

Feste- og ankeranordninger i betongkonstruksjoner

Av sivilingeniør Tore Ivar Svare



Norges
byggforsknings-
institutt
1977

særtrykk 254

For å feste eller forankre sekundærkonstruksjoner, føye sammen deler av bæresystemer eller for å løfte betongelementer, benyttes forskjellige feste- og ankeranordninger. Grovt kan disse deles inn i tre grupper:

Innstøpte detaljer, ekspansjonsbolter (mekanisk kraftoverføring) og forankring av bolter e.l. i hull ved liming. *Figur 1* viser et lite utvalg av de utallige anordninger som eksisterer.

I denne artikkelen vil vi hovedsakelig behandle en del av de konklusjoner som man er kommet frem til ved å prøve-belaste innstøpingsdetaljer og ekspansjonsbolter.

Liming

Denne metoden består i at utstikkende jern eller løse bolter limes fast i utsparinger i den konstruksjonsdelen som man skal feste eller forankre i. Dimensjoneringen er hovedsakelig et spørsmål om forankring. For at forankringen skal bli tilfredsstillende, må heften mellom lim og bolt og mellom lim og betong være god.

I dag benyttes det hovedsakelig tre limtyper. Disse er enten polyesterbaserte, epoxybaserte eller cementbaserte. Hver av gruppene har sine fordeler og ulemper.

Fordelen med de polyesterbaserte limtypene er at de herder meget raskt. De benyttes derfor i stor utstrekning for å feste prefabrikerte søyler til fundamentene. Herdetiden er så kort at det ikke er behov for spesiell avstaging av søylene. Sammenlignet med epoxy, herder polyester raskere og ved lavere temperatur. Polyester kan herde ved temperaturer på under 0° C, mens temperaturen i limfilmen bør være minst ca. 10° C for epoxy. Både polyester og epoxy begynner å miste fastheten ved 60° C. De fleste epoxyformuleringer er dyrere enn de tilsvarende av polyester.

Umettet polyester har meget kort

brukstid. Dette medfører at monteringen må gå raskt og presist, mens det derimot er mulig å forsinke herdingen av epoxy betydelig. Epoxy har god kjemisk resistens. Polyester kan derimot nedbrytes (forsåpes) i et kraftig basisk miljø. Denne forsåpningen skal teoretisk kunne oppstå i et betongmiljø, men den er ikke, så vidt vi vet, påvist i praksis. Polyester har et større svinn enn epoxy. Svinnet er så stort at det i visse tilfeller er fare for nedsettelse av heften mellom lim og betong. De fleste polyesterbaserte limtyper binder også dårlig til fuktige flater.

Den tredje gruppen lim er de cementbaserte. Det benyttes vanligvis tørrblandet injeksjonsmørtel. Fordelen med disse sammenlignet med plastproduktene er at de er billigere, binder meget godt til fuktig betong, og at de ikke tar skade av betongens basiske miljø. Ulempene er derimot lang herdetid og mindre styrke.

I dag bores ofte hullene som detaljen skal limes fast i. Ved en slik utførelse kan det være vanskelig å oppnå et godt resultat. Skal heften mellom betong og lim bli tilfredsstillende, må hullet være tørt og rent. I de tilfeller borede hull be-

nyttes bør også boret gi en ru og ujevn overflate. I den senere tid har det forekommet uhell som skyldes manglende heft mellom polyester og betong. Det anbefales derfor ved kraftoverførende forbindelser i størst mulig utstrekning å benytte innstøpte spiralfalsede blikkrør som utsparing. Blikkrørene danner en korrugering, og den dimensjonerende limegenskapen går over fra å være heft til å være spaltesprekk eller skjær. Dette er meget gunstig siden den største fordelene med en plast sammenlignet med en mørtel er den høye strekkfastheten. Ved å benytte spiralfalsede blikkrør kan disse trekkes ut igjen, dersom vindingene går innover i røret når de strekkes. Dette kan være en fordel når tunge gjenstander skal festes, fordi utstikkende armering eller bolter under monteringen kan skade de innstøpte rørene og dermed hindre en nøyaktig plassering. Senere i artikkelen vil det bli vist hvordan kapasiteten kan bestemmes, dersom forankringen er tilfredsstillende.

