

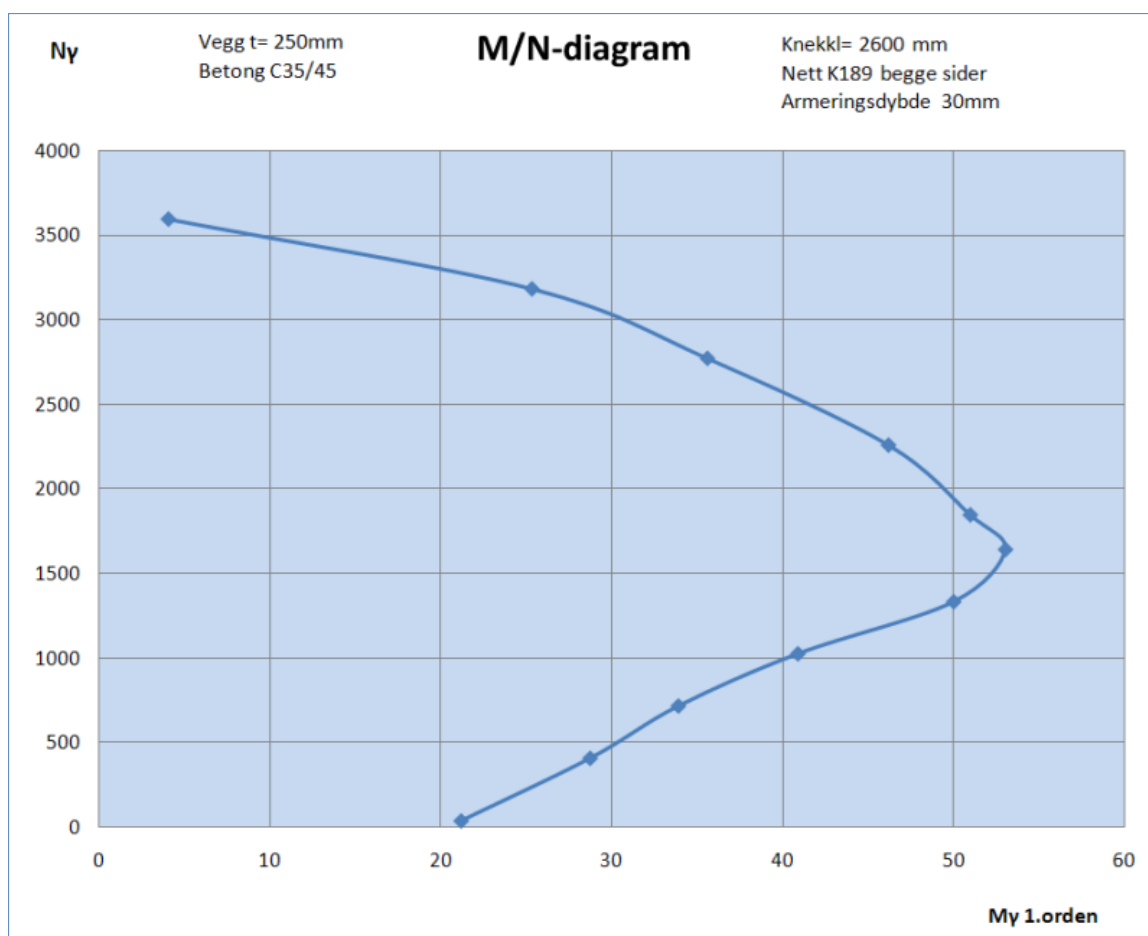
Prefabrikkerte massive vegger

Anbefalinger om bruk av massive vegger i bolig og næringsbygg



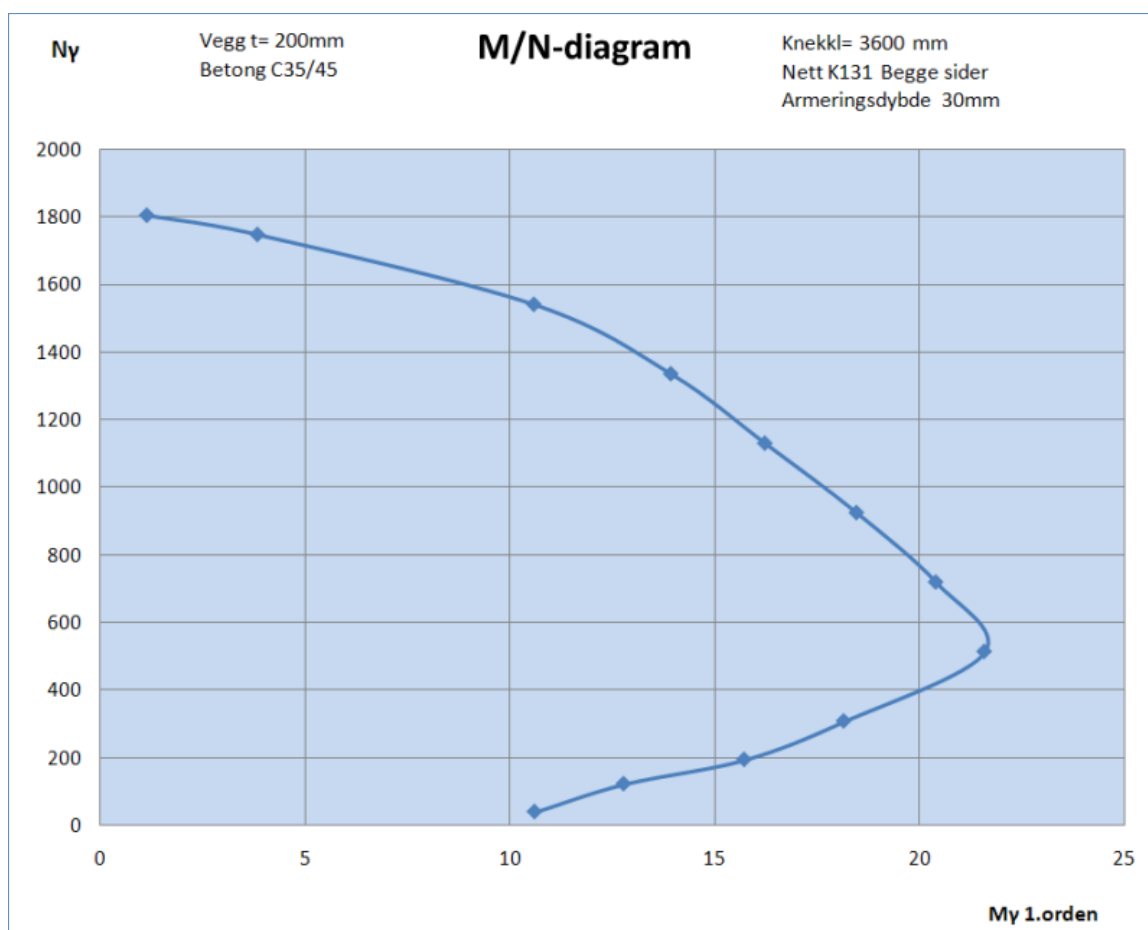
Innhold

Forord.....	7
Byggtyper	8
Boligbygg	8
Næringsbygg.....	10
Veggtyper	12
For- og etterspenning av vegger.....	12
Veggstørrelser	13
Armering av vegger	14
Armeringsregler iht. NS-EN 1992-1-1 Pkt. 9.6.1 - 9.6.3	14
Valg av minimumsarmering.....	14
Forutsetninger for valgt minimumsarmering	15
Regler for uarmerte vegger	16
Lastkapasitet veggelementer	17
Kommentar til diagrammene	17
Armerte vegger	17
Vegg 200 $I_k=2600$	17
Vegg 220 $I_k=2600$	17
Vegg 250 $I_k=2600$	18



.....19

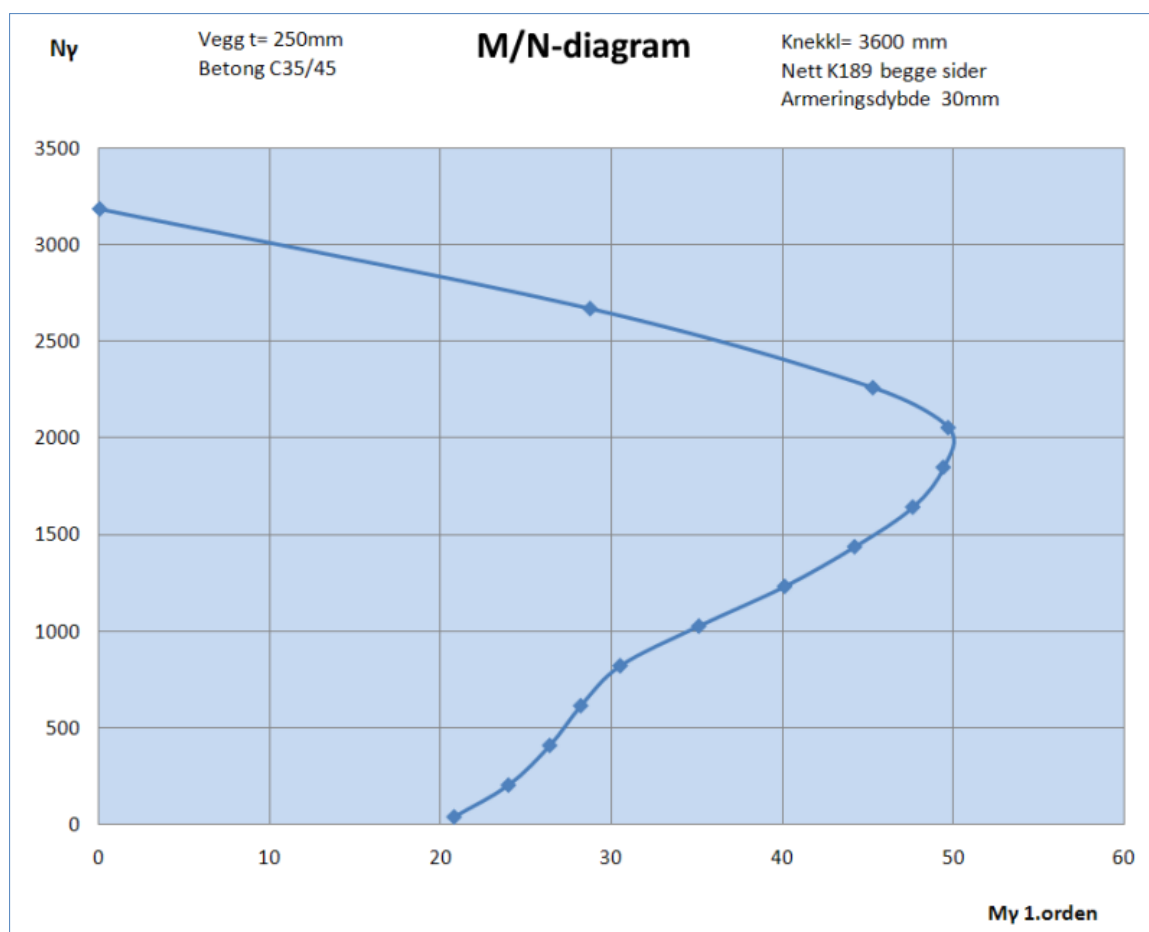
Vegg 200 $l_k=3600$20



.....20

Vegg 220 $l_k=3600$ 21

Vegg 250 $l_k=3600$ 22



.....	22
Uarmerte vegger	23
Knutepunkter	24
Vertikale fuger	24
Fuge med strekkeledd i topp	25
Utstøpt fuge med wire-løkker	26
Fuge med sveiseforbindelse	27
Fuge mot plasstøpt vegg	28
Elementvegg mot fasade	29
Horisontale fuger	30
Etasjebyggeri, tosidig opplegg	30
Etasjebyggeri, ensidig opplegg	33
Hulldekke på vegg med konsoll av betong	36
Hulldekke på vegg med påsveist vinkel	37
Strekkforankring av horisontal veggforbindelse	37
Vegg på søyletopp	40
Strekkforankring av vegg mot fundament	41

Opplegg på vegger.....	41
Stålbjelke på vegg.....	41
Stålsøyle på vegg.....	43
Opplegg av trapper og reposer.....	45
Pelefundamentering.....	46
Bestandighet.....	46
Brann.....	48
Branncellebegrensende vegg.....	48
Seksjonerende vegg.....	48
Beskyttelse av ståldetaljer.....	49

Forord

En mengde bygg benytter massive vegger av betong som vertikalbæring av dekker, som brannskiller og i trappe- og heissjakter.

I Betongelementboken utgitt av Betongelementforeningen er det gitt svært omfattende beskrivelse og dokumentasjon for bygging med betongelementer. Som praktisk hjelpemiddel kan Betongelementboken virke overveldende bare på grunn av sitt omfang og detaljeringsgrad. I denne publikasjonen er det med utgangspunkt i Betongelementboken og vanlig praksis hos produsentene, og laget en oversiktlig, rett på sak, beskrivelse av bygging med prefabrikkerte massive vegger.

Det er valgt å beskrive løsninger for to typiske byggtypen: Boligbygg og næringsbygg. Alle beregninger, tabeller og kurver er basert på NS-EN-1992-1-1 og Betongelementboken. Det er mange henvisninger til Betongelementboken. Denne kan kjøpes hos Betongelementforeningen, <http://www.betongelement.no/>, eller leses på nett <http://www.betongelement.no/betongbok/default.asp>.

De nummererte detaljene (Detalj 1 – 14) og eksempeltegninger for armerte og uarmerte vegger fra noen av produsentene finnes i vedlegget bak i dette dokumentet.

Redaksjonen har bestått av følgende personer:

Per-Egil Hovin,	Spenncon AS
Frank Hvidsten,	Loe Betongelementer AS
Thomas René Andersen,	Contiga AS

Redaksjonen ble avsluttet i mars 2010.

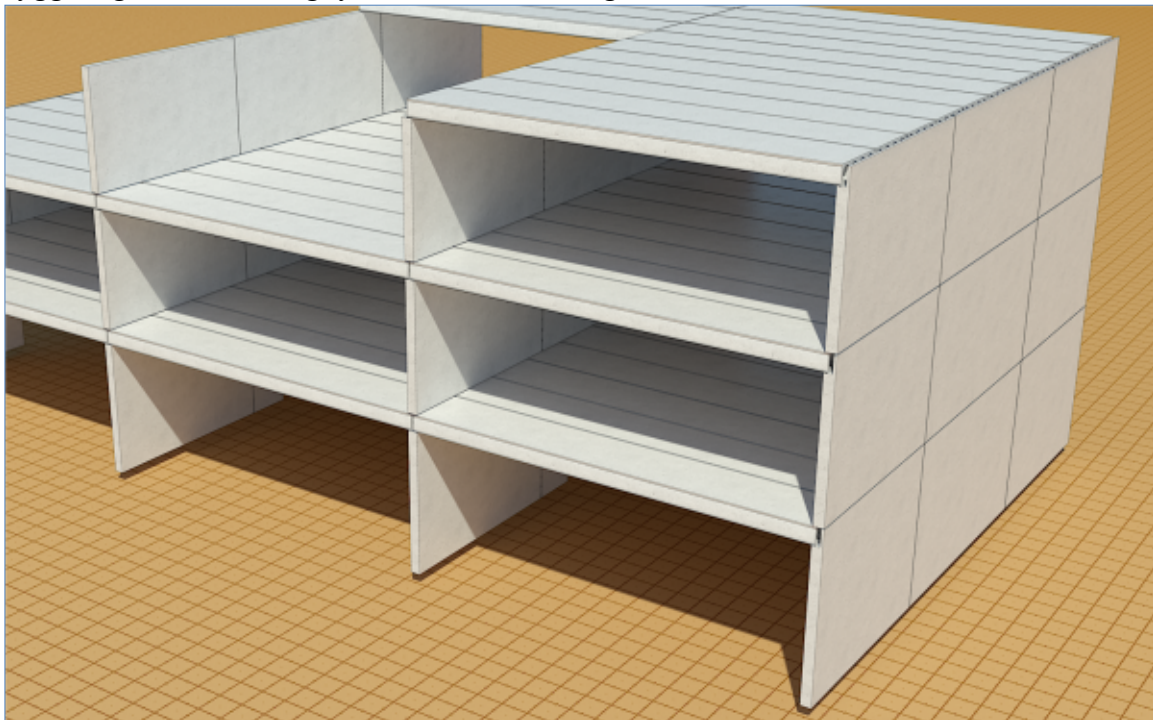
Byggtyper

Det er valgt å ordne stoffet etter to byggtyper. Forskjellen på byggtypene er etasjehøyde og typiske spennvidder på dekkene. Hvis en velger å bygge som beskrevet i en av de to konseptene, vil en kunne oppnå:

- Produsentene har formpark som er tilpasset konseptene, og kan dermed støpe raskere og til lavere pris.
- Det kan benyttes godt dokumenterte og utprøvde løsninger og knutepunktsdetaljer.
- Ingen overraskelser og omprosjekteringer.

Boligbygg

Boligkonseptet er basert på etasjebyggeri med bærende massive vegger og hulldekkeelementer. Veggene fungerer både som vertikalbæring, som avstivende skiver i bygget og som brann- og lydskille mellom leilighetene.



Det benyttes vanligvis to typer oppbygging av etasjeskillere:

Tunge hulldekkeelementer, HD320 Bolig, som er spesielt utviklet til boligformål og en tynn avretting under gulvbelegg. Dette systemet gir typisk:

- Fri høyde: 2440
- Brutto etasjehøyde: 2800
- Knekk lengde vegg: 2480

Lettere hulldekkeelementer, HD265, med en type systemgulv (f. eks Granab eller A-plan).

