

# Intern rapport

**Intern rapport  
nr. 1709**

**Prosjektering for bestandighet**



**Statens vegvesen**  
Vegdirektoratet

**Juli 1994**

**Veglaboratoriet**

## Prosjektering for bestandighet

### Sammendrag

Rapporten inneholder Reidar Kompens foredrag "Prosjektering for bestandighet - med omtale og eksempler fra bruer."

Foredraget ble holdt ved Norsk Betongforenings kurs "Prosjektering og produksjon av bestandige betongkonstruksjoner" i Trondheim, januar 1994.

Emneord: *Bestandighet*

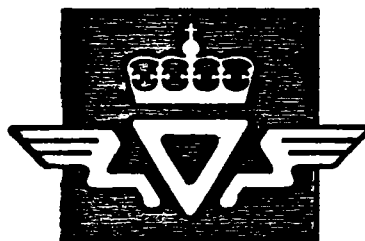
Seksjon: *45 Betong*  
Saksbehandler: *Reidar Kompen*  
Dato: *Juli 1994*

*/KØ*

---

Statens vegvesen, Vegdirektoratet  
**Veglaboratoriet**

Postboks 8142 Dep, 0033 Oslo  
Telefon: 22 07 39 00 Telefax: 22 07 34 44



# **Statens vegvesen**

**PROSJEKTERING FOR BESTANDIGHET**

**- MED OMTALE OG EKSEMPLER FRA BRUER**

*Siv.ing. Reidar Kompen  
Veglaboratoriet*

bestand

## **INNHold**

- 1. INNLEDNING**
- 2. SKADESITUASJONEN OG STATUS FOR BETONGFAGET**
- 3. BETONGSKADER ELLER SKADDE KONSTRUKSJONER?**
- 4. PROSJEKTERING FOR BESTANDIGHET KREVER OMSTILLINGER AV TANKEGANGEN**
- 5. TILTAK FOR BEDRE BESTANDIGHET AV NYE BRUER**
  - 5.1 Valg av veglinje (plassering av bruer)**
    - .1 Lokalklima**
    - .2 Høyde over sjø(saltvann)**
    - .3 Høyde over veg (overgangsbruer)**
    - .4 Vertikalkurvatur, lavbrekk og fallforhold**
  - 5.2 Valg av bru-konsept**
    - .1 Antall søyler i sjø (saltvann)**
    - .2 Fundamenteringsmåte og søyleutforming i sjø**
    - .3 Søyleplassering inntil veg (overgangsbruer)**
    - .4 Tverrsnittsutforming av bruoverbygning**
  - 5.3 Konstruksjonsutforming**
    - .1 Landkar**
    - .2 Fuger**
    - .3 Lagre**
  - 5.4 Konstruksjonsdetaljer**
    - .1 Rekkverksinnfesting**
    - .2 Dryppneser**
    - .3 Vannavløp**
    - .4 Utstikkende hjørner**
    - .5 Tverrsnittsutforming som krever overforskaling**
    - .6 Bruk av forskaling som kofferdam**
    - .7 Vis vannet vekk**
    - .8 Støpeskjøter**
- 6. ARMERING**
  - 6.1 Hva sier NS 3473 om armeringstetthet?**
  - 6.2 Byggemål for armering, resulterende avvik mellom teoretiske og virkelige mål**
  - 6.3 Anbefalte armeringsregler for å sikre utstøpingsmulighet**
  - 6.4 Valg av stangdiameter**
  - 6.5 Skjøting av armering**

## **7. OVERDEKNING**

- 7.1 Hva sier Norsk Standard om overdekning**
- 7.2 Dagens praksis mht. overdekning**
- 7.3 Anbefalt praksis for sikring av overdekning**
- 7.4 Kapplengde og mål på bøyde jern**
- 7.5 Anbefalt praksis for målangivelse i bøyelister**

## **8. FORSKALING**

- 8.1 Glideforskaling**
- 8.2 Forskalingsduk**

## **9. MILJØKLASSIFISERING**

- 9.1 Materialvalg, betongsammensetning**
- 9.2 Overdekningskrav**

## **10. AVSLUTNING**

## 1 INNLEDNING

Byggebransjen arbeider ut fra et lengre tidsperspektiv enn de fleste andre bransjer. De produktene vi lager skal ikke bare tjene vår generasjon, men forhåpentligvis være til nytte også for generasjonene etter oss. Byggverk fra ulike tidsepoker inngår blant våre mest synlige og viktige kulturhistoriske minnesmerker.

De fleste av de byggverk vi lager er dagligdagse bruks-byggverk, hvor vi ikke har noen ambisjoner om at de skal inngå i kulturhistorien. Like fullt er det et krav fra det samfunnet vi er en del av, at byggverkene skal være funksjonsdyktige og sikre i sin forutsatte levetid. Selv om vi ennå (heldigvis) ikke har hatt noen dramatiske hendelser pga. manglende bestandighet av byggverk, er det i dag klart og tydelig for alle i bransjen at vi trenger kvalitetsheving for nye byggverk. For vegvesenet, som kanskje er den største forvalteren av byggverk i Norge, er det dramatisk med den skade-oppblomstringen vi har sett de senere årene. Reparasjon og vedlikehold av byggverk vil gjøre stor innhugg i kystfylkenes budsjetter i årene som kommer. Dette haster med å få etablert en bedre byggepraksis. Desto lenger tid det tar å etablere den nødvendige kvalitetsheving, jo større usikkerhet vil det være omkring framtidige vedlikeholdskostnader.

Dette innlegget vil omhandle enkelte av de forhold som virker inn på konstruksjonenes holdbarhet, og som de prosjekterende har ansvar for. Jeg vil begrense meg til slike detaljer som kan observeres fra utførelses-sida, og ikke gå inn på dimensjonerings-filosofi. Jeg vil heller ikke gå bredt inn på hvordan de prosjekterende bestemmer holdbarhets-egenskaper indirekte ved sine utførelses-spesifikasjoner. Alle konkrete detaljer og all omtale gjelder spesielt for bruer.

## 2 SKADESITUASJONEN OG STATUS FOR BETONGFAGET

De fleste vil hevde at vi alltid, som en selvfølge, har prosjektert konstruksjonene med henblikk på god bestandighet. De fleste vil også hevde at regelverket vi har, som en like stor selvfølge, er utformet slik at det ivaretar både sikkerhet og bestandighet.

I dag må vi innrømme at dette ikke alltid har vært tilfelle. Tidligere standarder og øvrig regelverk har vist seg å resultere i for dårlig bestandighet. Vi har heller ingen garanti for at nåværende regelverk gir tilstrekkelig bestandige konstruksjoner.

Uansett hvor mye vi misliker det, må vi bare innrømme at omfanget av skader på våre betongkonstruksjoner er større enn noen av oss trodde ville være mulig for bare noen få år siden. Av dette kan vi bare trekke den konklusjonen at byggepraksis har vært, og kanskje fortsatt er, faglig ute av kontroll.

Noe enkelt svar på hvorfor fagmiljøet ikke har greid å løse byggepraksis på rett veg, finnes neppe. Enkelte momenter som i alle fall har sammenheng med den situasjonen betongfaget nå er kommet opp i, er:

1. Fordi alle inntil for få år siden mente at betong hadde så god holdbarhet, og at vi trodde at holdbarhetsbegrensningene var velkjent og innarbeidet i byggepraksisen,
  - a) fokuserte vi all oppmerksomhet mot å bygge raskere og billigere.
  - b) utnyttet vi materialet stadig mer og laget slankere konstruksjoner ("Tar du den, så tar du den").
  - c) forsømte hele bransjen å holde seg faglig ajour. Det var ingen motivasjon for å lære betong, "det gikk jo bra uansett".
2. Byggevolumet økte kraftig fra ca 1960, vi har derfor et helt annet antall konstruksjoner i kritisk alder nå enn noen gang tidligere.
3. Spesielt med hensyn til bruskadene gjelder det at vi tok med oss byggeskikken fra innlandet og beskyttede farvann ut i havgapet, uten å forstå hvilke nedbrytende krefter konstruksjonene blir utsatt for der.

For noen få år siden, da skadeomfanget begynte å komme for en dag, viste oppslag i aviser og fagpresse at det var stor forvirring om hva som var de egentlige årsakene bakom betongskadene. Mange forsøkte å distansere seg fra sitt ansvar. I særlig grad ble slurv i utførelsen framhevet som den egentlige skadeårsaken.

I dag har vi et mer nyansert syn på hva som er de egentlige skadeårsakene. utførelses-slurv er bare en av flere årsaker. Vi kan ikke utpeke noen yrkesgruppe som mer "skyldig" enn andre, men kan konstatere at feiltagelser er begått på flere plan:

- A. Såvel det norske som det internasjonale miljøet av fag-eksperter har overvurdert betongens evne til å beskytte armeringen mot korrosjon, i særlig grad har virkningen av marint miljø og smeltesalt med hensyn til armeringskorrosjon blitt undervurdert.
- B. Det tekniske regelverket, deriblant Norske Standarder, har vært for dårlige som følge av A, regelverket har ikke ivaretatt holdbarhet i tilstrekkelig grad.
- C. De prosjekterende har valgt sårbare konstruktive løsninger og uheldige eller feilaktige konstruktive detaljer.
- D. Uprofesjonelle holdninger til eget arbeid. Det kan ikke underslås at regelrett slurv og mangel på kvalitetsbevissthet er en viktig årsak. Denne anklagen kan reises overfor flere yrkesgrupper, deriblant også betongarbeiderne.

Betongbransjen har et kollektivt ansvar for skadesituasjonen. Når konstruksjons-, material- og byggepraksis skal forbedres, må alle innse sitt ansvar, og feie for egen dør.



### 3 BETONGSKADER ELLER SKADDE KONSTRUKSJONER?

Etter min mening har bruken av ordet "betongskader" i stor grad vært villedende. Med svært få unntak har selve betongmaterialet vist god holdbarhet i alle typer klima.

De unntak som fins fra denne hovedregelen skyldes først og fremst:

- bruk av kloridholdig herdningsaksellerator og andre kloridholdige delmaterialer, særlig sjøvann som blandevann og i noen grad sjøgrabbet tilslag.
- grove feil i materialbruk, f.eks. "innendørs-betong" på utkragede balkongplater.
- betongdimensjoner og konstruksjonsutforming som ikke tillater bruk av normal- eller høykvalitets betong, eksempelvis balkongbrystninger.

Den totalt dominerende skadetyper på betongkonstruksjonene i dag er armeringskorrosjon, for kystbruene kloridinitiert armeringskorrosjon. Det er armeringen og ikke betongen som har de primære skadene. Riktig nok har vi både frostskader, karbonatisering, utlutning og alkali-aggregat reaksjon også, men disse skadetyperne er iallefall hittil av et så beskjedent omfang at de ikke representerer noen økonomisk trussel. Vi må imidlertid være oppmerksom på dem og ta rimelige forholdsregler.

Generelt er det altså ikke nødvendigvis betongens, men konstruksjonenes bestandighet som må forbedres.

Dermed virker også oppgaven langt mer kompleks, men vi har også flere muligheter for å løse den. Noen løsning av bestandighetsproblemet tror jeg neppe vi vil få uten at vi tar en kritisk gjennomgang av hele vår konstruksjons- og byggepraksis, og gjennomfører forbedringer på svært mange områder.

### 4 PROSJEKTERING FOR BESTANDIGHET KREVER OMSTILLINGER AV TANKEGANGEN

Enkelt og prinsipielt formulert har vi at:

Holdbarhet oppnås dersom  
Motstandsevne > Påkjenning

Forbedring av holdbarheten kan oppnås både ved å øke motstandsevnen, eksempelvis

- økning av armeringsoverdekningen,
- reduksjon av armeringens sårbarhet,
- høyere betongkvalitet, tettere betong,
- mindre sårbare, mer robuste konstruksjonsdetaljer,

- og ved å redusere påkjenningen.
- valg av plassering for konstruksjonen.
  - hensiktsmessig konstruksjonsutforming.
  - sørge for at vann ledes vekk og ikke gir unødig oppfukning av konstruksjonen.
  - hensiktsmessig konstruksjonsutforming.
  - sørge for at vann ledes vekk og ikke gir unødig oppfukning av konstruksjonen.