Ekspansjonsbolter

Alle typer ekspansjonsbolter baserer seg på en mekanisk forankring til betongen. Denne forankringsmåten har en meget varierende forankringsevne avhengig av utførelsen. For de fleste typer som er prøvd ved Norges byggforskningsinstitutt (NBI) har det vært forankringen til betongen som har vært dimensjonerende. Boltene har med andre ord glidd i hullet. Betongens evne til å oppta strekk har derfor ikke blitt fullt utnyttet. Ved dimensjonering av ekspansjonsbolter må man derfor utelukkende basere seg på laboratorieprøver.

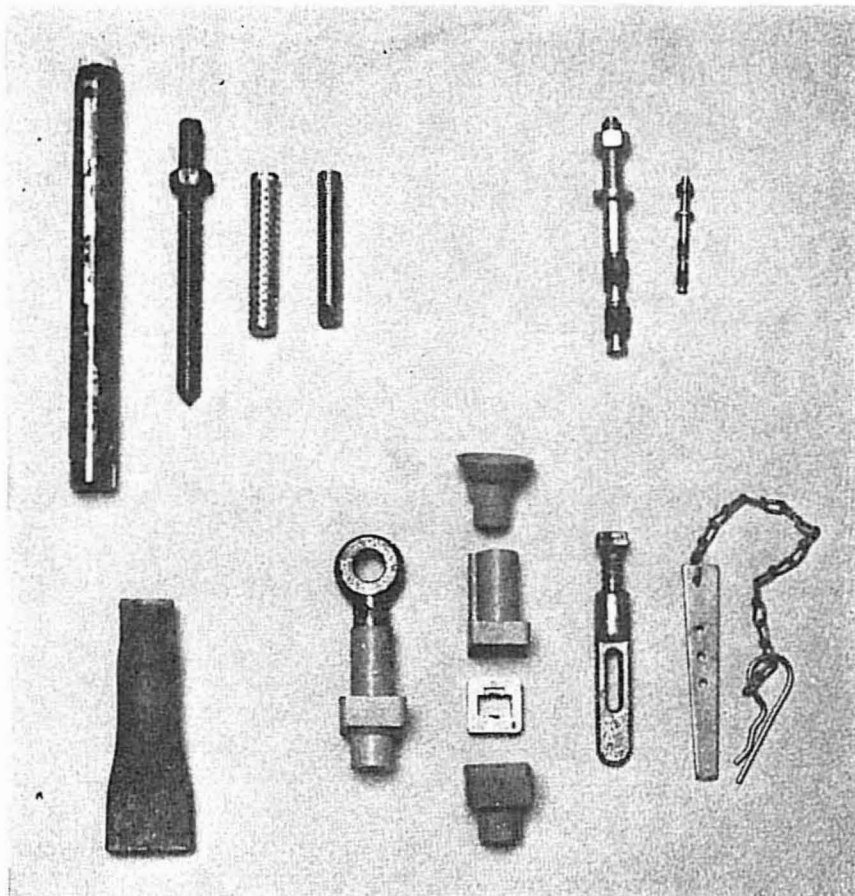


Fig. 1. Noen feste- og ankerordninger.

Boltene bør heller ikke benyttes, dersom dynamiske belastninger forekommer.

Innstøpingsdetaljer

Den største kapasiteten får detaljen dersom alt er avpasset slik at selve betongen blir dimensjonerende, og at bruddbildet blir som vist i fig. 2. Det er imidlertid ikke alltid bruddet skjer som vist på figuren. *Figurene 3, 4 og 5* viser uønskede sekundærbrudd som vi har fått ved prøver ved NBI.

