvilken slakkarmeringsgruppe som er rissanvisende for den enkelte spennkabelgruppe, eller det overlates til programmet å velge dette (kommando TE). For hver enkelt spennarmeringsgruppe har man derfor følgende beregningsvalg:

1. "Based on auto-selected reinf. group"
2. "No crack width calculation"
3. "Based on reinf. group: xx"

For spennkabler som er opprettet i analysemodellen (kommando TENDON) vil det bli forvalgt av programmet at det skal benyttes valg 1 for disse, det vil si at programmet velger armeringsgruppe som styrer rissvidde for spennarmeringen.

Dersom det ikke er lagt inn slakkarmering i tverrsnittet vil ikke valg 1. og 3. fungere. Programmet vil da hoppe over rissviddeberegning for aktuelt tverrsnitt, og ingen rissvidde vil fremkomme i resultatlisting.