



AALBORG UNIVERSITY
DENMARK

Aalborg Universitet

Konstruktiv udformning af jernbetonplader

Albertsen, A.

Publication date:
1982

Document Version
Også kaldet Forlagets PDF

[Link to publication from Aalborg University](#)

Citation for published version (APA):
Albertsen, A. (1982). *Konstruktiv udformning af jernbetonplader*. U/ Nr. 8202

General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

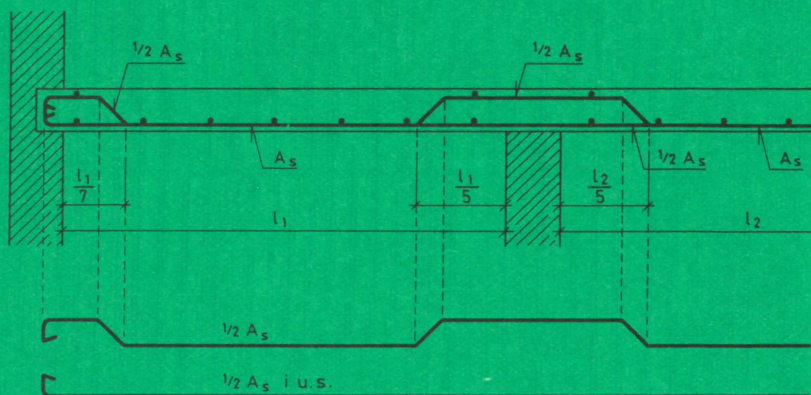
- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal -

Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us at vbn@aub.aau.dk providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

INSTITUTTET FOR BYGNINGSTEKNIK

INSTITUTE OF BUILDING TECHNOLOGY AND STRUCTURAL ENGINEERING
AALBORG UNIVERSITETSCENTER · AUC · AALBORG · DANMARK



A. ALBERTSEN

KONSTRUKTIV UDFORMNING AF JERNBETONPLADER

APRIL 1982

ISSN 0105-8185 NOTE NR. 8202

Rettelser til

Note 8202 - Konstruktiv udformning af jernbetonplader

Side 23 linie 3: "Hvis punktlasten ..." erstattes af
"Hvis kanten af punktlasten ..."

Side 23 linie 3 f.n.: 2-tallet i formlen slettes, så der står

$$b_{na} = b_1 + h + a + 1,35 \cdot \frac{x(l-x)}{l} \sqrt{a}$$

Side 27 linie 9: Der tilføjes en faktor 2 i nævneren, så
formlen derefter lyder

$$\tau_g = \frac{P}{2 \cdot (c_1 + c_2 + 4h_{ef}) \cdot h} \leq f_{td}$$

4.6.82 AA

Indholdsfortegnelse

Indledning	Side	1
1. Konstruktiv udformning af jernbetonplader		
1.1 Pladers virkemåde	-	1
1.2 Fastlæggelse af spændvidder	-	5
1.3 Valg af pladetykkelse	-	7
1.4 Armeringsføring i plader	-	8
1.5 Forankring af pladearmering	-	13
1.6 Fordelingsarmering i enkeltspændte plader	-	16
1.7 Plader med koncentrerede laster	-	19
1.8 Armeringsafstande. Gennemlokning	-	26
1.9 Huller i plader	-	28
1.10 Skjulte bjælker	-	31
1.11 Vægtbesparende foranstaltninger	-	33
1.12 Særlige udførelsesmåder	-	38
2. Taleksempel		
Et sådant vil blive udarbejdet ved en kommende revision, formentlig i foråret 1983.		
Litteraturfortegnelse	Side	40

Noten er maskinskrevet af Ulla Pedersen, og figurerne er tegnet af Ingrid Christensen.

Indledning

Denne note er udarbejdet som hjælpemiddel for studerende, der på basis af et elementært kursus i styrkeberegning af jernbeton skal projektere et jernbetondæk.

Noten er en bearbejdning og udvidelse af et afsnit i en tidligere note udarbejdet af H. Nyvold og revideret af S. Kloch.

De anvendte symboler fremgår af symbollisten, der så vidt muligt er i overensstemmelse med betonnormen, DS 411, 3. udgave.

Fremstillingen af emnet refererer, hvor intet andet udtrykkeligt er nævnt, til sædvanlige rektangulære plader. I ret betydeligt omfang kan de tilsvarende principper og vurderinger iøvrigt benyttes for plader med f.eks. triangulære, trapezformede eller cirkulære begrænsninger.

1. Konstruktiv udformning af jernbetonplader

1.1 Pladers virkemåde

En plade^{*)} har primært til opgave at bære en last, der står vinkelret på pladen. Lasten optages som bøjning og vridning i pladen og føres derved til dens understøtninger. Denne virkemåde benævnes ofte pladevirkning. Plader, der indgår i en etageadskillelse eller som bærende element i en brobane, benævnes ofte dæk. Ordet dæk benyttes desuden ofte som fællesbetegnelse for bjælker og plader i samme etageadskillelse m.v.

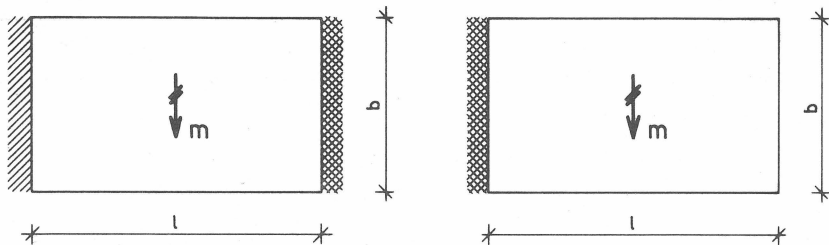
Plader med bjælkeagtig virkemåde

En rektangulær plade er i de simpleste tilfælde understøttet langs to modstående sider og fri langs de to andre, eller den er indspændt langs én side og fri ved de tre andre, se fig.

1.1. En sådan plade siges at være enkeltspændt.

For en last, der er jævnt fordelt over bredden b - men med vilkårlig variation over længden l -, kan en sådan plade opfattes som bestående af et antal ens, parallelle bjælker, der alle vil være ens belastet og følgelig have samme nedbøjning.

*) Ang. en nøjere definition af plader henvises til litt. (1).

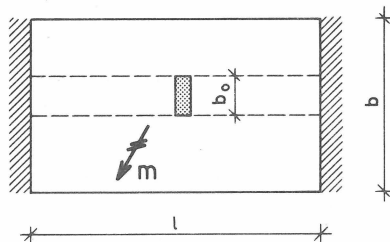


Figur 1.1 Enkeltspændte plader

Krumningen på tværs af bæreretningen, og dermed også pladens tværmomenter, vil være nul. Pladens påvirkning kan derfor anskueliggøres ved en momentvektor, der er parallel med de understøttede sider. (Det skal bemærkes, at der her er set bort fra de sekundære momenter, som hidrører fra hindret tværudvidelse og -kontraktion; mere herom i afsnit 1.6).

For en last, der ikke er jævnt fordelt over bredden b , er virkemåden mere kompliceret, idet den deformationstilstand, der svarer til at betragte pladen som et antal parallelt løbende bjælker, som hver bærer den last, der direkte hviler på dem, ikke er mulig. Dette indses enklest ved at betragte det hyppigt forekommende tilfælde med en plade belastet af en koncentreret last fordelt over et areal, der er lille i forhold til pladens udstrækning (fig. 1.2).

Hvis denne plade skulle virke på den måde, der er beskrevet i



Figur 1.2 Rektangulær plade med koncentreret last

forbindelse med fig. 1.1, ville det betyde, at strimlen med bredde b_0 ville få en nedbøjning u_0 , medens nabostrimlerne ikke ville få nogen nedbøjning. Dette er ikke muligt, da nabostrimlerne til den direkte belastede strimmel vil blive påtvunget en nedbøjning og derved også vil deltage i momentoptagelsen.

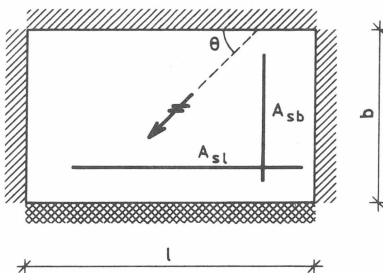
I almindelighed vil en langsgående strimmel af pladen være udsat for både bøjning og vridning, og i pladens tværretning vil der opstå krumninger og dermed momenter. Udover en langsgående hovedarmering svarende til bjælkevirksomheden med spændvidde l skal pladen derfor forsynes med en armering i tværretningen, den såkaldte fordelingsarmering.

I et vilkårligt punkt vil hovedmomentvektoren derfor ikke længere være parallel med de understøttede sider.

Plader med to bæreretninger

Hvis understøtningsformen adskiller sig fra den ovenfor beskrevne, vil der i et vilkårligt punkt af pladen opstå krumninger og dermed bøjende momenter både i pladens længderetning og i dens tværretning - selv for en jævnt fordelt last. Hovedmomentvektoren i et vilkårligt punkt vil derfor danne en vinkel $\theta \neq 90^\circ$ med pladens sider: pladen "bærer i begge retninger", se fig. 1.3.

Tilsvarende gælder for rektangulære plader understøttet langs 3 sider eller langs 2 hosliggende sider. Det er da nødvendigt



Figur 1.3 Dobbeltspændt plade (krydsarmeret plade)

at indlægge en hovedarmering i begge retninger (A_{sb} og A_{sl} på fig. 1.3). En sådan plade siges at være krydsarmeret eller dobbeltspændt.

Ved beregning efter elasticitetsteorien fås i princippet et entydigt momentbillede, som fastlægger valget af armering i de to retninger.

Ved beregning efter plasticitetsteorien (f.eks. ved hjælp af brudlinieteorien eller med "delvis indspænding") bestemmer valget af A_{sl} og A_{sb} pladens bæreevne og bøjningsstivhed i de to retninger og dermed pladens virkemåde. Principielt er der intet i vejen for at vælge bæreevnen lig nul i den ene af retningerne, men dette bør af hensyn til revnedannelsen kun gøres, hvis forskellen i stivhed i de to retninger er stor. I praksis regnes dette ofte at være tilfældet, når $\lambda:b > 2,5$, således at pladen regnes bærende i den korte retning med en dertil svarende hovedarmering og med en fordelingsarmering, der ofte vælges til 20% af hovedarmeringen, vinkelret herpå. Det skal dog bemærkes, at der, når revnehensyn gør sig gældende, kan være grund til at forøge fordelingsarmeringen ud over denne værdi i nærheden af pladens (understøttede) korte sider. Her vil der nemlig optræde krumninger i pladens længderetning af samme størrelsesorden som krumningerne i tværetningen.

I en plade af mere kompakt form indlægges med fordel en hovedarmering i begge retninger.