Den første og viktigste omstillingen vil være at valg gjøres ut fra årskostnader eller levetidskostnader, og ikke ut fra byggekostnader alene. Selv om vi ennå har dårlig med beregningsverktøy, er selve den mentale omstillingen viktig.

Den neste omstillingen er at valg må gjøres ut fra reelle risikovurderinger, og ikke ut fra hva som lar seg beregne og tegne.

En byggherre som vil prioritere holdbarhet, må også prioritere løsninger hvor utførelsen kan kontrolleres og dokumenteres, og hvor tilstanden seinere kan inspiseres. Dette gjelder også selv om det vil være dyrere å bygge. Løsninger hvor en må arbeide i blinde og ikke kan kontrollere må, dersom de i det hele tatt skal aksepteres, dimensjoneres med betydelig økt sikkerhetsmargin.

Løsninger som er så risikofylte eller sårbare at de ikke kan bli vellykkede uten å ha flaks, kan ikke velges. Det må tenkes i retning av enkle og robuste konstruksjoner, ikke i retning av slankhet, spenstighet og dristighet. Dette er ikke for at den utførende skal få det enkelt, men fordi byggherren ikke vil være med på å ta risikoen for at tilfeldig ugunstige forhold eller små feilvurderinger skal få store konsekvenser.

Ensidig fokusering av holdbarhet er enkelt og mulig å få til, på samme måte som ensidig fokusering av bæreevne overfor laster har vært mulig. Slik ensidig fokusering er imidlertid uakseptabelt for en byggherre, fordi de økonomiske konsekvensene kan bli større enn man kan tåle.

En bør skille mellom:

1. Å prosjektere for holdbarhet, å tilstrebe best mulig holdbarhet.
2. Å dimensjonere for holdbarhet, å dosere holdbarhets-tiltak etter størrelsen av de nedbrytningskreftene som er aktuelle, slik at holdbarheten er god nok.

Billige holdbarhetstiltak vil en kunne legge inn i alle eller de fleste byggverk uten at en har noen klar påvisning av at de er nødvendige. Jo mer kostbare holdbarhetstiltak er, desto større sikkerhet må en ha for at de virkelig er nødvendige og økonomisk forsvarlige.

Vurdering av hva som er nødvendig kvalitet ut fra klimatiske

påkjenninger er vanskelig, og vi har spinkle tradisjoner i slik tenkning. Likevel er det innlysende at vi snarest mulig må kommet over til å nyansere den totale mengden av holdbarhets tiltak for hver enkelt konstruksjon etter de nedbrytende kreftene den utsettes for.

## 5 TILTAK FOR BEDRE BESTANDIGHET AV NYE BRUER

Vegvesenet tar sikte på å gå gjennom vesentlige deler av det tekniske regelverket for bygging av bruer i 1994. Det som blir presentert her vil derfor være personlige synspunkter, og ikke nødvendigvis de prioriteringer vegvesenet kommer til å praktisere.

Prosesskode-2 (Vegvesenets Håndbok-026), som ble utgitt i revidert utgave høsten 1988, utgjør en viktig del av det tekniske regelverket pr. i dag. Denne er basert på NS 3420, 1986-utgaven. Tiltak for bedring av bruens holdbarhet vil kunne omfatte såvel revisjon av Prosesskodens regler som andre virkemidler.

Bestandighets-fremmende tiltak kan være av ulik karakter:

1. Rene anbefalinger. Forhold som alltid må vurderes spesielt for hvert enkelt prosjekt (F.eks. veg-geometri).
2. Tekniske detaljløsninger som er meget viktige under visse betingelser, men mindre viktige under andre forhold (F.eks. tverrsnittsutforming av bruoverbygning).
3. Tekniske detaljløsninger som er av betydning under alle forhold, og som bør gjennomføres på alle bruer. (F.eks. rekkverksinnfesting).
4. Tekniske krav som kan kvantifiseres i standarder og regelverk (F.eks. armeringsoverdekning).

### 5.1 Valg av veglinje (plassering av bruer)

Det er et meget viktig tiltak i seg selv at bru-eksperter engasjeres og får reell innvirkning på veg- og konstruksjons-utformingen fra første stund. I enhver vegsak vil det selvfølgelig være mange innbyrdes motstridende hensyn å ta, og bru-eksperter kan derfor ikke forvente å få gjennomslag for sine synspunkter hver gang. Likevel fins det mengder av eksempler hvor konstruksjonen ville kunne blitt mindre sårbar og hele prosjektet billigere om bru-eksperter hadde blitt konsultert på et tidlig stadium.

#### 5.1.1 Lokalklima

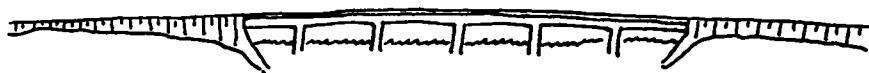
Hvis mulig bør det unngås å plassere bruer der miljøpåkjenningene er ekstremt store. Dette er viktig ikke bare for å redusere miljø-angrepet, men også for å kunne holde vegen åpen og for å kunne utføre ordinært vedlikehold.

#### 5.1.2 Høyde over sjø(saltvann)

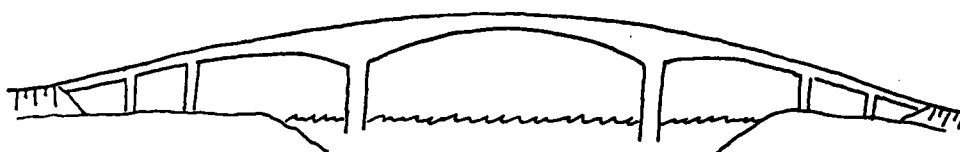
Et vesentlig moment for å redusere miljøpåkjenningene, er å heve brua tilstrekkelig over sjøen. Dette er et av selve hoved-virkemidlene for å redusere påkjenningene, og som det har vært utilstrekkelig bevissthet om helt til nå. Praksis har vært at krav til fri seilingshøyde har bestemt nivået

for brua.

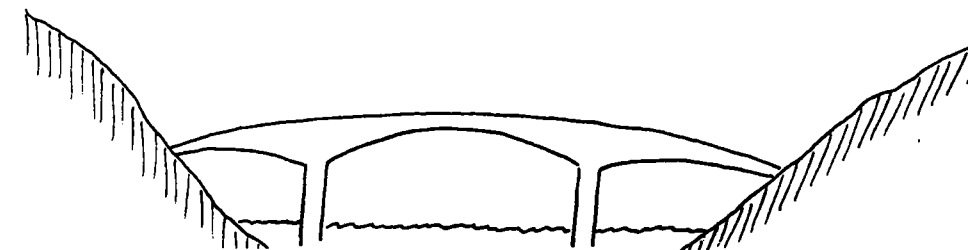
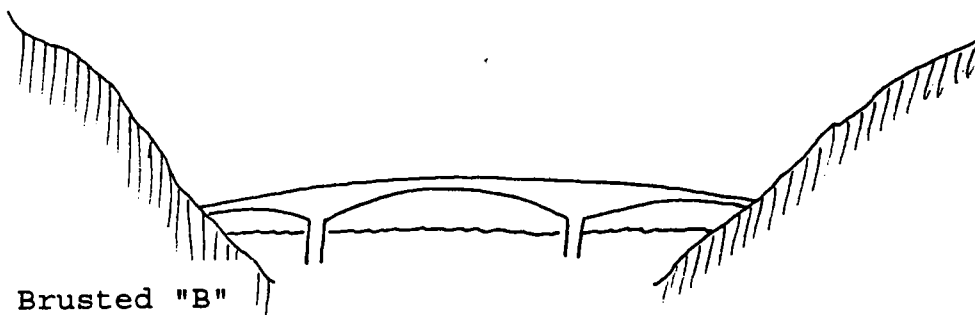
Som hovedregel bør underkant bruoverbygning ligge minst 6-8 m over HHV. På spesielt værutsatte steder bør høyden økes til minst 12 m. Dette kan medføre høyere tilløpsfyllinger og/eller lengre bruer. Begge konsekvenser vil medføre kostnadsøkninger.



Brusted "A"



Brusted "B"



Lav og kort bru gir laveste anleggskostnader, høy bru kan gi lavere levetidskostnader. Brustedets topografi vil ha stor betydning for det endelige valget.

#### 5.1.3 Høyde over veg(overgangsbruer)

For å redusere påvirkningen av "salt-tåke", særlig fra tunge kjøretøyer på saltede veger, kan overgangsbruer med fordel legges noe høyere over veg enn det som til nå har vært praksis.

Eventuelt ekstra kostnad ved økt fri høyde bør vurderes som alternativ til f.eks. økt armeringsoverdekning i hvert enkelt tilfelle.

#### 5.1.4 Vertikalkurvatur, lavbrekk og fallforhold

Et viktig moment for å sikre holdbarhet av selve brubanen, er at overflatevann ledes effektivt vekk.

Det er derfor ugunstig dersom bruer blir liggende i lavbrekk. Likeledes er det særs ugunstig dersom kurvatur og tverrfall resulterer i at brudekket

får tilnærmet horisontale arealer.

## **5.2 Valg av bru-konsept**

### **5.2.1 Antall søyler i sjø(saltvann)**

Konstruksjonsdeler i splash-sonen og de første 6-8 meterne over denne er de mest utsatte. Dette momentet medfører at færre søyler og lengre spennvidder er mer lønnsomt enn rene anleggskostnad beregninger viser.

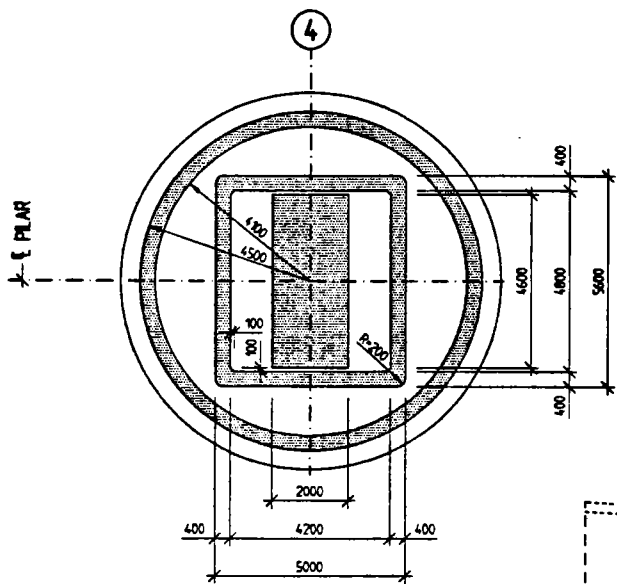
### **5.2.2 Fundamenteringsmåte og søyleutforming i sjø**

Såvel plass-støpte (undervannstøpte) fundamenter som senkekasser er aktuelle. Plass-støpte fundamenter vil være mest konkurransedyktige dersom det fins høy betongleverings-kapasitet i nærheten. Senkekasser har den fordelen at de er "prefabrikkerte", og dermed kan vrakes dersom de har alvorlige kvalitets-svikt.

