

Robusthed af konstruktioner i Danmark - En præskriptiv metode

Oliver Zillo Jensen ¹

Jacob Ettrup Petersen ²

Lars Zenke Pørlov Hansen ³

1. Indledning

Denne artikel udspringer af en paneldebat om robusthed i trækonstruktioner den 7. november 2024. Debatten var faciliteret af IDA Trækonstruktion og Dansk selskab for Bygningsstatik, DSBY. Artiklen behandler robusthed af hovedkonstruktionen. Formålet er at beskrive en præskriptiv metode, der kan anvendes for alle konstruktionsmaterialer i Danmark. Forfatterne til artiklen har bidraget ligeligt til dens tilblivelse.

Artiklen beskriver sammenhængskræfter, som kan anvendes for alle konstruktionsmaterialer. Sammen med DS/EN 1990 DK NA 2024 Anneks E1 kan det være en metode til opfyldelse af en hovedkonstruktions robusthed jf. (DS/EN 1990 2007) 2.1 (4)P og 2.1 (5)P. Metoden er dermed en komplet præskriptiv metode som et hele, når reglerne i DS/EN 1990 DK NA 2024 Anneks E1 suppleres med sammenhængskræfter for nøgleelementer, som beskrevet i note 3 til (6) i anneks E1 af DS/EN1990 DKNA:2024. Det er ikke en metode, hvor fysikken nødvendigvis kan følges, omend størrelserne, der anvendes, har en fysisk betydning. Metoden supplerer reglerne i DS/EN 1990 DK NA 2024 Anneks E1, der beskriver alternative lastveje samt fastlæggelse af nøgleelementer med ekstra sikkerhed. Dette tilvejebringer et samlet sæt regler, der sikrer robustheden af hovedkonstruktionen og kan anvendes for alle materialer.

Artiklen er inspireret af tankerne bag anneks E2 i (DS/EN 1990 DK NA 2024), hvor nøgleelementer med ekstra sikkerhed tilføres ulykkeserstatningslaster (fastholdelseskræfter) for at sikre sammenhæng i hovedkonstruktionen. Fastlæggelse af, om et konstruktionselement er et nøgleelement med de i Anneks E1 til (DS/EN 1990 DK NA 2024) beskrevne svigt, fastholdes, hvorfor denne artikel forsøger at beskrive en generel model for sammenhæng i

¹ B.ENG., Senior Specialist, COWI A/S

² M.Sc., Kompetencechef | Trækonstruktioner, Artelia A/S

³ M.Sc. Ph.D. Certificeret statiker KK2 og KK3-4, Ekspertisechef Niras A/S

hovedkonstruktionen for alle materialer.

Metoden består i al sin enkelhed i at fastlægge nogle sammenhængskræfter, der er relevante for de fleste forhold, og som har mere eller mindre fysisk relevans. Disse designforhold opfattes som et reelt lasttilfælde, der skal sikre, at nøgleelementer har en fastholdelse til den øvrige del af hovedkonstruktionen. Dette lasttilfælde vil skulle opfattes som en grænsetilstand på lige fod med brudgrænsetilstanden (ULS) og ulykkesgrænsetilstanden af kendte årsager (ALS). Til denne ulykkesgrænsetilstand af ukendte årsager bør der knyttes nogle konstruktive krav, som sikrer en sammenhæng i hovedkonstruktionen med særligt fokus på dækskiven og nøgleelementer med ekstra sikkerhed. I artiklen præsenteres sammenhængskræfter, der forholder sig til påvirkninger af samlinger til dækskiven og som et reelt lasttilfælde for nøglelementer med ekstra sikkerhed.

For at illustrere hvordan metoden kan anvendes, er der udarbejdet en række eksempler for beton og trækonstruktioner. Eksemplerne findes i afsnit 7. Eksempler for stålkonstruktioner vil i væsentlig grad følge eksemplerne for trækonstruktioner - dog er samlinger i stål som oftest ikke så kritiske, som de er for trækonstruktioner, hvorfor fokus er lagt på tilblivelsen af eksempler for trækonstruktioner. Der er ikke udarbejdet eksempler for murværk, da grundlag for murede konstruktioner vurderes at være utilstrækkeligt på nuværende tidspunkt.

2. Præskriptiv metode

I dette afsnit beskrives sammenhængskræfterne i den præskriptive metode. Det er en forudsætning for det følgende, at konstruktionerne er omfattet af (DS/EN 1990 DK NA 2024) Annex E1.

2.1 Nøgleelementer

Nøgleelementer fastlægges ved at betragte de svigtscenarier, der er beskrevet i (DS/EN 1990 DK NA 2024) Annex E1. Et nøgleelement kan dokumenteres ved en følsomhedsanalyse, ved bortfald eller ved at give det pågældende element en ekstra sikkerhed.

Dokumentation af et nøgleelement ud fra en følsomhedsanalyse er ikke omfattet af nærværende artikel.

Dokumenteres et nøgleelement ved metoden ”bortfald af element” (brosystemer), skal samlinger til dækskiven alene sikres ved de sammenhængskræfter, der beskrives i denne artikel.

Herved sikres en fastholdelse af knuder, såfremt disse er større end de kræfter, der opstår som følge af brosystemerne.

For nøgleelementer med ekstra sikkerhed skal, for bygningsdele hvor bæreevnen er fastlagt ved materialebrud, ske ved forøgelse af partialkoefficienten med 1,2 i 6.10 a/b.

Ved nøgleelementer med ekstra sikkerhed skal konstruktionselementet også dimensioneres for de samme sammenhængskræfter virkende vandret i et vilkårligt kritisk punkt for en lodret eller skråtstillet bygningsdel, samt virkende i en vilkårlig vandret linje for en væg. Dokumentation herfor skal udføres i ulykkeslastkombination 6.11 a/b. Dokumentationen vil give krav til samlinger på baggrund af netop dette lasttilfælde.

Ved nøgleelementer med ekstra sikkerhed foretages der 2 beregninger: en beregning i ULS (lastkombination 6.10 a/b) ved forøgelse af partialkoefficienten, og en beregning i ALS (lastkombination 6.11 a/b) med sammenhængskræfter i det kritiske punkt i kombination med lastpåvirkningen af elementet i det pågældende ALS lasttilfælde. I ALS tilføjes der ikke en forøgelse af sikkerheden med 1,2 når der regnes med sammenhængskræfterne beskrevet i denne artikel.

2.2 Sammenhængskræfter

Det er rimeligt at definere sammenhængskræfter ved at tage udgangspunkt i en procentsats af den lodrette last i det pågældende konstruktionselement og hertil angive en minimumsgrænse. Procentsatsen fastlægges til 2,5 % af den lodrette last i lastkombination 6.11 a/b. Minimumsgrænsen tager udgangspunkt i en lastfaktor k som multipliceres med last på en etage kalibreret med en referencevægt bestemt til $4,0 \text{ kN/m}^2$. Dette betyder, at sammenhængskræfter fastlægges som 2,5% af den lodrette last, dog minimum henholdsvis 10% og 20% af lasten fra den enkelte etage for henholdsvis CC2 og CC3.

Vandrette fastholdelseskrafter

Søjler:

$$F_{V,col} = 2,5\% \cdot n \cdot Q_{6.11} \quad (1)$$

Sammenhængskraften er bestemt ved:

$$F_{u,col} = \max \left\{ \begin{array}{l} F_{V,col} \\ \frac{Q_{6.11}}{4 \text{ kN/m}^2} k \end{array} \right. \quad (2)$$

hvor

$Q_{6.11}$ er søjlelasten bestemt ud fra lastkombination 6.11 inkl. egenlasten af hovedkonstruktion i én etage, (fladelasten $q_{6.11}$ gange lastareal + lasten i selve bærelinjen fx søjlens egenvægt, hvor lastareal er det geometriske lastareal)

k er en faktor med enheden kN/m^2 der antager 0,4 i CC2 og 0,8 i CC3 og CC3+

n antal etager over den søjle der undersøges

Vægge:

$$F_{V,wall} = 2,5\% \cdot n \cdot p_{6.11} \quad (3)$$

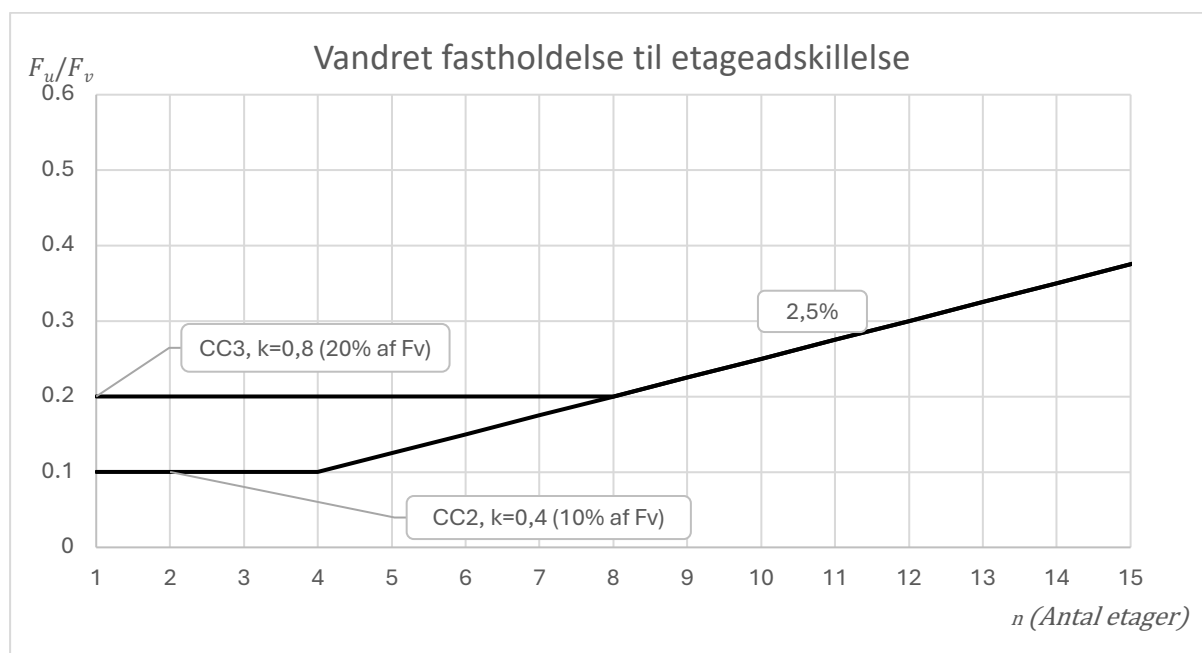
Sammenhængskraften er bestemt ved

$$F_{u,wall} = \max \left\{ \begin{array}{l} F_{V,wall} \\ \frac{p_{6.11}}{4 \text{ kN/m}^2} k \end{array} \right. \quad (4)$$