Plader med skivevirkning

Udover at optage laster vinkelret på pladens plan ved plade- eller bjælkevirkning kan en plade have til opgave at optage laster i pladens plan (skivevirkning). Et typisk eksempel er en dækplade, der er sammenstøbt med bjælkerne i en etageadskillelse. Her fører pladen dels lasten over til bjælkerne ved pladevirkning, og dels fungerer den som trykhoved for disse (T-bjælker). I områder med negative bjælke momenter må man enten give afkald på at udnytte pladen som en del af bjælkerne, eller der må placeres en særlig plade/skive ved bjælkeundersiden. Dette er sjældent udnyttet i husbygningskonstruktioner, men finder stor anvendelse i broer, hvor de bærende hovedbjælker hyppigt udformes med kasseformet tværsnit, der er gennem-

gående i hele brofagets længde.

Ved optagelse af vindkræfter på tværs af en bro vil det ligeledes være aktuelt at udnytte brodækket som skive. Vindbelastningen føres da som bøjning (med momentvektor vinkelret på skiven) og forskydning til broens understøtninger. Tilsvarende udnyttes etageadskillelser ofte som skiver til at føre vindlast til en bygnings gavle, elevatorskakte el.lign.

1.2 Fastlæggelse af spændvidder

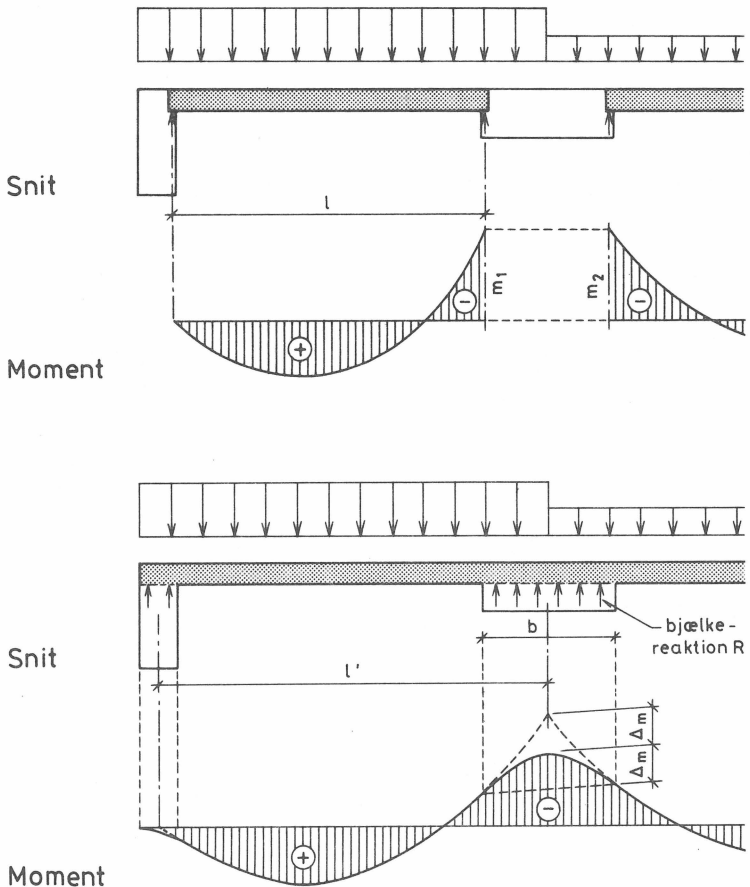
De spændvidder, der skal benyttes i beregningerne, fastlægges under hensyn til, at optagelsen af understøtningsreaktionerne kræver et vist kontaktareal mellem pladen og den understøttede væg eller bjælke. Spændvidden i hver retning fastsættes da som afstanden mellem de pågældende reaktioners resultanter. Hvis reaktionerne f.eks. regnes jævnt fordelt over kontakta-realet, bliver den teoretiske spændvidde lig med summen af lysvidden og den halve vederlagsdybde i begge sider.

I murværk vælges vederlagsdybden ikke under 60 mm og kun sjældent under 110 mm. Ofte er den teoretisk nødvendige vederlagsdybde - beregnet under hensyn til faren for lokal knusning - dog væsentligt mindre, således at der ikke begås nogen væsentlig fejl ved at regne spændvidde = lysvidde. Tilsvarende gælder for plader understøttet af betonvægge.

Ved fastlæggelsen af de teoretiske spændvidder må det dog altid vurderes, om den konstruktion, der modtager lasten fra pladen, er i stand til at føre den videre, når den virker som forudsat ved pladeberegningen.

Til illustration af dette betragtes (fig. 1.4) et snit i et dæk med bærende bjælker. Den teoretisk mindste værdi, der kan vælges for pladens spændvidde, er l , der fremgår af figurens øverste del. Dette kræver, at bjælkerne kan optage de vridende momenter, der er en følge af det valgte statiske system. For bjælken til højre opstår det vridende moment ved uens belastning på de to plader, der støder op til bjælken samt ved eventuelt valg af forskellige indspændingsmomenter m_1 og m_2 . Som regel vælges dog $m_1 = m_2$.

Hvis de vridende momenter helt ønskes undgået, må spændvidden vælges til l' , dvs. afstanden mellem bjælkernes midtlinier, se figurens nederste del. Til gengæld opnås der en væsentlig reduktion af det negative moment over den brede bjælke ved at tage hensyn til, at pladereaktionen er fordelt over en bredde lig med bjælkebredden. Reduktionen er $\Delta m = \frac{1}{8}Rb$.



Figur 1.4 Fastlæggelse af spændvidder

1.3 Valg af pladetykkelse

Hensynet til stivheden er i udpræget grad afgørende for valget af pladetykkelse, og der bør i alle vigtige tilfælde foretages en vurdering af nedbøjningerne (for karakteristisk last) under hensyntagen til betonens krybning. Som hjælp ved en overslagsdimensionering kan følgende anvendes som vejledning ved valget af tykkelse t , når den korte spændvidde er b :

$$\text{Enkeltspændte plader:} \quad t = \frac{b}{15} \text{ \AA } \frac{b}{30}$$

$$\text{Dobbeltpændte plader:} \quad t = \frac{b}{25} \text{ \AA } \frac{b}{50}$$

hvor de små værdier af tykkelsen kun bør vælges, når belastningen er beskeden, eller stivhedshensynet af mindre vigtighed. For plader med indspænding eller kontinuitet ved understøtningerne benyttes en reduceret spændvidde svarende til afstanden mellem momentnulpunkterne. Andre overslagsformler kan findes i litt. (2).

For pladsstøbte plader vælges af praktiske grunde $t \geq 80$ mm, for tagplader dog ned til 60 mm. Sidstnævnte er begrundet i den relativt lille last, som tagplader normalt skal dimensioneres for. For fabriksstøbte plader (elementer) vælges undertiden endnu mindre tykkelser.

Den mest økonomiske pladetykkelse er ikke altid den mindste, der kan tillades ud fra styrke- eller stivhedshensyn. Hvis der vælges en større tykkelse end den strengt nødvendige, forøges betonmængden naturligvis - og dermed pladens egenvægt -, og der stilles lidt større krav til formens bæreevne og stivhed, men til gengæld falder armeringsmængden. Når pladen betragtes for sig, kan man i almindelighed regne med, at det er økonomisk fordelagtigt at vælge en tykkelse, der er 25 - 40% større end minimumstykkelsen bestemt ud fra styrkekravet. Hvis en forøgelse af pladetykkelsen derimod medfører en fordyrelse af andre bygningsdele, f.eks. øger etagehøjden og dermed facadearealet i en bygning, ligger det økonomiske optimum naturligvis nærmere pladens minimumstykkelse.

Endelig skal det nævnes, at det kan være nødvendigt at vælge en stor pladetykkelse (= stor tyngde), hvis akustiske hensyn

gør sig gældende. I boligbyggeri vil det i henhold til litt. (3) således være nødvendigt at vælge $t = 140 \text{ \AA } 180 \text{ mm}$. Den mindste værdi kan dog kun forventes godkendt, hvis dækket er massivt, og visse krav til gulvkonstruktionen er opfyldt.

1.4 Armeringsføring i plader

Ved valg af armeringstype er det i reglen fordelagtigt af hensyn til udførelsen at benytte samme type i hele dækket. Af økonomiske grunde vælges næsten altid tentorstål eller kamstål. Til sikringsrum kræves armering med stor brudforlængelse; dette udelukker anvendelse af tentorstål og visse typer kamstål.

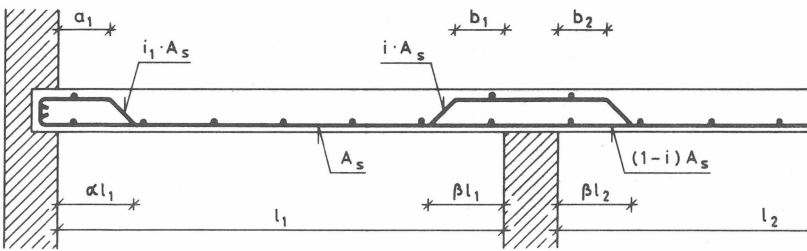
Valget af armeringsarrangement i en plade står som regel mellem følgende 2 muligheder:

- a. Momentfordelingen beregnes, og armeringens opbukning og afslutning bestemmes efter momentkurverne for maksimal henholdsvis minimal belastning. Dette svarer til, hvad der er sædvanligt for bjælker.
- b. Der vælges et armeringsarrangement, hvorefter momentfordelingen tilpasses bedst muligt under hensyn til, at den skal være statisk tilladelig og sikker (i konsekvens af plasticitetsteoriens nedreværdisætning).

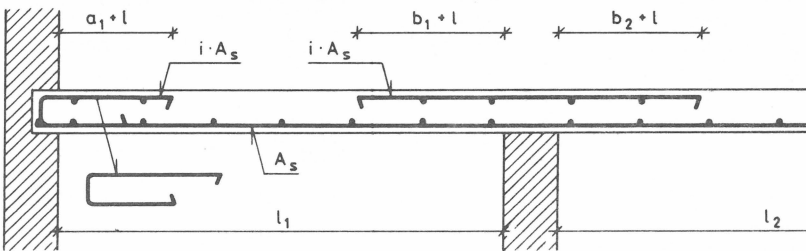
For plader uden store, koncentrerede laster benyttes oftest sidstnævnte fremgangsmåde, da den giver det simpleste armeringsarrangement. Dette fastlægges ved følgende parametre:

- forholdet mellem armeringsmængden i pladens hovedretninger,
- forholdet "i" mellem armeringsmængden i pladens over- og underside; størrelsen "i" kaldes også indspændingsgraden,
- den måde, hvorpå oversidearmeringen etableres samt
- oversidearmeringens udstrækning.

Oversidearmeringen etableres enten ved opbukning af armeringsstænger fra undersiden eller ved indlæggelse af en særskilt oversidearmering. Sidstnævnte metode er i dag den foretrukne,



Armeringsføring med opbukkede stænger.



Armeringsføring med separat oversidearmering ($l =$ forankringslængde).