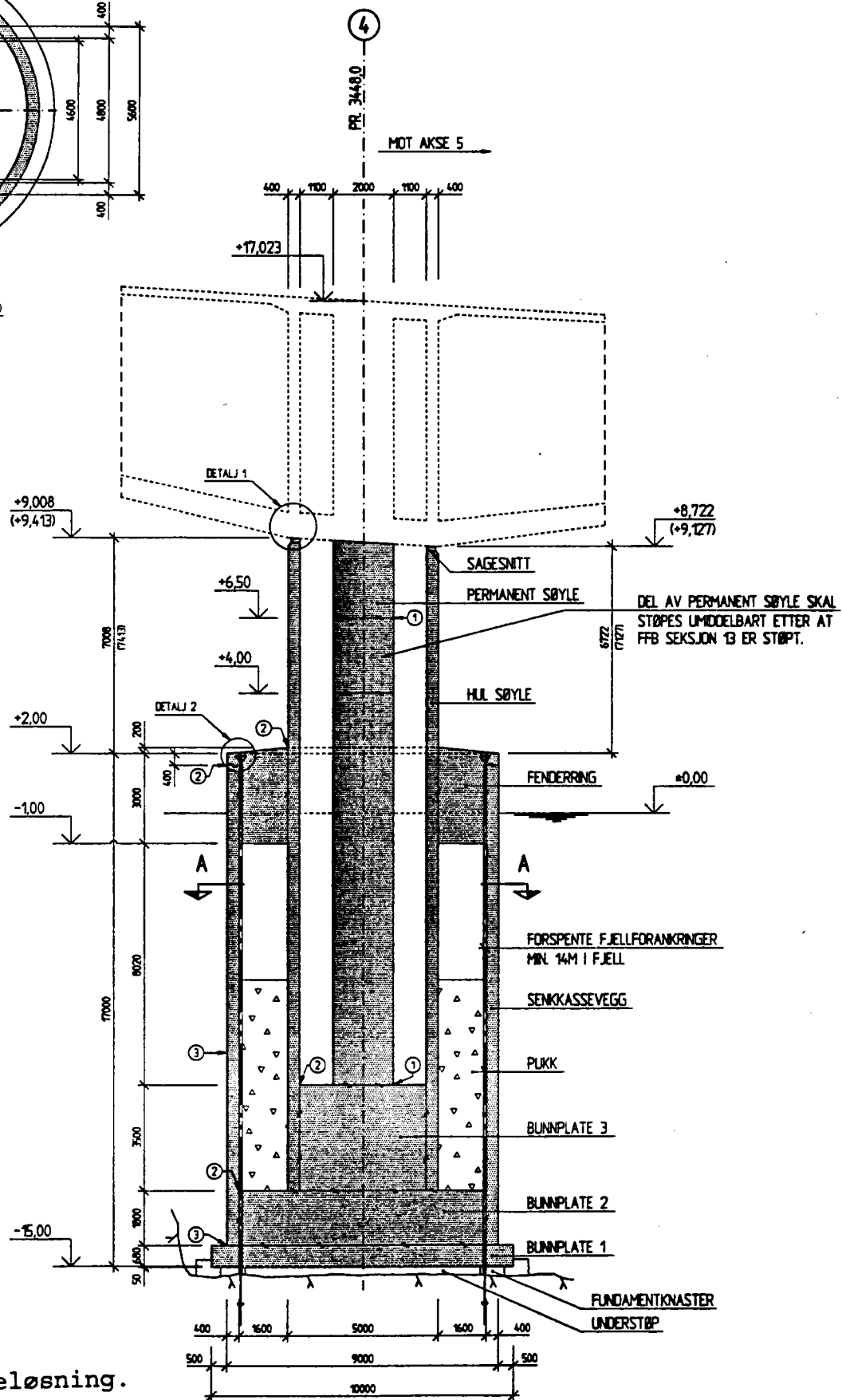
Norsk Betongforenings reviderte Publikasjon nr. 5, som vil bli utgitt i 1994, antas å ville gi grunnlag for sikrere utførelse av undervannstøp av brufundamenter.

Når det gjelder senkekasse og søyle-løsning, representerer det konseptet som er valgt for Aursund-brua i Møre og Romsdal /9/ en vesentlig forbedring. Konseptet er satt sammen av flere ideer som er benyttet tidligere, til en helhet som reduserer påkjenningen på den bærende konstruksjonen, og som reduserer konstruksjonens sårbarhet i betydelig grad. De konstruksjons-elementene som beskytter den endelige konstruksjonen (hul søyle, ytre senkekasse-vegg) er nødvendige i byggetilstanden og inngår også i den ferdige brua som endring mot skipspåkjørsel. Løsningen bedrer også på det estetikk-problemet mange fritt-frambygg bruer har hatt.

Installasjon av katodisk beskyttelse (offeranoder) på fundamenter i sjøen allerede fra nybygg-fasen, kan være et meget aktuelt tiltak. Spørsmål bør imidlertid bearbeides noe mer, for at en skal være sikker på alle effekter.



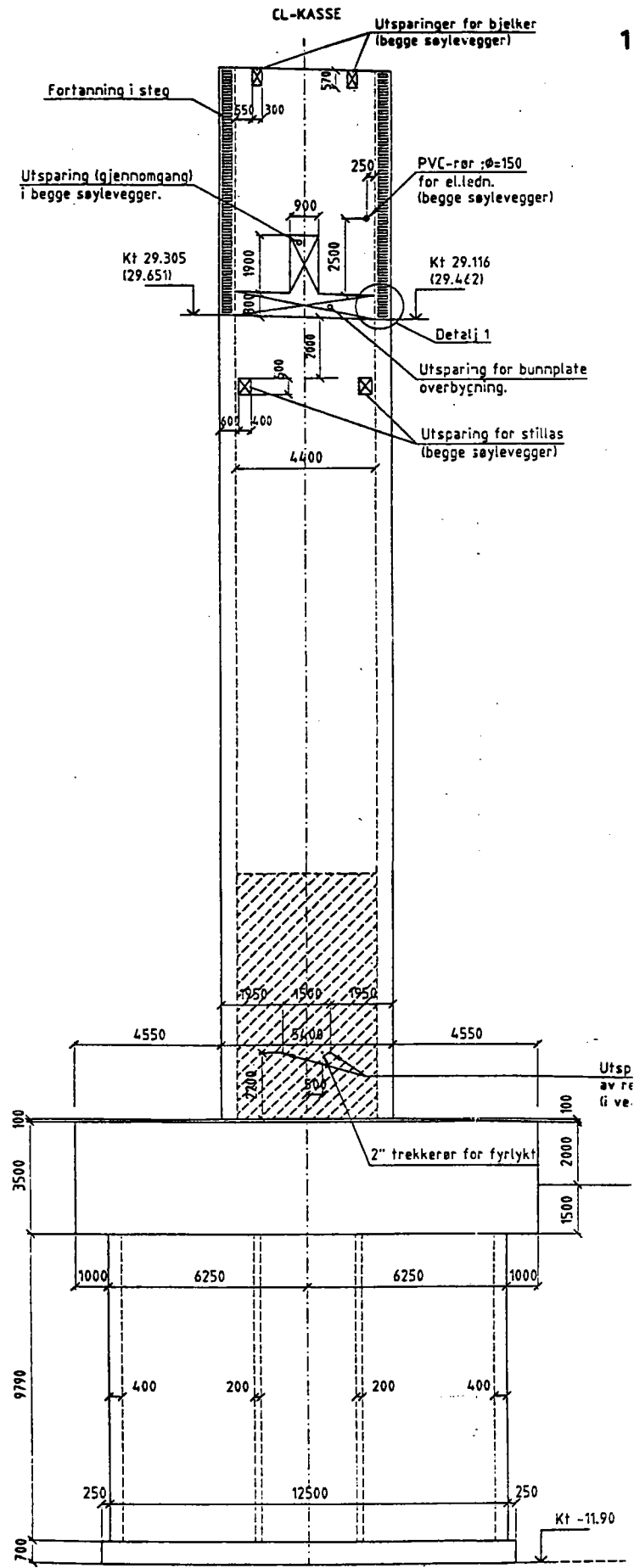
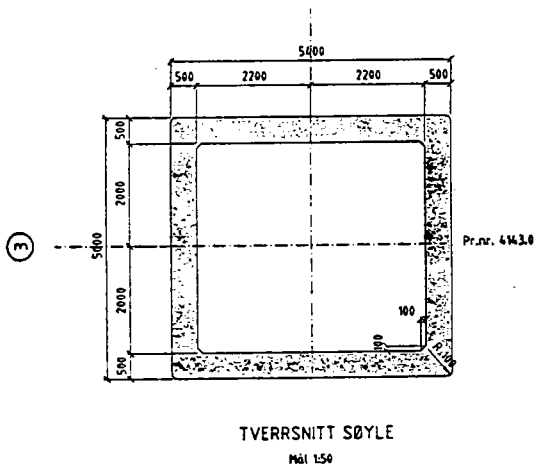
SNITT A-A, 1:100



Søyle- og senkekasseløsning.

AURSUNDBRUA.

SNITT LENGDERETNING, 1:100



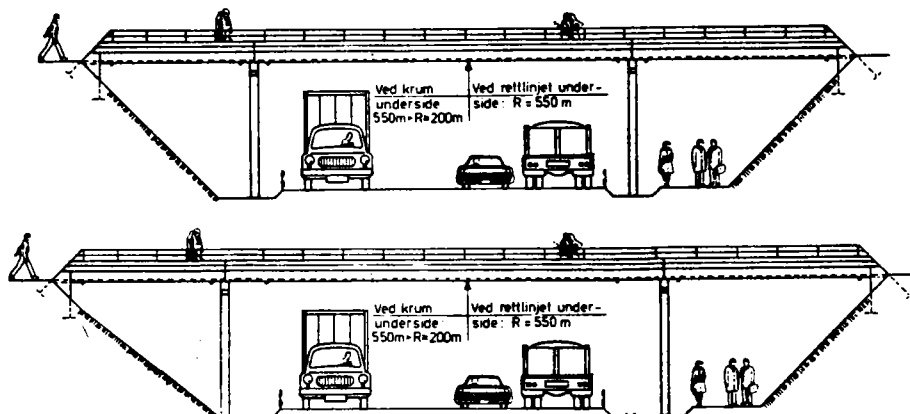
Søyle- og senkekasseløsning,  
en av de TRADISJONELLE  
LØSNINGER.

OPPRISS FRONT PILAR  
( sett mot øk. pr.nr. )  
Mål 1:100



### 5.2.3 Søyleplassering inntil veg (overgangsbruer)

I følge danske erfaringer bør søyler for overgangsbruer plasseres 1.0-1.5 m til side for grøftebunn. Søyler og fundamenter i grøftebunn vil være vesentlig mer utsatt for saltpåkjenninger fra sprut og overvann på veggen enn søyler i skråningen. I følge vegnormalene skal søyler stå min. 3,0 m fra kant skulder.

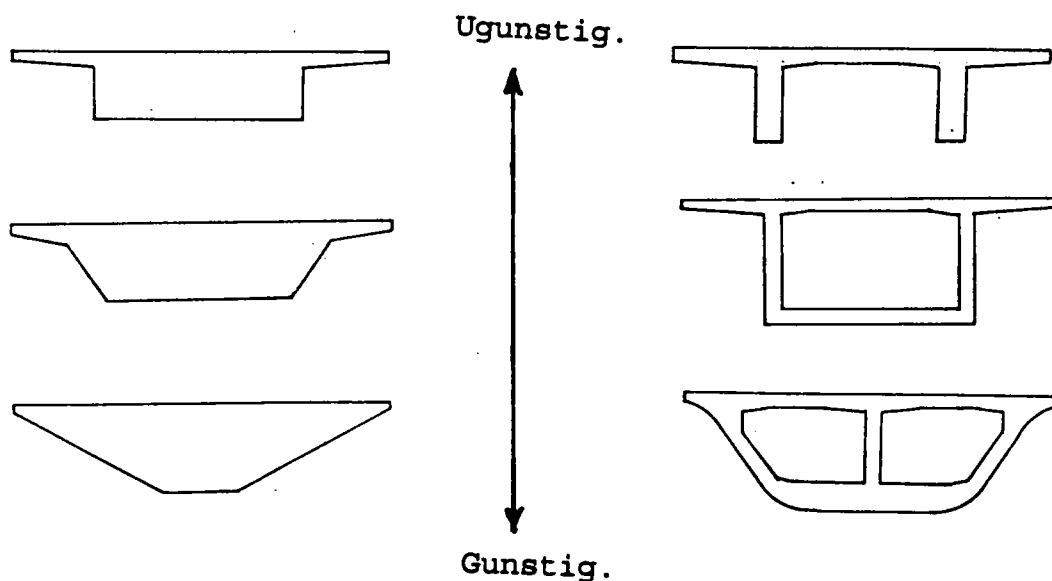


Plassering av søyler slik at de ikke utsettes for saltsprut og saltholdig overvann medfører økt spennvidde.

Søyler i midtrabatt bør stå på sokkel, som kan ta opp eventuelle påkjørselskrefter. Selve søylene vil bli utsatt for "salt-tåke" der det brukes salting i vintervedlikeholdet, og bør derfor ha økt overdekning. Søyler nær inntil veg bør uansett ha en viss robusthet.

