

Dimensjonering av murte overdekninger (bjelker)

INNHold

1 Generelt	3
1.1 Murte overdekninger	3
1.2 Beregningsgrunnlag	3
1.3 Geometriske beregningsmessige forutsetninger	3
1.4 Lastfordeling	4
2 Materialer	5
2.1 Dokumentasjon av murprodukter	5
2.2 Vertikale bevegelsesfuger	5
2.3 Fugearmering	6
2.4 Heft mellom stein og mørtel	6
2.5 Kontroll av heftfasthet	6
3 Dimensjoneringsprinsipper for armerte bjelker	7
3.1 Momentkapasitet for armert bjelke påkjent av vertikallast	7
3.2 Kapasitet for skjærkraft	8
3.3 Karakteristiske skjærfastheter	8
3.4 Minimumsarmering	8
3.5 Kontroll av heftbrudd mellom mørtel og armering	9
3.6 Forankringslengde av armering	9
3.7 Beregningseksempel – armert overdekning	9
4 Dimensjoneringsprinsipper for uarmerte bjelker og horisontale hvelv	11
4.1 Beregningsfilosofi for murte bjelker og buer	11
4.2 Dimensjonering av horisontale hvelv	11
4.3 Beregningseksempel – uarmert overdekning	14
5 Dimensjoneringstabeller og diagrammer	15
5.1 Overdekninger i betongblokk	15
5.2 Overdekninger i lettklinker	15
5.3 Overdekninger i porebetong	16
5.4 Overdekninger i tegl	16
5.5 Bruk av diagrammene	17
5.6 Diagrammer for murte overdekninger	18
Tillegg A: Materialelegenskaper	32

Mur-Sentret
Forskningsvn. 3b
P.b. 53 Blindern, 0313 OSLO

Tlf. 22 93 07 60
Faks 22 60 11 92
e-post: post@mur-sentret.no
Internett: www.mur-sentret.no



murbransjens
forsknings- og
informasjonskontor

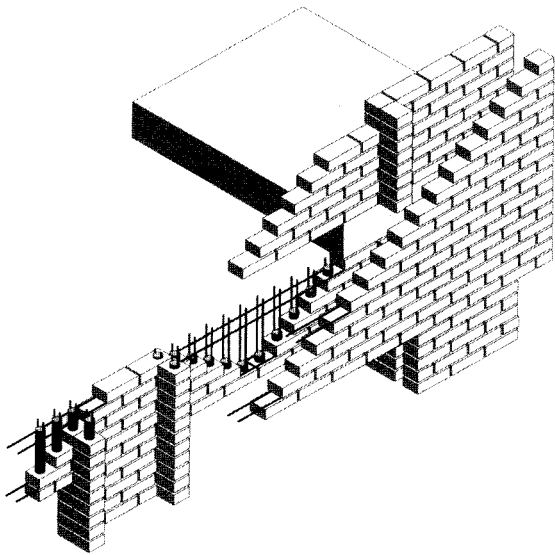
Denne anvisningen erstatter tidligere utgave fra 2000. Revisjonen har tatt sikte på å oppdatere innholdet i tråd med erfaringer, og den tekniske utviklingen innen beregningsgrunnlag for konstruktivt murverk som har foregått siden forrige utgave.

Ansvarlig for revisjonen har vært
Sivilingeniør John Christian Forester, Mur-Sentret

Alle tegninger er utarbeidet av Mur-Sentret.

Litteraturhenvisninger:

- [1] NS 3475 Prosjektering av murverk. Beregning og dimensjonering. NBR, 1.utg. 1981.
- [2] Veiledning til ENV 1996-1-1:1995. Eurocode 6: Design of masonry structures.
- [3] NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner. Beregnings- og konstruksjonsregler. NBR, 4.utg. 1992.
- [4] Dimensjonering etter NS 3475 – Kompendium i fag 33031 Murkonstruksjoner, IHB, NTH 1995.
- [5] Murkatalogen P2 – Murte forblendinger – 1999.
- [6] Vertikalmert murverk – En introduksjon, Mur 3/87
- [7] Leca Murverk Prosjektering, Leca 1.000 – 1997. as Norsk Leca.
- [8] Diverse teknisk informasjon fra NBIF om blokkprodukter.
- [9] Multi Grunnmur og Hus, H+H Celcon AS 2000.



1 Generelt

Første utgave av denne anvisningen kom ut i 1987 og baserte seg på NS 3475, 1 utgave 1981 – Prosjektering av murverk. Denne utgaven av NS 3475 er fortsatt gjeldende, men gir retningslinjer kun for uarmert og horisontal-armert murverk.

I skrivende stund foregår det et omfattende, europeisk standardiseringsarbeid, hvor det foreligger et foreløpig utkast til ny murverkstandard: ENV 1996-1-1:2000 Eurocode 6: Design of masonry structures (EC6).

I påvente av at EC6 skal bli ferdig, og med vissheten om at foreliggende NS 3475 er svært mangelfull, er det gjennom NBR igangsatt et revisjonsarbeide av NS 3475 basert på dimensjoneringsprinsippene i EC 6. Nasjonalt innebærer dette at man får et bedre, og utvidet beregningsgrunnlag for bruk av murverk konstruktivt, med bl.a. muligheter til å vertikalarmere murverket.

Revisjonsarbeidet ventes ferdigstilt i løpet av 2002. Denne anvisningen baserer seg på foreløpig utkast til revidert NS 3475 pr. mars 2002.

1.1 Murte overdekninger

NS 3475:1981 omfatter dimensjoneringsregler for uarmert og horisontal-armert murverk. Revidert NS 3475 vil innlemme bruk av vertikalarmering og bidrar dermed generelt til økt bruk av murverket konstruktivt. For murte overdekninger vil vertikalarmering kunne øke tverrsnittets bæreevne betydelig.

I påfølgende kapitler gjennomgås det nye beregningsgrunnlaget og veiledende tabeller og diagrammer for gitte tverrsnitt vedlagt.

Anvisningen omhandler overdekninger murt med teglstein, lettklinker- og betongblokker og porebetong. Det henvises til murkatalogens øvrige material- og prosjekteringsanvisninger for mer utdypende informasjon om murte detaljer, utførelse m.m.

1.2 Beregningsgrunnlag

Revidert NS 3475 baseres bl.a. på NS 3473 – Dimensjonering av betongkonstruksjoner. Forskning på horisontal- og vertikalarmert murverk har vist at beregningsgrunnlaget for armerte betongkonstruksjoner, med nødvendige korrigeringer for murverksparametre, også kan benyttes på armert murverk.

Det reviderte utkastet gir også økte muligheter for utnyttelse av materialenes fastheter ved skjerpede krav til kontroll med murverkets delmaterialer og med utførelsen. Alle diagrammene i denne anvisningen legger til grunn at utførelsen skjer med normal kontroll iht. NS 3490. Det er benyttet en materialfaktor $\gamma_m = 2,15$ som forutsetter bruk av funksjonsmørtel, normal kontroll (N) og at stein/blokk og mørtler dokumenteres i samsvar med gjeldende produkt- og prøvestandarder. Ved andre kontrollklasser og/eller redusert produktdokumentasjon må materialfaktoren γ_m vurderes særskilt. Diagramverdiene skal i så fall justeres med en faktor $k = 2,15 / \gamma_m$.

Diagramverdiene forutsetter at overdekningen belastes med jevnt fordelt last. I tilfeller hvor overdekningen utsettes for andre lastkonfigurasjoner må beregninger utføres særskilt.

1.3 Geometriske beregningsmessige forutsetninger

Murte overdekninger beregnes som armerte eller uarmerte bjelker eller som uarmerte overdekninger med buevirkning. Forutsetningen for å regne uarmerte overdekninger som bærende, er at fasaden er oppdelt med tilstrekkelig antall bevegesfuger slik at temperaturspenninger ikke resulterer i utilsiktet oppsprekking.

For armerte og uarmerte, rette overdekninger gjelder disse konstruktive og beregningsmessige forutsetninger og begrensninger:

$$h \geq L/6$$

$$d \leq 0,7 \cdot L$$

$$L = L_0 + 200\text{mm}$$

hvor:

h er murbjelkens aktuelle konstruksjonshøyde, og er sammenfallende med den virkelige høyden i overdekninger med kun liggende skift. I overdekninger med stender- eller rullskift regnes ikke dette skiftet samvirkende med resten av overdekningen. Den virkelige konstruksjonshøyden (h) blir i slike tilfeller høyden på overdekningen *minus* stender- eller rullskiftets høyde, alternativt selve stender- eller rullskiftets høyde dersom dette skiftet alene legges til grunn for kapasitetsberegningen.

d er beregningsmessig konstruksjonshøyde for uarmert overdekning (= den virksomme konstruksjonshøyden h, evt. begrenset til $0,7 \cdot L$), eller avstanden fra strekkarmeringens tyngdepunktakse til trykkranden for armert overdekning.

L_0 er muråpningens lysåpning og L er murbjelkens beregningsmessige spennvidde. L er en beregningsmessig verdi som blir brukt til å beregne moment og skjærkrefter. Bjelken blir påkjent av. Ved trykkbueberegninger regnes $L_0 = L$.

Eksempel:

En murt overdekning i tegl av normalformat skal utføres med en lysåpning $L_0 = 3000$ mm. Overdekningens beregningsmessige spennvidde settes:

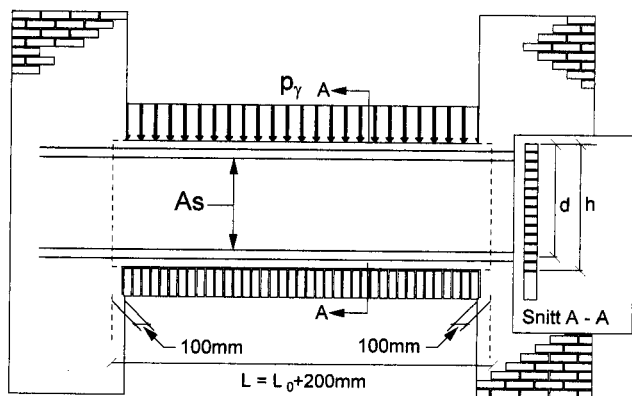
$$L = 3000\text{mm} + 200\text{mm} = 3200\text{mm}$$

Den virksomme konstruksjonshøyden må minst være:

$$h = 3200\text{mm}/6 = 534\text{mm} \Rightarrow 75\text{mm} \cdot 8 \text{ skift} = 600\text{mm}$$

Beregningsmessig konstruksjonshøyde d settes uansett størrelsen på den aktuelle konstruksjonshøyden h, ikke større enn

$$d \leq h = 0,7 \cdot 3200\text{mm} = 2240\text{mm}.$$



Figur 1.1

Lastfordeling over åpninger i vegger.

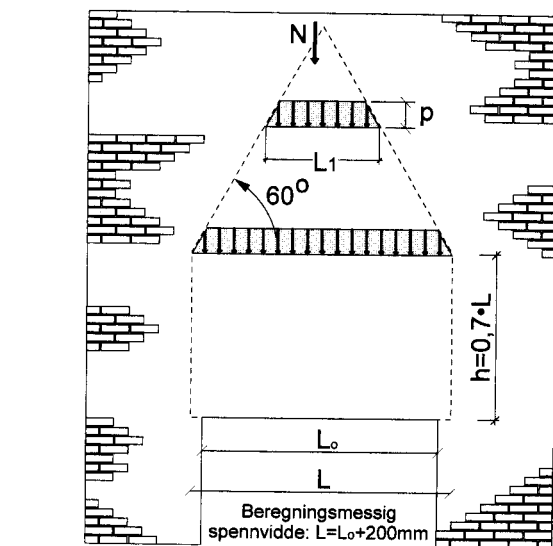
1.4 Lastfordeling

Der overdekningens høyde er mindre enn 0,7 ganger spennvidden L, se figur 1.1, medtas egenlasten av denne, i tillegg til eventuell annen last som virker på overdekningen, med sin fulle verdi over spennvidden.

Der overdekningens høyde er større enn 0,7 ganger spennvidden medtas egenlasten innenfor en likesidet trekant med sider lik beregningsmessig spennvidde L.

I tillegg medtas eventuelt andre påførte laster innenfor denne trekanten etter regler angitt i NS 3475.

Ved beregning av murte overdekninger forutsettes normalt at lokal utknekning av trykksonen (vipping) er for-



hindret, enten ved friksjon mellom overdekningen og belastende dekkekonstruksjon, eller ved forankring til bakenforliggende avstivende konstruksjon. Hvis dette ikke er tilfelle, må denne bruddmuligheten vurderes spesielt.

2 Materialer

Revidert plan- og bygningslov av 1997 og tilhørende tekniske forskrifter stiller klare krav til prosjektering og utførelse av et søknadspliktig tiltak. Det skal utarbeides kontrollplaner som angir hvordan tiltaket skal prosjekteres og utføres og hvilken kontrollform man skal følge for å

sikre best mulig sluttresultat. Lovens utvidede krav til fordeling av ansvar i tiltaket innebærer at all prosjektering og utførelse, samt kontroll av dette, kun skal gjøres av foretak godkjent etter godkjenningsforskriften.

Et underliggende krav i et hvert søknadspliktig tiltak er kravet om at alle delmaterialer som benyttes skal deklarerer etter gjeldende normer. I forbindelse med bruk av konstruktivt murverk er det særlig viktig at det kun benyttes materialer som oppfyller de minimumskrav beregningsreglene forutsetter.

2.1 Dokumentasjon av murprodukter

Produkt	Norm. ref.	År
Teglstein	NS 3000	1967
	NS EN 771-1 ^(x)	
Lettklinker	NS 3017	1970
	NS EN 771-3 ^(x)	
Betongblokk	NS 3012	1970
	NS EN 771-3 ^(x)	
Porebetong	NS 3016	1970
	NS EN 771-4	
Murmørtel	NS 3120	1988
	NS 3420	1999
	NS 3104	1988
	NS 3105	1988
	NS EN 998-2	2001
Kamstål	NS 3474	1994
	NS 3476 del 1-3	1997
Rustfritt stål	NS 14350	1984
	NS 14450	1984

Tabell 2.1.

Normative referanser for enkelte murprodukter. ^(x) Under utarbeidelse

Murprodukter skal dokumenteres i h.h.t. normative referanser som angitt i tabell 2.1. Avgjørende for et godt slutt-

resultat er at det benyttes murstein/blokk og murmørtel som er godt tilpasset hverandre. I h.h.t. NS 3420 skal mørtelegenskapene og samvirket mellom mørtel og valgt murprodukt dokumenteres. Plassblendede mørtlers egen-skaper må dokumenteres av den utførende.

Brukes ferdigmørtler vil mørtelprodusenten ofte forestå den nødvendige dokumentasjonen. Mørtelen må bl.a. tilpasses murproduktets sugeegenskaper slik at tilsiktet samvirke mellom mørtel og stein/blokk oppnås

Mørtler til utstøping av de vertikale hullkanalene i murverket skal være i overensstemmelse med NS 3420 – del L. Utstøpningsmørtelen skal ikke ha lavere fasthet enn selve murverket. Utstøpningsmørtelen benyttet til teglmurverk bør ha en minimum karakteristisk fasthet på 35 N/mm².

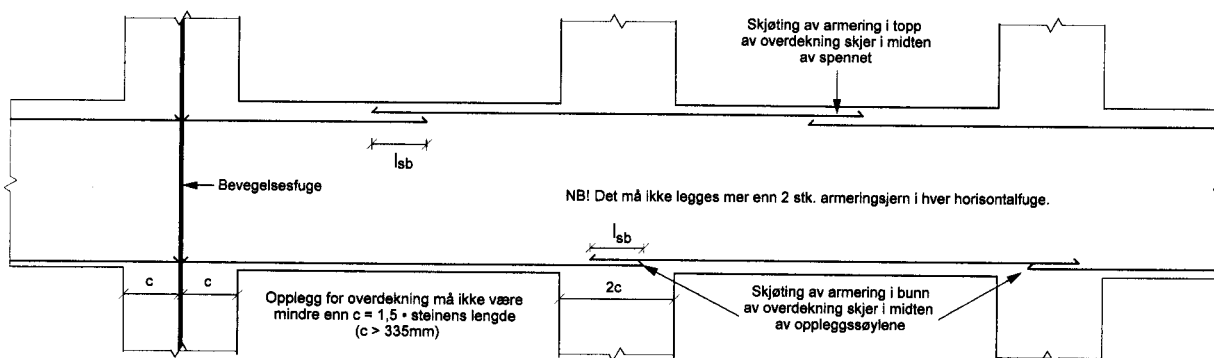
Karakteristiske fasthets- og deformasjonsegenskaper for ulike murverk er gitt i tillegg A.

Murkatalogens anvisning P1 og P2 gir utfyllende informasjon om valg av materialsammensetninger og utførelsestiltak som bør følges ved muring av overdekninger.

2.2 Vertikale bevegesfuger

Murte fasader må oppdeles med vertikale bevegesfuger for å redusere spenninger fra fukt- og temperaturbevegelser. Dette er spesielt viktig i fasader med mange overdekninger. Bevegesfuger legges ofte i murte vindussøyler, som vist i figur 2.1. Dette fordrer at søylene har en minimumsbredde på 3 stein (ca. 700 mm), slik at søylebredden på hver side av en sentrisk plassert bevegesfuge blir på minst 1 ½ stein (ca. 350 mm).

For øvrig vises til anvisning P2 – Murte forblendinger for utdypning av fugers plassering og utførelse.



Figur 2.1.

Fasadeutsnitt med prinsipiell armeringsføring og plassering av vertikal bevegesfuge. Skjøting av armering, med minimum omfangsskjøt l_{sb} , skal skje som vist i figuren.

2.3 Fugearmering

I armerte fuger skal fugetykkelsen være minst 1,5 ganger stangdiameteren og mellom armeringsstengene skal den fri avstanden minst være 20 mm.

Fugearmeringens korrosjonsbeskyttelse og mørteloverdekning skal vurderes ut fra det miljøet murkonstruksjonen befinner seg i. Kravene er gitt i revidert NS

3475 og beskrivelsesstandarden NS 3420, 3.utg. 7/99, Del N1 - Murverk, tillegg A.

I prinsippet krever økende lengde på overdekning økende mengder armering. Overdekninger med bevegesfuger på hver side må ofte fungere som en armert bjelke da en mulig buevirkning punkteres av bevegesfugen og utilstrekkelig søylebredde for opptak av horisontale reaksjonskrefter fra en bue.