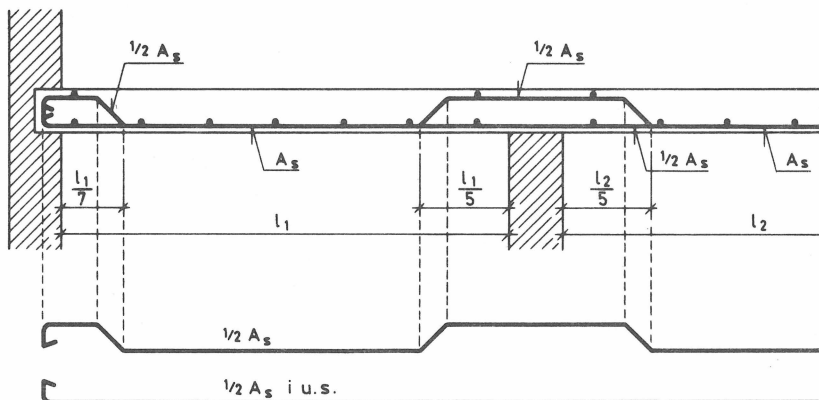
Figur 1.5 Principper for armeringsføring^{*)}

selvom den ofte giver lidt større armeringsforbrug, idet den som regel er den mindst arbejdskrævende. Dette gælder ikke mindst, når der anvendes præfabrikerede armeringsnet.

De to metoder er anskueliggjort på fig. 1.5, der viser to forskellige armeringsarrangementer til inddækning af de samme momentkurver for max. og min. belastning. Ved så vidt muligt at vælge den samme indspændingsgrad for alle fag fås et armerings-

^{*)} Signaturen \longrightarrow er en gængs måde at vise afslutning af armeringsstænger. Den angiver ikke en faktisk ombukning. Ang. eventuel brug af kroge til forankring: se betonnormen, DS 411.

arrangement, der - især hvis forholdet $g:q$ mellem den hvilende last og totallasten er ens i alle fag - bliver meget simpelt. F.eks. kan opbukningspunkterne placeres i en afstand fra understøtningerne lig med en fast brøkdelen af lysvidden (α hhv. β på fig. 1.5). Et tidligere meget benyttet eksempel herpå ses på fig. 1.6, hvor armeringen desuden er tegnet separat (NB: se fodnote side 11). En bedre tilpasning til momentkurverne kan opnås ved at vælge flere opbukningspunkter.



Figur 1.6 Opbukning af hveranden armeringsstang

Angående forankring af armeringen henvises til afsnit 1.5.

Der anordnes som regel oversidearmering også ved endeunderstøtningen, selv når der i beregningen er forudsat en simpel understøtning her. Ved pladens forbindelse med de øvrige bygningsdele, f.eks. en muret væg, opstår der nemlig en utilsigtet indspænding, med mindre der træffes særlige foranstaltninger til at sikre pladens uhindrede vinkeldrejning. Ved pladens hjørner vil faren for vippere også kræve oversidearmering.

Indspændingsgraden kan i henhold til betonnormen vælges i intervallet $\frac{1}{3} \leq i \leq 2$. Hvilken indspændingsgrad, der i en given

situation skal vælges for at få et optimalt arrangement af armeringen, er ikke helt enkelt at angive. Det afhænger først og fremmest af den måde, oversidearmeringen etableres på (opbukning af stænger eller "svævende" o.s.armering) og af forholdet $g:q$ mellem hvilende last og totallast. I almindelighed vil der være en tendens til at vælge en lav værdi, da der herved fås et simpelt armeringsarrangement, bl.a. ved at oversidearmering undgås i størstedelen af faget. Svarende til f.eks. $i = \frac{1}{2}$ fås, se fig. 1.6, med opbukkede stænger en armeringsføring, hvor hvertandet armeringsjern bukes op over understøtningerne, og hvor der ikke er nogen gennemgående armering i oversiden.*) En så lav værdi af indspændingsgraden bør imidlertid benyttes med forsigtighed, idet de derved valgte flydemomenter for tværsnittene over understøtningerne vil være numerisk væsentligt mindre end understøtningsmomenterne efter elasticitetsteorien. Dette kan medføre, at oversidearmeringen flyder allerede for brugslast med risiko for betydelige revner i betonen over understøtningerne.

Sammenfattende må det anbefales at vælge indspændingsgraden så stor som muligt, helst i intervallet $1 \lesssim i \lesssim 1,5$, når der samtidig skal tages hensyn til kravet om et simpelt armeringsarrangement.

Ved store pladetykkelser kan det af hensyn til betonens svind være nødvendigt at have gennemgående armering i både under- og overside. I praksis har man, bortset fra visse udkragninger og konsoller, altid en gennemgående armering i undersiden.

For alle plader anbringes der armering i to retninger, der som regel er vinkelrette på hinanden. For enkeltspændte plader er det nærliggende at placere hovedarmeringen, dvs. armeringen i bæreretningen, nederst i undersiden og øverst i oversiden, således som det er vist nederst på fig. 1.5. Af hensyn til en bekvem montering af armeringen kan det imidlertid være hensigtsmæssigt at fravige dette princip, f.eks. som vist øverst på fig. 1.5, selv om man derved mister lidt i nyttehøjde. Til-

*) Bemærk dog, at dette armeringsarrangement kun giver fuld inddækning af max. og min. momentkurverne, når den hvilende last udgør en forholdsvis stor del af totallasten.

svarende vil det i situationer, hvor enkeltspændte plader med forskellig bæreretning grænser op til hinanden, ofte være udførelsessensyn, der afgør den indbyrdes placering af de to sæt armering.

Oversidearmeringens korrekte højdeplacering sikres ved særlige understøtninger, kaldet "stole". Når der benyttes opbukkede stænger - ofte benævnt "profiler" på byggepladsen -, vil disses profilering medføre, at antallet af "stole" kan reduceres væsentligt.

I ribbedæk, dvs. dæk hvor pladen er sammenstøbt med bjælker, vil oversidearmeringen i plade og bjælker komme til at krydse hinanden. Her vil man normalt placere pladearmeringen øverst for ikke at tabe uforholdsmæssigt meget i nyttehøjde.

Hvis den samlede udstrækning af et dæk, hvori der indgår en eller flere plader, er større end den længde, hvori armeringsstængerne leveres, er det nødvendigt at støde armeringen. Stødene bør anbringes i områder, hvor armeringen ikke er fuldt udnyttet, og så vidt muligt på steder, hvor der forekommer tryk vinkelret på den armering, der stødes. Betonnormen foreskriver, at højst halvdelen af en plades armering må stødes i samme snit, medmindre armeringens regningsmæssige styrke nedsættes med 20%, eller stødlængden øges med 50%.

Forskydningsarmering i plader skal principielt anordnes som for bjælker, dvs. med bøjler samt evt. opbuktet hovedarmering. I praksis vælger man dog næsten altid så stor en pladetykkelse, at forskydningsarmering kan undgås.

Omfanget af armeringsarbejdet kan ofte formindskes væsentligt ved at anvende præfabrikerede armeringsnet i stedet for enkeltstænger. Nettene består af ret spinkle armeringsstænger, der er sammensvejste i krydsningspunkterne. Nettene kan eventuelt transporteres og opbevares sammenrullede. De leveres med forskellige stangdimensioner og -afstande, således at det som regel er muligt at vælge standardnet, der opfylder de aktuelle krav til armeringsmængde pr. løbende meter plade. Denne kan være forskellig i de to hovedretninger.

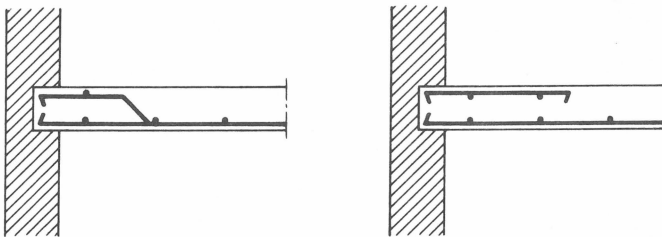
Armeringsnet kan bukes på samme måde som enkeltstænger, men dette er ikke meget benyttet. Ved stødning af armeringsnet skal

man være opmærksom på, at alle stænger stødes i samme snit, samt at der ved overlapningerne mellem nettene kan forekomme mange armeringslag i samme snit. Selvom forsøg synes at vise, at de på side 12 nævnte krav vedrørende stød kan lempes for svejste armeringsnet, må det dog anbefales at fortsætte den hidtidige praksis, der går ud på at placere stød mellem armeringsnet i snit, hvor mindre end 50% af armeringens regningsmæssige styrke er udnyttet.

Armeringsnet leveres med ret spinkle dimensioner, og da maskevidden ikke bør gøres vilkårligt lille af hensyn til betonens udstøbning, er det begrænset, hvor store armeringstværsnit (pr. lb. m plade) der kan opnås. Deres anvendelse er derfor begrænset til husbygningskonstruktioner og andre lettere konstruktioner. Især benyttes de til præfabrikerede betonelementer, hvor pladetykkelsen ofte er meget lille, helt ned til 30 mm.

1.5 Forankring af pladearmering

Forankringen af armeringen ved en endeunderstøtning må ofres særlig opmærksomhed. Dette gælder både over- og undersidearmeringen. Oversidearmeringen skal forankres for de kræfter, der opstår på grund af tilsigtet eller utilsigtet indspænding af pladen, og undersidearmeringen skal forankres for den trækraft, der hidrører fra optagelsen af det positive moment. Denne skal mindst være lig med reaktionen.



Figur 1.7 Forankring uden ombukning

I begge tilfælde fås den simpleste udførelse, hvis man kan undgå at ombukke armeringen ved pladens endebegrænsning, se fig. 1.7. Hvorvidt dette kan lade sig gøre, afhænger udover betonkvalitet og armeringstype først og fremmest af armeringsdimensionen, armeringsspændingen og vederlagsdybden. Det er således en fordel at benytte mange, små armeringsjern fremfor få, store, og det kan desuden ofte betale sig at føre en rigelig armeringsmængde ud til vederlaget, hvis man derved kan undgå fordyrende ombukninger. En stor vederlagsdybde giver naturligvis god mulighed for at forankre armeringen uden ombukninger, men man må til gengæld være opmærksom på, at pladens (utilsigtede) indspænding i væggen bliver mere effektiv end med en lille vederlagsdybde, hvorved kravene til oversidearmeringens forankring stiger, hvis man ønsker at undgå grove revner i oversiden ved væggen.

