

Forkammede Armeringsstængers
Forankring Specielt ved Vederlag
1. Del

Jens Henning Jensen

Serie R

No 155

1982

FORKAMMEDE ARMERINGSSTÆNGERS FORANKRING

SPECIELT VED VEDERLAG

1. DEL

JENS HENNING JENSEN

AFDELINGEN FOR BÆRENDE KONSTRUKTIONER, DANMARKS TEKNISKE HØJSKOLE

1982

FORORD

Denne rapport er udarbejdet som et led i betingelsen for erhvervelsen af den tekniske licentiatgrad.

Studiet er udført på Afdelingen for Bærende Konstruktioner, Danmarks tekniske Højskole med professor, dr.techn. Troels Brøndum-Nielsen som faglærer og dr.techn. Herbert Krenchel som medfaglærer.

En del af forsøgene omtalt i rapportens anden del er udført af civilingeniør Pia Bolet i forbindelse med hendes eksamensprojekt.

Til materialer m.v. har Statens teknisk-videnskabelige Forskningsråd ydet økonomisk støtte.

For arbejdet med renskrivning af rapporten takkes Karen Perris, og for tegning af de mange figurer takkes Benny Leisten og Susan Lind-Nielsen.

I øvrigt takkes de mange af Afdelingens medarbejdere, som under studiet har ydet velvillig hjælp og vejledning med råd og dåd.

Lyngby, den 14. september 1981

Jens Henning Jensen

INDHOLDSFORTEGNELSESide

RESUMÉ	III
SUMMARY	IV
1. INDLEDNING	1
2. LITTERATURSTUDIUM	2
2.1 Definition af nogle begreber	2
2.2 Forankringens fysiske virkemåde	5
2.3 Forskellige udformninger af prøvelegemer	7
2.4 Beskrivelse af brudformer ved forankringsbrud	10
2.5 Forankringsstyrkens afhængighed af forskellige parametre	12
2.5.1 Afhængighed af betonstyrken	12
2.5.2 Afhængighed af indstøbningslængden	13
2.5.3 Afhængighed af armeringens diameter	15
2.5.4 Afhængighed af dæklag og afstand mellem de enkelte armeringsstænger	15
2.5.5 Afhængighed af tværarmering langs indstøbningslængden	16
2.5.6 Afhængighed af vederlagstryk	17
2.5.7 Afhængighed af placering, rust m.v.	18
2.6 Konklusion af litteraturstudiet	19
3. FORSØG	20
3.1 Formål med forsøgene	20
3.2 Prøvelegemets udformning	20
3.3 Forsøgsprogram	21
3.4 Forsøg med prøvelegemer uden tværarmering	22
3.5 Behandling af brudlaste	26
3.5.1 τ_{\max} - analyse	27
3.5.2 Betonstyrkens indflydelse på τ_{\max}	27
3.5.3 Indstøbningslængdens indflydelse på τ_{\max}	28
3.5.4 R/2T-forholdets indflydelse på τ_{\max}	29
3.5.5 Dæklagets indflydelse på τ_{\max}	30
3.6 Dimensionsløs analyse af forsøgsresultater	31
3.6.1 π_1 som funktion af π_3	33
3.6.2 π_1 som funktion af π_2	34
3.6.3 π_1 som funktion af π_4	36
3.6.4 π_1 som funktion af π_5 og π_6	37

	side
3.7 Forsøg med prøvelegemer med tværarmering	38
3.7.1 Behandling af brudlaste	40
3.7.2 τ_{\max} - analyse	40
3.7.3 Tværarmeringens indflydelse på τ_{\max}	41
3.7.4 Dimensionsløs analyse af forsøgsre- tater	42
3.8 Deformationsforhold	43
3.8.1 Behandling af forsøgsresultater	43
3.8.1 Generel omtale af slipkurver	43
3.8.3 Indflydelse af de forskellige parametre på slippet	44
3.9 Kraftforløb langs indstøbningslængden	46
3.10 Sammenligning med forsøg udført af andre	49
4. SAMMENFATTENDE KONKLUSION	51
5. LITTERATURFORTEGNELSE	53

Til denne rapport hører endvidere følgende appen-
dikser, som er samlet i et særskilt hæfte:

APPENDIX A: Prøvelegeme, forsøgsopstilling, belast- ningshistorie	A1-A4
APPENDIX B: Beton - fremstilling og materialkon- stantbestemmelse	B1-B4
APPENDIX C: Armering, materialkonstantbestemmelse	C1-C4
APPENDIX D: Måleteknik, måleudstyr	D1-D5
APPENDIX E: Tabeller	E1-E21
APPENDIX F: Figurer	F1-F44

RESUMÉ

Rapporten behandler problemer vedrørende armeringsstængers forankring i beton, specielt med henblik på forkammede stængers forankring ved et bjælkevederlag.

Rapportens første hoveddel er et litteraturstudium. Efter et kort afsnit med definitioner og en omtale af de forskellige måder forankring kan etableres på gennemgås forskellige benyttede udformninger af prøvelegemer. På basis af de i litteraturen beskrevne forsøg gives en oversigt over de væsentligste forhold, som har indflydelse på forankringsstyrken. Det konkluderes, at hverken teoretiske eller empiriske metoder til dato har kunnet beskrive forankringsproblematikken tilfredsstillende.

I rapportens anden hoveddel beskrives et nyt prøvelegeme samt en forsøgsserie, hvor hovedarmeringens forankringsstyrke ved et vederlag er undersøgt, idet en række af de vigtigste parametre er varieret. Forsøgsresultaterne er behandlet statistisk for at beskrive indflydelsen af de varierede parametre. Desuden omtales brudform, deformationsforhold samt målinger af kraftforløbet i hovedarmeringen langs indstøbningslængden.

SUMMARY

The report deals with problems concerning anchorage of reinforcing bars, especially at beam supports.

The first part of the report is a bibliography. Following a short chapter with definitions and a description of the various ways in which the anchorage can be established, various test arrangements are described. With reference to literature, the main parameters influencing the bond strength are summarized. It is concluded that, up till now, neither theoretical nor empirical methods have given a satisfactory account of the bond strength problems.

The second part of the report presents a modified test arrangement and a series of test results concerning the bond strength of the main reinforcement at beam supports for varying values of some of the most important parameters. The test results have been treated statistically to describe the influence of the varied parameters. Furthermore, the failure mode, the deformation properties, and results of measurements of the force distribution along the embedded length are described.

1. INDLEDNING

En væsentlig forudsætning for at anvende armeret beton som konstruktionsmateriale er, at der kan overføres kræfter mellem armeringsstængerne og beton, dvs. armeringsstængerne skal forankres i betonen. Hvis der ses bort fra specielle metoder såsom forankringsplader og ombukninger, skal kraftoverførslen ske langs overfladen mellem armeringsstang og beton. I nærværende rapport gives først en kort indføring i emnet og derefter en omtale af forskellige forsøgsmetoder til undersøgelse af forhold vedrørende forankringsproblemer. På basis af de i litteraturen refererede forsøgsresultater beskrives dels brudformer og dels forskellige parametres indflydelse på forankringsstyrken.

Ved et bjælkevederlag hvor forankringslængden, af praktiske grunde, oftest er relativ kort formodes vederlagstrykket og eventuel ekstra tværarmering at medvirke til etablering af den fornødne forankring af hovedarmeringen. Litteraturen giver imidlertid ikke megen hjælp til bestemmelse af vederlagsforankringens afhængighed af selv de væsentligste parametre. Kapitel 3 beskriver et nyudviklet prøvelegeme til brug ved undersøgelser af hovedarmeringens vederlagsforankring. Endvidere beskrives resultaterne af en udført forsøgsserie, hvor indflydelsen af nogle af de væsentligste parametre er undersøgt. Såvel brud som deformationsforhold er beskrevet, og ved hjælp af en speciel måleteknik er kraftforløbet i en hovedarmeringsstang langs indstøbningslængden undersøgt. Forsøgsresultaterne sammenlignes sluttelig med andre i litteraturen refererede forsøg.

Appendix A til F, som er udskilt i et hæfte for sig, indeholder dels en beskrivelse af specielle forhold vedrørende de udførte forsøg, dels tabeller og figurer med forsøgsresultater. Dette bevirker bl.a., at det store antal forsøgsresultater kan betragtes samtidig med læsning af den tilhørende beskrivelse.

De i rapporten benyttede symboler er forklaret i teksten, hvor de første gang forekommer.

2. LITERATURSTUDIUM

2.1 Definition af nogle begreber

Når kraften i en i beton indstøbt armeringsstang ændres, må der, formelt, optræde forskydningsspændinger langs armeringsstangens overflade. På fig. 2.1-1 er vist et stykke dx af en armeringsstang påvirket af kræfterne T_a og $T_a + dT_a$ samt forskydningsspændingerne τ .

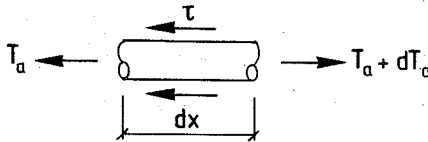


Fig. 2.1.-1.

Ændringen af kraften T_a kan f.eks. tænkes opstået som følge af:

ændringer i den ydre belastning

dannelse af revner i betonen

ændrede forhold vedrørende tværbelastningen (overlappingsstød, afkortet armering, vederlagsforankring)

temperaturændringer

svind og krybning i betonen m.v.

Antages det, at forskydningsspændingerne τ virker på overfladen af en cylinder med diameter ϕ , fås

$$\frac{dT_a}{dx} = \tau \cdot \pi \phi \quad (2.1.1)$$

Af ligningen ses, at hvis man kan angive forskydningsspændingernes forløb, kan kraftforløbet i armeringsstangen bestemmes. Bemærk, at ϕ ikke nødvendigvis er lig med armeringsstangens diameter. For forkanneede armeringsstænger kan det være mere relevant at benytte periferien af kammonstrets indhyldningsflade i stedet for $\pi \phi$.

Armeringsstangen tænkes indstøbt i beton langs en vis længde l , kaldet indstøbningslængden eller forankringslængden, se fig. 2.1-2.

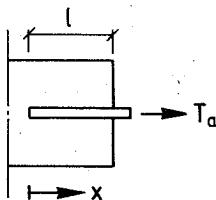


Fig. 2.1-2.

Hvis kraften T_a øges tilstrækkeligt vil der ske brud enten ved flydning i armeringsstangen eller ved forankringsbrud. I sidstnævnte tilfælde går forbindelsen mellem armeringsstang og beton tabt, og armeringsstangen trækkes ud af betonen.

Har man, på en eller anden måde, beregnet en kraft, T_{ak} , som armeringsstangen skal kunne optage, er det ønskeligt at kunne bestemme den nødvendige forankringslængde l_N . Af ligning (2.1.1) fås, idet x regnes fra den ubelastede ende:

$$T_{ak} = \int_0^{l_N} dT_a = \int_0^{l_N} \pi \phi \tau dx = \pi \phi \int_0^{l_N} \tau dx \quad (2.1.2)$$

En meget benyttet antagelse vedrørende forløbet af τ går ud på, at τ ved forankringsbrud er konstant lig τ_{max} . l_N kan, med denne antagelse, bestemmes af ligning (2.1.2) til:

$$l_N = T_{ak} / \pi \phi \tau_{max} \quad (2.1.3)$$

Er forankringslængden l givet, kan man af ligning (2.1.2) bestemme den maksimale kraft, T_{max} , som armeringsstangen kan optage ved forankringsbrud:

$$T_{max} = \pi \cdot \phi \cdot \tau_{max} \cdot l \quad (2.1.4)$$

Antagelsen om konstant værdi af τ ved forankringsbrud vil blive diskuteret nærmere senere.

Nu er det imidlertid ikke alene den nødvendige indstøbningslængde eller den maksimale kraft ved forankringsbrud, som har interesse. De-

formationsegenskaberne skal helst være af en sådan karakter, at der ikke opstår pludseligt, uvarslet brud. Til beskrivelse af deformationerne på et givet sted x indføres en størrelse $g = g(x)$, kaldet slippet, defineret som differensen mellem flytningen af armeringsstangen i dennes længderetning, u_a , og betonens flytning, u_b , dvs.

$$g = u_a - u_b \quad (2.1.5)$$

Ved differentiation af (2.1.5) fås:

$$\frac{dg}{dx} = \frac{du_a}{dx} - \frac{du_b}{dx} = \epsilon_a - \epsilon_b \quad (2.1.6)$$

hvor ϵ_a er tøjningen i armeringsstangen og ϵ_b er tøjningen i betonen. Antages det, at armeringsstangens tøjninger ligger i det elastiske område, samt at $\epsilon_b \ll \epsilon_a$, fås:

$$\frac{dg}{dx} = \frac{\sigma_a}{E_a} = T_a / E_a A_a \quad (2.1.7)$$

hvor A_a er armeringsstangens tværsnitsareal.

Ved differentiation af (2.1.7) fås:

$$\frac{d^2g}{dx^2} = \frac{1}{E_a A_a} \cdot \frac{dT_a}{dx} \quad (2.1.8)$$

som ved indsættelse af (2.1.1) fører til

$$\frac{d^2g}{dx^2} = \frac{\tau \cdot \pi \cdot \phi}{E_a A_a} \quad (2.1.9)$$

Af denne ligning ses, at hvis τ kendes som funktion af slippet, kan slippet bestemmes som funktion af x , og dermed kan man af (2.1.7) bestemme T_a som funktion af x , dvs. man kan bestemme kraftforløbet i den indstøbte armeringsstang.

Såvel den størst opnåelige værdi af forskydningsspændingerne, τ_{\max} , forløbet af τ inden (og evt. efter), at τ_{\max} nås, samt slippets forløb må umiddelbart antages at afhænge af et stort antal parametre. Således må f.eks. betonstyrken og betonens sammensætning, armeringens kvalitet (arbejdslinie, overfladebeskaffenhed), den ind-

støbte længde og mængden af tværarmering langs denne, dæklaget over armeringsstangen, vederlagstryk med mere på forhånd formodes at have en indflydelse. Det kan således ikke undre, at mange undersøgelser vedrørende forankringsproblemer har gået ud på at isolere et enkelt problem i rendyrkede forsøg eller er gået til den modsatte yderlighed og har varieret for mange parametre ad gangen.

De fleste i litteraturen refererede undersøgelser vedrørende armeringsstængers forankringsevne er af overvejende eksperimentel karakter. I afsnit 2.3 skal kort gennemgås nogle af de forskellige prøvelegemer, der har været benyttet i tidens løb, samt beskrives, hvilke målinger, der specielt har haft interesse.

2.2 Forankringens fysiske virkemåde.

Tre forskellige mekanismer kan tænkes at virke ved etablering af forskydningspændingerne, nemlig:

- adhæsion mellem armeringsstang og beton
- friktion mellem armeringsstang og beton
- mekanisk forbindelse mellem armeringsstang og beton gennem overfladedeformationer på armeringsstangen (ribber, forankringer).

Adhæsion skyldes limvirkningen mellem stål og beton og afhænger bl. a. af ståloverfladens mikrostruktur. Således kan rust og fremstillingsmetode have en indflydelse på glatte armeringsstængers forankringsevne, se f.eks. Rehm [61-2].

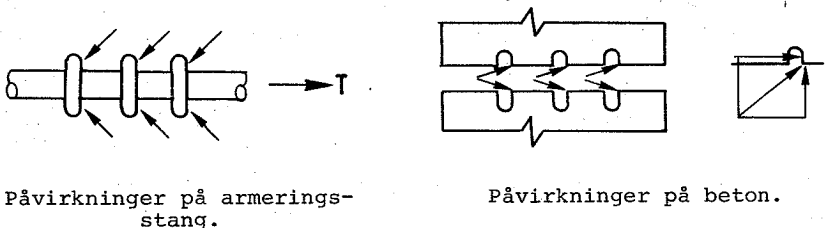
Adhæsionen går hurtigt tabt, når der sker en forskydning mellem armeringsstang og beton. Er adhæsionen alene ansvarlig for forankringsevnen vil denne være ringe, og armeringsstangen kan trækkes ud af betonen, uden at der opstår revner i betonen. Dette forhold er medvirkende til til at forklare glatte armeringsstængers dårlige forankringsevne samt dårlige revnefordelende egenskaber.

Hvis der er trykspændinger i betonen omkring en armeringsstang i snit vinkelret på stangen, f.eks. fra vederlagstryk eller svind, kan friktionen få en betydning ved forankringen, efter at adhæsionen

er ophævet. Friktionens størrelse afhænger også af ståloverflades mikrostruktur. En friktionskoefficient på fra 0.3 til 0.6 skulle kunne opnås, se Leonhardt [73-3]. Forankring på basis af friktion er normalt ikke økonomisk for almindelige glatte armeringsstænger, ligesom forankringen heller ikke vil være særlig pålidelig.