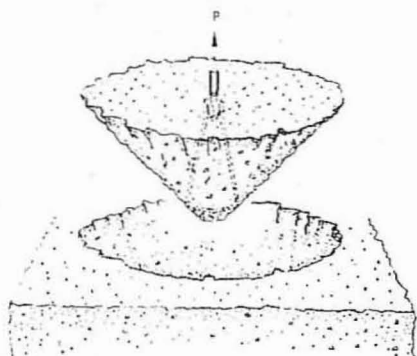


Fig. 2. Bruddbilde.

Bruddet i fig. 3 oppsto ved at spaltstrekket over finnene i nedre del av hylsen ble så stort at betongen ble knust. Den øverste kransen trakk med seg en betongkjegle. Den samme typen brudd er vist i fig. 4. *Figur 5* viser en annen bruddtype. For denne detaljen har selve forankringsbøylen vært svakere enn betongen.

Det eksisterer ikke noen spesielle retningslinjer for valg av innstøpingsdetaljer. Men dersom forankringen baserer seg på å benytte kamstål eller bøyler, bør NS 3473's krav til forankringslengde og Kontrollrådets anbefalinger av 1975 for Bøyler i Betongkonstruksjoner anvendes.

I de tilfeller der forankringen er slik at bruddbildet blir som vist i fig. 2, kan kapasiteten bestemmes som angitt nedenfor.

Maksimum betongkapasitet

Det som er behandlet her baserer seg på publiserte resultater i refe-

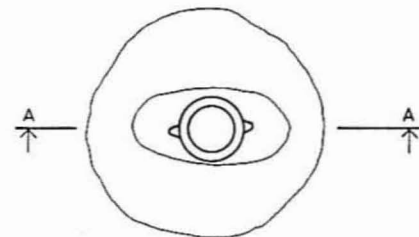
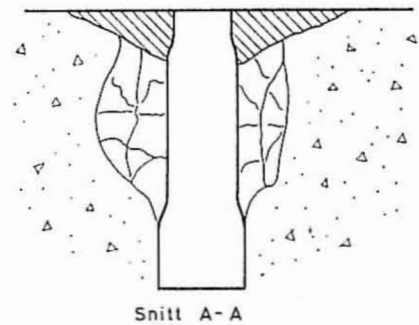


Fig. 3. Sekundærbrudd. Bruddet skyldes knuting av betongen rundt forankringsfinnene.

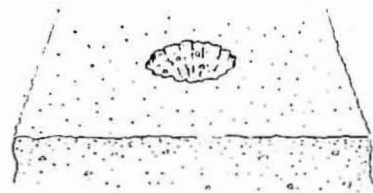
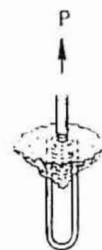


Fig. 4. Sekundærbrudd. Samme type brudd som vist i fig. 3.

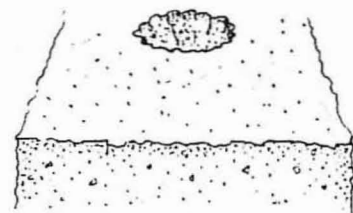


Fig. 5. Sekundærbrudd. Forankringen er ikke tilfredsstillende.

ransene [1] og [2] og en del laboratorieprøver som er utført ved NBI. Forsøkene viser at uttrekkskraften er en lineær funksjon av betongens egenvekt og kvadratroten av trykkstyrken. Dette er naturlig siden bruddtypen viser at uttrekkskraften hovedsakelig er avhengig av betongens strekkstyrke og denne igjen er tilnærmet proporsjonal med kvadratroten av trykkstyrken.

Figur 6 viser et snitt gjennom et bruddplan. For å forenkle regnearbeidet er det valgt å benytte et tenkt bruddplan i stedet for det virkelige. I stedet for å regne med den avkortede kjegle a b c d (fig. 6), bruker man en sylinderflate (sideflatene er ef og gh). Skjærspenningen i dette tenkte planet er:

$$\tau = \frac{P}{\pi (d+h) \cdot h} \quad (\text{lign. 1})$$

P = Uttrekkskraften i Newton

d = Forankringsdetaljens diameter i bunnen i mm

h = Forankringsdetaljens lengde i mm

I følge [2] kan τ_{\max} i bruddstadiet settes lik:

$$\sqrt{\frac{\tau_{\max}}{f_{ck}}} = 0,2 + 0,052 p_{fv} \leq 0,48 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{lign. 2})$$

p = Total armeringsmengde som bryter skjærflaten i $\text{mm}^2/\pi \cdot (h+d) \cdot h$

τ_r = Armeringens flytespenning i N/mm^2

Ligningen er bestemt ved å sammenligne 160 laboratorieforsøk. Ligningen beskriver en kurve som sammenlignet med prøvene har en variasjonskoeffisient på 12,3 %.