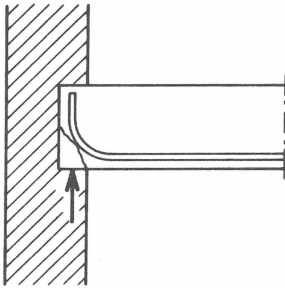
Bemærk: Ved udførelsen af et bygværk må man nødvendigvis arbejde med visse måltolerancer, dvs. tilladte afvigelser fra de teoretisk korrekte mål. En lidt "for stor" lysvidde kombineret med en lidt "for kort" armeringsstang kan derfor medføre, at den virkelige forankringslængde bliver noget mindre end den forudsatte. Hvis stangen er så lang, at den stødes, kan målafvigelserne sædvanligvis udlignes i stødet. I tilfælde, hvor det i særlig grad er afgørende for pladens bæreevne, at den forudsatte forankring er til stede, kan det være nødvendigt med særlige kontrolforanstaltninger. For dækelementer med bærekyster foreskrives således normalt, at undersidearmeringen skal gå helt ud til støbeformen, således at dens korrekte placering og forankring kan kontrolleres visuelt på det færdige element. (At den derved opnåede forankring er tilstrækkelig, er eftervist ved et stort antal forsøg.)

Hvis det ikke er muligt eller hensigtsmæssigt at udforme armeringen som vist på fig. 1.7, må den forsynes med en lodret eller vandret ombukning, eller der må indlægges en særlig armering til sikring af hovedarmeringens forankring.

Ombukning af armeringen i lodret plan som vist på øverste del af fig. 1.5 er sjældent nogen tilfredsstillende løsning. Dels er det kun ved store pladetykkelser, at der opnås nogen mærkbar forøgelse af forankringslængden, og dels vil overholdelsen

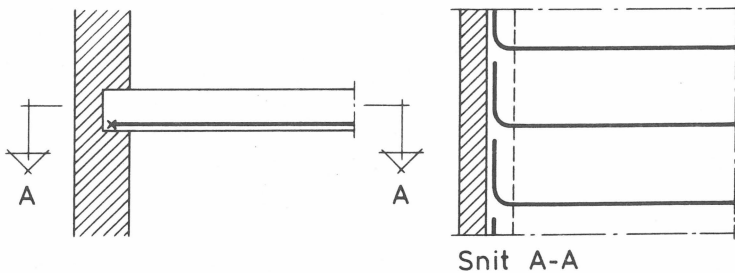
af de foreskrevne bukkeradier ofte medføre, at der opstår et uarmeret hjørne, som kan spaltes fra ved et glidningsbrud, se fig. 1.8. (Bemærk iøvrigt her, at kamstål kræver særlig stor bukkeradius). Desuden udgør tildannelsen af ombukningen et fordyrende led i udførelsen, samtidig med at man støder på toleranceproblemer analoge med dem, der er nævnt ovenfor.

Præfabrikerede plader er i særlig grad udsat for et brud af ovennævnte type, i hvert fald lokalt, som følge af ublid håndtering af elementerne.



Figur 1.8 Glidningsbrud i uarmeret hjørne

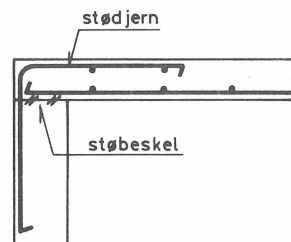
Ombukning af armeringen i vandret plan, se fig. 1.9, er en væ-



Figur 1.9 Ombukning af armering i vandret plan

sentligt bedre løsning, da der let kan opnås den fornødne forankringslængde, og da der ikke opstår uheldige, uarmerede zoner på grund af ombukningen. Angående tildannelse og måltolerancer adskiller denne løsning sig derimod ikke fra den ovenfor omtalte. Bemærk iøvrigt, at opbukning også kan ske i en skrå plan. Dette er f.eks. aktuelt, hvis ombukningslængden er større end armeringsafstanden.

I mange tilfælde løses forankringsproblemet imidlertid enklest ved indlæggelse af en særskilt armering, der stødes med hovedarmeringen. Et eksempel herpå ses på nederste del af fig. 1.5. Når den understøttende væg er en jernbetonvæg, og konstruktionen støbes på stedet, vil forbindelsen som regel bestå af vinkelebukkede stødjern, se fig. 1.10. Disse kan også tjene til at armere pladeoversiden ved hjørnerne, hvilket er nødvendigt af hensyn til vippere.

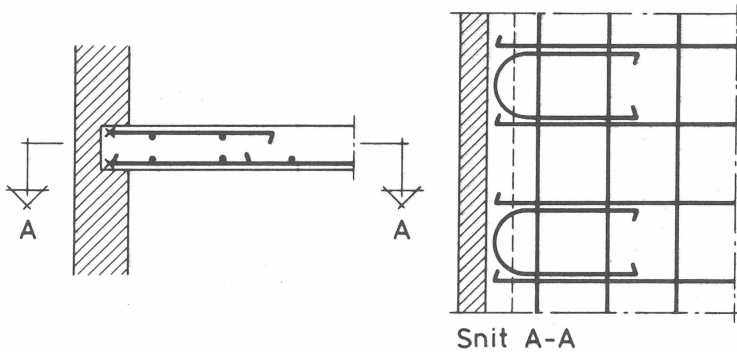


Figur 1.10 Stødarmering mellem væg og plade

Ved som på fig. 1.11 at benytte vandret liggende stødjern i form af U-bøjler fås en god løsning på forankringsproblemet, samtidig med at toleranceproblemet elimineres, og tildannelsen af armeringen bliver simpel.

1.6 Fordelingsarmering i enkeltspændte plader

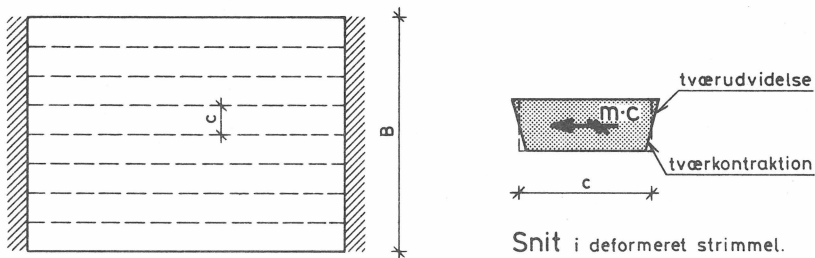
Betonnormen kræver, at enkeltspændte plader skal forsynes med



Figur 1.11 Liggende U-bøjler som forankring

en armering på tværs af bæreretningen. (At dobbeltspændte plader skal armeres i to retninger, ligger i sagens natur og er derfor ikke nævnt i normen). Denne armering, der traditionelt benævnes fordelingsarmeringen, skal tage højde for, at laster, der regnes jævnt fordelte over pladens bredde, f.eks. en linie-last parallelt med understøtningerne, sjældent er det i virkeligheden. (At dette giver anledning til krumninger i snit parallelt med understøtningerne, indses på samme måde som ved belastning med koncentrerede laster, se afsnit 1.7).

Men også i tilfælde af, at en last virkelig er jævnt fordelt, er der behov for en armering på tværs af bæreretningen. Dette indses kvalitativt ved at betragte fig. 1.12, der viser en enkeltspændt plade, som tænkes delt op i et antal parallelle strimler med bredden c . Alle strimlerne skal bære lige stor last og påvirkes derved af lige store bøjningsmomenter $m \cdot c$, hvor m er momentet pr. meter bredde. I en plade af homogent, elastisk materiale med samme arbejdslinie for træk og tryk, f.eks. stål, vil momentet fremkalde den på figuren viste deformation af strimmeltværsnittets form, svarende til, at Poisson's forhold $\nu > 0$. Ved at koble strimlerne sammen kommer man til det resultat, at pladen for den jævnt fordelte last skulle hvælve sig i tværetningen med toppunkt på midten. Dette er i-



Figur 1.12 Enkeltspændt plade med last fordelt jævnt over bredden B

midlertid ikke tilfældet, idet nedbøjningen viser sig at være praktisk taget den samme for alle de tænkte strimler uanset deres placering i pladen. Den beskrevne tværdeformation må således være hindret, hvilket kan ske ved, at strimlerne påvirker hinanden med et tværmoment af størrelsen $v \cdot m$ med samme fortegn som hovedmomentet m pr. meter bredde. For en uendeligt bred pladestrimmel viser dette sig at holde stik; for plader med endelig bredde klinger virkningen af i nærheden af de frie rande.

For jernbeton kan der anstilles tilsvarende betragtninger. Umiddelbart skulle man forvente, at tværmomentet ville blive mindre end $v \cdot m$, idet tværkontraktionen af strimlernes underside ikke nødvendigvis er hindret (betonpladen kan jo revne i "fugerne" mellem strimlerne). Af andre årsager (svind, fordeling af ujævn last m.fl.) ønskes imidlertid en tværarmering, og denne vil yde modstand mod strimlernes tværkontraktion. Sædvanligvis sættes for jernbeton $v = 0,15$ á $0,2$, og som følge deraf skal tværarmeringen dimensioneres for $0,2 \cdot m$, dvs. 20% af momentet i bæreretningen.

Dette svarer meget nær til, at den trækraft, der skal optages i tværretningen, andrager 20% af trækraften i hovedarmeringen (pr. meter plade). Hvis der, som det oftest er tilfældet, anvendes samme armeringstype i de to retninger, svarer dette til, at tværsnitsarealet af fordelingsarmeringen skal udgøre mindst

20% af hovedarmeringens tværsnitsareal.

Bemærk, at fordelings- og hovedarmering skal placeres i samme side af pladen. I områder, hvor hovedarmeringen ligger i oversiden, skal fordelingsarmeringen derfor også placeres i oversiden. I praksis føres sædvanligvis undersidens fordelingsarmering igennem i hele pladens udstrækning som vist på fig. 1.5.

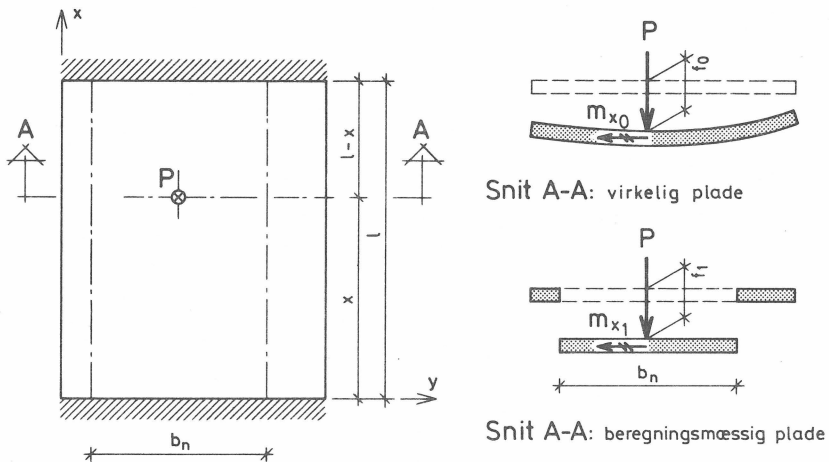
1.7 Plader med koncentrerede laster

Virkningen af en koncentreret last på en plade kan være ret kompliceret at beregne. Ganske vist har man et udmærket hjælpemiddel i brudlinieteorien, men dennes anvendelse begrænses ikke sjældent af stivheds- og revnehensyn, så man må ty til andre metoder, der i højere grad afspejler konstruktionens virkemåde i brugstilstanden. Sådanne metoder vil oftest være baseret på elasticitetsteorien, og der findes i litteraturen gengivet beregningsresultater for elastiske plader med et stort antal forskellige understøtningsbetingelser, se f.eks. litt. (4), (5), (6) og (7). (Man skal dog være opmærksom på, at resultaterne som regel kun gælder for isotrope plader, og at denne forudsætning sjældent er opfyldt for jernbetonplader).

