

Huldekke-elementer har tilstrekkelig skjærkapasitet

28.10.80



Norges
byggforsknings-
institutt 1980

særtrykk 164

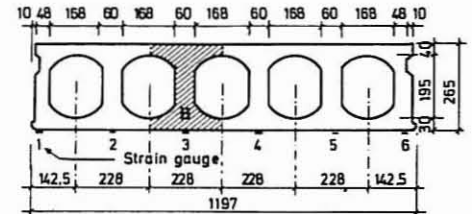
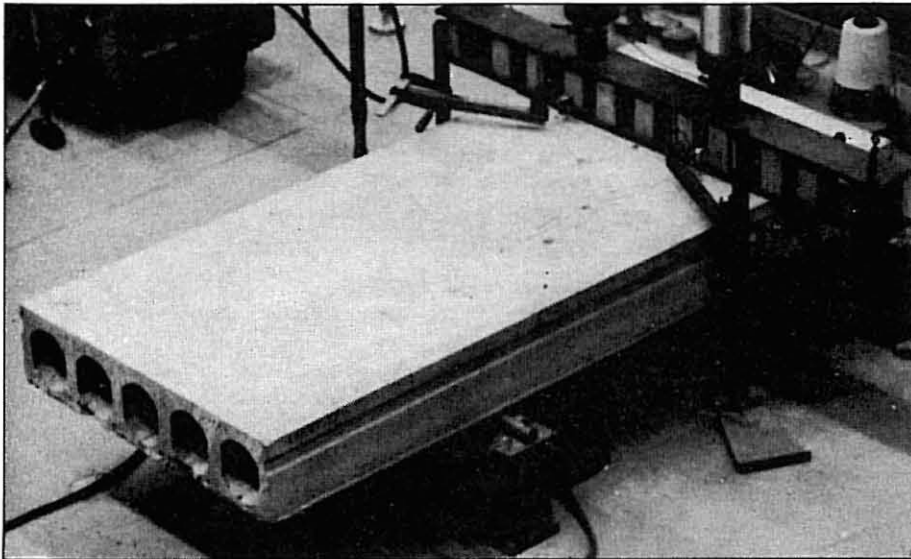


Fig. 1 Tverrsnitt av serie A og E, hvorav serie B (skravert) er utsaget.

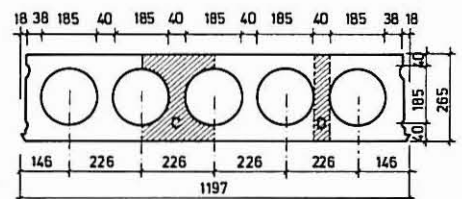


Fig. 2 Tverrsnitt av serie F og tilnærmet G, Serie C og D, som er våtstøpt, er skravert.

Det er unødvendig med spesielle tiltak for å forbedre hulldekke-elementers skjærkapasitet. Dette er konklusjonen etter en omfattende prøveserie utført ved NBI.

Årsaken til at skjærkapasiteten til slike elementer ofte ble ansett som mangelfull, ligger i utilstrekkelig beregningsstandard. Forsøkene viser også at kvalitetskontroll av hulldekke-elementer må utføres spesielt. Tradisjonelle prøveterninger har liten verdi. Spennetauenes glipp før belastning er det beste ikke-destruktive kontrollmiddel. I tillegg kan det være nødvendig å foreta prøvebelastning til brudd av enkelte elementer.

Dette er et sammendrag av en artikkel på engelsk i Nordisk Betong [2]. Den omhandler resultatene av et stort antall prøvebelastninger av ekstruderte hulldekke-elementer. Nødvendig kvalitetskontroll blir også vurdert. Forsøkene ble ledet og utført av Norges byggforskningsinstitutt i samarbeid med Norges Betongvarefabrikkers Forbund og 7 produsenter.

Beregningsregler ikke gode nok

Forfatteren kjenner ikke noen fullgod anvisning på beregning av skjærkapasiteten til hulldekker. En beregning etter NS 3473 [1] medfører at man regner elementet som summen av

«bjelker» med bredde lik elementenes minste ribbebredde. En slik beregning gir dårlig utnyttelse av elementenes kapasitet, hvis man ikke regner med en stor forspenningskraft. På grunn av de korte oppleggslenger (50–100 mm) har forankringskapasiteten vært usikker, og det har vært tvilsomt om man i det hele tatt kan regne med noen forspenning. Det faktum at betongen i slike elementer ekstruderes, har også skapt usikkerhet når det gjelder tillatt skjærspenning. I en del tilfeller har det vært nødvendig å støpe igjen hullene ved elementenden eller legge inn ekstra spennetau for å få en beregningsmessig stor nok skjærkapasitet.

