

# Eksisterende forhold SAB Bellahøj

## SAB1 Brandforhold – indledende undersøgelse - Baggrundsnotat

Dato: 4. april 2022

### Indhold

<b>1</b>	<b>Indledning.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Brandkrav i forbindelse med opførelsen .....</b>	<b>4</b>
2.1	Byggesagsbehandling af Bellahøj ved teknikudvalg .....	5
2.2	Byggeskik - betondæk.....	5
2.3	Opsamling af brandkrav i forbindelse med opførelsen .....	7
<b>3</b>	<b>Indledende undersøgelse af brandforhold for samling mellem etagedæk og vægge .....</b>	<b>7</b>
3.1	Brandmodstandsevne af samling mellem etagedæk og vægge.....	8
3.1.1	Gavle .....	8
3.1.2	Indvendige tværvægge .....	9
3.2	Brandmodstandsevne af etagedæk.....	9
3.3	Brandmodstandsevne af dækvederlag.....	9
3.4	Opsummering af brandmodstand af dæk og vægge .....	10
3.5	Robusthed .....	10
<b>4</b>	<b>Mulige tiltag i forbindelse med brand .....</b>	<b>11</b>
4.1	Aktive tiltag.....	11
4.1.1	Røgalarmer i hver enkelt bolig .....	11
4.1.2	Røgalarmer i trappeopgange .....	11
4.1.3	Serieforbundne røgalarmer .....	11
4.1.4	Automatisk varslingsanlæg – AVA-anlæg .....	12
4.1.5	Automatisk brandalarmanlæg – ABA-anlæg.....	12
4.1.6	Sprinkling .....	12
4.1.7	Brandpræventivt eftersyn.....	12
4.2	Passive tiltag.....	13
4.2.1	Forstærke samlingen mellem etagedæk og vægge.....	13
4.2.2	Opfyldelse af robusthedskrav .....	14
4.2.3	Alternativ kravopfyldelse .....	14
<b>5</b>	<b>Bilag A Bæreevneberegning på dæk i brandtilfældet.....</b>	<b>15</b>
<b>6</b>	<b>Bilag B Bæreevneberegning på indvendig uarmeret væg.....</b>	<b>29</b>
<b>7</b>	<b>Bilag C Bæreevneberegning på gavlvæg .....</b>	<b>32</b>
<b>8</b>	<b>Bilag D Bæreevneberegning af dækvederlag i brandtilfældet .....</b>	<b>38</b>
8.1	Forskydningsbæreevne i brandtilfældet af etagedæk .....	38