$p_{6.11}$ er væglasten bestemt ud fra lastkombination 6.11, inkl. egenlasten af hovedkonstruktion i én etage (fladelasten $q_{6.11}$ gange lastopland + lasten i selve bærelinjen fx væggenes egenvægt, hvor lastareal er det geometriske lastareal)

k er en faktor med enheden kN/m^2 der antager 0,4 i CC2, 0,8 i CC3 og CC3+

n antal etager over den væg der undersøges



Figur 2.1 Sammenhængskræfter pr. etage

Af ovenstående graf ses sammenhængskræfter som funktion af etageantallet, under den forsimplede antagelse at $p_{6.11}$ er ens på alle etager (inkl. tag).

Minimumsgrænser vil være dominerende for etagebygninger op til hhv. 4 etager (CC2) og 8 etager (CC3).

For etagebygninger over hhv. 4 etager (CC2) og 8 etager (CC3) vil 2,5 %-satsen dominere.

2.3 Lodrette trækforbindelser

Lodrette trækforbindelser skal indføres der, hvor bortfaldsanalysen kræver det. Hvis lasten fra konstruktionselementer føres op til en konstruktion, der kan bidrage med en alternativ lastvej, skal der være lodrette trækforbindelser, som sikrer dette system. Det er ikke nødvendigt at indføre et system af lodrette trækforbindelser, som ikke er aktivt. Dette kan dog indføres, såfremt det er med til at sikre den vandrette fastholdelse for nøgleelementer med ekstra sikkerhed.

2.4 Konstruktive krav

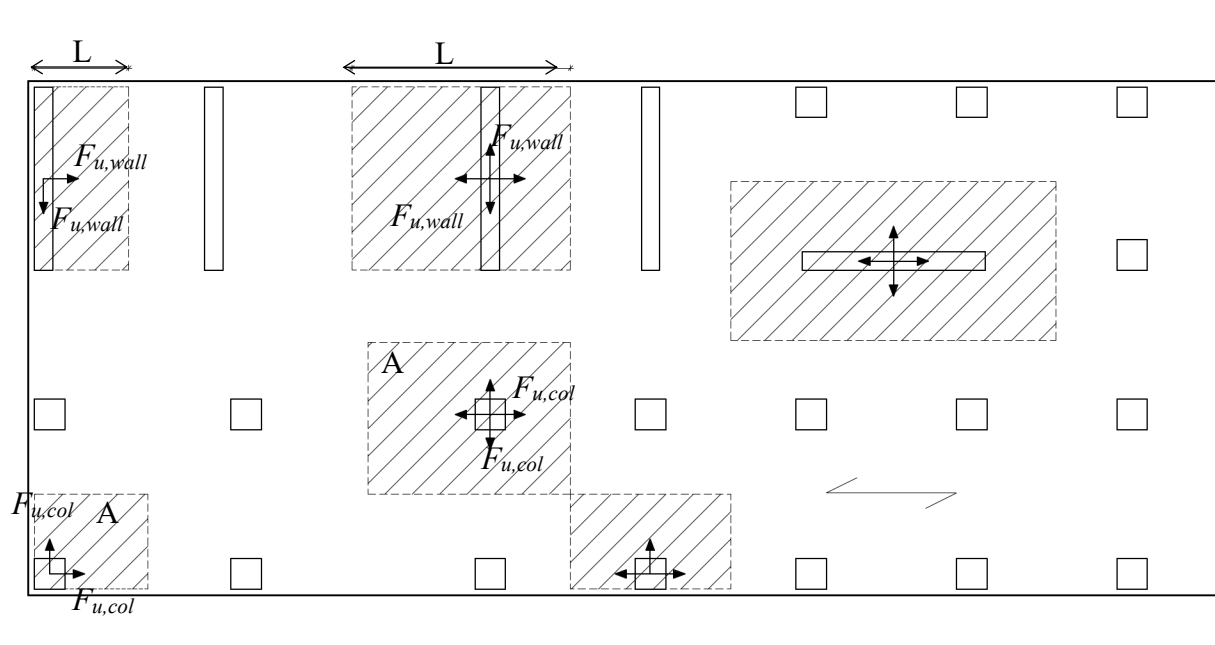
Der skal være sammenhængskræfter for alle lodrette og skråstillede bygningsdele. Sammenhængskræfter er alene vandrette laster.

Sammenhængskræfter skal være forankret, så de giver en sammenhæng i konstruktionen. Der opstilles derfor en række konstruktive krav for, hvorledes denne fastholdelse skal etableres.

- Krav 1: Sammenhængskræfterne skal være effektivt forankrede i etageadskillelsen i alle retninger, og for indvendige søjler skal denne forankring føres kontinuert ud til randen af dækskiven. Facadesøjler skal forankres til dækskiven i alle retninger, hvor

der er en tilstødende dækskive, ved at etablere en periferiforbindelse, der kan optage og forankre de aktuelle sammenhængskræfter.

- Krav 2: Sammenhængskræfterne må ikke sikres ved bidraget fra den lodrette last f_x i forbindelse med forskydning, hvor der anvendes en friktionshypotese. Sammenhængskræfterne skal sikres med en egentlig mekanisk fastholdelse.
- I søjlekryds er søjlen fastholdt af bjælker placeret i søjlens udbøjningsretninger. Alternativt er der etableret en effektiv mekanisk forankring til en homogen etageadskillelse. Ved homogen etageadskillelse forstås en etageadskillelse af samme opbygning fx betonelementer, pladsstøbt beton, CLT, trækassetter eller trapezplader, men ikke en opbygning af kombinationer af ovenstående.



Figur 2.2 Skematisk oversigt over sammenhængskræfter for den præskriptive metode. Det skraverede areal anviser det geometriske lastopland.

3. Præskriptive krav og Eurocodes

Indledningsvis skal det fastslås, at Eurocodes i sig selv er en præskriptiv metode.

Det er derfor meningsfuldt, at krav til mekanisk fastholdelse har et niveau, der er sammenlignelig med beregningsmodeller for stabilitet i de respektive materialestandarder.

Stabilitet af store bjælker i Eurocode 5

I det følgende sammenlignes stabilitetslaster i store bjælker med sammenhængskræfterne.

Fra trænormen (DS/EN 1995-1-1: 2004) skal høje bjælkers stabilitet sikres ved følgende formelsæt:

$$q_d = n \frac{N_d}{50l} k_l \quad (5)$$

$$N_d = \frac{M}{h} (1 - k_{crit}) \quad (6)$$

Simplificeret antages $k_{crit} \sim 0$, $k_l = 1,0$, og $h = l/16$

Indsættes disse i formel (5) og (6) med momentet $M = pl^2/8$ fås

$$q_d = n \frac{p}{25} \quad (7)$$

Hvor q_d er den vandrette linjelast i elementet, der afstiver bjælkerne, og p er den regningsmæssige linjelast på bjælkerne.

Randkræfter i kantstringer kan derved bestemmes idet $N_{q,d} = q_d \cdot l/2$

$$N_{q,d} = n \frac{p}{25} \cdot \frac{l}{2} = n \frac{pl}{50} \quad (8)$$

Sammenhængskræfterne beregnet i (2), for fastholdelse af søjlerne kan omskrives til

$$F_{u,col} = \frac{k}{4} \cdot \frac{f_{6.11}l}{2} = \frac{k}{8} f_{6.11}l \quad (9)$$

Idet $f_{6.11} = q_{6.11} \cdot b$

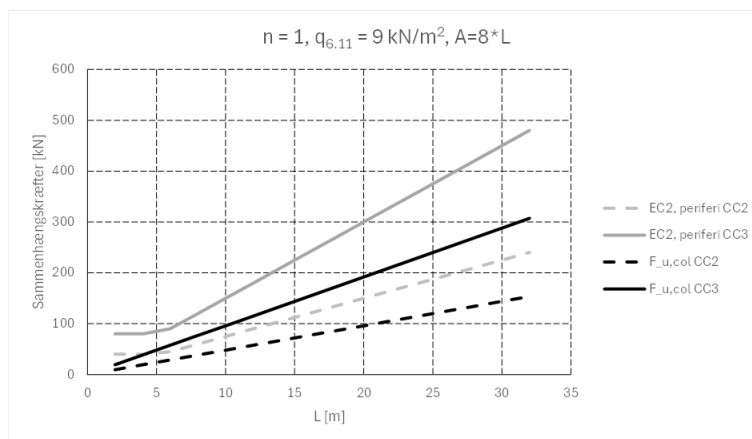
CC3 er $F_{u,col} = 1/10 f_{6.11}l$ og for CC2 $F_{u,col} = 1/20 f_{6.11}l$

Hvis (8) sammenlignes med (9), ses det at $N_{q,d} = F_{u,col}$ for hhv. $n=5$ i CC3 og $n=2,5$ i CC2, for $p = f_{6.11}$. I praksis vil p dog altid antage en regningsmæssig værdi i brudtilstanden eller brandtilfældet, hvilket gør forskellen mindre.