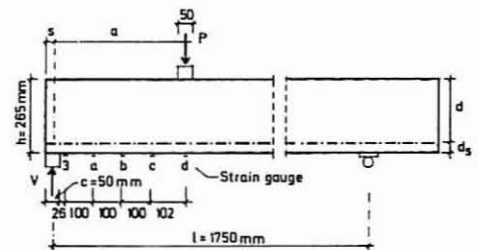


Fig. 3 Prøveoppstilling. Avstanden s varierte fra 25 – 425 mm og forholdet mellom skjærspenn og effektiv dybde (a/d) varierte mellom 0,5 og 3.

Omfattende utprøving

Målsetting: Hovedmålsettingen med arbeidet har vært å finne:

– Dimensjonerende skjærkraftkapasitet

– Bruddmodell

– Kontrollkriterier for kvaliteten

En eksperimentell undersøkelse ble ansett som mest hensiktsmessig pga de mange variable faktorer.

Testprogram: Hele elementer, utsagede delelementer og våtstøpte delelementer ble prøvet. Tilsammen 7 serier (A til G). Prøveseriene er vist i fig 1 og 2. Det ble utført 55 forsøk med hele elementer og 59 forsøk med delelementer, tilsammen 114 forsøk.

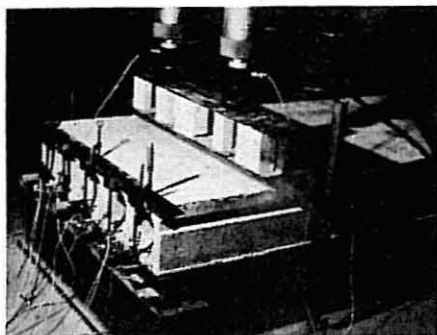


Fig. 4. Prøvebelastning.

De hele elementer (serie A, E, F, og G) hadde en planlagt betongtrykkfasthet lik 55 N/mm^2 og spenntau med tverrsnittsareal 400 til 1000 mm^2 pr element. Elementenes alder varierte fra 22 – 317 dager. Prøveoppstillingen er vist i fig 3 og prøvebelastningen er vist i fig 4.

Glippet en viktig indikasjon

Slike elementer produseres i lange strenger. Når hvert element kappes, vil ståtauene trekke seg noe inn elementenden. Dette kalles glipp.

Glippet indikerer forspenningens størrelse i elementenes ende og for en stor del også forankringskapasiteten. Derved er det også en indikasjon på hvor godt betongen er komprimert og/eller herdet rundt tauene. Fordi ekstrudert betong herder spesielt fort, markerer glippet som regel hvor godt betongen er komprimert. Alt for lite sement og/eller vann medfører liten strekkfasthet i betongen og kan resultere i store glipp. De målte glipp før belastning var små, som vist i fig. 5.

- Følgende grenser for glipp foreslås:
- Moderate spenninger: Maks 2,5 mm og høyeste middel 2 mm.
 - Meget høye spenninger: Maks 2 mm og høyeste middel 1,5 mm.

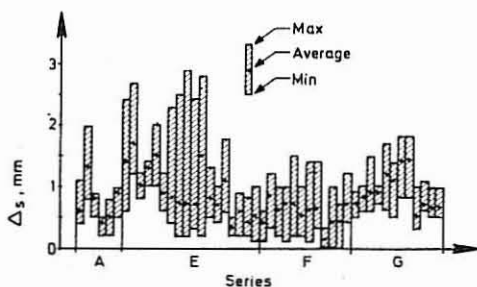


Fig. 5 Glippene (Δ_s) i spenntau for belastning var små.

Prøvene ga høy skjærfasthet

Skjærkapasiteten består av et betong- og armeringsbidrag. Det siste er normalt det største. Forsøkene viser at de prøvede hulldekke-elementer har en meget høy skjærkapasitet. Det er da heller ikke nødvendig med nitid utprøving av betongens styrke, fordi mindre variasjoner i betongens spaltestrekkfasthet har liten betydning.

Skjærkapasiteten synker merkbart først når fastheten er vesentlig lavere enn forutsatt. Eksempelvis må betongen, hvis den er forutsatt C 55, i så tilfelle være dårligere enn C 25. Produzentene ønsker imidlertid en høy betongfasthet for å kunne avspenne tidlig.

Terningprøver har liten verdi

Forøvrig er det vanskelig å skaffe representative spaltestrekkprøver fra hulldekke-elementer, og særlig når betongen er dårlig. Separat støpte terninger eller sylindere, som for vanlige våtstøpte konstruksjoner, har liten verdi. I tillegg til den generelle usikkerhet man har med å overføre fastheten fra prøvestykker til konstruksjonens fasthet, må man vurdere fastheten i en meget tørr ekstrudert betong ut fra prøvestykker som ikke er ekstrudert. Det er derfor tvilsomt om betongprøver til hulldekker har noen teknisk berettigelse, med mindre man borer eller sager ut mange prøver av hvert element. I denne prøveserien ble betongsylindere boret ut vertikalt fra toppen av elementet. Betongtrykkstyrken varierte hovedsaklig mellom 55 og 75 N/mm^2 , omtrent som ventet. Spaltestrekkfastheten var fra 7 til 11% av betongtrykkfastheten. Dette var for såvidt normalt, men spredningen var noe stor.