8.2 Overslag på forankring af R7 bøjle i dæk .....40

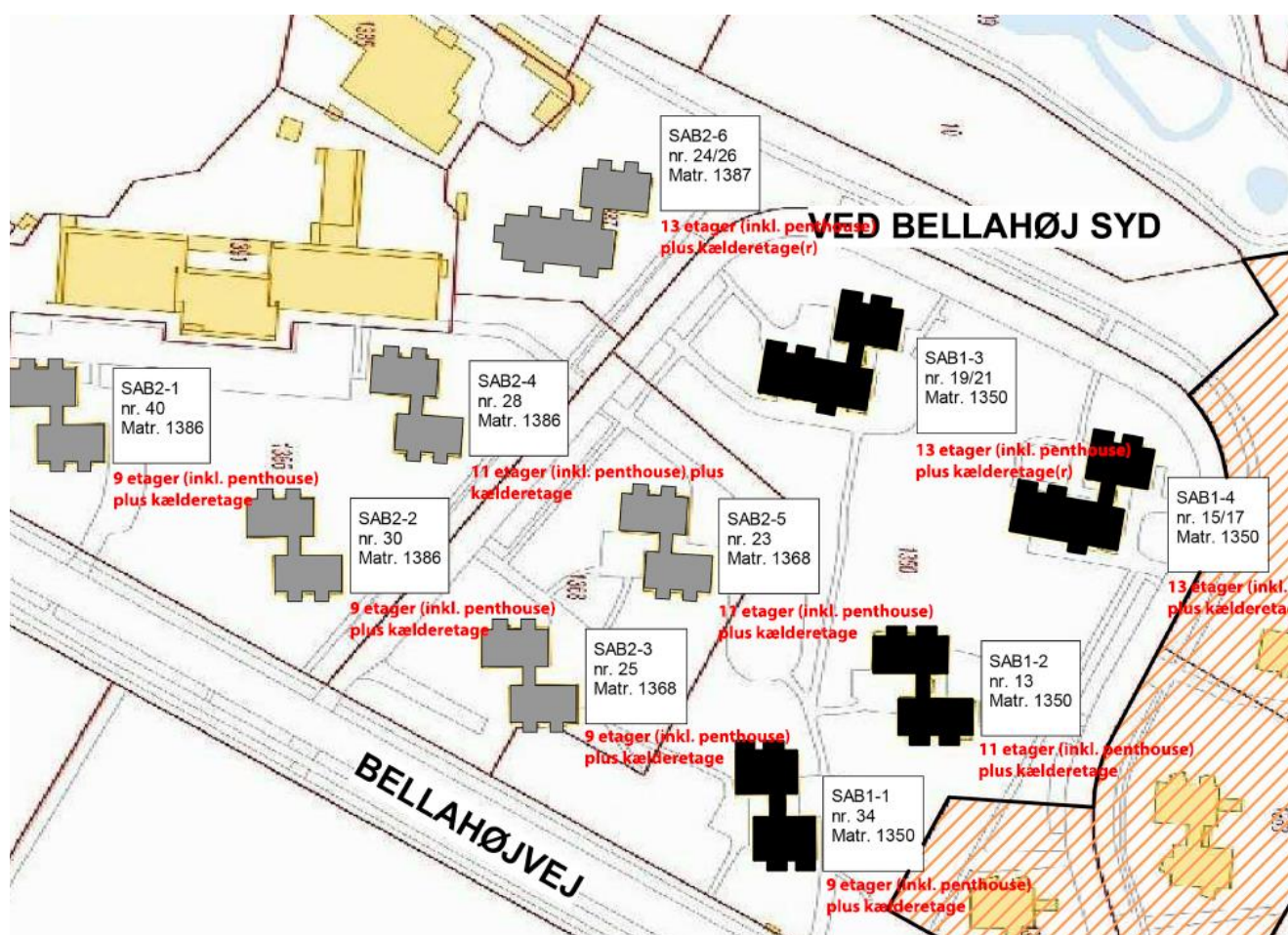
## 1 Indledning

I forbindelse med udarbejdelse af renoveringsprojekt for SAB Bellahøj er der konstateret fejl i de oprindelige beregninger af konstruktionerne. KAB har i forlængelse heraf igangsat en analyse af de eksisterende konstruktioner for perioden frem til renoveringen, med fokus på bygningernes stabilitet.

Under dette analysearbejde er det ved en detaljeret gennemgang af eksisterende tegningsmateriale og billeder fra bygningernes opførelse ved SAB1 bemærket, at brandmodstandsevnen, særligt samlingsdetaljen mellem etagedæk og vægge er betænkelig.

Den tilsyneladende kritiske detalje i forhold til brand, der er konstateret på SAB1, findes ikke på SAB2.

KAB har bedt NIRAS om at undersøge forholdet på SAB1.



Figur - Oversigtskort for bygningerne i SAB. SAB1 undersøges.

Der er i det fundne materiale ikke fundet eksplicite brandkrav til betonkonstruktionerne. Det vurderes, at der har været stillet krav om at etageadskillelser blev udført i jernbeton, men ikke krav om brandteknisk eftervisning.

I henhold til "Bygningsreglementets vejledning til kap 5 - Brand" (Version 2.1 af 04-03-2021) afsnit 1.6.9 punkt 3 gælder at "Bygningens eksisterende bærende konstruktioner og brandmæssige adskillelser, der ikke ændres på, i forbindelse med byggearbejdet, kan bibeholdes uændret."

3. **Bygningens eksisterende bærende konstruktioner og brandmæssige adskillelser, der ikke ændres på, i forbindelse med byggearbejdet, kan bibeholdes uændret.** Ved anvendelsesændring skal bærende konstruktioner og brandmæssige adskillelser dog svare til kravene for den ændrede anvendelse på bygningens opførelstidspunkt eller ved senere ombygninger.
- a. Ændres der i et byggeri, hvor der på opførelstidspunktet var krav til at bærende konstruktioner skulle udføres klassificeret som R60 / A2-s1,d0 [BS-konstruktion 60], men hvor der nu er krav om at bærende konstruktioner udføres klassificeret som R120 / A2-s1,d0 [BS-konstruktion 60], **kan eksisterende bærende konstruktioner bibeholdes.** Dette er f.eks. gældende for eksisterende byggeri med gulv i øverste etage mere end 12 m over terræn, hvor kravet til de bærende konstruktioner i de øverste 12 meter har været [BS-konstruktion 60], og nu er R 120 [BS-konstruktion 120].

Det er uklart om vederlagsdetaljen overholdte god byggeskik på tidspunktet, da betonvægge var et relativt nyt konstruktionselement og de fundne vederlagsanbefalinger for betondæk angiver murværk som vægge. Det bemærkes dog at [Byggebogen afsnit 333, Kjærgaard, 1948 og 1952] angiver at 12 cm vederlag vil være normalt for jernbetondæk med vederlag på murværk.

Der er ikke foretaget en systematisk gennemgang af bygningernes brandtekniske forhold, da det forudsættes, at disse har været lovlige ifm. bygningernes opførelse. Undersøgelsen koncentrerer sig udelukkende om samlingsdetaljen mellem etagedæk og vægge.

NIRAS har gennemført en indledende undersøgelse af forholdet, der er beskrevet med detaljer i dette tekniske baggrundsnotat. Der er desuden udarbejdet et opsamlingsnotat, der kort beskriver de overordnede forhold og en indstilling til de videre arbejder. I opsamlingsnotatet anbefales det at dækvederlag forstærkes og at der indtil denne forstærkning er udført etableres nogle aktive installationer, da advare myndigheder og beboere så hurtigt som mulig.

Vurderingerne er primært baseret på informationerne i tegnings- og dokumentationsmateriale fra det eksisterende byggeri.

## 2 Brandkrav i forbindelse med opførelsen

Bygningerne blev opført i 1950'erne, men arkitektkonkurrencen blev afgjort i 1944 og bygningernes brandsikring blev godkendt i 1948 [Bellahøj Fortællinger om en bebyggelse, 2015, P107]. Konstruktionstegningerne er stemplet med byggetilladelse i 1954. Godkendelsen fra 1948 haves ikke, og det vides derfor ikke om brandgodkendelsen alene vedrører bygningernes indretning og materialer eller om godkendelsen også indeholder konstruktive krav.

På daværende tidspunkt var den generelle gældende lovgivning byggeloven fra 1939, der var gældende frem til 1977. For betonkonstruktioner fandtes normen "Jernbeton-konstruktioner – 3. oplag" fra 1939 der i 1949 blev erstattet af normen "Beton og jernbetonkonstruktioner". I den mellemliggende periode blev der i 1943 udgivet en foreløbig udgave af "Beton og jernbetonkonstruktioner". Det vil sige, at der på godkendelsestidspunktet for brandsikringen har været en gældende 1939 norm samt en foreløbig fra 1943. Konstruktionstegningerne for SAB1 er stemplet af med byggetilladelse i 1954, så det antages, at det for betonkonstruktionerne har været reglerne i 1949 normen, som har været gældende.

