

Publikasjon nr. 17

**Retningslinjer for bruk av
prefabrikerte betongelementer
i kai og havnebygging**

Norsk Betongforenings publikasjoner er utarbeidet av fagpersoner utnevnt av Norsk Betongforenings styre. Det er gjort det ytterste for å sikre at innholdet er i samsvar med kjent viten på det tidspunktet redaksjonen ble avsluttet. Feil eller mangler kan likevel forekomme.

Norsk Betongforening, forfattere eller fagkomiteen har intet ansvar for feil eller mangler i publikasjonen og mulige konsekvenser av disse.

Det forutsettes av publikasjonen benyttes av kompetente, fagkyndige ingeniører med forståelse for begrensningene og forutsetningene som legges til grunn.

INNHOLDSFORTEGNELSE

	<u>Side</u>
1. INNLEDNING.....	4
1.1 Generelt.....	4
1.2 Definisjon av et prefabrikert betongelement..	6
1.3 Aktuelle bruksområder.....	6
1.4 Prioriterte bruksområder.....	7
 2. EKSISTERENDE REGELVERK ETC.....	8
2.1 Lovverk, godkjennende instans.....	8
2.2 Belastninger.....	8
.1 Nyttelast på kaidekker.....	8
.2 Fortøynings- og støtkrefter fra fartøy.....	8
.3 Miljøkrefter.....	8
.4 Propellstrøm.....	9
.5 Jordtrykk.....	9
.6 Vanntrykk.....	9
2.3 Beregning og dimensjonering.....	9
2.5 Beskrivelse.....	9
 3. KONSTRUKTIVE HENSYN.....	10
3.1 Generelt.....	10
3.2 Kaityper.....	10
.1 Åpne kaier.....	11
.2 Massivkaier.....	11
3.3 Beliggenhet, klima og miljølaster.....	11
3.4 Fundamenteringsforhold.....	12
3.5 Byggetid.....	12
3.6 Rigg og kranutstyr.....	13
3.7 Stabilitet i byggetiden.....	13
 4. EKSEMPLER PÅ KAIKONSTRUKSJONER MED BRUK AV ELEMENTER.....	14
4.1 Generelt.....	14
4.2 Eksempler fra åpne kaier.....	14
4.3 Gravitasjonskaier.....	17
4.4 Betongspunt.....	17
4.5 Molokonstruksjoner med elementer.....	21
.1 Molokonstruksjon.....	21
.2 Dekkblokker.....	21
 5. UTFORMING AV BETONGELEMENTER	22
5.1 Generelt.....	22
5.2 Platekonstruksjoner.....	22
.1 Planparallelle - massive dekkelementer.	23
.2 Planparallelle - hule dekkelementer....	23
.3 Elementer med varierende tverrsnitt.....	25
.4 Ribbeelementer.....	25
.5 Oppleggsdetaljer.....	26
.1 Fritt opplagt.....	27
.2 Kontinuerlige opplegg.....	27
.6 Samvirkedekker.....	29

	<u>Side</u>
5.3 Bjelkeelementer.....	30
.1 Aktuelle bjelketverrsnitt.....	30
.1 Massive bjelker.....	31
.2 Hyllebjelker.....	31
.3 NOB-bjelkedekker.....	32
.2 Bjelkedetalj ved opplegg.....	32
.3 Plassøpte bjelker.....	33
5.4 Kaifrontelementer.....	33
.1 Generelt.....	33
5.5 Elementer i andre konstruksjoner.....	36
.1 Setningsplate (overgangsplate)	36
.2 Oppleggsbjelke for setningsplate.....	36
5.6 Fuger mellom betongelementer.....	37
.1 Generelt.....	37
.2 Innbyrdes fuger mellom dekkelementer uten påstøp.....	37
.3 Innbyrdes fuger mellom ribbelementer med utstikkende flenser.....	38
.4 Fuger i samvirkekonstruksjoner.....	39
.5 Fuger ved oppleggsbjelke.....	40
5.7 Anbefalte kaielementer (dekkelementer)	42
.1 Kaielement nr. 1 - Ribbeplate.....	42
.2 Kaielement nr. 2 - Massivelement med vouter.....	43
.3 Kaielement nr. 3 - Bærende samvirkeplate	43
 6. DIMENSJONERING AV TYPISKE KONSTRUKSJONSDELER.....	44
6.1 Generelt.....	44
.1 Materialer og konstruksjonsdeler.....	44
.2 Dimensjonering.....	45
.3 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden..	46
.4 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden..	49
6.2 Platekonstruksjoner med samvirketverrsnitt...	49
.1 Konstruktive hensyn.....	49
.2 Differensialtøyninger i samvirke- tverrsnitt.....	50
.3 Dimensjonering for punktlast.....	51
6.3 Platekonstruksjoner uten samvirketverrsnitt..	51
.1 Konstruktive hensyn.....	51
.2 Dimensjonering for punktlast.....	52
.3 Dimensjonering av skjærlege.....	52
6.4 Bjelker med samvirketverrsnitt.....	54
.1 Generelt.....	54
.2 Konstruktive hensyn.....	55
6.5 Kaifrontelementer.....	56
.1 Generelt.....	56
.2 Konstruktive hensyn.....	56

	<u>Side</u>
7. UTFØRELSE OG KONTROLL.....	58
7.1 Generelt.....	58
.1 Elementproduksjon på fabrikk.....	58
.2 Elementproduksjon på byggeplass.....	58
7.2 Elementproduksjon.....	58
.1 Produksjonsmetoder.....	58
.2 Slakkarmerte og forspente elementer.....	58
.3 Former - tre, stål.....	59
.4 Betong.....	59
.5 Herdekontroll.....	59
.6 Målenøyaktighet.....	60
7.3 Armering.....	60
.1 Slakkarmering, kvaliteter.....	60
.2 Spennarmering, kvaliteter.....	60
.3 Korrosjon.....	61
.4 Sveising av armering	61
7.4 Overflater.....	62
.1 Glatte former.....	62
.2 Overflate mot påstøp.....	62
.3 Ferdige overflater.....	62
LITTERATURHENVISNINGER.....	63
 BILAG	
B1 PUNKTLASTFORSØK.....	B1 .1
B2 BEREGNINGSEKSEMPLER.....	B2 .1
B3 RESULTATER FRA BEREGNINGER AV SPENNINGER FRA DIFFERENSIALSVINN I PLATEKONSTRUKSJONER MED SAMVIRKETVERRSNITT	B3 .1
B4 DIMENSJONERINGSIDIAGRAMMER FOR ANBEFALTE KAIELEMENTER.....	B4 .1

1. INNLEDNING

1.1 Generelt

Bruk av prefabrikerte betongelementer i kai og havnebygg har etterhvert blitt svært aktuelt i Norge såvel som i andre land med tilsvarende klimaforhold, økonomi og teknisk nivå. Forskjellige prefabrikerte elementer har allerede vært benyttet i norske kaikonstruksjoner. Erfaringene fra disse prosjektene synes å være positive.

Den senere tids utvikling har medført at kaiene skal dimensjoneres for større nyttelaster, hvilket generelt medfører tyngre konstruksjoner og større stillaskostnader. Den økonomiske utvikling med høye rentesatser har medført ønske om kort byggetid. Samtidig har lønnsutgiftene steget, hvilket selvsagt går i disfavour av mere arbeidsintensive konstruksjoner. Kaiene skal også ofte bygges på steder med vanskelige forhold og begrenset sesong pga. klima, bølger og is.

På den tekniske siden har vi generelt et relativt høyt utviklet nivå blant entreprenører, betongelementleverandører og planleggere. Betongelementer benyttes i utstrakt omfang i andre bygningskonstruksjoner.

Tilstanden på de fleste norske plassstøpte kai er generelt god (7). Observerte skader knytter seg hovedsaklig til følgende områder (7) :

- Kjemisk nedbrytning av betongen i undervannsstøpte pilarer som en følge av utvasking og separasjon under utførelse.
- Forvitring av betongpilarer i tidevannssonen, hovedsaklig pga. frost, og hovedsaklig på eldre konstruksjoner med dårlig betongkvalitet. Med god betong er denne forvitningsprosessen meget langsom.
- Korrosjonsskader ved kloridinntrengning på dekkkonstruksjonen. Disse skadene er hovedsaklig forbundet med høye bjelker i relativt gamle konstruksjoner, dårlig utstøpning eller liten overdekning til armeringen. På selve kaiplaten er det observert betydelig færre skader, som hovedsakelig skyldes manglende overdekning og/ eller kloridinntrengning ved stadig nedfuktning av konstruksjonsdeler.

Alle overnevnte problemområder har medført endringer i tidligere praksis vedr. konstruksjon og utførelse. For dekkkonstruksjonen har det i den senere tid vært betraktet som god konstruksjonspraksis å benytte relativt lave og brede bjelker med skrå sider, dette for å oppnå størst mulig høyde over vann, samt å redusere nedfuktet overflate på bjelkene. Det har også vist seg at uk. kaiplate lengst innunder kaien bør beskyttes ved øket overdekning pga. stadig nedfuktning fra bølgesprut opp i uk. plate.

Antall konstruksjoner som benytter en eller annen form for prefabrikerte betongelementer er færre og av nyere dato. Det er derfor ikke mulig å trekke noen entydige konklusjoner mht. tilstanden for disse kaiene.

Bruk av betongelementer medfører et betydelig antall skjøter i konstruksjonen, f.eks. skjøt mellom dekkelementer og påstøp, delvis åpne vertikale fuger mellom to dekkelementer, skjøt mellom bjelke og plate osv.

Noen av disse skjøtene går vanligvis igjen også i plassstøpte konstruksjoner, f.eks. horisontal støpeskjøt mellom ok. bjelkesteg og kaidekke. I kaibygging må disse skjøter vies spesiell omtanke pga. de store miljø- og brukslaster konstruksjonene er utsatt for.

Elementmontasjen kan utføres med byggekran, mobilkran eller kranlekker, kfr. pkt. 3.6.

Elementvekten må i vesentlig grad tilpasses det kranutstyr som kan være aktuelt i hvert enkelt tilfelle.

Bruk av betongelementer i kaibygging vil derfor medføre både fordeler og ulemper som må vurderes og ivaretas under planlegging og utførelse av en kaikonstruksjon. Disse kan innledningsvis kort oppsummeres som følger:

Fordeler:

- Kort byggetid
- Mindre værømfintlig produksjon/arbeider på stedet, mindre bemanning
- Lettere stillasutstyr for plassstøpte deler av konstruksjonen
- Mulighet for standardisering både mht. prosjektering og produksjon
- Mulighet for utnyttelse av eventuell ledig kapasitet i betongelementindustrien
- God produksjonskontroll

Ulemper:

- Strengere krav til toleranser på plassering av peler og pilarer
- Spesielle forholdsregler ved vinterstøp. Disse kan bl.a. omfatte oppvarming av eventuelle nedkjølte betongflater som kommer i kontakt med plassstøpt betong.
- Større krav til kranutstyr

- Fugeproblematikk
- Stabilitet i byggetiden må vurderes spesielt
- Relativt begrenset norsk erfaringsmateriale
- Relativt spinkelt eksisterende prosjekteringsgrunnlag.

Ovenstående momenter vil bli belyst mer detaljert i det etterfølgende.

1.2

Definisjon av et prefabrikert betongelement

Med et prefabrikert betongelement menes enhver del av den ferdige konstruksjonen som på forhånd lages enten i fabrikk eller på byggeplass og deretter monteres og eventuelt støpes inn i konstruksjonen.

1.3

Aktuelle bruksområder

Prefabrikerte betongelementer kan benyttes i de fleste konstruksjonsdeler i de fleste kaikonstruksjoner, fra den enkleste lokale kai i Norge til de mest kompliserte kaikonstruksjoner, kfr. f.eks. (9). Som bruksområder for vanlige kaikonstruksjoner kan kort nevnes:

- betongpeler og senkekasser (caissons) som fundamentering
- betongspunt
- bjelkeelementer
- diverse plateelementer med og uten påstøp for kaidekker, friksjonsplater, overgangsplater, etc.
- kaifrontelementer
- plateelementer for erosjonsbeskyttelse av grunnen
- blokker i blokkmurskaier
- støttemurselementer
- blokker, tetrapoder, doloser, accropoder og senkekasser i molokonstruksjoner
- betongstein i slitedekker
- betongelementer til flytekaier

1.4

Prioriterte bruksområder

I denne publikasjonen er hovedvekten lagt på å belyse forutsetningene for rasjonell bruk av betongelementer i vanlige norske åpne kaikonstruksjoner. Elementenes størrelse er tenkt i området 5-20 tonn, et valg som er gjort utfra det kranutstyr som finnes blant større norske entreprenører, samt tilgjengelige mobilkraner. Hovedvekten er lagt på frittstående dekkkonstruksjoner. Fundamenteringen av kaiene er omtalt i den grad denne har betydning for valg av dekkkonstruksjon.

Konstruksjon og produksjon av selve fundamenteringen forutsettes utført iflg. gjeldende standarder og normer. Valg av fundamenteringsmetode vil i alle tilfeller skje utfra de rådende grunnforhold. Fundamenteringsmetoden kan i betydelig grad innvirke på valg av dekkkonstruksjon, mens det motsatte sjeldnere er tilfelle.

2. EKSISTERENDE REGELVERK ETC.

2.1 Lovverk, godkjennende instans

Havneteknisk gruppe av NIF arbeider med nye "Anvisninger for Havnebygging" der gjeldende lovverk, forvaltningsmyndighet, godkjennende instans og saksbehandlingsrutiner får bred omtale i et eget hefte. Det foreligger en foreløpig utgave: "Lovverk, Administrasjon, Organisasjon og Økonomi" av 14.12.82, og det vises til denne.

2.2 Belastninger

Konstruksjoner i havnebygging utsettes for laster som til dels er spesielle for denne type konstruksjoner. Dette kan være miljølaster fra bølger, is og strøm, fortøynings- og støtkrefter fra fartøyer ved kai og store enkeltlaster på kaidekker fra godshåndtering.

2.2.1 Nyttelast på kaidekker

NS 3479 angir under pkt. 3.5.2 karakteristiske vertikale laster på kaidekker. Det skal tas hensyn til eventuelle spesielle laster fra godshåndteringsutstyr.

2.2.2 Fortøynings- og støtkrefter fra fartøy

NS 3479 angir under pkt. 3.5.3. og 3.5.4 laster på kai fra ulike skipsstørrelser i fortøyning ved kai og under bevegelse mot kai. Trykk mot kaien som skyldes vind eller strøm mot fartøy ved kaien regnes som linjelast, og støtlast under tillegg som linjelast eller enkeltlast. Disse lastene er dimensjonerende både for kaiens totalstabilitet og lokalt for kaifrontskjørt og fending. Lastens angrepspunkt i høyden og koncentrasjon må vurderes i hvert enkelt tilfelle ut fra fender-type og plassering. Det må også vurderes i hvert enkelt tilfelle hvor dypt det er nødvendig å gå med skjørtet, avhengig av vannstandsvariasjon og de skipstyper som er aktuelle for anløp.

Vi finner det riktig å påpeke at ovennevnte laster er tilnærmede ekvivalente statiske laster. De virkelige overførte belastninger mellom skip og kai kan egentlig være meget kompliserte, avhengig av kaiens beliggenhet. Via modellforsøk og/ eller EDB simuleringsprogrammer er det nå mulig å komme fram til riktigere dimensjonerende krefter også for spesielle kaisteder og skipsanløp.

2.2.3 Miljøkrefter

Konstruksjoner i havnebygging utsettes for miljøkrefter fra bølger, is og strøm. Disse vil bli nærmere utredet av Havneteknisk gruppe av NIF i nye Anvisninger for Havnebygging.

2.2.4 Propellstrøm

Ferjetrafikk og økende bruk av kraftige sidepropeller i f.eks. supplybåter har i de senere år ført til omfattende skader på enkelte kaikonstruksjoner ved bl.a. erosjon fra propellstrømmen. Denne propellstrømmen kan forårsake erosjon av løsmassene under kaien, og raskere erosjon av betongkonstruksjonen i vann pga. partikkeltransport i vannstrømmen. Sikring av konstruksjonen mot disse typer erosjoner må vies spesiell omtanke.

2.2.5 Jordtrykk

Det vises til retningslinjer under pkt. 4.7 i NS 3479.

2.2.6 Vanntrykk

Enkelte konstruksjonstyper, kan bli utsatt for ensidig vanntrykk fra nivåforskjell mellom sjøvannstand og grunnvannstand. I trange farvann må det også tas hensyn til vannstandsenkning fra passerende fartøy.

2.3 Beregning og dimensjonering

Beregning og dimensjonering skal generelt utføres i h.h.t. gjeldende NS 3473. Denne standarden er nå under revisering. Foreliggende rapport er basert på høringsutgave pr. oktober 1987.

Dimensjoneringsregler for kaidekker utført med betongelementer for høye konsentrerte punktlaster er angitt i denne rapporten.

2.5 Beskrivelse

Byggverksbeskrivelsen vil generelt være basert på NS 3420 "Beskrivelsestekster for bygg og anlegg". For prosjekter der Statens Vegvesen er byggherre vil beskrivelsen være basert på Vegvesenets Prosesskode -1 og -2, Håndbok 025 og 026.

Bruken av betongelementer i kai og havnebygging er såvidt spesiell at supplerende beskrivelse vil være nødvendig i utstrakt omfang. Detaljerte anbefalinger vedrørende prosjektering, utførelse og kontroll er angitt i denne publikasjonen skal direkte benyttes som et kontraktsdokument. Egne beskrivende tekster vil derfor generelt være nødvendig.

3. KONSTRUKTIVE HENSYN

3.1 Generelt

Det må være opp til den enkelt byggherre, prosjekterende eller entreprenør å komme fram til en optimal og velegnet løsning for hver enkelt konstruksjon. I dette avsnittet vil det kort bli belyst hvilke momenter det bør tas hensyn til, samt hva som kan tale for eller imot bruk av elementer.

Følgende forhold bør generelt legges til grunn:

1. Generelle bruks- og funksjonskrav.
2. Aktuelle båtstørrelser og manøvreringsforhold.
3. Byggeplassens beliggenhet, inkl. klima, topografi og fundamenteringsforhold.
4. Belastninger.
5. Laste og losseutstyr.
6. Eventuelle spesielle krav til framdrift.

Kaiens hoveddimensjoner vil kunne fastlegges utfra punkt 1, 2 og 3.

Horisontalkrefter på kaien vil kunne fastlegges utfra punkt 2 og 3.

Valg av bæresystem vil spesielt være påvirket av punkt 3 og 4.

3.2 Kaityper

Det finnes to hovedtyper av kaier:

- .1 Åpne kaier som karakteriseres ved åpen front, slik at sjøen har fri adgang under overbygningen. Herunder kommer kaipirer såvel som pele/pillarkaier langs land.
- .2 Massivkaier som karakteriseres ved en massiv/tett front mot sjøen langs fenderkonstruksjonen. Herunder kommer alle gravitasjonskaier og forankrede spuntvegger.

Det finnes også eksempler hvor en kombinasjon av disse to types er benyttet.

3.2.1 Åpne kaier

Typisk for åpne kaier er et frittstående dekke fundamentert på peler, pillarer eller veggskiver. Fundamenteringstypen vil som regel bli bestemt av geotekniske forhold samt størrelse på horisontal- og vertikallaster.

Mulighetene for å oppta horisontallastene er av vesentlig betydning for økonomien i denne type kaikonstruksjon. Avhengig av grunnforholdene er følgende elementer vanligvis benyttet:

- Veggskiver på fjell med liten løsmasseoverdekning.
- Skråpeler i løsmasse.
- Friksjonsplate på fylling bak kaien.
- Bjelker til fundament på fjell bak kaien.

Vertikallastene kan vanligvis opp tas av et bjelke/plate-dekke eller flatdekk med typiske spennvidder i område 5- 10 m. Andre spennvidder har også vært benyttet, men bjelke/platespennvidder over ca. 12-15 m kan betegnes som uvanlige.

3.2.2 Massivkaier

Typisk for denne type er at det etableres en vegg i front som skal være en fordemning mot bakenforliggende masser. Frontveggen kan være forankret eller den kan bestå av en gravitasjonskonstruksjon.

Som forankrede frontvegger benyttes ofte stålspunt med stagforankringer bakover til fjell eller spesielle forankringsplater i løsmasse. Betongspunt har også vært benyttet der grunnforholdene tillater ramming av denne type spunt.

De vanligste gravitasjonskonstruksjoner er blokmurs-kaier og senkkasse-kaier. Begge disse typene må karakteriseres som elementkaier. Kaitypene er relativt lite i bruk i Norge, men det er bygget endel blokmurs-kaier i Bergensdistriktet. Når det gjelder senkkasse-kaier er det bygget et par stykker i Norge i løpet av de siste 30 år.

3.3 Beliggenhet, klima og miljølaster

Følgende faktorer bør medtas i vurderingen vedr. bruk av prefabrikerte betongelementer:

- Prefabrikasjon gir mulighet til å utføre deler av arbeidene innedørs på byggeplassen (feltfabrikk) eller i fabrikk. Dette bør generelt tilsi bedre kvalitet og produksjon uavhengig av klimaet.

- Prefabrikasjon gir sannsynligvis kortere byggetid dersom ikke fundamentearbeidene er helt fremdriftsbestemmende. Kortere byggetid er et vesentlig moment for anlegg på steder med kort sommersesong.
- Prefabrikasjon av deler av dekkekonstruksjonen medfører at arbeider like over vann blir redusert i omfang. Dette medfører betydelige fordeler for kaier i værharde kyststrøk.
- På enkelte steder kan det være vanskelig for entreprenøren å få nok kvalifisert arbeidskraft. Prefabrikasjon kan medføre reduksjon i nødvendig personell.

3 . 4

Fundamenteringsforhold

Fundamenteringsforholdene for kaien vil innvirke på grad av prefabrikasjon og detaljene i løsningen med tilhørende toleransekrav. Det vesentlige i denne forbindelse er hvilken toleranse man med rimelighet kan forvente på plasseringen av peler eller pilarer.

Følgende betraktninger kan nevnes:

- Plasserte pilarer på fjell kan plasseres med relativt små toleranser, f.eks. +/- 50 mm.
- For rammede peler i løsmasse vil plasseringsnøyaktigheten variere med grunnforholdene. Ved blokker i grunnen, skrå sjøbunn eller ramming gjennom sprengsteinfylling kan avviket bli betydelig. Pelene kan også vandre pga. ramming av nabopeler. Avvik på opptil 0,5 m har forekommet.

3 . 5

Byggtid

Det kan registreres en tendens til at byggetiden ønskes så kort som mulig av økonomiske og bruksmessige hensyn. Bruk av prefabrikerte betongelementer kan være et vesentlig moment i denne forbindelse, idet elementproduksjonen raskt kan oppstartes og pågå parallelt med fundamenteringsarbeidene.

Dersom fundamenteringsarbeidene er tidkrevende og fremdriftsbestemmende, er det imidlertid lite som kan spares i byggetiden med prefabrikasjon alene.

3.6

Rigg og kranutstyr

Bruk av betongelementer medfører øket krav til kranutstyr og løftekapasitet. Følgende typer kranutstyr finnes i Norge:

- Byggekraner. En vanlig forekommende byggekran kan ta en last tilsvarende ca. 150 tonn-meter med 25 m bom og ca. 100 tonn-meter med 50 m bom. Det kan leveres byggekraner som har flere ganger større lastkapasitet enn dette.
- Mobilkraner. Tilgangen og størrelsen på mobilkraner må vurderes på hvert enkelt sted. De største som finnes i Norge pr. d.d. er såkalte 90 tons kraner som løfter 90 tonn på 3 m arm, ca. 30 tonn på 10 m arm og ca. 10 tonn på 22 m arm. 50 tons kraner løfter ca. 50% av forannevnte og er mer vanlig forekommende. Riggplass og fremdrift må i alle tilfeller være planlagt slik at adkomst for oppstilling av mobilkran er mulig.
- Kranskip og kranlektere. Disse er konstruert for svært tunge løft (over 500 tonn) i forbindelse med oljeinstallasjonene i Nordsjøen. I spesielle tilfeller kan de tenkes benyttet også for store prefabrikerte kaikonstruksjoner.

Det er vesentlig at elementvekter avpasses etter en maksimal krankapasitet som man med rimelighet kan vente at aktuelle entreprenører disponerer eller kan leie inn.

3.7

Stabilitet i byggetiden

Stabiliteten av konstruksjonene i byggetiden må ivaretas. Bruk av elementer kan medføre større krav til provisorier og avstivninger enn for en tilsvarende plassstøpt konstruksjon.

4. EKSEMPLER PÅ KAIKONSTRUKSJONER MED BRUK AV ELEMENTER

4.1 Generelt

Det finnes en mengde eksempler på bruk av elementer i kaibygging beskrevet i utenlandsk litteratur. Disse dekker hele spekteret av løsninger fra enkle dekkeelementer til fullstendige, prefabrikerte kaier.

I Norge har elementer vært benyttet i en viss utstrekning. De etterfølgende eksempler er hentet både fra Norge og utlandet.

4.2 Eksempler fra åpne kaier

Eksempler på bruk av prefabrikerte betongelementer i åpne kaier er vist på fig. 4.1, 4.2 og 4.3. Fig. 4.1 viser dypvannskaien for DNN-Aluminium i Tyssedal. Dekket består av prefabrikerte konstruktive betongelementer opplagt på brede hovedbjelker og med konstruktiv påstøp for samvirke i hele dekkekonstruksjonen. Relativt brede bjelker er benyttet pga. forventede store toleranser i endelig plassering av stålørspelene. Merk at utstikkende armering som krysser hverandre har samme modul på 150 mm.

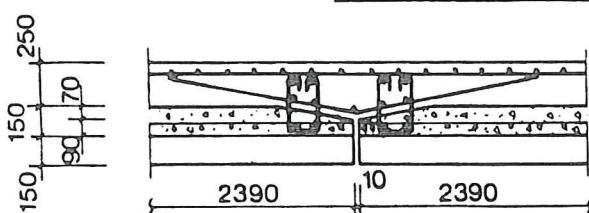
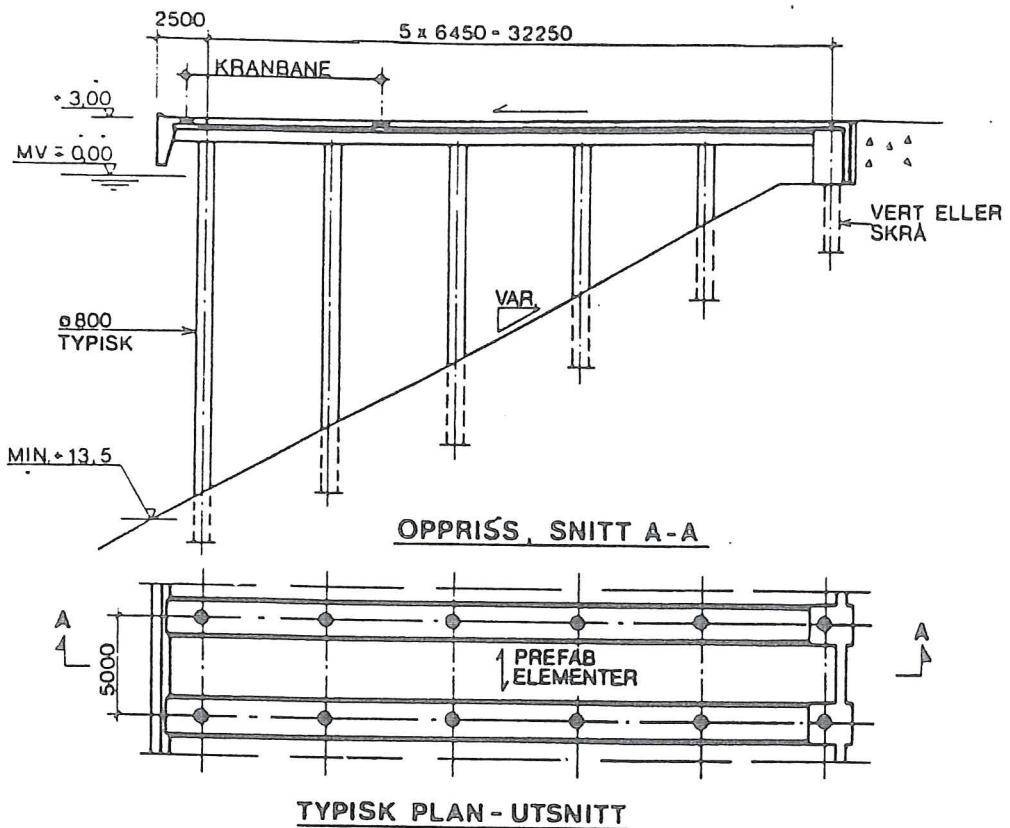
Fig. 4.2 viser et amerikansk system som er utviklet av Concrete Technology Corporation (CTC) i Tacoma og mye benyttet i statene Washington og Alaska. Dekket består av delvis forspente betongelementer, med utstikkende skjøtt slakkarmering i overkant over støttene, samvirke mellom dekke og bjelke sikres med en plasstøpt mellomstøp. Skjærfugen langs dekkeelementenes langsider utstøpes med mørtel. Over det konstruktive betongdekket legges et pukklag som har to formål:

- å gi rom for legging av tekniske anlegg
- å fordele store punktlaster som angriper ved skjærfugene.

Kaien er vanligvis fundamentert på rammede forspente betongpeler der den nest innerste pelen i hver pelekrekke er skrå for opptak av horisontallast.

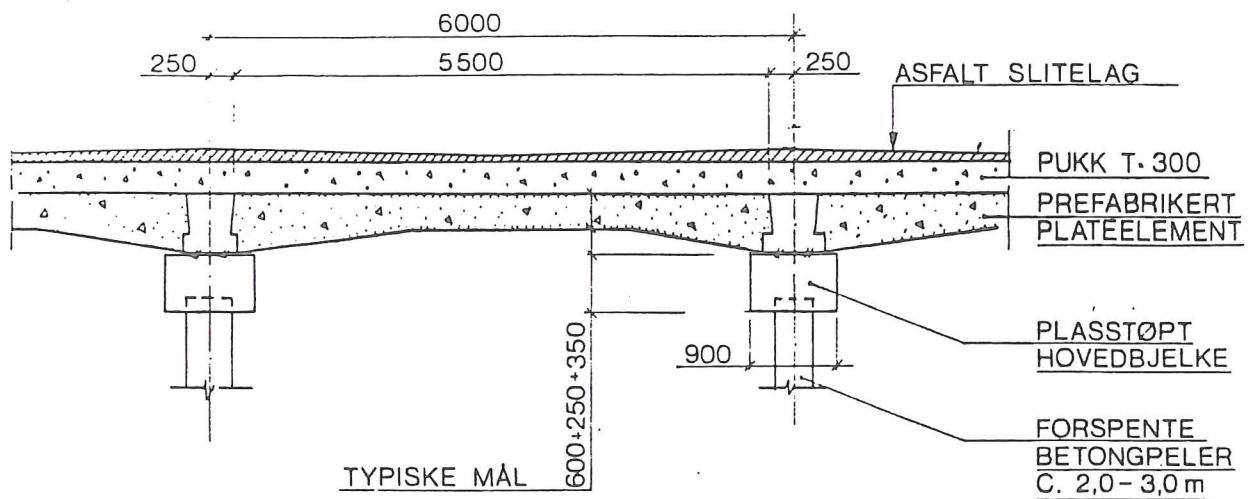
Fig. 4.3 viser et tilsvarende svensk system bestående av prefabrikerte pilarer, bjelker, betongplater og kaifront med plass for tekniske anlegg. Samvirke sikres med plasstøpt plate og mellomstøp. Over betongdekket legges pukk og slitelag.

I USA har det også vært benyttet samvirkekonstruksjoner der skjærforbindelsen mellom elementer og påstøp er basert på liming av fersk betong med epoxy vått i vått. En slik konstruksjonsmetode er svært vær- og utførelses-ømfindlig. Det er foreløpig ikke nok erfaring med metoden til at den kan anbefales benyttet i Norge under våre klimatiske forhold.

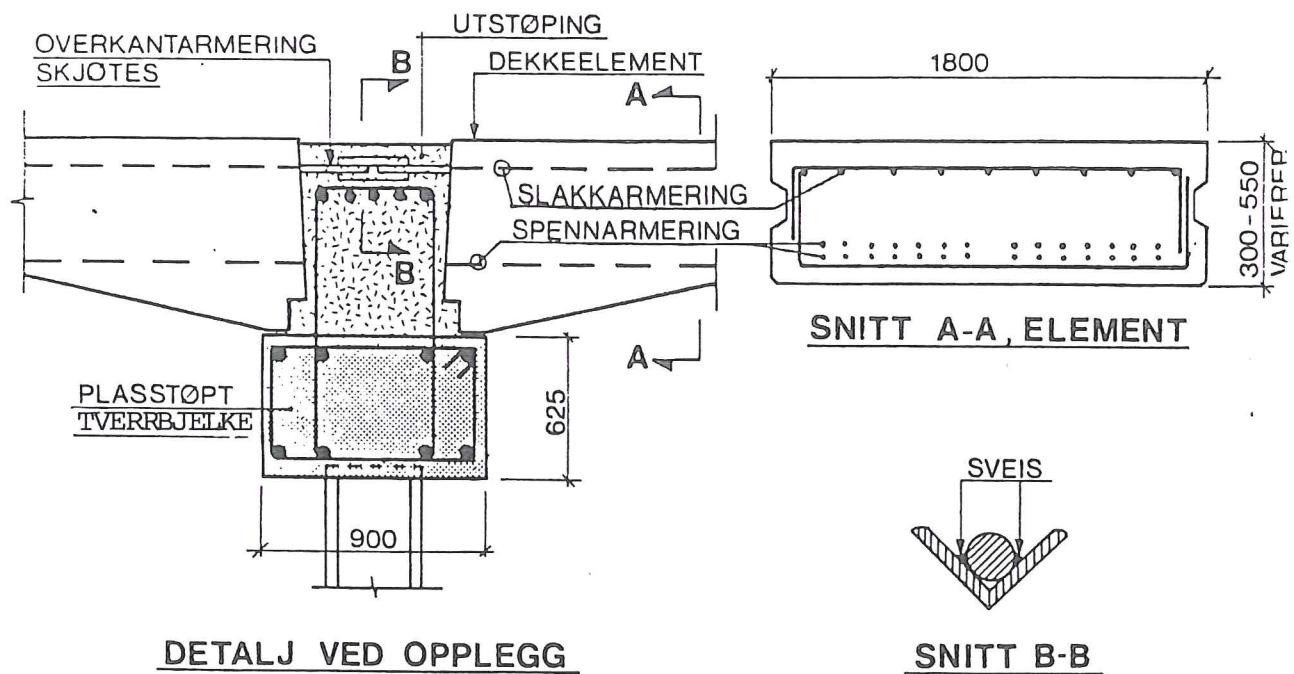


SNITT B-B TYPISK ELEMENTSKJØT

Fig. 4.1 Dypvannskai for DNN- Aluminium, Tyssedal



TYPISK SNITT
PREFABRIKERT KAIKONSTRUKSJON
SYSTEM CTC



PREFABRIKERT KAIKONSTRUKSJON, DETALJER. SYSTEM CTC.

Fig. 4.2 Prefabrikerte kaikonstruksjon fra USA, system CTC

Fig. 4.4 viser skissemessig en typisk norsk pelekai fundamentert på vertikale stålørspeler gjennom sprengsteinsfylling og/ eller eksisterende sjøbunn. Horisontalstabiliteten sikres med friksjonsplate på grunnen forbundet til kaidekket med en overgangsplate. Her må de andre delene av kai-friksjonsplaten plassstøpes. De andre delene av kai-dekket kan imidlertid prefabrikeres i større eller mindre grad avhengig av toleransekrav, økonomi og fremdrift.

Pelene rammes gjennom fylling og løsmasselag og kan være spissbærende eller friksjonspeler. Fyllings-skråning etableres før ramming. Etter ramming foretas justering av fyllingsskråningen. Erosjonssikring av fyllingen er vanligvis nødvendig. Denne kan utføres før eller etter pelerammingen. Hvis den utføres før ramming, må større stein fjernes i hvert pelepunkt før ansett av pelespiss.

4.3

Gravitasjonskaier

De fleste gravitasjonskaier er i vesentlig grad prefabrikerte konstruksjoner. Elementene som kan være blokker, kasser, støttemurelementer eller kombinasjoner av disse, produseres på det tørre, og monteres på en egnet fundamentkonstruksjon. Ifylling og/eller bakfylling foretas. Som regel avsluttes fyllingen med en plassstøpt front- og toppkonstruksjon.

Prinsippskisser på gravitasjonskonstruksjoner er vist på fig. 4.5.

Fig. 4.6 viser et eksempel på en utførelse med senkekasser for sikring av spissen av en pir.

4.4

Betongspunt

Betongspunt kan være et aktuelt alternativ til den tradisjonelle stålspunktkonstruksjonen. Flere faktorer må vurderes ved valg av betong- eller stålspunt. De viktigste av disse er:

- Grunnforhold - Ramming av betongspunt bør kunne utføres med lav rammeenergi. Stein i grunnen vil generelt være problematisk. Betongspunt bør i slike tilfeller unngås. Eventuell opprissning av spunten under ramming bør unngås idet konstruksjonen vil befinne seg i et meget aggressivt miljø. Forspenning kan være aktuelt.
- Levetid - Korrosjonsproblemet ved stålspunktkonstruksjon i sjøvann er betydelig. For permanente konstruksjoner må man vanligvis benytte katodisk beskyttelse. Betongspunt kan i dag leveres i kvalitet som gir stor bestandighet og motstand mot forvitring. Stagforankringene vil imidlertid kreve spesiell korrosjonsbeskyttelse.

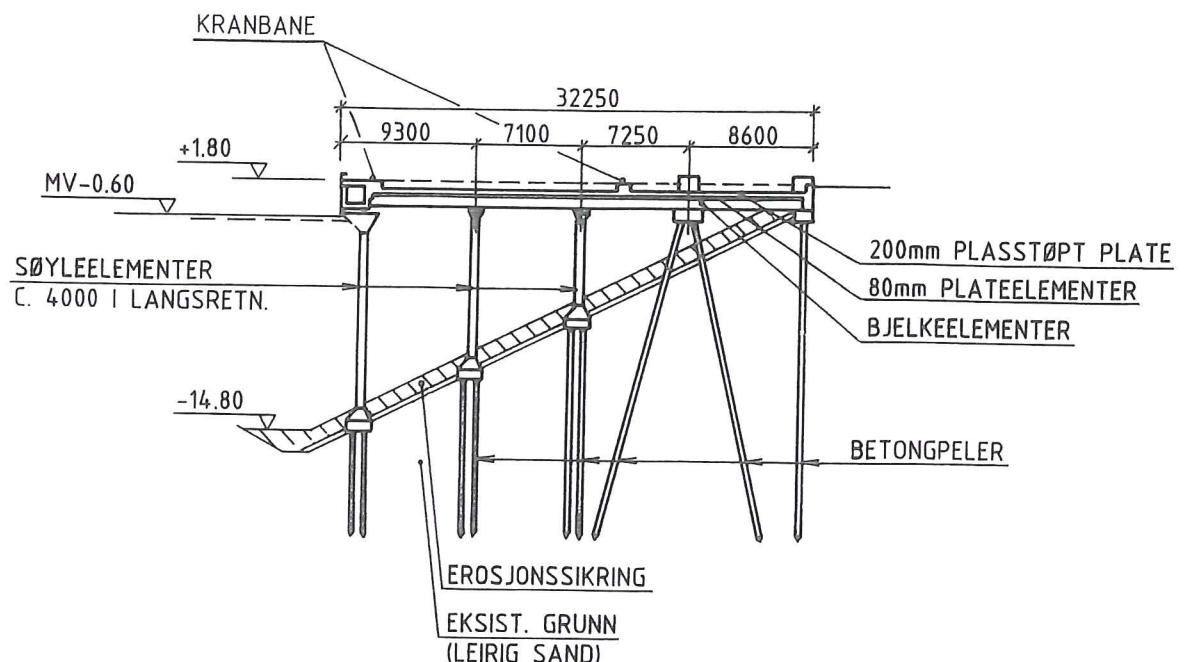


Fig. 4.3 Svensk prefabrikert kaisystem

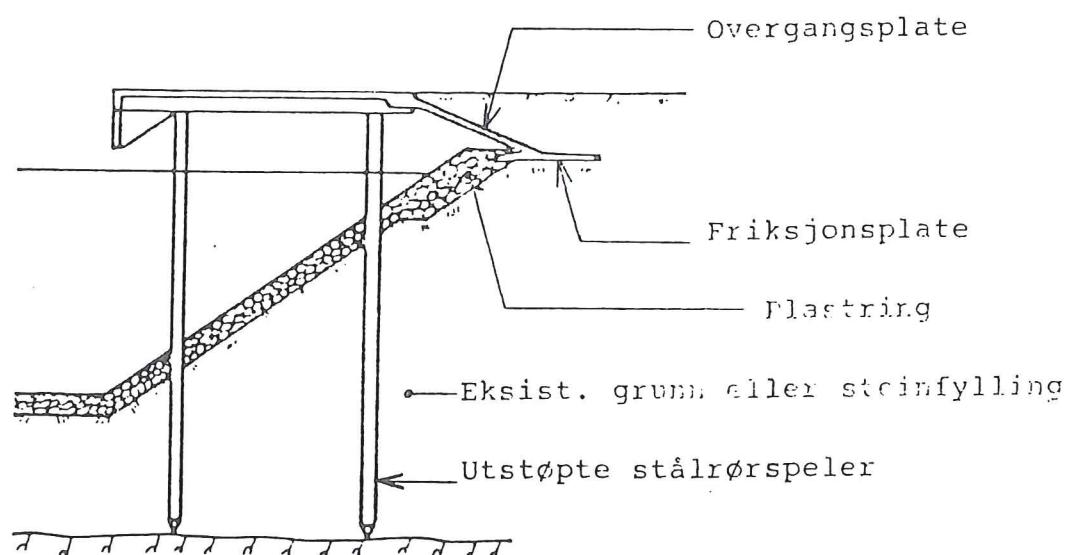


Fig. 4.4 Typisk norsk pelekai.
Kaidekket kan prefabrikeres i større
eller mindre grad.

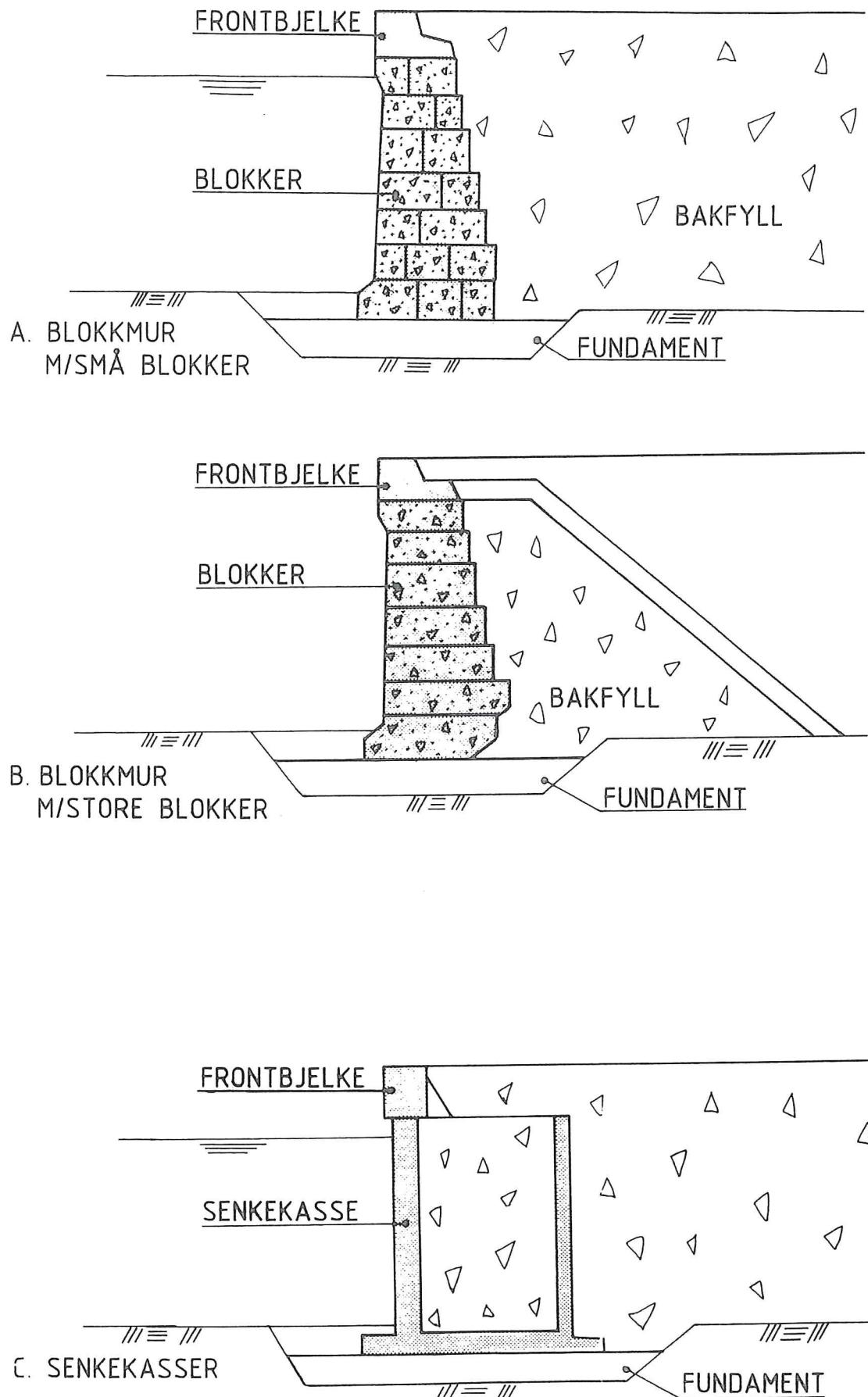
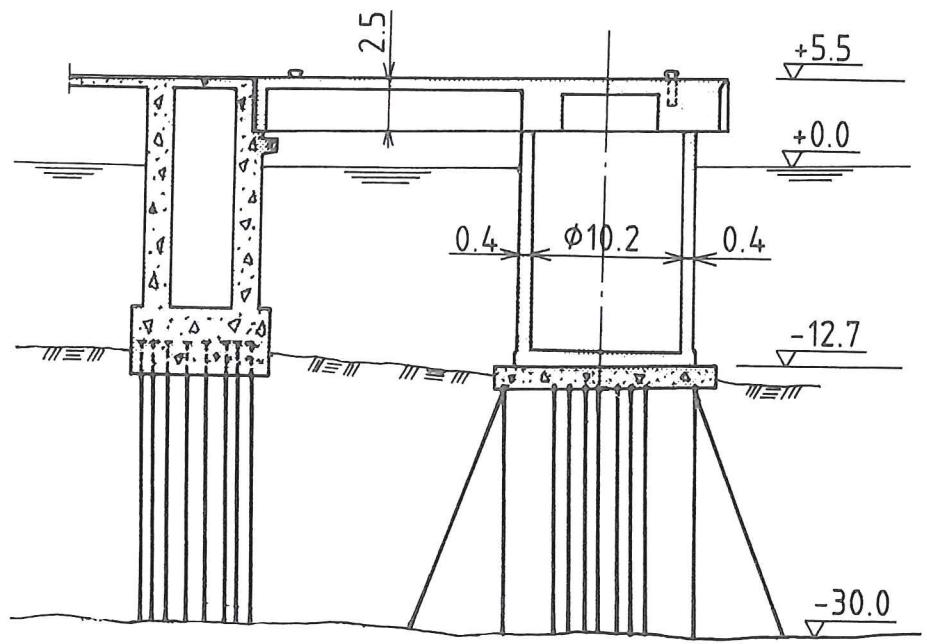
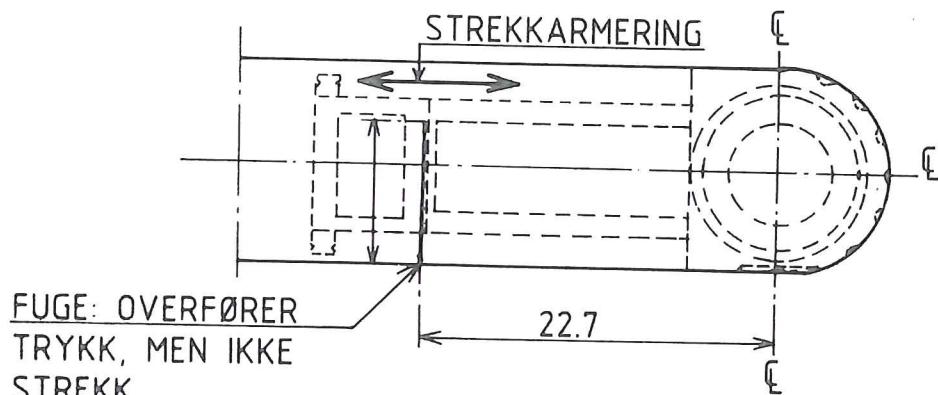


Fig. 4.5 Gravitasjonskaier, prinsippskisser



A. OPPRISS, SNITT



B. PLAN

Fig. 4.6 Eksempel på utførelse med senkekasse

Fig. 4.7 viser en prinsippskisse av en betongspunkkonstruksjon. Alternative løsninger har også vært benyttet (Berliner-Wandt etc.)

