

Veglinjens utforming sett i relasjon til siktforholdene og dimensjonerende hastighet

Avdelingsingeniør Kj. Billehaug

DK 625.72

Grunnregel

En veg skal føres frem slik at den får en mest mulig ensartet utforming over så lange strekninger som mulig. For eksempel bør horisontal- og vertikal-kurvaturen tilpasses slik at siktforholdene blir i samsvar med hverandre.

Denne tilpassing kan best skje ved hjelp av den dimensjonerende hastighet.

Når vi planlegger en veg kan vi ikke gå ut fra at kjørehastigheten tilpasses siktforholdene langs vegen.

Vi må under planleggingen gå ut fra den hastighet vegen skal bygges for — den dimensjonerende hastighet — og så utforme vegen slik at vi oppnår nødvendig fri sikt for denne hastighet.

Før vi går videre er det nødvendig å forklare hva vi mener med *fri sikt (-strekning)*, hvordan den måles.

Fri sikt (fri sikt-strekning) er den *sammenhengende* strekning av vegen som er synlig for kjører.

Sikt-strekningen måles fra kjørerens øyepunkt som forutsettes å ligge 120 cm over vegbanen. Høyden over vegbanen måles normalt på vegplanet i kjørefeltets midtlinje.

Sikt-strekningen måles frem til et punkt på vegbanen midt i det kjørefelt som til enhver tid gir kortest sikt-strekning.

I *vertikalkurve* måles sikt lengden frem til toppen av en gjenstand med høyde 10 cm over vegbanen i kjørefeltets midtlinje.

For sikt frem til møtende bil regnes med en høyde av 140 cm av bilen.

Dette gjelder også vegkryss.

Når det gjelder den geometriske utforming av vegen skjelves mellom disse sikt-strekninger:

1. Stoppsikt-strekning.
2. Motesikt-strekning.
3. Omkjøringsikt-strekning.

Stoppsikt-strekningen er den fri sikt-strekning som svarer til den veglengde kjører må ha for å kunne bremse til full stopp.

Den minstelengde som er nødvendig for helt å kunne stoppe et kjøretøy er sammensatt av:

- A. Den lengde kjøretøyet beveger seg fra det øyeblikk kjører ser det som gjør stopp nødvendig og til bremsene settes på (*kjørerens reaksjonstid*)
- B. Den lengde som går med for å stoppe kjøretøyet fra den tid da bremsene kommer i funksjon (*aksjonstiden*).

I retningslinjer og normaler for veger, Statens vegvesen skjema nr 750 er reaksjonstiden satt til 1 sek for kl. I veger og 0,75 sek for øvrige veger.

Ifølge «Anvisningar och bestämmelser för vägars planläggning, utformning och utförande» er reaksjonstiden antatt å variere fra 1,5 sek til ca 3 sek, avhengig av den enkelte kjører og den hastighet han kjører med.

Forholdet mellom reaksjonstiden og hastighet har i Sverige vært antatt slik:

Opptil 3 sek under 50 km/h

1,5 " ved hastigheter over 100 km/h

Ved hastigheter mellom 50 km/h og 100 km/h regnes reaksjonstiden å forandre seg rettlinjet fra 3 sek til 1,5 sek.

Det er vanlig å regne en midlere reaksjonstid på 2,5 sek (henimot 70 km/h).

Under reaksjonstiden tilbakelegger kjøretøyet en lengde $v \cdot t$ eller S_r (m) = $\frac{v \text{ km/h}}{3,6} \cdot t$ (sek).

Bremselengde

Kjørelengden i aksjonstiden, altså den veglengde bremsene er i aksjon fåes av uttrykket

$S_{br} = \frac{v^2}{2g(f+s)}$ (+ i stigning og ÷ i fall i kjøreretningen).

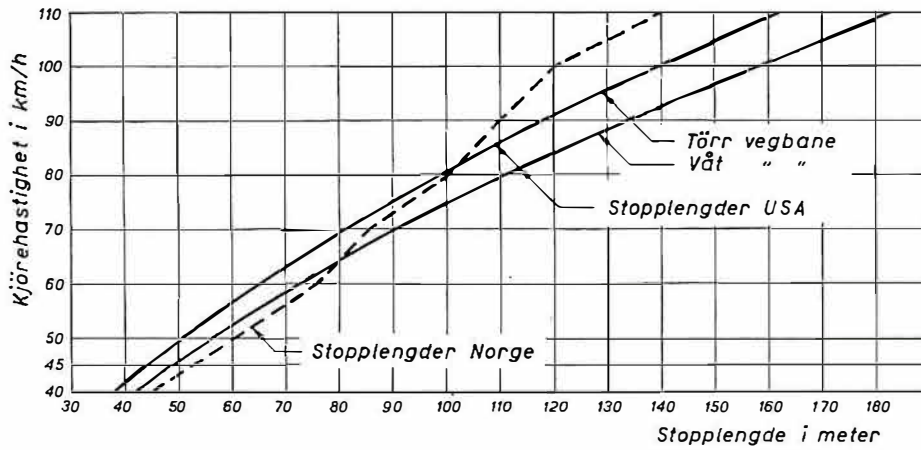


Fig. 1. Stopplengder i U.S.A. og Norge.

Vi kan også sette bremselengden til $\frac{v^2}{2r}$ hvor $r = 0,5 \text{ er } v \cdot t$ (reaksjonsstrekningen) omtrent lik $\frac{v^2}{2gf}$ retardasjonen. På horisontal veg får vi $r = g \cdot f$ (bremselengden).

Den hele stopplengde blir etter dette

$$S_{stop} = v \cdot t + \frac{v^2}{2g(f + s)}$$

Av variable faktorer utenom reaksjonstiden har vi

- f = friksjonskoeffisienten og
- s = stigningsforholdet

Friksjonskoeffisienten for faste vegdekker når de er tørre er 0,8 — 0,9. Når de er fuktige synker den, og de dårligste friksjonsforhold har vi selvsagt på iset vegbane, $f = 0,1 - 0,05$.

Friksjonskoeffisienten er også avhengig av bildekkets type og mønster, av lufttrykk i ringene, temperatur etc.

For å fastsette stoppsikt-strekningen må vi imidlertid fastsette en friksjonskoeffisient. Det har vært vanlig å nytte $f = 0,5$ som kan gi en retardasjon på $\sim 5 \text{ m/sek}^2$. Dette er hard bremsing, men menes likevel å være forsvarlig da der må regnes med at det blir relativt sjelden at stopplengden må være så kort. Det gjelder som vi husker stopp for en gjenstand 0,1 m over vegbanen.

Grensen for bekvem retardasjon er funnet å være $2,5 \text{ m/sek}^2$ hvilket svarer til den *dobbelte bremsstrekning*.

Under værforhold med glatt vegbane må det forutsettes at trafikantene innretter sin kjørehastighet etter føreforholdet.

Den andre variable faktoren er s , som angir vegens stigning eller fall.

Stopplengden i fall blir større enn på horisontal veg.

Ved hastighet ca 70 km/h og friksjonskoeffisient

Ved 5% fall og $f = 0,5$ blir f 10 ganger så stor som s .

Vanligvis sees derfor bort fra fall.

I sterke fall for eksempel nær vegkryss er det vel riktig å ta fallet med i overlegningene.

På grunnlag av det som er nevnt foran kommer en frem til følgende minste stopplengder:

Kjørehastighet km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Stopplengde m	30	45	55	75	85	100	110	130	150	180

Det er forutsatt sterk bremsing, $f = 0,5$ og tørt vegdekke i barmarkstiden.

De stopplengder som er angitt tilsvarende den minste fri sikt lengde en må ha kontinuerlig langs en veg. Fig. 1 viser stopplengder i USA og Norge.

Det er vanlig at kravet til fri sikt angis som et multiplum av stoppsikt, for eksempel $1\frac{1}{2} - 2$ ganger stoppsikt ved 70 km/h.

Møtesikt-strekning

Dette er den fri sikt-strekning mellom møtende biler, som gir tilstrekkelig lengde til at begge biler kan bringes til stopp, slik at det enda er 5 — 10 m avstand mellom dem.

På veger hvor kjøpere i begge retninger har rett til samme kjørefelt (veg med 1 felt eller 3 felt) bør det alltid sørges for tilstrekkelig møtesikt.

På samme måte som for stoppsikt er det satt opp følgende lengder for møtesikt:

Kjørehastighet km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Møtesikt lengde m	70	100	130	155	180	205	220	255	300	340

Omkjøringsikt-strekning

Omkjøringsikt-strekning er den minste fri sikt-strekning en kjører må ha for trygt å kunne kjøre om et kjøretøy og komme inn i eget kjørefelt igjen uten at eventuelt møtende kjøretøy som kommer tilsyne etter at omkjøringen er innledet, og som kjører med vegens dimensjonerende hastighet, må redusere sin hastighet.

I USA er det foretatt omfattende undersøkelser av omkjøringsiktet, og de fleste lands bestemmelser er basert på USA's undersøkelser. Se fig. 2.

Ved beregningen av siktlengden kjøreren må ha for å gjennomføre en slik omkjøring går en ut fra at:

- A. Det kjøretøy som skal omkjøres har jevn hastighet.
- B. Kjøretøyet som skal foreta omkjøringen holder samme hastighet som kjøretøyet foran inntil omkjøringen kan innledes.
- C. Når omkjøringsstrekningen er nådd, trenger omkjøreren en viss tid til å vurdere situasjonen og eventuelt bestemme seg til å innlede omkjøringen (observasjonstiden, vanligvis ca 3 sek).
- D. Kjøretøyet som foretar omkjøringen akselererer i hele omkjøringsperioden.

Omkjøringsstrekningen settes derfor sammen av (se fig. 3):

L_1 = Vegstrekningen som tilbakelegges i observasjonstiden.

L_2 = Vegstrekningen som tilbakelegges under selve omkjøringen.

L_3 = Vegstrekningen som et møtende kjøretøy tilbakelegger fra det tidspunkt omkjøreren har forlatt eget kjørefelt og til han igjen er tilbake i eget kjørefelt.

Det regnes med at kjøretøy som skal omkjøres har $v_{dim} \div 15$ km/h.

Det møtende kjøretøy har hastighet v_{dim} .

$$L_1 = \frac{3(v - 15)}{3,6} \text{ m}$$

Avstanden S mellom 2 kjøretøyer som kjører etter hverandre med samme hastighet har en funnet å være

$$S = \frac{v - 15}{5,25} + 6,1 \text{ m}$$

$$L_2 = 25 + \frac{v - 15}{3,6} t = \frac{1}{2} at$$

a finnes av diagrammet fig. 3 og t og L_2 kan beregnes.

$$L_3 = \frac{v}{3,6} t$$

$$L_{omkj.} = L_1 + L_2 + L_3$$

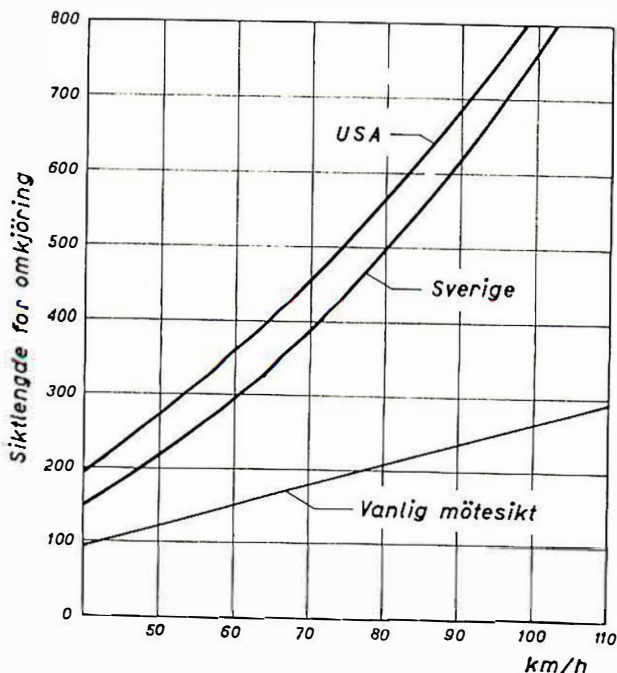


Fig. 2. Omkjøringsikt i Sverige og U.S.A. I U.S.A. regnes midlere hastighet for bilen som omkjøres, i Sverige regnes med vegens dimensjonerende hastighet.

