BEF Bulletin no. 3

Betonelementbyggeriers robusthed

Udarbejdet af:
Jesper Frøbert Jensen
ALECTIA A/S

Betonelement-Foreningen, 3. udgave, juli 2016

Forord 3
1. Indledning 4
2 Metoder til sikring af robusthed 5
2.1 Metode A 5
2.2 Metode B 6
2.3 Dokumentation 7
3. Lodret bærende bygningsdele 8
3.1 Eksempel på robusthedsanalyse af lodret bærende nøglelementer 8
3.2 Robuste armeringsprincipper for vægelementer 10
3.3 Snitkraftomlejring ved lokale svigt i vægkonstruktioner 11
4. Samlinger i lodret bærende systemer 14
4.1 Fastholdelser af søjler 15
4.2 Fastholdelser af vægge 15
4.3 Bærende etagekryds 16
4.4 Eksempel på robusthedsanalyse af nøglesamling i søjle-/bjælkekonstruktion. 17
5. Vandret bærende bygningsdele 18
5.1 Sædvanlige elementdæk 18
5.2 Større vandret bærende elementer 18
5.3 Eksempel på robusthedsanalyse af nøgledetalje ved bjælkevederlag 19
5.4 Eksempel på robusthedsanalyse af nøgledetaljer i selvbærende vægskive 21
6. Stabiliserende hovedsystemer 25
6.1 Sammenhæng i dækskiver 25
6.2 Sammenhæng i vægskiver 26
6.3 Krav til samlingernes duktilitet i stabiliserende hovedsystemer 26
6.4 Eksempler på sammenbygningsløsninger i det stabiliserende hovedsystem 27

Bilag 1: Følsomhedsanalyse, lodret bærende nøgleelementer 32
Bilag 2: Robuste principper for armering i betonelementvægge 44

Forord

Der har gennem adskillige år eksisteret normkrav til bygningskonstruktioners robusthed ved byggeri i Danmark. Alligevel er der til dato ikke udviklet en almen god praksis på dette område, hverken hvad angår krav til løsninger eller til dokumentation.

Betonelement-Foreningen har derfor taget initiativ til nærværende bulletin, der dels sætter sammenhæng mellem kravene til robusthed og de øvrige krav til konstruktionernes udformning, dels sætter dokumentation af robusthed ind i samme rammer som gælder for statisk dokumentation i nutidigt dansk byggeri.

Samtidig demonstreres i bulletinen, at den projekterendes valg af principper for håndtering af kravene til robusthed kan have betydelige konsekvenser for både elementproduktion, byggepladsforhold og dokumentation. Afvigelser fra de anbefalede hovedprincipper i denne bulletin vil derfor ofte kunne medføre betydelige ekstra omkostninger, uden opnåelse af nogen form for kvalitetsforbedring i det færdige byggeri.

Bulletinen introducerer indledningsvis nogle mere almene principper for håndtering af robusthedsbegrebet, som med fordel vil kunne finde anvendelse inden for alle typer bygningskonstruktioner.

Derfor håber Betonelement-Foreningen, at bulletinen vil finde bred anvendelse i dansk byggeri, og inviterer samtidig brugere til at fremkomme med kommentarer og forslag til forbedringer.

Nærværende 3. udgave af Bulletinen rummer i forhold til 2. udgave nogle mindre uddybninger og præciseringer, netop med baggrund i således indkomne kommentarer.

Betonelement-Foreningen
Juli, 2016.

1. Indledning

Anneks E i DS/EN 1990 DK NA:2010-05 anfører, at en konstruktion er robust når:

A. de sikkerhedsmæssigt afgørende dele af konstruktionen kun er lidt følsomme overfor utilsigtede påvirkninger eller defekter, eller
B. der ikke sker omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af konstruktionen svigter.

For en ordens skyld skal det noteres, at normmæssigt foreskreven dimensionering for ulykkespåvirkninger som brand, jordskælv og påkørsel drejer sig om eksplicitte forhold på linje med dimensionering i anvendelses- og brudgrænsetilstand. Det er en underliggende forudsætning for den efterfølgende behandling af robusthedsbegrebet, at konstruktionerne er dimensioneret i overensstemmelse normernes direkte krav på disse områder.

Det er for robustheden en væsentlig forudsætning, at den projekterende har taget hensyn til, hvorvidt normernes direkte foreskrevne påvirkninger er fyldestgørende for dimensioneringen af de aktuelle konstruktioner.

I det efterfølgende angives rammer for metoder og løsninger, der for de væsentligste konstruktionsdele på enkel måde kan sikre en passende robusthed under ovennævnte forudsætninger. Konstruktionsdele omfattet heraf kan være:

- Lodret bærende bygningsdele (vægge og søjler)
- Samlingsløsninger i det lodret bærende system
- Vandret bærende bygningsdele (dæk og bjælker)
- Stabiliserende hovedsystem (dækskiver og stabiliserende vægskiver)
- Samlingsløsninger i det stabiliserende hovedsystem

Vendingen ”passende robusthed” er her valgt bevidst for at understrege, at sikring af konstruktionernes robusthed ikke er et spørgsmål om at tilvejebringe modstandsevne overfor vilkårligt store, utilsigtede påvirkninger eller fejl af enhver tænkelig eller utænkelig art. Noget sådant ville føre til et overforbrug af ressourcer ude af trit med normernes balance mellem krav til sikkerhedsniveau og ansvar for bæredygtighed.

2 Metoder til sikring af robusthed

2.1 Metode A

Ved brug af indledningens metode A forudsættes konstruktionens nøgleelementer identificeret af den bygværksprojekterende som et særligt afsnit i projektgrundlaget. For disse elementer sikres robustheden i praksis normalt ved

enten: indførelse af ekstra sikkerhed på nøgleelementer ved at partialkoefficienterne på materialerne øges med en faktor 1,2

eller: eftervisning af at nøgleelementer kun er lidt følsomme over for utilsigtede påvirkninger og defekter som eksempelvis:

- uforudsete lastvirkninger
- utilsigtede afvigelser mellem konstruktionens faktiske virkemåde og de anvendte beregningsmodeller
- utilsigtede afvigelser mellem det udførte projekt og projektmaterialet
- uforudsete geometriske imperfektioner
- uforudsete sætninger
- uforudset nedbrydning

Af disse metoder er anvendelsen af forøgede partialkoefficienter umiddelbart den enkleste at anvende. Metoden kan dog ikke stå alene, blandt andet fordi samlinger og elementdetaljer ikke håndteres fyldestgørende ad denne vej.

Men der kan også være tale om, at elementets følsomhed overfor defekter eller utilsigtede påvirkninger kan være relativt store, så der yderligere bør tages særligt hensyn hertil.

En praktisk fremkommelig metode til håndtering af disse forhold kan være udførelse af en kombineret sikkerheds- og robusthedsanalyse af særlig vigtige konstruktionsdele. Disse analyser udstrækkes med denne metode til at omfatte:

- Nøgleelementer
- Nøglesamlinger mellem elementer
- Nøgledetaljer inde i elementer

Det anbefales, at det er den bygværksansvarlige der udpeger nøgleelementer og nøglesamlinger; medens nøgledetaljer inde i elementer udpeges af den ansvarlige for den statiske dokumentation for det pågældende konstruktionsafsnit.

Metodens idé er, at konstruktionsdelen i brudgrænsetilstanden først dimensioneres under anvendelse af forøgende partialkoefficienter på materialestyrkerne. Dernæst udføres en analyse, hvor partialkoefficienterne nedsættes til de sædvanlige værdier i brudgrænsetilstanden; men hvor det successivt undersøges, hvor store variationer, der kan foretages i en række udvalgte

parametre uden bæreevneoverskridelse. Disse udvalgte parametre vælges, så de modsvarer de utilsigtede påvirkninger eller defekter, der har relevans for den aktuelle konstruktionsdel. Bemærk, at de foreslåede analyser under Metode A således alle henføres til den almindelige brudgrænsetilstand.

Det er så den projekterendes opgave at vurdere hvorvidt de variationer, der således kan optages, ligger på et rimeligt niveau. Hvis følsomheden over for nogle af disse variationer er særlig stor, må der iværksættes supplerende sikkerhedsmæssige tiltag. Eksempelvis

enten: at sikre en forøgelse af konstruktionsdelens modstandsevne så der kan optages variationer på et rimeligt niveau,

eller: at det via særlige konstruktive sikringer, toleranceangivelser eller inspektionskrav direkte sikres at de pågældende variationer holdes inden for de nødvendige grænser.

For så vidt angår forhold ved bygningsdele produceret under CE-mærkning, bør metoden med særlige toleranceangivelser og inspektionskrav ikke anvendes, medmindre det er leverandørens eget valg. Det skyldes, at særlige krav på dette område kan være yderst vanskelige at forene med et kvalitetsstyringssystem underlagt en kontrolordning.

For mange almindeligt forekommende konstruktionsdele vil der kunne udarbejdes fælles brancheanvisninger med analyser som ovenfor beskrevet og med tilhørende forslag til supplerende sikkerhedsmæssige tiltag, så de projekterende i vid udstrækning vil kunne henføre hertil i det enkelte projekt.

2.2 Metode B

Indledningens metode B omtales ofte under betegnelsen ”bortfald af bærende konstruktionsdele”. Ved denne metode er tanken at udføre hovedkonstruktionerne således, at der i tilfælde af et lokalt svigt kan dannes en alternativ snitkraftfordeling, hvor belastningerne på den svigtende konstruktionsdel optages af andre konstruktionsdele.

Den alternative snitkraftfordeling kan dokumenteres i form af en rent plastisk model for kraftforløbet hen over og omkring den svigtende konstruktionsdel. Det kan eksempelvis ske ved at opstille en gittermodel i de intakte dele af konstruktionen, der kan holdes i ligevægt bl.a. ved udnyttelse af særlig sammenhængsarmering ilagt i dæk- og vægkonstruktioner.

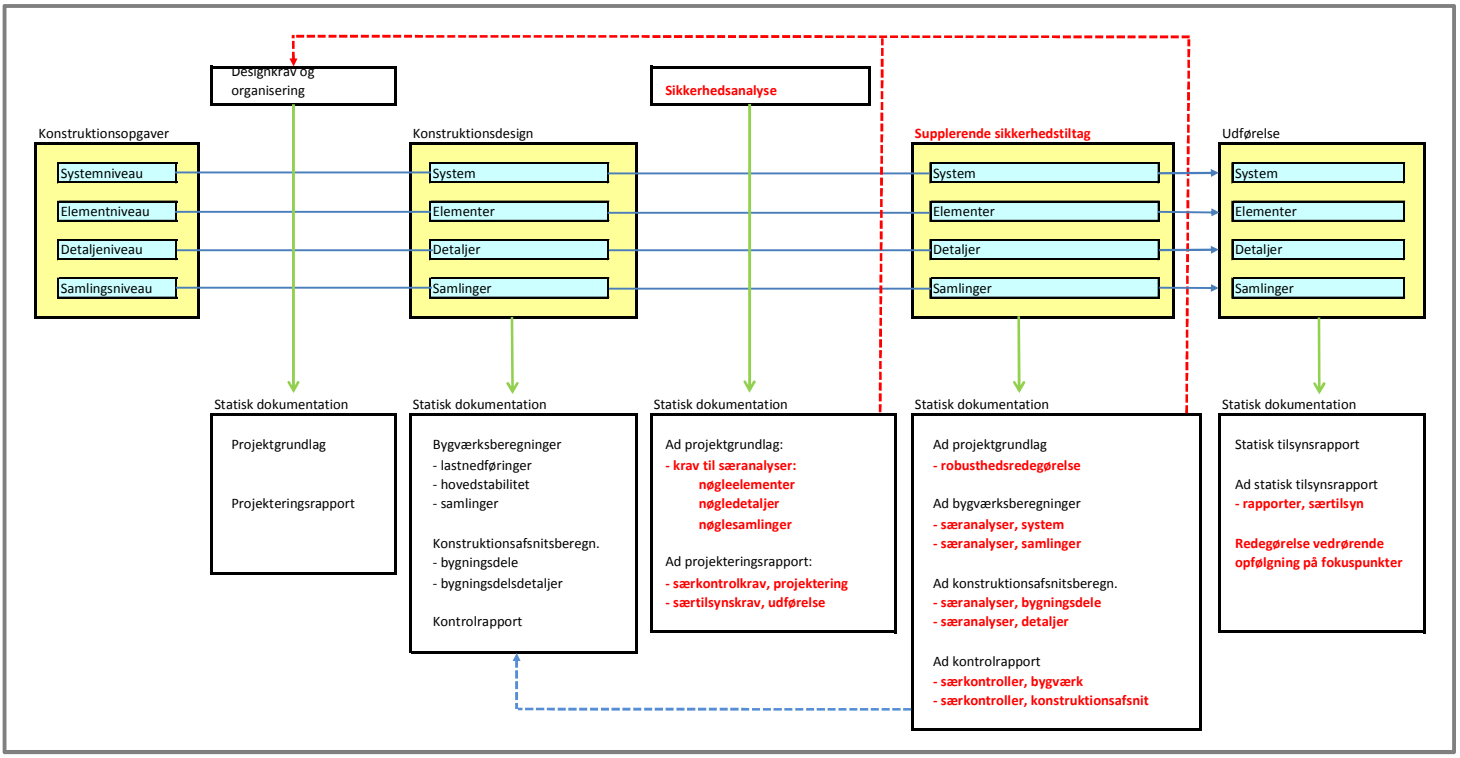
Bæreevnevurdering i denne tilstand sker på basis af belastninger og materialestyrker svarende til ulykkestilfælde.

2.3 Dokumentation

Principperne for den statiske dokumentation forudsættes at følge SBI-anvisning 223: Dokumentation af bærende konstruktioner. Dette betyder, at den bygværksansvarlige skal fastlægge de fornødne tiltag til sikring af bygningens robusthed i A1 - Projektgrundlag. For så vidt angår nøgleelementer, nøglesamlinger og nøgledetaljer er det forudsætningen, at disse identificeres i Projektgrundlaget, og at der i B1 - Statisk Projekteringsrapport stilles særskilte krav til dokumentation samt projekt- og udførelseskontrol for disse konstruktionsdele.

Det gør i denne sammenhæng ingen forskel, at en del af disse afklaringer ligger relativt sent i procesforløbet, idet SBI-anvisning 223 forudsætter netop, at dokumenterne i den statiske dokumentation løbende tilpasses afklaringer og ændringer i takt med udviklingen på byggesagen.

I nedenstående, forenklede diagram vedrørende processerne for den statiske dokumentation er med rød skrift vist, hvorledes de særlige aktiviteter vedrørende sikkerheds- og robusthedsanalyse kan indpasses i et sædvanligt projektforløb. Diagrammet illustrerer også de nævnte tilbagekoblinger for opdatering af tidligere dele af den statiske dokumentation.



I konsekvens af den beskrevne proces bør de traditionelle tilsynsrapporter som angivet suppleres med rapporter fra de særtilsyn, der ved sikkerhedsanalysen er vurderet nødvendige. Desuden anbefales, at den bygværksansvarlige ved sagens afslutning udarbejder en kortfattet redegørelse vedrørende opfølgning på fokuspunkter. Redegørelsen bør for de væsentlige konstruktioner i bygværket vise, at indholdet af den statiske dokumentation fra udførelsesfasen på overordnet niveau er gennemgået af den bygværksansvarlige og er fundet dækkende i forhold til Projektgrundlag og Projekteringsrapport. Dette gælder både dokumentation for tilsyn og dokumentation for afhjælpning i tilfælde af konstaterede afvigelser fra projektet.

3. Lodret bærende bygningsdele

Lodret bærende bygningsdele, så som søjler eller vægelementer med store lastvirkninger, vil i mange tilfælde udgøre et system af statisk bestemte enkeltelementer, hvor omfordeling af belastninger i tilfælde af svigt i konstruktionsdele sjældent vil kunne eftervises. Disse elementer klassificeres derfor ofte som nøgleelementer og robustheden håndteres via indledningens model A, se eksemplet i afsnit 3.1.

Kravene svarende til model B kan derimod ofte argumenteres at være opfyldt for mindre, lodret bærende bygningsdele, eksempelvis ved at betragte mulighederne for ændret forløb af lastnedføringen i væg- eller facadeelementer i tilfælde af svigt i en dør- eller vinduesstolpe. Se afsnit 3.2.

3.1 Eksempel på robusthedsanalyse af lodret bærende nøglelementer

I Bilag 1.1 og 1.2 er der vedlagt resultater fra en robusthedsanalyse, hvor der for et slankt element (en 180 mm væg) og et kraftigere element (en 540 mm søjle) er foretaget en undersøgelse af effekten af en række utilsigtede påvirkninger, som modsvarer den øgede modstandsevne elementerne opnår ved at øge partialkoefficienterne på materialerne med faktoren 1,2.

Sammenligningen er for hver af de to elementtyper er foretaget ved tage udgangspunkt i 3 repræsentative lasttilfælde, hvor elementets regningsmæssige bæreevne i brudstadiet netop er udtømt, når partialkoefficienterne på materialerne er øget med faktoren 1,2. Det vil for betonelementer sige γ_c = 1,68 for beton og γ_s = 1,44 for armering. Dernæst er partialkoefficienterne ændret til de sædvanlige værdier, γ_c = 1,4 for beton og γ_s = 1,2 for armering, hvorefter det er undersøgt, hvor stor en ændring af hver enkelt af de udvalgte parametre der skal til, før den regningsmæssige bæreevne nu med disse partialkoefficienter atter er udtømt. Resultatet er resumeret i nedenstående tabel.

Variation i parameter	**180 mm væg** h = 180 mm Y8/150 i b.s. f_{ck} = 35 MPa	**540 mm søjle** h = 540 mm 3Y20 i b.s. f_{ck} = 40 MPa
Ekstra tværlast ækvivalent med vandret kraft ΔH virkende midt på element ($\Delta H = 0{,}5 \cdot w \cdot L_s$)	$\Delta H \simeq$ 0,5% af N_{Ed}	$\Delta H \simeq$ 3% af N_{Ed}
Forøgelse af excentriciteter med Δe	$\Delta e \simeq$ 5 mm ($\Delta e/h \simeq$ 0,028)	$\Delta e \simeq$ 35 mm ($\Delta e/h \simeq$ 0,065)
Reduktion af elementtykkelse med Δh	$\Delta h \simeq$ 8 mm	$\Delta h \simeq$ 50 mm
Normallaster og momenter øget med Δp	$\Delta p \simeq$ 16%	$\Delta p \simeq$ 20%
Reduktion af betonstyrken med Δf_{ck}	$\Delta f_{ck} \simeq$ 17% af f_{ck}	$\Delta f_{ck} \simeq$ 17% af f_{ck}
Reduktion af armeringsstyrken med Δf_{yk}	Δf_{yk} > 30% af f_{yk}	Δf_{yk} > 30% af f_{yk}
Reduktion af lodret armering med ΔA_s	ΔA_s > 30% af A_s	ΔA_s > 30% af A_s

Tabellen viser umiddelbart, at søjlen med det relativt beskedne slankhedsforhold via dimensioneringen med forhøjede partialkoefficienter opnår en god robusthed overfor de undersøgte utilsigtede påvirkninger og defekter.

For den slankere væg med mere udprægede 2. ordens effekter på grund af udbøjningerne ses derimod en noget større følsomhed overfor variationer i parametrene ΔH, Δe og Δh. Dette giver anledning til at notere nogle principielle forhold, når metoden med øgede partialkoefficienter tages i anvendelse for lodret bærende nøgleelementer:

a. Øgede partialkoefficienter kan i hovedtræk kun kompensere for begrænsede afvigelser i materialestyrker og i de lastvirkninger, der i forvejen er indeholdt i dimensioneringsmodellen.
b. For elementer med begrænsede slankhedsforhold vil øgede partialkoefficienter på materialerne også med rimelighed kunne antages at kompensere for begrænsede afvigelser i tværsnitsdimensioner og excentriciteter.
c. For elementer med større slankhedsforhold, hvor 2. ordens effekter er af væsentlig betydning for bæreevnen, vil øgede partialkoefficienter på materialerne kun i meget beskedent omfang kunne antages at kompensere for afvigelser i tværsnitsdimensioner og excentriciteter.

I det aktuelle vægeksempel leder analysen især til overvejelser om at kunne optage større excentriciteter og tværlastpåvirkninger, end hvad dimensionering med øgede partialkoefficienter alene giver grundlag for. Som nævnt i afsnit 2.1 frarådes det de projekterende at søge en løsning ved at stramme krav til tolerancer og inspektionskrav til betonelementer.

I bilag 1.3 og 1.4 er derfor set på forholdene, dels når betonstyrke og armeringsmængde øges en smule ekstra, dels når elementets tykkelse øges en smule. Jævnfør nedenstående tabel opnås med begge alternativer en fornuftig reduktion af følsomheden overfor variationer i de valgte parametre.

