

INFORMASJONSBLAD Nr. 5

Siste oppdatering foretatt i desember 2022. Erstatte tidligere blader med samme nummer

Takprodusentenes forskningsgruppe
www.tpf-info.org

INNFESTING AV FLEKSIBLE TAKBELEGG

Dimensjonering og utførelse

Dette informasjonsbladet er laget av Takprodusentenes Forskningsgruppe (TPF) i samarbeid med SINTEF Community



(Foto: Protan)

INNLEDNING

Bladet omhandler beregning av vindlast på tak i henhold til NS-EN 1991-1-4 om vindlast, samt mekanisk innfesting av fleksible takbelegg for å motstå vindkreftene på stedet. Blader gir også retningslinjer vedrørende detaljutførelse.

HVA ER TPF?

Takprodusentenes Forskningsgruppe (TPF) er en sammenslutning på frivillig basis av bedrifter som arbeider med takteknikk i form av produksjon og leveranse av materialer eller utførelse av tekkearbeider.

Bladet omhandler beregning av vindlast på tak i henhold til NS-EN 1991-1-4 om vindlast, samt mekanisk innfesting av fleksible takbelegg for å motstå vindkreftene på stedet. Blader gir også retningslinjer vedrørende detaljutførelse.

Hensikten med TPF er å dekke et behov medlemmene har for forskning ved utvikling av isolasjons- og tekkesystemer, og å utgi informasjon om riktig bruk av disse.

En oversikt over hvilke bedrifter som er tilsluttet TPF finnes på hjemmesiden.

Innholdsfortegnelse

1	INNLEDNING	5
2	BEREGNING AV VINDKAST HASTIGHETSTRYKK	5
2.1	Generelt.....	5
2.2	Flytskjema ved beregning av $q_p(z)$	5
2.3	Distrikt, referansevindhastighet, høyde over havet og byggets høyde	6
2.4	Terrengkategori	6
2.5	Nivåfaktor	10
2.6	Terrengform og topografifaktorer.....	10
2.6.1	Byggested bakenfor skråningstopp (forhøyning)	11
2.6.2	Byggestedet i skråning foran skråningstopp	12
2.6.3	Byggestedet ved en regulær ås	12
2.6.4	Byggested på lesiden av bratt terreng (skrent)	12
2.7	Forenklet beregning av $q_p(z)$	14
2.7.1	Grunnverdi for hastighetstrykket for kastvind $q_{p0}(z)$	14
2.7.2	Retningsfaktor c_{dir}	14
2.7.3	Årstidsfaktor c_{season} og sannsynlighetsfaktor c_{prob}	14
2.7.4	Nivåfaktor c_{alt}	14
2.7.5	Faktor k_1 for vindakselerasjon over åser og skråninger	14
2.7.6	Faktor k_2 som omhandler vindkastøkning på lesiden av bratt terreng	15
2.7.7	Faktor k_3 overgangssoner	15
2.7.8	Sammenstilling av resultatene	15
2.8	Huskeliste for beregning av $q_p(z)$	15
2.9	Symboler.....	16
3	BEREGNING AV VINDKREFTER PÅ TAK	17
3.1	Formfaktorer for tak.....	17
	Utvendig last c_{pe}	17
	Hjørnesonelengde og randsonebredde.....	18
3.1.1	Innvendig last c_{pi}	19
3.2	Virkningsgrader	19
3.2.1	Virkningsgrad for utvendig last, f_3	19
3.2.2	Virkningsgrad for innvendig last f_4	20
3.3	Lastfaktorer	21

3.4	Dimensjonerende last	21
4	FESTEMIDLER.....	22
4.1	Korrosjonsbeskyttelse, bruksgrupper	22
4.2	Prøving av korrosjonsmotstand	23
4.3	Galvanisk korrosjon	24
4.4	Festemidler for feste i treunderlag; treskruer, pappspiker og kramper	24
4.5	Festemidler for feste i betongunderlag; betongstifter og betongskruer	25
4.6	Stålskruer.....	25
4.7	Festebrikker av plast.....	26
5	MEKANISK INNFESTING	26
5.1	Festeprinsipp.....	26
5.2	Feste av tolags asfalt takbelegg.....	27
5.2.1	I 100 mm omlegg, Fig. 5.2.1	27
5.2.2	Gjennom bane, Fig. 5.2.2.....	27
5.3	Feste av ettlags asfalt takbelegg	27
5.3.1	I 120 mm omlegg. Fig. 5.3.1	27
5.3.2	I 150 mm omlegg. Fig. 5.3.2	28
5.3.3	Gjennom bane	28
5.3.4	Gjennom delvis sveist omlegg	29
5.4	Feste av takfolie.....	29
5.4.1	I kant av bane. Fig. 5.4.1.....	29
5.4.2	I underliggende flipp. Fig. 5.4.2	29
5.4.3	Gjennom bane med overdekning. Fig. 5.4.3.....	29
5.4.4	Gjennom omlegg med overdekning. Fig. 5.4.4	30
5.5	Feste i underlag	30
5.5.1	Feste i stålplater	30
5.5.2	Sikring mot utskruing.....	30
5.5.3	Feste i betong og lettbetong	31
5.5.4	Feste i tre.....	31
5.5.5	Festemidler for induksjonsinnfesting.....	31
6	ANNEN INNFESTING	32
6.1	Ballast	32
6.2	Klebing.....	32
7	STYRKE MOT VINDLAST OG DIMENSJONERING AV FESTE-MIDLER.....	32

7.1	Styrke mot vindlast for mekanisk festet takbelegg.....	32
7.2	Antall festemidler	33
7.3	Dimensjonerende kapasitet	33
	Styrke for festet i underlaget	34
8	SIKRING LANGS AVSLUTNINGER.....	35
8.1	Ved lav parapet (< 300 mm)	36
8.1.1	Takfolie	36
8.1.2	Asfalt takbelegg	36
8.2	Ved høy parapet (≥ 300 mm).....	37
8.2.1	Takfolie	37
8.2.2	Asfalt takbelegg	37
8.3	Gjennomføringer	38
9	SPESIFIKASJON AV MEKANISKE FSTEMIDLER	39
9.1	Sjekkliste for beskrivelse av mekanisk innfesting av taktekninger	39
9.1.1	Tegninger.....	39
9.1.2	Laster	39
9.1.3	Andre opplysninger	40
10	DIMENSJONERINGSSKJEMA MED BEREGNINGSEKSEMPEL.....	40
	Tabell 10.1 Beregningseksempel.....	41

1 INNLEDNING

Dette informasjonsbladet er ment å gi en sammenstilling av de retningslinjer som gjelder ved beregning og utførelse av festing med mekaniske festemidler eller med ballast av fleksible takbelegg, enten på flate tak eller på svakt skrånende tak. Informasjonsbladet er en revisjon og videreføring av TPF Informerer nr. 5 utgitt i 1990 og av TPF Informerer nr. 5B utgitt i 1994 som et supplement til nr. 5 for spesielt vindutsatte tak.

De to informasjonsbladene er nå slått sammen og gitt en generell ajourføring. I tillegg er kapittelet om beregning av opptredende vindkrefter revidert i henhold til bestemmelsene i NS-EN 1991-1-4: 2005+NA:2009 Eurocode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Almene laster - Vindlaster.

Kap. 2 omhandler beregning av hastighetstrykk mens kap. 3 omhandler dimensjonerende vindlast på taket. Alle referanser hvor ikke annet fremgår er til NS-EN 1991-1-4. De viktigste symboler er i tillegg forklart i kap. 2.9.

Beregningsgangen i kap. 2 og kap. 3 er i henhold til NS-EN 1991-1-4, men det er gjort noen forenklinger. Først i kap. 2 beskrives viktige momenter som inngår i beregningen av $q_p(z)$ vindkasthastighetstrykket $q_p(z)$. Til slutt i kap. 2 er det satt opp formel for manuell beregning av $q_p(z)$ tilsvarende det som er gitt i Veiledning. Forenklet beregning av vindkasthastighetstrykket i NS-EN 1991-1-4. Det er en forutsetning at man har tilgang til standarden for å bestemme flere faktorer som inngår i beregningen.

2 BEREGNING AV VINDKAST HASTIGHETSTRYKK

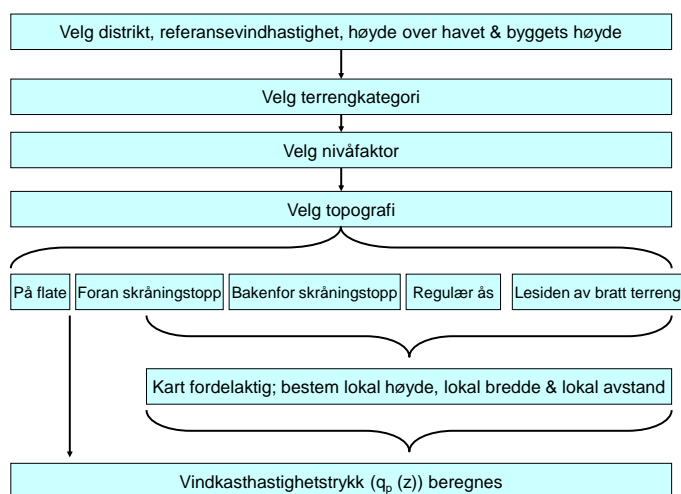
2.1 Generelt

Regler for beregning av dimensjonerende vindkrefter på tak finnes i NS-EN 1990. Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.

Fortsatt gjelder at det er meget viktig med lokal kunnskap om byggestedet. Bruk av kart i målestokk 1:50 000 er også en fordel for å velge riktige parametre på åser, skråninger og bratte terrengpartier og valg av terrengruhet. Betegnelsen $q_p(z)$ defineres som den kortvarige toppverdi av vindens hastighetstrykk. $q_p(z)$ blir også omtalt som vindkasthastighetstrykket.

2.2 Flytskjema ved beregning av $q_p(z)$

Beregningsgangen av $q_p(z)$ kan framstilles skjematisk. Figur 2.2.1 nedenfor viser en skjematisk framstilling av beregning av $q_p(z)$.



Figur 2.2.1 Flytskjema ved beregning av $q_p(z)$

2.3 Distrikt, referansevindhastighet, høyde over havet og byggets høyde

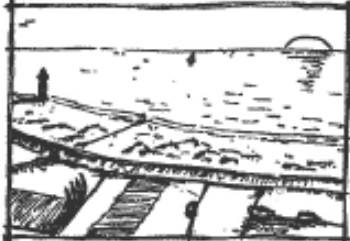
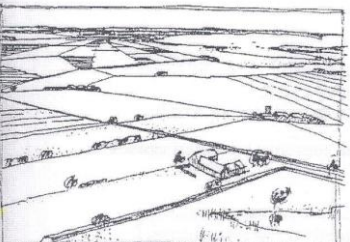

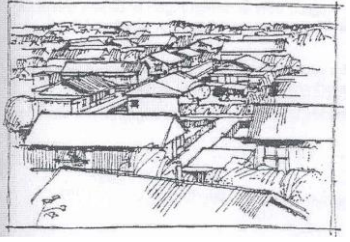
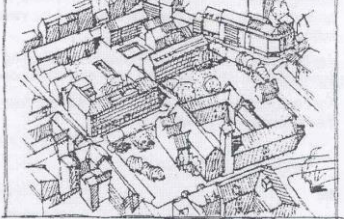
Adresse og dermed kommune bestemmes. Når kommune er kjent kan referansevindhastighet bestemmes fra tabell A.1, side 71 i standarden. Når adresse er kjent, kan man angi en verdi på høyde over havet (altitude). Byggets høyde z er også nødvendig inndata.

I en beregning hvor til slutt den dimensjonerende last skal beregnes, er det også nødvendig å kjenne byggets største bredde mot vind og byggets dybde. Et begrep er bygningstype, om bygningen er høy eller lav. Dette beskrives i kapittel 3.

Det bør utarbeides nødvendige tegningsmateriale (plan, snitt m.m.) av prosjekterende landskapsarkitekt. Tegningene bør bl.a. vise plassering av tyngre installasjoner og ulike vekstlagstykkelser. Slike tegninger vil også være et nyttig hjelpemiddel for rådgivende ingeniør bygg (RIB) som må dimensjonere bærekonstruksjonen spesielt. En detaljert takplan vil dessuten være viktig for anleggsgartnere og driftspersonalet når taket er tatt i bruk.

2.4 Terrengkategori

Det er fem klasser for terrengkategori. Denne varierer fra åpent hav til tett granskog. Grad av ruhet til terrenget er en annen betegnelse som brukes. Terrengkategori beskriver hvordan vinden bremses av terrenget. Lav ruhet fører til at vinden bremses mindre av terrenget. Figur 2.4.1 viser dette nærmere.

Terrengkategori	Figur	Beskrivelse – Hentet fra NS-EN 1991-1-4:2005. Annex A
0		Kyststrøk som er eksponert for åpent hav
I		Innsjøer eller områder med lite vegetasjon og uten hindringer
II		Område med lav vegetasjon som gress og spredte hindringer (trær, bygninger) med innbyrdes avstander på minst 20 ganger deres høyde.
III		Område med jevnt dekke av vegetasjon eller bygninger eller med spredte hindringer med innbyrdes avstander på høyst 20 ganger deres høyde (som landsbyer, forstadsterreng, permanent skog).
IV		Områder der minst 15 % av overflaten er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m.

Figur 2.4.1. Terrengkategorier (grad av ruhet) i henhold til NS-EN 1991-1-4, fig. 1 og tab 1

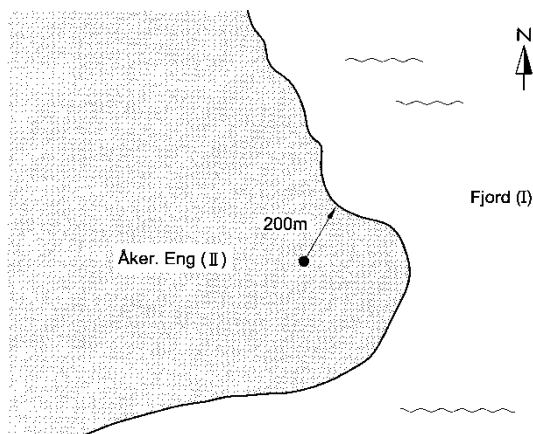
Hvilken ruhet skal man velge? Terrenget er sjelden idealisert slik fig. 2.4.1 viser.

Nedenfor er tre eksempler som belyser valg av ruhet. Begrepet overgangssone er utelatt i denne forenklete beregningsmetodikk fordi et konservativt valg av ruhet slik dette bladet anbefaler inkluderer virkningen av overgangssoner. Et konservativt valg av ruhet vil si å velge den laveste ruheten til området rundt byggestedet. Denne framgangsmåten gir minst demping av vindkasthastigheten. Alle eksemplene viser plassering av byggestedet i fugleperspektiv eller i kartformat om man vil.