Ved beregning av $L_{omkj.}$ forutsettes at vegen er horisontal.

Ved sterke stigninger bør omkjøringsiktlengden økes på grunn av mindre akselerasjon hos omkjøreren og en tendens til at den møtende har større hastighet enn den forutsatte.

Etter svenske beregninger har vi disse omkjøringsikt-strekninger:

km/h ...	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
L m. ...	100	150	210	290	380	490	620	760	950	1150

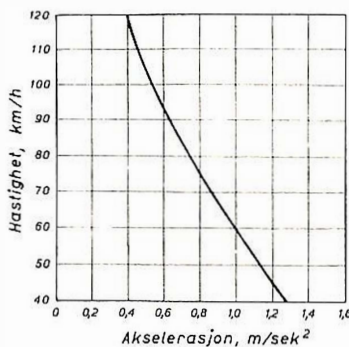
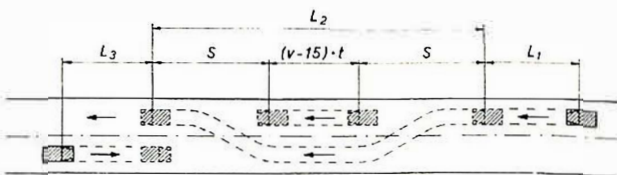


Fig. 3. Øverst: Omkjøringsstrekningens sammensetning. Nedest: Akselerasjonen a m/sek² ved ulike hastigheter v km/h.

Begrenset omkjøringssikt får vi når sikt lengdene er større enn møtesiktet, men mindre enn fullgod omkjøringssikt.

Den nedre grense for begrenset omkjøringssikt må være møtesikt, for denne sikt lengde er bare tilstrekkelig for å stoppe begge biler som da befinner seg i samme kjørefelt.

Møtesikt ved for eksempel 70 km/h er 180 m.

Siktforholdene nyttes til å bestemme horisontalkurver og vertikalkurver og må tas opp til vurdering allerede ved den forberedende planlegging av vegen, mens linjen kan endres uten vesentlige ulemper.

For alle typer veger og vegklasser bør det gjelde generelt at de skal utformes med tilstrekkelig fri sikt, så kjøringen kan se en uventet hindring eller situasjon på vegen så tidlig at han har anledning til å tilpasse kjørehastigheten slik at situasjonen kan mestres tilfredsstillende.

Det bør stilles følgende krav til fri sikt lengde:

1. Veger med ett kjørefelt bør utformes med møtesikt lengde eller dobbel stoppsikt lengde. Lar dette seg ikke gjennomføre bør det planeres med dobbelt kjørefelt, og minimum sikt lengde blir stoppsikt lengde.
2. Veger med 2 kjørefelt bør ha stoppsikt lengde og med rimelige mellomrom fri sikt lengde for tilstrekkelig trygg omkjøring. Det kan være økonomisk å bygge 4 kjørefelter med tilstrekkelig stoppsikt hvor terrenget er kostbart, fremfor en 2-feltig veg med tilstrekkelig omkjøringssikt.

Veger med tre kjørefelt bør ha *kontinuerlig* sikt for trygg omkjøring (min. møtesikt).

Det midtre kjørefelt for denne vegkategori blir nytt av de hurtigste kjørerne i begge retninger. Tresporet veg egner seg bare hvor det kan oppnås sammenhengende møtesikt langs hele vegens lengde.

For veger med 4 kjørefelt bør en ha tilfredsstillende stoppsikt.

Etter svenske normer nevnes at veg med 2 kjørefelt har så høy standard at der bør nyttes møtesiktstrekning som min. siktstrekning.

Tverrfall

Før vi går videre i omtalen av siktstrekninger i horisontaltracéen og vertikalltracéen skal vi se litt på vegens tverrfall. For at vannet skal renne av vegbanen bygges den med tverrfall. På rettlinjede strekninger nyttes vanligvis 2-sidig tverrfall fra vegens midtlinje.

Av hensyn til trafikken bør tverrfallet være minst mulig.

Vanlig tverrfall er:

Grusdekke	1 : 20 — 25	5 — 4%
Bitumen-dekke	1 : 40	2 — 3%
Betongdekke	1 : 60	1,5 — 2%

Da det er vanskelig å arbeide helt nøyaktig og der kan forekomme små setninger bør tverrfallet minst være så stort som anført.

Tverrfall med 1 : 50 merkes vanligvis ikke ved kjøring i ett og samme kjørefelt.

Ved stor hastighet kan en skarpkantet overgang ved tosidig tverrfall være ubehagelig og farlig. På vegmidte bør en derfor ha en avrunding.

På banketten legges vanligvis noe større tverrfall:

ved gress og grus	5 — 7%
" bitumen	4 — 5%

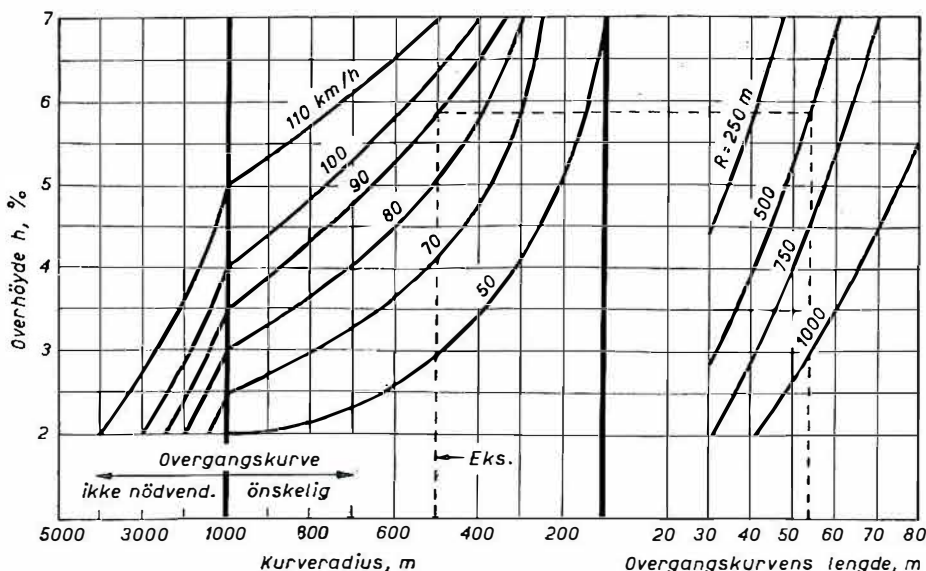


Fig. 4. Overhøyde i kurver. Ved normalt tverrfall på f. eks. 2% (1:50) må en ved kurver med radius mindre enn 4000 m, 3000 m, 2500 m osv., avhengig av den valgte dim. hastighet, gå over til ensidig tverrfall. Eks.: Dim. hastighet 90 km/h. $R = 500$ m. Overhøyde $h \approx 6\%$. Overgangskurvens lengde: 55 m.

Bankettens og vegens tverfall må ikke være for forskjellige.

Tverrfallet i kurve skal foruten å avlede vannet også ta sin del av sentrifugalkraften.

Størrelsen på tverrfallet i kurve avhenger derfor også av kurveradien.

Når et kjøretøy kjører inn i en kurve blir det påført sentrifugalkraft.

Settes kurveradien R i m, hastigheten v km/h, sidefriksjonsfaktoren f og tverrfallet q kan følgende formel utledes:

$$q + f = \frac{v^2}{127,5 R}$$

Det ideelle ville være om q kunne gjøres så stor at $f=0$, dvs. at kjøretøyet følger kurven av seg selv uten styrekraft fra sjåføren. Dette lar seg imidlertid ikke gjøre, fordi der kjøres med forskjellige hastigheter. Det må desuten tas hensyn til den langsomtgående trafikk, som ville få vanskeligheter i kurver med for stor overhøyde. Særlig gjelder dette på glatt vinterføre.

Den største praktiske grense for tverrfallet er satt til 7 % (0,07 i formelen). Hvor der er alminnelig at ferdsele er mer langsom bør en ikke gå høyere med q enn 6%. Se fig 4.

Vi må regne med at vi må ta sidefriksjon mellom kjøretøy og vegbane til hjelp for å holde kjøretøyet på plass.

Sidefriksjonsfaktoren kan regnes 0,6 og høyere. Selv den dyktigste sjåfør kan ikke greie å utnytte denne friksjon helt ut.

Den praktiske grense for sidefriksjonsfaktorens størrelse må fastsettes ut fra hensyn til følelsen av trygg kjøring og blir avhengig av hastigheten.

$f = 0,16$	ved hastighet	50 — 70 km/h
$f = 0,14$	" "	70 — 90 "
$f = 0,12$	" "	90 — 110 "

Når den dimensjonerende hastighet er kjent kan en med gitte tverrfall beregne den minste tillatte kurveradius vegen må ha ut fra de anførte friksjonskoeffisienter.

$$v = \sqrt{R(q + f)127,5}$$

ved $q = 0,07$ får vi

km/h	50	60	70	80	90	100	110	120
$R_{min.}$	80	123	183	250	335	435	560	665

Av fig. 4 sees at vi bør gå over til ensidig tverrfall 2% i kurver med langt større radier enn det har vært vanlig til nå.

At vi må ta sidefriksjon til hjelp for å holde kjøretøyene på plass i kurvene har også innvirkning på nødvendig sikt lengde.

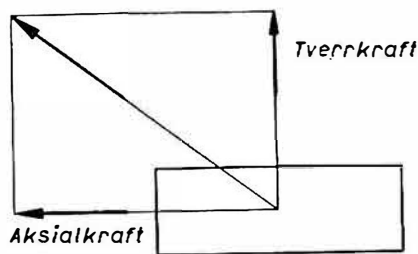


Fig. 5. Krefter som påvirker bilen i en kurve.

Den friksjonskoeffisient vi regnet med å ha til rådighet for beregning av stopp- og møtesikt lengdene var 0,5.

I kjøring i kurve med radier ned mot minimumradien spiser sidefriksjonen opp noe av friksjonen.

Når vi skal beregne den rest som blir igjen av friksjonen for avbremsing må vi ta i betraktning at sjåføren ikke alltid holder den kurve som vi har planlagt for ham.

Bilen kan være litt understyrt eller overstyrt, hvilket vil si at den svinger mindre eller mer enn rattdreiningen skulle tilsi. Dette henger sammen med avfjæringen av bilen.

Sjåføren påvirkes av sentrifugalkraften og rattføringen blir kanskje ikke så presis. Resultatet kan bli at han nytter en noe krappere kurve enn forutsatt i enkelte deler av svingen.

Tas dette i betraktning kan vi anta at nødvendig sidefriksjon må være 0,25 for å holde kjøretøyet på plass.

Det vi får igjen til avbremsing blir da

$$f = \sqrt{0,5^2 - 0,25^2} \approx 0,4$$

Regnes $f = 0,4$ får vi følgende tillegg til nødvendig bremselengde i beregning av stoppsikt lengde.

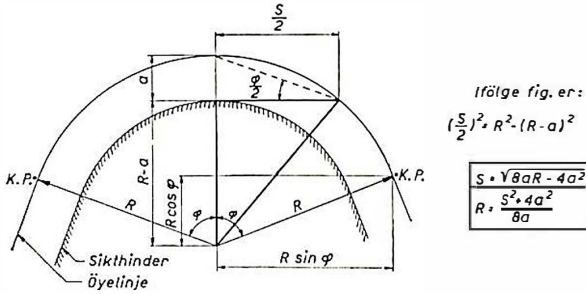
km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
stopp lengde $f = 0,5$	30	45	55	75	85	100	110	130	150	180
tillegg $f \sim 0,4$	2	3	5	8	10	14	17	21	26	31

Ved kjøring i kurve når friksjonsforholdene er dårlige kan sidefriksjonen legge beslag på hele den tilgjengelige friksjon ($f \sim 0,1$ for tørr is og $f \sim 0,05$ for våt is) og ved akselerasjon eller bremsing vil bilen begynne å gli.