	Udgangsløsning	**Alternativ 1**	**Alternativ 2**
Variation i parameter	**180 mm væg** h = 180 mm Y8/150 i b.s. f_{ck} = 35 MPa	**180 mm væg** h = 180 mm Y10/150 i b.s. f_{ck} = 40 MPa	**200 mm væg** h = 200 mm Y8/150 i b.s. f_{ck} = 35 MPa
Ekstra tværlast ækvivalent med vandret kraft ΔH virkende midt på element ($\Delta H = 0{,}5 \cdot w \cdot L_s$)	$\Delta H \simeq 0{,}5\%$ af N_{Ed}	$\Delta H \simeq 0{,}9\%$ af N_{Ed}	$\Delta H \simeq 1{,}6\%$ af N_{Ed}
Forøgelse af excentriciteter med Δe	$\Delta e \simeq 5$ mm ($\Delta e/h \simeq 0{,}028$)	$\Delta e \simeq 11$ mm ($\Delta e/h \simeq 0{,}061$)	$\Delta e \simeq 15$ mm ($\Delta e/h \simeq 0{,}075$)
Reduktion af elementtykkelse med Δh	$\Delta h \simeq 8$ mm	$\Delta h \simeq 15$ mm	$\Delta h \simeq 17$ mm

For den bygværksansvarlige, der ikke selv dimensionerer de lodret bærende betonelementer, tegner der sig herved en enkel mulighed ved at foreskrive, at disse nøgleelementer i brudstadiet skal dimensioneres for de faktisk forekommende regningsmæssige belastninger under anvendelse

af forhøjede partialkoefficienter på materialestyrkerne og skal desuden dimensioneres for de samme belastninger med et momenttillæg på $\Delta M = \Delta e \cdot N_{Ed}$, men nu under anvendelse af sædvanlige partialkoefficienter på materialestyrkerne. På baggrund af den ovenfor gennemgåede analyse kan foreslås at benytte værdien $\Delta e = 0{,}05 \cdot h$ som et alment, supplerende robusthedskrav for disse elementtyper.

På den sikre side kan den projekterende her nøjes med én beregning ved at medtage momenttillægget ΔM sammen med faktisk forekommende regningsmæssige belastninger under dimensioneringen med forhøjede partialkoefficienter.

Henvisning til dokumentationen i nærværende bulletin vil i mange konkrete projekter være tilstrækkelig baggrund til at benytte ovenstående anbefalinger ved behandling af robusthedskravene. Det er i almindelighed ikke nødvendigt at gennemføre projektspecifikke variationsstudier for typiske bygningselementer, hvor sådanne i forvejen er tilgængelige.

Til ovenstående resultater skal bemærkes, at etagekrydsenes lodrette bæreevne afhængig af udformningen kan være meget følsom overfor valget af vægtykkelse. Se mere i afsnit 4.3.

3.2 Robuste armeringsprincipper for vægelementer

Af ressourcemæssige hensyn er det væsentligt, at den projekterende differentierer sine særlige krav til armeringsløsninger i vægelementer svarende til det nødvendige og tilstrækkelige i det enkelte tilfælde. Netop særlige krav til vægelementers armeringsdesign har meget stor betydning for både ressourceforbrug og arbejdsmiljø hos elementleverandøren.

Uhensigtsmæssige armeringsløsninger er derfor både dyrere og mere kritiske for kvaliteten, end løsninger der er tilpasset produktionen. I Bilag 2 til nærværende bulletin er derfor præsenteret en række principper for armeringsløsninger til vægelementer, som vil kunne dække langt de fleste tilfælde:

Type A1
Transportarmerede vægelementer: Udviklet til simple vægelementer påvirket af moderate lodrette og vandrette belastninger.

Type A2
Middelsvært armerede vægelementer: Udviklet til simple vægelementer påvirket af større lodrette og vandrette belastninger.

Type A3
Skivearmerede, homogene vægelementer: En udbygning af Type A2 til anvendelse i hårdt påvirkede, stabiliserende systemer eller i andre tilfælde, hvor der skal overføres store skivekræfter indbyrdes mellem vægelementer i det konstruktive system.

Type A4

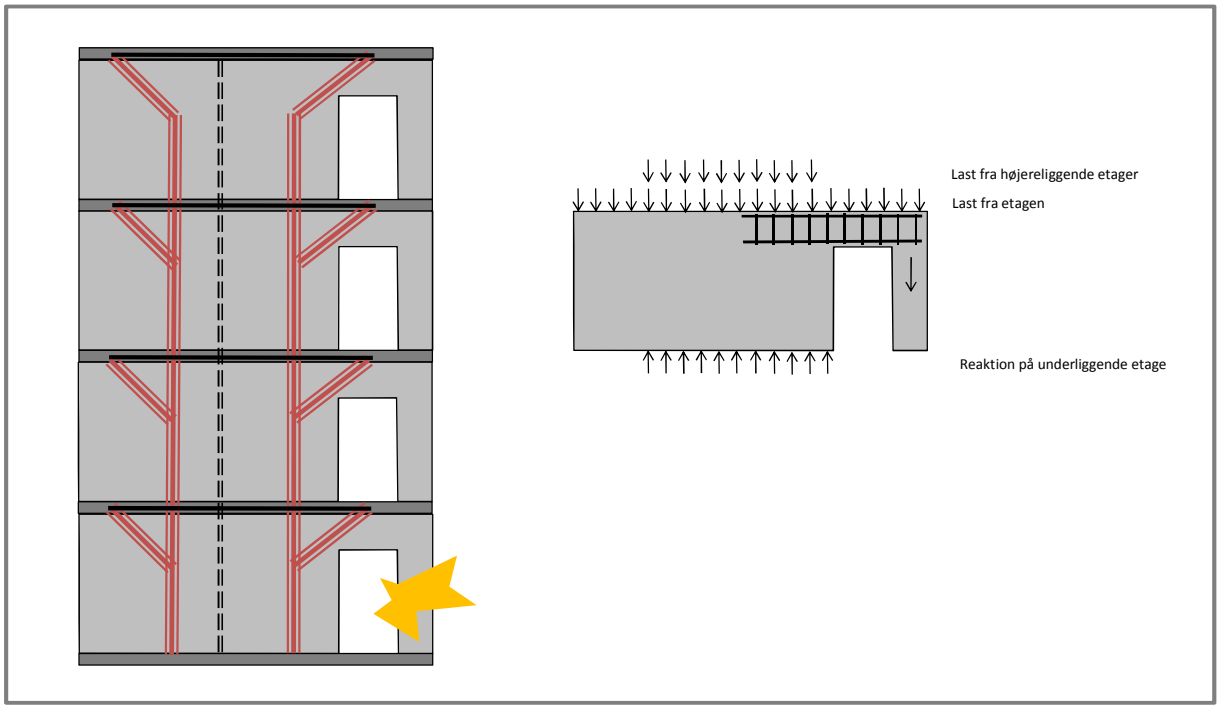
Svært armerede vægelementer: Udviklet til mere komplicerede vægelementer, hvor der skal være større udsparinger for vinduer og døre etc., samtidig med vægelementerne indgår i konstruktive systemer med store og/eller komplekse lastvirkninger. Det sidste kan eksempelvis handle om selvbærende vægelementer dimensioneret efter stringermetoden, eventuelt samtidig med at der skal overføres store skivekræfter mellem vægelementer svarende til det under Type A3 nævnte.

Produktionsomkostningerne afhænger af den valgte type, med Type A1 som den billigste model og med stigende omkostninger op til Type A4. Til gengæld er der ikke særlige vanskeligheder med at håndtere flere forskellige af disse vægtyper på den enkelte byggesag.

Afvigelse fra principperne i de beskrevne typer bør derimod kun ske efter særlig aftale med elementleverandøren, eftersom afvigelser både kan være stærkt fordyrende og kan medføre væsentlige produktionsmæssige eller geometriske problemer, hvilket yderligere medfører øget risiko for fejl.

3.3 Snitkraftomlejring ved lokale svigt i vægkonstruktioner

I konstruktioner med bærende vægge kan der enkelt skabes god sikkerhed mod overordnet kollaps som følge af lokale svigt, fordi vægkonstruktionen ved skivevirkning kan føre belastningerne uden om det lokale svigt som illustreret på nedenstående figur. Figuren viser et eksempel, hvordan lastnedføringen i en vægskive kan tilpasse sig, hvis en dørsøjle nederst mister sin bæreevne.



Lastnedføringen er på figuren symboliseret via tryktrajektorier, der som vist kan danne et ligevægtssystem, der trækker lasten uden om det skadede område. Løsningen fordrer, at der er ilagt vandret armering i etagekrydsene, med mindre vægskiven udgøres af ét sammenhængende element i hver etage.

Aktiveringen af armering i etagekrydsene kræver, at der sikres forskydningsforbindelse mellem overside af vægelementer og etagekrydsudstøbningen. Denne forskydningsforbindelse vil sædvanligvis være sikret, når EC2's krav til vandret fastholdelse af vægtoppen til etagedækket er opfyldt, se afsnit 4.2.

På samme måde vil den fornødne vandrette armering i etagekrydset svarende til EC2's krav om sammenhæng i dækskiverne almindeligvis være tilstrækkelig til, at vægskiver på den viste måde kan "danne bro" hen over et lokalt skadet område. Se afsnit 6.1.

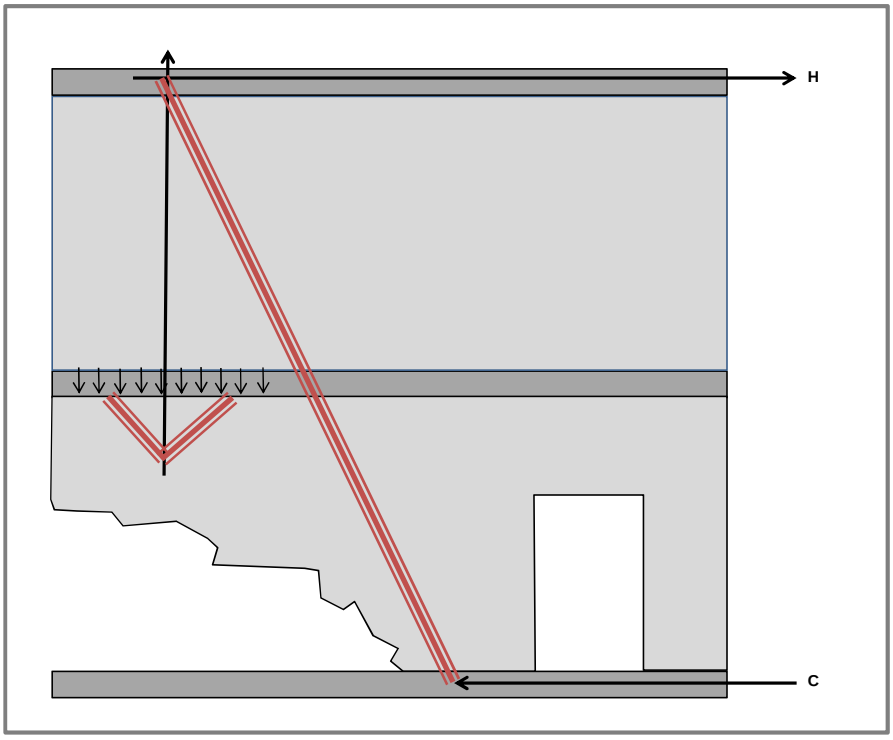
Som vist på vægudsnittet i den ene etage er det nødvendigt at anordne særlig bjælkearmering i dør- eller vinduesoverliggere for systemet også kan virke i vægge med udsparinger for døre og vinduer. Bjælkearmeringen skal bl.a. sikre, at last fra dækket i den enkelte etage kan trækkes hen over døren eller vinduet, væk fra zonen over det skadede område. Traditionelt anses en bjælkearmering, der sikrer at overliggere kan overføre en karakteristisk forskydningskraft af størrelsen 60 kN samt både positive og negative karakteristiske momenter af størrelsen 60 kNm, for at være passende i høj konsekvensklasse. I normal konsekvensklasse foreslås halvt så store værdier.

Den anviste bjælkearmering har ikke kun til formål at overføre lokal last fra dæk, men også at skabe mulighed for en rammevirkning i vægelementer med døre og vinduer, så vandrette kræfter i dækskiverne opstået på grund af lokale brud helt andre steder i konstruktionen kan føres ned gennem bygningen i et ulykkestilfælde.

Også den i høj konsekvensklasse alment krævede lodrette og vandrette sammenhængsarmering har væsentlig betydning for konstruktionens mulighed for at etablere alternative bæresystemer hen over lokale svigt.

Som vist på figuren nedenfor kan lodret sammenhængsarmering hjælpe til at optage belastningen fra et dækfelt, der oprindelig er regnet understøttet over et skadet vægfelt, idet der kan være gode muligheder for, at den øverste del af den skadede væg stadig kan medvirke til at lede reaktionen fra dækket hen til ophængningsarmeringen.

På illustrationen vist nedenfor er demonstreret et eksempel på en sådan kraftomlejring, hvor det lokale systems ligevægt blandt andet sikres ved at kræfterne H og C via dækskiverne føres ud til bygningens øvrige vægskiver, der således aktiveres til optagelse af det væltende moment hidrørende fra de lodrette lasters omlejring omkring det skadede felt. Fornødne kræfter af denne art, H og C, kan almindeligvis antages ført rundt i dækskiverne, når kravene til dækskiven refereret i afsnit 6.1 opfyldes.



Vedrørende de lodrette trækforbindelser omtalt ovenfor henvises til principperne bekrevet under Type A3 i Bilag 2.

4. Samlinger i lodret bærende systemer

Samlingsløsningerne i det lodret bærende system skal både sikre effektiv fastholdelse af de lodret bærende dele og sikre at de lodrette kræfter med fornøden sikkerhed kan overføres mellem bygningsdelene.

EC2 foreskriver direkte krav om fastholdelse af randsøjler og bærende vægge til dækskiven. I høj konsekvensklasse er dette i Danmark fastlagt til fastholdelse overfor vandrette kræfter af størrelsen 160 kN for søjler og 30 kN/m for vægge gældende for både top og bund af elementerne. I normal konsekvensklasse gælder krav om fastholdelse overfor vandrette kræfter af størrelsen 80 kN for søjler og 15 kN/m for vægge, men kun gældende for top af elementerne. Ikke bærende væg- eller sandwichelementer i facader er ikke omfattet af disse krav.

Hvor konstruktionen ikke er dimensioneret for bortfald af et søjle- eller et vægelement bør det i høj konsekvensklasse anbefales, at der altid etableres mekanisk fastholdelse til dækskiven, også for indeliggende søjler og bærende vægelementer. Begrundelsen herfor er, at dynamiske effekter under eksempelvis jordskælv eller brand kan medføre, at normalkraften virkende i støbeskellet i elementernes bund kortvarigt kan neutraliseres, så der kan ske en vandret forskydning af et lodret bærende element, fordi friktionsmodstanden i støbeskellene samtidig forsvinder.

Derfor anbefales for byggerier i høj konsekvensklasse, at der i alle lodret bærende væg- og søjleelementer etableres gennemgående trækforbindelser, så den fornødne friktionsmodstand kan opretholdes i både top og bund af elementerne. Dette gælder således også for nøgleelementer, hvor den lodrette trækforbindelse ikke indgår i et brosystem, der i ulykkestilfælde spænder hen over et beskadiget område som beskrevet i EC2, punkt 9.10.2.5(1). De lodrette trækforbindelser kan etableres med armering monteret i korrugerede rør indstøbt i elementerne eller ved brug af stigbøjlesamlinger ved etagekrydsene. Bemærk i denne forbindelse, at i henhold til det danske nationale anneks til DS/EN 1992-1-1 skal de nævnte forbindelser også etableres, også hvor bygningens stabilitet undersøges for bortfald af bygningsdele.

For byggerier i normal konsekvensklasse er der i Danmark som nævnt kun krav om vandrette fastholdelser af randsøjler og -vægge mellem elementtop og dækskive. Hermed er lodrette trækforbindelser i normal konsekvensklasse normalt kun nødvendige, hvor de indgår i et brosystem, der i et ulykkestilfælde forudsættes at spænde hen over et beskadiget område. Dette skyldes, at fastholdelse af søjle- og vægtoppe til dækskiven som regel uden vanskelighed kan sikres på enklere måde som beskrevet i det følgende.

Sluttelig skal nævnes, at det eksempelvis som ved kærner kan være muligt at sammenkoble et bærende vægelement via hjørnesamlingerne i hver ende til tværgående vægelementer. I så fald kan det være en mulighed at sikre fastholdelsen af det pågældende vægelement via hjørnesamlingerne. Disse hjørnesamlinger vil også kunne udformes med tilstrækkelig forskydningskapacitet til at kravet om lodret mekanisk sammenhæng for dette vægement

eksempelvis kan sikres ved hjælp af lodret sammenhængsarmering i de to tværgående vægementer.

4.1 Fastholdelser af søjler

I høj konsekvensklasse kan den lodrette sammenhæng mellem søjler for eksempel sikres ved hjælp af indstøbte lodrette armeringsjern afsluttet med armeringskoblere ved søjletoppen suppleret på byggepladsen med armeringsjern monteret i armeringskoblerne og ført en god forankringslængde op i den ovenstående søjle, idet der heri indstøbes korrugerede rør i den nederste del. Etablering af sådan lodret sammenhængsarmering i alle søjler svarende til optagelse af en trækkraft på mindst 320 kN vil muliggøre, at der i bunden af søjlerne kan sikres en fastholdelse overfor vandret forskydning på 0,5 ▪ 320 = 160 kN/m i de vandrette støbeskel lige over dækniveau.

Søjletoppe på indeliggende søjler vil almindeligvis være omkranset af dækskiven, så yderligere tiltag for fastgørelse til dækskiven er unødvendig.

Randsøjler må derimod fastholdes særskilt til dækskiven, hvilket eksempelvis kan sikres med gevindstænger forankret i søjletoppen og ført en forankringslængde ind i dækskiven i fuger mellem dækelementerne. Hvis elementerne har påstøbte søjletoppe kan fastholdelsen udføres med udragende armering eller gevindstænger monteret i indstøbte inserts i søjletoppen. I tilfælde hvor geometrien vanskeliggør udførelsen af sammenhængsarmeringen omkring søjletoppen kan toppen af alle søjler i en højde svarende til dæktykkelsen ofte med fordel udføres som pladsstøbt. Se illustration i afsnit 4.4.

4.2 Fastholdelser af vægge

Lodret bærende randvægge kræves altid fastholdt i toppen til dækskiven, og for at muliggøre dette anbefales både i normal og høj konsekvensklasse at placere opragende strittere eller bøjler i toppen af hvert vægelement. Se nærmere om dette i afsnit 6.4, hvor det er demonstreret, hvorledes den lodrette sammenhængsarmering i høj konsekvensklasse kan medvirke til at sikre den krævede vandrette fastholdelse.

I høj konsekvensklasse kræves yderligere en vandret fastholdelse i bund af vægelementerne. Også her vil lodret sammenhængsarmering kunne medvirke til at sikre den fornødne fastholdelse. Dette kan eksempelvis gøres med følgende med følgende midler:

- stigbøjlesamlinger
- korrugerede rør
- korrugerede rør med reces i bunden af vægelement

Hvis løsningen med de korrugerede rør anvendes og den lodrette sammenhængsarmering svarer til optagelse af en trækkraft af størrelsen 60 kN/m, vil der med en friktionskoefficient på μ=0,5 i

støbeskellet mellem vægelementets bund og understopningsfuge være tilstrækkelig friktionskapacitet i dette støbeskel til at sikre den krævede vandrette fastholdelse på 30 kN/m. Imidlertid vil der ofte blive valgt et mindre niveau for den lodrette sammenhængsarmering, og det kan derfor blive aktuelt at udforme vægelementets bund med en form for profilering for at opnå en tilstrækkelig vandret fastholdelse som vist i afsnit 6.4.

Ved dækskiver af huldæk vil de vandrette U-bøjler, der indgår i forskrifterne vedrørende huldæks brandmodstandsevne, normalt være tilstrækkelige til også at sikre randvæggenes vandrette fastholdelse sammen med ovennævnte dorne eller bøjler i toppen af vægelementerne. I dækløsninger med overbeton skal blot sikres en tilsvarende forankring af overbetonens armering i etagekrydset.

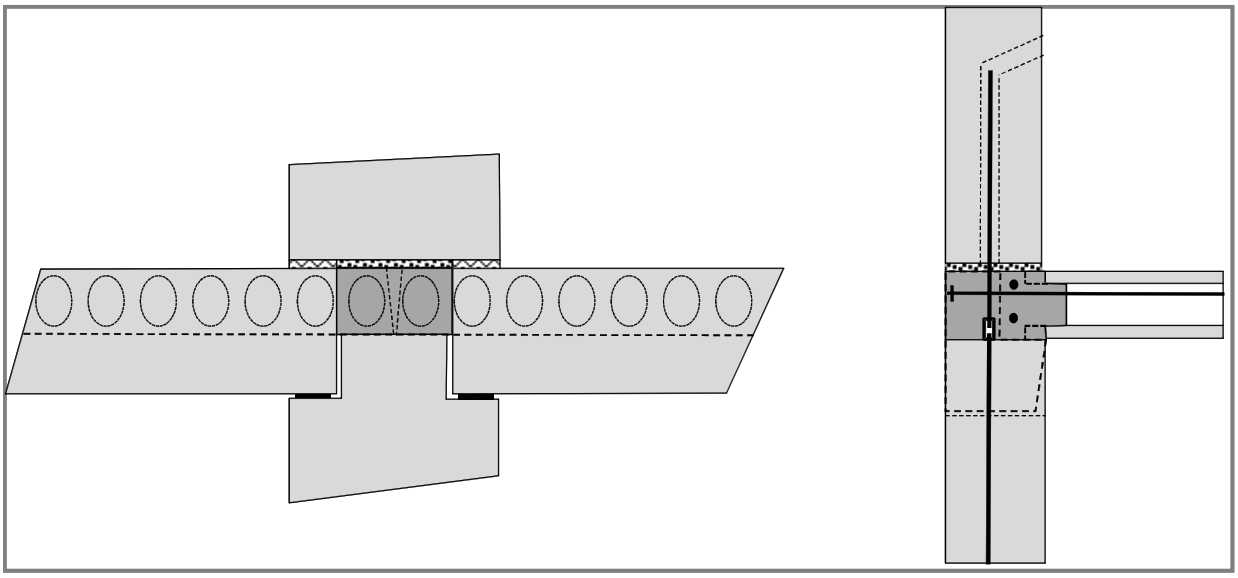
I høj konsekvensklasse er det i DS/EN 1990 DK NA:2013 i Anneks E anført, at robustheden af pendulsøjler ikke vil være tilstrækkelig sikret ved anvendelse af materialepartialkoefficienterne øget med faktor 1,2, med mindre der samtidig gennem hver etageadskillelse anordnes konstruktiv sammenhæng i form af gennemgående træk- og forskydningsforbindelse i søjlen. Dermed anbefales, at de ovenfor beskrevne tiltag til fastholdelse af randvægge i høj konsekvensklasse også udstrækkes til indeliggende, bærende vægelementer, der er i projektet håndteres som nøgleelementer med anvendelse af faktoren 1,2 på materialepartialkoefficienterne.