Eksempel 1

Viktige momenter for valg av ruhet:

- Byggested er plassert i et område med terreng-kategori II
- Nærmeste område med lavere ruhet er fjorden med terrengkategori I
- Det blir lite demping av vinden over 200 m åker, eng (II).
- **Konklusjon:** Terrengkategori I velges. Andre vindretninger vil gi lik eller større ruhet.

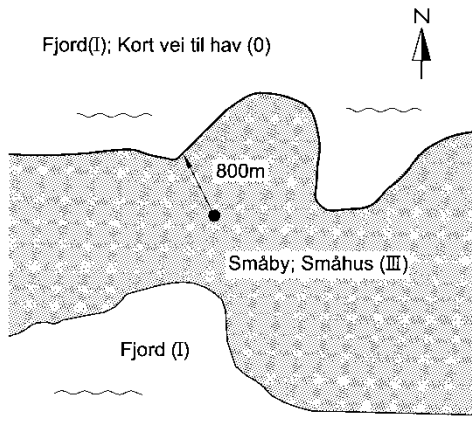


Figur 2.4.2 Eksempel 1 på valg av terrengkategori

Eksempel 2

Viktige momenter for valg av ruhet:

- Byggested kan være lokalisert ved kysten med omgivelser som småhus. Dette svarer til kategori III (sammenhengende småhusbebyggelse).
- Både fjord i sør og nord har lavere ruhet.
- Åpent hav er kategori 0, mens fjordarmen i sør ikke følger ut til åpent hav og gis da en høyere ruhet I.
- Vindhastighet fra nord, nordvest blir noe redusert på grunn av terrenget som omfatter småby, småhus (III) over 800 m.
- **Konklusjon:** Terrengkategori I bør velges. Andre vindretninger vil gi lik eller større ruhet.

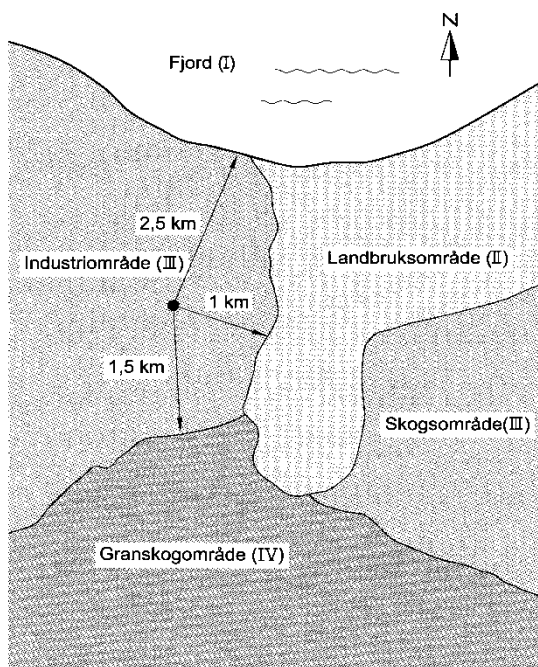


Figur 2.4.3 Eksempel 2 på valg av terrengkategori

Eksempel 3

Viktige momenter for valg av ruhet:

- Byggestedet i eksempel 3 er plassert i et industriområde, terrengkategori III.
- Nærmeste område med lavere ruhet er flere; Landbruksområde i øst, terrengkategori II og en fjord med en viss bredde i nord, terrengkategori I.
- Antall sprang i ruhet for vind fra nord er 2, mens fra øst er det 1 sprang.
- Avstand til fjorden i nord er 2,5 km. Vindhastigheten vil få en stor reduksjon på grunn av terrenget som omfatter industriområde (III).
- Med vind fra øst (landbruksområde) vil ruheten til industriområdet bremse vinden noe slik at man kan forvente en $q_p(z)$ på byggestedet som er 10 % større enn i terrengkategori III.
- **Konklusjon:** Terrengkategori II bør velges. Andre vindretninger vil gi lik eller større ruhet.



Figur 2.4.4 Eksempel 3 på valg av terrengkategori

2.5 Nivåfaktor

Nivåfaktoren, c_{alt} , beskrives i standardens pkt. A.4. Faktoren er avhengig av byggestedets høyde over havet. For byggested lavere enn H_0 er nivåfaktoren 1,0. Dersom byggestedet er i en sone mellom H_0 og H_{topp} , så kommer faktoren til anvendelse, se tabell 2.1 og tabell 2.2. Dette er tabeller som gjenfinnes i NS-EN 1991-1-4 Vindlaster, tabellene A.4 og A.5.

Først må man finne det distriktet som byggestedet befinner seg i. Deretter må man fastslå om nivå på byggestedet befinner seg mellom H_0 og H_{topp} . Er byggested mellom H_0 og H_{topp} så brukes tabell 2.2 for å bestemme nivåfaktor c_{alt} . Er H på byggestedet mellom to verdier i tabell 2.2, så velg til konservativ side, det vil si den største verdien. Eksempel: Byggested er på $H = 970$ i område 1. $V_{b,o}$ er 24 m/s. Avlest i tabell 2.2 medfører at c_{alt} vil være mellom 1,00 og 1,04. Velg c_{alt} lik 1,04. Dersom man ønsker nøyaktigere bestemmelse av c_{alt} kan formel i NS-EN 1991-1-4,, pkt. NA.4.2(2)P (901.1) benyttes.

Tabell 2.1 Parameter for bruk i nivåfaktoren

	Distrikt	H_0 m	H_{topp} m
Område 1	Sør-Norge inkl. Sør-Trøndelag	900	1500
Område 2	Nord-Trøndelag, Nordland, Troms	700	1300
Område 3	Finnmark, Svalbard	400	1000

Tabell 2.2 Nivåfaktoren og basisvindhastigheten

	H m						
Område 1	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500
Område 2	700	800	900	1000	1100	1200	1300
Område 3	400	500	600	700	800	900	1000
$V_{b,o}$ m/s	c_{alt}						
20	1,00	1,08	1,17	1,25	1,33	1,42	1,50
21	1,00	1,07	1,14	1,21	1,29	1,36	1,43
22	1,00	1,06	1,12	1,18	1,24	1,30	1,36
23	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30
24	1,00	1,04	1,08	1,13	1,17	1,21	1,25
25	1,00	1,03	1,07	1,10	1,13	1,17	1,20
26	1,00	1,03	1,05	1,08	1,10	1,13	1,15
27	1,00	1,02	1,04	1,06	1,07	1,09	1,11
28	1,00	1,01	1,02	1,04	1,05	1,06	1,07
29	1,00	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03
≥ 30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

2.6 Terrengform og topografifaktorer

Terrengformfaktorer (topografifaktorer) ivaretar vindøkningen nær toppen av åser eller skråninger eller på lesiden av bratt terreng. Flatt terreng gir alltid $c_0 = 1,0$. Det defineres fire plasseringer av bygget som får innvirkning på beregning av $q_p(z)$:

- Bakenfor skråningstopp
- Foran skråningstopp
- I en ås
- På lesiden av bratt terreng (skrent).

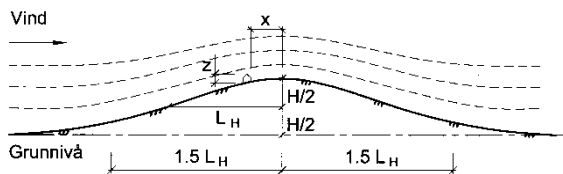
Når man skal bestemme topografifaktoren bør man ha kart i målestokk 1:50 000 eller større. Når inndata i beregning av topografifaktor skjønnsmessig vurderes, så vil også selve topografifaktoren være følsom for vurderingene. Dette bør man være klar over under beregning av topografifaktoren.

Når topografien rundt byggestedet består av flere åser, fjell evt. skråninger, bør man legge den verste topografi til grunn for beregning av $q_p(z)$. Det vil si den topografien som gir størst $q_p(z)$. For å avgjøre hvilken topografi som gir den høyeste $q_p(z)$ kan det være nødvendig å beregne i flere retninger. Når man beregner topografifaktoren i gitte retninger, kan nøyaktigheten bedres ved å inkludere retningsfaktoren c_{dir} . Noe av hensikten med retningsfaktoren c_{dir} er at vinden ikke blåser like sterkt fra de ulike retninger. Hvordan retningsfaktoren inngår i regnestykket er vist i pkt. 2.7.

Flatt terreng er et spesialtilfelle der topografifaktoren er 1,0.

Merk at åser og skråninger som har en høyde H større enn 200 m over grunnivå, bør vurderes spesielt. Dette gjelder for pkt. 2.6.1, 2.6.2 og 2.6.3.

For konservative forenklinger i forhold til standarden, se kap. 2.7.



Figur 2.6.1 Figur som viser parametrene som er aktuelle for topografifaktor

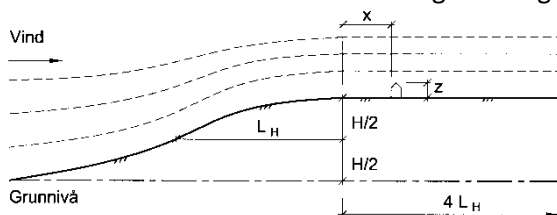
Figur 2.6.1 viser parametre som er viktige ved bestemmelse av topografifaktoren.

Forklaring av symboler i figur 2.6.1:

- H - høyden av ås, skråningen eller fjellet og refereres til et nullnivå i forhold til omkringliggende terreng.
- L_H - halve lengden på åsen, skråningen eller fjellet i et typisk snitt gjennom åsen på byggestedet.
- x - horisontal avstand fra toppen av åsen, skråningen eller fjellet til byggestedet.
- z - høyden ved gesims på bygningen med flatt tak eller pulttak eller ved mønetopp for bygninger med saltak.

2.6.1 Byggested bakenfor skråningstopp (forhøyning)

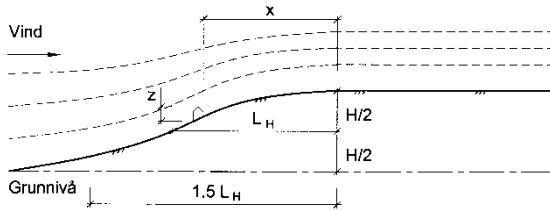
Figur 2.6.2 viser en idealisert skråning med byggested bakenfor toppen av skråningen. Det vil være en vindforsterkning bak skråningstopp med innvirkning i lengden $4 \cdot L_H$ fra skråningstoppen. Dersom $x < 4 \cdot L_H$ skal vindforsterkningen beregnes.



Figur 2.6.2 Byggested bakenfor skråningstopp

2.6.2 Byggestedet i skråning foran skråningstopp

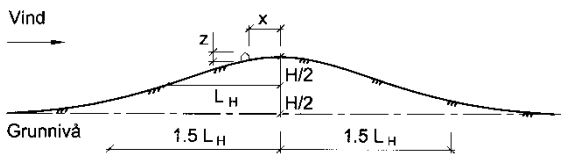
Dersom byggestedet ligger en horisontal avstand x foran toppen av skråning mindre enn $1,5 \cdot L_H$ blir det påvirket av en vindforsterkning som skal beregnes, se figur 2.6.3.



Figur 2.6.3 Byggested i skråning foran skråningstopp

2.6.3 Byggestedet ved en regulær ås

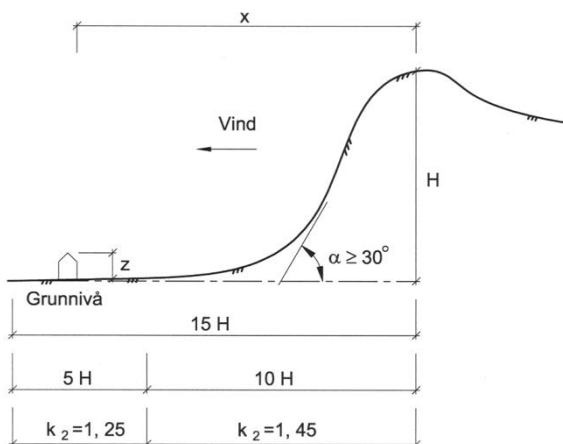
Figur 2.6.4 viser en regulær ås. H er definert som høyden på åsen i forhold til det omkringliggende terrenget. Dersom byggestedet har en horisontal avstand x til toppen av åsen (enten foran eller bak) mindre eller lik $1,5 \cdot L_H$ så blir det påvirket av vindforsterkning som skal beregnes. Er avstanden fra toppen av åsen større enn $1,5 \cdot L_H$, så ser man bort i fra forsterkning på grunn av åsen.



Figur 2.6.4 Byggested ved en regulær ås

2.6.4 Byggested på lesiden av bratt terreng (skrent)

Byggesteder på lesiden av bratt terreng kan bli utsatt for en økning av vindkasthastighetstrykket. Dette må vurderes i hvert enkelt tilfelle i henhold til momentene i punktoppstillingen. Figur 2.6.4 viser en idealisert situasjon av dette forholdet og viser når forsterkning av vindkasthastighetstrykk vil inntreffe. Faktor k_2 er en faktor som tar hensyn til vindkastøkning på lesiden av bratt terreng.



Figur 2.6.4 Byggested med forsterkning av vindkasthastighetstrykk på lesiden av bratt terreng (skrent)

Viktige moment for å avgjøre om forsterkning av vindkasthastighetstrykk på lesiden av bratt terreng er aktuelt:

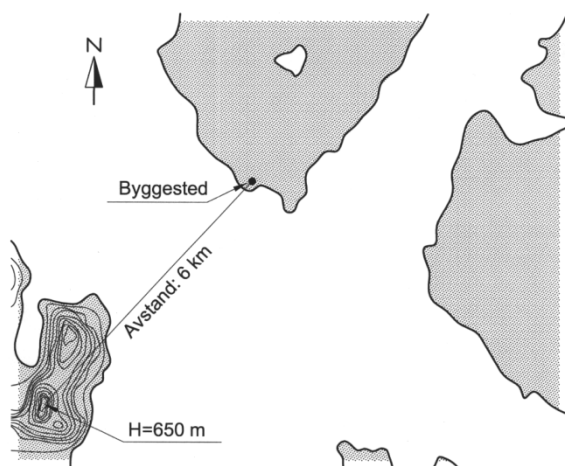
- Man må ha fri sikt til toppen av skrenten eller skrenten i seg selv.
- Skrenten eller det bratteste partiet skal ha helning større eller lik 30° . Velg den bratteste skråningen.
- Den horisontale avstanden til toppen av skrenten må være mindre enn 15 ganger høyden H .
- Når punktene over er tilfredsstillt og det rundt byggestedet er terrengkategori I eller II, skal vindforsterkning beregnes. Standarden viser hvordan dette kan gjøres nøyaktig. Figur 2.6.4 og beregningseksempel vist i Figur 2.6.5 er forenklet ved at terrengkategori II er lagt til grunn.
- Tilsvarende hvis det er terrengkategori III eller IV, så skal det vurderes/undersøkes om det er nødvendig å beregne vindforsterkning. I en vurdering skal det legges vekt på om det tidligere har vært registrert slik vindforsterkning. I beregningene benyttes det da terrengkategori II.