Dette systemet gir typisk:

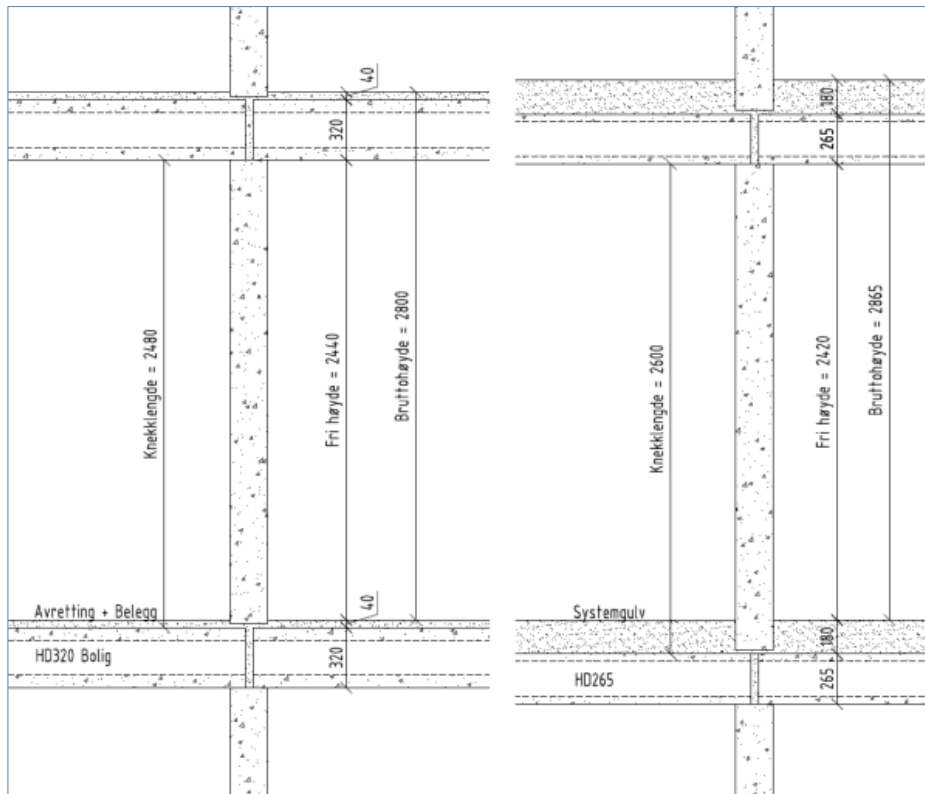
- Fri høyde: 2420
- Brutto etasjehøyde: 2875
- Knekk lengde vegg: 2420

Generelle anbefalinger om bruk av kompakte vegger i bolig og næringsbygg

Dok.id.: 1.2.4.14.3.2

Versjon: 2.00

Side: 9 av 49



For trappe- og heissjekter vil vertikallastene ofte bli så store at dekkelementene må legges ut på konsoll. Dette gir samme type system som vist i Næringsbygg under.

Næringsbygg

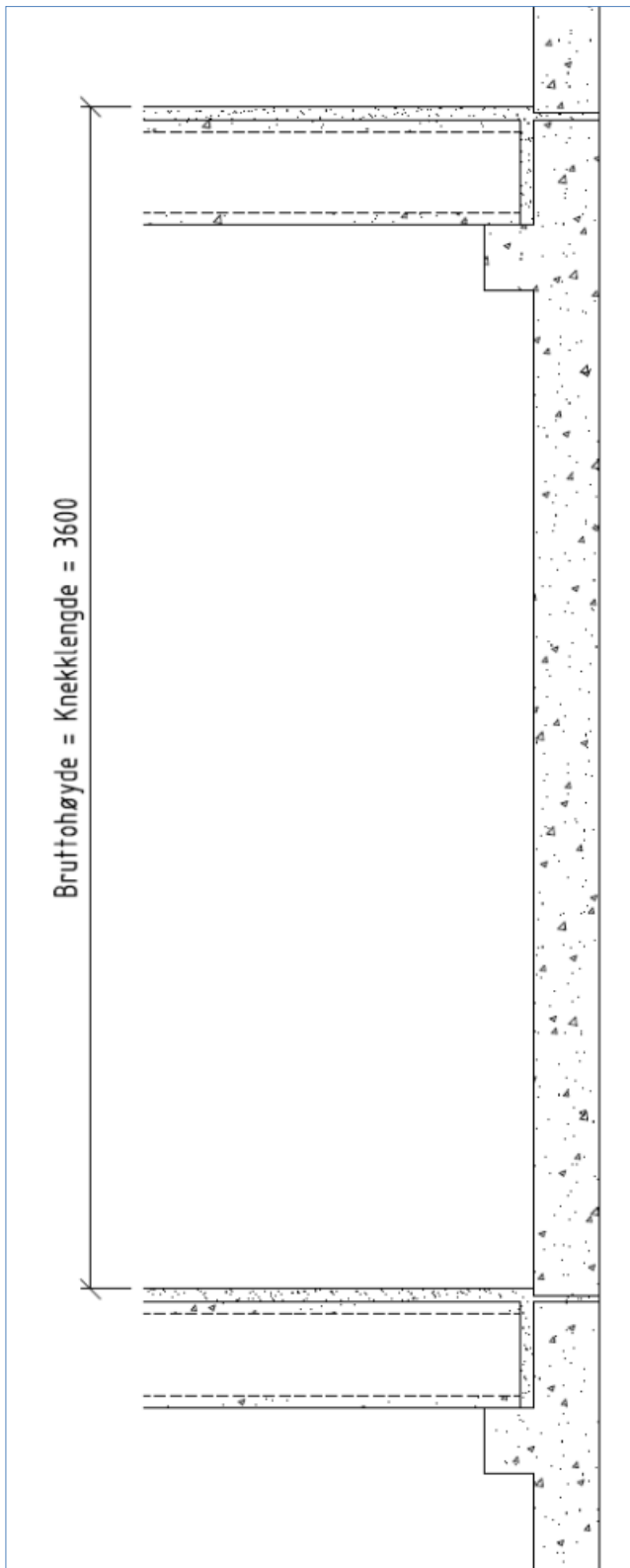
I næringsbygg er etasjehøydene typisk større enn i boligbygg.

Vanlig brutto etasjehøyde er rundt 3,6 meter. Veggelementer benyttes i hovedsak til trappe- og heissjakter.



For trappe- og heissjakter vil vertikallastene ofte bli så store at dekkeelementene må legges ut på konsoll. Dette gir veggens knekk lengde lik brutto etasjehøyde, og et større påført 1.ordens moment.

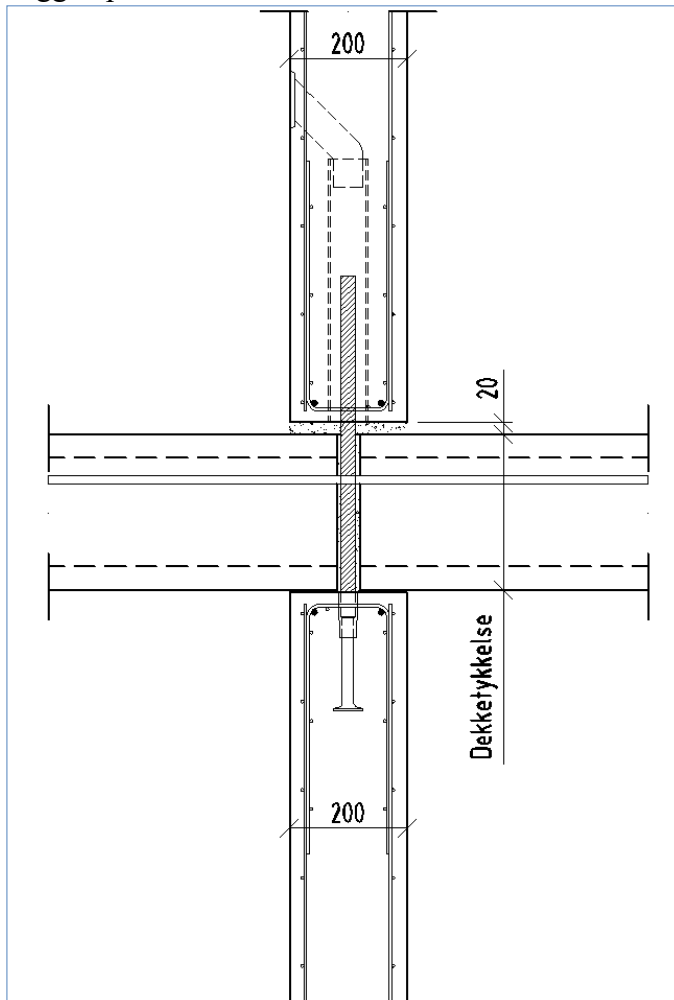
Med brutto etasjehøyde 3600, får vi et system som vist i figuren under.



Veggtyper

Standard tykkelse på massive vegger er 200mm.

Veggen produseres armert eller uarmert.



Med veggtykkelse på 200mm oppnår en:

- Tilfredsstillende kapasitet
- Tilfredsstillende oppleggslengder for dekkelementer
- Normalt god armeringsoverdekning
- Gode lydegenskaper
- Plass til nødvendig innstøpningsgods, slik som løfteanker, strekkforbindelse osv.
- Produsentene er alltid rigget for denne veggtypen

I noen tilfeller er det nødvendig å velge større tykkelse (aldri mindre).

En vanlig forekommende situasjon er parkering i nederste etasje. Da må veggene, om den er armert, tilfredsstillende eksponeringsklasse XD3, og overdekningen må økes¹.

Ved behov for større veggtykkelse, velges 220 mm eller 250 mm.

For- og etterspenning av vegger

For- og etterspenning i vegger benyttes for å øke konstruksjonens stivhet.

Om veggene har stor høyde og store bøyemomenter, kan det være hensiktsmessig, i tillegg til vanlig slakkarmering, å benytte spenntau. Elementene støpes da i former som tåler

¹ Det er også mulig å gi den nederste delen av veggene et overflatebelegg. Dette faller normalt dyrere.

oppspenning eller på spennbenker. Disse elementene håndteres som vanlige slakkarmerte elementer og de konstruktive detaljene er de samme.

I bygg med mange etasjer og lite avstivende vegger (skjærvegger), kan det være aktuelt å etterspenne konstruksjonen for å sikre at bygget har tilstrekkelig stivhet.

Veggelementene støpes i slike tilfeller med trekkerør for plassering av spennstenger.

Montering av elementene gjøres normalt av prefableverandøren. Plassering, oppspenning og gysing av spennstengene utføres av egne entreprenører som er spesialisert for dette.

Veggstørrelser

Største mulige elementstørrelse er begrenset av 4 faktorer:

1. Støpebordets størrelse
2. Muligheten for plassering av løfteanker
3. Transport
4. Byggeplasskranens størrelse og plassering
5. Vipping av lange vegger

I praksis vil det være punkt 2. og 3. som virker begrensende.

Når elementvekten passerer **10 tonn** må plassering av løfteankere vurderes spesielt. Disse ankerene krever mye massiv betong og tilleggsarmering for forankring.

De hengertypene som benyttes til transport og faren stabilitetsbrudd (vipping) av elementet under heising gir begrensninger på elementenes størrelse:

	Vekt	Største lengde [m]
Næringskonsept (h=3,6 m)	16,2 tonn	9,0
Boligkonsept (h=2,8 m)	15,6 tonn	12,0*

*Begrenset av fare for vipping.

Armering av vegger

I standardens anbefalinger for minimumsarmering er det tatt hensyn til en del effekter som ikke opptrer

Armeringsregler iht. NS-EN 1992-1-1 Pkt. 9.6.1 - 9.6.3

Armede vegger, dvs. vegger der det er tatt hensyn til armeringen i dimensjoneringen, skal det ligge armering i hovedretningene med et tverrsnittsareal som minst bør være:

1. $A_{svmin} = 0,002 A_c$ vertikalt i vegger
2. $A_{shmin} = 0,15 A_c f_{ctm} / f_{yk}$ horisontalt i innvendig vegger i bygg
3. $A_{shmin} = 0,3 A_c f_{ctm} / f_{yk}$ horisontalt i utvendige vegger i bygg

I konstruksjoner hvor det forlanges sterk begrensing av rissviddene, bør armeringen være minst dobbelt så stor som angitt ovenfor.

Vi velger å tolke bør dit hen at vi kan lempe på disse kravene under gitte forutsetninger.

Minimumsarmering for en 200mm tykk vegg med betongkvalitet C35/45 er

1. $A_{svmin} \geq 0.002 \times 200 \times 1000 = 400 \text{ mm}^2/\text{m}$
2. $A_{shmin} = 0,15 \times 200 \times 1000 \times 3.21 / 500 = 193 \text{ mm}^2/\text{m}$

Tilsvarende minimumsarmering for veggtykkelse 220mm med betongkvalitet C35/45 er

1. $A_{svmin} \geq 0.002 \times 220 \times 1000 = 440 \text{ mm}^2/\text{m}$
2. $A_{shmin} = 0,15 \times 220 \times 1000 \times 3.21 / 500 = 212 \text{ mm}^2/\text{m}$

Tilsvarende minimumsarmering for veggtykkelse 250mm med betongkvalitet C35/45 er

1. $A_{svmin} \geq 0.002 \times 250 \times 1000 = 500 \text{ mm}^2/\text{m}$
2. $A_{shmin} = 0,15 \times 250 \times 1000 \times 3.21 / 500 = 241 \text{ mm}^2/\text{m}$

Valg av minimumsarmering

Valgt minimumsarmering for massiv vegg med tykkelse 200mm er 262mm² (Nett K131 i hver side av veggen)

Denne armeringsmengden tilfredsstiller standardens anbefalte minstekrav til horisontalarmering men ikke vertikalarmering.

Følgende forhold taler for å kunne redusere minimumsarmeringen i prefabrikkerte elementer i forhold til de generelle reglene som er gitt i NS-EN 1992-1-1:

Elementene produseres og lagres under gunstige forhold, og blir ikke utsatt for tvangskrefter av betydning under herdeprosessen. Mye av kryp og svinn har skjedd før montering og sammenkobling i det ferdige bygg, og vegg - elementene har liten utstrekning sammenliknet med en plasstøpt vegg, slik at krefter fra svinn og kryp i det sammenkoblede bygget også blir mindre for det enkelte veggelement enn for kontinuerlig plasstøpte konstruksjoner.

Knutepunktene til dekket og evt. andre konstruksjoner er fritt dreibare, eller innspenningskreftene er små og påregnelige i forhold til plasstøpte vegger - dekker der forbindelsene ofte er monolittiske og kan overføre store innspenningsmomenter og tvangskrefter. En prefabrikkert vegg vil derfor ha betydelig mindre risiko for å knekke vertikalt som følge av en ulykke - situasjon eller utilsiktet lastsituasjon.

Vegger med strekkpåkjenning har veldefinerte forankringspunkter/kapasiteter som også normalt tilleggsarmeres. Forankringspunkter plasseres normalt nær kant av vegg, der vi har tilleggsarmering fra randarmering slik at minimumsarmering lokalt er tilfredsstilt.

Veggene blir tilleggsarmert med randarmering, armering ved løftepunkter og evt. Strekk - forankringer, og vil således normalt tilfredsstille samlet krav til minimumsarmering for veggen iht. NS-EN 1992-1-1

Forutsetninger for valgt minimumsarmering

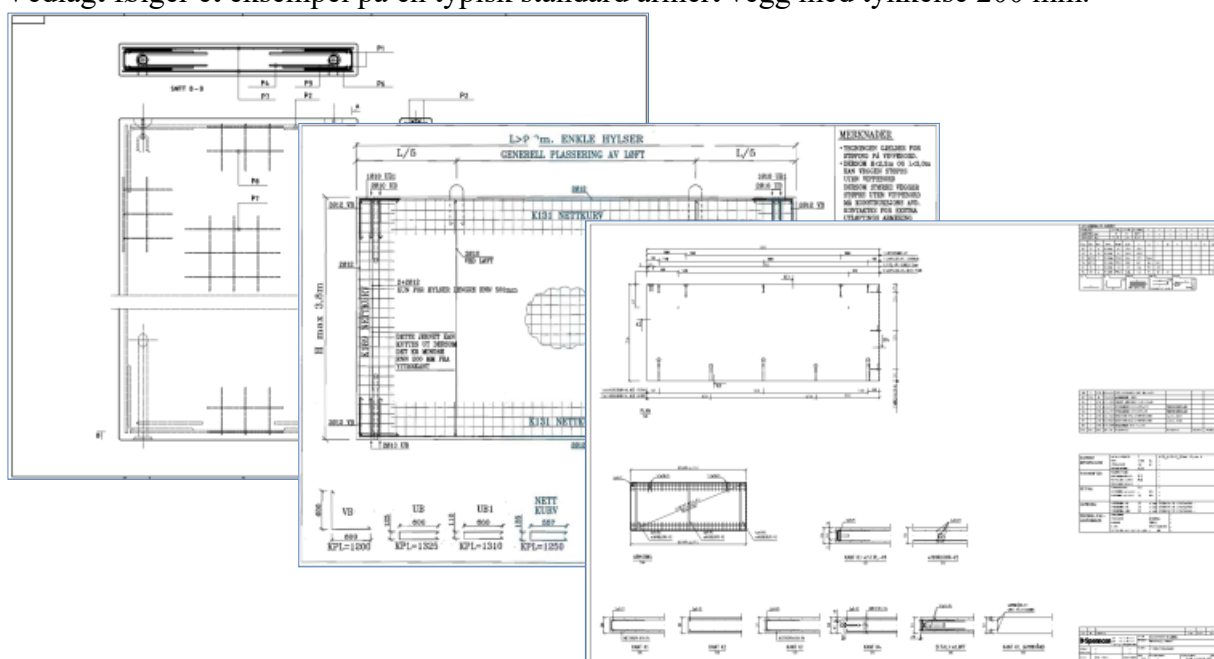
Følgende krav må være tilfredsstillt for å kunne benytte vår valgte minimumsarmering: Statisk nødvendig armering må ikke overskride angitt minimumsarmering. Gjelder også krav til skjærarmering.

1. Ordens momenter må inkludere utilsiktet eksentrisitet grunnet toleranser i forhold til teoretisk lastplassering, innspenning og formfeil. (dette er ivaretatt i vedlagte M/N-diagrammer for de knutepunkter/løsninger som er beskrevet i dette hefte)

Innspenningsforholdene til dekker og tilstøtende konstruksjoner må være vurdert og effektene ivaretatt i vurderingen av 1.ordens momentet.

Konstruksjonen skal ikke ha skjærpede krav til rissvidder.(miljøkrav, utendørs konstruksjon etc.).

Vedlagt følger et eksempel på en typisk standard armert vegg med tykkelse 200 mm.



Eksempler på armerte vegger (se vedlegg)

Regler for uarmerte vegger

NS-EN 1992-1-1 punkt 12 gir anvisninger for bruk av uarmerte vegger: Anvisningene gjelder for vegger som hovedsakelig er utsatt for trykk (ikke forspenning) og hvor man kan se bort fra dynamiske virkninger. I bygninger antas betingelsene for hovedsakelig å være utsatt for trykk å være tilfredstilt dersom veggene er tilnærmet kontinuerlig understøttet og ikke være utsatt for større veltemoment enn at den er stabil i kraft av sin permanente last. (ikke strekk). For å kunne se bort fra dynamiske virkninger, forutsetter vi at jordskjelv dimensjoneres basert på konstruksjonsfaktor $q \leq 1.5$ (DCL eller lav duktilitet).