4.5

Molokonstruksjoner med elementer

I molobygging benyttes prefabrikerte elementer til to hovedformål:

1. Oppbygging av selve molokonstruksjonen
2. Dekkblokker i rausmoloen.

4.5.1

Molokonstruksjon

Vertikalmur som molo kan bygges på samme måte som en massivkai. Prefabrikert molo i betong kan bestå av blokker eller senkkasser.

4.5.2

Dekkblokker

Rausmoloer bygges i Norge i vesentlig grad med natursteinblokker som dekklag. Når natursteinblokker av nødvendig størrelse ikke kan skaffes eller om transportkostnadene blir for store, kan betongblokker være et aktuelt alternativ.

Dekkblokker i betong kan ha forskjellige former varierende fra rektangulære til kombinasjon av kjegle, sylinder, pyramide og rektangel. Av slike blokker kan nevnes tetrapode, tribar, doloss, accropode. Andre varianter finnes også. Hovedhensikten for alle er å gi et dekklag som har ru overflate for energiabsorbasjon, som er permeabel slik at vannet hurtig kan dreneres unna og som dessuten griper i hverandre slik at de danner en stabil overflate.

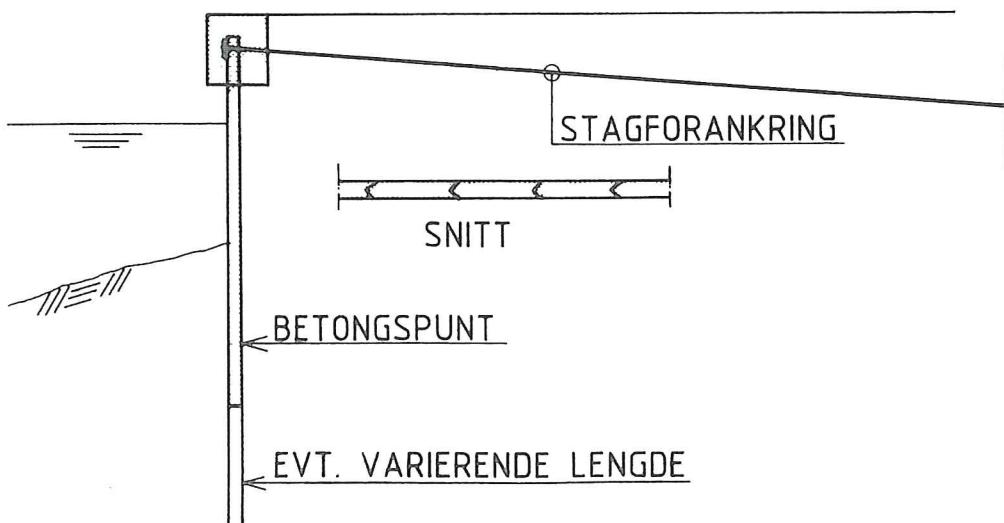


Fig. 4.7 Betongspunt, prinsippskisse

5. UTFORMING AV BETONGELEMENTER

5.1 Generelt

Ved utforming av detaljene på et betongelement som skal benyttes til kaikonstruksjoner bør følgende hensyn ivaretas:

- Elementene skal være relativt massive uten tynne, utstikkende ribber og hulrom.
- Elementene skal være produksjonsvennlige. De bør gjerne lages med en positiv slipp langs alle kanter slik at elementene kan tas rett ut av støpeformene uten at formene demonteres i vesentlig grad.
- Dersom vanlig riggutstyr på anleggspllassen skal benyttes, bør ikke elementene veie mer enn 5-6 tonn.
- Fabrikkproduserte elementer må også ha vekt og dimensjoner tilpasset tilgjengelig transportutstyr. Dette innebærer maksimumsbredde på 2,4 m og maksimumslengde på 16-18 m. Vekten bør ikke under noen omstendighet være større enn 10-12 tonn. Tyngre elementer (opptil 25 tonn) kan håndteres i spesielle tilfeller.
- Ved bruk av fabrikkproduserte elementer, bør det tilskrives å benyttes modullinjer i 3M-modul.

5.2 Platekonstruksjoner

En platekonstruksjon av betongelementer kan utføres med dekkeelementer som er:

- A. selvbærende uten påstøp.
- B. selvbærende uten påstøp og med påliggende pukkfylling som lastfordelende del av konstruksjonen.
- C. bærende samvirkeplate med konstruktiv påstøp.

I de følgende under-avsnitt blir det vist noen eksempler på typer av dekkeelementer tenkt benyttet i kaikonstruksjoner uten påstøp. En kan imidlertid godt tenkt seg de samme elementer benyttet i samvirkekonstruksjoner, men med redusert dekkehøyde. Se forøvrig avsnitt 6.2 om samvirkekonstruksjoner.

5.2.1 Planparallelle - massive dekkeelementer

Elementene kan utformes som vist i fig. 5.1.

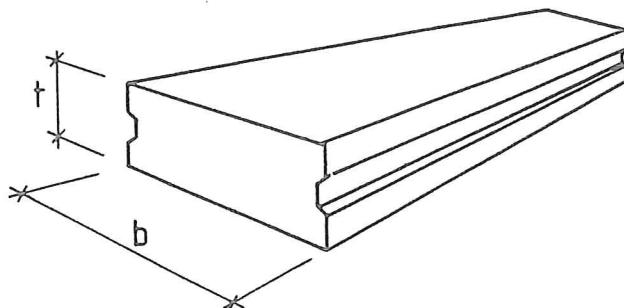


Fig. 5.1. Planparallelt dekkelement

Tykkelsen kan variere fra $t = 250$ mm til 400 mm, alt avhengig av spennvidde og belastning.

Bredden b vil igjen avhenge av krankapasitet og transportmuligheter, men vil normalt variere fra 1200 mm til 2400 mm.

Sidekantene gis en kraftig skjærnøkkel som støpes ut etter montasje. Se fig. 6.3.

Et eksempel på standardiserte elementer av denne typen er Elementbru nr. 2. Se Statens Vegvesens Bruhåndbok, kapittel 19.

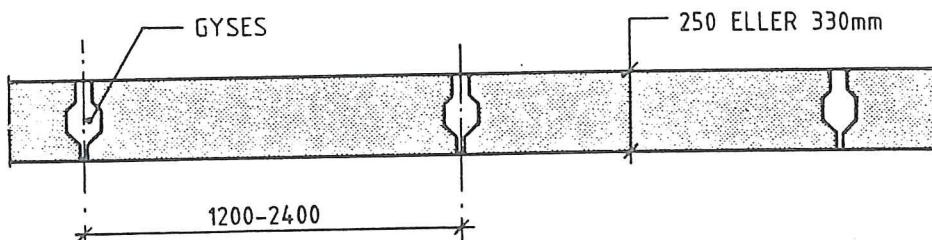


Fig. 5.2 Elementbru nr. 2

Elementene er aktuelle for spennvidder opptil 6,5 m.

Elementene holdes sammen ved armert utstøping ved oppleggene.

5.2.2 Planparallelle - hule dekkeelementer

Det er i dag vanlig å benytte ekstruderte forspente hulldekk-elementer i dekkekonstruksjoner innen bygge-industrien. Elementene er forholdsvis lette og rimelige, og kan leveres i tykkelse $t = 200-400$ mm. Bredden er 1200 mm.

Elementer med 290 mm høyde har lastkapasitet på korte spenn (4-5 m) på over 25 kN/m^2 , mens spennvidden rundt 10-12 m tåler $6-8 \text{ kN/m}^2$.

Elementet bør likevel frarådes benyttet i kaikonstruksjoner der en setter krav til varighet og bestandighet av følgende grunner:

1. Vann som måtte trenge inn i kanalene kan forårsake frostsprengeninger.
2. Elementene er skjøre i en kollisjonssituasjon pga. manglende tverrarmering.
3. Elementene har en glatt overflate som egner seg dårlig for påstøp og samvirkekonstruksjoner, samtidig som plassering av samvirkebøyler vanskelig lar seg utføre.

Hulldekk-elementene kan likevel være et aktuelt alternativ for rimelige kaier av midlertidig karakter og med små laster, hvis man kan gi elementene en vanntett toppmembran, tykt slitelag og store drenasjehull. Elementet bør kun benyttes i ettspennsplater. Elementene bør forspennes både i over- og underkant for maksimal sprekkfrihet.

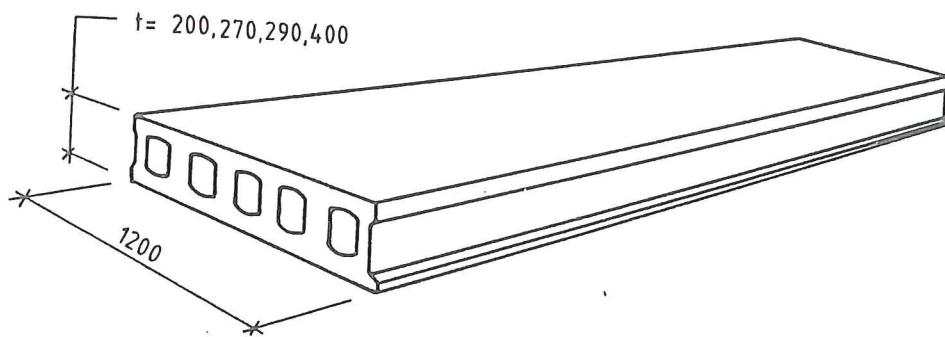


Fig. 5.3. Hulldekk-element

5.2.3

Elementer med varierende tverrsnitt

I kaikonstruksjoner med høye laster kan det være en fordel å benytte seg av elementer med større dekketykkelse nær oppleggene. Se fig. 5.4.

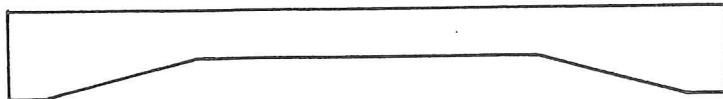


Fig. 5.4 Dekkeelement med varierende tverrsnitt

Dette er spesielt fordelaktig i kontinuerlige konstruksjoner siden støttemomentet normalt blir større enn feltmonentet. Samtidig er den større stivhet ved opplegget også med på å øke støttemomentet ytterligere.

Videre oppnår en ved rettlinjet forspenning å få en tilnærmet aksial forspenning nær opplegget samtidig som spenntauene ligger i underkant på midten av elementet. Voutene i enden øker også skjærkapasiteten mot opplegg.

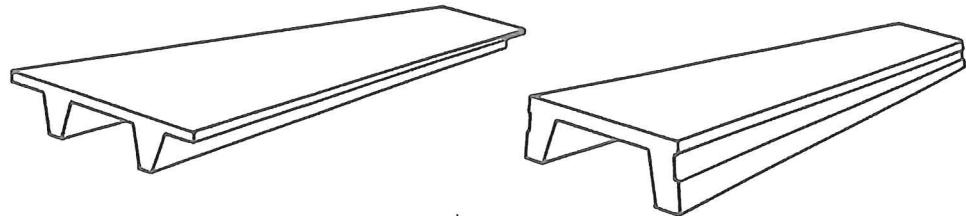
5.2.4

Ribbelementer

Statisk sett er ribbelementene nokså ideelle for dekkkonstruksjoner med store laster. De har også følgende fordeler:

1. De er lette.
2. De kan benyttes med og uten påstøp.
3. De representerer et standard produkt hos de fleste elementprodusenter.

Problemet er imidlertid at de utstikkende ribbene, slik de er på standard elementer, gjør elementene sårbarer for kloridinnrensning, påkjørsel og mekaniske påkjøninger fra bølgeslag. Skal ribbelementer benyttes, bør det derfor tilstrebnes å gjøre ribbene ekstra brede med tilstrekkelig betongoverdekning for armeringen både på sider og i underkant. Se. fig. 5.5 og 5.6. Ribbene bør også være så lave at de ikke kommer ned i plasken.



DT-element

U-element

Fig. 5.5 Typiske ribbeelementer

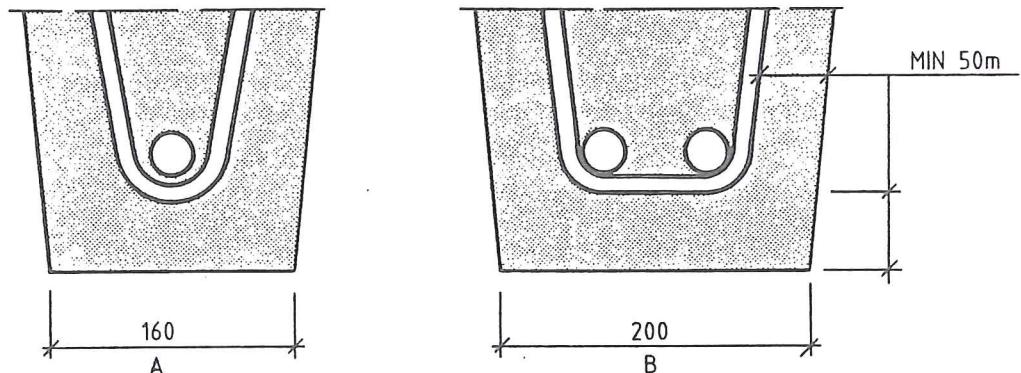


Fig. 5.6 Anbefalt minstemål for stegbredder i ribbeelementer

- Ett armeringsjern i bredden i steget.
- To jern ved siden av hverandre.

Dersom forspente elementer benyttes, bør det tilstrebdes å løfte spenntauene mot opplegget, evt. å blende spenntauene i dette området for å unngå tverrgående strekkriss i flensplaten ved opplegg pga. moment fra spennkraften. Elementene bør også forspennes i overkant. Spaltestrekk i flensplaten på langs mellom stegene vil også kreve ekstra tverrarming i platen. Ribbeelementer bør fortrinnsvis benyttes i forbindelse med påstøp, men kan i lettere konstruksjoner benyttes uten påstøp såfremt flenstykkelsen er minimum 150 mm for DT-elementer, - 100 for U-elementer. I dekker med påstøp, bør minste flenstykkelse være 80 mm.

5.2.5 Oppleggs detaljer

Dekkeelementene kan være fritt eller kontinuerlig opplagt.

5.2.5.1 Fritt opplagt

Fritt opplagte dekkeelementer er vanlig i betongelement-konstruksjoner. Løsningen er enkel å utføre, og man er ikke avhengig av nøyaktig plassering og skjøting av kontinuitetsarmering. Løsningen kan eventuelt benyttes i kaikonstruksjoner med ett spenn. En viss forankring av elementene ved opplegget er nødvendig for å sikre en seig forbindelse.

I en flerspenns kaikonstruksjon er imidlertid løsningen sårbar for armeringskorrosjon pga. opprissing over opplegg. Løsningen innebar tidligere bruk av membran samt beskyttelses- og slitelag. I den senere tid er en beskyttelse basert på støpeasfalt og glidesjikt blitt introdusert (kfr. leverandørene). Alternativt kan det benyttes epoxybelagt armering.

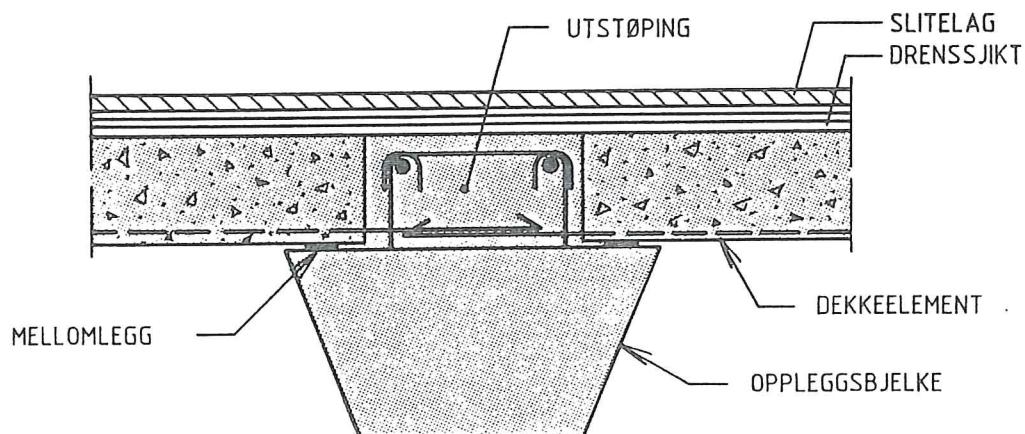


Fig. 5.7 Fritt opplagt dekke

Verd å merke seg er mellomlegget som kan være gummi, neopren eller mørtel.

Dette sikrer sentrering av lasten litt vekk fra kanten av oppleggsbjelken, samtidig som en får en viss vann-tetting av fugen ved opplegget.

5.2.5.2 Kontinuerlige opplegg

Å lage kontinuerlige konstruksjoner av betongelementer er vanligvis både kostbart og tidkrevende så fremt ikke påstøp benyttes.

Besparelsene i dekketykkelse, membran etc. kan likevel være såpass vesentlige at kontinuitet kan være verdt å vurdere også der påstøpt og samvirkekonstruksjoner ikke benyttes.

Det største problemet med å oppnå kontinuitet over oppleggene ligger i å skjøte overkantarmeringen. Eksempler på løsninger er vist i fig. 5.8 og 5.9.

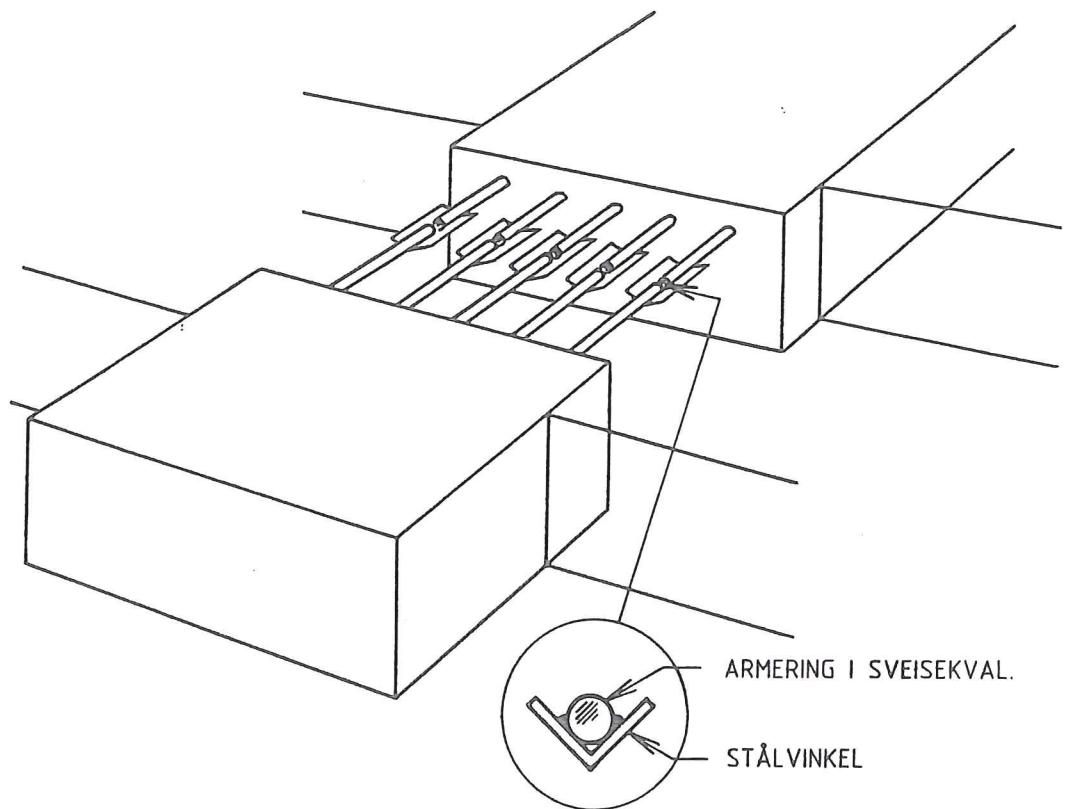


Fig. 5.8 Skjøting av overkantarmering med sveising

Patentskjøtemetoder kan også benyttes, men faller fort kostbare, samtidig som de vanligvis krever små toleranser og god klarering mellom jernene.

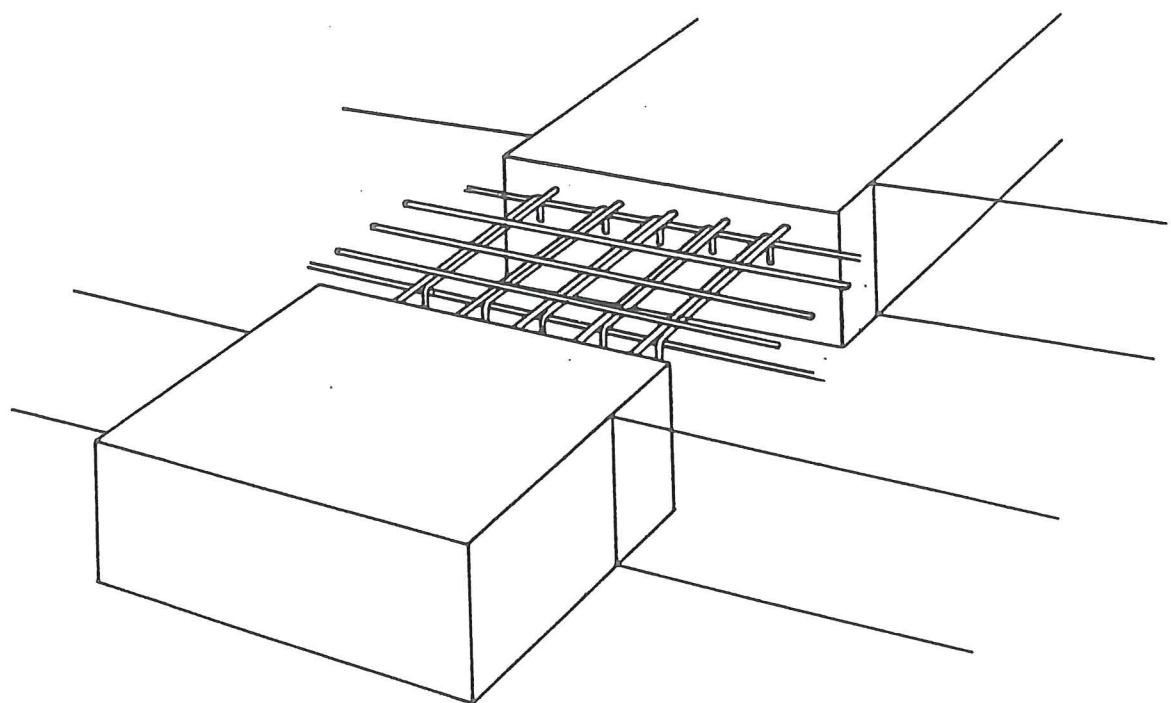


Fig. 5.9 Skjøting av overkantarmering med omfar

Kontinuitetsarmeringen kan også skjøtes ved omfærder som oppleggsbjelken er bred nok til å kunne gjøre plass til en omfarskjøt. Ved å benytte en krok i enden på armeringen, kan omfarlengden reduseres noe.

Når omfarskjøt skal benyttes, må kravet til armering på tvers av skjøten tilfredsstilles. Det er vanligvis tilstrekkelig å la topparmeringen i oppleggsbjelken ligge over dekkets topparmering. En annen måte kan være å benytte en spiralarmering rundt hvert skjøtejern, som vist på fig. 5.10.

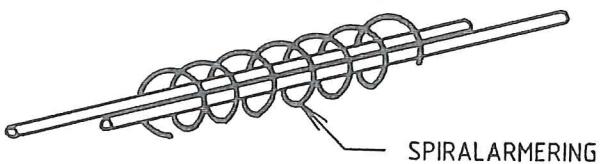


Fig. 5.10 Skjøting med spiralarmering

5.2.6 Samvirkedekker

De fleste elementtyper som er beskrevet foran kan også benyttes i samvirkekonstruksjoner.

Fordeler med samvirkekonstruksjoner er:

1. Man oppnår elementenes fordeler med hensyn til tidsbesparelse og kontrollert utførelse.
2. Man unngår kostbare forskalingsarbeider på stedet.
3. Man oppnår en kontinuerlig konstruksjon med full kraftoverføring mellom konstruksjonsdelene.

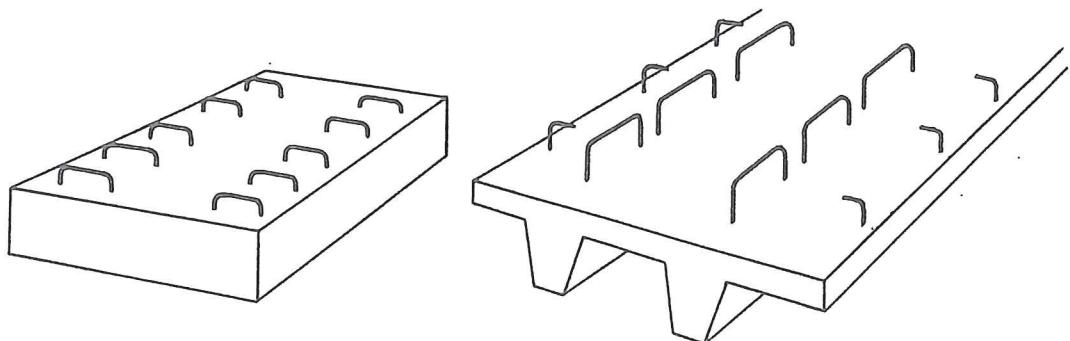
Ulempene er:

1. Støpearbeider på stedet er fortsatt nødvendig.

For kaibygging bør samvirkekonstruksjoner alltid ha skjøtearmering i støpeskjøten mellom element og påstøp. Denne armeringen bør fortrinnsvis plasseres langs elementets kanter for å forhindre spalting mellom element og påstøp pga. differensialsvinn. (Se også pkt. 6.2).

Videre bør en legge vekt på detaljering av fugene. Spesielt der dekket skal overføre store punktlaster bør en tilstrebe å legge inn ekstra armering i de langsgående fuger for å låse elementene best mulig innbyrdes. (Se pkt. 6.2).

Eksempel på utforming av dekkeelementer til samvirkekonstruksjoner er vist i fig. 5.11 og 5.12.



Planparallel dekkelement

DT-element

Fig. 5.11 Standard dekkeelement benyttet i samvirkekonstruksjoner

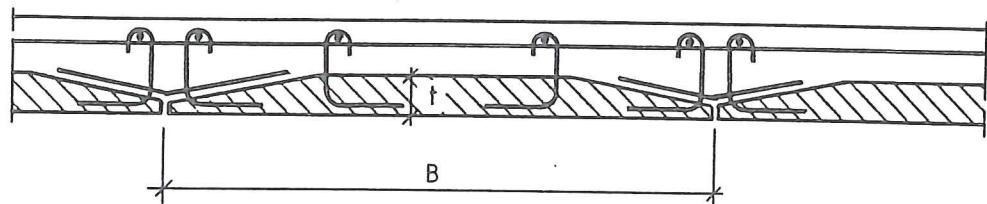


Fig. 5.12 Spesiallaget samvirkeelement

Ved å fase kantene som vist i fig. 5.12, oppnås større betongtverrsnitt over fugene for kraftoverføring på tvers av elementene. Elementets tykkelse "t" bestemmes utfra krav til begrensning av riss og nedbøyning i byggetilstanden. Elementbredden "B" bestemmes utfra hensyn til begrensning av elementvekten.

5.3 Bjalkeelementer

5.3.1 Aktuelle bjelketverrsnitt

Hos de forskjellige betonelementleverandører finnes en stor formpark for standardiserte bjelkeelementer. Det er fordelaktig å kunne benytte seg mest mulig av standard tverrsnitt dersom man har anledning til det, både av hensyn til leveringstid og kostnader. På den annen side er det muligens sjeldent en kan benytte seg av nettopp disse elementtypene i en kaikonstruksjon.

Vi skal nedenfor foreta en opplisting av aktuelle elementtverrsnitt i dag, som en kan tenke seg å benytte i en kaikonstruksjon.

Bjelkeelementene blir generelt tunge og ofte bestemende for kranstørrelsen. Det bør da vurderes en utførelse med midlertidig utsparing på langs for å spare vekt, som senere gjenstøpes.

5.3.1.1 Massive bjelker

Bjelkene kan være rektangulære eller ha skrå sider. Se fig. 5.13.

Elementprodusentene kan produsere alle aktuelle mål såfremt elementene lar seg håndtere (se avsn. 5.1). Bjelkene kan slakkarmeres eller spennarmeres etter behov.

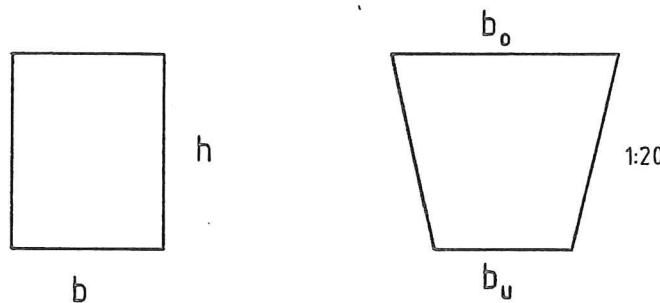


Fig. 5.13 Massive bjelker

5.3.1.2 Hyllebjelker

Hyllebjelker eller DLB/LB benyttes i stor grad i elementkonstruksjoner for å redusere konstruksjonenes byggehøyde.

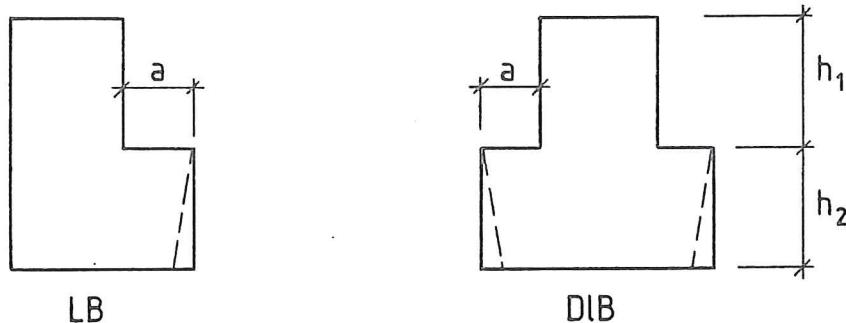


Fig. 5.14 Hyllebjelker

a bør være minimum 200 mm i kaikonstruksjoner.

h_1 kan variere etter dekketykkelsen.

h_2 bør ikke være mindre enn 200 mm for dekker med plan underside og ikke mindre enn 300 mm for dekker med ribber.

5.3.1.3 NOB-bjelkedekker

Se bruhåndboka, kap. 11.

NOB-dekker kan benyttes som kaidekker dersom det benyttes massivt utstøpt tverrsnitt. Aktuelle spennvidder er fra 5 - 18 m.

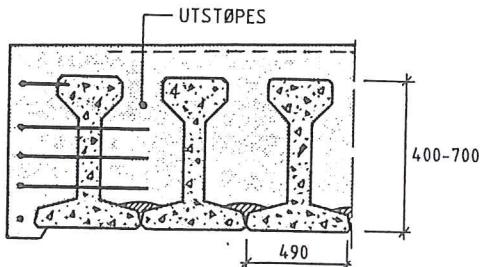


Fig. 5.15 NOB-bjelkedekker

5.3.2 Bjelkedetalj ved opplegg

Bruk av prefabrikerte oppleggsbjelker krever at man tar hensyn til forventede toleranser på pelene under detaljeringen. Nedenfor presenteres en mulig løsning.

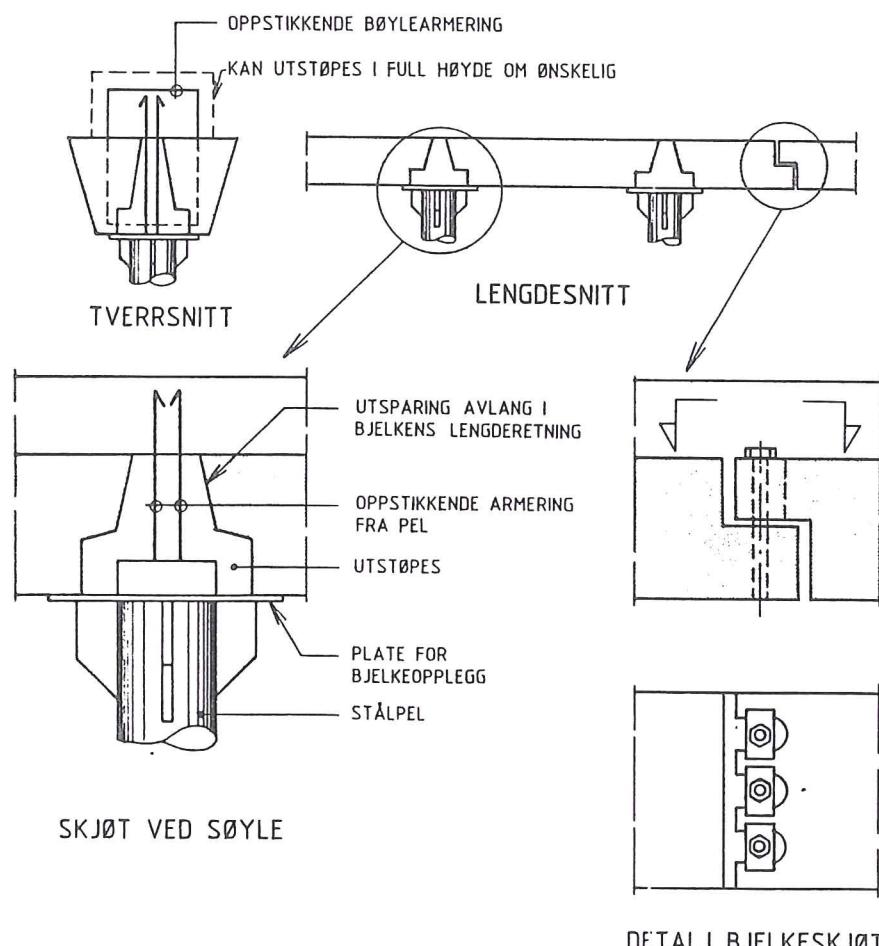


Fig. 5.16 Prefabrikerte bjelkedetaljer

5.3.3

Plassstøpte bjelker

Plassstøpte bjelker gjøres vanligvis i to trinn. Først støpes bjelken opp i høyde med underkant dekkeelementer.

Etter at dekkeelementene er plassert, legges bjelkens overkantarmering, og resten av bjelken ferdigstøpes sammen med dekket forøvrig.

Bredden av bjelken avhenger av forventede toleranser på peleplasseringene.

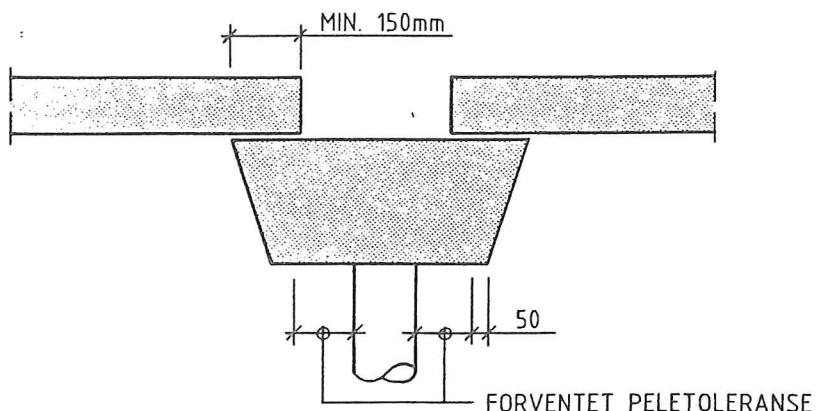


Fig. 5.17 Typisk plassstøpt bjelke med dekkelementer

5.4

Kaifrontelementer

5.4.1

Generelt

Kaifront for betongkaier utføres vanligvis som vertikale betongkjørt med påmontert fending. Alternative utførelser f.eks. med separat utenforliggende fendervegg av impregnert treverk eller stålprofiler har også vært benyttet.

Kaifrontens høyde må bestemmes ut fra hvilke skipstyper som skal benytte kaien, tidevannsvariasjoner, samt nødvendig plass for kaifendere.

Ved bruk av kaifrontelementer må det tas spesielle hensyn til skjøtenes plassering og utforming, kfr. pkt. 6.5.2.

Alle midlertidige utsparinger, gjengehylser, etc. skal fylles med mørtel, evt. epoxymørtel. Utsparingene skal ha en hensiktsmessig utforming slik at mørtelen ikke kan falle ut. Alle innstøpte ståldeler som ikke får en nødvendig betongoverdekning, skal korrosjonsbeskyttes.

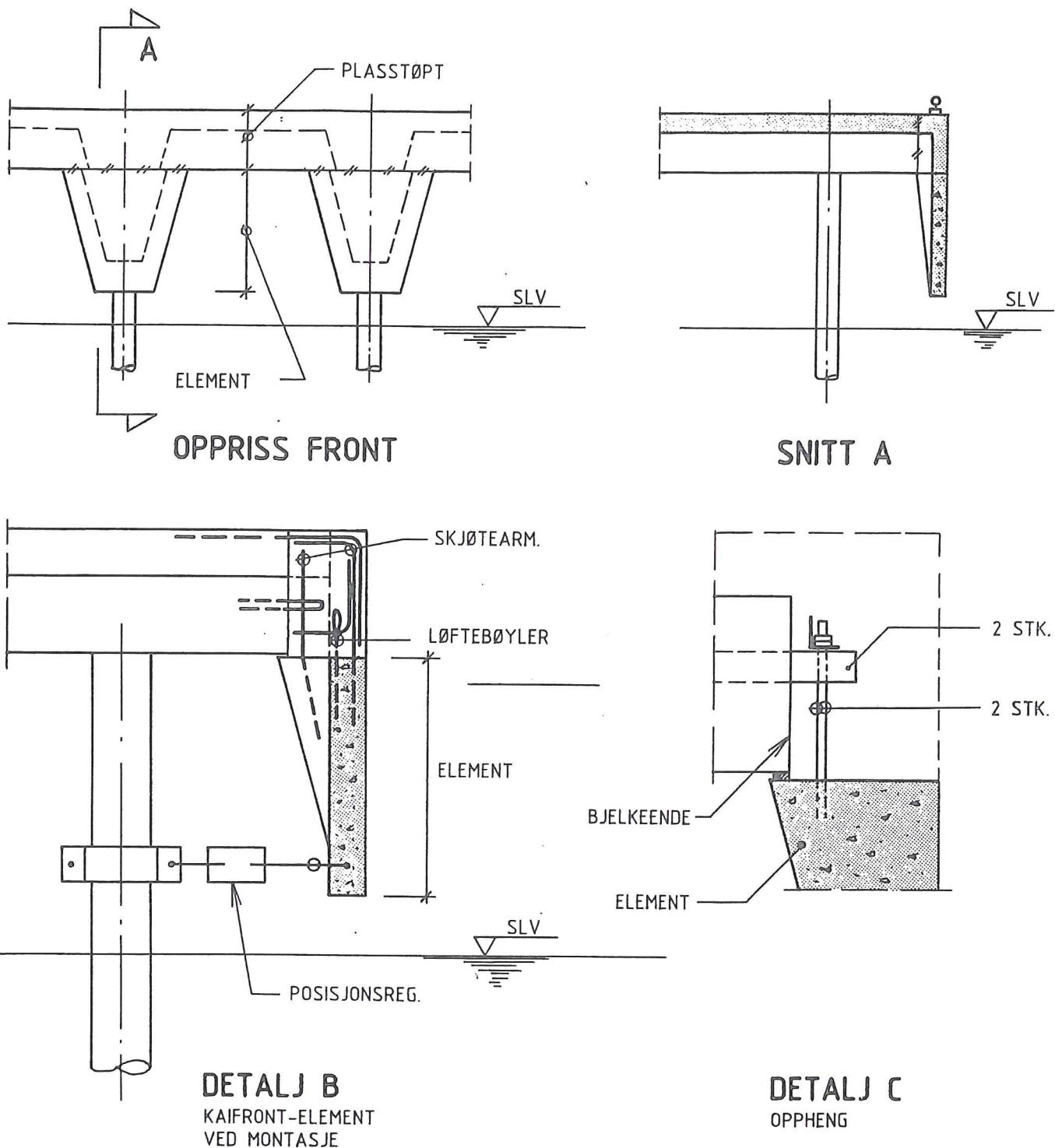


Fig. 5.18 Eksempel på elementutførelse med høy kaifront

Kaifronten utføres etter at innenforliggende del av kaidekket er ferdig støpt. Elementet kan løftes på plass med byggekran eller mobilkran stående på dekket.

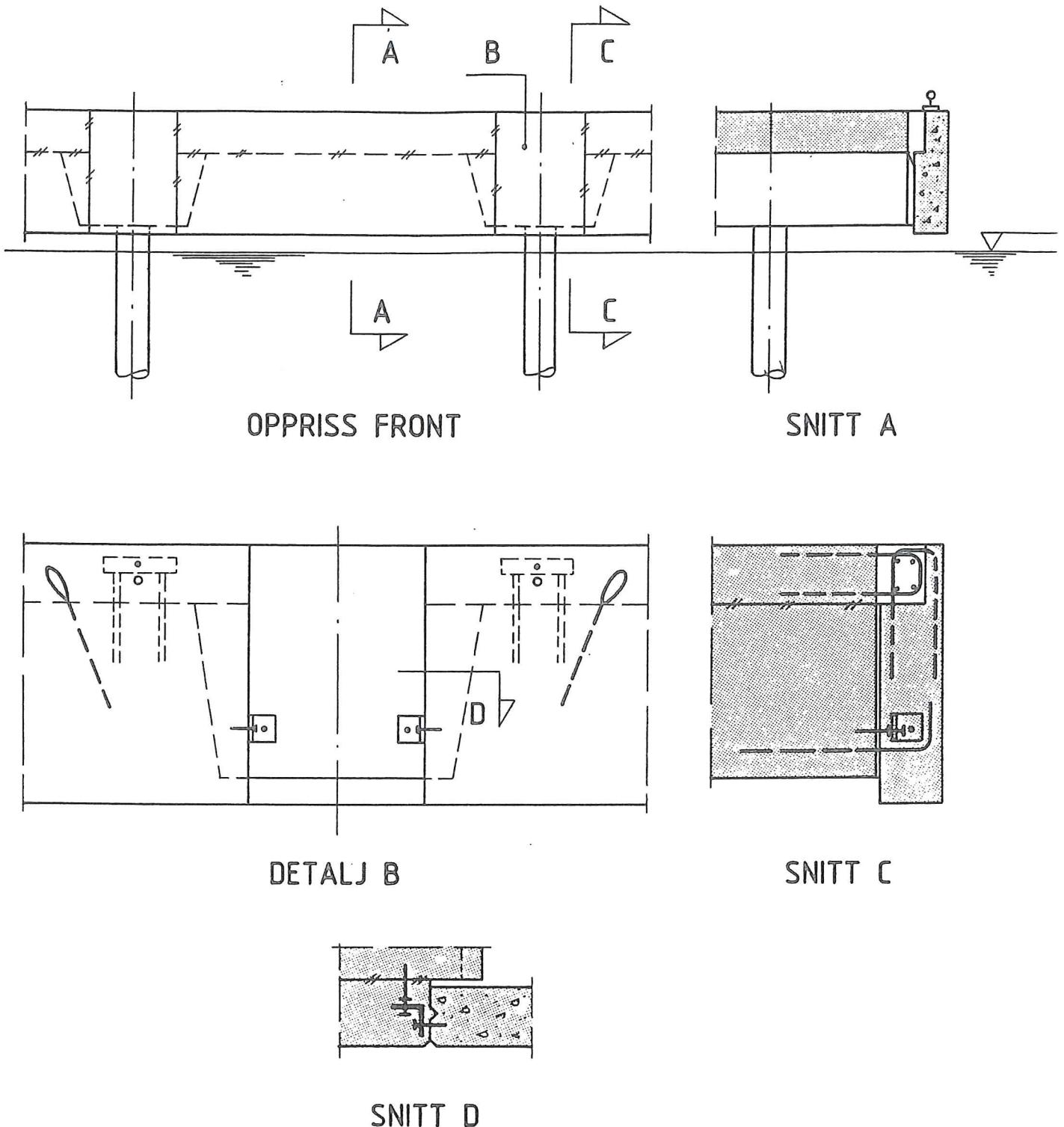


Fig. 5.19 Eksempel på elementutførelse med lav kaifront

Kaifronten utføres etter at innenforliggende del av kaidekket er ferdig støpt. Elementet kan løftes på plass med byggekran eller mobilkran stående på dekket.

5.5 Elementer i andre konstruksjoner

5.5.1 Setningsplate (overgangsplate)

Setningsplater kan utføres som dekkeelementene, men tilpasset oppleggssituasjonene.

De kan benyttes med eller uten påstøp, og dersom det er behov for forankring til resten av kaikonstruksjonen, kan dette gjøres via utstikkende armeringsjern i samvirkekonstruksjoner, eller som vist i fig. 5.20 med bolter.

5.5.2 Oppleggsbjelke for setningsplate

Denne oppleggsbjelken/kantbjelken kan utføres som vist i fig. 5.20, enten som en samvirkekonstruksjon der øvre del støpes ut sammen med resten av dekket, eller som en fullstendig prefabrikert drager.