En gennemgang af 1949 normen for betonkonstruktioner viser, at der i denne ikke var stillet eksplicitte krav til betonkonstruktionernes brandmodstandsevne og vederlagsdybde. Normen indeholder krav til dæklag, men dette relateres sig udelukkende til betonens miljøpåvirkning. De statiske beregninger for husende indeholder ingen krav eller dokumentation af brandmodstand.

I [Byggebogen, afsnit 333, 1952] angives, at der i lov nr. 253 af 27. maj 1950 kræves ved nybyggeri på 4 etager eller derover skal samtlige etageadskillelser udføres brandsikre. Det angives yderligere, at "Massive jernbetondæk regnes i lovens forstand for brandsikre". Det anføres ligeledes, at "Samtlige her beskrevne jernbetondæk er godkendt til anvendelse som brandsikre dæk til dette formål". To af de mest relevante beskrevne jernbeton dæk fremgår af Figur 2.1 og Figur 2.2 og er kommenteret i afsnit 2.2.

## 2.1 Byggesagsbehandling af Bellahøj ved teknikudvalg

Nærværende afsnit belyser byggesagsbehandling af Bellahøj og er skrevet på baggrund af [Bellahøj Fortællinger om en bebyggelse, 2015] og [SBI studie nr. 15, Bellahøj Husbyggeri, 1955]. I dette afsnit er gengivet uddrag fra de 2 bøger i det de giver en prosa beskrivelse af den aktuelle myndighedsbehandling og krav på de aktuelle projekt. Da projekteringen af højhusene begyndte, var der endnu ikke opført højhuse i København og byggeloven fra 1939 stillede ikke krav til brandsikring af højhusbyggeri. Der blev derfor nedsat en række udvalg, der skulle afklare tekniske forhold, bl.a. brandforholdene. Det er i forbindelse med denne undersøgelse ikke lykket at finde resultaterne fra teknikudvalgene, hvorfor det ikke vides hvilke krav udvalgene har stillet til konstruktionerne.

*Det siger sig selv, at opførelsen af landets første højhuse, eller 'skyskrabere', som samtidens aviser kaldte dem, krævede omfattende forberedelser og fordrede nytænkning. Man begyndte bogstaveligt talt fra grunden, og ambitionerne var lige så høje som troen på fremtiden efter anden verdenskrig. Det handlede om at skabe et byggeteknisk nybrud, at opføre et boligbyggeri af høj kvalitet, ikke som traditionelt murede bygninger, men derimod opført ved hjælp af nye, utraditionelle konstruktioner, materialer og arbejdsmetoder. Udfordringerne var tilsvarende komplekse og af både teknisk, økonomisk og samfundsmæssig karakter. Der var nemlig hverken tekniske erfaringer fra Danmark at læne sig op ad eller faste lovbestemmelser om eksempelvis brandsikring af højhuse. Desuden var der også usikre materialeleverancer og en decideret mangel efter krigen at tage hensyn til og endelig spørgsmålet om, hvordan man kunne bidrage til at skabe beskæftigelse til de mange ufaglærte, som gik ledige efter krigen. Man kan sige, at hele projektet og opførelsen af det til en vis grad var **learning by doing**.*

*I løbet af 1947 nedsatte teknikerudvalget en række underudvalg, blandt andet ét, der skulle undersøge konkrete spørgsmål om brandsikring, og et konstruktionsudvalg, der fik til opgave at fremkalde og analysere egnede konstruktionsmetoder, gennemføre praktiske forsøg og i sidste ende anbefale den konstruktivt og økonomisk mest fordelagtige byggemetode. Spørgsmålet om brandsikring måtte som det allerførste undersøges nøje af den simple årsag, at byggeloven fra 1939, der overhovedet havde tilladt højhusbyggeri, ikke havde fastlagt regler for brandsikring i højhusbyggeri. Også på dette område var der altså tale om eksperimenter, hvor nye regler og anvisninger blev formuleret og godkendt, i takt med at man fik brug for dem. Udfordringen var, at syv etager, eller godt 20 meter over terræn, var brandvæsenets højdegrænse for redning med stiger i tilfælde af brand. Over den højde skulle beboere selv kunne redde sig. Opgaven med at løse spørgsmålet om brandsikring tilfaldt 'Brandsikringsudvalget', som udarbejdede løsninger og fik dem forhandlet på plads med Københavns Kommune og brandvæsenet. Det betød, at der forelå principielle godkendelser af brandsikringen i byggeriet på Bellahøj i foråret 1948, dog med den tilføjelse, at der skulle tages stilling til den konkrete udformning i hvert enkelt tilfælde, når man nåede så vidt. Brandsikringsudvalget måtte derfor udvikle flere forskellige modeller for brandsikring, der kunne tilgodese de enkelte blokkes udformning.*

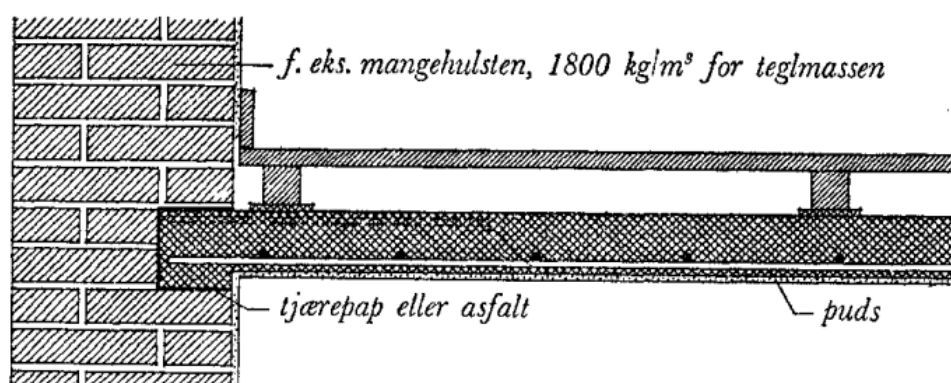
## 2.2 Byggeskik - betondæk

Massive betondæk som etageadskillelse forekommer fra 30'erne og anvendes frem mod slutningen af 60'erne, hvor der sker et skifte til præfabrikerede huldæk. I perioden op til byggeriet af Bellahøj blev bærende ydervægge primært udført i tegl. Bærende ydervægge i insitustøbt beton, som SAB1, blev primært anvendt fra 40'erne og op til 1960. Derfor har løsningen anvendt på SAB1 med insitu dæk i kombination med insitu vægge (i klatre forskalling) været en relativt ny byggemetode [DANSK BYGGESKIK, ETAGEBYGGERIET GENNEM 150 ÅR, 2013].