4.3 Bærende etagekryds

Her skal peges på, at det for disse konstruktionstyper i høj grad er den projekterendes omhu med de konstruktive samlinger, der er afgørende for sikkerheden mod svigt.

Det anbefales generelt, at den bygværksprojekterende i projektgrundlaget identificerer de særligt vigtige samlinger på linje med nøgleelementer. Dette kan ske ved at supplere listen over nøgleelementer med en liste over nøglesamlinger inden for hvert konstruktionsafsnit, og hvor der af den ansvarlige for det enkelte konstruktionsafsnit kræves en særskilt robusthedsanalyse af disse nøglesamlinger i den statiske dokumentation for konstruktionsafsnittet. Resultatet af disse analyser bør føre til, at der stilles særlige krav om forholdsregler til kontrol af udførelsen, hvor denne er særlig afgørende for konstruktionens sikkerhed. Se eksempelvis det nedenfor viste etagekryds i en søjle-/bjælkekonstruktion.

4.4 Eksempel på robusthedsanalyse af nøglesamling i søjle-/bjælkekonstruktion.



I det viste etagekryds skal først og fremmest bemærkes, at søjletoppen er smallere end søjleskaftet nedenfor bjælkevederlagene. Analysen af etagekrydset skal derfor under alle omstændigheder omfatte en særskilt undersøgelse af, at søjletoppen har tilstrækkelig styrke til at kunne overføre den samlede lodrette last fra de ovenliggende etager. Dette kan for denne søjletype ofte vise sig at være afgørende for den fornødne betonstyrke.

Den viste samling er designet med den øverste del af søjletoppen pladsstøbt af hensyn til anordning af lodret og vandret sammenhængsarmering som nævnt i afsnit 4.1. Denne pladsstøbte del af etagekrydset skal udføres med mindst samme betonstyrke som lastnedføringen kræver af den præfabrikerede del af søjletoppen.

Det skal understreges, at huldækelementerne ved søjlen skal udføres med udsparinger omkring søjletoppen, dels så søjlehovedet i etagekrydset bliver fuldt udstøbt, dels så huldækkene ikke udsættes for tvangskræfter på grund af en indspænding i vederlagszonen.

Endelig skal betonen i den ovenstående søjle også kunne optage det koncentrerede tryk i bunden, hvilket kan blive dimensionerende for denne søjles betonstyrke.

Udførelsesmæssigt er det især kritisk, at den pladsstøbte del af søjletoppen udføres med den korrekte betontype, eftersom den betontype i de nedre etager typisk skal være stærkere end den fugebeton, der generelt anvendes til sammenstøbning af etagedækkene.

Er nederste søjle et nøgleelement gælder det samme for den pladsstøbte del af søjletoppen, der i så fald designes med partialkoefficienten på betonen øget med faktor 1,2. I dette tilfælde kan en sådan faktor modsvare, at konstruktionen kan opretholde normalt sikkerhedsniveau, selv om det effektive trykareal i søjletoppen reduceres med ca. 16%, hvilket er et rimeligt niveau med henblik på at kompensere for reduktion af trykarealet inden for rammerne af relativt store tolerancer.

Alternativt kunne det ud fra samme betragtning tolereres, at betonstyrken i den pladsstøbte del af søjletoppen isoleret set reduceres med ca. 16%. Men her er den største risiko ikke, at der sker grove fejl i sammensætningen af den foreskrevne beton. Langt større risiko er, at der til denne udstøbning, hvor der måske kræves en betonstyrke f_{ck} = 45 MPa, i stedet udføres med samme beton som anvendt i de omkringliggende dækfuger, hvor der måske er krævet en betonstyrke på f_{ck} = 25 MPa.

Alene derfor skal der kræves ekstra fokus på samlingen under udførelsen. Men også armeringen i søjletoppen og den foreskrevne sammenhængsarmering i etagekrydset jf. bl.a. afsnit 4.1 skal udføres meget omhyggeligt efter projektet.

For den aktuelle samlingsløsning leder robusthedsanalysen derfor umiddelbart til krav om 100% kontrol omfattende:

- vandrette placeringsmål for elementets søjletop
- etagekrydsets armering før støbning med fotodokumentation
- anvendt betontype
- ovenstående søjles placeringsmål

sammen med anden aktion til sikring af dokumentation for, at alle de berørte søjletoppe er udstøbt med korrekt beton. Eksempelvis:

- brug af med beton med den maksimalt krævede betonstyrke til alle fugeudstøbninger i etagedækket, eller
- brug af beton med tydeligt afvigende nuance/farve til udstøbningen af søjletoppene.

5. Vandret bærende bygningsdele

5.1 Sædvanlige elementdæk

Elementerne i huldæk og mindre ribbedæk med overbeton har almindeligvis en så begrænset størrelse at de ikke falder inden for, hvad der klassificeres som afgørende dele af konstruktionen. I langt de fleste tilfælde vil der kunne argumenteres for at der for disse elementer kun er beskeden følsomhed overfor utilsigtede påvirkninger eller defekter, eksempelvis ved at betragte mulighederne for bæring af et svigtende dækelement via tværfordeling til naboelementerne.

5.2 Større vandret bærende elementer

De større vandret bærende bygningsdele, så som hovedbjælker, selvbærende vægskiver, portalbjælker etc. vil almindeligvis være statisk bestemte enkeltelementer, hvor omfordeling af belastninger i tilfælde af svigt i konstruktionsdele sjældent vil kunne eftervises. For disse elementer sikres robustheden derfor oftest via indledningens model A.

På linje med det nævnte i forbindelse med etagekryds skal her peges på, at det for disse konstruktionstyper i høj grad er den projekterendes omhu med de konstruktive detaljer, der er

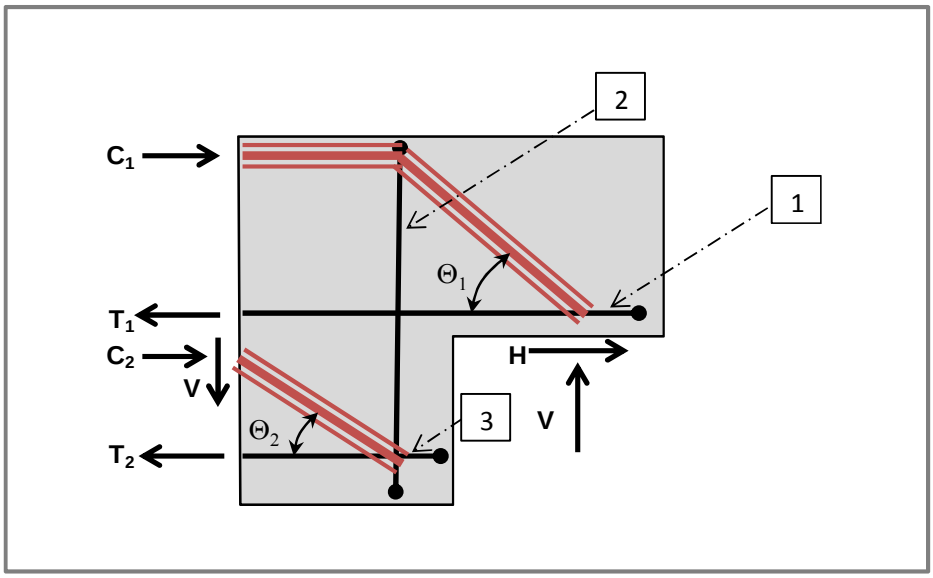
afgørende for sikkerheden mod svigt. Her kan eksempelvis nævnes vederlagsdetaljer eller forankringsdetaljer for armeringen i de enkelte elementer, hvor der typisk ikke kan kompenseres for fejlagtige udformninger ved at øge partialkoefficienterne på materialerne.

Derfor bør armeringsløsningen i konstruktivt afgørende detaljer altid analyseres via en gittermodel, se eksemplet i afsnit 5.3.

Disse forhold gælder ikke kun for de vandret bærende elementer, der direkte er identificeret som nøgleelementer. Det anbefales generelt, at den ansvarlige for det pågældende konstruktionsafsnits statiske dokumentation identificerer de særligt vigtige elementdetaljer i form af en liste over nøgledetaljer inden for konstruktionsafsnittet. Udgangspunktet er, at det er producenten der har erfaringen med elementdetaljerne og dermed véd, hvor der er behov for særlig fokus. Det forudsættes at nøgledetaljerne behandles med særlig omhu i den statiske dokumentation for konstruktionsafsnittet, og at der foretages dokumenteret kontrol af beregninger og tegninger for disse nøgledetaljer.

5.3 Eksempel på robusthedsanalyse af nøgledetalje ved bjælkevederlag

Nedenstående eksempel viser forholdene i en bjælkeende med et såkaldt sadelhak over vederlaget. Ud over den samlede lodrette reaktion, V, bør der ved en sådan løsning altid tages hensyn til, at der på grund af dilatationsbevægelser og lejefriktion også vil opstå en vandret last, H, der kan have væsentlig betydning for vederlagets bæreevne.



Vinklerne Θ_1 og Θ_2 på figuren afhænger af de aktuelle forhold; men herefter gælder følgende noter alment:

Ad $\boxed{1}$: Vederlagsarmeringen skal forankres for kraften $T_1 = H + V \cot\Theta_1$

Ad $\boxed{2}$: Ophængningsbøjlerne skal kunne optage den fulde lodrette last, V

Ad $\boxed{3}$: Bjælkens hovedarmering skal for enden lokalt forankres for kraften $T_2 = V \cot\Theta_2$

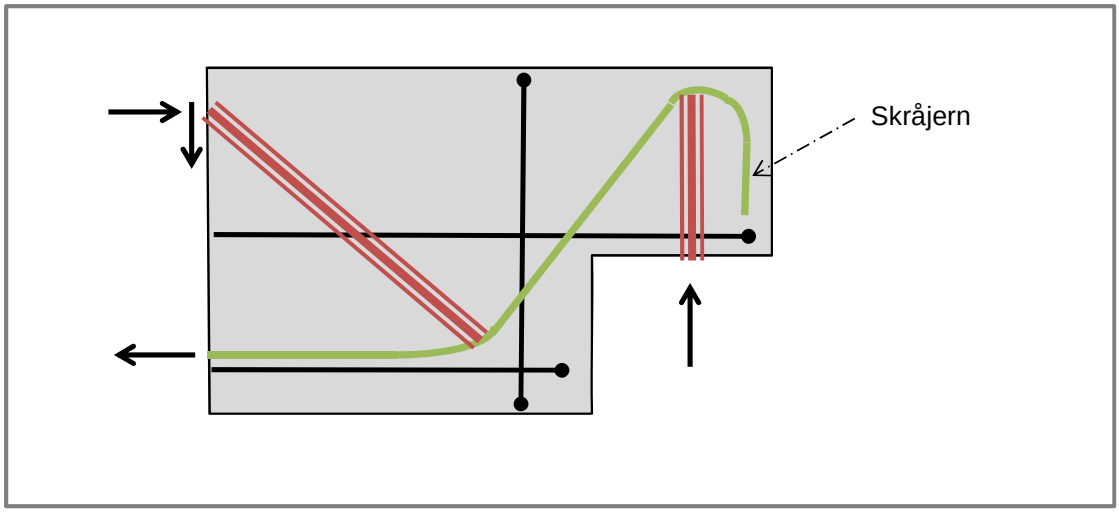
Med denne form for analyser skal den projekterende dokumentere, at samlingen er dimensioneret for alle relevante lastvirkninger samt at armeringen er placeret korrekt, så der kan etableres et lokalt kraftsystem i ligevægt. Hvis dette ikke opfyldes, hjælper øgede partialkoefficienter på materialerne ikke.

Almindeligt forekommende afvigelser i geometrien kan med rimelighed i sådan en detalje kompenseres ved at øge partialkoefficienterne på materialerne med faktor 1,2. Hvis eksempelvis den vandrette armering (re. T_1) ligger højere end tilstræbt, eller at ophængningsarmeringen er placeret med tyngdepunktet lidt længere fra vederlaget end tilstræbt, vil $\cot\Theta_1$ øges i forhold til den teoretiske værdi og dermed forøges kraften T_1 svarende til ovenstående formel. Den forøgede partialkoeffient på materialerne vil i dette tilfælde, både for så vidt angår armeringens egen optagelse af T_1 og forankringen heraf over vederlaget, betyde at det normale krav til sikkerhedsniveau på disse punkter er opfyldt selv for ganske store variationer i $\cot\Theta_1$. Hvis eksempelvis der er tilstræbt $\cot\Theta_1 = 1$ i en beregning med partialkoefficienterne på materialerne øget med faktor 1,2, så vil det normale sikkerhedsniveau være opretholdt selv ved en afvigelse i armeringsplaceringen svarende til, at $\cot\Theta_1$ varierer mellem 1,2 og 1,3 afhængig af størrelsen H/V. Løsningen er således ganske robust overfor afvigelser i armeringsplaceringen.

Derimod er løsningen meget følsom overfor fejl i retning af eksempelvis forkerte armeringsdimensioner, antallet af vandrette U-bøjler til optagelse af T_1, antallet af ophængningsbøjler til optagelse af V eller forankringen af hovedarmeringen til optagelse af T_2.

En enkel løsning til at tilvejebringe en mere robust nøgledetalje kan være at modificere designet, så der skabes mulighed for kraftoptagelse ad flere veje. Det kan ske ved at kombinere ophængningsbøjlerne med skråjern, formet som vist på figuren nedenfor. Hermed kan der som vist på figuren for en meget beskeden omkostning tilvejebringes alternative kraftveje, så den samlede løsnings følsomhed overfor defekter reduceres markant.

I brudgrænsetilstanden udgøres bæreevnen således af de to kraftvejes samlede bæreevne. Hvis de to alternative kraftvejes bidrag til bæreevnen er af nogenlunde samme størrelse, vil det i ulykkesgrænsetilstanden ved undersøgelse af et scenarie, hvor én af de to alternative kraftveje kun tænkes at have halvdelen af den forudsatte kapacitet, normalt kunne vises, at dette ikke fører til svigt.

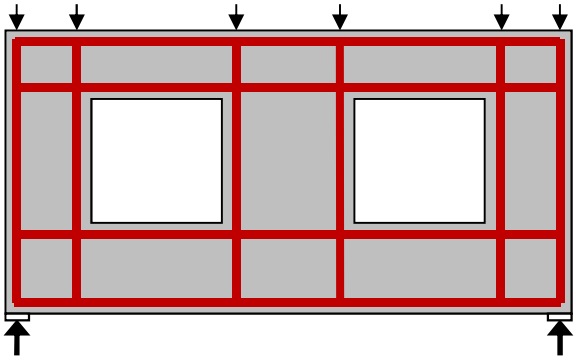


Ved produktion af CE-mærkede betonelementer, der foregår under kontrolmæssigt betryggende forhold, vil der med en sådan løsning ikke være behov for at iværksætte særskilt inspektion under udførelsen.

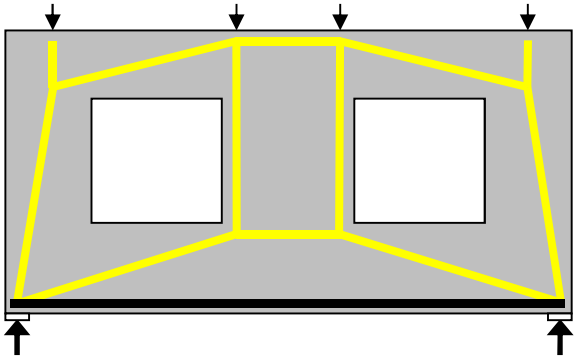
For typiske elementdetaljer vil producenten med fordel kunne udarbejde dokumentationsblade for robusthedsanalyser af denne art, så der blot kan henvises hertil i de enkelte projekter.

5.4 Eksempel på robusthedsanalyse af nøgledetaljer i selvbærende vægskive

De nedenstående opstalter viser et vægelement, der fungerer som en selvbærende vægskive mellem to understøtninger.



Opstalt A: Stringersystem

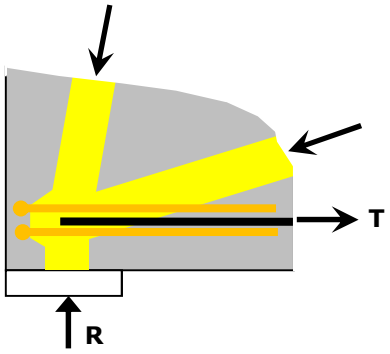


Opstalt B: Gitteranalogi

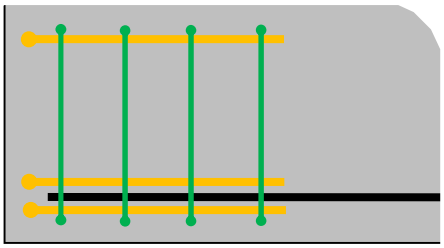
Opstalt A viser en klassisk model for placering at stringere til brug for en dimensionering af vægelementet ved brug af stringermetoden. Bemærk at denne models stringere og forskydningsfelter nøje svarer til armeringsmodellen vist i som Type A4 i Bilag 2.

Opstalt B viser en model for dimensionering ved hjælp af gitteranalogien, hvor de gule linjer markerer trykpåvirkede gitterstænger, og den sorte linje markerer en trækstang ved elementets bund. Denne model er armeringsmæssigt meget enkel og kan med fordel anvendes i situationer med moderate belastninger ved konstruktioner i konsekvensklasse CC1 og CC2. I disse tilfælde vil en tilstrækkelig armering i vægelementet ofte kunne tilvejebringes ved at kombinere

armeringsprincipperne for de transportarmerede vægelementer, Type A1 i Bilag 2, med et par godt forankrede hovedarmeringstænger ved elementets bund. Gittermodellen viser, at disse hovedarmeringsstænger ved understøtningerne skal forankres for hele den maksimale trækkraft svarende til optagelsen af skivemomentet midt mellem understøtningerne.



Gitterknudepunkt ved understøtning



Lokal armeringskurv ved understøtning

Med en jævnt fordelt belastning, p_E, på vægskiven bliver reaktion, R_E, og trækkraften i hovedarmeringen, T_E:

$$R_E = 0{,}5 \cdot p_E \cdot L \qquad T_E = \frac{p_E \cdot L^2}{8 \cdot H_i}$$

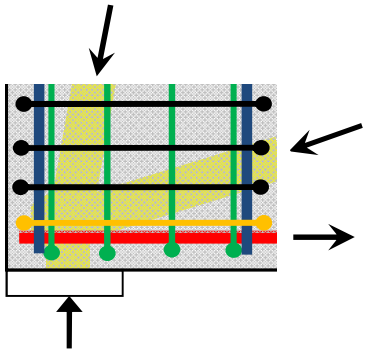
hvor L er vægskivens spændvidde, og H_i er den indre momentarm målt fra hovedarmeringen i bunden til tyngpunktet af kræfterne i de to vandrette gitterstænger mellem vinduerne. Dette vil med eksempelvis $H_i = 0{,}5 \cdot L$ svare til $T_E = 0{,}5 \cdot R_E$.

Til at forankre denne kraft kan indlægges et par vandrette U-bøjler som vist med orange i gitterknudepunktet. På den sikre side vil disse U-bøjlers forankringskapacitet normalt kunne beregnes svarende til at der indvendigt i hver U-bøjle etableres et ringtryk af størrelsen $3 \cdot f_{cd}$, fordi reaktionen etablerer et betydeligt tværtryk på U-bøjlen til gunst for dennes forankring. Dermed bliver de to U-bøjlers forankringsevne $T_{Rd} = 2 \cdot d_a \cdot (D + d_a) \cdot 3 \cdot f_{cd}$, hvor d_a er U-bøjlernes armeringsdiameter, og D er den indvendige bredde af U-bøjlerne. For at sikre et robust overlapningsstød mellem U-bøjlerne og hovedarmeringsstængerne i elementet indlægges en lokal armeringskurv nederst i hver ende af vægelementet ved understøtningerne som vist ovenfor. I den lokale armeringskurv udgør de med grønt markerede bøjler en effektiv tværarmering for overlapningsstødet; medens den øverste vandrette U-bøjle blot fungerer som afstivning af armeringskurven under produktionen.

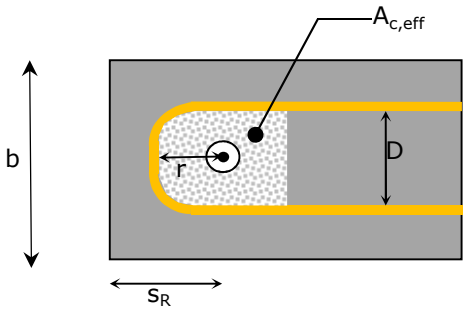
I vægelementer, der i øvrigt blot kræves udført med eksempelvis to simple armeringsnet, bør de to lokale armeringskurve indlægges imellem de to armeringsnet af hensyn til produktionen, også selv om dette medfører, at de vandrette U-bøjler bliver ret smalle og derfor skal udformes med øget armeringsdimension for at opnå tilstrækkelig forankringsevne.