I vore dage samler interessen sig dog navnlig om løsning af beregningsproblemerne ved hjælp af EDB-orienterede metoder, først og fremmest elementmetoden, som danner grundlag for adskillige standardprogrammer. Anvendelsen af sådanne metoder kan enten ske direkte, dvs. ved at gennemføre en EDB-beregning med de aktuelle geometriske data samt last- og materialedata, eller indirekte. I sidstnævnte tilfælde udføres der ikke nogen EDB-beregning for det konkrete beregningsproblem, men resultaterne af mere generelle EDB-undersøgelser udnyttes i form af diagrammer, tabeller eller enkle konstruktionsregler. Eksempelvis kan nævnes "Tværfordeling af trafiklast på pladebroer" (litt. 8), hvor omfattende undersøgelser af broer belastet med et antal standard-hjultryk udmøntes i simple diagrammer til bestemmelse af fordelingsbredden. (Om dette begreb mere senere i dette afsnit).

Ved projektering af broer har det særlig interesse at undersøge påvirkningerne i en enkeltspændt plade belastet med en el-

ler flere koncentrerede laster. I det følgende skal der gøres rede for nogle simple beregningsregler, som kan gøre fyldest i forbindelse med overslagsberegninger, når ikke andre metoder eller resultater er umiddelbart tilgængelige.



Figur 1.13 Enkeltspændt plade med koncentreret last

Fig. 1.13 viser en simpelt understøttet, enkeltspændt plade med en punktlast P . I snit A-A skal der totalt optages et moment af størrelsen

$$M_x = P \cdot \frac{x(l-x)}{l}$$

Dette moment er ikke jævnt fordelt over pladens bredde; det viser sig at være størst umiddelbart under P , og dermed er også nedbøjningen størst her. For at pladen kan bevare sin sammenhæng, må der opstå krumninger i tværetningen (se fig.) og dermed tværmomenter.

I praksis anvendes imidlertid ofte en enklere betragtningsmåde, der går ud på, at momentet regnes jævnt fordelt over en

pladestrimmel med bredden b_n , nyttebredden^{*)}. Det dimensionerede moment bliver

$$m_{x_1} = \frac{M \cdot x}{b_n}$$

Nyttebredden kan i princippet vælges frit - med de begrænsninger, der naturligt sættes af pladens geometri -, blot den forudsatte momentfordeling er statistisk tilladelig og sikker, hvilket bl.a. stiller nogle krav til fordelingsarmeringen. Hvis stivheds- og revnehensyn spiller en afgørende rolle, bør den dog fastsættes, så m_{x_1} ikke afviger væsentligt fra m_{x_0} (se fig. 1.13).

Et hyppigt benyttet udtryk for nyttebredden er

$$b_n = b_1 + 2h + 4 \cdot \frac{x(l-x)}{\ell} \sqrt{\alpha} \quad (1.1)$$

hvor b_1 = lastens udstrækning på tværs af pladens bæreretning

h = samlet tykkelse af eventuelle belægninger m.v. svarende til, at der regnes med en trykfordeling på 45° gennem disse lag

α = forholdet mellem de momenter, der kan optages ved hjælp af henholdsvis fordelingsarmeringen og hovedarmeringen, dvs. $\alpha \approx \frac{A_{sf}}{A_s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{ydf}}$ hvor A_{sf} og A_s er armeringstværsnittet pr. meter plade af henholdsvis fordelingsarmeringen og hovedarmeringen, og hvor f_{ydf} og f_{yd} er de tilhørende regningsmæssige flyde-spændinger

x og ℓ fremgår af fig. 1.13.

Når P står midt mellem understøtningerne, svarer udtrykket for b_n til, at fordelingen af P fra den faktiske bredde b_1 til en jævn fordeling over nyttebredden b_n sker ved hjælp af en "skjult bjælke" med bredden $0,5\ell$. Denne bjælke dimensioneres for momentet $m_y = \alpha \cdot m_{x_1}$.

*) Ofte benævnt fordelingsbredden

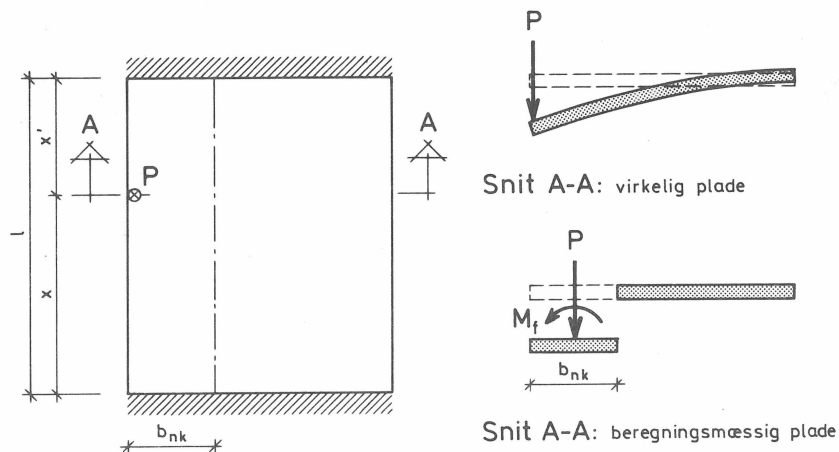
Nyttebredden kan naturligvis ikke regnes større end den bredde, der rent faktisk er til rådighed. Dette medfører, at der kun er ca. halvt så stor nyttebredde til rådighed, når punktlasten er placeret helt ude ved en fri pladekant:

$$b_{nk} = b_l + h + 2 \cdot \frac{x(l-x)}{l} \sqrt{\alpha} \quad (1.2)$$

I dette tilfælde skal man iøvrigt være opmærksom på, at fordelingsarmeringen skal dimensioneres for momentet $m_y = -\alpha m_{x_1}$, dvs. fordelingsarmeringen skal placeres i oversiden. Dette indses kvalitativt ved at betragte krumningsforholdene på fig. 1.14.

Regnet fra den frie pladekant bør fordelingsarmeringen strække sig mindst ca. $2 \cdot b_{nk}$ ind i pladen. Iøvrigt er det god praksis at forsyne hele pladen med en oversidearmering, når der er væsentlige punktlaster.

Bemærk, at fordelingen af P jævnt over bredden b_{nk} ikke uden videre er statisk tilladelig. Hertil kræves enten, at den virksomme pladedel kan optage flytningsmomentet $M_f = P \cdot \frac{1}{2} b_{nk}$



Figur 1.14 Enkeltspændt plade med punktlast ved fri pladekant

ved vridning, eller at det kan overføres til den "uvirksomme" del af pladen og derfra til understøtningerne.

Hvis punktlasten er placeret et stykke a fra den frie pladekant men så nær denne, at den fulde nyttebredde efter (1.1) ikke kan tages i regning, sættes

$$b_{na} = b_1 + h + a + \frac{2x(l-x)}{l} \sqrt{\alpha} \quad (1.3)$$

Angående den statiske tilladelighed af den forudsatte lastfordeling gælder de samme bemærkninger som ovenfor.

Her kan det dimensionerede tværmoment være enten negativt eller positivt, og der bør som regel indlægges fordelingsarmring i både overside og underside. Denne dimensioneres på den sikre side for momentet $|m_y| = \alpha \cdot m_{x_1}$ og bør strække sig ca. $2 \cdot b_{na}$ ind i pladen.

De angivne nyttebredder kan benyttes ved beregning af plademomenterne. Ved fordeling af forskydningskræfter bør man være mere restriktiv, idet en del af den lastfordelende virkning hænger sammen med pladens vridning. Ved denne opstår der nemlig forskydningssspændinger, som skal adderes til bøjningsforskydningssspændingerne. Hvis man i en forenklet beregning ønsker at tage hensyn til dette forhold, kan det gøres ved at fordele forskydningskræfterne over en mindre nyttebredde end den, der er anvendt ved momentberegningen.

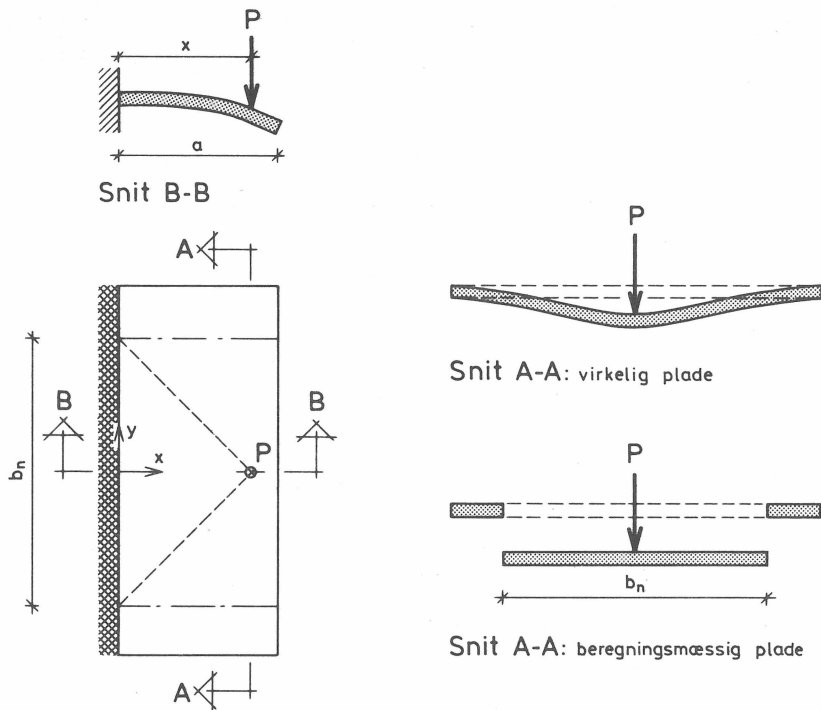
Formlerne (1.1), (1.2) og (1.3) har kun gyldighed for en simpelt understøttet plade. Hvis pladen er fuldt eller delvist indspændt over understøtningerne, bliver nyttebredden svarende til iøvrigt uændrede forudsætninger mindre, nemlig

$$b_n = b_1 + 2h + 2,7 \cdot \frac{x(l-x)}{l} \sqrt{\alpha}$$

$$\text{og } b_{nk} = b_1 + h + 1,35 \cdot \frac{x(l-x)}{l} \sqrt{\alpha}$$

$$\text{og } b_{na} = b_1 + 2h + a + 1,35 \cdot \frac{x(l-x)}{l} \sqrt{\alpha}$$

For en konsolplade, se fig. 1.15, regnes hyppigt med en fordeling under 45° til indspændingstværsnittet, således at

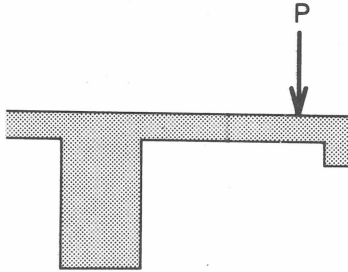


Figur 1.15 Konsolplade med punktlast

$$b_n = b_1 + 2h + 2x \quad (1.4)$$

hvor x er punktlastens afstand fra indspændingen.