Vegger i uarmert betong er ikke til hinder for at det kan legges inn armering lokalt og i visse deler av elementet, og at denne armeringen kan tas hensyn til ved påvisning av kapasitet lokalt.

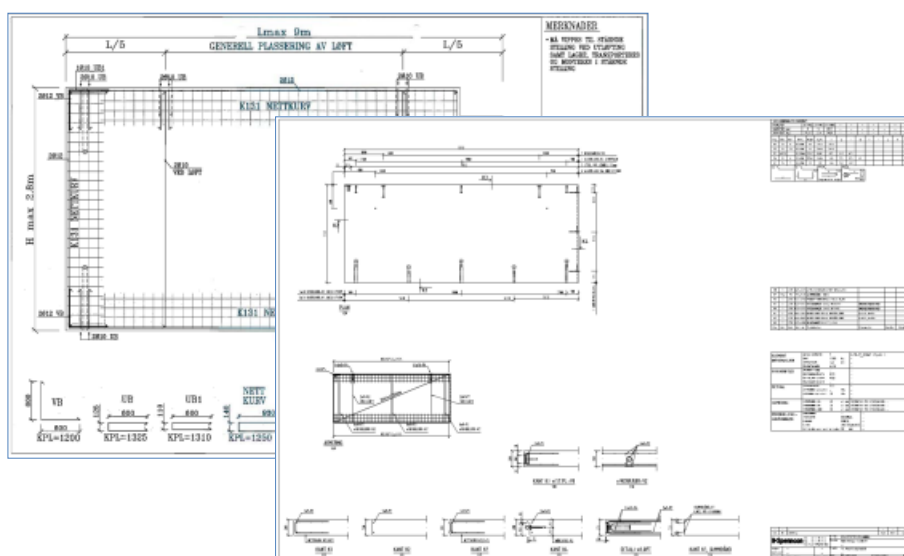
For øvrig skal følgende betingelser være ivaretatt:

Det skal påvises at veggen kan oppta de dimensjonerende statiske lastene den utsettes for uten å benytte betongens strekkfasthet.

Det legges randarmering langs alle frie kanter (og utsparinger) samt nettkurv i topp og bunn for å ivareta spaltestrekk som følge av laster på topp og i bunn av veggen.

Det legges armering med kapasitet til å oppta alle strekk-krefter ved løft/ håndtering av elementet.

Vedlagt følger et eksempel på en standard uarmert vegg med tykkelse 200mm.



Eksempler på uarmerte vegger (se vedlegg)

Lastkapasitet veggelementer

Kapasitetene er beregnet med forutsetninger som beskrevet i ”Armering av vegger” over. Det er også viktig å merke seg at ved etasjebyggeri vil kapasiteten av horisontalfuga og veggelementets spaltstrekkkapasitet ofte være dimensjonerende (se *Detalj 6: Horisontalfuge med tosidig opplegg* og *Detalj 7: Horisontalfuge med ensidig opplegg*).

Kommentar til diagrammene

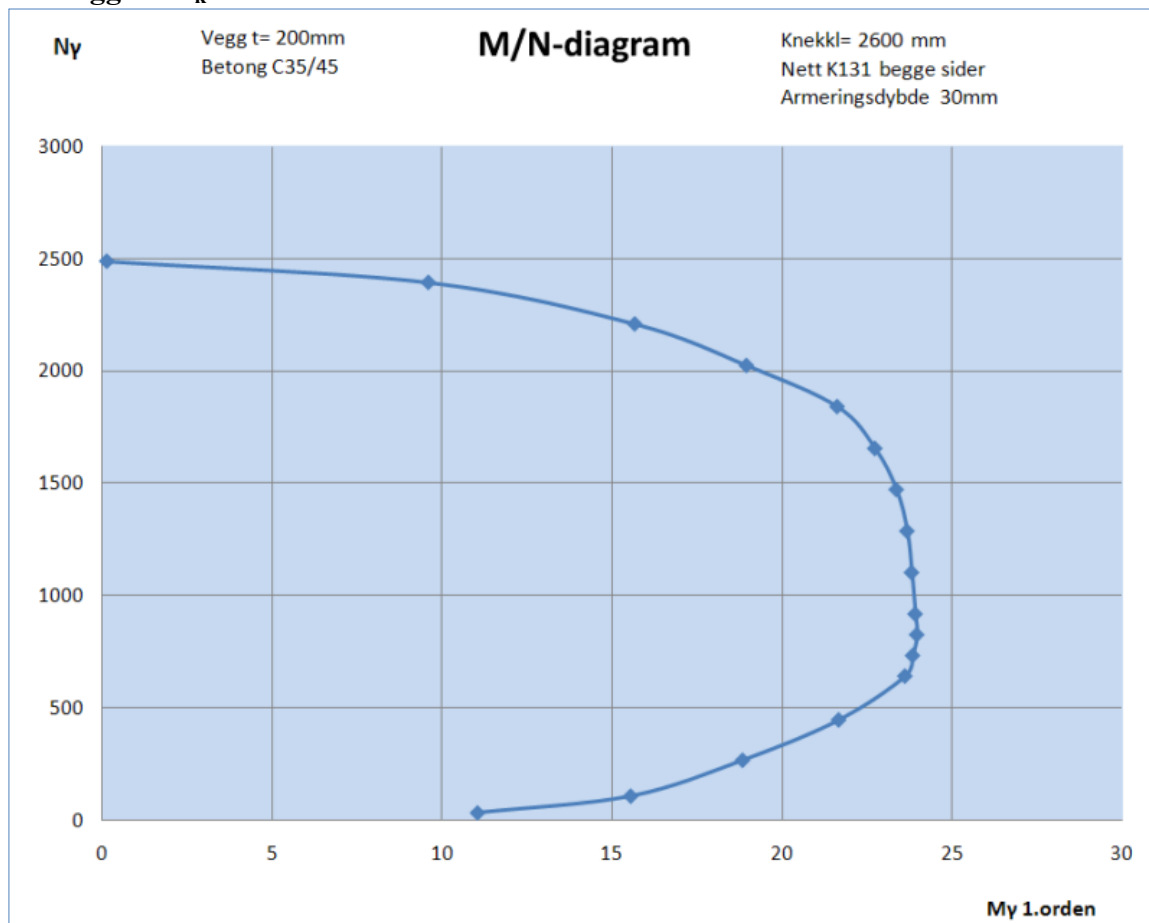
Kapasitetsberegningene er gjort med BTSNITT fra Sivilingeniør Ove Slette <http://www.ove-sletten.no/>.

Som man ser er diagrammene ikke like regulære som man er vant til å se dem. Diagrammene er laget ved at man har valgt aksiallast i passende intervaller og satt på momenter til maksimal utnyttelse. Ved små armeringsmengder kan man få flere tøyningstilstander som gir utnyttelse opp mot 1,0. Der vi kommer i nær knekkpunktet i M/N-diagrammet har vi valgt ikke å utnytte den tøyningstilstand som gir absolutt maksimalt moment, da denne normalt ikke er anvendelig. (små reduksjoner i aksiallast fører til at vi kommer utenfor kapasitetsdiagrammet).

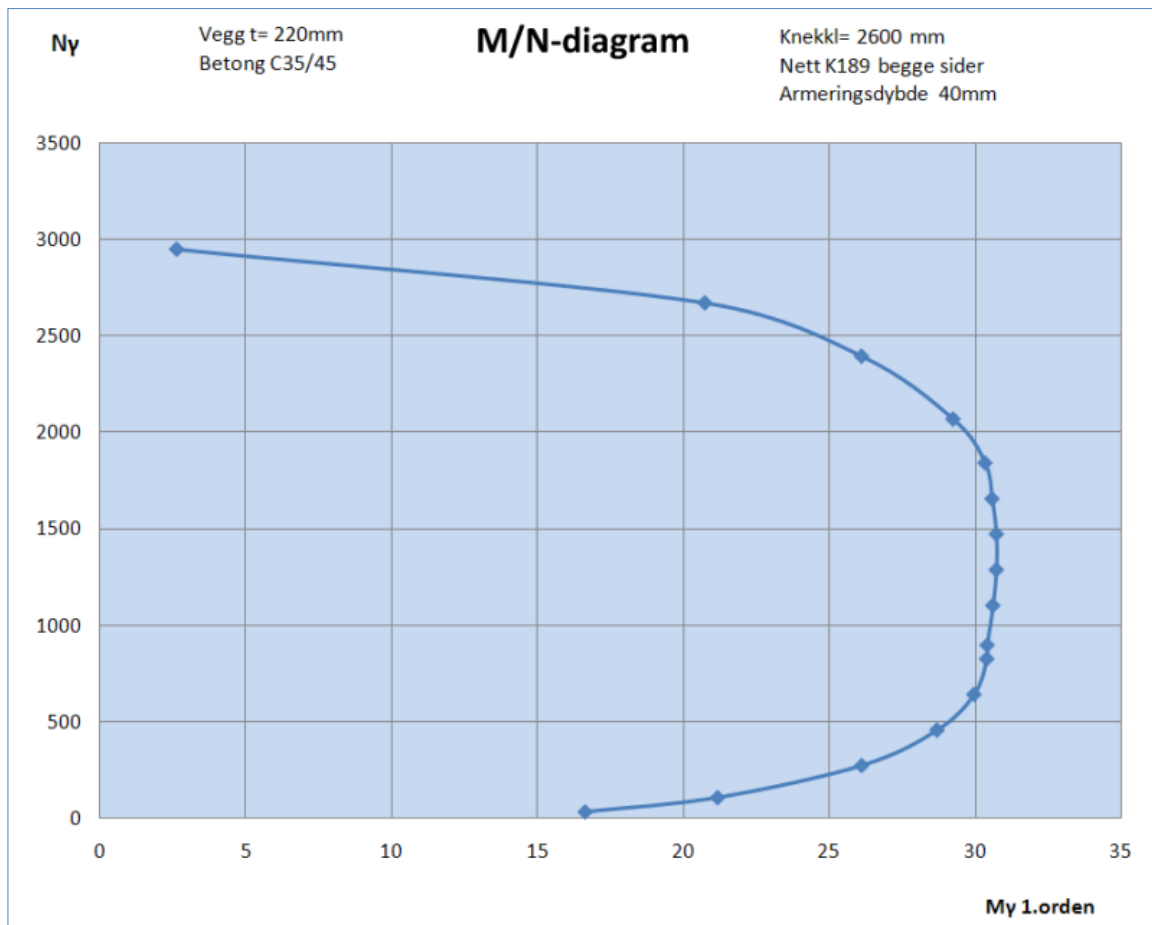
Diagrammene angir brudd- kapasiteter for aksiallast og moment. Merk at $M_{\gamma 1.orden}$ i diagrammene er maksimal kapasitet for bruddmoment *reduisert med et eksentrisitetsmoment der aksiallasten er multiplisert med en eksentrisitet på 10mm og en formfeil på $h/400$* . (Merk at BT-snitt regner med formfeilen men legger kun til minimumseksentrisitet dersom denne er større enn 1.ordens momentet.) Nevnte eksentrisitet antas å ivareta ”normale toleranser” for lastplassering.