Med et 150 mm tykt vægelement vil der med den viste løsning være plads til vandrette U-bøjler med d_a = 10 mm og D = 50 mm, hvilket med en betonstyrke på f_{ck} = 25 MPa i vægelementet giver mulighed for at forankre en trækkraft i hovedarmeringen på 64 kN og således optage en reaktion af størrelsen 128 kN i det aktuelle tilfælde.

Princippet for vederlagsløsningen er meget parallel til løsningen det tilsvarende sted i det anbefalede armeringsprincip, Type A4 for svært armerede vægelementer i bilag 2, der som tidligere nævnt passer godt til stringerløsningen vist som Opstalt A ovenfor. Den væsentligste forskel er, at den vandrette forankringsbøjle virker qua de to yderste lodrette hovedarmeringsstænger, der fungerer som hjørnejern for forankringsbøjlen. Forankringsbøjlen kan dermed normalt udnyttes fuldt ud svarende til armeringsstyrken.



Gitteranalogi indlagt i armeringsmodel Type A4



Effektivt trykareal i U-bøjle

Det kritiske punkt i begge de beskrevne modeller er forankringsbøjlens placering i forhold til reaktionens placering. På plansnittet angiver $A_{c,eff}$ det effektive trykareal for de lodrette spændinger i betonen svarende til reaktionen R_E, der virker i tyngdepunktet for $A_{c,eff}$. Placeringen af reaktionen givet ved afstanden s_R målt fra vægelementets ende bør derfor fastlægges så begge disse betingelser overholdes:

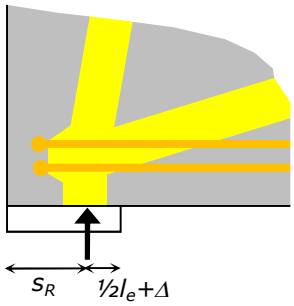
$$A_{c,eff} \cdot \nu \cdot f_{cd} \geq R_E$$

$$r \geq 0{,}5 \cdot (D + d_a)$$

I regneeksemplet ovenfor kræver løsningen med de to forankringsbøjler et effektivt trykareal af størrelsesordenen $A_{c,eff}$ = 7200 mm^2 for at optage reaktionen R_E = 128 kN. Med et dæklag ved bagenden af U-bøjlerne på 15 mm incl. tolerancetillæg på 15 mm vil dette i eksemplet kræve at reaktionen angriber i en afstand på mindst s_R = 125 mm fra elementets ende.

I bunden af elementet vil hele vægelementets tykkelse kunne medregnes i det effektive vederlagsareal, såfremt armeringen anordnes, så nederste U-bøjle mindst ligger i højden $h-(D+d_a)$ = 90 mm over elementets bund, idet der lokalt regnes med trykspredning i betonen under 1:2. Den effektive vederlagsflade skal derfor teoretisk have en udstrækning i vægelementets længderetning på ca. l_e = 50 mm, placeret med centrum afstanden s_R fra vægelementets ende.

Ud fra dette er den teoretisk nødvendige udstrækning af vederlagszonen således $s_R + ½l_e$ = 150 mm. Imidlertid er løsningen som nævnt meget følsom overfor både forskydninger af forankringsbøjlernes placering inde i vægelementet og overfor montagetolerancer mellem vægelement og underliggende konstruktion. Derfor anbefales som vist hosstående at udvide vederlagszonen med et tillæg, Δ, på eksempelvis mindst 30 mm, så vederlagszonen i det aktuelle tilfælde bliver 180 mm.



Ovennævnte løsninger vedrører kun de laster fra etagen, der påvirker vægskiven som en bjælke. Såfremt der yderligere virker en last NE fra højereliggende etager på det viste vægelements kantsøjler, suppleres ovennævnte med en kontrol af at:

$$N_E + R_E \leq b\,(S_R + ½l_e+\Delta)\,f_{cd}$$

6. Stabiliserende hovedsystemer

Det stabiliserende hovedsystem vil ofte være statisk ubestemt og rumme gode muligheder for omfordeling af belastninger, hvis der skulle opstå svigt i et element. Med opfyldelse af de sædvanlige krav til sammenhæng i dæk- og vægskiver vil det stabiliserende hovedsystem derfor ofte kunne argumenteres at opfylde robusthedskravet svarende til indledningens model B.

En forudsætning for at det stabiliserende hovedsystems robusthed kan sikres gennem snitkraftomlejringer er imidlertid samtidig, at punktforbindelserne i samlingsløsningerne er duktile og således kan undergå betydelige deformationer uden tab af bæreevne. Se herom senere.

6.1 Sammenhæng i dækskiver

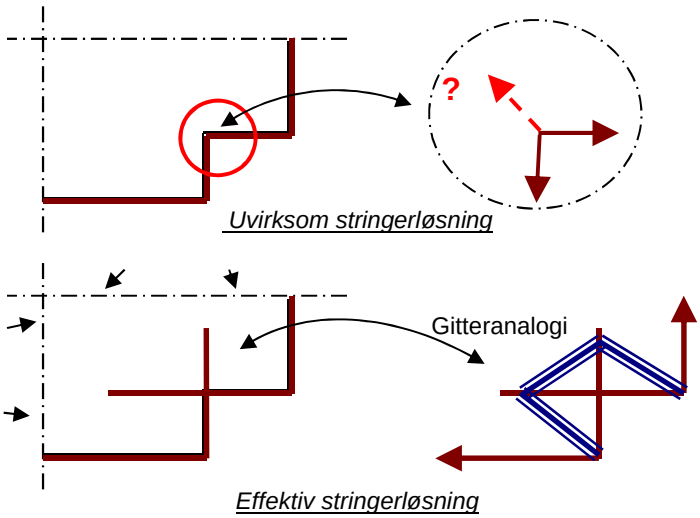
Dæk af huldækelementer forsynes i høj konsekvensklasse med kontinuert armering, der overalt sørger for en sammenhængskraft i periferitrækforbindelsen på:

$$F_{tie,per} = Maks \begin{cases} l_i \cdot 15 \text{ kN/m} \\ 80 \text{ kN} \end{cases}$$

hvor l_i er længden af det dæk, som vender ud mod den undersøgte periferi.

Herudover indlægges der internt i dækket kontinuert armering, der overalt sørger for en sammenhængskraft på $F_{tie,int}$ =30 kN/m i alle snit i begge retninger, dog minimum 80 kN. De interne forbindelser forankres effektivt til periferi-trækforbindelsen. For dækskiver i normal konsekvensklasse kan de anførte talværdier halveres.

I en del områder omkring skakttårne og ved bygningssammenskæringer kræves særlige tiltag for at få kontinuitet i armering indlagt i fugerne mellem huldækkene. Se nedenstående eksempel på problematik ved et indadgående hjørne i dækskiven.



Eventuelt kan sammenhængen sikres ved at lokale dækområder i stedet udføres enten som filigrandæk eller med lokalt tyndere huldæk med armeret pladsstøbt overbeton. Herved kan fugearmeringen mellem huldækkene disse steder føres ud til effektiv forankring i pladstøbte betonfelter, så sammenhængen i dækskivernes armering overalt er sikret.

Sidstnævnte løsningsmodel kan eksempelvis være relevant, når det geometrisk ikke er muligt at få de langsgående dækfuger i dækfelterne på hver side af en mellemunderstøtning til at ligge ud for hinanden. Denne situation optræder ofte, hvor der anvendes skråt afskårne dækelementer.

6.2 Sammenhæng i vægskiver

I alle lodret bærende, stabiliserende vægge anbefales som minimum etablering af lodret sammenhængsarmering og sikring af vandrette fastholdelser, helt som for de almindelige lodret bærende vægge, jf. afsnit 4.2.

For de ikke lodret bærende, stabiliserende betonelementvægge er der ikke samme direkte krav til den vandrette fastholdelse til dækskiven, ud over at samlingerne skal kunne optage de forskydningskræfter, der i henhold til stabilitetsberegningen forudsættes overført i etagekrydset.

6.3 Krav til samlingernes duktilitet i stabiliserende hovedsystemer

Elementer, der indgår i det stabiliserende system, er typisk plastisk forbundne i knudepunkter med koblinger i form af stødjern, udragende bøjler eller lignende. I forhold til elementernes styrke er lastvirkningen på det enkelte element fra disse koblinger sædvanligvis beskeden. Dermed er det af afgørende betydning, at disse koblinger i sig selv besidder en betydelig plastisk deformationskapacitet for at sikre, at den forudsatte overordnede lastfordeling i det stabiliserende system kan etableres uden sprødbrud i koblingerne undervejs.

Under forudsætning af at lastvirkningerne svarende til disse koblingers brudstyrke med passende sikkerhed kan optages lokalt i elementet uden flydning i den egentlige elementarmering, vil elementerne kunne dimensioneres efter samme regler som statisk bestemte elementer, blot med lastvirkningerne fra koblingerne påsat som ydre laste. Dette vil sjældent volde problemer, da koblingerne typisk kendetegnes ved ret begrænsede modstandsevner i forhold til elementernes modstandsevne.

I det omfang fugearmering eller koblinger disponeres direkte med henblik på at sikre bygningens stabiliserende system eller bygningens robusthed må der stilles krav om, at både fugearmering og koblinger udføres med god, plastisk deformationskapacitet.

Dette skyldes, at det forudsatte stabiliserende system i brudgrænsetilstanden kræver, at koblinger og fugearmering fungerer samtidig mange steder i bygningen. En del af koblingerne og fugearmeringen vil træde i funktion tidligt i forhold til andre dele, der først begynder og virke

efterhånden som bygningens overordnede deformationsfigur udvikler sig. Under denne proces skal de først aktiverede dele kunne tåle betydelige tvangsdeformationer uden brud.

Konklusionen heraf er at:

1. Al fugearmering skal mindst være klasse B-stål
2. Koblinger, der medvirker til sikring af bygningens stabiliserende system eller robusthed, skal udføres med bøjler eller ankerjern i mindst klasse B-stål; med mindre der anvendes standardløsninger med dokumenteret plastisk deformationskapacitet på mindst 20 mm
3. Lastvirkninger svarende til flydning i koblingers bøjler eller ankerjern må ikke kunne fremkalde brud i tilstødende bygningsdele, svejsesamlinger etc.

Kravene omfatter til gengæld ikke koblinger i form af øjeboltsamlinger mv., der alene tjener til at kontrollere revneudvikling i fuger mellem elementer.

6.4 Eksempler på sammenbygningsløsninger i det stabiliserende hovedsystem

Kraftoverførsler i det stabiliserende hovedsystem vil ofte kunne ske via samme armeringsløsninger som kræves af hensyn til de almene krav om robusthed. I så fald kan sammenhængsarmeringen udnyttes til begge formål, så hvis eksempelvis armering indlagt af hensyn til robusthed også er tilstrækkelig til at overføre de beregnede kræfter i det stabiliserende system, så skal der ikke indlægges ekstra armering til optagelse af disse beregnede kræfter.

Lodret kraftoverførsel

Overførsel af lodrette kræfter mellem vægelementer i en stabiliserende vægskive kan kombineres med den robusthedskravene til lodret sammenhæng i konstruktionen.

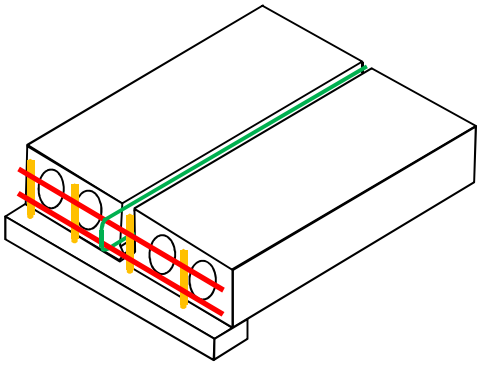
Dette kan ske ved hjælp af lodrette armeringsjern ført en halv etagehøjde ned i underliggende konstruktion og en halv etagehøjde op i det aktuelle vægelement, idet der hertil indstøbes korrugerede rør i vægelementerne. Se nærmere i beskrivelse af armeringsløsningen Type A3, Snit 2-B i Bilag 2.

I mange tilfælde kan den lodrette, gennemgående armering i vægskiverne i stedet med fordel etableres i form af lodrette, efterspændte liner som gennemgået for armeringsløsningen Type A3, Snit 2-C i Bilag 2.

Begge disse løsninger kan også integreres i svært armerede vægelementer, beskrevet som Type A4 i Bilag 2.

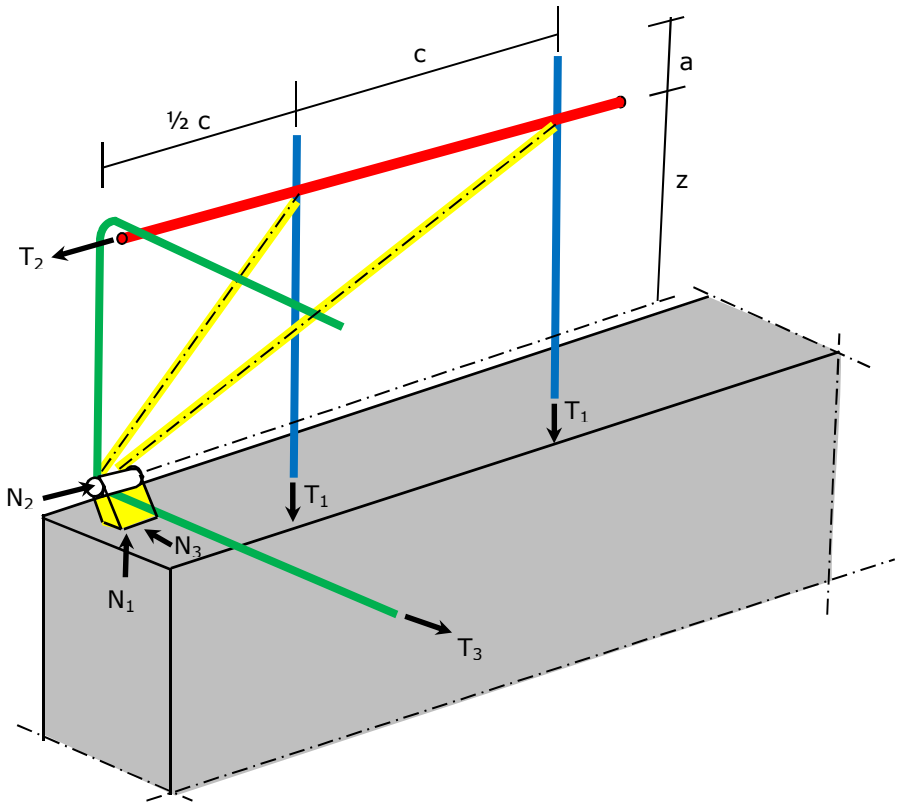
Vandret kraftoverførsel ved vægge

I toppen af bærende, stabiliserende betonelementvægge kan kravet til vandret tværfastholdelse af vægtoppen til dækskiven ofte sikres ved at der placeres opragende strittere i toppen af vægelementerne.



Specielt i vægge ved dækskivens periferi skal disse strittere sikre, at udadgående kræfter på vægtoppen kan overføres til de vandrette U-bøjler i dækskiven.

Som en mulig, lokal statisk model til eftervisning heraf kan anvendes en gittermodel som vist herunder.



Figuren viser halvdelen af et symmetrisk gittersystem omfattende i alt fire strittere omkring en vandret U-bøjle. Stritterne aktiveres i modellen til rent træk via de med gult markerede skrå trykstænger i fugebetonen, så der lokalt under U-bøjlen kan tilvejebringes en lodret trykkraft, N_1. Denne kraft bliver således af størrelsen:

$N_1 = 2\cdot(T_1+T_1) = 4\cdot T_1$

Dermed kan der via friktion overføres en vandret kraft, N_3, i støbeskellet mellem elementtop og etagekrydsfuge. Denne kraft udveksles som vist med en trækkraft, $T_3 = N_3$, i U-bøjlens nederste ben. Med en friktionskoefficient, μ = 0,5 i støbeskellet kan der med de viste strittere for hver U-bøjle overføres en udadrettet kraft fra vægtoppen til dækskiven af størrelsen:

$T_3 = N_3 = \mu \cdot N_1 = 2 \cdot T_1$

I toppen af etagekrydset skal stritterne over den effektive forankringslængde $l_b = 2 \cdot a$ derfor kunne forankres for kraften:

$T_1 = {}^1/_2 \cdot T_3$

Der kan i den øvre del af etagekrydset regnes med en vedhæftningsbrudspænding som følger, jf. DS/EN1992 afsnit 8.4.2:

$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot f_{ctd} = 1{,}575 \cdot f_{ctk}$

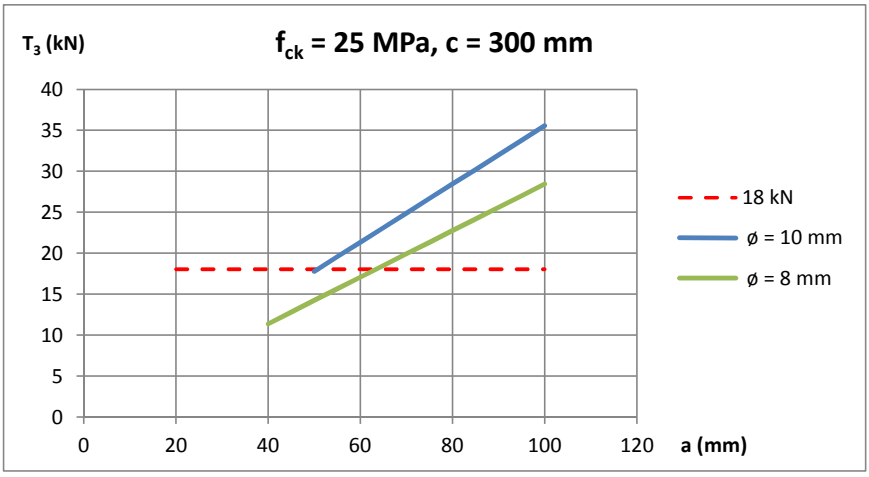
idet $f_{ctd} = f_{ctk}$ i ulykkesgrænsetilstanden. For en armeringsstang med diameteren ø, hvori trækspændingen er σ_{sd}, kræves dermed en forankringslængde på mindst:

$l_b = 2a \geq \frac{1}{4} ø \cdot \sigma_{sd} / f_{bd}$

Da trækspændingen i armeringsstangen er $\sigma_d = T_1 / (\frac{1}{4} \pi \cdot ø^2)$, kan den resulterende fastholdelseskapacitet pr. U-bøjle i dækskiven i ulykkesgrænsetilstanden alt i alt udregnes til:

$T_{3,Rd} = 19{,}8 \cdot a \cdot ø \cdot f_{ctk}\ ,\ \ 2 \cdot a > 10 \cdot ø$

Af diagrammet nedenfor ses, at med en fugebeton med f_{ck} = 25 MPa vil der kunne opnås tilstrækkelig fastholdelse T_3 = 1,2m·15kN/m = 18 kN svarende til kravene i normal konsekvensklasse, når der placeres U-bøjler pr. 1,2 m, og når der anvendes strittere ø10/300 (med $a \geq$50mm) eller strittere ø8/300 (med $a \geq$65mm).

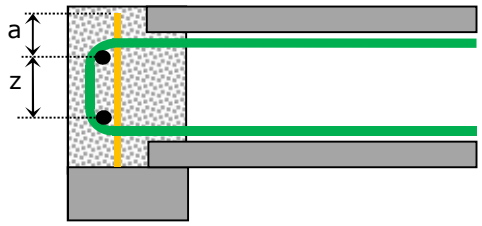


Ovenstående dog, at det nederste vandrette ben i U-bøjlen kan optage denne kraft uden overskridelse af U-bøjlens flydespænding, samt at det øverste jern i periferiarmeringen kan optage kraften N_2, der ved lokal momentligevægt bestemmes ved:

$N_2 = T_1 \cdot (\frac{1}{2} c + 1\frac{1}{2} c)/z = T_3 \cdot c/z$

Med sædvanlig periferiarmering 2Y12 (f_{yk} = 550 MPa), vil der i det øverste jern kunne optages en trækkraft af størrelsen N_{2Rd}=62kN, hvilket med c=300mm betyder, at den lodrette centerafstand mellem de to jern i periferiarmeringen skal opfylde:

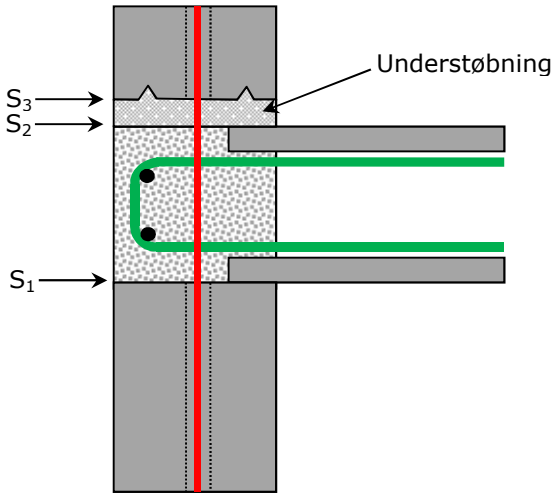
$z > T_3 \cdot c/N_{2Rd}$ = 87 mm



Dette vil normalt kunne opfyldes, både med strittere ø10/300 (med $a \geq$50mm) og med strittere ø8/300 (med $a \geq$65mm).