Også her spiller fordelingsarmeringen en væsentlig rolle, idet den bestemmer pladens stivhed i y -retningen og dermed den nyttebredde, der kan regnes med. Også her kan fordelingen tænkes realiseret ved, at en "skjult bjælke" fordeler P i y -retningen over strækningen b_n . Hvis punktlasten står helt ude ved den frie kant, svarer benyttelse af formel (1.4) til, at den yderste halvdel af konsolpladen med bredde $\frac{1}{2}a$ er regnet som skjult bjælke med momentet $m_y = -m_x = (P \cdot a) : b_n$ (pr. meter). Det må i øvrigt anbefales at indlægge en vis fordelingsarmering også i

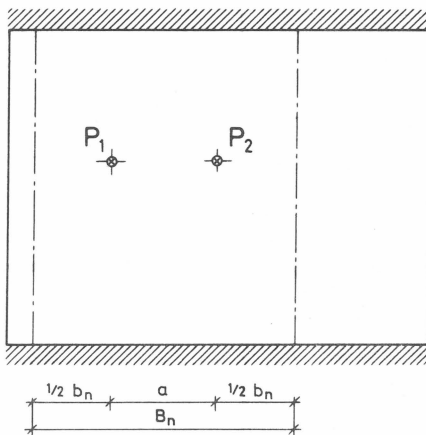


Figur 1.16 Konsolplade med kantbjælke

pladens overside, jfr. krumningsforholdene på fig. 1.15.

Ved at forsyne konsolpladen med en kantbjælke, se fig. 1.16, kan nyttebredden forøges væsentligt ud over, hvad der fås af formel (1.4).

Virksomheden af punktlaster på konsolplader kan iøvrigt ofte med fordel beregnes ved hjælp af brudlinieteorien. Også her må dog tilrådes en vis forsigtighed, hvis stivheds- og revnehensyn



Figur 1.17 Enkeltspændt plade med 2 punktlaster

spiller nogen rolle.

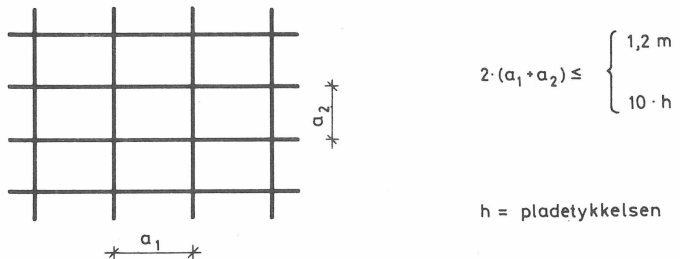
For en plade, der er belastet med flere punktlaster, kan det forekomme, at deres indbyrdes afstand a , se fig. 1.17, er mindre end den nyttebredde, der kan regnes med for den enkelte punktlast. I sådanne tilfælde kan den samlede last, her $P_1 + P_2$, regnes jævnt fordelt over en nyttebredde $B_n = a + b_n$. Denne fremgangsmåde bør dog ikke uden videre anvendes, hvis der er stor forskel på størrelsen af punktlasterne.

For den af Vejdirektoratet foreskrevne lastgruppe for broer er der i litt. (8) angivet diagrammer til bestemmelse af nyttebredden og tværmomentet for nogle typiske lastopstillinger.

For paddehatdæk, dvs. bjælkeløse, dobbeltspændte dæk båret af søjler, kan reaktionen fra søjlerne opfattes som punktlaster på pladen. Sådanne dæk beregnes ofte ved hjælp af brudlinieteorien. Af hensyn til forholdene i brugsstadiet må det anbefales at anbringe en særlig kraftig armering i pladeoversiden ved søjlerne. Dette kan der på ganske enkel måde tages hensyn til ved brudberegningen.

1.8 Armeringsafstande. Gennemlokning

For at sikre en passende revnefordeling og af hensyn til faren for gennemlokning må afstanden mellem de enkelte armeringsstænger ikke vælges for stor. Betonnormen kræver, at omkredsen af de masker, der dannes af de to armeringsretninger, ikke må o-

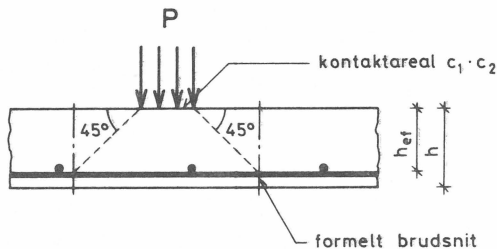


Figur 1.18 Maksimumsafstande for pladearmering

verstige de grænser, der er anført på fig. 1.18.

Faren for gennemlokning af pladen ved en punktlast kan i henhold til betonnormen undersøges ved, at punktlasten regnes fordelt under 45° til en plan gennem armeringen i den modsatte side af pladen. Forskydningsspændingen i et snit vinkelret på pladen langs begrænsningen af det herved fremkomne areal, se fig. 1.19, bør ikke overstige betonens regningsmæssige trækstyrke f_{td} , dvs.

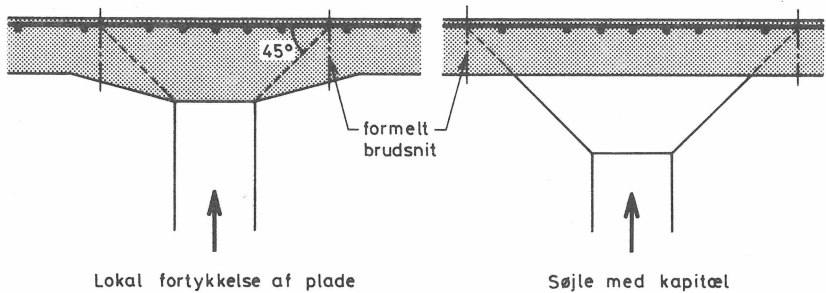
$$\tau_g = \frac{P}{(c_1 + c_2 + 4h_{ef}) \cdot h} \leq f_{td}$$



Figur 1.19 Undersøgelse af gennemlokning

For tynde plader belastet af punktlaster med lille kontaktareal vil de på fig. 1.18 anførte krav til armeringsafstandene ikke sikre, at der findes nogen armering i det beregningsmæssige brudsnit på fig. 1.19. I sådanne tilfælde tilrådes det at gøre armeringsnettets masker mindre, end normen kræver.

For et dæk, hvor pladen understøttes direkte af søjler, kan det være nødvendigt at øge pladetykkelsen lokalt ved søjlen for at eliminere faren for gennemlokning. En anden løsning er at forsyne søjlen med et kapital. Disse løsninger er vist på fig. 1.20. Sådanne dæk benævnes ofte paddehatdæk. De har dog begge den ulempe, at betonformen kompliceres. Hvis der lægges særlig stor vægt på at undgå dette, og det ikke er muligt eller hen-

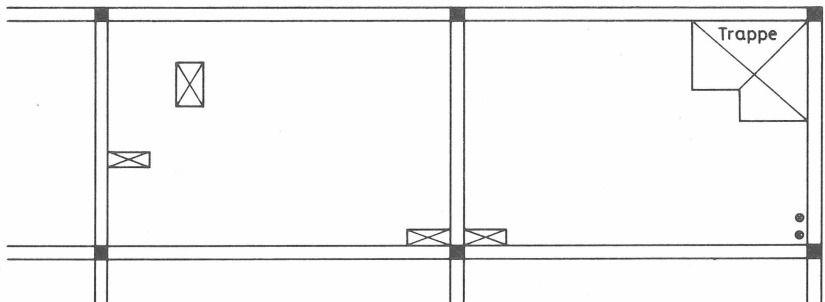


Figur 1.20 Foranstaltninger til mindskning af gennemlokningsfare

sigtsmæssigt at forøge pladetykkelsen, kan pladen sikres mod gennemlokning ved, at der indføres stålprofiler, der virker som et skjult kapital.

1.9 Huller i plader

I et jernbetondæk vil der ofte forekomme huller, også kaldet udsparinger. Disse kan tilgodese en permanent funktion, f.eks. gennemføring af installationer, eller en midlertidig funktion, f.eks. opstilling af en byggekran. Fig. 1.21 viser eksempler

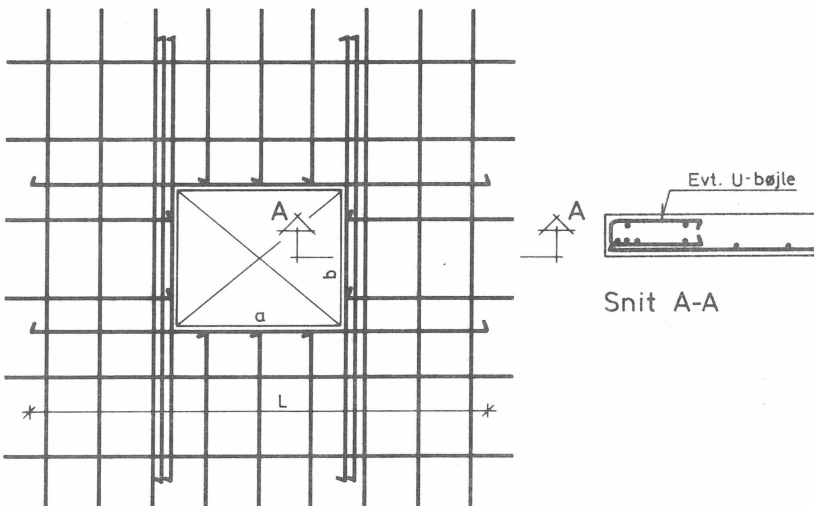


Figur 1.21 Plan af dæk med udsparinger

på udsparinger, der i overensstemmelse med DS 2095 er markeret med krydssignatur.

Udsparingerne, f.eks. huller for gennemføring af trapper, kan have så stor udstrækning, at deres form og beliggenhed får indflydelse på dimensioneringen af pladen og dens gennemgående armering. Sådanne plader beregnes ofte efter brudlinieteorien. Her skal man være opmærksom på, at fuld udnyttelse af momentet langs en brudlinie, der skærer en fri kant, kræver, at armeringen er fuldt forankret ved denne, f.eks. ved hjælp af U-bøjler som dem, der er vist på fig. 1.22.