Forhold vedrørende glatte armeringsstænger samt f. eks. snoede liner til strengbeton vil i øvrigt ikke blive omtalt yderligere i denne rapport.

For en forkammet armeringsstang vil etableringen af forskydnings-spændingerne afhænge både af friktion og af den mekaniske forbindelse mellem armeringsstang og beton, som er skabt via ribberne. De to bidrag lader sig ikke let adskille og vil derfor i det følgende blive behandlet under ét. Adhæsionen synes derimod ikke at bidrage væsentligt til selve forankringsevnen. Goto har, ved at injicere farvet blæk langs en armeringsstang med efterfølgende ophugning af betonen efter forsøgets afslutning, vist, at limvirkningen og dermed adhæsionen var delvis ophævet, se Goto [71-1]. Ribberne på armeringsstangens overflade bevirker, at variationer i kraften langs stangens indstøbningslængde kan overføres til betonen som trykspændinger på betonkonsollerne mellem ribbene. Da ribbernes overflade sjældent står vinkelret på armeringsstangens overflade, vil trykket på betonkonsollerne få en komponent vinkelret på armeringsstangen, som vil give anledning til trækspændinger i radial retning i betonen, se fig. 2.2-1.



Påvirkninger på armeringsstang.

Påvirkninger på beton.

Fig. 2.2-1.

Er betondæklaget over armeringsstangen af begrænset tykkelse, vil dette følgelig kunne splittes og dermed forårsage et forankringsbrud helt forskelligt fra den udtrækning som sker ved forankringsbrud for en glat armeringsstang.

2.3 Forskellige udformninger af prøvelegemer.

Af prøvelegemer til undersøgelse af armeringsstængers forankrings-
evne er en prisme eller cylinder med en enkelt, indstøbt armerings-
stang nok et af de simpleste. På fig. 2.3-1 er vist forskellige ud-
formninger

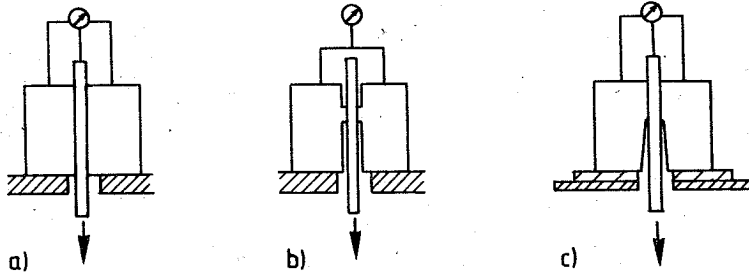


Fig. 2.3-1: a) ældre udformning, se f.eks. Bernander [52-1]
b) udformning som benyttet af f.eks. Rehm [61-2],
og på Chalmers Tekniska Högskola [65-1], [73-2]
c) udformning angivet af f.eks. RILEM [70-6]

Ved forsøget påføres armeringsstangen en trækraft og der måles
sammenhørende værdier af slippet mellem armeringsstangens ubelaste-
de ende og betonoverfladen. Ligeledes bestemmes normalt den maksi-
male kraft armeringsstangen kan påføres. Brud kan ske på tre måder:
ved at armeringsstangen bryder, ved at den trækkes ud af betonen,
eller ved at beton spaltes. Denne sidste brudform har været betrag-
tet som uønsket, og man har prøvet at forhindre den f.eks. ved at
indlægge spiralarming omkring armeringsstangen, se f.eks. [61-1],
[65-3].

Den på fig. 2.3-1a viste udformning, hvor armeringsstangen har kon-
takt med betonen i hele prøvelegemets udstrækning, lider af den
svaghed, at man ikke umiddelbart kan regne forskydningsspændingerne
 τ jævnt fordelt langs indstøbningslængden, hvorfor en sammenhæng
mellem τ og slippet g ikke umiddelbart kan bestemmes.

Ved den på fig. 2.3-1b viste udformning er selve indstøbningslænde
så kort, f.eks. $0.5 \text{ \AA } 3 \times \phi$, at τ bedre kan antages at være jævnt
fordelt også for belastninger mindre end brudbelastningen. Sammen-
hørende værdier af τ og g kan således bedre bestemmes.

Imod den på fig. 2.3-1c viste udformning kan rejses de samme ind-

vendinger som mod udformningen på fig. 2.3-1a. Prøvelegemet er anbefalet af RILEM, se [70-6], men det anføres da også i beskrivelsen, at prøvelegemet er mest velegnet til forsøg med sammenlignende formål.

På fig. 2.3-2 er vist en anden type prøvelegeme.

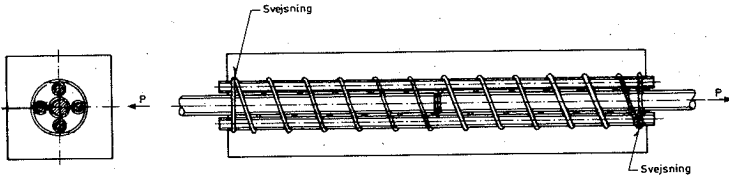


Fig. 2.3-2. Udformning benyttet f.eks. i DS 2082.

Ved forsøget anbringes prøvelegemet i en trækprøvemaskine, og der trækkes i de udragende dele af armeringsstængerne. Normalt bestemmes kun den maksimale kraft, armeringsstængerne kan optage. Brud kan ske på samme måde som tidligere beskrevet, men desuden vil betonen normalt revne tværs over i midten samt eventuelt flere steder.

Denne type prøvelegeme har været benyttet af f.eks. Efsen og Krenchel ved undersøgelser vedrørende stød af trækarmoring, og til dette formål må det antages at være velegnet, idet det minder om trækzonen i en jernbetonbjælke. Til bestemmelse af f.eks. τ som funktion af g , eller τ_{\max} til brug ved beregning af nødvendig forankringslængde ved et vederlag, er prøvelegemets udformning mindre velegnet. Til forsøg med sammenlignende formål for øje er prøvelegemet velegnet, og det er som sådan, det benyttes i DS 2082 til bestemmelse af forankringsfaktoren ξ .

Forskellige prøvelegemer af bjælketypen er vist på fig. 2.3-3.

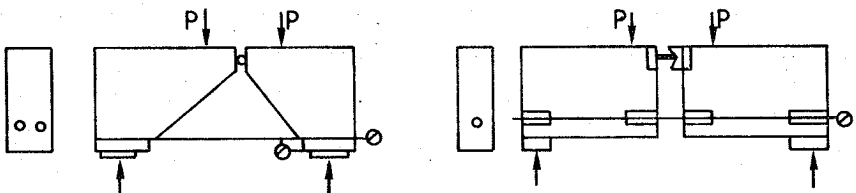


Fig. 2.3-3: a) udformning benyttet af f.eks. Østlund [63-1]
b) udformning anbefalet af RILEM [70-6]

Ved forsøget påføres trækret i armeringen ved hjælp af de viste enkelkræfter P . Der bestemmes sammenhørende værdier af kraft og slip samt brudbelastning. Brud kan ske ved at armeringen bryder, ved udtrækning af armeringen eller ved forskellige former for brud i betonen, f.eks. ved et vandret spaltebrud i niveau med armeringsstængerne eller ved afsprængning af dæklaget.

Prøvelegemet er udviklet for at få en spændingstilstand i betonen omkring armeringsstængerne, som er mere realistisk end den, der optræder i flere af de tidligere omtalte prøvelegemer.

Hvis prøvelegemet skal benyttes til bestemmelse af τ_{\max} til brug ved beregning af forankringslængder ved afkorting af trækarmoring, må man være opmærksom på, at vederlagstrykket kan øve indflydelse på forsøgsresultaterne. Dette har ført til udformningen på fig. 2.3-3b, hvor vedhæftningen er ophævet over vederlaget. Den indirekte påførsel af trækraften i hovedarmeringen kan også give anledning til unøjagtige resultater. Der må tages hensyn til nedbøjningerne (og dermed ændringen af den indre momentarm) i forsøgets sidste fase, når trækraften i hovedarmeringen beregnes, uundgåelige forskelle i udtrækningen af de enkelte armeringsstænger kan give anledning til fejl, rotationer af bjælkehalvdelen medfører et skævt træk i armeringen, og endelig kan friktion i lejerne være en fejlkilde, se Rathkjen [72-3]. Disse problemer kan elimineres ved at måle den aktuelle kraft i armeringen.

Den sidste type prøvelegemer, som skal nævnes i denne korte gennemgang, er full-scale prøvelegemer, d.v.s. prøvelegemer udformet som det konstruktionselement, hvori man ønsker at studere forholdene vedrørende armeringens forankring, se fig. 2.3-4, hvor et par eksempler er vist.

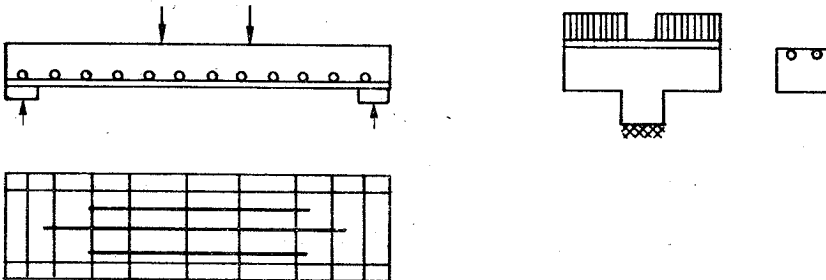


Fig. 2.3-4: a) udformning benyttet f.eks. af Tefpers [66-2]
b) udformning benyttet af Hillerborg [59-1]

I sådanne forsøg opstår let problemer med at redegøre for, hvad der egentlig måles ud over brudlasten. Antagelser om størrelsen af kraften i hovedarmeringen, forankringslængden m.v. må for det meste bygge på beregninger, som ikke nødvendigvis er korrekte. En generalisering af forsøgsresultaterne er derfor vanskelig.

2.4 Beskrivelse af brudformer ved forankringsbrud.

Som allerede antydnet i afsnit 2.2, kan et forankringsbrud for en forkammet armeringsstang ske på forskellige måder.

Betragtes først brudforløbet lokalt, d.v.s. omkring de enkelte kamme, vil brudformen bl.a. afhænge af den specifikke ribbeoverflade f_R , der, med betegnelsen fra fig. 2.4-1c, er defineret som:

$$f_R = \frac{F_R}{F_M} = \frac{a(\phi + a)}{c(\phi + 2a)} \approx a/c$$

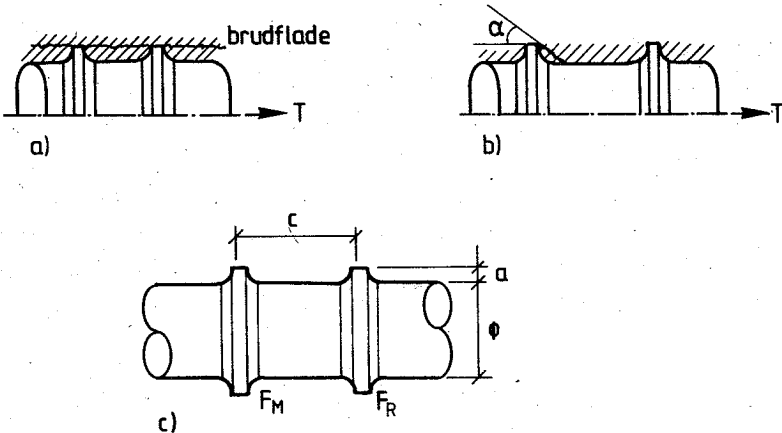


Fig. 2.4-1.

Bruddet kan enten ske, ved at hele betonkonsollen mellem ribberne rives af, se fig. 2.4-1a, eller ved at der dannes en betonkile på tryk-siden af de enkelte ribber, se fig. 2.4-1b. Efter Rehm [69-6] vil førstnævnte brudform optræde for $f_R > 0.15$ og den sidstnævnte brudform for $f_R < 0.10$.

Ved brudformen på fig. 2.4-1b vil vinklen α mellem armeringsstangens længdeakse og betonkilens overflade være $45-60^\circ$. Hvis $f_R < 0.10$, vil forankringsevne altså ikke blive bedre, selv om hældningen af ribbernes forside gøres større.

Ribber med en mindre hældning vil derimod sandsynligvis give anledning til større fare for spaltning af betondæklaget og dermed nedsat forankringsevne.

Yderligere oplysninger vedrørende indflydelsen af forkamningernes udformning kan findes i forsøgsrapporter, hvor nye eller alternative forkammede armeringsstænger er prøvet, se f.eks. Clarck [50-1], Bernander [52-1], Chamberlin [53-1], Efsen [57-3], Holmgren [57-4], Holmberg [60-1], Hofsoy [69-1], Kemp [69-3], Lutz [70-4].

Brud i hele forankringszonen, f.eks. hvis en bjælke svigter p.g.a. forankringsbrud i hovedarmeringen, kan enten ske ved at armeringsstængerne trækkes ud af betonen, d.v.s. ved et glidningsbrud, eller ved at dæklaget i lodret eller vandret retning ødelægges ved en eller anden form for opspaltning. Specielt ved sidstnævnte brudform kan det endelige brud have et uvarslet, eksplosivt forløb, hvilket giver grund til at formode, at betonens trækstyrke kan have en indflydelse på forankringsevnen.

Ved et bjælkevederlag er de almindeligste brudformer et glidningsbrud eventuelt i forbindelse med en lodret spaltning af bjælkeenden, se også afsnit 2.5.4, og et brud hvor dæklaget afsprænges i et vandret snit cirka i niveau med armeringsstængerne, se fig. 2.4-2.

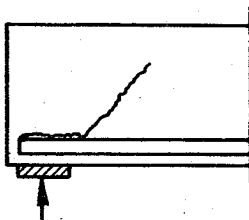


Fig. 2.4-2.

Sidstnævnte brudform er for jernbetonskiver teoretisk undersøgt af Nielsen [74-3] ved hjælp af plasticitetsteorien. Man finder, at trækarmeringen skulle være tilstrækkeligt forankret ved vederlaget, hvis vederlagstrykket σ_l opfylder følgende betingelse:

$$\sigma_l \leq \frac{\sigma_c}{1 + (R/T)^2}$$

hvor R er reaktionen, T er den samlede trækraft i armeringen og σ_c er betonens trykstyrke.

I lyset af den succes plasticitetsteorien har haft i de senere år, specielt ved beregning af forskydningsbæreevnen for jernbetonbjælker, kan der måske også opnås resultater i forbindelse med forankringsproblemer. Sådanne teoretiske analyser vil dog støde på en række problemer, hvoraf bl.a. kan nævnes, at man skal regne med rumlige spændingstilstande, at det kan være svært at beregne den aktuelle kraft i en armeringsstang på et givet sted, samt at brudbetingelsen i f.eks. brudfladen ved et glidningsbrud mellem armering og beton ikke kan beskrives tilfredsstillende.

2.5 Forankringsstyrkens afhængighed af forskellige parametre.

2.5.1 Afhængighed af betonstyrken.

Ved forsøg med terningformede prøvelegemer som vist på fig. 2.3-1b, har Rehm [61-2] og Berggren [65-1] fundet, at τ_{\max} er proportional med terningstyrken σ_k . Berggren angiver, at man for svensk kamstål af kvalitet Ks 40 og Ks 60 med $\phi = 14$ og 16 mm, kan regne $\tau_{\max} = 0.5 \times \sigma_k$ for $\sigma_k \leq 350$ kp/cm².

Lige så store værdier af τ_{\max} syntes ikke opnåelige ved bjælkeforsøg, specielt ikke hvis der ikke findes tværarmering langs indstøbningslængden. Afhængigheden af betonstyrken er heller ikke så simpel som antyd det ovenfor.

På basis af bjælkeforsøg angiver Ferguson [62-1], [65-4], at τ_{\max} er proportional med $\sqrt{\sigma_c}$, hvor σ_c er cylindertrykstyrken. Samme afhængighed er, på basis af forsøg med prøvelegemer udformet som vist på fig. 2.3-3a, angivet af Østlund [63-1], og ACI [66-1] foreslår, at τ_{\max} regnes proportional med $\sqrt{\sigma_c}$ eller med $\sigma_c^{0.7}$.

Ved forsøg med prismeformede prøvelegemer som vist på fig. 2.3-2, har Efsen [57-2] fundet, at for Tentorstål med $\phi = 12$ og 25 mm er $\frac{\Delta \tau}{\Delta \sigma_k} = 0.25$ for $200 \leq \sigma_k \leq 500$ kp/cm². Prøvelegemerne var forsynet med spiralarmering.

Ved bjælkeforsøg med overlappingsstød uden tværarmering har Tepfers [73-6] fundet, at τ_{\max} kan regnes proportional med $\sqrt{\sigma_k}$ op til $\sigma_k \approx 700 \text{ kp/cm}^2$. For højere betonstyrker falder τ_{\max} igen, d.v.s. en øgning af betonstyrken får en negativ indflydelse. Dette forhold kan måske forklares ud fra betonens svind, som kan give anledning til trækspændinger i betonen omkring armeringen og dermed nedsætte forankringsevnen. For at opnå de høje betonstyrker er benyttet et stort cementindhold og dette bevirker, at svindet øges.