I høj konsekvensklasse, hvor kravet til fastholdelse svarer til optagelse af en vandret kraft på q = 30 kN/m, vil der ofte samtidig skulle etableres gennemgående, lodrette trækforbindelser i vægskiverne. Dermed kan der være mulighed for at kombinere ovenstående model med lokale overførsler af friktionskræfter mellem vægtop og etagekrydsudstøbning (s_1) lokalt ved hver af de vandrette U-bøjler i dækskiven. Regnes igen med en friktionskoefficient på μ = 0,5 og etableres gennemgående lodrette trækforbindelser i vægskiven svarende til en lodret trækkapacitet på 30 kN/m, så vil der med denne kombinationsløsning kunne sikres en fastholdelse af vægtoppen til dækskiven svarende til en vandret kraft på:

q = 15 kN/m + 0,5 · 30 kN/m = 30 kN/m



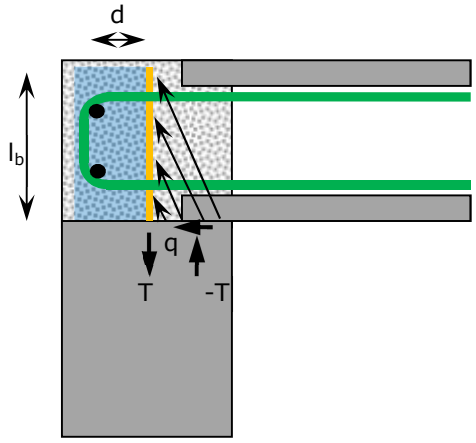
De samme gennemgående, lodrette trækforbindelser kan også sikre den foreskrevne vandrette fastholdelse af bunden af vægelementet over den betragtede vægskive i høj konsekvensklasse. Disse lodrette trækforbindelser vil typisk være rigelige til, at støbeskellet (s_2) mellem understøbning og etagekryds regnes med en forskydningsoverførsel svarende til et glat støbeskel med c = 0,35 og μ = 0,6 iht. DS/EN 1992-1-1 afsnit 6.2.5(2). Dermed vil forskydningsoverførsel i dette støbeskel på 30 kN/m normalt være uproblematisk.

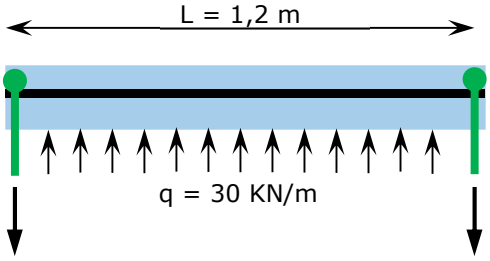
I støbeskellet (s_3) mellem den formsatte vægunderside og oversiden af understøbningen vil medregning af kohæsionsbidraget være problematisk, og der vil kun kunne regnes med en friktionskoefficient på μ = 0,5. For at sikre tilstrækkelig forskydningsoverførsel i dette støbeskel kan det derfor foreslås at udforme vægundersiden med to vandrette spor som vist på skitsen, så der etableres en effektiv låsning mod vandret påvirkning. De vandrette spor bør af hensyn til produktionen placeres lidt til hver side for væggens midterplan, bl.a. for at undgå særlige formtilpasninger, hvor der placeres korrugerede rør i vægelementerne til brug for etablering af bygningens lodrette trækforbindelser.

Ved eksempelvis bygningens øverste dækskive vil der selv i høj konsekvensklasse ikke være lodrette trækforbindelser op gennem etagekrydset. I så fald kan det vælges at modificere

etagekrydsløsningen med øgede materialestyrker og armeringsdimensioner og/eller ved at ændre stritterne til ankerbolte med hoved monteret på byggepladsen. I stedet for ankerbolte kan anvendes gevindstænger, der monteres i inserts i top af vægelementet og forsynes med en møtrik i toppen, så de er forankret for kraften T_1. Denne løsning kan også komme på tale i andre sammenhænge, eksempelvis i tilfælde hvor opragende strittere vil medføre, at vægelementernes totalhøjde bliver kritisk for transporten til byggepladsen.

Til fastholdelse af vægtoppene kan alternativt vælges at udforme etagekrydset, så periferiarmeringen kan fungere som hovedarmering i en regulær vandret bjælke uden forskydningsarmering. En sådan bjælke er på hosstående snit vist med blå farve. Denne model kræver, at etagekrydset udformes, så den vandrette bjælke kan få en tilstrækkelig effektiv højde, d, målt mellem de opragende strittere i væggen og periferiarmeringen. Dermed muliggøres som vist en overførsel af en udadrettet linjelast, q, fra toppen af væggen til den vandrette bjælkes trykside over hele denne bjælkes effektive bredde, l_b, svarende til stritternes forankringslængde i etagekrydset. Overførslen af denne vandrette kraft sker ved friktion i støbeskellet i toppen af vægge og i huldækkenes vederlagszone, idet stritterne skal være forankret for kraften $T = q/\mu$ i etagekrydset. Ved undersøgelse heraf bør anvendes friktionskoefficienten μ = 0,5.





Set i vandret plan fungerer den vandrette bjælke som en simpelt understøttet bjælke mellem de vandrette U-bøjler i dækskiven, så spændvidden normalt vil være L = 1,2 m. Da den vandrette bjælke ikke er forskydningsarmeret, vil der med denne model ikke kunne aktiveres indspændingsmomenter ved krydsningerne med de vandrette U-bøjler. Men sikres eksempelvis en effektiv højde på d = 55 mm, vil det almindeligvis alligevel være muligt at overføre en vandret last på q = 30 kN/m svarende til kravet i høj konsekvensklasse, blot periferi-armeringen består af 2Y12 armeringsjern.

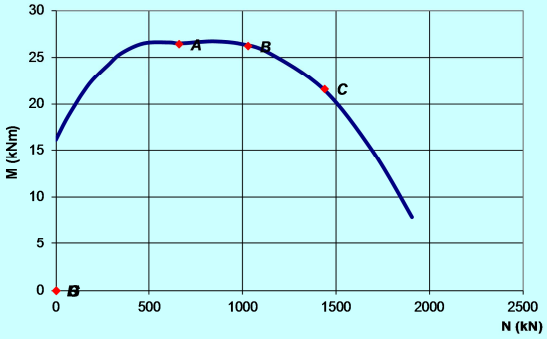
Efter udstøbning af etagekrydsene vil de opragende strittere eller dorne ofte samtidig kunne sikre udveksling af den fornødne vandrette kraft mellem dækskiven og vægskiven i vægskivens længderetning, som er bestemt under stabilitetsberegningen. Udvekslingen af denne kraft sker via fugearmeringen mellem dækelementerne, som ved rande er afsluttet med samme U-bøjler, der som vist ovenfor omslutter periferiarmeringen. For stabiliserende vægge, der samtidig er lodret bærende elementer, gælder det største af dette krav og robusthedskravet for tværfastholdelse af lodret bærende vægge. De to virkninger skal således ikke adderes.

Bilag 1: Følsomhedsanalyse, lodret bærende nøgleelementer

Bilag 1.1 Betonelementvæg

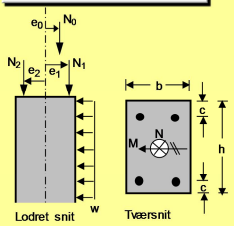
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 1.0 Udgangsløsning, forhøjet sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — Betonelement-Foreningen juni 2012



Materialer	f_{ck}	35 MPa	**Regningsmæssige parametre**		
	f_{yk}	550 MPa		f_{cd}	20,8 MPa
	γ_c	1,68		f_{yd}	382 MPa
	γ_s	1,44		E_{cd}	20284 MPa
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	180 mm		RH	55%
	b	1000 mm		t_o	28 døgn
	c	40 mm		ϕ_o	2,08
Trykarm.	d_a	8 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	6,67		ϕ_{ef}	1,56
Trækarm.	d_a	8 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag armering, skal det være trækklaget.		
	Antal	6,67			
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	13,89 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,19%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,19%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20		N_{cr}	2593 kN

Gå til brandberegning



Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	26	26	22	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	26	26	21	-
u	(mm)	33,5	23,0	23,7	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,88	0,87	1,05	-
σ_{c0}	(Mpa)	13,9	13,8	15,6	0,0
σ_{st}	(Mpa)	274	55	-25	0
σ_{sc}	(Mpa)	243	300	382	0
x	(mm)	87	124	147	-

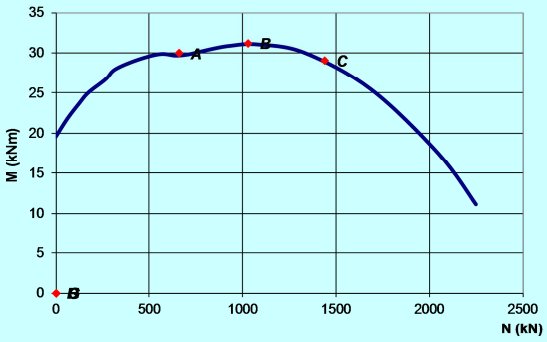
Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) = 1	660			
B	P / P(ULS) = 1	430	600		
C	P / P(ULS) = 1		1440		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		40	15		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — ANGIV NYT BRUGERNAVN

NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker

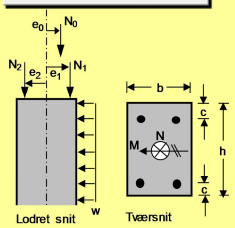
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 1.1 Ekstra tværpåvirkning, norm. sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — Betonelement-Foreningen juni 2012



Materialer	f_{ck}	35 MPa	**Regningsmæssige parametre**		
	f_{yk}	550 MPa		f_{cd}	25,0 MPa
	γ_c	1,40		f_{yd}	458 MPa
	γ_s	1,20		E_{cd}	24341 MPa
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	180 mm		RH	55%
	b	1000 mm		t_o	28 døgn
	c	40 mm		ϕ_o	2,08
Trykarm.	d_a	8 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	6,67		ϕ_{ef}	1,56
Trækarm.	d_a	8 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag armering, skal det være trækklaget.		
	Antal	6,67			
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	16,67 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,19%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,19%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20		N_{cr}	3093 kN

Gå til brandberegning



Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	30	31	29	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	30	31	29	-
u	(mm)	36,9	22,7	23,4	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,86	0,79	0,95	-
σ_{c0}	(Mpa)	16,5	15,4	17,6	0,0
σ_{st}	(Mpa)	355	88	19	0
σ_{sc}	(Mpa)	214	262	343	0
x	(mm)	78	115	135	-

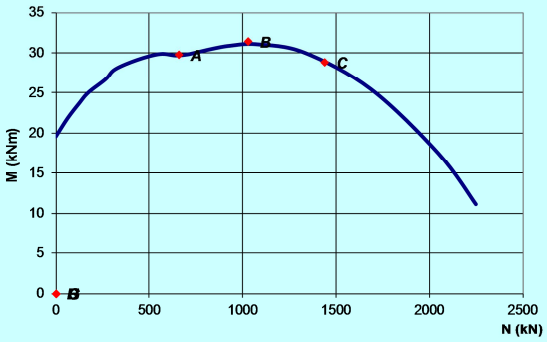
Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) = 1	660			2,20
B	P / P(ULS) = 1	430	600		3,10
C	P / P(ULS) = 1		1440		4,60
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		40	15		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — ANGIV NYT BRUGERNAVN

NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker

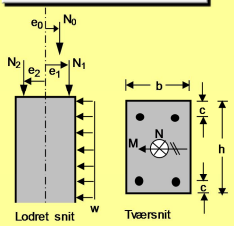
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 1.2 Excentriciteter øget, norm. sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	35 MPa	**Regningsmæssige parametre**	
	f_{yk}	550 MPa	f_{cd}	25,0 MPa
	γ_c	1,40	f_{yd}	458 MPa
	γ_s	1,20	E_{cd}	24341 MPa
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**	
Tværsnit	h	180 mm	RH	55%
	b	1000 mm	t_o	28 døgn
	c	40 mm	ϕ_o	2,08
Trykarm.	d_a	8 mm	M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	6,67	ϕ_{ef}	1,56
Trækarm.	d_a	8 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag armering, skal det være trækklaget.	
	Antal	6,67		
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**	
I anvendelsestilstand skønnes α			σ_{crd}	16,67 MPa
til en passende værdi afhængig af			ϕ_c	0,19%
forholdet mellem lang- og kort-			ϕ_t	0,19%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20	N_{cr}	3093 kN

Gå til brandberegning



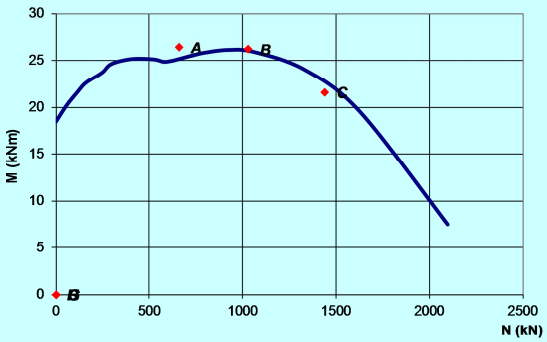
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	30	31	29	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	30	31	29	-
u	(mm)	36,9	22,7	23,4	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,86	0,79	0,95	-
σ_{c0}	(Mpa)	16,5	15,4	17,6	0,0
σ_{st}	(Mpa)	355	88	19	0
σ_{sc}	(Mpa)	214	262	343	0
x	(mm)	78	115	135	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) = 1	660			
B	P / P(ULS) = 1	430	600		
C	P / P(ULS) = 1		1440		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		45	20		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — **ANGIV NYT BRUGERNAVN** — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

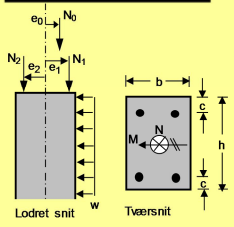
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 1.3 Tykkelse reduceret, norm. sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	35 MPa	**Regningsmæssige parametre**	
	f_{yk}	550 MPa	f_{cd}	25,0 MPa
	γ_c	1,40	f_{yd}	458 MPa
	γ_s	1,20	E_{cd}	24341 MPa
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**	
Tværsnit	h	172 mm	RH	55%
	b	1000 mm	t_o	28 døgn
	c	40 mm	ϕ_o	2,09
Trykarm.	d_a	8 mm	M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	6,67	ϕ_{ef}	1,57
Trækarm.	d_a	8 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag armering, skal det være trækklaget.	
	Antal	6,67		
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**	
I anvendelsestilstand skønnes α			σ_{crd}	16,16 MPa
til en passende værdi afhængig af			ϕ_c	0,19%
forholdet mellem lang- og kort-			ϕ_t	0,19%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20	N_{cr}	2869 kN

Gå til brandberegning



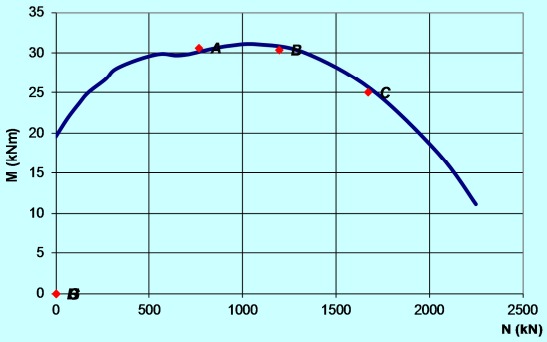
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	26	26	22	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	25	26	23	-
u	(mm)	27,7	20,7	21,6	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,71	0,74	0,91	-
σ_{c0}	(Mpa)	14,3	14,8	17,0	0,0
σ_{st}	(Mpa)	200	41	-24	0
σ_{sc}	(Mpa)	193	253	331	0
x	(mm)	85	119	139	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) = 1	660			
B	P / P(ULS) = 1	430	600		
C	P / P(ULS) = 1		1440		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		40	15		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — **ANGIV NYT BRUGERNAVN** — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

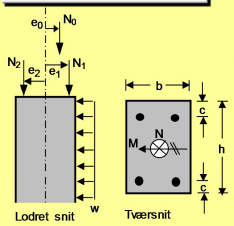
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 1.4 Belastning øget, norm. sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	35 MPa	**Regningsmæssige parametre**	f_{cd}	25,0 MPa
	f_{yk}	550 MPa		f_{yd}	458 MPa
	γ_c	1,40		E_{cd}	24341 MPa
	γ_s	1,20			
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	180 mm		RH	55%
	b	1000 mm		t_o	28 døgn
	c	40 mm		ϕ_o	2,08
Trykarm.	d_a	8 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	6,67		ϕ_{ef}	1,56
Trækarm.	d_a	8 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag armering, skal det være trækklaget.		
	Antal	6,67			
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	16,67 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,19%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,19%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20		N_{cr}	3093 kN

Gå til brandberegning



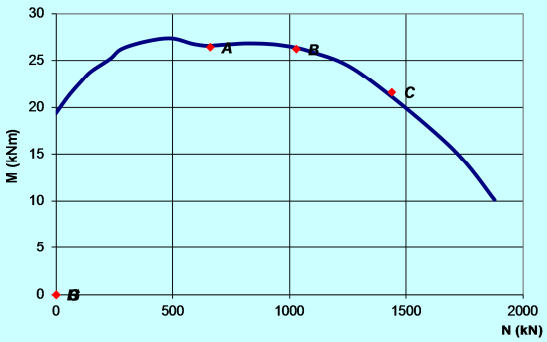
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	766	1195	1670	0
M_{0Ed}	(kNm)	31	30	25	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	30	31	26	-
u	(mm)	27,7	22,6	24,3	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,77	0,85	1,05	-
σ_{c0}	(Mpa)	15,2	16,3	18,8	0,0
σ_{st}	(Mpa)	207	56	-14	0
σ_{sc}	(Mpa)	221	294	389	0
x	(mm)	92	124	144	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) = 1,16	766			
B	P / P(ULS) = 1,16	499	696		
C	P / P(ULS) = 1,16		1670		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		40	15		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — **ANGIV NYT BRUGERNAVN** — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

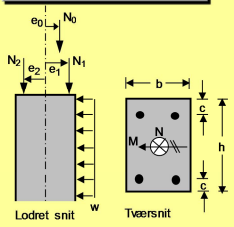
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 1.5 Betonstyrke reduceret, norm. sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	29 MPa	**Regningsmæssige parametre**	f_{cd}	20,7 MPa
	f_{yk}	550 MPa		f_{yd}	458 MPa
	γ_c	1,40		E_{cd}	23268 MPa
	γ_s	1,20			
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	180 mm		RH	55%
	b	1000 mm		t_o	28 døgn
	c	40 mm		ϕ_o	2,41
Trykarm.	d_a	8 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	6,67		ϕ_{ef}	1,81
Trækarm.	d_a	8 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag armering, skal det være trækklaget.		
	Antal	6,67			
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	14,46 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,19%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,19%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20		N_{cr}	2685 kN

Gå til brandberegning



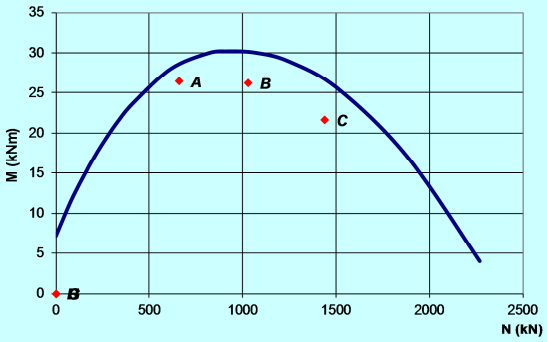
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	26	26	22	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	27	26	21	-
u	(mm)	34,5	22,8	22,7	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,81	0,78	0,93	-
σ_{c0}	(Mpa)	14,0	13,7	15,3	0,0
σ_{st}	(Mpa)	290	55	-31	0
σ_{sc}	(Mpa)	243	296	381	0
x	(mm)	86	124	149	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) = 1	660			
B	P / P(ULS) = 1	430	600		
C	P / P(ULS) = 1		1440		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		40	15		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — **ANGIV NYT BRUGERNAVN** — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

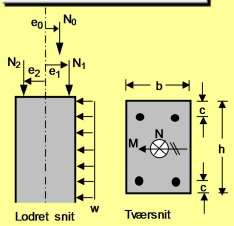
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 1.6 Armeringsstyrke reduc, norm. sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	35 MPa	**Regningsmæssige parametre**	
	f_{yk}	200 MPa	f_{cd}	25,0 MPa
	γ_c	1,40	f_{yd}	167 MPa
	γ_s	1,20	E_{cd}	24341 MPa
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**	
Tværsnit	h	180 mm	RH	55%
	b	1000 mm	t_o	28 døgn
	c	40 mm	ϕ_o	2,08
Trykarm.	d_a	8 mm	M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	6,67	ϕ_{ef}	1,56
Trækarm.	d_a	8 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag armering, skal det være trækklaget.	
	Antal	6,67		
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**	
I anvendelsestilstand skønnes α			σ_{crd}	16,67 MPa
til en passende værdi afhængig af			ϕ_c	0,19%
forholdet mellem lang- og kort-			ϕ_t	0,19%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20	N_{cr}	3093 kN

Gå til brandberegning



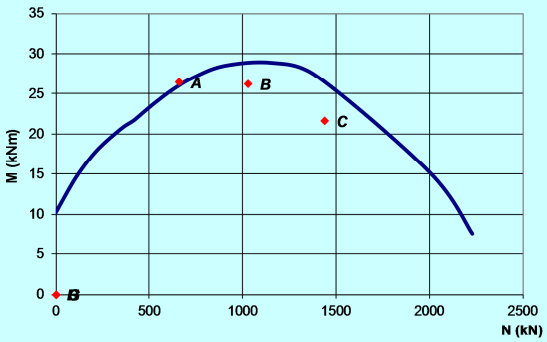
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	26	26	22	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	29	30	27	-
u	(mm)	23,4	23,7	23,0	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,65	0,82	0,96	-
σ_{c0}	(Mpa)	13,3	15,9	17,8	0,0
σ_{st}	(Mpa)	167	92	4	0
σ_{sc}	(Mpa)	167	167	167	0
x	(mm)	92	115	139	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) = 1	660			
B	P / P(ULS) = 1	430	600		
C	P / P(ULS) = 1		1440		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		40	15		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — **ANGIV NYT BRUGERNAVN** — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