Ved å studere resultatene finner man at lign. 2 må multipliseres med 0,8, dersom man ønsker at bare 2 til 3 % av resultatene skal være undermålere.

I [1] er gitt resultatene av forsøk som studerer samspillet mellom kapasitet og de viktigste variable faktorer. Forsøkene ble utført ved å benytte innstøpingshylser med en lengde på ca. 100 mm, terningstyrken var fra 25 til 45 N/mm^2 og egenvekten var fra 1,85 til 2,3 kg/dm^3 .

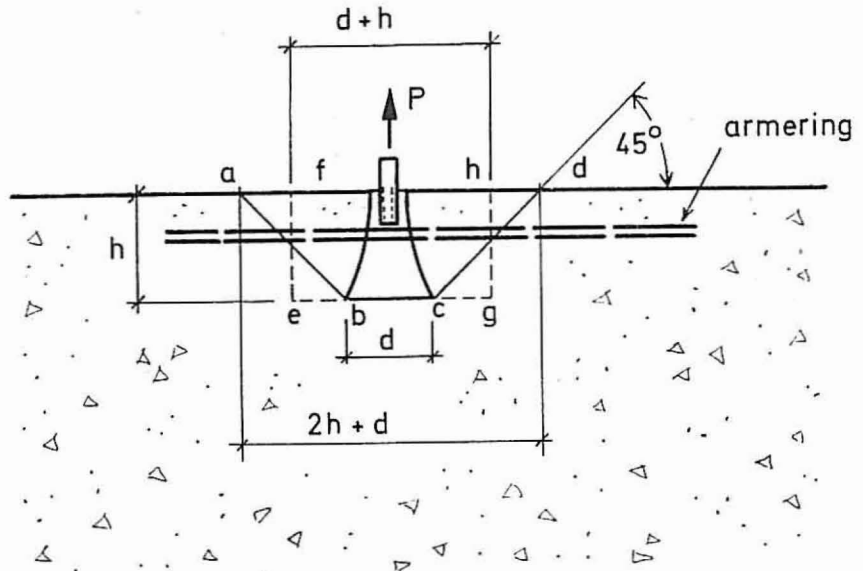


Fig. 6. Snitt gjennom en bruddkjegle.

Ligning 2 er gitt for en betong med egenvekt på 2,3 kg/dm^3 . Dersom egenvekten blir redusert, minsker kapasiteten på en slik måte at leddet 0,052 p_{fv} blir redusert i samme forhold. Leddet kan derfor skrives

$$0,052 \frac{\sqrt{v}}{2,3} p_{fv} \text{ Her er } \sqrt{v} \text{ egenvekten av den aktuelle betongen i } \text{kg/dm}^3.$$

Dersom \sqrt{v} blir mindre enn 1,8 bør ikke ligningen benyttes.

Ved å øke p fra 0 til 0,01 øker uttrekkkapasiteten med 100 %. Dette viser at armeringen i mange tilfeller bærer en stor del av lasten. En økning av armeringsspenningen ved at konstruksjonsdelen samtidig er utsatt for andre spenninger, f. eks. bøyepåkjønning, vil kunne redusere armeringens evne til å motstå uttrekk. Forsøk er utført ved å støpe inn hylser i plater som spenner 6 m. Resultatene viste imidlertid at det var først ved meget høye armeringsspenninger (nær flyting) at lign. 2 ga for høye verdier.