Armerte vegger

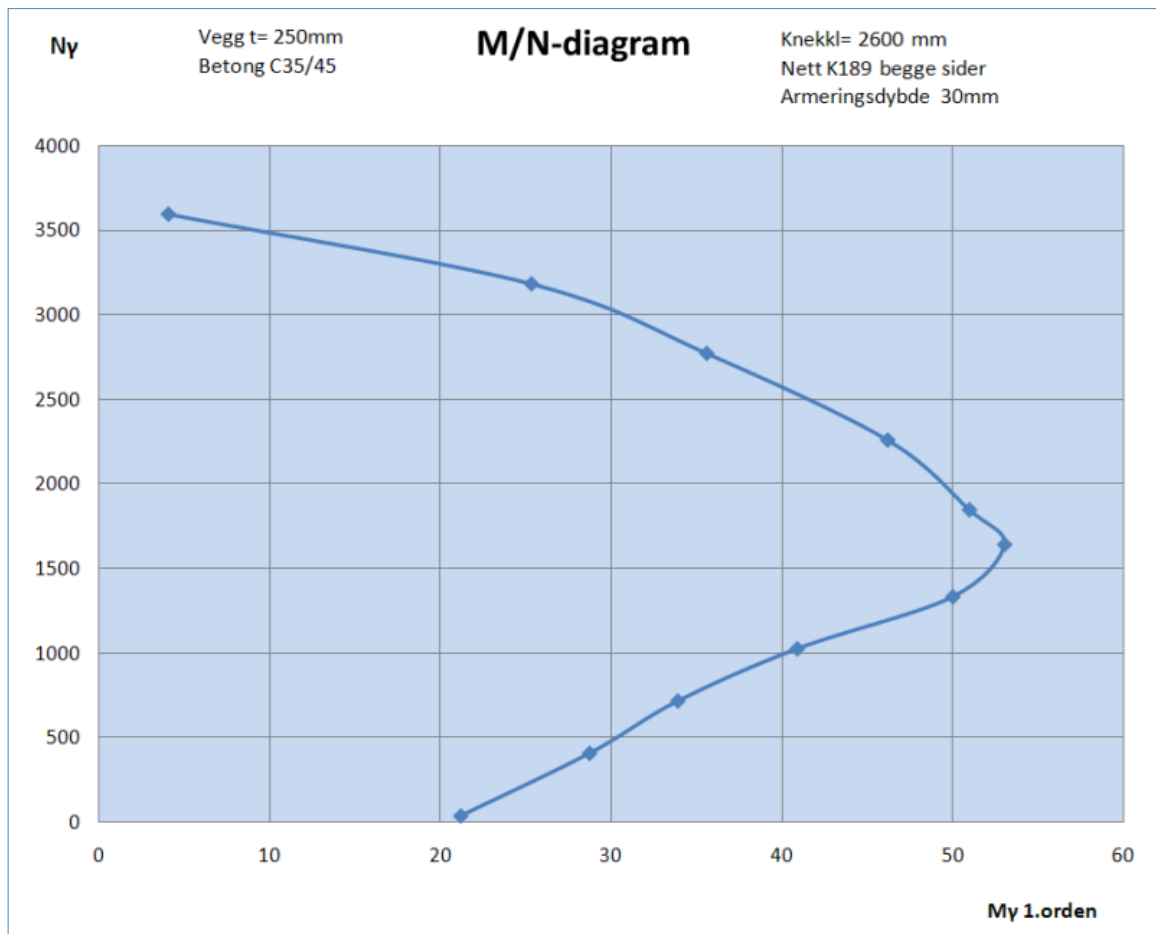
Vegg 200 $l_k=2600$



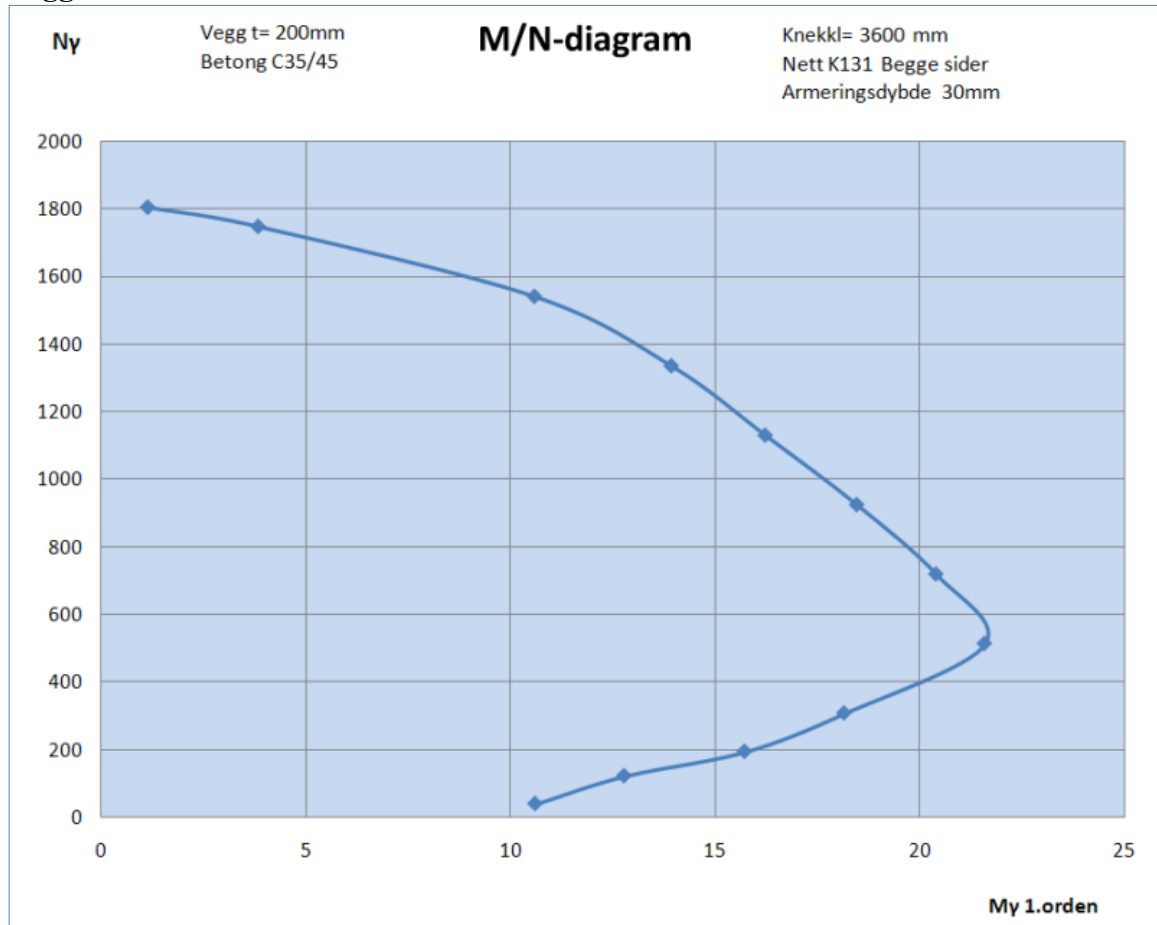
Vegg 220 $l_k=2600$



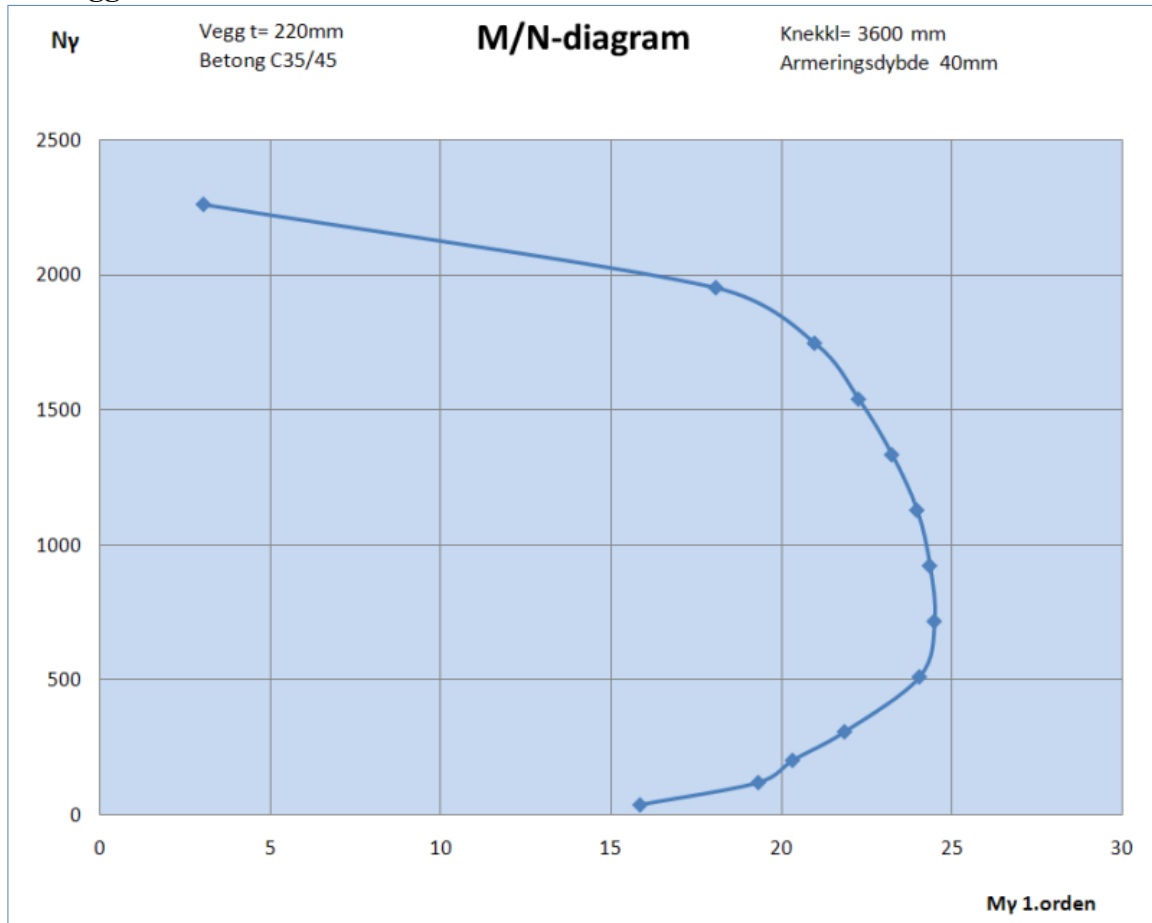
Vegg 250 $l_k=2600$



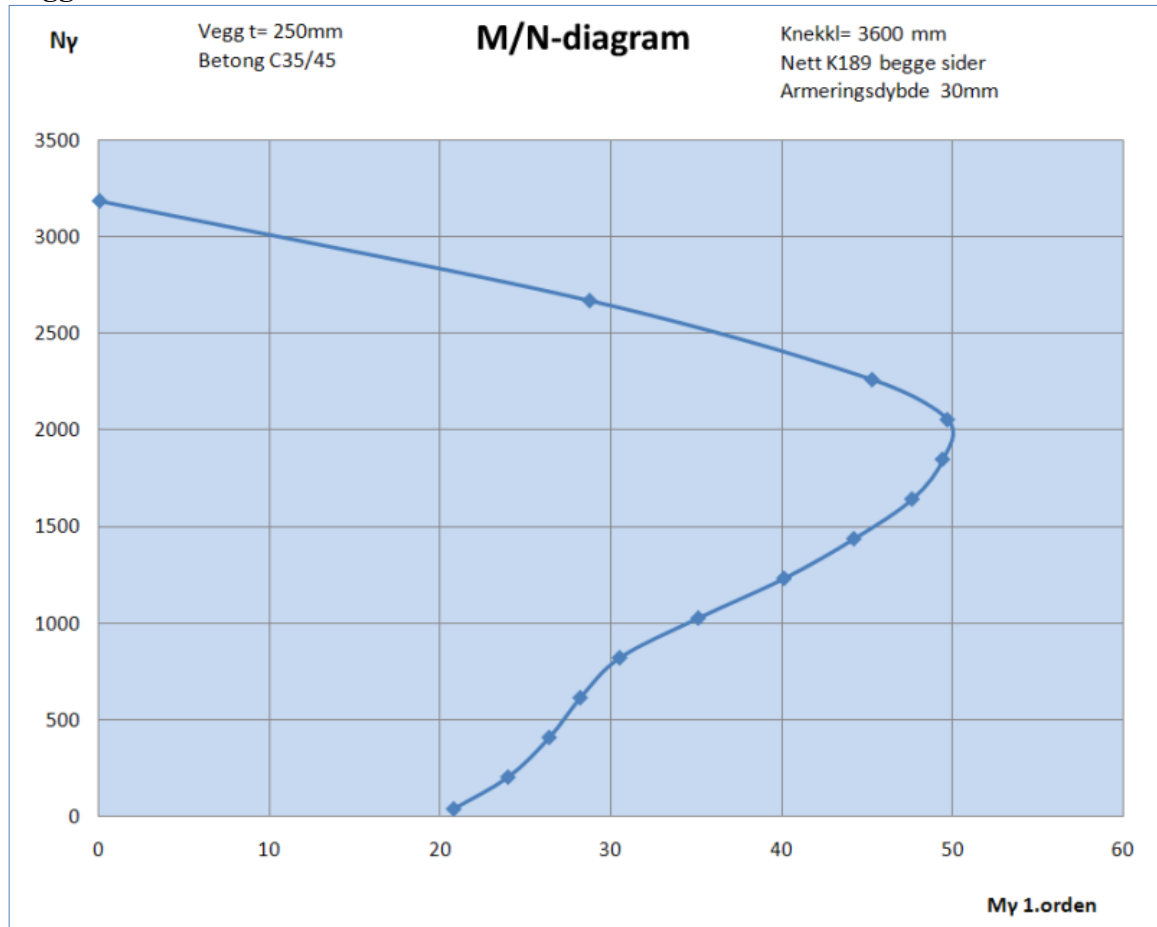
Vegg 200 $l_k=3600$



Vegg 220 $l_k=3600$



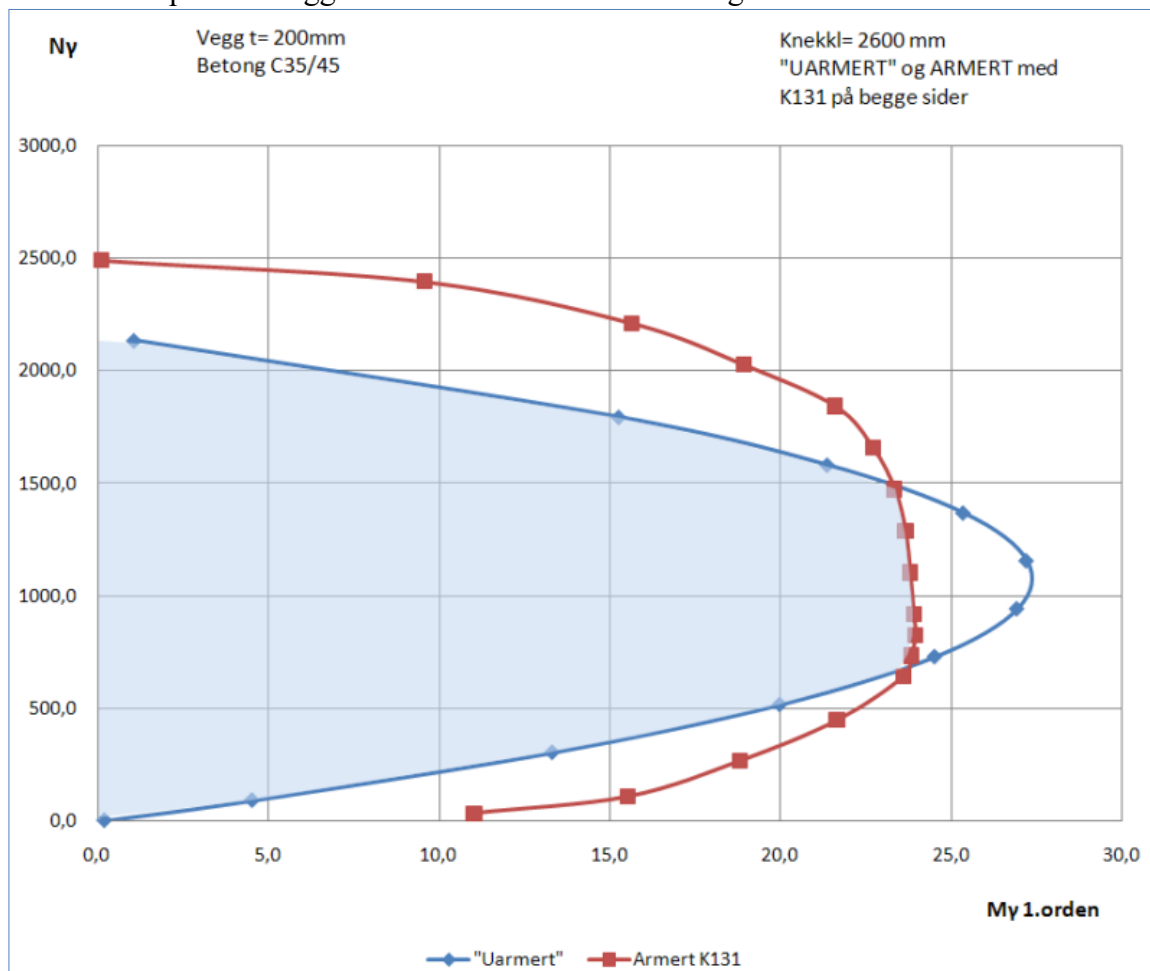
Vegg 250 $I_k=3600$



Uarmerte vegger

For å være på sikker side anbefales det å begrense momentkapasiteten noe i forhold til beregningen etter standarden. Det anbefales derfor å benytte kapasiteten som framkommer som den minste av kapasitetene funnet ved beregning etter reglene for uarmert vegg og armert vegg (med "litt" armering.)

Anbefalte kapasiteter ligger i skravert område i M/N-diagrammet under.



Knutepunkter

Knutepunktene i teksten ligger som vedlegg i slutten av dokumentet og de kan lastes ned som dwg- eller pdf-filer fra betongelementforeningens websider:

<http://www.betongelement.no/default.asp>.

Vertikale fuger

Avhengig av i hvilken grad fuga skal overføre skjærkrefter, velges en av løsningene under.

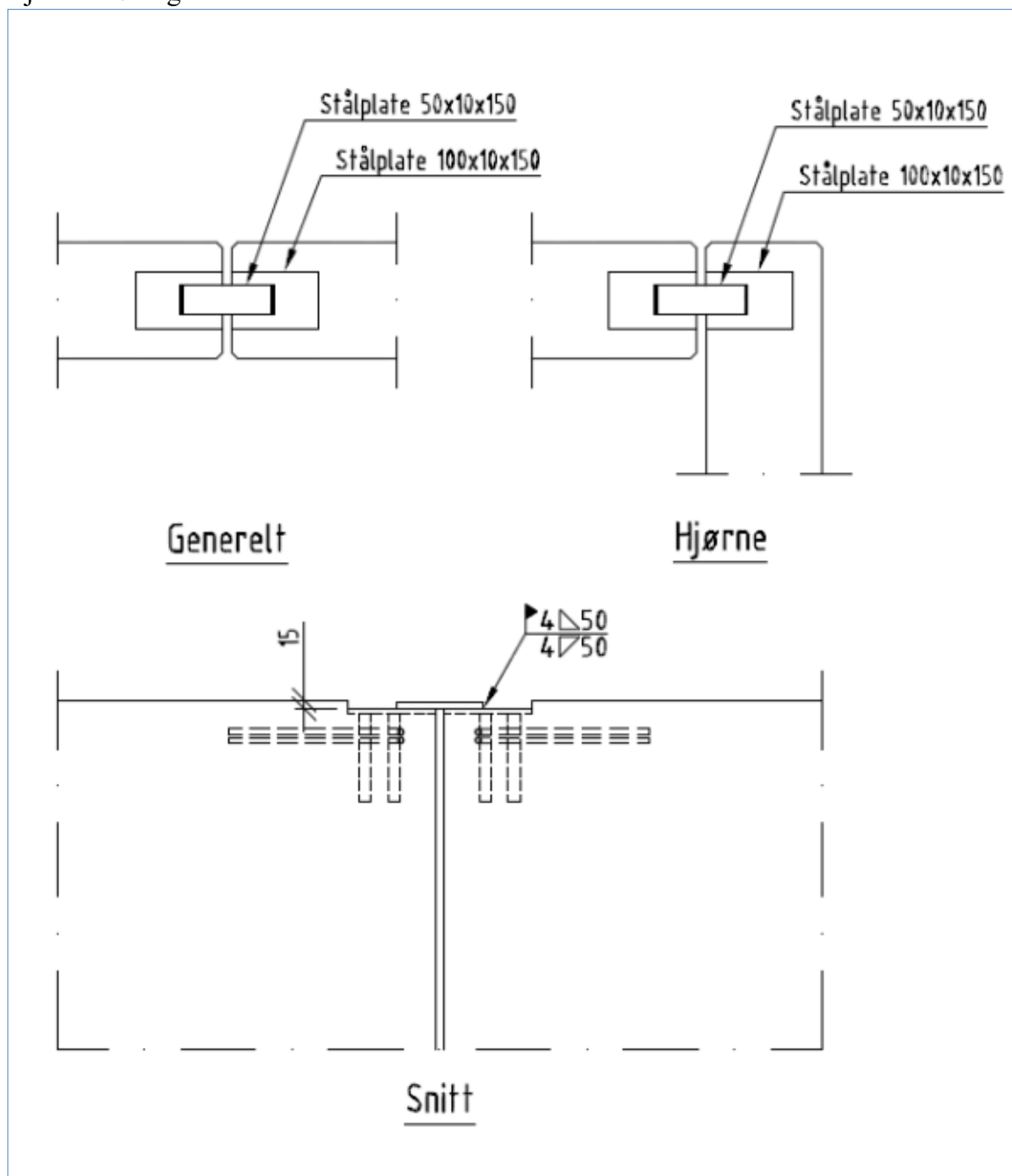
Fugeløsninger som ikke medfører utstøping av fuga må tettes med fuging og evt. dyttes med lafteremse. Se kapittel ”Brann” under.

Fuge med strekkledd i topp

Dette er minimumsløsningen. Forbindelsen sikrer korrekt og sikker montasje.

Hvis en velger å støpe ut fugen, vil den kunne ta en liten skjærkraft.

Der det opptrer skjærkrefter av betydning, anbefales en av løsningene under som er ment for skjæroverføring.



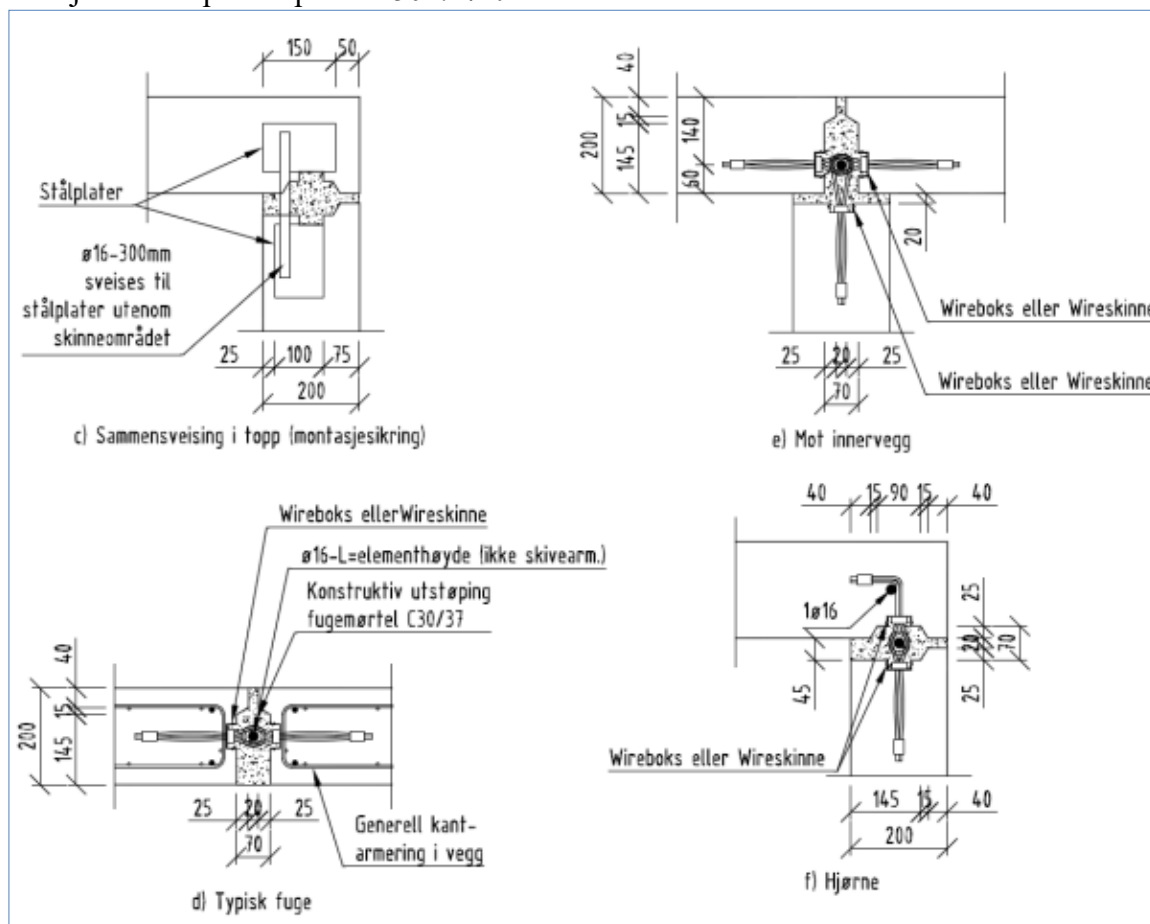
Detalj 1: Vertikal fuge med strekkledd i topp.