Sammenligning med nuværende trækforbindelser for beton

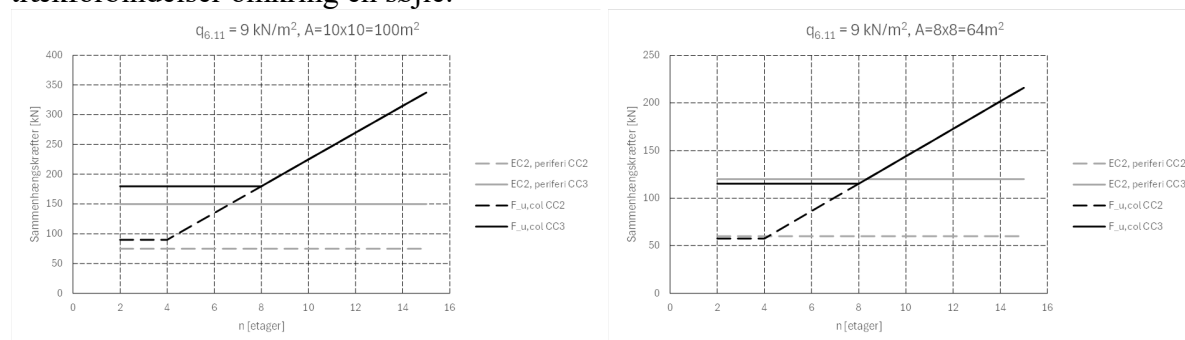
I udviklingen af sammenhængskræfter til denne artikel, er der sammenlignet med, hvad der har været kendt for betonkonstruktioner. Reglerne for betonkonstruktioner jf. (DS/EN 1992-1-1: 2008) var beskrevet som en minimumsarmering, såfremt man ikke havde dimensioneret konstruktionen i alle grænsetilstande. Det er alene i forbindelse med det nationale annekse i Danmark, at disse sammenhængskræfter bliver et krav for at sikre en konstruktions robusthed. I det følgende udføres en sammenligning af de forhold, der har givet problemer for betonkonstruktioner med reglerne i DS/EN1992-1-1 DK NA.

I den forbindelse, for specielt 1-etages byggerier, har sammenhængskræfterne givet problemer. Sammenholdes modellen i nærværende artikel med krav i (DS/EN 1992-1-1: 2008) for en periferi fås.



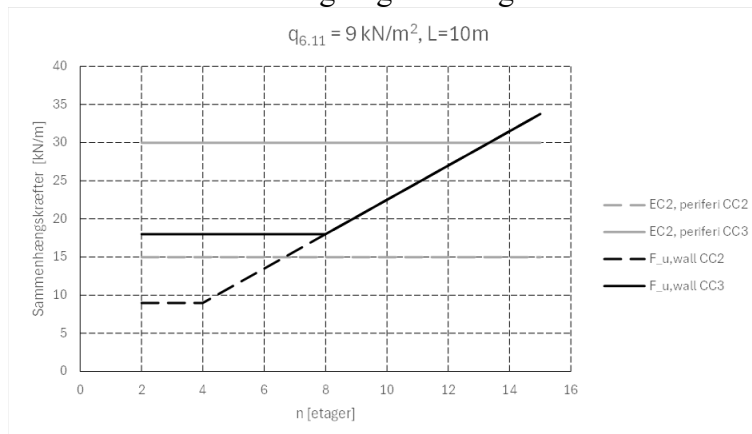
Figur 3 Sammenhængskræfter for en søjle i en 1-etages byggeri. Forslag i artikel er sammenlignet med krav i DS/EN1992-1-1 DK NA

Et andet problem vedrører interne trækforbindelser, hvor der er flere forskellige krav. Det ene krav er forbindelserne i bærelinjerne kaldet interne trækforbindelser, hvilket suppleres med et krav til en generel trækkapacitet af dækskiven. I denne artikel er der alene krav til bærelinjerne. Valget skyldes, at det logisk set vil være fornuftigt at fastholde elementerne i de områder, hvor lasten føres ned gennem bygningen. Øvrige forhold omkring interne trækcapaciteter er dækket af relevante grænsetilstande. Nedenfor er der udført en sammenligning på interne trækforbindelser omkring en søjle.



Figur 4 Sammenhængskræfter for søjler. Forslag i artikel er sammenlignet med krav i DS/EN1992-1-1 DK NA

For vægge bliver en tilsvarende sammenligning som i figur 4



Figur 5 Sammenhængskrafter for vægge. Forslag i artikel er sammenlignet med krav i DS/EN1992-1-1 DK NA

Lodrette trækforbindelser i elementer er ikke et særskilt krav i den model, der beskrives i denne artikel. Ved nøgleelementer med ekstra sikkerhed er der til gengæld krav om vandret fastholdelse i top og bund for laster svarende til sammenhængskrafterne. Dette kan løses med lodrette trækforbindelser.

4. Broforbindelser via trækforbindelsessystemer

Trækforbindelsessystemer eller ”Tie force method” blev introduceret i konstruktionsnormerne i skyggen af Ronan Point kollapsede, i London i 1968, hvor en gasekspllosion resulterede i, at hjørnet af en 18 etagers beboelsesbygning kollapsede progressivt. Bygningen var ikke udført med mekanisk sammenhæng ml. dæk og vægelementer. Ulykken blev vurderet til at være uforholdsmæssig stor sammenlignet med påvirkningen. De britiske myndigheder fik derfor udarbejdet et sæt simple præskriptive regler, der skulle øge robustheden af bygninger. Disse regler har efterfølgende udviklet sig, men er i store træk, grundlag for EN1991-1-7 Anneks A. Se (Russell, et al. 2019) for historisk overblik.

Præskriptive krav til trækforbindelser i EN1991-1-7 Anneks A

Der er i dag beskrevet et koncept for trækforbindelser i (DS/EN 1991-1-7 2007) Anneks A, men Anneks A er et informativt annekse, som er sat ud af kraft i Danmark. Trækforbindelsessystemet i (DS/EN 1991-1-7 2007) Anneks A er præskriptive regler, der har til hensigt at sikre mekanisk sammenhæng og etablering af alternative lastveje (Alternative load path) i tilfælde af en uforudset hændelse vha. membran og tovvirkning (broforbindelser). Forfatterne af denne artikel finder det tvivlsomt, om trækforbindelsessystemer virker til etablering af alternative lastveje ved bortfald af element (broforbindelser), idet samlinger kræver stor sejlhed og rotationskapacitet, som kan være meget vanskeligt at dokumentere. Det er herudover forbundet med stor kompleksitet reelt at sikre disse forhold, hvilket i værste fald kan ende med fejl. I baggrundsrapporten JRC Technical Report (Andre, et al. 2024) er der foretaget konsekvensberegninger af en række bygningskonstruktioner i alle typer af materialer. Sammenlignes dette med de præskriptive regler i (DS/EN 1991-1-7 2007) Anneks A, viser det, at der ikke opnås den tilsigtede effekt. Konklusionen er, at trækforbindelsessystemers virkning er meget afhængig af samlingernes kvalitet.

5. Robusthed

Ved overvejelser om robusthed skal det erindres, at brud oftest skyldes systematisk grove fejl i projekteringen eller udførelsen og en mangelfuld koordineret kvalitetssikring, så mange elementer har en for lille bæreevne. Konstruktioner, der designes med høj kompleksitet, øger risikoen for fejl, og derfor bør krav til robusthed sikres i et afpasset niveau, der står mål med formålet og risikoen for samfundet.

(DS/EN 1990 DK NA 2024) Anneks E, stiller en række krav som i bund og grund stiller ingeniøren over for nogle valg af konstruktivt koncept, der i sig selv øger robustheden.

De præskriptive krav til mekanisk sammenhæng bør ikke skabe unødigt kompleksitet ved f.eks. at øge kravene. Denne artikel agiterer derimod for en afbalanceret tilgang og mere simple regler, der er håndgribelige og ikke resulterer i unødigt stort tidsforbrug, som kan skygge for andre gode tanker om et sundt og robust statisk system.

6. Reference

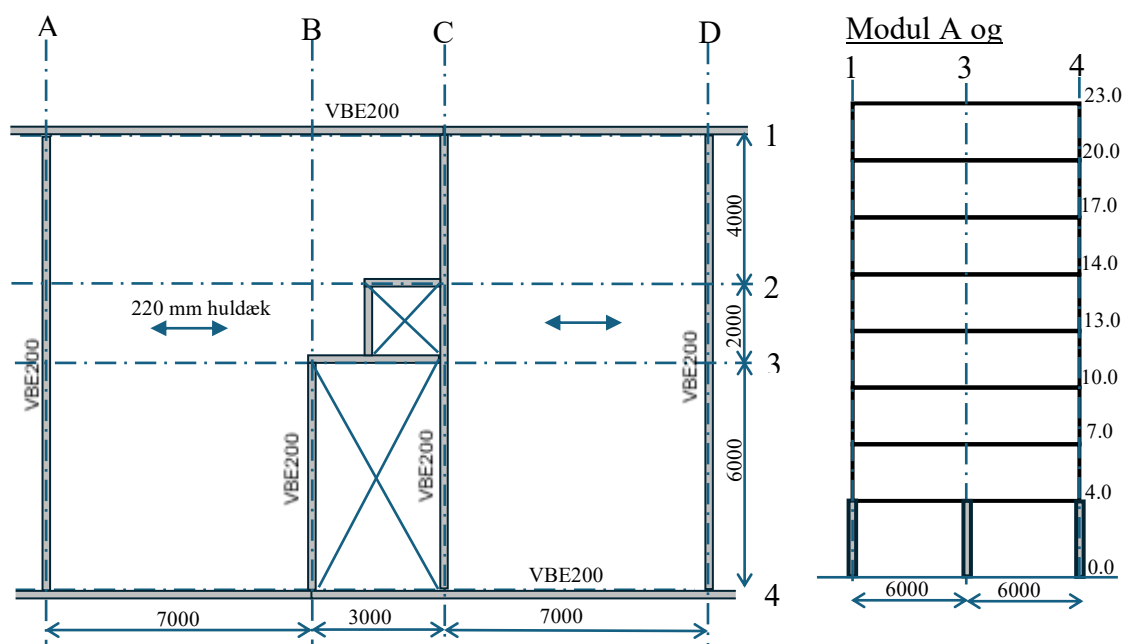
- Andre, J, M Anghileri, B Belletti, F Biondini, og et al. *Guidance on the design for structural*. Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2024: <https://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/handle/JRC138689>, 2024.
- DS/EN 1990. Brussels: CEN (Dansk Standard), Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner, 2007.
- DS/EN 1990 DK NA. København: Social-og Boligstyrelsen (SBST), 2024.
- DS/EN 1991-1-7. Brussels, CEN (Dansk Standard): Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner – Del 1-7: Generelle laster – Ulykkeslast, 2007.
- DS/EN 1992-1-1. Brussels, CEN (Dansk Standard): Eurocode 2: Betonkonstruktioner – Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner, 2008.
- DS/EN 1995-1-1. Brussels, CEN (Dansk Standard), : Eurocode 5: Trækonstruktioner – Del 1-1: Generelt – Almindelige regler samt regler for bygningskonstruktioner, 2004.
- Haynes, R. *Structural robustness and disproportionate collapse in buildings Second edition*. London: The Institution of Structural Publishing, 2023.
- Russell, J. M., J. Sagaseta, D. Cormie, og A.E.K Jones. »Historical review of prescriptive design rules for robustness after the collapse of Ronan Point.« *Elsevier*, 2019: 366-373.