Byggesteder utsatt for forsterkning av vindkasthastighetstrykk fordi det ligger på lesiden av bratt terreng vil i Norge ofte opptre i kystnære strøk på Vestlandet og i Nord Norge, men også i strøk innover i landet. Når man har vurdert disse forholdene velger man om denne forsterkning av vindkasthastighetstrykket skal tas med i beregningen av $q_p(z)$.

I veiledningen bak i standarden, pkt. V5, kan faktor k_2 bestemmes på følgende måte:

- Er byggestedet innenfor en avstand $10 \cdot H$ så velges $k_2 = 1,45$.
- Er byggestedet i en avstand større enn $10 \cdot H$, men mindre enn $15 \cdot H$ så velges $k_2 = 1,25$.

Hvordan skal man avgjøre om en skråning er bratt i praktisk bruk? Eksemplet viser mer om framgangsmåten.



Figur 2.6.5 Eksempel på bratt terreng

Figur 2.6.5 viser et kartutsnitt som skal illustrere bruk av faktor k_2 . Byggestedet er 20 m over havflaten. Når fjellene/skrentene er høye vil de påvirke et byggested langt unna. Med vindretning i fra sørvest vil byggestedet bli påvirket av vindforsterkning av fjellene i sørvest.

Eksempelet viser at det er en stor fordel med kart for å sikre inngangsdata når faktor med hensyn til bratt terreng skal beregnes. I dette konkrete tilfellet er man nødt for å vurdere flere vindretninger på grunn av alle fjellene i nærheten av byggestedet. I dette eksemplet avgrensner vi og betrakter bare vindretning sørvest.

I eksemplet over blir $10 H = 6500$ m.

Det gir faktor $k_2 = 1,45$, se fig. 2.6.4. Man må altså påregne en 45 % økning av $q_p(z)$ på grunn av fjellparti i sørvest.

2.7 Forenklet beregning av $q_p(z)$

Kortvarig toppverdi av vindens hastighetstrykk er definisjonen på $q_p(z)$. Dette er den verdi som vi bruker videre i all dimensjonering med hensyn til vindkrefter på bygg. Flere faktorer er tatt i bruk for å gi en mer korrekt beskrivelse av hvordan vind kan beskrives på et byggested.

Det er viktig å merke seg at fremstillingen som er valgt i dette informasjonsbladet gir en noe forenklet og konservativ framstilling av beregning av $q_p(z)$.

For å beregne detaljert henvises det til NS-EN 1991-1-4: Vindlaster.

Bakerst i NS-EN 1991-1-4 er det gitt en veiledning til en forenklet beregning av vindkasthastighetstrykket der det angis at $q_p(z)$ (z) kan bestemmes av følgende ligning:

$$q_p(z) = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot c_{dir}^2 \cdot c_{alt}^2 \cdot c_{prob}^2 \cdot c_{season}^2 \cdot q_{p0}(z)$$

De forskjellige faktorer blir forklart nedenfor.

2.7.1 Grunnverdi for hastighetstrykket for kastvind $q_{p0}(z)$

$q_{p0}(z)$ er en grunnverdi for hastighetstrykket for kastvind, det vil si dersom alle koeffisienter er 1,0 og topografifaktor ikke er aktuell. $q_{p0}(z)$ varierer med valgt terrengkategori, $v_{b,o}$ og høyde på bygningen. Kurver for forskjellig ruhet og $v_{b,o}$ er gitt i veiledningens pkt. V.3 og brukes som følger:

- Man finner den kurve som gjelder for valgt $v_{b,o}$.
- Går deretter inn på riktig z som er høyde på bygning, og følger den til man treffer riktig kurve for den valgte ruhet.
- Går deretter vertikalt ned til x-aksen og finner $q_{p0}(z)$ i N/m^2 .

2.7.2 Retningsfaktor c_{dir}

Denne faktoren er lik 1,0 eller mindre og er en sektoravhengig reduksjon av $q_p(z)$. Den har sin forklaring i at det ikke blåser like sterkt fra alle retninger på et gitt sted. Vi velger denne lik 1,0, som er et valg til sikker side, men nøyaktigere verdier kan anvendes jfr. det nasjonale tillegget i standarden, pkt. NA. 4.2 (2) p (901.2).

2.7.3 Årstidsfaktor c_{season} og sannsynlighetsfaktor c_{prob}

Årstidsfaktor settes $c_{season} = 1,0$. Dette er tilfelle for alle varige bygningskonstruksjoner i Norge. Sannsynlighetsfaktoren c_{prob} velges forskjellig fra 1,0 dersom en annen returperiode enn 50 år ønskes, jfr standardens pkt. 5.

2.7.4 Nivåfaktor c_{alt}

Nivåfaktoren c_{alt} kan være $\geq 1,0$. Se pkt. 2.5.

2.7.5 Faktor k_1 for vindakselerasjon over åser og skråninger

Faktor k_1 er en faktor som tar hensyn til vindakselerasjon over åser og skråninger, og beskrives i veiledningens pkt. V.4. Se i pkt. 2.6.1 – 2.6.3 i dette bladet for når det er aktuelt med å beregne vindakselerasjonsøkning over åser og skråninger.

Før k_1 kan finnes må først faktor c_0 finnes ut i fra følgende formel:

$$c_0 = 1 + k_t \cdot k_x \cdot k_z \cdot k_{3D} \cdot H / L_H$$

der:

- k_t er en konstant for type topografi, den er 1,8 for skråninger og 2,0 for åser.
- k_x er en faktor som tar hensyn til horisontal avstand til toppunkt av skråningen/åsen. Bruk figurene V.7 og V.8 i standarden.
- k_z er en faktor som tar hensyn til høyden på bygningen over skråningen/åsen. Bruk figurene V.9 og V.10 i standarden.
- k_{3D} er en faktor som omhandler tredimensjonale effekter av åser. Åser og skråninger er i dette informasjonsbladet forenklet til å bli betraktet som to-dimensjonale og gis i teorien en uendelig lang utstrekning. Beregningsmessig i standarden så vil denne tredimensjonale faktoren aldri bli større enn 1,0. Ved å velge denne lik 1,0 i alle tilfeller så er det en konservativ forenkling.
- H/L_H dette forholdet kan settes inn med faktisk verdi, men kan også velges med en konservativ verdi lik 0,5.

Husk at for kurvene V.7 – V.10 så angis L_H .

Når c_0 er funnet, brukes figurene V.2 til V.6 for å finne k_1 .

2.7.6 Faktor k_2 som omhandler vindkastøkning på lesiden av bratt terreng

Vindkastøkning på lesiden av bratt terreng er beskrevet i pkt. 2.6.4. Dersom vindforsterkning på grunn av bratt terreng er aktuelt så må k_2 bestemmes.

2.7.7 Faktor k_3 overgangssoner

Faktor k_3 tar hensyn til at tilgrensende områder har en annen ruhet enn den på byggestedet. Konservativt valg av ruhet er vist i pkt. 2.4 og medfører at k_3 kan settes lik 1,0.

2.7.8 Sammenstilling av resultatene

Med de forenklinger som er angitt i kap. 2.7.1 til 2.7.7 over kan $q_p(z)$ settes som følger:

$$q_p(z) = k_1 \cdot k_2 \cdot c_{alt}^2 \cdot q_{p0}(z)$$

2.8 Huskeliste for beregning av $q_p(z)$

De viktigste inputdata

1. Skaff overblikk over byggestedet
 - Er det nærhet til vindutsatte områder?
 - Hvordan er terrenget; Skog, snaufjell, landbruksområde, strandsone?
 - Er lokale bygningskyndige blitt kontaktet?
 - Er det spesielle takutstikk/takløsninger som må ha ekstra fokus?
 - Er det egen rådgivende ingeniør i byggesaken?
 - Er rådgivende ingeniør blitt spurt om $q_p(z)$ eller andre vinddata om byggestedet?
2. Finn $v_{b,o}$ i fra standardens tillegg A
 - Kommunenavn må være kjent eller $v_{b,o}$ oppgis.
3. Geometriske data på bygget angis:
 - Høyde (ved møne)
 - Bredde

- Dybde
 - Høyde over havet
4. Bestem ruhet på byggestedet kategori 0-IV (pkt. 2.4)
 - Bruk eksemplene ved vurderingen, velg ruhet til sikker side.
 5. Bygges det nær eller i en ås/skråning (pkt. 2.6.1 - 2.6.3)?
 - Hvis ja, bestem aktuell topografifaktor.
 6. Kan man se skrent eller bratt fjellparti fra byggestedet (pkt. 2.6.4)?
 - Kan det bratte terrengpartiet sees, og er det $\geq 30^\circ$? Hvis ja, bestem aktuell topografifaktor.
 7. $q_p(z)$ beregnes.

Dimensjonerende last beregnes.

2.9 Symboler

H	Høyden av en topografisk form (ås, skråning eller lignende), høyde over havet, høydeforskjell
L_H	Halve lengden av topografisk form (ås, skråning eller lignende)
b	Bredde av konstruksjon (vanligvis på tvers av vindretningen)
C_{pe}	Utvendig formfaktor
C_{dir}	Retningsfaktor
C_{prob}	Statistisk faktor
C_0	Topografifaktor angitt i tillegg E
C_{season}	Årstidsfaktor
d	Dybde av konstruksjon.
h	Høyde av bygningen, altså $h = z$
$q_p(z)$	Kortvarig toppverdi av vindhastighetstrykket
$q_{p0}(z)$	Grunnverdi for hastighetstrykket for kastvind, det vil si dersom alle koeffisienter er 1,0 og topografifaktor ikke er aktuelt
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet ved havnivå
x	Horisontal avstand fra ås/skråningstopp
z	Høyde på konstruksjon over terrenget på byggestedet. Settes lik høyden h for bygninger.

3 BEREGNING AV VINDKREFTER PÅ TAK

Beregning av vindkrefter på tak er gjort mer omfattende i NS-EN 1991-1-4 i forhold til den gamle laststandarden NS 3479 som ble trukket tilbake i oktober 2002. Endringene fra tidligere baserer seg stort sett på endrede betegnelser for faktor, økt antall av faktorer, og noen justeringer av faktorer. Prinsippene for hvordan vind påvirker bygninger er en gammel viten og er ikke endret hovedsakelig.

3.1 Formfaktorer for tak

NS-EN 1991-1-4 angir en lang rekke formfaktorer for forskjellig takformer og takavslutninger. Standarden angir formfaktorer for utvendig last for:

- flate tak
- pulttak
- sal- og traутak
- valmtak
- sagtak
- bueformete tak og kupler
- frittstående flate tak
- frittstående sal- og traутak og
- frittstående pulttak.

Likeså fins det flere formfaktorer for forskjellige takavslutninger for flate tak. Vi forenkler forskjellige varianter og velger her at alle takavslutninger har skarp kant.

De taktyper som omhandles er flate tak, saltak, pulttak, valmtak og buede tak.

Utvendig last c_{pe}

Formfaktorer c_{pe} for utvendig last er avhengig av takform og takfelt, se fotnote ¹. I tabell 3.1 og figur 3.1.1 er formfaktorene forenklet angitt i forhold til NS-EN 1991-1-4 for de fire vanligste takformene. Takflatene langs ytterkanten utsettes for større vindsug enn resten av taket og for bestemmelse av utvendig last og sug, inndeles derfor taket i tre felt, hjørnefelt, randfelt og midtfelt.

Formfaktorene gitt i tabell 3.1 gjelder for takavslutning uten parapet og med skarp kant. Ved bruk av parapet og/eller avrundede kanter kan formfaktorene reduseres, se mer om det i NS-EN 1991-1-4, Tabell 7.2.

Formfaktor på inntil 5 kan påregnes lokalt for lave parapeter med skarpe kanter, se fig. 3.1.2.

Det gjøres oppmerksom på at beslaget må dimensjoneres og innfestes for de beregnede vindkrefter. Det anbefales minimum materialtykkelse 0,8 mm og stående falser på beslagets horisontale flate.

Standarden angir mange formfaktorer for forskjellige takavslutninger for flate tak, blant annet skarp kant, parapet, krum, skrå og rett avslutning. TPF velger å forenkler ved å bruke den største verdien for hjørnefelt. I henhold til tabell 7.2 i standarden blir $c_{pe} = 2,5$.

¹ Merk at NS-EN 1991-1-4 bruker konsekvent minus fortegn for sug, mens TPF inf. 5 bruker pluss

Utvendig formfaktor i standarden skiller mellom $c_{pe,1}$ og $c_{pe,10}$. Formfaktor $c_{pe,1}$ referer seg til et belastet areal på 1 m², og gjelder for festemidler for takbelegg. Formfaktor $c_{pe,10}$ referer seg til et belastet areal på 10 m², og blir anvendt i dette informasjonsbladet i pkt. 6.1 Ballast.

Tabell 3.1 Formfaktorer c_{pe} for utvendig last på tak

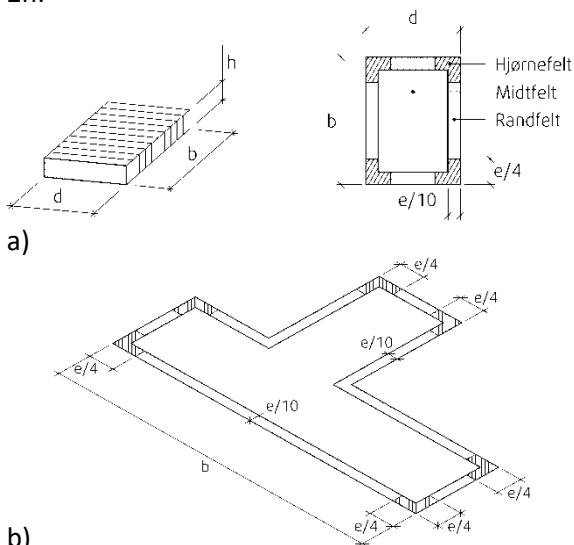
Takform	Formfaktor c_{pe}		
	Hjørnefelt	Randfelt	Midtfelt
Flate tak,	2,5	2,0	1,0
Saltak og valmtak, $5^\circ \leq \beta \leq 15^\circ$	2,5	2,0	1,0*
Pulttak, $\beta \leq 15^\circ$ vind mot lav side vind mot høy side og gavler	2,5	2,0	1,0
	2,9	2,5	1,0
Buetak	2,0**	2,0**	1,0

* I en stripe langs mønet på begge sider med bredde 0,2 h skal det regnes med formfaktor $c_{pe} = 1,5$ for saltak og $c_{pe} = 2,0$ for valmtak.