Utstøpt fuge med wire-løkker

Denne fugeløsningen benyttes når det skal overføres skjærkrefter i fugene. Fugas kapasitet avhenger av hvor mange løkker som benyttes. De forskjellige produsentene av wire-løkker opererer med forskjellige kapasiteter og utførelser.

For overslag kan en anta at hver løkke gir en skjærkapasitet på **33 kN**.

Wire-løkkene kan plasseres med en senteravstand på ned til 250 mm. En vil dermed kunne få en skjærkraftkapasitet på ca. **130 kN/m**.

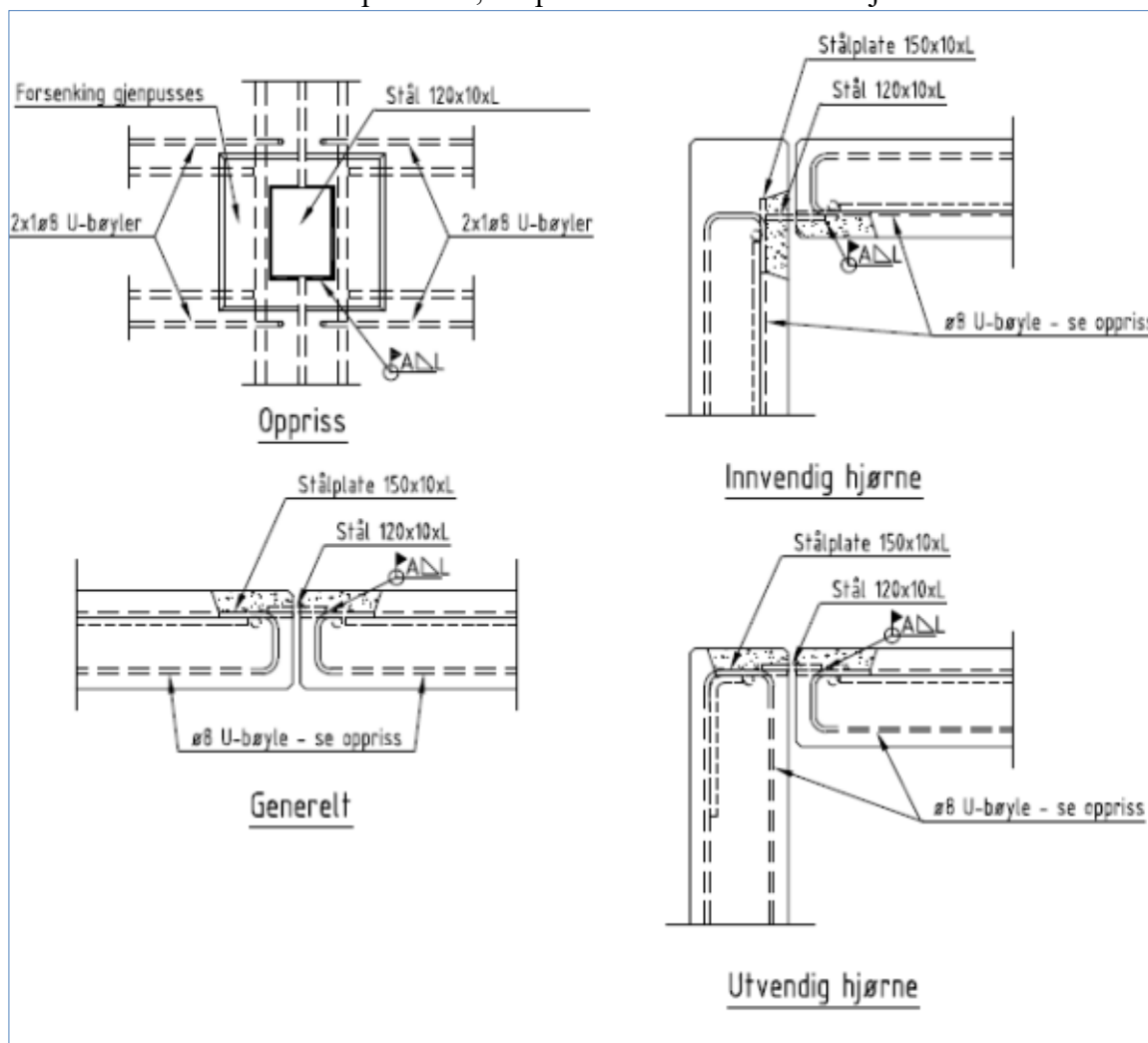


Detalj 2: Utstøpt vertikal fuge med wire-løkker.

Fuge med sveiseforbindelse

Denne løsningen benyttes for å ta skjærkrefter i fuger. Løsningen krever ikke gysing av fuga, men stålplatene må pusses igjen for brannbeskyttelse.

Løsningen brukes gjerne i forbindelse med stabiliserende sjakter. En må da passe på at sveiseren har et dekke å stå på. Altså, stålplata kan ikke være inn i sjakta.



Detalj 3: Sveiseforbindelse for skjæroverføring.

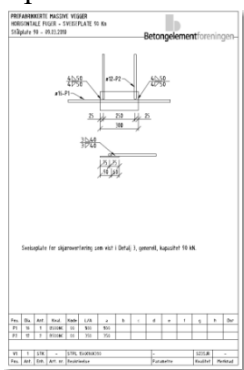
I tabellen under er vist detaljer for lett og tung utførelse. Det er verdt å merke seg at ved utvendige hjørner må en benytte en annen variant av innstøpt plate enn for rett vegg og innvendig hjørne.

Den lette varianten (90 kN) bygger 800 mm i høyde.

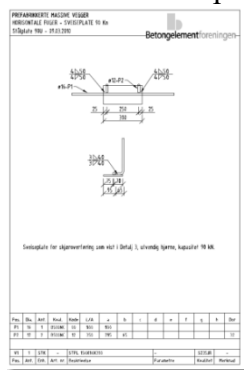
Den tunge varianten (260 kN) bygger 1400 mm. Det er dermed normalt ikke plass til mer enn én plate i hver etasje.

Skjærkraft [kN]	Innstøpt stålplate med påsveist armering	Laskeplate
90	150x10x300 (Stålplate 90 eller 90U)	120x10x180
260	150x10x500 (Stålplate 260skjæroverøring eller 260U)	120x10x420

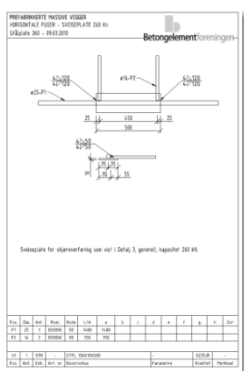
Kapasitetene i tabellen over forutsetter bruk av stålplater som vist i vedlegg.



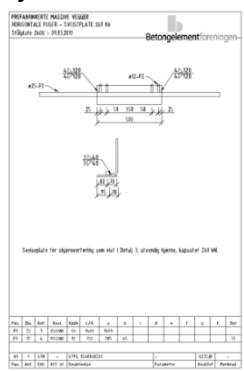
Stålplate 90kN, generell



Stålplate 90kN, utvendig hjørne



Stålplate 260kN, generell



Stålplate 260kN, utvendig hjørne

Fuge mot plasstøpt vegg

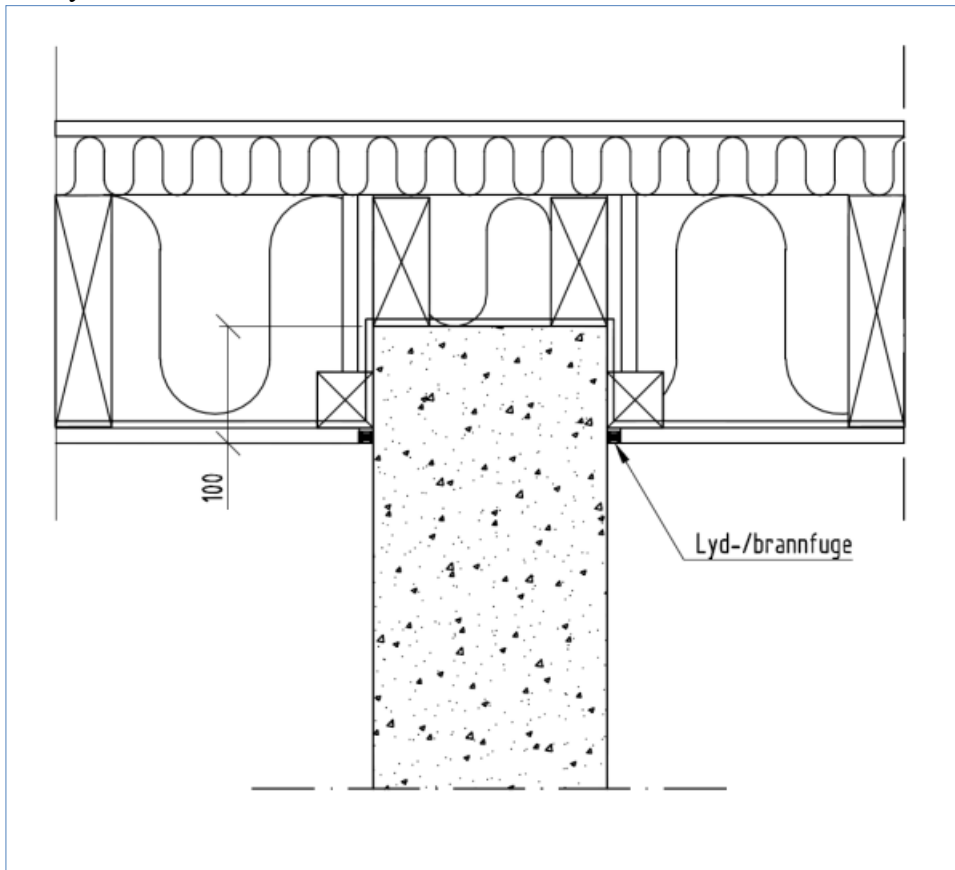
Alle metodene over (Detalj 1 – 3) kan også benyttes for fuge mellom elementvegg og plasstøpt vegg.

Av hensyn til montasesikkerhet må det alltid være minimum en strekkforbindelse i toppen av elementveggen. Dvs. Detalj 1 er minimumsløsningen.

Elementvegg mot fasade

Når massive vegger brukes som leilighetsskillevegger, må den avsluttes et stykke inn i fasade for å sikre god lydtetting mellom leilighetene.

I bind E i Betongelementboken E9 på side 56 -> er det gitt flere anvisninger for detaljering mht lyd.

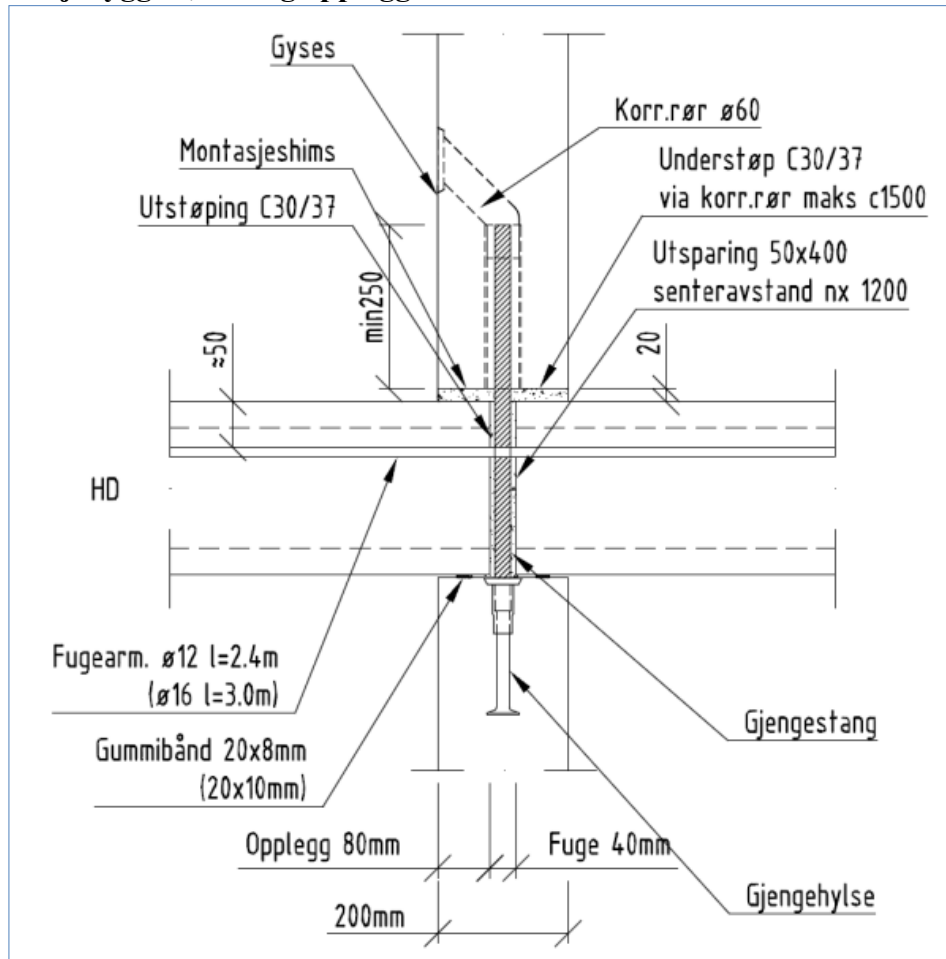


Detalj 5: Massiv vegg mot fasade av bindingsverk.

Horisontale fuger

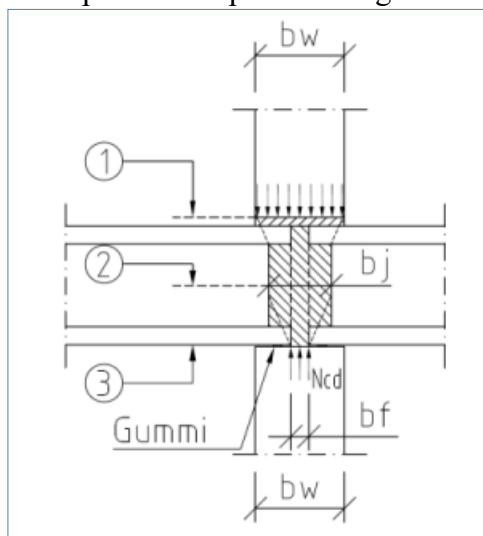
I etasjebyggeri, vil knutepunktet (figur 6 og figur 7) like ofte være bestemmende for konstruksjonens vertikale lastkapasitet som veggelementets kapasitet (se "Lastkapasitet veggelementer").

Etasjebyggeri, tosidig opplegg



Detalj 6: Horisontalfuge med tosidig opplegg.

Knutepunktets kapasitet beregnes ved å betrakte 3 snitt gjennom knutepunktet:



1. Understøp $N_{cd} = f_{cdvegg} \cdot b_w$

(Understøp under vegg over. Tynn fuger er ikke dimensjonerende – se Betongelementboken B18.8 Mørtel side223)

2. Fugestøp $N_{cd} = f_{cdfuge} \cdot b_j$

(Fugestøp mellom hulldekkeender. Det forutsettes at det benyttes propper som gir betongfylling ca. 40 mm inn i kanaler.)

3. Fugestøp nederst $N_{cd} = f_{cdfuge} \cdot b_f \cdot \sqrt{\frac{b_j}{b_f}}$

(Det regnes mothold fra HD og forhøyede spenninger iht. NS-EN 1992-1 pkt 6.7)

Hvis vi antar standard geometri som vist i Detalj 6 ”Horisontalfuge med tosidig opplegg”, betong C35/45 i veggelement og C30/37 i fugestøp får vi:

$$b_w = 200 \text{ mm}$$

$$b_j = 40 + 2 \cdot 40 = 120 \text{ mm}$$

$$b_f = 40 \text{ mm}$$

$$f_{cdvegg} = 35 \cdot 0,85 / 1,5 = 19,8 \text{ N/mm}^2 \text{ (fabrikkarbeid)}$$

$$f_{cdfuge} = 30 \cdot 0,85 \cdot 0,8 / 1,5 = 13,6 \text{ N/mm}^2 \text{ (montasjefaktor } 0,8^2)$$

$$\text{Understøp: } N_{cd} = f_{cdvegg} \cdot b_w = 19,8 \cdot 200 = 3960 \text{ kN/m}$$

$$\text{Fugestøp: } N_{cd} = f_{cdfuge} \cdot b_j = 13,6 \cdot 120 = 1632 \text{ kN/m}$$

$$\text{Fugestøp nederst: } N_{cd} = f_{cdfuge} \cdot b_f \cdot \sqrt{\frac{b_j}{b_f}} = 13,6 \cdot 40 \cdot \sqrt{\frac{120}{40}} = 942 \text{ kN/m}$$

Dvs. fugestøp nederst er kritisk snitt og må kontrolleres. Med $b_f = 40 \text{ mm}$ får vi kapasiteter som i tabellen under:

C20/25	C30/37	C35/45	C35/45 + Ø20 c 600 (B500C)
628 kN/m	942 kN/m	1099 kN/m	1326 kN/m

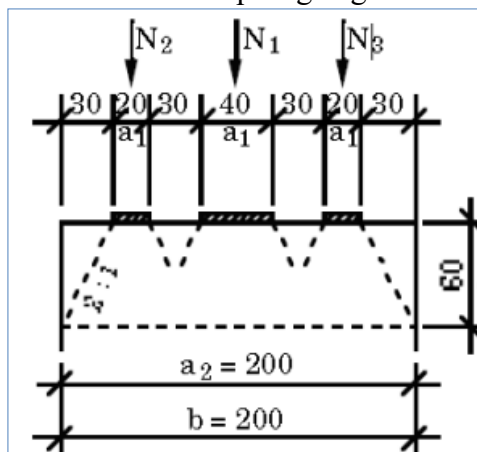
I tillegg til selve knutepunktet, må underliggende veggelementets spaltstrekkkapasitet sjekkes. Aksiallasten i fugen medfører en konsentrert last på underliggende vegg. Når lasten brer seg ut i veggen skapes tverrkrefter som det skal armeres for. Tverrkrefter beregnes som angitt i (NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.5.3):

² Det benyttes en reduksjonsfaktor 0,8 for å ta høyde for redusert kvalitet på støpearbeid på plassen.

$$T = 0,25 \cdot \left(1 - 0,7 \cdot \frac{a}{h}\right) \cdot F$$

der a = belastningsbredden for den konsentrerte lasten, h = veggens tykkelse og F er aksiallasten.

