

6 Bruddgrensetilstander (ULS)

6.1 Bøyning med eller uten aksialkraft

(1)P Dette kapitlet gjelder for kontinuitetsområder i bjelker, dekker og lignende konstruksjonsdeler der tverrsnittene forblir tilnærmet plane før og etter belastning. Områdene med diskontinuitet i bjelker og andre konstruksjonsdeler der plane tverrsnitt ikke forblir plane, kan dimensjoneres og utformes etter 6.5.

(2)P Ved bestemmelse av momentkapasiteten for armerte eller forspente betongtverrsnitt gjøres følgende forutsetninger:

- plane tverrsnitt forblir plane;
- tøyningen i armering eller spennkabler med heft, uavhengig av om de er i strekk eller trykk, er den samme som for betongen omkring;
- det ses bort fra betongens strekkfasthet;
- spenningen i betongen under trykk er utledet fra dimensjonerende spennings-tøyningssammenheng gitt i 3.1.7.
- spenningen i armeringsstål og spennstål er utledet fra de dimensjonerende kurvene i 3.2.8 (figur 3.8) og 3.3 (figur 3.10);
- den initielle tøyningen i spennkablene legges til grunn ved bestemmelsen av spenningene i spennkablene.

(3)P Trykktøyningen i betongen skal begrenses til ε_{cu2} eller ε_{cu3} , avhengig av spennings-tøyningssammenheng som benyttes, se 3.1.7 og tabell 3.1. Tøyningene i armeringsstålet og spennstålet skal begrenses til ε_{ud} (der det er aktuelt), se henholdsvis 3.2.7 (2) og 3.3.6 (7).

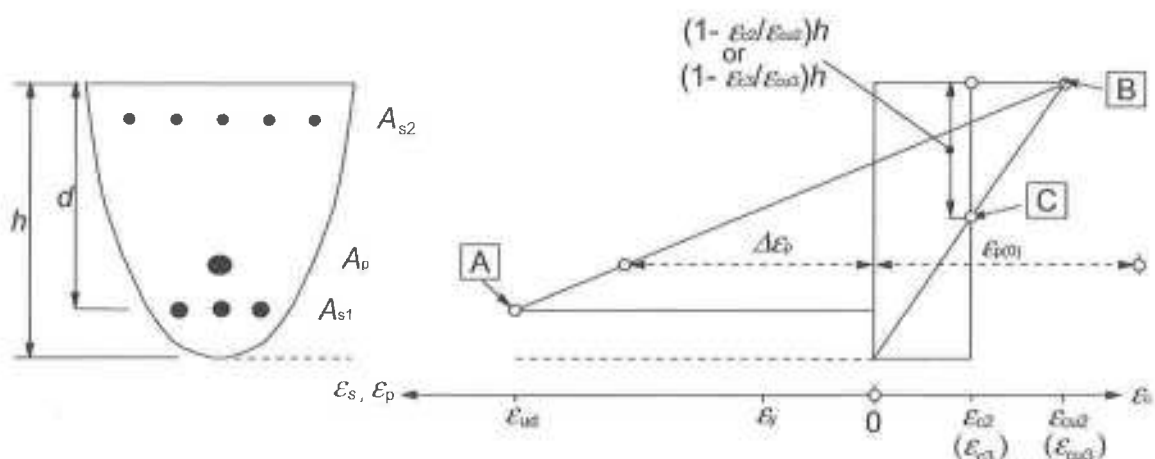
(4) For tverrsnitt påkjent av aksial trykkraft er det nødvendig å anta en minste eksentrisitet $e_0 = h/30$, men ikke mindre enn 20 mm der h er tykkelsen av tverrsnittet.

(5) I deler av tverrsnitt med tilnærmet konsentrisk belastning ($e_d/h < 0,1$), f.eks. trykkflenser i kassetverrsnitt, bør middeltrykktøyningen i denne delen av tverrsnittet begrenses til ε_{c2} (eller ε_{c3} hvis den bilineære sammenheng på figur 3.4 benyttes).

(6) Det aktuelle området for tøyningsfordeling er vist på figur 6.1.

(7) For forspente konstruksjonsdeler med spennkabler permanent uten heft, se 5.10.8.

(8) For eksterne spennkabler forutsettes tøyningen i spennstålet mellom to påfølgende kontaktpunkter (forankringspunkt eller avbøyningspunkt) å være konstant. Tøyningen i spennstål er da lik den initielle tøyningen som opptrer like etter at oppspenningen er fullført, korrigert med tøyningsendringen fra deformasjonen i konstruksjonen mellom de aktuelle kontaktpunktene. Se også 5.10.



- ☐ A – strekketøyningsgrense for armeringsstål
- ☐ B – trykketøyningsgrense for betong
- ☐ C – trykketøyningsgrense for betong i rent trykk

Figur 6.1 – Aktuell tøyningsfordeling i bruddgrensetilstanden

6.2 Skjærkraft

6.2.1 Generell prosedyre for påvisning

(1)P Ved påvisning av kapasitet for skjærkraft defineres følgende symboler:

$V_{Rd,c}$ er dimensjonerende kapasitet for skjærkraft for en konstruksjonsdel uten skjærarmering;

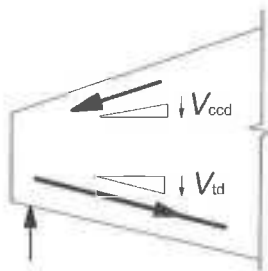
$V_{Rd,s}$ er dimensjonerende verdi av skjærkraften som kan opptas av skjærarmeringen ved flytning;

$V_{Rd,max}$ er dimensjonerende verdi av største skjærkraft som konstruksjonsdelen kan bære, begrenset av kapasiteten for trykkbrudd.

I konstruksjonsdeler med skrå gurer defineres i tillegg følgende verdier (se figur 6.2):

V_{cdd} er dimensjonerende verdi av skjærkraftkomponenten til kraften i trykksonen i tilfeller med skrå trykkgurter;

V_{td} er dimensjonerende verdi av skjærkraftkomponenten til kraften i strekkarmeringen i tilfeller med skrå strekkurter.



Figur 6.2 – Skjærkraftkomponent for konstruksjonsdeler med skrå gurter