At friksjon for akselerasjon eventuelt bremsing og sidefriksjon virker sammen må vi ha i minne når vi planlegger overgang fra rettlinje til kurve og hvor det er nødvendig med forskjellige kurveradier i samme kurve — sammensatte kurver.

Variasjon i kurveradien må ikke være for stor i samme kurve uten at det legges inn nødvendig overgangskurve slik at avbremsingen kan foregå

I. SIKTLENGDEN \leq BUELENGDEN dvs. $S < 2R \sin \varphi$; $\sin \varphi > \frac{S}{2R}$
 eller $R \cos \varphi < R - a$; $\cos \varphi < \frac{R-a}{R}$ eller $R > \frac{a}{1 - \cos \varphi}$ eller $S > \frac{2a}{1 - \cos \varphi}$



II. SIKTLENGDEN \geq BUELENGDEN

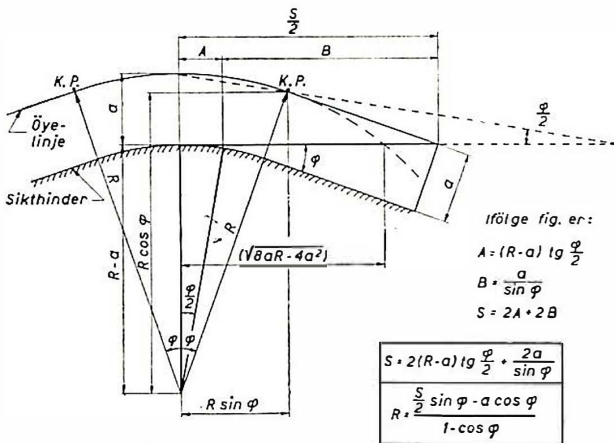


Fig. 6. Utledning av formel for sikt i horisontalkurver.

over tilstrekkelig stor lengde etter at vognføreren er blitt oppmerksom på endringen i kurvaturen.

Variasjon i kurveradien må helst ikke være større enn 1 : 1,5 og helst ikke over 1 : 1,75 uten overgangskurve av tilstrekkelig lengde.

Rettlinjen mellom kurver hvor radien er forskjellig og det kreves hastighetsendring må være så lang at avbremsning kan finne sted uten at resulterende sidekraft overskrider tilstedeværende friksjon.

Det kan være praktisk å endre stigningsforholdene ved inngang til kurver for å utvirke en reduksjon av hastigheten.

Før vi går over til å snakke mer om overgangskurver skal vi se på forholdet siktforholdene og linjeføringen.

Siktforholdene i horisontalkurver når vertikaltracéen er rettlinjet kan beregnes som vist på fig 6, 7 og 8.

Ved stoppsikt er øyehøyde 1,2 m og gjenstand 0,1 m over vegen.

Ligger den sikthindrende innretning midt mellom øye og siktendepunkt ligger siktlinjen $\frac{1,2 + 0,1}{2} = 0,65$ m over vegplanet.

Ved motesikt blir på samme måte sikhøyden $\frac{1,2 + 1,4}{2} = 1,3$ m.

Det sees herav at stoppsikt kan kreve større radius enn motesikt i horisontalkurvaturen.

For å oppnå tilstrekkelig sikt lengde for stopp og

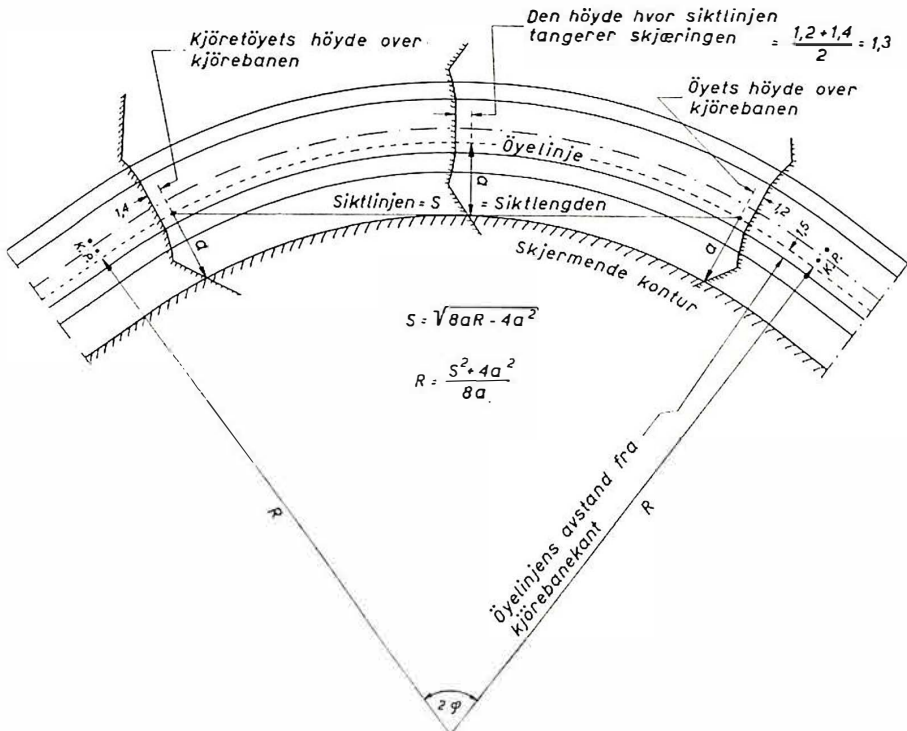


Fig. 7. Sikt i horisontalkurve. Sikt lengden mindre enn bue lengden. Alle mål i meter.

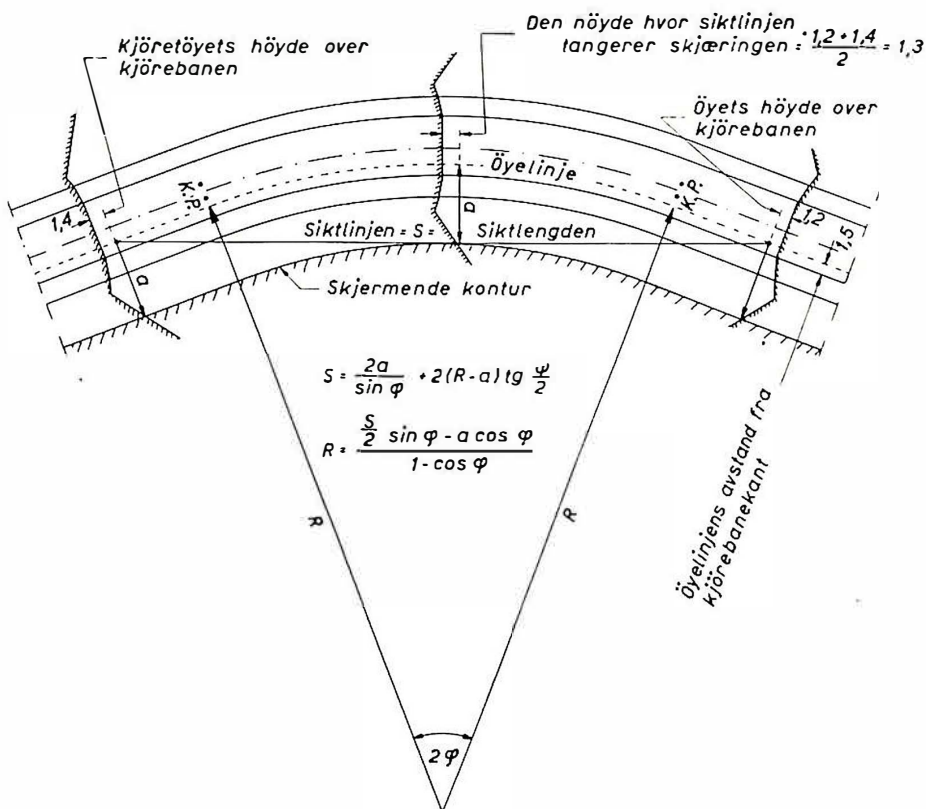


Fig. 8. Sikt i horisontalkurve. Sikt lengden større enn buelengden. Alle mål i meter.

møte kan radien økes, skjæringsskråningene kan slakes av, eventuelt skog kan fjernes.

Under beregning av sikt lengden må det tas hensyn til at brøytekanter kan endre sikt lengden.

Fig. 9 og 10 viser forholdet mellom avstand til sidehinder, hastighet og radius for stopplengde. Fig. 11 og 12 viser nødvendig kurveradius for forbikjøring.

Ved sammensatte kurver kan det bli nødvendig å konstruere opp kurvaturene for å finne ad grafisk veg om nødvendig sikt lengde er til stede.

Sikt lengder i sirkelformede vertikalkurver kan beregnes som vist på fig. 13.

Kravet til stoppsikt kan kreve slakere vertikal kurvatur enn kravet til møtesikt når møtesikt lengden er lenger enn vertikalkurvens lengde.

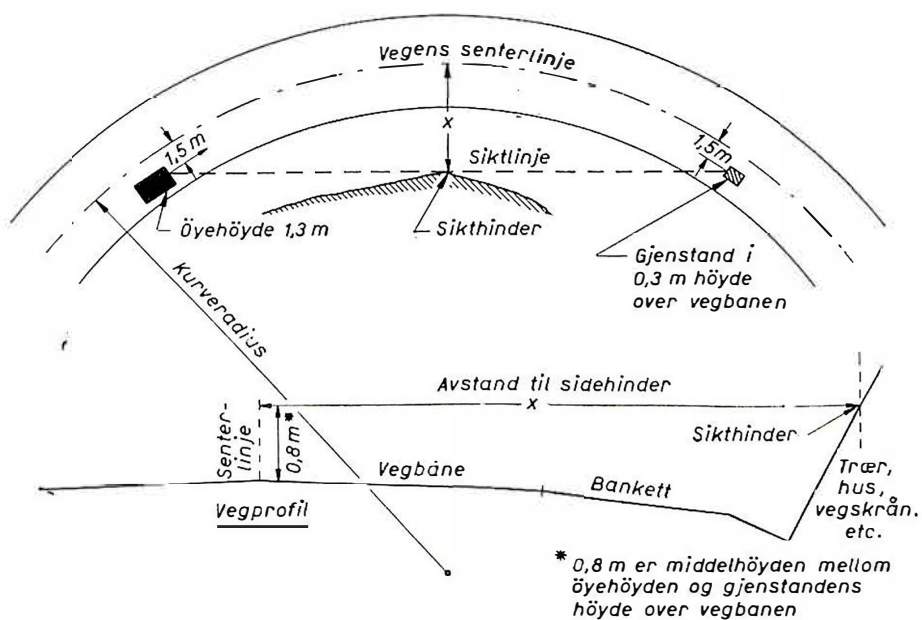


Fig. 9. Forholdet mellom stoppsikt og sidehinder i horisontalkurver.

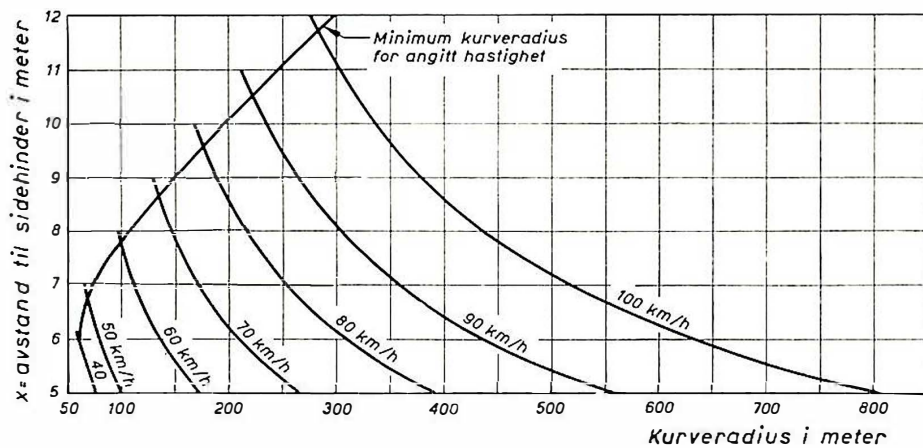


Fig. 10. Forholdet mellom stoppsikt og sidehinder i horisontalkurver.