I praksis er det som regel beskjedne mengder armering som er påkrevet i de fleste overdekninger. Det bør ikke legges mer enn 1 stk. Ø8 mm eller 2 stk. Ø6 mm kamstål sentrisk plassert i mørtelfugen.

Omfaringskjøten kan legges i samme fuge, men bør forskyves slik at ikke flere stenger skjøtes i samme snitt. Nødvendig omfaringslengde beregnes i h.h.t. pkt. 3.5 nedenfor. Plassering av omfaringskjøt følger samme regelverk som for betongbjelker; strekkarmering i bunn av bjelken skjøtes over søyle mens strekkarmering i topp av bjelken skjøtes på midten av bjelkespennet, se figur 2.1 over.

Kam-/ glattstål Ø 6 mm		As (mm ²)	Kam-/ glattstål Ø 8 mm		As (mm ²)	Bi-stål Ø 4 mm		As (mm ²)
1 stk.		28,3	1 stk.		50,2	1 stk.		25,1
2 stk.		56,6	2 stk.		100,4	2 stk.		50,2
3 stk.		84,8	3 stk.		150,6	3 stk.		75,4
4 stk.		113,1	4 stk.		200,8	4 stk.		100,5
Ø12		mm	Ø16		mm	5 stk.		125,7
1 stk.		113,1	1 stk.		201,1	6 stk.		150,8
Leca- armering						Ø4 mm enkel		As (mm ²)
fuge- arm.		25,0	lang- anker		50,0	1 stk.		12,6

Tabell 2.2.

Tverrsnitt og areal av ulike armeringsdimensjoner.

2.4 Heft mellom stein og mørtel

Gyldigheten av de beregningsmessige forutsetningene, som ligger til grunn for overdekningenes utforming fordrer tilfredstillende heft mellom stein og mørtel. Derfor er det et ufravikelig krav at murmørtelen skal tilpasses steinens sugeevne. I tillegg har erfaringer fra de senere år vist at tilpasset mørtel ikke alltid er tilstrekkelig for å oppnå forventet heft.

Selvbærende overdekningers avhengighet av god heftfasthet er så vital at spesielle tiltak ofte bør vurderes iverksatt. Når spennene øker vil det ofte være uansvarlig å ikke beskrive eller la utføre nødvendige tilleggstiltak, som for eksempel forvanning av høytsugende stein, for å sikre god heftfasthet mellom stein og mørtel

Sterkt sugende teglstein fordrer mørtler med høyt vanninnhold, f.eks. kalkrik kalksementmørtel eller ren sementmørtel med mye filler og tilsatt egnet fortykningsmiddel (cellulosederivater).

Lavt sugende teglstein krever mørtler med lavt vanninnhold, f.eks. sementrik kalksementmørtel tilsvarende KC 20/80/440, evt. tilsatt vannbehovsreducerende stoffer (melaminer), se Murkatalogens anvisning M1, kap. 4.3.

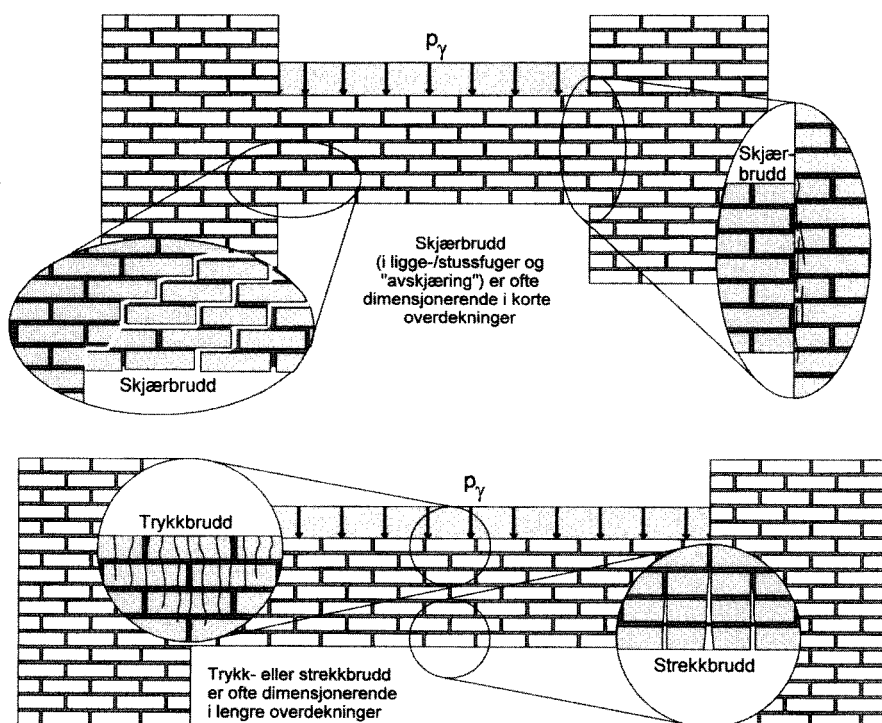
Kapittel 4.9 og 5.5 i Murkatalogens anvisning P2 om-taler ulike detaljutforminger og utførelsestiltak som bør vurderes for å sikre tilfredstillende heft i murte overdekninger.

2.5 Kontroll av heftfasthet

I overdekninger er ofte heftfastheten mellom stein og mørtel langt viktigere enn selve mørtelens fasthet. Sementbaserte mørtler oppnår full heftfasthet etter ca. 7 døgn, mens mer kalkholdige mørtler fordrer lenger herding før full heftfasthet oppnås.

For selvbærende overdekninger bør minstekravet være at mørtelen tilfredstiller kravet til kl. B iht. NS 3120. Dette tilsvarer en gjennomsnittlig heftfasthet på minst 0,3 N/mm² (kontrollert etter NS 3105).

3 Dimensjoneringsprinsipper for armerte bjelker



Figur 3.1.

Figuren illustrerer ulike bruddsituasjoner (skjær- og momentbrudd) som kan oppstå i en overdekningen når lastene overstiger murverkets kapasiteter.

Dimensjoneringsstabeller og diagrammer gitt i denne anvisningen forutsetter at overdekningene er beregnet som delvis innspente, kontinuerlige bjelker. Bæreevnen må vurderes særskilt der hvor overdekningen slutter fritt uten å være sammenmurt med opplegget, eller bevegelsesfuger bryter innspenningseffekten.

Gitt en dimensjonerende, jevnt fordelt belastning p_γ (kN/m) fastsettes det dim. momentet M_γ (kNm) og den dim. skjærkraften V_γ (kN) til:

$$M_\gamma = p_\gamma \cdot (L_0 + 200\text{mm})^2 / 11$$

$$V_\gamma = 0,6 \cdot p_\gamma \cdot (L_0 + 200\text{mm})$$

De forskjellige bruddtypene er kontrollert etter de prinsipper som fremgår av de følgende avsnitt. Som virksom bjelkehøyde regnes overdekningenes høyde uten evt. rull- eller stenderskift.

Med den forutsetning at bjelkehøyden $h \geq L/6$, er kontroll av nedbøyning unødvendig. Det forutsettes videre at murbjelkens stabilitet mot sideveis utknekning (vipping) og eventuell last normalt på veggplanet er kontrollert og om nødvendig sikret ved forankring til annen avstivende konstruksjon.

3.1 Momentkapasitet for armert bjelke påkjent av vertikallast

For konstruksjoner med horisontal strekkarmering beregnes momentkapasiteten lik den minste verdi etter uttrykkene nedenfor:

Momentkapasitet for bøyningstrekkbrudd, M_{sdx} (kNm):

$$M_{sdx} = [1 - 0,5 \cdot (A_s \cdot f_{sd}) / (f_{cdx} \cdot b \cdot d)] \cdot f_{sd} \cdot A_s \cdot d$$

Momentkapasitet for bøyningstrykkbrudd, M_{cdx} (kNm):

$$M_{cdx} = (0,1 - 80 \cdot \epsilon_{cuX}) \cdot f_{cdx} \cdot b \cdot d^2$$

hvor:

A_s tverrsnittsareal av horisontal strekkarmering (mm^2).

f_{sd} armeringens dim. strekkfasthet (N/mm^2).

f_{cdx} murverkets dimensjonerende fasthet for horisontal trykkpåkjenning (N/mm^2).

b murbjelkens effektive bredde (mm).

d avstand fra strekkarmeringens tyngdepunktsakse til bjelkens trykkrand (mm).

ϵ_{cuX} murverkets tøyningsgrense for horisontal trykkpåkjenning ($^0/_{00}$). Uttrykket i parentes skal ivareta tøyingsforløpet i de ulike murmaterialene.

Minste verdi av M_{sdx} og M_{cdx} brukes som dimensjonerende verdi og skal vurderes opp mot M_γ .

3.2 Kapasitet for skjærkraft

Skjærkapasiteten for bjelker uten aksialkraft kan bestemmes etter uttrykkene nedenfor:

Strekbrudd i uarmert bjelke (uten skjærarmering):

$$V_{cd} = f_{vdx} \cdot b \cdot d$$

Strekbrudd i bjelker med horisontal- og skjærarmering:

$$V_{cd} = 0,5 \cdot f_{vdm} \cdot (b \cdot d + 75 \cdot A_s) + 1,27 \cdot f_{sd} \cdot (A_{sv}/s) \cdot d$$

Trykkbrudd (uavhengig av armeringen):

$$V_{cdd} = (0,1 - 80 \cdot \epsilon_{cux}) \cdot f_{cdx} \cdot b \cdot d \leq 0,4 \cdot f_{cdx} \cdot b \cdot d$$

hvor:

f_{vdx} murverkets dim. skjærfasthet for skjærbrudd i horisontale mørtelfuger, bestemt etter pkt. 3.3.

f_{vdm} murverkets dim. skjærfasthet for skjærbrudd i murverket, bestemt etter pkt. 3.3.

A_{sv} Tverrsnittsareal av en enhet vertikal skjærarmering
 s horisontal senteravstand mellom enheter av vertikal skjærarmering målt langs bjelkens lengdeakse.

For bjelker med skjærarmering, skal skjærarmeringen dekke minst halvparten av nødvendig skjærkapasitet. Skjærarmeringen er forutsatt plassert vertikalt i utstøpte, gjennomgående vertikale kanaler i den murte bjelken. Ved annen orientering av skjærarmeringen, eksempelvis ved skrå skjærarmering i utstøpte U-blokkskift, kan skjærarmeringens kapasitet bestemmes etter NS 3473, punkt 12.3.2.4.

For bjelker uten skjærarmering, men med lengdearmering, kan det regnes med et kapasitetstillegg fra lengdearmeringen som angitt i NS 3473, punkt 12.3.2.1.

Ved kapasitetskontroll for strekkbrudd kan krefter som angriper nærmere enn $2d$ reduseres med en faktor k_v .

$$k_v = a_v / (2 \cdot d)$$

hvor:

a_v vertikallastens avstand fra kanten av opplegget (mm).

I høye bjelker med liten spennvidde vil ofte $L/2 \leq 2 \cdot d$. Forenklet og konservativt velges da å redusere opptredende skjærkraft ved opplegg med en faktor lik 0,5.

Kapasitetskontroll for trykkbrudd (V_{cdd}) påvises inn til kant opplegg for hele skjærkraften. Forutsetningen for å redusere skjærkraften ved opplegget er at armeringen føres godt inn over opplegget slik at dens kapasitet der er minst lik den dimensjonerende skjærkraft.

3.3 Karakteristiske skjærfastheter

Karakteristisk skjærfasthet for uarmert murverk med fylte mørtelfuger kan bestemmes etter følgende uttrykk:

For skråskjærbrudd i murverket (øvre grenseverdi):

$$f_{vnm} = 0,1 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$$

For skjærbrudd i horisontale mørtelfuger:

$$f_{vnx} = 0,4 \cdot f_{cm}^{0,25} \cdot f_{tny}^{0,75} \leq 0,1 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$$

hvor:

f_{ck} karakteristisk trykkfasthet for murstein/blokk (normalisert verdi) (N/mm^2).

f_{cm} murmørtelens kar. trykkfasthet (N/mm^2).

f_{tny} murverkets kar. bøyestrekfasthet (N/mm^2).

De gitte skjærfasthetene forutsetter at murverket er mur med en mørtel tilpasset murproduktene sugegenskaper og at murproduktene har et minuttug ved innmuring på maksimalt $2,5 \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{min.})$.

3.4 Minimumsarmering

Armerte murbjelker skal alltid ha en minimumsarmering $A_{s,min}$ (mm^2). Denne er bestemt slik at den gir murbjelken en bøyingskapasitet som minst tilsvarer bruddkapasiteten til en uarmert bjelke hvor murverkets egen bøyefasthet er dimensjonerende.

For rektangulære, bøyingspåkjente tverrsnitt kan minimumsarmeringen, $A_{s,min}$, settes lik:

$$A_{s,min} \geq 0,2 \cdot A_c \cdot (h_c/d) \cdot (f_{tk}/f_{sk})$$

hvor:

A_c konstruksjonens tverrsnittsareal i betraktet snitt (mm^2).

h_c konstruksjonens virksomme tverrsnittshøyde i betraktet snitt (mm).

f_{tk} murverkets karakteristiske bøyestrekfasthet i aktuell akseretning (N/mm^2).

f_{sk} armeringens karakteristiske strekkfasthet (N/mm^2).

Minimum skjærarmering, $A_{s,min,skjær}$, i skjærarmerte overdekninger skal være:

$$A_{s,min,skjær} \geq 0,001 \cdot A_c$$

Senteravstanden s , mellom vertikale armeringsjern, skal ikke overstige $d/2$.

3.5 Kontroll av heftbrudd mellom mørtel og armering

Heftkapasitene V_{bd} (kN) mellom armering og mørtel skal ikke regnes større enn:

$$V_{bd} = f_{bd} \cdot d \cdot u_s$$

hvor:

f_{bd} dimensjonerende heftfasthet mellom armering og mørtel i h.h.t. tabell 3.5.

u_s omkrets av strekkarmeringstenger (mm).

Ved kapasitetskontroll for heftbrudd kan vertikalkrefter reduseres på lik linje med kontrollen for strekkbrudd under pkt. 3.2.

Mørtelklasse ¹⁾ NS 3120	D M3	C M5	B M8	A M12	$f_{cm}=15\text{MPa}$ M15	$f_{cm}=20\text{MPa}$ M20
Innmurt fugearm.						
Glatt stål	0,5	0,7	0,9	1,2	1,4	1,5
Kamstål	0,7	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5

¹⁾ Mørtelbetegnelser etter EN – 998 – 2 er angitt i kursiv

Tabell 3.5.

Karakteristisk heftfasthet f_{bn} (N/mm²) for armering innmurt i mørtelfuger

3.6 Forankringslengde av armering

Enkle armeringsstenger skal ha en forankringslengde l_{sb} (mm) minst lik:

$$l_{sb} = 0,25 \cdot \sigma_s \cdot (\sigma_s / f_{bd})$$

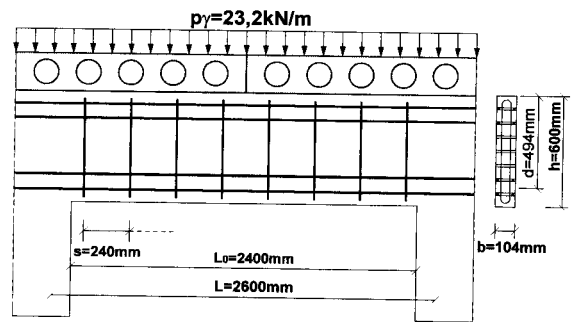
hvor:

σ diameter av armeringsstang (mm).

σ_s opptredende (beregningmessig) spenning i strekkarmering (N/mm²).

Dersom forankringslengden ikke kontrolleres etter uttrykket over, skal den minst settes lik $80 \cdot \sigma$. Ved omfaringskjøt skal forankringslengden ikke være mindre enn $40 \cdot \sigma$ eller 300mm.

3.7 Beregningseksempel – armert overdekning



Figur 3.2.

Oppriss av overdekning i beregningseksempelen. (Korresponderer med diagram 7a, pkt. 5.6.7.)

Overdekningen, vist i figur 3.2, har en dimensjonerende linjelast lik: $p_y = 23,2$ kN/m, og et spenn på 2,4 m. Det benyttes tegl i normalformat med trykkfasthet 35 N/mm², mørtelfasthet 8 N/mm² og materialfaktor $\gamma_m = 2,15$.

Det gir $f_{cdx} = 5,0/2,15 = 2,33$ MPa. Øvrige karakteristiske materialfastheter finnes i tillegg A. 8 skift gir konstruksjonshøyde $h = 600$ mm ($> 2600/6 = 433,3$ mm OK!). Beregningsmessig konstruksjonshøyde $d = 494$ mm.

Dimensjonerende moment M_y og skjærkraft V_y blir:

$$M_y = 23,2 \cdot (2,4 + 0,2)^2 / 11 \text{ kNm} = 14,3 \text{ kNm}$$

$$V_y = 0,6 \cdot 23,2 \cdot (2,4 + 0,2) \text{ kN} = 36,2 \text{ kN} \text{ (skjærstrekkbrudd)}$$

$$V_y = 0,6 \cdot 23,2 \cdot (2,4) \text{ kN} = 33,4 \text{ kN} \text{ (skjærtrykkbrudd)}$$

Diagrammene under pkt. 5.6 tar hensyn til reduksjon av skjærkraft ved opplagg. Skjærstrekkkapasiteten i eksemplet reduseres med $p_y \cdot d$:

$$V_{y,red} = 36,2 - (23,2 \cdot 0,494) \text{ kN} = 24,7 \text{ kN}$$

2 stk. $\sigma 6$ mm K500TS kamstål ($f_{sd} = 500/1,25 = 400$ N/mm²) legges i de to nederste og to øverste liggefuger ($A_s = 113,2$ mm²). Bøylere av $\sigma 4$ mm G250 glatt stangstål ($f_{sd} = 250/1,25 = 200$ N/mm²) plasseres i hullkanaler med senteravstand $s = 240$ mm ($A_{sv} = 25,1$ mm²).

Overdekningens momentkapasitet for bøyningstrekkbrudd blir:

$$M_{sdX} = [1 - 0,5 \cdot (113,1 \cdot 400) / (2,33 \cdot 104 \cdot 494)] \cdot 400 \cdot 113,1 \cdot 494 \cdot 10^{-6} \text{ kNm} = 18,1 \text{ kNm}$$

Overdekningens momentkapasitet for bøyningstrykkbrudd blir:

$$M_{cdX} = (0,1 + 80 \cdot 0,00180) \cdot 2,33 \cdot 104 \cdot 494^2 \cdot 10^{-6} \text{ kN} = 14,4 \text{ kN}$$

Dim. mom.kap. $M_d = 14,4$ kNm $\sim M_y = 14,3$ kNm dvs. OK!