### 5.2.4 Tverrsnittsutforming av bruoverbygning

Minst mulig overflateareal av bruoverbygningen og mest mulig aerodynamisk form vil være en fordel, spesielt gjelder dette i marint klima. Generelt viser klordinntrengningen seg å være størst på le-siden av konstruksjonene, og det er om å gjøre å redusere arealet av le-sider mest mulig. Det er et spørsmål om bjelkebruer i det hele tatt bør tillates bygget i marint klima.

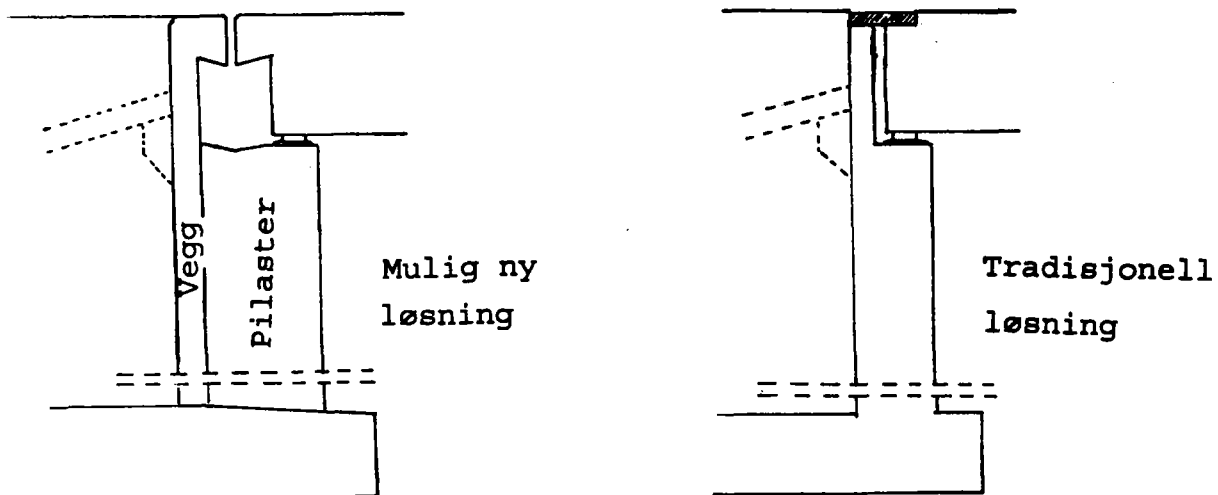


### 5.3 Konstruksjonsutforming

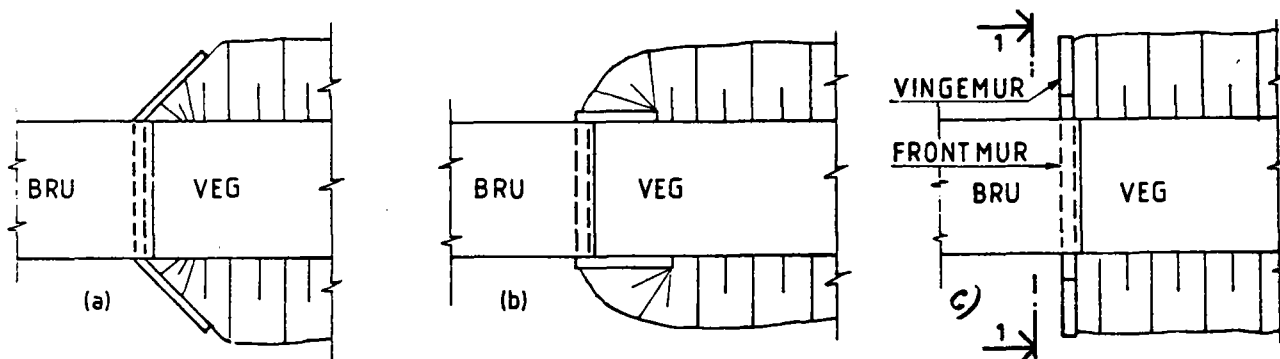
#### 5.3.1 Landkar

Vannlekkasje i brufuger har "alltid" vært et problem, og er det fortsatt. Når en ikke greier å få tette fuger, bør en ta konsekvensen av det og utforme landkarene slik at lekkasjevannet (overvann med smeltesalt) gjør minst mulig skade. Lankarhyller med tilhørende lagre er i dag svært utsatte konstruksjonsdeler.

En konstruksjonsløsning som vil ivareta dette problemet langt bedre enn løsningen som vanligvis har vært brukt hittil, er vist nedenfor.

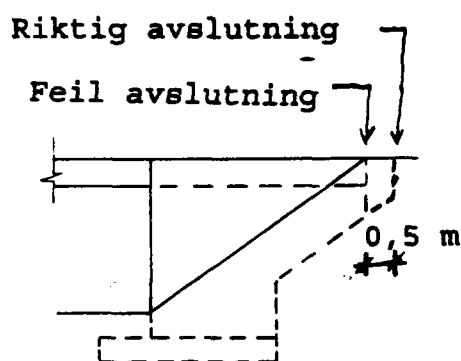


For overgangsbruer med landkar nær inntil veg kan det være et lite tilleggspoeng å legge landkarvingen langs med eller i  $45^\circ$  med vegen (løsning c. eller a. i figuren nedenfor) for å bedre aerodynamikken og få mindre le-effekt.

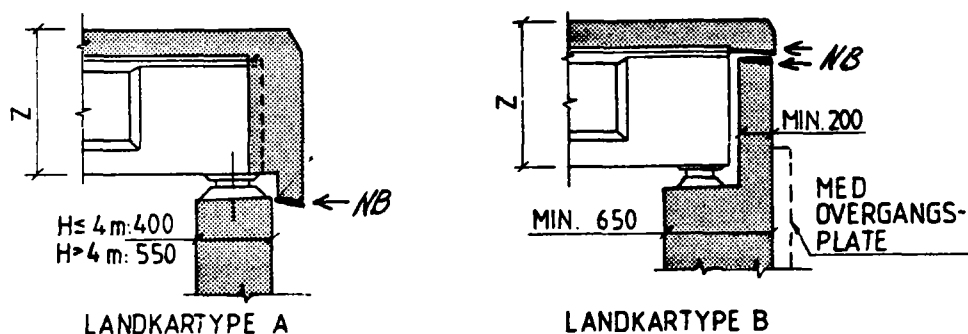


*Landkar med vingemurer i vinkel med frontmurer*

En annen "feil" som går igjen på landkar med vinger langs veg (løsning b. ovenfor), er at vingen gjøres for kort slik at den ikke har sikkerhet for å støtte opp løsmasse-skråningen.



Forøvrig kan små detaljer, som helning av betongoverflate, ha stor betydning for i hvilken grad lagerhyller fuktes opp, kfr. "flikkingen" på skissene fra Bruhåndboka nedenfor.



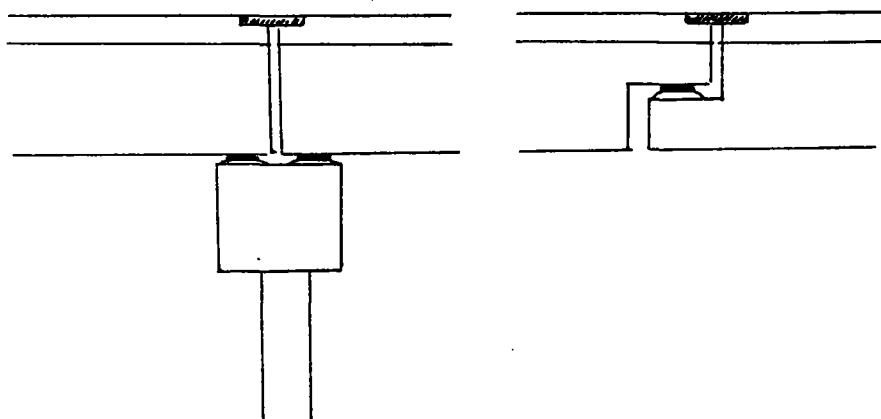
### 5.3.2 Fuger

På grunn av at fuger erfaringsmessig aldri er vanntette, bør bruk av dilatasjonsfuger begrenses vesentlig. Det har vært foreslått /8/:

- bruer inntil 1000 m lengde: kun en fuger
- bruer inntil 2000 m lengde: kun to fuger

Under fuger bør det alltid være gode luftingsmuligheter og gode adkomst/inspeksjonsmuligheter.

Fuger i bruoverbygning over søyler må unngås. Dilatasjonsfuger i 1/4-punktene av bruspenn må også unngås.



Fugeplasseringer som bør unngås.

### 5.3.3 Lagre

Både reduksjonen i bruk av dilatasjonsfuger, og bruk av betongdimensjoner som tillater sikker utstøping, vil medføre behov for mer omfattende bruk av bevegelige lagre. Lagre er i seg selv alltid utsatte konstruksjonsdeler. Disse bør derfor legges mest mulig skjermet mot direkte miljøkrefter, men likevel åpent for inspeksjon. Det burde være en selvfølge at konstruksjonen var utformet med hensyn på enkel utskifting av lagre.

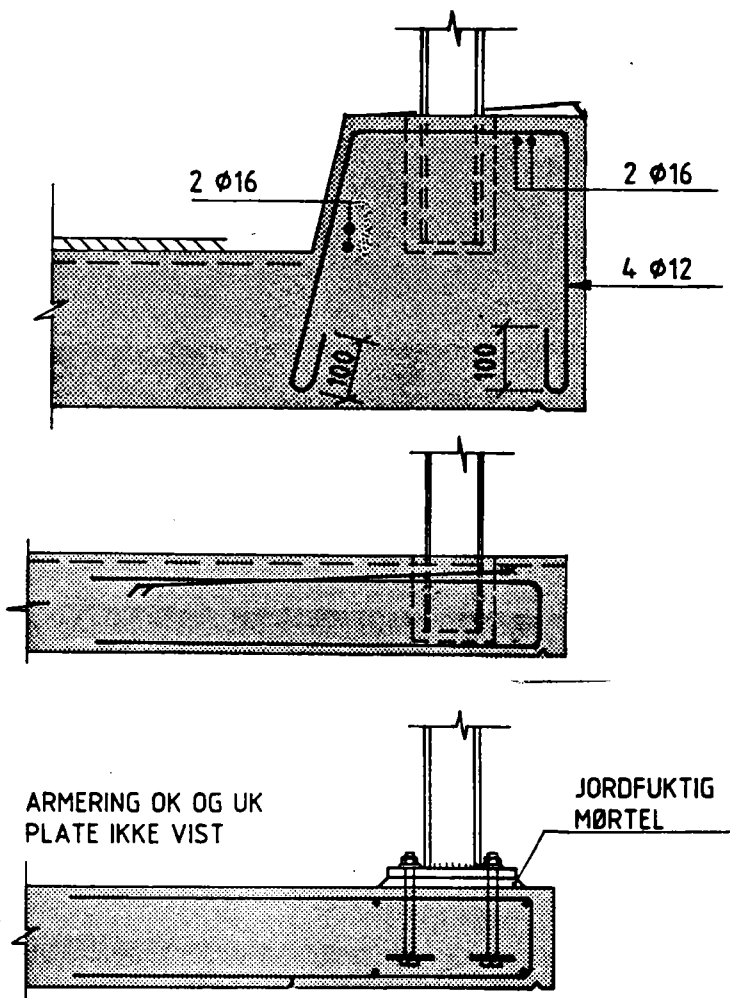
## 5.4 Konstruksjonsdetaljer

### 5.4.1 Rekkverksinnfesting

Det er utrolig mye skader på rekkverksinnfestinger, hvor rekkverkstolper er faststøpt i utsparinger. Skadetyper er blant de riktige "tunge" i økonomisk sammenheng, og har også sikkerhetsmessige konsekvenser. Selv om betydelige forbedringer er mulig å oppnå ved mer detaljert beskrivelse av de enkelte arbeidsoperasjoner, er det likevel spørsmål om utsparingsløsningen er for risikofylt og sårbar. Reparasjon og utskifting er også meget arbeidskrevende hvis rekkverket blir utsatt for påkjørsel.