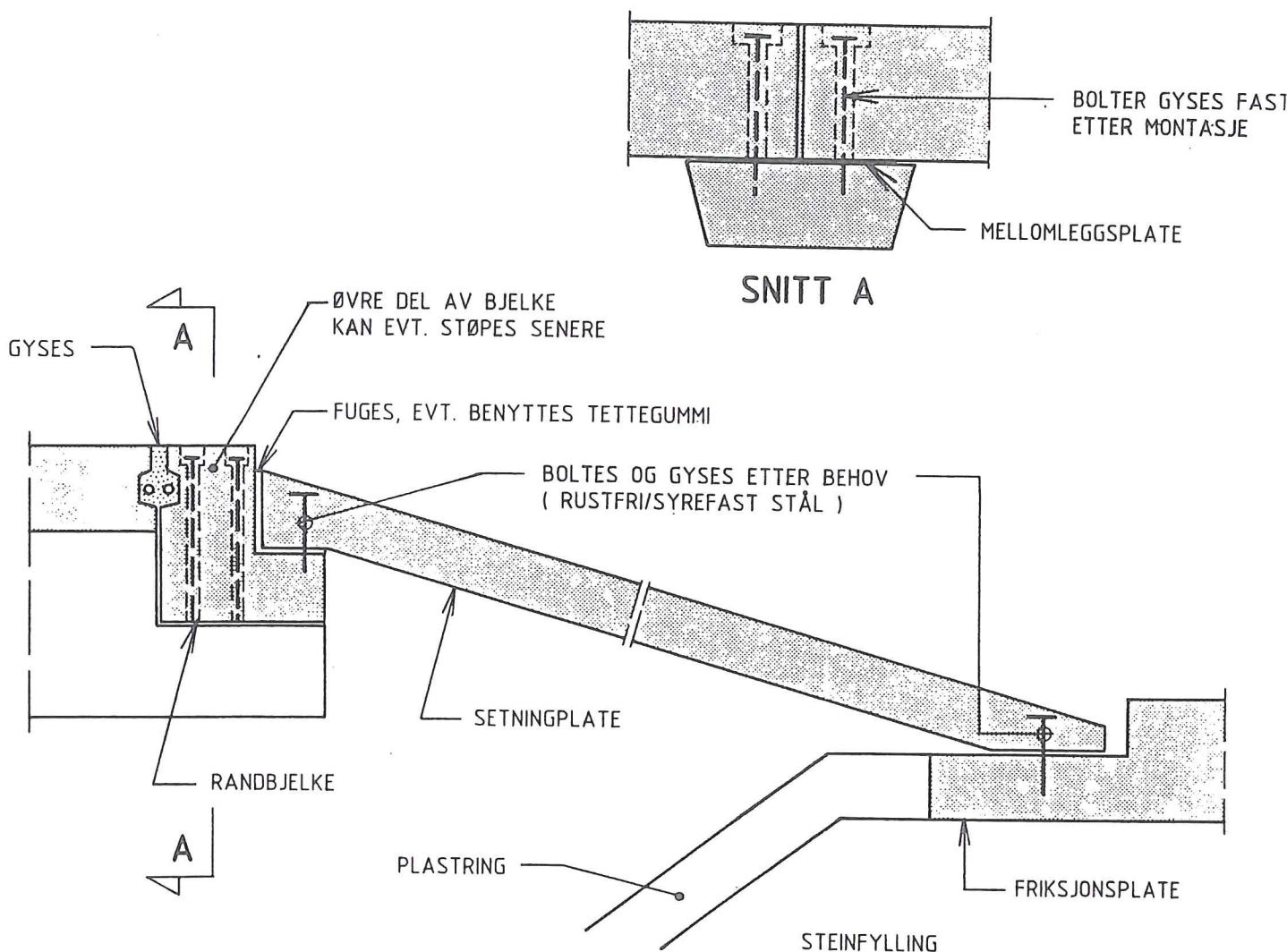


Fig. 5.20 Overgangsplate

5.6 Fuger mellom betongelementer

5.6.1 Generelt

Det svake punktet ved prefabrikasjon er fugene.

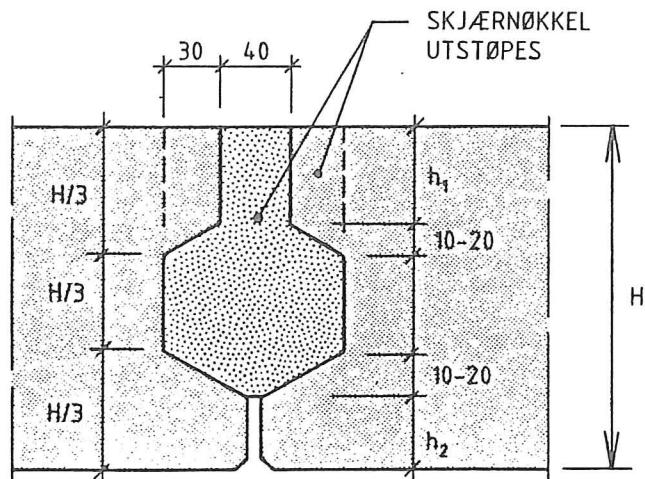
I en kaikonstruksjon bør fugene:

- utformes for enkel og feilfri utstøping
- overføre krefter horisontalt og vertikalt
- være mest mulig selvdrenerende
- detaljeres slik at eventuell kryssende armering ikke utsettes for rustangrep
- ikke være så store at utstøpingsarbeidene blir for omfattende.

5.6.2 Innbyrdes fuger mellom dekkelementer uten påstøp

I dekkelementer uten påstøp må fugene stå for all innbyrdes kraftoverføring mellom elementene.

En hensiktsmessig fuge er vist i fig. 5.21. Se også pkt. 6.3.3.



For å sikre en tilfredsstillende armering av elementene bør:
 h_1 min. = 100 mm,
 h_2 min. = 120 mm.

For uarmerte skjær-fuger i konstruksjoner med små laster kan h_1 og h_2 min. settes til 50 mm.

Fig. 5.21 Fuge i dekkelement uten påstøp

5.6.3 Innbyrdes fuger mellom ribbelementer med utstikkende flenser

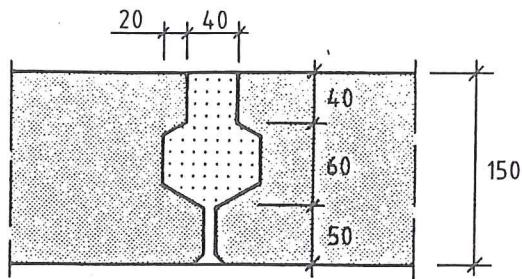


Fig. 5.22 Fuge type DT-element uten påstøp

DT-elementer benyttet uten påstøp bør produseres med min. flenstykkelse på 150 mm og bør kun benyttes i dekker med lav punktlast. Innbyrdes sveising bør unngås. Velger en likevel å sveise, må alle sveisepunkter forsenkes, og eksponert stål påsmøres epoxy før igjenstøping.

En slik konstruksjon bør ha et slitelag.

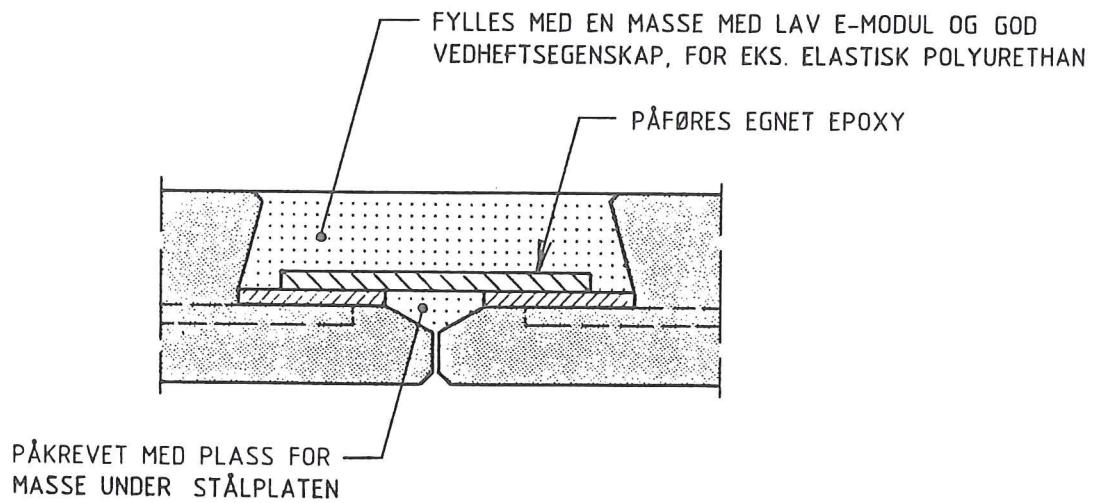


Fig. 5.23 Fuge, DT-element uten påstøp
Sammensveisede elementer

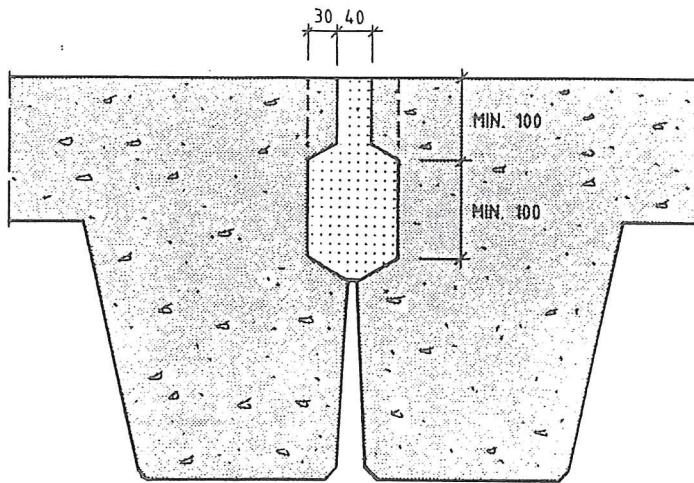


Fig. 5.24 Fuge U-elementer. Her kan fugedimensjoner økes etter behov.

5.6.4 Fuger i samvirkekonstruksjoner

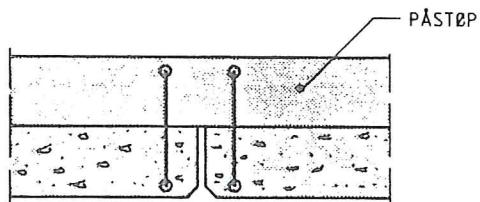


Fig. 5.25 Rett fuge uten skjærnøkkel

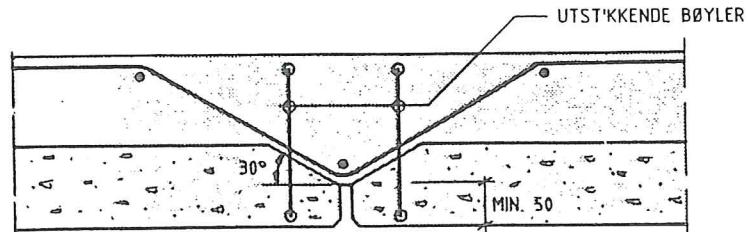


Fig. 5.26 Fasede kanter

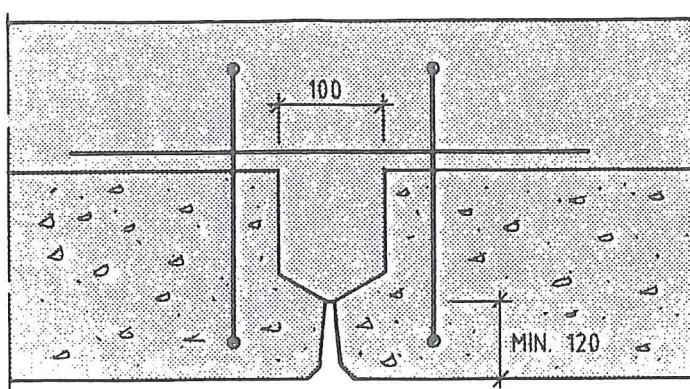


Fig. 5.27 Skjærnøkkel i fugen
(Nedre halvdel utføres som en vanlig skjærnøkkel)

Fuger mellom DT-elementer kan utføres som vist ovenfor, men velger man å sveise elementene innbyrdes, er det fortsatt viktig å få mørtel under sveiseplatene. Se fig. 5.28.

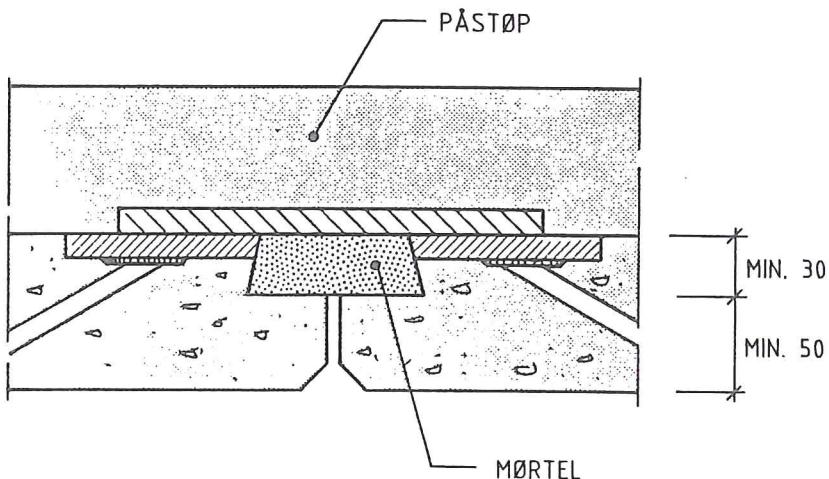


Fig. 5.28 DT-fuge med sveiseplate

5.6.5 Fuger ved oppleggssbjelke

For plane elementer henvises til foranstående avsnitt.

Når det gjelder ribbelementer, finnes alternative løsninger, avhengig av belastning og miljøpåkjenninger forøvrig.

Fig. 5.29 viser en utførelse basert på spesialmørtel. Alternativt kan det vurderes benyttet betong kombinert med et vanntett slitelag (f.eks. støpeasfalt med glidesjikt eller korrosjonsbeskyttet armering).

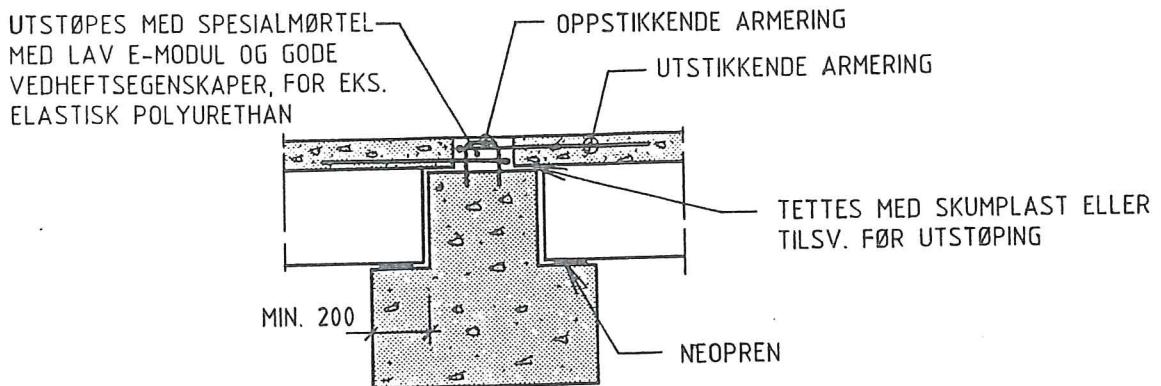


Fig. 5.29 Ribbelementer, opplagt på DLB

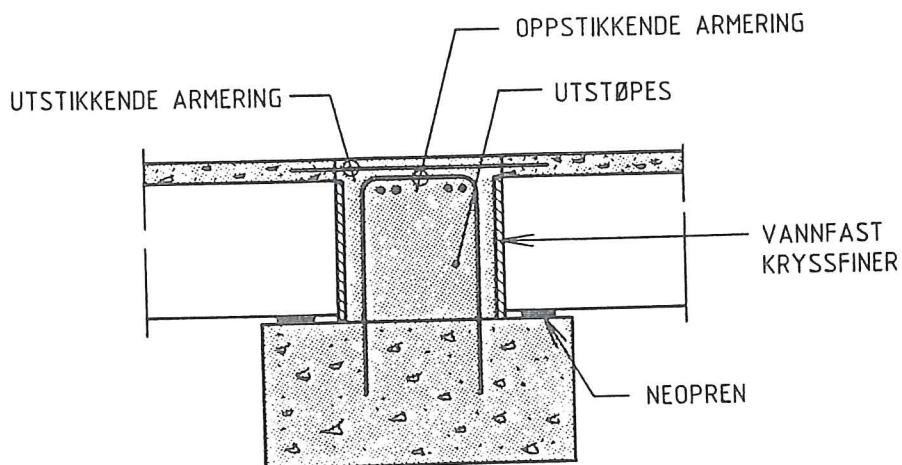


Fig. 5.30 Ribbelementer opplagt på bjelke for videre samvirkeutstøping av bjelke

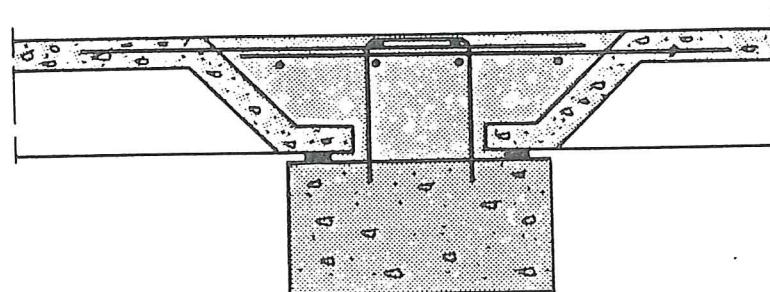


Fig. 5.31 Opplegg av ribbelementer med skrå ender

5.7

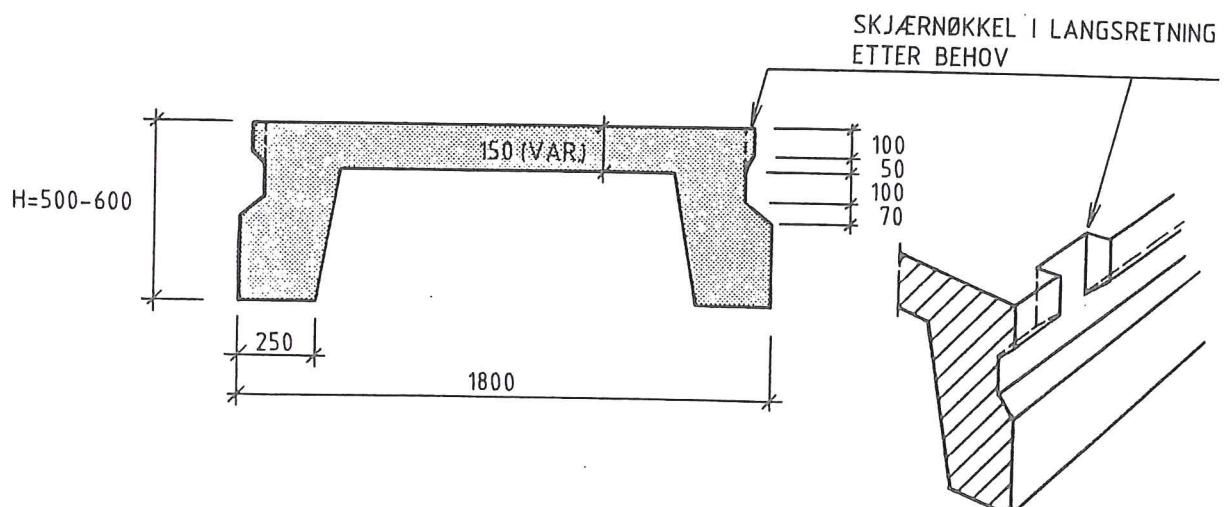
Anbefalte kaielementer (dekkeelementer)

Med utgangspunkt i detaljer beskrevet i dette avsnittet, anbefales nedenforstående utførelser for dekkeelementer i kaikonstruksjoner. Tilhørende dimensjonsdiagram er angitt i Bilag nr. 4.

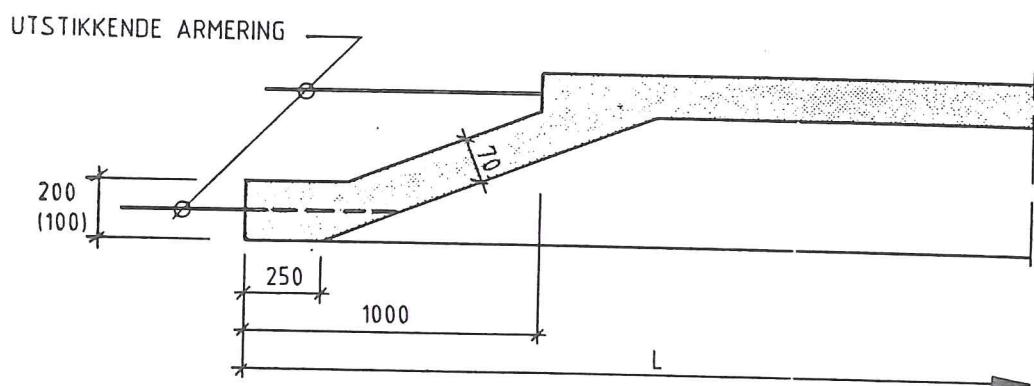
5.7.1

Kaielement nr. 1 - Ribbeplate

Elementet kan benyttes med eller uten påstøp, avhengig av belastningsnivå og kaikonstruksjon.



Tverrsnitt

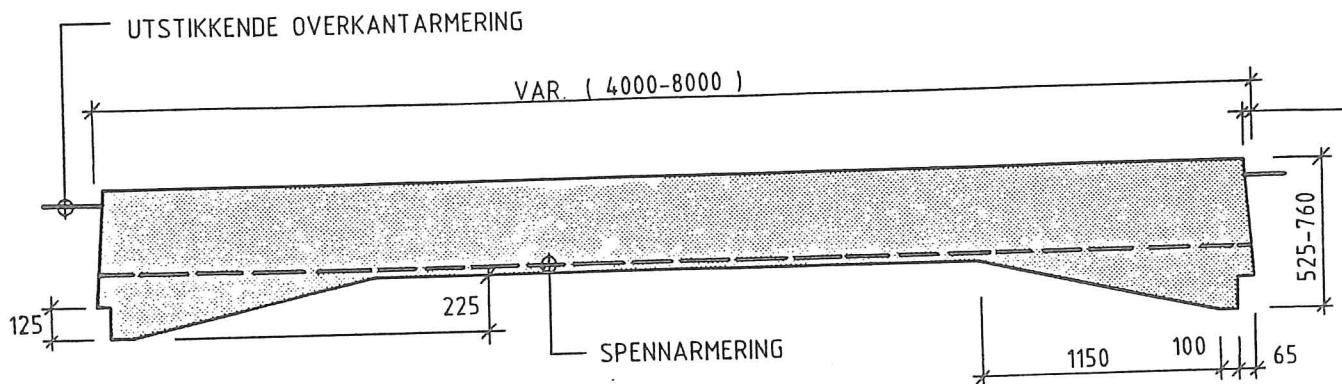


Lengdesnitt

Fig. 5.32 Kaielement nr. 1. Prinsippskisse

5.7.2 Kaielement nr. 2 - Massivelement med vouter

Elementet er tenkt benyttet for kaier uten påstøp men med ballast. Elementbredde 1500 mm.



LENGDESNITT

Fig. 5.33 Kaielement nr. 2. Prinsippskisse

5.7.3 Kaielement nr. 3 - Bærende samvirkeplate

Elementet krever konstruktiv påstøp.

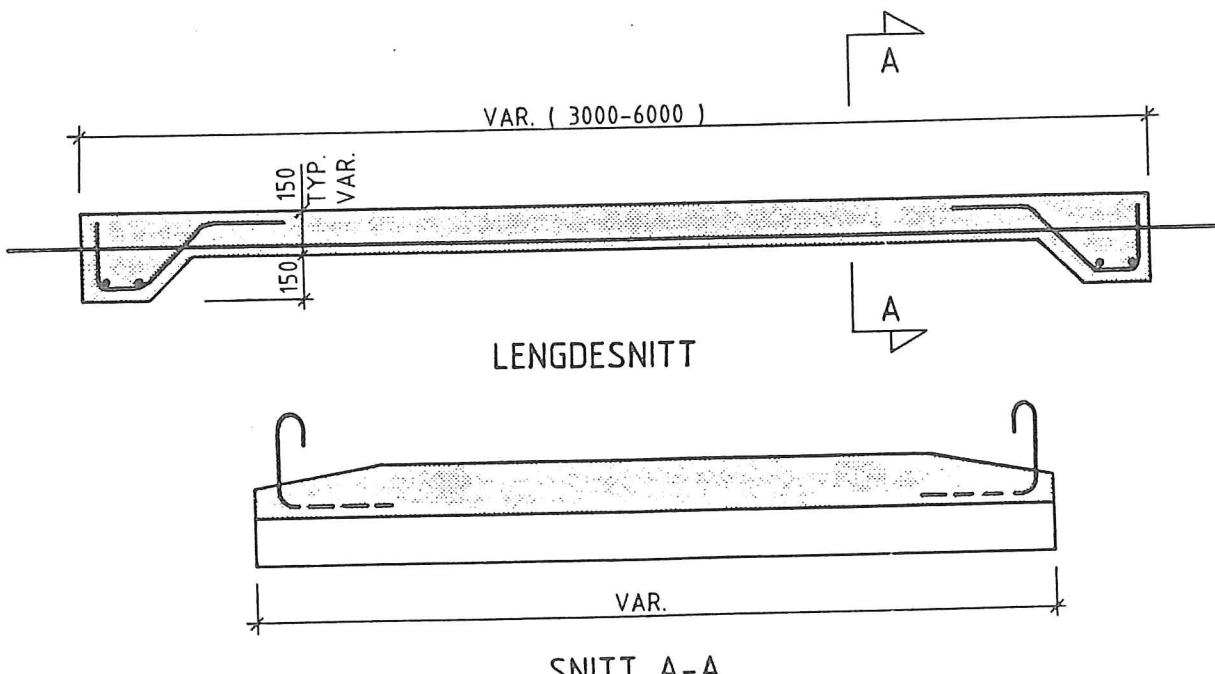


Fig. 5.34 Kaielement nr. 3. Prinsippskisse

6. DIMENSJONERING AV TYPISKE KONSTRUKSJONSDELER

6.1 Generelt

De fleste kaikonstruksjoner ligger på steder med stor risiko for korrosjon av armering og forvitring/mekanisk slitasje av betongen. Det er derfor av vesentlig betydning for konstruksjonens funksjonstid at man velger robuste løsninger, tilstrekkelig betongkvalitet, riktig proporsjonering og en armeringsføring som både ivaretar konstruktive hensyn og muliggjør kvalitetsmessig utstøpning av betongen. Det er selvsagt en vesentlig forskjell mellom denne type konstruksjon og vanlige bygningskonstruksjoner på land.

Ovenfor nevnte problemstilling medfører en rekke hensyn og krav som må ivaretas. Disse vil bli utførlig behandlet i de fremtidige "Anvisninger for Havnebygging" (1). Kun de mest sentrale generelle hensyn samt de spesielle hensyn som gjelder bruken av elementer i kaikonstruksjoner er derfor omtalt i det etterfølgende.

6.1.1 Materialer og konstruksjonsregler

Kaikonstruksjonen skal prosjekteres i miljøklasse MA iflg. NS 3420:

Armeringsstål:
K400TS eller K500TS

Idet krav til begrensning av rissvidder og armeringsspenninger i bruksgrensetilstanden ofte er dimensjonerende, er K400TS en mer aktuell armeringskvalitet i kaikonstruksjoner enn K500TS. Pr. d.d. er det imidlertid ingen prisforskjell mellom de to kvalitetene, slik at det synes mest logisk å benyttet K500TS.

Overdekning

Følgende økt overdekning i forhold til minimumskravene for de respektive miljøklasser anbefales:

Bjelker: 50 mm
Uk plate: 45 mm

Betong:

Min. betongkvalitet: C35
Min. cementmengde : 350 kg/m³
Porevolum : 4-6% i fersk betong
Masseyforhold m : 0,45 maks. Statens vegvesen krever 0,40 maks. for sine konstruksjoner.

Tilsetningsstoffer må benyttes for å oppnå tilstrekkelig støpelighet. Betongen bør proporsjoneres for å tilfredsstille kravene til vanntetthet iflg. NS 3420, L5, pkt. 01.9.

Armeringen må plasseres slik at best mulig støpelighet oppnås. For uk. armering i bjelker kan det med fordel benyttes buntet armering eller stenger med større diameter. Armering i ok. bjelke må vanligvis spres utover i platen, både pga. utstøpningen og fordi strekksonen også vil ligge noe ut i platen (se f.eks. (4), Del 3). Minsteavstanden iflg. NS 3473 må i alle fall overholdes, også for områder med omfarskjøt på stengene.

Et eksempel på anbefalt armeringsplassering for bjelke- armering er vist på fig. 6.1. (Platearmering i uk. er ikke vist).

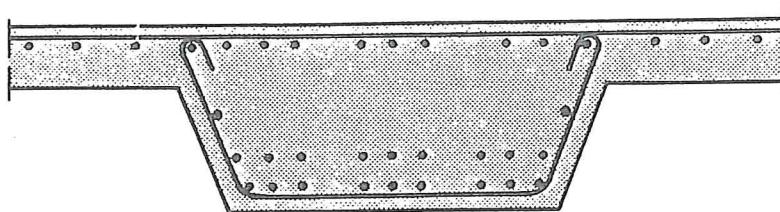


Fig. 6.1 Typisk bjelkearmering

Man skal være oppmerksom på at spesielt uk. armering har en tendens til å komme nærmere formen enn forutsatt pga. belastninger fra gangtrafikk og støp. Dette har vært en årsak til betydelige vedlikeholdskostnader.

Proporsjoneringen av betongen må gis spesiell oppmerksomhet mht. støpelighet, maksimal steinstørrelse og tetthet i tillegg til konstruktive kvalitetskrav angitt ovenfor.

6.1.2 Dimensjonering

Som dimensjoneringsgrunnlag benyttes gjeldende norske standarder, som tidligere omtalt. Etterfølgende dimensjoneringsregler tar utgangspunkt i høringsutkast til NS 3473, pr. oktober 1987.

Av andre kilder som kan være til nytte, henvises til Litteraturlisten.

Kaielementkomitéen har også selv fått utført egne punktlastforsøk ved FCB, for å belyse forskjellige typer dekkekonstruksjoners kapasitet for høye punktlaster. En sammenfatning av prøveresultatene samt forslag til dimensjoneringsregler er gitt i Bilag 1.

6.1.3 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

Bruksgrensetilstanden bør tillegges mer betydning enn vanlig for bygningskonstruksjoner på land.

Nedbøyninger bør beregnes for typiske konstruksjonsdeler. Kaiplaten må gis et fall som sikrer avrenning. Minste teoretiske fall bør være 1.5%.

Bestandighet for miljømessige påkjenninger er et viktig element i dimensjoneringen. Bestandigheten påvirkes av:

- Kvaliteten på delmateriale i betongen
- Betongproporsjonering
- Armeringskvalitet, mengder og detaljering
- Begrensning av rissvidder
- Arbeidsutførelse
- Herdningsbetingelser og etterbehandling.

NS 3473 (1987) inneholder detaljerte krav til begrensning av den karakteristiske rissvidden w_k i forhold til miljøklasse og armeringstype. Generelt skal kravene til miljøklasse MA overholdes. Rissviddekravene kan imidlertid lempes noe for kaiplaten under forutsetning av at denne ligger over plaskesonen. Tabell 6.1 sammenfatter de anbefalte krav som bør settes til de forskjellige delene av en kaikonstruksjon. Disse kravene er sammenfallende med f.eks. (2).

Konstruksjonsdel	Miljøklasse	Karakteristisk riss- vidde w_k mm	Slakk- armering	Korrosjons- ømfintlig armering
Generelt	Meget aggressivt (MA)	0.2	0.1	
Uk kaiplate over plaskesonen 1)	Reduserte krav	0.3		0.15
Ok kaidekke,	Noe aggressivt (NA)	0.4		0.2

Tabell 6.1 Krav til karakteristiske rissvidder w_k

- 1) Skader på eksisterende kaikonstruksjoner har vist at uk kaidekke er spesielt utsatt for miljøskader innerst der bølgene vanligvis slår opp i kaidekket. Disse deler skal plasseres i miljøklasse MA.

Karakteristisk rissvidde w_k skal vanligvis beregnes for en dimensjonerende langtidslast. Hvor stor del av de variable lastene som da skal medregnes, må vurderes skjønnsmessig. NS 3473 (1987) angir i Tillegg A pkt. A8.1 hvor stor del av de variable laster som bør medtas som langtidslast ved beregning av riss, etc. For kaier bør langtidslasten fra karakteristisk variabel last velges i området 0,5-0,8. Byggherren bør konfereres i hvert enkelt tilfelle.

Innvirkning av temperatur, svinn og eventuelt kryp må vurderes og medtas i hvert enkelt tilfelle.

Rissviddekriterier i bruksgrensetilstanden vil være dimensjonerende for store deler av en kaikonstruksjon. Disse kriterier og forutsetninger bør avtales med byggherre og offentlige myndigheter i hvert enkelt tilfelle.

Beregningsformler for rissviddeberegninger er angitt i NS 3473, 1987. Beregningene er relativt omfattende. For slakkarmerte konstruksjonsdeler angir CEB-FIP (3) en indirekte kontroll ved å begrense tillatt armeringsspenninng, σ_s , fra langtidslast i bruksgrensetilstanden til verdier angitt i tabell 6.2. Langtidslasten er som beskrevet ovenfor. Tabellen forutsetter bruk av kamstål og beregning av spenninger under antakelse av opprisset tverrsnitt uten strekkbidrag fra betongen.

$w_k = 0.4 \text{ mm}$		$w_k = 0.3 \text{ mm}$ (interpolert)		$w_k = 0.2 \text{ mm}$	
σ_{sr}	ϕ	σ_{sr}	ϕ	σ_{sr}	ϕ
225	32	170	32	115	32
240	25	180	25	120	25
280	12	240	12	200	12

σ_{sr} = rissbegrensede armeringsspenninger i MPa
 ϕ = armeringsstangens diameter i mm

For mellomliggende stangdiametere interpoleres lineært.

Tabell 6.2 Krav til rissbegrensede armeringsspenning

Dimensjoneringen i bruksgrensetilstanden bør således kunne gjennomføres mht. kontroll av rissbestemmende armeringsspenning iflg. Tabell 6.2, supplert med direkte kontroll av karakteristiske rissvidder i enkelte snitt.

Rissvidder skal kontrolleres både i byggetilstanden og i ferdig tilstand. Ved bruk av relativt slanke elementer i et samvirketverrsnitt, er det særlig viktig at rissdannelse i byggetiden kontrolleres og begrenses. For disse elementer anbefales at armeringsspenningen i byggetilstanden begrenses til 120 og 80 MPa for henholdsvis 12 og 25 mm, med lineær interpolasjon for mellomliggende armeringsdimensjoner. Konstruksjonen vil da kun ha ubetydelige riss. Dimensjoneringskontrollen foretas for virkende egenlast (vanligvis den samlede egenlast) samt en nominell nytte last f.eks. på 1 kN pr m² fra utstyr og bemanning. Alternativt kan det kontrolleres at betongens strekkfasthet for bøyestrekk ikke overskrides, under antagelse av homogent platetverrsnitt. Betongens strekkfasthet i bruksgrensetilstanden er gitt iflg. NS 3473 (1987). Merk at det her er spaltestrekkfastheten som er angitt. Kriterier for dannelsen av riss på bøyestrekk er angitt i pkt. 13.6.1. Disse beregningsreglene er relativt konservative for å benyttes på samvirkeelementer i byggetilstanden, som i denne tilstanden kun vil bli utsatt for én pålastning. Denne risskontrollen anbefales utført ved at f_{tn}^{tp} multipliseres med faktor 1,25 og at faktor ξ settes til 1,0 for lite korrosjonsfintlig armering uavhengig av miljøklasse, dvs.

$$\sigma_m <= k \times 1,25 f_{tn}^{tp}$$

Risskontroll i bruksgrensetilstanden for konstruksjoner utført med elementer og samvirketverrsnitt er noe mer omfattende enn for monolittiske konstruksjoner idet egenvekten vanligvis pålastes et fritt opplagt system av elementer, mens variable laster pålasten en kontinuerlig samvirkekonstruksjon.

Ved kontroll av de enkelte kritiske snitt kan man konservativt beregne opptredende armeringsspenninger (evt. rissvidder) for hver byggverkstilstand og addere disse lineært. En eventuell omlagringseffekt fra kryp blir da neglisjert. Denne omlagringseffekten vil generelt medføre at konstruksjonens spenningstilstand nærmer seg den man har dersom all last pålastes det kontinuerlige system. Dvs. at snitt med strekk i uk. (felt) i fritt opplagte elementer avlastes med tiden, mens snitt med strekk i ok (støtte) i konstruktiv påstøp pålastes.

Dersom armeringsspenningene i byggetilstanden begrenses som angitt ovenfor, kan konstruksjonen dimensjoneres for risskrav i bruksgrensetilstanden som en monolittisk konstruksjon.

Dersom enkelte snitt blir uforholdsmessig uøkonomiske pga. byggetilstanden, kan det være aktuelt å:

- Øke tverrsnittshøyden for elementet i felt dersom dette er mulig.
- Benytte forspenning. I denne forbindelse bør også uinjiserte spennsystemer vurderes.

- Benytte en utstøpningsprosedyre som sikrer kontinuitet over støtte før felt pålastes i særlig grad. Dette vil vanligvis medføre en mindre økonomisk arbeidsoperasjon og flere støpeavsteng med gjennomgående armering.

6.1.4 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden

Kapasitetsberegninger i bruddgrensetilstanden utføres i henhold til gjeldende norske standarder. NS 3473, høringsutkast pr. oktober 1987 inneholder detaljerte regler for dimensjonering av skjærkraftoverføring i støpeskjøter, kfr. pkt. 11.7. Tilsvarende dimensjonerings regler finnes også i bl.a. (2) og (5).

For dekkelementer med påstøp i kaikonstruksjoner vil vi generelt anbefale at det benyttes skjøtarmering mellom element og påstøp. Forankring av påstøpen med andre metoder, f.eks. liming av fersk betong til herdnet i betong med epoxy, polyuretan, e.l. har vært utført i andre land med andre klimatiske forhold. Før denne metoden eventuelt benyttes i Norge bør det foretas prøver. Metoden vil i alle tilfeller være utførelsesømfintlig.

Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstanden kan generelt foretas som for et homogent tverrsnitt, dvs. ved at den samlede bruddlast pålastes den ferdige konstruksjon, og uten å ta hensyn til konstruksjons- og lasthistorikken. Enkelte tilfeller, f.eks. med lav variabel last i forhold til konstruksjonens egenvekt, bør imidlertid vurderes spesielt.

Med krav til begrensning av armeringsspenninger som angitt i tabell 6.2, vil bruddgrensetilstanden sjeldent være kritisk for bøyningsdimensjonering.

6.2 Platekonstruksjoner med samvirketverrsnitt

6.2.1 Konstruktive hensyn

Eksempler på mulige platekonstruksjoner med samvirketverrsnitt for kaibygging er vist i kapittel 5.

Det skal generelt benyttes skjøtarmering mellom plateelement og påstøp. En større del av skjøtarmeringen skal plasseres langs elementets kanter, kfr. Bilag 2 og 3.

Tykkelse på element og påstøp må velges ut fra oppredende krefter samt forankring av skjøtarmeringen. Praktisk minimumstykke på påstøpen er 120 mm. Armeringsmengden i hver retning skal minst tilsvare den største av følgende:

$$A_s^f s \geq 1.0 A_c^f tk$$

eller

$$\phi 10 \text{ K400TS C } 150.$$

Statisk nødvendig hovedarmering med tilhørende skjærarmering mellom element og påstøp må selvsagt dimensjoneres spesielt, se beregningseksempel nr. 1 i Bilag 2.

6.2.2

Differensialtøyninger i samvirketverrsnitt

Platekonstruksjoner med samvirketverrsnitt vil generelt kunne utsettes for differensialtøyninger dvs. en tøyningsgradient mellom element og påstøp. Dette oppstår f.eks. når et betongelement som allerede har gjennomgått en herdeprosess påføres fersk betong. Den ferske betongen vil da svinne mer enn elementet. Dersom spennarmering benyttes i element eller påstøp, vil dette også innvirke på tøyningsforløpet i samvirkeverrsnittet, pga. kryp i betongen.

En temperaturgradient gjennom platen vil forårsake tilsvarende spenninger som differensialsvinn.

Differensialtøyningens størrelse må vurderes i hvert enkelt tilfelle. Følgende punkter inngår i vurderingen:

- Totalt uhindret svinn for element og påstøp, iflg. Norsk Betongforenings Publ. nr. 1, Bilag F.
- Aldersforskjell mellom element og påstøp.
- Armering i påstøpen vil redusere dette uhindrede svinet betydelig. Kfr. f.eks. (6) Del 4, Appendix C.
- Differensialsvinnet er en langtidseffekt og vil bli utjevnet betydelig pga. kryp. Ref. (6) Del 4 pkt. 8.4.3.5 angir en reduksjonsfaktor på 0,43 hvis ikke nøyaktige beregninger er nødvendige.
- Differensialsvinnet kan ytterligere reduseres ved vanning av elementene før påstøp. Alt fritt overflatevann må imidlertid fjernes før påstøp.
- Kryptøyninger fra spennarmering vil motvirke differensialsvinn når spennarmeringen benyttes som feltarmering i elementet.
- En ikkelineær temperaturgradient gjennom platen vil forårsake skjærspenninger på samme måte som differensialsvinn. Oppvarming av overflaten, f.eks. pga. solbestrålning, vil forårsake tøyninger som motvirker differensialsvinnet, nedkjøling av overflaten virker med differensialsvinnet. Norsk Standard gir foreløpig ingen kriterier for temperaturgradient.
- Differensialtøyningene vil forårsake momenter. For kontinuerlige spenn vil momentet fra differensialsvinn være pålastende også over støtte pga. tvang.

Ovenforstående punkter tilsier at problemstillingen er relativt kompleks. Generelt vil imidlertid differensialtøyningene være små, og sannsynligvis neglisjerbare i forhold til de relativt store skjærkrefter som skjøtarmeringen mellom element og påstøp må dimensjoneres for.

Resultater fra en relativt nøyaktig beregning av spenningene i skjøt mellom element og påstøp for en fritt opplagt plate er vist i Bilag 3. Eksemplet viser at differensialsvinn i alle tilfeller kun vil ha betydning for elementets randsone. Det er derfor vesentlig at endel av skjøtarmeringen mellom element og påstøp plasseres i denne sonen for å hindre oppspalling.

Når det innlegges skjærarmering mellom element og påstøp som er dimensjonert for å ta den totale skjærkraft etter forannte dimensjoneringskriterier (kfr. pkt. 6.1.4), kan man se bort fra differensialtøyninger og -krefter i et samvirketverrsnitt.

6.2.3 Dimensjonering for punktlast

Dimensjonering for punktlast (gjennomlokning) foretas i bruddgrensetilstanden. Kapasiteten vil avhenge av kaiplatens utførelse. Med egnede fugedetaljer mellom elementene og full skjøtarmering mellom element og påstøp kan kaiplater med samvirketverrsnitt betraktes som en monolittisk plate. For dimensjoneringsregler henvises til Bilag 1.

6.3 Platekonstruksjoner uten samvirketverrsnitt

6.3.1 Konstruktive hensyn

Eksempler på prefabrikerte platekonstruksjoner uten påstøp er gitt i kapittel 5.

Følgende punkter bemerkes:

- Skjærfugen mellom dekkeelementene er viktig for opptak av vertikallaster, spesielt for høye punktlaster. Fugen bør kunne gi full skjærkraftoverføring mellom elementene. Fugen vil imidlertid ikke kunne overføre moment på tvers.
- Lastoverføring av en høy punktlast til andre deler av en kontinuerlig kaikonstruksjon kan også oppnås ved å benytte relativt torsjonsstive hovedbjelker som innspenning av plateelementene. Hovedbjelken vil da overføre bøyemoment til nabofeltene ved torsjon.
- Ved kontinuerlige kaikonstruksjoner bør hovedbjelkernes retning være vinkelrett på kaifront. Dette gir samtidig god stabilitet i byggetiden.

- Ved mindre kaier hvor det er tilstrekkelig med en kaibredde ut fra land som ikke overskriver plate-elementets spennvidde, kan det være økonomisk å legge hovedbjelken langs kaifronten, med et tilnærmet fritt opplagt platespenn til land.
- Elementkonstruksjonen kan medføre opprissning på langs i fugene. Dette avhjelpes ved å benytte pukkfylling over betongdekket kombinert med asfalt slitelag og eventuell ekstra vanntetting. Pukkfyllingen vil spre konsentrerte punktlaster og samtidig muliggjøre enkel framføring av tekniske anlegg i kaia.
- Et kaidekke bygget opp av dekkeelementer uten påstøp kan godt fungere som en skive dersom dekket dimensjoneres deretter. For nærmere redegjørelse for beregningsmodell henvises til NBIF's Konstruksjonshåndbok hefte B.

6.3.2

Dimensjonering for punktlast

Skjærfugene mellom dekkeelementer uten påstøp utgjør diskontinuitet i dekkkonstruksjonen. Platens totale bærevirkning vil avhenge av hvordan skjærfugene dimensjoneres og utføres.

For kaidekker med relativt lave krav til punktlaster kan det være tilstrekkelig med en relativt enkel utførelse som beregningsmessig kan betraktes som en firkant.

For kaidekker med betydelige krav til punktlastkapasitet må skjærfugen dimensjoneres spesielt.

Forslag til dimensjoneringskriterier for elementdekker uten påstøp er gitt i Bilag 1. På grunnlag av disse dimensjoneringskriteriene kan tilhørende overført skjærkraft i fugene bestemmes, og fugedetaljene dimensjoneres utfra disse.

6.3.3

Dimensjonering av skjærfuge

Eksempler på enkle fugeløsninger iflg. tysk praksis er vist i prinsipp på fig. 6.2.