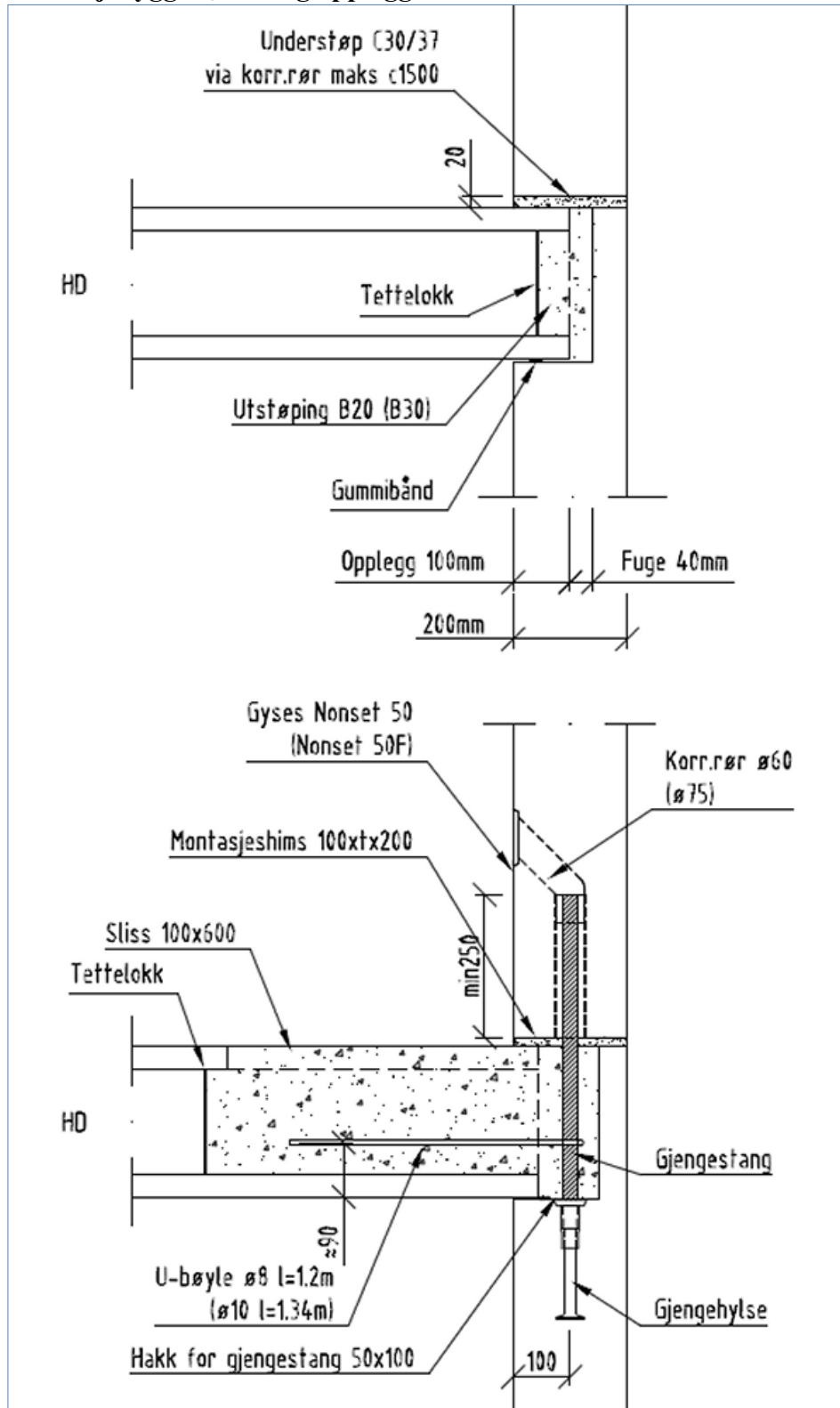
Tverrkraften skal vi armere for og vi benytter som oftest nett-kurver. Vi løser derfor likningen med hensyn noen aktuelle nett-typer og finner tilhørende maksimal aksiallast. Som belastningsbredde benytter vi fugebredde pluss opplegg fra HD. Vi regner $a = 40 + 2 \cdot 20 = 80$ mm (altså summen av kraften fra vegg over og fra de to hulldekkene fordelt over summen av breddene for utstøpt fuge og de to mellomleggene).



Se også Betongelementhåndboken C13.2.2 Horisontal skjøl. Trykkoverføring side 239.

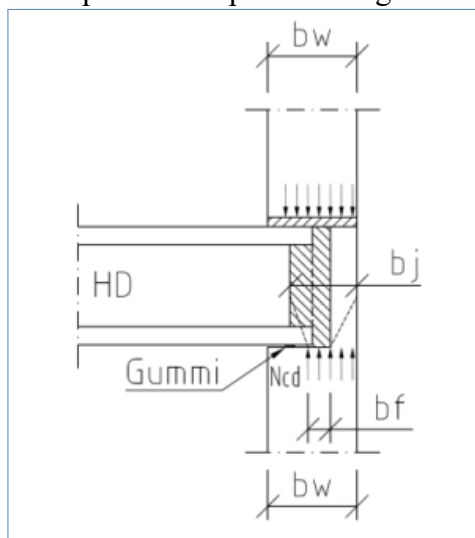
Armering	Armeringens strekkapasitet	Knutepunktets kapasitet
Nettkurv K131	$T = 131 \cdot 500/1,15 = 57$ kN/m	$F = 57 / (0,25 \cdot (1 - 0,7 \cdot 80/200)) = 317$ kN/m
Nettkurv K189	$T = 189 \cdot 500/1,15 = 82$ kN/m	$F = 82 / (0,25 \cdot (1 - 0,7 \cdot 80/200)) = 456$ kN/m
Nettkurv K257	$T = 257 \cdot 500/1,15 = 112$ kN/m	$F = 112 / (0,25 \cdot (1 - 0,7 \cdot 80/200)) = 623$ kN/m

Etasjebyggeri, ensidig opplegg



Detalj 7: Horisontalfuge med ensidig opplegg.

Knutepunktets kapasitet beregnes ved å betrakte 3 snitt gjennom knutepunktet:



Hvis vi antar standard geometri som vist i Detalj 7 ”Horisontalfuge med ensidig opplegg”, betong C35/45 i veggelement og C30/37 i fugestøp får vi:

$$b_w = 200 \text{ mm}$$

$$b_j = 60 + 40 + 40 = 130 \text{ mm}$$

$$b_f = 40 \text{ mm}$$

$$f_{cdvegg} = 35 \cdot 0,85 / 1,5 = 19,8 \text{ N/mm}^2 \text{ (fabrikkarbeid)}$$

$$f_{cdfuge} = 30 \cdot 0,85 \cdot 0,8 / 1,5 = 13,6 \text{ N/mm}^2 \text{ (montasjefaktor 0,8, se kommentar under to-sidig opplegg)}$$

$$\text{Understøp: } N_{cd} = f_{cdvegg} \cdot b_w = 19,8 \cdot 200 = 3960 \text{ kN/m}$$

$$\text{Fugestøp: } N_{cd} = f_{cdfuge} \cdot b_j = 13,6 \cdot 130 = 1768 \text{ kN/m}$$

$$\text{Fugestøp nederst: } N_{cd} = f_{cdfuge} \cdot b_f \cdot \sqrt{\frac{b_j}{b_f}} = 13,6 \cdot 40 \cdot \sqrt{\frac{130}{40}} = 980 \text{ kN/m}$$

Dvs. fugestøp nederst er kritisk snitt og må kontrolleres. Med $b_f = 40 \text{ mm}$ får vi kapasiteter som i tabellen under:

C20/25	C30/35	C35/45	C35/45 + Ø20 c 600 (B500C)
652 kN/m	979 kN/m	1142 kN/m	1369 kN/m

I tillegg til selve knutepunktet, må underliggende veggelementets spaltstrekkkapasitet sjekkes. Aksiallasten i fugen medfører en konsentrert last på underliggende vegg. Når lasten brer seg ut i veggen skapes tverrkrefter som det skal armeres for. Tverrkrefter beregnes som angitt i (NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.5.3):

$$T = 0,25 \cdot \left(1 - 0,7 \cdot \frac{a}{h}\right) \cdot F$$

der a = belastningsbredden for den konsentrerte lasten, h = veggens tykkelse og F er aksiallasten.

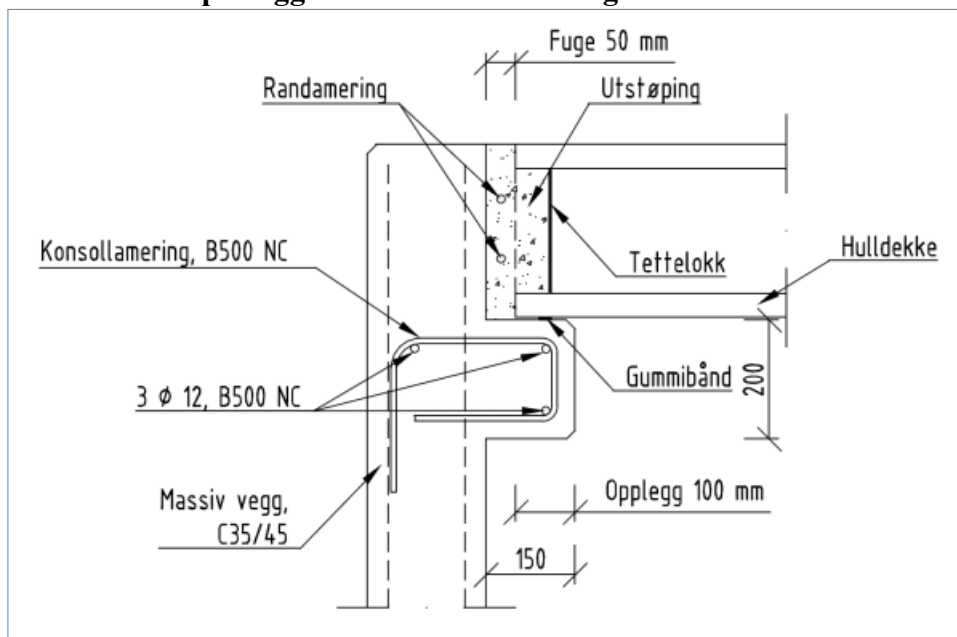
Tverrkraften skal vi armere for og vi benytter som oftest nett-kurver. Vi løser derfor likningen med hensyn noen aktuelle nett-typer og finner tilhørende maksimal aksiallast. Som belastningsbredde benytter vi fugebredde pluss opplegg fra HD. Vi regner $a = 40 + 20 = 60 \text{ mm}$. (se kommentar under to-sidig opplegg)

Se også Betongelementhåndboken C13.2.2 Horisontal skjøl. Trykkoverføring side 239.

Armering	Armeringens strekkkapasitet	Knutepunktets kapasitet
Nettkurv K131	$T = 131 \cdot 500 / 1,15 = 57 \text{ kN/m}$	$F = 57 / (0,25 \cdot (1 - 0,7 \cdot 60 / 200)) = \mathbf{289 \text{ kN/m}}$

Nettkurv K189	$T = 189 \cdot 500/1,15 = 82$ kN/m	$F = 82/(0,25 \cdot (1 - 0,7 \cdot 60/200)) = \mathbf{415}$ kN/m
Nettkurv K257	$T = 257 \cdot 500/1,15 = 112$ kN/m	$F = 112/(0,25 \cdot (1 - 0,7 \cdot 60/200)) = \mathbf{567}$ kN/m

Huldekke på vegg med konsoll av betong



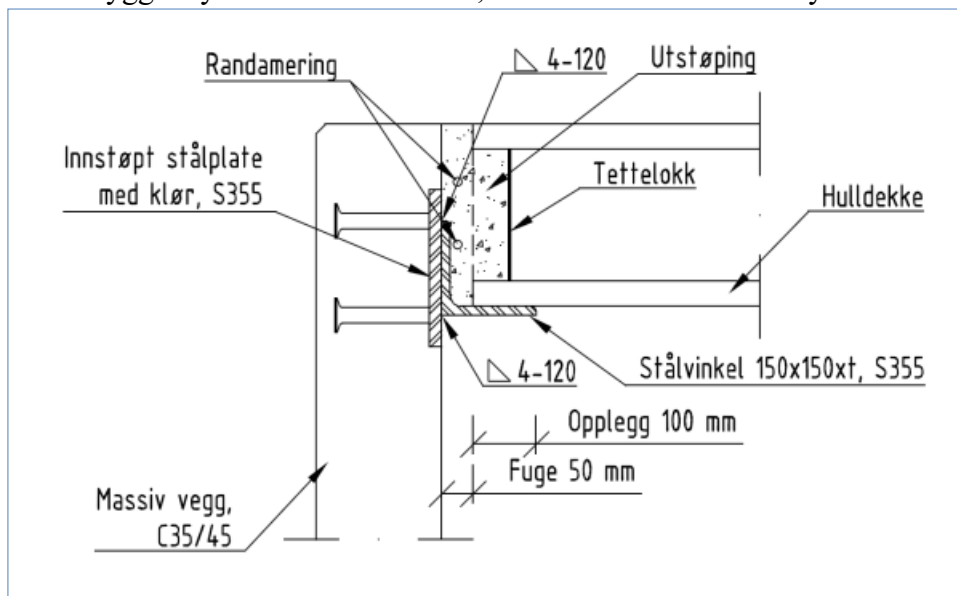
Detalj 8a: Opplegg av huldekker på konsoll av betong.

Forutsatt $H_{\gamma} = 0,2 \cdot V_{\gamma}$ har konsollen kapasitet som vist i tabellen under.

Konsollarmering	Maksimal oppleggskraft, V_d [kN/m]
Nett K257 eller ø8c200	110
Nett K335 eller ø8c150	150

Hulldekke på vegg med påsveist vinkel

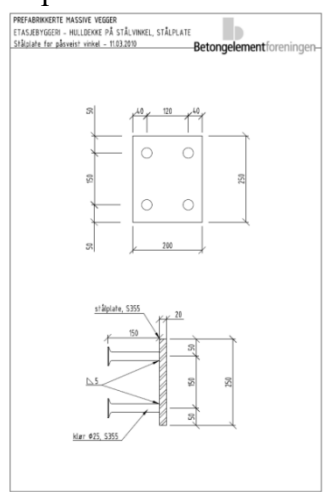
Alternativt til opplegg på konsoll av betong kan det benyttes påsveiste stålvingler. Dette gir lavere byggehøyde under UK dekker, men vil kreve brannbeskyttelse av stålet.



Detalj 8b: Opplegg av hulldekker på stålvinke.

Tykkelse vinkel, t [mm]	Mak. oppleggskraft, V_d [kN/m]	Mak. senteravstand [m]	\varnothing klør [mm]
12	100	1,50	25
14	125	1,10	25
15	150	0,95	25

Kapasitetene i tabellen over forutsetter bruk av stålplater som vist i vedlegg.

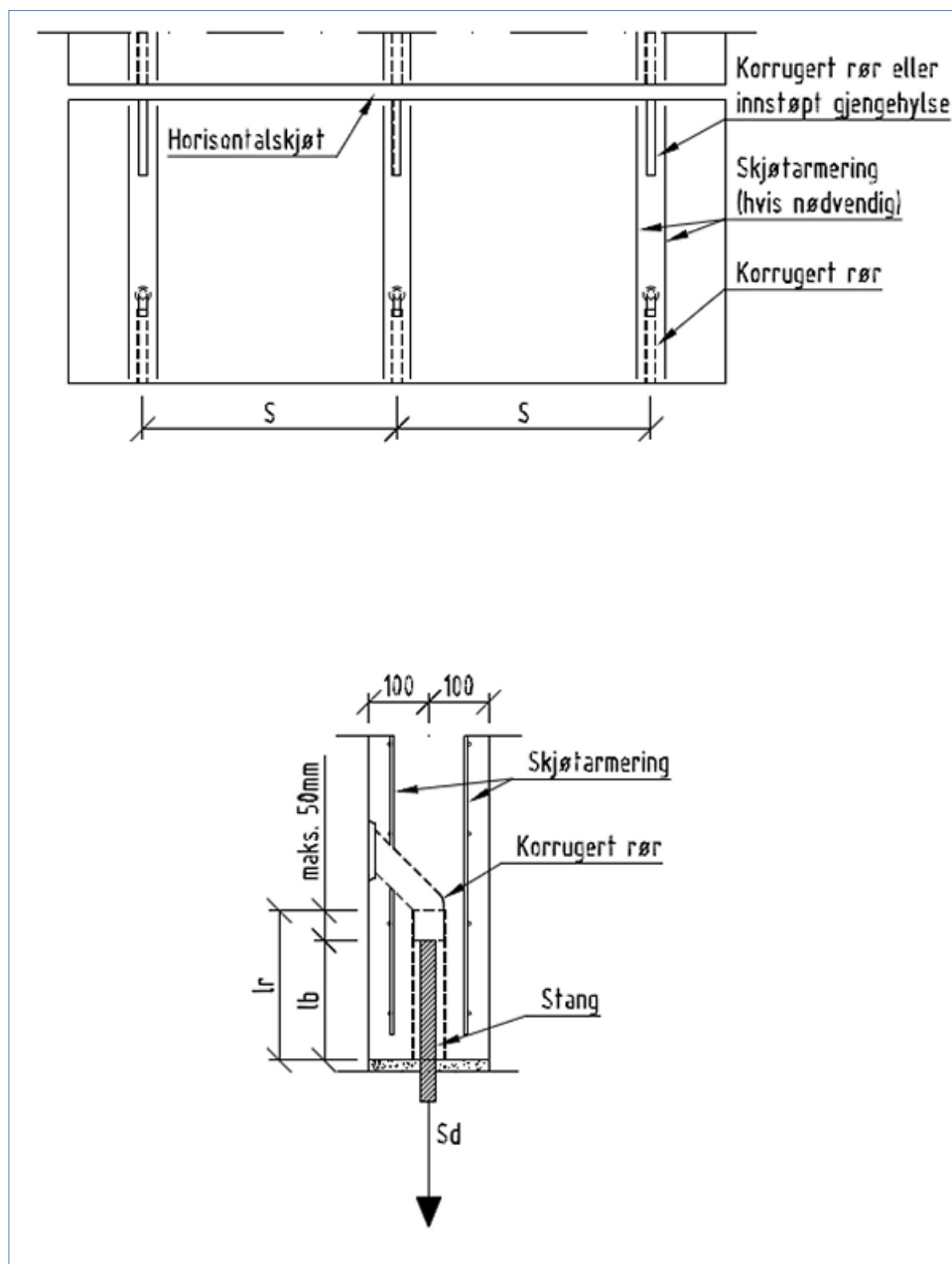


Strekforankring av horisontal veggforbindelse

Forbindelsen skal som et minimum oppta et strekk (ulykkeslaster, jordskjelv): $S_y = 20$ kN/m.