7. Appendiks – Eksempler på sikring af robusthed

7.1 Betonkonstruktion

7.1.1 Betonelementbyggeri i 8 etager

I det følgende eksempel ses på et betonelementbyggeri i 8 etager fra stue til 7. sal. Etage 1 til 7 indeholder boliger og i stuen er der indrettet butikker. Byggeriet indplaceres i høj konsekvensklasse CC3



Figur 7.1 Plan af betonelementbyggeri

Statik virkemåde

Bygningen er opbygget af etageadskillelser med huldæk, der spænder simpelt mellem bærende betonvægge. Betonvægge virker som pendulsøjler afstivet i etageadskillelserne. I stuen understøttes væggene i modullinje A og D på søjler. Søjlerne virker som pendulsøjler. Der ses på den ene væg i modullinje A, der i stuen er understøttet på søjler. Væggen er alene lodret bærende.

Væggen er armeret med Y10/150 BS vandret og Y08/150 BS lodret. Der er anvendt en beton med en karakteristisk trykstyrke på 25 MPa.

Lasterne i lasttilfælde 6.11a/b

Egenlast:

8,0 kN/m²

Nyttelast:

0,2 1,5 = 0,3 kN/m²

Egenlast af væg

15 kN/m

Bortfaldsberegninger efter Annex E1:

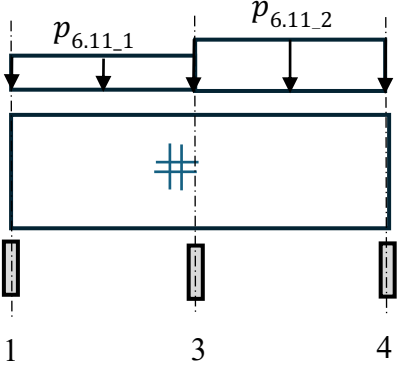
Ved bortfald af søjler i stuen skal væggene på 1.sal være etagehøje bjælker. Dette kan etableres ved at placere lodrette og vandrette trækforbindelser i et system som vist nedenfor.

Dem mekaniske armeringsgrad er defineret ved.

$$\Phi = \frac{A_s f_{yd}}{t \cdot v f_{ck}}, \text{ hvor } v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200}$$

For Y10/150 i BS bliver dette

$$\Phi = \frac{\frac{\pi}{4} 10^2 \cdot 2/150 \cdot 550}{200 \cdot 0,58 \cdot 25} = 0,20$$

Søjle i modullinje 3 forsvinder Søjle i modullinje 4 forsvinder 	Last $p_{6.11.1} = (8 + 0,2 \cdot 1,5) \cdot 7 = 58 \text{ kN/m}$ $p_{6.11.2} = (8 + 0,2 \cdot 1,5) \cdot 10 = 83 \text{ kN/m}$ Egenlast af væg $g = 0,2 \cdot 3 \cdot 25 = 1,5 \text{ kN/m}$ Søjle i facade forsvinder (modullinje 4) Moment: $M_{Ed} = \frac{1}{2} 83 \cdot 6^2 = 1494 \text{ kNm}$ Forskydning: $V_{Ed} = 83 \cdot 6 = 498 \text{ kN}$ Momentkapacitet ved minimumsarmering Y08/150 BS+BR $M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Phi}{1 + \Phi} t h^2 v f_{ck}$ $= \frac{1}{2} \cdot \frac{0,2}{1,2} 200 \cdot (3000 - 40 - 220)^2 \cdot 0,58$ $\cdot 25$ $= 1814 \text{ kNm}$ Forskydning $V_{Rd} = \frac{\pi}{2} \frac{8^2}{150} 550 \cdot (3000 - 220 - 40) 200$ $= 201 \text{ MN}$ Kombineret udnyttelse $\frac{1494}{1800} + \frac{498}{201000} = 0,83 < 1 \text{ OK}$ Søjle i midten forsvinder (modullinje 3) Moment:
---	---

	$M_{Ed} = \frac{1}{8} 58,1 \cdot 12^2 + \frac{3}{32} 24,9 \cdot 12^2$ $= 1381 \text{ kNm}$ Forskydning: $V_{Ed} = \frac{1}{2} 59,1 \cdot 12 + \frac{3}{8} 25,3 \cdot 12 = 460 \text{ kN}$ Det ses at momenterne er mindre end ovenfor, hvorfor armeringen er ok
--	---

Da der jf. Anneks E1 kan etableres brosystemer ved bortfald af en sølje i stuen ses det umiddelbart, at der også kan bortfalde 3 m væg. Da brosystemerne ikke giver anledning til lodret armering, skal der ikke placeres lodret stringerarmering i væggene.

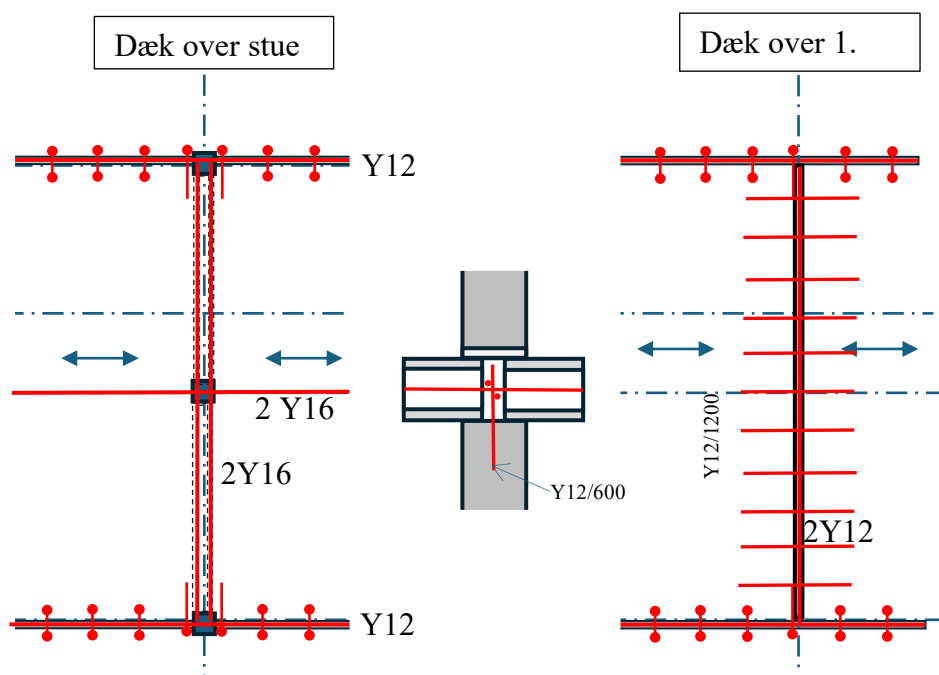
Sammenhængskræfter

I det følgende bestemmes de vandrette fastholdelser i form af sammenhængskræfter.

Sammenhængskræfter	Væg Krav til fastholdelse af væggene bestemmes for lastopland på $L = 10$ m. Dette er på den sikre side $n \cdot p_{6.11} = 7 \cdot (83 + 15) = 686 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $F_{u,wall} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,5\% \cdot 686 = 17,2 \text{ kN/m} \\ 0,8 \frac{(8 + 0,2 \cdot 1,5) \cdot 10 + 15}{4} = 19,6 \text{ kN/m} \end{array} \right.$ Vægges fastholdes med 19,6 kN/m Som opragende stritter vælges Y12/600 udragende længde på 200 mm. FRd bestemmes som glidning i et glat støbeskel $F_{Rd} = \mu \cdot \frac{l}{l_b} A_s \cdot \frac{f_{yk}}{c - c}$ $= 0,5 \cdot \frac{200}{40 \cdot 12} \cdot \frac{\pi}{4} 12^2 \cdot \frac{550}{600}$ $= 21,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > F_{u,wall} \text{ OK}$ Det ses, at sædvanlig armering Y12 i hver fuge er tilstrækkelig til at optage denne last, da trækcapaciteten af en Y12 er 62 kN som pr 1,2 m giver 51,8 kN/m.
--------------------	---