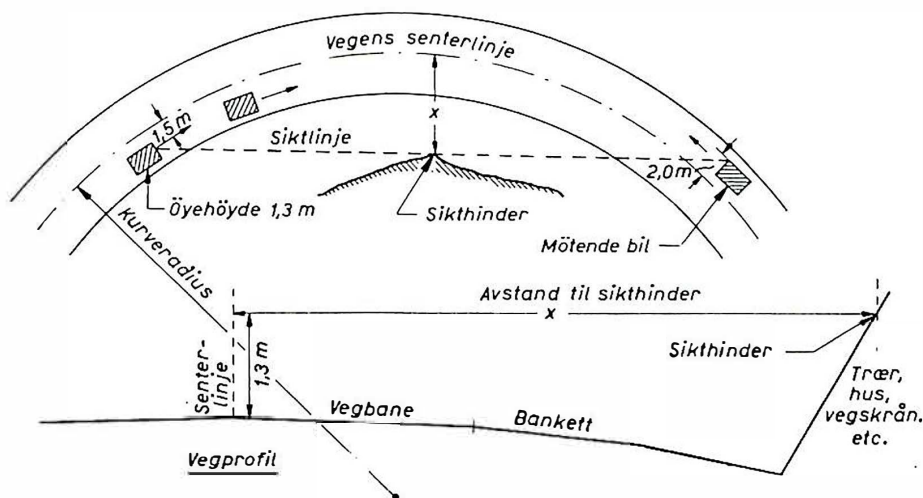


Fig. 11. Forholdet mellom omkjøringssikt og sidehinder i horisontalkurver.

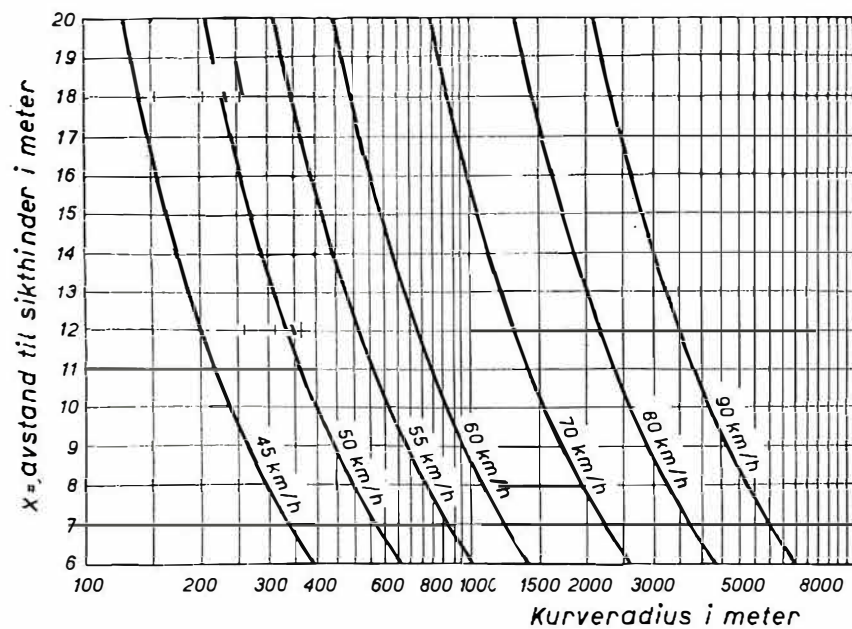
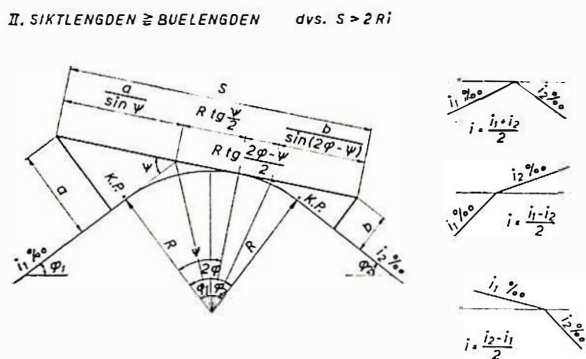
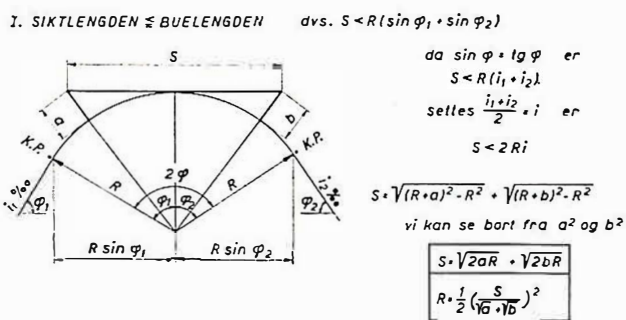


Fig. 12. Forholdet mellom omkjøringssikt og sidehinder i horisontalkurver.



Settes stigningene inn istedet for φ får vi

$$S = \frac{(\sqrt{a} + \sqrt{b})^2}{2i} R_i$$

$$R = \frac{S}{i} - \frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{a} + \sqrt{b}}{i} \right)^2$$

Fig. 13. Utledning av formler for sikt i vertikalkurver.

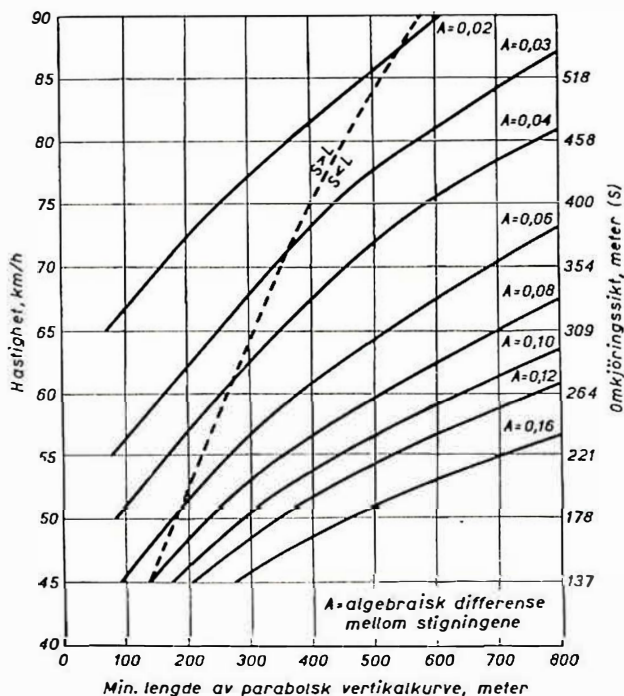


Fig. 14. Omkjøringssikt. Lengde av parabolisk vertikalkurve.

Fig. 14 viser minimum lengde av paraboliske vertikalkurver etter amerikansk standard, for nødvendig omkjøringssikt. Fig. 15 viser den minste lengde en høybrekk-kurve må ha for at det skal bli tilstrekkelig fri sikt når øyehøyden er 1,2 m og gjenstanden som skal observeres ligger 0,1 m over vegbanen.

Når vi har kombinasjon av vertikalkurve og horisontalkurve må vi når vi skal bedømme siktmulighetene for horisontalkurvene, være oppmerksom på at siktlinjen kan ligge i samme høyde som vegens plan. På samme måte kan siktlinjen for vertikalkurven komme utenom vegbanen slik at sikt hindres.

Lavbrekk

Vertikalradien i lavbrekk, R_l bestemmes ikke av sikt lengden om dagen, men av sikt lengden om natten.

R_l må være så stor at lyskeglen fra bilen belyser tilstrekkelig lang veggstrekning foran bilen.

Stort sett medfører dette at vertikalkurver i lavbrekk minst må være $\frac{1}{2}R_h$, hvor R_h = radien i høybrekk.

Overgangskurver

Når et kjøretøy kjører fra rettlinje inn i en kurve

blir det påført sentrifugalkraft $C = \frac{Q}{g} \cdot \frac{v^2}{R \cdot 3,6^2}$ hvor

v i km/h og R i m. Kjøretøyet får dertil en vinkelhastighet i tillegg til den rettlinjede hastighet. Vinkelhastigheten må holdes innen rimelighetens grenser for at det ikke skal føles ubehagelig for passasjerene. Dette er nevnt for i forbindelse med maksimal utnyttbar sidefriksjon.

Akselerasjon i vinkelhastigheten fra rettlinje til bilen er kommet inn i den jevne kurven må ikke overstige en viss grense, ellers vil det føles ubehagelig for passasjerene.

Vi må derfor ha en tilstrekkelig lang overgangskurve slik at rattet kan dreies med ikke for stor hastighet. Påføring av tverrkraften — sentrifugalkraften — må ikke skje for raskt. Denne påføring av tverrkraft er også kalt tverrykket.

Videre må vi regne med at rattet skal dreies jevnt. Den kurven bilen naturlig vil følge når rattet

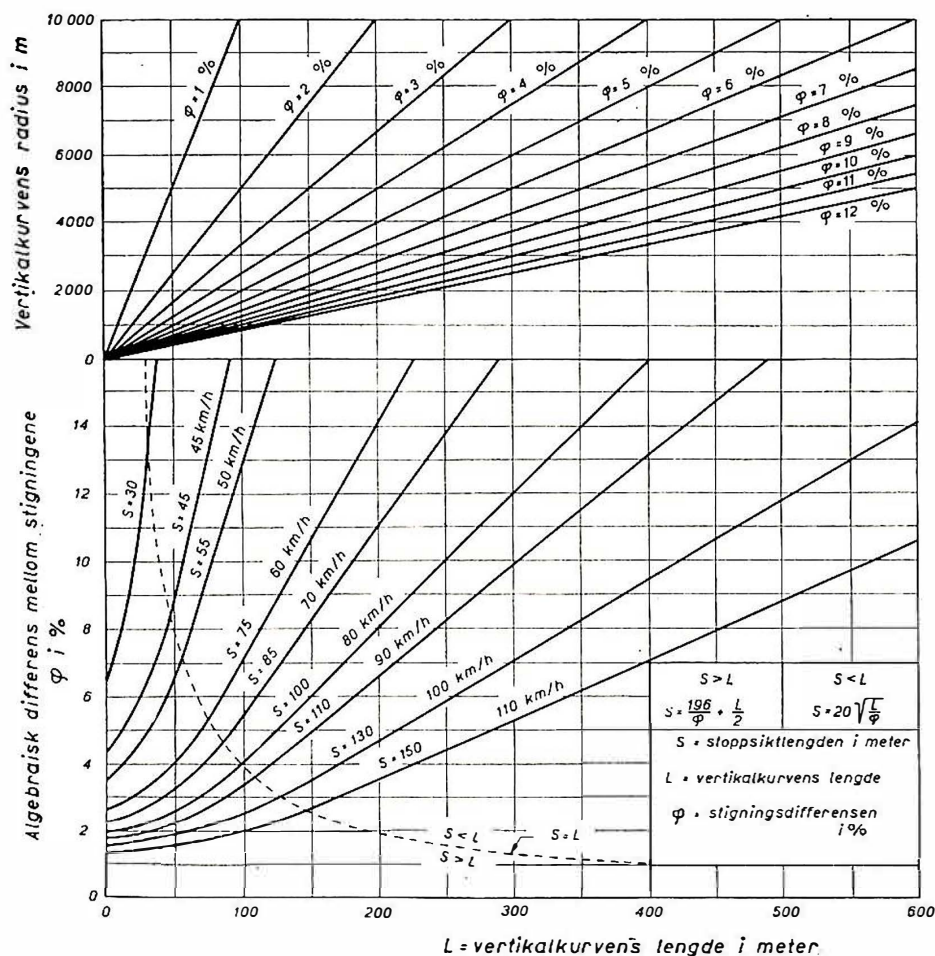


Fig. 15. Minste lengde av høybrekk-kurver for tilstrekkelig fri sikt.

dreies jevnt, er en kurve hvor krumningen øker proporsjonalt med buelengden

Den kurve som ansees å ligge nærmest denne naturlige kjørekurve er klotoiden. Ligningen for den er:

$$A = \sqrt{R \cdot L}$$

A = klotoidparameter

L = klotoidkurvens lengde

R = sirkelkurvens radius

Tverrykket for klotoidkurven er

$$= -\frac{v^3}{46,5} \cdot \frac{1}{A^2} + \frac{v}{3,6} \frac{dq}{dL} \cdot g \text{ (m/sek}^3\text{)}$$

v = hastigheten km/h.