Mange ønsker å forlate utsparings-løsningen og gå fullstendig over til rekkverk-stolper med fotplate. Uansett løsning må det til en meget detaljert arbeidsbeskrivelse og utførelseskontroll for rekkverksinnfestinger.

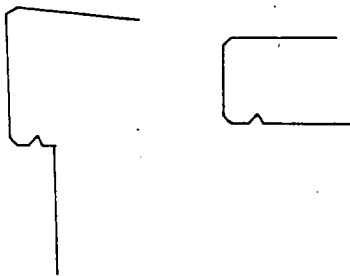
"Standard" rekkverksinnfesting med henholdsvis utsparring og fotplate er vist i figurene nedenfor. En løsning som også kan være aktuell, er å benytte gjennomgående bolter for fotplatene. Boltehull bør da kjernebores etter at bruplate har herdet.



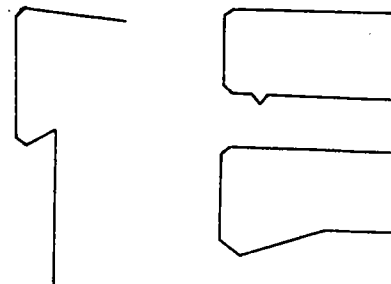
#### 5.4.2 Dryppneser

Dryppneser har hittil vært utformet "negative", dvs. ved innhakk i betongen. Dette har gitt lokal reduksjon av armeringsoverdekningen der det er ekstra fuktig, og resultatene viser seg med rustutslag på nesten hver eneste bru av noen alder.

Der det ikke benyttes systemforskaling vil det være et ubetydelig ekstraarbeid å utføre "positive" (utstikkende) dryppneser. Dette bør derfor også bli den framtidige standardløsningen. Detaljutformingen vil kunne variere, men bør være rimelig robust overfor skader ved riving av forskalingen.



Løsning brukt til nå



Framtidige standard-løsninger

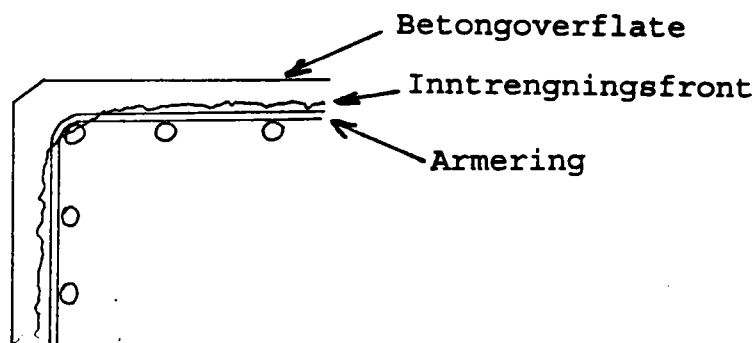
### 5.4.3 Vannavløp

Nest etter fuger og rekkverksutsparinger er vannavløp fra brubanen den konstruksjonsdetaljen som forårsaker mest skader. Følgende punkter er viktige:

- a) Plassering, vannavløp må ikke plasseres slik at de fukter ned underliggende konstruksjonsdeler.
- b) Lengde av avløpsrør under bruplate. Avslutning av avløpsrør jevnt med underkant betong må aldri tillates. Utstikk på 10 cm kan være tilstrekkelig der det er lite vind. På vindutsatte steder bør utløpet fortrinnsvis være så lavt at vann ikke blåser inn på bruoverbygningen. Dette vil kreve kompromiss med estetiske forhold.
- c) Detaljer ved innløp til avløpsrøret samt innstøping av røret. Her kreves det vesentlig mer detaljert arbeidsbeskrivelse og utførelseskontroll, lekkasje mellom rør og betong oppstår alt for ofte. Plastrør vil ikke ha heft til betong, og kan derfor ikke benyttes.
- d) Føring av avløpsrør inn i brukasse og videre føring av overvannet i et rørsystem medfører erfaringsmessig svært mye vedlikeholdsarbeid og risiko for tilgroing av rørene. Denne løsningen bør derfor unngås.

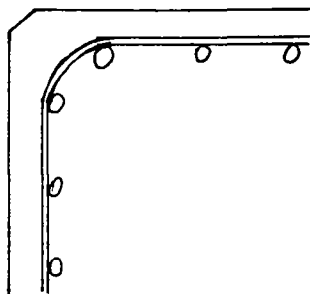
### 5.4.4 Utstikkende hjørner

Ved utstikkende hjørner vil aggressiver komme til fra to kanter. Resulterende inntrengningsfront blir da følgende:

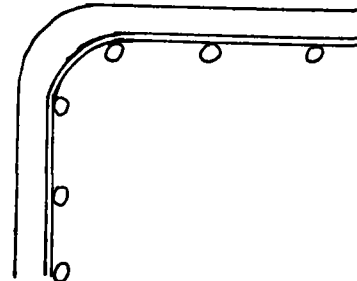


For å unngå tidlig armeringskorrosjon og utsprenning av betongoverdekningen på hjørnet, kan følgende to løsninger benyttes:

**A) Større bøyeradius for armering**



**b) Avrundet hjørne**



Ved store trykkspenninger kan det være risiko for avsprenning av tykke, uarmerte hjørner som vist i a). Løsning b) medfører mer kostbar forskaling.

Valget mellom løsningene a) og b) avhenger derfor i stor grad av hvor påkjent konstruksjonsdelen er. Jeg vil tro at den enkle løsningen a) kan benyttes i svært mange tilfelle.

Hvor stor avrundingen bør være for løsning b) avhenger av klimapåkjeningene. Jeg vil tro at selve "hjørne-effekten" ved de vanligste påkjeninger ville være opphevet ved en avrunding med  $R = 10$  cm. I spesielt utsatt marint klima bør avrundingen antakelig økes til  $R = 0.5-1.0$  m, for å redusere turbulens og "le-effekten".

Dersom regelverket hadde tatt hensyn til "hjørne-effekten", ville det vært logisk om minste bøyeradius for armering i utstikkende hjørner hadde vært en funksjon av overdekningstykkelsen. Sammenhengen mellom overdekning og tillatte bøyeradius burde antakelig vært:  
Bøyeradius =  $1,5 \times$  overdekning.

Dette ville medført:

Overdekning, mm	40	50	75	100
Min.dor-diameter, mm	120	150	225	300
Nærmest std.dor, mm	125	160	250	320

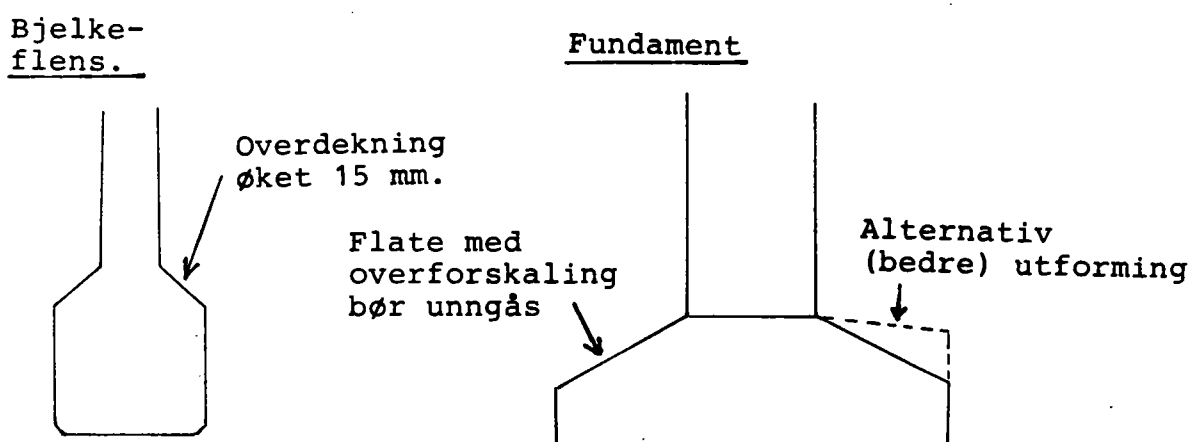
#### 5.4.5 Tverrsnittsutforming som krever overforskaling

Erfaringsmessig får betong utstøpt mot overforskaling (horisontal eller skrå) dårlig komprimering. Dette skyldes begrenset mulighet for å komme til med vibrator. Erfaringsmessig får en også svært mye og grove overflateporer mot overforskaling.

Horisontale og skrå overflater er også ofte svært utsatt for oppfukning.

Tverrsnittsutforminger som krever overforskaling bør derfor, så langt det er mulig, unngås. Dersom overforskaling ikke kan unngås, bør armeringsoverdekningen mot overforskalingen økes med f.eks. 15 mm.

Eksempler på overforskaling:

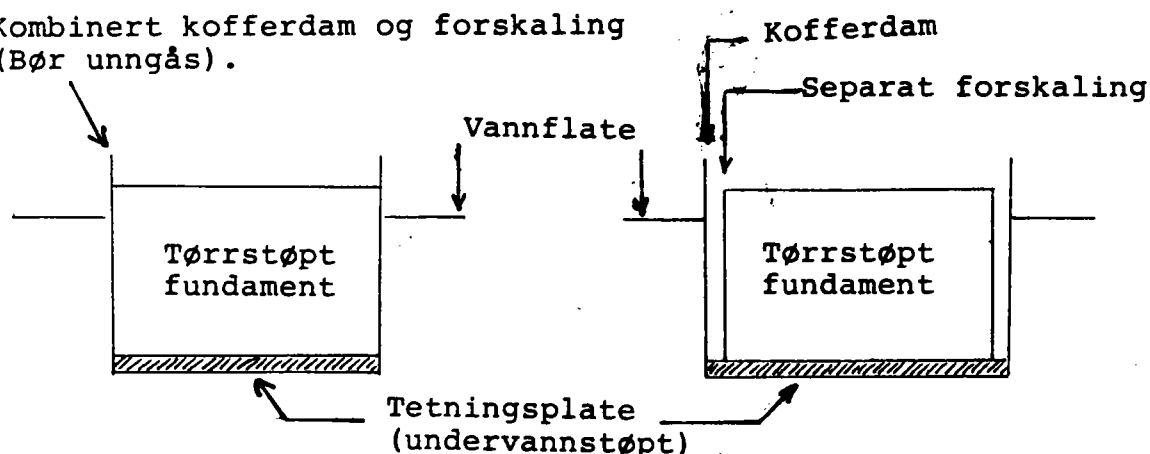


#### 5.4.6 Bruk av forskaling som kofferdam

Ved utstøping av fundamenter i vann beskrives enkelte ganger "vanntett forskaling", som dermed skal holde byggegropa tørr. Dette er en meget risikofylt løsning. Selv om forskalingen er vanntett før støping starter, vil støpetrykket gi deformasjoner i forskalingen. Det kan dermed lett oppstå vannlekkasjer som vil vaske ut betongen helt til betong - overtrykket overstiger vanntrykket.

I stedet for å bruke kofferdammen som forskaling, bør det bygges egen forskaling innenfor denne.

Kombinert kofferdam og forskaling (Bør unngås).





#### 5.4.7 Vis vannet vekk

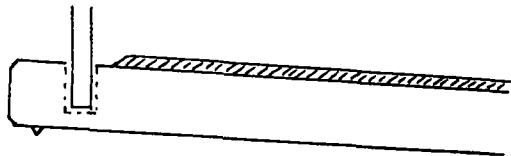
Begrepene "vis vannet vekk" og "vann volder vansker" forkortet VVV, bør bli mer enn slagord.

Vann inngår som en vesentlig faktor i de aller fleste nedbrytningsmekanismene. Overalt hvor vannet kommer til, bør det også legges minimum 2% fall. Mange steder kan det legges større fall.

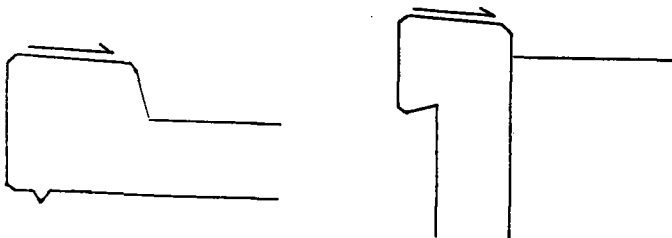
Bortledning av vann er tidligere nevnt i pkt. 5.1.4, 5.2.3, 5.3.1, 5.3.2, 5.4.2 og 5.4.3. Vannet må alltid ledes dit det er minst risiko for at det kan gjøre skade.