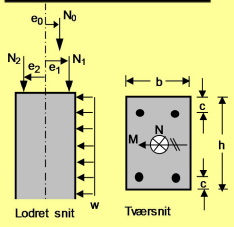
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 1.7 Arm.mængde reduc, norm. sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	35 MPa	**Regningsmæssige parametre**	
	f_{yk}	550 MPa	f_{cd}	25,0 MPa
	γ_c	1,40	f_{yd}	458 MPa
	γ_s	1,20	E_{cd}	24341 MPa
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**	
Tværsnit	h	180 mm	RH	55%
	b	1000 mm	t_o	28 døgn
	c	40 mm	ϕ_o	2,08
Trykarm.	d_a	8 mm	M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	3,33	ϕ_{ef}	1,56
Trækarm.	d_a	8 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag armering, skal det være trækklaget.	
	Antal	3,33		
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**	
I anvendelsestilstand skønnes α			σ_{crd}	16,67 MPa
til en passende værdi afhængig af			ϕ_c	0,09%
forholdet mellem lang- og kort-			ϕ_t	0,09%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20	N_{cr}	3047 kN

Gå til brandberegning



Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	26	26	22	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	26	29	27	-
u	(mm)	20,6	20,6	20,8	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,60	0,76	0,91	-
σ_{c0}	(Mpa)	12,6	15,0	17,1	0,0
σ_{st}	(Mpa)	138	58	-16	0
σ_{sc}	(Mpa)	181	259	337	0
x	(mm)	97	122	145	-

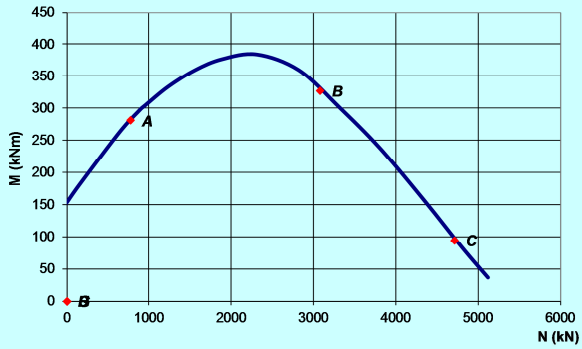
Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) = 1	660			
B	P / P(ULS) = 1	430	600		
C	P / P(ULS) = 1		1440		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		40	15		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — **ANGIV NYT BRUGERNAVN** — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

Bilag 1.2: Betonelementsøjle

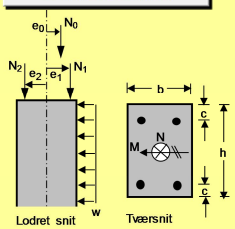
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Søjle 2.0: Udgangsløsning, forhøjet sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

SØJLE, version 3.0 — Betonelement-Foreningen juni 2012



Materialer	f_{ck}	40 MPa	**Regningsmæssige parametre**	f_{cd}	23,8 MPa
	f_{yk}	550 MPa		f_{yd}	382 MPa
	γ_c	1,68		E_{cd}	20965 MPa
	γ_s	1,44			
Søjlelængde	L_s	4800 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	540 mm		RH	55%
	b	420 mm		t_o	28 døgn
	c	60 mm		ϕ_o	1,76
Trykarm.	d_a	20 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,90
	Antal	3 stk		ϕ_{ef}	1,58
Trækarm.	d_a	20 mm	**Bøjler**	Generelt:	ø 6 / 400 mm
	Antal	3 stk		Top og bund:	ø 6 / 240 mm
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	21,47 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,42%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,42%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	15		N_{cr}	5255 kN

Gå til brandberegning



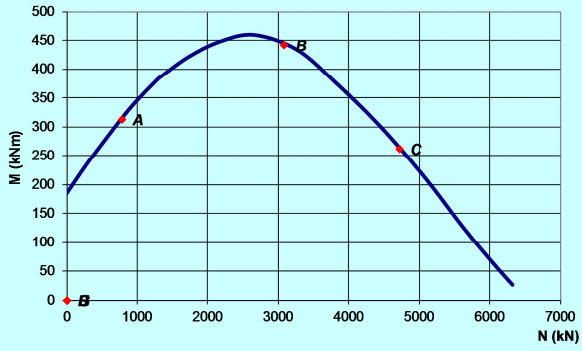
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	780	3080	4720	0
M_{0Ed}	(kNm)	281	327	94	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	283	329	96	-
u	(mm)	28,9	40,7	25,2	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	1,00	2,78	2,52	-
σ_{c0}	(Mpa)	16,6	23,0	23,7	0,0
σ_{st}	(Mpa)	382	259	-251	0
σ_{sc}	(Mpa)	367	382	382	0
x	(mm)	206	407	595	-

Brudlasttilfælde	N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	780			
B	780	2300		
C		4720		
D				
E				
F				
G				
H				
I				
Anvendelsestilfælde:				
Excentriciteter (mm) :	360	20	280	

Vejledning: *Betonelementbyggeriers Statik* — ANGIV NYT BRUGERNAVN — *NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker*

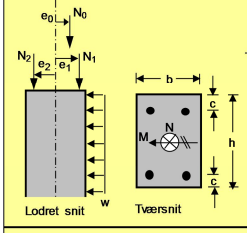
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Søjle 2.1: Ekstra tværpåvirkning, normal sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

SØJLE, version 3.0 — Betonelement-Foreningen juni 2012



Materialer	f_{ck}	40 MPa	**Regningsmæssige parametre**	f_{cd}	28,6 MPa
	f_{yk}	550 MPa		f_{yd}	458 MPa
	γ_c	1,40		E_{cd}	25157 MPa
	γ_s	1,20			
Søjlelængde	L_s	4800 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	540 mm		RH	55%
	b	420 mm		t_o	28 døgn
	c	60 mm		ϕ_o	1,76
Trykarm.	d_a	20 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,90
	Antal	3 stk		ϕ_{ef}	1,58
Trækarm.	d_a	20 mm	**Bøjler**	Generelt:	ø 6 / 400 mm
	Antal	3 stk		Top og bund:	ø 6 / 240 mm
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	25,76 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,42%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,42%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	15		N_{cr}	6229 kN

Gå til brandberegning



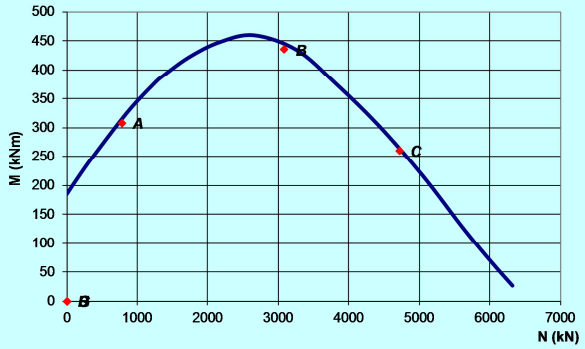
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	780	3080	4720	0
M_{0Ed}	(kNm)	312	442	261	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	314	450	264	-
u	(mm)	28,2	43,5	32,4	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,95	2,62	2,68	-
σ_{c0}	(Mpa)	19,2	28,2	28,0	0,0
σ_{st}	(Mpa)	458	456	-35	0
σ_{sc}	(Mpa)	344	458	458	0
x	(mm)	200	359	492	-

Brudlasttilfælde	N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	780			11,00
B	780	2300		40,00
C		4720		58,00
D				
E				
F				
G				
H				
I				
Anvendelsestilfælde:				
Excentriciteter (mm) :	360	20	280	

Vejledning: *Betonelementbyggeriers Statik* — ANGIV NYT BRUGERNAVN — *NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker*

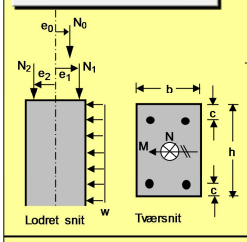
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Søjle 2.2: Excentriciteter øget, normal sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

SØJLE, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	40 MPa	**Regningsmæssige parametre**	
	f_{yk}	550 MPa	f_{cd}	28,6 MPa
	γ_c	1,40	f_{yd}	458 MPa
	γ_s	1,20	E_{cd}	25157 MPa
Søjlelængde	L_s	4800 mm	**Krybetal**	
Tværsnit	h	540 mm	RH	55%
	b	420 mm	t_o	28 døgn
	c	60 mm	ϕ_o	1,76
Trykarm.	d_a	20 mm	M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,90
	Antal	3 stk	ϕ_{ef}	1,58
Trækarm.	d_a	20 mm	**Bøjler** Generelt:	ø 6 / 400 mm
	Antal	3 stk	Top og bund:	ø 6 / 240 mm
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**	
I anvendelsestilstand skønnes α			σ_{crd}	25,76 MPa
til en passende værdi afhængig af			ϕ_c	0,42%
forholdet mellem lang- og kort-			ϕ_t	0,42%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	15	N_{cr}	6229 kN

Gå til brandberegning



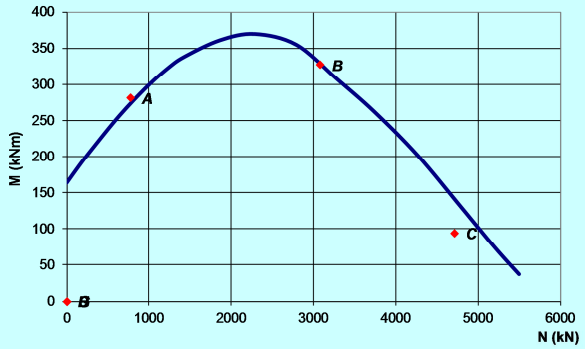
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	780	3080	4720	0
M_{0Ed}	(kNm)	308	435	260	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	314	450	264	-
u	(mm)	28,2	43,5	32,4	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,95	2,62	2,68	-
σ_{c0}	(Mpa)	19,2	28,2	28,0	0,0
σ_{st}	(Mpa)	458	456	-35	0
σ_{sc}	(Mpa)	344	458	458	0
x	(mm)	200	359	492	-

Brudlasttilfælde	N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	780			
B	780	2300		
C		4720		
D				
E				
F				
G				
H				
I				
Anvendelsestilfælde:				
Excentriciteter (mm) :	395	55	280	

Vejledning: *Betonelementbyggeriers Statik* — **ANGIV NYT BRUGERNAVN** — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

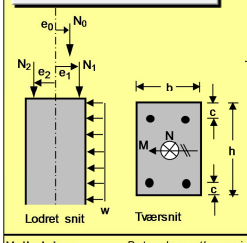
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Søjle 2.3: Tykkelse reduceret, normal sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

SØJLE, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	40 MPa	**Regningsmæssige parametre**	
	f_{yk}	550 MPa	f_{cd}	28,6 MPa
	γ_c	1,40	f_{yd}	458 MPa
	γ_s	1,20	E_{cd}	25157 MPa
Søjlelængde	L_s	4800 mm	**Krybetal**	
Tværsnit	h	490 mm	RH	55%
	b	420 mm	t_o	28 døgn
	c	60 mm	ϕ_o	1,77
Trykarm.	d_a	20 mm	M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,90
	Antal	3 stk	ϕ_{ef}	1,59
Trækarm.	d_a	20 mm	**Bøjler** Generelt:	ø 6 / 400 mm
	Antal	3 stk	Top og bund:	ø 6 / 240 mm
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**	
I anvendelsestilstand skønnes α			σ_{crd}	25,23 MPa
til en passende værdi afhængig af			ϕ_c	0,46%
forholdet mellem lang- og kort-			ϕ_t	0,46%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	15	N_{cr}	5570 kN

Gå til brandberegning



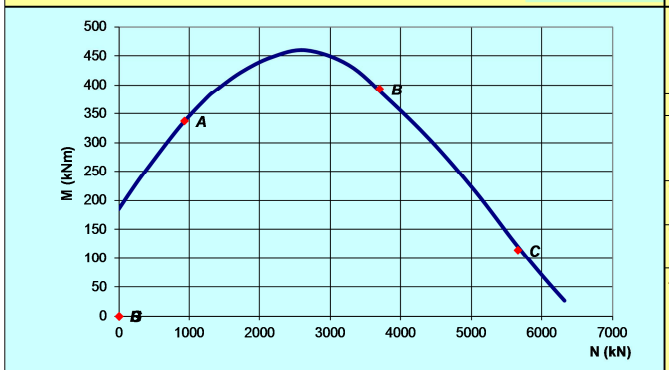
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	780	3080	4720	0
M_{0Ed}	(kNm)	281	327	94	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	274	327	141	-
u	(mm)	30,7	46,8	30,4	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,99	2,69	2,50	-
σ_{c0}	(Mpa)	19,7	28,0	28,4	0,0
σ_{st}	(Mpa)	458	349	-162	0
σ_{sc}	(Mpa)	353	458	458	0
x	(mm)	192	344	491	-

Brudlasttilfælde	N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	780			
B	780	2300		
C		4720		
D				
E				
F				
G				
H				
I				
Anvendelsestilfælde:				
Excentriciteter (mm) :	360	20	280	

Vejledning: *Betonelementbyggeriers Statik* — **ANGIV NYT BRUGERNAVN** — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

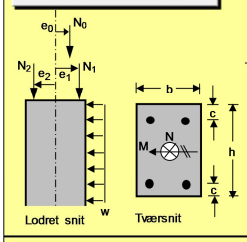
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Søjle 2.4: Belastning øget, normal sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

SØJLE, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	40 MPa	**Regningsmæssige parametre**		
	f_{yk}	550 MPa		f_{cd}	28,6 MPa
	γ_c	1,40		f_{yd}	458 MPa
	γ_s	1,20		E_{cd}	25157 MPa
Søjlelængde	L_s	4800 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	540 mm		RH	55%
	b	420 mm		t_o	28 døgn
	c	60 mm		ϕ_o	1,76
Trykarm.	d_a	20 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,90
	Antal	3 stk		ϕ_{ef}	1,58
Trækarm.	d_a	20 mm	**Bøjler**	Generelt:	ø 6 / 400 mm
	Antal	3 stk		Top og bund:	ø 6 / 240 mm
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	25,76 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,42%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,42%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	15		N_{cr}	6229 kN

Gå til brandberegning



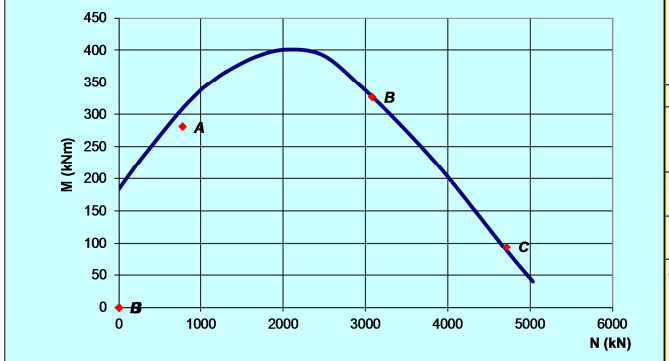
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	936	3696	5665	0
M_{0Ed}	(kNm)	337	392	113	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	337	389	120	-
u	(mm)	30,7	39,9	24,7	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	1,06	2,71	2,50	-
σ_{c0}	(Mpa)	20,7	27,9	28,4	0,0
σ_{st}	(Mpa)	458	261	-264	0
σ_{sc}	(Mpa)	390	458	458	0
x	(mm)	206	405	603	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) = 1,2	936			
B	P / P(ULS) = 1,2	936	2760		
C	P / P(ULS) = 1,2		5664		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		360	20	280	

Vejledning: *Betonelementbyggeriers Statik* — **ANGIV NYT BRUGERNAVN** — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

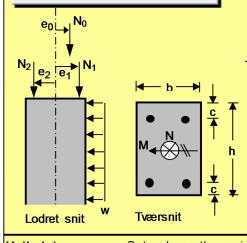
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Søjle 2.5: Betonstyrke reduceret, normal sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

SØJLE, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	32 MPa	**Regningsmæssige parametre**		
	f_{yk}	550 MPa		f_{cd}	22,9 MPa
	γ_c	1,40		f_{yd}	458 MPa
	γ_s	1,20		E_{cd}	23818 MPa
Søjlelængde	L_s	4800 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	540 mm		RH	55%
	b	420 mm		t_o	28 døgn
	c	60 mm		ϕ_o	2,10
Trykarm.	d_a	20 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,90
	Antal	3 stk		ϕ_{ef}	1,89
Trækarm.	d_a	20 mm	**Bøjler**	Generelt:	ø 6 / 400 mm
	Antal	3 stk		Top og bund:	ø 6 / 240 mm
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	20,93 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,42%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,42%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	15		N_{cr}	5078 kN

Gå til brandberegning



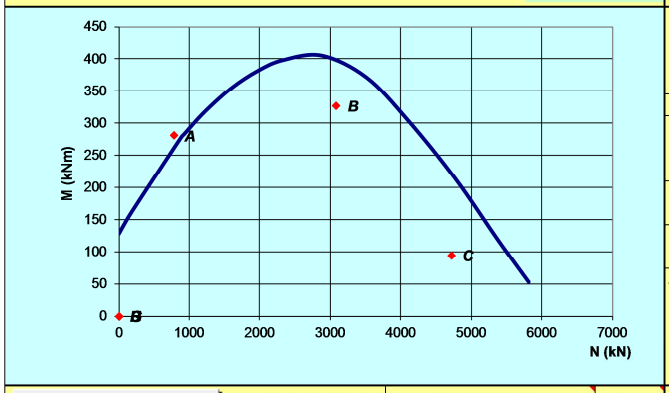
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	780	3080	4720	0
M_{0Ed}	(kNm)	281	327	94	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	309	327	87	-
u	(mm)	30,3	42,1	25,3	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,96	2,58	2,29	-
σ_{c0}	(Mpa)	16,7	22,4	22,8	0,0
σ_{st}	(Mpa)	458	263	-272	0
σ_{sc}	(Mpa)	397	458	458	0
x	(mm)	211	408	604	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A		780			
B		780	2300		
C			4720		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		360	20	280	

Vejledning: *Betonelementbyggeriers Statik* — **ANGIV NYT BRUGERNAVN** — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

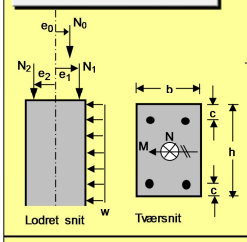
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Søjle 2.6: Arm.styrke reduceret, normal sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

SØJLE, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	40 MPa	**Regningsmæssige parametre**		
	f_{yk}	380 MPa		f_{cd}	28,6 MPa
	γ_c	1,40		f_{yd}	317 MPa
	γ_s	1,20		E_{cd}	25157 MPa
Søjlelængde	L_s	4800 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	540 mm		RH	55%
	b	420 mm		t_o	28 døgn
	c	60 mm		ϕ_o	1,76
Trykarm.	d_a	20 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,90
	Antal	3 stk		ϕ_{ef}	1,58
Trækarm.	d_a	20 mm	**Bøjler**	Generelt:	ø 6 / 400 mm
	Antal	3 stk		Top og bund:	ø 6 / 240 mm
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	25,76 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,42%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,42%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	15		N_{cr}	6229 kN

Gå til brandberegning



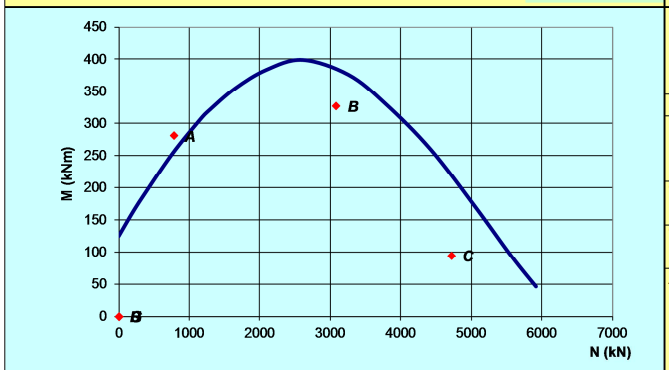
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	780	3080	4720	0
M_{0Ed}	(kNm)	281	327	94	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	263	401	222	-
u	(mm)	26,2	38,5	31,5	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,86	2,41	2,67	-
σ_{c0}	(Mpa)	17,8	28,5	28,0	0,0
σ_{st}	(Mpa)	317	317	-68	0
σ_{sc}	(Mpa)	306	317	317	0
x	(mm)	195	372	505	-

Brudlasttilfælde	N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	780			
B	780	2300		
C		4720		
D				
E				
F				
G				
H				
I				
Anvendelsestilfælde:				
Excentriciteter (mm) :	360	20	280	

Vejledning: *Betonelementbyggeriers Statik* — **ANGIV NYT BRUGERNAVN** — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

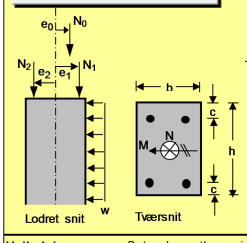
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Søjle 2.7: Arm.mængde reduceret, norm. sikkerhe	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