I en del af de i litteraturen refererede forsøgsserier er afhængigheden af betonstyrken ikke let at bestemme. Dette gør det vanskeligt at sammenligne de enkelte forsøg indbyrdes, idet betonstyrken næsten altid varierer, også selvom det ikke har været tilsigtet.

Ovenfor er kun omtalt afhængigheden af betonens trykstyrke, men sandsynligvis er trækstyrken af ligeså stor betydning, således at en svært gennemskuelig afhængighed af trykstyrken kan skyldes, at trækstyrken har varieret. Ofte er det forhold, at τ_{\max} er proportional med $\sqrt{\sigma_c}$ taget som et argument for, at τ_{\max} i virkeligheden er proportional med trækstyrken, idet mange empiriske formler angiver trækstyrken som værende proportional med kvadratroden af trykstyrken. Imidlertid er der ofte stor spredning på de forsøgsresultater som ligger til grund for de empiriske formler, således at trykstyrken ikke altid er et godt mål for trækstyrken. Desværre findes sjældent i de i litteraturen refererede forsøgsserier oplysninger om den benyttede betons trækstyrke, og en direkte eftervisning af forankringsstyrkens afhængighed af denne kan derfor ikke foretages.

2.5.2 Afhængighed af indstøbningslængden.

Som tidligere nævnt er det en meget benyttet antagelse at τ ved forankringsbrud kan regnes konstant og jævnt fordelt langs indstøbningslængden. Dette skulle altså i henhold til ligning 2.1.4 betyde, at forankringsstyrken er ligefrem proportional med indstøbningslængden l .

Ved forsøg med realistiske indstøbningslængder, d.v.s. $l = 10$ til $50 \times \phi$, viser det sig imidlertid, at τ_{\max} afhænger af l , således at τ_{\max} aftager når l øges, se f.eks. Mains [52-2], Mathey [61-1], Østlund [63-1], Perry [66-2] og Tepfers [73-6]. Denne målte

afhængighed betyder, enten at τ ikke er jævnt fordelt langs l ved forankringsbrud, eller at man virkelig får lavere værdier af τ_{\max} , når l er relativ stor. At det nok er den første forklaring, som er korrekt, underbygges af forsøg hvor spændingsfordelingen i indstøbte armeringsstænger er målt ved hjælp af strain-gages, se f.eks. Bernander [52-1], Mains [52-2], Perry [66-2]. Strain-gagene var placeret enten i ét i armeringsstængen udfræset spor, Bernander [52-1], eller i en rende i den ene halvdel af en på langs gennemsavet armeringsstang, som derefter ved punktsvejsning sammenføjedes igen, Mains [52-2], Perry [66-1]. Målingerne viser, at trækspændingerne i armeringsstængen ikke aftager retliniet, men derimod at de er næsten konstante langs det første stykke af indstøbningslængden regnet fra den belastede ende. Derefter aftager spændingerne kraftigt på et stykke af indstøbningslængden, d.v.s. der optræder her høje værdier af τ , mens spændingsvariationerne igen er mere beherskede langs det sidste stykke af indstøbningslængden. Det skitserede forløb af spændingerne kan måske forklares ud fra deformationsforholdene; efterhånden som kraften i armeringsstængen øges vil slippet og dermed forskydningsspændingerne øges. Hvis imidlertid slippet bliver for stort, opstår der lokalt forankringsbrud, hvorved τ falder. Dette sker først ved den belastede ende, og spændingerne vil herefter ikke aftage så kraftigt langs det første stykke af indstøbningslængden. Bliver slippet så stort, at forskydningsspændingerne falder helt til 0 kan der måske opstå en "lynlåseffekt", idet kraften i armeringsstængen nu skal afleveres længere inde langs indstøbningslængden, men her vil forholdene være de samme, slippet bliver for stort, forskydningsspændingerne falder o.s.v.. Dette kan måske også forklare, hvorfor forankringsbrud ofte har et voldsomt forløb.

At τ_{\max} , målt som den langs indstøbningslængden jævnt fordelte forskydningsspænding ved brud, ikke stiger proportionalt med betonstyrken for høje betonstyrker kan måske også forklares ud fra det ovenfor beskrevne forløb af forskydningsspændingerne. En stærk beton er mindre plastisk, d.v.s. den tillader i mindre grad en lokal knusning foran kammene, hvorfor τ hurtigt vil falde efter, at den maksimale værdi er nået. Lynlåseffekten kan således blive mere udpræget, og τ_{\max} , som jo er en gennemsnitsværdi, vil falde, selv om τ lokalt kan antage højere værdier end ved en svag beton.

Perry [66-2] har i øvrigt, på basis af målinger med strain-gages, påpeget, at der er ringe lighed mellem fordelingen af forskydnings-spændingerne langs indstøbningslængden i udstræksforsøg med terningformede prøvelegemer og i bjælkeforsøg.

2.5.3 Afhængighed af armeringens diameter.

Ved forsøg med prismeformede prøvelegemer, som vist på fig. 2.3-1a, har Mathey [61-1] fundet, at τ_{\max} falder med stigende diameter. Rehm [69-6] har angivet, at τ_m falder ca. 20%, når diameteren øges fra 7 til 40 mm. τ_m er bestemt som middelværdien af forskydnings-spændingerne langs indstøbningslængden ved en påvirkning af armeringsstangen, som giver et slip ved den ubelastede ende på 0.1 mm. Denne måde at angive forankringsstyrken er i øvrigt en del benyttet, specielt i Tyskland.

Ved forsøg med prøvelegemer, som vist på fig. 2.3-2, med et fast forhold mellem indstøbningslængde og armeringsstangens diameter, finder Efsen [57-1] ingen signifikant indflydelse fra diameteren for Tentorstål i området $\phi = 12$ til 25 mm.

Selv om τ_{\max} eventuelt ikke skulle være væsentligt påvirket af diameteren, vil det altid være gunstigere at benytte flere tynde end flere kraftige armeringsstænger, idet den samlede overflade jo bliver størst med de tynde armeringsstænger.

2.5.4 Afhængighed af dæklag og afstand mellem de enkelte armeringsstænger.

Ved forsøg med terningformede prøvelegemer er dæklaget relativt stort, og det endelige forankringsbrud sker oftest som en udtrækning af armeringsstangen. Der kan dog, som tidligere nævnt, forekomme tilfælde, hvor det endelige brud sker ved en spaltning af prøvelegemet, d.v.s. ved en afsprængning af dæklaget. Ved realistiske dæklagstykkelser må man således forvente, at forankringsbrud kan ske ved afsprængning af dæklaget.

Bl.a. Østlund [63-1] og Rathkjen [72-3] har ved forsøg med prøvelegemer, som vist på fig. 2.3-3a, observeret, at brud kan forløbe efter de på fig- 2.5-1 viste brudflader.

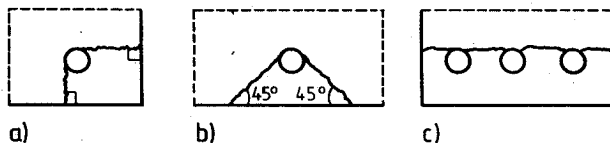


Fig. 2.5-1. Mulige brudflader efter Østlund [63-1].

Tepfers benytter lignende brudfigurer ved sin analyse af overlappingsstød, se [73-6]. Ferguson [62-1] har ved forsøg med specielle prøvelegemer og bjælker fundet, at hvis bjælkebredden b er stor i forhold til $N \times \phi$, hvor N er antallet af armeringsstænger i tværsnittet, har dæklaget i lodret retning en betydelig indflydelse på forankringsstyrken. Ved smallere bjælker er forankringsstyrken af de enkelte armeringsstænger derimod nærmest proportional med $b/N \cdot \phi$. Dette svarer til, at brudet sker efter en brudflade, som vist på fig. 2.5-1b, ved brede bjælker og efter en brudflade, som vist på fig. 2.5-1c, ved smalle bjælker, idet $b/N \cdot \phi$ jo netop er et udtryk for betonarealet pr. armeringsstang.

Alt i alt tyder forsøgeresultaterne fra litteraturen på, at man ikke på økonomisk måde kan øge en armeringsstangs forankringsstyrke ved at øge dæklaget ud over det normale. Hvis forankringsbruddet optræder efter den på fig. 2.5-1c viste brudflade, kan en øgning af dæklaget i lodret retning naturligvis ikke forventes at have nogen effekt.

2.5.5 Afhængighed af tværarmering langs indstøbningslængden.

Hvis et forankringsbrud sker ved afsprængning af dæklaget, må det forventes, at eventuel tværarmering i form af bøjler, fordelingsarmering eller omsluttende spiralarmering kan have forankringsstyrken.

Efsen har i [57-2] refereret forsøg med prøvelegemer som vist på fig. 2.3-2. Ved forsøgene blev mængden af tværarmering i form af spiralarmering varieret. Resultaterne viser, at der tilsyneladende skal en vis mængde tværarmering til før forankringsstyrken stiger. Når mængden af tværarmering øges yderligere stiger forankringsstyrken. Ved forsøgene undersøgte også om en øgning af spiralarmeringens brudstyrke havde nogen indflydelse på forankringsstyrken, og konklusionen var,

at dette tilsyneladende ikke var tilfældet. Dette må betyde, at der ikke optræder flydning i spiralarmeringen.

Lutz [70-4] har ved udtræksforsøg med specielle prøvelegemer fundet sammen tendens, nemlig at forankringsstyrken øges med mængden af tværarmering, som bestod af bøjler. Ved disse forsøg blev tøjningerne i tværarmeringen målt, og målingerne viser, at der ikke optræder flydning i tværarmeringen, samt at der, ud over axialtøjninger, også optræder bøjningstøjninger i tværarmeringen. Bøjlerne bliver således bøjet henimod den belastede ende af hovedarmeringsstangen.

Rathkjen [72-3] har ved forsøg med prøvelegemer, som vist på fig. 2.3-3a, også fundet, at forankringsstyrken vokser med mængden af tværarmering. Det er imidlertid vanskeligt at få en rimelig sammenhæng mellem resultaterne fra forsøgene med og uden tværarmering.

2.5.6 Afhængighed af vederlagstryk.

Forsøg, hvor indflydelsen fra et eventuelt vederlagstryk på en armeringsstangs forankringsevne har været studeret systematisk, har det ikke været muligt at finde i litteraturen. De nedenfor refererede forsøg kan dog give en vis ide om forholdene.

Untrauer [65-5] har udført en serie udtræksforsøg med terningformede prøvelegemer af typen vist på fig. 2.3-1a. I en del af forsøgene blev terningen påvirket af tryknormalspændinger på to modstående sider vinkelret på indstøbningslængden. Ved forsøgene uden normalspændinger udvikledes der revner i betonen radiært ud fra armeringsstangen og prøvelegemet splittedes i flere dele ved det endelige brud. I brudstykkerne var tydelige aftryk efter armeringsstangens ribber. Ved forsøgene med normalspændinger revnede prøvelegemet i et enkelt plan gående vinkelret på de belastede sider gennem armeringsstangen. Dette revnebillede observeredes først, når belastningen nærmede sig den endelige brudlast og ved visse af forsøgene endog først, når normalspændingerne fjernedes efter forsøgets afslutning. Der er ikke i rapporten gjort rede for, om friktion mellem presseplaner og betonoverflader har kunnet modvirke revnernes udvikling, men, idet trykspændingerne påførtes inden trækket i armeringsstangen, er det ikke usandsynligt at dette kan have været tilfældet. Ved brud blev armeringsstangen trukket ud af betonen og bruddet skete i en cylinderflade langs rib-

bernes overflade, d.v.s. der var tale om et typisk glidningsbrud. På basis af forsøgsresultaterne opstilledes følgende empiriske formel:

$$\tau_{\max} = (A + B \cdot \sqrt{\sigma_k}) \cdot \sqrt{\sigma_c} \quad (2.5.1)$$

hvor σ_k er den på sidefladerne påsatte normalspænding.

Ved forsøg med prøvelegemer af bjælketyper, fig. 2.3-3b, har Olesen [64-1] observeret, at forankringsbruddet skete som et glidningsbrud, idet belastningen var faldende, før revner viste sig på betonens overflade. I alle tilfælde var slutresultatet en spaltning af bjælkeenden, men en blotlægning af armeringen viste, at der sad beton mellem ribberne, og den tilstødende betonoverflade havde glidningsbruddets karakteristiske udseende. Spaltningen af bjælkeenden kan derfor sandsynligvis betragtes som et sekundært fænomen ved vederlagsbruddet.

2.5.7 Afhængighed af placering, rust m.v.

Almindeligvis antages det, at en armeringsstang placeret i oversiden af en betonkonstruktion, har en forringet forankringsevne. Således skal der efter DIN 1045 regnes med 50% lavere værdier af τ for sådanne armeringsstænger.

Den nedsatte forankringsevne begrundes dels med, at den friske beton sætter sig omkring armeringsstængerne, hvorved der dannes et hulrum under disse, dels med at opstigende luftbobler kan medvirke til dannelsen af dette hulrum eller til dannelsen af et porøst lag under armeringsstængerne.

I [69-3] har Kemp ved forsøg med prøvelegemer af typen, som vist på fig. 2.3-3b, imidlertid vist, at placeringen ikke har nogen væsentlig indflydelse på brudlasten, men derimod nok på brudforløbet. For armeringsstænger placeret nær bunden af formen ved udstøbningen skete forankringsbruddet pludseligt, mens bruddet for armeringsstænger placeret nær toppen var af en mere sej karakter. Da tilladelige værdier af τ i DIN 1045 er baseret på udtræksforsøg med terningformede prøvelegemer og beregnet svarende til et slip ved den frie ende på 0.1 mm er det klart, at denne tilsyneladende modstrid kan opstå.

Murphy [77-1] har undersøgt indflydelsen af rust på armeringsstængers forankringsevne. Af konklusionerne skal her blot nævnes, at rust virker i gunstig retning for glatte armeringsstænger, idet disse får en mere ru overflade, hvorimod forkammede armeringsstængers forankringsevne kan forringes, hvis mellemrummene mellem kamene er kraftigt opfyldt med rust.

Indflydelsen af forzinkning, forurening med formolie m.v., er bl.a. behandlet af Welch [65-6], Kemp [68-1], Hofsoy [69-1] og Murphy [77-1].

2.6 Konklusion af litteraturstudiet.

I litteraturen er der ikke megen hjælp at hente fra teoretiske analyser ved beregning af en armeringsstangs forankringsevne eller f. eks. forløbet af kraften i stangen langs indstøbningslængden. Man er derfor henvist til at støtte sig til eksperimentelle undersøgelser.

På trods af det i litteraturen relativt store antal refererede forsøg kan indflydelsen af så vigtige parametre som betonstyrke, indstøbningslængde, vederlagstryk og tværarmering ikke siges at være tilfredsstillende belyst. Specielt er der ofte problemer med at generalisere de fundne resultater. Dette skyldes bl.a. udformningen af de benyttede prøvelegemer, idet disse oftest kun tillader sammenlignende forsøg. Ved nye forsøg bør man derfor så vidt muligt benytte prøvelegemer, der afspejler forholdene i de virkelige konstruktioner så realistisk som muligt, men samtidig udformet således, at man kan variere kun en parameter ad gangen, og således at der klart kan redegøres for, hvad det er, der måles.

3. FORSØG

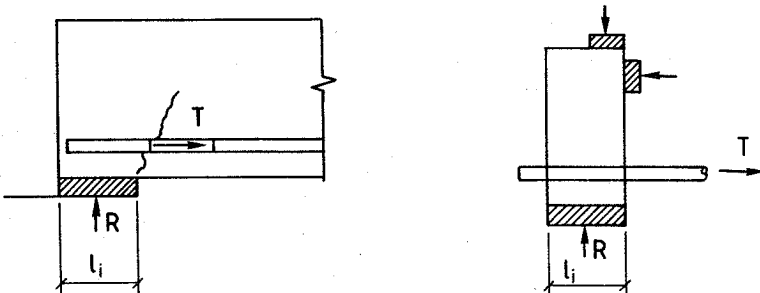
3.1 Formål med forsøgene

På baggrund af litteraturstudiets konklusion blev det besluttet at foretage en eksperimentel undersøgelse af forkammede armeringsstængers vederlagsforankring. Indflydelsen fra følgende parametre ønskedes belyst: betonstyrken, indstøbningslængden, forholdet mellem trækraften i armeringen og reaktionen, tværarmeringen og dæklaget. Endvidere ønskedes kraftforløbet i armeringen langs indstøbningslængden samt deformationsforholdene undersøgt.