Steder hvor dette prinsippet ofte glemmes bort er:

- høyeste kant av bruplater med tverrfall og asfaltslitelag, men uten kantbjelke



- overside av kantbjelke på bruer og støttemurer skal alltid ha fall.



#### 5.4.8 Støpeskjøter

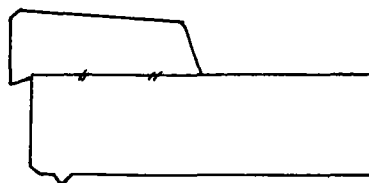
Støpeskjøter vil nesten uansett være blant de mest såre detaljene på konstruksjonen. Den prosjekterende kan ofte (med ikke alltid) bidra til å gjøre støpeskjøtene mindre sårbare ved å legge inn tverrsnittsendringer som hindrer tilgang på fukt i skjøten. Slike tverrsnitts-ændringer vil også ofte bedre konstruksjonens utseende.

Eksempel, kantbjelke på bruer:

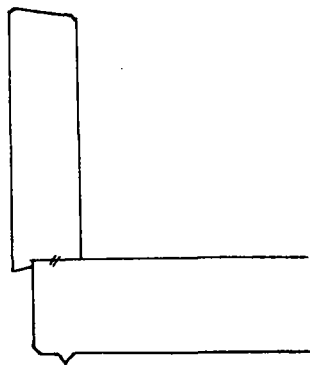
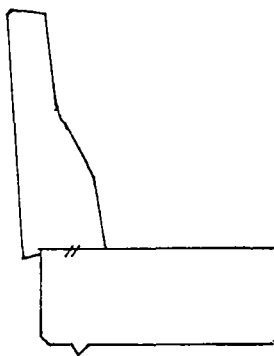
Enklest løsning



Alternativ løsning



Eksempel, betongrekkverk og betong-brystning:



## 6 ARMERING

Siden det primært er armeringen som har fått skader på eksisterende konstruksjoner, er det klart at mange spørsmål som har med armering å gjøre er av vital betydning for konstruksjonens bestandighet. Armeringsdetaljene er imidlertid viktige også i en annen sammenheng, fordi de er avgjørende for hvilken kvalitet som kan oppnås på betongen i overdekningsjiktet.

Den trenden vi har hatt de seinere årene med tettere armering og trangere betongtverrsnitt, er direkte i strid med kravene til bestandighet. Om det er "smitte" fra offshoreindustrien, bruk av DAK, direkte "feil" i NS 3473 eller mangel på praktisk erfaring hos de prosjekterende som er årsaken til den tette armeringen, skal være usagt. For oljeplattformene i Nordsjøen er vektbesparelse av stor betydning, slik at det er økonomisk riktig å armere kraftig for å spare dimensjoner. For å greie utstøping med så tett armering planlegges armeringen spesielt, utførelse og betongteknologi er blitt spesialisert i en årrekke. Denne teknologien er ikke umiddelbart overførbart til et hvilket som helst prosjekt hvor som helst i landet. Og den bør heller ikke forsøkes overført til prosjekter hvor vektbesparelse ikke er av økonomisk betydning.

Den tette armeringen fordyrer konstruksjonene, verre er det at den setter konstruksjonenes funksjon og holdbarhet i fare. Bjørn Vik skriver i sitt foredrag ved Norsk Betongdag 1993:

"En ting er kostnadsøkningen. Verre er at konstruksjonen kanskje blir dårligere med hensyn til bestandighet, fordi en tilfredsstillende utstøping og komprimering hindres av svært tett armering. Spesielt kan det viktige overdekningslaget bli forringet. En del offshore konstruksjoner har dessuten områder med så tett armering at man kan tvile på om den kan virke som forutsatt også i bruddgrensetilstand. Det finnes utforminger som går langt utover forsøksreferansene, bl.a. med hensyn til sikker forankring av massiv armering".

Det er min vurdering at dagens konstruksjonspraksis med alt for tett armering er den største trusselen mot framtidig holdbarhet for nye konstruksjoner. Der betongen må siles gjennom tett armering kan en ikke forvente å få annet enn ukomprimert slam i overdeknings-sjiktet.

### 6.1 Hva sier Norsk Standard NS 3473 om armeringstetthet?

NS 3473 stiller krav til at viktige konstruksjoner skal kunne utføres med sikkerhet. Pkt. 15.5.1 sier:

"I konstruksjoner hvor det stilles krav til tetthet mot væskelekkasjer, skal det velges geometrisk utforming og dimensjoner som muliggjør en god utstøping".

Pkt. 17.1.1 sier bl.a.:

"Armering skal plasseres slik at utstøpning ikke hindres og slik at tilstrekkelig heftforankring, korrosjonsbeskyttelse og brannmotstand oppnås".

NS 3473 har altså klare, om enn noe generelt formulerte krav til at konstruksjonen skal la seg støpe ut. Standarden har imidlertid mer konkret formede regler i pkt. 17.1.5:

"Av hensyn til utstøpningen skal den frie avstanden mellom armeringsenheter i samme lag som betongen skal passere ved utstøpning, ikke være mindre enn  $D_{100} + 5$  mm. Avstanden skal dessuten normalt ikke være mindre enn 40 mm i miljøklasse LA og NA, 45 mm i klasse MA, og ikke mindre enn ytre diameter av bunter eller kabelkanal. Anbringes armeringen i flere lag, skal den frie avstand mellom lagene ikke være mindre enn 25 mm i miljøklasse LA og NA, 35 mm i klasse MA".

Med disse reglene slår NS 3473 ettertrykkelig i hjel de gode intensjonene som var angitt først. Enhver utførende vil føle disse detaljreglene som en direkte hån og som et slag i ansiktet. Dersom en skal greie utstøpningen med så tett armering krever det:

1. At en putter en og en stein ned mellom armeringsjernene, eller
2. At en vibrerer så kraftig på armeringen at en får betongen til å separere fullstendig.

I tillegg kommer effekten av tre forhold som er vanlig i prosjekteringen:

- A: Den prosjekterende vurderer som regel bare senteravstanden for jern av samme pos.nr., ikke resultatet av flere pos.nr. i samme område.
- B. Om han vurderer tettheten av alle pos.nr. i samme område, ser han i alle fall ikke på armeringstettheten i skjøteområder.
- C. Den prosjekterende tar ikke hensyn til at kamstål bygger mer enn den nominelle diameter.

NS 3473 sier ikke noe om å skulle ha mulighet for øyekontakt mellom standplass for støping og tett armerte områder, heller ikke om i hvilken grad kombinasjonen av hindringer kan aksepteres.

Utsparinger rett over tett armerte områder eller spennkabel-forankringer er derfor mulig, og har vært prosjektert.

3. Utgaven av NS 3473 har skjerpet en del krav for på en bedre måte å ivareta holdbarhet, spesielt risiko for armeringskorrosjon. Bla. nevnes:

- økt overdekning
- rissviddebegrensning i bruksgrensetilstanden
- skjerpede materialkrav

Disse kravene kan vise seg som et tveegget sverd dersom det resulterer i tett armering.

## 6.2 Byggemål for armering, resulterende avvik mellom teoretiske og virkelige mål.

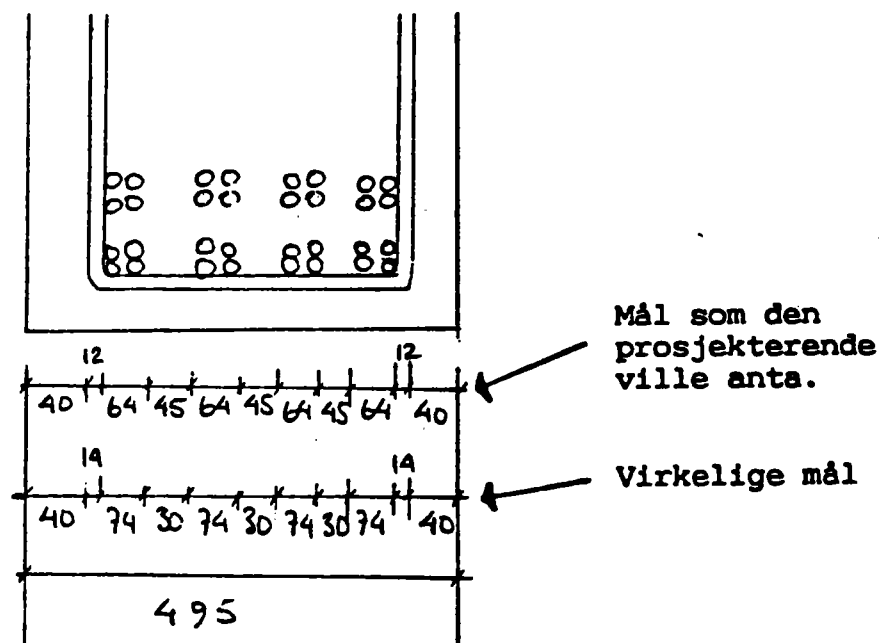
Kamstål har som kjent kammer, og det medfører at kamstål har større byggemål enn den nominelle diameteren.

Hvor mye kamstål bygger og hvor mye kammene reduserer den frie avstanden mellom to jern av samme diameter er angitt i Tab.1.

Tabell 1:

Kamstål Diameter	Virkelig Ytre diameter	Reduksjon i fri avstand
10	12	4
12	15	6
16	20	8
20	24	8
25	30	10
32	39	14

Etter reglene i NS 3473 er det tillatt å armere en bjelke som skal utstøpes med MA-betong som vist i Fig.



En bjelke armert på denne måten vil være vanskelig å støpe ut uansett. Med MA-betong som alltid er mer eller mindre seig vil utstøping knapt være mulig om en skal følge faglig akseptabel proporsjoneringspraksis. MA-betong etter Vegvesenets Prosesskode-2 ( $m = < 0.4$ ) er langt seigere og mindre komprimerbar enn MA-betong etter NS 3420. I praksis vil en ha valget mellom å håpe på minst mulig støpesår, med en kvalitetsmessig akseptabel betong, eller tilsynelatende brukbar utstøping med en materialmessig uakseptabel betong. God komprimering er ikke under noen omstendighet mulig å oppnå.

### 6.3 Anbefalte armeringsregler for å sikre utstøpingsmulighet

1. Det må være mulig å få betongen dit hvor den skal forbli uten at den filtreres og må separere gjennom tett armering. Minste frie åpning mellom parallelle stenger som betongen må vibreres forbi bør være 3 x betongens maksimale steinstørrelse. I og med at stavvibratører fungerer dårlig for betong med mindre steinstørrelse enn 16 mm, blir minst frie avstand mellom armeringsenheter 48 mm.

For enkeltstenger blir dermed minst akseptable senteravstand, når en tar hensyn til virkelig byggemål:

Tabell X

Kamstål Ø	12	16	20	25	32
Minste senteravst., mm	63	68	72	78	87

Dersom det forekommer skjøteområder får en tilsvarende:

Tabell Y

Kamstål Ø	12	16	20	25	32
Minste senteravst., mm	78	88	96	108	126

2. Ved armering i flere retninger (f.eks. kryssvis) bør maksimum 50% av arealet være dekket av armering.

3. Det må være mulig å få ned en stavvibrator ca. Ø58 mm, som krever min. 70 mm fri åpning.
- a) for hver 40-50 cm inni formen, og  
b) i punkter med 30-40 cm innbyrdes avstand i 10-15 cm avstand fra forskalingen.

Hvis vibratoren må senkes mer enn 1 m ned, bør den frie åpningen for vibratoren økes med 20 mm for hver meter ekstra dybde.

4. Hvis det fins andre hindringer enn tett armering, f.eks. utsparinger eller innstøpningsgods, og som hindrer direkte adkomst for vibrator, må det finnes plass til et rør med ytre diameter ca. 120 mm satt på skrå ovenfra og innunder hindringen, for å komme til med stavvibrator.