En mere afprøvet løsning på tidspunktet for projektering har været teglstensvægge i kombination med et insitustøbt dæk. Ved denne løsning blev der almindelig-vis anvendt en vederlagsdybde på en  $\frac{1}{2}$  sten+fuge svarende til ca. 12 cm, hvilket sikrer forankringen af dækkets armering langt bedre end de 2,5 cm anvendt på SAB1. Denne løsning er vist på nedenstående figurer, hvor det også ses at dækkets armering er ført helt ind i vederlaget. Løsningen vist på Figur 2.1 og Figur 2.2 er i [Byggebogen afsnit 333, Kjærgaard, 1952] angivet som godkendte brandsikre dæk. Løsningen anvendt på SAB1 minder om en hybrid mellem de 2 viste løsninger, idet dækket har vederlag på en insituvæg, men placeret i en recess som princippet ved murværk. Der i forbindelse med figuren for insituvægge ikke angivet krav til hvor langt hovedarmeringen føres ind over vederlaget, idet det også bemærkes, at figuren i Byggebogen anvendes til at beskrive varmeisolering.

I bogen Elementær jernbeton fra 1948 er der for dæk også kun angivet krav til forankring af vederlag på murværk, som ligeledes angiver vederlagsdybden til en  $\frac{1}{2}$  sten, jf. Figur 2.3. På figuren fremgår det også, at armeringens forankring sikres ved ombuk af længdearmeringen. I samme bog er der for bjælker på side 84 angivet et krav til vederlagsdybden på  $10 \cdot$  diameteren af hovedarmeringen, hvilket minder om anbefalingerne for dæk på murværk.

I det der kun er beskrevet krav til vederlag på murværk kan det tænkes, at dette er gjort af hensyn til vederlagstryk på murværket og ikke af hensyn til forankring af dækarmering og sikring af vederlagets integritet. I den forbindelse mindes også om at teglstensvægge har været mere udbredt en betonvægge først fandt udbredelse i 40'erne, hvorfor det ville være naturligt at vise kravene ved det mest anvendte materiale.



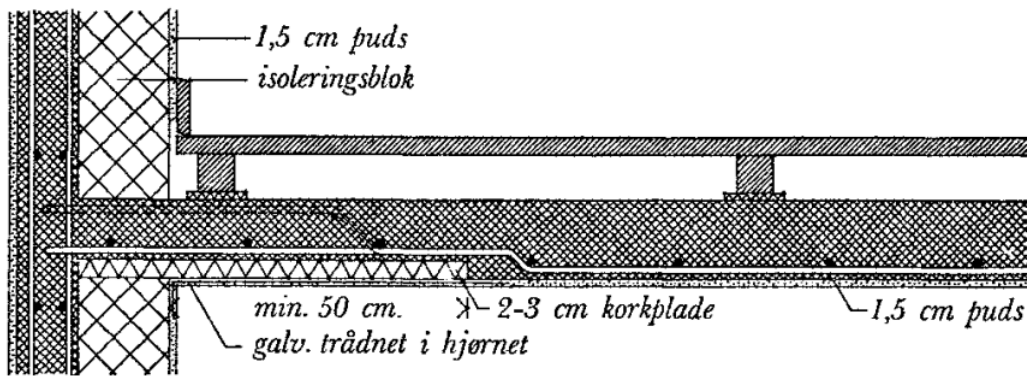
### Aflægning på bærende ydermur

### Aflægning på bærende ydervægge

#### Murede ydervægge

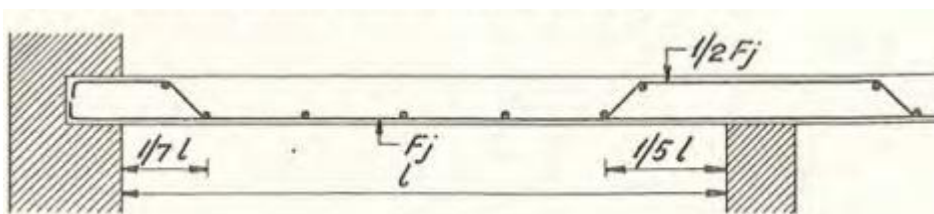
Vederlagets dybde vil både for plader og eventuelle bjælker (f. eks. ved ribbedæk) normalt være 12 cm. Vederlagshøjden vil Armeringsjernene føres ind til ca. 2 cm fra vederlagets bund, og hvert tredje jern opbøjes i en afstand af  $\frac{1}{8}$  af spændvidden.

Figur 2.1. Aflægning af jernbetondæk på bærende ydervæg. [Byggebogen afsnit 333, Kjærgaard, 1948 og 1952]



### Aflægning på bærende ydervæg af jernbeton, indvendig isoleret

Figur 2.2. Aflægning af jernbetondæk på ydervæg af beton med indvendig isolering. [Byggebogen afsnit 333, Kjærgaard, 1952]



Hvor Endeunderstøtningen er Murværk, gøres Vederlagsdybden gerne  $\frac{1}{2}$  Sten, sjældnere  $\frac{1}{4}$  Sten. Dersom Pladen parallel med Bæretningen begrænses af en Mur, bør Pladen ogsaa føres ind i denne, blandt andet for at forankre Muren. Er Pladen mellemunderstøttet af en opgaaende Mur, føres Pladen ofte ubrudt igennem.