** Ved ende og gavlfelt.

Hjørnesonelengde og randsonebredde

Hjørnesonens lengde og randsonens bredde beregnes på grunnlag av e som er den minste av b eller $2h$:

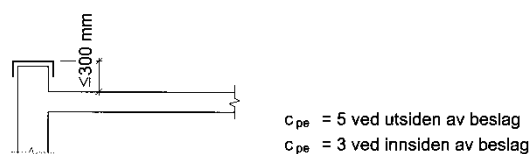


Figur 3.1.1

Figur a viser utstrekning og plassering av de forskjellige takfeltene for valmtak, flate tak, saltak og pulttak på bygning med enkel takform.

Figur b viser det samme for bygning med sammensatt takform.

Lav parapet



Figur 3.1.2 Formfaktor c_{pe} lokalt ved parapet på flate tak

3.1.1 Innvendig last c_{pi}

Det må kontrolleres om det oppstår innvendig vindlast i bygningen. Dette fordi utettheter ved parapet kan føre til at vindtrykk forplanter seg inn under tekningen. Størrelsen og fordelingen av åpninger i bygningskroppen må også vurderes. Forenklet så betrakter vi to tilfeller:

1. Tett bygg, ingen dominerende vindfasade
2. Bygg med permanente åpninger, med minst en dominerende vindfasade.

Dominerende vindfasade er den fasade hvor arealet av åpninger er minst to ganger summen av arealet av åpningene i de andre fasadene i bygningen. Det er viktig å merke seg at for bygninger som har minst to sider med åpninger i hver side (for eksempel fasade og tak) som er mer enn 30 % av arealet av denne siden, skal taket beregnes som frittstående tak.

Erfaring viser at underkonstruksjonenes tetthet ofte blir overvurdert eller at foreskrevet tetting ikke blir utført

Ved dimensjonering av feste for tekningen er overtrykket i bygningen av interesse i og med at det kan komme som tilleggslast på tekningens underside hvis takkonstruksjonen ikke er helt tett. Formfaktorer c_{pi} for innvendig last er avhengig av bygningens tetthet og kan settes til:

$c_{pi} = 0,2$ for normalt tette bygninger

$c_{pi} = 0,7$ for åpne bygninger, for eksempel åpne lagerbygg.

Dette gjelder også for normalt tette bygg der portene må åpnes uansett vindforhold, for eksempel garasjer for utrykningskjøretøy eller dører/porter av enkel og utett form.

3.2 Virkningsgrader

3.2.1 Virkningsgrad for utvendig last, f_3

Overføring av last til det mekaniske festet er avhengig av at tekningen til en viss grad blir deformert. Tekningen vil bøye seg opp mellom festepunktene og det oppstår en økning av volumet på undersiden. Avhengig av underlagets tetthet vil det så oppstå undertrykk som kan regnes i fradrag fra suget på oversiden. Se fig. 3.2.1. Tabell 3.2.1 angir faktorer for virkningsgraden av utvendig last, avhengig av bærekonstruksjonen.

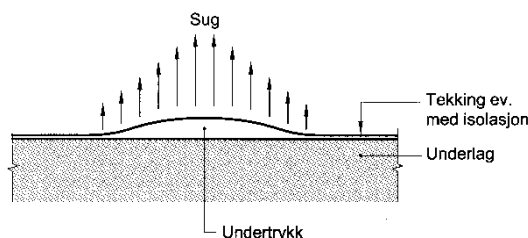


Fig. 3.2.1

Det kan oppstå et undertrykk under tekningen hvis underkonstruksjonen er tett

Tabell 3.2.1 Faktorer for virkningsgraden av utvendig last

Faktor f_3	Underkonstruksjon
0,8	Tett takkonstruksjon som også er tettet ved gjennomføringer, og isolasjonstykkelse mellom underkonstruksjonen og tekning ≤ 100 mm.
1,0	Utett underkonstruksjon som f.eks stålplatetak eller isolasjonstykkelse mellom underkonstruksjonen og tekning > 100 mm.

Følgende kan brukes som eksempler på tett underkonstruksjon:

- tett gammel tekning eller sperresjikt som er klebet eller mekanisk festet
- lettbetong- eller betongelementer med gyste fuger
- plasstøpt betong.

Tette underkonstruksjoner skal også være tettet ved gjennomføringer og langs parapet.

Ved bruk av laveste verdi for virkningsgrad skal underkonstruksjonens tetthet kontrolleres spesielt. Erfaring viser at underkonstruksjonens tetthet ofte blir overvurdert eller at foreskrevet tetting ikke blir utført.

3.2.2 Virkningsgrad for innvendig last f_4

Tettheten av takets underkonstruksjon vurderes tilsvarende som for virkningsgraden av utvendig last. Tettheten av vegg og gesims eller parapet er imidlertid like viktige å vurdere. Praksis har vist at norsk byggeskikk ikke alltid medfører god nok vindtetting av fasadekledning, rundt porter og vindusfelt og rundt parapet eller gesims. Hvis ikke både takets underkonstruksjon, veggen og parapeten har tilfredsstillende tetting anses konstruksjonen for utett og det må regnes med fullt tillegg for innvendig lastvirkning.

Eksempler på tilfredsstillende tetting: Se fig. 3.2.2.

- a) Av takets underkonstruksjon
 - Vurderes som vist under pkt. 3.2.1.
- b) Av vegg
 - Veggen skal ha god vindsperre med tette, klemte skjøter.
 - Vindsperra skal ha horisontal klemming langs undersiden av overgangen tak/vegg for å hindre lufttransport inn i takkonstruksjonen.
- c) Av parapet eller gesimskasse
 - Vindsperre med tette, klemte skjøter.
 - Langsgående klemming av overlappskjøten mellom taktekning og vindsperre for å hindre luft i å trenge inn i isolasjonssjiktet.
 - Langsgående klemming av overlappskjøten mellom vindsperra på parapet eller gesims og vindsperre på vegg for å hindre luft i å trenge inn i isolasjonssjiktet og videre inn under tekningen.

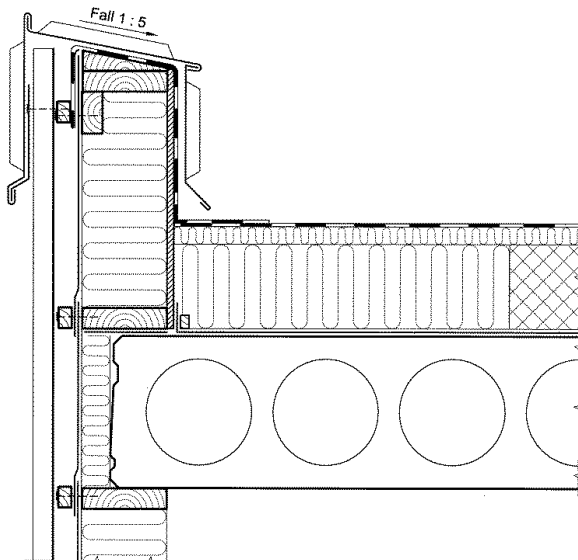


Fig 3.2.2 Lufttette overganger tak/parapet og parapet/vegg samt lufttett takkonstruksjon er viktig

Hvis undertaket har tilstrekkelig tetthet og styrke vil det hindre overføring av last til festemidlet. Tabell 3.3.1 angir faktorer for lastoverføring av innvendig last avhengig av bærekonstruksjonen.

Tabell 3.3.1 Faktorer for virkningsgraden av innvendig last

Faktor f_4	Underkonstruksjon
0,0	Tett underkonstruksjon
1,0	Utett underkonstruksjon

3.3 Lastfaktorer

Ved dimensjonering gjelder NS-EN 1990 Prosjektering av konstruksjoner – Krav til pålitelighet. For vårt tilfelle som gjelder påvisning av kapasitet i en festeanordning, og med en dominerende variabel last (vind) er lastfaktor $\gamma = 1,5$, jfr. pkt. NA.A1.3.1 og tabell NA.A1.2 (B). Taktekning settes normalt i pålitelighetsklasse 1 (i henhold til tabell NA.A1 (901)). Det betyr at lastfaktoren kan reduseres med en faktor $k_L = 0,9$.

3.4 Dimensjonerende last

Måten dimensjonerende last beregnes på er som tidligere utgaver av TPF informerer nr. 5, men faktorer og betegnelser er endret.

Dimensjonerende last for de forskjellige takfeltene kan beregnes ut fra følgende formel:

$$q_d = 1,5 \cdot 0,9 \cdot (f_3 \cdot c_{pe} + f_4 \cdot c_{pi}) \cdot q_p(z)$$

- q_d = dimensjonerende last (kN/m²)
- 1,5 = lastkoeffisient i forhold til NS-EN 1990
- 0,9 = reduksjonsfaktor i henhold til pålitelighetsklasse 1. NS-EN 1990
- f_3 = faktor for virkningsgraden av utvendig last, se tabell 3.2
- c_{pe} = formfaktor for utvendig last
- f_4 = faktor for virkningsgraden av innvendig last, se tabell 3.3
- c_{pi} = formfaktor for innvendig last
- $q_p(z)$ = hastighetstrykk (kN/m²), oppgitt av rådgiver eller beregnet i henhold til kap. 2

Dimensjonerende last pr. festepunkt beregnes på følgende måte:

$$Q_d = q_d \cdot a \cdot b$$

Q_d = dimensjonerende last pr festepunkt (kN)

a = avstand mellom festeradene (m)

b = avstand mellom festene i en rad (m)

Lasten (q_d) kan reduseres med 2/3 av egenlast av tekning eller tekning og isolasjon hvor disse er limt sammen, samt eventuell ballast.

4 FSTEMIDLER

Figur 4.1.0 viser eksempel på mekaniske festemidler for betongtak og ståltak med henholdsvis plugg og selvborende skrue. På tretak kan det også benyttes skruer. Disse kan være selvborende

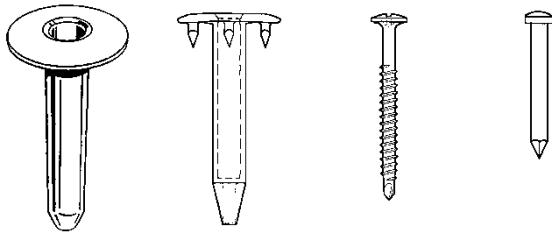


Fig. 4.1.0 Eksempler på festemidler

- To forskjellige typer plast festebrikker
- En stålskrue og en betongstift.

4.1 Korrosjonsbeskyttelse, bruksgrupper

Korrosjonsbeskyttelsen av de mekaniske festene må dokumenteres og vurderes i forhold til de antatte påkjenningene på taket. Disse kan inndeles i fire bruksgrupper:

KLA anbefales benyttet i de fleste tilfeller.

KL kan benyttes der forholdene anses normalt uproblematisk.

K anbefales normalt ikke benyttet.

KLAM er en nyinnført bruksgruppe som skal ta vare på de tilfeller der festemidlet blir utsatt for mekanisk slitasje under montering, og hvor forholdene for øvrig er lik bruksgruppe KLA.

Bruksgruppe K:

Bare i bygninger med lite fukttilskudd og liten risiko for at kondensfukt kan forekomme på undersiden av tekningen i relativt korte perioder, og i ikke aggresivt miljø. Bruksgruppe K benyttes ikke i dag til annet enn ev. kramper for feste av takfolie til takelementer i fabrikk hvor man har kontroll på fukttilstanden i takelementet.

Bruksgruppe KL:

Bare i bygninger der det er moderat risiko for (lengre) perioder med kondensfukt på festemiddel forårsaket av høy relativ fuktighet i luften mellom tekning og tett underlag, og hvor det er begrensede muligheter for uttørking.

Ikke aggresivt miljø. Bruksgruppe KL anbefales normalt ikke benyttet i dag

Bruksgruppe KLA:

Stor risiko for lengre perioder med kondensfukt på festemidlet forårsaket av høy relativ fuktighet i luften mellom tekning og tett underlag, eller med mulighet for aggressive stoffer i isolasjonen eller på eksisterende tekning ved omteking. Dårlige muligheter for uttørking.

Eksempler:

- Korrosjonsfremmende phenolforbindelser i isolasjonen.
- Omteking i områder med korrosjonsfremmende nedfall fra industri, sur nedbør eller saltindrev fra sjø.
- Skive på festemiddel i kant av bane og med filt over skiven.

Bruksgruppe KLAM:

Som gruppe KLA, men med ekstra fare for slitasje og ødeleggelse av eventuelle korrosjonsbeskyttelse under montering. Eksempel på dette er ved omteking av gamle tak tekket med skiferbestrødd asfaltbelegg der det kan stå noe fukt i taket.

4.2 Prøving av korrosjonsmotstand

Prøving av korrosjonsmotstand på metalliske festematerialer utføres i Kesternichkammer i henhold til DIN 50018 med 1,0 l SO₂. Selve prøvingsprosedyren er modifisert i henhold til FM standard 4470 hvor maks. 15 % av overflaten kan være angrepet av rødrust etter foreskrevet antall sykluser.

Temperatur og fuktstabilitet av organisk belegg prøves i tillegg i 300 timer ved 90 °C og 100 % RF uten at det oppstår blemmer eller avskalling.

Med utgangspunkt i påkjenningene i den enkelte bruksgruppen settes følgende minimumskrav til korrosjonsmotstand angitt i sykluser Kesternich:

Bruksgruppe K: Bestått 2 sykluser

Bruksgruppe KL: Bestått 8 sykluser

Bruksgruppe KLA: Bestått 15 sykluser

Bruksgruppe KLAM: Bestått 15 sykluser etter at skruen har vært skrudd gjennom et skiferbestrødd asfaltbelegg.

Plastbrikker eller festemidler av aluminium antas å tilfredsstillende KLA uten testing.

Rustfritt stål av kvalitet Austenitic 304 eller festemidler av aluminium eller plast behøver ikke å testes for å få betegnelsen KLAM. Det rustfrie stålet må motstå det miljøet det eksponeres for. Martensitt i skruer kan føre til spenningskorrosjon/sprøhet og frarådes ofte derfor. Syrefast stål skal benyttes i klorholdige miljøer.

Tabell 4.2.1 gir en oversikt over aktuelle typer belegg og materialer som gir tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse.