SØJLE, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	40 MPa	**Regningsmæssige parametre**		
	f_{yk}	550 MPa		f_{cd}	28,6 MPa
	γ_c	1,40		f_{yd}	458 MPa
	γ_s	1,20		E_{cd}	25157 MPa
Søjlelængde	L_s	4800 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	540 mm		RH	55%
	b	420 mm		t_o	28 døgn
	c	60 mm		ϕ_o	1,76
Trykarm.	d_a	20 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,90
	Antal	2 stk		ϕ_{ef}	1,58
Trækarm.	d_a	20 mm	**Bøjler**	Generelt:	ø 6 / 400 mm
	Antal	2 stk		Top og bund:	ø 6 / 240 mm
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	25,76 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,28%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,28%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	15		N_{cr}	6100 kN

Gå til brandberegning



Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	780	3080	4720	0
M_{0Ed}	(kNm)	281	327	94	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	256	389	221	-
u	(mm)	28,8	42,7	30,9	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,94	2,58	2,64	-
σ_{c0}	(Mpa)	19,1	28,3	28,1	0,0
σ_{st}	(Mpa)	458	443	-80	0
σ_{sc}	(Mpa)	337	458	458	0
x	(mm)	195	360	510	-

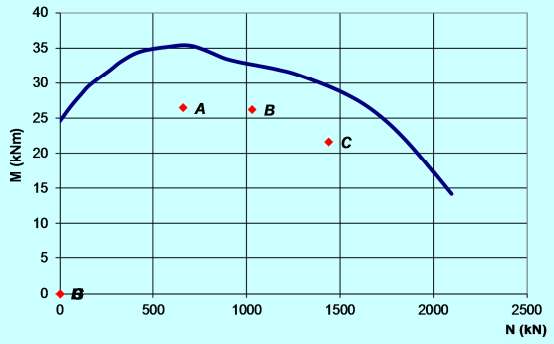
Brudlasttilfælde	N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	780			
B	780	2300		
C		4720		
D				
E				
F				
G				
H				
I				
Anvendelsestilfælde:				
Excentriciteter (mm) :	360	20	280	

Vejledning: *Betonelementbyggeriers Statik* — **ANGIV NYT BRUGERNAVN** — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

Bilag 1.3: Betonelementvæg, ekstra armering og betonstyrke

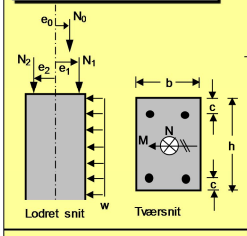
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 3.0, Udgangsløsning, forhøjet sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — Betonelement-Foreningen juni 2012



Materialer	f_{ck}	40 MPa	**Regningsmæssige parametre**		
	f_{yk}	550 MPa		f_{cd}	23,8 MPa
	γ_c	1,68		f_{yd}	382 MPa
	γ_s	1,44		E_{cd}	20965 MPa
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	180 mm		RH	55%
	b	1000 mm		t_o	28 døgn
	c	40 mm		ϕ_o	1,86
Trykarm.	d_a	10 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	6,67		ϕ_{ef}	1,40
Trækarm.	d_a	10 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag armering, skal det være trækket.		
	Antal	6,67			
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	15,34 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,29%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,29%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20		N_{cr}	2914 kN

Gå til brandberegning



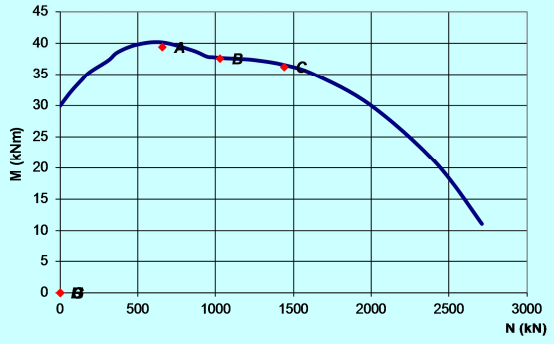
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	26	26	22	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	35	33	30	-
u	(mm)	40,7	29,5	24,1	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	1,03	1,00	1,04	-
σ_{c0}	(Mpa)	16,9	16,5	17,0	0,0
σ_{st}	(Mpa)	382	159	22	0
σ_{sc}	(Mpa)	241	296	350	0
x	(mm)	78	105	134	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) 1	660			
B	P / P(ULS) 1	430	600		
C	P / P(ULS) 1		1440		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		40	15		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — ANGIV NYT BRUGERNAVN — *NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker*

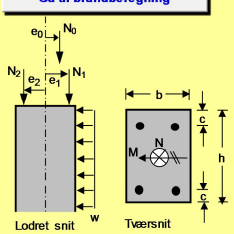
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 3.1, Ekstra tværpåvirkning, norm. sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — Betonelement-Foreningen juni 2012



Materialer	f_{ck}	40 MPa	**Regningsmæssige parametre**		
	f_{yk}	550 MPa		f_{cd}	28,6 MPa
	γ_c	1,40		f_{yd}	458 MPa
	γ_s	1,20		E_{cd}	25157 MPa
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	180 mm		RH	55%
	b	1000 mm		t_o	28 døgn
	c	40 mm		ϕ_o	1,86
Trykarm.	d_a	10 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	6,67		ϕ_{ef}	1,40
Trækarm.	d_a	10 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag armering, skal det være trækket.		
	Antal	6,67			
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	18,41 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,29%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,29%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20		N_{cr}	3466 kN

Gå til brandberegning



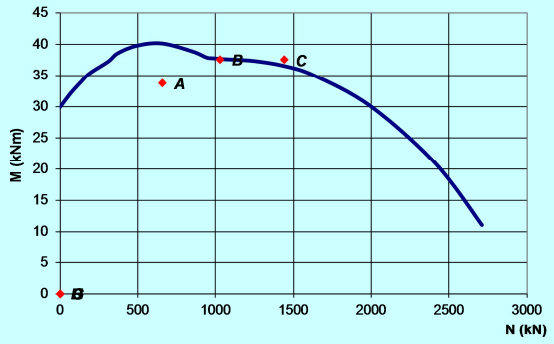
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	39	38	36	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	40	38	36	-
u	(mm)	43,6	32,6	23,9	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	1,00	0,98	0,95	-
σ_{c0}	(Mpa)	19,9	19,6	19,2	0,0
σ_{st}	(Mpa)	458	234	59	0
σ_{sc}	(Mpa)	212	269	309	0
x	(mm)	72	94	124	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) 1	660			8,00
B	P / P(ULS) 1	430	600		7,00
C	P / P(ULS) 1		1440		9,00
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		40	15		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — ANGIV NYT BRUGERNAVN — *NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker*

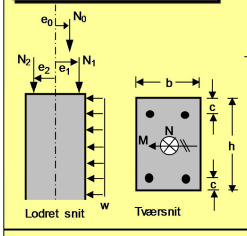
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 3.2, Excentriciteter øget, norm. sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	40 MPa	**Regningsmæssige parametre**
	f_{yk}	550 MPa	f_{cd} 28,6 MPa
	γ_c	1,40	f_{yd} 458 MPa
	γ_s	1,20	E_{cd} 25157 MPa
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**
Tværsnit	h	180 mm	RH 55%
	b	1000 mm	t_o 28 døgn
	c	40 mm	ϕ_o 1,86
Trykarm.	d_a	10 mm	M_{0Eqp}/M_{0Ed} 0,75
	Antal	6,67	ϕ_{ef} 1,40
Trækarm.	d_a	10 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag
	Antal	6,67	armering, skal det være trækkaget.
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**
I anvendelsestilstand skønnes α			σ_{crd} 18,41 MPa
til en passende værdi afhængig af			ϕ_c 0,29%
forholdet mellem lang- og kort-			ϕ_t 0,29%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20	N_{cr} 3466 kN

Gå til brandberegning



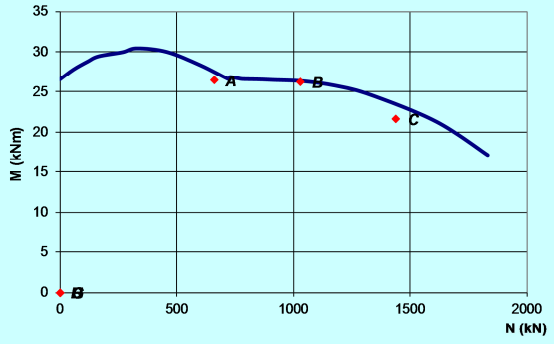
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	34	38	37	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	40	38	36	-
u	(mm)	43,6	32,6	23,9	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	1,00	0,98	0,95	-
σ_{c0}	(Mpa)	19,9	19,6	19,2	0,0
σ_{st}	(Mpa)	458	234	59	0
σ_{sc}	(Mpa)	212	269	309	0
x	(mm)	72	94	124	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) 1	660			
B	P / P(ULS) 1	430	600		
C	P / P(ULS) 1		1440		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		51	26		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — ANGIV NYT BRUGERNAVN — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

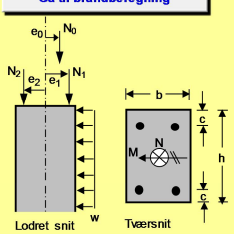
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 3.3, Tykkelse reduceret, norm. sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — **Betonelement-Foreningen juni 2012**



Materialer	f_{ck}	40 MPa	**Regningsmæssige parametre**
	f_{yk}	550 MPa	f_{cd} 28,6 MPa
	γ_c	1,40	f_{yd} 458 MPa
	γ_s	1,20	E_{cd} 25157 MPa
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**
Tværsnit	h	165 mm	RH 55%
	b	1000 mm	t_o 28 døgn
	c	40 mm	ϕ_o 1,88
Trykarm.	d_a	10 mm	M_{0Eqp}/M_{0Ed} 0,75
	Antal	6,67	ϕ_{ef} 1,41
Trækarm.	d_a	10 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag
	Antal	6,67	armering, skal det være trækkaget.
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**
I anvendelsestilstand skønnes α			σ_{crd} 17,24 MPa
til en passende værdi afhængig af			ϕ_c 0,32%
forholdet mellem lang- og kort-			ϕ_t 0,32%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20	N_{cr} 2988 kN

Gå til brandberegning



Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	26	26	22	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	28	26	24	-
u	(mm)	50,4	22,0	20,1	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	1,08	0,76	0,85	-
σ_{c0}	(Mpa)	20,9	16,2	17,7	0,0
σ_{st}	(Mpa)	451	58	-23	0
σ_{sc}	(Mpa)	211	230	287	0
x	(mm)	67	108	132	-

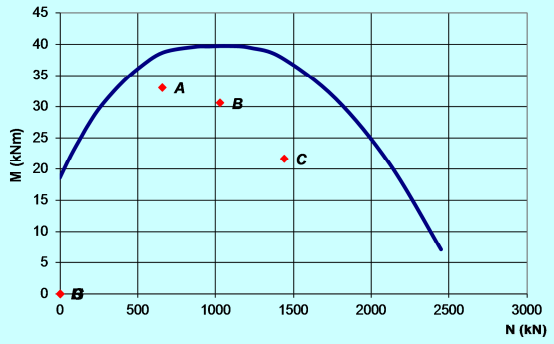
Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) 1	660			
B	P / P(ULS) 1	430	600		
C	P / P(ULS) 1		1440		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		40	15		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — ANGIV NYT BRUGERNAVN — ***NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker***

Bilag 1.4: Betonelementvæg, ekstra tykkelse

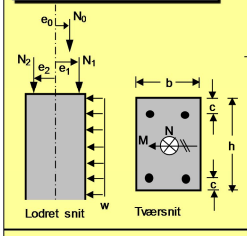
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 4.0, Udgangsløsning, forhøjet sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — Betonelement-Foreningen juni 2012



Materialer	f_{ck}	35 MPa	**Regningsmæssige parametre**	f_{cd}	20,8 MPa
	f_{yk}	550 MPa		f_{yd}	382 MPa
	γ_c	1,68		E_{cd}	20284 MPa
	γ_s	1,44			
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	200 mm		RH	55%
	b	1000 mm		t_o	28 døgn
	c	40 mm		ϕ_o	2,05
Trykarm.	d_a	8 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	6,67		ϕ_{ef}	1,54
Trækarm.	d_a	8 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag armering, skal det være trækket.		
	Antal	6,67			
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	14,83 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,17%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,17%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20		N_{cr}	3064 kN

Gå til brandberegning



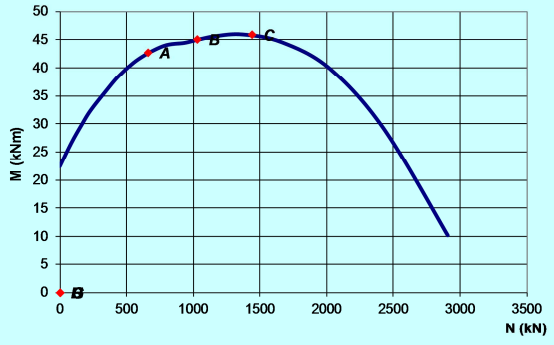
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	33	31	22	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	39	40	38	-
u	(mm)	34,6	30,3	24,4	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,92	1,04	1,09	-
σ_{c0}	(Mpa)	14,4	15,5	16,0	0,0
σ_{st}	(Mpa)	382	221	52	0
σ_{sc}	(Mpa)	255	340	382	0
x	(mm)	88	113	146	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) 1	660			
B	P / P(ULS) 1	430	600		
C	P / P(ULS) 1		1440		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		50	15		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — ANGIV NYT BRUGERNAVN — *NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker*

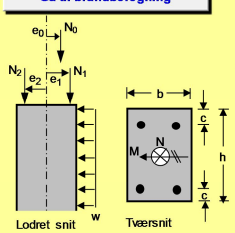
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 4.1, Ekstra tværpåvirkning, norm. sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — Betonelement-Foreningen juni 2012



Materialer	f_{ck}	35 MPa	**Regningsmæssige parametre**	f_{cd}	25,0 MPa
	f_{yk}	550 MPa		f_{yd}	458 MPa
	γ_c	1,40		E_{cd}	24341 MPa
	γ_s	1,20			
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	200 mm		RH	55%
	b	1000 mm		t_o	28 døgn
	c	40 mm		ϕ_o	2,05
Trykarm.	d_a	8 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	6,67		ϕ_{ef}	1,54
Trækarm.	d_a	8 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag armering, skal det være trækket.		
	Antal	6,67			
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	17,80 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,17%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,17%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20		N_{cr}	3658 kN

Gå til brandberegning



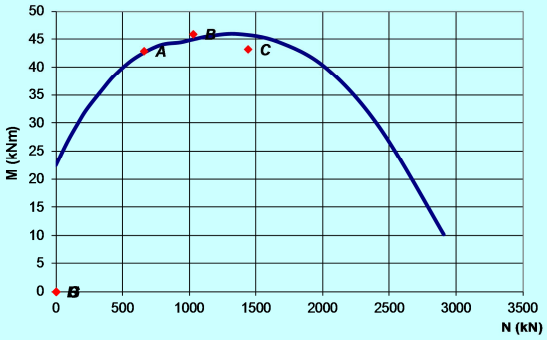
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	43	45	46	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	43	45	46	-
u	(mm)	37,2	31,2	26,2	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,89	0,97	1,03	-
σ_{c0}	(Mpa)	16,9	17,8	18,6	0,0
σ_{st}	(Mpa)	458	278	123	0
σ_{sc}	(Mpa)	223	300	362	0
x	(mm)	79	102	130	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) 1	660			6,00
B	P / P(ULS) 1	430	600		9,00
C	P / P(ULS) 1		1440		15,00
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		50	15		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — ANGIV NYT BRUGERNAVN — *NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker*

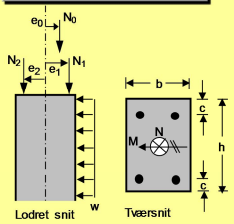
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 4.2, Excentriciteter øget, norm. sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — Betonelement-Foreningen juni 2012



Materialer	f_{ck}	35 MPa	**Regningsmæssige parametre**		
	f_{yk}	550 MPa		f_{cd}	25,0 MPa
	γ_c	1,40		f_{yd}	458 MPa
	γ_s	1,20		E_{cd}	24341 MPa
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	200 mm		RH	55%
	b	1000 mm		t_o	28 døgn
	c	40 mm		ϕ_o	2,05
Trykarm.	d_a	8 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	6,67		ϕ_{ef}	1,54
Trækarm.	d_a	8 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag		
	Antal	6,67	armering, skal det være trækkaget.		
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	17,80 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,17%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,17%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20		N_{cr}	3658 kN

Gå til brandberegning



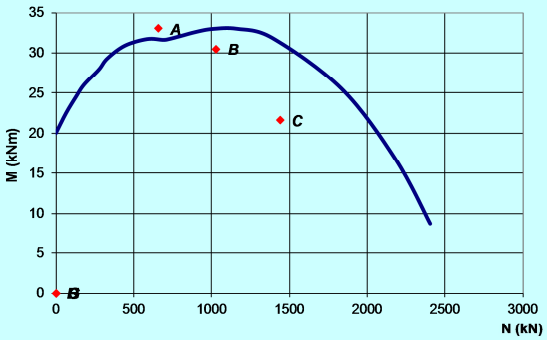
Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	43	46	43	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	43	45	46	-
u	(mm)	37,2	31,2	26,2	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,89	0,97	1,03	-
σ_{c0}	(Mpa)	16,9	17,8	18,6	0,0
σ_{st}	(Mpa)	458	278	123	0
σ_{sc}	(Mpa)	223	300	362	0
x	(mm)	79	102	130	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) 1	660			
B	P / P(ULS) 1	430	600		
C	P / P(ULS) 1		1440		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		65	30		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — ANGIV NYT BRUGERNAVN — *NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker*

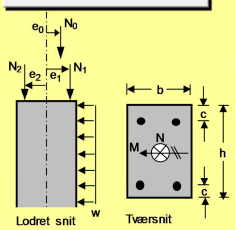
Bruger:	**Superbruger**		
Sagsnavn:	Betonelementhuset - robusthed	Sag nr.:	23 - 4545
Bygningsdel:	Væg 4.3, Tykkelse reduceret, norm. sikkerhed	Dato:	2012-08-01
Emne:	**Normale lastkombinationer**	Init:	JFJ

VÆG, version 3.0 — Betonelement-Foreningen juni 2012



Materialer	f_{ck}	35 MPa	**Regningsmæssige parametre**		
	f_{yk}	550 MPa		f_{cd}	25,0 MPa
	γ_c	1,40		f_{yd}	458 MPa
	γ_s	1,20		E_{cd}	24341 MPa
Søjlelængde	L_s	3600 mm	**Krybetal**		
Tværsnit	h	183 mm		RH	55%
	b	1000 mm		t_o	28 døgn
	c	40 mm		ϕ_o	2,07
Trykarm.	d_a	8 mm		M_{0Eqp}/M_{0Ed}	0,75
	Antal	6,67		ϕ_{ef}	1,55
Trækarm.	d_a	8 mm	Hvis væggen kun forsynes med ét lag		
	Antal	6,67	armering, skal det være trækkaget.		
Anvendelsestilstand			**Kritisk last (central)**		
I anvendelsestilstand skønnes α				σ_{crd}	16,85 MPa
til en passende værdi afhængig af				ϕ_c	0,18%
forholdet mellem lang- og kort-				ϕ_t	0,18%
tidslast:	$\alpha_{anv.}$ =	20		N_{cr}	3177 kN

Gå til brandberegning



Kontrolparametre		Brudlasttilfælde A	B	C	Anv. - tilfælde
N_{Ed}	(kN)	660	1030	1440	0
M_{0Ed}	(kNm)	33	31	22	0,0
M_{0Rd}	(kNm)	32	33	31	-
u	(mm)	39,7	23,6	22,3	0,0
w_k	(mm)	-	-	-	urevnet
$\varepsilon_0 / (1+\phi)$	(o/oo)	0,91	0,81	0,93	-
σ_{c0}	(Mpa)	17,1	15,7	17,3	0,0
σ_{st}	(Mpa)	411	108	18	0
σ_{sc}	(Mpa)	220	266	337	0
x	(mm)	76	113	138	-

Brudlasttilfælde		N_1 (kN)	N_0 (kN)	N_2 (kN)	w (kN/m)
A	P / P(ULS) 1	660			
B	P / P(ULS) 1	430	600		
C	P / P(ULS) 1		1440		
D					
E					
F					
G					
H					
I					
Anvendelsestilfælde:					
Excentriciteter (mm) :		50	15		

Vejledning: *Betonelementbyggeriers statik* — ANGIV NYT BRUGERNAVN — *NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker*

Bilag 2: Robuste principper for armering i betonelementvægge

Type A1: Transportarmerede vægelementer

Transportarmerede vægelementer er som udgangspunkt alene forsynet med ét eller to svejste armeringsnet med 6 mm armeringsstænger og med maskevidde 150 mm. Styrken af denne armering er almindeligvis f_{yk} = 550 MPa.

Anvendelsen af denne type vægelementer er dokumenteret via en række fuldskalaforsøg, der er sammenlignet med beregninger udført efter den generelle beregningsmetode iht. DS/EN1992-1-1. Se nærmere i publikationen *Transportarmerede betonelementvægge – Deformationsforhold og svigttype*, udgivet på www.bef.dk i marts 2012.

Med fuldskalaforsøgene er det dokumenteret, at der for betonelementvægge udført på denne måde ikke er behov for at opfylde øvrige konstruktive armeringsregler i DS/EN 1992-1-1. Dette betyder blandt andet, at U-bøjler svarende til det for Type A.2 gennemgåede er overflødige for de transportarmerede vægelementer.

I denne type vægelementer er det muligt at udføre udsparinger for døre og vinduer, idet der kan indlægges supplerende armering i form af eksempelvis bjælkearmering i overliggere eller søjlearmering i smalle vægsøjler.