Figur 2.3. Udformning af vederlagsdetalje iht. [Elementær jernbeton, P78, Axel Efsen, 1948]

### 2.3 Opsamling af brandkrav i forbindelse med opførelsen

Der er i det fundne materiale ikke fundet eksplicite brandkrav til betonkonstruktionerne. Det vurderes, at der har været stillet krav om at etageadskillelser blev udført i jernbeton, men ikke krav om brandteknisk eftervisning.

Det er uklart om vederlagsdetaljen overholdte god byggeskik på tidspunktet, da betonvægge var et relativt nyt konstruktionselement og de fundne vederlagsanbefalinger for betondæk angiver murværk som vægge. Det bemærkes dog at [Byggebogen afsnit 333, Kjærgaard, 1948 og 1952] angiver at 12 cm vederlag vil være normalt for jernbetondæk med vederlag på murværk.

## 3 Indledende undersøgelse af brandforhold for samling mellem etagedæk og vægge

I forbindelse med en gennemgang af eksisterende tegningsmateriale og billeder fra bygningernes opførelse er det bemærket, at brandmodstandsevne, særligt samlingsdetaljen mellem etagedæk og vægge er betænkelig. Dette forhold gennemgås i det følgende.

Se kapitel 2 vedrørende brandkrav ifm. opførelsen og opsamlingen i afsnit 2.3.

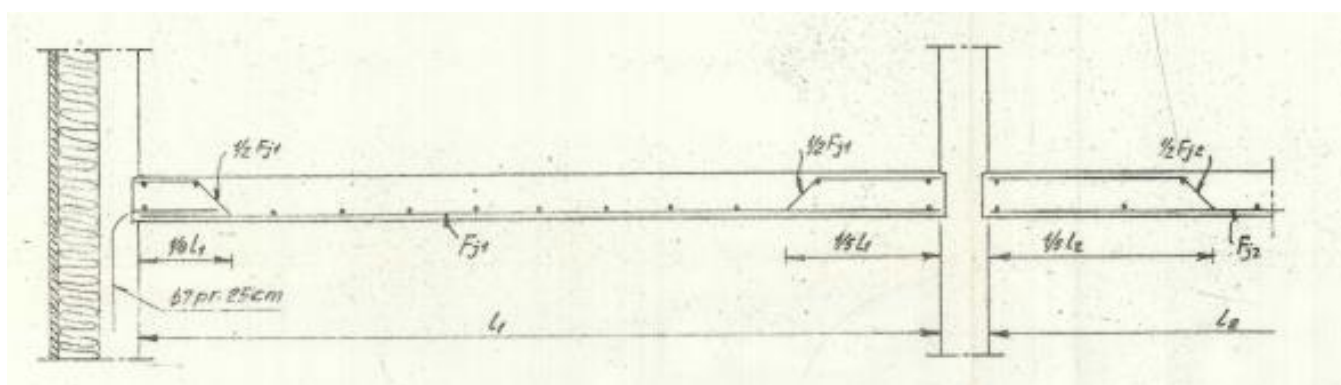
### 3.1 Brandmodstandsevne af samling mellem etagedæk og vægge

Det er uklart om vederlagsdetaljen overholdte god byggeskik på tidspunktet, da betonvægge var et relativt nyt konstruktionselement og de fundne vederlagsanbefalinger for betondæk angiver murværk som vægge. Det bemærkes dog at [Byggebogen afsnit 333, Kjærgaard, 1948 og 1952] angiver at 12 cm vederlag vil være normalt for jernbetondæk med vederlag på murværk.

Dækvederlaget på de bærende gavle er udført således, at der, som man normalt vil betragte det, alene er en teoretisk vederlagsdybde for etagedækket på 20 mm suppleret med armering R7 strittere pr 250 mm, som vist på detaljen **Figur 3.1**.

Vederlaget på indvendige tværvæggene er udført med tilsvarende teoretisk vederlag på 20 mm på hver side med alene gennemgående armering i udspæringer med bredder på 150 mm pr 1,0 m suppleret med udspæringer ved døråbninger. Disse udspæringer er alene armeret med T10 i over- og underside.

Dækkenes vederlagsdetaljer med alene 20 mm teoretisk vederlag og med denne sparsomme armering og små dæklag kan ikke ved beregninger dokumenteres at kunne overholde et evt. brandkrav på 60 eller 120 min. Afskalling af betonvæggen og længdeændringer i dækket under brand udgør en risiko for, at dækkene mister vederlaget. Det bemærkes dog, at betonen er tør og relativ svag, hvilket reducerer risikoen for afskalling. På den anden side vil væggene være trykpåvirket under brand, da den primære belastning består af bygningens egenvægt.



Figur 3.1. Samlingsdetalje mellem dæk og gavle samt dæk og indvendig tværvæg i normalsnit.

Ved brand vil de bærende vægge og dæk deformere og krumme ind af og ned af mod den brandpåvirkede side. Ved denne deformation og krumning vil der forventelig ved vederlaget ved gavlen ske en bevægelse ud af og en krumning, der betyder, at den lodrette last fra dækket vil afleveres ved kanten af vederlaget. Dette sammen med den generelle styrkereduktion og nedbrydning af betonen på væggen indvendige side vil sandsynligvis resultere i afskallinger, der reducerer den sparsomme vederlagsdybde. Dette i kombination med at styrkereduktionen af betonen ved brand og den sparsomme armering med R7 strittere vil svække bæreevnen af det 20 mm vederlag markant.

Når slukningsindsatsen med vand starter, vil vandet afkøle overfladerne. Der vil herved ske en sammentrækning og bevægelse, der kan trække dækkene ud af vederlaget og et kollaps vil kunne udvikle sig progressivt som følge af at vægge ikke understøttes af dækket.