Tabell 4.2.1 Taktyper og anbefalt korrosjonsbeskyttelse

Tak-konstruksjon	Bruks- gruppe	Aktuelle typer belegg og materialer for mekaniske festemidler		
		Stamme	Innklebet	Frilagt
Bygninger med lite fukttilskudd	K	10 – 15 μ EI Zn	20 μ Zn	
Bygninger med stort fukttilskudd. Stålplatetak med dampsperre Betongtak Omtrekking	KL	Spesialbelegg. Rustfritt stål. Al Plast	20 μ Zn	20 μ Al Zn
Som for KL, men stammen på festemidlet er utsatt for aggressive stoffer	KLA	Spesialbelegg. Rustfritt stål Al Plast	20 μ Zn	Rustfritt stål Al Plast
Som for KLA og montert gjennom skiferbestrødd asfaltbelegg	KLAM	Rustfritt	-	-

4.3 Galvanisk korrosjon

Tabell 4.3.1 viser en oversikt over risikoen for at galvanisk korrosjon kan oppstå ved kombinasjon av skive og skruer av ulike materialer.

Tabell 4.3.1 Risiko for at galvanisert korrosjon kan oppstå ved ulike materialkombinasjoner i skruer og skive

Bruksgruppe stamme	Bruksgruppe skiver	K	KL			KLA	
		Varmfor- zinket (Zn)	Varmherdet ZN-polymer	AlZn	Al	Rustfritt	
K	EI Zn	+					
KL	Varmherdet Zn-Polymer	+	+	+	0	0	
KLA	EI Zn + Polymer	+	0	0	0	+	
	Rustfri Syrefast	+	0	0	0	+	

+ Materialkombinasjoner uten risiko for galvanisk korrosjon

0 Kombinasjoner som er gode dersom det ikke tilføres korrosjonsfremmende stoffer fra inn klima.

4.4 Festemidler for feste i treunderlag; treskruer, pappspiker og kramper

4.4.1 Treskruer

Treskruer for feste i taktro kan benyttes i kombinasjon med stålskiver eller plastbrikker.

Monteringsdybde minimum 16 mm med fulle gjenger i treverket. For å fastslå uttrekkskapasiteten fra underlaget anbefales det uttrekksprøver. Alternativt kan kapasiteten beregnes. Se mer om beregning av dimensjonerende kapasiteter for skruer, pappspiker og kramper i kapittel 7.3.

4.4.2 Pappspiker

Pappspiker for feste av tekning til taktro bør være varmforsinket tilsvarende klasse KL eller bedre. Pappspiker finnes i flere dimensjoner; for håndspikring $\varnothing = 2,8$ mm i lengder 20 mm, 25 mm, 32 mm og 38 mm, og for maskinspikring $\varnothing = 3,05$ mm i lengder 19 mm, 22 mm, 32 mm og 38 mm. Velg pappspiker med lengde slik at den akkurat går gjennom og så vidt stikker ut på undersiden. Pappspiker kan benyttes både til innfesting av asfalt takbelegg og takfolie. For kapasitet for innfesting med pappspiker, se tabell 7.3.2.

4.4.3 Kramper

Man må benytte kramper med rette vinkler mellom rygg og bein, se fig. 4.4.3. Kramper som er buet vil under innsetting skjære seg ned i tekningen, skade den og gi for dårlig feste.

Krampene bør være framstilt av rektangulær tråd med dimensjon $t \times B = 0,95 \times 2,4$ mm og ha ryggbredde på 20 – 25 mm. Kramper fås bare i bruksgruppe K. Kramper blir benyttet til innfesting av takfolie til huselementer eller takelementer med taktro av trebaserte plater.

Kramper skal ikke benyttes i forbindelse med utendørs arbeider eller i forbindelse med asfalt takbelegg.

For kapasitet for innfesting med kramper, se tabell 7.3.2.

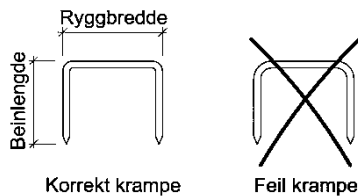


Fig. 4.4.3 Krampene skal ha rette vinkler mellom rygg og bein

4.5 Festemidler for feste i betongunderlag; betongstifter og betongskruer

Betongstifter og betongskruer

Stifter for innfesting i betong finnes også i forskjellige utførelser; rund glatt, rund rillet, mer flat glatt eller profilert glatt. Det finnes også betongskruer.

De fleste festemidler for montasje i betong er utført i rustfritt stål, men noen har forskjellig annen type korrosjonsbeskyttelse. Felles for alle festemidler til betong er at de monteres i forborede hull i betongen. Vær nøye med å benytte riktig bordiameter og bordybde slik at produsentens anbefalinger og forutsetninger følges. Uprøvet borhull eller borhull med gal diameter gir ikke den forutsatte sikkerhet mot uttrekk.

Lettbetongskruer

Til montering i lettbetong, Siporex og Leca benyttes lettbetongskruer. Minimum monteringsdybde er 60 mm. Lettbetongskruer kan kombineres med stålskiver eller plastbrikker. Noen leverandører har oppgitt dimensjonerende kapasitet for lettbetongskruene på basis av laboratorieprøving. Der slik informasjon ikke er tilgjengelig anbefales uttrekkprøver på stedet, og utregning av motstand mot uttrekk fra underlaget i hht. formlene gitt i kapittel 7.3.

4.6 Stålskruer

Det er i dag tre hovedtyper av stålskruer på markedet, skruer med vanlig spiss til festing i tynne og middels tykke plater, selvborende skruer med full borspiss for montering eller festing til tykke plater, eller selvborende skruer med redusert borspiss til festing i tynne eller middels tykke plater. Skruene finnes med forskjellig utforming av hodet tilpasset produsentens eller brukerens forskjellige ønsker.

De finnes i rustfritt stål eller korrosjonsbeskyttet på forskjellig måte for å tilfredsstille kravene til gitte bruksgrupper.

4.7 Festebrickler av plast

Det finnes i dag et utall forskjellige plast festebrickler på markedet. De kan ha rund eller firkantet skivedel med eller uten pigger. Hylsen gir teleskopvirkning ved bruk på kompressible underlag som for eksempel mineralull. Plastbrickler benyttes i kombinasjon med forskjellige typer skruer til bruk for innfesting i profilerte stålplater eller til taktro av tre, eller sammen med forskjellige stålstifter eller spesielle betongskruer for innfesting i forborede hull i betong. Det finnes også spesielle festebrickler for montasje i Leca eller i porebetong.

Festemidler av plast antas å tilfredsstille kravene til bruk i bruksgruppe KLA uten spesiell prøving. Festebrickler bør/skal imidlertid prøves for bestandighet ved akselerert varmealdring, både alene og montert sammen med takfolie og asfalt takbelegg. Styrke og sprøhet vurderes både før og etter aldring.

Plastbrickler produseres med flere grunnmaterialer som polypropylen og polyamid. Sistnevnte grunnmateriale kan gi fuktopptak som påvirker styrken, også dette bør vurderes.

5 MEKANISK INNFESTING

5.1 Festeprinsipp

Kapittel 5 gir generelle retningslinjer for mekanisk innfesting av både asfalt takbelegg og takfolie. Retningslinjene er ment å gjelde der evt. systemgodkjenninger ikke finnes.

Ved dimensjonering av mekanisk innfesting må man vurdere hva som er det svakeste leddet i konstruksjonen. Det kan oppstå brudd i:

- feste til underlaget
- selve festepluggen (stamme/skive)
- feste i tekning og isolasjon

For dimensjonerende kapasiteter, se kapittel 3.

Mekanisk festet fleksible takbelegg legges løst ut, rettes opp og strammes før festepunktene monteres.

Feste med vanlig stålskive i langsgående omleggskjøter kan brukes på fast underlag som for eksempel trebasert taktro eller betong.

På underlag av isolasjon med trykkfasthet CS(10)80, min. 80 kPa ved 10 % deformasjon som EPS eller tilsvarende, benyttes stål-skiver med kulp eller plastbrickler. På underlag av isolasjon med trykkfasthet CS(10)60, 60 kPa ved 10 % deformasjon som steinull, benyttes plastbrickler.

På underlag av steinull skal det benyttes festemidler med god teleskopvirkning. Teleskophylsen må være minimum 50 mm kortere enn isolasjonstykkelsen.

5.2 Feste av tolags asfalt takbelegg

5.2.1 I 100 mm omlegg, Fig. 5.2.1

Ved feste gjennom nederste bane i en 100 mm omleggsskjøt kan det benyttes skive eller festebrikke med diameter inntil 50 mm. Skjøten helsveises med minst 30 mm på utsiden og 20 mm på innsiden. Også overlaget bør ha polyesterstamme.

Metodene er følsom for avvik under montasje og stiller store krav til nøyaktighet og krever markeringsstripe i belegget 45 mm fra kanten, samt kontroll av tilstramming ved tekking på myk isolasjon for å unngå svanker rundt festeskive som ikke oppnår helklebing.

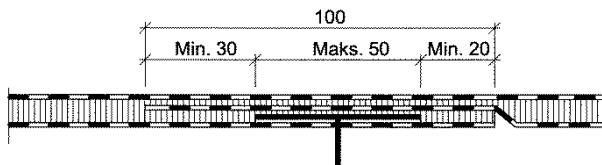


Fig. 5.2.1 Tolags asfalt takbelegg. Feste i 100 mm omlegg

5.2.2 Gjennom bane, Fig. 5.2.2

Festemidlet monteres gjennom bane utenom omlegg i første lag. For å få en fullstendig tolags tekning må festeskive overdekkes med et ekstra lag i form av rims eller lapp av samme kvalitet som første lag. Underlaget skjøtes med sveisede omlegg på minst 100 mm. Overlaget helsveises eller helklebes til underlaget.

Med denne utførelsesmetode oppnås geometrisk frihet i begge retninger for plassering av festepunkt og gjør det lettere å treffe riller i et ståldেকে eller unngå skjøter i et elementdekke. Alle skjøter blir dessuten kun utsatt for strekkpåkjenning.

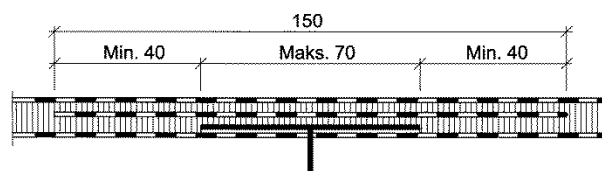


Fig. 5.2.2 Tolags asfalt takbelegg. Feste gjennom bane

5.3 Feste av ettlags asfalt takbelegg

5.3.1 I 120 mm omlegg, Fig. 5.3.1

Ved feste gjennom underste bane i en 120 mm omleggsskjøt, kan det benyttes skive eller festebrikke med diameter inntil 50 mm. Skjøten helsveises med minst 45 mm på utside og 25 mm på innside av skive. Plassering av festepunkter er geometrisk bundet i den ene retning.

Metoden krever innretting av bane samt kontroll med tilstramming ved tekking på myk isolasjon for å unngå svanker rundt festeskive som ikke oppnår klebing. Minimumsbredden betinger markeringsstripe i belegget 50 mm fra kanten for korrekt plassering av festemidlet.

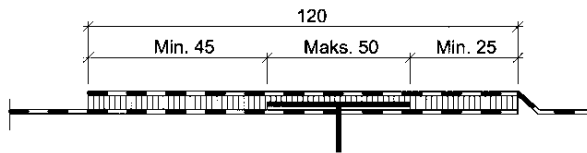


Fig. 5.3.1 Ettlags asfalt takbelegg. Feste i 120 mm omlegg

5.3.2 I 150 mm omlegg. Fig. 5.3.2

Festemidlet settes i flate for omleggskjøt med kant av skive minst 30 mm fra banekant. Skjøten helsveises med minst 50 mm på utside og 30 mm på innside av skive. Plassering av festepunkter er geometrisk bundet i den ene retning.

Metoden krever innretting av bane samt kontroll med tilstramming ved tekking på isolasjon for å unngå svanker rundt festeskrive som ikke oppnår klebing.

Metoden gir rimelig god sikkerhet for å oppnå vanntette skjøter og nødvendig klebing på begge sider av skive slik at bruddmekanismen blir gjennomlokking og ikke delaminering.

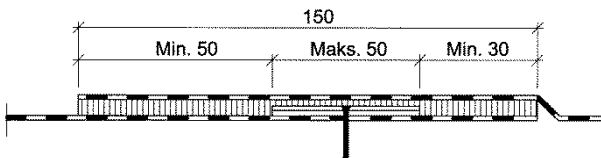


Fig. 5.3.2 Ettlags asfalt takbelegg. Feste i 150 mm omlegg

5.3.3 Gjennom bane

Der det er ønsket full fleksibilitet vedrørende plassering av festepunktene eller der det er nødvendig med flere fester enn hva som plasseres i omleggsskjøten, kan alle festene monteres gjennom banen og tildekkes med en lapp eller rims over som vist på Fig. 5.3.3.a.

Alternativt kan rimsen legges først med baksiden opp, festes, og banen over sveisen ned på rimsen, se Fig. 5.3.3.b

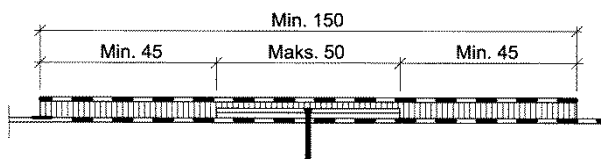


Fig. 5.3.3.a Feste gjennom bane med rims over festepunkt

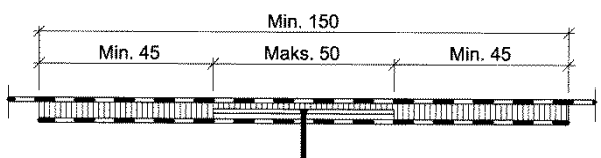


Fig. 5.3.3.b Bane sveist til underliggende rims mekanisk festet til underlaget

5.3.4 Gjennom delvis sveist omlegg

Nye materialer muliggjør at også ettlags asfalt takbelegg kan festes i løs flipp. Før det gjøres må metoden og kapasiteten være dokumentert i fullskala vindlastprøve. Systemet må godkjennes i hvert enkelt tilfelle.

5.4 Feste av takfolie

5.4.1 I kant av bane. Fig. 5.4.1

Festemidlene monteres med kant av skrue/stamme 30 mm fra banekant. Neste bane legges med minimum 120 mm omlegg avhengig av skivebredde. Skjøtene utføres med 40 mm varmluftsveis. Sveiseautomat for flate tak har 40 mm dyse, og en tilstrekkelig sterk og tett maskinsveis krever minimum 20 mm effektiv sveisebredde.

Plassering av festepunkter er geometrisk bundet til banebredde i den ene retning. Når tekkingen blir løftet opp under vindbelastning, blir sveisekanten utsatt for strekkraft både vertikalt og horisontalt. Det er derfor viktig at innvendig kant av sveisen blir jevn og uten tagger ca. 15 mm fra kant av skive.