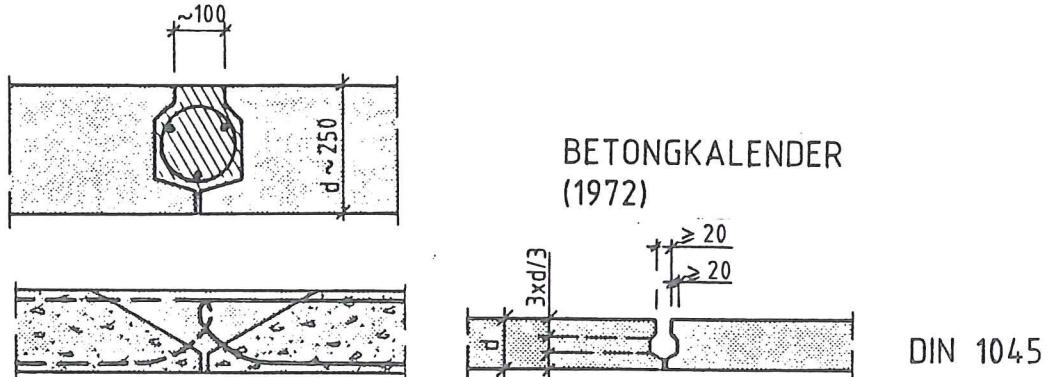
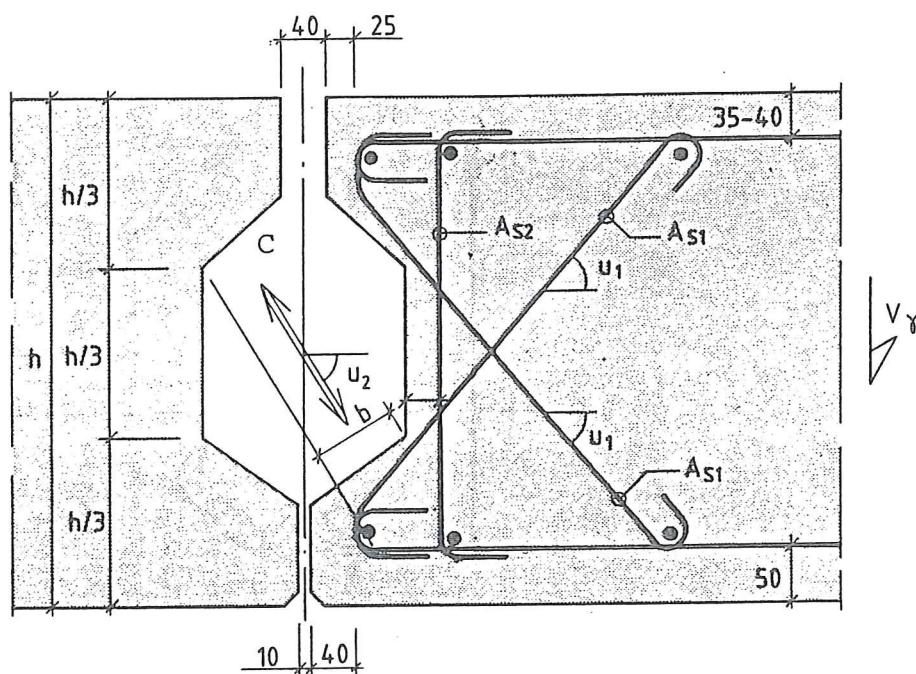


Fig. 6.2 Fugeløsninger iflg. tysk praksis

For overføring av store skjærkrefter anbefales en utførelse som vist på fig. 6.3. Fugen skal utstøpes med spesialproporsjonert betong for lavt svinn, god støpelighet og en fasthet minst tilsvarende elementenes betongfasthet. Skjær- og opphangsarmeringen i elementene dimensjoneres for den opptredende skjærkraften i fugen.



A_{S1} OG A_{S2} : SPESIELL FUGEARMERING

V_Y : DIMENSJONERENDE SKJÆRKRAFT

C : EFFEKTIV TRYKKDIAGONAL

Fig. 6.3 Forslag til fugeutførelse for skjærfuger mellom plateelementer uten påstøp

Fugeflatens bredde b skal dimensjoneres for å overføre trykkraft C (se fig. 6.3).

$$b = C/f_{c2}, \text{ der } f_{c2} = 0.5 f_{cd}$$

der f_{cd} er elementets dimensjonerende fasthet. Trykkrésultanten skal falle innenfor yk. av langsgående armeringsstenger i det ytterste hjørnet.

Idet fugedetaljene er ømfintlige for toleranser i armeringsplasseringen skal det tas hensyn til disse når effektive bredde b bestemmes.

Fugenesene i elementet kan dimensjoneres som følger (pr. lengdeenhet) :

$$C = V\gamma / \sin u_2$$

Trykkbrudd er ivaretatt ved bestemmelse av "b".

Strekkbrudd, iflg. NS 3473 (1987) pkt. 11.3.2.4:

$$V\gamma < V_{sd} = \sum f_{sd} A_{sv} \sin u_1 \\ = f_{sd1} A_{s1} \sin u_1 + f_{sd2} A_{s2}$$

Et eventuelt betongbidrag er neglisjert for strekkbrudd.

$$\text{Videre } b \geq C/1,8 f_{sd1}$$

Beregningseksempler er vist i Bilag 2.

6.4 Bjelker med samvirketverrsnitt

6.4.1 Generelt

Bjelker i kaikonstruksjoner kan være plassstøpte eller prefabrikerte, avhengig bl.a. av hvor nøyaktig peler eller pilarer kan plasseres, samt hvilken løftekapasitet som kan disponeres. Dersom det kan forventes betydelige peletoleranser, f.eks. $>0,20$ m, bør bjelkene sannsynligvis plassstøpes. Uavhengig av om bjelkene er plassstøpte eller prefabrikerte, vil det i de fleste tilfeller være støpeskjøt mellom bjelkesteg og plate som medfører at bjelken bør dimensjoneres for skjæroverføring iflg. pkt. 11.7 i NS 3473 (1987).

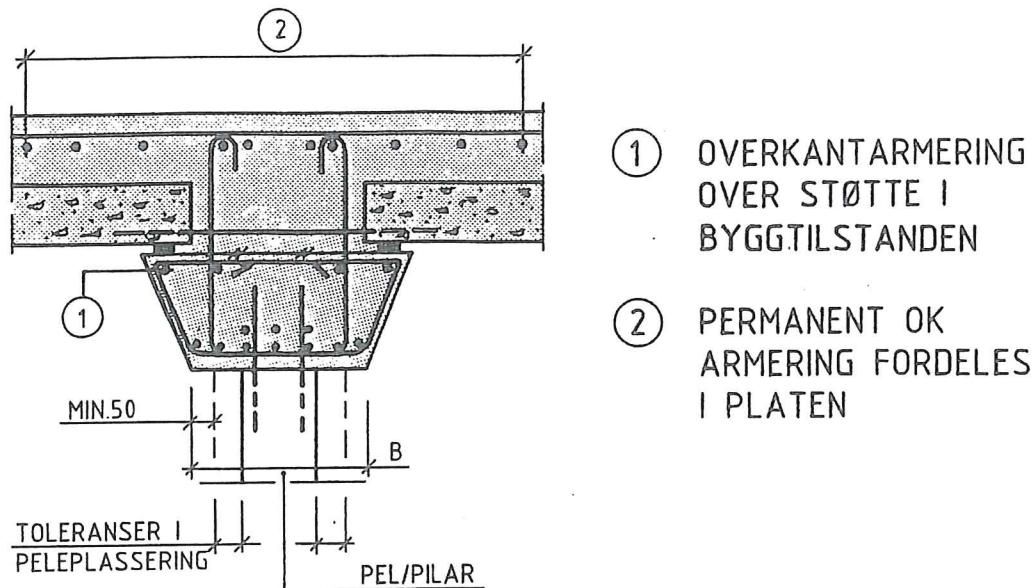


Fig. 6.4 Typisk plassert bjelke med prefabrikerte dekkeelementer.

Eksempler på utførelse med prefabrikerte bjelker er vist på fig. 5.14, 5.16, 5.29, 5.30 og 5.31

6.4.2 Konstruktive hensyn

Bjelker i kaikonstruksjoner vil generelt være utsatt for stor erosjons/korrosjonsrisiko pga. en kombinasjon av miljøpåvirkninger og høye belastninger.

Høy korrosjonsrisiko oppstår pga. kloridinnntrengning fra syklig nedfukting av bjelkene med saltvann kombinert med opprissing, eller dårlig betong av andre årsaker, f.eks. støpesår eller feilproporsjonering. For å begrense korrosjonsrisikoen for bjelkene, bør følgende punkter iakttas:

- Bjelkene bør generelt lages relativt lave og brede. Sideflatene bør skrås for å begrense blæredannelse i overflaten under utstøpning. Min. skrå bør være 10:1.
- Uk bjelke bør ligge minst høyde Z_0 over middelvann (Z_0 er harmonisk tidevannskonstant iflg. sjøkartverkets tabeller). Det anbefales at uk bjelke legges enda noe høyere, f.eks. $(Z_0 + 0,5 \text{ m})$ eller min. 1.0 m over m.v. selv om det ikke finnes referanser for å velge akkurat disse tall. Forholdene på stedet må vurderes nøye.
- Betongen bør proporsjoneres som vanntett. Kontaktflater i samvirketverrsnitt utføres i henhold til kap. 11.7 i NS 3473.

- Bjelkens bredde og plassering av hovedarmeringen må være slik at støpeskader unngås, kfr. pkt. 6.1.1.
- Rissvidder må begrenses, kfr. tabell 6.1.
- Armeringen i hver bjelkeside bør minst være ϕ 12 c 150.

Toleranser og eventuelle avvik i peleplasseringen kan medføre torsjon i bjelkene. Denne type torsjon er en tvangskraft og er vanligvis ikke statisk nødvendig for å oppnå indre og ytre likevekt dersom opprissing fra torsjon tillates, kfr. NS 3473. Rissdannelse pga. torsjon bør imidlertid vurderes i bruksgrensetilstanden.

Beregningseksempel er vist i Bilag 2.

6.5 Kaifrontelementer

6.5.1 Generelt

Kaifronten er en meget utsatt del av kaikonstruksjonen både pga. mekanisk slitasje og stor miljøbelastning. Erfaringene viser også at høyere kaifronter gir bedre beskyttelse mot miljøkrefter på innenforliggende deler av kaikonstruksjonens underside. En høyere kaifront vil imidlertid også medføre større fare for skader på selve kaifronten. Vedlikehold på kaifronten kan imidlertid være enklere å utføre enn vedlikehold på pilarer og dekke innenfor.

Valg av geometri vil avhenge av stedlige forhold i hvert enkelt tilfelle, kfr. også pkt. 5.4.

6.5.2 Konstruktive hensyn

Prefabrikasjon av kaifronten kan ha betydelige kvalitetsmessige og økonomiske fordeler. Spesielt gjelder dette der deler av kaifronten ligger i tidevannssonen under uk. bjelker.

Fordelene ved prefabrikasjon er at kaifrontelementene kan utføres horisontalt på land, slik at ytterflatene blir tøttest mulig. Problemer forbundet med utførelse av betongarbeider i tidevannssonen samt blæredannelse på høye, vertikale flater unngås.

En ulempe ved prefabrikasjon er at man nødvendigvis får flere fuger og støpeskjøter, som må plasseres på gunstigst mulige steder i konstruksjonen. Støpeskjøter i tidevannssonen på eksponerte flater bør unngås. Dersom dette ikke er geometrisk mulig, bør materialvalg og utførelse av skjøten vies spesiell oppmerksomhet.

Ved dimensjonering av kaifronten må det tas hensyn til de miljølaster som kan forekomme (vind, bølger, evt. istrykk) samt fendersystem. Støtlast fra skip er ofte den dominerende belastning. Det må derfor påses at det er samhørighet mellom støtenergi, valg og plassering av fender, og dimensjonering av kaifront. NS 3479, pkt. 3.5.3 angir minste karakteristiske last langs kaifront. For en høy kaifront utformet som vist på fig. 5.18, vil lastfordelingen over høyden være bestemt av fenderplasseringen. Det synes unødvendig ugunstig å anta at hele linjelasten angriper ved uk. kaifront.

7. UTFØRELSE OG KONTROLL

7.1 Generelt

7.1.1 Elementproduksjon på fabrikk

Produksjon av betongelementer foregår idag på autoriserte betongelementfabrikker. Fabrikkene er underlagt Kontrollrådet for Betongprodukter, som er gitt i oppdrag å kontrollere at all produksjon foregår innenfor definerte kvalitetskrav til materialer, utførelse og kontroll. Kontrollen omfatter bl.a. betongkvalitet, armering, sveising, former, utstøping, herding, etc. samt dokumentgrunnlag (tegninger, bøyelister, beskrivelse, etc.) og kvalitetskontroll.

Kontrollrådet krever at fabrikkene ledes av kvalifiserte fagfolk. Det kreves også at lokalene må være oppvarmet og trekkfri, og med god belysning. Elementproduksjon på fabrikk vil derfor sikre kvalitetsmessige produkter.

7.1.2 Elementproduksjon på byggeplass

Betongelementer kan også produseres på byggeplass. Dette er ofte aktuelt i tilfeller der byggeplassen ligger vanskelig til for transport, eller at betongelementene har dimensjoner som gjør transport ulønnsomt, eller utfra andre spesielle vurderinger. Også ved feltfabrikker bør det stilles krav til mest mulig stabile arbeidsforhold. Produksjonen bør om nødvendig kunne beskyttes mot vær og vind for å sikre stabile produksjonsforhold.

En kvalitetsmessige utførelse av elementene kan derfor også lett oppnås på byggeplassen, under forutsetning av veldefinerte kvalitetskrav og kontroll av utførelsen. Denne element-produksjonen er også underlagt Kontrollrådet for Betongprodukter.

7.2 Elementproduksjon

7.2.1 Produksjonsmetoder

En viktig fordel ved elementproduksjon er høyt gjenbruk av forskaling eller former. Produksjonen foregår gjerne i et døgns syklus, slik at formene fylles hver dag og avformes neste dag, for så å klargjøres for ny støping osv. Produksjonen kjennetegnes gjerne ved høyt tempo, dvs. kort produksjonstid pr. prosjekt.

7.2.2 Slakkarmerte og forspente elementer

Betongelementer deles gjerne opp i slakkarmerte og forspente eller spennbetong-elementer. Spennbetongelementer deles i spennbenkforspente elementer og etterspente elementer.

Spennbenkforspente elementer kjennetegnes ved at de produseres på lange linjer og at armeringen spennes opp før støping. Elementene støpes fortløpende ved at formen forflyttes langs linjen etter hvert som betongen herdner. Når det sist støpte elementet har oppnåd tilstrekkelig fasthet, kappes armeringen mellom de enkelte elementene, og spennkraften overføres ved heft til betongen. En bør merke seg at i elementer av denne typen er snittflaten på spennarmeringen synlig i enden. Disse snittflatene skal korrosjonsbeskyttes med epoxy dersom endene ikke innstøpes.

Etterspente betongelementer kjennetegnes ved at spennkabelen legges inn i innstøpte kabelrør i elementet. Oppspenningen av armeringen foregår etter at betongen har herdnet. Kabelrøret injiseres med en spesialmørtel etter oppspenning. Etterspente elementer et lite brukt i kaier.

Spennarmerte elementer er generelt relativt uvanlig i norske kaikonstruksjoner. Spennarmering kan imidlertid bli mer benyttet i fremtiden pga. skjerpe krav til rissvidder.

7.2.3 Former - tre, stål

For produksjon av spesialelementer, særlig dersom det er små serier, er treforsterker mest brukt. Treforsterker brukes også for særlig kompliserte former. Gjenbruken på treforsterker ligger gjerne ifra 20 til 100 ganger, avhengig av utførelse og materialvalg. Treforsterker utføres helst i stabile, vannfaste materialer, hovedsaklig vannfaste finérer.

Standard elementer støpes for det meste i stålformer. Disse er basert på meget høyt gjenbruk, fra noen hundre til flere tusen ganger. Stålformer kan være vanskelig å tilpasse til små serier av spesialutforminger.

7.2.4 Betong

Elementproduksjon ligger meget godt tilrette for at vårtids høye betongteknologinivå skal kunne benyttes. Kvalitetskravene bør stilles med henblikk på bestandighet. Høye fastheter kommer da som en følge av en hensiktsmessig betongproporsjonering. Den prosjekterende må ha full oversikt over muligheter og begrensninger.

7.2.5 Herdekontroll

Gunstige herdeforhold og kontroll av herdeforløpet er en avgjørende forutsetning for å oppnå produkter med høy bestandighet. Viktige momenter som må ivaretas er:

- Beskyttelse av frie overflater snarest mulig mot uttørring og temperatursjokk.

- Påføring av membranherdner på avforskalede flater.
- Nødvendig isolasjon for å sikre et gunstig herde-temperaturforløp i betongen over tid.

Herdeforløpet kontrolleres med prøveterninger, innstøpte temperaturfølere, etc.

Kontrollrådet for Betongprodukter har dessuten fastlagt rutiner for daglig kontroll av betongkvaliteten som gjelder alle betongfabrikker og elementfabrikker.

7.2.6 Målnøyaktighet

Ved produksjon av betongelementer kan kravene til målnøyaktighet settes høyt. Betongelementbransjen har utarbeidet standard toleranseangivelser for normal og nøyaktig utførelse. Målnøyaktigheten vil avhenge av kvaliteten på former og på utførelsen.

7.3 Armering

7.3.1 Slakkarmering, kvaliteter

I betongelementer anvendes normalt armeringsstål av kvaliteter K400TS og K500TS. Pr. d.d. er det ingen prisforskjell mellom de to kvalitetene fra verk. I plate-elementer og delvis som bøyle-armering benyttes også sveiset armeringsnett. I en del tilfeller, spesielt på større prosjekter, brukes spesialarmeringsmater som produseres av verk for det aktuelle prosjektet. Det må da legges vekt på at sveisingen foretas i fabrikk med egnede metoder og kontroll, og at det kun brukes armering med sveisekvalitet K400TS og K500TS. Spesialarmeringer som f.eks. rustfri, varmforsinket eller epoxybelagt armering har i noen få tilfeller vært forsøkt. Av kostnadsgrunner bør disse kun benyttes på spesielle steder ved enkelte løsninger. Kfr. kap. 5.

7.3.2 Spennarmering, kvaliteter

Den vanligste armeringen i spennbetongkonstruksjoner er 12,5 mm spenntau etter NS 481 Del 3. I blant brukes også andre typer spennarmering i form av andre dimensjoner av spenntau, enkle tråder, eller massive stenger. Valg av spennarmeringstype er opp til den enkelte prosjekterende, eventuelt produsent.

7.3.3 Korrosjon

Det er spesielt viktig å ivareta korrosjonsproblematikken i kaikonstruksjoner pga. aggressivt miljø fra klordinntrengning. Dette gjelder også alle typer innstøpningsgods. Følgende momenter nevnes:

- Overdekningskravet gjelder til armering nærmest overflaten selv om dette kun er monteringsstenger.
- Miljøklasse MA.
- Varmforsinket armering eller innstøpingssgod må ikke bindes i kontakt med ubehandlet armering, pga. forskjellig elektrisk potensiale.
- Ved eksisterende industrianlegg kan det være vagabonderende strømmer i grunnen.
- Epoxybelegg er brukbart sålenge epoxybelegget ikke skades. Ved lokal skade kan det oppstå konsentrert korrosjon på armeringsstangen.
- Betong gir som kjent en meget god korrosjonsbeskyttelse så lenge kloridinntrengning er forhindret. Dvs. at en vanntett betong uten betydelige skader eller riss bør tilstrebdes.

7.3.4 Sveising av armering

Dersom det skal utføres konstruktiv sveising, skal det stilles krav til sveisekompetanse ifølge NS 478. Kompetanseklasse velges i henhold til det sveisearbeid som skal utføres. Sveiseren må framlegge sveise-sertifikat før arbeidet påbegynnes. Materialene skal være av sveisekvalitet. Det er spesielt viktig å beskytte sveisesstedet mot for sterk nedkjøling og å sørge for tørre elektroder. Sveiseinstruks skal foreligge på arbeidsplass.

Kaikonstruksjonen bør utformes slik at minst mulig last båres av sveiset armering. Konstruksjonens stabilitet bør ikke være avhengig av den sveisede armeringen.

7.4 Overflater

7.4.1 Glatte former

Elementer som støpes i stabile treformer med plastbelagt finér eller i stålformer får en glatt overflate på den siden som vender mot formen. Ved riktig betongkvalitet og utstøpingsteknikk blir denne overflaten svært tett og med få porer, og vil vanligvis være den flaten som vender mot sjøen i kaikonstruksjoner. Poredannelsen er større på høye, vertikale flater. Dersom en glatt flate er ønskelig på den delen av elementet som vender opp i formen, blir denne stålglattet på vanlig måte.

7.4.2 Overflate mot påstøp

Dersom elementene skal påstøpes, er det viktig at overflaten som vender mot påstøpen, gjøres ru for å sikre god heft til påstøpen. Krav til sandblåsing kan være aktuelt. Forskjellige ruhetsklasser og -metoder er aktuelle. Det er videre viktig å sørge for at det ikke finnes løse tilslag, slamsjikt, etc. i overflaten. På byggeplassen skal overflaten være rengjort for støv, olje, o.l.

7.4.3 Ferdige overflater

I en del tilfeller er det ønskelig å gi betonelementene en ferdig overflate som kan trafikkeres direkte. I slike tilfeller må overflatebehandlingen beskrives spesielt.

LITTERATURHENVISNINGER

1. NIF, havneteknisk gruppe: Anvisninger for havnebygging". Nye anvisninger under utarbeidelse.
2. Svenske bestemmelser: "BBK 79, Bestämmelser för betongkonstruksjoner". Statens Betong Kommitté, 1979.
3. CEB-FIP: "Model Code for Concrete Structures". 3. utgave, 1978.
4. F. Leonhardt: "Vorlesungen über massivbau". Springer - Verlag.
5. FIP - Guide to good practice: "Shear at the interface of precast and in situ concrete". 15.903, 1982.
6. British Standard Institution: "BS 5400 - Steel, Concrete and Composite Bridges". 1978.
7. Odd E. Gjørv: "Durability of Reinforced Concrete Wharves in Norwegian Harbours". Ingeniørforlaget A/S, Oslo 1968.
8. Øystein Vennesland: "Forvitring og korrosjon" NIF kurs vedr. "Åpne Kaier" ved kursdagen på NTH 1983.
9. M.H. Zinserling and W.J. Cichanski, ABAM Engineers Inc. "Design and Functional Requirements for the Floating Container Terminal at Valdez, Alaska". Offshore Technology Conference, 1982.

BILAG NR.1

B1. PUNKTLASTFORSØK

INNHOLD

Delside

B1.1 "Gjennomlokningskapasitet av element-dekker", av Dr.Tech.Sc. Andrezej Tomaszewicz, FCB's Informasjonsdag NTH 30.10.1987¹⁾

B1.2 Last - nedbøyningsdiagram

B1.2

B1.3 Prøvestykker - form og armering

B1.5

- 1) Dette foredraget benyttes som bilag etter avtale med FCB v/ Tomaszewicz. Foredraget er basert på: "Punktlastforsøk. Del 3 - Vurdering av forsøksresultater og forslag til dimensjoneringsmetode". FCB-rapport STF65F87033, 01.10.87 av A. Tomaszewicz. I tillegg inneholder foredraget en referanseliste som kan være av interesse.

GJENNOMLOKNINGSKAPASITET AV ELEMENTDEKKER
(10)

FCBs Informasjonsdag
Trondheim, 30. oktober 1987

Forsker, dr.techn.sc.
Andrzej Tomaszewicz

Forskningsinstituttet for
Cement og Betong (FCB)

1

INNLEDNING

Bruk av prefabrikerte elementer med eller uten påstøp kan i mange tilfeller innebære vesentlige besparelser i byggeomkostninger og er derfor betraktet som et attraktivt alternativ til de monolittiske konstruksjoner.

I /1/ er gitt et omfattende sammendrag av litteratur vedrørende bruk av prefabrikerte, forspente plater som forskaling for broplater. Slike konsepter er benyttet i brudekker fra begynnelsen av 1950-årene i USA. Forskalingsplatene samvirker med den plasstøpte øvre del av broplaten, slik at brodekkets underkantarmering ligger i de prefabrikerte plater. Refererte forsøksresultater indikerer at rissmønstret ved belastning ikke er påvirket av fuge. Der er bl.a konkludert at lastfordelingsberegninger kan utføres som for en vanlig bro uten at det tas hensyn til fugen mellom forskalingsplatene og at skjærarmering mellom forskalingsplatene og påstøp synes er unødvendig.

Oversikt over anvendelse av betongelementer til kai- og havnebygging i inn- og utland med noen detaljerte eksempler på utføring av dekke med elementer er presentert i /2/. Det er angitt at der hvor dekkets nyttelast er lav eller hvor det ikke er tale om større punktlaster, er slike elementer blitt utført uten påstøp. I en diskusjon av fordeler og ulemper med å anvende prefabrikerte kaielementer i betong, er det påpekt at fugene mellom dekkelementene kan redusere kaidekkets evne til å oppta punktlaster. Det er konstatert at prefabrikert betong i kai- og havnebygging er relativt lite brukt her i landet. En av de viktigste årsakene er den usikkerheten som hersker omkring bestandighet og kraftoverføring i elementforbindelsene ved konsentrerte laster.

I den siste tiden har FCB gjennomført punktlastforsøk på en dekketonstruktur som bestod av prefabrikerte betongelementer i redusert målestokk. Hovedformålet med forsøkene er å klarlegge bæreevnen for konsentrerte laster av elementdekker med og uten samvirkende påstøp. Punktlastforsøk utgjør en del av arbeidet i en komite for prefabrikerte betongelementer i kaibygging, nedsatt

av Norsk Betongforening, for å utrede alle sider ved bruk av betonelementer i kaier. Resultatene fra forsøkene skal også utnyttes ved utarbeidelse av dimensjoneringskriterier for slike konstruksjoner.

2

FORSØKSOPPLEGGET OG RESULTATENE

Punktlastforsøkene er inndelt i to deler dvs pilotforsøk i skalaforhold 1/4 og hovedserien i skalaforhold 1/2. I alt er det prøvet 6 plater (5 stk 2,8x2,8 m og 1 stk 2,8x2,5 m) med tykkelse 120 mm og 4 plater (2,8x2,5 m) med tykkelse 240 mm. Oversikt over prøvestykker med typebetegnelse er vist i fig 1. Prøveplatenes ytre mål inkluderer randdragene langs alle fire sider. Platene i Del 1 er merket med P og i Del 2 med B. (Forsøksopplegget og resultatene fra prøveserie Del 1 og 2 er presentert i /3/ med mer detaljerte beskrivelser.)

Nr	Ant.	Type	Tverrsnitt	Nr	Ant.	Type	Tverrsnitt
P1	1	Monolitisk		B1	1	Samv. plate	
P2	1	Samv. plate		B2	1	Samv. plate	
P3	1	Samv. plate		B3	1	Monolitisk	
P4	1	Samv. plate		B4	2	Plate-element	
P5	1	Plate-element					

Fig 1. Sammensetning av prøvestykker

Form og armering av prøvestykene er medtatt i Bilag Bl.3.

Det er valgt betong C35 uten silika og med kornstørrelse $D_{max} = 8$ mm. Overflaten av de prefabrikerte samvirkeplater er kostet på tvers for å forbedre heft. Før påstøp har elementene hatt herdetid på minimum 7 dager. Valg av armering er basert på forenklede vurderinger. Skjærarmering og detaljer ved fuge og opplegg er utført etter detaljtegninger fra Kaielementkomiteen. Prøveelementer er produsert av Nordenfjeldske Betongelement A/S i Trondheim og forsøk er gjennomført i Bygglaboratoriet ved NTH.

I tabell 1 og 2 er tverrsnittsdata og resultater av betongprøving sammensatt. Trykkfastheten er kontrollert på terninger 100x100 mm (f_{Cj}) og sylinderer 150x300 mm (f_{CCj}), og E-modul (E_C) og spalte-strekkfasthet (f_{ts}) på sylinderer 150x300 mm. Terninger for bestemmelse av 28-døgns fasthet (f_{C28}) ble vannlagret. De øvrige prøvestykene ble lagret i de samme klimatiske forhold og prøvet på samme tidspunkt som respektive plater ($j = 20 - 28$ dager).

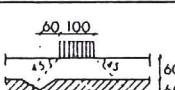
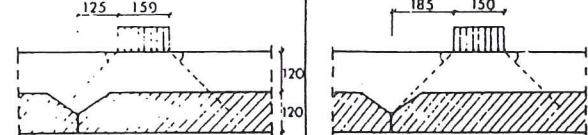
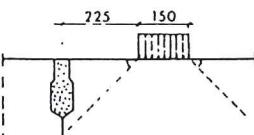
PLATE NR:	LAST-PLATE.	PLASSERING AV LAST I FORHOLD TIL FUGE	
		TEST A	TEST B
B1	100x100	 som i test A.	
B2	150x150		
B3	150x150	Monolittisk	
B4.1	150x150		
B4.2	150x150		

Fig 2. Lastplassering i Del 2

Tabell 1. Prøveplater med total tykkelse 120 mm

	Plate	P1	P2	P3	P4	P5	B1
Tykkelse	h (mm)	120	120	120	120	120	120
Arm. diam.	\emptyset_x (mm)	12	12	12	12	12	12
Arm. diam.	\emptyset_y (mm)	8	8	8	8	8	8
Senteravst.	c_x (mm)	70	66.7	66.7	66.7	66.7	66.7
Senteravst.	c_y (mm)	100	100	100	100	100	100
Overdekning	o_x (mm)	10	10	10	10	10	10
Eff. tykk.	d_x (mm)	104	104	104	104	96	104
Eff. tykk.	d_y (mm)	94	94	94	94	106	94
Mid. tykk.	d' (mm)	99	99	99	99	101	99
Arm. mengde	a_{sx} (mm ² /mm)	1.616	1.696	1.696	1.696	1.696	1.696
Arm. mengde	a_{sy} (mm ² /mm)	0.503	0.503	0.503	0.503	0.503	0.503
Arm. mengde	a_s (mm ² /mm)	0.901	0.923	0.923	0.923	0.923	0.923
Arm. %	ρ_x (%)	1.55	1.63	1.63	1.63	1.77	1.63
Arm. %	ρ_y (%)	0.53	0.53	0.53	0.53	0.47	0.53
Mid. %	ρ (%)	0.91	0.93	0.93	0.93	0.92	0.93
Arm. fl.sp.	f_y (N/mm ²)	400	400	400	400	400	400
Trykkfast.	f_{c28} (N/mm ²)	35.81	30.40	36.80	25.40	25.40	39.30
Trykkfast.	f_{cj} (N/mm ²)	32.48	28.70	34.10	25.60	28.18	36.40
Trykkfast.	f_{ccj} (N/mm ²)	28.29	28.52	29.07	23.31	25.62	30.20
Sp.strekk	f_{ts} (N/mm ²)		2.42	2.76	2.62		2.54
E-modul	E_c (kN/mm ²)	19.12	18.63		15.43		20.10

Tabell 2. Prøveplater med total tykkelse 240 mm

	Plate	B2	B3	B4.1	B4.2
Tykkelse	h (mm)	240	240	240	240
Arm. diam.	\emptyset_x (mm)	20	20	20	20
Arm. diam.	\emptyset_y (mm)	12	12	12	12
Senteravst.	c_x (mm)	114.3	115	114.3	114.3
Senteravst.	c_y (mm)	130	130	130	130
Overdekning	o_x (mm)	20	20	20	20
Eff. tykk.	d_x (mm)	210	210	198	198
Eff. tykk.	d_y (mm)	194	194	214	214
Mid. tykk.	d' (mm)	202	202	206	206
Arm. mengde	a_{sx} (mm ² /mm)	2.749	2.732	2.749	2.749
Arm. mengde	a_{sy} (mm ² /mm)	0.870	0.870	0.870	0.870
Arm. mengde	a_s (mm ² /mm)	1.546	1.542	1.546	1.546
Arm. %	ρ_x (%)	1.31	1.30	1.39	1.39
Arm. %	ρ_y (%)	0.45	0.45	0.41	0.41
Mid. %	ρ (%)	0.77	0.76	0.75	0.75
Arm. fl.sp.	f_y (N/mm ²)	400	400	400	400
Trykkfast.	f_{c28} (N/mm ²)	43.20	34.70	36.40	33.40
Trykkfast.	f_{cj} (N/mm ²)	35.30	37.30	38.10	38.50
Trykkfast.	f_{ccj} (N/mm ²)	29.30	33.50	29.70	28.60
Sp.strekk	f_{ts} (N/mm ²)	2.76	3.01	2.57	2.37
E-modul	E_c (kN/mm ²)	19.5	25.4	20.9	19.3

For å utnytte prøveplatene best mulig er det gjennomført to punktlast-forsøk på de fleste av platene. (Test A og B).

I Del 1 er lastplassering i forhold til fuge konstant med avstand fra lastplatekant til fuge lik 60 mm. Lastplassering i Del 2 er vist i fig 2 ved første (A) og andre (B) belastning. Lastplasseringen er valgt slik at skjærkrefter som skal overføres i elementskjøtene blir maksimale.

De ikke-monolittiske plater er sammensatt av elementer med bredde 0,6 m ved 120 mm platetykkelse og 0,8 m ved 240 mm platetykkelse. Belastning er påført av hydraulisk jekk på stålplate 100x100 mm for plater 120 mm, og 150x150 mm for plater med tykkelse 240 mm.

Ved forsøkene er det registrert følgende data for hvert lasttrinn: last, oppleggskrefter, nedbøyning av plater, tøyning i betong, rissutvikling, bruddutbredelse. De registrerte data er sammenstilt i /3/, og /4/.

I tabell 2 er vist oversikt over bruddlaster ved test A og B for Del 1 og 2. For direkte sammenligning av de forskjellige plater er det angitt korrigerte verdier for bruddlast i parentes. Bruddlastene er korrigert mht f_t i forhold til de monolittiske plater P1 og B3, hvor f_t er interpolert fra /5/.

Tabell 2. Bruddlaster (kN)

Plate	V_{tA} (V_{tA_k})	V_{tB} (V_{tB_k})	r_A	r_B
P 1	178.7 (178.7)	216.2 (216.2)	0.83	1.00
P 2	159.5 (158.7)	150.0 (149.3)	0.73	0.69
P 3	180.0 (177.1)	199.0 (195.8)	0.82	0.91
P 4	131.2 (147.4)	119.2 (133.9)	0.68	0.62
P 5	120.0 (127.4)	120.0 (127.4)	0.59	0.59
B 1	270.0 (259.9)	268.3 (258.0)	1.20	1.19
B 2	800.0*(867.0)	700.0 (758.6)	1.08	0.95
B 3	800.0 (800.0)	-	1.00	-
B 4.1	550.0 (591.0)	-	0.74	-
B 4.2	400.0 (439.8)	572.5 (629.5)	0.55	0.79

(* test avsluttet ved denne last)

Last-nedbøyningsdiagram er medtatt i Bilag B1.2.

I tabell 2 er beregnet forhold (r_A og r_B) mellom de korrigerte bruddlaster og bruddlast for de monolittiske plater P1 test A og B3 test B. Test B er benyttet for plate P1 fordi forholdet a/d i dette tilfelle er tilnærmet det samme som for B3.

3

VURDERING AV FORSØKSRESULTATER

I /4/ er det sammenlignet gjennomlokningskapasitet beregnet etter forskjellige metoder hvor det ikke er tatt hensyn til fuger, og materialfaktorene er satt lik 1. Beregning basert på overskridelse av momentkapasitet i flytelinjer (bruddlinjeteori) gir generelt forhold mellom målt og beregnet kapasitet mindre enn 1,0, som bekrefter at bruddene skjer ved gjennomlokning før flytning i et fullt utviklet bruddlinjemønster oppstår. De øvrige metoder gir resultater som varierer noe, men er av samme størrelsesorden.

Tilfredsstillende sikkerhet oppnås for de monolittiske plater P1 og B3 samt for samvirkeplate P3 med et helstøpt område med omfaringsskjøt armering mellom elementene. Samvirkeplatene B1 og B2 med avfasete elementkanter med skjærarmeringsforbindelse med påstøpen har også en kapasitet minst tilsvarende de monolittiske plater. Plate P2 med samme prinsipielle utførelse har redusert kapasitet på grunn av mindre effektiv armering av elementkantene ved fugene.

Samvirkeplate P4 med vertikal elementkant (ikke fylte fuger) og elementplatene P5, B4.1 og B4.2 med utstøpte fortennede fuger får alle redusert kapasitet.

3.1. Monolittiske plater

I tabell 3 er dimensjonerende gjennomlokningskapasitet for de monolittiske plater P1 og B3 beregnet etter tre forskjellige standard-metoder, dvs. Utkast til revisjon av NS 3473 /6/, NB Publ. Nr 6 /7/ samt etter CEB-FIP /8/.

Tabell 3. Kapasitet for punktlast

Plate P 1 (monolittisk)		CEB	Publ6	Utkast
$f_{cc} =$	28.3 MPa	f_v	0.497	0.504
$V_{tA} =$	178.7 kN	γ_m	1.50	1.25
$V_{tB} =$	216.2 kN	$f_{vd}(MPa)$	0.332	0.403
$a_A =$	700.0 mm	arm bidr	1.46	1.68
$a_B =$	500.0 mm	skl fakt	1.50	1.25
$d =$	99.0 mm	mult	1.60	1.60
$a_A/d =$	7.1	v_d (MPa)	1.16	1.36
$a_B/d =$	5.1	u (mm)	711.0	0.88
$\rho =$	0.911 %	V_d (kN)	711.0	1192.0
$b =$	100.0 mm			
$c =$	2600.0 mm	V_{tA}/V_d	81.6	95.5
$c/d =$	26.3	V_{tB}/V_d		103.9
$b/d =$	1.0	$(V_{tA}/V_d)/\lambda$		
		$(V_{tB}/V_d)/\lambda$		
Plate B 3 (monolittisk)				
$f_{cc} =$	33.5 MPa	f_v	0.557	0.569
$V_{tA} =$	800.0 kN	γ_m	1.50	1.25
$a_A =$	1125.0 mm	$f_{vd}(MPa)$	0.371	0.455
$d =$	202.0 mm	arm bidr	1.38	1.57
$a_A/d =$	5.6	skl fakt	1.40	1.25
$\rho =$	0.764 %	mult	1.60	1.40
$b =$	150.0 mm	v_d (MPa)	1.15	1.43
$c =$	2300.0 mm	u (mm)	1234.6	0.86
$c/d =$	11.4	V_d (kN)	1234.6	2216.0
$b/d =$	0.7			
		V_{tA}/V_d	286.1	357.0
		$(V_{tA}/V_d)/\lambda$		385.9

Forklaring til tabell 3:

- CEB - beregning etter CEB-FIP Model Code /8/
- Publ6 - beregning etter /7/
- Utkast - beregning etter /6/
- f_{cc} - cylinderverfasthet
- f_v - skjærverfasthet i betong lik:
 - CEB - $0.3 (f_{cc})^{(2/3)} 0.25 / 1.4$
 - Publ 6 - $0.40 + ((f_{cc}-20) 0.1/8)$ (interpolert fra NS 3473)
 - Utkast - $0.33 1.7 ((f_{cc}/28)^{0.6})$ (interpolert fra /6/)
- γ_m - materialfaktor
- f_{vd} - dimensjonerende skjærverfasthet f_v/γ_m

arm bidr	- multiplikator som ta hensyn til bidrag fra langs armering
CEB og Utkast	- $(1 + 50 \rho)$
Publ 6	- $(1 + 75 \rho)$
skl fakt	- skala faktor
CEB	- $1.6 - d \geq 1.0$ (d i meter)
Publ 6	- 1.25 for $d < 300$ mm
Utkast	- $1.4 \geq 1.6 - d \geq 1.0$ (d i meter)
mult	- multiplikator for skjærfasthet ved gjennomlokning
v_d	- skjærkapasitet (skjærfasthet ganget faktorer)
V_d	- dim. kapasitet for punktlast
V_{tA} og V_{tB}	- bruddlast ved test A og B
a_A og a_B	- avstand fra opplegg til lastflatekant
d	- effektiv platetykkelse $(d_x + d_y)/2$
b	- lastflatebredde
u	- lengde av dimensjonerende snitt
CEB og Publ 6	- $(4b + \pi d) v / \text{avstand fra lastflate lik } 0.5d$
Utkast	- $4(b + 2d) v / \text{avstand fra lastflate lik } 1.0d$
c	- lysåpning mellom randbjelkene
$(V_{tA}/V_d)/\lambda$	- forholdet for bruk i sammenligning med data fra /9/ ($P_{test}/\lambda P_{calc}$) som er vist i fig 3, faktor $\lambda = 2.29$ er gjennomsnittlig forhold test/beregning referert i /9/.

Andre betegnelser er forklart ved tabell 1.

Beregningene er utført uten å ta hensyn til eventuell innvirkning av opplegg. Forholdet mellom målt kapasitet V_t for test A og B og dimensjonerende kapasitet V_d er vist i tabellen.

I fig 3 er forholdet mellom målt kapasitet for de monolittiske plater og beregnet kapasitet etter CEB-FIP metode markert sammen med tilsvarende resultater fra en rekke andre forsøk.

3.2. Plater uten påstøp

Det er observert relativt stor reduksjon av kapasitet for plater uten påstøp i forhold til monolittiske plater. Det ser ut til at det oppstår skjærdeformasjoner og nedbrytning av fugens skjærkapasitet før gjennomlokning oppstår. Dette betyr at kapasitet av fuger ikke kan adderes til kapasitet av gjennomlokningssnittet forøvrig.

En har beregnet relativ kapasitet av plate uten påstøp, med forutsetning at fuge betraktes som fri kant, etter metode beskrevet i kapittel K 3.1 i NS Publ. Nr. 6 /7/, og beregningsresultatene er vist i tabell 4.

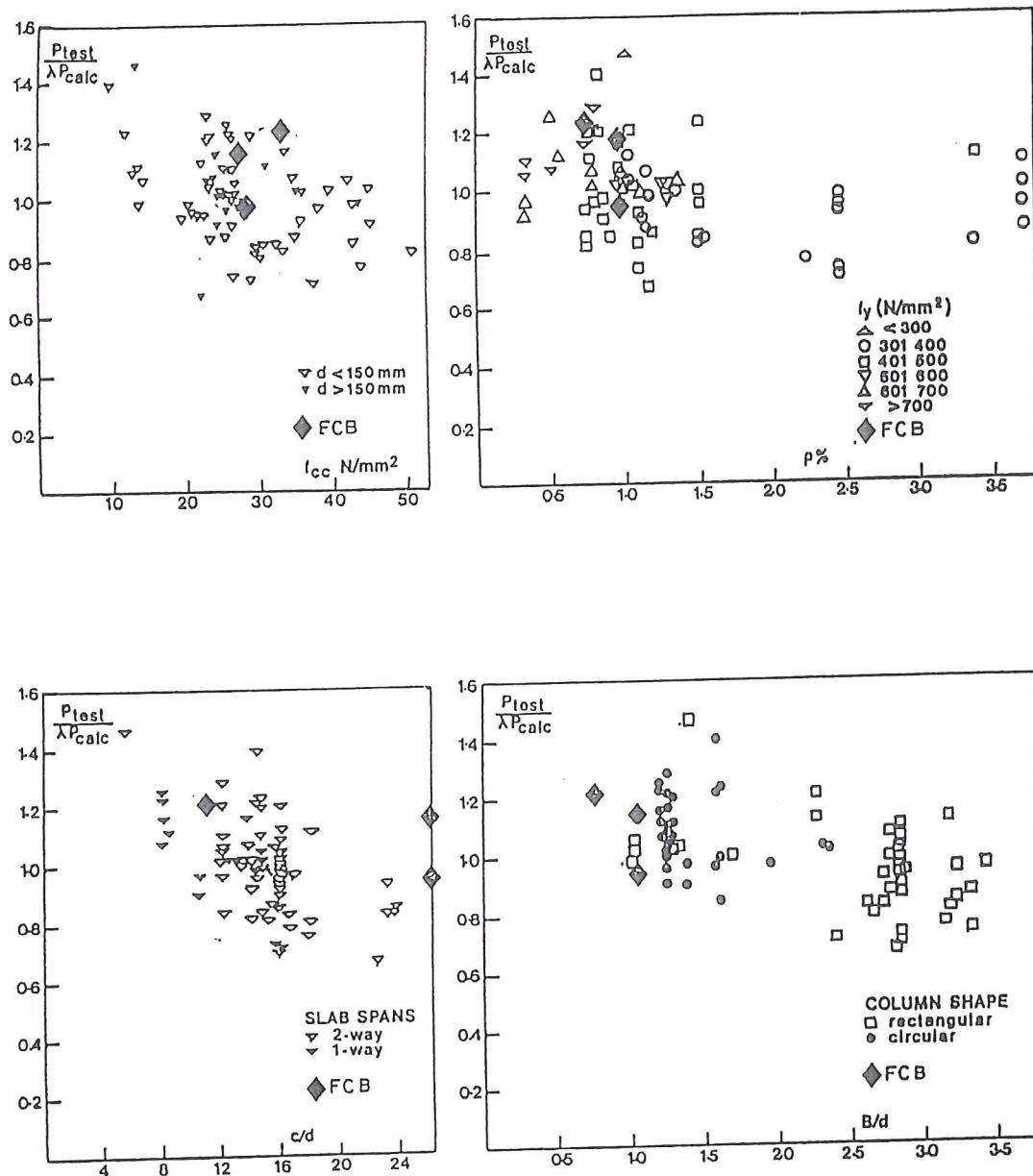


Fig 3. Resultater fra forsøk (monolittiske plater) og beregnet kapasitet etter CEB-FIP sammenlignet med resultater fra andre forsøk /9/

Tabell 4. Beregning av gjennomlokningskapasiteter for element plater uten påstøp med referanse i monolittiske plater

	P5A/B	P(mon)	B4.2B*	B4.2A	B4.1	B(mon)
V_t (kN)	127	216	629	439	591	800
b (mm)	100	100	75	150	150	150
d (mm)	99	99	206	206	206	206
s (mm)	60	>248	0	125	225	>487
t_x (mm)	259	298	281	481	581	562
t_y (mm)	298	298	562	562	562	562
u (mm)	816	1192	1124	1524	1724	2248
c_x (mm)	82	167	70	151	195	421
e (mm)	66.8	0.0	173.3	129.2	85.2	0.0
$W_x/10^6$ (mm ³)	7.3	15.4	27.1	53.0	68.0	146.0
$W_f/10^6$ (mm ³)	3.4	15.4	9.0	24.4	34.6	146.0
α	0.46	-	0.33	0.46	0.51	-
v (MPa)	4.7	1.8	4.3	4.5	3.3	1.7
$v/v_m (\alpha)$	0.39	1.00	0.40	0.38	0.53	1.00
$v/v_m (\alpha/2)$	0.50	1.00	0.57	0.49	0.63	1.00
$v/v_m (\alpha=0)$	0.68	1.00	1.00	0.68	0.77	1.00
$V_t/V_t(\text{mon})$	0.59	1.00	0.79	0.55	0.74	1.00
s_m	110	>298	0	200	300	>562
s_m/d	1.11	3.01	0.00	0.97	1.46	2.73

(* last fordelt på to elementer).

Forklaring til tabell 4:

s - avstand fra fuge til lastflatekant,

$t_x = s + b + d/2 \leq b + d$

$t_y = b + d$

u - lengde av dimensjonerende snitt (rektagulært),

$t_x - c_x$ = avstand fra fuge til tyngdepunkt av dimensjonerende snitt

$e = (b + d)/2 - c_x$ - lasteksentrisitet

W_f, W_x - motstandsmomenter for punkter ved fuge og punkter i avstand t_x fra fuge.

for $s = d/2 < t_y/2$ er $u = 2t_x + t_y$

$$c_x = t_x^2 / (2t_x + t_y)$$

$$W_x = t_x (t_x + 2t_y) d/3$$

$$W_f = W_x c_x / (t_x - c_x)$$

$\alpha = 1/(1 + t_y/t_x)$ - andel av lokalt moment som regnes overført ved skjærspenninger

v - maksimal skjærspenning ($P/ud + \alpha M/W$)

$v/v_m (\alpha)$ - relativ skjærkapasitet i forhold til monolittisk plate beregnet med $\alpha = 1/(1 + t_y/t_x)$

$v/v_m (\alpha/2)$ - relativ skjærkapasitet i forhold til monolittisk plate beregnet med $\alpha = 0.5(1/(1+t_y/t_x))$

$v/v_m (\alpha=0)$ - relativ skjærkapasitet i forhold til monolittisk plate beregnet med $\alpha = 0$

$v/v_m (\alpha=0)$	tisk plate beregnet med $\alpha = 0.5(1/(1+t_y/t_x))$
$V_t/V_{t(\text{mon})}$	- relativ skjærkapasitet i forhold til monolittisk plate beregnet med $\alpha = 0$
$s_m = s + b/2$	- forhold mellom kapasiteter fra forsøk og monolittisk plate (fra tabell 2)
s_m/d	- avstand fra fuge til sentrum av lastflate - koordinat brukt i fig 4.