#### 3.1.1 Gavle

Mister dækket ved gavle vederlaget, vil dette betyde, at der vil være risiko for, at gavlvæggen mister sin bæreevne da søjlelængden ("væghøjden") dermed fordobles, idet dækkets vandrette fastholdelse af gavlvæggen svigter. Når søjlelængden af væggen fordobles, vil bæreevnen reduceres markant, og styrken som lodret bærende konstruktionsdel vil



blive så ringe, at bæreevnen af gavlvæggen vil være afhængig af opbygning af brosystem, hvor gavlvæggen virker som høj bjælke, der afleverer reaktionen til resterende intakte dele og dele, der er armeret sammen med facaderne. Brosystemer består af sammenhængende lodret og vandret armering der kan flytte den ovenstående last til alternative bærende bygningsdele.

Gavlene er armeret med lokale områder med lodret og vandret armering, og er armeret sammen med facaderne således, at der her i nogen udstrækning vil kunne dannes brosystem, der afhængig af hvor store dele af dækket, der forsvinder, vil kunne sikre mod kollaps. Det kan dog ikke udelukkes, at omfanget af dækfelter der svigter, vil være større end det brosystemerne kan bære. Den "lokale" armering består af søjlearmering omkring vinder samt 2  $\varnothing 12$  vandret over og under vinduer. Det bemærkes dog at den vandrette armering over og under vinduer kun er angivet for bygning C1-C5 og der skal derfor undersøges om denne armering er etableret for bygning C6 og C7, ligesom det skal verificeres at den lodrette søjlearmering er stødt i etagekryds.

Ovenstående beskrivelse gælder under forudsætning af, at den på tegningerne angivne søjlearmering i gavle og lodrette armering i facader er udført gennemgående. På tegningerne er stregerne, der viser denne armering, ført ubrudt igennem etagekryds. Der er ikke vist stød (overlab mellem armeringsstænger) på samme måde som på tegninger mellem kælder og stue. Dette kan skyldes, at støbningen på etagerne over den pladsstøbte kælder er sket med klatreforskalling. Vederlagene for etagedæk, der er udført ved, at der i formen er indlagt et forskallingsbræt på 20 mm, der ligger bindig med den lodrette armering, muliggør dette. Forholdet bør afklares ved lokal hultagning gennem facaden for at bekræfte dette. Omfanget af undersøgelser bør være ca. 2 steder i 2 SAB1-bygninger. Hvis denne armering ikke er gennemgående, vil der være risiko for egentlig progressivt kollaps ved gavlvægge. Hvis undersøgelsen på stedet viser, at armeringen er til stede, kan det på figur 3.1 viste løsningsprincip med lodret stringer i U-profiler evt. reduceres.

### 3.1.2 Indvendige tværvægge

Hvad angår de indvendige tværvægge vil der være samme problem. De indvendige tværvægge er fastholdt af dæk fra to sider, men da en brand i en lejlighed ikke med sikkerhed kan begrænses til kun et rum/værelse, vil der, afhængig af brandens omfang, kunne ske tilsvarende svigt, da dækvederlagene på hver side af væggen kan svigte, hvorved den vandrette fastholdelse af væggen alene afhænger af den gennemgående armering igennem udsparringerne. Tværvæggens fastholdelse vil derfor på en måde være sikret bedre end gavlenes, og der vil ikke være samme risiko for, at dækfelter svigter i samme omfang som ved gavlene. Da tværvæggene er uarmerede, og der ikke er lodret gennemgående armering, vil bæreevnen af disse brosystemer alene være afhængig af samvirken mellem vægge og dæk og opbygning af buevirkning over de kollapsede dækfelter. Da dækfelter ved en brand vil kunne svigte på hver side af væggen, vil evnen til at sikre samvirken herved reduceres. Det vurderes således, at risikoen for kollaps heller ikke for tværvæggene kan udelukkes på grund af, at tværvæggene i sig selv er uarmerede, og der ikke er lodret gennemgående trækforbindelser.

## 3.2 Brandmodstandsevne af etagedæk

Hvad angår brand gælder, at dækklag (tykkelsen af beton mellem armering og betonens overflade) er væsentlig mindre end det nødvendige for at kunne bevare styrken i armeringen. Dette gælder generelt, men specielt hvad angår etageadskillelserne og under brand betyder det reducerede dækklag og den sparsomme armering, at bæreevnen ikke kan dokumenteres i relation til et nutidigt 120 minutters brandkrav. Overslagsberegningerne, jf. Bilag A, viser en brandmodstand for dækkene på 61-65 minutter dvs., at der alene kan dokumenteres en brandmodstand på 60 minutter. Hertil kommer, at dækkenes vederlag på de bærende vægge og sammenhæng hermed er udført på en måde således, at der er svage led, hvad angår vederlagene mellem etagedæk og gavlvægge hhv. tværvægge.

## 3.3 Brandmodstandsevne af dækvederlag

Der har været et ønske om at estimere en brandmodstandsevne af vederlaget i forbindelse med en standard brand. I Bilag D er der tilnærmet redegjort for dækkets forskydningsbæreevne i brandtilfældet, ved at betragte dækket som et

huldæk. Ved denne antagelse kan DS/EN 1168 Annex G, anvendes hvor der er angivet empiriske formler (baseret på forsøg) til bestemmelse af forskydningsstyrken af huldæk i brandtilfældet, med delvist forankret armering. Formlerne belyser altså kun én af 3 ovenstående svigt-scenarier. Det bemærkes ligeledes at vederlag, forankring, armering og betonstyrkerne anvendt ved de forsøg der ligger til grund for formlerne i DS/EN 1168 Annex G, adskiller sig fra det på SAB1 anvendte.