En stor del af de forekommende udsparinger er dog så små, at de kan betragtes som et lokalt fænomen. I sådanne tilfælde dimensioneres pladen og dens gennemgående armering uden hensyn til udsparingerne, og der indlægges blot ekstra armeringsstænger til erstatning for dem, der må afbrydes ved hullet, se fig.



Plan Evt. U-bøjler og oversidearmering ikke vist.

Figur 1.22 Armering omkring mindre udsparing

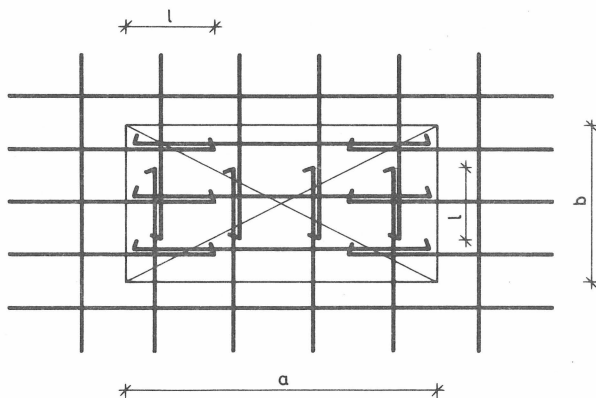
1.22. At dette er en brugbar fremgangsmåde, hænger sammen med, at pladetykkelsen som regel vælges større end den tykkelse, der er nødvendig af styrkehensyn.

Det anbefales, at de ekstra armeringsstænger, der indlægges langs hulkanterne, gives længden $L = 2\ell + a + b$, hvor ℓ er stødlængden, og hvor a og b er hullets dimensioner. Herved er der taget hensyn til, at stødlængden bør forøges, når de stænger, der stødes, ikke ligger tæt op ad hinanden, jfr. litt.

(9) figur 2.3.11.

Ved hulkanten kan der være fare for dannelse af vandrette revner på grund af større svind ved betonoverfladen end i det indre af pladen. Dette kan imødegås ved, at der placeres U-bøjler langs hulkanten. Disse kan eventuelt fastholdes af en montagearmering i pladens overside, se snit A-A.

Udsparinger, der skal tilstøbes efter endt brug, behøver normalt ikke nogen ekstra armering ud over den, der er nødvendig for at støde den gennemgående armering ved udsparingen. Den svækkelse af pladen, som udsparingen udgør, forekommer nemlig oftest i en situation, hvor pladen ikke er fuldt belastet. En sådan udsparing med mål $a \times b$ er vist i fig. 1.23.



Figur 1.23 Udsparing der tilstøbes efter endt brug

Figuren viser 2 måder at anordne stødet på: Enten føres de afbrudte armeringsstænger blot en stødlængde ind i udsparingen, og der indlægges en separat stødarmering af længde som hullet, eller også gives de udragende armeringsstænger en så stor længde, at de kan overlappe hinanden med stødlængden l . Af plads- og udførelshensyn vil de udragende stødjern ofte være bukket 90° enten lodret eller vandret ved hulranden, og de må da bukkes på plads igen, inden tilstøbningen af udsparingen kan foretages. Opmærksomheden henledes på, at de hårde stålsorter ikke tåler sådanne gentagne bukninger med lille krumningsradius. Det kan derfor være nødvendigt at anvende rundjern til en sådan stødarmering.

1.10 Skjulte bjælker

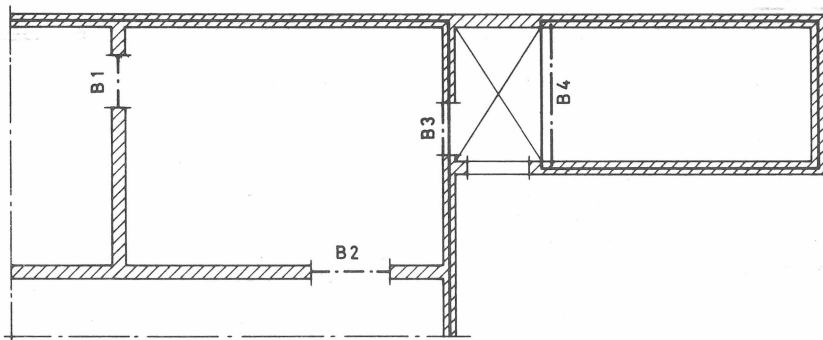
I et betondæk kan der være behov for en lokal forstærkning på grund af permanent placerede koncentrerede laster, uregelmæssigheder i understøtningsforholdene el.lign. Forstærkningen kan bestå i en lokal forøgelse af betondimensionerne, en bjælke, hvorved både stivhed og bæreevne forbedres. Imidlertid søger man ofte at undgå denne løsning, da den udgør en komplikation af udførelsen af dækket samtidig med, at den kan indebære æstetiske ulemper.

I stedet etableres forstærkninger ved hjælp af en "skjult bjælke", der er betegnelsen for en lokal forøgelse af armeringsmængden uden samtidig forøgelse af betondimensionerne. På fig. 1.24 er vist eksempler på anvendelse af dette princip.

De skjulte bjælker B1, B2 og B3 skal bære hen over afbrydelser i dækkets understøtning. Deres belastning svarer til pladereaktionen på de pågældende strækninger. Den skjulte bjælke B4 skal f.eks. bære en linielast fra en let væg placeret på dækket langs kanten af dette.

De i afsnit 1.9 omtalte forstærkninger ved huller kan også opfattes som skjulte bjælker. Desuden er der i afsnit 1.7 gjort rede for, hvorledes fordeling af koncentrerede laster på en enkeltspændt plade kan indebære udnyttelse af skjulte bjælker.

Ved beregning af en skjult bjælke i et dæk må det først og fremmest erindres, at der lokalt ofte forudsættes optaget stør-



Figur 1.24 Plan af dæk med skjulte bjælker

re påvirkninger, end pladen ellers er dimensioneret for. Dette gælder f.eks. for B4 på fig. 1.24 og for forstærkningerne langs hullet på fig. 1.22. I sådanne tilfælde er det en betingelse, at pladetykkelsen er så rigelig, at der ved indlæggelse af ekstra armering kan opnås den ønskede lokale forøgelse af bæreevnen. (Så længe tværsnittet er normalt armeret, stiger bæreevnen næsten proportionalt med mængden af trækarmring. Hvis tværsnittet er overarmeret, dvs. bruddet sker ved knusning af betonen, stiger bæreevnen kun ganske lidt, når trækarmningsmængden forøges. I sådanne tilfælde må der tilføjes trykarmering. Af hensyn til stivheden er det i almindelighed ikke anbefalelsesværdigt at "knibe" betondimensionerne så meget, at skjulte bjælker må forsynes med trykarmering).

Bredden af en skjult bjælke er i sagens natur ikke veldefineret. Det er nærliggende at skele til reglerne for fastsættelse af medvirkende bredde i T-bjælker, men af hensyn til stivheden bør der udvises forsigtighed, så der i almindelighed ikke regnes med større bredde end 2 å 3 gange pladetykkelsen.

Det vil ofte være nødvendigt at forsyne skjulte bjælker med forskydningsarmering. Denne anordnes som i "normale" bjælker, af praktiske grunde oftest i form af bøjler.

Endelig skal det understreges, at vurderingen af stivhedsfor-

holdene indgår som et væsentligt element i afgørelsen af, hvorvidt det er formålstjenligt at benytte skjulte bjælker, eller man bør vælge at forøge betondimensionerne lokalt. En overvurdering af de skjulte bjælkers stivhed kan bl.a. medføre uheldige revnedannelser og store deformationer, der i uheldigste fald kan gøre konstruktionen ubrugelig. Afgørende for vurderingen af virkemåden er, om pladen med en given skjult bjælke kan forudsættes at få væsentligt mindre nedbøjning på det pågældende sted, end hvis der ikke var anordnet nogen skjult bjælke. Problematikken belyses i det følgende med nogle kommentarer til de skjulte bjælker, der er vist på fig. 1.24.

De skjulte bjælker B1, B2 og B3 kan regnes at virke som stive understøtninger for pladen, når deres nedbøjning er væsentligt mindre end den nedbøjning, pladen ville have det pågældende sted, hvis der ikke var anordnet en skjult bjælke. Dette kan i praksis regnes at være tilfældet, når længden af de skjulte bjælker er mindre end ca. en trediedel af pladens spændvidde i den korte retning.

I overensstemmelse hermed bør den skjulte bjælke B4 ikke regnes som en stiv understøtning for pladen. (Dette er næppe heller særlig økonomisk). Der er derimod ikke noget i vejen for, at B4 kan dimensioneres for optagelse af en lokal linielast. Af hensyn til stivheden må det anbefales at dimensionere en sådan skjult bjælkes armering rigeligt, og man bør i alle vigtigere tilfælde foretage et overslag over nedbøjningerne.

1.11 Vægtbesparende foranstaltninger

I det foregående er det antaget, at pladen er massiv, og at pladetykkelsen er konstant (bortset fra omtalen af paddehatdæk i afsnit 1.8). Denne konstruktionsform giver stor frihed i anordningen af armeringen, og samtidig er støbepformen ukompliceret og støbearbejdet enkelt.

For konstruktioner, hvor egenvægtens bidrag til de dimensionerende momenter er dominerende, er det nærliggende at forsøge at spare vægt, og dette vil ofte medføre, at man må give afkald på nogle af de nævnte fordele ved den massive plade og vælge mere komplicerede tværsnit og udførelsesmåder.

Dette gælder i særlig grad for broer med store spændvidder, for bolig- og institutionsbyggeri, samt iøvrigt hvor anvendelse af præfabrikerede elementer gør det ønskeligt at spare vægt. De væsentligste vægtbesparende foranstaltninger er

- a. anvendelse af letbeton
- b. fjernelse af materiale omkring pladens neutrale akse
- c. fjernelse af "uvirksomt" materiale i trækzonen
- d. udformning af pladen med varierende tykkelse.

Ad a: Anvendelse af letbeton, dvs. beton med lavere rumvægt end 23 kN/m^3 , er en enkel måde at spare vægt på, idet man ikke behøver at give afkald på den massive plades fordele. Eksempelvis kan nævnes præfabrikerede plader til tagkonstruktioner eller etageadskillelser, se fig. 1.25. Også pladsstøbte konstruktioner kan naturligvis udføres i letbeton.



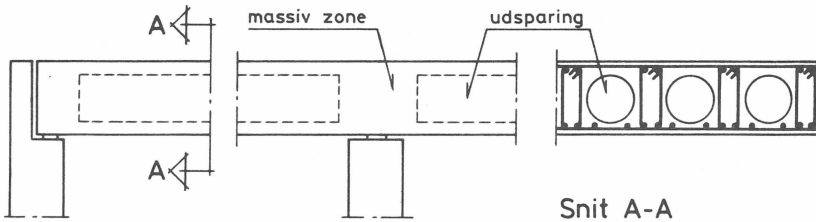
Figur 1.25 Præfabrikerede, massive letbetonplader

Det falder uden for denne fremstillings rammer at redegøre nærmere for de særlige forhold (herunder økonomien), der gør sig gældende for konstruktioner i letbeton. Blot skal det nævnes, at elasticitetsmodulen er lavere end for sædvanlig beton, og at krybnings- og svinddeformationerne i reglen er af større betydning. Man må derfor vurdere den mindre vægtbesparelse i forhold til den mindskede stivhed.