Skjøten skal også sikre oss mot horisontale krumninger eller sideforskyvninger av veggen. Det anbefales derfor å sette inn strekkforbindelser med maks. senteravstand 2,4 m (evt. 3.6 m).

Dette krever min. strekkkapasitet $S_d = 48$ kN pr. 2,4 m (evt. 72 kN pr. 3,6m).



Detalj 9: Strekkforbindelse mellom vegger.

Det øverste elementet har alltid innstøpt korrugert rør. Det nederste har enten korrugert rør for liming av kamstål eller en innstøpt hylse for bruk av gjengestang.

Avhengig av valgt løsning oppnår en følgende kapasiteter:

Kamstål og korrugert rør



Korrugert rør oppe og nede	Limt kamstål B500NC	Skjøtearmering B500NC	Strekkapasitet S_d [kN]	Største senteravstand S [m]
$\varnothing 50$ $l_r = 500$	$\varnothing 20$ $l_b = 450$	4 $\varnothing 8$ + 2 nett K131	121,0	3,6
$\varnothing 60$ $l_r = 750$	$\varnothing 25$ $l_b = 700$	4 $\varnothing 12$ + 2 nett K131	196,0	3,6
$\varnothing 60$ $l_r = 1050$	$\varnothing 32$ $l_b = 1000$	4 $\varnothing 16$ + 2 nett K131	322,0	3,6

Gjengestang og Bitek hylseanker



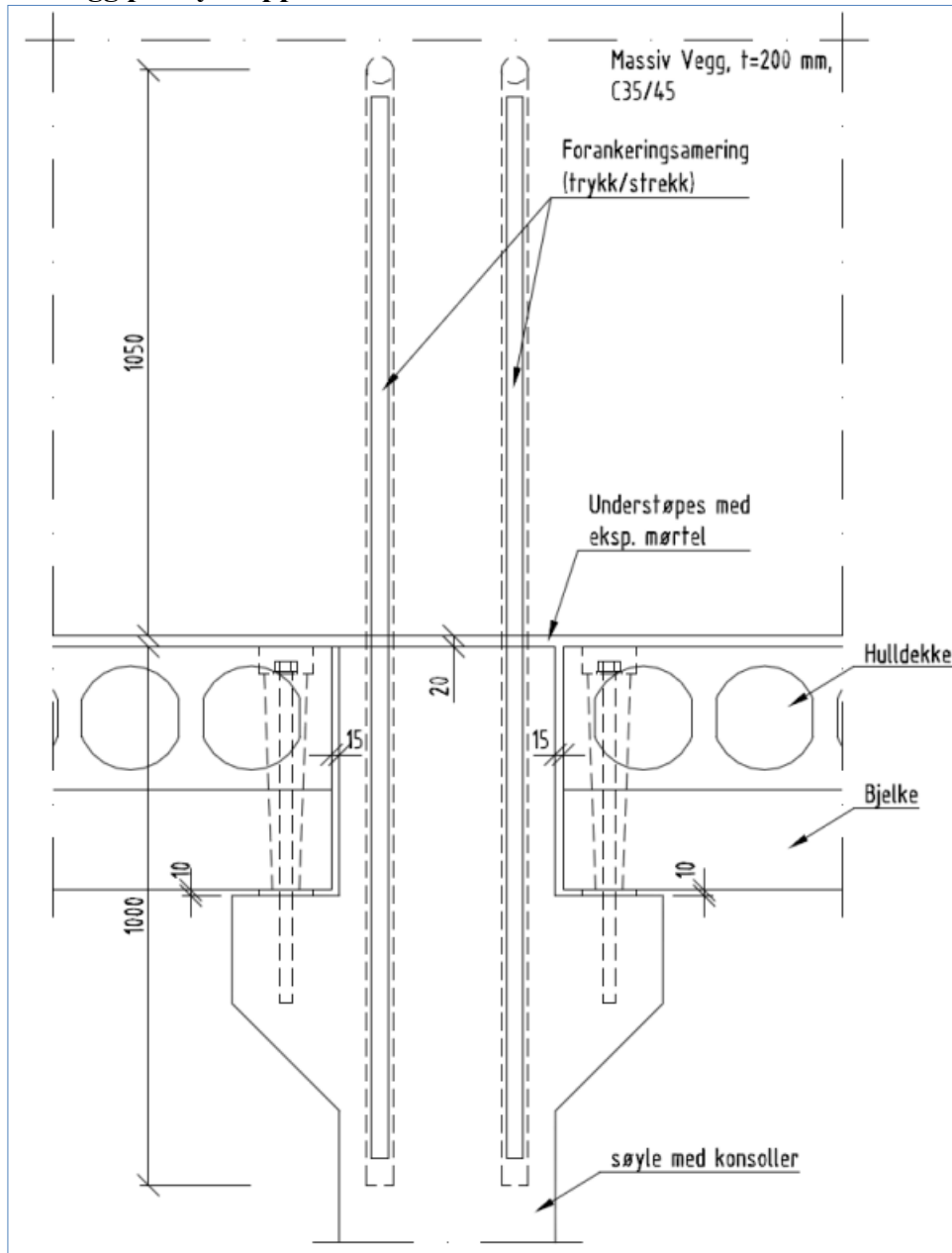
Korrugert rør oppe	Gjengestang K4.6	Gjengehylse 6300S nede	Skjøtearmering B500NC	Strekkapasitet S_d [kN]	Største senteravstand S [m]
$\varnothing 60$ $l_r = 450$	M24 $l_b = 400$	M24 - 200	4 $\varnothing 8$ + 2 nett K131	65,0	3,25
$\varnothing 60$ $l_r = 650$	M24 $l_b = 600$	M24 - 200	4 $\varnothing 8$ + 2 nett K131	101,0	3,6
$\varnothing 60$ $l_r = 650$	M30 $l_b = 600$	M30 - 250	4 $\varnothing 10$ + 2 nett K131	146,0	3,6

Limt Vemo-skjøt



Korrugert rør oppe	Gjengestang 2020	Gjengehylse 2010	Skjøtearmering B500NC	Strekkapasitet S_d [kN]	Største senteravstand S [m]
$\varnothing 60$ $l_r = 750$	M30 ($\varnothing 25$) $l_b = 700$	M30 ($\varnothing 25$) $l_b = 700$	4 $\varnothing 12$ + 2 nett K131	196,0	3,6
$\varnothing 60$ $l_r = 1000$	M42 ($\varnothing 32$) $l_b = 700$	M42 ($\varnothing 32$) $l_b = 900$	4 $\varnothing 16$ + 2 nett K131	322,0	3,6

Vegg på søyletopp



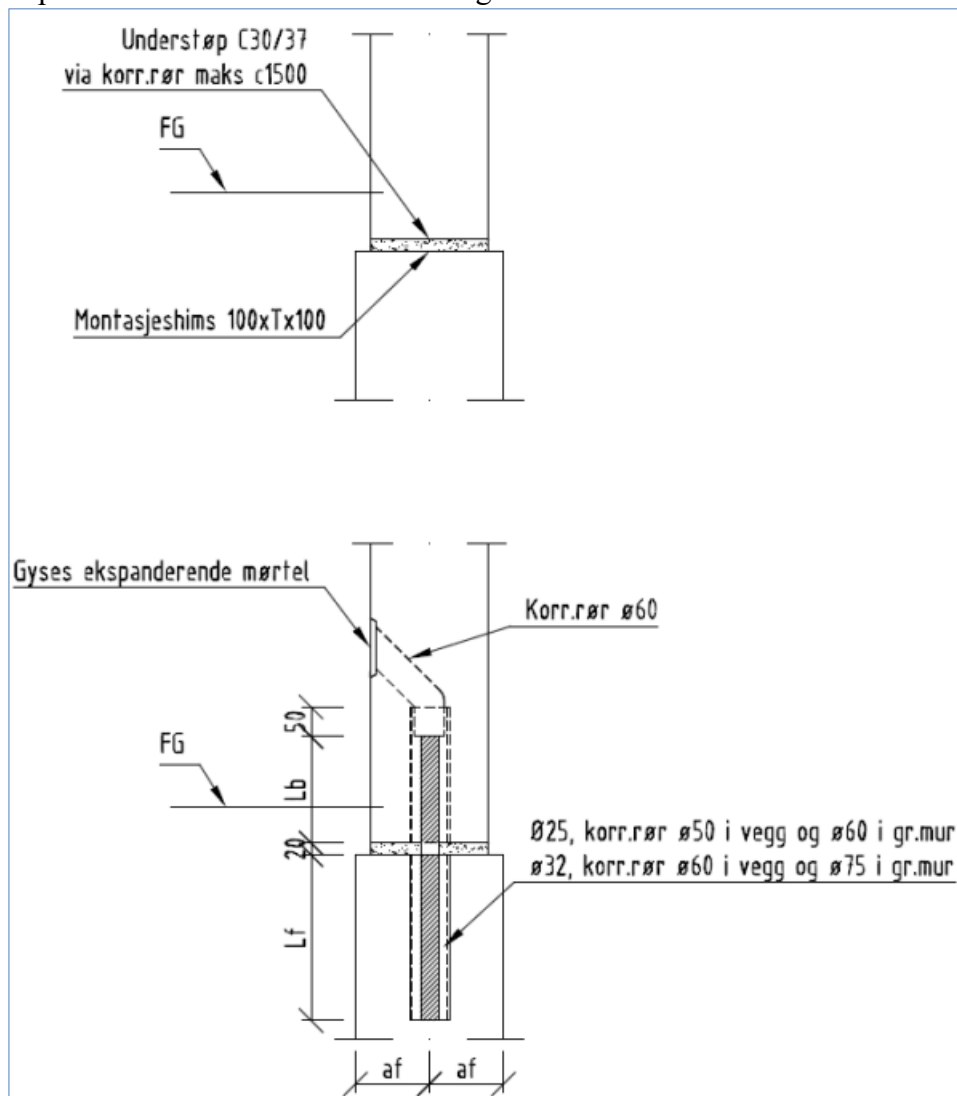
Detalj 10: Massiv vegg på søyletopp.

Strekkeforankring av vegg mot fundament

Fuga mellom vegg og fundament understøpes med ekspanderende mørtel.

Forbindelsen armeres ved at armeringsjern gyses inn i korrugerte rør i vegg og fundament.

Kapasiteten av en slik forbindelse er gitt i tabellen under.



Detalj 11: Strekkeforankring av vegg mot fundament.

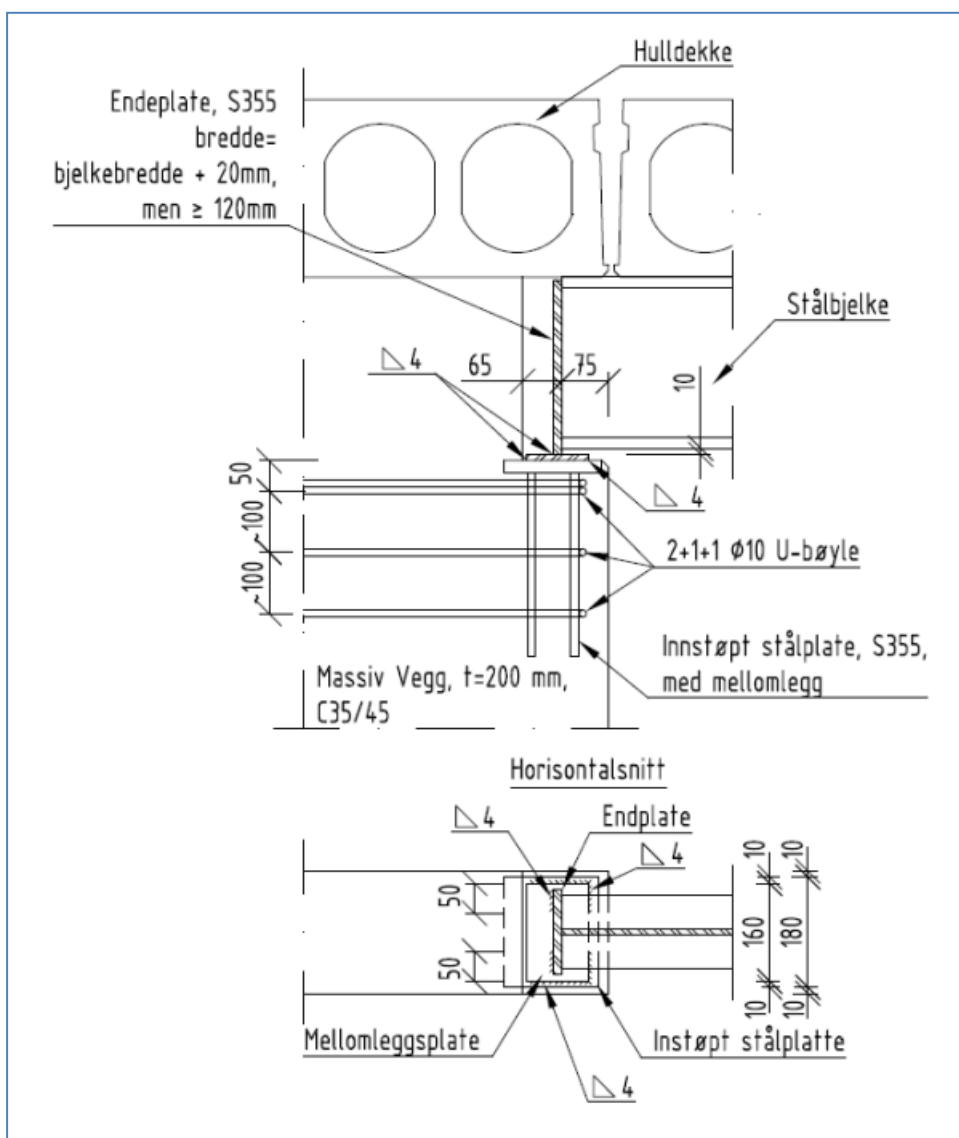
Kamstål B500NC	N_d [kN]	L_f [kN]	\varnothing korrugert rør [mm]	Minste a_f [mm]
Ø25	121,0	450	Ø60	100
Ø25	196,0	700	Ø60	100
Ø32	322,0	1100	Ø75	100

Opplegg på vegger

Stålbjelke på vegg

Løsninger under forutsetter:

- Betongkvalitet C35/45
- Vegg $t=200$
- Stålkvalitet S355



Detalj 12: Opplegg av stålbjelker på massiv vegg.

I tabellen under er det gitt kapasiteter for opplegget når:

- Bjelkens endeplate har bredde $b = \text{bjelkebredde} + 20\text{mm}$, minimum 120mm
- Minste avstand fra endeplate til kant vegg: 100mm
- $H_v = 0,2 \cdot V_v$

Figuren over viser IPE. Kapasiteten blir tilsvarende for HSQ opplagt på endeplate.

Endeplate	Mellomlegg t=5 mm Stålplate t=15 mm	Mellomlegg t=10mm Stålplate t=20mm
t=12 mm	320 kN	468 kN
t=15 mm	337 kN	488 kN
t=20 mm	368 kN	520 kN

vegg

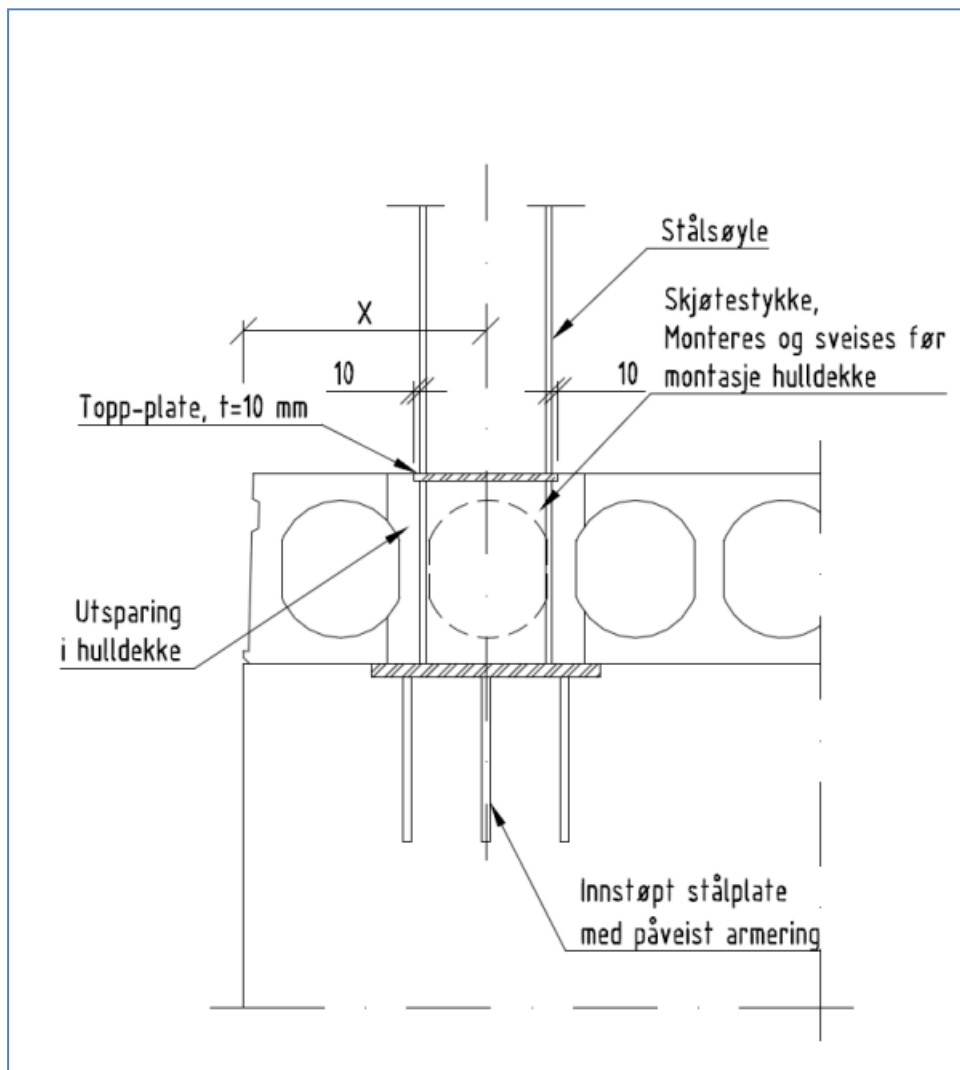
Lastfordeling gjennom beregnes etter NS-EN 1992-1-

1:2004+NA:2008 pkt. 6.7

Stålsøyle på vegg

Løsninger under forutsetter:

- Betongkvalitet C35/45
- Vegg t=200
- Stålkvalitet S355



Detalj 13: Opplegg av stålsøyle på massiv vegg.