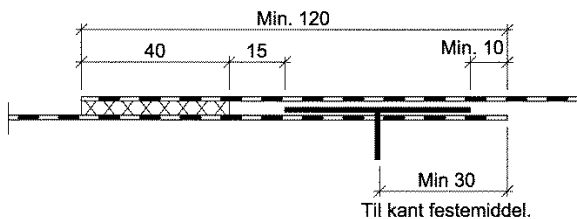


Fig. 5.4.1 Takfolie. Feste i kant av bane

5.4.2 I underliggende flipp. Fig. 5.4.2

Festemidlet settes i ekstra materiale som er sveiset til undersiden av tekningen og danner en flipp hvor kant av festeskiven skal monteres henholdsvis 10 mm fra flippkant og 15 mm fra sveisekant. Med 40 mm sveis blir flippbredde minimum 120 mm.

Plassering av festepunkter kan varieres geometrisk i begge retninger avhengig av om flippet sveises på tvers av bane eller til store ferdiglagede flak.

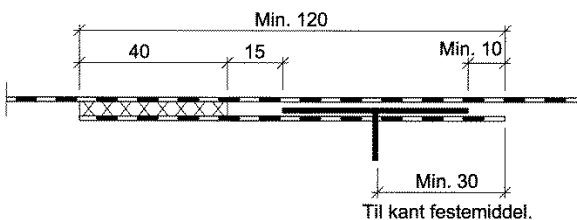


Fig. 5.4.2 Takfolie. Feste i underliggende flipp

5.4.3 Gjennom bane med overdekking. Fig. 5.4.3

Festemidlet monteres gjennom bane utenom omlegg. Festepunktet dekkes med takfolie punktvis eller i form av rims med minst 40 mm sveis utenom festeskive.

Metoden gir geometrisk frihet i begge retninger for plassering av festepunkt. Alle skjøteflater blir kun utsatt for strekkpåkjenning.

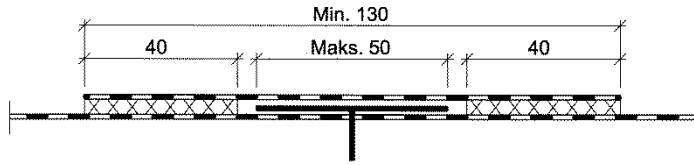


Fig. 5.4.3 Takfolie. Feste gjennom bane med overdekning

5.4.4 Gjennom omlegg med overdekning. Fig. 5.4.4

Foliebanen legges ut med 50 mm overlapp. Festemidlet monteres gjennom omlegget med kant av skive innenfor kant av bane. Rims av takfoliekvalitet legges over baneskjøt og festepunkt med minimum 40 mm sveis på hver side av skivekant.

Plassering av festepunkter er geometrisk bundet til banebredde i den ene retningen. Alle sveiseflater blir kun utsatt for strekkpåkjenninger.

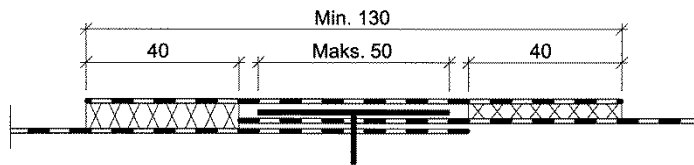


Fig. 5.4.4 Takfolie. Feste gjennom omlegg med overdekning

5.5 Feste i underlag

5.5.1 Feste i stålplater

Plater tynnere enn 0,7 mm bør ikke benyttes. På vindutsatt byggested (se kapittel 8) anbefales tykkelse på minst 0,8 mm for å få tilstrekkelig feste for skruene. Stålplater får kraftige vibrasjoner under vindlast og eventuell slakk i fester mellom bærekonstruksjon og plugg kan frembringe sjenerende støy. Tynnere plater krever spesialfester type blindnagler.

Rustbeskyttelsen på stålplatene svekkes ved festepunktene. Hvis romklimaet er spesielt fuktig eller på annen måte korrosjonsfremmende, bør festet i stålplatene vurderes spesielt nøye; det bør eventuelt velges annen takkonstruksjon.

Ved hvert festepunkt kan det oppstå kuldebroer hvis skruen settes i fugen mellom isolasjonsplatene, eller hvis isolasjonen på annen måte er redusert. Dette kan føre til kondens på stammen til festemiddelet og vann kan ledes ned til festet i stålplaten.

5.5.2 Sikring mot utskruing

Det er flere muligheter for å sikre at festing med skruer til stålplatetak ikke blir utsatt for selvutskruing. Det viktigste virkemidlet er å benytte festebrick med lang hylse i kombinasjon med en kort skruer. Det gjør at de bevegelser i tekningen som blir overført til festebricken i liten grad blir overført til stålskruen. Systemer av mothaker eller spesiell utforming av gjengene vil også kunne hindre selvutskruing.

Festesystemet bør være testet og ha dokumentert sikkerhet mot utskruing i henhold til metode NBI 162/90 med lastprogram A, dynamisk last, eller annen tilsvarende metode med dynamisk last beregnet for å undersøke festesystemers selvutskruing.

Sikkerhet mot utskruing klassifiseres på følgende måte:

- DMG Skruen er testet sammen med metallskive uten ekstra låsemekanisme og kan derfor brukes i alle andre skive(brikke)kombinasjoner.
- DF Festesystemet som er testet må betraktes som en enhet og skruen er ikke klassifisert for bruk i andre sammenhenger.
- D Dynamisk lastprogram metode NBI 162/90
- M Metall festeskive
- G Generelt bruk i alle kombinasjoner av skive/brikke
- F Festesystemavhengig og må brukes i den kombinasjon som er testet.

Erfaringsmessig er risikoen for utskruing liten ved bruk av isolasjonstykkelse ≥ 100 mm, festesystem med brikke og hylse samt ekstra sperresjikt.

5.5.3 Feste i betong og lettbetong

Det er meget viktig at festet får riktig dybde i underlaget. Hullet må være så dypt at borestøv som blir liggende i hullet ikke hindrer riktig montasje av festemidlet.

Ved gjennom boring av dekket blir det vanligvis slått ut stykker av betongen på undersiden. Som oftest er dette kun et estetisk problem, men man kan få problemer med festet hvis utslaget er stort i forhold til pluggens forankringslengde. Dette er spesielt aktuelt på DT-elementer.

Ved mekanisk innfesting i lettbetongelementer bør tekningen orienteres slik at innfestingen går på tvers av elementretningen. Hvis tekningen allikevel må orienteres parallelt med elementene, må man sikre at festene kommer utenom fugene.

5.5.4 Feste i tre

Taktro av bord har mange skjøter, sprekker og kvister. Hvis spiker, kramper og skruer settes i disse kan festet bli redusert. For spiker og kramper blir festet også redusert dersom trevirket er spesielt fuktig og tørker etter innfesting.

Ved mekanisk innfesting på taktro bør tekningen orienteres slik at innfestingen går på tvers av bordretningen. Hvis tekningen allikevel må orienteres parallelt med taktroen, må man sikre at festene kommer utenom fugene.

5.5.5 Festemidler for induksjonsinnfesting

Et festemiddelsystem for innfesting av takbelegg av PVC eller TPO, som baserer seg på at man fester en spesiell skive på isolasjonen før man legger takbelegget. Skiven kan kombineres med festemidler for forskjellige typer underlag som tre, stål eller betong. Det vil si at man i praksis får festet isolasjonen uavhengig av membranen. Deretter kan man rulle ut takfolien og sveise denne mot festemidlet/skiven som holder fast isolasjonen. Dette skjer ved hjelp av induksjon og tar kun tre sekunder.

Denne måten å feste mekanisk på gjør at man kan bruke så stor bredde på folien som praktisk håndterbart. Fordelen er mindre skjøter, ingen penetrering av membranen og mer fleksibel innfesting.

Kontakt leverandør for tekniske kapasiteter og dimensjonerings

6 ANNEN INNFESTING

6.1 Ballast

Som ballast kan man bruke betongheller lagt på klosser, natursingel eller knust stein. Hvis det er vanskelig å få tak i natursingel og det derfor benyttes ballast av knust stein med skarpe kanter, beskyttes tekkingen med en polyesterfilt e.l. med min. flatevekt 300 g/m².

Er undertaket tett som beskrevet i pkt 3.2.1, regnes 50 mm singellag som tilstrekkelig til å sikre mot jevnt fordelt sug på taket $q_d \leq 3,75 \text{ kN/m}^2$ (i hjørnesonene som vanligvis mest utsatt). Korngradering med diameter 16 – 32 mm kan motstå en vindhastighet i virvlene på 80 m/s før bevegelser oppstår i singelen. Hastighet i virvelen kan regnes ut ved hjelp av formelen:

$$v_1 = v_0 \cdot \sqrt{1 + |c_{pe}|} \dots$$

hvor v_1 = vindhastigheten i virvelen
 v_0 = dimensjonerende vindhastighet for bygningen
 c_{pe} = formfaktor for takflaten

50 mm betongheller regnes som tilstrekkelig til å sikre mot et jevnt fordelt sug på taket $q_d \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$.

Følgende tommelfingerregler kan brukes for minimumssikring:

- lave bygg, ikke vindutsatte steder²: singel
- høye bygg, ikke vindutsatte steder²: singel pluss betongheller i hjørner
- lave bygg, vindutsatte steder: singel pluss betongheller i hjørner og randsoner
- høye bygg, vindutsatte steder: singel pluss armert påstøp i hjørner og randsoner.

6.2 Klebing

Klebing som metode for å sikre mot vindavblåsing har de senere år vært lite brukt. Klebing som festemetode kan likevel være aktuelt.

Som ekstra sikkerhet ved klebing må man benytte lineær innfesting langs alle takets ytre render. Andre betingelser er at underlaget egner seg for klebing, det vil si er rent og tørt, og at det er gode værforhold og plussgrader under leggingen. Leverandørens anvisning for bruk av kleber må følges. Klebing benyttes i en viss grad også til feste på oppkanter som mot høyere vegger, overlys og lignende. Ved klebing mot vertikale flater brukes oftest kontaktlim.

7 STYRKE MOT VINDLAST OG DIMENSJONERING AV FESTE-MIDLER

7.1 Styrke mot vindlast for mekanisk festet takbelegg

Mekanisk festet takbelegg sin styrke mot vindlast skal som hovedregel dokumenteres ved prøving i hht. metode NS-EN 16002 Bestemmelse av styrke mot vindlast for mekanisk festet takbelegg. Metoden er etablert gjennom det europeiske standardiseringsarbeidet i regi av CEN, og erstatter andre tidligere nordiske og europeiske vindlast prøvemethoder. Det vil si at alle nye typeprøvinger utføres i hht. NS-EN 16002, men resultater fra tidligere vindlastprøving i hht nordisk metode NT BUILD 307 "Taktekningers styrke mot vindlast" vil fortsatt kunne benyttes en tid.

² Se kap. 8, annet avsnitt som gir en forklaring av uttrykket "vindutsatt sted"

TPF og SINTEF Community gjennomførte i 2011 et prosjekt der prøveresultater fra metode NS-EN 16002 ble sammenliknet med prøveresultater fra metode NT BUILD 307, se SINTEF rapport 3D0933 datert 2012.02.10. På bakgrunn av studiet ble det gitt en anbefaling om nasjonal sikkerhetsfaktor $\gamma = 1,3$ for bruk i Norge ved beregning av dimensjonerende vindlastkapasitet basert på prøving i hht NS-EN 16002. Ved bruk av denne sikkerhetsfaktor er det vår vurdering at vi viderefører den samme totale sikkerhet mot vindavblåsninger som tidligere.

Leverandør oppgir dimensjonerende kapasitet for sine produkter. Disse må være i henhold til dokumentert typeprøving med riktig type underlag, festemiddel og takbelegg. Dimensjonerende kapasitet er for eksempel gitt i SINTEF Teknisk Godkjenning.

7.2 Antall festemidler

Antall festemidler beregnes ved å dividere dimensjonerende vindlast (eventuelt med fradrag av egenlast) med dimensjonerende kapasitet for fester i underlag eller tekning.

Tabell 7.2.1 angir krav til minimumsinnfesting av løst utlagt tekning og isolasjon. Hvis antall festepunkter ønskes redusert utover anbefalingene fra TPF må dette dokumenteres spesielt. Krav til innfesting langs avslutninger er gitt i kapittel 8.

Minste antall fester må også vurderes i forhold til konstruksjonen. Kritiske faktorer kan være:

Krav til montering av innfestning av isolasjonsplater:

- Bevegelse i isolasjonen. Ved løst utlagt tekning og isolasjon må det være tilstrekkelig antall fester pr. isolasjonsplate slik at platene ikke forskyver seg under tekningen.

Krav til innfestning av takbelegg:

- Innfestningen skal oppfylle minimum antall fester/m² i gjeldende vindlastberegning.
- Det skal aldri være tettere enn 0,20 m mellom noen festemiddel.
- Festene bør fordeles i et regelmessig mønster i hver sone.

Tabell 7.2.1 Krav til minimumsinnfesting av løst utlagt tekning og isolasjon

	Dimensjonerende vindlast (sug)	
	$q_d \leq 3,75 \text{ kN/m}^2$	$q_d > 3,75 \text{ kN/m}^2$
Isolasjonsplater:		
Minste antall fester pr. isolasjonsplate	1 stk.	1 stk.
Minste antall fester pr. m ²	1 stk.	2 stk.
Takbelegg:		
Minste avstand mellom fester i innfestningsrad	0,2 m	0,2 m

7.3 Dimensjonerende kapasitet

Den dimensjonerende kapasiteten et mekanisk festet takbelegg har mot vindavblåsning omfatter både styrken for innfesting til underlaget og styrken til festet i takbelegget.

Styrke for selve festet i takbelegget dokumenteres ved NS-EN 16002, og kan suppleres med småskala forsøk f.eks i hht. metode NBI 163/98.

Styrke for festet i underlaget dokumenteres ofte ved NS-EN 16002, eller med småskala forsøk f.eks i hht. metode NT BUILD 306 ev. som angitt i ETAG 006:2007, Annex D, punkt D.2.1 Axial loading test.

Styrke for festet i underlaget

På basis av prøving med statisk belastning, f.eks ved omtekkinger der det bør utføres uttreksprøver i felt:

I laboratorium:

- plugger og skruer $X_d = 0,7 \cdot 0,9 (X_m - k \cdot s)$
- spiker og kramper $X_d = 0,5 \cdot X_m$

Ved uttreksprøving i felt på det enkelte bygget:

- plugger og skruer $X_d = 0,8 \cdot 0,9 (X_m - k \cdot s)$
- spiker og kramer $X_d = 0,7 \cdot X_m$

På basis av prøving i laboratorium med vekslende last i henhold til metode NT-Build 306:

- plugger og skruer $X_d = 0,9 (X_m - k \cdot s)$
- spiker og kramper $X_d = 0,7 \cdot X_m$

hvor:

X_d = dimensjonerende kapasitet

X_m = middelværdi av kapasitet ved prøving

k = faktor for antall prøver som vist i tabell 7.3.1

s = standardavvik

Tabell 7.3.1 Faktor (k) for antall prøvingsverdier (n)

n	5	6	7	8	9	10
k	1,96	1,85	1,79	1,74	1,70	1,67

Dimensjonerende kapasitet for feste i taktro av tre

Tabell 7.3.2 viser dimensjonerende kapasiteter for feste av spiker og kramper i taktro av tre.