For $t_x \geq b + 2d$ er $t_x = b + 2d$ og $u = 2(t_x + t_y)$ kapasitet beregnes som ved innerlast, (i tabell 4 er s for monolittiske plater satt fiktivt lik $s = t_y/2 + d$. Med denne forutsetning kan den samme ligningen brukes for innerlast som ved fuge).

Andre betegnelser er forklart ved tabell 3.

Det innførte lokale moment pga punktlast er beregnet mht eksentriskitet lik avstanden mellom lastflatesenter og geometrisk sentrum av det dimensjonerende snitt. Snittet er lagt helt ut til fuge og er vinkelrett på denne.

Den utstøpte fugen kan overføre normalspenninger som hindrer fri dreining av platekanten. Det er derfor forsøksvis regnet med en varierende andel av lokalmomentet (αM) overført ved skjærspenninger. Relative målte og beregnede kapasiteter ved varierende avstand fra fuge (fri kant) til sentrum av lastflate er vist i fig 4.

De teoretiske minimumsverdier fås når lastflatekanten faller sammen med fuge. Når lastsenter står over fugen er det antatt at halvparten av lasten fordeles til hver plate.

3.3. Plater med påstøp

Forholdet mellom bruddlast ved forsøk (modifisert mht betongens fasthet) og kapasitet beregnet i tabell 3 etter /6/ er presentert i fig 5. Her er kapasiteten for snitt i avstand 1.0 d fra lastflaten lik

$$V_d = 0.33 f_t u d (1 + 50 \rho) \kappa \leq 0.66 f_t u d \kappa$$

hvor $\kappa = 1.4 \geq 1.6 - d \geq 1.0$ (d i meter)

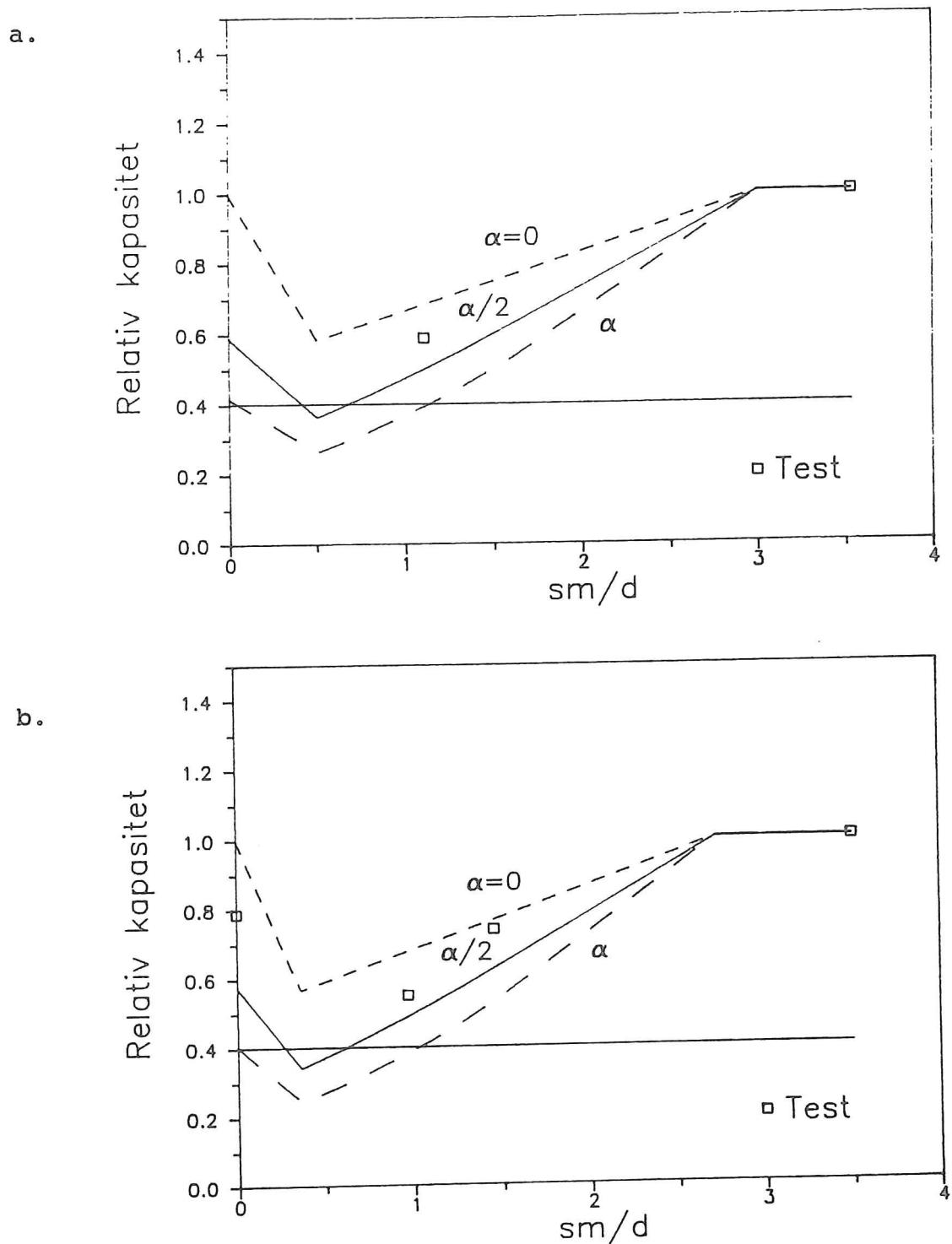


Fig 4. Relative kapasiteter for elementer uten påstøp
a - plater med tykkelse 120 mm
b - plater med tykkelse 240 mm

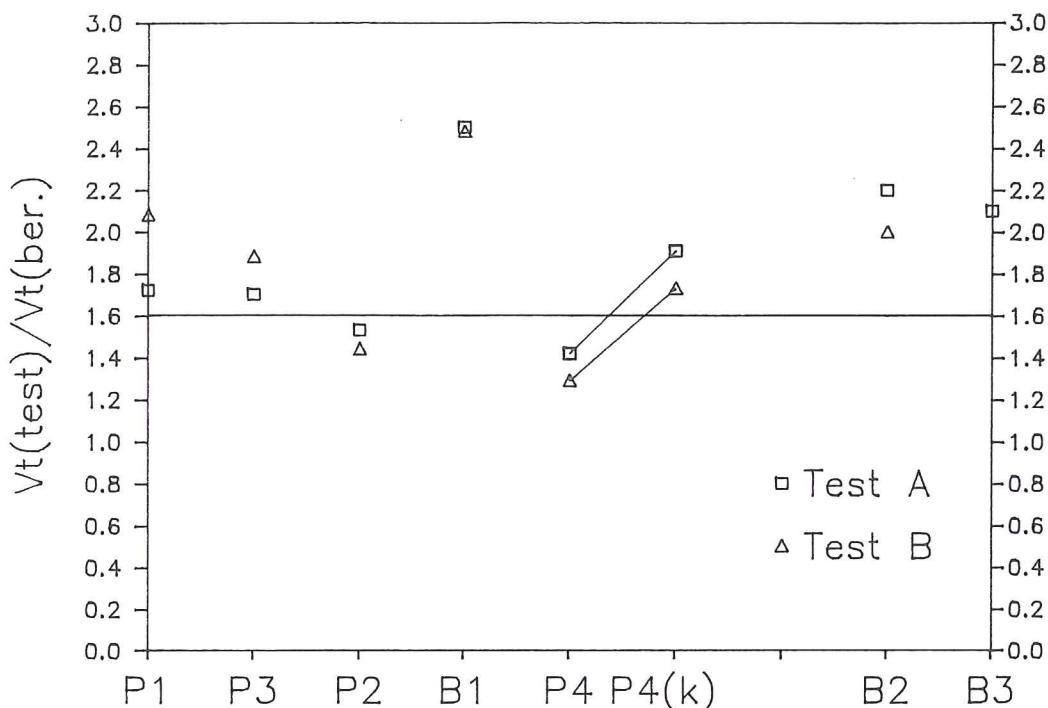


Fig 5. Forhold mellom kapasitet for elementplate med påstøp fra forsøk og beregnet fra tabell 3 for monolittisk plate (Utkast /6/)

I sammensetningen i fig 5 er det også vist korrigerte verdier for plate P4, med ikke fylte fuger og med påstøp. De korrigerte verdier for P4(k) er beregnet med forutsatt dimensjonerende snitt i avstand $1.0 d_p$, hvor d_p er tykkelse av påstøp. I dette tilfellet er omkretsen redusert med $880/1192 = 0,74$.

Plater med fasede elementkanter, og med armering over fuger og påstøp med total tykkelse 120 mm viser stor forskjell i resultater (konfr. P2 og B1). Utførelse av begge plater er prinsipielt lik, men det er forskjell i avslutning av tverrarmeringen i elementene. Plate B1 med forbedrede armeringsdetaljer har oppnådd større kapasitet enn den monolittiske plate. Gjennomlokningskapasitet for plate av samme type, men med større tykkelse (B2), er av samme størrelsesorden som monolittisk plate.

Ved overlappet tverrarmering og plassert stripe mellom elementer (plate P3) er gjennomlokningskapasitet lik den for monolittisk plate.

FORSLAG TIL DIMENSJONERING

Ved beregning av kapasitet for gjennomlokning av elementdekker med eller uten påstøp kan benyttes de retningslinjer som er beskrevet i Utkast til NS 3473 /6/ hvor det er foreslått å benytte et dimensjonerende snitt i avstand 1,0 d med skjærspenning 0,33 ft.

Effekten av fuger på kapasitet for elementdekker uten påstøp kan tas i betrakting, ved å anta at fugen er en fri platekant, og ved beregning av v_{max} iflg pkt. K 3 i NB Publ. Nr. 6. Ved fuger fylt med betong av samme kvalitet som i elementene kan den andel av eksentrisitetsmomentet som regnes overført ved skjærspenninger antas halvert, dvs v_{max} beregnes med $0,5\alpha$. Kapasiteten regnes dog ikke mindre enn 0,4 av kapasiteten for monolittisk plate.

Ved elementer med påstøp, hvor påstøpens tykkelse er mindre enn nødvendig for forankring av armering som er normalt kontaktflate, betraktes påstøpen bare som lastfordelingslag.

Elementer med påstøp, hvor påstøpens tykkelse er tilstrekkelig til å sikre en god forankring av skjærarmeringen, kan beregnes som angitt nedenfor.

Samvirkeplater hvor utstikkende fordelingsarmering fra elementene innstøpes og forankres for full kapasitet i plassstøpt betongstripe mellom de prefabrikerte elementer, kan regnes som monolittisk plate. Armering som er normalt horisontal kontaktflate kan sløyfes.

Samvirkeplater med avfasete fuger mellom elementene kan beregnes som monolittisk plate forutsatt at armeringen oppfyller følgende minimumskrav: Vertikalarmering mellom prefabrikkert betong og påstøp skal dimensjoneres for full kraftoverføring mellom element og påstøp. Denne armering kan plasseres langs kantene av de prefabrikerte elementer dersom elementbredden ikke er større enn 10 ganger påstøpens tykkelse. En armeringsmengde minst tilsvarende 0,1 % av kontaktflate med bredde 5 ganger påstøpstykken skal plasseres langs elementkantene. Tvers over fuge i underkant av

påstøpen legges armering med tversnittsareal lik elementets fordelingsarmering økt med 50 %.

Samvirkeplater med rett avkantede platekanter hvor fugene ikke kan antas fylt av betong, men som er armert som angitt ovenfor, kan regnes som monolittiske plater med redusert dimensjonerende snitt beregnet i avstand $1,0 d_p$, hvor d_p er tykkelse av påstøp.

Dimensjonerende betongfasthet bestemmes av den del av tverrsnittet som har den laveste betongfasthet.

5

KONKLUSJONER

Med så begrenset antall utprøvete varianter er muligheten for generalisering av resultatene begrenset.

Bare en lastflatestørrelse for hver platetype er utprøvd. Forholdene kan være noe annerledes ved øket forhold mellom lastflate og platetykkelse. Gjennomlokning blir da mindre aktuelt i forhold til andre bruddtyper.

Lasten er i de fleste tilfeller plassert med en avstand fra lastflatekant til senterlinje av de langsgående fuger mellom elementene lik halve platetykkelsen. Dette er sannsynligvis i nærheten av den ugunstigste plassering i tilfeller med påstøp lik halve tykkelsen. Resultatet av prøve B.2.A indikerer dog at det for samvirkeplater med avfasete elementkanter kan være ugunstigere å plassere lasten noe lenger fra fugen slik at en tenkt bruddlinje med ca 45° helning vil tangere den avfasete elementkanten. For elementer uten påstøp er det rimelig at det ville vært ugunstigere å plassere lasten helt inntil kanten av fugen. Ved utforming av dimensjoneringsforslaget må en derfor ta hensyn til usikkerheten mht ugunstigste lastplassering.

Det er registrert at for plater med tykkelsen 120 og 240 mm ble bruddspenningen tilnærmet lik ved samme lastavstand/platetykkelsesforhold. Formelen som er foreslått i Utkast gir reduksjon

av kapasitet ved økende platetykkelse og relativt sett høyere kapasitet ved små lastflate/tykkelsesforhold. Forsøkene gir imidlertid ikke grunnlag for bastante konklusjoner vedrørende skalafaktor for tykke plater.

Resultat av forsøk med monolittiske plater viser et høyt forhold mellom observert og beregnet dimensjonerende kapasitet. Sammenligningen i fig 3 viser imidlertid at resultatene ligger nær middelverdien for en rekke andre gjennomlokningsforsøk. En kan derfor regne med at de monolittiske plater gir brukbare referanseverdier. Observert reduksjon av kapasitet for plater med fuger må det derfor tas fullt hensyn til i dimensjoneringen der som disse plater skal få samme sikkerhet.

Det kan diskuteres om det er grunnlag for en generell hevning av utnyttelsen m.h.t. gjennomlokning. Tatt i betraktning at gjennomlokningekapasiteten for ikke skjærarmerte plater er avhengig av betongens strekkfasthet og at de konsentrerte laster på kai-konstruksjoner ofte er bevegelige, synes et forhold mellom observert kapasitet ved statisk last og dimensjonerende kapasitet i bruddgrensetilstanden på ca 2,0 ikke urimelig høyt. Usikkerhet m.h.t. fugenes utførelse gir ikke mindre behov for sikkerhet.

Det forutsettes at forslaget bli revurdert når flere forsøksdata foreligger.

6

REFERANSER

- 1 Aadnesen and Co. A/S: Sammendrag av forskningsrapporter angående bruk av forspente forskalingsplater for brodekker i USA samt vurdering om bruk av slike plater i Norge, Norsk Betongforenings Brokomite, August 1977
- 2 Creed, J H: Betongelementer til kai- og havnebygging, NBVF Rapport, Mai 1980
- 3 Tomaszewicz, A: Punktlastforsøk. Del 1 - Pilotforsøk, SINTEF/FCB-rapport nr STF65 F84027, April 1984, Del 2 - Hovedserie, SINTEF/FCB-rapport nr STF65 F86002, Januar 1986

- 4 Nag, L R: Gjennomlokningskapasitet for prefabrikerte plater med og uten påstøp, Hovedoppgave, Inst. for betong konstruksjoner, NTH, Desember 1985
- 5 NS 3473, Prosjektering av betongkonstruksjoner, beregning og dimensjonering, Utkast Nr 13, Juli 1986
- 6 NS 3473, Prosjektering av betongkonstruksjoner, beregning og dimensjonering, Utkast august 1987
- 7 Norsk Betongforenings Brokomite: Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster, Norsk Betongforenings Publikasjon Nr.6, 1978
- 8 CEB-FIP, Model code for concrete structures, Bulletin d'Information, No 124/125-E, CEB Paris, 1978
- 9 CEB, Punching shear in reinforced concrete, A state of the art report, Bulletin d'Information No 168, CEB Januar 1985

B1.2

Last - Nedbøyningsdiagram

Last - nedbøyningsdiagram for plater P1 - P5 samt B1, alle med tykkelse 120 mm er vist på fig. B1.2.1, og for plater B2 - B4 med tykkelse 240 mm på fig. B1.2.2.

Tabellene på figurene angir også kalibrert bruddlast tilsvarende betongkvalitet C35. Kalibreringen er basert på forholdet mellom betongens strekkfasthet, som igjen er proporsjonal med betongens sylindertrykkfasthet. Følgende omregningsfaktor er da benyttet:

$$P_{c35}/P_{CTEST} \sim (28/f_{ccj})^{0,6}$$

Det framgår av figurene at samvirkeplater P2, P3, B1 samt B2 har omtrent samme Last - nedbøyningsdiagram som tilsvarende monolittiske plater.

Oppnådd bruddlast for plate P2 ligger noe lavere enn tilsvarende for plate P1, og betydelig lavere enn for plate B1, som er identisk med P2 bortsett fra armeringsdetaljene langs elementkantene. Den lavere bruddlasten for P2 skyldes sansynligvis at det ikke var mulig å plassere armeringen langs elementkantene slik som tilskiktet pga. for små betongdimensjoner i forhold til armeringsdetaljene.

PLATE	BRUDDLAST kN		BEMERKNING
	TEST	KALIBR. TIL C35	
B2	> 800*)	> 867.0	SAMVIRKE
B3	800.0	718	MONOLITTISK
B4.1	550.0	531	ELEMENTLØSN.
B4.2	400.0	395	— " —

*) TEST AVSLUTTET VED DENNE VERDI

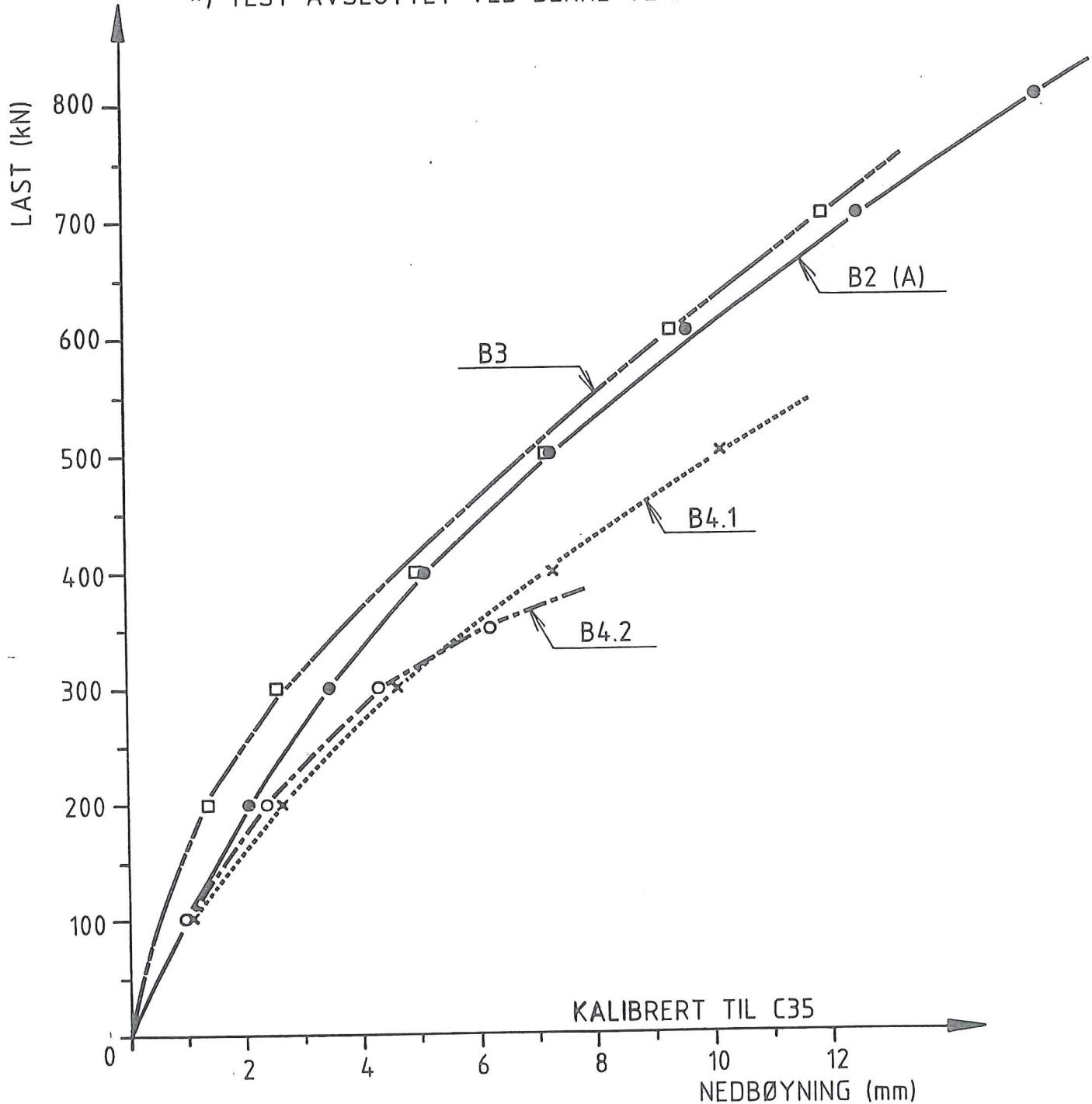


FIG. B1.2.2 LAST - NEDBØYNING, PLATE B2-B4

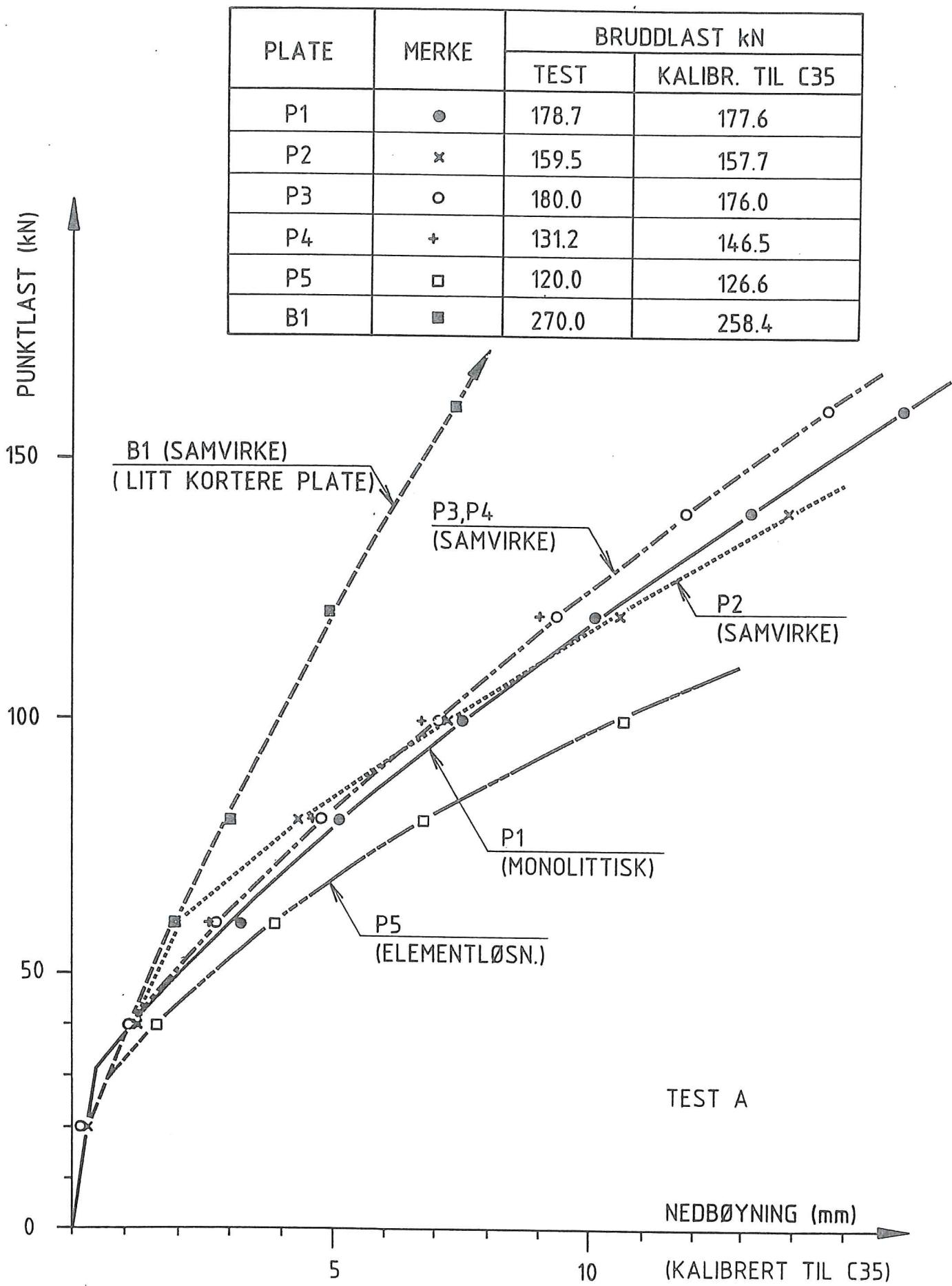
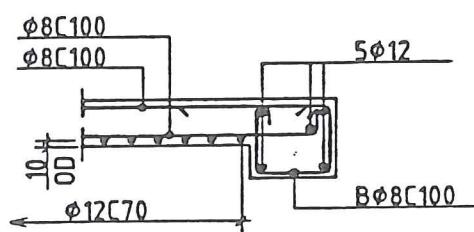
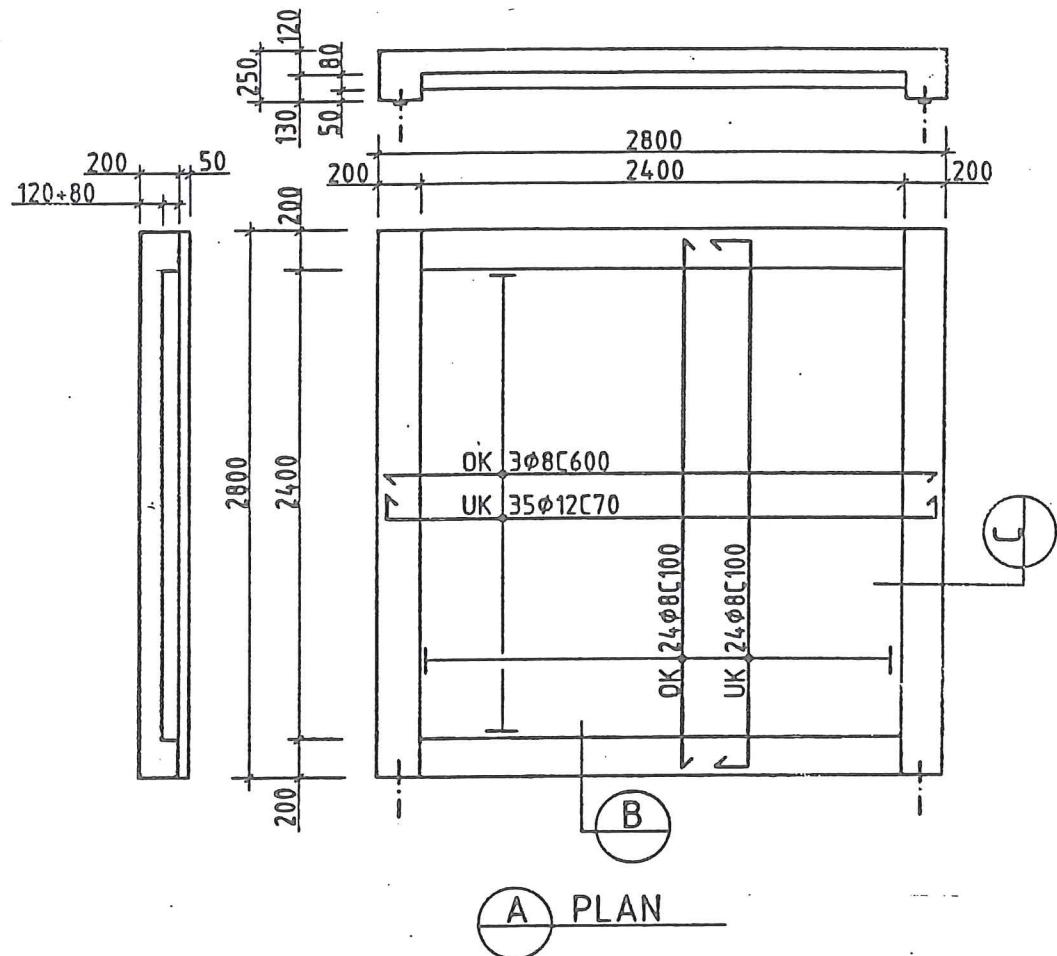
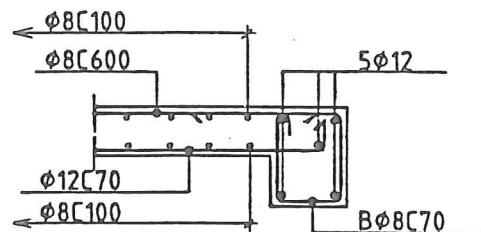


FIG. B1.2.1 LAST - NEDBØYNING, PLATE P1-P5, B1

B1.3

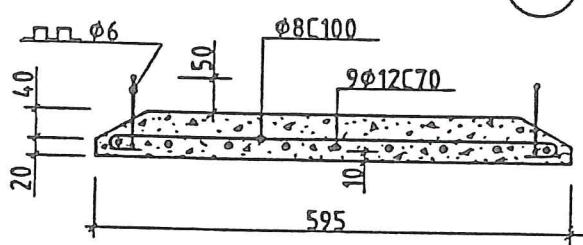
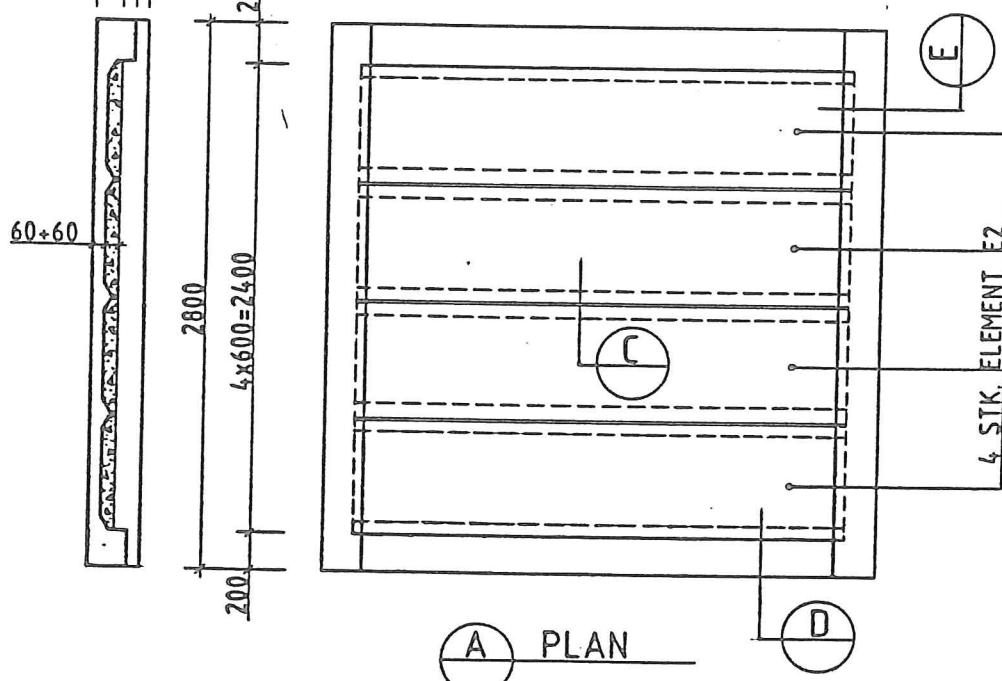
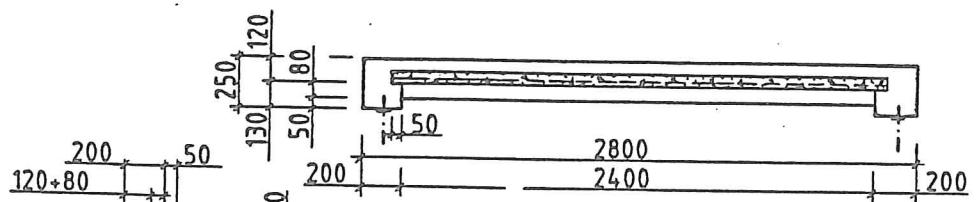
Prøvestykker - form og armering

B SNITT KANTBJELKE

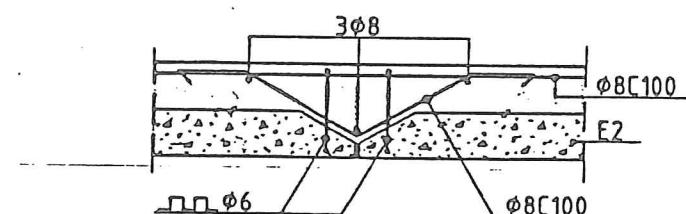


C SNITT OPPLEGGSBJELKE

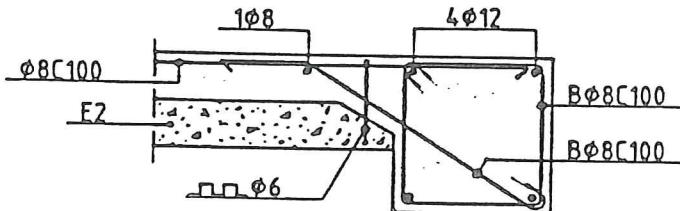
PLATE P1
MONOLITTISK



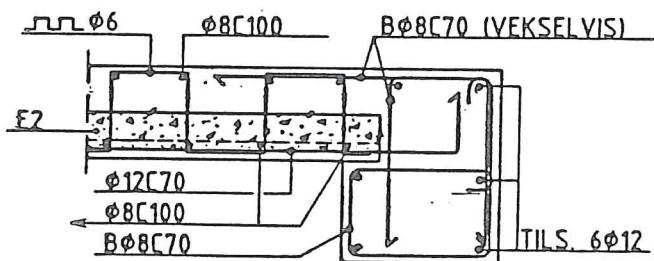
B ELEM. E2 - ARMERING



C SNITT ELEMENTSKJØT

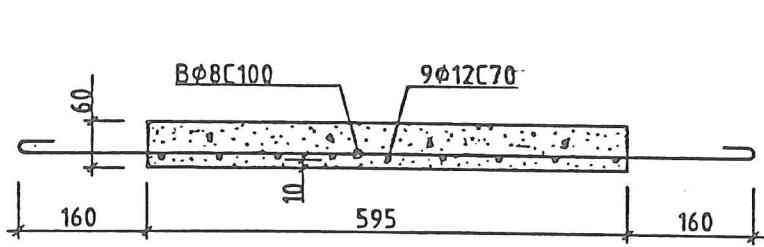
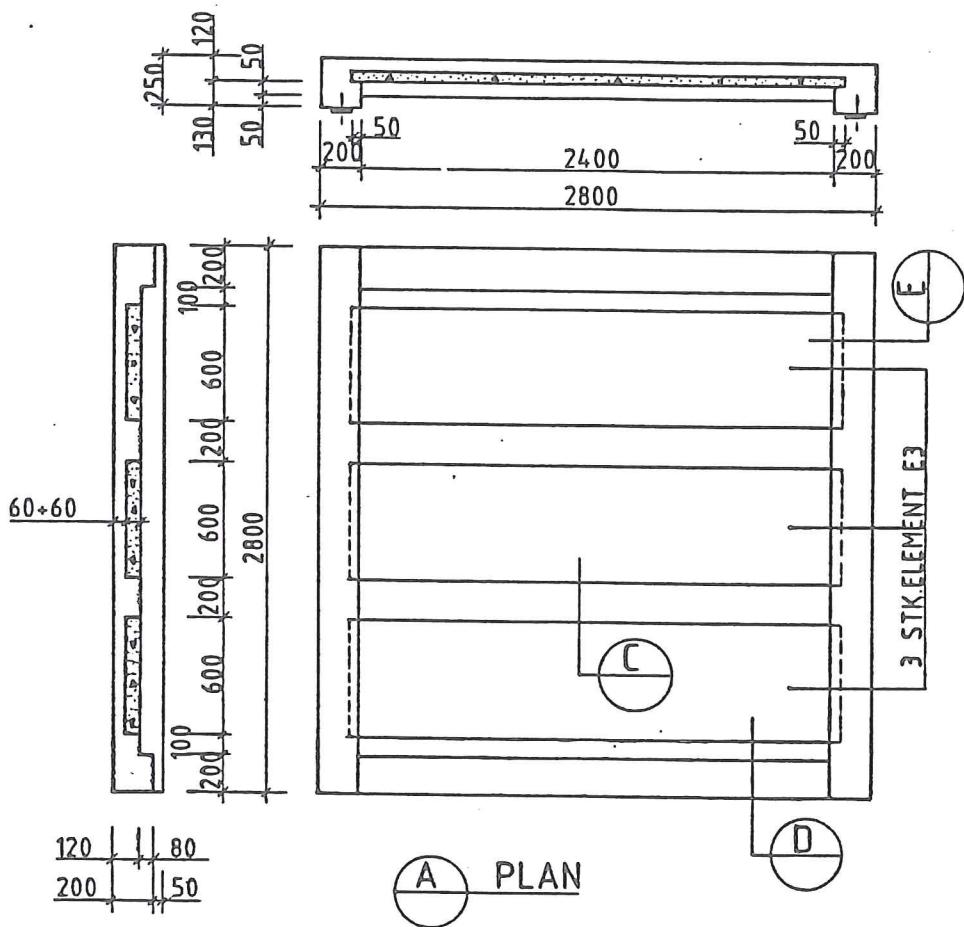


D SNITT KANTBJELKE

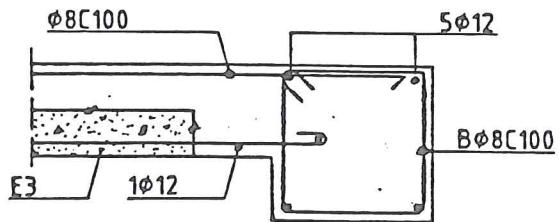


E SNITT OPPLEGGSBJELKE

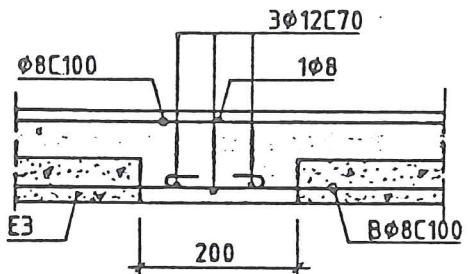
PLATE P2
SAMVIRKETVERRSNITT



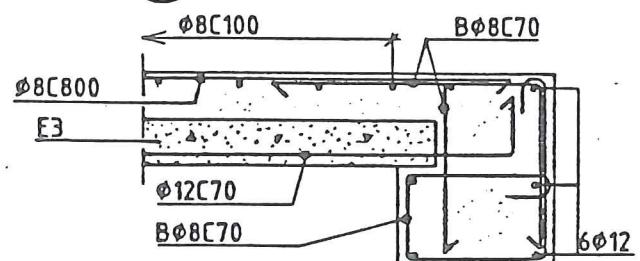
(B) ELEMENT E3-ARMERING



(D) SNITT KANTBJ.

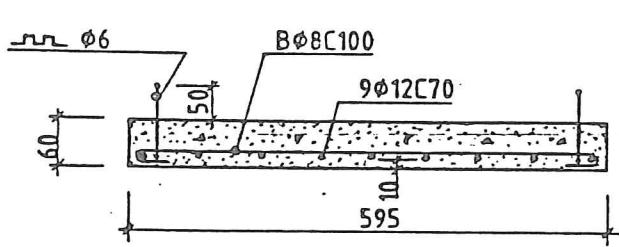
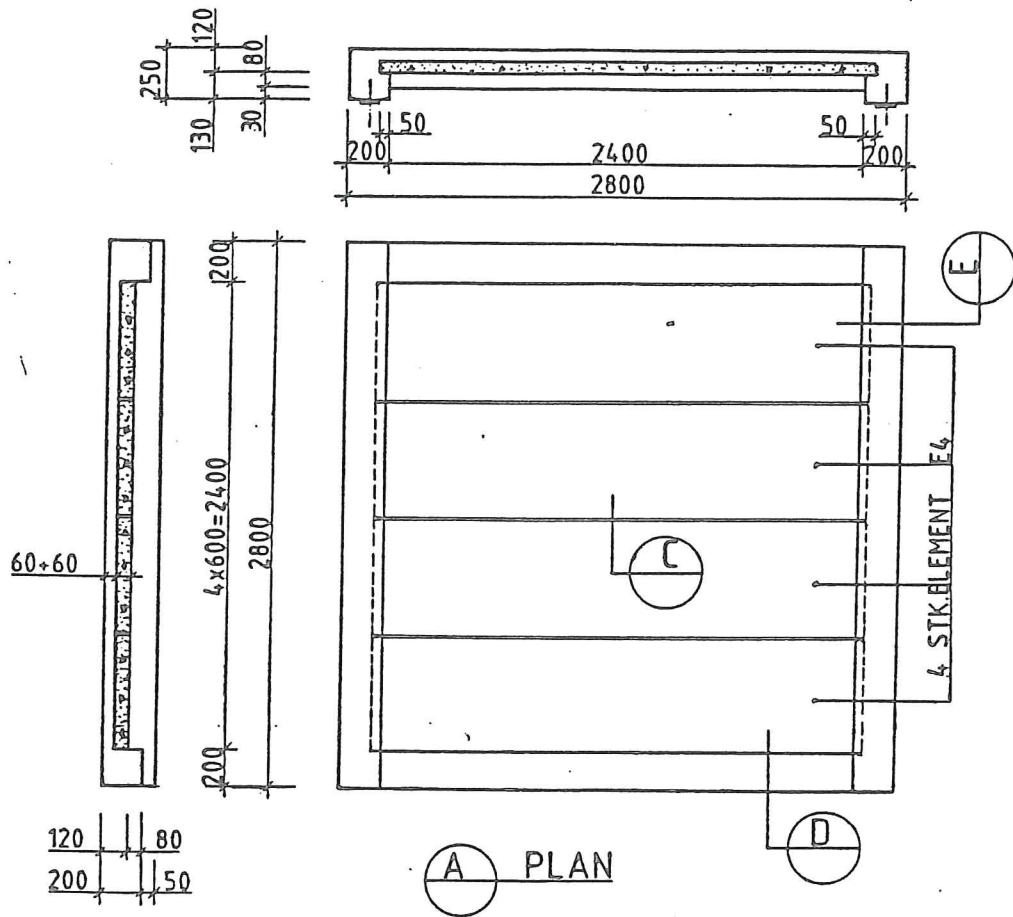


(C) SNITT ELEMENTSKJÖT

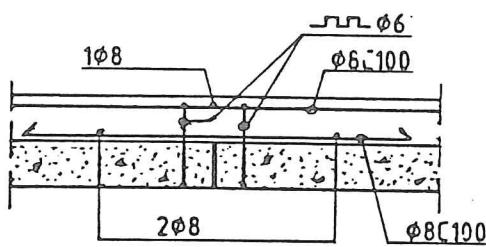


(E) SNITT OPPLEGGSBJ.

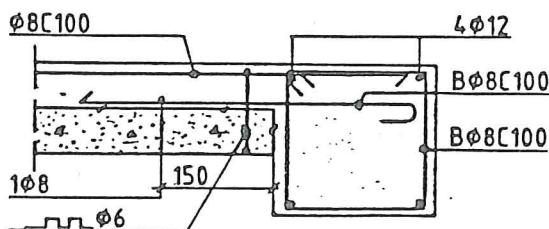
PLATE P3
SAMVIRKETVERRSNITT



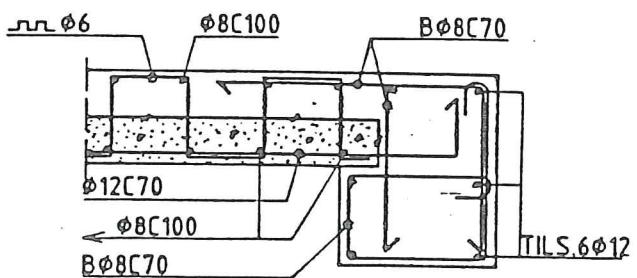
(B) ELEMENT E4-ARMERING



(C) SNITT ELEMENTSKJÖT

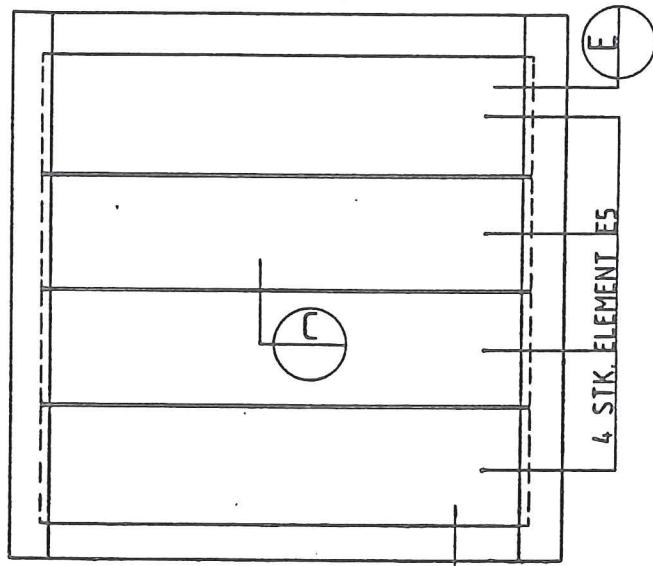
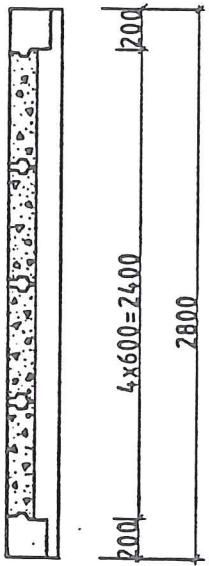
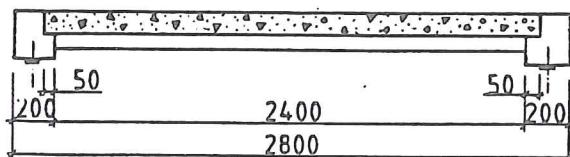
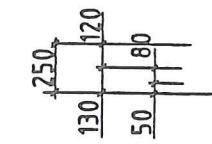


(D) SNITT KANTBJ.