	I væggens længderetning etableres fugearmering svarende til, at fastholdelseskraften summeres fra væggens tyngdepunkt i dette tilfælde 6m $T = 6 \cdot 17,2 = 103 \text{ kN}$ Over vægge placeres der derfor 2 Y12 med $T_{Rd} = 124 \text{ kN} > 103 \text{ kN}$ OK Søjle modullinje 3 $Q_{6.11} = (8 \cdot 83 + 7 \cdot 15) \cdot 1,25 \cdot 6 = 5768 \text{ kN}$ $F_{u,col} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,5\% \cdot Q_{6.11} = 145 \text{ kN} \\ 0,8 \frac{(8,3 \cdot 10 + 15)}{4} \cdot 1,25 \cdot 6 = 147 \text{ kN} \end{array} \right.$ Der skal etableres en fugearmering, der kan tage 147 kN svarende til 2 gennemgående Y16 $T_{Rd} = 221 \text{ kN}$ I søjletop placeres der 2Y16 U-bjl og derved kan der overføres ved betragtning af glat støbeskel $V_{Rd} = 0,5 \cdot 4 \cdot \frac{\pi}{4} 16^2 550 = 221 \text{ kN} > F_{u,col}$ Søjle modullinje 4 $Q_{6.11} = (8 \cdot 83 + 7 \cdot 15) \cdot 3 = 2307 \text{ kN}$ $F_{u,wall} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,5\% \cdot Q_{6.11} = 57,7 \text{ kN} \\ 0,8 \frac{8,3}{4} 10 \cdot 3 = 51 \text{ kN} \end{array} \right.$ Der skal etableres en fugearmering der kan optage 57,7 kN svarende til 1 gennemgående Y12 $T_{Rd} = 62 \text{ kN}$
--	---

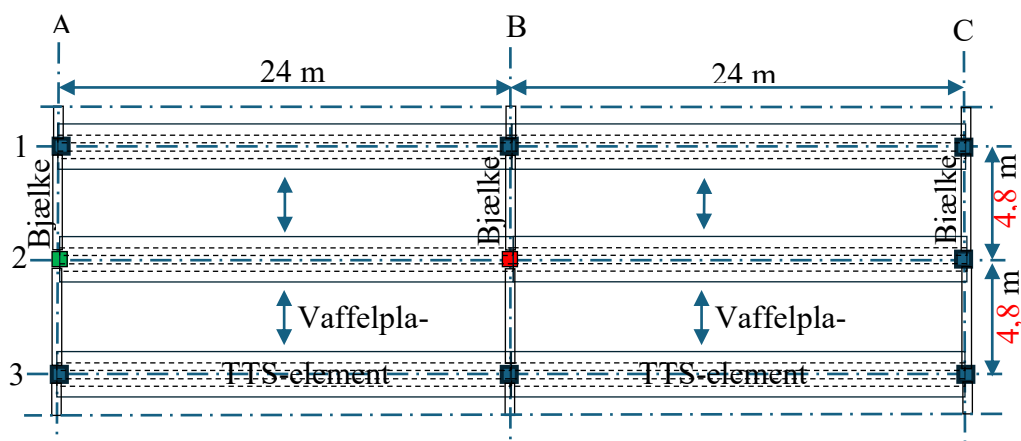
Nedenfor ses konsekvensen af de vandrette sammenhængskræfter ud fra ovenstående beregninger.



7.1.2 Halbygning

Statisk virkemåde

Der ses på en hal i betonelementer. Hallen er 8 m høj i én etage med en plan som vist nedenfor. Hallens anvendelse gør, at den indplaceres i normal konsekvensklasse CC2. Hallen er opbygget som en 2-skibshal med indspændte søjler, hvor der langs modullinjerne A, B og C er bjælker, fx RB- bjælker. Vinkelret på modullinjerne A, B og C spænder der TTS-elementer ud for hver søjle. Mellem TTS-elementerne er der vaffelplader. Dette system sikrer en knudepunktsfigur af elementer med det samme stivhedsforhold og er dermed at betragte som en homogen tagflade.



Bortfaldsberegninger efter Anneks E1

Søjle i modullinje B forsvinder Søjle i modullinje A forsvinder	Søjle i modullinje A forsvinder Bortfaldet beregnes som: $A_{bortfald} = 2 \cdot 4,8 \cdot 24 = 231 \text{ m}^2$ Det ses, at $A_{bortfald}$ er mindre end 360 m², som tillades for 1-etages byggerier iht. Anneks E1. Søjle i modullinje B forsvinder $A_{bortfald} = 2 \cdot 4,8 \cdot 2 \cdot 24 = 462 \text{ m}^2$ Det ses, at bortfaldsarealet er større end de 360 m², som tillades for 1-etages byggerier iht. Anneks E1. Søjlen skal derfor udføres som et nøgleelement med ekstra sikkerhed og dermed undersøges for sammenhængskræfter i 6.11 a/b samt med forøget partialkoefficient i ULS.
--	---

Sammenhængskræfter

I det følgende bestemmes de vandrette fastholdelser i form af sammenhængskræfter.

Sammenhængskræfter	Last $q_{6.11} = 3,5 \text{ kN/m}^2$ Søjle i modullinje B $Q_{6.11} = 3,5 \cdot 24 \cdot 4,8 = 404 \text{ kN}$ $F_{u,col} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,5\% \cdot Q_{6.11} = 10,1 \text{ kN} \\ 0,4 \frac{3,5}{4} 24 \cdot 4,8 = 40,4 \text{ kN} \end{array} \right.$ Søjlen i midten skal fastholdes for 40,4 kN i toppen og regnes for en vandret last på 40,4 kN svarende til et moment på midten $\frac{1}{4} \cdot 40,4 \cdot 8 = 81 \text{ kNm}$. Desuden skal søjlen fastholdes i bunden for 40,4 kN. Beregningerne foretages i lastkombination 6.11 A/b. Derudover skal partialkoefficienten i ULS øges med 1,2. Søjle i modullinje A $Q_{6.11} = 3,5 \cdot 12 \cdot 4,8 = 202 \text{ kN}$ $F_{u,col} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,5\% \cdot Q_{6.11} = 5,1 \text{ kN} \\ 0,4 \frac{3,5}{4} 12 \cdot 4,8 = 20,2 \text{ kN} \end{array} \right.$ Søjlen i facaden skal fastholdes for 20,2 kN i toppen.
--------------------	---

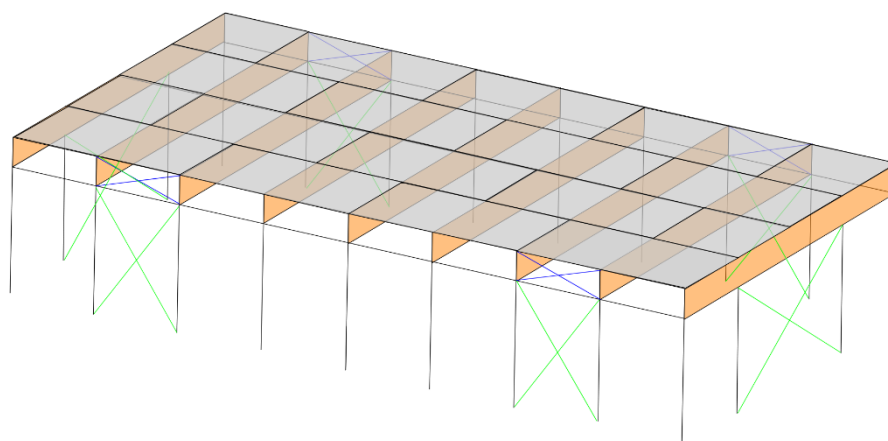
Til søjler i facade etableres der en forbindelse på 20,2 kN i 2 retninger, vinkelret på og parallelt med facaden. Denne forbindelse er at betragte som en minimumsfastholdelse.

Søjlerne i midten forbindes parallelt med modullinje B med en kraft på 40,4 kN og vinkelret på modullinje B med 40,4 kN. Denne forbindelse er at betragte som en minimumsfastholdelse. Der er ikke vist samlinger, da dette ofte fastlægges af leverandør.

7.2 Trækonstruktion

7.2.1 Halbygning

I dette eksempel kigges der på en sportshal indplaceret i konsekvensklasse 3, CC3.



Figur 7.2 - Rumlig principfigur af statisk model

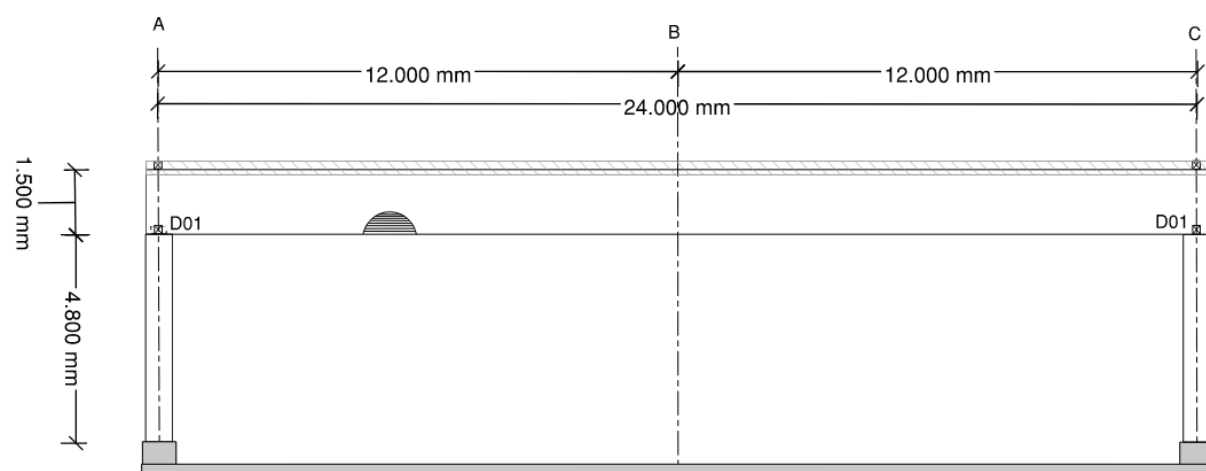
Statisk virkemåde

Hallen består af et bjælke-søjlesystem placeret pr. 6,0 m med en spændvidde på 24 m. Søjlerne virker som pendulsøjler, og bjælkespærerne er således simpelt understøttet på søjlerne. De 2 søjler midt på gavlen i hver ende er udført med lodret frigang, således de ikke understøtter galvspærerne. Hallen er stabiliseret af en tagskive udført med træskelet tagkassetter, og lodrette vindkryds med ståldiagonaler. Bjælkerne er stabiliseret for kipning af tagskiven, og vederlag på søjler er knudepunktsfastholdt af en limtræsstringer i taget og en limtræsstringer i undersiden af bjælkerne.