De mest alminnelige sprekker er vist i fig. 6, 7 og 8. Forholdet mellom lasten ved det første visuelt observerte riss og lasten ved brudd var 0,8 – 1,0. Avstand (c) fra kant opplegg til elementets ende var lik 50 – 100 mm. Det er da ikke nødvendig å kontrollere rissvidden. (Med $c > 400 \text{ mm}$ må kontroll foretas.)

Kontroll på fabrikken viktig

En meget lav betongfasthet vil normalt lett kunne oppdages i fabrikken.

Det er viktig å kontrollere betongoverflaten nær elementenden. Ved spenntauene må det ikke være noen tydelige riss. Små overflateriss eller ujevn overflate reduserer ikke skjærkapasiteten. Det bør stilles spesielle krav til det tekniske personell som fremstiller hulldekker, slik at man har garanti for at produksjonen er tilfredsstillende.

I tillegg til den daglige kontroll i fabrikken må det foretas systematiske belastningsprøver etter en bestemt produksjonsmasse. Prøvene må utføres hyppig fordi glippene alene ikke gir tilstrekkelig kontroll når betongfremstillingen er spesielt dårlig. Hvor ofte belastningsprøvene skal utføres må vurderes nærmere. I tvilstilfeller bør man enten prøvebelaste et representativt element eller rett og slett kassere de aktuelle elementene. Det forutsettes at elementet er typegodkjent og at fabrikkene er godkjent.

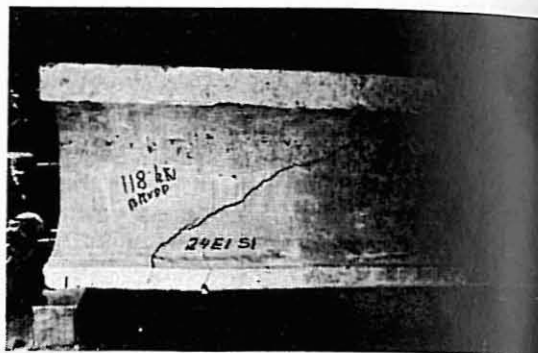


Fig. 6 Typiske riss ved brudd for serie B.

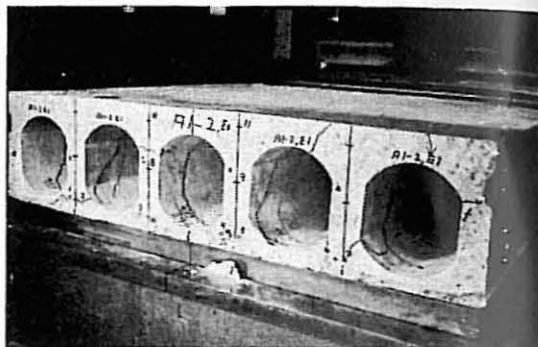


Fig. 7 Typiske riss ved brudd for serie A, E, F og G.

Endelig brudd et forankringsbrudd

Forskjellen i skjærkapasitet mellom de forskjellige elementtyper synes uvesentlig for praktisk dimensjonering.

Før skjærbrudd bærer elementet lasten ved en kombinasjon av bjelke- og buevirkning. Skråstrekk og/eller bøy-skjær innleder bruddet, men det endelige brudd er et forankringsbrudd når oppleggslengden er så liten som den er normalt.

Forøvrig kan nevnes at de målte dimensjoner på elementene avvek lite fra de nominelle.

Brannmotstanden synes god

Det er ikke utført brannmotstandsprøving av hulldekke-elementer ved NBI, da slike prøver er relativt kostbare. Basert på den utledede skjærkapasitetsformel og en litteraturstudie, ser det ut som om elementet har en betydelig brannmotstand ved standardisert prøve etter 90 minutter. Ved ca $500 \text{ }^\circ\text{C}$ er fastheten i spenntauet vesentlig større enn det som NS 3478 angir. Men den vertikale enden av elementet må beskyttes mot høye temperaturer.

Forfatteren ønsker imidlertid å komme tilbake til dette problemet ved en senere anledning.