Anbefalt spikeravstand ved sikksakspikring av asfalt takbelegg er vist i Fig. 7.1. I soner på taket med stort vindsug ($q_d > 3,75 \text{ kN/m}^2$), er det nødvendig også å spikre midt på banen.

Tabell 7.3.2 Dimensjonerende kapasitet X_d (N) for feste med spiker og kramper m/rektangulær tråd som går gjennom taktroa.

Underlag for tekningen	Tørre materialer		Fuktige materialer	
	Spiker 2,8-25	Kramper	Spiker 2,8-25	Kramper
12 mm kryssfinér	160	80	145	55
15 mm rupanel	110	95	100	65

Hvis taktroa ikke beskyttes mot nedbør før tekking skal dimensjonerende kapasitet regnes som for fuktige materialer. (I fuktige materialer er kapasitetene redusert med 10 % for pappspiker og 30 % for kramper.)

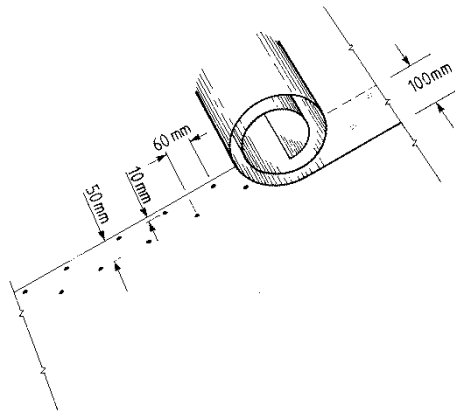


Fig. 7.3.1
"Sikksakspikring" av asfalt takbelegg eller takfolie

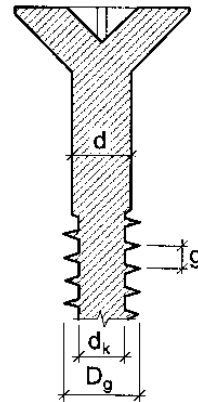


Fig. 7.3.2
Skrue. Definisjoner

d = stammediameter
g = gjengeavstand
d_k = kjernediameter
D_g = gjengediameter

Hvis dimensjonerende kapasitet for skruer i taktro av bord og kryssfinér ikke er oppgitt av leverandør, kan denne beregnes etter følgende formel:

$$X_d = k (5 + 4 \cdot D_g + 3 \cdot d_k) t$$

Hvor:

- X_d = dimensjonerende kapasitet
t = trotykkelsen
D_g = gjengediameter, se fig. 7.3.2
d_k = kjernediameter, se fig. 7.3.2
k = korreksjonsfaktor, se tabell 7.3.3

Tabell 7.3.3 Korreksjonsfaktor, k

Materiale	k
Bord	1,0
Kryssfinér t < 15,5 mm	1,0
Kryssfinér t ≥ 15,5 mm	1,4

Formelen gjelder for skruer med kjernediameter (d_k) mellom 3,0 og 4,0 mm, gjengediameter (D_g) mellom 4,5 og 6 mm, og gjengeavstand (g) mellom 1,5 og 3,0 mm. Det forutsettes at skruene skrues gjennom taktroa og at gjengepartiet dekker hele trotykkelsen. Hvis skruene er selvborende må boring ikke være større enn kjernediameter (d_k).

Det forutsettes taktrokvaliteter i henhold til Byggforskseriens Byggdetaljer 525.861.

8 SIKRING LANGS AVSLUTNINGER

Tekningen må spennes fast ved alle overganger fra horisontale til vertikale flater ved parapet, gesims, overlys, viftehus etc. Tekningen må i tillegg ha mekanisk innfesting i alle lavpunkt. På parapet bør avslutningen utføres så lufttetthet som mulig.

Betegnelsen vindutsatt sted har lenge vært benyttet med forståelse vindhastighet som 3 sekunders middelverdi v_{3sek} ≥ 40 m/s. Med ny vindlaststandard (NS-EN 1991-1-4) med nye uttrykk og nye beregningsmåter, tilsvarer dette omtrent q_d > 3,75 kN/m².

Randinnfesting med lastfordeler eller punktfester dimensjoneres med hensyn til vindlast som vist i kapittel 3, men med formfaktor 3,0 ($f_3 \cdot c_{pu} + f_4 \cdot c_{pi} = 3,0$) i formelen for dimensjonerende last. Last regnes fra 0,5 m inn på takflaten og halve parapethøyden (eventuelt halve avstanden til første festerad hvis tekningen er mekanisk festet til parapetet). Der parapet er utført med stålplater tynnere enn 0,7 mm bør ikke vanlige plateskruer benyttes, tynnere plater krever spesialfester type blindnagler. På vindutsatt byggested (se kapittel 8) anbefales tykkelse på minst 0,8 mm for å få tilstrekkelig feste for skruene.

8.1 Ved lav parapet (< 300 mm)

8.1.1 Takfolie

Takfolie bør festes med langsgående lastfordeler ved parapet eller annen avslutning. Se fig. 8.1.1. Lastfordeler gir god fastholding og reduserer punktblastningene. Lastfordeleren (korrosjonsbeskyttet metallprofil) må ha tilstrekkelig stivhet slik at horisontale og vertikale krefter i tekningen overføres til lastfordeleren som en jevnt fordelt last, og festes til underlaget eller parapet med skruer eller plugger. Tekningen kan være løs på vertikal parapetflate, men må festes under gesimsbeslaget på en slik måte at tekningen er sikret selv om beslaget blåser av.

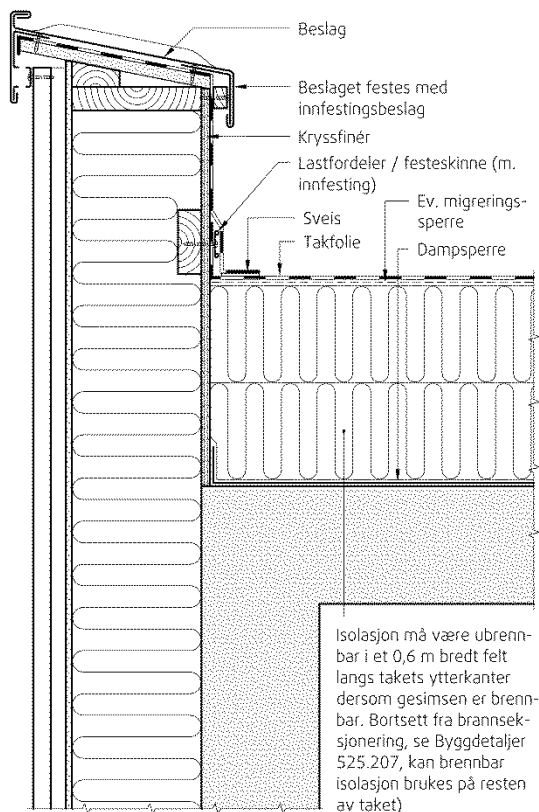


Fig. 8.1.1

Parapethøyde < 300 mm. Takfolien festes med langsgående lastfordeler i overgangen til parapet

8.1.2 Asfalt takbelegg

Asfalt takbelegg skal festes enten med langsgående lastfordeler ved parapet som vist for takfolie i fig. 8.1.1, eller med en rad punktfester som vist i fig. 8.1.2. Tekningen kan være løs på vertikal parapetflate, men må festes under gesimsbeslaget på en slik måte at tekningen er sikret selv om beslaget blåser av.

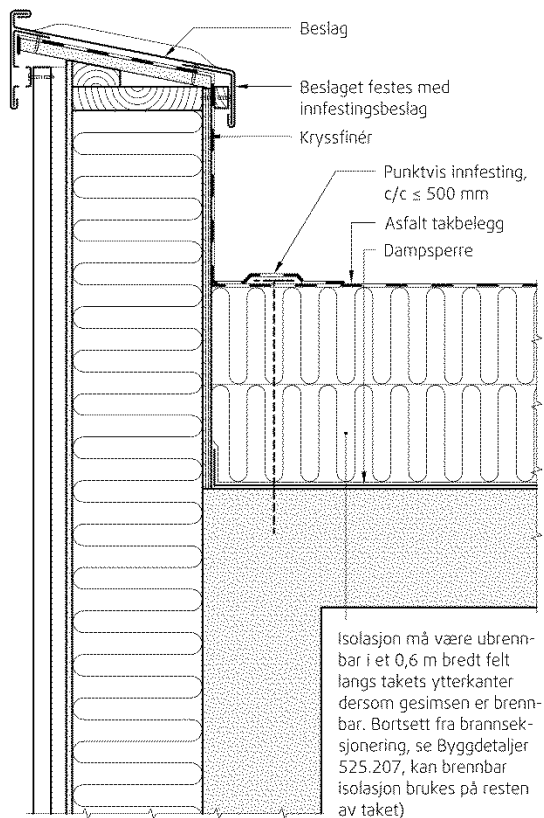


Fig. 8.1.2

Parapethøyde < 300 mm. Asfalt takbelegg festes enten med en rad punktfester som vist i figuren eller med en langsgående lastfordeler i overgangen til parapet.

8.2 Ved høy parapet (≥ 300 mm)

Høye parapeter krever en ekstra festerad (ev flere) på parapeten. Tekningen festes med mekaniske festemidler til vertikal parapetflate med maks. 0,4 m mellom festene (både vertikalt og horisontalt). Tekningen festes under gesimsbeslaget på en slik måte at tekningen er sikret selv om beslaget blåser av.

8.2.1 Takfolie

For $q_d \leq 3,75 \text{ kN/m}^2$, kan feste med langsgående lastfordeler erstattes av punktvis mekanisk feste i parapet. Innfestingen dimensjoneres tilsvarende som for lav parapet.

For $q_d > 3,75 \text{ kN/m}^2$, anbefales det at folietekningen festes med langsgående lastfordeler i hulkilen tilsvarende som for lav parapet. Se Fig. 8.2.1.

I begge tilfeller benyttes punktfester i høyereliggende rader.

8.2.2 Asfalt takbelegg

Tekningen avsluttes ved parapet og festes punktvis som vist i Fig. 8.2.2. Innfestningen dimensjoneres tilsvarende som for lav parapet. Til vertikal parapetflate festes asfalt takbelegg mekanisk eller klebes. Tekningen festes under gesimsbeslaget slik at tekningen er sikret selv om beslaget blåser av.

8.3 Gjennomføringer

Langs overlys og oppbygg i takflaten festes tekningen punktvis med mekaniske festemidler tilsvarende som vist i Fig. 8.2.2.

Innfestningen dimensjoneres tilsvarende som for mekaniske festemidler på takflaten. Maksimal avstand mellom festene er 0,5 m.

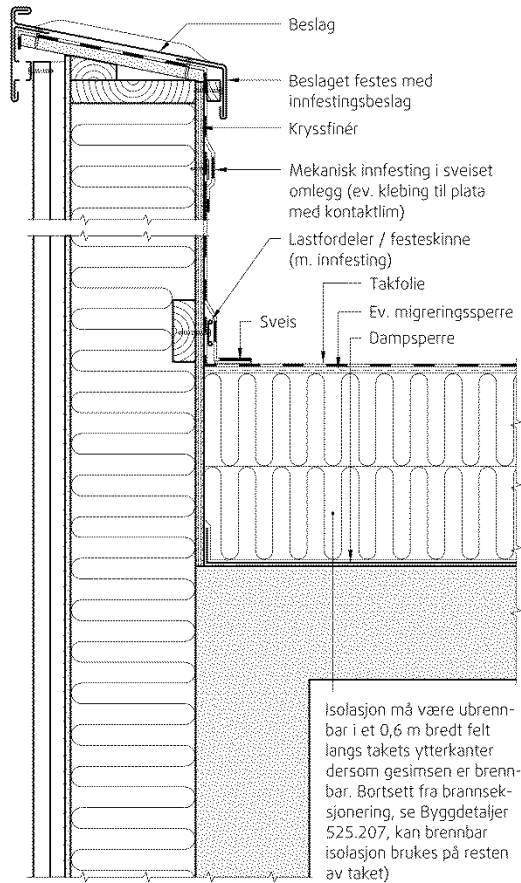


Fig. 8.2.1

Parapethøyde ≥ 300 mm og $q_d > 3,75$ kN/m². Langsgående lastfordeler anbefales i overgangen til parapet.

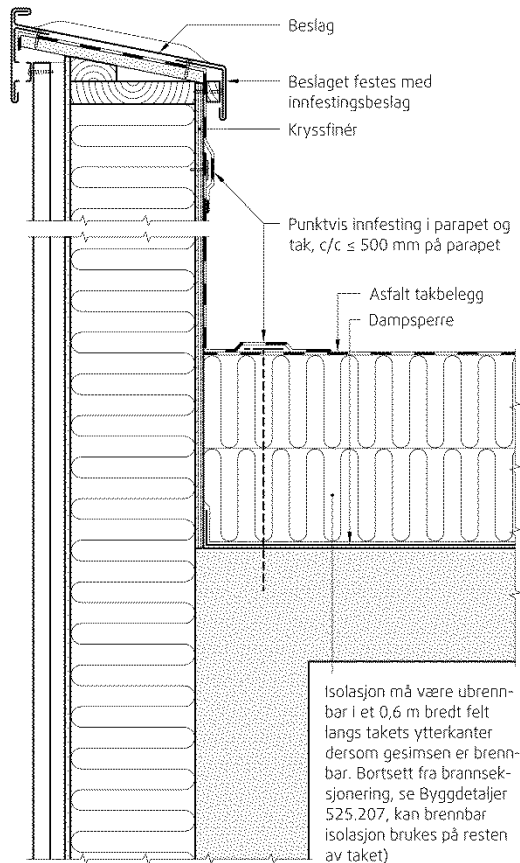


Fig. 8.2.2

Parapethøyde ≥ 300 mm. Asfalt takbelegg kan festes punktvis i takflate.

9 SPESIFIKASJON AV MEKANISKE FESTEMIDLER

Beskrivelsestekster for taktekninger med tilhørende tekniske bestemmelser og måleregler, utføres vanligvis av arkitekt eller byggeteknisk konsulent i hht NS 3420, kapittel 5.

Takentreprenøren må ha alle opplysninger om bygget som er relevante for hans pristilbud og eventuelle utførelse.

Mekaniske festemidler kan beskrives med ulike spesifiseringsgrader. En ytterlighet er en detaljert beskrivelse av både type, antall og plassering av mekaniske festemidler.