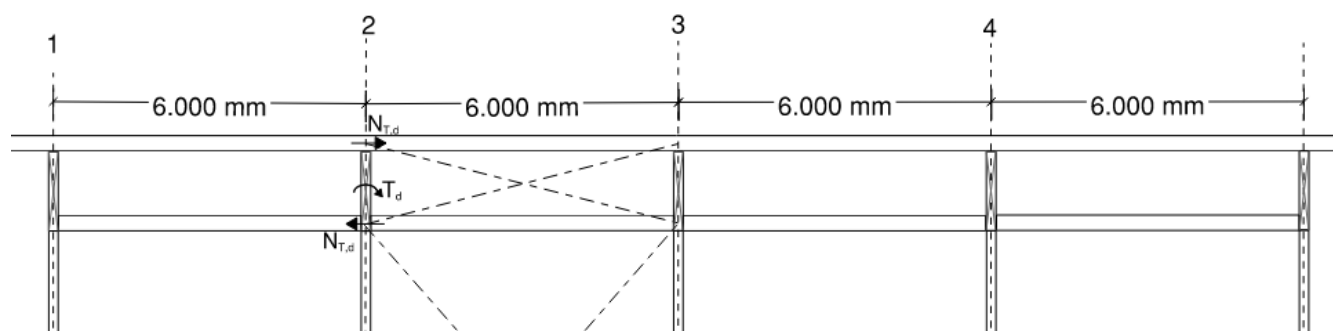
I det følgende eksempel undersøges kun sammenhængskræfter, som sammenlignes med laster i brudstadiet ULS iht. kapitel 6. Brandtilfældet behandles ikke.

For stabilitet af store 1-etagers haller er de ofte dominerende laster, dels ydre påvirkninger f.eks. vindlast, men også indre stabilitetslaste (imperfektioner). Hvor ydre laster føres til fundament, forbliver de indre laste indre, når der i systemet er ligevægt.

For tagskiven og stringere som fastholder bjælkespær, er kipning dominerende.



Tabel 7-1 - Rammeopstalt



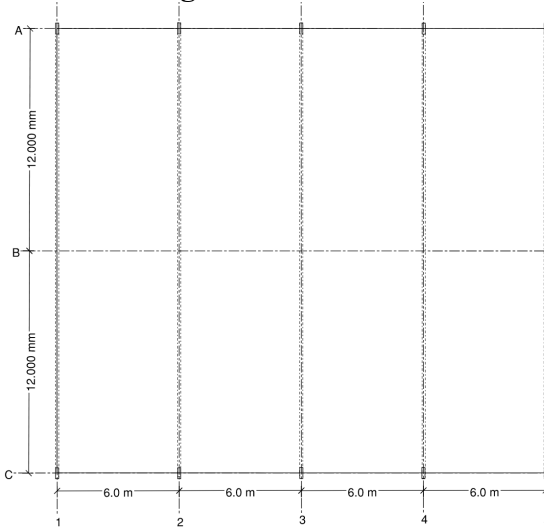
Tabel 7-2 - opstalt af søjler og bjælker ved vindgitter i facader (Gaffelleje)

Bortfaldsberegninger efter Anneks E1

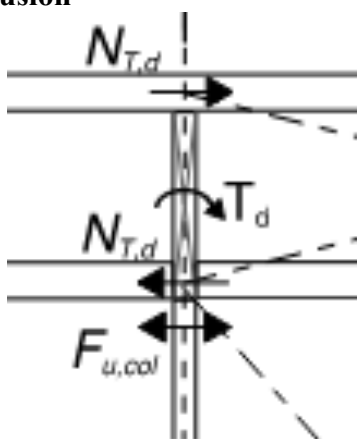
Ved bortfald af én søjle, eller bjælke, kolliderer $A_{kollaps} = 2 \cdot 6m \cdot 24m = 288m^2$

Da kollapsomfang er mindre end 360 m² dimensioneres søjler og bjælker ikke for bortfald af element.

Sammenhængskræfter

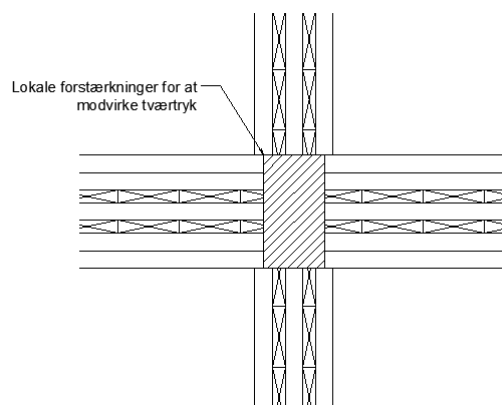
Data	Dimensioner: Bjælker 190x1500 mm GL30c Søjler 190x600 mm GL30c Stringere: 190x300 GL30c For ulykkeslast gælder $k_{mod} = 1,1$, og $\gamma_M = 1,0$ Densitet: $\rho_k = 430kg/m^3 \cdot 9,82N/kg = 4,22 kN/m^3$ Egenvægt af bjælker $g_{k,limtræ} = \frac{4,22kN}{m^3} \cdot 0,19m \cdot 1,5m = 1,2 kN/m$ Laster $g_k = 1,5 kN/m^2 + 1,2kN/m/6m = 1,7 kN/m^2$ $s_k = 0,8 kN/m^2$ $q_{6.11} = 1,7kN/m^2 + 0 \cdot 0,8kN/m^2 = 1,7 kN/m^2$
Sammenhængskræfter 	Følgende gøres gældende for søjlerne idet $k_{CC3} = 0,8 kN/m^2$ og $A = 6,0m \cdot 24m/2 = 72 m^2$ $Q_{6.11} = 1,7 \frac{kN}{m^2} \cdot 72m^2 = 122,4kN$ $F_{v,col} = Q_{6.11} \cdot 1etage = 122,4kN$ $F_{u,col} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,5\% F_{v,col} = \frac{F_{v,col}}{40} \\ k \cdot \frac{Q_{6.11}}{4 \frac{kN}{m^2}} = \frac{1}{5} \cdot Q_{6.11} \end{array} \right.$ $F_{u,col} = \frac{1}{5} \cdot Q_{6.11} = \frac{1}{5} \cdot 122,4kN = 24,5 kN$ Ved gavlfaves der lodret frigang i søjler. Sammenhængskræfter i tagskive kan beregnes som en ækvivalent linjelast

	$q_{d,ALS} = 2 \cdot \frac{24,5kN}{24m} = 2,0kN/m$ Samlinger sikres for følgende min. krav: Søjler skal fastholdes i rammeplanet, og modul A og C for en fastholdelseskraft på 24,5 kN. Tagskive kan beregnes for en minimumslast på 2,0 kN/m.
Stabilitet af bjælkespær	Stabilitet af bjælker i ulykkeslasttilfældet iht. formel (8) er idet $n = 8$ bjælkespær $N_{T,d} = N_{q,d} = n \frac{pl}{50} = \frac{pl}{6,25}$ Og for Sammenhængskræfter (9) fås: $F_{u,col} = \frac{f_{6.11}l}{10}$ p repræsenterer linjelast på bjælkespæret i ULS og $f_{6.11}$ linjelast på bjælkespær i ALS for nærværende eksempel er sædvanlige normgivende design derfor dimensionsgivende for tagkonstruktionen og stringere.
Samling	
Konklusion	Dimensionsgivende laster for samlinger: Samlinger i tagskive og stringere er domineret af stabilitetslaste i ULS. Snittet i samling ml. bjælke og søjle, der skal dimensioneres for sammenhængskraften, vinkelret på rammeplanet. $F_{u,col} = 24,5kN$ Dette minimerer søjlens følsomhed, for utilsigtede påvirkninger.



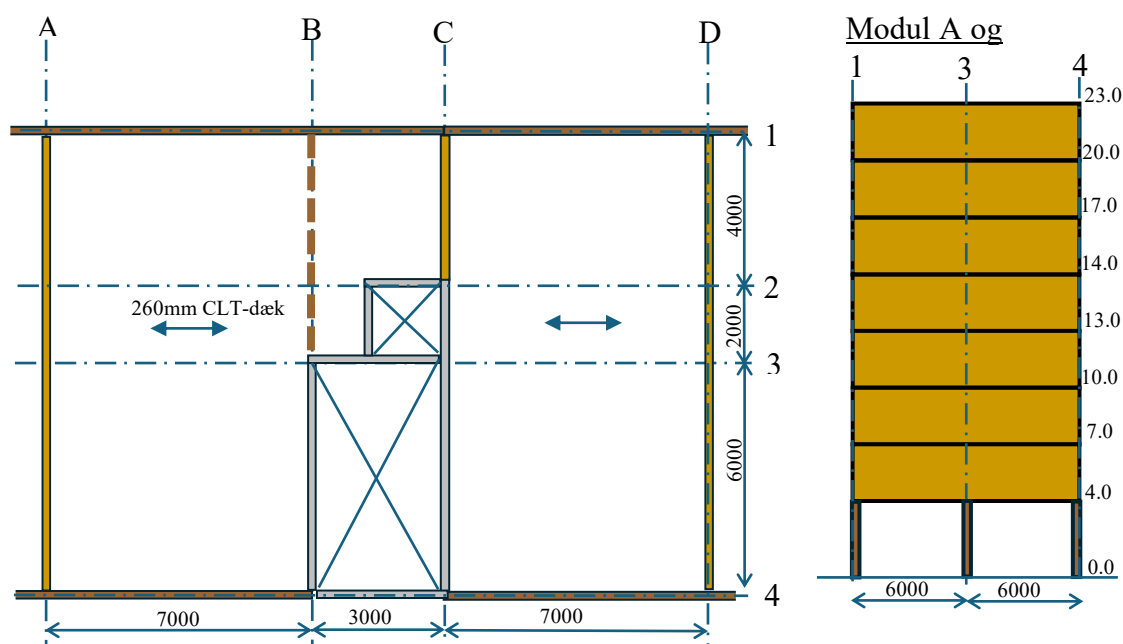
7.3 Træbyggeri i 8 etager

I det følgende eksempel ses på robusthed af et træbyggeri i 8 etager fra stue til 7. sal. Etage 1 til 7 indeholder boliger, og i stuen er der indrettet butikker. Byggeriet er i CC3. Byggeriet er tilsvarende eksemplet for betonkonstruktioner med den ændring, at der er indlagt en bjælke ved modul B, samt at dækkene forventeligt vil være kontinuerte over hhv. modul A og D for at optimere på tykkelsen. Det er forudsat, at der er udført tiltag for at sikre dækkene mod tværtryk fra de ovenstående vægge, såsom at udføre dækkene med udsparinger, hvor der kan indsættes dorne eller klodser af træ med høj styrke, som kan føre lasten gennem dækket uden at belaste dækket på tværs af træets fibre.