Beregningsgrunnlag

Skjærkapasiteten V_u er vist i fig. 9. Den karakteristiske skjærkapasitet V_{ko} for hver serie er vist i fig. 10. Den felles karakteristiske kapasitet V_k er antatt som en rett linje med en fornuftig grad av sikkerhet. Kapasiteten (i Newton) er gitt ved formelen:

$$V_k = 80 \cdot 10^3 + 160 A_s \quad (1)$$

hvor $400 \leq A_s \leq 1000 \text{ mm}^2$

Det første leddet i formel (1) er betongens bidrag og det andre leddet er armeringens bidrag. Forspenningens andel av armeringens bidrag er ca. 30%.

Innflytelsen på V_u fra betongens trykkstyrke f_c mellom 50 og 80 N/mm^2 er liten, som vist i fig. 11. Forankringskapasiteten er ikke særlig influert av betongens fasthet etter litteratur angitt i [2].

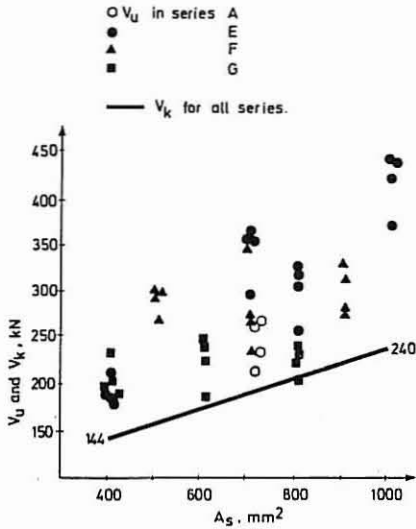


Fig. 9 Skjærkapasitet V_u ved brudd og felles karakteristisk kapasitet V_k for serie A, E, F og G med $h = 265 \text{ mm}$, $a/d = 2$ og $s = 25 \text{ mm}$.

Linjelast: Med basis i testresultatene foreslås det at den dimensjonerende kapasitet settes lik:

$$V_d = k_1 k_2 k_3 V_k = 0,55 V_k \quad (2)$$

hvor $k_1 = 0,91$ etter NS 3473 [1]
 $k_2 = 0,80$ pga. ukjent lastfordeling
 $k_3 = 0,75$ pga. uventet støtvirkning

Faktorene k_2 og k_3 er begge konservativt antatt.

Den dimensjonerende skjærkapasitet (i Newton) for et element er:

$$V_d = 0,55 (80 \cdot 10^3 + 160 A_s) \quad (3)$$

hvor $400 \leq A_s \leq 1000 \text{ mm}^2$
 og $V_d = 79 - 132 \text{ kN}$

Jevnt fordelt last: Kapasiteten er tilnærmet lik for linjelast og jevnt fordelt last når $a/d = 2$, kfr. [2]. Fordi lastfordelingen kan være ujevn, synes det riktig å bruke $k_2 = 0,80$ også i dette tilfellet. Derved kan den dimensjonerende skjærkapasitet for jevnt fordelt last beregnes ved formel [3] som gir omtrent dobbelt så stor kapasitet som en beregning etter NS 3473 [1].

Litteratur:

[1] NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering. Norges Standardiseringsforbund, 1974.

[2] Jonsson, E.: Shear capacity of prestressed hollow-core slabs. Nordisk Betong nr. 4. 1980.

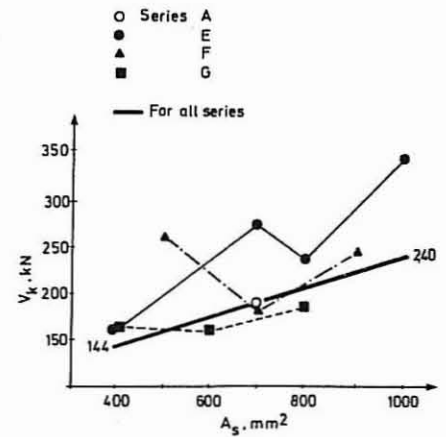


Fig. 10 Karakteristisk kapasitet V_{ko} for hver serie og felles karakteristisk kapasitet V_k for serie A, E, F og G.

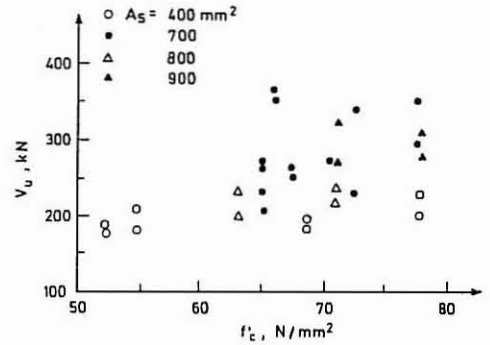


Fig. 11 Forholdet mellom skjærkapasitet V_u ved brudd og betongens trykkstyrke f_c for serie A, E, F og G.

Særtrykk

Plan og Bygg, Bd 28, nr 8, oktober 1980