Anvendelse af letbeton kan selvsagt kombineres med de øvrige vægtbesparende foranstaltninger.

Ad b: Ved at anordne udsparinger omkring pladens neutrale akse

opnås en vægtbesparelse næsten uden tab af styrke og stivhed i forhold til en massiv plade med samme konstruktionshøjde. Fig. 1.26 viser en plade med indstøbte letvægtsrør, der efterlades i betonen. Under udstøbningen vil rørene være påvirket af en betydelig opdrift, og de må derfor forankres. Dette skal ske til støbeformen (og ikke til armeringen!).

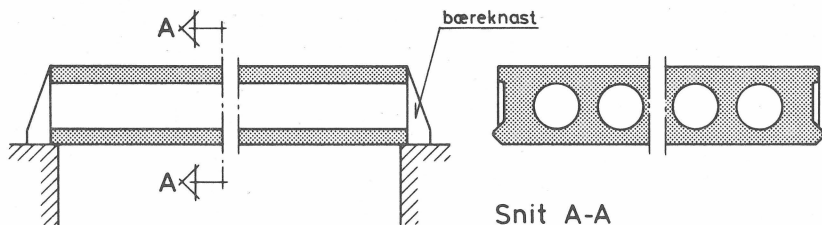


Figur 1.26 Plade med rørformede udsparinger

Denne konstruktion er mest velegnet til plader, der regnes enkeltarmerede i rørenes længderetning. Det bemærkes, at armering, der skal opbukkes, naturligvis må anbringes imellem udsparingerne.

En ulempe ved denne løsning er, at det - i modsætning til hvad der er tilfældet for massive plader - ofte vil være nødvendigt at forsyne pladen med en forskydningsarmering, som regel i form af bøjler, se fig. 1.26. I nærheden af understøtningerne, hvor forskydningskræfterne er størst, kan det være hensigtsmæssigt at afbryde udsparingerne, dvs. gøre pladen massiv, hvilket gør behovet for forskydningsarmering væsentligt mindre i disse zoner, eventuelt helt eliminerer det. De massive zoner over understøtningerne kan samtidig udnyttes som skjulte tværbjælker til fordeling af reaktionen, hvis mellemunderstøtningen f.eks. udgøres af en søjlerække.

På fig. 1.27 ses et typisk, præfabrikeret dækelement, der i meget stort omfang anvendes til etageadskillelser i bolig-, in-



Figur 1.27 Dækelement med bæreknaster og gennemgående udsparringer

stitutions- og erhvervsbyggeri. Her er udsparringerne gennemgående i hele pladens længde. De frembringes f.eks. ved indlagte slanger, der efter brugen trækkes ud og genanvendes. Elementerne anvendes som regel til konstruktioner, der er så let belastede, at forskydningsarmering kan undgås.

De nærmere detaljer vedr. dækelementernes geometri og armering kan f.eks. findes i litt. (10) samt i Dansk Standard DS 1038.

Ad c: En enkel måde at spare vægt på er at unnlade udstøbning af en stor del af betonen i pladens trækzone, idet denne alligevel ikke bidrager til optagelse af bøjningsmomenterne. Udsparringerne anordnes i striber eller felter, og derved fremkommer der en ribbeplade sammensat af et antal parallelle eller krydsende T-bjælker. Af hensyn til dækkets funktion (kørebane, etageadskillelse etc.) er det sædvanligvis kun aktuelt at anbringe udsparringerne i pladens underside.

Sammenlignet med sædvanlige T-bjælker er ribbeplader karakteriseret ved en relativt lille konstruktionshøjde og forholdsvis brede ribber, hvilket for let belastede konstruktioner kan indebære den fordel, at man undgår forskydningsarmering. Ribbeplader har naturligvis iøvrigt de samme fordele og ulemper som sædvanlige T-bjælker: de er velegnede til at optage de positive plademomenter og mindre egnede til at optage de negative. Denne ulempe kan der dog let rådes bod på, idet man blot kan unnlade udsparringer i områderne med negative momenter. Dette

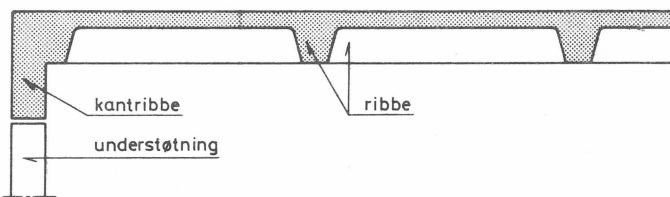


Figur 1.28 Tværsnit i pladestribebro (sidehældning ikke vist)

vil også være til gunst for optagelsen af forskydningskræfterne.

Fig. 1.28 viser et tværsnit i en såkaldt pladestribebro med få, brede ribber. Denne tværsnitstype er dog mest anvendt til forspændte konstruktioner. Forskallingen er enkel og støbearbejdet ukompliceret som for massive plader.

På fig. 1.29 ses en ribbeplade med krydsende ribber. Forskallingen udgøres af specielle forme, f.eks. "omvendte trug", der kan genanvendes et stort antal gange. Armeringen udgøres

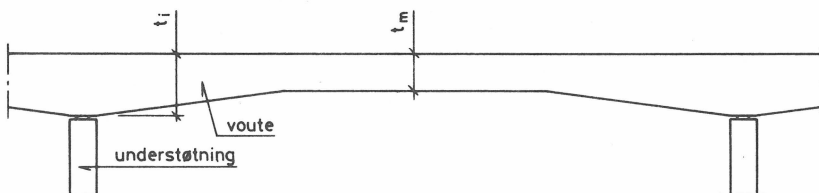


Figur 1.29 Eksempel på krydsribbedæk

dels af en let pladearmering i felterne mellem ribberne og dels af en kraftigere armering i ribberne. Disse må normalt bøjlearmeres. På figuren er det desuden vist, hvorledes en særlig stiv kantribbe kan etableres. Med hensyn til konkrete specifikationer henvises til firmabrochurer.

Ad d: Hvis den nødvendige pladetykkelse t_{\perp} i pladens indspændingstværsnit er større end den nødvendige tykkelse t_m i snit

omkring fagmidten, kan det undertiden betale sig at udføre pladen med varierende tykkelse frem for at vælge tykkelsen t_1 over det hele, selvom dette komplicerer udførelsen noget. Overgangen mellem de to konstruktionshøjder kaldes vouter og kan



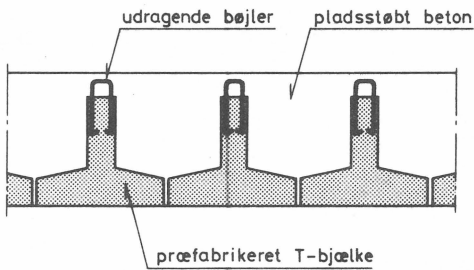
Figur 1.30 Plade med vouter

f.eks. have et retliniet forløb som vist på fig. 1.30 eller foregå i spring.

1.12 Særlige udførelsesmåder

Ved kombination af pladsstøbt udførelse og anvendelse af præfabrikerede elementer fremkommer en række udformninger, der ikke umiddelbart dækkes af fremstillingen i de foregående afsnit. Det vil her føre for vidt at bringe en nogenlunde dækkende beskrivelse af de foreliggende muligheder, så disse skal blot antydes med to eksempler. Disse bygger begge på den ide at lade støbeformen for en pladsstøbt plade udgøres af et eller flere præfabrikerede, selvbærende elementer. Herved spares støbeform på byggepladsen og eventuelt også stillads. Sidstnævnte kan være en stor fordel, hvis en pladebro f.eks. skal spænde over en trafikeret vej eller et vandløb. Samtidig fås færre eller lettere elementer, end hvis pladen som helhed var præfabrikeret.

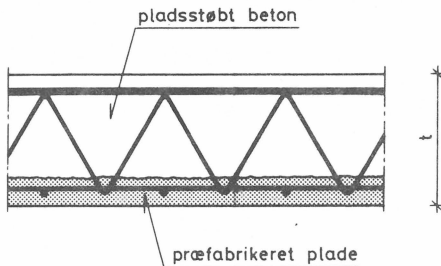
Forudsætningen for, at pladens totale tykkelse t kan udnyttes, er, at der etableres en forskydningsfast forbindelse mellem elementerne og den pladsstøbte beton. Dette gøres oftest ved hjælp af udragende armering i form af bøjler eventuelt supple-



Figur 1.31 Plade med omvendte, præfabrikerede T-bjælker

ret med, at kontaktfladen gøres ru.

Fig. 1.32 viser en løsning, hvor forskydningsforbindelsen består af et rundjernsgitter, der samtidig bidrager til stivheden



Figur 1.32 Plade med indstøbt gitterdrager

den af den præfabrikerede plade. Desuden er kontaktfladen ru.

Litteraturfortegnelse

- (1) M.P. Nielsen og A. Rathkjen: Mekanik 6.1. Skiver og plader. Aalborg 1975.
- (2) C.G. Jensen og K. Olsen: Teknisk Ståbi, 14. udgave. Teknisk Forlag, København 1976.
- (3) Bygningsreglement 1977.
- (4) "Bygg", handbok för hus-, väg- och vattenbyggnad, huvuddel 1. (Red. E. Wåhlin). Stockholm 1961.
- (5) Bares, Richard: Berechnungstabeln für Platten und Wandscheiben. Bauverlag, Berlin-Wiesbaden 1969.
- (6) Bittner, Ernst: Platten und Behälter. Springer-Verlag, Wien - New York 1965.
- (7) Pucher, Adolf: Influence Surfaces of Elastic Plates. Springer-Verlag, Wien - New York 1964.
- (8) Statens Vejlaboratorium: Tværfordeling af trafiklast på pladebroer (laboratorierapport 22). Roskilde 1976.
- (9) M.P. Nielsen: Beton 1, del 1. Aalborg 1974.
- (10) Henrik Nissen: Modul og montagebyggeri. Polyteknisk Forlag 1975.

the presence of a large number of small, unidentifiable particles, which may be the result of the use of a non-sterile medium. The presence of these particles may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a sterile medium would be preferred for the detection of viable bacteria. The use of a sterile medium is not possible for the detection of viable bacteria in the case of a large number of bacteria, because the medium would become too turbid to read.

The use of a non-sterile medium may also be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria.

The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria.

The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria.

The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria.

The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria.

The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria.

The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria.

The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria.

The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria. The use of a non-sterile medium may be the cause of the observed differences in the number of viable bacteria.