Dimensjonerende skjærkapasitet ved strekkbrudd for den vertikalmerte bjelken blir ($f_{vn} = 1,15\text{MPa}$ - Tillegg A):

$$V_{cd} = [(0,5 \cdot (1,15/2,15) \cdot (104 \cdot 494 + 75 \cdot 113,1) + 1,27 \cdot (250/1,25) \cdot (25,1/240) \cdot 494) \cdot 10^{-3} \text{ kN}]$$

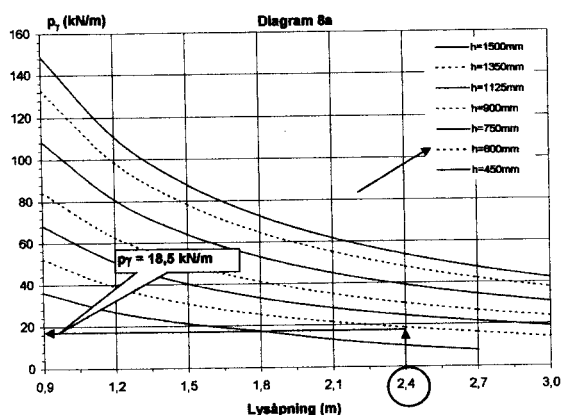
$$= 16,0 + 13,1 \text{ kN} \quad \underline{= 29,1 \text{ kN}}$$

$V_{cd} > V_{\gamma,red}$, dvs. OK!

Dim. skjærkapasitet ved trykkbrudd blir:

$$V_{cd} = \min [((0,1 + 80 \cdot 0,00180) \cdot (5,0/2,15) \cdot 104 \cdot 494) ; (0,4 \cdot (5,0/2,15) \cdot 104 \cdot 494)] \cdot 10^{-3} \text{ kN}]$$

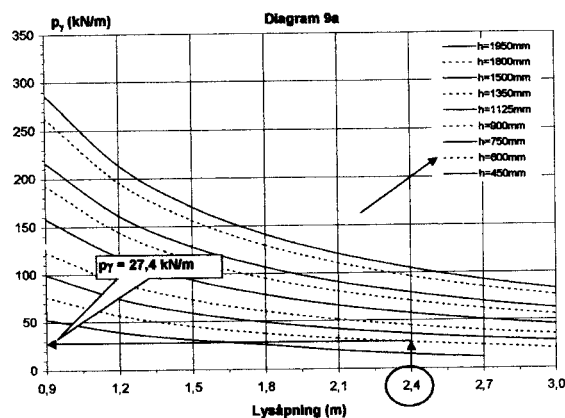
$$= \min [29,1 ; 47,8] \text{ kN} \quad \underline{= 29,1 \text{ kN}}$$



Figur 3.3.
Diagram 8a viser at det valgte, armerte tverrsnittet ikke har kapasitet (18,5 kN/m) til å bære påført, dimensjonerende nyttelast $p_{\gamma} = 23,2\text{kN/m}$.

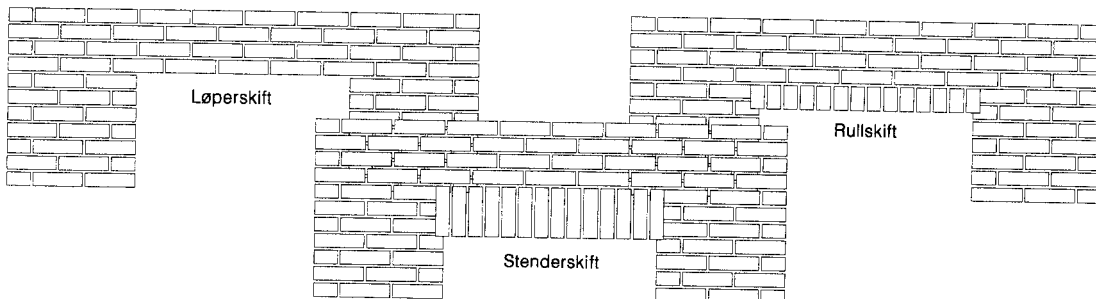
Dim. skjærkapasitet $V_{cod} = 29,1 \text{ kN} < V_{\gamma}$ for trykkbrudd tilsier at bjelkehøyden må modifiseres ved at f.eks. bjelkehøyden økes. Alternativt kan det vurderes å velge en bjelkeutførelse med sterkere teglstein/mørtel

Diagram i figur 3.3 (jfr. diagram 8a under pkt. 5.6.8 nedenfor) korresponderer med eksemplets valgte tverrsnitt og viser underkapasitet (18,1 kN/m), mens samme tverrsnitt, men med karakteristisk trykkfasthet for tegl og mørtel på h.h.v. 45 N/mm^2 og 12 N/mm^2 , i diagrammet i figur 3.4 (jfr. diagram 9a under pkt. 5.6.7 nedenfor) viser tilstrekkelig kapasitet (26,8 kN/m) i forhold til dimensjonerende last (23,2 kN/m).



Figur 3.4.
Diagram 9a viser at det valgte, armerte tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet (27,4 kN/m) til å bære påført, dimensjonerende nyttelast $p_{\gamma} = 23,2 \text{ kN/m}$.

4 Dimensjoneringsprinsipper for uarmerte bjelker og horisontale hvelv



Figur 4.1.
Overdekninger med ulike bunnskift.

4.1 Beregningsfilosofi for murte bjelker og buer

Murbjelker som kun er påkjent med lastvirkning fra sin egenlast, eksempelvis murte brystningspartier over åpninger i forblendet fasade, kan utføres uarmert med momentkapasitet lik:

$$M_{tdz} = 0,7 \cdot f_{tdx} \cdot b \cdot d^2 / 6$$

hvor:

$0,7f_{tdx}$ er murverkets dimensjonerende fasthet for bøyestrektpåkjenning normalt på steinens/blokkens kappflate ved bøyemoment om horisontal akse normalt på veggplanet (antatt verdi relatert til f_{tdx}).

Murbjelkens kapasitet mot skjærkraft settes lik:

$$V_{cd} = f_{vdx} \cdot b \cdot d$$

hvor:

f_{vdx} er murverkets dimensjonerende skjærkapasitet for skjærbrudd i horisontale mørtelfuger.

Konstruktive og beregningsmessige forutsetninger til tverrsnittshøyder og spennvidder er gitt i kap. 1.3.

Murbjelkens stabilitet mot sideveis utknekning (vipping), og mot lastvirkning fra horisontallast normalt på veggplanet, må kontrolleres og evt. sikres ved forankring til avstivende konstruksjon.

4.2 Dimensjonering av horisontale hvelv

4.2.1 Generelt

Bærende murpartier over åpning i murverket kan antas å fungere som en horisontal trykkbue (hvelv) når tilstøtende murparti ved opplegg på begge sider har dokumentert stabilitet (uforskyvelige opplegg) for opptak av de horisontale reaksjonskrefter fra buen.

Trykkbuens trykkspenning kan antas å ha en trekantfordeling over en trykksonehøyde $x_c = 0,4 \cdot d$ og forhøyet randtrykkspenning $\sigma_c = 1,5 \cdot f_{cdx}$. For buen gjelder følgende konstruktive og beregningsmessige forutsetninger og begrensninger:

$$h \geq L/6$$

$$d \leq 0,7 \cdot L$$

$$x_c = 0,4 \cdot d$$

$$\sigma_c = 1,5 \cdot f_{cdx}$$

$$L = L_0$$

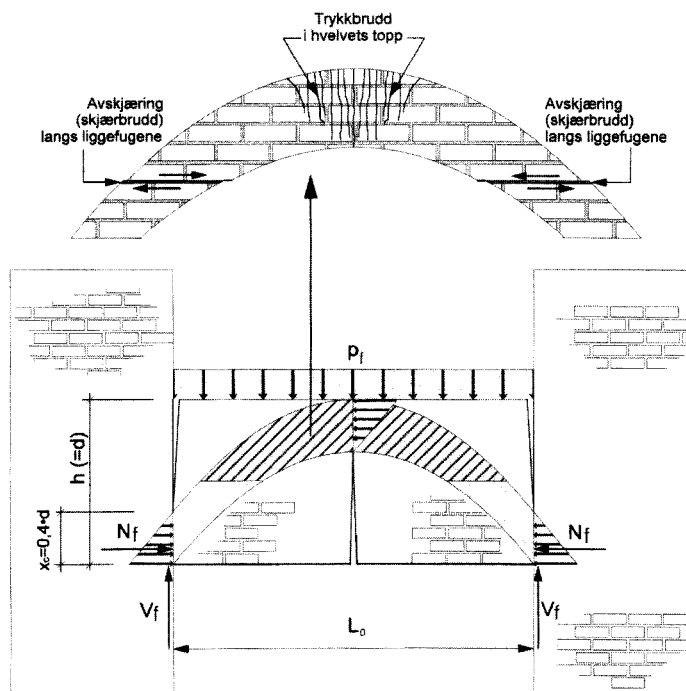
hvor:

- h aktuell konstruksjonshøyde av bærende murparti over åpningen
- x_c forutsatt trykksonehøyde i buen
- σ_c randtrykkspenning i buens trykksone (N/mm^2).
- L buens beregningsmessige spennvidde
- L_0 åpningens bredde (lysåpning)

Overdekningen virker opp til en viss belastning som en innspent bjelke med høyde h . Når momentene i felt og ved opplegg øker, og murverkets strekkfasthet overskrides, oppstår først vertikale sprekker ved oppleggene og senere ved feltmidte. Bjelkevirkningen har opphørt overdekningen fungerer som en treledd-bue.

Buen beregnes med utgangspunkt i overdekningens dimensjonerende belastning og en antatt resulterende trykkbue. Det kontrolleres for trykkpåkjenning i trykkbuen og skjærpåkjenning i overdekningens liggefuger. I tillegg kontrolleres det for utstansing og at resulterende horisontalkraft fra trykkbuen kan opptas av murpartiene til siden for åpningen.

Hvor tilstøtende murparti ved opplegg på begge sider ikke har tilstrekkelig stabilitet, kan reaksjonskrefter fra buen opptas ved horisontal strekkarmring i underkant av buen som bestemt for armerte bjelker.



Figur 4.2.

Trykkbuen i overdekningen fordrer at tilstøtende murpilare har nødvendig stabilitet til å motstå trykket buen utgjør på pilarene. Pilarbredder $> 1/3 L_0$ vil normalt tilsi tilfredstillende stabilitet mot utstansing og velting.

4.2.2 Horizontal aksialkraft

Buens kapasitet for optak av horisontal aksialkraft fra trykkbuen ved opplegg skal regnes lik:

- for horisontalt trykkbrudd:

$$N_{cd} = 0,5 \cdot (1,5 \cdot f_{cdx}) \cdot b \cdot x_c = 0,3 \cdot f_{cdx} \cdot b \cdot d$$

- for horisontalt strekkbrudd (horisontalt skjærbrudd i mørtelfugene langs ene buehalvdel):

$$N_{vd} = f_{vdx} \cdot b \cdot (0,5 \cdot L)$$

hvor:

f_{cdx} murverkets dimensjonerende fasthet for horisontal trykkpåkjenning (N/mm^2).

f_{vdx} murverkets dim. fasthet for horisontal skjærpåkjenning (f_{vnx}/γ_m) (N/mm^2).

Eventuell sideveis utknekningsfare for buen skal påvises i hvert tilfelle. Det skal påvises at tilstøtende murparti ved opplegg på begge sider har kapasitet for optak av horisontale aksialkrefter fra buen. Hvor tilstøtende murparti ikke har tilstrekkelig stabilitet kan reaksjonskrefter fra buen opptas ved horisontal strekkarmering i underkant av buen, som bestemt for armerte bjelker. Ved buebetragtning forutsettes tverrsnittet oppsprukket, se figur 4-2, i antatte flyteledd i overkant ved begge opplegg og i underkant i midtsnitt (treledd-bue), og med fullt opp-tredende feltmoment fra vertikallasten i midtsnittet.

Ved jevnt fordelt, vertikal linjelast over hele hvølv, blir dimensjonerende, horisontal aksialkraft i hvølv lik:

$$N_f = M_f / z = p_f \cdot l^2 / (8 \cdot z) \approx 0,17 \cdot p_f \cdot (l^2 / d) \leq \min[N_{cd} ; N_{vd}]$$

hvor:

N_f dimensjonerende, horisontal aksialkraft i buen (kN).

p_f dimensjonerende, jevnt fordelt vertikallast over hele buen (kN/m).

z $(1 - 2x_c/3) \cdot d \approx 0,73 \cdot d$

x_c $0,4 \cdot d$

4.2.3 Kapasitet for skjærkraft

En mulig bruddform er utstansing av overdekningen ved at buetrykkets vertikalkomponent ved opplegget "kapper" av den resterende del av tverrsnittet (trykksonen). Basert på en jevnt fordelt belastning antas den ytre dimensjonerende skjærkraft å bli:

$$V_f = p_f \cdot L/2$$

Skjærkapasiteten ved opplegg kan bestemmes etter uttrykkene nedenfor.

Strekbrudd i bue hvor bunnskiftene i murpartiet over åpningen er murt i forband som løperskift, kopskift el. tilsv.:

$$V_{cd} = 0,4 \cdot f_{vdm} \cdot b \cdot d$$

Strekbrudd i bue hvor bunnskiftene i murpartiet over åpningen er murt i forband som rullskift, stenderskift el. tilsvarende:

$$V_{cd} = f_{vdx} \cdot b \cdot d + \mu_m \cdot N_f / (0,7 \cdot \gamma_M) \leq 0,4 \cdot f_{vdm} \cdot b \cdot d$$

Trykkbrudd (i trykkbue eller sidefelt):

$$V_{cdd} = (0,1 - 80 \cdot \epsilon_{cux}) \cdot f_{cdx} \cdot b \cdot d \leq 0,4 \cdot f_{cdx} \cdot b \cdot d$$

hvor:

f_{cdx} murverkets dim. fasthet for horisontal trykkpåkjenning (N/mm^2).

f_{vdm} murverkets dim. skjærfasthet for vertikal påkjenning, satt lik skråskjærbrudd i murverket f_{vnm}/γ_m .

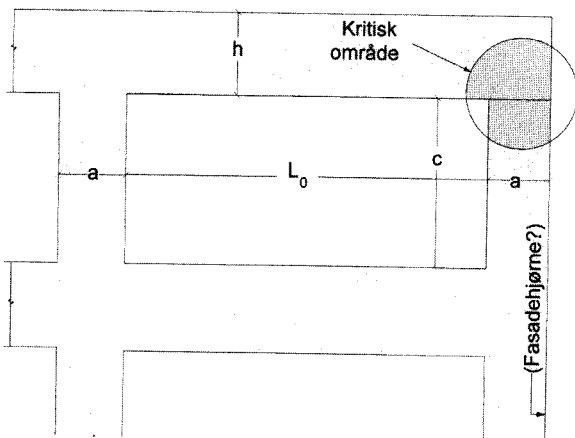
ϵ_{cux} murverkets tøyningsgrense for horisontal trykkpåkjenning ($‰$).

μ_m friksjonsfaktor mellom vertikale skjærbruddflater i murverket (rue flater). Konservativt satt til 0,8.

γ_f lastfaktor for dimensjonerende vertikalast

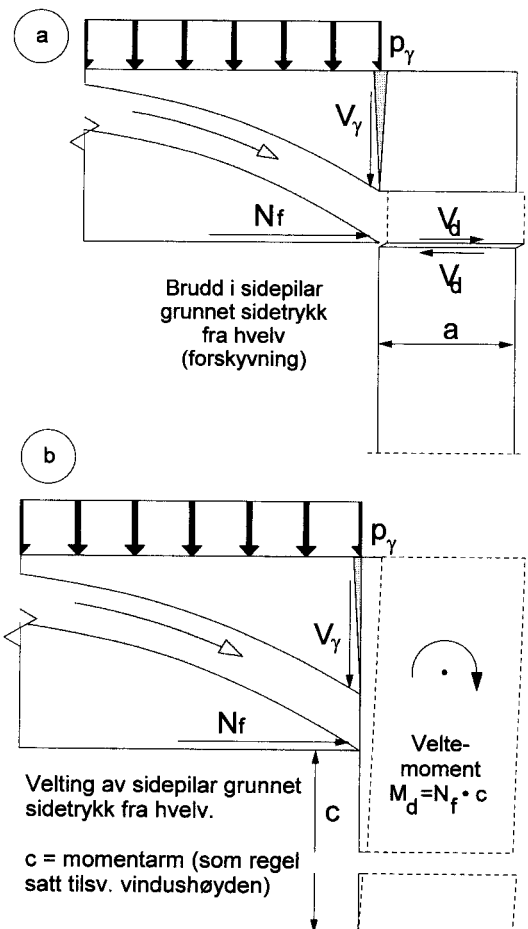
4.2.4 Kontroll av murparti til side for åpning

Yttersøyler ved uarmerte overdekninger bør i prinsippet ikke være smalere enn 1/3 av åpningens spenn ($a > L_0/3$).



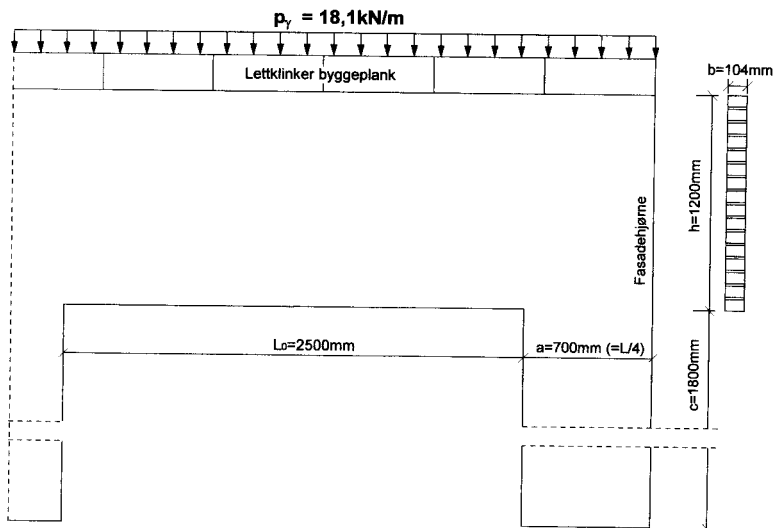
Figur 4.3. Prinsippkisse som viser kritisk område for brudd ved buens opplegg.