Beregnet kapasitet gjelder kun for selve knutepunktet, og angitt søyledimensjon er minste tverrsnitt som gir angitt kapasitet. Kapasiteten forutsetter at kant søyle ikke står nærmere platekant enn 30 mm (pga. lastspredning til betongen under platen.) *Bæreevne for søylen må påvises spesielt.*

Søyle	Kapasitet med stålplate 250x180x15 [kN]	Kapasitet med stålplate 350x180x20 [kN]	Min. avstand senter søyle til kant vegg [mm]

HUP 100x100x6	660	860	220
HUP 200x120x8	880	1100	370

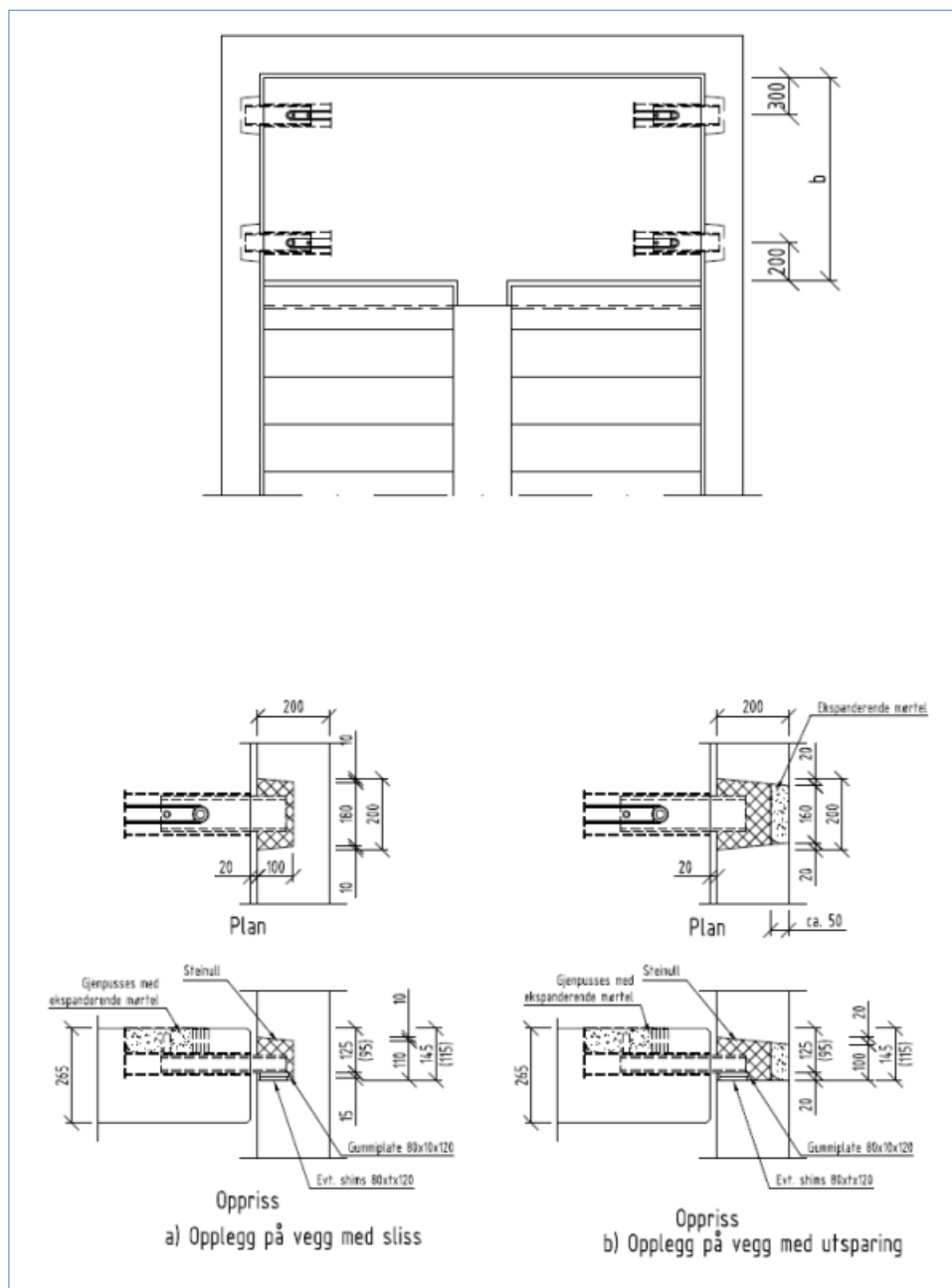
Lastfordeling gjennom vegg beregnes etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 pkt. 6.7

Opplegg av trapper og reposer

Inne i trapperommet har reposene opplegg på vegg. All last fra trappeløp og reposer belaster dermed veggen gjennom knutepunktet repos – vegg.

Det benyttes nesten alltid innstøpningsgods laget spesielt til dette formålet. En oppnår dermed å skille trappa fra resten av bygget mht lyd.

I figuren under er vist detalj med RVK (fra SB Produksjon). Andre typer har tilsvarende virkemåte.



Detalj 14: Opplegg av trappereposer.

Pelefundamentering

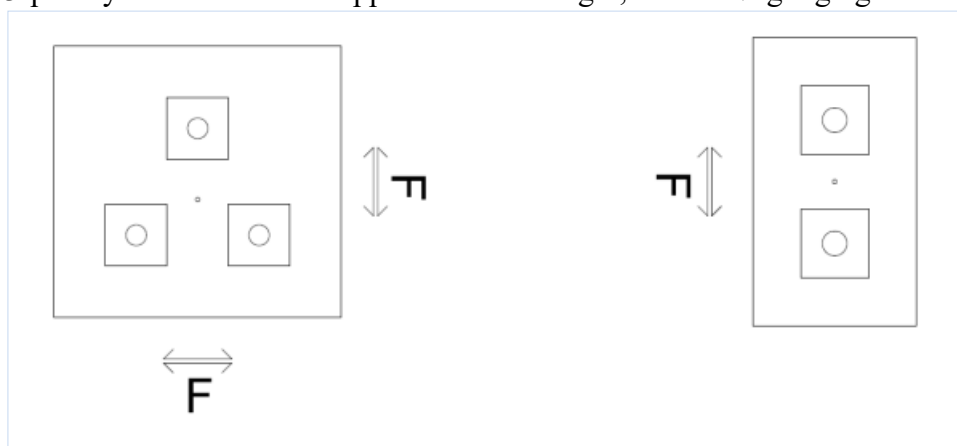
Peler benyttes der grunnen ikke har tilstrekkelig bæreevne, og dybden til fjell er stor. Peler kan være i betong eller stål. Felles for pelene er at de hver for seg tar svært lite moment, og rammingen av pelene må normalt påregnes utført med en eksentrisitet på +/- 100mm.

Ved bruk av prefabrikkerte kjellervegger forutsettes vanligvis fritt opplagt system, dvs. at veggene ikke overfører last seg i mellom over opplegg. Som en følge av dette er opplegget sårbart for eksentrisitet i peleplasseringen, og ulik lastkonsentrasjon på grunn av ulik spennvidde eller ulikt lastbilde. Det betyr i praksis at det kun ved bruk av pelehoder bør det benyttes 3-pels system, dersom prefab - vegger skal brukes og det ikke skal gjøres spesielle tiltak.

1-pels system ivaretar kun vertikallast, dvs. rent trykk eller strekk.

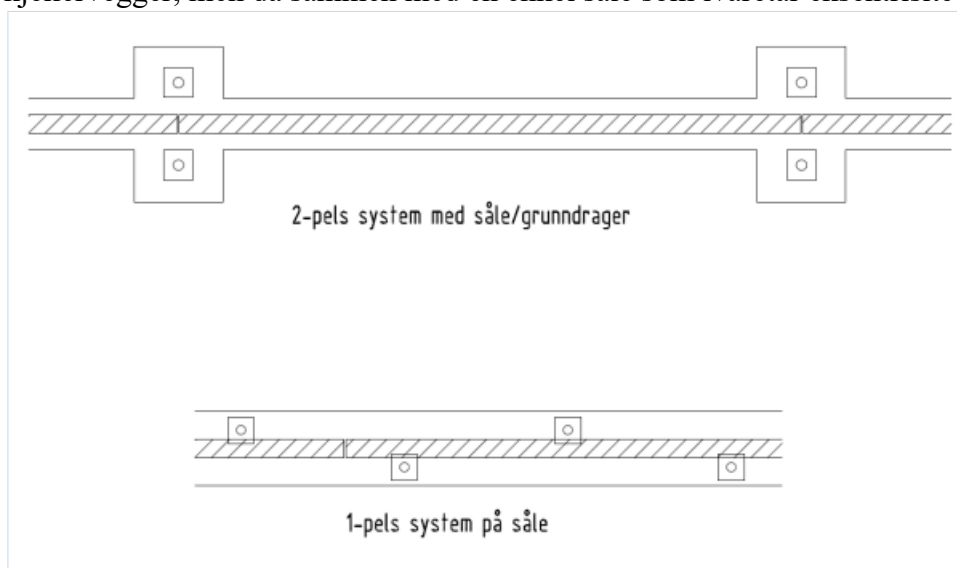
2-pels system kan i tillegg til vertikallast også oppta krefter i pele - parets retning.

3-pels system ivaretar lastopptak i alle retninger, men er følgelig også den dyreste varianten.



Plasstøpte kjellervegger overfører last over opplegget bedre, noe som gjør det enklere å forsvare bruk av 2-pels system.

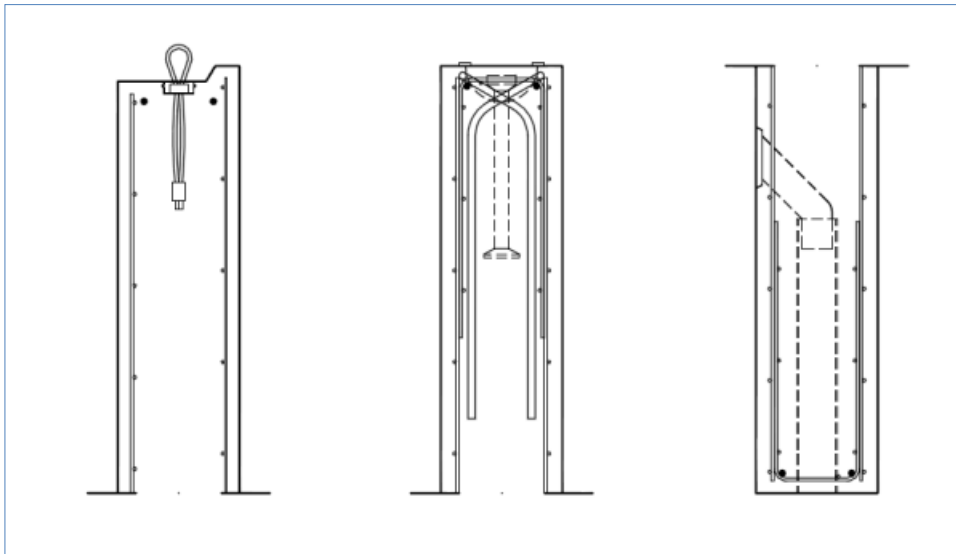
Man kan likevel enkelt benytte både 1-pels og 2-pels systemer på prefabrikkerte kjellervegger, men da sammen med en enkel såle som ivaretar eksentrisitet fra peling og last.



Bestandighet

Standardveggen med tykkelse $t = 200$ mm har armeringsoverdekning som tilfredsstillende eksponeringsklasse XC1 (betong inne i tørre bygg).

Ved behov for større overdekning vil en normalt måtte øke veggtykkelsen for å gi plass til forbindelsesdetaljene og løfteankerene i veggelementets render.



Eksempler på detaljer som skal ha plass mellom armeringslagene.

Bestandighet av betongelementer er beskrevet i bind D i Betongelementboken.

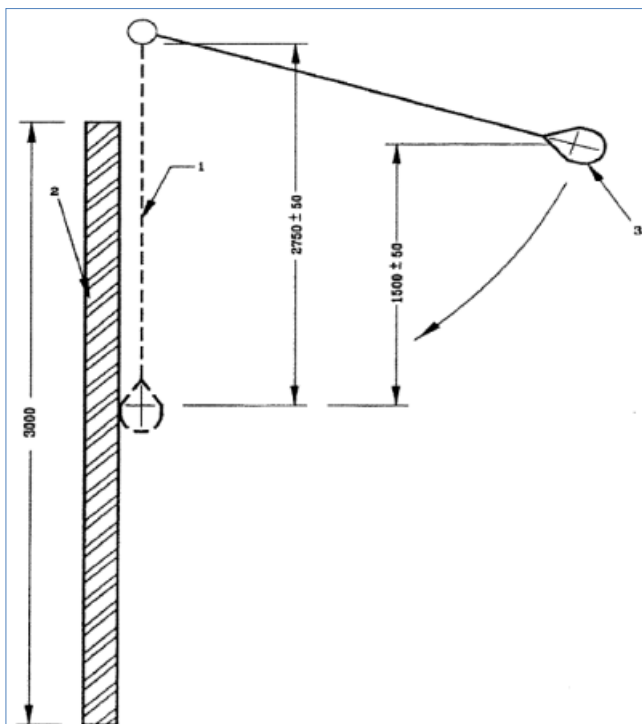
Miljøkrav og overdekning er beskrevet i D14.1 på side 97-101.

Brann

Massive vegger av betong har svært gode branntekniske egenskaper.

Massive vegger inngår typisk som enten **branncellebegrensende vegg** eller **seksjonerende vegg**. I begge tilfeller må en vite at veggen og den konstruksjonen den inngår i oppfyller kravet til:

- R: Bærende funksjon
- EI: Flamme-, røykskille og isolasjon
- M: Mekanisk motstandsevne



Figuren viser normert testing av en brannveggs mekaniske motstandsevne.

For ikke-bærende massive betongvegger blir brannmotstanden en funksjon av tykkelsen alene. En standard massiv vegg med tykkelse $t = 200$ mm har brannmotstand EI240. Altså rikelig i de aller fleste tilfeller.

Det er viktig å merke seg at det ikke bare er betongelementet i seg selv som skal oppfylle brannkravene, men den bygningsdelen den utgjør. Det betyr at utførelse av knutepunkter og fuger er like viktig som elementets tykkelse og armeringsoverdekning.

Branncellebegrensende vegg

Branncellebegrensende vegger har typisk samme krav til brannmotstand som omliggende bæresystem. Branndimensjoneringen av veggen vil dermed omfatte kontroll av tykkelse og armeringsdybde for elementet og kapasitet av fuger.

Dimensjonering av massive vegger mht. brann er beskrevet i detalj i bind D i Betongelementboken: D4.5.1 på side 33-34.

Anvisninger for utforming av fuger er gitt i samme bind D5.2 på side 39.

Det er verdt å merke seg at fuging mellom elementer godt kan utføres ved dytting med mineralull og fuging med fugemasse. Det er ikke krav om utstøping av fuge.

Seksjonerende vegg

Brannseksjonerende vegger har typisk høyere krav til brannmotstand enn omliggende bæresystem. En må derfor i tillegg til dimensjoneringen som er beskrevet over, også treffe tiltak som sikrer at veggen blir stående, og fungerer etter hensikten, under brannforløpet.

En kan tenke seg tre strategier for å oppnå dette:

- **Dobbel brannvegg**

Det bygges to uavhengige brannskillevegger som støttes av hvert sitt bæresystem. En kan dermed tillate at én vegg bryter sammen, mens den andre veggens bæresystem er beskyttet.

- **Dobbelt bæresystem for én brannvegg**

Det etableres ett bæresystem på hver side av veggen. Bæresystemet på brannsiden kan dermed bryte sammen fordi veggen støttes av bæresystemet på den andre siden. Denne metoden krever spesiell omtanke ved utformingen slik at sammenbruddet i det ene bæresystemet ikke river med seg veggen eller gjør den utett.

- **Oppgradering av bæresystemet på én side**

Bæresystemet på én side av brannskillet oppgraderes til samme brannmotstand som brannveggen. Oppgraderingen trenger ikke omfatte hele bæresystemet på den ene siden. Det er tilstrekkelig å oppgradere så mye at brannveggen inngår i et stabilt system når resten av konstruksjonen bryter sammen.

Beskyttelse av ståldetaljer

Ofte er knutepunktene i forbindelse med brannvegger sveiste eller skrudde stålforbindelser. Disse må også brannbeskyttes.

Oppleggshyller av stål og andre stålkomponenter som ligger utenpå elementet brannisoleres eller brannmales.

Forbindelse mellom vegger, slik som sveiseplater o.l. forsenkes og pusses igjen slik at de har samme betongoverdekning som armeringen.

Ofte utformes horisontalfugene mellom veggelementene, og mellom vegg og fundament, ved at kamstål eller gjengestenger limes i korrugerte rør. Hvis en bruker sementlim trenger en bare å sørge for tilstrekkelig overdekning for stålet. Hvis det benyttes polyester- eller epoxy-lim, må en sørge for at limet er tilstrekkelig beskyttet mot oppvarming. Detaljerte anvisninger for dette er gitt i bind D i Betongelementboken: D5.1 på side 37 – 38.

Kryssreferanser

Eksterne referanser