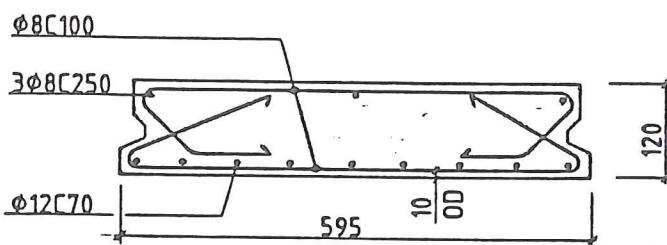


(E) SNITT OPPLEGGSBJ.

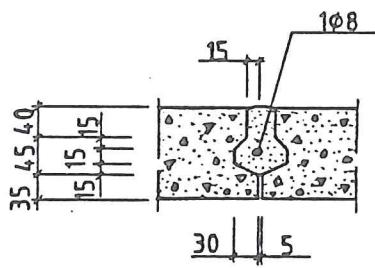
PLATE P4
SAMMVRKETVRRSNITT



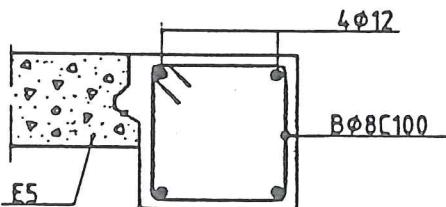
A PLAN



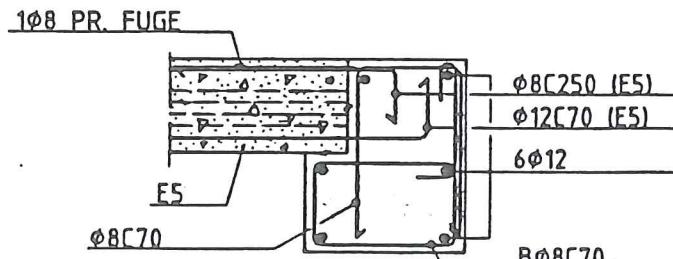
B ELEMENT E5 - ARMERING



SNITT ELEMENTSKJØT



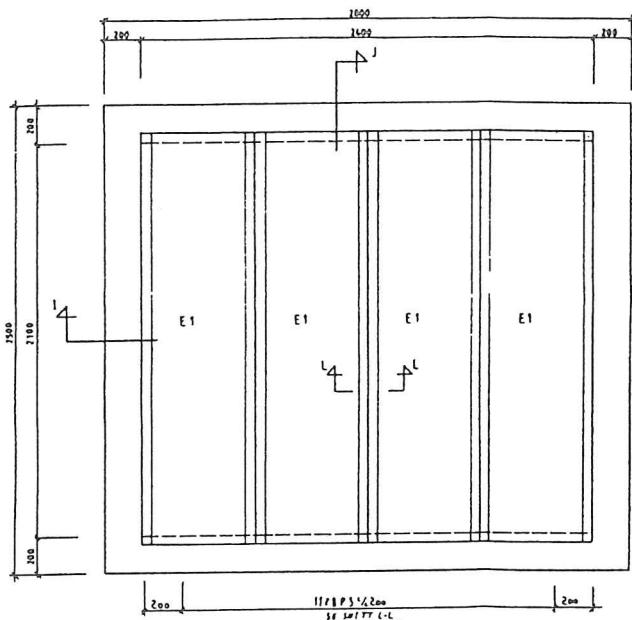
D SNITT KANTBJ.



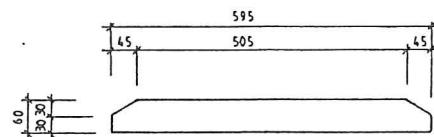
E SNITT OPPLEGGSBJ.

PLATE P5

ELEMENTLÖSNING

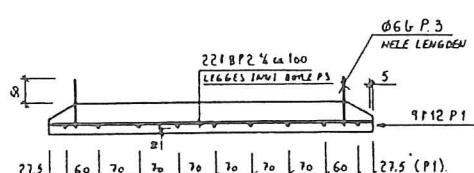


Plate, geometri



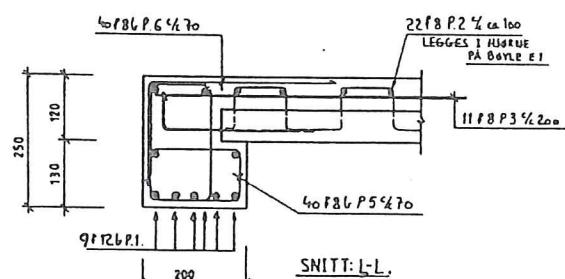
SNITT: A-A.

Elementer, geometri

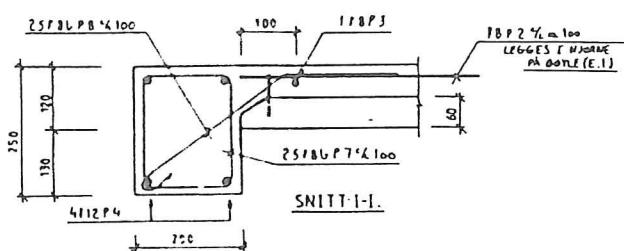
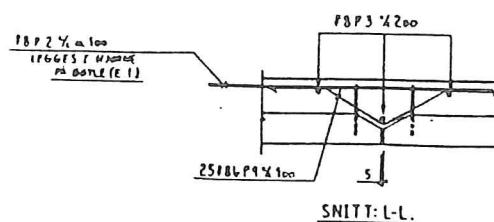


SNITT: A-A. ARMERING

Elementer, armering



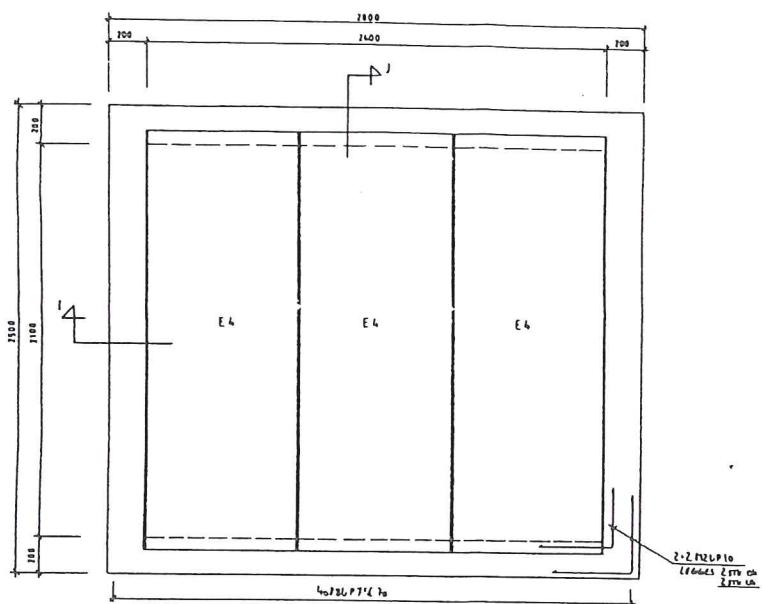
Oppleggsbjelker

Bjelker parallele
med fuger

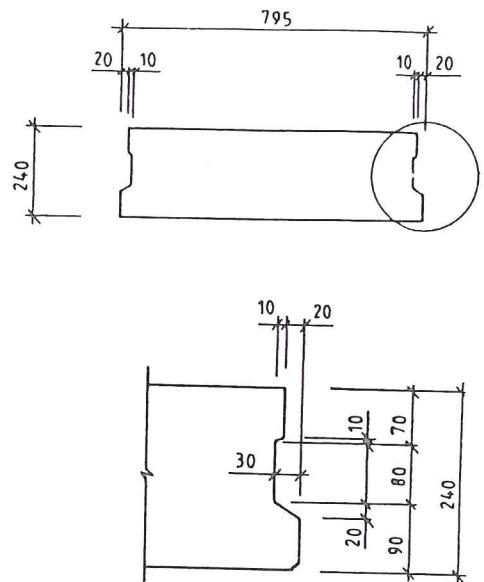
Fuger

PLATE B1

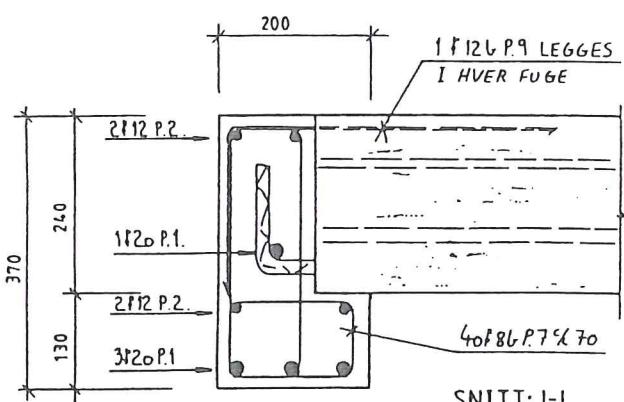
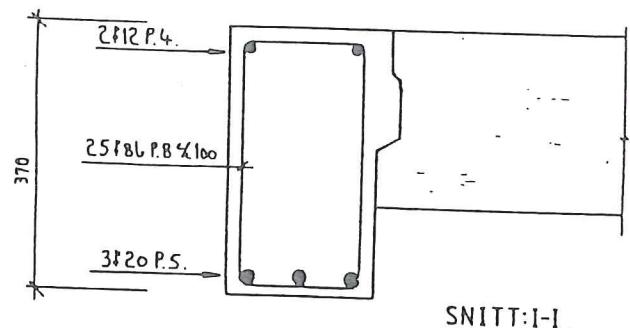
SAMVIRKETVERRSNITT



Plate, geometri



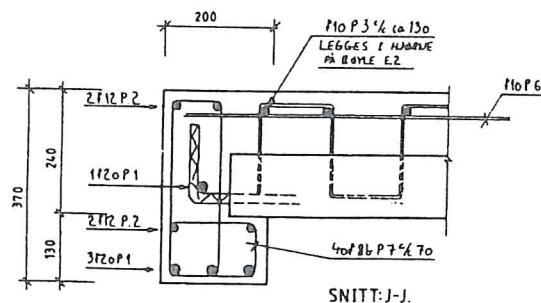
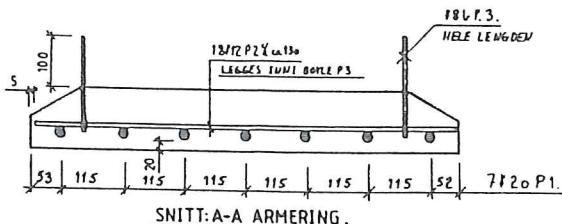
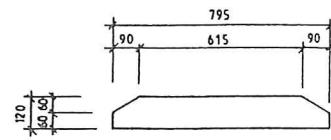
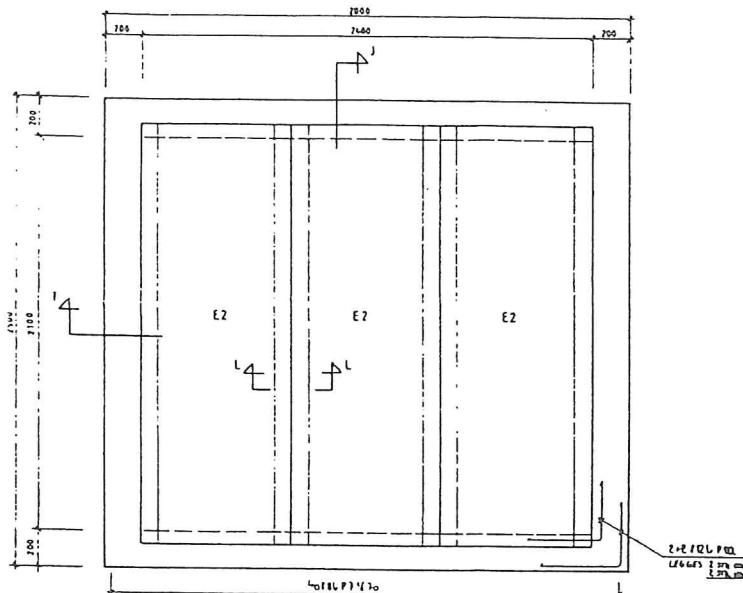
Elementer, geometri

Bjelker parallele
med fuger

Oppleggsbjelker

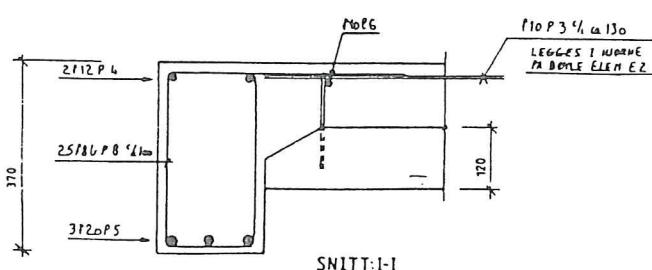
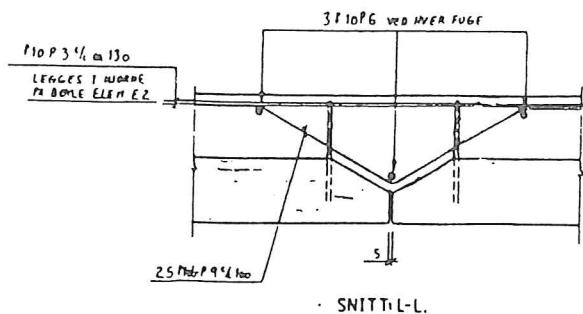
PLATE B4

ELEMENTLØSNING



Elementer, armering

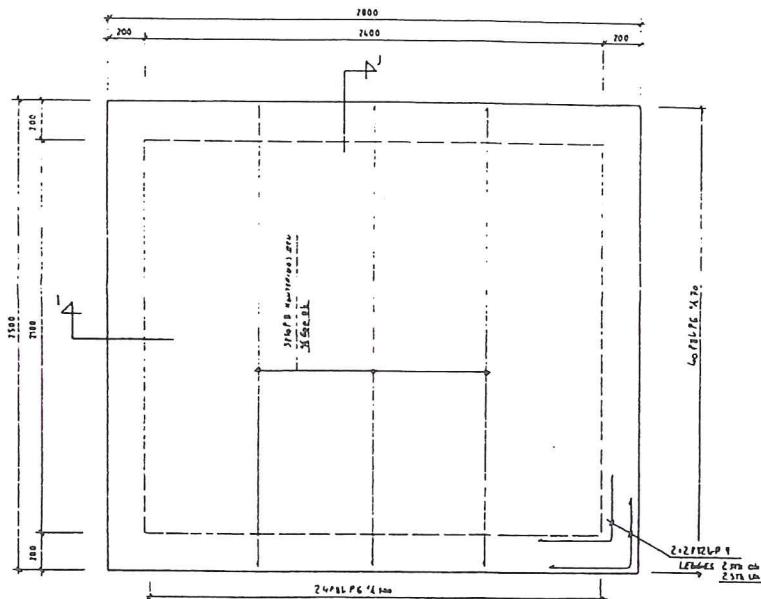
Oppleggsbjelker

Bjelker parallelle
med fuger

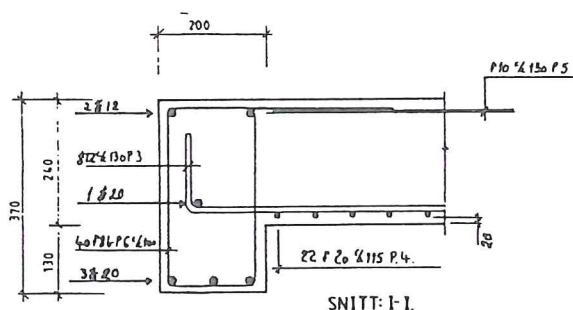
Fuger

PLATE B2

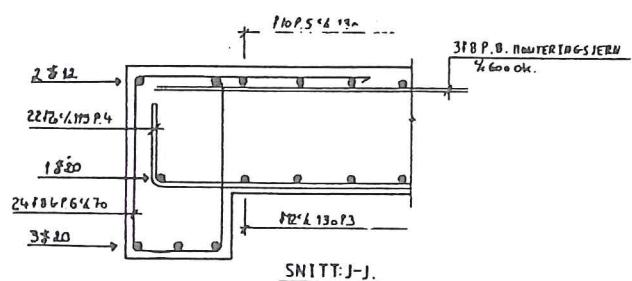
SAMVIRKETVERRSNITT



Plate, geometri



Bjelker parallelle med fuger



Oppleggsbjelker

PLATE B3

MONOLITTISK

BILAG NR.2

B2. BEREGRNINGSEKSEMPLER

INNHOLD

<u>Del</u>	<u>side</u>
B2.1 Dimensjonering av kaiplate med samvirketverrsnitt	B2.2
B2.1.1 Ferdig kai. Bruddgrensetilstanden	B2.2
B2.1.2 Ferdig kai. Bruksgrensetilstanden	B2.6
B2.1.3 Byggetilstanden	B2.12
B2.1.4 Dimensjonering for konsentrert last ved fylte elementfuger	B2.13
B2.1.5 Dimensjonering for konsentrert last ved åpne elementfuger	B2.15
B2.2 Dimensjonering av kaiplater med elementer uten påstøp for konsentrerte laster	B2.17
B2.2.1 Dimensjonering av elementet for konsentrert last ved fuge	B2.17
B2.2.2 Beregning av skjærkraft i fuge	B2.20
B2.2.3 Dimensjonering av fuge	B2.22

B2.1

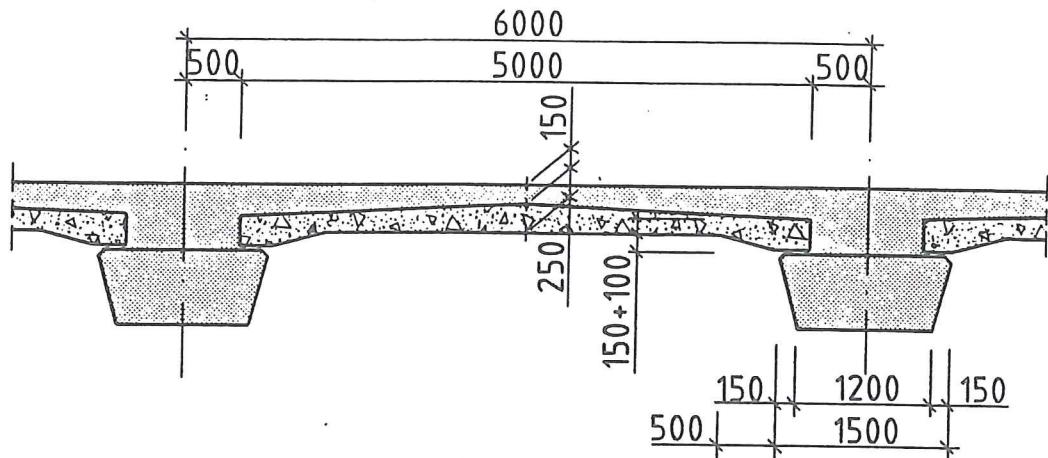
Dimensjonering av kaiplate med samvirketverrsnitt

Fig. B2.1 Kaiplate

Materialer : Betong C35
Armering K400TS

Belastninger: Nyttelast $n = 50 \text{ kN/m}^2$
Punktlast $P = 300 \text{ kN}$ på flate $0,2 \times 0,6 \text{ m}$
Egenvekt $g = 0,4 \times 25 = 10 \text{ kN/m}^2$

(Belastningene er fra en aktuell konstruksjon, men er ikke typiske i forhold til NS 3479)

Nedenforstående beregninger er utført kun i typiske snitt for å anskueliggjøre de mest sentrale punkter i beregningsgangen. Beregning av opptrædende momenter er overslagsmessig utført, men skal ikke være langt fra de nøyaktig beregnede verdier. Beregningseksemplene må derfor ikke oppfattes som komplette statiske beregninger.

B2.1.1 Ferdig kai. Bruddgrensetilstanden

Lastfaktorer: (NS 3479, Tabell 1, kombinasjon a)
Egenvekt : 1,2
Nyttelast : 1,6

$$\begin{aligned} g_Y &= 1,2 \times 10 = 12 \text{ kN/m}^2 \\ n_Y &= 1,6 \times 50 = 80 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Materialfaktorer: (NS 3473 (1987) Tabell 9.3.3)
Betong : 1,4
Armeringsstål: 1,25

Materialkapasiteter: (NS 3473 (1987) Tabell 10.1.1)
Betong : $f_{cd}^{'} = 22,4 / 1,4 = 16,0 \text{ MPa}$
Armeringsstål: $f_{sd}^{'} = 1,7 / 1,4 = 1,21 \text{ MPa}$
 $f_{sd}^{''} = 400 / 1,25 = 320 \text{ MPa}$

A. Dimensjonering av snitt i felt

Platestripe med bredde 1 m betraktes.

$$m_{\gamma} \sim 1/24 \times 12 \times 6^2 + 1/12 \times 80 \times 6^2 = 258 \text{ kNm/m}$$

Antar armering ϕ 20

Overdekning $c = 0,045 \text{ m}$ iflg. pkt. 6.1.1.
*)

$$d = 0,40 - (0,045 + 0,015) = 0,34 \text{ m}$$

*) $(\phi/2 + \text{tillegg for kammer} = 0,015)$

$$m = f_{cd} bd^2 = 16,0 \times 0,34^2 = 1,850 \text{ MNm/m}$$

$$m_{\gamma}/m = 0,258/1,850 = 0,139 \text{ gir } z/d \sim 0,90$$

$$C_{\gamma} = T_{\gamma} = 0,258/0,9 \times 0,34 = 0,843 \text{ MN/m}$$

$$As = 0,843/320 = \underline{0,002635 \text{ m}^2/\text{m}}$$

Trykkapasiteten er ok. utfra bedømmelse av m_{γ}/m .

B. Dimensjonering av snitt ved støtte

Antar at snitt ved kant av voute er kritisk.

$$m_{\gamma} \sim 1/12 \times 12 (6,0-2,5)^2 + 1/24 \times 80 \times 6^2$$

$$= 132,3 \text{ kNm/m}$$

Antar armering = ϕ 16.

Overdekning $c = 0,035 \text{ m}$ iflg. pkt. 6.1.1.

$$d = 0,40 - (0,035 + 0,010) = 0,355 \text{ m}$$

$$m = 16,0 \times 0,355^2 = 2,016 \text{ MNm/m}$$

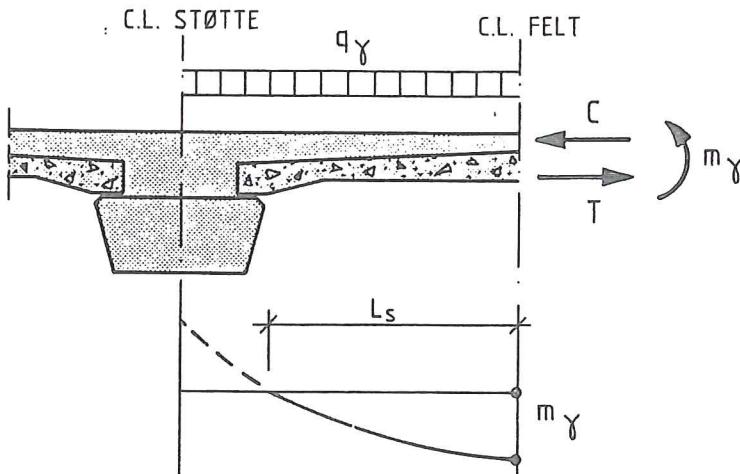
$$m_{\gamma}/m = 0,1323/2,016 = 0,0656 \text{ gir } z/d \sim 0,95$$

$$C = T = 0,1323/0,95 \times 0,355 = 0,392 \text{ MN/m}$$

$$As = 0,392/320 = \underline{0,001226 \text{ m}^2/\text{m}}$$

Trykkapasiteten er ok. utfra bedømmelse av m_{γ}/m .

C. Skjær mellom element og påstøp



Dimensjonering av skjær-overføring når det betraktede platefelt er belastet (dvs. ved maksimalt feltmoment)

Fra pkt. A ovenfor:

$$m_\gamma = 0,258 \text{ MNm/m}$$

$$C_\gamma = T_\gamma = 0,843 \text{ MN/m}$$

$$q_\gamma = 12 + 80 = 92 \text{ kN/m} = 0,092 \text{ MN/m}$$

Fig. B2.2 Momentfordeling

L_s = lengde for skjæreroverføring

$$\frac{1}{8} q_\gamma (2L_s)^2 = m_\gamma$$

$$L_s = \sqrt{\frac{2m_\gamma}{q_\gamma}} = \sqrt{\frac{2 \times 0,258}{0,092}} = 2,368 \text{ m}$$

dvs! nær C.L. elementopplegg

Totalt skjær i kontaktflaten L_s :

$$v_\gamma \times L_s = C_\gamma = 0,843 \text{ MN/m}$$

NS 3473 (87) pkt. 11.7.2 med kun vertikal bøylearmering:

$$V_d = \tau_{cd} A_c + f_{sd} A_{sv} \mu$$

Antar ru overflate:

$$1. \quad \tau_{cd} = 0, \quad \mu = 1,5 \\ A_{sv} = 0,843 / 1,5 \times 320 = 0,00176 \text{ m}^2/\text{m} \text{ bredde}$$

$$2. \quad \tau_{cd} = 0,6 f_{td} = 0,6 \times 1,21 = 0,726 \text{ MPa}, \quad \mu = 0,80 \\ A_{sv} = (0,843 - 0,726 \times 2,368 \times 1,0) / 0,8 \times 320 < 0$$

$$3. \quad \text{Skjærarmering kan eventuelt sløyfes hvis} \\ V_d \leq 0,25 f_{td} \times A_c = 0,25 \times 1,21 \times 2,368 \times 1,0 \\ = 0,716 \text{ MN/m}$$

Har $V_d = 0,843 \text{ MN/m}$, dvs. at skjærarmeringen er nødvendig.

Skjærarmeringen skal hovedsaklig plasseres langs elementets kanter. Den kan plasseres med konstant senteravstand i langsretningen, men en viss avtrapping iflg. skjærdiagrammet anbefales.

Antar typisk elementbredde $B = 3,0 \text{ m}$
 $A_{sv} = 1,5 \times 0,00176 = 0,00264 \text{ m}^2$ pr. kant

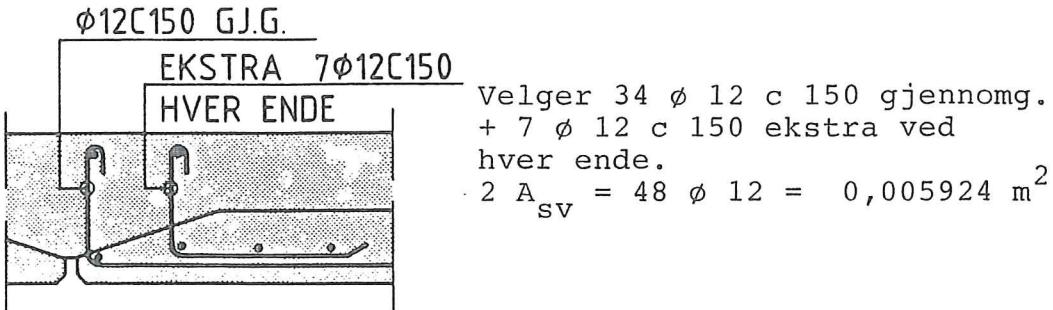


Fig. B2.3 Skjærbøyler

Kontroll av krav til min. skjærarmering:

$$A_{sv}/A_c = 0,0005924/2,368 \times 2 \times 1,5 = 0,000764$$

Iflg. NS3473 (1987), pkt. 11.7.2 er krav til min. skjærarmering dersom denne er nødvendige

$$A_{sv}/A_c \geq .001$$

Iflg. Forslag til Dimensjoneringsregler angitt i Bilag 1.1 er det tilstrekkelig når skjærarmeringen dimensjoneres for full kraftoverføring samt at armeringen langs elementets kanter i en bredde på 5x påstøptykkelsen på hver side skal tilfredsstille.

$$A_{sv}^1/A_c^1 \geq 0,001$$

Vi har midlere påstøptykkelse = 0,20 m dvs.:

$$A_{sv}^1 \geq 0,001 \times 5 \times 0,2 \times 2,368 \times 2 = 0,004736 \text{ m}^2$$

Innlagt $2 A_{sv} = 0,005424 > A_{sv}^1$, dvs. OK.

Før elementbredde 3,0 m velger vi å fordele all skjærarmering langs de to kantene. Ved større platebredder bør en tilsvarende del av nødvendig skjærarmering også fordeles over platebredden i passende modulær avstand.

I tillegg til forangående skal det også kontrolleres at skjærarmeringen får den nødvendige forankring både i element og påstøp. Dette kan påvirke endelig valg av stangdiameter for skjærarmeringen. I alle tilfeller skal en langsgående armeringsstang plasseres i hver bøy og krok, som vist på fig. B2.3.

B2.1.2

Ferdig kai. Bruksgrensetilstanden

Kontroll av riss. Platestripe med bredde 1,0 m betraktes.

Langtidslast fra nyttelast iflg. pkt. 6.1.3 samt NS 3473 (1987) pkt. A8.1.1:

$$\begin{aligned} \text{Velger } \gamma &= 0,7 \\ n &= 0,7 \times 50 = 35 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Lastfaktorer (NS 3479, Tabell 3, kombinasjon a)

$$\begin{aligned} \text{gir: } \gamma_F &= 1,0 \\ g_\gamma &= 10 \text{ kN/m}^2 \\ n_\gamma &= 35 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

A. Snitt i felt

En antagelse må gjøres med hensyn til omlagring av egenvektsmomentet:

- Ingen omlagring medfører at det totale egenvektsmoment virker på et fritt opplagt element med høyde 0,25 m, og spennvidde 4,75 m.

$M_g = 1/8 \cdot 10 \times 4,75^2 = 28,2 \text{ kNm/m}$
Ekvivalent moment på det totale tverrsnitt med $h = 0,40 \text{ m}$ er:

$$M_g^1 = 28,2 \times (0,4/0,25)^2 = 72 \text{ kNm/m}$$

- Full omlagring innebærer at den totale egenvekt pålaster det kontinuerlige system.

$$M_g^{11} = 1/24 \cdot 10 \times 6^2 = 15 \text{ kNm/m}$$

Antar (konservativt) at $M_g = M_g^1 = 72 \text{ kNm/m}$

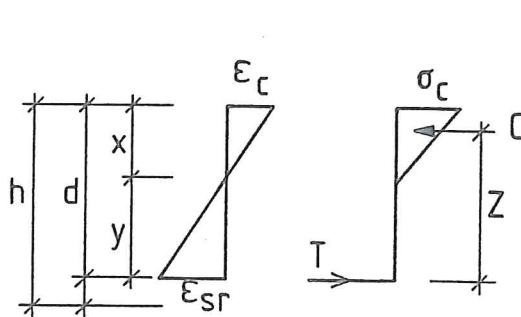
$$\text{gir: } M_d = 72 + 1/12 \times 35 \times 6^2 = 177 \text{ kNm/m}$$

Krav:

$$\text{Tabell 6.1: } w_k = 0,3 \text{ mm}$$

$$\text{Tabell 6.2: } \sigma_{sr} = 180 + 60 \times 5/12 = 205 \text{ MPa}$$

for diameter 20 mm

A.1 Forenklet kontroll basert på σ_{sr} 

$$\sigma_{sr} = 205 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{sr} = (205/200) \times 10^{-3}$$

$$\begin{aligned} E_{ck} &= (f_{ck})^{0,3} \times k_E \\ &= (28,0)^{0,3} \times 9500 \\ &= 25,8 \times 10^3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(NS 3473, pkt. 8.2.1)
 $\gamma_m = 1,0$

Fig. B2.4 Tøynings- og spenningsfordeling i bruksgr.

Arbeidsdiagrammet for betongen er rettlinjet opp til $0,6 f_{cn}$, dvs. til:

$$\sigma_c^1 = 0,6 \times 22,4 = 13,44 \text{ MPa}$$

$$\text{og } \epsilon_c^1 = (13,44/25,8) \times 10^{-3} = 0,52 \times 10^{-3}$$

Kontrollen foretas ved å finne en indre spennings-tilstand slik at:

$$C \times Z \geq M_y$$

Løsningen er en 3. grads-ligning i ϵ_c eller σ_c som løses etter prøve/feile-metoden som følger:

$$- \text{Anta: } \epsilon_c \leq \epsilon_c^1$$

$$X = d \cdot \epsilon_c / (\epsilon_c + \epsilon_{sr})$$

$$\sigma_c = E_{cn} / \epsilon_c$$

$$C = \frac{1}{2} \sigma_c X$$

$$Z = d - 1/3 X$$

$$M_c = CZ \geq M_y, \text{ hvis ok:}$$

$$A_s = C / \sigma_{sr}$$

Regneeksempel:

$$\text{Antar: } \varepsilon_c = 0,40 \times 10^{-3}$$

$$x = 0,281 \text{ d} = 0,096 \text{ m}$$

$$\sigma_c = 10,16 \text{ MPa}$$

$$C = 0,485 \text{ MN/m}$$

$$Z = 0,308 \text{ m}$$

$$M_c = 0,149 \text{ MNm/m} < M_\gamma = 0,177$$

$$\text{Antar: } \varepsilon_c = 0,45 \times 10^{-3}$$

$$\text{gir: } M_c = 0,181 \text{ MNm/m} > M_\gamma$$

$$\varepsilon_c = 0,45 - 0,05 \times (181-177) / (181-149) = 0,444 \times 10^{-3}$$

$$x = 0,302 \text{ d} = 0,103 \text{ m}$$

$$\sigma_c = 11,28 \text{ MPa}$$

$$C = 0,580 \text{ MN/m}$$

$$Z = 0,306 \text{ m}$$

$$M_c = 0,177 \text{ MNm/m} = M_\gamma$$

$$A_s = 0,580 / 205 = \underline{\underline{0,00283 \text{ m}^2/\text{m}}}$$

dvs.: Bruksgrensetilstanden er kritisk i forhold til bruddgrensetilstanden, kfr. pkt. B2.1.1.A.

Velger foreløpig uk armering $\phi 20 c 110$

$$A_s = \underline{\underline{0,002855 \text{ m}^2/\text{m}}}$$

A.2 Kontroll basert på beregning av rissvidder

Ref. NS 3473 (1987) pkt. 13.6.2

Antar uk. armering $\phi 20 c 110$

$$w_m = r \varepsilon_1 s_{rm}$$

$$r = 1 - (\beta / 2,5 k^1) (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2 \geq 0,4$$

Antar opprissing når betongens bøyestrekkestabilitet overskrides (kfr. pkt. 6.1.3):

$$\sigma_{ct} = 1,66 f_{tn} = 1,66 \times 1,70 = 2,80 \text{ MPa}$$

$$E_s / E_c = 200 / 25,8 = 7,75$$

$$\text{gir: } \sigma_{sr} = 7,75 \times 2,8 = 21,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 205 \text{ MPa (kfr. pkt. A.1 foran)}$$

$$\beta = 0,5$$

$$\begin{aligned}
 \text{gir: } K_1 &= 0,4 \\
 r &= 1 - (0,5/2,5 \times 0,4) (22/205)^2 \sim 1,0 \\
 S_{rm} &= 2(c + 0,1 s) + K_1 K_2 \phi / \rho_r \\
 A_c &= 1,0 \times (c + 0,5 \phi^1 + 0,25 \phi) = \\
 &\quad 0,060 + 0,15 = 0,21 \text{ m}^2/\text{m} \\
 A_s &= 0,002855 \text{ m}^2/\text{m} \\
 \rho_r &= A_s/A_c = 0,0136 \\
 s &= 0,11 \text{ m} \\
 K_2 &= 0,125 (\epsilon_I + \epsilon_{II}) / \epsilon_I
 \end{aligned}$$

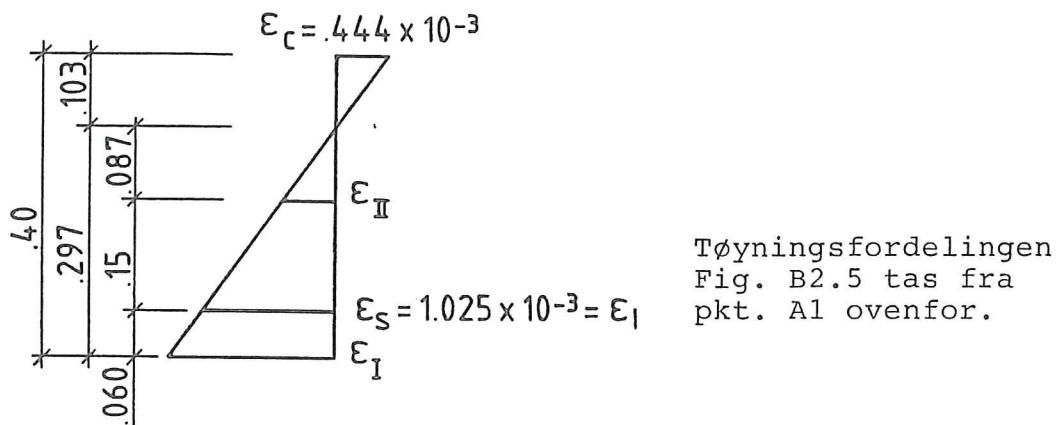


Fig. B2.5 Tøyningsfordeling i felt

$$\begin{aligned}
 \epsilon_I &= 1,025 \times 10^{-3} \times 0,297 / 0,237 = 1,28 \times 10^{-3} \\
 \epsilon_{II} &= 1,025 \times 10^{-3} \times 0,087 / 0,237 = 0,376 \times 10^{-3} \\
 \text{gir: } K_2 &= 0,125 \times (1,28 + 0,376) / 1,28 = 0,162 \\
 S_{rm} &= 2(0,045 + 0,1 \times 0,11) + 0,4 \times 0,162 \times \\
 &\quad 0,02 / 0,0136 = 0,207 \text{ m} \\
 w_m &= 1,0 \times 1,025 \times 10^{-3} \times 0,207 = 0,212 \times 10^{-3} \text{ m} \\
 w_{ok} &= 1,7 w_m = 0,361 \times 10^{-3} \text{ m} \\
 \text{Minimum overdekning } c_1 &= 32,5 \text{ mm} \\
 (\text{NS 3473 pkt. 16.1.4 interpolert mellom NA og MA})
 \end{aligned}$$

Aktuell overdekning: $C_2 = 45 \text{ mm}$

$$C_1/C_2 = 32,5/45 = 0,722, \geq 0,7$$

$$w_k = 0,722 \times 0,361 = \underline{0,261 \times 10^{-3} \text{ m}, < 0,3 \text{ mm}}, \text{ dvs ok}$$

B. Snitt ved støtte

Antar at snitt ved kant av voute er kritisk.

Antar videre konservativt at egenvektsmomentet omlagres fra $Mg_1 = 0$ i byggetilstanden til $Mg_1 \sim 1/12 g_1 (6,0-2,5)^2$ tilsvarende 100% omlagring.

$$\text{gir: } M_{\gamma} \sim 1/12 \times 10 (6,0-2,5)^2 + 1/24 \times 35 \times 6^2 = 62,7 \text{ kNm/m}$$

Antar armering $\phi 16 \text{ K400S}$

Krav:

$$\text{Tabell 6.1: } w_k = 0,4 \text{ mm}$$

$$\text{Tabell 6.2: } \sigma_{sr} = 280 - 40 \times 4/13 = 268 \text{ MPa}$$

B.1 Forenklet kontroll basert på σ_{sr}

Kfr. pkt. A.1 foran

$$d = 0,40 - (0,035 + 0,010) = 0,355 \text{ m}$$

$$\epsilon_{sr} = (268/200) \times 10^{-3} = 1,34 \times 10^{-3}$$

$$\text{Antar: } \epsilon_C = 0,3 \times 10^{-3}$$

$$\text{gir: } x = 0,183 \text{ d} = 0,065 \text{ m}$$

$$\sigma_C = 7,62 \text{ MPa}$$

$$C = 0,247 \text{ MN/m}$$

$$Z = 0,333 \text{ m}$$

$$M_C = 0,082 \text{ MNm/m} > M_{\gamma}$$

$$\text{Antar: } \epsilon_C = 0,25 \times 10^{-3}$$

$$\text{gir: } M_C = 0,060 \text{ MNm/m} < M_{\gamma}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_C &= 0,25 + 0,05 \times \\ &(0,067-0,060)/3 \\ &= 0,256 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$x = 0,160 \text{ d} = 0,057 \text{ m}$$

$$\sigma_C = 6,50 \text{ MPa}$$

$$C = 0,185 \text{ MN/m}$$

$$Z = 0,336 \text{ m}$$

$$M_C = 0,0622 \text{ MNm/m} \sim M_\gamma$$

$$A_s = 0,185/268 = 0,000690 \text{ m}^2/\text{m}$$

dvs. bruddgrensetilstanden er kritisk i forhold til bruksgrensetilstanden, kfr. pkt. B2.1.1.B.

Velger foreløpig ok-armering $\phi 16$ c 150,
 $A_s = 0,00134 \text{ m}^2/\text{m}$

B.2 Kontroll basert på beregning av rissvidder

Kfr. pkt. A.2 foran.

Antar ok. armering som før:

$$\sigma_{sr} = 22,0 \text{ MPa}$$

Fra pkt. B.1:

$$\sigma_s = 268 \times 0,00069/0,00134 = 138 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_s = 138/200 \times 10^{-3} = 0,69 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_c \sim 0,25 \times 10^{-3} \text{ (fra pkt. B.1)}$$

$$\beta = 0,5$$

$$K_1 = 0,4$$

$$r = 1 - (0,5/2,5 \times 0,4) (22/138)^2 = 0,99$$

$$A_c = 1,0(0,035 + 0,01 + 0,12) = 0,165 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_s = 0,00134 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\rho_r = A_s/A_c = 0,00812$$

$$s = 0,15 \text{ m}$$

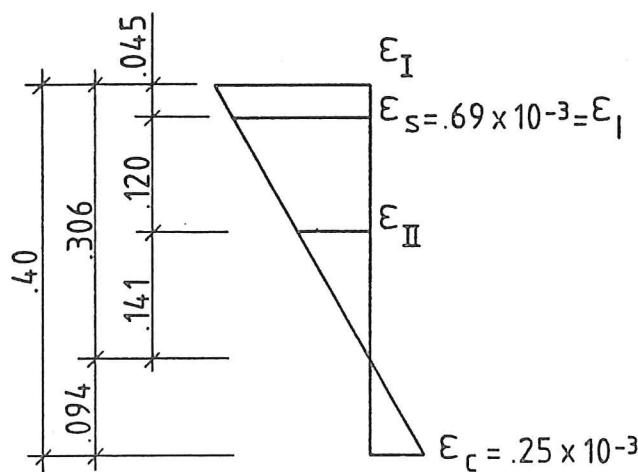


Fig. B2.6 Tøyningsfordeling ved støtte

$$\begin{aligned}
x &= d \cdot 0,25 / (0,25 + 0,69) = 0,267 \quad d = 0,094 \text{ m} \\
\varepsilon_I &= 0,69 \times 10^{-3} \times 0,306 / 0,261 = 0,809 \times 10^{-3} \\
\varepsilon_{II} &= 0,69 \times 10^{-3} \times 0,141 / 0,261 = 0,373 \times 10^{-3} \\
\text{gir: } K_2 &= 0,125 (0,809 + 0,373) / 0,809 = 0,183 \\
S_{rm} &= 2(0,035 + 0,1 \times 0,15) + 0,4 \times 0,183 \times \\
&\quad 0,016 / 0,00812 = 0,244 \text{ m} \\
w_m &= 0,99 \times 0,69 \times 10^{-3} \times 0,244 = 0,167 \times 10^{-3} \text{ m} \\
w_k &= 1,7 w_m = 0,283 \times 10^{-3} \text{ m} \\
c_1/c_2 &= 25/35 = 0,714 \\
w_k &= 0,714 \times 0,283 \times 10^{-3} = \underline{\underline{0,202 \times 10^{-3} \text{ m}}} \\
&< 0,4 \text{ mm, dvs. ok.}
\end{aligned}$$

Det er forventet av karakteristisk rissvidde er betydelig lavere enn 0,4 mm utfra resultatet fra forenklet kontroll basert på σ_{sr} og med innlagt armering bestemt utfra bruddgrensetilstanden. En enkel skalering utfra armeringsspenningene gir forventet: $w_k \sim 0,4 \times 138/268 = \underline{\underline{0,206 \text{ mm}}}$

Det fremgår av ovenstående at rissviddeberegning er relativt omfattende i forhold til å benytte rissbegrensedede armeringsspenninger iflg. Tabell 6.2. Beregning av tøyningstilstanden er et hovedmoment også for rissviddeberegningene. I praktiske håndberegringer synes det berettiget å basere kontrollen i bruksgrensetilstanden hovedsaklig på bruk av rissbegrensedede armeringsspenninger iflg. tabell 6.2, med kontroll av rissvidder i enkelte kritiske snitt.

B2.1.3

Byggetilstanden

Antar fritt opplagt plateelement

Belastninger:

$$\begin{aligned}
\text{Egenvekt:} \quad g &= 0,4 \times 25 = 10 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Nyttelast (nominell):} \quad n &= \underline{\underline{1 \text{ kN/m}^2}} \\
q &= \underline{\underline{11 \text{ kN/m}^2}}
\end{aligned}$$

Forenklet kontroll mot riss er nødvendig. (Denne kontrollen vil være kritisk i forhold til bruddgrensetilstanden).

$$\begin{aligned}
\text{Spennvidde:} \quad L &= 5,00 - 0,25 = 4,75 \text{ m} \\
\text{Felt:} \quad M &= 1/8 \times 11 \times 4,75^2 = 31.02 \text{ kNm/m}
\end{aligned}$$

Uk. armering $\phi 20 c 110$ fra foranstående beregninger.

$$A_s = 0,002855 \text{ m}^2/\text{m}$$

Kontroller tilsvarende randspenning i urisset tilstand:

$$\sigma_t = M/W = 0,0310/(1/6 \times 0,25^2) = 2,976 \text{ MPa}$$

Pkt. 6.1.3 angir

$$\sigma_t \leq k \times 1,25 f_{tn} = 1,15 \times 1,25 \times 1,70 = 2,44 \text{ MPa}$$

Dvs. at det er sannsynlig at elementene vil få små hårriss ved utstøping av det plasserte dekket.

Ref. (4) del 1, pkt. 2.8.2.3 angir forøvrig en høyere verdi for bøyestrekk-kapasiteten i forhold til spaltestrekk-kapasiteten enn det som er benyttet ovenfor, hvilket medfører at elementet betraktet ovenfor sannsynligvis ikke risser opp.

En videre kontroll av rissbestemmende armeringsspenning og eventuell rissvidde kan foretas som angitt for bruksgrensetilstanden i foregående beregninger pkt. B2.1.2.A. Idet disse beregningene baserte seg på direkte superposisjonering av egenvekt i byggetilstanden og nyttelast i ferdig konstruksjon er det på forhånd gitt at begrensning av opptrædende armeringsspenning og rissvidde vil være ok.

B2.1.4 Dimensjonering for konsentrert last ved fylte elemefuger

Iflg. forslag til dimensjoneringsregler angitt i Bilag 1.1 kan samvirkeplater betraktes som monolittiske plater m.h.t. dimensjonering for konsentrert last under følgende forutsetninger:

1. Det benyttes utstøpte fuger med full forankring av nødvendig tverrarmering, som vist for plate P3 i Bilag 1.3.
2. Det benyttes avfasede fuger som vist for plate P2, B1 og B2 i Bilag 1.3. For denne konstruksjonstypen må skjærarmering mellom element og påstøp dimensjoneres for full kraftoverføring, kfr. B2.1.1.C. Videre skal det legges en fordelingsarmering i uk. tvers over fugen tilsvarende typisk fordelingsarmering øket med 50%.