Ved for smal pilar, se figur 4.3, kan horisontalkraften i buen "skyve" pilaren i stykker ved skjærbrudd i sidefeltets liggefuger (fig 4.4a) eller "velting" av pilaren (figur 4.4b). Avstand c tilsvarer den "momentarm" aksialkraften N_f multipliseres med for å gi veltemomentet. Som regel vil avstanden c tilsvare f.eks. åpningens høyde.



Figur 4.4. Brudd ved opplegg av bue kan være avskjæring (a), eller velting av pilar (b).

4.3 Beregningseksempel – uarmert overdekning



Figur 4.5
Oppriss av overdekning i beregningseksempellet.

En uarmert overdekning i tegl, vist i figur 4.5, danner opplegg for et dekke på den innvendige, lastbærende vangen i en skallmurvegg. Bunnskift som løperskift.

Dimensjonerende linjelast er $p_y = 18,1 \text{ kN/m}$. Overdekningen har et spenn på 2,5 m og utføres med tegl i normalformat med 16 skift à 75 mm. Det skal ikke mures rull- eller stenderskift. Dette gir en konstruksjonshøyde $h = 16 \cdot 75 \text{ mm} = 1200 \text{ mm}$.
($0,7 \cdot L = 0,7 \cdot 2500 \text{ mm} = 1750 \text{ mm} > h > 2500 \text{ mm} / 6 = 417 \text{ mm}$.)

Det benyttes tegl og mørtel med karakteristisk trykkfasthet på h.h.v. 45 N/mm^2 og 12 N/mm^2 .

Materialfaktor $\gamma_m = 2,15$.

Det gir $f_{cdx} = 7,0 / 2,15 = 3,26 \text{ N/mm}^2$,
 $f_{vdm} = 1,35 / 2,15 = 0,63 \text{ N/mm}^2$ og
 $f_{vdx} = 0,63 / 2,15 = 0,30 \text{ N/mm}^2$.

Øvrige materialfastheter finnes i tillegg A.

Ved jevnt fordelt, vertikal linjelast over hele hvelvet, blir resulterende, horisontal aksialkraft i hvelvet lik:

$$N_r = 0,17 \cdot 18,1 \cdot (2500^2 / 1200) \cdot 10^{-3} \text{ kN} = \underline{16,0 \text{ kN}}$$

Hvelvets kapasitet for trykkbrudd ved optak av horisontal aksialkraft ved opplegg blir:

$$N_{cd} = 0,3 \cdot 3,26 \cdot 104 \cdot 1200 \cdot 10^{-3} \text{ kN} = \underline{122,1 \text{ kN}}$$

Hvelvets kapasitet for strekkbrudd ved optak av horisontal aksialkraft fra trykkbuen i hvelvets horisontalfuger, blir:

$$N_{vd} = 0,30 \cdot 104 \cdot (0,5 \cdot 2500) \cdot 10^{-3} \text{ kN} = \underline{39,0 \text{ kN}}$$

N_{cd} og $N_{vd} > N_r$, dvs. OK!

Ytre, dimensjonerende skjærkraft blir:

$$V_y = 18,1 \cdot 2,5 / 2 \text{ kN} = \underline{22,6 \text{ kN}}$$

Kapasitet mot strekkbrudd blir:

$$V_{cd} = 0,4 \cdot 0,63 \cdot 104 \cdot 1200 \cdot 10^{-3} \text{ kN} = \underline{31,4 \text{ kN}}$$

Kapasitet mot trykkbrudd blir:

$$V_{ccd} = (0,1 + 80 \cdot 0,0019) \cdot 3,26 \cdot 104 \cdot 1200 \cdot 10^{-3} \text{ kN} = \underline{102,5 \text{ kN}}$$

$$(< 0,4 \cdot 3,26 \cdot 104 \cdot 1200 \cdot 10^{-3} \text{ kN} = 162,7 \text{ kN})$$

$V_y = 22,6 \text{ kN} < V_{cd} = 31,4 \text{ kN}$, dvs. ikke OK!

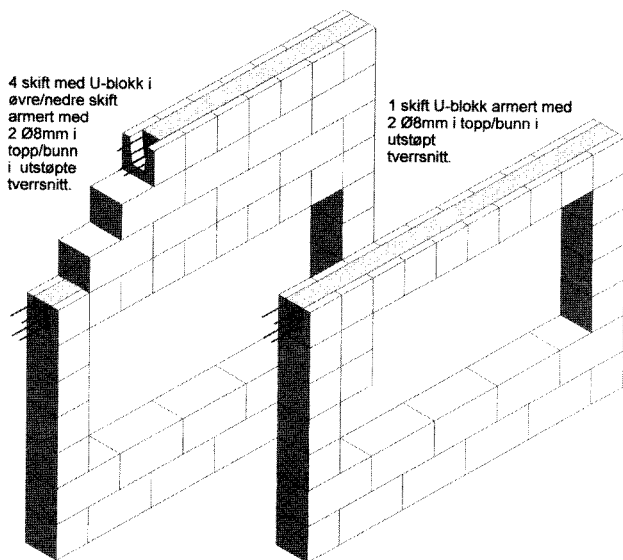
Konklusjon:

Med gitt belastning vil overdekningen kunne spenne som angitt uarmert. Det forutsettes at overdekningen er forsvarlig sideveis forankret til bakenforliggende bærekonstruksjon og at valg av materialsammensetninger og utførelsen skjer i h.h.t. retningslinjene gitt i Murkatalogens anvisning P2.

5 Dimensjoneringstabeller og diagrammer

Kapittelet inneholder tabeller og diagrammer for overdekninger utført i lettklinkerblokker, betongblokker, porebetong og teglstein. Nødvendige materialparametre er angitt i tabellene og i diagrammene.

5.1 Overdekninger i betongblokk



Figur 5.1.
Overdekninger med U-blokkskift i betongblokker.

Første skift i en murt overdekning skal være et armert, istøpt U-blokkskift. Øvrige skift kan være vanlige blokker. Øverste skift i en murt grunnmur anbefales avsluttet med et armert og istøpt U-blokkskift.

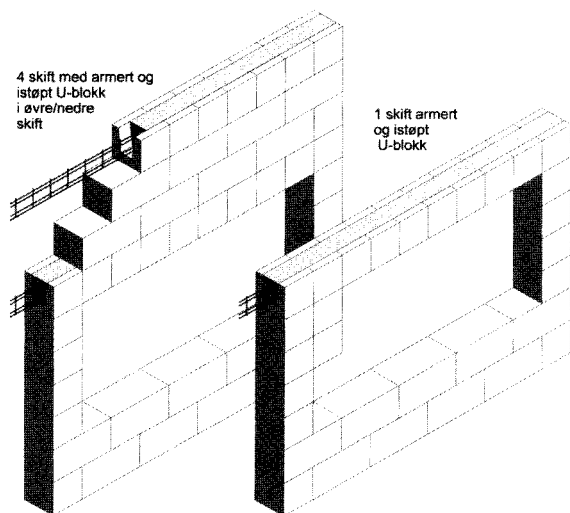
Armeringsmengden bestemmes utifra dimensjonerende belastninger. Anbefalt praksis ved større åpninger og i større bygg er å legge to eller flere armerte og istøpte U-blokkskift over hverandre. Tilgjengelig kapasitet finnes ved å addere kapasitetene til de enkelte U-blokkskiftene. Alternativt kan U-blokkskiftet erstattes med en plassmurt betongdrager eller ved å kombinere U-blokkskiftet med en innstøpt stålbjelke.

Diagrammene 1a og 1b under kapittel 5.6 angir maksimal jevnt fordelt linjelast (kN/m) som et enkelt Basis- eller Fasade U-blokkskift kan oppta før brudd.

5.2 Overdekninger i lettklinker

Murte bjelker av lettklinkerblokker skal alltid ha minimum ett U-blokkskift. Tabell 5.1 gir dimensjonerende moment- og skjærkapasiteter for ett armert og istøpt U-blokkskift.

En overdekning bestående av mer enn ett skift skal alltid ha et U-blokkskift som det første skiftet, men kan bestå av vanlige blokker i overliggende skift. Av flere årsaker anbefales det å avslutte veggfeltet med et U-blokkskift også på toppen som sammenbindende langanker rundt murkronen.



Figur 5.2.
Overdekninger med U-blokkskift i lettklinker.

Et U-blokkskift har en sammenhengende kjerne av skjærarmert betong og har derfor betydelig større skjærkapasitet enn et skift murt av vanlig blokk, hvor vertikalfugene dessuten ikke kan forutsettes å overføre skjærkrefter, enten murverket er murt med eller uten mørtel i vertikalfugene. Ved murte overdekninger i flere skift anbefales det derfor å se bort fra skjærkapasitet fra eventuelle skift murt av vanlig blokk. Overdekningens dim. lastkapasitet bestemmes da som summen av kapasiteten for de innlagte U-blokkskiftene bestemt etter tabell 5.1 eller diagrammene 2a, 2b og 2c, kapittel 5.6.2.

Istøping av U-blokker anbefales utført med betongkvalitet LC 15/C 15 eller sterkere.

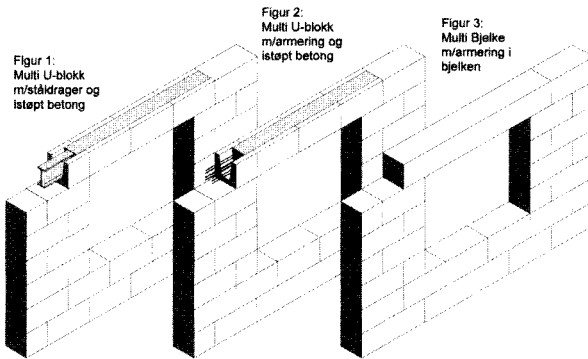
Blokk b • l • h (mm)	Momentkapasitet (kNm)			Skjærkapasitet (kN)		
	Antall U-blokkarm. ¹⁾			Antall U-blokkarm. ¹⁾		
	1	2	3	1	2	3
150•250•250 Iso U-blokk 300	1.8	3.3	-	5.6	9.0	-
200•250•250 Iso U-blokk 250	2.4	4.5	5.4	6.3	9.8	13.3
250•250•250 300•250•250 Multi U-blokk ²⁾ 240•250•500	2.4	4.8	7.2	8.7	12.2	15.6

¹⁾ Kapasiteter angitt med spesiell U-blokk armering, $f_y=700\text{N/mm}^2$. Istøping med betongkvalitet LC15 eller høyere.

²⁾ Kapasiteter gjelder for alle H+H CelCon's Multi U-blokker med bredde >240mm.

Tabell 5.1.
Dimensjonerende moment- og skjærkapasiteter for ett enkelt Leca U-blokkskift.

5.3 Overdekninger i porebetong



Figur 5.3.

Overdekninger i porebetong med ulike armeringsutførelser.

Overdekninger utført i porebetong vil normalt bli utført med en prefabrikkert drager fra leverandør. Det er i prinsippet tre utførelser som er aktuelle og som er vist i figur 5.3 over. Tabellene 5.2 og 5.3, samt diagram 2c under pkt. 5.6.2 angir kapasiteter ved varierende spenn og armeringsgrad.

Delfigur 1 (figur 5.3):

U-blokker som forsterkes med en IPE 180mm ståldrager og istøpes betongmørtel klasse C25. Denne løsningen er beregnet for lysåpninger fra 2,0 m til 3,5 m.

Delfigur 2 (figur 5.3):

U-blokker som plassarmeres og istøpes betongmørtel klasse C25. Denne løsningen er beregnet for lysåpninger opp til 2,0 m med kapasiteter som angitt i tabell 5.2.

Lysåpn. (mm)	Lengde arm.stig (mm)	Last (kN/m)		
		6	12	16
750	1250	1	1	1
1000	1500	1	1	2
1250	1750	1	2	2
1500	2000	1	2	3
1750	2250	1	3	3
2000	2500	2	3	-

Tabell 5.2.

Tabellen angir antall armeringsstiger pr. U-blokkskift gitt en maksimal jevnt fordelt linjelast og spenn. Delfigur 2 i figur 5.3.

Delfigur 3 (figur 5.3):

Prefabrikkert bjelke med istøpt (gitter)armering med eller uten spor i øvre liggeflate for utførelse av modifisert, armert ringanker. Denne løsningen er beregnet for lysåpninger opp til 2,5 m med kapasiteter som angitt i tabell 5.3.

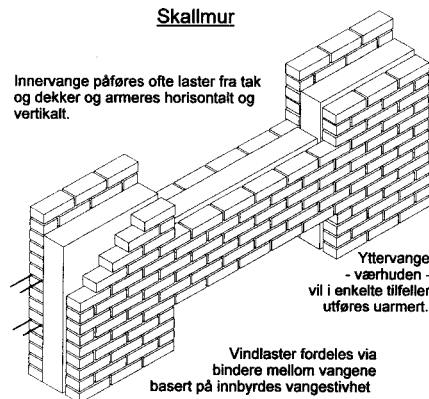
Maks lys-åpning (mm)	Maks Bjelkelengde (mm)	Dimensjonerende last (kN/m)			
		Bredde på bjelke (mm)			
		200	240	300	400
900	1300	18	18	18	18
1100	1500	18	18	18	18
1350	1750	14	15	18	18
1500	2000	13	14	16	16
1750	2250	-	-	15	15
2000	2500	-	-	15	15

Tabell 5.3.

Bærekapasitet for Multi Bjelken i porebetong ved varierende tverrsnitt og spenn. Delfigur 3 i figur 5.3.

5.4 Overdekninger i tegl

Overdekninger i tegl utføres uarmert eller armert, avhengig av spenn og belastninger. En overdekning i en skallmurvegg, med bæring på innervangen, vil vanligvis utføres med armert ytre- og indre vange. I enkelte tilfeller vil laster og spenn kreve innervangen forsterket med vertikalarmering. I enkelte tilfeller vil yttervangen kunne utføres uarmert.



Figur 5.4.

Prinsippskisse av skallmuroverdekning, hvor utvendige og innvendige vange kan utføres forskjellig mhp. bruk av armering. Utvendig vange vil som regel være selv-bærende, mens innvendig vange kan i tillegg være last-bærende.

5.4.1 Uarmerte overdekninger

Overdekninger med korte spenn og liten belastning kan utføres uarmert. Dette fordrer god heft mellom stein og mørtel. Fasadens utforming setter begrensninger for bruk av uarmerte overdekninger. Uarmerte overdekninger stiller krav til stabiliteten i tilstøtende murverk (pilarer), og plassering av åpninger (dører/vinduer) i forhold til retnings- og tverrsnittsendringer (f.eks. hjørner) i fasaden. Plassering av bevegelsesfuger vil også være av stor betydning.

Som regel kreves at tilstøtende murverk (pilarer) har en bedde på minimum 1/3 av overdekningens lysåpning dersom det ikke foretas egne beregninger.

Kapittel 4.9 i Murkatalogens anvisning P2 – Murte forblendinger – omtaler ulike metoder for å sikre gode materialtekniske egenskaper i tillegg til gode detaljutføring.

5.4.2 Armerte overdekninger

Armerte overdekninger horisontalarmeres i en eller flere liggefuger, både i topp/bunn. I tilfeller med større spenn og/eller relativt store belastninger (egen- og nyttelast) kan bærekapasiteten økes vesentlig ved å tilleggsarmere overdekningen med vertikalarmering.

Nærmere utdypning av alternative metoder er omtalt i Murkatalogens anvisning P2, kapittel 5.

I diagrammene 3a,b til 7a,b og 8a til 14a under kapittel 5.6 angis dimensjonerende belastning p_y for overdekninger med ulike materialer, tverrsnitt, armeringsmengder og spennvidder.

5.5 Bruk av diagrammene

Diagrammene tar utgangspunkt i et gitt armert tverrsnitt, med varierende lysåpning (L_0), og tverrsnittets maksimale, dimensjonerende jevnt fordelt linjelast p_y (kN/m) det kan belastes med. Hvert diagram inneholder flere tverrsnittshøyder. Egenvekt av teglbejlen, inklusive et evt. rull- eller stenderskift, er medtatt i diagrammene.

Forklaringsboksen i hvert øvre høyre hjørne i diagrammene angir hvilke kurver som korresponderer med gitte bjelkehøyder. Øverste kurve i diagrammene korresponderer med øverste kurve i forklaringsboksen. Alle diagrammene angir tekniske spesifikasjoner og prinsipp-skisser av angjeldende tverrsnitt med armering.

Bruk av diagrammene fordrer at man har valgt material-sammensetning og type/antall/plassering av horisontal og evt. vertikalarmering på forhånd.

Tverrsnittets dimensjonerende bruddlast (p_y) finnes ved å finne aktuell lysåpning på den horisontale akse, følge vertikalt opp til man treffer kurven for valgt tverrsnitt og derfra følge horisontalt mot venstre til vertikalksen krysses. I dette krysningspunktet kan så dimensjonerende bruddlast avleses.

Alternativt kan man, når dimensjonerende belastning på bjelken er kjent, finne et gitt bjelketverrsnitts maksimale lysåpning ved å avsette bruddlasten på vertikalksen, følge horisontalt mot høyre til man treffer tverrsnittets kurve og følge vertikalt rett ned til horisontalaksen krysses. I dette krysningspunktet angis tverrsnittets maksimale lysåpning.

Enkelte kurver "slutter" der grenseverdien $h > L/6$ for det aktuelle tverrsnittet inntreffer.

Diagrammene tar hensyn til minimumsarmering som begrensende for tillatt tverrsnitt, jfr. pkt. 3.4.

5.5.1 Diagrammene 3a,b til 6a,b: Horisontalarmerte overdekninger.

Diagrammene 3a,b til 6a,b omhandler horisontalarmerte overdekninger armert med Ø6 mm jern i kvalitet K500TS. Tabell 5.4 angir minimumsarmering for ulike bjelkehøyder. Utførelse må skje i h.h.t. retninglinjer gitt i Murkatalogens anvisning P2.

Bjelkehøyde h (mm)	$A_{s,min}$ jfr. pkt.3.4 (mm ²)		
	Karakteristiske fastheter (tegl/mørtel/arm.stål) N/mm ²		
	45/12/500	45/8/500	35/8/500
	Diagram 4a	Diagram 5a	Diagram 6a
1950	171,6	158,7	137,3
1800	159,1	147,2	127,3
1500	134,3	124,2	107,4
1350	121,9	112,8	97,5
1125	103,3	95,6	82,7
900	84,9	78,5	67,9
750	72,7	67,2	58,1
600	60,6	56,1	48,5
450	49,0	45,3	39,2

Tabell 5.4.