A = parameteren.

$\frac{dq}{dL}$ = forandringen i tverrfallet pr meter.

Etter tyske undersøkelser for jernbane kan tverrykket gå opp i 0,8 m/sek³ uten at det er ubehagelig for de reisende. For veier i USA anbefales et maksimalt rykk av 2 ft/sek³ på gjennomgangsveger.

Overgangskurvens lengde blir da

$$L = 0,035 \frac{v^3}{R} \text{ m}$$

Ved $R = 500$ m, $v = 90$ km/h fås $L = 53$ m kfr. fig 4.

Det har tidligere vært en viss motvilje mot å nytte klotoidkurven på grunn av at der ikke har vært utarbeidet egnede håndbøker for den. Det er derfor gjort diverse forsøk på å erstatte klotoiden med andre kurveformer som f. eks. kubiske parabler etc.

Det har nå blitt utarbeidet praktiske klotoidetabeller til bruk for vegbygging, f. eks. «Klothoiden Taschenbuch» av Kreuz — Osterloh, hvortil det etterfølgende refererer seg.

Alle klotoidkurver er likedannede. De kan derfor bli forstørret og forminsket proporsjonalt.

Det gjelder for oss å finne en klotoidkurve som passer til den overgangskurvelengde vi skal ha, og til den radius den skal slutte seg til. Parameteren A må derfor fastlegges, det er den som bestemmer klotoidens størrelse.

Da $A = \sqrt{R \cdot L}$ og både L og R er kjent kan A beregnes. Alle verdier for A står ikke i tabellen, og vi bør velge den A -verdi i tabellen som ligger nærmest over den vi har beregnet. Dette vil si at overgangskurvens lengde blir noe større enn foreskrevet.

Under planleggingsarbeidet i marken er det ikke nødvendig å stikke klotoidekurven. Det er nok å beregne den innflytting som sirkelen skal ha i forhold til rettlinjen.

Denne innflytting ΔR beregnes av tabell for $\frac{\Delta R}{R}$.

Den ferdige veg må imidlertid få overgangskurve som klotoide.

Det er nevnt i «Grunnleggende faktorer i vegutformingen» at der mellom rettlinje og sirkelkurve med radius mindre enn 1000 m bør legges inn overgangskurve. Ved store hastigheter blir overgangskurvene lange (avhenger av v^3). Det er derfor trolig riktig å nytte overgangskurver for enda større radier.

I åpent lende vil selv en kurve med radius 2000 — 3000 m virke butt og skarp på avstand.

Erstattes sirkelkurven med to klotoidekurver vil linjeføringen bli mykere.

Tverrfall

I forbindelse med overgangskurve bygges tverrfallet i kurven opp. Oppbyggingen av tverrfallet, overhøyden, bør foregå innenfor overgangskurven, og når sirkelkurven begynner skal tverrfallet ha sin fulle verdi.

Tverrfallet bygges opp slik:

1. Ytre kjørebane kant løftes opp over senterlinjen inntil ensidig tverrfall er nådd.
2. Kjørebaneplanet dreies deretter om innerste vegkant inntil full overhøyde er nådd.

Oppbyggingen av overhøyden skulle helst foregå etter en kurvelinje og i takt med den tiltagende krumning av overgangskurvene (klotoidekurve).

Det er vanlig å nytte rettlinjet løfting av ytre kjørebane kant med stigning 1 : 300 til 1 : 400 sett i forhold til indre kjørebane kant på den strekning

hvor ytre kjørebaneplan løftes opp, slik at vi får ensidig tverrfall. Den videre løfting av ytre kjørebane kant skal ikke ha større helning enn 1 : 150 — 1 : 200 sett i forhold til indre kjørebane kant.

Den resulterende stigning må ikke bli større enn den som er fastsatt for strekningen.

Kurveutvidelse

Kjøretøyet krever større plass i kurven på grunn av at forhjulenes og bakhjulenes spor er forskjøvet. Det er derfor riktig å øke kjørebredde i kurve.

I nedenstående tabell er satt opp oversikt over kurveutvidelse.

Tabell 1. Kurveutvidelse i cm.

Kurve- radius	Kjørebaneb. 3,5 m			Kjørebaneb. 6 m			Kjørebaneb. 7 m							
	Dim. hastigh.			Dim. hastigh.			Dim. hastigh.							
	40	50	70	50	70	90	100	50	70	90	100	110		
500				25	25	50	50	50		25	25	50	50	
400				25	25	25	50	50	25	25	25	25	50	50
300	25	25	25	50	25	25	50		25	25	25			
250	25	25	25	50	50	50			50	50				
200	25	25	25		75				75					
150	25	25	25		125				125					
100	50	50			125				125					
75	75				125				125					
50	100													

Kurveutvidelsen legges langs kurvens indre side slik at der er full kurveutvidelse der sirkelkurven tar til. Ved overgangskurve fordeles gjerne $\frac{2}{3}$ — $\frac{1}{2}$ på tangentstrekningen og resten på sirkelstrekningen.

Kurveutvidelsen legges inn lineært med 1 : 20 i forhold til indre kjørebane kant eller ca 1 m/sek. Nødvendig lengde for å gjennomføre utvidelse blir 30 — 60 m.

Overdimensjonerte linser i trafikksignalhoder.

Vegsjef John C. Mackie har anført at overdimensjonerte linser i trafikksignalhoder satt opp der hvor Michigan hovedtrafikkåre passerer gjennom 5 tettbebyggelser har medført en sterk reduksjon av antall trafikkulykker og skader.

Studier som har vært drevet ett år på forhånd og ett år etter viser at trafikkulykkene ved disse 5 vegkryss (beliggende i 4 fylker) sank fra 125 til 74, dvs. 40,8 %

reduksjon, skademeldingene sank fra 42 til 18 eller 57,2 %. Dødsulykkene steg fra 1 til 3 ved det ene krysset, men alle tre personer ble drept ved én ulykke, og vegtrafikkingeniørene tror at vanskene her allikevel er blitt mindre fordi det totale antall skadede personer ved dette kryss sank fra 8 til 4.

Ved de nevnte vegkryss var signalhodet med de normale 8" linser blitt erstattet av 12" linser. (Roads and Streets. Januar 1960.)

EZ.

Registrerte motorkjøretøyer i Norge pr 31. desember 1959. Sammendrag.

<i>Motorvogner i ervervsmessig kjøring</i>	Bensin	Diesel	Tråd. Elektr.	Sum 1959	Sum 1958
A. I rutekjøring:					
Rutevogner, t.o.m. 8 pass.	175	1	—	176	149
—, — 9—32 ”	841	346	—	1 187	1 262
—, — over 32 ”	405	2 825	112	3 342	3 235
Varevogner, inntil 1,2 t lasteevne	37	1	—	38	35
Lastevogner, 1,2—2 ”	35	7	—	42	55
—, — 2—5 ”	531	550	—	1 081	1 037
—, — over 5 ”	14	59	—	73	88
Komb. vogner inntil 2 ”	49	14	—	63	79
—, — 2—5 ”	262	335	—	597	502
—, — over 5 ”	4	12	—	16	36
Sum	2 353	4 150	112	6 615	6 478
B. I ervervsmessig kjøring uten rute:					
Turvogner, t.o.m. 8 pass.	17	2	—	19	6
—, — 9—32 ”	129	24	—	153	164
—, — over 32 ”	36	48	—	84	95
Varevogner, inntil 1,2 t lasteevne	451	2	—	453	413
Lastevogner, 1,2—2 ”	535	15	—	550	532
—, — 2—5 ”	5 681	3 018	—	8 699	8 761
—, — over 5 ”	376	461	—	837	764
Komb. vogner inntil 2 ”	21	1	—	22	39
—, — 2—5 ”	55	20	—	75	83
—, — over 5 ”	1	—	—	1	10
Drosjer (med bevilling)	4 353	721	—	5 074	4 991
Reservedrosjer	377	32	—	409	429
Andre vogner for off. pers.befordring	816	3	—	819	693
Sum	12 848	4 347	—	17 195	16 980
C. Motorvogner til eget bruk:					
Personvogner	185 972	103	—	186 075	166 162
Varevogner, inntil 1,2 t lasteevne	52 257	55	—	52 312	45 687
Lastevogner, 1,2—2 ”	10 730	181	—	10 911	11 083
—, — 2—5 ”	20 027	3 079	—	23 106	23 038
—, — over 5 ”	590	446	—	1 036	997
Komb. vogner inntil 2 ”	886	6	—	892	932
—, — 2—5 ”	308	20	—	328	304
—, — over 5 ”	6	10	—	16	5
Sum	270 776	3 900	—	274 676	248 208
D. Spesialvogner:					
Brannvogner	554	12	—	566	542
Sykevogner	368	3	—	371	355
Servicevogner	382	9	—	391	372
Tankvogner	808	176	—	984	944
Traktorer og motortraller (reg.)	5 996	4 527	26	10 549	8 582
Sum	8 108	4 727	26	12 861	10 795
Sum motorvogner	294 085	17 124	138	311 347	282 461
E. Motorsykler:					
Mopeder	74 264	—	—	74 264	55 012
Motorsykler for invalider	158	—	3	161	161
Lette motorkjøretøyer	22 240	—	7	22 247	21 197
Andre motorsykler	54 843	—	1	54 844	52 209
Sum	151 505	—	11	151 516	128 579
Sum	445 590	17 124	149	462 863	411 040
F. Tilhengere:					
1 aksel	—	—	—	10 237	9 034
2 aksler eller flere	—	—	—	957	958
Sum	—	—	—	11 194	9 992
Totalsum	445 590	17 124	149	474 057	421 032

Vognkategori	Bensin	Diesel	Tråd. Elektr.	Sum 1959	Sum 1958
Busser inntil 8 pass.	192	3	—	195	155
„ 9—32 pass.	970	370	—	1 340	1 529
„ over 32 pass.	441	2 873	112	3 426	3 138
Sum Busser	1 603	3 246	112	4 961	4 860
Varevogner	52 745	58	—	52 803	46 135
Lastevogner 1,2—2 t.	11 300	203	—	11 503	11 670
—,„— 2—5 t.	26 239	6 647	—	32 886	32 836
—,„— over 5 t.	980	966	—	1 946	1 849
Sum lastevogner	38 519	7 816	—	46 335	46 355
Tankvogner	808	176	—	984	944
Sum laste- og tankvogner	39 327	7 992	—	47 319	47 299
Komb. vogner inntil 2 t.	956	21	—	977	1 050
—,„— 2—5 t.	625	375	—	1 000	889
—,„— over 5 t.	11	22	—	33	51
Sum komb. vogner	1 592	418	—	2 010	1 990
Drosjer og andre til off.p.	5 546	756	—	6 302	6 113
Personvogner	185 972	103	—	186 075	166 162
Brannvogner	554	12	—	566	542
Sykevogner	368	3	—	371	355
Servicevogner	382	9	—	391	372
Traktorer og motortraller	5 996	4 527	26	10 549	8 582
Sum motorvogner	294 085	17 124	138	311 347	282 461
Mopedder	74 264	—	—	74 264	55 012
Motorsykler	77 241	—	11	77 252	73 767
Tilhengere	—	—	—	11 194	9 992
Hovedsum	445 590	17 124	149	474 057	421 032

Fetsund bru

Avdelingsingeniør Knut G. Fixdal

DK 624.27 FETSUND

Da Fetsund bru ble åpnet for trafikk av H. M. Kongen lørdag 12. desember 1959, ble en plag-som flaskehals på riksvegnettet fjernet. Brua ligger i riksveg 3 og går over Glomma nord for Øyeren. Tidligere gikk trafikken over på jernbanebrua som var utstyrt med to kjørebaneer på konsoller på sidene. Disse kjørebaneene var svært smale med tillatt akseltrykk 3,3 tonn. For godstransport og busstrafikk var dette en stor ulempe. Det forelå krav om at busspassasjerer skulle stige av og gå over brua, og da denne var temmelig lang tok det lang tid før de kunne være på plass i bussen igjen.