Gjennomlokningskapasiteten kan beregnes i henhold til Norsk Betongforenings publikasjon nr. 6. Skjærdimensjoneringen skal imidlertid utføres i henhold til NS3473 (1987) pkt. 11.3.5. De vesentligste forskjeller i skjærdimensjoneringen er:

- Kritisk snitt velges rektangulære og i avstand 1,0 d fra kant av lastflate.
- Skjærkapasiteten pr. lengdeenhet settes til

$$V_{co} = 0,33 f_{td} d k_v (1 + \frac{100 a_s}{\gamma c d}) \leq 0,66 f_{fd} dk_v$$

A. Beregningseksempel for typisk konsentrert last

Antar: $F = 700 \text{ kN over flate } 1.0 \times 1,0 \text{ m iflg. NS3479}$

$$F_y = 1,6 \times 700 = 1120 \text{ kN} = 1,12 \text{ MN}$$

Kritisk snitt: $t = 0,40 \text{ m}$

$$d_x = 0,34 \text{ m}$$

$$d_y = 0,34 - 0,02 = 0,32 \text{ m}$$

$$d = \underline{0,33 \text{ m}}$$

Fra B2.1.2: $a_{sx} = \phi 20c110 = 0,002855 \text{ m}^2/\text{m}$

Antatt: $a_{sy} = \phi 12c150 = 0,000754 \text{ m}^2/\text{m}$

$$a_b = a_{sx} \cdot a_{sy} = 0,001467 \text{ m}^2/\text{m}$$

Omkrets: $O = (1,0 + 2 \times 0,33) \times 4 = 6,64 \text{ m}$

$$V_y = 1,12/6,64 = 0,169 \text{ MN/m}$$

$$v_{co} = 0,33 \times 1,21 \times 0,33 \times (1,6 - 0,33) \times (1 + \frac{100 \times 0,001467}{1,4 \times 0,33})$$

$$= 0,221 \text{ MN/m} > V_y \text{ dvs. ok.}$$

og: $v_{co} = 0,221 \times 6,64 = \underline{1,467 \text{ MN}}$

Konklusjon: Fra foranstående beregninger pkt. B2.1 sees at en kaiplate med samvirketverrsnitt kan dimensjoneres for typiske kaibelastninger iflg. NS3479 med rimelige betongdimensjoner og armeringsmengder som resultat. Det gjøres igjen oppmerksom på at beregningene ikke er komplette. Bl.a. må det foretas en beregning av uk. armeringen i hver retning også utfra bøyning pga. konsentrerte laster. Videre må det foretas en kontroll av gjennomlokningskapasitet nær opplegg.

For konsentrerte laster på plater nær opplegg gir N.B. publikasjon nr. 6 som resultat at disse er kritisk m.h.t. gjennomlokning og derved også bestemmende for platetykkelse, hvilket vanligvis medfører en voute som vist på fig. B2.1.

Kaielementkomiteen mener at dette er et område som bør undersøkes nærmere ved forsøk. I de utførte forsøkene ligger lastplassering B betydelig nærmere opplegg enn lastplassering A, henholdsvis 550 og 750 mm fra C.L. opplegg til senter av punktlasten. Forsøkene viser imidlertid ingen klar tendens, hverken i den ene eller andre retningen. Utførelsesmessig kan det være økonominisk å unngå en vouteforsterkning ved opplegg.

B2.1.5 Dimensjonering for konsentrert last ved åpne
elementfugger

Fugeløsningen er som angitt for plate P4, med vertikale elementkanter i åpne fuger men med kontinuerlig påstøp dimensjonert for fullt samvirke mellom element og påstøp.

Denne løsningen kan være aktuell for kaier med lavere konsentrerte laster. Det gjøres imidlertid oppmerksom på at konstruksjonsløsningen kan medføre oppriissing langs fugene pga. differensialsvinn som vist i Bilag 3, avhengig av forholdet mellom påstøptykkelse og elementtykkelse.

Iflg. forslag til dimensjoneringsregler angitt i Bilag 1.1 kan gjennomlokningskapasiteten for konsentrert last nær elementfugene beregnes som for monolitisk plate men med kritisk snitt i avstand t_p fra lastflaten, der t_p er påstøpens tykkelse.

Kritisk lastplassering er vist på fig. B2.7 og tilsvarende reduksjonsfaktor r_M i forhold til monolittisk plate er vist på fig B2.8

Når forholdet $t_p/d < 0,2$ eller $t_p < 100$ mm bør påstøpen betraktes som ikke konstruktiv. Kapasitetsberegninger blir da som vist i Bilag 2.2.

Eksempel

Samme plate som i B2.1.4 men med åpne fuger mellom elementene:

$$d = 0,33$$

$$t_p = t_p^{\min} = 0,15 \text{ m}$$

gir: $a/d = 1,0/0,33 = 3,0$

$$t_p/d = 0,15/0,33 = 0,45$$

Fig B2.8 gir $r_M = 0,78$

dvs. $V_{co} = 0,78 \times 0,221 \times 6,64 = 1,145 \text{ MN}$

dvs. $V_{co} > F_\gamma = 1,12 \text{ MN} - \text{fremdeles ok}$

=====

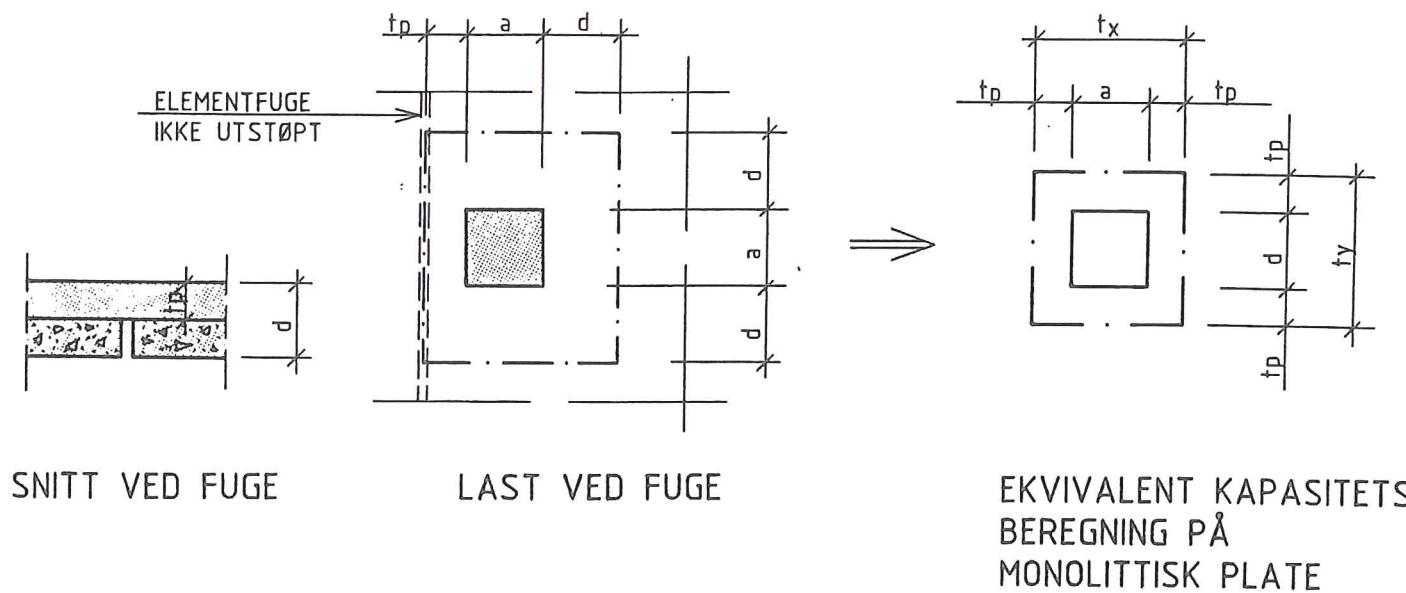
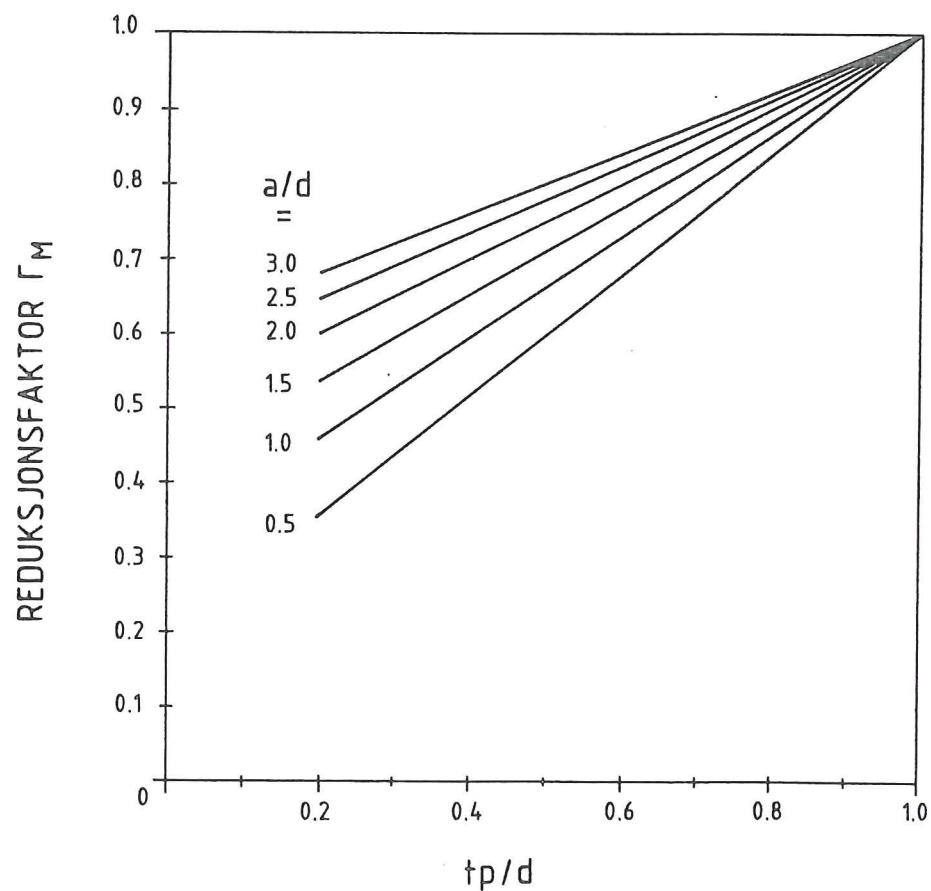


Fig B2.7 Konsentrert last ved fuge

Fig. B2.8 Redusjonsfaktor r_M for gjennomlokning ved fuge for samvirkeplater med åpne fuger i forhold til monolittisk plate.

B2.2

Dimensjonering av kaiplater med elementer uten påstøp
for konsentrerte laster

Beregningene gjelder kaiplater av type B4 som vist i Bilag 1.1. Kun gjennomlokning med tilhørende skjær i fugen vil bli berørt.

B2.2.1

Dimensjonering av elementet for konsentrert last ved fuge

Bilag B1.1 pkt. 4 angir at kapasiteten for konsentrert last kan beregnes iflg. N.B. publikasjon nr. 6, pkt. K3 ved å betrakte fugen som en fri platekant, men med redusert eksentrisitetsmoment opptatt av platen tilsvarende $0,5\alpha$. Det resterende eksentrisitetsmomentet må opptas som skjær i fugen. Som nedre grense for elementets kapasitet er satt $0,4 \times$ tilsv. kapasitet for monolittisk plate.

Lastplassering og tilhørende kritiske snitt er angitt på fig. B2.9. Kritisk lastplassering er når kant av last faller sammen med C.L. Fuge. Det henvises også til NB. Pub. 6 Fig. A6.b.

Følgende formler gjelder:

$$t_x = a + d$$

$$t_y = a + 2d$$

$$u = 2t_x + t_y$$

$$\alpha = t_x / (t_x + t_y)$$

$$c_x = t_x^2 / (2t_x + t_y)$$

$$e_x = t_x - c_x - a/2$$

$$W_{x1} = t_x(t_x + 2t_y)/3 \text{ langs innerkant}$$

$$W_{xF} = t_x^2(t_x + 2t_y)/3(t_x + t_y) \text{ langs fri kant}$$

$$v_{\gamma\max} = F_\gamma/u + 0,5\alpha F_\gamma e/W_{xF}$$

$$\text{og } v_{\gamma\max} \leq v_{co}$$

$r_M = F_\gamma/F_M$, forholdet mellom dimensjonerende last og tilsvarende last for monolittisk plate.

Eksempel

Samme plate som i B2.1.4 men utført med elementer uten påstøp, og med utstøpte fuger:

$$d = 0,33 \text{ m}$$

$$a/d = 1,0/0,33 = 3,0$$

gir $t_x = 4d, t_y = 5d, U = 13d$

$$0,5\alpha = 2/9 = 0.2222$$

$$C_x = (16/13)d = 1,2308d$$

$$e_x = (4 - 1,2308 - 1,5)d = 1,2692 d$$

$$W_{xF} = (16 \times 14/3 \times 9)d^2 = 8,2963 d^2$$

$$\begin{aligned} v_{\gamma\max} &= F_\gamma / 13d + 0,2222 \times F_\gamma \times 1,2692d / 8,2963 d^2 \\ &= F_\gamma / d (0,0769 + 0,0340) \\ &= 0,1109 F_\gamma / d \end{aligned}$$

For monolittisk plate er:

$$v_M = F_M / 4 \times (a+2d) = F_M / 4 \times 5 d = 0,05 F_M / d$$

$$v_{\gamma\max} = v_M \text{ gir:}$$

$$r_M = F_\gamma / F_M = 0,05 / 0,01109 = \underline{\underline{0,4509}}$$

$$F_M = 1,467 \text{ MN fra pkt B2.1.4 A.}$$

$$\text{dvs.: } F_\gamma = 0,4509 \times F_M = \underline{\underline{0,662 \text{ MN}}}$$

En sammenfatning av beregninger av reduksjonsfaktor r_M for varierende a/d - forhold og lastpllassering i forhold til fugen er vist på Fig. B2.9.

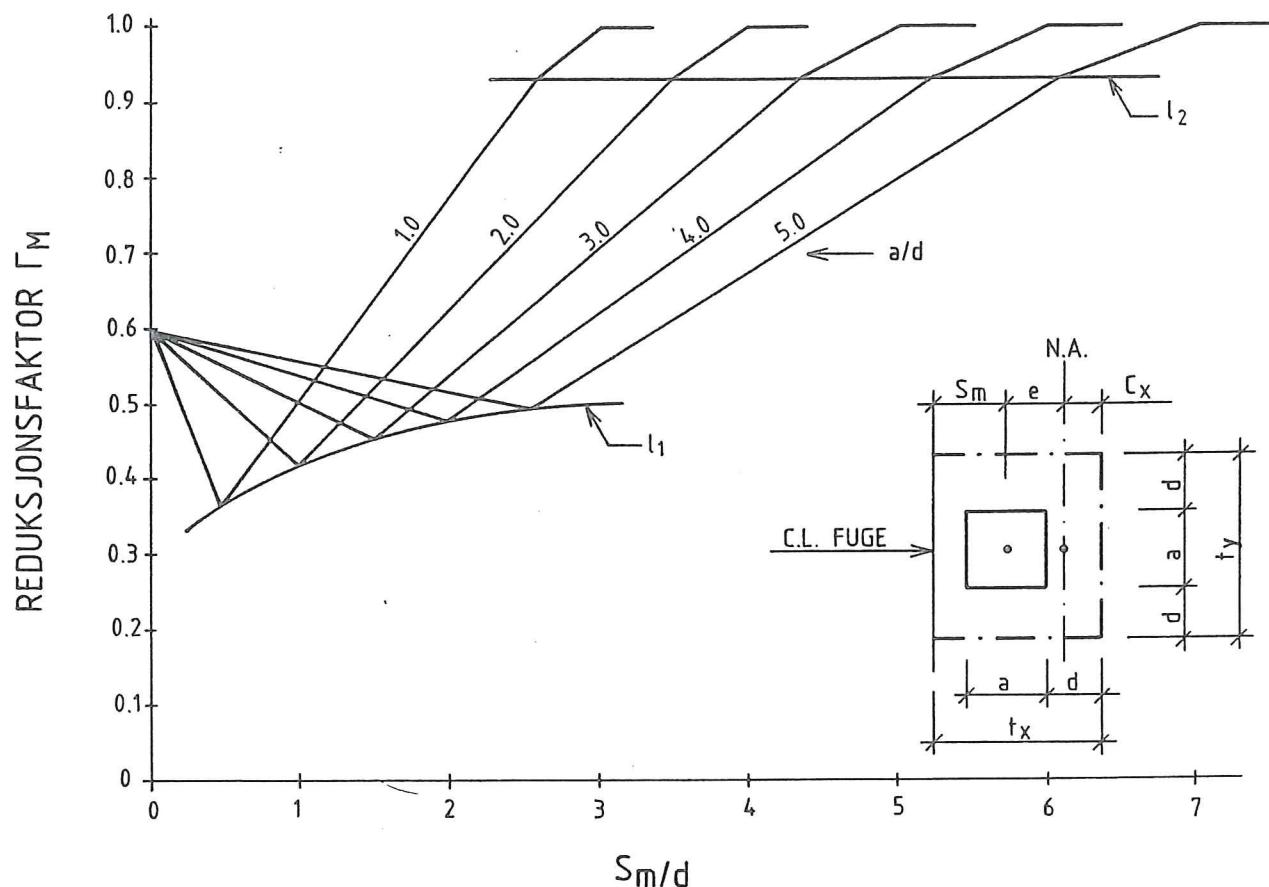


Fig. B2.9 Reduksjonsfaktor r_M for gjennomlokking ved fuge av elementplater i forhold til monolittisk plate.

Bemerkninger: Linje l_1 angir kritisk reduksjonsfaktor når kant av lastflate faller sammen med C.L. Fuge.

Linje l_2 angir pkt der tyngdepunkt for lastflate faller sammen med nøytralaksen for skjærssnittet dvs.: $c_x = a/2 + d$ og $e = 0$.

B2.2.2 Beregning av skjærkraft i fuge

Kfr. fig. B2.10.

Skjær i fuge oppstår fra ubalansert moment ΔM_Y fra eksentrisk koncentrert last F_Y :

$$\Delta M \gamma = F \gamma e x (1 - 0.5\alpha)$$

$$V\gamma_F = \Delta M\gamma / (t_x - c_x)$$

$$V\gamma_F = V\gamma_F / t_y = F\gamma e (1 - 0.5\alpha) / (tx - cx) \quad t_y$$

$$v_M = F_M / 4 \times (a + 2d)$$

$$\text{og} \quad r_{MF} = v\gamma F/v_M$$

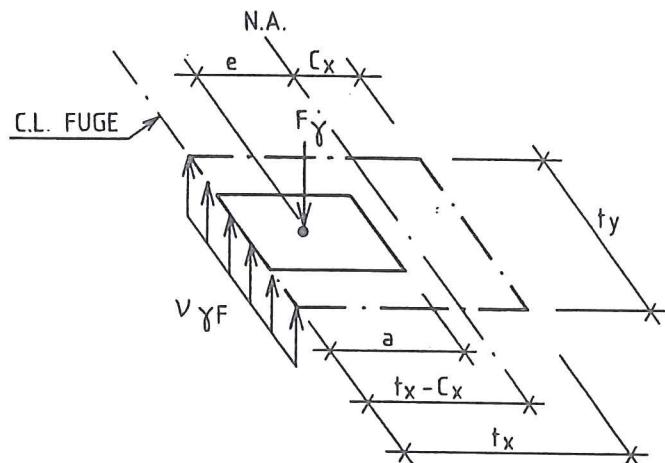


Fig. B2.10 Skærkraft i fuge for elementplater

Eksempel

Samme plate som i eksempel, pkt. B2.2.1.

$$a/d = 3, 0$$

$$\Delta M_{\gamma} = F_{\gamma} \times 1,2692d \times (1-0,2222) = 0,9872 F_{\gamma} d$$

$$V\gamma_E = 0.9872 F\gamma d / 2,7692d = 0,3565 F\gamma$$

$$V\gamma_E = 0.3565 F\gamma / 5d = 0,0713 F\gamma/d$$

har: $F\gamma_{max} = \frac{v\gamma_{max} \times d}{0,1109}$ fra Eksempel pkt. B2.2.1

gir: $v\gamma_F = 0.0713 \times v\gamma_{max} d / 0,1109 d$

$$v\gamma_F / v\gamma_{max} = r_{MF} = 0.0713 / 0,1109 = \underline{0,643}$$

Eller: $F\gamma = F\gamma_{max} = 0,662 \text{ MN}$ fra Eksempel pkt. B2.2.1

gir: $v\gamma_F = 0.0713 \times 0,662 / 0,33 = \underline{0,143 \text{ MN/m}}$

har: $v_M = 1,467 / 4 \times 5 \times 0,33 = 0,2223 \text{ MN/m}$

gir: $r_{MF} = 0,143 / 0,2223 = \underline{0,643}$

En sammenfatning av beregninger av forholdstall r_{MF} mellom skjærkraft i fuge og max opptrædende skjærkraft i elementet er vist på fig. B2.11 for varierende verdier av a/d . Lasten er hele tiden plassert i kritisk posisjon med kant av lastflaten i C.L. fuge. Ved full utnyttelse tilsvarer max opptrædende skjærkraft også dimensjonsjonerende skjær i monolittisk plate.

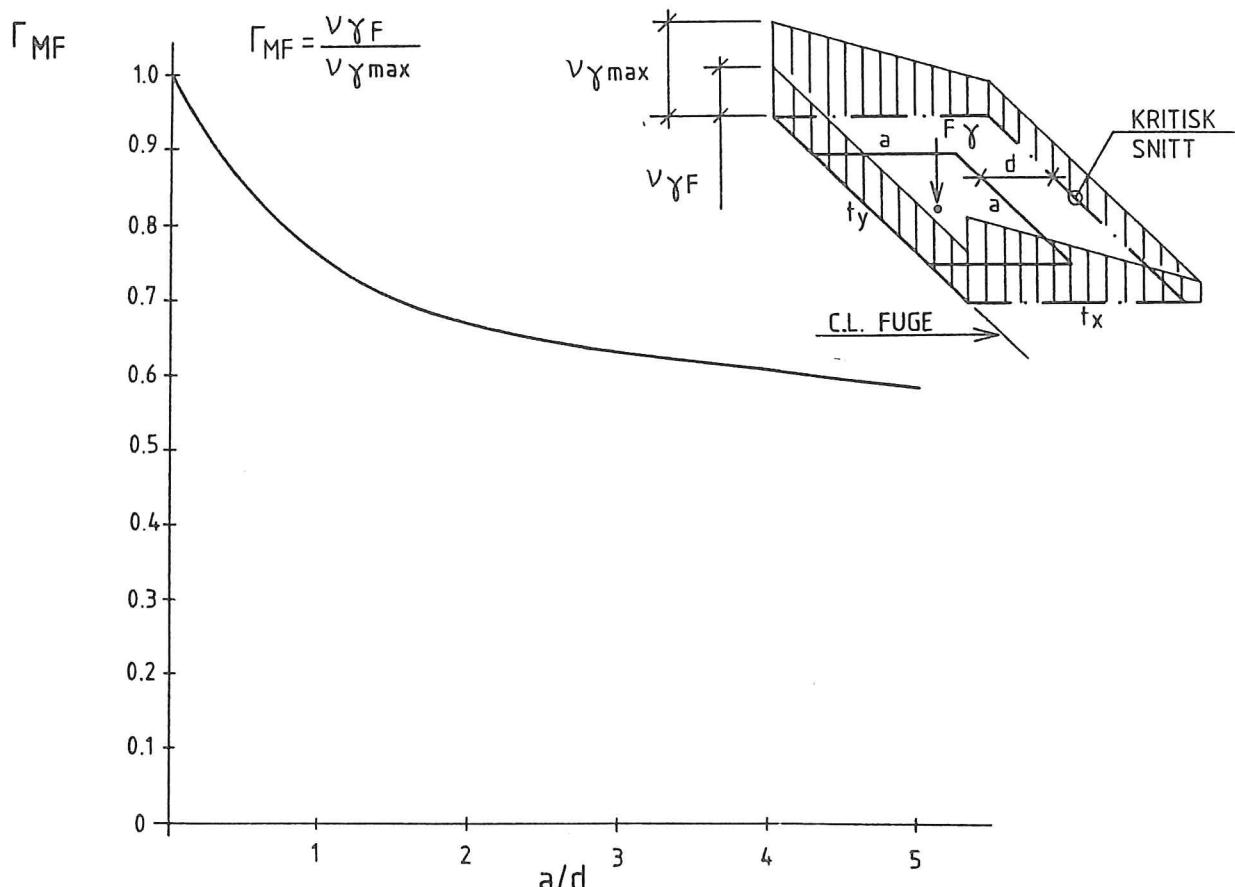


Fig. B2.11. Forholdstall r_{MF} mellom skjærkraft i fuge $v\gamma_F$ og max. opptrædende skjærkraft $v\gamma_{max}$ ved kritisk lastplassering.

B2 .2 .3 Dimensjonering av skjærfuge

Fuge beregnet i forangående eksempler dimensjoneres.
Dimensjoneringsgrunnlaget er angitt i pkt. 6.3.3.

Har $v\gamma_F = 0.143 \text{ MN/m}$
 $U_2 \sim 60^\circ, \sin U_2 = 0.866$
 $C = v\gamma_F / 0.866 = 0.165 \text{ MN/m}$
 $b = C/f_{cd} = 0.165/16 = 0.0103 \text{ m}^2/\text{m}$
 dvs. $b_{min} = 10.3 \text{ mm}$
 velger $b_{min} \sim 60 \text{ mm}$

Trykkbrudd:

$$v_{ccd} = 0.25 f_{cd} z (1 + \cot.U_1) \leq 0.45 f_{cd} z$$

$$U_1 \sim 45^\circ, z \sim h/3 = 0.13 \text{ m}$$

dvs. $v_{ccd} = 0.45 \times 16 \times 0.13 = 0.936 \text{ MN/m} > v\gamma_F$

Strekkbrudd:

velger $A_{s1} = A_{s2} \text{ og } t_{sd1} = f_{sd2} = 320 \text{ MPa}$
 $v\gamma_F \leq v_{sd} = 320 \times A_{s1} (1 + \sin 45)$
 $A_{s1} \geq 143/320 \times 1.707 = 0.000262 \text{ m}^2/\text{m}$
velger $\phi 8 c 150 \quad (A_{s1} = 0.000335 \text{ m}^2/\text{m})$

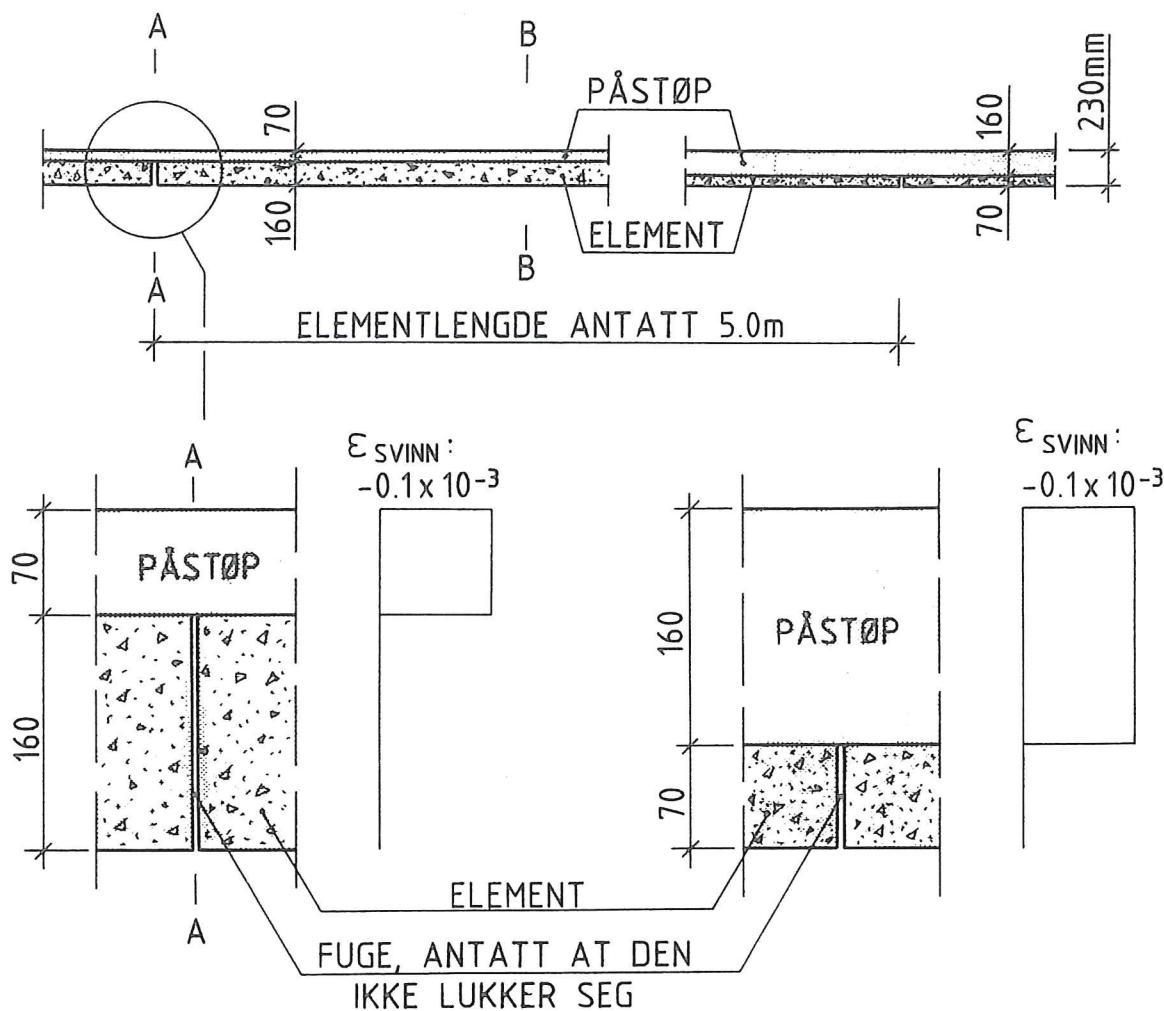
Merk at det er gunstig å velge små stangdimensjoner for denne type armering.

BILAG NR. 3

B3 . RESULTATER FRA BEREGNING AV SPENNINGER FRA DIFFERENSIAL SVINN I PLATEKONSTRUKSJON MED SAMVIRKETVERRSNITT

Antatt differensialsinn mellom element og påstøp er $\Delta \epsilon_s = 0,1 \times 10^{-3}$. Dette er et betydelig høyere differensialsinn enn man normalt vil forvente i kaikonstruksjoner. Beregningene er foretatt med elementprogrammet SAP V.

To konstruksjonstyper er beregnet, som angitt på fig. B3.1. Type 1 har elementtykkelse 160 mm og påstøptykkelse 70 mm. Type 2 har elementtykkelse 70 mm og påstøptykkelse 160 mm.



$$E = 20 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu = 0$$

KONSTRUKSJONSTYPE 1

KONSTRUKSJONSTYPE 2

Fig. B3.1 Konstruksjon, geometri og differensialsinn

Elementmodellen for fugesonen er vist på fig. B3.2 for konstruksjonstype 1. En tilsvarende modell er benyttet for konstruksjonstype 2. Kun fugesonen er medregnet idet spenningene raskt dempes ut til konstante verdier innover i elementet.

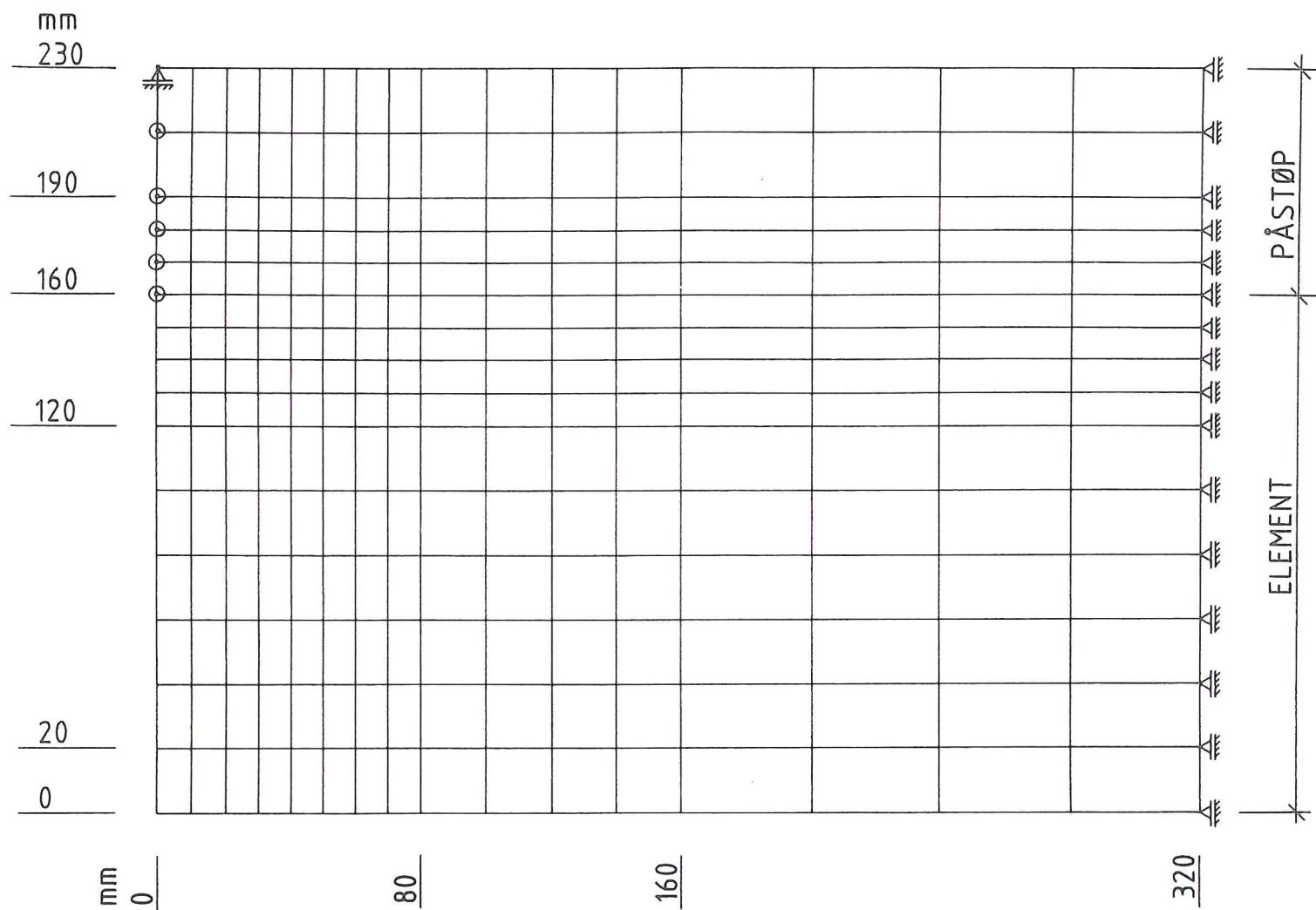


Fig. B3.2 Elementmodell

Beregningsresultatene er vist på Fig. B3.3, B3.4 og B3.5.

Fig B3.3 viser at randspenningen fra bøyning får en skarp spenningstopp i fugen som raskt dempes ut til en konstant randspenninng. For konstruksjonstype 1 er spenningstoppen 1,9 MPa, for type 2 1,0 MPa, dvs. en betydelig reduksjon. For en konstruksjonsløsning med elementer med avfasede kanter, som vist på fig. 5.12, vil spenningsbildet sannsynligvis være tilnærmet lik konstruksjonstype 2. I begge tilfeller ligger spenningstoppen godt under betongens strekkfasthet.

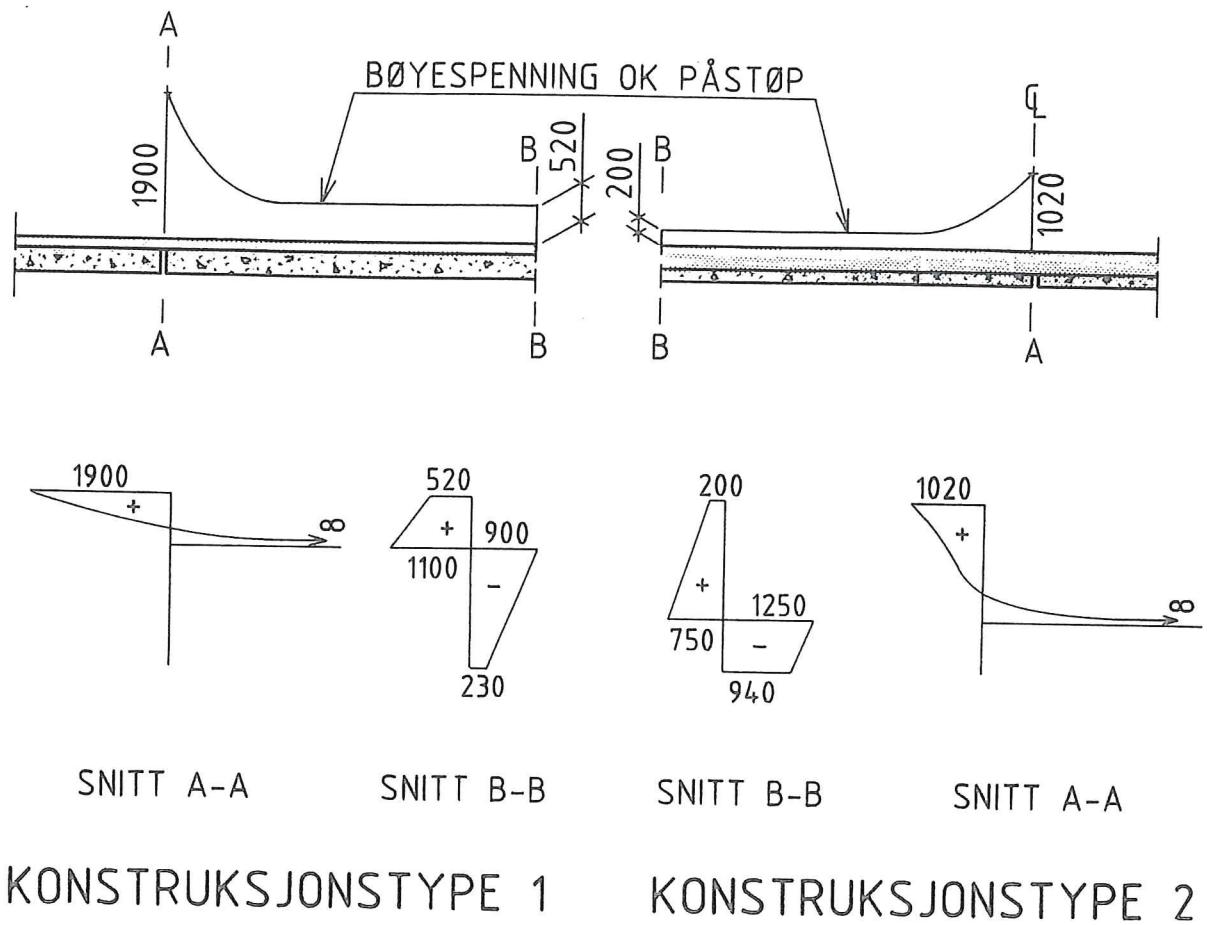
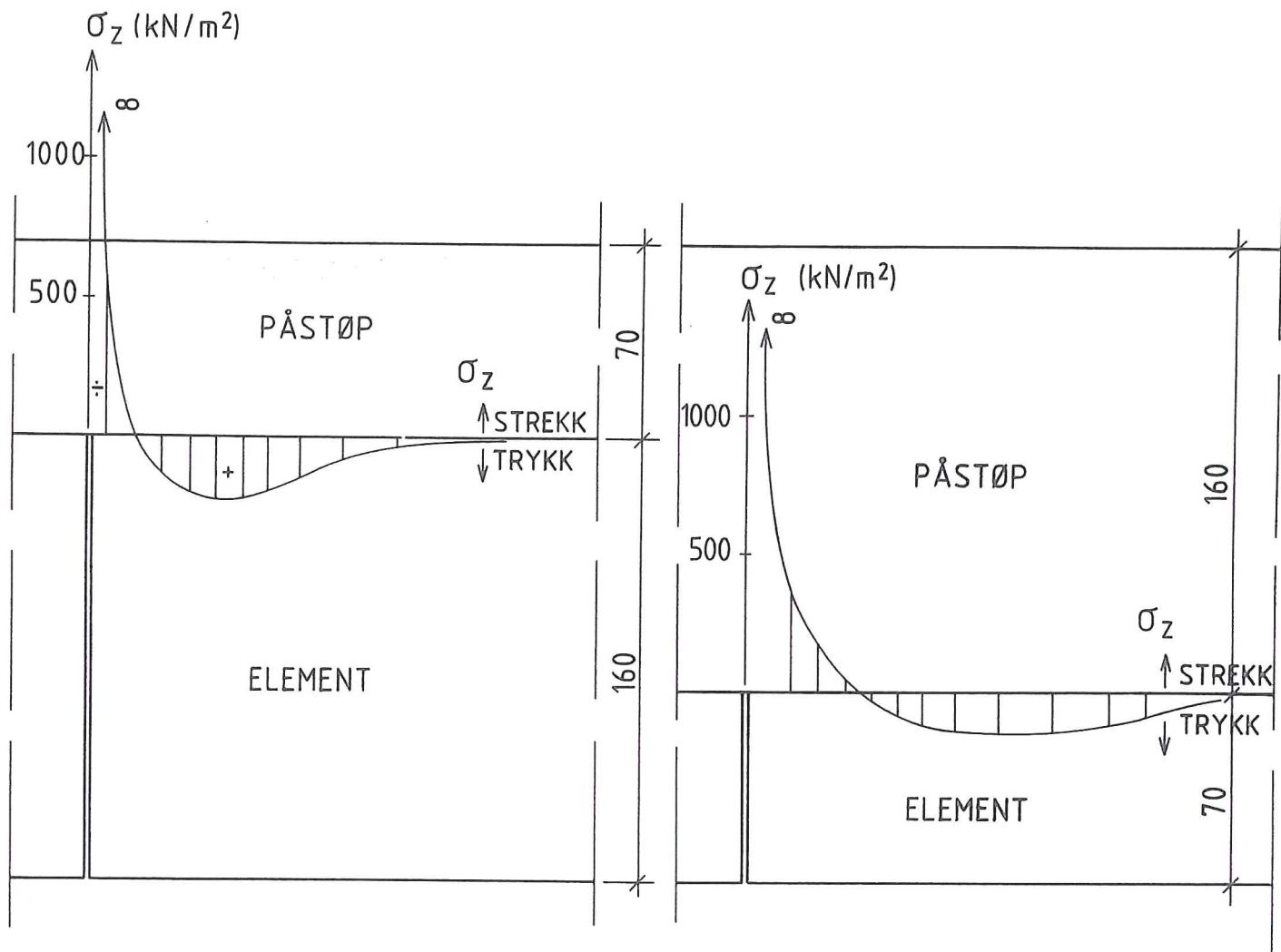


Fig. B3.3 Bøyespenning (kN/m^2)

Fig. B3.4 og B3.5 viser henholdsvis spaltestrekk og skjærspenninger i kontaktflaten. Spenningsfordelingen er relativt lik for begge konstruksjonstypene.



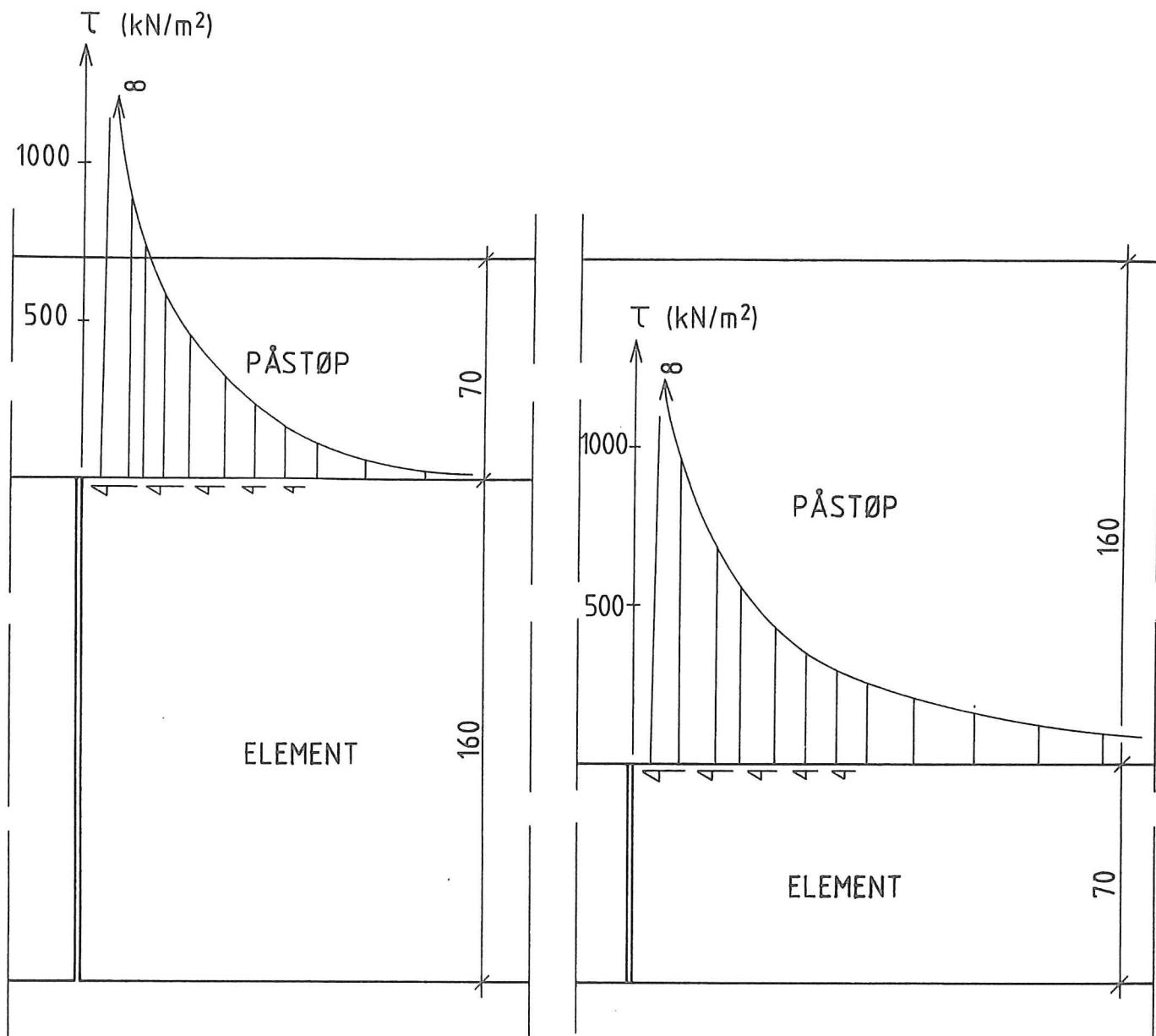
KONSTRUKSJONSTYPE 1

KONSTRUKSJONSTYPE 2

Fig. B3.4 Spaltestrekk mellom element og påstøp

Spaltestrekket (Fig. B3.4) vil opptre i en svært begrenset sone på mindre enn 50 mm langs elementkanten. Skjærspenningene (Fig. B3.5) fordeles noe lengre innover i elementet, ca. 150-200 mm.