3.2 Prøvelegemets udformning

Som det også fremgår af litteraturstudiet fandtes ingen af de eksisterende udformninger af prøvelegemer helt tilfredsstillende; et prøvelegeme skal dels afspejle de undersøgte forhold så realistisk som muligt, dels skal det helst være simpelt og billigt at fremstille og dels skal det være muligt helt klart at gøre rede for hvilke størrelser der måles.

Idet formålet var specielt at studere forholdene ved et bjælkevederlag, se fig. 3.2-1a, blev prøvelegemet udformet som vist på fig. 3.2-1b i håbet om at spændingsfordelingen i betonen omkring den indstøbte armeringsstang ikke er afgørende anderledes i prøvelegemet.



a) Bjælkevederlag

b) Prøvelegeme

Fig. 3.2-1: a) Jernbetonbjælkes vederlag.

b) Prøvelegeme.

Prøvelegemet blev, med undersiden opad, prøvet i den på fig. 3.2-2 viste forsøgsopstilling.

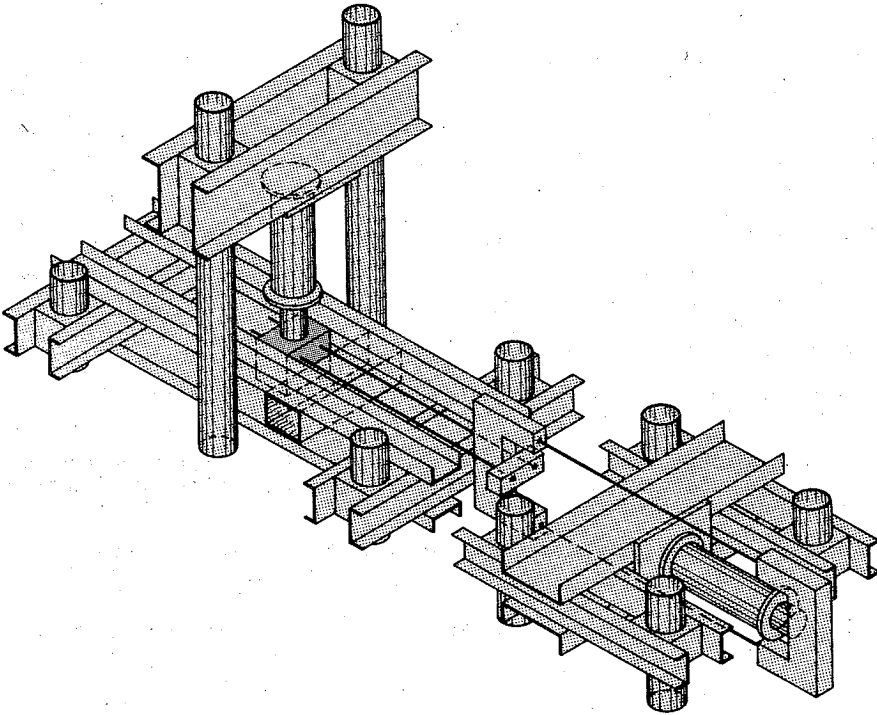


Fig. 3.2-2: Forsøgsopstilling med prøvelegeme.

Vedrørende den nærmere udformning af prøvelegeme og forsøgsopstilling, se appendix A.

3.3 Forsøgsprogram

Der er ialt udført 132 enkeltforsøg. Forsøgene er opdelt i 16 serier indenfor hvilke det er tilstræbt, at kun én parameter

varierer. I appendix E, tabel 1-1, er givet en oversigt over de 13 underserier med prøvelegemer uden tværarmering samt angivet hovedparametrene værdier eller variationsområde. De 3 serier, hvor prøvelegemerne var forsynet med tværarmering, vil blive omtalt senere.

Som hovedarmering blev i alle forsøg benyttet 2 stk. Svensk Kamstål \varnothing 16 Ks 90 med en garanteret flydespænding $\sigma_{0.2} \geq 900$ MPa, se også appendix C. Denne stål kvalitet er ikke gængs handelsvare, men blev benyttet p.g.a. den høje styrke, idet ønsket var at opnå forankringsbrud, ikke flydning i hovedarmeringen, i så mange af forsøgene som muligt.

Prøvelegemerne blev støbt 4 ad gangen sammen med et antal prøvecylindre \varnothing 15 x 30 cm og i en del tilfælde blev samtidig støbt et antal 15 cm prøveterninger, se appendix B.

Ved hvert forsøg blev følgende målt:

brudlasten, evt. den maksimale last såfremt forankringsbrud ikke opnåedes.

sammenhørende værdier af belastning og slip (relativ bevægelse mellem hovedarmering og beton) ved såvel den belastede som den frie ende af hovedarmeringen.

I en del af forsøgene blev yderligere målt kraften i hovedarmeringen langs indstøbningslængden.

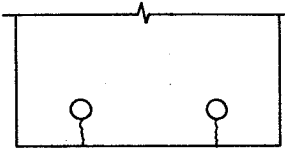
Vedrørende den benyttede måleteknik og måleudstyret, se appendix D.

3.4 Forsøg med prøvelegemer uden tværarmering

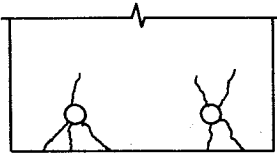
De enkelte prøvelegemer blev trinvis belastet indtil forankringsbrud eller flydning i armeringen, se appendix A.

Under forsøget blev revnedannelsen på prøvelegemets traksider og frie sider iagtaget, men der er ikke foretaget en systematisk behandling af revnelaste, bl.a. fordi det var vanskeligt at erkende hvornår en revne opstod.

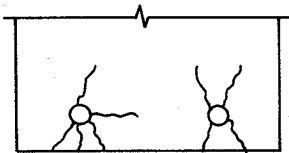
For de fleste prøvelegemers vedkommende begyndte revnedannelsen på traksiden med en revne gennem det lodrette dæklag under armeringsstængerne ved en belastning på 20 - 35 kN træk i hver stang. Efterhånden som lasten øgedes, udvikledes normalt også revner over armeringsstængerne og i en del tilfælde også skrå revner gennem dæk-



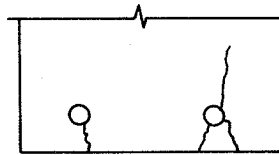
a) Trækside, 25-35 kN træk pr. armeringsstang



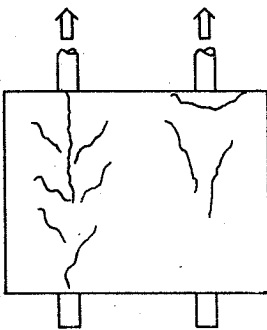
b) Trækside, 45- 60 kN pr. armeringsstang



c) Trækside, nær brudlast



Fri ende



Trækside

Fri ende

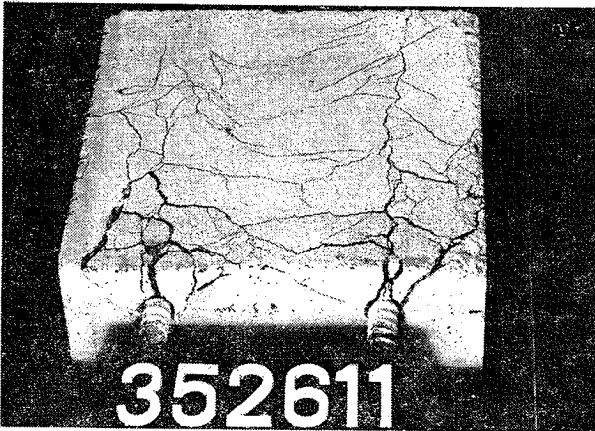
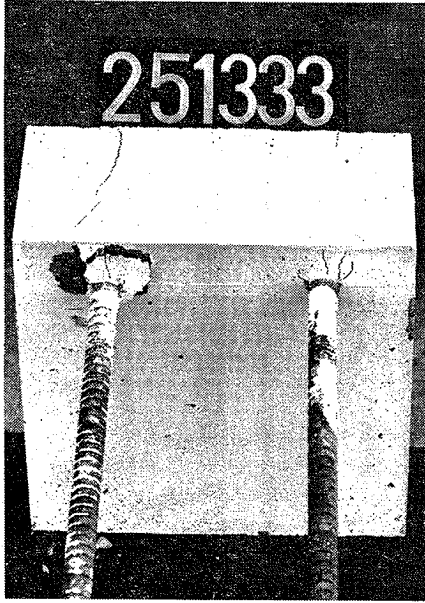
d) Vedertagsflade, efter brud og aflastning

Fig. 3.4-1: Revnebilleder, skematisk.

laget og eventuelt over armeringsstængerne. Ved nogle forsøg dannedes revner gennem dæklaget og over armeringsstængerne på prøvelegemets frie side, men først når belastningen var nær brudlasten. På fig. 3.4-1 er skitseret udviklingen af revnebilledet. Det endelige forankringsbrud skete ved at en eller begge armeringsstænger blev trukket ud af betonen eventuelt samtidigt med en kraftig ødelæggelse af dæklaget i såvel lodret som vandret retning.

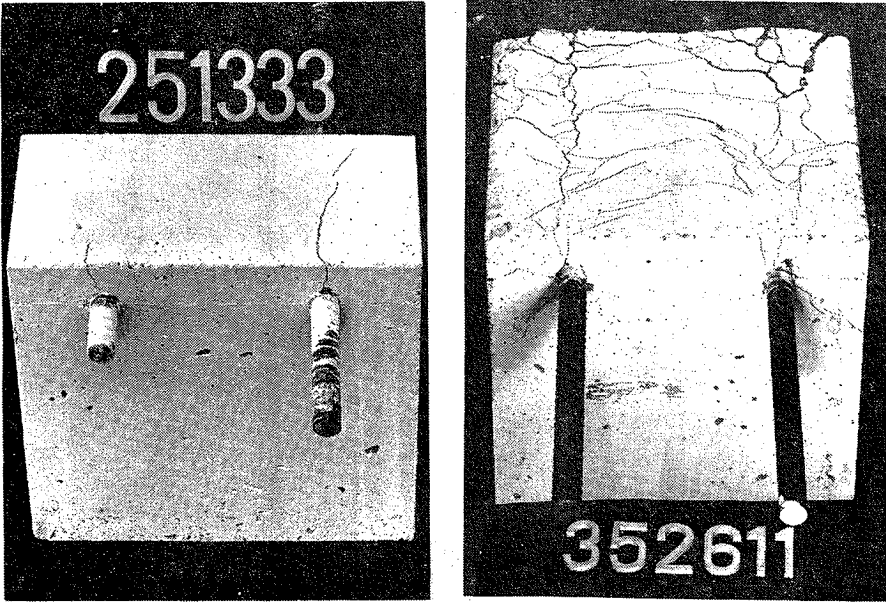
Efter brud og aflastning blev prøvelegemet fotograferet, se fig. 3.4-2. Revnerne er, hvor det var nødvendigt, tydeliggjort ved optegning med blyant. Man ser, at revnerne på vederlagsfladen nærmest er udviklet i et kileformet mønster med spidsen af kilerne vendt mod prøvelegemets frie ende, men revnebilledet kan dog også bestå af en enkelt revne gennem dæklaget. Ved ophugning blev det konstateret, at der sad beton af en nærmest pulveriseret konsistens foran de fleste kamme langs indstøbningslængden, således at det må formodes, at forankringsbruddet er sket som et glidningsbrud langs en cylinderflade med frembringere langs kammenes overside.

Efter bruddet var det ikke muligt at genbelaste prøvelegemet med en belastning af betydning.



Prøvelegemer set fra tråksiden.

Fig. 3.4.2a: Revnebilleder efter brud og aflastning.



Prøvelegemer set fra fri ende.

Fig. 3.4.2b: Revnebilleder efter brud og aflastning.

3.5 Behandling af brudlaste

I appendix E, tabel 2-1-2-10, er angivet de målte brudlaste for samtlige prøvelegemer uden tværarmring.

Hvert prøvelegeme er givet et 6-cifret nummer. De to første cifre angiver den tilstræbte betontrykstyrke i MPa, de to næste angiver indstøbningslængden, det femte ciffer angiver R/2T-forholdet således at 0 betyder $R/2T = 0.5$, 1 betyder $R/2T = 1$, 2 betyder $R/2T = 1.5$, mens 3 betyder $R/2T = 2 - 2.6$. Det sidste ciffer er et løbenummer. Ciffer nr. 3, 4 og 5 danner et serienummer, således at den eneste varierede parameter indenfor en serie er betonstyrken.

Brudlastene er i det følgende behandlet efter to forskellige metoder, nemlig dels ved en analyse af de enkelte parametres indflydelse på den ud fra den målte brudlast beregnede maksimale jævnt fordelte vedhæftningsforskydningsspænding τ_{\max} , dels ved en analyse på dimensionsløse parametre.

3.5.1 τ_{\max} - analyse

Idet det antages, at τ_{\max} er jævnt fordelt på den nominelle indstøbte overflade fås følgende formel, j.v.f. (2.1.3):

$$\tau_{\max} = T/l_i \times \pi \times \phi \quad (3.5.1)$$

hvor T er den til udtrækning af én armeringsstang nødvendige kraft, l_i er indstøbningslængden og ϕ er hovedarmeringens nominelle diameter, i alle forsøgene 16 mm. I tabel 2-1 til 2-10 er angivet de beregnede værdier af τ_{\max} og i fig. 1-1 til 1-16, appendix F, er for de enkelte serier afbildet sammenhørende værdier af τ_{\max} og σ_c , henholdsvis σ_t . På figurerne er sammenfaldende resultater angivet med \odot og forsøgsresultater, som ikke er medtaget i den senere analyse er angivet med (\odot) .

Resultaterne for serie 262 er ikke vist, idet kun tre af forsøgene i denne serie førte til forankringsbrud.

3.5.2 Betonstyrkens indflydelse på τ_{\max}

For hver af forsøgsserierne 130, 190, 131, 191, 261, 132, 192 og 133 er ved en regressionsanalyse bestemt den bedste rette linie til beskrivelse af sammenhængen mellem τ_{\max} og henholdsvis σ_c og σ_t . Resultaterne af regressionsanalyserne fremgår af tabel 2-11, appendix E. Da de fleste af de enkelte forsøg to og to inden for hver serie er identiske m.h.t. betonstyrken (de er udstøbt samtidigt) er det muligt via regressionsanalysen at teste hypotesen om regressionskurvens retliniethed på et givet signifikansniveau. Her er valgt et 95% signifikansniveau og i tabel 2-11 er for hver forsøgsserie angivet om hypotesen kan akcepteres eller må forkastes. Af tabellen

ses, at i de fleste tilfælde kan antagelsen om en retliniet sammenhæng mellem τ_{\max} og σ_t ikke forkastes, mens sammenhængen mellem τ_{\max} og σ_c tilsyneladende ikke er så god. På fig. 1-1 til 1-16 er de fundne regressionslinier optegnet og det ses, at der tilsyneladende ikke er systematiske afvigelser.

Det kan altså konkluderes, at den maksimale vedhæftningsforskydnings-spændings variation med betonstyrken med rimelighed kan beskrives ved en retliniet sammenhæng mellem τ_{\max} og σ_t . I det følgende vil den videre analyse derfor bygge på denne antagelse.

3.5.3 Indstøbningslængdens indflydelse på τ_{\max}

Ved beregningen af τ_{\max} er det forudsat, at τ_{\max} kan regnes jævnt fordelt langs indstøbningslængden l_i . Idet den eneste parameter udover betonstyrken som er varieret mellem serie 130 og 190, mellem serie 131, 191 og 261, og mellem serie 132, 192 og 262, er l_i , kan afhængigheden af denne analyseres ved at sammenligne de enkelte serier indbyrdes.

På fig. 2-1 er resultaterne fra serie 130 og 190 vist i samme figur. Umiddelbart ses ingen systematiske afvigelser fra en eventuel fælles ret linie gennem samtlige punkter, men en statistisk sammenligning af de i tabel 2-11 anførte regressionslinier viser, at på et 95% signifikansniveau må det afvises, at de to regressionslinier har samme hældning, d.v.s. de to linier kan ikke sammenfattes. Gøres dette alligevel, fås den fælles rette linie:

$$\tau_{\max} = 4.61 + 1.71 \times \sigma_t \quad (\text{MPa})$$

På fig. 2-2 er resultaterne fra serie 131, 191 og 261 vist i samme figur. Det ses, at resultaterne fra serie 131 og 191 grupperer sig om en fælles ret linie, mens resultaterne fra serie 261 for $\sigma_t > \text{ca } 2 \text{ MPa}$ ligger markant lavere.

En sammenligning mellem de i tabel 2-11 anførte regressionslinier viser, at på et 95% signifikansniveau kan det ikke afvises, at regressionslinierne for serie 131 og 191 er identiske, således at de kan sammenfattes til:

$$\tau_{\max} = 3.44 + 2.45 \times \sigma_t$$

Det må afvises, at denne regressionslinie er identisk med den for serie 261 fundne.