Det ble arbeidet med planer om ny bru i lang tid. Det sto en del strid om linjevalget. Det var foreslått en linje lengre nede ved Glomma (stiplet linje på fig. 1) men den ville komme utenfor Fetsund sentrum. Det ble omsider valgt en linje gjennom Fetsund nedenfor jernbanebrua, og i 1953 kunne arbeidet ta til.

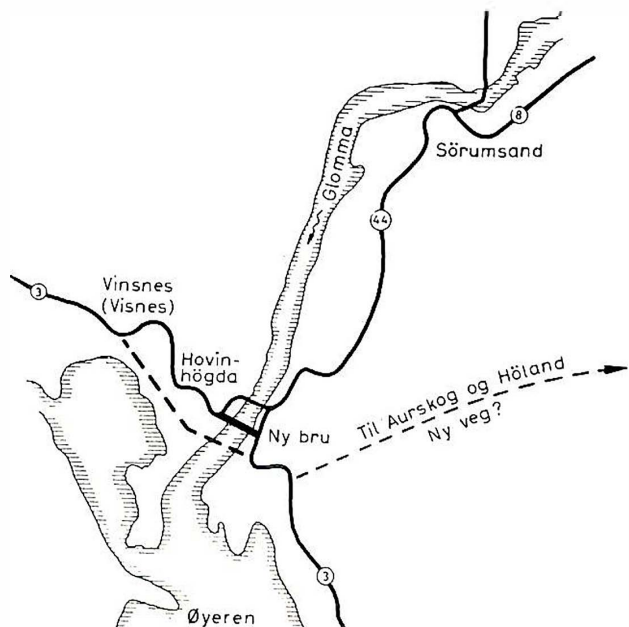


Fig. 1. Kartskisse som viser riksveger ved Fetsund og Sørumsand.

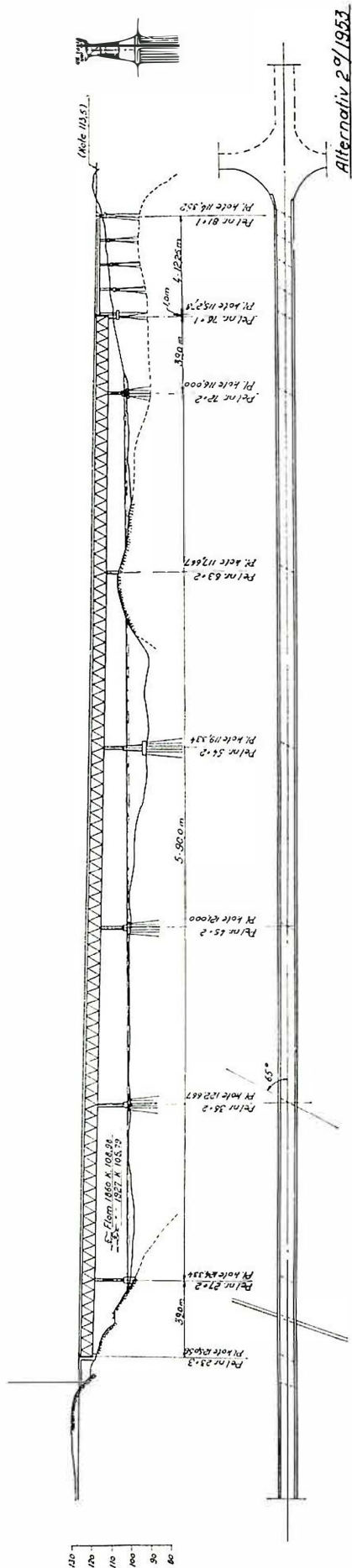


Fig. 2. Oversiktstegning for Fetsund bru.

Grunnboringer viste at jordskråningen ned mot Glomma på østsiden ikke kunne tåle belastningen av en vanlig fylling frem til et landkar. Det ble derfor laget en betongbjelkebru utover i 4 spenn à 12,25 m. Pilarene for disse er fundamentert på strengebetongpeler som er slått ned til fjellet på ca 20 m dybde (fig. 2). Dessuten ble det lagt ut en motvektsfylling langs stranden. Videre over Glomma og jernbanen på vestsiden går et kontinuerlig stålfagverk i 7 spenn, 39 m + 5 × 90 + 39 m, og så avsluttes brua på vestsiden i et 14 m platespenn i forspent betong som går over en bygdevveg.

Den første pilaren fra vestsiden er fundamentert direkte på fjell etter utgraving, de tre neste er fundamentert på svevende trepeler mens pilar nr 5 er støpt direkte på en holme i elveløpet. Pilar nr 6 på østsiden står på strengebetongpeler som er slått ned til fjell. Fundamenteringsarbeidene er tidligere beskrevet av overingeniør G. A. Frøholm i Teknisk Ukeblad nr 17 for 1959.

Pilar nr 5 virker som forankringspilar og opp-tar alle horisontalkrefter i bruas lengderetning. Pilarene 2, 3 og 4 virker som pendelvegger. De er utformet som to søyler forbundet med en vegg nedenfra og opp til over flomvannstand. Pilar 2 og 3 har lagere oppe og nede mens pilar 4 bare har lagere på toppen. Den er imidlertid så slank at den kan ta bruas lengdedeformasjoner på bøyning. Av oversiktstegningen (fig. 2) fremgår at pilarene av hensyn til strømretningen i elven er lagt med en vinkel på 65° med bruaksen. Ved lengdeendringer i brua pga. temperaturvekslinger vil de nevnte 3 pilarer pendle ikke bare i bruas lengderetning men pga. skjevheten også i sideretningen. En vil altså få en dreining av bruaksen om pilar 5. Imidlertid må brua dreies tilbake i riktig linje ved tilslutningen til betongspennene. Om dette skulle gjøres bare på de 39 m lange endespennene ville det bli for store ekstraspenninger i brudekket og fagverket. Derfor er pilarene 1 og 6 utført som frittpendlende søyler med ledd (punktlagere) oppe og nede, slik at bruaksen kan dreies tilbake over en lengde på 129 m og ekstraspenningene reduseres tilstrekkelig. Pilarene med lager nede ble ved støpingen utstyrt med provisorisk innspenning ved foten, og ved monteringen av fagverket ble denne innspenningen løst. Også ved pilarene 1 og 6 ble det støpt opp en vegg mellom søylene, men den er skilt fra søylene med en fuge. På fig. 4 ser man pilar nr 1 med «blindvegg». Disse veggene skal forhindre at tømmer

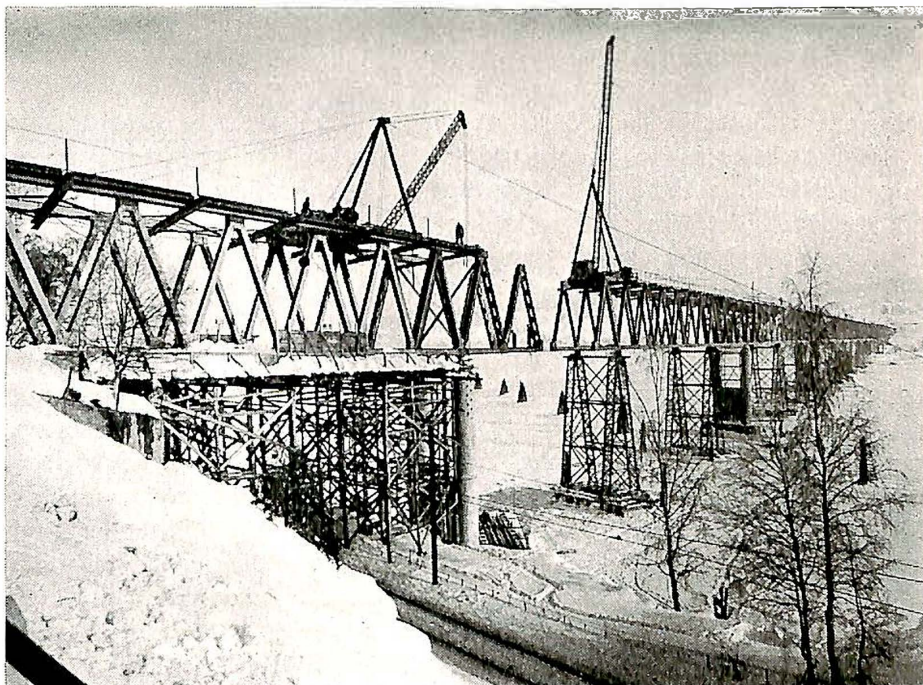


Fig. 3. Fetsund bru sett fra vest februar 1959.

skal kunne henge seg fast mellom søylene under fløtning.

Endene av fagverket er opplagret på glidelagere av støpestål. Disse er utformet slik at de også virker som glidelagere for opptagelse av de horisontalkrefter som oppstår ved tilbakedreiningen av bruaksen som nevnt ovenfor samt horisontalkrefter pga. vind. Dessuten er de istand til å oppta et mindre negativt lagertrykk. På pillarene er det faste punktlagere av støpestål. Underlagrene har på pilarene 2, 3 og 4 fått en langstrakt rektangulær anleggsflate mot betongsøylene. Dette er gjort for å gi plass til fire hydrauliske donkrafte ved siden av lageret på søyletoppen. Disse tre pilarene står jo på svevende peler, og om de skulle få store setninger med tiden har en nå den mulighet at en kan løfte fagverket med lagrene opp fra søyletoppene med donkrafte og foreta en påstøpning på søyletoppene. Det er tenkt anvendt 8 donkrafte à 150 tonns kapasitet slik at en kan løfte med en kraft på 1200 tonn og dette skulle være nok til å foreta løftningen og korrigere for setninger uten å stoppe trafikken.

Selve fagverket som er 528 m langt uten ledd eller fuger, har bæreveggavstand 5,3 m og systemhøyde på 6,65 m. Ved nedre gurt er der et lett vindfagverk som bare skal oppta vindkreftene på nedre del av fagverket. Ved øvre gurt tjener selve brudekket som vindfagverk og kraftige dobbelte kryss over hver pilar førte vindkreftene ned i lagrene.

I over- og undergurtene samt i knuteplatene er

det benyttet stål av kvalitet St 52 mens diagonaler og vindfanger er utført av St 37. Alle forbindelser er klinket, og for ikke å få for lange skjøter i gurtene ble det benyttet nagler med større fasthet enn vanlig. Fagverket ble levert og montert av Vulkan A/S, Oslo.

Vulkan A/S planla først å foreta alt sammen-



Fig. 4. Montering av stålfagverket.

byggingsarbeide ved monteringen inne på land på vestsiden. De ville da rulle ut fagverket etterhvert som det ble bygget ferdig, akkurat som en pølse fra en pølsemaskin. Det var planlagt to provisoriske bukker i hvert hovedspenn under monteringen. Da brua ligger i helling 1:54 fra vest mot øst skulle det ikke så store krefter til å rulle ut fagverket, men det viste seg vanskelig å få de provisoriske bukkene stabile nok til å klare de horisontalkrefter de ville få i toppen under utrulling. Bukkene sto på peleåk av trepeler på tildels dypt vann, og de hadde lett for å vibrere litt pga. strømmen i elven. Det ble til at fagverket, med unntak av det vestre endespenn, ble bygget ut fra østsiden. Figur 3 viser situasjonen på vestsiden like før fagverket ble fullført. En ser de provisoriske monteringsbukkene i hovedspennene og det kraftige stillas med tett gulv som måtte bygges over jernbanelinjen.

Brudekket er av betong med 7,0 m bred kjørebane og to gangbaner på 1,5 m. Gangbanene er støpt med et innlegg av lett Leca-betong for å redusere egenvekten. En har da muligheter til å utvide kjørebanen på bekostning av gangbanene om dette i fremtiden skulle vise seg ønskelig. Forskallingen ble lagt opp på 12 langsgående Hico-bjelker som i sin tur hvilte på provisoriske tverrbærere. Tverrbærerne var hengt opp under overgurten med skruer og inngikk også i provisorisk vindfagverk som måtte oppta vindkreftene på forskallingen og øvre del av fagverket inntil dekket var støpt.