Der er taget udgangspunkt i den tungeste opbygning af dækkonstruktionen i TRÆ80, *Etagesnit.05*, med et tillæg for nedhængte lofter og lette skillevægge, da dette giver værste situation.

Væggen er en 180mm CLT-væg, opbygget af C24, beskyttet med 2 lag brandgips på hver side. Lamelopbygning: 40L-30T-40L-30T-40L, hvor de langsgående lameller spænder i væggen's højderetning. Lamellernes bredde antages 80mm, da producenten ikke kendes.



Lasterne i lasttilfælde 6.11

Egenlast etageadskillelse:

4,4 kN/m²

Nyttelast :

1,5 kN/m²

Egenlast, CLT-vægge:

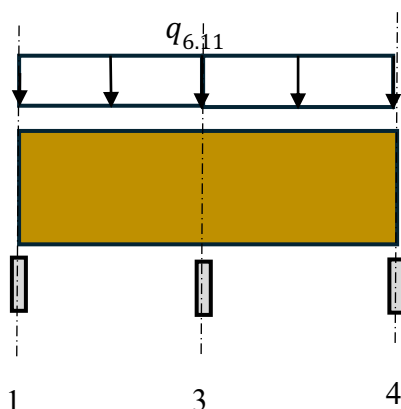
0,9kN/m²

Bortfaldsberegninger efter Anneks E1

Der ses på bortfald af søjler i stuen. Væggene betragtes derfor som etagehøjde bjælker.

Bortfalds beregninger efter Anneks E1

Søjle i modullinje 3 forsvinder
Søjle i modullinje 4 forsvinder



Last:

$$p_{6.11} = (4,4 + 0,2 \cdot 1,5) \cdot 1,25 \cdot 7 + 0,9 \cdot 3 = 43,8 \text{ kN/m}$$

Søjle i facade forsvinder (modullinje 4)

$$\text{Moment: } M_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot 43,8 \cdot 6^2 = 788 \text{ kNm}$$

$$\text{Forskydning: } V_{Ed} = 43,8 \cdot 6 = 263 \text{ kN}$$

Moment

$$\begin{aligned} M_{Rd,zz} &= W_{zz,net} \cdot f_{m,z,k} \\ &= \frac{1}{6} \cdot (30 + 30) \cdot (3000 - 260)^2 \cdot 24 \\ &= 1801 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Udnyttelse

	$\frac{788}{1801} = 0,44 < 1 \text{ OK}$ Forskydning $t_{ef,1} = \min(1,6 \cdot 40; 30) = 30\text{mm}$ $t_{ef,2} = \min(30; 40) = 30\text{mm}$ $t_{ef,3} = \min(40; 30) = 30\text{mm}$ $t_{ef,4} = \min(30; 1,6 \cdot 40) = 30\text{mm}$ $t_{ef} = 30 + 30 + 30 + 30 = 120\text{mm}$ Forskydningsbæreevnen findes ved en omskrivning af formel (6.13M), (6.13N), (6.31O) i DK NA: Brudform 2 (hhv. formel (6.31M) og (6.31O)): $V_{Rd,2} = \frac{1}{2} \cdot f_{v,xy,k} \cdot t_{ef} \cdot h$ $= \frac{1}{2} \cdot 5,5 \cdot 120 \cdot (3000 - 260) = 904\text{kN}$ Brudform 3 (hhv. formel (6.31N) og (6.31O)): $V_{Rd,2} = \frac{1}{3} \cdot f_{tor,k} \cdot \frac{t_{ef}}{t_{ef,i,max}} \cdot b_L \cdot h$ $= \frac{1}{3} \cdot 2,5 \cdot \frac{120}{30} \cdot 80 \cdot (3000 - 260)$ $= 731\text{kN}$ Bæreevne: $V_{Rd} = \min(904; 731) = 731\text{kN}$ Udnyttelse $\frac{263}{731} = 0,36 < 1 \text{ OK}$ Søjle i midten forsvinder (modullinje 3) Giver samme snitkræfter i væggen, da $\frac{1}{8} \cdot$ $(2 \cdot 6)^2 = \frac{4}{8} \cdot 6^2 = \frac{1}{2} \cdot 6^2$.
--	--

Sammenhængskræfter

Da der jf. anneks E1 kan etableres brosystemer ved bortfald af en sølje i stuen, ses det umiddelbart, at der også kan bortfalde 3 m væg.

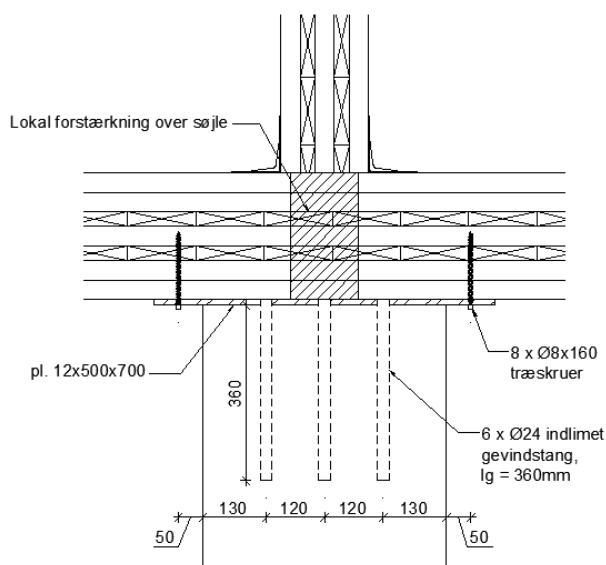
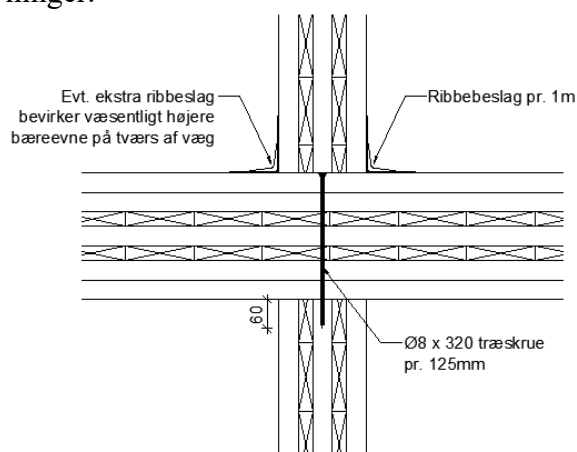
I det følgende bestemmes de vandrette fastholdelser i form af sammenhængskræfter.

Sammenhængskræfter	Væggen bærer 7 overliggende etager. Væg $n \cdot p_{6.11} = 7 \cdot (4,4 + 0,2 \cdot 1,5) \cdot 1,25 \cdot 7 + 6 \cdot 0,9 \cdot 3 = 304 \frac{kN}{m}$ $F_{u,wall} = \max \begin{cases} 2,5\% \cdot 304 = 7,6 kN/m \\ 0,8 \cdot \frac{43,8}{4} = 8,8 kN/m \end{cases}$ Vægge fastholdes med 8,8kN/m Som fastholdelse mellem overside af væg og dæk anvendes 8mm træskruer med en længde på 320mm. Derved vil skruen være forankret 60mm ned i væggen. Såfremt det ikke sikres, at skruen rammer et tværlag i CLT-væggen, kan tovvirkningen ikke medtages. En typisk bæreevne vil i så fald være omkring 1,25-1,5kN i alle retninger. Der tages derfor udgangspunkt i 1,25kN. Skruerne placeres pr. 125mm, dvs. den indbyrdes afstand er større end $14d = 112mm$, så der skal ikke anvendes en reduceret effektiv bæreevne. Bæreevne af skruesamling: $F_{Rd} = \frac{1,25}{0,125} = 10kN/m > F_{uwall} \text{ OK}$ Som fastholdelse mellem underside af væg og dæk anvendes lange vinkler med ribber pr. 1m (disse kan også anvendes til at overføre forskydningen i stabilitetstilfældet). Beslagene bæreevne er lavest på tværs af væggenes plan i det tilfælde, hvor der opstår træk i skruerne i den lodrette del. En typisk bæreevne ved et enkelt beslag er omkring 9-14kN i den svageste retning. Sættes der et beslag på
--------------------	--