Minimum bjelkearmering $A_{s,min}$. Tabellen angir antall mm² minimumsarmering gitt karakteristiske materialfastheter og bjelkehøyder. Diagramhenvisningene i tabellen viser hvilke armerte tverrsnitt som har blitt benyttet.

5.5.2 Diagrammene 7a,b og 8a,b: Horisontal- og vertikalarmede overdekninger.

Diagrammene 7a,b og 8a,b omhandler overdekninger armert horisontalt med 4 stk. Ø6 mm i topp/bunn (2 stk./fuge) og vertikalt med Ø4 mm bøylor med senteravstand 240 mm.

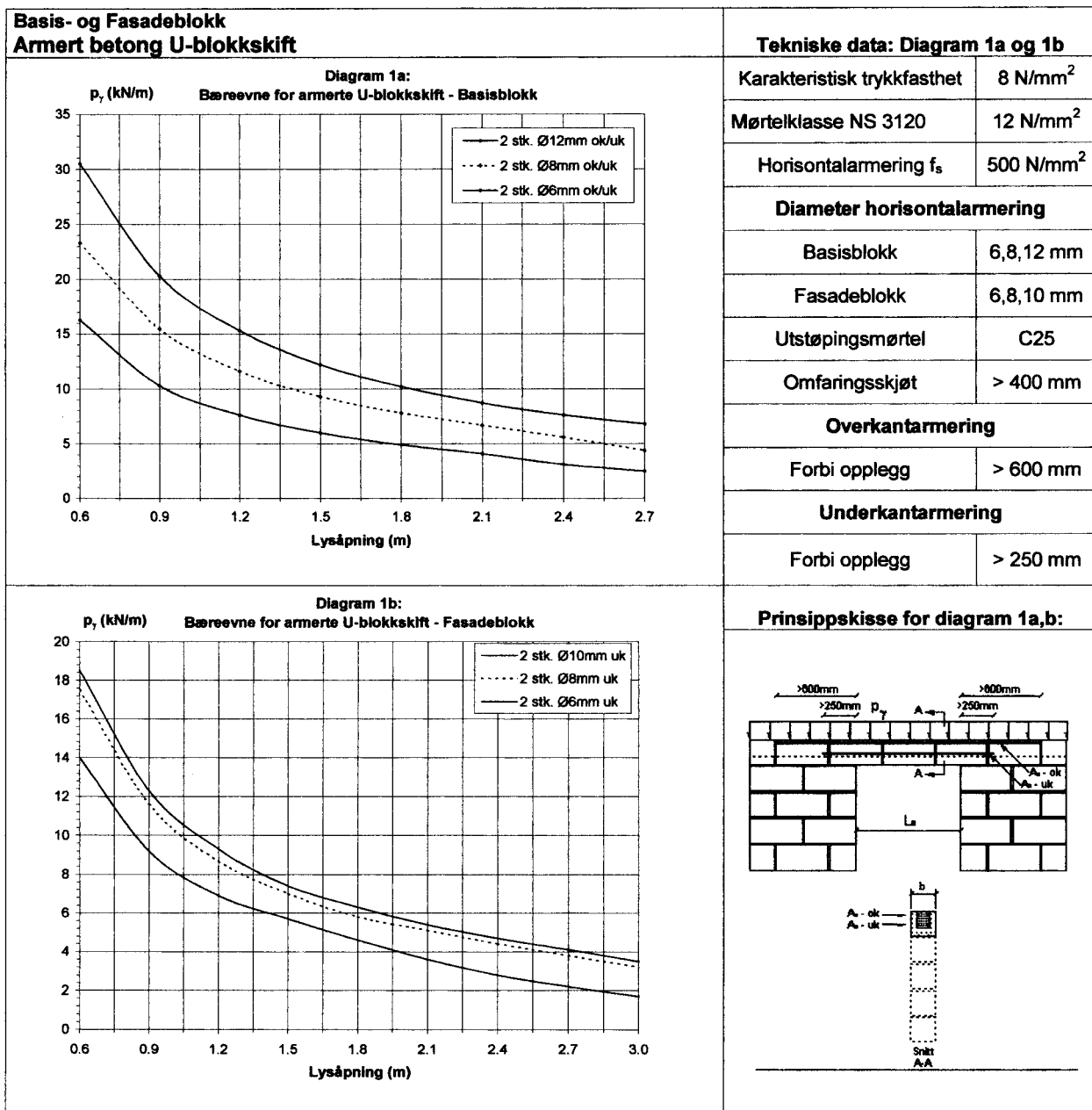
5.5.3 Diagrammene 9a til 14a: Tyngre lastbærende, horisontal- og vertikalarmede overdekninger.

Diagrammene 9a til 14a angir dimensjonerende bruddlast for ulike tverrsnitt ved varierende lysåpninger.

Overdekningene armeres horisontalt med enten 2 stk. Ø8 mm armeringsjern i øverste og nederste liggefuge, eller 2 stk. Ø8 mm armeringsjern i de to øverste og to nederste liggfugene. Vertikalt armeres bjelkens utstøpte kanaler med enten 1 stk. Ø6 mm armeringsjern i hver kanal, eller alternativt 1 stk. Ø4 mm bøyle. Vertikalarmeringen plasseres med senteravstand 120mm.

5.6 Diagrammer for murte overdekninger

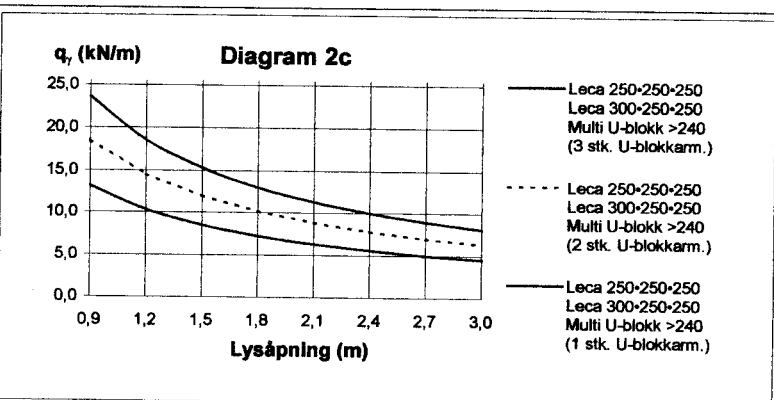
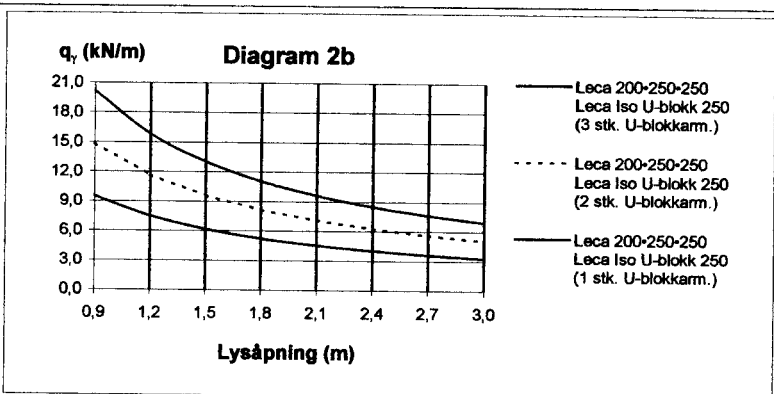
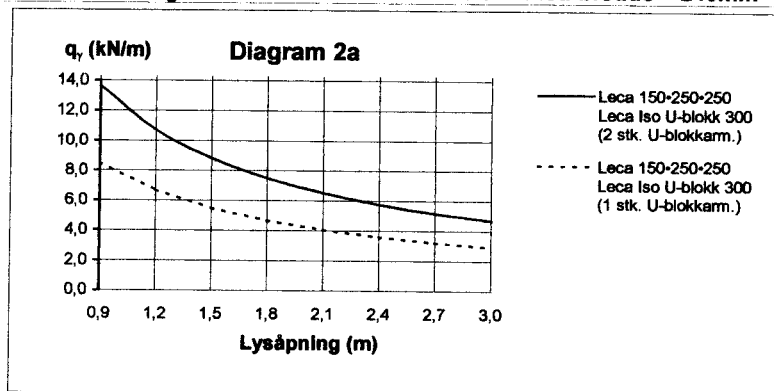
5.6.1 Diagram 1a,b for ett U-blokkskift utført med Basis- eller Fasadeblokker. p_y er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen.



5.6.2 Diagram 2a, b og c for ett U-blokkskift utført med Leca U-blokk, Leca Iso U-blokk- eller Multi U-blokk. p_y er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen

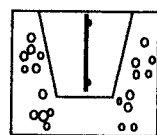
Leca U-blokk og Leca Iso U-blokk. Multi U-blokk med bredde > 240mm

Tekniske data: Diagram 2a, 2b og 2c

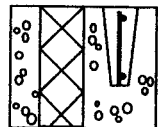


Karakteristisk trykkfasthet Leca U-blokk Multi U-blokk	4 N/mm ² 3 N/mm ²
Densitet Leca U-blokk Multi U-blokk	900 kg/m ³ 500 kg/m ³
U-blokkarmering Kar. strekkfasthet f_y	700 N/mm ²
Utstøpingsmørtel Leca U-blokk Multi U-blokk	≥ LC15 C25

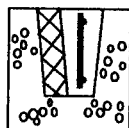
Gjeldende bjelketverrsnitt av U-blokker:
(bredde • høyde • lengde)



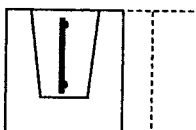
Leca U-blokk
150 • 250 • 250 mm
200 • 250 • 250 mm
250 • 250 • 250 mm
300 • 250 • 250 mm



Leca Iso U-blokk
300 • 250 • 250 mm

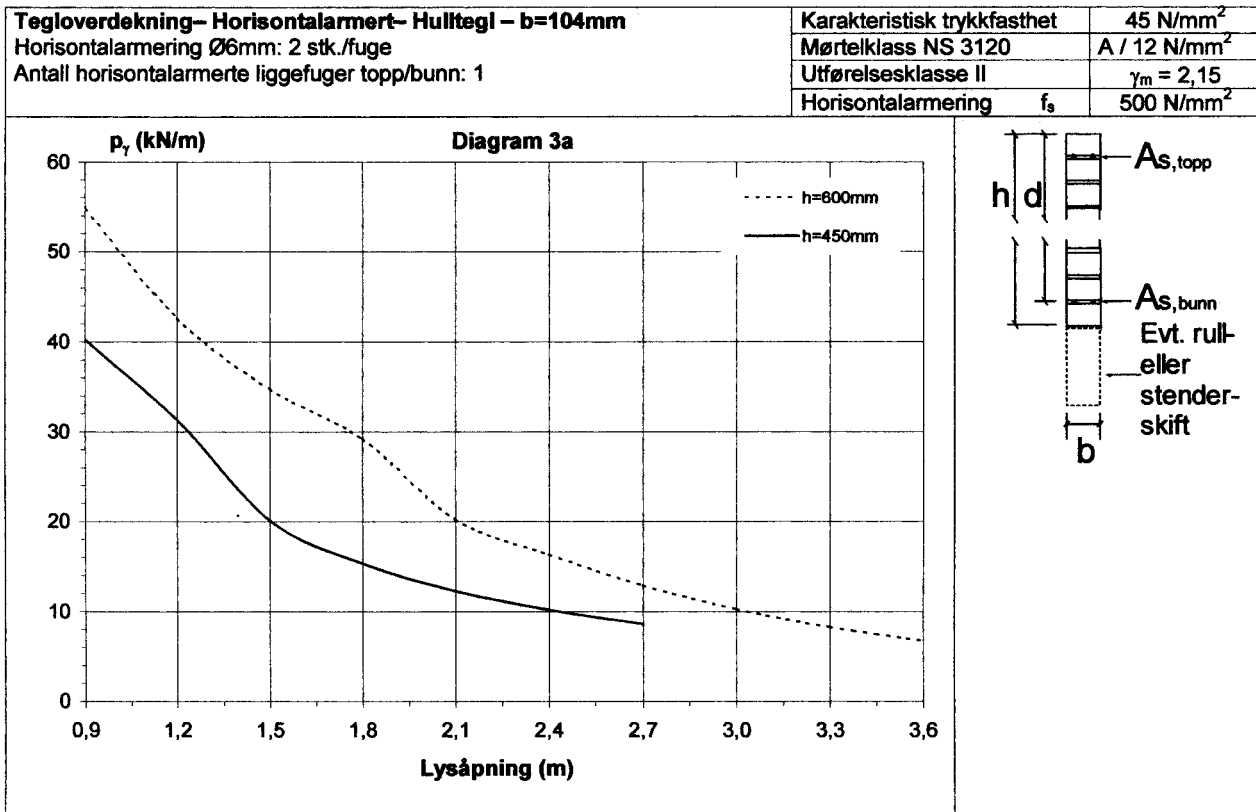


Leca Iso U-blokk
250 • 250 • 250 mm



Multi U-blokk
240 • 250 • 250 mm
300 • 250 • 250 mm
400 • 250 • 250 mm

5.6.3 Diagram 3a for horisontalarmerte overdekninger med varierende bjelkehøyde h . p_y er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen.



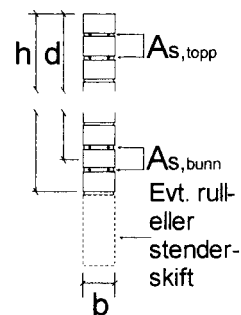
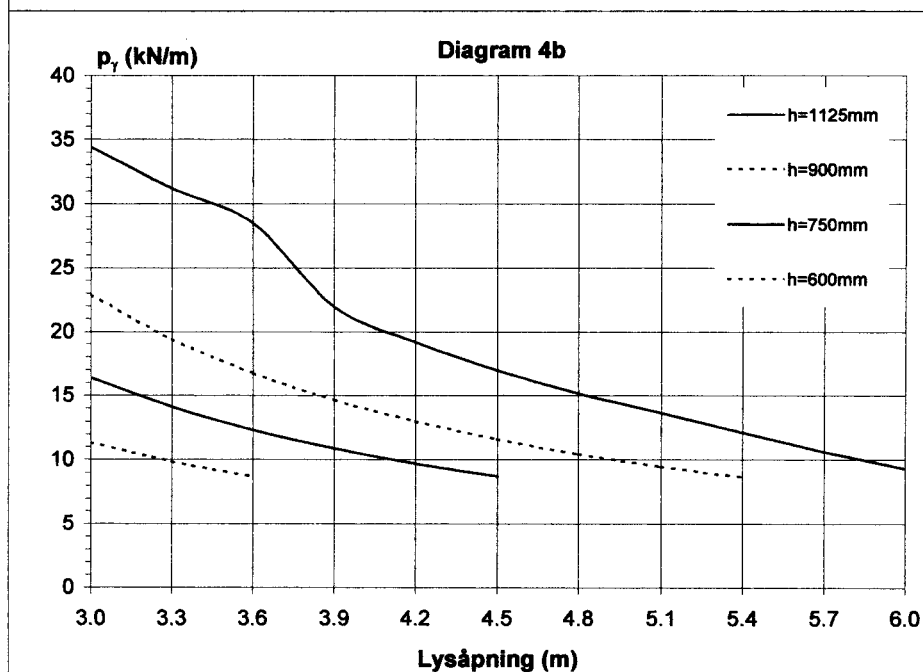
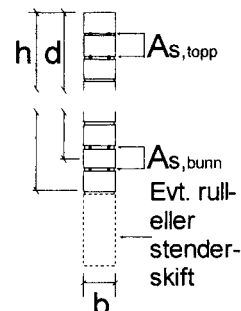
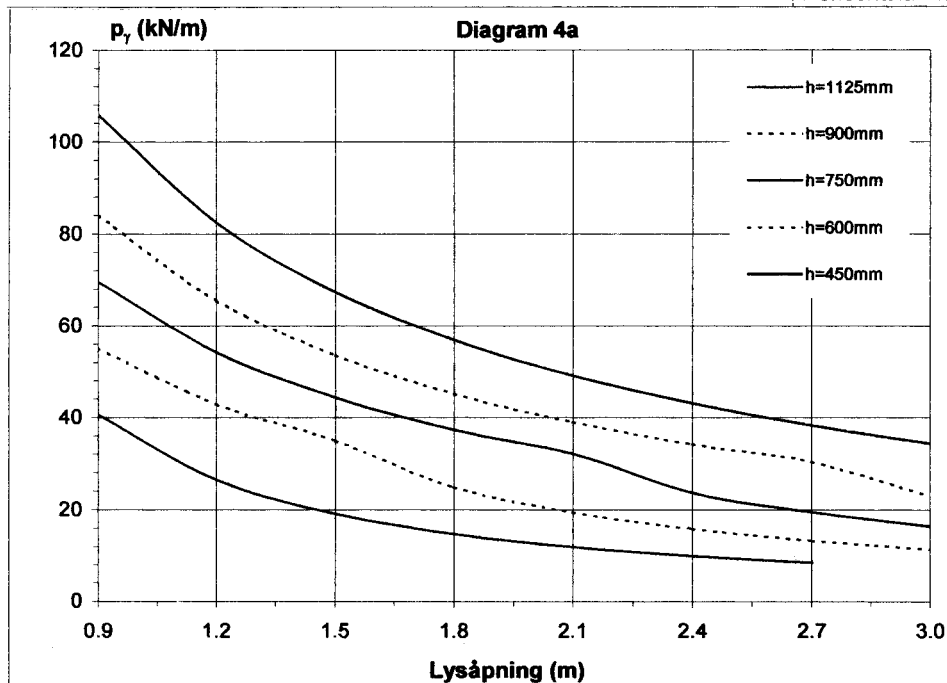
5.6.4 Diagram 4a,b for horisontalarmerte overdekninger med varierende bjelkehøyde h . p_y er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen.