I beregningerne i bilag D argumenteres for at dækkets forskydningsbæreevne ved vederlaget kan klassificeres som R45, under antagelse af at bøjlen  $\varnothing 7$  pr 250 mm er fuldt forankret i både dæk og væg.

### 3.4 Opsummering af brandmodstand af dæk og vægge

Hvad angår brand er der ikke den nugældende sikkerhed, og bæreevnen kan ikke dokumenteres at være i overensstemmelse med nugældende regler og det vurderes, at der i forbindelse med større brande vil være stor risiko for lokale svigt i dækfelter og vægfelter, og at det ikke kan udelukkes, at der vil være risiko for egentlig progressiv kollaps, hvad angår de lodrette bærende konstruktionsdele.

### 3.5 Robusthed

På opførelsestidspunktet var der ikke eksplicite krav til konstruktions robusthed.

Hvad angår robusthed i henhold til nugældende regler gælder jf. DS INF 146 2003, afsnit 1.2, Definition af robusthed at:

*"En konstruktion er robust.*

- *når de sikkerhedsmæssigt afgørende dele af konstruktionen kun er lidt følsomme over for utilsigtede påvirkninger og defekter, eller*
- *når der ikke sker et omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af konstruktionen svigter"*

I robusthed indgår derfor flere forhold, som i nugældende normer er normsat. Dette gælder dimensioneringsregler for konstruktionsdele og krav til sammenhængsarmering lodret og vandret. De dimensioneringsregler, der her har speciel relevans, er krav til minimumsarmering dels, hvad angår forskydningsarmering i bjælker herunder vinduesoverligger og i forskydningsfelter i vægskiver, og dels hvad angår krav til forankring af hovedarmering i plader ved vederlag på vægge. Det vil sige krav i forhold til ovennævnte første punkt.

Hvad angår kravene til forankring af hovedarmering ved vederlag, kan disse krav ikke dokumenteres at være overholdt i forhold til nugældende regler med den angivne armering R7 strittere/vinkler idet udformning med nedadgående lodret del ikke er udført korrekt, hvad angår forankring for vederlagskræfter.

De krav der er til sammenhængsarmering lodret og vandret tager udgangspunkt i at sikre mod omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del svigter. Dvs. i forhold til ovennævnte andet punkt.

Nugældende krav til robusthed er ikke opfyldt, hvad angår minimumskrav, og det vurderes ikke, at krav til opbygning af brosystemer kan dokumenteres, ligesom kravet til nøgleelementer med ekstra sikkerhed heller ikke kan dokumenteres.

## 4 Mulige tiltag i forbindelse med brand

Risiko og konsekvens ved brand kan søges nedsat ved etablering af brandtekniske installationer og forbedring af konstruktive forhold. I følgende afsnit er der beskrevet forskellige aktive og passive tiltag, der kan udføres med henblik på at forbedre de brandmæssige forhold i byggeriet.

Af de nævnte tiltag er det kun sprinkling der vil have nogen effekt på de bærende konstruktions brandmodstandsevne. I andre lande for man "rabat", på kravene til de bærende konstruktion brandmodstandsevne, for spinkelt bygninger, men det er der ikke tradition for i Danmark.

### 4.1 Aktive tiltag

Aktive tiltag tænkes primært rettet mod perioden frem til reovering.

#### 4.1.1 Røgalarm i hver enkelt bolig

Med henblik på at sikre, at personer bliver varslet, hvis det brænder i boliger, kan der som et simpelt tiltag etableres røgalarm i hver enkelt bolig. Denne løsning er relativt billig, men varsler som udgangspunkt kun den enkelte bolig. Løsningen kan kombineres med røgalarm i trappeopgange.

Personer vil dermed kunne komme ud af boligerne inden der opstår forhold der påvirker de konstruktive forhold, og der vil være mulighed for hurtigt at alarmere redningsberedskabet. Hvis der opstår en brand i en lejlighed, hvor der ikke er nogen hjemme, vil effekten være meget begrænset, da den så ikke hurtigt vil blive opdaget, og branden vil udvikle sig.

Fordele: Nemt og forholdsvis billigt.

Ulemper: En brand vil ikke nødvendigvis blive slukket hurtigt. Kan løbe tør for batteri.

#### 4.1.2 Røgalarm i trappeopgange

Med henblik på at sikre at personer bliver varslet, hvis det brænder i trappeopgange, kan der som et billigt og simpelt tiltag etableres røgalarm i trappeopgange. Alarmerne vil kunne varsle flere boliger, hvis lyden er høj nok. Løsningen kan kombineres med røgalarm i hver enkelt bolig.

Som udgangspunkt må der ikke oplagres ting i trapperum, der vil kunne medføre en røgudvikling i et trapperum. Aktivisering af røgalarmerne vil derfor først ske når der sker røgspredning fra en bolig eller lign.

Fordele: Nemt og forholdsvis billigt.

Ulemper: Kræver D&V

#### 4.1.3 Serieforbundne røgalarm

Tiltaget med røgalarm kan opgraderes til en lidt dyrere løsning ved at serieforbinde røgalarmene, hvorved flere boliger varsles samtidigt.

Personer vil dermed kunne komme ud af boligerne inden der opstår forhold, der påvirker de konstruktive forhold, og der vil være mulighed for hurtigt at alarmere redningsberedskabet. Da det er alle personer der opholder sig i opgangen der bliver varslet, vil de derfor kunne komme ud af bygningen, inden der opstår kritiske forhold for konstruktionerne.

Fordele: Lidt dyrere end selvstændige røgalarm, men fortsat forholdsvis billigt.

Ulemper: Risiko for at fejlalarm vil genere personer i de andre boliger i opgangen, da alle i opgangen vil blive

varslet, hvis en røgalarm i en bolig aktiveres. Derudover vil gentagne alarmer, enten fejlalarmer eller alarmer fra andre boliger, kunne medføre at nogle beboere vil nedtage røgalarmen i egen bolig for ikke at blive generet.