#### 6.4 VALG AV STANGDIAMETER

Armeringsdimensjonen velges ut fra hensynet til rimelig stangavstand (for bruer har dette vært regnet som c/c 120-150 mm) og dermed best mulig rissfordelende evne.

Det er et spørsmål om en ikke også burde ta hensyn til sårbarhet, dvs. konsekvensen av kapasitetsreduksjon ved mulig framtidig korrosjon. Korrosjon vil "spise opp" like mye av jernet uansett hvilken dimensjon det har. Konsekvensen av f.eks. 20 mm<sup>2</sup> svekkelse av armeringstverrsnittet vil være:

Kamstål Ø, mm	12	16	20	25	32
Svekkelse, %	17,7	10,0	6,4	4,1	2,5

Om korrosjonshastigheten antas konstant over tid, vil den relative levetiden (Ø<sup>k</sup>16 settes lik 1.0) avhengig av ståldiameter være:

Kamstål, Ø mm	12	16	20	25	32
Relativ levetid	0,6	1,0	1,6	2,4	4,0

Altså: Velg grovere armeringsdimensjon med større senteravstand!

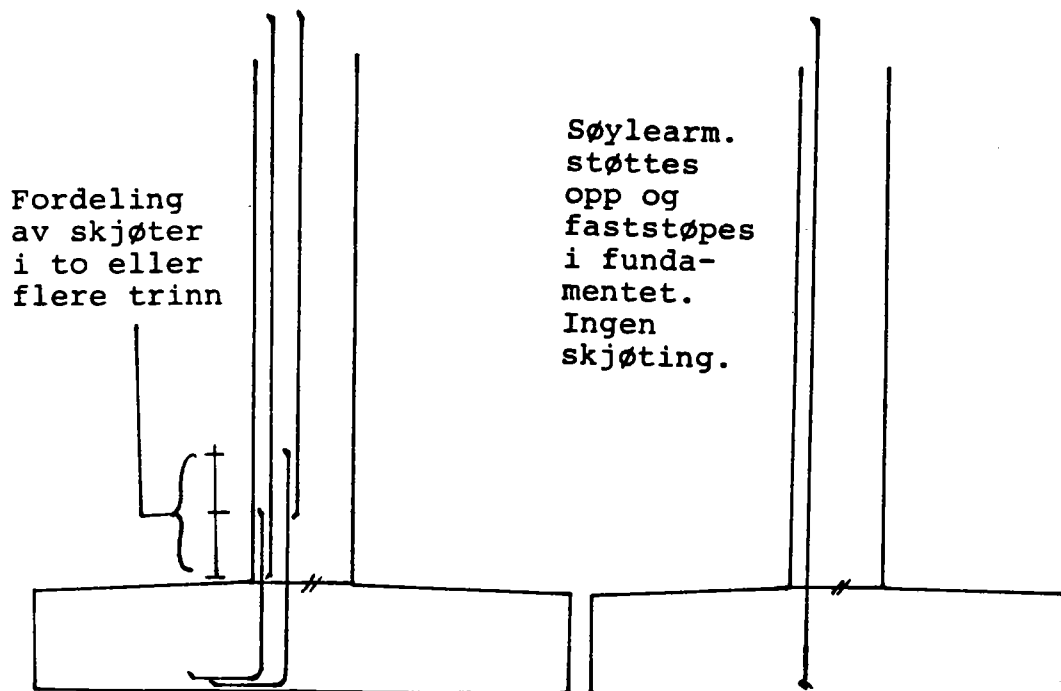
#### 6.5 SKJØTING AV ARMERING

Det er ofte skjøteområdene som ødelegger kvaliteten av en ellers velutformet konstruksjon. Dersom det ikke er mulig å unngå senteravstander mindre enn angitt i tabell Y, kan følgende løsninger

benyttes:

1. Skjøting ved hjelp av skjøtemuffe
2. Fordeling av armeringsskjøtene

Selv om det utførelsesmessig er mer kompliserte løsninger, lar det seg utføre å armere fundamert/søyle som vist nedenfor.



Fordeling av skjøter eller bruk av skjøtemuffer bør være obligatorisk dersom senteravstanden for armeringen (samtlige pos.nr. medregnet) underskrider verdien i Tabell Y.

## 7. OVERDEKNING

Overdekningen er en av de klareste hovedparameterne som er bestemmende for levetiden av en konstruksjon.

Ved første øyekast synes det å skulle være enkelt å sikre riktig overdekning, likeledes kan det synes å være enkelt å øke kravet til overdekning. Som det vil fremgå av det etterfølgende beror ikke avvikene fra forutsatt overdekning på utførelsesslurv alene, prosjekteringsdetaljene er også sterkt medvirkende. Konsekvenser av økt overdekning i forhold til tidligere praksis må også utredes nærmere.

### 7.1. Hva sier Norsk Standard om overdekning ?

NS 3473 gir i punkt 17.1.8 krav til minimum overdekning:

"Av hensyn til korrosjonsbeskyttelse skal overdekningen ikke være mindre enn gitt i tabell. Disse krav gjelder også for monteringsstenger.



Tabell. Minste overdekning av hensyn til korrosjonsbeskyttelse

Miljøklasse	Korrosjons- ømfintlig armering	Lite korrosjons- ømfintlig armering
SA	Fastsettes særskilt	Fastsettes særskilt
MA	50 mm	40 mm
NA	35 mm	25 mm
LA	25 mm	15 mm

I tidevannssonen og i skvalpesonen i saltvann skal overdekningen ikke være mindre enn 50 mm."

NS 3420 gir asymmetriske toleranser for overdekningen:

#### "06 Overdekning

Den midlere betongoverdekning skal minst være som angitt og ikke mer enn 10 mm større.

For enkeltstenger tillates overdekningen minsket med inntil 5 mm eller øket med inntil 20 mm i forhold til det som er angitt. Overdekningen skal likevel ikke under noen omstendighet være mindre enn 10 mm."

#### 7.2 Dagens praksis mht. overdekning

Det mest vanlige pr. i dag er at det spesifiseres 40 mm overdekning, og benyttes 40 mm armeringsstoler. En må regne med at gjennomsnittlig overdekning blir 37-38 mm og at overdekningen varierer fra ca. 27 til ca. 49 mm.

Hvor det benyttes monteringsstenger (10 mm) benyttes 35 mm armeringsstoler, monteringsjernet får overdekning ca. 32 - 38 mm, den statiske armeringen en overdekning pr. ca. 42 - 52 mm, gj.snitt ca. 46 mm.

Dersom jernbinderen kjenner til toleransekravene for overdekning vil han systematisk benytte 5 mm høyere armeringsstoler enn angitt ovenfor, og en får et systematisk avvik mellom tilsiktet og prosjektert indre momentarm. Armeringsoverdekning kan kontrolleres før utstøping. Å få kontrollert overdekningen etter utstøping er vanskelig fordi covermeterne forstyrres av andre jern enn det som det måles på. Forskyvning av armeringen pga. støpetrykket er et moment som sannsynligvis er sterkt undervurdert.

Det er behov for å ta hensyn til at armeringsoverdekningen vil variere ved angivelse av overdekning. I stedet for minimumsoverdekning  $\pm$  asymmetrisk toleranse bør en komme over til å spesifisere nominell overdekning  $\pm$  symmetrisk toleranse.

Høyde av armeringsstol og dimensjon på evt. monteringsstenger bør bestemmes av den prosjekterende, og ikke overlates til den enkelte jernbinder.

### 7.3 Anbefalt praksis for sikring av overdekning

Veglaboratoriet har utarbeidet forslag til konkrete regler for armeringsbinding /6/. Disse reglene har vært ute på en bred høring, og vil bli korrigert som følge av de kommentarene som er gitt.

Konkrete data er klare for følgende to overdeknings-klasser, som også vurderes å bli de mest benyttede i framtida:

Spesifisert minimums overdekning, mm	40	60
Høyde av armeringsstoler, mm	40	60
Obligatorisk, Ø <sup>k</sup> 12 epoxybl. mont.stenger		
Resulterende overdekning, statisk armering, mm	55	75

For øvrige detaljer henvises det til det kommende regelverket.

Regelverket vil medføre, som en ser, at:

**DER NORSK STANDARD FORUTSETTER  
MINIMUMSOVERDEKNING 40 MM SKAL DEN PROSJEKTERENDE  
DIMENSJONERE KONSTRUKSJONEN MED 55 MM  
OVERDEKNING, FOR DET ER DETTE SOM MÅ UTFØRES FOR Å  
KUNNE HOLDE MINIMUMSKRAVET.**

Dette kan sees på som en vesentlig økning av kravet til overdekning. Det er det også reelt sett, MEN DENNE ØKNINGEN ER BARE DET SOM SKAL TIL FOR Å FÅ PROSJEKTERINGS- OG UTFØRELSESPRAKSIS I SAMSVAR MED DET SOM ALLEREDE ER NS 3473/NS 3420'S KRAV.

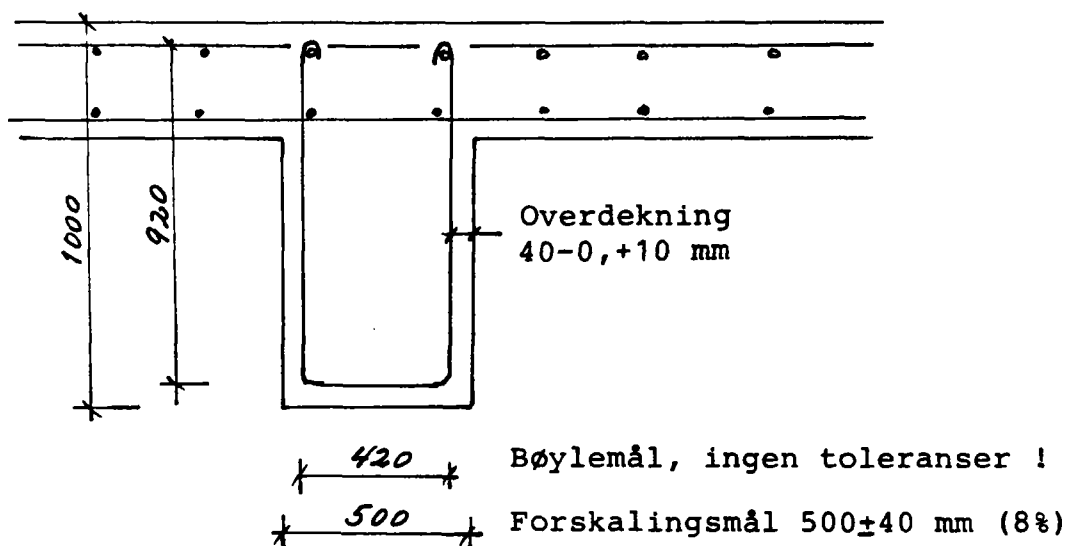
### 7.4 Kapplengde og mål på bøyde jern

Mål på bøyelister har tradisjonelt vært lik de teoretiske målene. Kapplengde for rette jern angis som teoretisk avstand mellom forskalingsflater, uten hensyn til toleranse for forskaling, minus 2

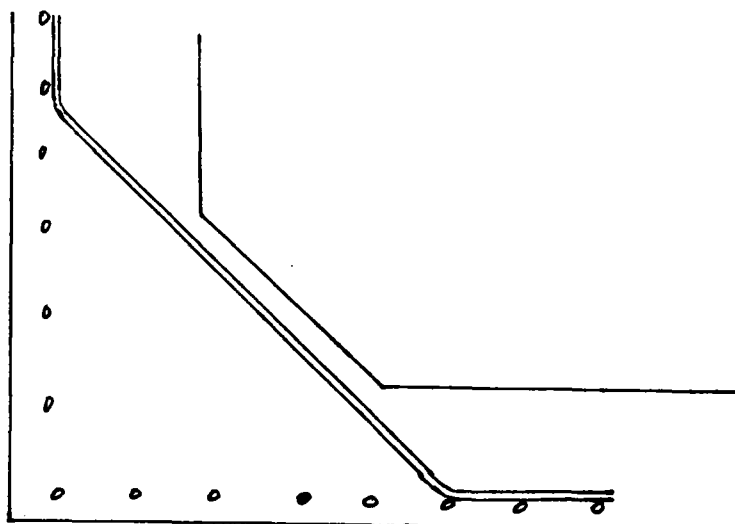
x minimums overdekning. Tilsvarende gjelder for bøyer og andre bøyde jern.