Supplerende armering i form af bjælkearmering udføres med de vandrette armeringsjern ført et stykke ud til siden for dør- eller vindueshullet for at sikre vandret armeringssammenhæng i elementet. Hvor denne bjælkearmering skal flettes med supplerende armering i form af søjlearmering, så placeres bjælkearmeringens vandrette hovedjern mellem søjlearmeringens lodrette hovedjern. Alternativt indlægges løse forbindelsesjern.

Hvis der er to armeringsnet i vægelementet, skal al sådan supplerende armering placeres mellem de to armeringsnet, og design af denne supplerende armering sker svarende til dette geometriske krav. Hermed menes, at der mellem de yderst liggende bøjler i den supplerende armering og betonoverfladen er plads til både minimumsdæklag og begge de to lag armeringsstænger i det enkelte armeringsnet. For en indvendigt vægelement af denne type med minimumsdæklag incl. tolerancetillæg på 15 mm betyder dette i praksis, at dæklaget på de vandrette bøjler i en supplerende søjlearmering bliver ca. 30 mm.

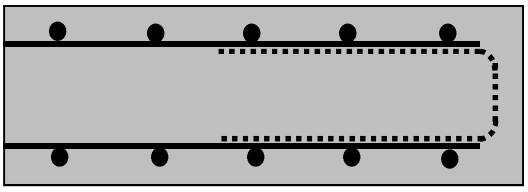
Hvis der kun er ét armeringsnet i den øvrige del af vægelementet sikres vandret sammenhæng i vægelementet hvor vægfelter grænser op til en supplerende søjlearmering med vandrette, lige stødjern beliggende i plan med armeringsnettet og ført 200 mm ind mellem søjlearmeringens hovedjern. Hvis der er to armeringsnet i områder fx imellem vinduer og kun ét armeringsnet i vinduesbrystningerne, er det nødvendigt at sikre den vandrette sammenhæng (montagehensyn) ved at enkeltnettet går minimum 2 masker ind imellem dobbeltnettene.

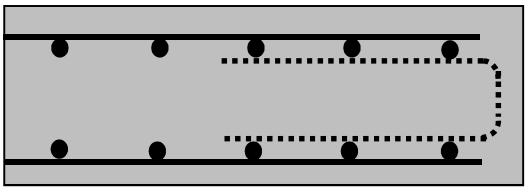
Type A2: Middelsvært armerede vægelementer

For lodret armerede betonelementvægge gælder som udgangspunkt, at med mindre andet dokumenteres, så skal der også indlægges en vandret langsgående armering, $A_{s,hmin}$, der løber parallelt med væggens overflade. For sædvanlige vægelementer er der ikke behov for at afslutte denne vandrette armering med U-bøjler ved de frie rande, med mindre dette er statisk betinget af hensyn til eksempelvis lokale, koncentrerede kraftoverførsler.

Ved de vandrette rande i top og bund af betonelementvægge er der normalt heller ikke behov for at indlægge tilsvarende randarmering i form af lodrette U-bøjler. Ikke alene vil sådanne U-bøjler repræsentere et ressourcespild, de vil også i tilfælde af lodrette spændingskoncentrationer nær kanterne i væggens top eller bund kunne øge risikoen for afskalning. Hvor væggen således påvirkes af store koncentrerede lodrette laster, anbefales i stedet at indstøbe egentlige lejeplader. Se i denne forbindelse også punkt 10.9.2(2) i DS/EN 1992-1-1, idet det bemærkes at normalkræfter i etagekryds over $0{,}5 \cdot h \cdot f_{cd}$ sjældent forekommer i praksis.

For betonelementvægge, hvor den lodrette armerings diameter højst er 16 mm, er den ovenfor nævnte vandrette langsgående armering alene en sekundær armering, og der er ingen krav til, hvorvidt den vandrette armering ved hver overflade placeres indenfor eller udenfor den lodrette armering. Jævnfør afsnit 8.7.5.2 i DS/EN 1992-1-1 kan al sekundær armerings stødes på samme sted, så der kan frit vælges mellem de to løsninger vist på nedenstående vandrette snit i væggen.





Løsning 1-A *Løsning 1-B*

Hvis der af statiske årsager er behov for lukkede U-bøjler ved en elementkant, bør denne af hensyn til produktionen og dermed omkostningerne altid placeres indvendigt mellem de to armeringsnet som vist med stiplet signatur på de to vandrette snit i væggen.

I de fleste vægelementer må der udføres stød mellem net, og disse stød udføres normalt som vist i Figur 8.10 a) i DS/EN 1992-1-1. Derfor vil både Løsning 1-A og 1-B kunne optræde i samme vægelement, så U-bøjlerne skal give plads herfor i bredden.

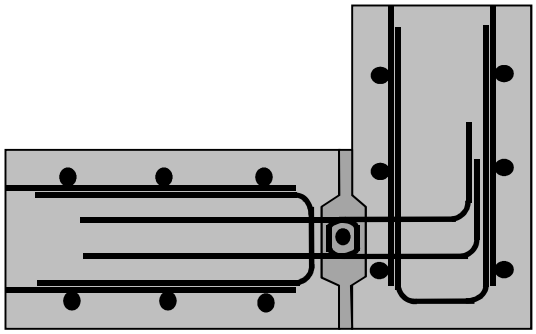
Bemærk, at i denne type vægelementer forudsættes, at al supplerende armering i form af eksempelvis bjælkearmering i overliggere eller søjlearmering i smalle vægsøjler placeres mellem de to armeringsnet, og at dimensionering af denne supplerende armering sker svarende til dette geometriske krav.

Type A3: Skivearmerede, homogene vægelementer

Dette handler typisk om betonelementvægge i det stabiliserende system, hvor stabilitet overfor de vandrette skivekræfter kræver at der enten overføres lodrette forskydningskræfter i de lodrette fuger mellem den stabiliserende væg og nabovægge, eller at der etableres lodret, gennemgående stringerarmering. De særlige forhold i det vandrette tværsnit nær elementkanten er illustreret på snittene nedenfor.

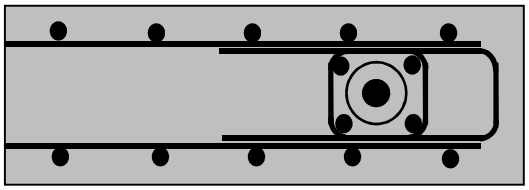
<u>Snit 2-A</u>

Snit ved lodrette vægfuge, der skal overføre forskydningskræfter mellem stabiliserende væg og nabovæg. I den viste løsning skal indlægges tilstrækkeligt med vandrette U-bøjler til at overføre den fornødne kraft i den udragende tværarmering i fugen videre ind til den vandrette netarmering i vægelementet.



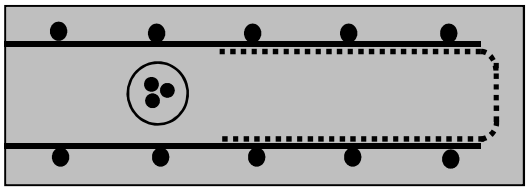
<u>Snit 2-B</u>

Snit i stabiliserende væg med lodret, ikke forspændt stringerarmering i korrugeret rør. I den viste løsning skal der ilægges tilstrækkeligt med vandrette U-bøjler til den fornødne forankring af den vandrette netarmering.



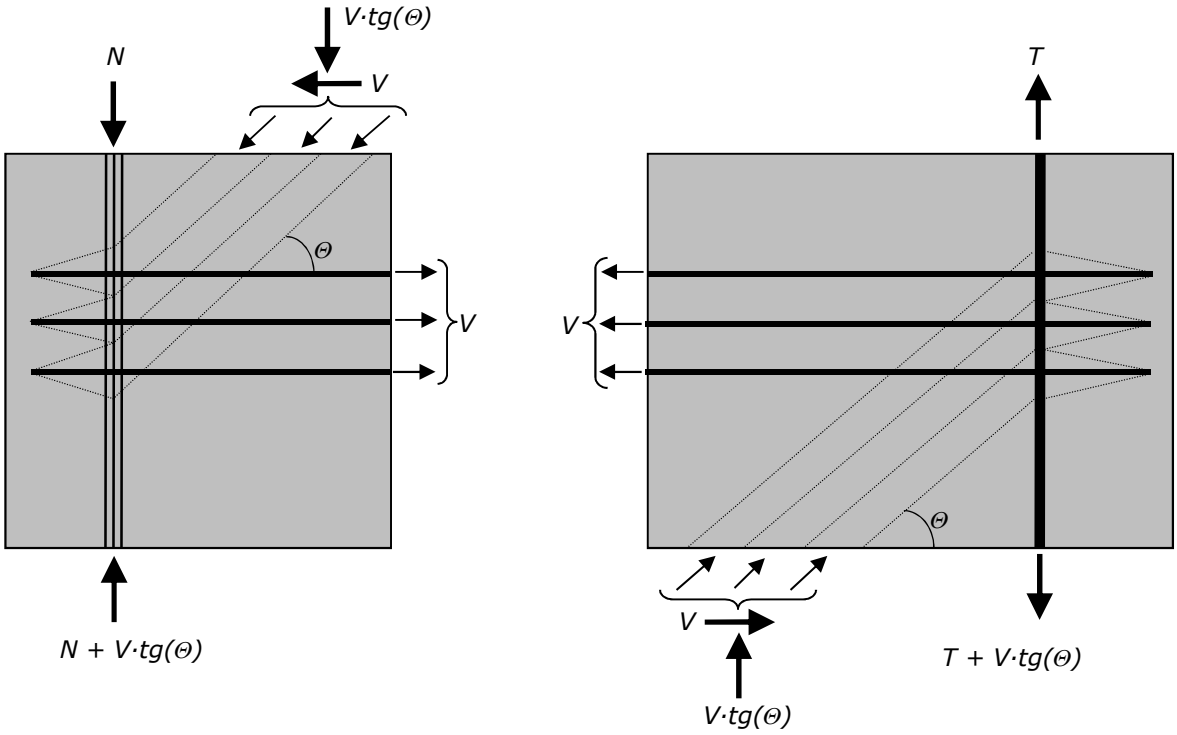
<u>Snit 2-C</u>

Snit i stabiliserende væg med gennemgående efterspændte liner som stringerarmering mellem linernes forankringszoner. Hvis linerne placeres, så den vandrette netarmering er sikret fornøden forankring mellem line og lodret elementrand, vil vandrette U-bøjler ikke være nødvendige for at sikre aktiveringen af de lodrette liner.



I disse tilfælde indgår den vandrette armering sammen med eventuelle vandrette U-bøjler ved de lodrette rande aktivt som trækarmering i det statiske system på samme måde som bøjlerne fungerer i en forskydningspåvirket betonbjælke. Som anført kan den vandrette armering samvirke med den lodrette stringerarmering, hvis den lodrette stringerarmering er trukket etpassende stykke væk fra elementrandene. Denne virkemåde af den vandrette netarmering fra eksempelvis snit 2-C ved optagelsen af den vandrette skivekraft, *V*, internt i en stabiliserende væg er illustreret

nedenfor. Det skal i denne forbindelse bemærkes, at indlæggelse af ovennævnte U-bøjler ud over de statisk nødvendige ikke er et relevant tiltag for at tilgodese konstruktionens robusthed.



Det skal her bemærkes, at den sædvanlige lodrette netarmering i disse vægelementer ikke repræsenterer en lodret hovedarmering i forhold til den vandrette armerings funktion. Om den sædvanlige netarmering er vendt som i Løsning 1-A eller i Løsning 1-B er derfor uden betydning, så længe den lodrette netarmerings diameter højst er 16 mm.

Heller ikke i disse tilfælde vil en randarmering i top og bund af vægelementerne i form af lodrette U-bøjler have nogen nyttevirkning, eftersom der ved top og bund af vægelementerne ikke optræder nogen kræfter i den lodrette netarmering. Dog indgår den lodrette netarmering også som sekundær armering for den statisk aktive, vandrette armering i vægelementet. Derfor bør de vandrette armeringsstænger i en inaktiv zone ved top og bund af vægelementet ikke meregnes som statisk aktiv, vandret armering, idet denne zone bestemmes som forankringslængden af den fornødne sekundære tværarmering for den statisk aktive vandrette netarmering.

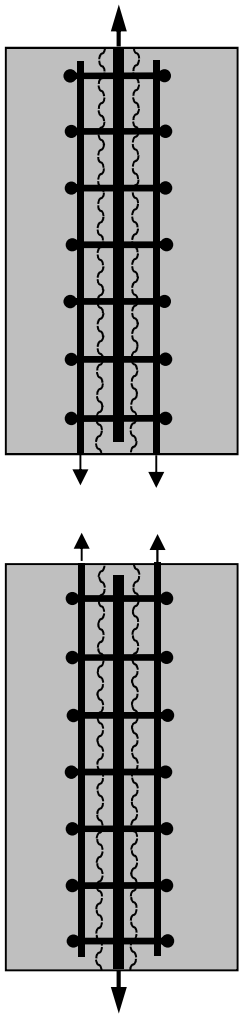
Denne fornødne sekundære tværarmering vil sædvanligvis ikke være større end armeringsstænger med diameter 8 mm placeret med samme indbyrdes afstand som den aktuelle lodrette netarmering. Jævnfør tabel 8.4 i DS/EN 1992-1-1 vil dette typisk svare til at den nævnte inaktive zone i top og bund af elementet omfatter de to yderste vandrette armeringsstænger, så længe den indbyrdes afstand mellem de vandrette armeringsstænger i netarmeringen er større end 125 mm.

Det er væsentligt at bemærke funktionen af den særlige armering omkring det korrugerede rør i Løsning 2-B. Se hosstående lodrette snit.

Som det fremgår af snittet behøver den kraftige armeringsstang i det korrugerede rør kun at blive indstøbt svarende til en forankringslængde i top og bund af vægelementet, når de fire lodrette stænger i den særlige armeringsstang omkring det korrugerede rør tilsammen kan optage kraften i den kraftige armering i det korrugerede rør.

De små vandrette bøjler, der indgår i løsningen, fungerer som tværarmering for overlapningsstødene mellem den kraftige armeringsstang i det korrugerede rør og de omgivende fire lodrette stænger.

Med denne løsning er det således ikke nødvendigt med overlapning af de kraftige armeringsstænger inde i det korrugerede rør. Dette er en vigtig pointe, fordi pladsforholdene ellers ofte kan blive problematiske, med mindre der vælges en tykkere væg end ellers nødvendigt.

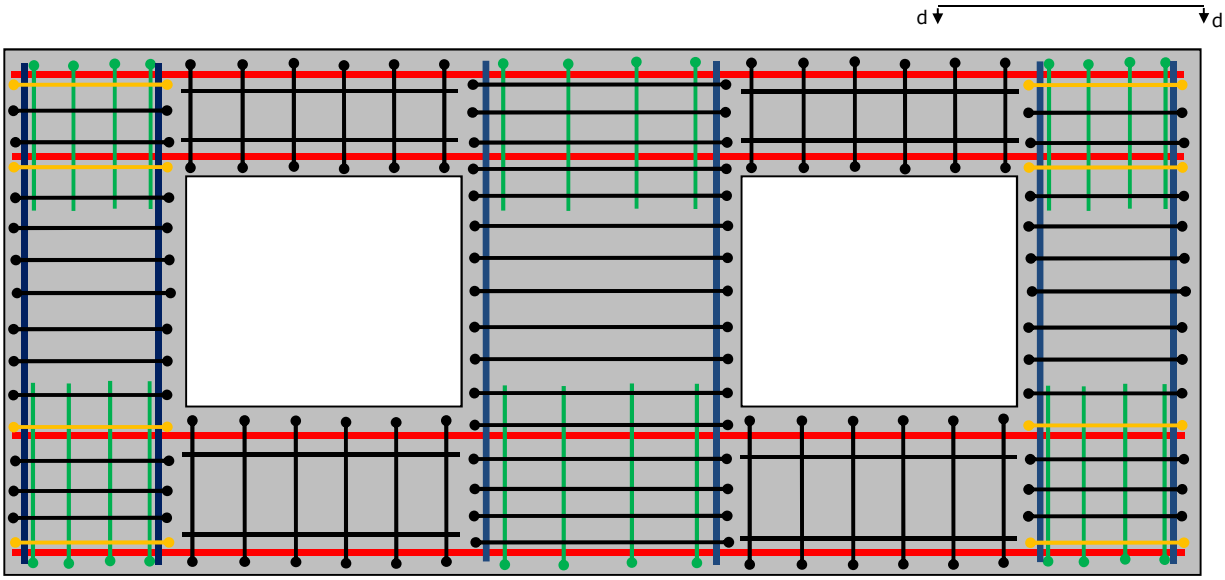


Lodret snit ved gennemgående stringer.

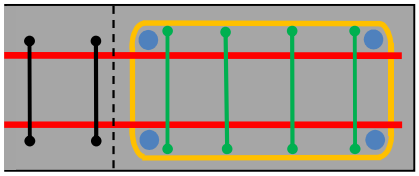
Type A4: Svært armerede vægelementer

Dette drejer sig gerne om vægelementer, der skal udføre med større udsparinger for vinduer og døre mv. og som samtidig skal kunne optage betydende lodrette og/eller vandrette kræfter.

I denne type vægelementer kan den sædvanlige netarmering udgå og helt erstattes af armeringsenheder med dels søjlearmering, dels bjælkearmering som vist på figuren nedenfor. Når netarmeringen udgår, kan dæklagene til hovedarmeringen i søjle- og bjælkearmeringerne blive mere optimal.



Opstalt af armeringsarrangement i svært armeret vægelement



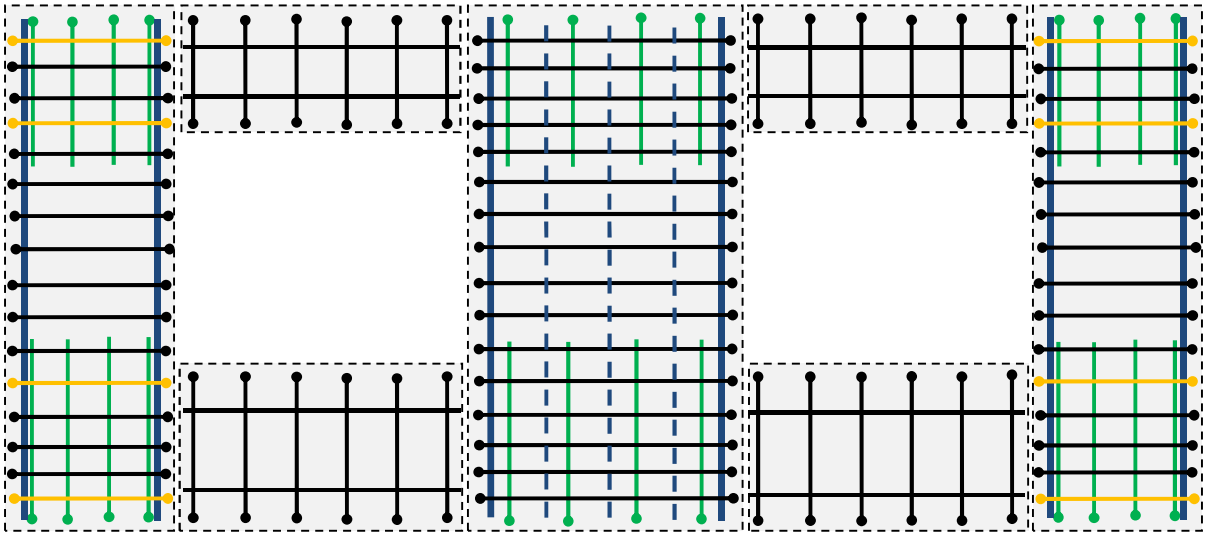
Snit d-d

Den viste løsning er designet med særlige hensyn til arbejdsmiljømæssige og produktionstekniske forhold. Princippet er, at armeringen udformes som håndtérlige enheder, der hver for sig kan sænkes lodret ned på den vandrette formbund uden nogen sideværts forskydning for sammenfletning af armering.

Netop en sådan sideværts forskydning af armeringsenheder er meget ofte hindret af, at der på formbunden er fastgjort indstøbningsdele for elinstallationer mv. I stedet sker den fornødne sammenfletning af armeringen ved, at de med rødt markerede vandrette hovedjern skydes

vandret ind fra den ene ende af vægelementet, hvilket kan ske uden konflikt med indstøbningsdele eftersom indføringen sker i det enkelte hovedjerns eget tracé i det færdige element.

For at sikre forankring af de vandrette hovedjern udføres søjlearmeringsenhederne med grønt tegnede, lodret udragende U-bøjler i top og bund. Dermed ser det aktuelle vægelements i alt 7 armeringsenheder ud som følger, idet de vandrette hovedjern ikke er en del af disse enheder:



Opdeling i armeringsenheder

De med grønt markerede U-bøjler skal ikke kun sikre øverste og nederste hovedjerns forankring, men skal også fungerer som tværgående armering hen over forankringszonerne for de vandrette hovedjern over og under vinduerne. De med gult markerede bøjler i søjlearmeringsenhederne kan eventuelt designes, så de kan optage de vandrette hovedjerns forankringskræfter i tilfælde hvor dette kunne være en fordel.

Dermed er armeringsarrangementet også velegnet til brug i vægelementer, der eksempelvis af hensyn til optagelsen af betydende vandrette skivekræfter er dimensioneret efter stringermetoden.

Det bemærkes, at der i søjlearmeringsenhederne kan indlægges ekstra, lodrette fordelingsjern som vist med punkterede linjer i midtersøjlen ovenfor. Tilsvarende kan der ved samlingen af armeringsenhederne i formen kan indskydes ekstra vandrette fordelingsjern parallelt med de vandrette hovedjern over og under vinduerne.