Tegloverdekning- Horisontalarmert- Hulltegl - $b=104\text{mm}$

Horisontalarming $\text{\O}6\text{mm}$: 2 stk./fuge

Antall horisontalarmerte liggefuger topp/bunn: 2

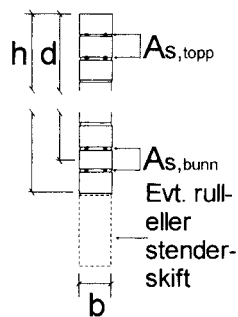
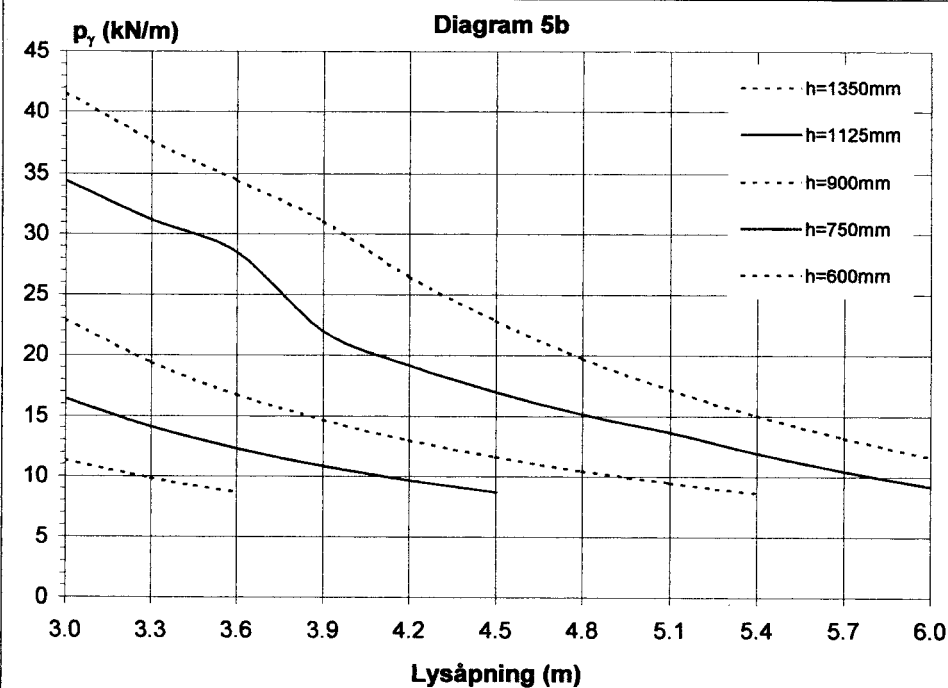
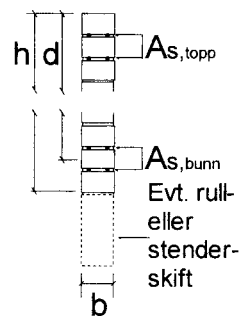
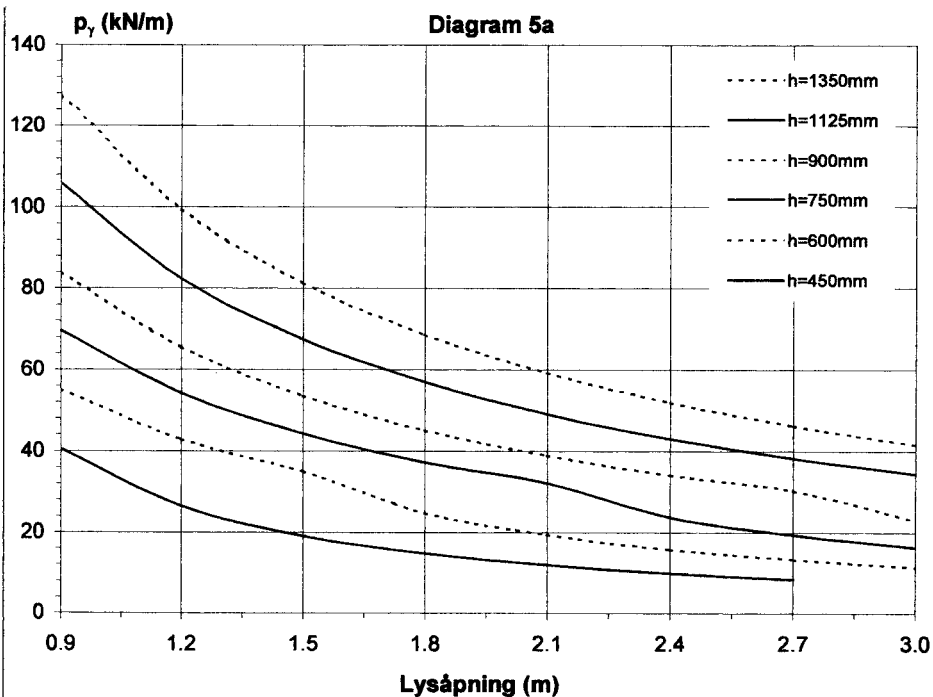
Karakteristisk trykkfasthet	45 N/mm ²
Mørtelklass NS 3120	A / 12 N/mm ²
Utførelsesklasse II	$\gamma_m = 2,15$
Horisontalarming f_s	500 N/mm ²



5.6.5 Diagram 5a,b for horisontalarmerte overdekninger med varierende bjelkehøyde h . p_γ er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen

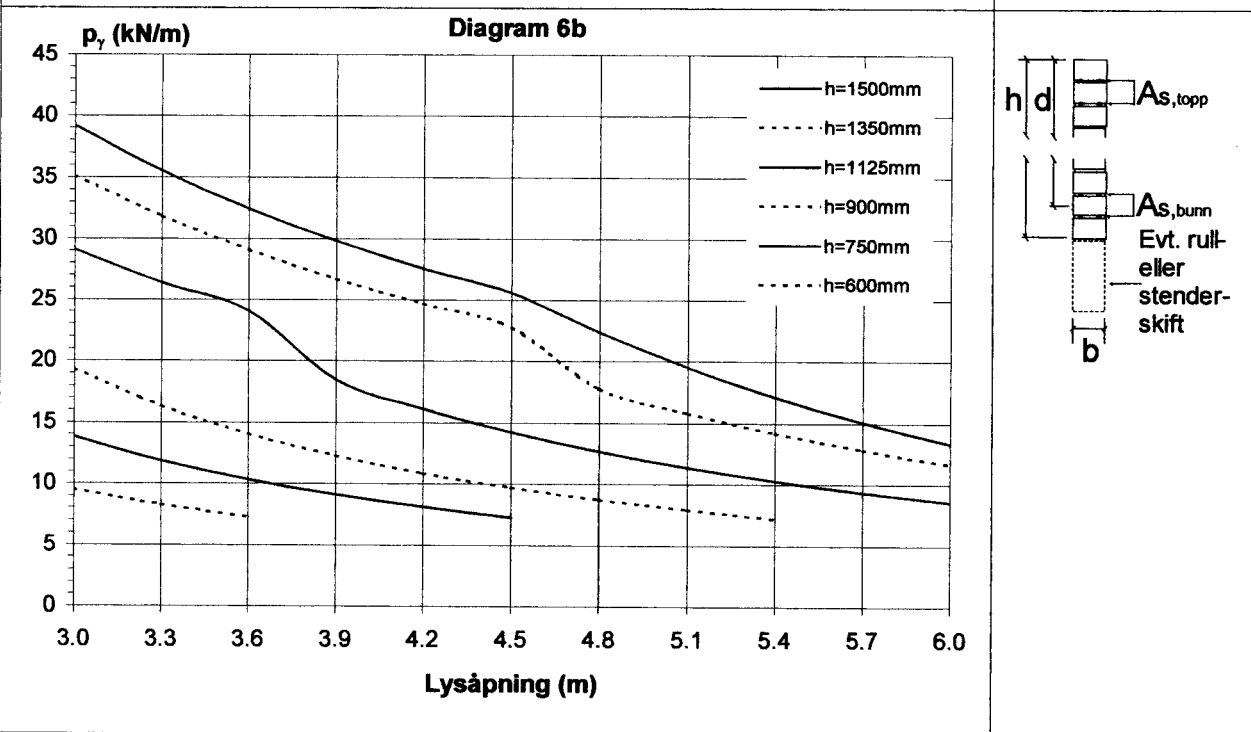
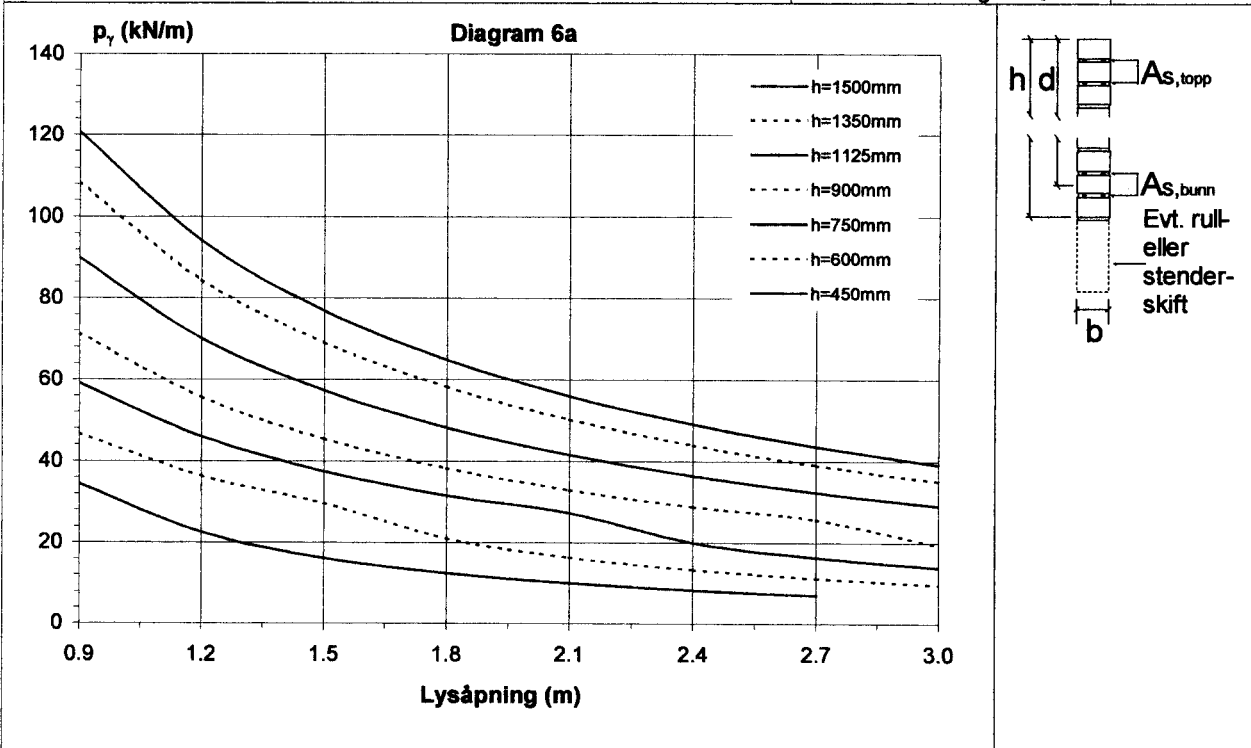
Tegloverdekning– Horisontalarmert– Hulltegl – $b=104\text{mm}$
 Horisontalarmering $\varnothing 6\text{mm}$: 2 stk./fuge
 Antall horisontalarmerte liggefuger topp/bunn: 2

Karakteristisk trykkfasthet	45 N/mm ²
Mørtelklass NS 3120	B / 8 N/mm ²
Utførelsesklasse II	$\gamma_m = 2,15$
Horisontalarmering f_s	500 N/mm ²



5.6.6 Diagram 6a,b for horisontalarmerte overdekninger med varierende bjelkehøyde h .
 p_y er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen

Tegloverdekning– Horisontalarmert– Hulltagl – $b=104\text{mm}$ Horisontalarmering $\varnothing 6\text{mm}$: 2 stk./fuge Antall horisontalarmerte liggefuger topp/bunn: 2	Karakteristisk trykkfasthet	35 N/mm ²
	Mørtelklass NS 3120	B / 8 N/mm ²
	Utførelsesklasse II	$\gamma_m = 2,15$
	Horisontalarmering f_s	500 N/mm ²



5.6.7 Diagram 7a,b for horisontal- og vertikalarmerede, overdekninger med varierende bjelkehøyder h . p_y er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen.

Tegloverdekning– Horisontal-/vertikalarmeret– Hulltegl – $b=104\text{mm}$

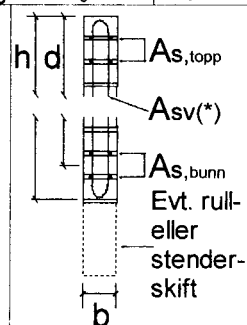
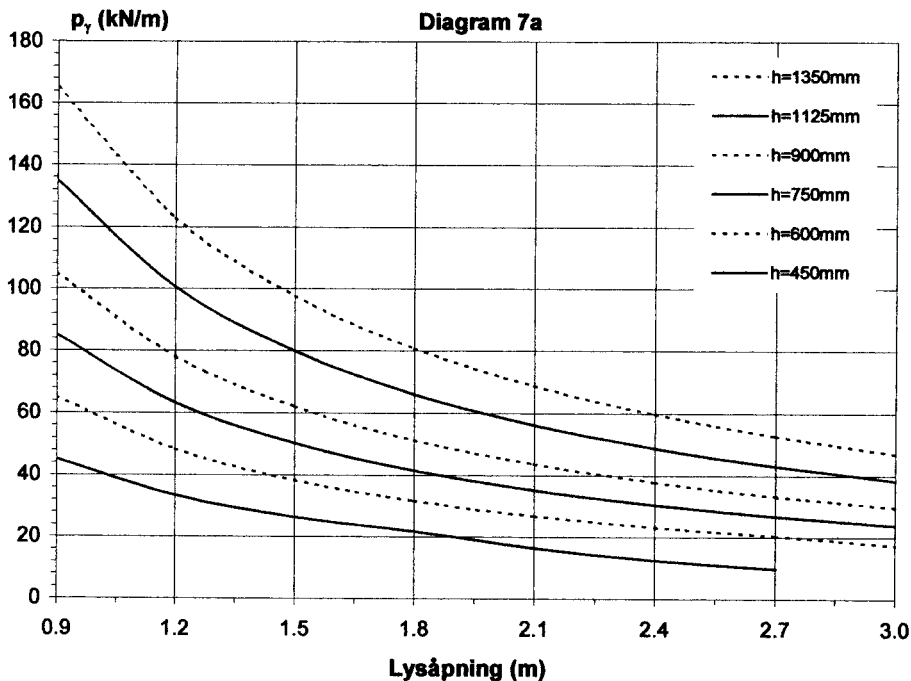
Horisontalarmering $\varnothing 6\text{mm}$: 2 stk./fuge

Antall horisontalarmerede liggefuger topp/bunn: 2

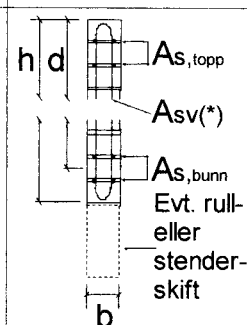
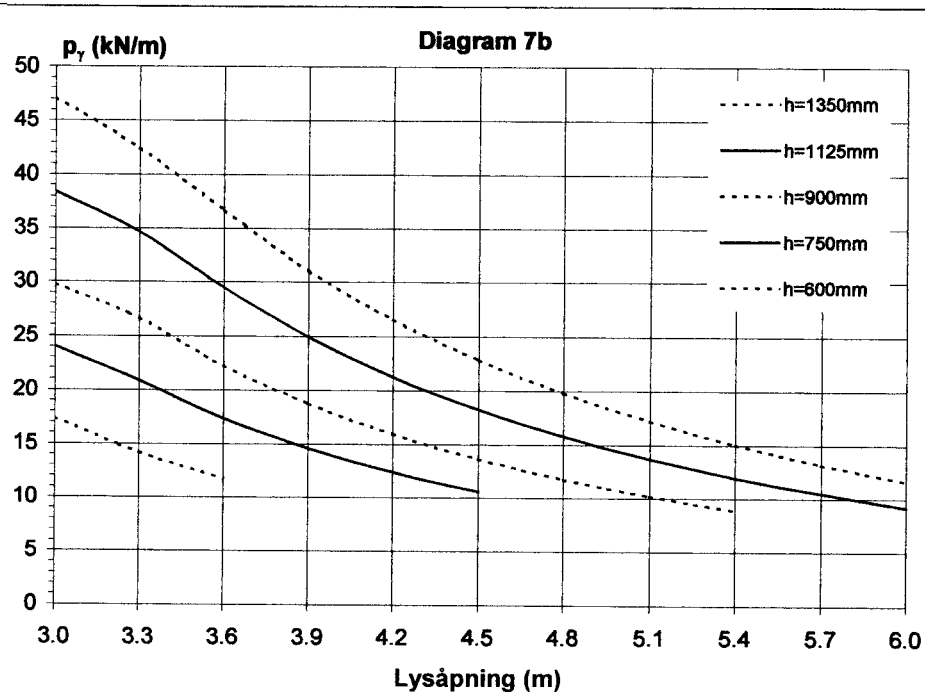
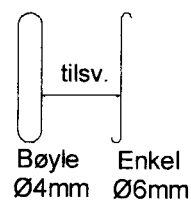
Vertikalarmering: $\varnothing 4\text{mm}$ bøyle / evt. 1 stk $\varnothing 6\text{mm}$ m/bøyde ender

Senteravstand vertikalarmering: 240mm

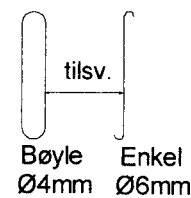
Karakteristisk trykkfasthet	45 N/mm ²
Mørtelklass NS 3120	B / 8 N/mm ²
Utførelsesklasse II	$\gamma_m = 2,15$
Horisontalarmering f_s	500 N/mm ²
Vertikalarmering f_s	250 N/mm ²



(*) Vertikalarmering:

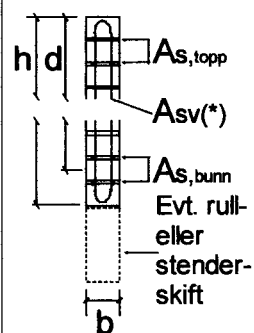
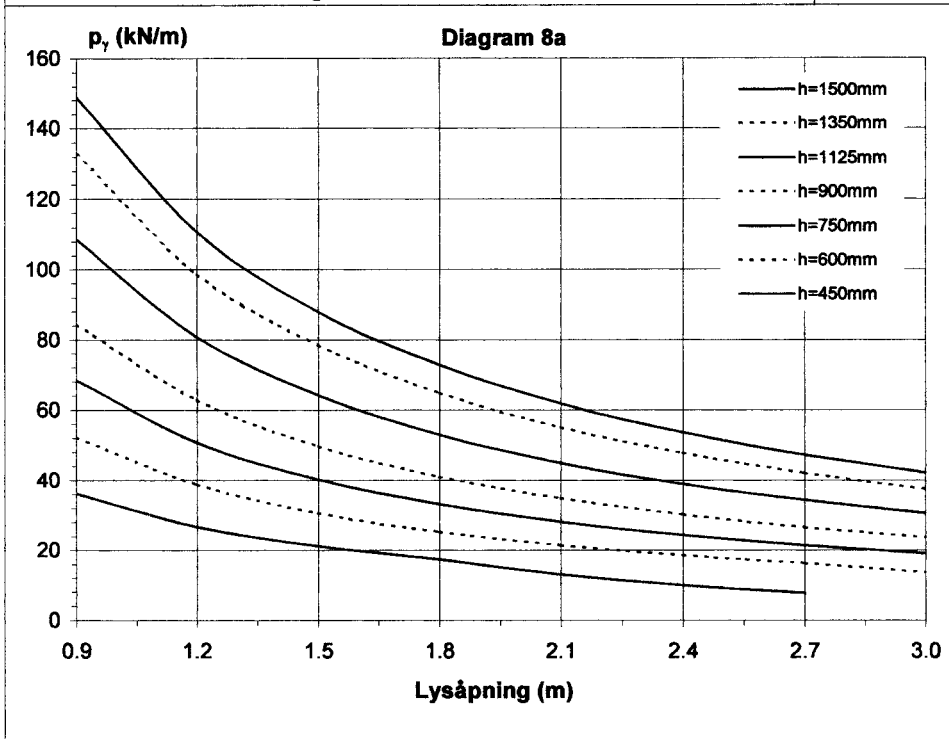


(*) Vertikalarmering:

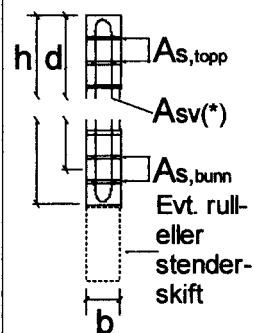
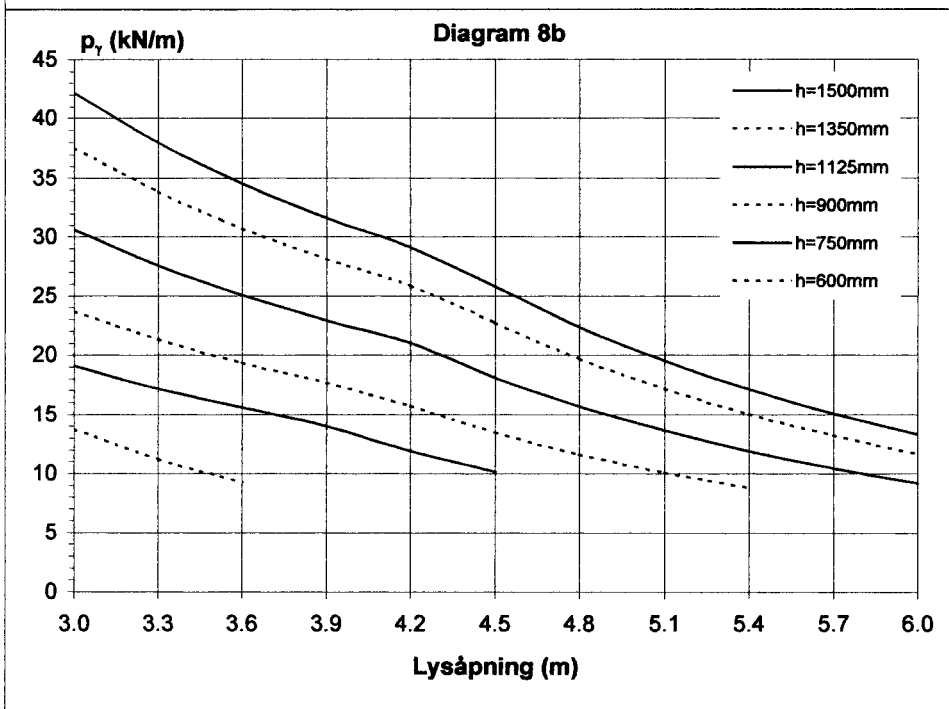
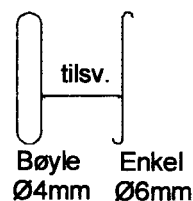


5.6.8 Diagram 8a,b for horisontal- og vertikalarmerede, selvberende overdekninger med varierende bjelkehøyder h . p_y er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen

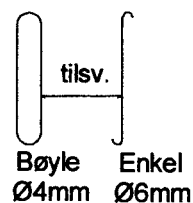
Tegloverdekning— Horisontal-/vertikalarmeret— Hulltegl — $b=104\text{mm}$ Horisontalarmering $\text{\O}6\text{mm}$: 2 stk./fuge Antall horisontalarmerede liggefuger topp/bunn: 2 Vertikalarmering: $\text{\O}4\text{mm}$ bøyle / evt. 1 stk $\text{\O}6\text{mm}$ ^m /bøyde ender Senteravstand vertikalarmering: 240mm	Karakteristisk trykkfasthet	35 N/mm ²
	Mørtelklass NS 3120	B / 8 N/mm ²
	Utførelsesklasse II	$\gamma_m = 2,15$
	Horisontalarmering f_s	500 N/mm ²
	Vertikalarmering f_s	250 N/mm ²



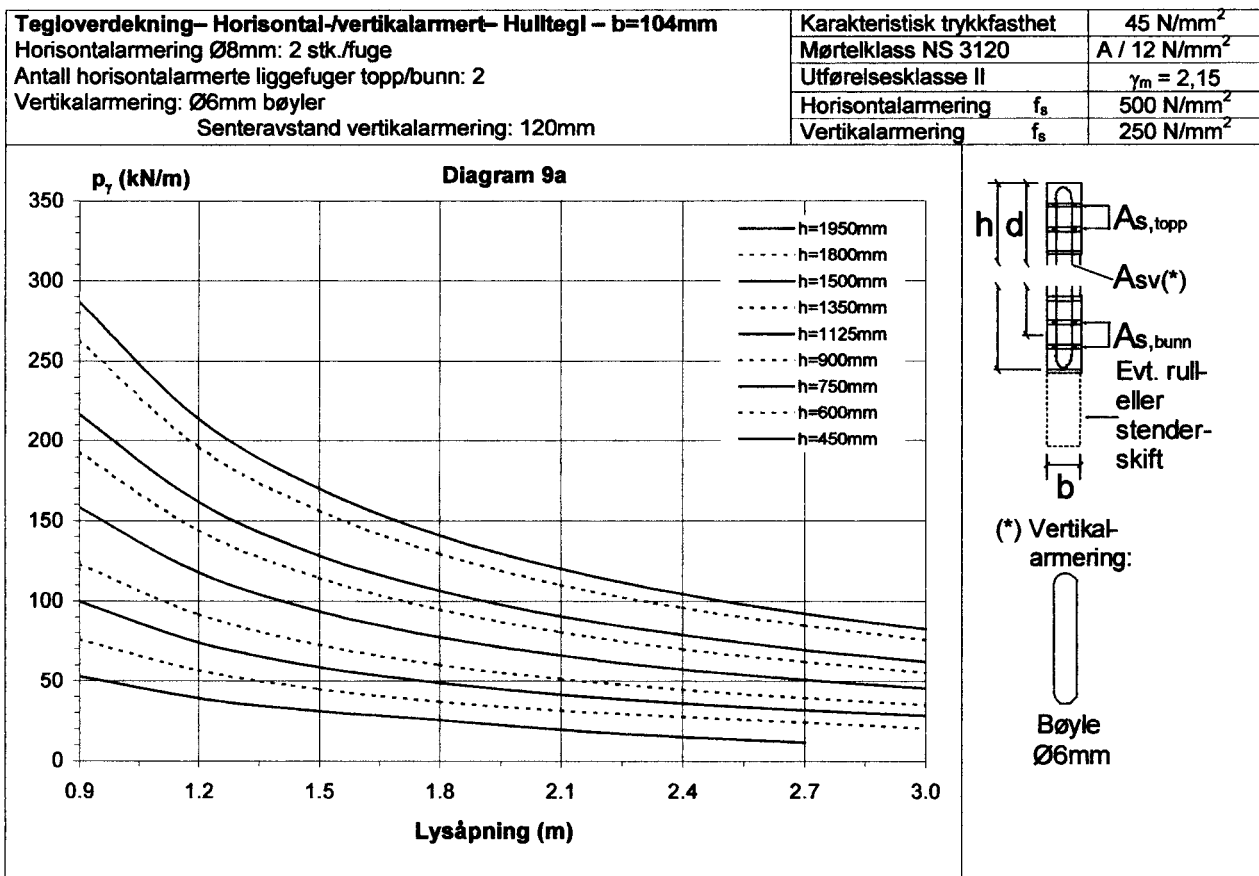
(*) Vertikalarmering:



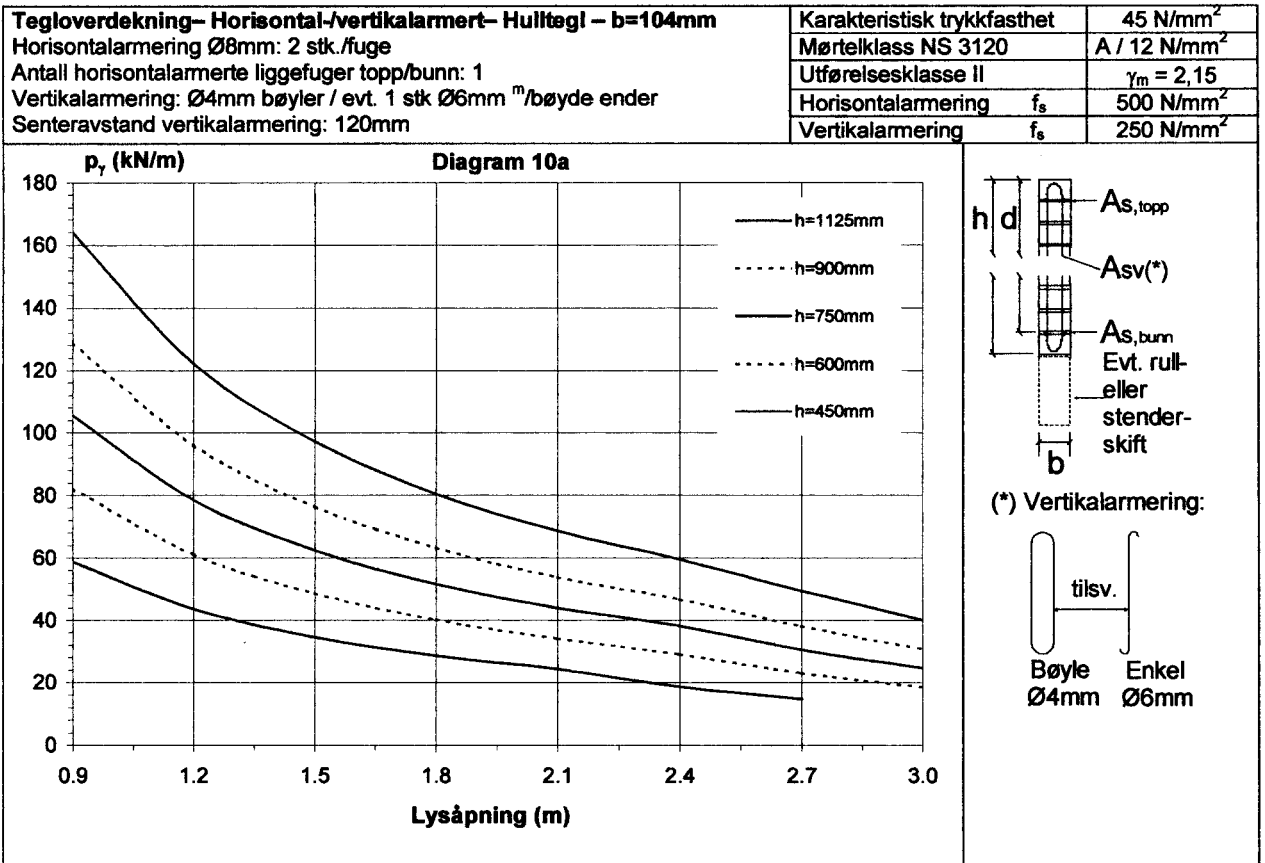
(*) Vertikalarmering:



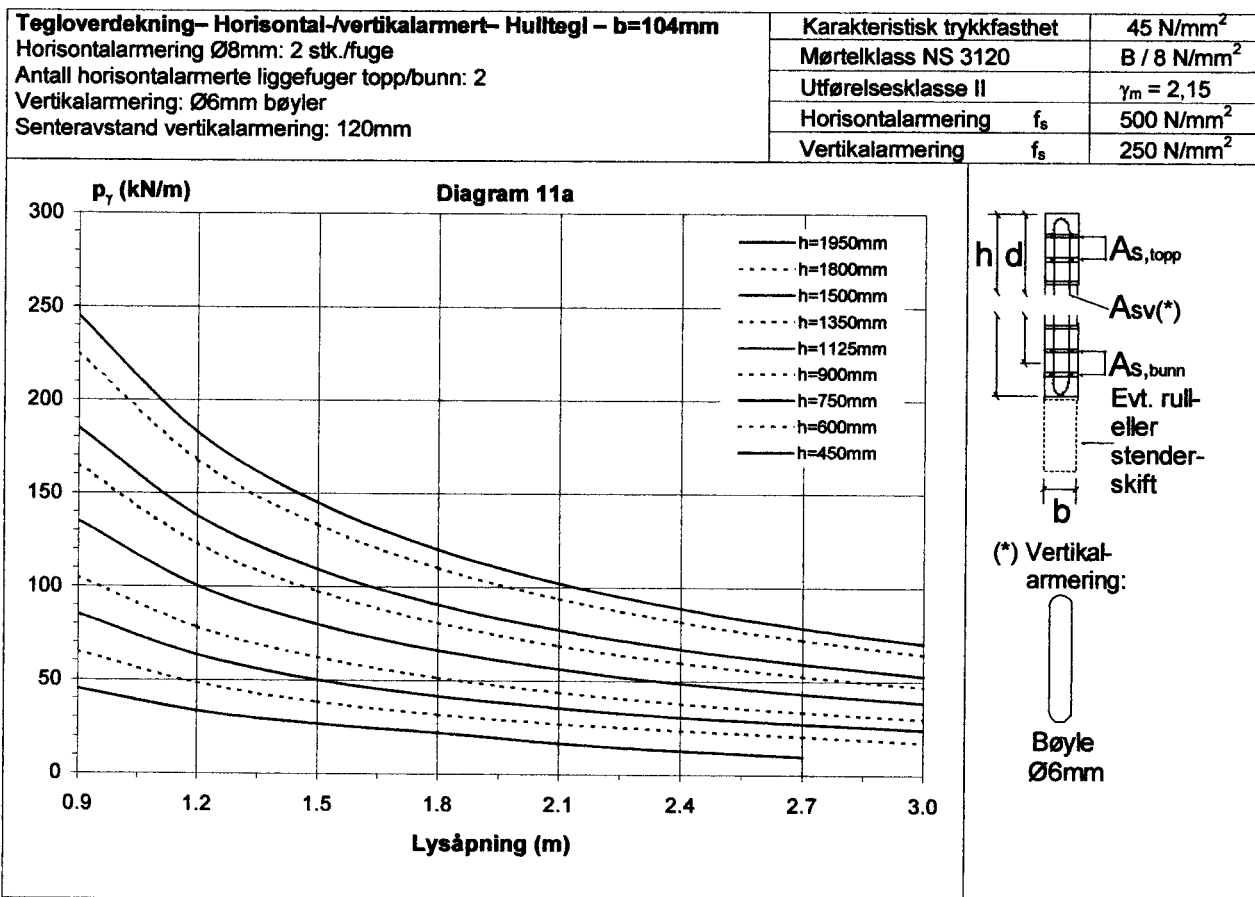
5.6.9 Diagram 9a for horisontal- og vertikalarmerede lastbærende overdekninger med varierende bjelkehøyder h . p_y er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen



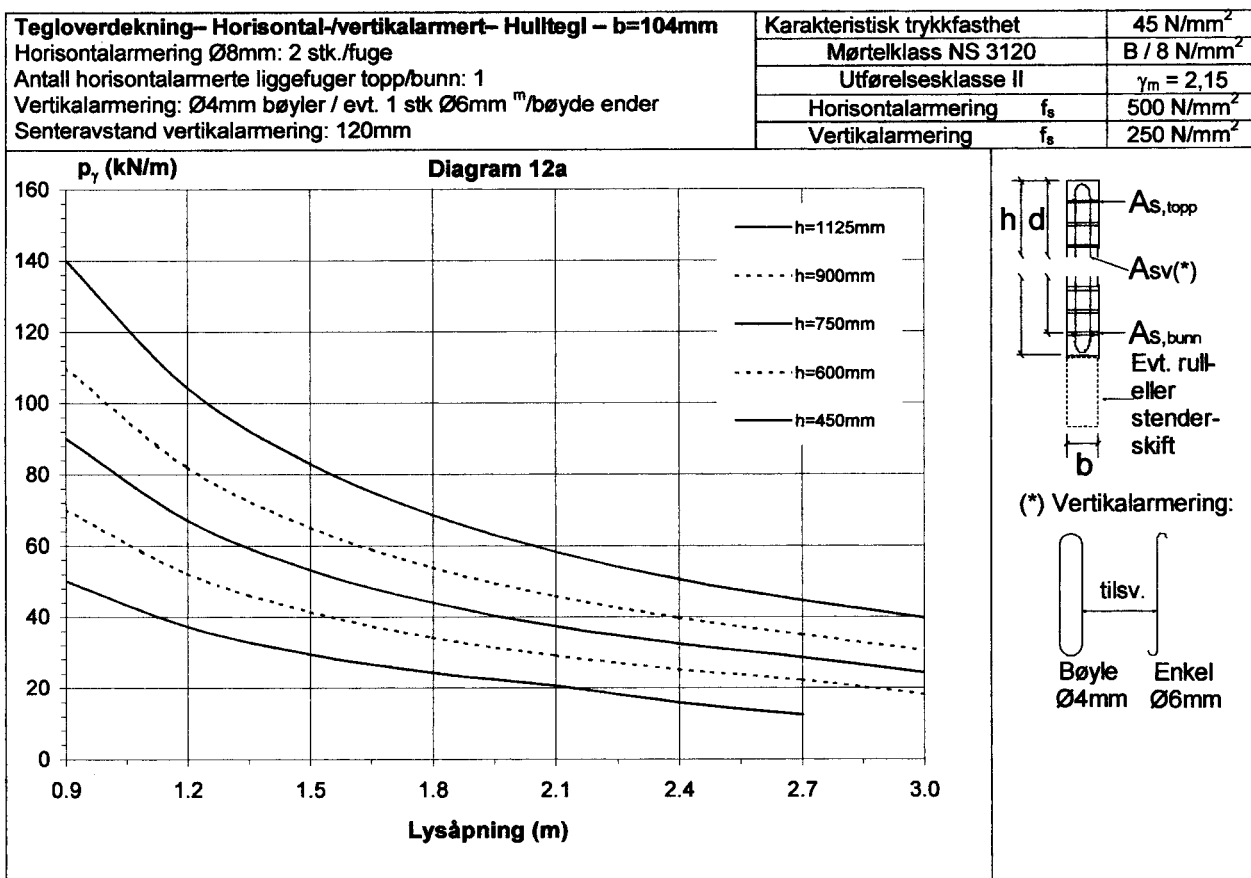
5.6.10 Diagram 10a for horisontal- og vertikalarmerede lastbærende overdekninger med varierende bjelkehøyder h , p_y er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen



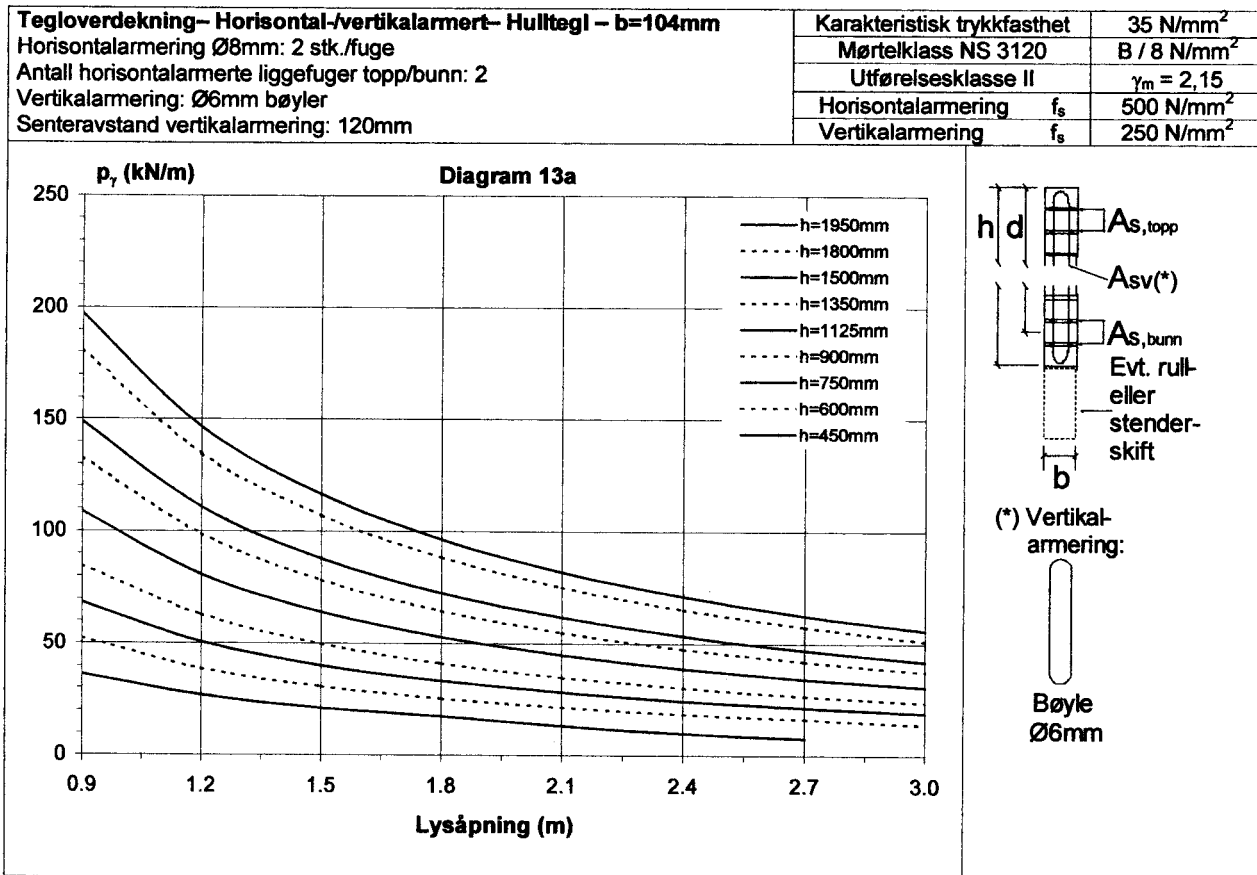
5.6.11 Diagram 11a for horisontal- og vertikalarmerte lastbærende overdekninger med varierende bjelkehøyder. p_y er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen



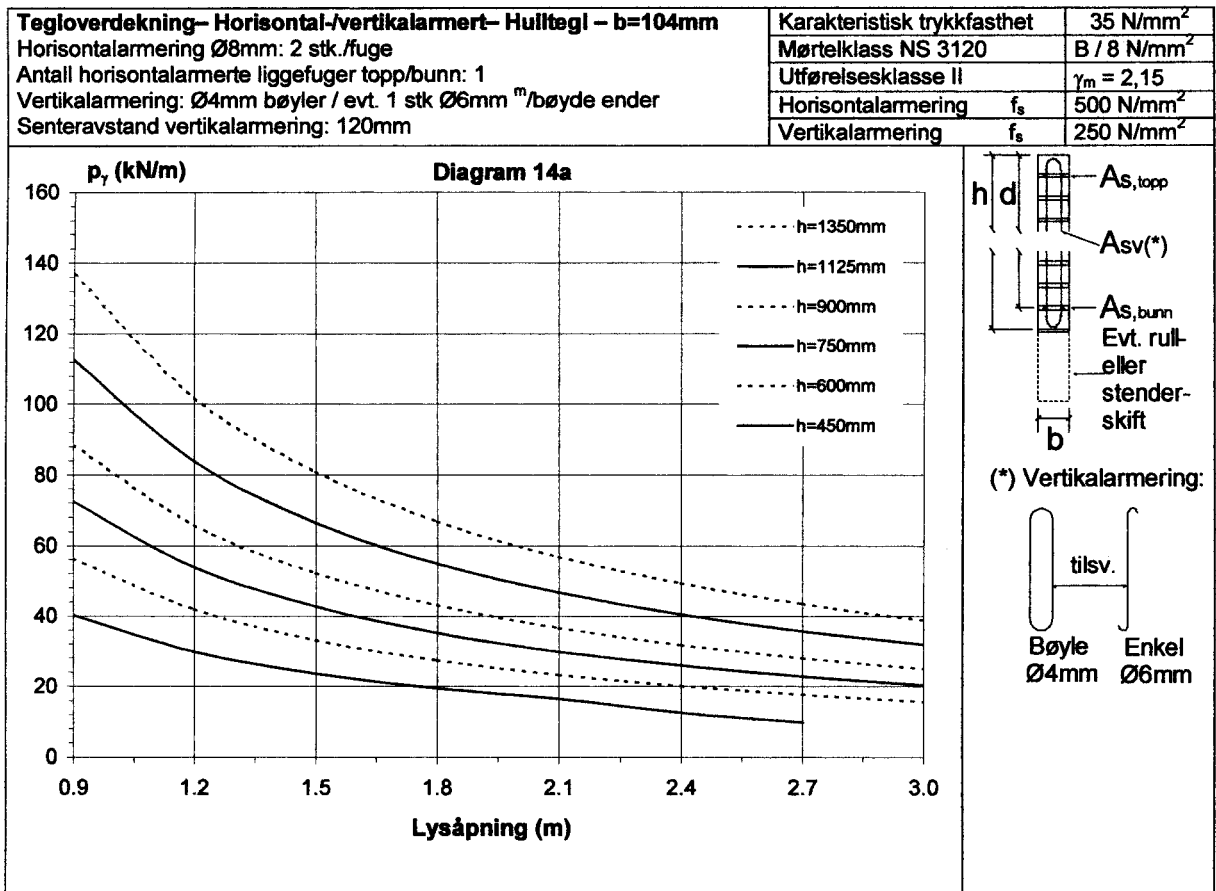
5.6.12 Diagram 12a for horisontal- og vertikalarmerede lastbærende overdekninger med varierende bjelkehøyder.
 p_y er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen



5.6.13 Diagram 13a for horisontal- og vertikalarmerede lastbærende overdekninger med varierende bjelkehøyder. p_r er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen



5.6.14 Diagram 14a for horisontal- og vertikalarmerte lastbærende overdekninger med varierende bjelkehøyder. p_y er dimensjonerende bruddlast og L_0 er lysåpningen



Tillegg A: Materialegenskaper

Murverk - Fasthets- og deformasjonsegenskaper

Angitte verdier for bøyestrekfasthet og skjærfasthet f_{vx} forutsetter at murproduktet har et minuttsg ved innmuring på maksimalt 2,5 (kg/m²*min) og at det benyttes mørteltype tilpasset murproduktets sugeegenskaper. Benyttes murverk med høyere minuttsg må verdiene dokumenteres i hvert enkelt tilfelle.

Murstein / Murblokk			Mørtel		Murverk														
Type	Hull-andel (vol-%)	Trykkfasthet ¹⁾ (f_{cp}) (N/mm ²)	Mørtelklasse (f_{cm}) (N/mm ²)	Densitet (ρ) (kg/m ³)	Trykkfasthet (f_{cn}) (N/mm ²)			Bøye-str.f. (f_{tn}) (N/mm ²)		Skjærfasthet (f_{vn}) (N/mm ²)		E-moduler - Trykk (E_{cn}) (N/mm ²)		Grenseløyninger - Trykk / Korttidslast ec (%)					
					Aksialtrykk Vert. f_{cny}	Hor. f_{cnx}	Bøyetr. f_{cnx}^*	Vert. f_{tny}	Hor. f_{tnx}	Hor. f_{vnx}	Maks. f_{vnm}	Korttidslast Ecny	Ecnx	Vertikallast			Horisontallast		
														ecny (%)	ecoy (%)	ecuy (%)	ecnx (%)	ecox (%)	ecux (%)
Hulltegl	23 %	60	18	1910	14,5	9,5	10,5	0,90	2,50	0,76	1,65	14500	15750	1,00	2,25	3,50	0,60	1,35	2,10
			12		13,0	8,5	9,5	0,80	2,50	0,63	1,65	13000	14250	1,00	2,25	3,50	0,60	1,35	2,10
			8		11,5	7,5	8,5	0,70	2,25	0,51	1,65	11500	12500	1,00	2,25	3,50	0,60	1,35	2,10
			5		10,0	6,5	7,5	0,60	2,25	0,41	1,65	10000	10750	1,00	2,25	3,50	0,60	1,35	2,10
			12		10,5	7,0	7,8	0,80	2,00	0,63	1,35	10500	11750	1,00	2,10	3,20	0,60	1,25	1,90
			8		9,5	6,0	7,1	0,70	1,85	0,51	1,35	9500	10000	1,00	2,10	3,20	0,60	1,25	1,90
		45	5	8,5	5,5	6,5	0,60	1,75	0,41	1,35	8500	9100	1,00	2,10	3,20	0,60	1,25	1,90	
			12	8,5	5,5	6,5	0,70	1,75	0,57	1,15	8500	9100	1,00	2,00	3,00	0,60	1,20	1,80	
			8	7,5	5,0	5,7	0,60	1,60	0,46	1,15	7500	8300	1,00	2,00	3,00	0,60	1,20	1,80	
			5	6,5	4,5	5,0	0,50	1,50	0,36	1,15	6500	7500	1,00	2,00	3,00	0,60	1,20	1,80	
			12	6,5	4,2	5,0	0,60	1,40	0,51	0,90	6500	7000	1,00	1,95	2,90	0,60	1,15	1,70	
			8	6,0	3,9	4,6	0,50	1,30	0,40	0,90	6000	6500	1,00	1,95	2,90	0,60	1,15	1,70	
25	5	5,0	3,6	4,0	0,40	1,20	0,30	0,90	5000	6000	1,00	1,95	2,90	0,60	1,15	1,70			
	12	4,5	3,0	3,5	0,50	1,00	0,44	0,65	4500	5000	1,00	1,90	2,80	0,60	1,15	1,70			
	8	4,0	2,7	3,2	0,40	0,90	0,34	0,65	4000	4500	1,00	1,90	2,80	0,60	1,15	1,70			
15	5	3,5	2,4	2,8	0,30	0,80	0,24	0,65	3500	4000	1,00	1,90	2,80	0,60	1,15	1,70			
	12	4,0	0,4	1,0	0,40	0,50	0,37	0,50	6200	2000	0,65	1,30	1,95	0,20	0,40	0,60			
	8	3,5	0,4	0,8	0,30	0,45	0,27	0,50	5400	1750	0,65	1,30	1,95	0,20	0,40	0,60			
5	5	3,0	0,3	0,6	0,20	0,40	0,18	0,50	4600	1500	0,65	1,30	1,95	0,20	0,40	0,60			
	12	5,50	5,50	5,50	0,35	0,65	0,34	0,47	5500	5500	1,00	1,54	2,35	1,00	1,54	2,35			
	8	4,95	4,95	4,95	0,30	0,60	0,27	0,47	4950	4950	1,00	1,54	2,35	1,00	1,54	2,35			
5	4,45	4,45	4,45	0,25	0,50	0,21	0,47	4450	4450	1,00	1,54	2,35	1,00	1,54	2,35				
	12	2,30	1,85	2,00	0,20	0,40	0,20	0,24	3700	3250	0,62	0,97	1,50	0,57	0,88	1,35			
	8	2,05	1,65	1,75	0,17	0,37	0,16	0,24	3250	2900	0,62	0,97	1,50	0,57	0,88	1,35			
3	1,80	1,45	1,55	0,15	0,30	0,13	0,24	2900	2550	0,62	0,97	1,50	0,57	0,88	1,35				
	12	2,45	2,15	2,25	0,20	0,40	0,20	0,25	3700	3800	0,66	1,02	1,55	0,57	0,88	1,35			
	8	2,15	1,85	1,95	0,17	0,37	0,16	0,25	3250	3250	0,66	1,02	1,55	0,57	0,88	1,35			
3	1,90	1,65	1,75	0,15	0,30	0,13	0,25	2900	2900	0,66	1,02	1,55	0,57	0,88	1,35				
	12	2,25	1,80	1,95	0,20	0,40	0,20	0,24	3700	3150	0,62	0,97	1,50	0,57	0,88	1,35			
	8	2,05	1,65	1,75	0,17	0,37	0,16	0,24	3250	2900	0,62	0,97	1,50	0,57	0,88	1,35			
3	1,80	1,45	1,55	0,15	0,30	0,13	0,24	2900	2550	0,62	0,97	1,50	0,57	0,88	1,35				
	12	2,10	1,70	1,80	0,20	0,40	0,20	0,23	3700	3000	0,58	0,92	1,45	0,57	0,90	1,40			
	8	1,90	1,50	1,60	0,17	0,37	0,16	0,23	3250	2650	0,58	0,92	1,45	0,57	0,90	1,40			
3	1,70	1,35	1,45	0,15	0,30	0,13	0,23	2900	2350	0,58	0,92	1,45	0,57	0,90	1,40				
	12	1,95	1,20	1,60	0,20	0,40	0,20	0,23	2550	1850	0,75	1,03	1,45	0,73	1,00	1,40			
	8	1,80	1,15	1,50	0,17	0,37	0,16	0,23	2375	1600	0,75	1,03	1,45	0,73	1,00	1,40			
3	1,55	0,95	1,25	0,15	0,30	0,13	0,23	2050	1300	0,75	1,03	1,45	0,73	1,00	1,40				
	12	1,35	1,00	1,10	0,16	0,27	0,17	0,17	2250	2000	0,60	0,90	1,35	0,50	0,75	1,15			
	8	1,35	1,00	1,10	0,14	0,24	0,14	0,17	2250	2000	0,60	0,90	1,35	0,50	0,75	1,15			
3	1,25	0,95	1,05	0,12	0,20	0,11	0,17	2075	1900	0,60	0,90	1,35	0,50	0,75	1,15				
	12	3,90	3,90	3,90	0,30	0,56	0,30	0,35	4850	4850	0,80	1,25	1,94	0,80	1,25	1,94			
	8	3,55	3,55	3,55	0,25	0,51	0,24	0,35	4450	4450	0,80	1,25	1,94	0,80	1,25	1,94			
5	3,20	3,20	3,20	0,22	0,43	0,19	0,35	4000	4000	0,80	1,25	1,94	0,80	1,25	1,94				
	12	3,35	2,70	2,90	0,27	0,52	0,28	0,31	4500	3750	0,74	1,22	1,93	0,72	1,18	1,88			
	8	3,10	2,50	2,70	0,23	0,48	0,22	0,31	4150	3450	0,74	1,22	1,93	0,72	1,18	1,88			
5	2,75	2,25	2,40	0,20	0,40	0,18	0,31	3800	3100	0,74	1,22	1,93	0,72	1,18	1,88				
	12	2,90	2,90	2,90	0,20	0,40	0,22	0,47	2200	2200	1,30	1,45	1,65	1,30	1,45	1,65			
	8	2,90	2,90	2,90	0,17	0,35	0,18	0,47	2200	2200	1,30	1,45	1,65	1,30	1,45	1,65			
5	2,90	2,90	2,90	0,15	0,30	0,14	0,47	2200	2200	1,30	1,45	1,65	1,30	1,45	1,65				
	12	2,20	2,20	2,20	0,20	0,40	0,22	0,47	1700	1700	1,30	1,40	1,55	1,30	1,40	1,55			
	8	2,20	2,20	2,20	0,17	0,35	0,18	0,47	1700	1700	1,30	1,40	1,55	1,30	1,40	1,55			
5	2,20	2,20	2,20	0,15	0,30	0,14	0,47	1700	1700	1,30	1,40	1,55	1,30	1,40	1,55				
	12	1,90	1,90	1,90	0,16	0,35	0,19	0,47	1450	1450	1,30	1,37	1,45	1,30	1,37	1,45			
	8	1,90	1,90	1,90	0,14	0,30	0,15	0,47	1450	1450	1,30	1,37	1,45	1,30	1,37	1,45			
5	1,90	1,90	1,90	0,12	0,25	0,12	0,47	1450	1450	1,30	1,37	1,45	1,30	1,37	1,45				