Laboratorieforsøkene som lign. 2 er utledet fra, var korttidsbelastninger. I [1] er det vist at langtidslaster reduserer kapasiteten med ca. 20 %. Effekten av utmatting er også studert. Påvirkningen var jevn syklisk, og maksimumlasten var 60 % av statisk bruddlast. Det viste seg at etter 2 millioner sykler var kapasiteten redusert med ca. 35 %. I alle forsøkene som ble utført for å stu-

dere konsekvensen av langtidslaster og utmatting, ble det benyttet en armering som gikk vinkelrett på boltene lengderetning.

I mange tilfeller vil innstøpingen av boltene eller belastningsmåten medføre at festedetaljens senterlinje og lastens retning danner en vinkel med hverandre. Forsøkene viste at vinkelavviket kunne være 20 grader uten at dette influerte på kapasiteten.

For å ta vare på de forhold som i det foregående er blitt diskutert, kan lign. 2 multipliseres med en eller flere av følgende faktorer:

Reduksjon p.g.a. spredning	0,80
Langtidsbelastninger	0,80
Utmatting	0,65
Samtidig utsatt for bøyning	0,90

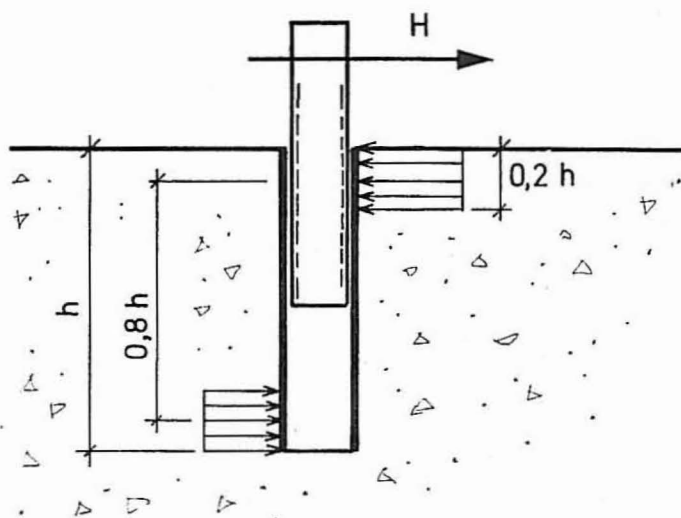


Fig. 7. Brudd i en innstøpingshylse utsatt for krefter vinkelrett på detaljens senterlinje.

Fig. 8. Forenklet spenningsbilde for en bolt utsatt for en belastning som vist.

Det er her ett forhold som ikke er vurdert i det hele tatt. Det er den forskjell det vil være mellom laboratorieprøver og tilfeller i praksis. For innstøpingsgods som monteres på fabrikk, vil muligens spredningen av resultatene ikke være forskjellig fra det som er gitt, mens en reduksjon på 0,8 sannsynligvis er for lav for forankringsdetaljer som monteres ute på byggeplass. Dersom de gitte reduksjoner benyttes, skal lign. 2 multipliseres med 0,58 ($0,8 \times 0,8 \times 0,9$), hvis detaljen er festet i underkant av et dekke og utsettes for en langtidslast.

Det er ikke utført mange systematiske forsøk for å bestemme et generelt uttrykk for kapasiteten vinkelrett på forankringsdetaljens lengderetning. I fig. 7 vises et brudd fra et slikt forsøk ved NBI. Forsøkene



syntes å indikere at forankringsdetaljen utsetter betongen for belastninger som vist i fig. 8. Denne kraftfordelingen er avhengig av at detaljen er relativt kort og stiv. Grovt sett kan derfor kapasiteten sies å være avhengig av to forhold. Ett som skyldes betongen og ett som skyldes detaljens motstand mot bøy-

ing. Kapasiteten er summen av disse.

REFERANSER

1. United States Department of Commerce, Design Loads for Inserts Embedded in Concrete. Building Science Series 42, 1972, s. 23.
2. Herzog, M., A new evaluation of earlier punching shear tests. Concrete, December 1970, s. 448—451.