På figur 2-3 er resultaterne fra serie 132, 192 og 262 vist i samme figur. Også her grupperer resultaterne sig rimeligt omkring en ret linie, og på et 95% signifikansniveau kan det ikke afvises, at de to i tabel 2-11 anførte regressionslinier har samme hældning, men det må alligevel afvises, at regressionslinierne er identiske, idet konstantledene afviger signifikant fra hinanden på et 95% signifikansniveau. Sammenfattes resultaterne alligevel fås den fælles rette linie:

$$\tau_{\max} = 6.27 + 1.75 \times \sigma_t \quad (\text{MPa})$$

De få resultater fra serie 262 tillader ikke en sammenligning med resultaterne fra serie 132 og 192, men på figur 2-3 ses, at de ikke afviger væsentligt fra de øvrige resultater. Det skal bemærkes, at resultaterne fra serie 262 stammer fra prøver med $\sigma_t < \text{ca } 2 \text{ MPa}$, således at det er muligt at den under sammenfatningen af serie 131, 191 og 261 viste effekt også kan optræde her. På figur 2-1 til 2-3 er de fælles linier optegnet.

Det må samlet konkluderes, at τ_{\max} er uafhængig af indstøbningslængden, når denne øges fra $8 \times \phi = 128 \text{ mm}$ til $12 \times \phi = 192 \text{ mm}$. Dette betyder, at forudsætningen om, at τ_{\max} er jævnt fordelt ved brudbelastningen, i hvert tilfælde for indstøbningslængder i intervallet fra 8ϕ til 12ϕ , kan regnes at være korrekt. Ved øgning af indstøbningslængden fra 12ϕ til $16 \phi = 256 \text{ mm}$ fås en mindre stigning i udtrækskraften end svarende til en af indstøbningslængden uafhængig værdi af τ_{\max} . Dette betyder ikke, at det må afvises, at τ_{\max} er jævnt fordelt ved brudlasten, men at hvis dette er tilfældet fås, alt andet lige, en mindre værdi af τ_{\max} for $l_i = 16 \phi$ end for $l_i = 8-12 \phi$.

3.5.4 R/2T-forholdets indflydelse på τ_{\max}

Den eneste parameter, som ud over indstøbningslængden er varieret mellem serie 130, 131, 132 og 133, mellem serie 190, 191 og 192 og mellem serie 261 og 262, er forholdet mellem den samlede reaktion på vederlaget, R, og den samlede udtrækskraft, 2T, d.v.s. R/2T-for-

holdet, som antager de i appendix E, tabel 1-1, angivne værdier. På figur 3-1 og 3-2 er de i tabel 2-11 fundne regressionskoefficienter C og D afbildet som funktion af R/2T. Det ses, at koefficienten C stiger, når R/2T vokser, mens der ikke er nogen klar tendens for D's variation. Det er derfor prøvet, om τ_{\max} 's afhængighed af σ_t og R/2T skulle kunne skrives på formen:

$$\tau_{\max} = A + B1 \times R/2T + B2 \times \sigma_t \quad (3.5.4.1)$$

Ved regressionsanalyse, hvor samtlige brugbare resultater fra serie 130, 190, 131, 132, 192, 262 og 133 er medtaget, fås følgende udtryk:

$$\tau_{\max} = 1.52 + 2.85 \times R/2T + 2.15 \times \sigma_t \quad (3.5.4.2)$$

Den relative standardafvigelse på A, B1 og B2 bliver 7.2%, 7.7%, henholdsvis 6.3%, og differenserne mellem de af ligning (3.5.4.2) bestemte værdier af τ_{\max} og forsøgsresultaterne giver ikke umiddelbart anledning til at tro, at ligningen ikke kan benyttes til beskrivelse af forsøgsresultaterne. På figur 3-1 og 3-2 er vist de af ligning (3.5.4.2) fundne variationer af regressionskoefficienterne C og D. Ved betragtning af figuren skål det erindres, at antallet af forsøg i de forskellige serier ikke er ens, således at de viste rette linier er et udtryk for et vægtet gennemsnit.

Samlet kan det altså konkluderes, at τ_{\max} kan beskrives ved en lineær funktion af såvel R/2T-forholdet som betontrækstyrken σ_t .

3.5.5 Dæklagets indflydelse på τ_{\max}

I tabel 2-10, appendix E, er resultaterne fra de ialt 8 forsøg med reducerede dæklagstykker anført. Alle disse forsøg har R/2T = 1.0. I serie 13H og 19H var dæklaget i horisontal retning reduceret fra de normale 50 mm til 40 mm, mens dæklaget i vertikal retning i serie 13V og 19 V var reduceret fra de normale 24 mm til 15 mm. På figur 4-1 er resultaterne afbildet sammen med regressionskurven (3.5.4.2). Det ses, at der ikke er nogen markant indflydelse fra de reducerede dæklag.

Det kan således konkluderes, at moderate ændringer af dæklaget ikke influerer på τ_{\max} .

3.6 Dimensionsløs analyse af forsøgsresultater.

Det antages, at udtrækskraften T kan beskrives som en funktion af følgende parametre:

- l_i : indstøbningslængden
- ϕ : hovedarmeringens nominelle diameter
- σ_c : betontrykstyrken
- σ_t : betonspaltetrækstyrken
- R : den samlede vandrette reaktion på vederlaget
- c_H : dæklaget i horisontal retning
- c_V : dæklaget i vertikal retning
- c_c : centerlinieafstanden mellem hovedarmeringsstængerne
- n : antal bøjler langs indstøbningslængden
- ϕ_b : bøjlearmeringens nominelle diameter

Denne antagelse er ensbetydende med at postulere, at der findes en funktion f , således at

$$f(T, l_i, \phi, \sigma_c, \sigma_t, R, c_H, c_V, c_c, n, \phi_b) = 0 \quad (3.6.1)$$

Idet der vælges et kraft, længde, tid, temperatursystem som grundenhedssystem fås, da tid og temperatur ikke indgår i enhederne for de ovennævnte parametre følgende eksponentmatrix:

	T	l_i	ϕ	σ_c	σ_t	R	c_V	c_H	c_c	ϕ_t	n
Kraft	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0
Længde	0	1	1	$\div 2$	$\div 2$	0	1	1	1	1	0

Rangen af denne matrix ses at være 2, hvilket, da der er 11 parametre, betyder at der findes $11 \div 2 = 9$ dimensionsløse indbyrdes uafhængige produkter af parametrene. Disse 9 produkter kan f.eks. vælges som følger:

$$\pi_1 = T/l_i \phi \sigma_t, \quad \pi_2 = l_i/\phi, \quad \pi_3 = \sigma_t/\sigma_c$$

$$\pi_4 = R/2T \quad , \quad \pi_5 = c_V/\phi \quad , \quad \pi_6 = c_H/\phi$$

$$\pi_7 = c_C/\phi \quad , \quad \pi_8 = n \cdot \phi_b/\phi \quad \pi_9 = n$$

At $\pi_1 - \pi_9$ er uafhængige ses af følgende eksponentmatrix:

	T	l_i	ϕ	σ_c	σ_t	R	c_V	c_H	c_C	ϕ_t	n
π_1	1	$\div 1$	$\div 1$		$\div 1$						
π_2		1	$\div 1$								
π_3				$\div 1$	1						
π_4	$\div 1$					1					
π_5			$\div 1$				1				
π_6			$\div 1$					1			
π_7			$\div 1$						1		
π_8			$\div 1$							1	1
π_9											1

som har rangen 9. Af Buckingham's π -sætning, se f.eks. V. Askegaard og J. Nielsen: Eksperimentel mekanik, fås at ligning 3.1.1 kan omformes til:

$$F(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6, \pi_7, \pi_8, \pi_9) = 0 \quad (3.6.2)$$

eller

$$\pi_1 = T/l_i \phi \sigma_t = G(\pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6, \pi_7, \pi_8, \pi_9) \quad (3.6.3)$$

Specielt fås, at hvis $\pi_2 - \pi_9$ holdes konstante i en forsøgsserie, skulle π_1 blive konstant.

At π_1 er valgt til $T/l_i \phi \sigma_t$ i stedet for til $T/l_i \phi \sigma_c$ skyldes en bedre korrelation mellem T og σ_t end mellem T og σ_c for forsøgsserierne med mange resultater.

Som det ses optræder hoveddarmeringens flydespænding ikke mellem de

valgte parametre. Dette skyldes, at der ikke optrådte flydning af hovedarmeringen i de forsøg som behandles her.

Tolkningen af forsøgsresultaterne kommer nu til at bestå af en analyse af π_1 's afhængighed af $\pi_2 - \pi_9$. Beskrivelsen er valgt simpelt muligt, således er f.eks. sammenhængen mellem π_1 og π_3 valgt til $\pi_1 = K \times \pi_3$, idet de ved forsøgene fundne variationer af π_3 ikke retfærdiggør en mere forfinet beskrivelse.

3.6.1 π_1 som funktion af π_3

I tabel 2-1 til 2-10 er for hvert prøvelegeme beregnet værdierne af de dimensionsløse parametre π_1 og π_3 , samt forholdet $K = \pi_1/\pi_3 = T \times \sigma_c / l_i \times \phi \times \sigma_t^2$, og på figur 5-1 til 5-9 er resultaterne afbildet. Ved anvendelse af fejlophobningsloven på udtrykket for K fås den relative standardafvigelse på K til

$$\frac{s(K)}{K} = \sqrt{\left(\frac{s(T)}{T}\right)^2 + \left(\frac{s(\sigma_c)}{\sigma_c}\right)^2 + \left(\frac{s(l_i)}{l_i}\right)^2 + \left(\frac{s(\phi)}{\phi}\right)^2 + \left(2 \times \frac{s(\sigma_t)}{\sigma_t}\right)^2} \quad (3.6.4)$$

Heraf ses, at en stor relativ standardafvigelse på betonstyrkerne og specielt på spaltetrækstyrken vil give anledning til en stor relativ standardafvigelse på K . Af (3.6.4) fås variansen K_1, σ^2 , til:

$$\sigma^2 = s^2(K) = \left[\left(\frac{s(T)}{T}\right)^2 + \left(\frac{s(\sigma_c)}{\sigma_c}\right)^2 + \left(\frac{s(l_i)}{l_i}\right)^2 + \left(\frac{s(\phi)}{\phi}\right)^2 + \left(2 \frac{s(\sigma_t)}{\sigma_t}\right)^2 \right] \cdot K^2 \quad (3.6.5)$$

som viser, at det ikke kan antages, at variansen, inden for en forsøgsserie hvor σ_c og σ_t varierer, er konstant. Grundlaget for en variansanalyse er således ikke tilstede. I stedet benyttes følgende fremgangsmåde. For hvert prøvelegeme beregnes af (3.6.5) et skøn over variansen, σ_i^2 , på den ved det i'te forsøg bestemte værdi K_i , idet $s(\sigma_c)/\sigma_c$ og $s(\sigma_t)/\sigma_t$ er bestemt ved forsøgene, og det skønnes, at $s(T)/T = 0.01$, $s(l_i)/l_i = 0.025$ og $s(\phi)/\phi = 0.01$.

Ud fra samtlige værdier i en forsøgsserie beregnes middeltallet \bar{K} . Da størrelserne $K_i - \bar{K} / \sigma_i$ er normerede normalfordelte variable, fås, at kvadratsummen:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^N \left(\frac{K_i - \bar{K}}{\sigma_i} \right)^2$$

er χ^2 -fordelt med $N-1$ frihedsgrader, se fx Hald p.212. Man kan således ved beregning af χ^2 for hver forsøgsserie teste, om de ved forsøgsserien bestemte værdier af K på et givet signifikansniveau kan antages at stamme fra samme population. I tabel 2-12 er for de enkelte serier angivet middeltallet \bar{K} , den relative standardafvigelse på \bar{K} , $\delta_{\bar{K}}$, samt om ovennævnte hypotese kan accepteres.

På figur 5-1 til 5-9 er der for hver serie bestemte rette linier $\pi_1 = \bar{K} \times \pi_3$ indtegnet med fuldt optrukket streg. Det ses, at de to serier, for hvilke hypotesen om samme middelværdi \bar{K} må forkastes (serie 132 og 192) udmærker sig ved, at et sæt værdier fra en enkelt prøvedag ligger et stykke fra de øvrige punkter. De to prøver i serie 192, som således falder uden for, har en meget stor relativ standardafvigelse på σ_t , nemlig 16.6%, hvilket måske kan forklare den observerede afvigelse. De to prøver, som falder uden for i serie 132, har ikke en speciel høj relativ standardafvigelse, så den observerede afvigelse kan ikke forklares ad denne vej.

For de øvrige serier ses at der tilsyneladende ikke er systematiske afvigelser fra de beregnede linier. Det må således konkluderes, at sammenhængen mellem de to dimensionsløse parametre $\pi_1 = T/l_1 \phi \sigma_t$ og $\pi_3 = \sigma_t / \sigma_c$ med rimelighed kan udtrykkes som: $\pi_1 = K \times \pi_3$.

3.6.2 π_1 som funktion af π_2

Som det fremgår af tabel 1-1, appendiks E, er den eneste parameter, som er varieret mellem serie 130 og 190, mellem serie 131, 191 og 261, og mellem serie 132, 192 og 262, indstøbningslæng-

den, dvs. π_2 , som antager værdierne 8, 12 henholdsvis 16 for de nævnte serier. Idet π_1 's afhængighed af π_3 i afsnit 3.6.1 blev fundet til $\pi_1 = \bar{K} \times \pi_3$, fås π_1 's afhængighed af π_2 ved at sammenholde de i tabel 2-12 bestemte værdier af \bar{K} .

På figur 6-1 er samtlige resultater fra serie 130 og serie 190 optegnet i samme figur. På et 95%'s signifikansniveau kan det ikke afvises, at de i tabel 2-12 fundne værdier af \bar{K} for de to serier er identiske, hvorefter resultaterne kan sammenfattes til:

$$\pi_1 = \bar{K} \times \pi_3 = 100.3 \times \pi_3 \quad \text{for } \pi_2 = 8 \text{ eller } 12 \quad (3.6.6)$$

Den relative standardafvigelse på \bar{K} blev 15.4%.

På figur 6-1 er vist den fælles rette linie, og det kan ses, at på nær to resultater fra serie 190 synes der ikke at være systematiske afvigelser fra den rette linie.

På figur 6-2 er samtlige resultater fra serie 131, 191 og serie 261 vist. På et 95%'s signifikansniveau kan det ikke afvises, at de i tabel 2-12 fundne værdier af \bar{K} for serie 131 og serie 192, er identiske, hvorefter man for serie 131 og 191 samlet får:

$$\pi_1 = \bar{K} \times \pi_3 = 117.4 \times \pi_3 \quad \text{for } \pi_2 = 8 \text{ eller } 12 \quad (3.6.7)$$

Den relative standardafvigelse på \bar{K} bliver 7.4%.

Af figuren ses at resultaterne grupperer sig rimeligt omkring den fælles rette linie. Det ses også, at tre af de fem resultater fra serie 261 ligger markant lavere, og på et 95%'s signifikansniveau må det da også afvises, at den for serie 261 fundne værdi af \bar{K} er identisk med den for serie 131 og serie 191 fundne, således at man får:

$$\pi_1 = \bar{K} \times \pi_3 = 77.6 \times \pi_3 \quad \text{for } \pi_2 = 16 .$$

På figur 6-3 er samtlige resultater fra serie 132, serie 192 og serie 262 indtegnet. På et 95%'s signifikansniveau kan det ikke

afvises, at de i tabel 2-12 fundne værdier af \bar{K} for de tre serier er identiske, og samlet fås:

$$\pi_1 = \bar{K} \times \pi_3 = 126.0 \times \pi_3 \quad \text{for } \pi_2 = 8, 12 \text{ eller } 16 \quad (3.6.8)$$

Den relative standardafvigelse på \bar{K} bliver 29.5%. På figuren er den fælles rette linie optegnet, og det ses, at i dette tilfælde er grupperingen omkring linien ikke så god. Det skal også bemærkes, at serie 262 strengt taget indeholder for få værdier til, at det ikke kan afvises, at man også her ville få en anden afhængighed.

Sammenfattende kan det konkluderes, at for serie 130, 190, 131, 191, 132, 192 og serie 262 kan π_1 udtrykkes som $\pi_1 = \bar{K} \times \pi_3$, hvor \bar{K} ikke afhænger af π_2 . For serie 261 er \bar{K} signifikant lavere end for serie 131 og 191.