Det var regnet med at betongdekket skulle virke sammen med stålet i overgurten der denne hadde

trykkpåkjenning. For å oppnå best mulig samvirke ble det sveiset en rekke dybler på gurten på disse partier. Videre ble fagverket før støpning av dekket presset opp litt ved hjelp av hydrauliske presser plassert på de provisoriske bukkene, slik at overgurten var nærmest spenningsfri eller med svakt strekk over det parti der den senere ville få trykk pga. egenvekt og nyttelast. Så ble dekket støpt over dette parti, deretter ble fagverket senket og partiet over pilaren ble støpt. Ved denne fremgangsmåten får en god overføring av trykkrefter fra gurt til dekke og dessuten mindre fare for strekkriser i dekket over pilarene. Dekket ble støpt i løpet av våren, sommeren og høsten 1959. På dekket er lagt et lett asfaltlag, ca 50 kg/m².

Med henblikk på riving av forskallingen og fremtidig malearbeide ble det lagt skinnegang langs undergurten hvor spesiallagede traller kan kjøre i hele fagverkets lengde.

Rekkverket er utført som sprosserekkverk med sprosser av rundstål og stendere av rør. Brua er utstyrt med lysanlegg som er bekostet av Fet kommune.

Platespennet på vestsiden er forspent etter Dywidag-metoden og har fått en spennvidde på 14 m. Mellom platespennet og fagverket er det laget en stor dilatasjonsfuge i dekket. Lengdeendringer i dekket over en strekning på ca 400 m må kunne foregå der. Ved temperaturendring fra -30°C til $+30^{\circ}\text{C}$ vil en få en lengdeutvidelse av dekket på 29 cm.

Brua er konstruert ved Vegdirektoratets bruavdeling og alt betongarbeide er utført av Akershus fylkes vegvesen.

Økonomisk vurdering av veiinvesteringene

Cand. oecon. Robert F. Nordén

(Forts. fra N. V. nr 4, s. 71.)

Hvis vi først kjenner alle de sammenhengene som eksisterer mellom kjørekostnadene og veiens utforming, kan disse settes sammen i en kjørekostnadsberegning, som vil vise de totale kostnader for avviklingen av en bestemt trafikkmengde med en viss sammensetning av bilparken over en veistrekning av en nærmere definert standard. Ved å utføre slike kjørekostnadsberegninger viser det seg ofte at en kommer til andre konklusjoner med hen-

DK 656.1 (481)

syn til valget mellom alternativer for veiomlegginger enn en ville gjort uten slike beregninger. Videre viser beregninger som er utført, at det ikke er tilstrekkelig å trekke inn kjørekostnadene som faste kilometerkostnader. Det er nødvendig å basere beregningen av kjørekostnadene på en omfattende vurdering av veiens kvalitet i forhold til den trafikk den skal avvikle. Det kan også nevnes at det ikke er så svært store trafikkmengder som skal til før slike beregninger kan fremvise så store reduksjoner

i kjørekostnadene som følge av veiforbedringen at vi her ganske klart har å gjøre med investeringer som gir høy forrentning.

For fullt ut å kunne dra nytte av slike kjørekostnadsberegninger er det ønskelig at de stort sett utføres på samme måte og bygger på de samme funksjonelle sammenhengene mellom kjørekostnader og veistandard. Dette vil være nødvendig for å kunne foreta sammenligninger mellom beregninger utført for forskjellige anlegg. Det er nå meningen at vi her i Norge skal forsøke å sette opp regler for utføring av kjørekostnadsberegninger. Det vil da være nødvendig først å gå gjennom de undersøkelser som er foretatt i Norge og andre land. Undersøkelsene må vurderes, og det må treffes en beslutning om hvilke data vi bør legge til grunn for norske forhold. Det vil bli overveiet om det kan være hensiktsmessig å samle alle disse data i en håndbok, som da også inneholder konkret anvisning på hvordan beregningene skal utføres. En slik håndbok vil forhåpentlig gjøre det lettere for de lokale myndigheter å få utført slike beregninger, og de sentrale veimyndigheter vil kunne få inn beregninger som det er mulig å sammenligne. For beregningene av vedlikeholdet og avskrivningene på veianlegg, vil det av lignende grunner være behov for bestemte normer.

Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd har bevilget penger som vil gjøre det mulig for Transportøkonomisk utvalg å ta opp dette arbeidet. Det vil i denne forbindelse bli satt ned et lite spesialutvalg, der Veidirektoratet, Samferdselsdepartementet, Institutt for Vei- og jernbanebygging ved NTH, og Opplysningsrådet for biltrafikken vil være representert.

For vurderingen av de data som skal legges til grunn for norske kjørekostnadsberegninger ville det være verdifullt om vi i større utstrekning hadde hatt norske undersøkelser ved siden av de utenlandske. Derfor er det av betydelig interesse hva som kan komme ut av de regnskapsundersøkelser av bilholdets kostende som Opplysningsrådet nå holder på med. Det vil antagelig være riktig å si at ved å se Opplysningsrådets undersøkelser også i sammenheng med kartleggingen av kjørekostnadene, får Rådets undersøkelser et enda videre perspektiv enn man opprinnelig kanskje tenkte.

Mulighetene for å foreta en økonomisk vurdering av veiinvesteringene vil i avgjørende grad avhenge av hvor gode prognoser det er mulig å lage for trafikkutviklingen. For å kunne lage gode prognoser, er det igjen nødvendig å ha grundig kjennskap til trafikkenes aktuelle størrelse og sammensetning.

Dette vil si at trafikkteilingene må få en sentral betydning i denne forbindelse.

Det er foretatt en del trafikkteilinger på enkelte veier i Norge, men noen fullstendig oversikt over trafikken på norske veier foreligger ikke. Det skal i 1960 utføres en trafikkteiling på de internasjonale veiene i Europa, og det er meningen at Norge skal ta del i denne teilingen. I Veidirektoratet undersøker man nå mulighetene for å få utført en mer omfattende teiling i forbindelse med den internasjonale teilingen. Det er å håpe at det vil være mulig å få utført teilinger som i hvert fall vil omfatte våre viktigste hovedveier, og at disse kan bli fulgt opp av nye teilinger i senere år, slik at vi kan få pålitelige opplysninger om utviklingen i trafikken.

Kjørekostnadsberegninger vil trolig være mest nyttige når det er spørsmål om å vurdere alternative muligheter for en veiomlegging eller veiforbedring. Men de vil også kunne komme til nytte når en skal sammenligne helt forskjellige prosjekter. I hvilken grad det vil være mulig med utgangspunkt i kjørekostnadsberegningene å foreta en slik kartlegging av et større antall omlegginger og forbedringer at det kan danne grunnlag for en alminnelig prioritering av investeringene i hovedveier, er av de spørsmål det vil være nødvendig å arbeide videre med. Det kan kanskje tenkes at det kan være andre måter å gå frem på som for praktiske formål vil være like hensiktsmessige. Den måten dette problemet nå søkes løst på i Sverige, kan være av betydelig interesse.

Utgangspunktet for den metoden for prioritering av riksveinettet som er foreslått brukt i Sverige, er de normer som er fastsatt for veienes standard. Det vil ikke være anledning til å gå nærmere inn på disse normene, men det kan nevnes at det i den nye svenske veiplanen er foreslått fire forskjellige veityper, avhengig av det trafikkvolum en kan regne med i året 1975.

Hver av de fire veitypene er karakterisert ved en rekke egenskaper, så som veibredde, kurveradius, bæredyktighet osv. For de enkelte egenskapene er det satt opp visse poengtall, som tillegges de ulike egenskapene ved veien bestemte vekter. I alt er det tatt med 10 egenskaper, som går frem av oversikten nedenfor.

Forslag til kvalitetsgradering av riksveinettet i Sverige.

Graderingselement	Maksimalpoeng
1. <i>Teknisk standard</i>	25
Veidekkets art	5
Bæredyktighet	20

2. <i>Kjøreforholdene</i>	30
Kjørebanebredde	8
Linjeføring	12
Muligheter for forbikjøring	10
3. <i>Trafikksikkerhet</i>	45
Kjørebanebredde	12
Bankettbredde	8
Stoppsikt	10
Ensartethet i linjeføring	5
Ulykkesmuligheter	10
4. <i>Sum</i>	100

Egenskapene er delt i tre hovedgrupper. Hovedgruppen teknisk standard har vektallet 25, kjøreforholdene 30 og trafikksikkerheten 45, tilsammen 100 poeng. Disse vektallene er maksimalpoeng i den forstand at en vei som fullt ut tilfredsstillende oppsatte normer, får poengsummen 100. Ved en gjennomgåelse av veiene — som svenskene kaller en kvalitetsgradering — gis de enkelte egenskaper ved veien et poengtall som angir i hvilken grad veien tilfredsstillende oppsatte normer. Under hovedgruppe 1 har f. eks. veidekkets art et maksimalt poengtall på 5. Hvis veidekket ikke tilfredsstillende oppsatte norm, får veien et poengtall som er lavere enn 5. Hvor mye lavere enn 5 tallet blir, vil avhenge av veidekkets forfatning i forhold til normen. På tilsvarende måte blir de øvrige egenskaper kvalitetsgradert, og det hele blir summert.

Det er viktig å holde klart for seg at det er forholdet til den vedtatte norm som er avgjørende for poengsummen. Det er således ikke noe til hinder for at en tosporet vei med grusdekke kan oppnå samme poengsum som en asfaltert motorvei med adskilte kjørebane og planfri kryss.

Den sum man kommer frem til, vil som nevnt være lavere enn 100 hvis normene ikke tilfredsstillende fullt ut. Litt forenklet kan man da si at den vei eller veistrekning som får den laveste poengsum ved kvalitetsgraderingen kommer høyest på prioritetslisten når bevilgningene til riksveinettet skal fordeles.

De fire standarder som er foreslått for riksveinettet, avhenger som nevnt av trafikkmengden. Den faktiske trafikk på en vei kan ligge mer eller mindre nær det ene eller annet ytterpunkt for de trafikkmengder veien er beregnet for. For også å ta hensyn til dette forhold foretas det til slutt en viss korreksjon av den poengsummen man kommer frem til ved kvalitetsgraderingen.

Den måten svenskene har tenkt å gå frem på, er på mange måter besnærende, blant annet fordi det er et opplegg som det bør være mulig å gjennomføre i praksis. Hvor nasjonaløkonomisk riktig

en slik prioritering kan bli, vil imidlertid måtte stå og falle med selve utgangspunktet for prioriteringen, dvs. normer som er fastsatt for de fire hovedtyper av veier, og med de vektall de enkelte egenskaper er gitt. Vi står her i virkeligheten overfor et fundamentalt problem i den transportøkonomiske forskningen, nemlig spørsmålet om å finne frem til hvilken teknisk standard en vei bør bygges ut til for at kostnadene forbundet med transportavviklingen skal bli lavest mulige, hensyn tatt både til veimyndighetenes og transportutøvernes kostnader. Den veistandard vi på denne måten kommer frem til, kan vi kalle den *samfunnsøkonomiske optimale veitrafikkinvestering* for den gitte transportmengde. Fastsettingen av bestemte normer for veienes standard burde helst kunnet ta sitt utgangspunkt i kjennskapet til hva som er de optimale veitrafikkinvesteringer. Det er trolig riktig å si at sett i forhold til disse krav, er grunnlaget forholdsvis svakt for de normer som brukes så vel i Sverige som i andre land.

Den sammenstilling av trafikantenes kjørekostnader og veimyndighetenes utgifter som er omtalt foran, kan oppfattes som en del av det mer generelle problem: optimale veitrafikkinvesteringer. Under beregningen av kjørekostnadene regnet vi imidlertid ikke med variasjoner i veienes bæreevne. Dette er selvsagt en betydelig svakhet ved opplegget. Både i gods- og busstrafikken vil det ha avgjørende innflytelse på transportkostnadene hvor store biler det er mulig å benytte til transportene. I vårt land ligger vi dårlig an i så måte. Blant de vest-europeiske land kommer Norge nederst på listen over tillatte aksel- og boggietrykk, selv om en tar hensyn til de dispensasjoner som blir gitt. I vårt land må det derfor være av særlig stor interesse å få påvist hva som kan innspareres i transportkostnader ved forsterkning av veiene.