Det fins ingen toleranser for kapping og bøying av armering. Ved all tilvirkning, deriblant også kapping og bøying av armeringsjern, vil det alltid være tilfeldige avvik fra tilsiktede mål. Dette medfører at hvis armeringen kappes og bøyes etter bøylelistene, vil alltid noen jern være for lange og noen bøyer for store. Dersom forskalingen bygges etter de prosjekterte mål, er det en uunngåelig konsekvens at overdekningen blir mindre enn forutsatt. At problemet enkelte ganger (ikke alltid!) kan løses av jernbinderen, f.eks. ved at bøyer settes på skrå i bjelker, bør ikke kunne være en akseptable sovepute for de prosjekterende. For byggherren er det uakseptabelt at resultatet skal være avhengig av at den minst skolerte av alle i prosessen gjør det "riktige avviket" på rett tidspunkt.

Et par eksempler på klassiske gjengangerproblemer er vist nedenfor:



Bøyer bøyd etter teoretiske mål i skissen vil alltid medføre for liten overdekning, med mindre forskalingen bygges med "overmål".



Klassiske problem: Voute-armeringen har nesten alltid for stor lengde mellom bøyene. Resultatet blir for liten overdekning i vouten, eller armeringen i tilstøtende vegger eller vegg/dekke presses ut og får for liten overdekning.

Et tredje eksempel er lukkede bøyer i søyler. Også disse har så godt som alltid for store dimensjoner til å kunne tillate forutsatt armeringsoverdekning.

### **7.5 Anbefalt praksis for målangivelse i bøyelister**

1. Rette jern angis med kapplengde slik at de teoretisk får det dobbelte av forutsatt overdekning i hver ende.
2. Alle jern som har mer enn 1 bøy krympes 10-15 mm for hver ekstra bøy. D.v.s. U-bøyer (2-bøyer) angis med mål 10-15 mm smalere enn "teoretisk" mål.

**NB! DISSE TILTAKENE KAN IKKE BENYTTES UTEN AT DET KLART ER ANGITT PÅ BØYELISTENE, FORDI ENKELTE UTFØRENDE ALLEREDE PRAKTISERER DE I DET STILLE. EN BØR UNNGÅ "DOBBEL KRYMPING".**

## **8 FORSKALING**

I forhold til hvilken betydning armeringsdeltaljene har, er den prosjekterendes spesifisering av forskalingen av underordnet betydning.

Et par unntak er det likevel.

### **8.1 Glideforskaling**

Veglaboratoriet har nylig gjennomført en vurdering av forskalingsmetode for brutårn og - søyler, glideforskaling eller klatreforskaling \7\). Bakgrunnen for dette er at det har blitt reist mange kritiske kommentarer til resultatene med glideforskaling.

Veglaboratoriets konklusjon er at bruk av glideforskaling ikke bør være et ja/nei-spørsmål, men et valg ut fra miljøpåkjenninger og geometrisk vanskelighetsgrad ved evt. glid. De geometriske vanskelighetene er klassifisert slik:

- I. Søyler med massivt, konstant tverrsnitt og med godt avrundede hjørner ( $R \geq 0,3$  m).
- II. Hule søyler med god lufting vertikalt, konstant tverrsnitt eller

gradvis innsnevring på innsiden. Godt avrundede hjørner og lite variasjon i betongtykkelse over tverrsnittet.

- III. Hule søyler med 2 eller flere justeringer av tverrsnitt/beliggenhet samtidig. Kun avfasede hjørner eller sterkt variabel betongtykkelse.

Anbefalingen om glideforskaling bør kunne aksepteres ut fra en risiko-vurdering er angitt i etterfølgende tabell.

Tabell X: Akseptgrenser, ikke dokumentert produksjonssted.

Miljøpåkjenning	Geometrisk vanskelighetsgrad		
	I	I	III
Værhardt marint klima (SA)	Nei	Nei	Nei
Skjermede, indre kyststrøk(MA)	Ja	Nei	Nei
Innlandsklima (NA)	Ja	Ja	Nei
Innendørs (LA)	Ja	Ja	Ja

## 8.2 Forskalingsduk

På markedet fins det nå spesielle forskalingsduker som drenerer ut luftblærer og bleeding-vann. Vegvesenet har gjennomført forsøk med slike duk-typer på Amøy bru i Rogaland, og vil etterhvert få erfaringer om virkningen derfra.

Ut fra laboratorie-testing /11/ ser det ut til at forskalingsduk bedrer alle overflateegenskaper for betongen, bortsett fra motstanden mot kloridinntrengning, som blir uendret. Likevel burde det være duket for å bruke mere forskalingsduk, spesielt mot overforskaling (f.eks. plasstøpt New-Jersey betongrekkverk) og flater utsatt for sprut fra vegbane.

## 9 MILJØKLASSIFISERING

Miljøklassifiseringen er selve grunnlaget for å standardisere "doseringen" av holdbarhetsmessige tiltak.

Ut fra erfaringene med hvor skader på betongkonstruksjoner skjer, ser en behov for å revidere den miljøklassifiseringen NS 3420 fra 1986 gir. Ut fra den tolkningen av NS 3420 vegvesenet har praktisert er det behov for en mer nyansert miljøklasse-inndeling.

Miljøklasse bør velges ut fra lokalklimatiske forhold samt forutsatt levetid for konstruksjonen.

Forslag til miljøklasse-definisjoner for bruer og ferjekaier:

SA: Marint miljø, åpent farvann, værhardt strøk (Ytre kyststrøk).

MMA: Marint miljø, beskyttet farvann (indre kyststrøk). Bymiljø med utstrakt salting av vegnettet.

MA: Innlandsklima, veger som saltes.

NA: Innlandsklima, veger uten salting.

Det bør ikke være noe i vegen for å prosjektere ulike deler av en konstruksjon i ulike miljøklasser. For eksempel kan en tenke seg:

- Konstruksjonsdeler over kote +20 i klasse SA kan prosjekteres i klasse MMA.
- Konstruksjonsdeler i klasse MMA under kote +5 bør prosjekteres i klasse SA.
- Konstruksjonsdeler som utsettes direkte for saltsprut fra veg (kantbjelker, søyler, vegger på rammebruer) prosjekteres i klasse MMA mens konstruksjonen forøvrig prosjekteres i klasse MA.

### 9.1 Materialvalg, betongsammensetning

Spesifikasjon for betongsammensetning for de mest værutsatte konstruksjonene må være gjenstand for nærmere vurdering i tiden som kommer. Samtidig ser en at det kanskje ikke vil være nødvendig å fortsette nåværende materialpraksis med masseforhold  $m \leq 0.40$  i innlandsklima.

Et forslag til nye materialspesifikasjoner for bruer kan være:

Miljøklasse	SA	MMA	MA	NA
Sementinnhold min	400	380	350	320
Sementinnhold max	450	450	450	450
Silika, % av C min	12	4	3	2
Silika, % av C max	15	10	7	5
Masseforhold $m = \frac{V}{C+2.Si}$	0,35	0,40	0,43	0,48
Luftinnhold	-	3-5%	3,5-6%	3,5-6,5%
Tilsetn.stoff(P + SP)min	0,5%xc + 5%xSi			
Tilsetn.stoff (P + SP)max	11	9	7	7

Problemene med å produsere betong etter disse spesifikasjonene illustreres av betongens vanninnhold:

Miljøklasse	SA	MMA	MA	NA
Vanninnhold min	174	164	160	160
Vanninnhold max	182	216	220	237

## 9.2 Overdekningskrav

Overdekning bør nyanseres både etter type konstruksjonsdel og etter miljøklasse. På vertikale konstruksjonsdeler som søyler, vegger og fundamenter vil ekstra kostnader med økt overdekning være meget beskjeden. På frittstående konstruksjonsdeler som plater og bjelker (bruoverbygninger) vil imidlertid ekstra kostnadene kunne bli betydelige. Økt armeringsoverdekning vil kunne begrense hvilke spennvidder det er mulig å benytte for bruoverbygninger.

Et forslag til ny overdeknings-praksis for bruer kan være:

Miljøklasse	SA	MMA	MA	NA
Fundamenter i/ved vann	200	150	100	100
Fundamenter på land	150	100	75	55
Søyler og tårn	100	75	55	55
Overflater med saltsprut fra veg	100	100	75	-
Landkar, støttemurer	100	75	55	55
Overbygning, sider og underside	75	55	55	40
Innside kassetverrsnitt	55	40	40	40
Overkant brudekke	75	55	55	40
Kantbjelke, betongrekkverk etc.	100	75	75	55

Angitte overdekninger er å forstå som avstand fra forskalingsoverflata til statisk virkende armering, uten hensyntagen til evt. overfalteporer og kammer på armeringen. I overdekningssjiktet kan det være lagt epoxybelagte monteringsstenger. Dimensjoner på armeringsstoler og monteringsjern bør være:

"Overdekning", mm	40	55	75	100
Høyde av arm.stoler	25	40	60	80
Epoxybelagt mont.stenger	12	12	12	16



## 10 AVSLUTNING

Det er svært mye vi ikke vet enda hensyn til hvordan vi skal sikre bedre bestandighet av nye betongkonstruksjoner.

Likevel vet vi om en rekke effektive virkemidler, som ennå ikke benyttes i tilstrekkelig grad. Slike tiltak er:

- prinsipielle valg mht. brukonsept
- detaljer vedrørende geometrisk utforming
- konstruktive detalj-løsninger
- armeringstetthet
- armeringsoverdekning
- betongkvalitet

De seinere årene har det vært sagt og skrevet mye om kvalitetsikring, som et virkemiddel som skal kunne redde kvaliteten. Innholdet i ordet "kvalitetsikring" er ganske diffust for de fleste, det er sterkt behov for å konkretisere hva vi mener.

Jeg skulle ønske at vi kunne konsentrere oss om følgende konkrete saker i de kommende årene:

1. Heve kompetansen, definert som kompetanse = kunnskap + erfaring. Kompetanseheving er ønskelig i alle deler av bransjen.
2. Organisering av kompetansen, slik at den blir brukt systematisk i alle prosjekter.
3. Byggherrene klargjør hvilken teknisk standard de vil bygge etter, dvs. hvor mye de er villige til å investere i framtidig bestandighet.

Dersom vi ikke greier å gjøre noe med disse tre forholdene, vil det være meningsløst å snakke om kvalitetssikring.

- /1/ NS 3473**
- /2/ NS 3420, 2. utgave 1986**
- /3/ Prosesskode-2, 1988-utgaven. Vegvesenets Håndbok 026.**
- /4/ Prosjektering med hensyn på holdbarhet. Foredrag av o.ing. G. Liestøl ved Vegvesenets SK-kurs Betongteknologi for prosjekterende ingeniører. Leangkollen 27.-29. april 1993.**
- /5/ Prosjektering mhp. gjennomførbarhet og holdbarhet. Foredrag av siv.ing. Reidar Kompen ved vegvesenets SK-kurs. Betongteknologi for prosjekterende ingeniører Leangkollen 27.-29 april 1993.**
- /6/ Veglaboratoriets Intern rapport nr. 1617:  
Armeringsarbeid Del I: Armeringsstoler og avstandsholdere,  
Del I: Armeringsbinding. Juli 1993.**
- /7/ Veglaboratoriets oppdragsrapport, Oppdrag G-001, rapport nr. 01: Bruk av glideforskaling kontra klatreforskaling. Oktober 1993.**
- /8/ Stål og Betong som bygningsmaterialer, fordeler og ulemper. Foredrag av kontorsjef Olav Gindland ved Vegdirektoratets kurs for kontrollingeniører og byggeledere 23.-25. november 1993.**
- /9/ Aursundet bru. Foredrag av o.ing Tore Witsø ved Norsk betongdag 1993.**
- /10/ Rissvidder, overdekning, armeringsføring, hva er viktigst for bestandighet?  
Foredrag av Bjørn Vik ved Norsk betongdag 1993.**
- /11/ Testing of Concrete cast with and without Zembrain liner on the formwork Sintef rapport STF65 F91044.**