3.6.3 π_1 som funktion af π_4

På figur 7-1 er vist de i afsnit 3.6.1 og 3.6.2 fundne værdier af \bar{K} som funktion af π_4 , som er den eneste parameter, der varierer mellem serierne 130, 131, 132, 133, 190, 191, 192 og 262, idet det i afsnit 3.6.2 blev vist, at \bar{K} ikke varierede med π_2 . π_4 antager de i tabel 1-1 angivne værdier. Af figuren ses at \bar{K} vokser med voksende værdier af π_4 samt, at denne variation kan beskrives ved en ret linie. Ved en regressionsanalyse på samtlige værdier fra serie 130, 131, 132, 133, 190, 191, 192 og 262 fås:

$$\bar{K} = 86.9 + 28.7 \times \pi_4$$

På et 95%'s signifikansniveau kan det ikke afvises, at regressionskurven er retliniet.

På figur 7-1 er regressionslinien optegnet.

I alt fås altså, at π_1 for de nævnte serier kan skrives:

$$\pi_1 = G(\pi_2, \pi_3, \pi_4) = (86.9 + 28.7 \times \pi_4) \times \pi_3 \quad (3.6.9)$$

På figur 5-1 til figur 5-9 er denne sammenhæng vist med brudt linie, og det ses, at overensstemmelsen stort set er pæn.

3.6.4 π_1 som funktion af π_5 og π_6

For serie 13H og 19H er $\pi_6 = 40/16 = 2.5$ mod $50/16 = 3.125$ ved de øvrige forsøg, og for serie 13V og 19V er $\pi_5 = 15/16 = 0.938$ mod $24/16 = 1.50$ ved de øvrige forsøg. I tabel 2-10 er beregnet værdierne af \bar{K} , og på figur 7-2 er resultaterne indtegnet sammen med den af ligning (3.6.9) bestemte rette linie.

På et 95%'s signifikansniveau kan det ikke afvises, at resultaterne fra serie 13H og 19H kan stamme fra samme population, således at man for disse to serier får $\bar{K} = 82.9$ med en relativ standardafvigelse på 13.0%. Ligeledes kan det ikke afvises, at resultaterne fra serie 13V og 19V kan samles; og for disse to serier fås $\bar{K} = 72.8$ med en relativ standardafvigelse på 1.9%. Derimod må det afvises, at såvel serie 13H og 19H som serie 13V og 19V kan antages at stamme fra samme population som serie 131 og serie 191. Dette ses også af figur 7-2, hvor resultaterne ligger markant lavere end den rette linie. I den sammenhæng skal det bemærkes, at værdien af π_3 for serie 13H, 13V, 19H og 19V er højere end nogen af de i serie 131 og serie 191 fundne, således at der er tale om en ekstrapolation af resultaterne fra serie 131 og serie 191 ved sammenligningen.

De fundne resultater i serie 13H, 13V, 19H og 19V tillader ikke en nøjere analyse af parametrene π_5 og π_6 's indflydelse på forsøgsresultaterne, men det kan altså ikke på det foreliggende grundlag konkluderes, at disse parametre ingen betydning har.

3.7 Forsøg med prøvelegemer med tværarmering

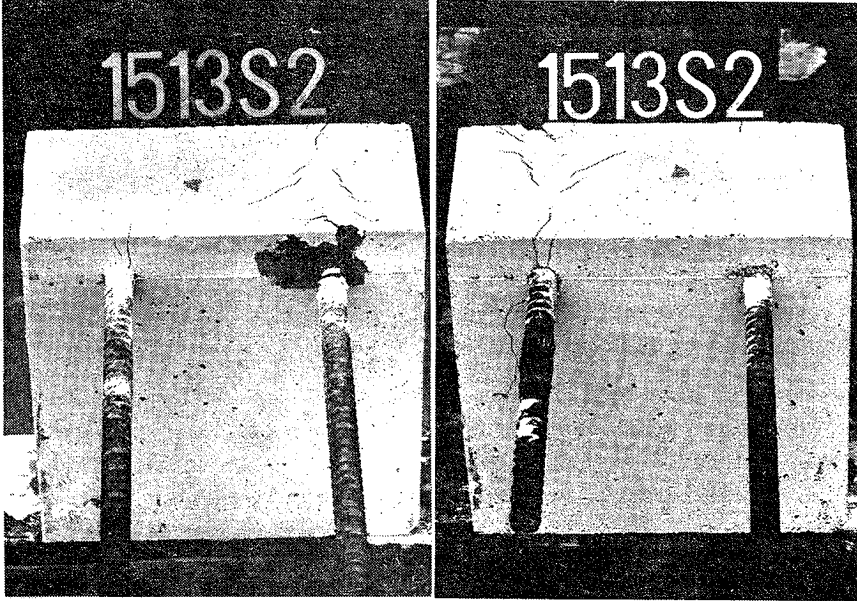
For at undersøge indflydelsen af tværarmering i form af bøjler langs indstøbningslængden er udført 32 enkeltforsøg. Prøvelegemerne blev udformet på samme måde som tidligere beskrevet, blot er indlagt en tværarmering i form af lukkede bøjler, se appendix A. Forsøgene er opdelt i 3 underserier med seriebetegnelserne 13M, 19 M og 13S. I tabel 3-1 er givet en oversigt over de 3 serier med angivelse af hovedparametrene.

Det til bøjlerne benyttede stål har følgende flydespænding: for stål med $\phi_b = 4.19$ mm er $\sigma_{0.2} \approx 195$ MPa og for stål med $\phi_b = 6$ mm er $\sigma_{0.2} \approx 330$ MPa. Denne forskel er ikke tilsigtet, men var desværre undgåelig. De i litteraturstudiet omtalte forsøg af Efsen, se [57-2] og afsnit 2.5.5, syntes dog at antyde, at tværarmeringens flydespænding ikke har nogen indflydelse på udtrækskraftens størrelse. Ved op-hugning af prøvelegemerne efter forsøgene konstateredes, at bøjlearmeringen tilsyneladende ikke havde været udsat for flydning på nær den forreste bøjle mod træksiden, som i visse tilfælde var bøjet hen imod træksiden. I intet tilfælde forekom brud i tværarmeringen.

Dannelsen af revner og udviklingen af revnebilledet forløb i store træk som beskrevet for prøvelegemer uden tværarmering, se afsnit 3.4. Der syntes dog at være en tendens til at der oftere opstod revner gennem dæklaget under hovedarmeringen på den ubelastede side af prøvelegemet.

Revnebilledet på vederlagsfladen efter brud lignede også det i afsnit 3.4 beskrevne med den forskel, at dæklaget ikke blev nær så kraftigt ødelagt, som tilfældet var for nogle af prøvelegemerne uden tværarmering.

Selve forankringsbruddet havde et roligere forløb, d.v.s. hovedarmeringen blev langsomt trukket ud af betonen under faldende last.



Prøvelegeme set fra træksiden. Prøvelegeme set fra fri ende.

Fig. 3.7-1: Prøvelegeme efter brud og aflastning.

3.7.1 Behandling af brudlaste

I appendix E, tabel 3-2 til 3-4 er angivet de målte brudlaste for samtlige prøvelegemer med tværrarmering. Forsøgsresultaterne er søgt behandlet analogt med behandlingen af forsøgsresultaterne for prøvelegemer uden tværrarmering.

3.7.2 τ_{\max} - analyse

I tabel 3-2 til 3-4 er angivet de efter ligning (2.1.4) beregnede værdier af τ_{\max} og på fig. 8-1 til 8-6 i appendix F er τ_{\max} afbildet som funktion af σ_c henholdsvis σ_t . De med Δ angivne forsøgsresultater er ikke medtaget i den videre analyse, idet prøvelegemerne var dårligt vibreret.

På figurerne er endvidere indtegnet de i tabel 2-11 angivne regressionskurver, idet serie 13M og 13S svarer til serie 131, og serie 19M svarer til serie 191 på nær tværrarmeringen. Som det ses af figuren, er der forholdsvis stor spredning på resultaterne. For serie 13M og 19M er der en tendens til, at tværrarmeringen bevirker en øgning af τ_{\max} , og for serie 13S er denne tendens helt klar.

Den store spredning berettiger ikke til en forfinet statistisk analyse, men der er forsøgt indlagt en ret linie på formen $\tau_{\max} = A + B \times \sigma_c$ henholdsvis $\tau_{\max} = C + D \times \sigma_t$. For hældningerne B og D er benyttet de i afsnit 3.5.3 fundne værdier, hvorefter værdierne af A og C er bestemt efter mindste kvadraters metode. Resultaterne fremgår af tabel 3-5, hvor der til sammenligning er givet de tilsvarende værdier for serierne 131 og 191. Forsøgsresultaternes store spredning kommer klart til udtryk i de store relative standardafvigelser. Det skal bemærkes, at der i alle tre forsøgsserier optræder resultater, hvor betonprøvningen gav en usædvanlig stor relativ standardafvigelse på σ_t . I figur 8-1 til 8-6 er de fundne rette linier indtegnet. Det ses, at kurverne med rimelighed kan beskrive forsøgsresultaterne, hvorfor det kan konkluderes, at også for prøvelegemer med tværrarmering beskrives vedhæftningsforskydningsspændingernes variation med betonstyrken ved en retliniet afhængighed.

3.7.3 Tværarmeringens indflydelse på τ_{max}

Af tabel 3-5 ses også, at koefficienterne A og C for serie 13M og 19M er af samme størrelsesorden, mens de tilsvarende koefficienter for serie 13S er markant større. Idet den eneste parameter - bortset fra betonstyrken, hvis indflydelse der er gjort rede for - der er varieret mellem serie 13M og 13S, er mængden af tværarmering langs indstøbningslængden, må forskellen på de fundne koefficienter skyldes denne parameter. Som mål for mængden af tværarmering er valgt den dimensionsløse størrelse $n \times \phi_b / l_i$, hvor n er antallet af bøjler langs indstøbningslængden, og ϕ_b er bøjlernes nominelle diameter. I figur 8-7 og 8-8 er vist sammenhørende værdier af A, henholdsvis C, og $n \times \phi_b / l_i$. I figurerne er også medtaget værdierne fra serie 19M samt fra serierne 131 og 191. Af figurerne ses, at fx en retliniet ekstrapolation til $n \times \phi_b / l_i = 0$ ikke giver resultater svarende til serierne 131 og 191, for hvilke $n \times \phi_b / l_i$ er lig 0. På det foreliggende grundlag må det altså konkluderes, at der er en nedre grænseværdi for indflydelsen af tværarmeringen, således at tværarmeringen ingen indflydelse har, hvis mængden er mindre end denne grænseværdi. Dette er helt i overensstemmelse med det af Efsen [57-2] ved udtræksforsøg med prismer fundne resultat.

Til at beskrive koefficienterne A og C's variation med $n \times \phi_b / l_i$ er valgt en ret linie af formen $A = \alpha \times n \times \phi_b / l_i$, henholdsvis $C = \beta \times n \times \phi_b / l_i$. α og β er beregnet ved vægtede gennemsnit og bliver:

$$\alpha = 78.0 \text{ MPA} \qquad \beta = 55.4 \text{ MPA}$$

Ved beregningen er resultaterne for serie 19M medtaget, dvs. at de i tabel 3-5 angivne forskelle på koefficienterne A og C mellem serie 13M og 19M antages at stamme udelukkende fra forskellen på mængden af tværarmering.

Efter denne analyse kan τ_{max} altså beskrives ved følgende sammenhænge:

$$\tau_{max} = 78.0 \times \frac{n \times \phi_b}{l_i} + 0.179 \times \sigma_c \qquad (\text{MPa}) \qquad (3.7.1)$$

eller

$$\tau_{\max} = 55.4 \times \frac{n \times \phi_b}{l_i} + 2.45 \times \sigma_t \quad (\text{MPa}) \quad (3.7.2)$$

Af ligning (3.7.1) fås den nedre grænseværdi til $n \times \phi_b / l_i = 0.064$, og af ligning (3.7.2) til $n \times \phi_b / l_i = 0.063$. Ligningerne gælder for $l = 8\phi$ og 12ϕ samt $R/2T = 1.0$.

3.7.4 Dimensionsløs analyse af forsøgsresultater

I tabel 3-2 til 3-4, appendix E, er angivet værdierne af de dimensionsløse parametre $\pi_1 = T/l_i \phi \sigma_t$ og $\pi_3 = \sigma_t / \sigma_c$. På figur 8-9 til 8-11 er resultaterne vist grafisk, og de i afsnit 3.6.1 fundne rette linier er indtegnet. Forsøgsresultaternes store spredning ses tydeligt, og på grund af denne opgives en videre behandling af forsøgsresultaterne.

3.8 Deformationsforhold

3.8.1 Behandling af forsøgsresultater

For at få en ide om deformationsforholdene blev slippet, som defineret i afsnit 2.1, målt ved såvel den belastede som ved den frie ende af de indstøbte hovedarmeringsstænger. Vedrørende den benyttede måleteknik, se appendix D.

Som forklaret i appendix D var resultaterne for slippet ved den belastede ende ikke tilfredsstillende, hvorfor kun slippet ved den frie ende, i det følgende blot benævnt slippet, vil blive omtalt.

Et nærmere studium af de målte slipkurver viser, at de to kurver for de to hovedarmeringsstænger i et prøvelegeme følges pænt ad under forsøget, hvilket også var at vente, idet kraften i de to armeringsstænger meget nær var identisk. Det viser sig yderligere, at kurverne for armeringsstænger i prøvelegemer støbt samtidigt og prøvet under identiske forsøgsbetingelser også følges pænt ad. En kurve over middelværdier af de normalt ialt 4 målte slipkurver skulle således være repræsentativ. På figur 9-1 til 9-10 appendix E, er vist de midlede kurver fra forsøg med indstøbningslængder $l_i = 128$ mm og 192 mm.

3.8.2 Generel omtale af slipkurver

Af de viste slipkurver ses, at belastningen skal nå en vis størrelse før slippet bliver måleligt ved den frie ende. Dette kan forklares ved, at belastningen helt optages langs en del af indstøbningslængden ved lave belastningsintensiteter.

Det ses også, at slipkurverne tilsyneladende er krumme fra de bliver målelige indtil brud indtræder. Ved forsøgene blev lasten påført trinvis, og blev holdt konstant i tiden mellem lasttrinene. Slippet blev målt såvel umiddelbart efter påførslen af et lasttrin som umiddelbart før påførslen af næste lasttrin. Denne belastningshistorie kommer til udtryk i de målte slipkurver som en form for krybning, idet slippet øges under konstant last (de vandrette stykker af slipkurverne). Der er ikke udført forsøg med aflastning, hvorfor det ikke er muligt at afgøre, om de målte deformationer er reversible. Ved lave belastningsintensiteter holdt tilvæksten i slippet under konstant last

op i løbet af højst 10 min., men dette var ikke tilfældet ved belastninger nær brudlasten. Det aktuelle tidsforløb af tilvæksten i slippet er ikke analyseret nærmere. Hvis slipmålinger skal benyttes som basis for en angivelse af forankringsstyrker bør belastningshistorien for forsøgene nøje foreskrives for at få konsistente resultater.

3.8.3 Indflydelse af de forskellige parametre på slippet

Det ses, at slipkurverne bliver stejlere, samt at der er en tendens til, at slippet målt umiddelbart efter påsættelse af næstsidste lasttrin bliver mindre når betonstyrken øges. Umiddelbart kan det være svært at se nogen tendens for indflydelsen af de øvrige varierede parametre. For at få en ide om indflydelsen, er valgt at analysere værdierne af den belastning, $T_{0.1}$, som netop giver et slip på 0.1 mm. Værdierne af $T_{0.1}$ er bestemt på basis af de digitale slipkurver, om nødvendigt ved interpolation. I tabel 4-1 til tabel 4-10, appendix E, er angivet værdierne af $T_{0.1}$ fra de fleste af forsøgene. For hvert forsøg er givet to værdier svarende til de to hovedarmeringsstænger. Hvor et slip på 0.1 mm ikke blev opnået inden forankringsbrud indtådte, er anført -1 i tabellerne. I tabellerne for serierne 190, 191, 192 og 19M er endvidere anført middelværdierne af $T_{0.1}$ red beregnet som de målte værdier reduceret i forhold til indstøbningslængderne, d.v.s. $T_{0.1 \text{ red}} = T_{0.1} \times (128/192)$.

For hver af forsøgsserierne er beregnet korrelationskoefficienterne $K(\sigma_c, T_{0.1})$ og $K(\sigma_t, T_{0.1})$ mellem henholdsvis σ_c , σ_t og $T_{0.1}$. Resultaterne fremgår af tabel 4-11. Da korrelationen mellem σ_t og $T_{0.1}$ i de fleste tilfælde er bedst, er det valgt at foretage den videre analyse på sammenhængen mellem σ_t og $T_{0.1}$.