Når veiens bæreevne ikke er trukket inn i sammenstillingen av kjørekostnadene, må dette derfor ikke tas som uttrykk for undervurdering av betydningen av dette forhold. Men også på dette området er forskningen dessverre ikke kommet så langt. Utforskning av hvordan veitrafikken varierer med belastningen på veier av ulike kvalitet, vil trolig kreve omfattende undersøkelser på egne forsøksveier med adgang til å dirigere trafikken. Slike undersøkelser foretas for tiden i U. S. A. Disse vil være så kostbare at det må være riktig for oss å avvente resultatene derfra og heller sette de midlene vi kan bruke til forskning inn på andre felter. Men vi må forsøke å innrette vårt arbeid slik at det vi holder på med, kan sees som et ledd i be-

strebelserne for å angripe de kompliserte problemer som spørsmålet om å finne de optimale vei- trafikkinvesteringer stiller oss overfor.

Synspunktene og konklusjonene foran kan summeres opp slik:

Det vil være vanskelig å finne frem til objektive kriterier for hvor stor del av landets samlede investeringer som bør tilfalle veiene.

Den måten veiinvesteringenes omfang bestemmes på, kan kanskje gjøre det vanskelig å nå de målene en kunne ønske på dette område.

Prioriteringen av veiinvesteringene innenfor en gitt totalramme byr på problemer fordi veienes funksjoner kan være så vidt forskjellige.

Den sterke oppstykkningen av veibevilgningene gjør det vanskelig for de sentrale veimyndigheter å holde oversikten og planlegge veiarbeidsdriften rasjonelt. Omlegging av veibudsjettet, utbygging av planleggingsarbeidet og intensivering av forskningen er spørsmål som fortjener oppmerksomhet.

Forskningen kan først og fremst komme veimyndighetene til hjelp hvor det gjelder veier hvis utbygging i det vesentlige bør kunne avgjøres på grunnlag av rent økonomiske overveielser. Det ville trolig være et fremskritt om en kunne få et klart skille mellom bevilgningene til slike veier og bevilgninger til veier hvor sosiale og andre vanskelig målbare hensyn kommer sterkt inn i bildet.

Ensartede regler for beregning av kjørekostnadene på vei vil være nyttige, særlig for vurdering av alternative veiforbedringer eller veiomlegginger. Dette arbeidet vil bli tatt opp av Transportøkonomisk utvalg.

Trafikktellinger er et helt nødvendig ledd i arbeidet med veiøkonomiske analyser.

I Sverige arbeides det med et opplegg til prioritering av investeringene i riksveinettet, som tar sitt utgangspunkt i bestemte normer for de ulike typer veier.

De veinormer som benyttes i Sverige og andre land, er ikke i ønskelig grad bygget på kjennskap til de samfunnsøkonomiske optimale vei- trafikkinvesteringer for gitte transportmengder.

Sammenhengene mellom veiholdskostnader, transportkostnader og tillatt belastning på veiene er ikke tilstrekkelig kjent. Problemet har den største betydning for de totale kostnader

transportavviklingen påfører samfunnet. Det vil foreløpig være nødvendig å avvente resultatene av undersøkelser som pågår i U. S. A.

Det er ikke bare for veiene vi har et stort udekket behov for viten om det økonomiske grunnlaget for og de økonomiske konsekvensene av de disposisjoner som treffes. Vi har det samme problemet på de fleste andre områdene innenfor samferdselen, og også innenfor andre sektorer. Dermed er selvfølgelig ikke sagt at intet blir gjort på disse feltene. Både i samferdselsetatene, trafikkseksjonene og i private foretagender gjøres det daglig et stort og omfattende arbeid med registreringer og analyser, som selvsagt er av den aller største betydning. Likevel må det være riktig å si at interessen for systematiske undersøkelser har vært mindre fremtredende på transportområdet enn på mange andre felter. Det ser ut til at situasjonen i så måte er ved å endres. Interessen for transportøkonomiske analyser ser ut til å være økende både i Stortinget og blant transportbrukerne og transportutøverne. Dette er en utvikling vi må hilse med glede. Vi får håpe at det gjennom forskningen vil være mulig på enkelte områder å komme frem til resultater som kan komme til nytte i samferdselspolitikken, slik at vi kan holde denne interessen ved like og bygge videre på den.

Litteratur:

- [1] *Committee on Planning and Design Policies: Informational Report on Road User Benefit Analyses for Highway Improvement.* Am. Ass. of State Highway Officials, Wash. D. C. 1952.
- [2] *Highway Capacity Manual.* U. S. Department of Commerce. Bureau of Public Roads. Wash. D C. 1950.
- [3] O. D. Lørum og E. Ødegård: *Grunnlag for vurdering av den økonomiske verdi av vegforbedringer.* Medd. nr. 3 fra Institutt for Veg- og jernbanebygging, NTH. Rev. utg., mars 1958 (stensiltrykk).
- [4] *Amble, Backer, Pazal og Reiten: Studietur til England.* Samferdsel nr. 60. Samferdselsdepartementet. Oslo, juni 1958 (stensiltrykk).
- [5] *Gators och vägars kapacitet.* Medd. nr. 39 fra I.V.A.'s Transportforskningskommission, Stockholm 1958.
- [6] *Vägplan för Sverige,* Kommunikationsdepartementet, Stockholm 1958. Statens off. utredningar, 1958: nr. 1 og 2.

Summary.

In this article the author discusses the possibilities for the development of scientific methods for computing the part of the national resources which should be spent in road construction, and the way the total amount should be dealt between the various projects.

The real driving costs (including both road and car expencies) are assumed as a base for selecting the most economical projects.

At last the author stresses the general problem of finding the most economical investment in road construction with a given quantity of transport.

Bygging av hovedveger i Kina i den siste 10-årsperioden

«Extracts from Mainland Magazines» inneholdt 7. des. 1959 oversettelse av en artikkel om ovennevnte emne skrevet av Lien Po-sheng, direktør for transportministeriets kontor for bygging av hovedveger. Artikkelen inneholder en rekke interessante opplysninger om veger og vegbygging i Kina.

Lien opplyser at den første hovedveg («highway») i Kina ble bygd i 1913. I løpet av de etterfølgende 37 år frem til 1949 ble 130 000 km hovedveg bygd i hele landet. De hovedveger som var åpne for trafikk i 1949 utgjorde 75 000 km.

Etter revolusjonen kan vegbyggingen inndeles i 3 perioder: Gjenoppbyggings- og reparasjonsperioden 1949—52, den første femårsplan-perioden 1953—57, som innebar en betydelig vegbygging, og det store spranget fremover fra og med 1958 da byggingen av veger antok helt nye dimensjoner.

I perioden 1949 til 1952 ble 3846 km hovedveg bygd, 18 932 km gjenoppbygd og 23 393 km utbedret. I 1952 sto derfor et nett av hovedveger på i alt 126 675 km til disposisjon.

Samtidig ble vedlikeholdet reorganisert. Spesielle korps ble dannet for å vedlikeholde vegene der trafikken var særlig stor, mens lag av den stedlige befolkning fikk til oppgave å holde i stand hovedvegene for øvrig.

Allerede i perioden 1949—52 gjorde man store anstrengelser for å bygge hovedveger i landets fjerne og tynt befolkede områder. Arbeidet med vegen fra Sikang til Tibet startet i 1950. Vanskene med å få frem forsyninger til disse anleggene var store. Temperaturforholdene gjorde også arbeidet ekstra byrdefullt. Vegbyggingen i tiden frem til 1953 var bare en begynnelse, 631 «hsien» var fortsatt uten hovedveger, og da er ikke Tibet regnet med.

I tiden 1953—57 ble det bygd en rekke hovedveger frem til forskjellige grubedistrikter, oljefelter og industri-sentra. Videre ble det bygd hovedveger fra Sinkiang til Sovjet-Samveldet, fra Lhasa til Shigatse og fra Shigatse over Yatheng i Tibet til India.

Under den forserte vegbyggingen i 1956 og 1957 ble 127 885 km hovedveg og makadamisert veg fullført, opplyser Lien.

Artikkelen gir en nærmere redegjørelse for hovedvegene Sikang—Tibet og Tsinghai—Tibet. Førstnevnte er 2261 km lang og går over fjellkjeder som er mer enn 1000 m høye. Under arbeidet med vegen var personalet ofte utsatt for jordskjelv, jordras og snøras, hevder Lien. Hovedvegen Tsinghai—Tibet er 2100 km lang. Videre fremheves de lange avstander materialet måtte transporteres. Byggingen av de to vegene var ifølge Lien enestående i vegbyggingens historie. Deres betydning illustreres ved at det før da man var henvist til å ride, tok flere måneder å komme fra Sining til Lhasa, mens det nå tar 10 dager med bil.

Vegstrekninger på i alt 30 000 km opplyses å være utbedret i 5-årsperioden. Man gikk under arbeidet inn for å nytte det materialet som måtte forefinnes lokalt, f. eks. kullstøv, skifer og saltholdig jord. Vegstrekninger på vel 23 000 km som mangler fast dekke, ble forbedret på denne måte. De tillater nå dobbelt så stor kjørehastighet som før og er også gode nok i regnværperioder.

Nesten 30 % av de makadamiserte vegene har fått jevnt dekke. De er på den måten blitt mer holdbare og har muliggjort en heving av fartsgrensen til 40 km/h, til dels mer.

I 1957 utgjorde hovedvegene i landet i alt 254 624 km, dobbelt så mye som i 1952.

De nye hovedvegene har også vært av stor betydning i forbindelse med arbeidet for å redusere følgende av tørke og flom.

Til tross for det store økonomiske spranget fremover i 1958, er imidlertid transportmulighetene fortsatt meget utilfredsstillende, fremholder artikkelen. For å møte den nye situasjonen er det lagt planer for den videre vegbyggingen. Høyest prioritet har byggingen av veger til grubedistriktene, jern- og stålsentrene og skogreinsningsområdene. Videre skal de eksisterende hovedvegene gjøres bredere, skarpe svinger rettes ut og bratte stigninger forsøkes redusert.

Lien hevder at nye hovedveger på til sammen 127 949 km ble bygd fra og med 1958 til og med sommeren 1959. Samtidig ble 50 000 km forbedret.

Man oppmuntrer videre lokal produksjon av redskaper, maskiner og annet materiell som trenges til bygging og vedlikehold av vegene.

Som avslutning gir Lien et glimt av vegforholdene slik de vil bli i Kina i fremtiden. Vegene vil være brede, rette, jevne og ha fast dekke. De 1 million kilometer lange hovedvegene skal flankeres av trær og planter som bærer blomster hele året.

Kongens fortjenstmedalje i gull.

Ved sin fratreden som vegsjef i Sør-Trøndelag fylke den 31. mars 1960 ble vegsjef Johs. Eggen overrakt Kongens fortjenstmedalje i gull for det store arbeid han gjennom mange år hadde nedlagt i vegvesenet.

Medaljen ble overrakt ham av avdelingsdirektør Paus i Vegdirektoratet under en høytidelighet på fylkesmannens kontor. Vegsjef Eggen ble samtidig av fylkesmann Strindo overrakt en gave fra fylket og fylkesvegstyrets medlemmer med en takk for hva Eggen hadde betydd for utviklingen av vegnettet i den tid han hadde vært vegsjef. Fylkesmannen nevnte samtidig den samarbeidsånd som Eggen alltid hadde vist og den menneskelige måte han hadde forstått å løse oppgavene på.

Norsk Vegtidskrift vil også hermed få gratulere med utmerkelsen.

REDAKSJON: Vegdirektoratet ved vegdirektør Thomas Backer, Schwensensgt. 3—5, Oslo.

UTGIVER: Teknisk Ukeblad.

Abonnementspris kr 15,— pr år. Vegvesenfunksjonærer kr 5,— pr år.

Abonnement- og annonseavdeling, Ingeniørenes Hus, Oslo. Tlf. 417135.