Dette demonstrerer viktigheten av at en større del av skjøtarmeringen mellom element og påstøp fordeles langs elementsidene.



KONSTRUKSJONSTYPE 1

KONSTRUKSJONSTYPE 2

Fig. B3.5 Skjærspenning mellom påstøp og element

Figurene viser også at det samlede spaltestrekket og skjæret er relativt ubetydelig.

BILAG NR. 4

B4 . DIMENSJONERINGSIDIAGRAMMER FOR ANBEFALTE KAIELEMENTER

B4.1 Generelle dimensjoneringskriterier

Dimensjoneringen er basert på forslag til ny NS3473, høringsutkast pr. okt. 1987 samt denne Publikasjon nr. 17.

Følgende kriterier og materialer er benyttet:

Miljøklasse uk dekke: MA
 Karakteristisk rissvidde: $w_k < 0,1$ mm for spennarm.
 $w_k < 0,2$ " for slakkarm.

Spenntau $\phi \frac{1}{2}$ "
 Dimensj.kapasitet $s_d = 134$ kN/tau
 Oppspenning $s_o = 142$ "

Slakkarm. K400TS

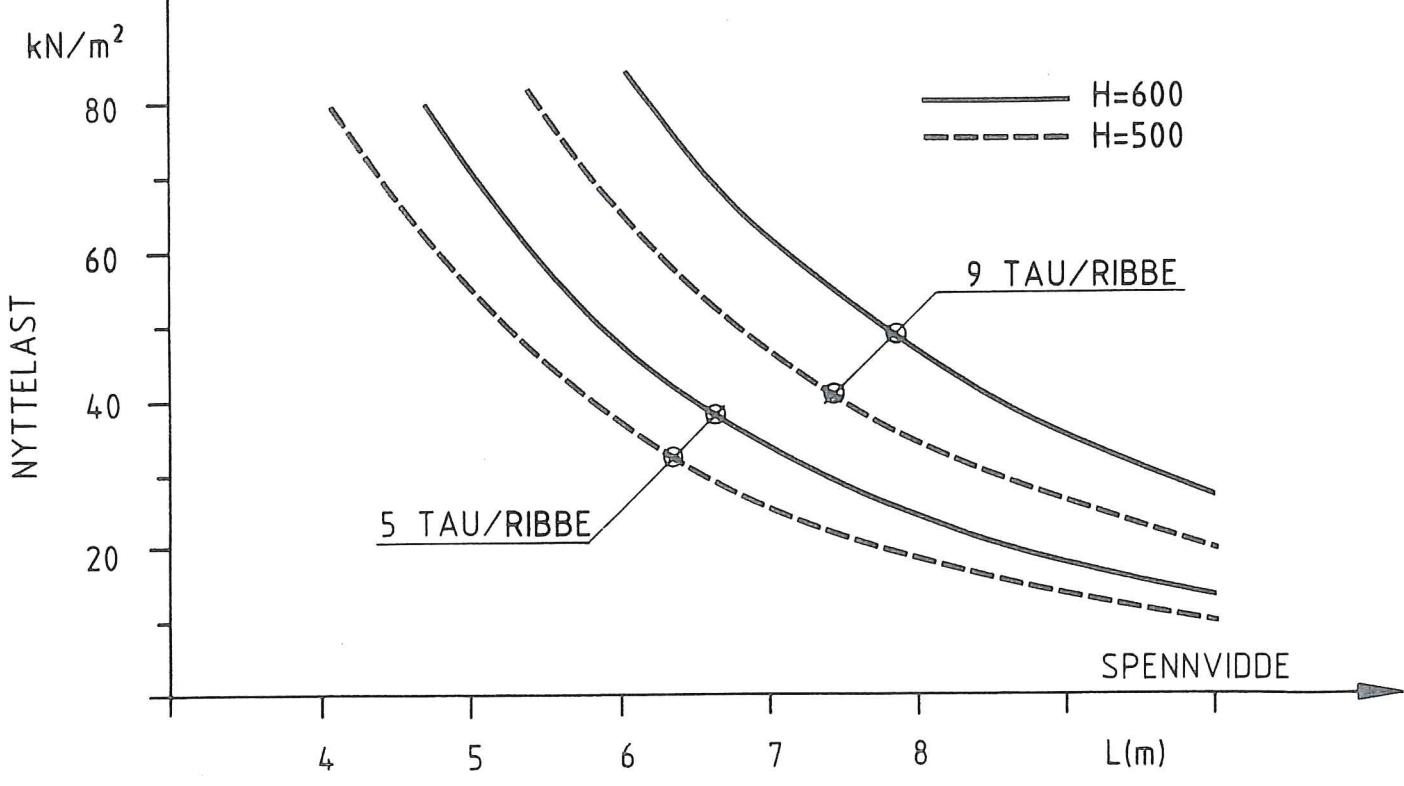
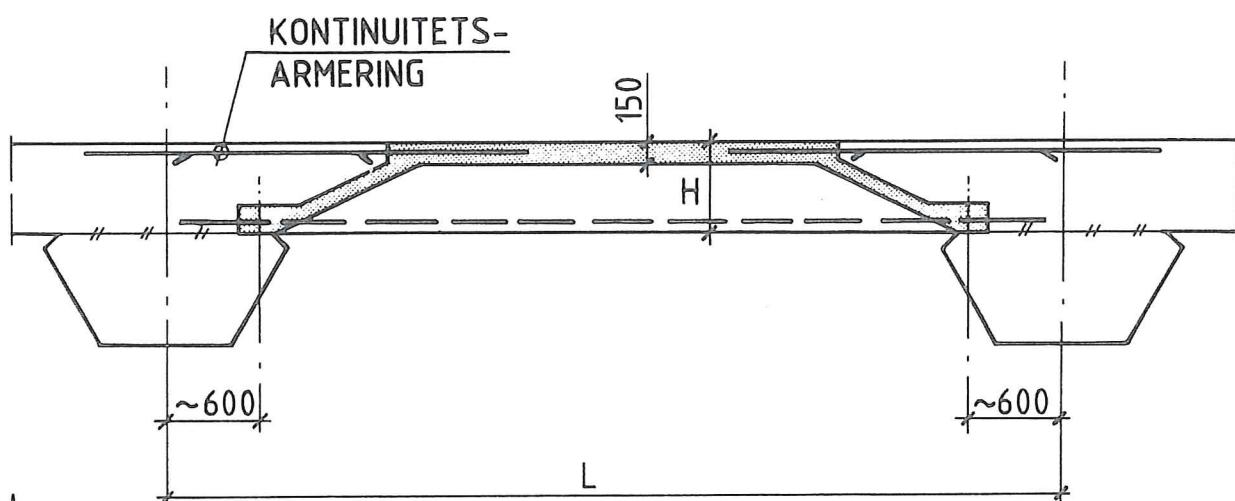
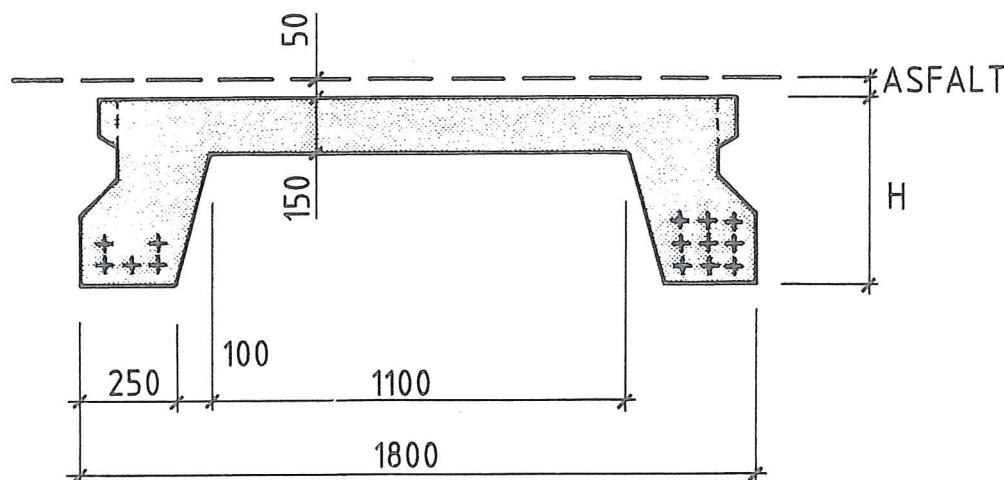
Betong C55 i elementer
 C35 i påstøp

Samtlige varianter er beregnet for kontinuitet over støtter i ferdigtilstanden.

B4.2 Dimensjoneringsdiagram

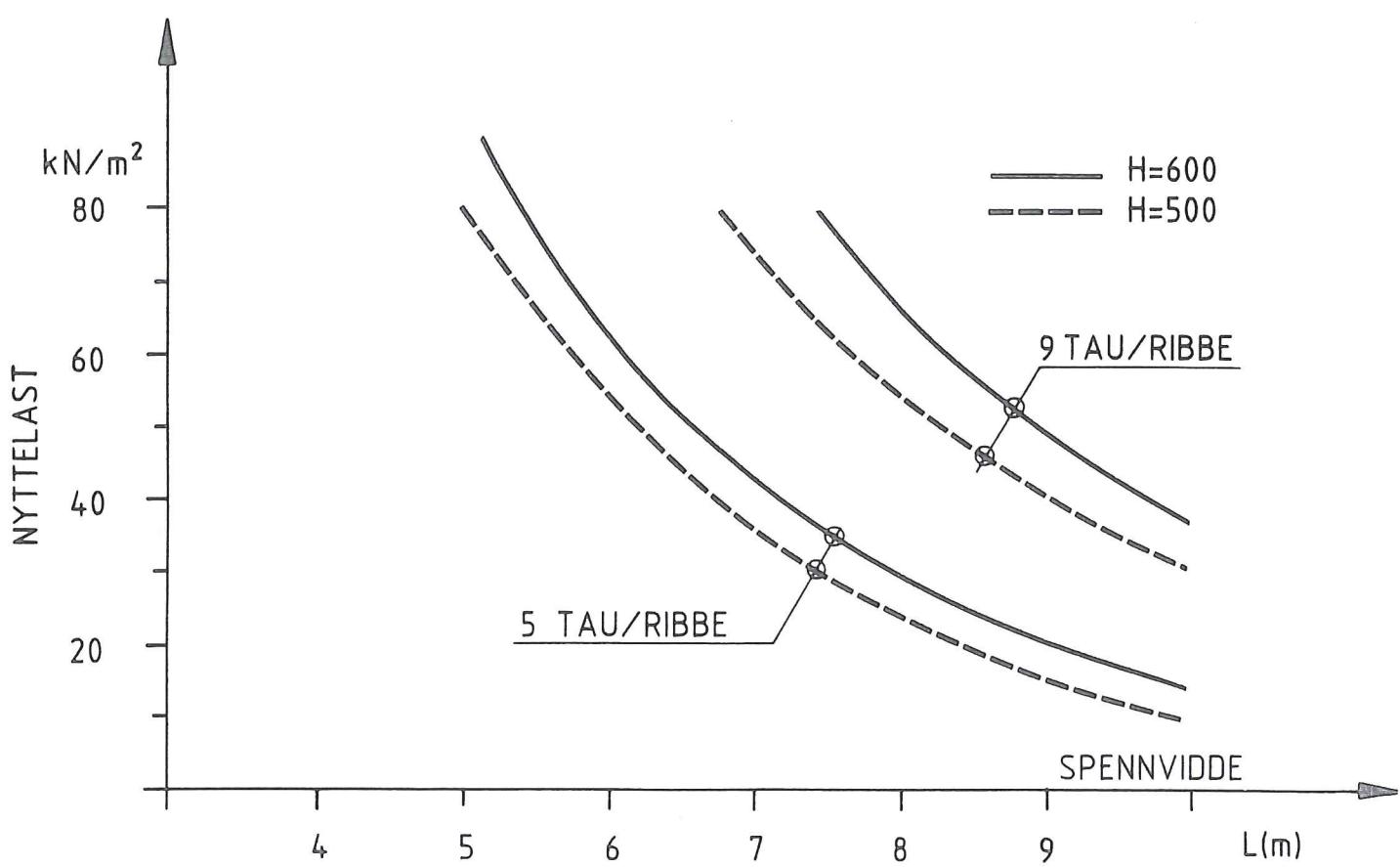
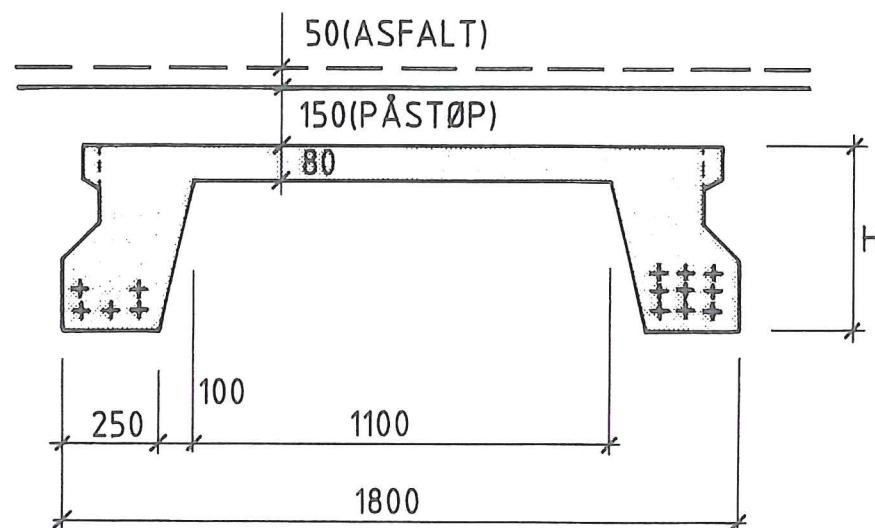
Det henvises til s. B4.1 - B4.8.

KAIELEMENT NR. 1



TABELL 1.1 SPENNARMERT UTE NÅ PÅSTØP

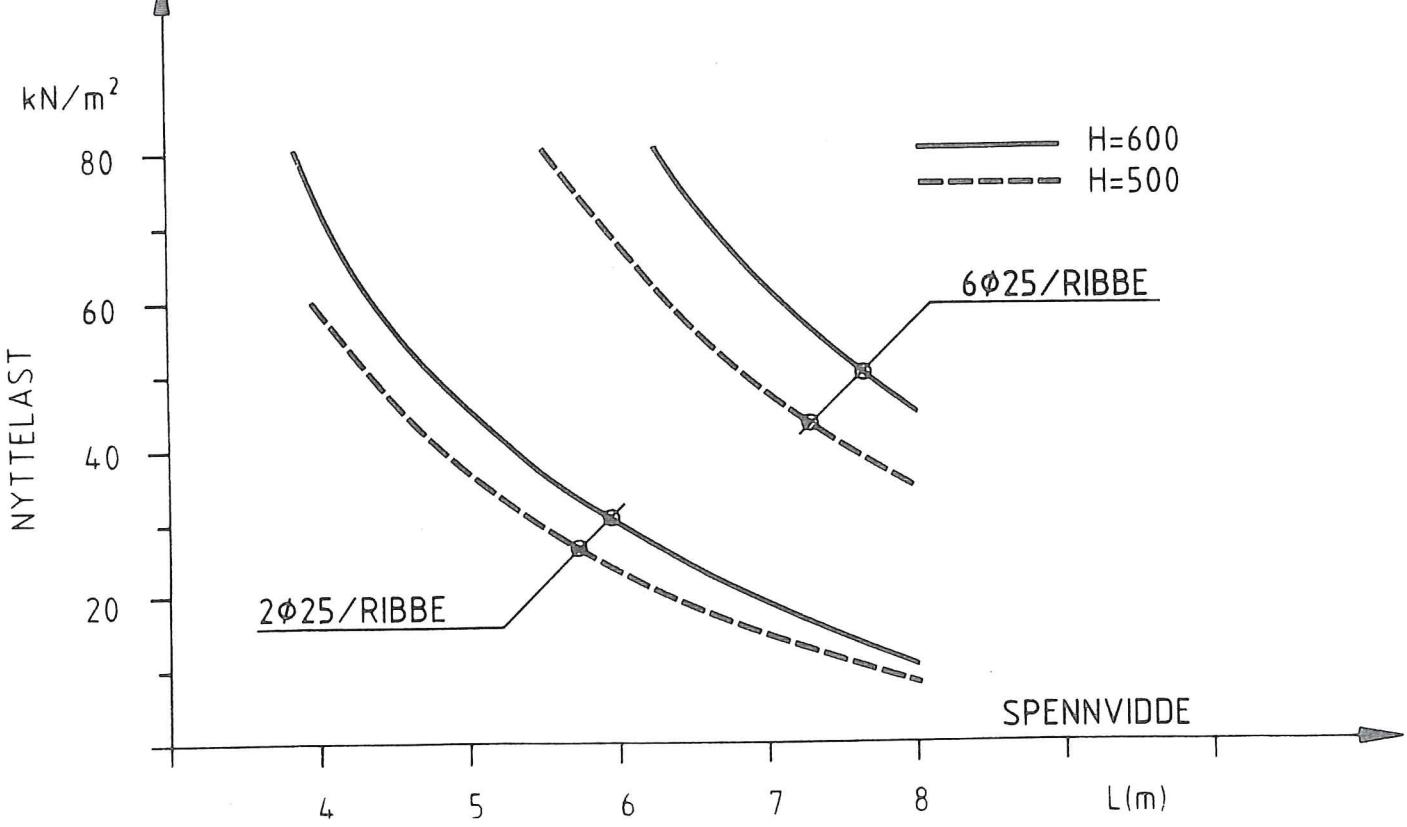
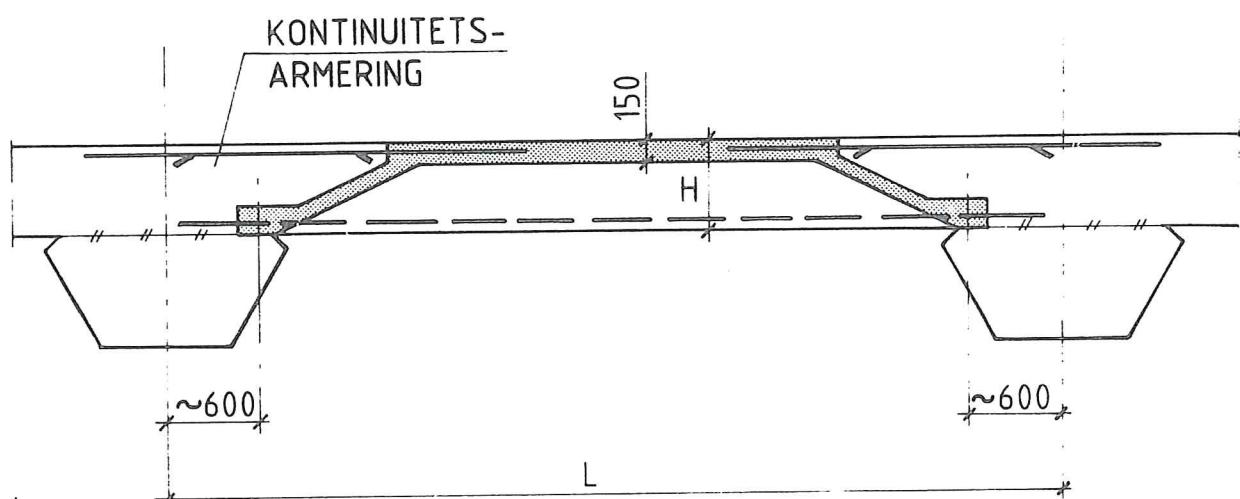
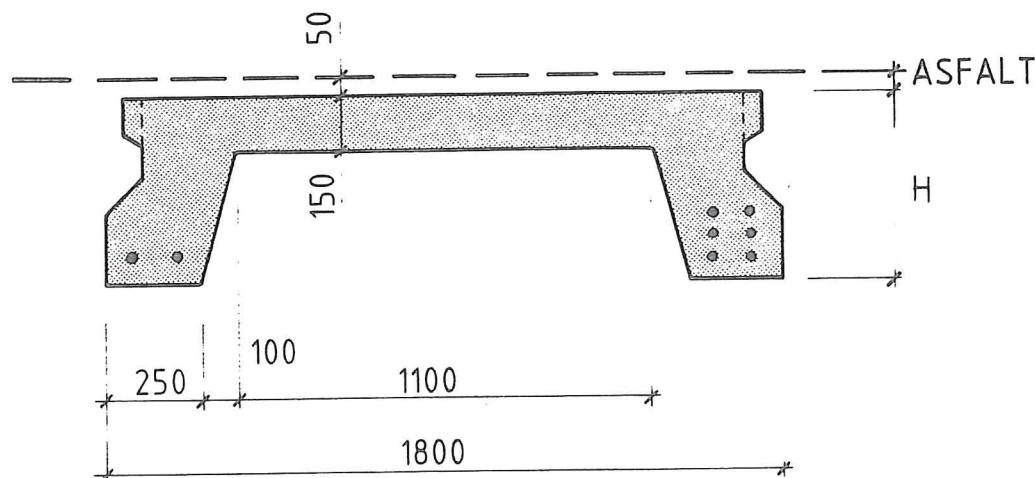
KAIELEMENT NR. 1



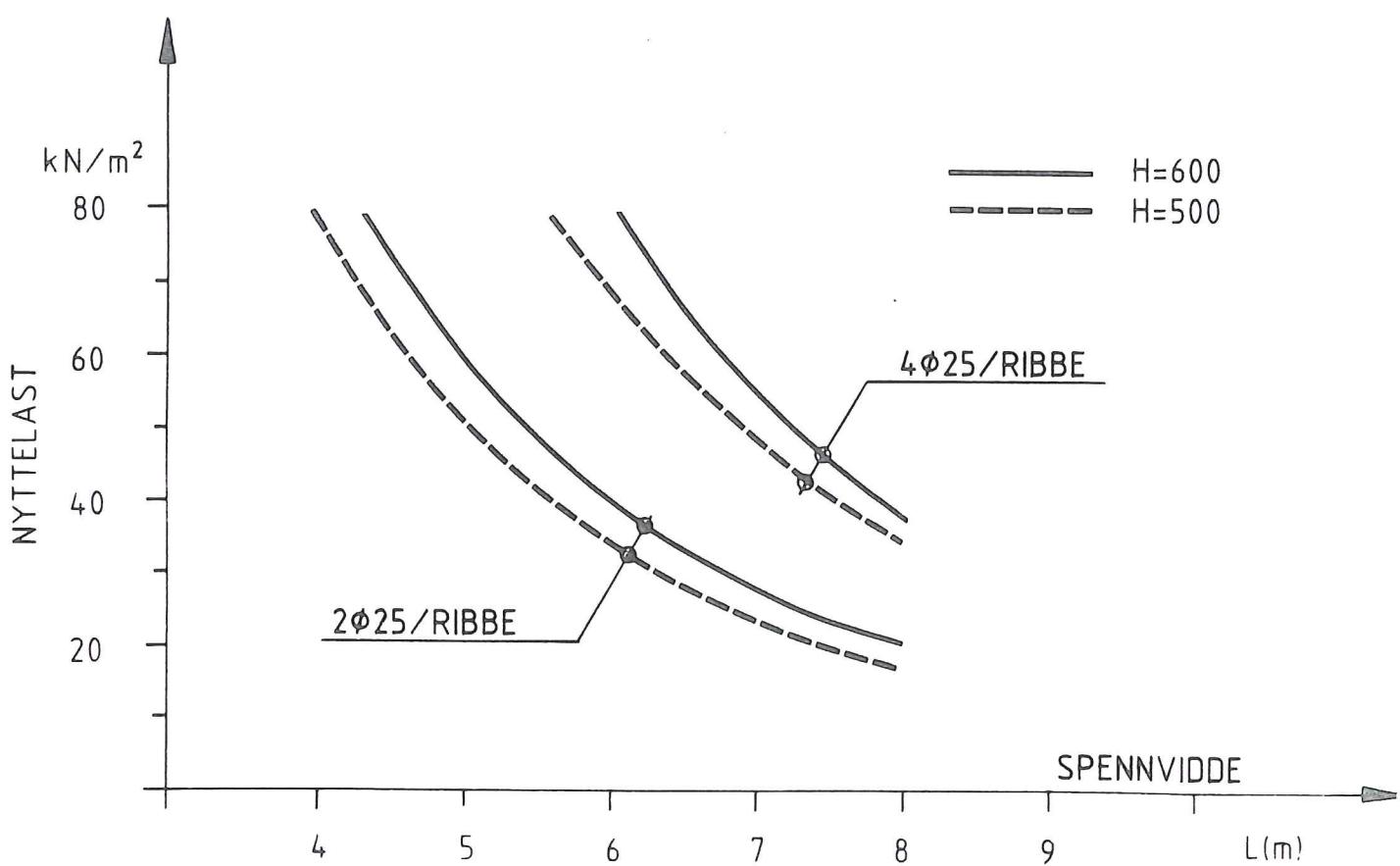
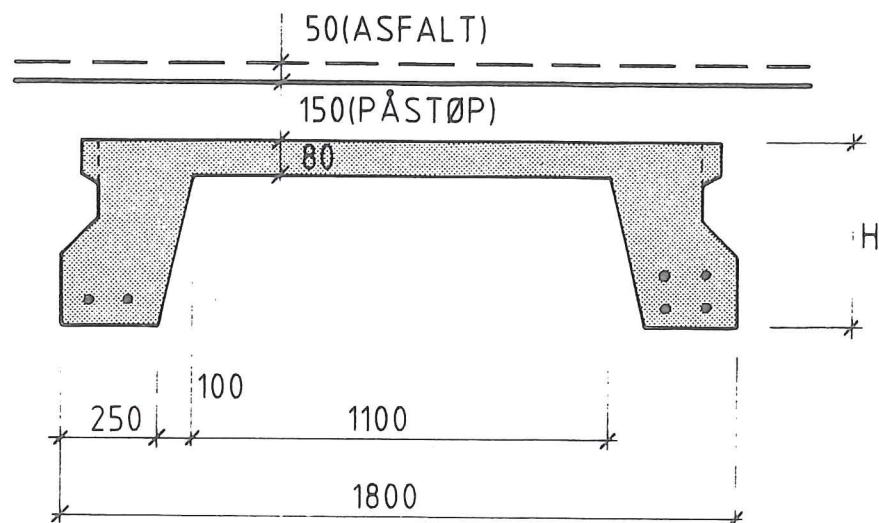
TABELL 1.2

SPENNARMERT MED PÅSTØP

KAIELEMENT NR. 1



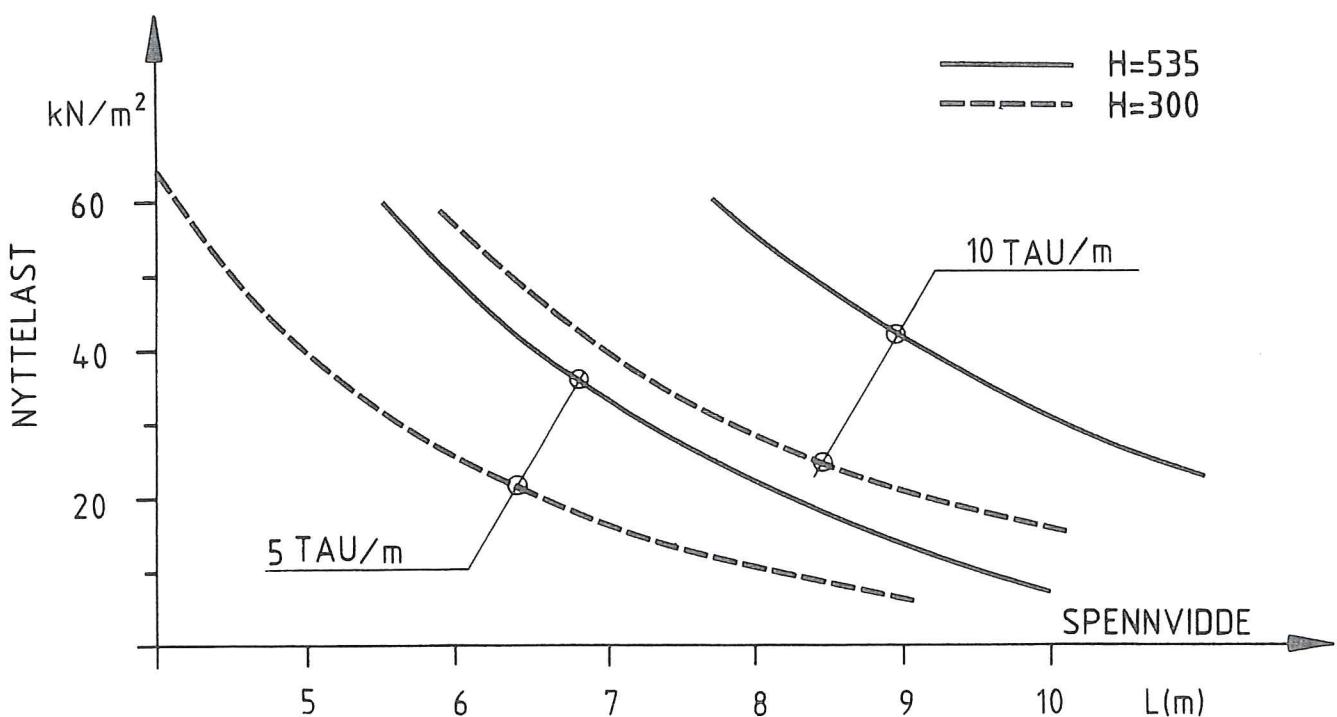
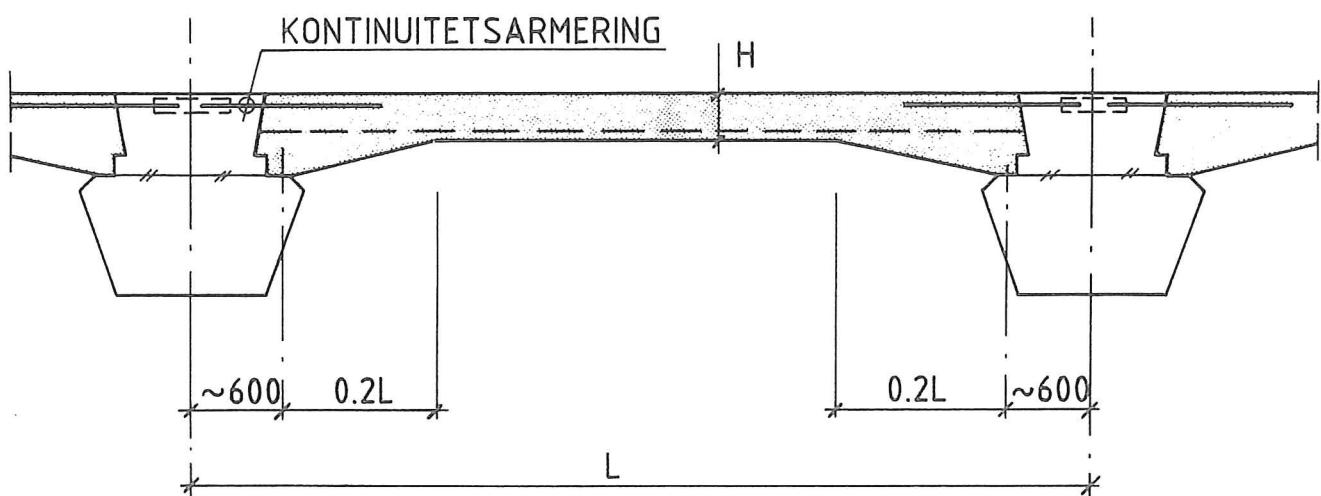
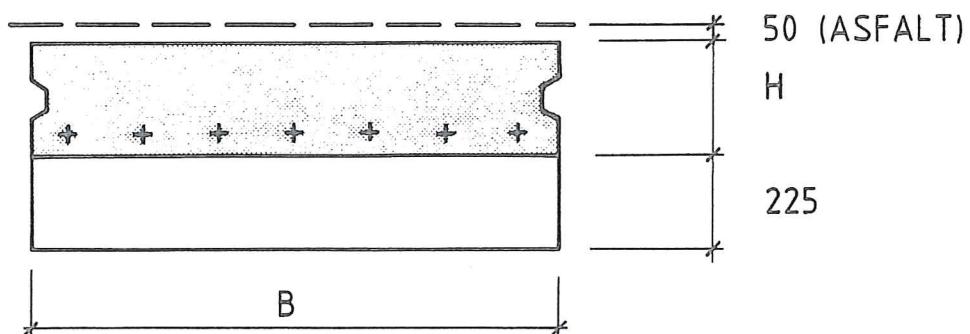
TABELL 1.3 SLAKKARMERT UTE PÅSTØP



TABELL 1.4

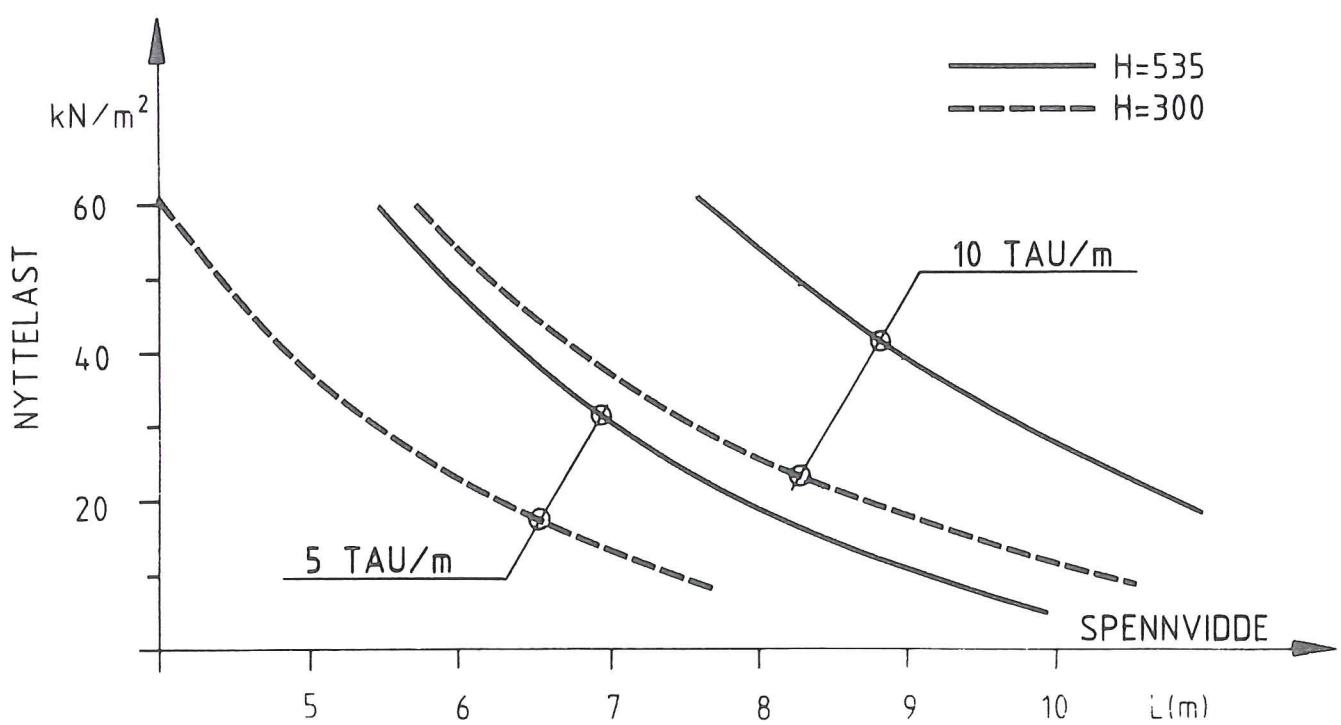
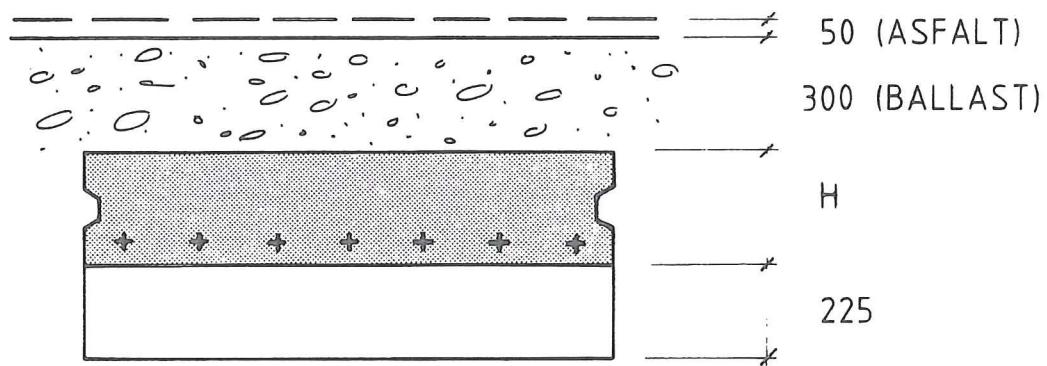
SLAKKARMERT MED PÅSTØP

KAIELEMENT NR.2



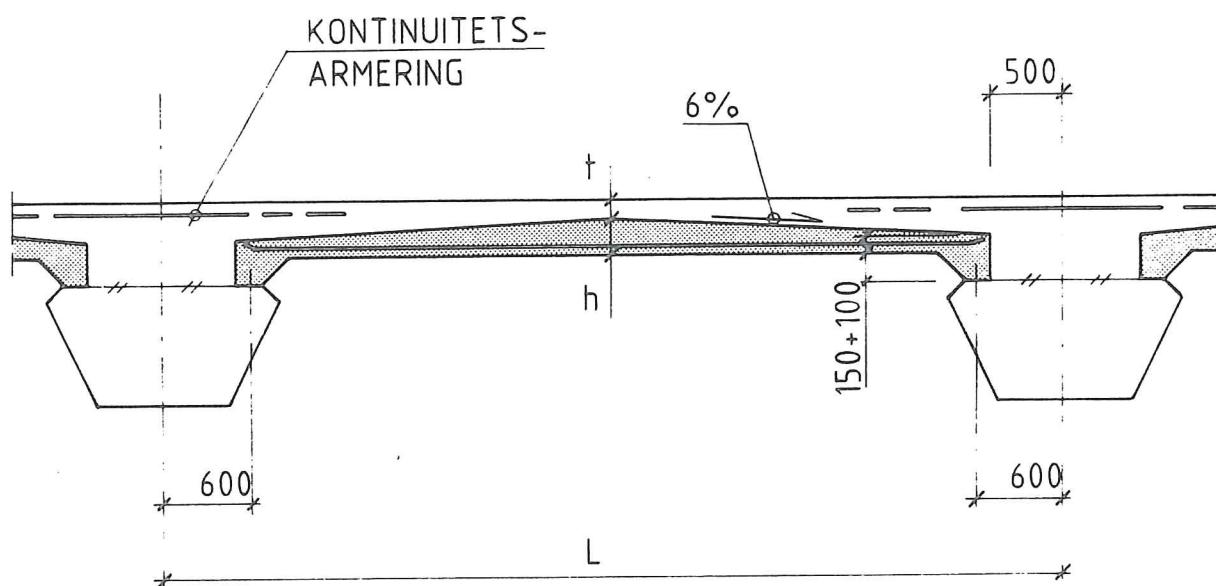
TABELL 2.1 UTEN BALLAST

KAIELEMENT NR.2

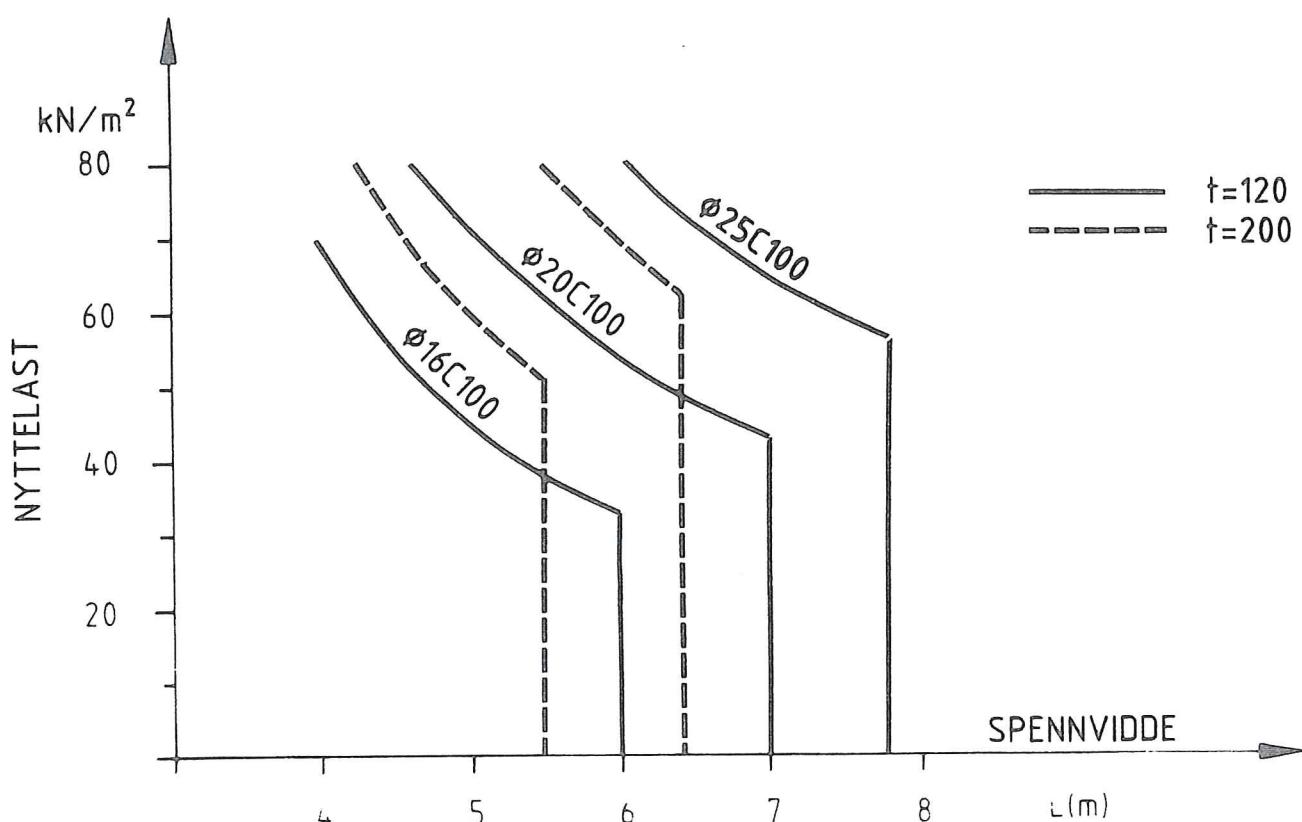


TABELL 2.2 MED BALLAST

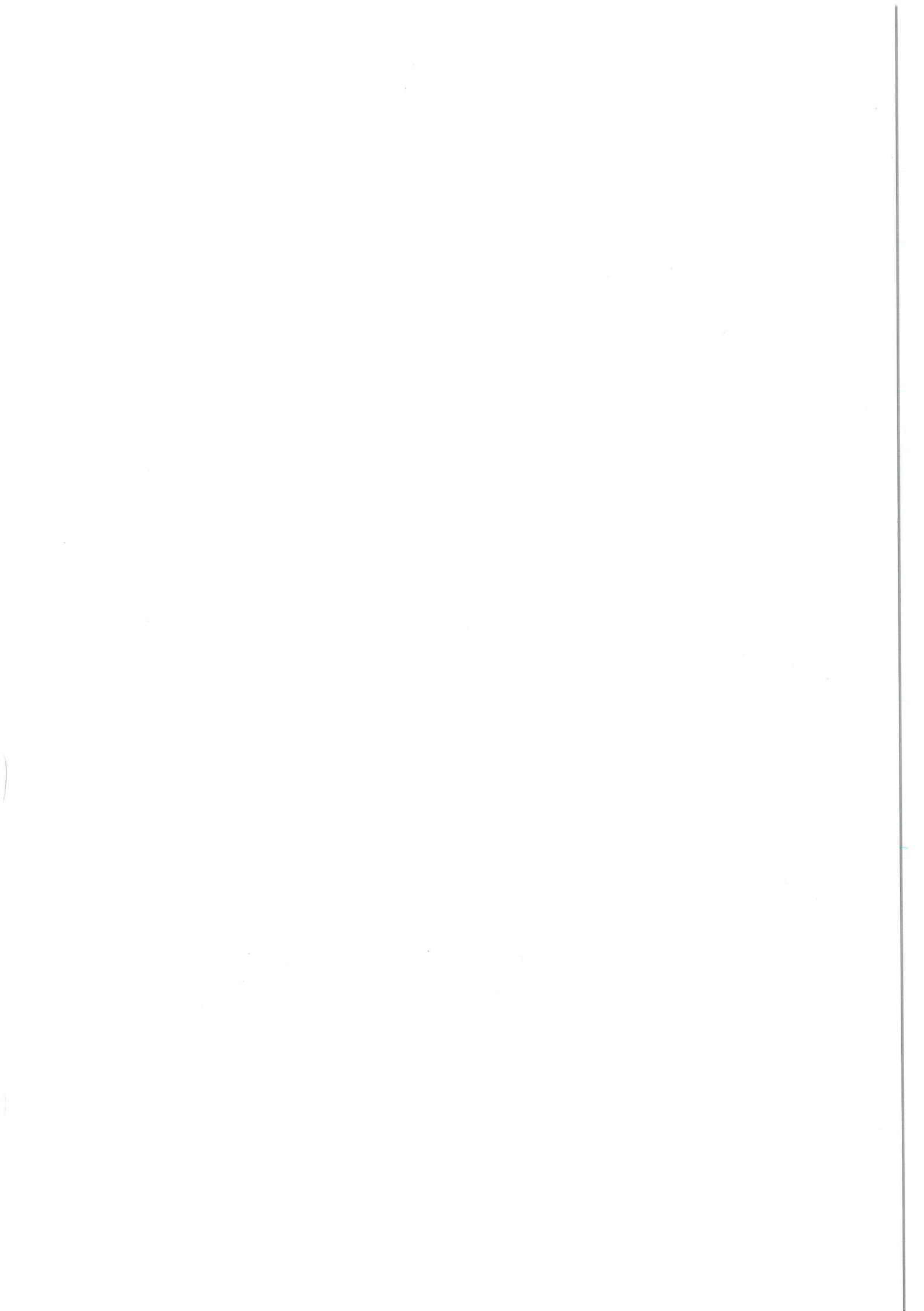
KAIELEMENT NR.3



$$h = 100 + 0.03(L - 1.0)$$



TABELL 3



NB norsk betongforening er en forening tilknyttet  **Tekna**

Postboks 2312 Solli, 0201 Oslo • Telefon: 22 94 75 00