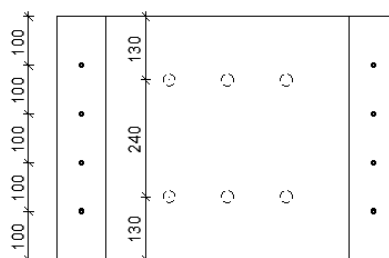
	begge sider, vil bæreevnen øges væsentligt, da der så ikke skal tages højde for situationen, hvor der er træk i skrueerne. Der tages udgangspunkt i 9kN. Bæreevne af skruesamling: $F_{Rd} = \frac{9kN}{1m} = 9kN/m > F_{uwall} \text{ OK}$ Søjle modullinje 3 Søjlen bærer 8 overliggende etager. $n \cdot Q_{6.11} = 8 \cdot (4,4 + 0,2 \cdot 1,5) \cdot 1,25 \cdot 7 \cdot 6 + 7 \cdot 0,9 \cdot 3 = 1993kN$ $F_{u,col} = \max \begin{cases} 2,5\% \cdot n \cdot Q_{6.11} = 49,8 \text{ kN} \\ 0,8 \frac{43,8 \cdot 6}{4} = 52,6kN \end{cases}$ Søjlen skal fastholdes for 52,6 kN. Det forudsættes, at søjlen har tilstrækkelig dimension til, at der kan indlimes 6 stk. Ø24-gevindstænger fastgjort til en stålplade. Ved indlimningslængde på $15d = 360\text{mm}$ vil gevindstængerne have en karakteristisk tværbæreevne på ca. 9kN. Udnyttelse $\frac{52,6}{6 \cdot 9} = 0,97 < 1 \text{ OK}$ Stålpladen skrues med Ø8 x 160 træskrue. I CLT vil disse have en karakteristisk forskydningsbæreevne på omkring 7,5kN. Der anvendes 8 skrue. Udnyttelse $\frac{52,6}{8 \cdot 7,5} = 0,88 < 1 \text{ OK}$ Søjle modullinje 4
--	---

	$n \cdot Q_{6.11} = 8 \cdot (8 + 0,2 \cdot 1,5) \cdot 1,25 \cdot 7 \cdot 3 = 1006 \text{ kN}$ $F_{u,wall} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,5\% \cdot n \cdot Q_{6.11} = 25,2 \text{ kN} \\ 0,8 \frac{43,8 \cdot 3}{4} = 26,3 \text{ kN} \end{array} \right.$ Samlingen udføres tilsvarende midtersøjlen. Da lasten er halveret, kan der anvendes det halve antal gevindstænger og skruer. Pga. symmetrisk anvendes der dog 4 gevindstænger.
--	---

Nedenfor ses konsekvensen af de vandrette sammenhængskræfter ud fra ovenstående beregninger.



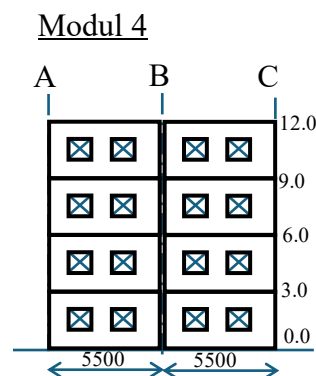
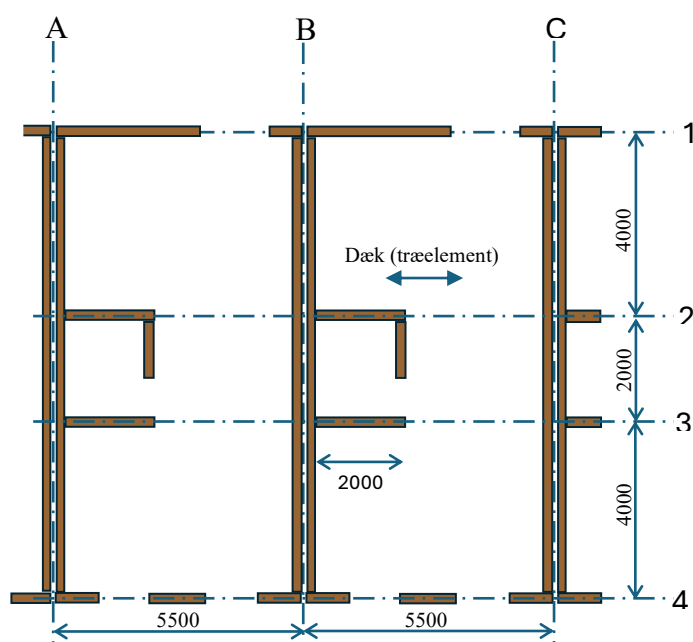
Væg- / dæksamlinger



Samling, midtersøjle

7.4 Træelementbyggeri i 4 etager

I det følgende eksempel ses på robusthed af et træelementbyggeri i 4 etager, som typisk er den højde, hvor det er muligt at lave byggeriet som rent træskelet (af brand- og stabilitetshensyn). Af hensyn til akustik er byggeriet udført som selvstændige sektioner med dobbeltvægge i lejlighedsskel, hvor hver sektion er stabil (indvendige vægge, lejlighedsskel og facader anvendes som afstivende vægge). Lejlighedsskel er udført som 120mm vægge med en beklædning, der er fastgjort med forbindelser, der har en regningsmæssig forskydningskapacitet pr. forbindelse på $F_{R,f} = 0,5kN$, placeret med en afstand på $s = 100mm$.



Lasterne i lasttilfælde 6.11 er

Egenlaster:

Etagedæk:

$$0,4kN/m^2$$

Loft og gulv:

$$0,8 \text{ kN/m}^2$$

Lette skillevægge og installationer:

$$0,7 \text{ kN/m}^2$$

Total egenlast, dækopbygning:

$$1,9 \text{ kN/m}^2$$

Egenlast, vægelement i lejlighedsskel:

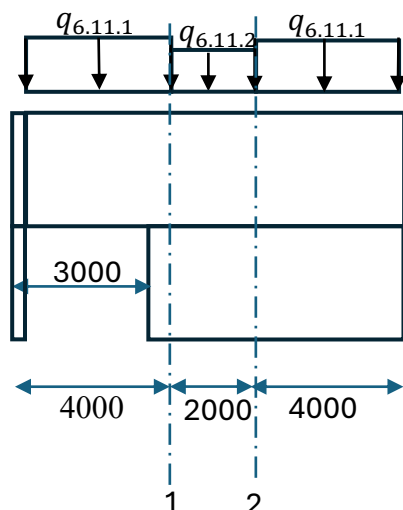
$$0,5 \text{ kN/m}^2$$

Nyttelast

$$1,5 \text{ kN/m}^2$$

Bortfaldsberegninger efter Anneks E1

Der ses på bortfald af 3m skillevæg i stuen i modul C.



Da facade- og lejlighedsskillevægge vil være fastgjort til hinanden, bevirker det, at det alene er nødvendigt at se på det sted, hvor der er størst last, idet overstående vægge altid vil kunne forsimples til en simpelt understøttet bjælke.

Lasten bæres etagevis.

Last

$$p_{6.11} = \frac{1}{2} \cdot (g_{dæk} + 0,2 \cdot q_k) \cdot L + g_{væg} \cdot h$$

$$= \frac{1}{2} \cdot (1,9 + 0,2 \cdot 1,5) \cdot 5,5 + 3 \cdot 0,5 = 7,6 \text{ kN/m}$$

Moment: $M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot 7,6 \cdot 3^2 = 8,6 \text{ kNm}$

Forskydning: $V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot 7,6 \cdot 3 = 11,4 \text{ kN}$

Samlingen til tværvæggen skal kunne optage forskydningskraften, dvs. der skal kunne optages 11,4kN pr. etage i samlingen til tværvæggen.

Forskydningskraften skal kunne optages i den første søjle i den underliggende væg. Søjlen kan kun knække ud om den stærke akse, da den er fastholdt af pladematerialet i den svage akse. En 45x120mm søjle af C24 har en karakteristisk søjle bæreevne på 44kN. Søjlen skal kunne optage lasten fra 3 overliggende vægge.

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{11,4 \cdot 3}{44} = 0,78 < 1 \text{ OK}$$

Træk/tryk i top- og fodrem:

$$F_T = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{8,6}{3} = 2,9 \text{ kN}$$

Tryk/træk-spænding i top- og fodrem:

	$\sigma_{c.0,d} = \frac{F_T}{A} = \frac{2,9 \cdot 10^3}{45 \cdot 120} = 0,54 \text{ MPa}$ Det ses, at spændingen er langt under materialets træk-spænding. Der opstår ikke søjlevirkning, da etagedækkene modvirker udknækning om den stærke akse, mens pladematerialet modvirker udknækning om den svage akse. Forskydning pr. forbindelse: $F_f = \frac{V_{Ed}}{h} \cdot \frac{s}{1000 \text{ mm}} = \frac{11,4}{3} \cdot \frac{100}{1000} = 0,38 \text{ kN}$ Bæreevne af forbindelser inkl. faktor for samvirke mellem forbindelser: $F_{R,f,d} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ kN}$ Udnyttelsesgrad: $\frac{0,38}{0,6} = 0,63 < 1 \text{ OK}$
--	--

Der kan dannes brosystem ved bortfald af 3m væg i stueetagen.

Sammenhængskræfter

I det følgende bestemmes de vandrette fastholdelser i form af sammenhængskræfter.

Sammenhængskræfter	Væggen bærer 3 overliggende etager, dvs. $n_d = 4$ dæk og $n_v = 3$ vægge. $n \cdot p_{6.11} = n_d \cdot \frac{1}{2} \cdot (g_{dæk} + 0,2 \cdot q_k) \cdot L + n_v \cdot g_{væg} \cdot h$ $4 \cdot (1,9 + 0,2 \cdot 1,5) \cdot \frac{1}{2} \cdot 5,5 + 3 \cdot 0,5 \cdot 3 = 29 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $F_{u,wall} = \max \begin{cases} 2,5\% \cdot n \cdot p_{6.11} = 2,5\% \cdot 29 = 0,7 \text{ kN/m} \\ 0,4 \cdot \frac{p_{6.11}}{4} = 0,4 \cdot \frac{7,6}{4} = 0,8 \text{ kN/m} \end{cases}$ Væggen skal fastholdes med 0,8kN/m.
--------------------	---

	Denne last vil typisk være væsentligt mindre end lasten fra ULS-tilfældet. Metoden giver derfor ikke anledning til øgede krav til samlingerne mhp. robusthed.
--	---

8. Stålkonstruktioner

Stålkonstruktioner vil kunne dokumenteres som beton og trækonstruktioner. Der er ikke udført egentlige eksempler for dette, da det i en vis udstrækning er dækket af eksemplerne for trækonstruktioner.