I tabel 4-11 er endvidere angivet værdierne af M og N fundet ved at antage en retliniet sammenhæng og benytte mindste kvadraters metode. For serierne med indstøbningslængde 192 mm er benyttet de reducerede værdier. På figur 9-11 og 9-12 er M og N vist som funktion af henholdsvis indstøbningslængden og R/2T-forholdet for serierne uden tværarmering. Som det ses, er der ikke nogen klare tendenser for variationerne og på grundlag heraf må det konkluderes, at parametren $T_{0.1}$ ikke er velegnet til brug ved beskrivelsen af slippets afhængighed af de varierede parametre. Da slipkurverne som nævnt er

krumme helt fra begyndelsen er det også klart, at punktet svarende til et slip på 0.1 mm kan være placeret på principielt forskellige dele af kurven for de forskellige prøvelegemer/serier. En bedre beskrivelse af slipkurverne kunne måske fås ved at benytte en tangent eller sekanthældning samt eventuelt størrelsen af den kraft, der netop får slippet til at slå igennem. Denne sidste størrelse skulle i givet fald bestemmes ved en tilbageskæring. Imidlertid vil en sådan beskrivelse kræve en omfattende numerisk analyse af resultaterne som tiden ikke tillader.

I de forrige afsnit er redegjort for indflydelsen af indstøbningslængden m.v. på forankringsbrudlasten. Da denne indflydelse ikke klart kommer til udtryk i variationer i $T_{0.1}$ må det også konkluderes, at $T_{0.1}$ ikke er velegnet som et udtryk for forankringsstyrken, jvf. 2.5.3.

3.9 Kraftforløb langs indstøbningslængden

For at bestemme kraftforløbet langs indstøbningslængden benyttes den i appendix D beskrevne måleteknik. Som omtalt sammesteds blev de i armeringsstængerne monterede strain gages kalibreret i en prøvemaskine inden armeringsstængerne blev indstøbt i prøvelegemerne. Måleresultaterne kan således direkte omsættes til kraftudtryk.

I forbindelse med måleteknikken skal specielt omtales to forhold. Det første er bestemmelsen af de enkelte strain gages placering i det færdige betonprøvelegeme. Ved forsøgene blev denne bestemt ved først at måle de enkelte gages relative placering, efter at gagene var hæftet sammen ved deres bærelag og indstøbt i Araldit. Efter at hele rækken af gages var monteret i armeringsstangen, målttes afstanden fra den første gage til et mærke på armeringsstangen. Sluttelig blev afstanden fra dette mærke til prøvelegemets endeflade målt inden forsøget. Som man vil forstå, giver denne metode anledning til en vis usikkerhed i lokaliseringen af de enkelte strain gages langs indstøbningslængden. En del af denne usikkerhed kunne måske elimineres ved at røngtenfotograferer armeringsstangen inden indstøbningen i betonprøvelegemet. Det andet forhold er de benyttede strain gages længde, som, for prøvelegemerne med den korteste indstøbningslængde, udgør ca. 1/8 af denne. Kortere gages var måske en løsning, men når det betænkes, at armeringsstangen er forkammet og indstøbt i beton, er der dog grænser for, hvor korte strain gages der bør benyttes.

I alt blev kraftforløbet bestemt ved 19 forsøg, udvalgt således, at de ekstreme kombinationer af forsøgsparametre dækkedes bedst muligt.

I det følgende skal, som eksempel, resultaterne fra prøvelegeme 4513M2 omtales nærmere.

Indstøbningslængden var 126 mm, prøvelegemet var forsynet med en moderat tværarmering i form af tre bøjler R4.19 (se appendix A), betoncylindertrykstyrken var 39.3 MPa og R/2T var lig 1.0 under forsøget.

På figur 10-1 er spændingsforløbet langs indstøbningslængden vist for værdier af spændingen i armeringsstangen ved den belastede ende op til ca. 160 MPa, og på figur 10-2 op til ca. 385 MPa svarende til brudlasten. Brud skete ved udtrækning af den anden armeringsstang.

Af figur 10-1 ses, at for $\sigma < \text{ca. } 80 \text{ MPa}$, svarende til ca. 20% af brudlasten, er spændingerne i armeringsstangen langs den sidste del af ind-

støbningslængden mod den frie ende forsvindende ($< \text{ca. } 1 \text{ MPa}$), dvs. at kraften optages helt langs den første del af indstøbningslængden. I overensstemmelse hermed er de målte slip ved den frie ende forsvindende ($< 0.005 \text{ mm}$) i dette spændingsinterval. Vedhæftningsforskydningsspændingerne må være fordelt langs indstøbningslængden som skitseret på figur 10-3, kurve 1.

I intervallet fra 80 til 160 MPa, svarende til 40% af brudlasten, har spændingsforløbet et S-formet udseende, hvilket betyder, at forskydningsspændingerne er størst langs den midterste del af indstøbningslængden, således som antydnet på figur 10-3, kurve 2. Når kraften øges forskydes forskydningsspændingernes maksimalpunkt mod den frie ende.

For spændinger over ca. 160 MPa ved den belastede ende er spændingsforløbet svagt krummende langs ca. den første fjerdedel af indstøbningslængden regnet fra den belastede ende. Derefter aftager spændingerne næsten retliniet over et langt stykke. Langs det sidste, korte stykke af indstøbningslængden aftager spændingerne brat til 0. Dette betyder, at forskydningsspændingerne må være fordelt som antydnet på figur 10-3, kurve 3.

Det bemærkes i øvrigt, at der tilsyneladende ikke er bratte spring i spændingsforløbet, dvs. den indstøbte armeringsstang aflaste ikke ved passage af en bøjle.

Det her beskrevne spændingsforløb er, naturligvis med andre grænser for de forskellige spændingsintervaller, typisk for alle de udførte målinger, se figur 10-4 og 10-5, hvor udvalgte kurver er vist. Spændingerne er gjort dimensionsløse ved division med spændingen ved den belastede ende og optegnet for forskellige værdier af denne angivet i procent af spændingen svarende til brudlasten. Indstøbningslængden er scalet ved multiplikation med 200 mm/l_1 .

I tabel 5-1 og 5-2 er for prøvelegemerne 151902 og 4513M2 angivet målte værdier af spændingerne σ i hovedarmeringsstangen langs indstøbningslængden for forskellige lasttrin. For placeringen x er benyttet afstanden fra den frie ende til midten af hver strain gage. Endvidere er vedhæftningsforskydningsspændingerne τ beregnet ved numerisk differentiation. I de indre punkter er benyttet en centraldifferenstilnærmelse og i endepunkterne fremad henholdsvis tilbagegående differenstilnærmelser. Der er benyttet specielle formler, som ikke skal udledes her, for at tage hensyn til at målepunkterne ikke er

ækvidistant beliggende. På figur 10-6 og 10-7 er udvalgte τ -fordelinger optegnet, jævnfør figur 10-3. Målingerne fra de øvrige prøvelegemer er p.g.a. tidsnød ikke behandlet.

På basis af de her omtalte målinger kan følgende konkluderes:

- vedhæftningsforskydningsspændingerne τ er ikke jævnt fordelt langs indstøbningslængden, heller ikke i brudøjeblikket
- der sker ingen aflastning af hovedarmeringsstangen ved en tværarmeringsstang som f.eks. en bøjle
- det ser ud til, at τ_{\max} målt et givet sted langs indstøbningslængden er afhængig af afstanden fra den fri ende, således at τ_{\max} kan antage de største værdier ved den fri ende
- der er tilsyneladende ikke tale om nogen "lynlås" effekt, hvor τ opnår en vis, af indstøbningslængden uafhængig, værdi for dernæst at falde til en lavere værdi, når kraften i armeringsstangen stiger.

På basis af disse konklusioner må det formodes, at eventuelle "arbejdskurver", dvs. sammenhørende værdier af τ og slippet g , bestemt ved udtræksforsøg med kort indstøbningslængde, ikke kan benyttes til bestemmelse af spændingsfordelingen langs en armeringsstang med lang indstøbningslængde.

3.10 Sammenligning med forsøg udført af andre.

Med de i denne forsøgsrapport benyttede værdier af vederlagstryk m.v. er det konstaterede forankringsbrud et glidningsbrud, dog specielt ved beskedne vederlagstryk kombineret med en omfattende ødelæggelse af dæklaget. Denne brudform er i god overensstemmelse med, hvad der er beskrevet i litteraturen, se f.eks. Untrauer [65-5] og Rathkjen [71-3]. De i afsnit 2.5.4 beskrevne brudformer, hvor dæklaget afsprænges, synes således mest at forekomme, hvor der ikke er noget vederlagstryk, f.eks. ved stød og afkorting af hovedarmeringen, eller hvor der er tætliggende armeringsstænger.

Den lineære afhængighed mellem vedhæftningsforskydningsspændingerne τ_{\max} ved brud og betonstyrken, specielt spaltetrækstyrken, er svær at sammenligne med andres forsøg, idet spaltetrækstyrken oftest ikke er bestemt. I øvrigt kan den af flere benyttede afhængighed mellem τ_{\max} og $\sqrt{\sigma_c}$ inden for et passende interval erstattes af en lineær sammenhæng, uden at forskellen overstiger 2-4%, hvilket er beskedent i forhold til forsøgsusikkerhederne.

Vedrørende τ_{\max} 's afhængighed af indstøbningslængden er som nævnt i afsnit 3.5.3 fundet, at en ændring fra $l_i = 8 \phi$ til 12ϕ ingen indflydelse havde, mens τ_{\max} falder, når l_i øges til 16ϕ , hvilket svarer meget godt til det i litteraturen refererede.

Vedrørende vederlagstrykkets indflydelse er der som nævnt i afsnit 2.5.6 ikke mange resultater i litteraturen, men på basis af en delforsøgsserie beskrevet i Rathkjen, [72-3], er i tabel 6-1 lavet en sammenligning mellem forsøgsresultater og værdier af τ_{\max} beregnet efter formel 3.5.4.2. Prøvelegemerne er af den type, som er vist på fig. 2.3-3a med to hovedarmeringsstænger af kamstål K10 og med $l_i/\phi = 12$. Som det ses af tabellen ligger de målte værdier af τ_{\max} generelt lavere end de beregnede måske med en tendens til, at formel 3.5.4.2 overvurderer udtrækstyrken ved lave R/2T forhold. Da der imidlertid er forskel på armeringskvaliteten m.h.t. kamudformning, er en yderligere sammenligning vanskelig. Det skal desuden bemærkes, at beton-

styrkerne i [72-3] er bestemt på cylindre \varnothing 10 x 20 cm, men de opgivne værdier af σ_t er benyttet direkte uden forsøg på omregning til værdierne gældende for cylindre \varnothing 15 x 30 cm.

Med hensyn til indflydelsen af tværarmering langs indstøbningslængden er der her fundet, at der skal en vis mængde til, før der er en gunstig virkning. Dette forhold er tidligere observeret af Efsen, [57-2], ved forsøg med spiralarmerede overlappingsstød. I [57-2] benyttes et andet udtryk for tværarmeringsmængden, således at sammenligning mellem grænseværdierne ikke umiddelbart kan foretages. Rathkjen, [72-3], benytter et tredje udtryk for tværarmeringsmængden og finder modsætningsvis, at en ekstrapolation til ingen tværarmering giver større udtræksstyrke end fundet ved forsøg uden tværarmering. Til gengæld finder Rathkjen en øvre grænse for mængden af tværarmering, således at brudformen ændres fra et udtrækningsbrud til et brud i et vandret snit ca. i niveau med hovedarmeringen, når tværarmeringsmængden er tilstrækkelig stor. Det skal dog bemærkes, at der ved forsøgene med kraftig tværarmering er benyttet bøjler, som helt omslutter hovedarmeringsstængerne uden at være ført op i trykzonen.

4. SAMMENFATTENDE KONKLUSION

På basis af de i denne rapport beskrevne forsøg og med de begrænsninger, der ligger i forsøgenes omfang, kan sammenfattende konkluderes:

- der er udviklet en forsøgsmetodik, som tillader en systematisk variation af de forskellige parametre, og således at de ønskede resultater direkte måles.
- som et udtryk for en forkammet armeringsstangs forankringsstyrke ved et vederlag kan benyttes vedhæftningsforskydningsspændingerne τ_{\max} beregnet, som om de var jævnt fordelt over den indstøbte overflade.
- τ_{\max} kan regnes uafhængig af indstøbningslængden l_i , når denne øges fra 8 \emptyset til 12 \emptyset , mens τ_{\max} bliver mindre ved $l_i = 16 \emptyset$.
- τ_{\max} vokser med voksende betonstyrke.
- sammenhængen mellem τ_{\max} og betonstyrken, bedst udtrykt ved spaltetrækstyrken, kan beskrives ved en retliniet sammenhæng.
- τ_{\max} vokser med voksende vederlagsreaktion.
- sammenhængen mellem τ_{\max} og vederlagsreaktionen, udtrykt ved forholdet mellem denne og den totale kraft i hovedarmeringen, dvs R/2T-forholdet, kan beskrives ved en retliniet sammenhæng.
- der er ikke konstateret nogen indflydelse på τ_{\max} fra ændringer af dæklaget, hvilket kan hænge sammen med, at de observerede forankringsbrud har karakter af glidningsbrud.
- når mængden af tværarmering er under en vis størrelse, har tværarmeringen ingen indflydelse på τ_{\max} .
- når mængden af tværarmering er over den kritiske mindsteværdi kan sammenhængen mellem τ_{\max} og tværarmeringsmængden beskrives ved en retliniet sammenhæng.
- der er udviklet en forsøgsmetodik, som tillader måling af kraftforløbet langs indstøbningslængden, uden at armeringsstangens forankringsegenskaber berøres.
- ved målinger af kraftforløbet langs indstøbningslængden er kon-

stateret, at dette ikke er retliniet, således at de beregnede værdier af τ_{\max} kun er af formel karakter.

- de på basis af kraftforløbet beregnede vedhæftningsforskydnings-spændinger har et maksimum et stykke fra den belastede ende; dette maksimum forskydes mod den fri ende, når kraften øges og findes helt ved den fri ende, lige inden brud indtræffer.
- målinger af slippet ved den fri ende viser, at der ikke er en retliniet sammenhæng mellem slip og last, samt at deformationerne indeholder en momentan og en tidsafhængig del.
- en eventuel bestemmelse af forankringsstyrken på basis af deformationsmålinger er ikke hensigtsmæssig.

En udvidet behandling af resultaterne af slipmålingerne samt af målingerne af kraftforløbet langs indstøbningslængden ville i øvrigt være ønskelig.

Eventuelt fremtidigt arbejde bør foretages på følgende punkter:

- teoretiske analyser, f.eks. på basis af plasticitetsteorien.
- empiriske undersøgelser med benyttelse af det i denne rapport beskrevne prøvelegeme med variation af følgende parametre:
 - hovedarmeringens type, f.eks. Dansk Kamstål og Tentorstål, samt arrangement, f.eks. flere armeringsstænger og bundtet armering.
 - ændring af betonens spaltetrækstyrke uden samtidig ændring af trykstyrken, f.eks. ved anvendelse af fiberbeton.
 - simultan variation af tværarmeringsmængde og $R/2T$ - forhold.
 - undersøgelse af tidens indflydelse ved hjælp af dynamiske forsøg, hvilket den beskrevne forsøgsmetodik også burde kunne klare.

Sluttelig kan nævnes, at korrelationen mellem de ved den beskrevne forsøgsmetode og de ved bjælkeforsøg fundne forankringsstyrker bør undersøges, lige som en undersøgelse af korrelationen med forankringsfaktoren ξ efter DS 2082 ville være ønskelig.

5. LITTERATURFORTEGNELSE

- 49-1: Granholm, H. : Om sammensatta balkar och pelare med särskild hänsyn till spikade träkonstruktioner. Cth Handlinger Nr. 88, Göteborg 1949.
- 50-1: Clarck, A.P.: Bond of concrete reinforcement bars. ACI Journal, Vol. 46, 1950, p. 161-184.
- 51-1: Osterman, J.: Utdragsprovet. Betong. Stockholm 1951, p. 1-8.
- 52-1: Bernander, K.G.: Vidhäftningens beroende av kamarea och kamavstånd hos armeringsstål. Betong, Stockholm 1952, p. 1-17.
- 52-2: Mains, R.M.: Measurement of the distribution of tensile and bond stress along reinforcement bars. ACI Journal, Vol. 48, 1952, p.225-252.
- 53-1: Chamberlin, S.J.: Spacing of spliced bars in tension pull-out specimens. ACI Journal, Vol. 49, 1953, p. 261-274.
- 54-1: Ferguson, P.M. et al: Minimum bar spacing as a function of bond and shear strength. ACI Journal, Vol. 50, 1954. p. 869-887.
- 56-1: Larson, L.E.: Förankringsprov med Kam 60 och Kam 90. Betong, Stockholm 1956, p.183-200.
- 57-1: Chamberlin, S.J.: Spacing of reinforcement in beams. ACI Journal, Vol. 53, 1957, p. 113-134.
- 57-2: Efsen, A.: Spiral socket splices for deformed bars. Byggningsstatiska Meddelelser, Årgang XXVIII, Nr. 1, 1957.
- 57-3: Efsen, A.: Bond testing of reinforcing bars. Lab. for Bygningsteknik, DTH, Meddelelse Nr. 10, København, 1957.
- 57-4: Hillerborg, Å.: Förankringssäkerhet hos konstruktioner utan skjuvarmering. Nordisk Betong, Stockholm 1957, p.119-138.
- 57-5: Holmgren, L.: Slåta armeringsjärn med ändkrokar contra gleskammiga järn. Nordisk Betong, Stockholm 1957, p.209-220.
- 58-1: Clarck, A.P. et al: Proposed test procedure to determine relative bond value of reinforcing bars. ACI Journal, Vol. 54, 1958, p. 89-104.
- 58-2: Efsen, A.: Adhäsionsevnen for armeringsjern med overflade-deformationer. Nordisk Betong, Stockholm 1958, p. 321-324.
- 60-1: Holmberg, Å.: Studier rörande armeringsnäts hållfasthed och forankring. Tekniska Meddelande Nr. 7. Halmstads Järnverks AB, 1960.