Takbransjen ønsker beskrivelser som gir mer rom for det enkelte firma å tilby det system som de mener er best egnet. Takentreprenøren er ansvarlig for å dokumentere at innfestingen tåler de påkjenningene som bygget dimensjoneres for.

9.1 Sjekkliste for beskrivelse av mekanisk innfesting av taktekninger

9.1.1 Tegninger

- Takplan som viser, takoppbygg, gjennomføringer, slukplassering, falloppbygging etc.
- Detaljtegning som viser takkonstruksjonens oppbygging og oppbygging av parapet.
- Eventuelt snittegninger, fasadetegninger og situasjonsplan.

9.1.2 Laster

Det er ønskelig at $q_p(z)$ for byggestedet blir oppgitt.

Dimensjonerende vindlaster for alle deler av taket lar seg da lett beregne av rådgiver eller takentreprenør på grunnlag av retningslinjene i dette bladet, og opplysninger om takets oppbygging, form og helning.

Følgende data anbefales oppgitt, eller oppgitt nødvendig underlag for korrekt valg av formfaktorer eller virkningsgrader:

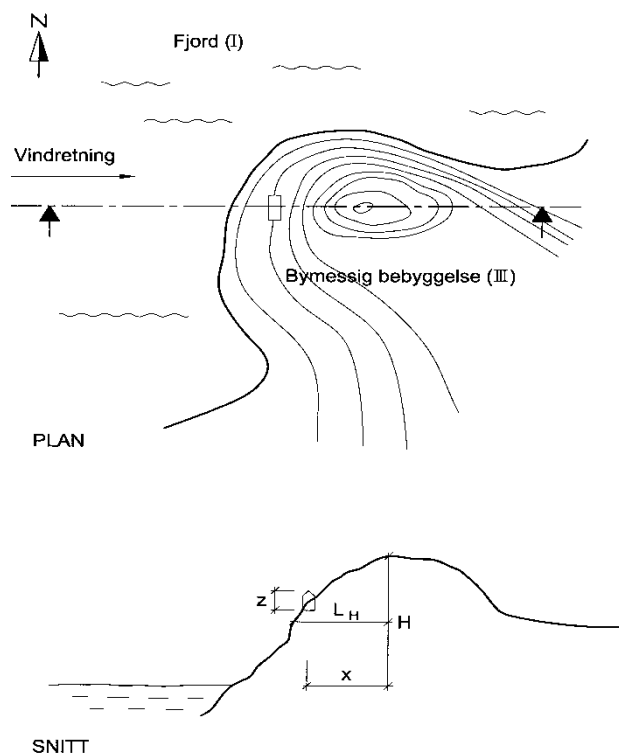
- Beregnet $q_p(z)$ for byggestedet
- Formfaktor for utvendig last
- Formfaktor for innvendig last
- Underkonstruksjonens tetthet for beregning av vindlastens virkningsgrad, tabell 3.2.1 og 3.3.1.
- Eventuelle ekstraordinære laster

9.1.3 Andre opplysninger

- Type underlag, festemuligheter
- Avslutningsdetaljer, parapethøyder. Festemuligheter for lastfordeler og tekning på parapet.
- Krav til korrosjonsbeskyttelse av festemidler
- Krav om dampsperre. Se TPF Informerer nr. 7
- Brannteknisk riktig utførelse; se TPF Informerer nr. 6

10 DIMENSJONERINGSSKJEMA MED BEREGNINGSEKSEMPEL

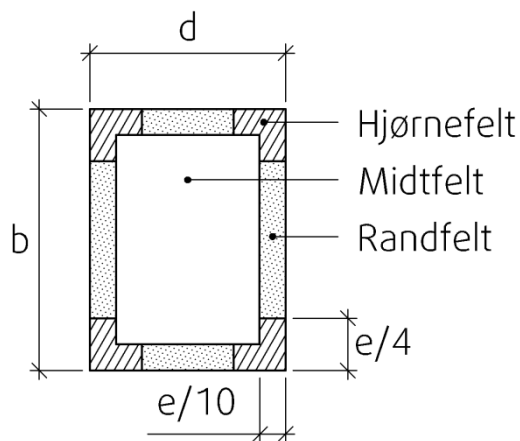
TPF har laget et skjema til bruk for manuelle beregninger av vindlast på tak og behov for innfesting. Skjemaene er vist i det etterfølgende, både i bruk med et beregningseksempel som vist i kap. 10.1, og et blankt skjema i kap. 10.2.



Figur 10.1 Eksempel som er beregnet

Tabell 10.1 Beregningseksempel

Prosjekt	Eksempel på manuell beregning TPF Informerer nr. 5		
Bygg			
Gateadresse			
Postnr.			
Poststed	Trondheim		
	DATA OM BYGNINGEN Referansevindhastighet: $v_{b,o}$ (m/s): 26 Byggestedets høyde over havet: altitudo (m): 40 Største høyde på bygning der takteking skal legges: h (m): 20 Velg største bredde mot vind: b (m): 30 Dybde: d (m): 15 Takets areal: A (m ²): 450 Hjørnesonens lengde og randsonens bredde regnes ut på grunnlag av e som er den minste av b eller $2h$: $b = 30$ og $2h = 40$ m, altså: e (m): 30 Randsonerebredde: $e/10$ (m): 3,0 Hjørnesone lengde: $e/4$ (m): 7,5 Areal hjørnesone (m ²): 144 Areal randsoner (m ²): 90 Areal midtfelt (m ²): 216		



	BEREGNING AV $q_p(z)$	
(Formel V.1 i Veiledning)	Vindkasthastighetstrykk med topografi og overgangssone etter tillegg E $q_p(z) = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot c_{dir}^2 \cdot c_{alt}^2 \cdot c_{season}^2 \cdot c_{prob}^2 \cdot q_{p(0)}(z)$	
Tabell NA.4 (901.1) i nasjonalt tillegg, NA	Forutsetninger Fra side 1 Plassering er vist som på figur. Nivåfaktor: Område: Sør-Trøndelag, $H_0 = 900$ Permanent konstruksjon	$v_{b,o}$ (m/s): 26 c_{alt} : 1,0 c_{season} : 1,0 c_{prob} : 1,0 c_{dir} : 1,0
Tabell NA.4 (901.2) og NA.4 (901.3)	Bygningens høyde fra side 1 *Terrengkategori på byggested k_3 settes lik 1,0	$z = h$ (m) 15 skriv kategori I
Fig. V.1	$q_{p0}(15)$ (N/m ²)	1280
Formel V.2	Vindlastfaktor over åser og skråninger k_1 $c_0 = 1 + k_t \cdot k_x \cdot k_z \cdot k_{3D} \cdot \frac{H}{L_H}$ Fra figur $H = 70$ m $x = 100$ m $L_H = 100$ m $H/L_H = 70/100 = 0,7$, men regnes aldri større enn 0,5 $\Rightarrow H/L_H = 0,5$ $k_t = 2,0$ for åser $k_t = 1,8$ for skråninger	
Fig. V.7-V.10	eller	
Fig. V.3	$k_t: 2,0$ $k_x: 0,35$ $k_z: 0,63$ $k_{3D}: 1,0$ $c_0 = 1 + 2,0 \cdot 0,35 \cdot 0,63 \cdot 1,0 \cdot 0,5 = 1,22$ $k_1 = 1,32$ for $c_0 = 1,2$	$\Rightarrow k_1: 1,32$
TPF inf. 5 pkt. . 2.6.4	Vindlastfaktor for bratt terreng Ikke aktuelt for dette eksemplet	$\Rightarrow k_2: 1,0$
TPF	Overgangssone	$\Rightarrow k_3: 1,0$
	$q_{p0}(15) = 1280$ N/m ² $q_p(z) = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot q_{k0}(15) = 1,32 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1280$	$q_p(z)$ (N/m ²): 1690

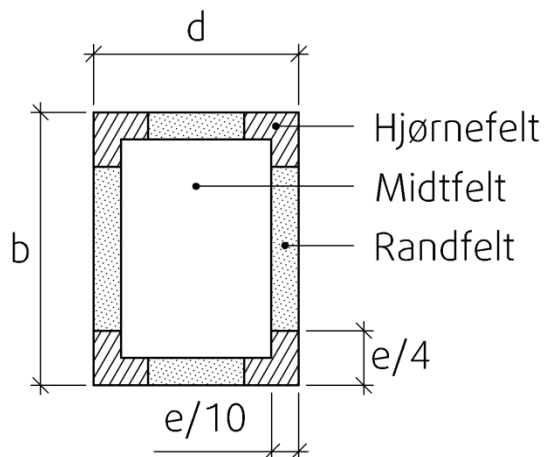
BEREGNING AV ANTALL FESTEMIDLER		
TPF inf. 5 pkt. 3.2.1	Utvendig last 0,8 for tett underkonstruksjon 1,0 for utett underkonstruksjon	$f_3:$ 1,0
TPF inf. 5 pkt. 3.2.2	Innvendig last 0,0 for tett underkonstruksjon 1,0 for utett underkonstruksjon	$f_4:$ 1,0
TPF inf. 5 tab. 3.1	Formfaktor for utvendig last Hjørnesone: Randfelt: Midtfelt:	$C_{pe,1h}:$ $C_{pe,1r}:$ $C_{pe,1m}:$ 2,5 2,0 1,0
TPF inf. 5 pkt. 3.2.1	Formfaktor for innvendig last 0,2 tett bygning 0,75 for bygning med åpninger	$C_{pi}:$ 0,75
TPF inf. 5 pkt. 3.4	Dimensjonerende vindlast q_d : $q_d = 1,5 \cdot 0,9 \cdot q_p(z) \cdot (f_3 \cdot c_{pe,1} + f_4 \cdot c_{pi})$ (N/m ²) Valgt takbelegg, navn: "Tekkemaks" Festemiddel, navn N/feste: "Turbofest" Kapasitet pr. feste: 800 N/feste Bane med rims over	$a = 0,30$ m

Sone	q_d (Pa)	Fester dim.kap feste (N/feste)	Fester pr. m ²	Antall fester pr. sone	Radavstand a (m)	Festeavstand b (m)
Hjørne	7415	800	9,3	1340	0,30	0,30
Rand	6274	800	7,8	702	0,30	0,40
Midtfelt	3993	800	5,0	1080	0,30	0,60
Totalt antall fester				3122		

Dimensjonerende last pr. festepunkt = $q_d \cdot a \cdot b$

Beregnings skjema

Prosjekt		
Bygg		
Gateadresse		
Postnr.		
Poststed		
	<p>DATA OM BYGNINGEN</p> <p>Referansevindhastighet: $v_{b,o}$ (m/s):</p> <p>Byggestedets høyde over havet: attitude (m):</p> <p>Største høyde på bygning der taktekking skal legges: h (m):</p> <p>Velg største bredde mot vind: b (m):</p> <p>Dybde: d (m):</p> <p>Takets areal: A (m²):</p> <p>Hjørnesonens lengde og randsonens bredde regnes ut på grunnlag av e som er den minste av b eller 2h: $b =$ og $2h =$ m, altså: e (m):</p> <p>Randsonebredde: e/10 (m):</p> <p>Hjørnesone lengde: e/4 (m):</p> <p>Areal hjørnesone (m²):</p> <p>Areal randsone (m²):</p> <p>Areal midtfelt (m²):</p>	



	BEREGNING AV $q_p(z)$	
Formel V.1 i Veiledningen	Kastvind med topografi og overgangssone etter tillegg E $q_p(z) = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot c_{dir}^2 \cdot c_{alt}^2 \cdot c_{season}^2 \cdot c_{prob}^2 \cdot q_{p0}(z)$	
Tabell NA.4 (901.1) i nasjonalt tillegg, NA. Tabell NA. 4 (901.2) og NA.4 (901.3)	Forutsetninger Fra side 1 Plassering er vist som på figur. Nivåfaktor: Område: $H_0 =$ Permanent konstruksjon Bygningens høyde fra side 1 *Terrengkategori på byggested kategori k_3 settes lik 1,0	$v_{b,o}$ (m/s): c_{alt} : c_{season} : c_{prob} : c_{dir} : $z = h$ (m) skriv
Fig. V.1	Tillegg E $q_{p0}(z)$ (N/m ²)	
Formel V.2 Fig. V.7-V.10 Fig. V.3	Vindlastfaktor over åser og skråninger k_1 $c_0 = 1 + k_t \cdot k_x \cdot k_z \cdot k_{3D} \cdot \frac{H}{L_H}$ Fra figur $H =$ m $X =$ m $L_H =$ m $H/L_H =$ = , men regnes aldri større enn 0,5 $\Rightarrow H/L_H =$ $k_t = 2,0$ for åser $k_t = 1,8$ for skråninger k_t : k_x : k_z : k_{3D} : $c_0 = 1 +$ = $k_1 =$ for $c_0 =$ $\Rightarrow k_1:$	
TPF inf. 5 pkt. 2.6.4	Vindlastfaktor for bratt terreng	$\Rightarrow k_2:$
TPF	Overgangssone	$\Rightarrow k_3:$
	$q_{p0}(z) =$ N/m ² $q_p(z) = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot q_{k0}(z) = \dots \cdot \dots \cdot \dots \cdot \dots$ $q_p(z)$ (N/m ²):	

BEREGNING AV ANTALL FESTEMIDLER	
TPF inf. 5 pkt. 3.2.1	Utvendig last f_3: 0,8 for tett underkonstruksjon 1,0 for utett underkonstruksjon
TPF inf. 5 pkt. 3.2.2	Innvendig last f_4: 0,0 for tett underkonstruksjon 1,0 for utett underkonstruksjon
TPF inf. 5 fig. 3.1	Formfaktor for utvendig last Hjørnesone: $c_{pe,1h}$: Randfelt: $c_{pe,1r}$: Midtfelt: $c_{pe,1m}$:
TPF inf. 5 pkt. 3.2.1	Formfaktor for innvendig last c_{pi}: 0,2 tett bygning 0,75 for bygning med åpninger
TPF inf. 5 pkt. 3.4	Dimensjonerende vindlast q_d : $q_d = 1,5 \cdot 0,9 \cdot q_p(z) \cdot (f_3 \cdot c_{pe,1} + f_4 \cdot c_{pi}) \text{ (N/m}^2\text{)}$ Valgt takbelegg, navn: Festemiddel, navn N/feste: _____ , Kapasitet og feste: _____ N/feste

Sone	q_d (Pa)	Fester dim.kap feste (N/feste)	Fester pr. m ²	Antall fester pr. sone	Radavstand a (m)	Festeavstand b (m)
Hjørne						
Rand						
Midtfelt						
Totalt antall fester						

Dimensjonerende last pr. festepunkt = $q_d \cdot a \cdot b$