- 61-1: Mathey, R.G. & Watstein, D.: Investigation of bond in beam and pull-out specimens with high-yield-strength deformed bars. ACI Journal, Vol. 57-2, 1961, p. 1071-1090.
- 61-2: Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, Berlin, 1961.
- 62-1: Ferguson, P.M. & Thompson, J.N.: Development length of high strength reinforcing bars in bond. ACI Journal, Vol. 59-2, 1962, p. 887-917.
- 62-2: Hansen, R.J. & Liepins, A.A.: Behaviour of bond under dynamic loading. ACI-Journal, Vol. 59-1, 1962, p. 563-582.
- 62-3: Tepfers, R.: Studium av förankrings- och sprickproblem hos balkar armerade med Ks 60. Institutionen för Byggnadsteknik, CtH, Göteborg, 1962.
- 63-1: Østlund, R.: Studium af bockningsradier och täckande betongskikt hos kamstål på spjälkningsrisken för armerade betongkonstruktioner. Stencileret manuskript, Stockholm, 1963.
- 64-1: Olesen, S.Ø.: Om forankring af armeringsjern, specielt med henblik på Tentorstål. Ingeniøren Nr. 7, p. 229-236, København 1964.
- 65-1: Berggren, L.: Utdragsprov med kort vidhäftningslängd. CtH, Examensarbete 65:2, Göteborg, 1965.
- 65-2: Brooms, B.B.: Crack width and crack spacing in reinforced concrete structures. ACI Journal, Vol. 62-2, 1965, p. 1237 - 1255.
- 65-3: Ferguson, P.M. et al: Pull-out tests on high strength reinforcing bars. ACI Journal, Vol. 62-1, 1965, p.933-950.
- 65-4: Ferguson, P.M. & Thompson, J.N.: Development length for large high strength reinforcing bars. ACI Journal, Vol. 62-1, 1965, p. 71-93.
- 65-5: Untrauer, R.E. & Henry, R.L.: Influence of normal pressure on bond strength. ACI Journal, Vol. 62-1, 1965, p. 577-586.
- 65-6: Welch, G.B. & Patten, B.J.: Bond Strength of reinforcement affected by concrete sedimentation. ACI Journal, Vol. 62-1, 1965, p. 251-264.
- 66-1: ACI Committee 408: Bond stress. The state of the art. ACI Journal, Vol. 63-2, 1966, p. 1161-1190.
- 66-2: Perry, E.S. & Thompson, J.N.: Bond stress distribution on reinforcing steel in beams and pull-out specimens. ACI Journal, Vol. 63-2, 1966, p.865-875.

- 66-3: Tepfers, R.: Undersökning av den efter momentkurven avkortade dragarmerings förankringsegenskaber. Rap. 66:4, CtH, Göteborg, 1966.
- 66-4: Svedin, J.: En metod för beräkning av sprickbredd och maximal vidhäftningspåkänning som funktion av järnspänningen i en spricka. Nordisk Betong, Stockholm, 1966, p. 43-56.
- 67-1: Holmberg, Å. & Lindgren, S.: Armeringens kraftöverföring och förankring. Tekniska Meddelande Nr. 19, Halmstads Järnverks AB, 1967.
- 67-2: Lutz, L.A. & Gergely, P.: Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. ACI Journal, Vol. 64, 1967, p. 711-721.
- 68-1: Kemp, E.L. et al: Effect of rust and scale on the bond characteristics of deformed reinforcing bars. ACI Journal, Vol. 65, 1968, p. 743-756.
- 68-2: Knutson, S.: Utdragsprov med kort vidhäftningslängd. Rap. 68:9, CtH, Göteborg, 1968.
- 69-1: Hofsoy, A. & Gukild, I.: Bond studies on hot dip galvanized reinforcement in concrete. ACI Journal, Vol. 66-1, 1969, p. 174-184.
- 69-2: Hribar, J.A. & Vasko, R.C.: End anchorage of high strength steel reinforcing bars. ACI Journal, Vol. 66, 1969, p. 875-883.
- 69-3: Kemp, E.L.: Influence of deformation height and spacing on the bond characteristics of steel reinforcing bars. Dept. of Civil Engineering, West Virginia Univ. 1969, PB 200635.
- 69-4: Losberg, A.: Några undersökningar av förankringsfrågar som bakgrund till nya svenska betongbestämmelser. CtH, Betongbyggnad publ. 69:7, Göteborg, 1969.
- 69-5: Perry, E.S. & Jundi, N.: Pullout bond stress distribution under static and dynamic repeated loadings. ACI Journal, Vol. 66, 1969, p. 377-380.
- 69-6: Rehm, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund. Stahlbetonbau (Festschrift Rüsck), p. 79-96, W. Ernst & Son, Berlin, 1969.
- 70-1: Holmberg, Å. & Lindgren, S.: Anchorage and prestress transmission. National Swedish Building Research, Document D1:1970.
- 70-1: Larsson, H.: Förankringsproblem vid balkupplag. Institutionen för konstruktionsteknik. Betongbyggnad, Rap. 70:2, Göteborg, 1970.

- 70-3: Lutz, L.A.: Analysis of stresses in concrete near a reinforcing bar due to bond and transverse cracking. ACI Journal, Vol. 67, 1970, p. 778-787.
- 70-4: Lutz, L.A.: Information on the bond of deformed bars from special pullout tests. ACI Publication, Title No. 67-55, 1970, p. 885-887.
- 70-5: Nillson, I.H.E.: Upplagsproblem vid betongbjälklag Institutionen för konstruktionsteknik, Betongbyggnad, Rap. 70:3, Göteborg, 1970.
- 70-6: RILEM: Materiaux et constructions, Vol. 3, No. 15: Doc 7.11.28 D: Bond test for reinforcing steel, 1 Beam test. Doc 7.11.128: Bond test for reinforcing steel, 2 Pull-out test. 1970.
- 71-1: Goto, Y.: Cracks formed in concrete around deformed tension bars. ACI Journal, Vol. 68, 1971, p. 244-251.
- 71-2: Edwards, E.D. & Picard, A.: Bonding properties of $\frac{1}{2}$ in diameter strand. ACI Journal, Vol. 69, 1972, p. 684-689.
- 72-2: Ismail, M.A.F. & Jirsa, J.O.: Bond deterioration in reinforced concrete subject to low cycle loads. ACI Journal, Vol. 69, 1972, p. 334-343.
- 72-3: Rathkjen, A.: Forankringsstyrke af armeringsjern ved bjælkeunderstøtninger. Rap. 7203, DIA-B, Aalborg, 1972.
- 72-4: Rathkjen, A.: Armeringsståls forankringsevne. Rap. 7208, DIA-B, Aalborg, 1972.
- 72-5: Monnier, T.H.: Cases of damage to prestressed concrete. HERON, Vol. 18, Nr. 2, 1972.
- 72-6: Sommerville, G. & Taylor, H.P.J.: The influence of reinforcement detailing on the strength of concrete structures. The structural Engineer, Vol. 50, No. 1, 1972, p. 7-19.
- 73-1: Borges, F.J.: Structural concrete fundamentals. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1973.
- 73-2: Larsson, T.: Experimentellt studium af tvärkraftshållfastheten vid armerada betonbalkars momentnollpunkter. Tekniska Meddelanden Nr. 30, Halmstads Järnverks AB, 1973.
- 73-3: Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, erster teil: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, Berlin, 1973.
- 73-4: Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Springwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. Deutscher Ausschusses für Stahlbeton, Berlin, 1973.

- 73-5: Reynolds, G.C.: The strength of half-joints in reinforced concrete beams. Cement and Concrete Association, Report No. 42.415, 1969.
- 73-6: Teffers, R.: A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars. Division of Concrete Structures, Publication 73:2, Cth, Göteborg, 1973.
- 73-7: Bestämmelser för Betongkonstruktioner. Material och utförande - Betong B5-1965. Svensk Byggtjänst, Stockholm 1974.
- 74-1: Bergholdt, M.: Forankringsforsøg med 10 mm kamstål. RAM, DIA-B, Rap. 74:46, København, 1974.
- 74-2: Margues, J.L.G. & Jirsa, J.O.: A study of hooked bar anchorages in beam-column joints. Private Communication, 1974.
- 74-3: Nielsen, M.P.: Beton 1, del 1: Materialer. DIA-B, Åalborg, 1974.
- 74-4: Stowe, R.L.: Pullout resistance of reinforcing bars embedded in hardened concrete. Army Engineer Waterways Experiment station, Vicksburg, Mississippi, 1974, AD-781972.
- 75-1: Minor, J. & Jirsa, J.O.: Behavior of bent bar anchorages. ACI Journal, Vol. 72, 1975, p. 141-149.
- 77-1: Murphy, F.G.: The effect of initial rusting on the bond performance of reinforcement. CIRIA Report 71, London, 1977.

AFDELINGEN FOR BÆRENDE KONSTRUKTIONER

DANMARKS TEKNISKE HØJSKOLE

Department of Structural Engineering

Technical University of Denmark, DK-2800 Lyngby

Serie R

(Tidligere: Rapporter)

- R 104. ANDERSEN, ERIK YDING: Konstruktionsovervågning med akustisk emission. Prøvebelastning af landevejsbro. 1979.
- R 105. FREDGAARD, SØREN SKYTTE: Ligevægtslementer i de finite elementers metode. Formulering og beregningsgang. 1979.
- R 106. AGERSKOV, HENNING: Tests on high-strength bolted T-stub connections. 1979.
- R 107. KIRK, JENS: Direkte beregning af imperfekte skalkonstruktioner. 1979.
- R 108. Resumeoversigt 1978. Summaries of papers 1978. 1979.
- R 109. BRØNDUM-NIELSEN, TROELS: Stress analysis of concrete sections under service load. 1979.
- R 110. BRÆSTRUP, M.W.: Effect of main steel strength on the shear capacity of reinforced concrete beams with stirrups. 1979.
- R 111. BRINCKER, RUNE: Murede vægges tværbæreevne. En undersøgelse af murværks fysiske egenskaber. 1979.
- R 112. GIMSING, NIELS J.: Analytisk undersøgelse af materialforbruget for plane kabelsystemer med ensformig fordelt belastning. 1979.
- R 113. MADSEN, HENRIK OVERGAARD: Load models and load combinations. 1979.
- R 114. RIBERHOLT, H. and P. HAUGE MADSEN: Strength distribution of timber structures. Measured variation of the cross sectional strength of structural lumber. 1979.
- R 115. PEDERSEN, MAX ELGAARD: En generel beregningsmetode for betontværsnit. 1980.
- R 116. PEDERSEN, MAX ELGAARD: Kipstabilitet af armerede betonbjælker. 1980. Uds.
- R 117. BRYDER, KAJ L.: Optimeringsmetoder for 2-dimensionale legemer af ideal-plastisk materiale. 1980.
- R 118. DUKOW, EWTIM N.: Optimale Projektierung von vorgespannten Brückenträgern. 1980.
- R 119. PEDERSEN, HENNING: Optimering af jernbetonplader. 1980.
- R 120. BACH, FINN, M.P. NIELSEN and M.W. BRÆSTRUP: Shear tests on reinforced concrete T-beams. Series V, U, X, B and S. 1980.
- R 121. Resumeoversigt 1979. Summaries of papers 1979. 1980.
- R 122. NIELSEN, J.Aa., F. JOHNSEN og N.J. GIMSING: Trykkede pladefelters bæreevne. 1980.
- R 123. KRAGERUP, JAN: Undersøgelse af stålnormens metoder til bestemmelse af bæreevnen af geometrisk imperfekte stålsøjler. 1980.
- R 124. HANSEN, SVEND OLE: Vindbelastede skorstene. 1. del. Matematiske modeller. 1980. Uds.
- R 125. HANSEN, SVEND OLE: Vindbelastede skorstene. 2. del. Stignæsker. 1980. Uds.
- R 126. GIMSING, NIELS J.: Four papers on cable supported bridges. 1980.

II

- R 127. SVENSSON, SVEN EILIF og JAN KRAGERUP: Interaktiv bæreevne af sammensatte søjler. 1980.
- R 128. GIMSING, NIELS J. og JØRGEN GIMSING: Analysis of erection procedures for bridges with combined cable systems. Cable net bridge concept. 1980.
- R 129. ROSTAM, STEEN og EIGIL STEEN PEDERSEN: Partially prestressed concrete bridges. Danish experience. 1980.
- R 130. BRØNDUM-NIELSEN, TROELS: Stress analysis of cracked arbitrary concrete section under service load. 1981.
- R 131. Reserveret.
- R 132. Reserveret.
- R 133. Reserveret.
- R 134. ABK's informationsdag 1981. 1981.
- R 135. Resumeoversigt 1980. Summaries of papers 1980. 1981.
- R 136. BACH, FINN og M.P. NIELSEN: Nedreværdiløsninger for jernbetonplader. 1981.
- R 137. Publication pending.
-
- R 138. NIELSEN, LEIF OTTO og PETER NITTEGAARD-NIELSEN: Elementmetodeberegninger på mikrodatamat. 1981.
- R 139. MONDORF, P.E.: Concrete bridges. Literature index. 1981.
- R 140. NIELSEN, METTE THIEL: Lamb's problem. Internal harmonic point load in a half-space. 1981.
- R 141. JENSEN, JESPER FRØBERT: Plasticitetsteoretiske løsninger for skiver og bjælker af jernbeton. 1982.
- R 142. MØLLMANN, H.: Thin-walled elastic beams with finite displacements. 1981.
- R 143. KRAGERUP, JAN: Five notes on plate buckling. 1982.
- R 144. NIELSEN, LEIF OTTO: Konstitutiv modellering af friktionsdæmpning. 1982.
- R 145. NIELSEN, LEIF OTTO: Materiale med friktion til numeriske beregninger. 1982.
- R 146. Resumeoversigt 1981. Summary of papers 1981. 1982.
- R 147. AGERSKOV, H. and J. BJØRNBÅK-HANSEN: Bolted end plate connections in round bar steel structures. 1982.
- R 148. NIELSEN, LEIF OTTO: Svingninger med friktionsdæmpning. 1982.
- R 149. PEDERSEN, CARL: Stability properties and non-linear behaviour of thin-walled elastic beams of open cross-section. Part 1: Basic analysis. 1982.
- R 150. PEDERSEN, CARL: Stability properties and non-linear behaviour of thin-walled elastic beams of open cross-section. Part 2: Numerical examples. 1982.
- R 151. KRENCHER, HERBERT and HANS WINDBERG JENSEN: Organic reinforcing fibres for cement and concrete. 1982.
- R 152. THIEL, METTE: Dynamic interaction between soil and foundation. 1982.
- R 153. THIEL, METTE: Soil-pile interaction in horizontal vibration. 1982.

Abonnement 1.7.1982 - 30.6.1983 Kr. 100.-.

Subscription rate 1.7.1982 - 30.6.1983 D.Kr. 100.-.

Hvis De ikke allerede modtager Afdelingens resumeoversigt ved udgivelsen, kan Afdelingen tilbyde at tilsende næste års resumeoversigt, når den udgives, dersom De udfylder og returnerer nedenstående kupon.

Returneres til
Afdelingen for Bærende Konstruktioner
Danmarks tekniske Højskole
Bygning 118
2800 Lyngby

Fremtidig tilsendelse af resumeoversigter udbedes af
(bedes udfyldt med blokbogstaver):

Stilling og navn:

Adresse:

Postnr. og -distrikt:

The Department has pleasure in offering to send you a next year's list of summaries, free of charge. If you do not already receive it upon publication, kindly complete and return the coupon below.

To be returned to:
Department of Structural Engineering
Technical University of Denmark
Building 118
DK-2800 Lyngby, Denmark.

The undersigned wishes to receive the Department's
List of Summaries:
(Please complete in block letters)

Title and name

Address.....

Postal No. and district.....

Country.....