#### **4.1.4 Automatisk varslingsanlæg – AVA-anlæg**

Som et mere sikkert og dyrt alternativt til de serieforbundne røgalarmer, kan der for tidlig detektering og varsling etableres et automatisk varslingsanlæg. Et automatisk varslingsanlæg har samme funktion som serieforbundne røgalarmer, men er et mere driftssikkert anlæg, da der er skærpede krav til drift og vedligehold, end for røgalarmerne, herunder akkrediteret inspektion og systemintegrationstest.

Personer vil dermed kunne komme ud af boligerne inden der opstår forhold der påvirker de konstruktive forhold, og der vil være mulighed for hurtigt at alarmere redningsberedskabet. Da det er alle personer, i opgangen, der bliver varslet, og vil de derfor kunne komme ud af bygningen, inden der opstår kritiske forhold for konstruktionerne.

Et automatisk varslingsanlæg kan derudover aktiveres af et ABA-anlæg eller sende et signal til en bemandet vagtcentral, der kan vurdere situationen. Se afsnit 4.1.5.

Fordele: Hurtigt varsling. Sikker/robust system.

Ulemper: Forholdsvist dyrt. Risiko for at fejlalarmer vil genere personer i de andre boliger i opgangen, da alle i opgangen vil blive varslet hvis en røgalarm i en bolig aktiveres.

#### **4.1.5 Automatisk brandalarmanlæg – ABA-anlæg**

Et ABA-anlæg kan etableres så det sikres, at der sker en hurtig alarmering af brandvæsnet. Dette vil medføre at brandvæsnet hurtigt vil kunne igangsætte en indsats.

Ofte vil ABA-anlægget være sammenkoblet med et varslingsanlæg, men man kan godt have et ABA-anlæg uden automatisk varsling af personerne i bygningen.

Et alternativ til at ABA-anlægget overfører alarmen til brandvæsnet, vil være en overførsel til en bemandet vagtcentral. Dette vil dog forsinke den tid det tager for redningsberedskabet at opstarte en indsats væsentligt, da vagtselskabet først vil skulle erkende at der er brand i en bolig.

Fordele: Hurtig alarmering af brandvæsnet. Kan sammenkobles med varslingsanlægget.

Ulemper: Risiko for fejlalarmer og øget omfang af gene ved disse (mange mennesker påvirkes). Løbende prøvning, eftersyn og vedligehold, og dyrt i drift da der er skærpede krav til drift og vedligehold, end for røgalarmerne, herunder akkrediteret inspektion og systemintegrationstest.

#### **4.1.6 Sprinkling**

Et sprinkleranlæg kan dæmpe en brandudvikling, samtidig med at det ved aktivering også alarmerer brandvæsnet via et ABA-anlæg. I denne forbindelse kan der også sammenkobles et AVA-anlæg.

Det vurderes ikke at være en mulighed i praksis at etablere et sprinkleranlæg i byggeriet, givet bygningernes fysiske forhold og etableringsomkostninger. Derudover vil der sandsynligvis være behov for at etablere et vandreservoir for at sikre den krævede vandkapacitet.

#### **4.1.7 Brandpræventivt eftersyn**

Man kan foretage et brandpræventivt eftersyn, så man kan se om de forhold, der burde være i orden, også er i orden. Man kan herunder arbejde for at sikre tiltag mod brand- og røgspredning i bygningerne. Dette tiltag vil dog ikke umiddelbart have indflydelse på konstruktionernes påvirkning i tilfælde af brand.

## 4.2 Passive tiltag

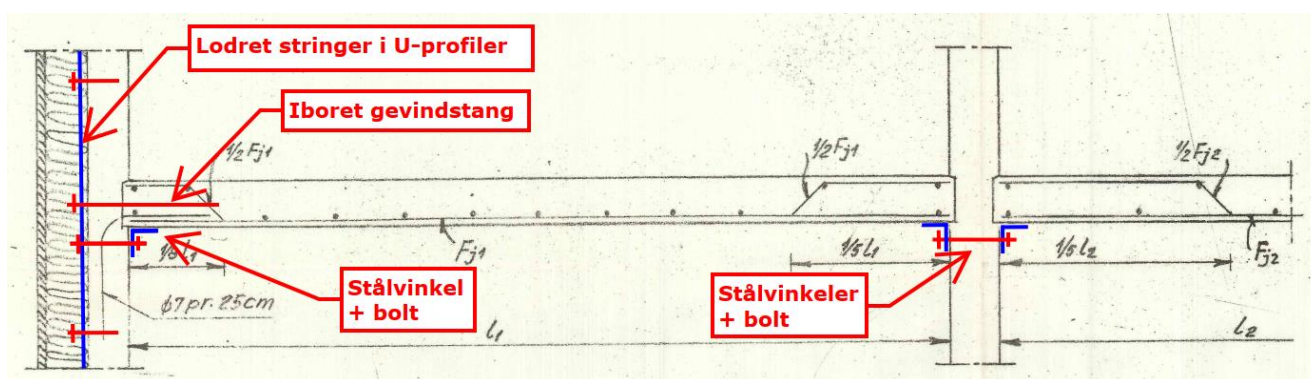
### 4.2.1 Forstærke samlingen mellem etagedæk og vægge

I nedenstående gennemgås 2 forstærkninger hvorved samlingen mellem dæk og vægge vurderes at kunne opnå en bæreevne der svare til R60, som dækket er vurderet at opfylde. Der ud over er der i forstærkning 3 anvist en mulig måde at etablere lodrette stringere i gavle, hvis disse ikke allerede findes i form af armering, hvorved der kan dannes broforbindelser i gavlen og derved reducere risikoen for et progressivt kollaps. Nedenstående tiltag vil formelt ikke opfylde gældende brand eller robusthedskrav, men de vil i betydeligt omfang øge bygningens sikkerhed i tilfælde af brand.

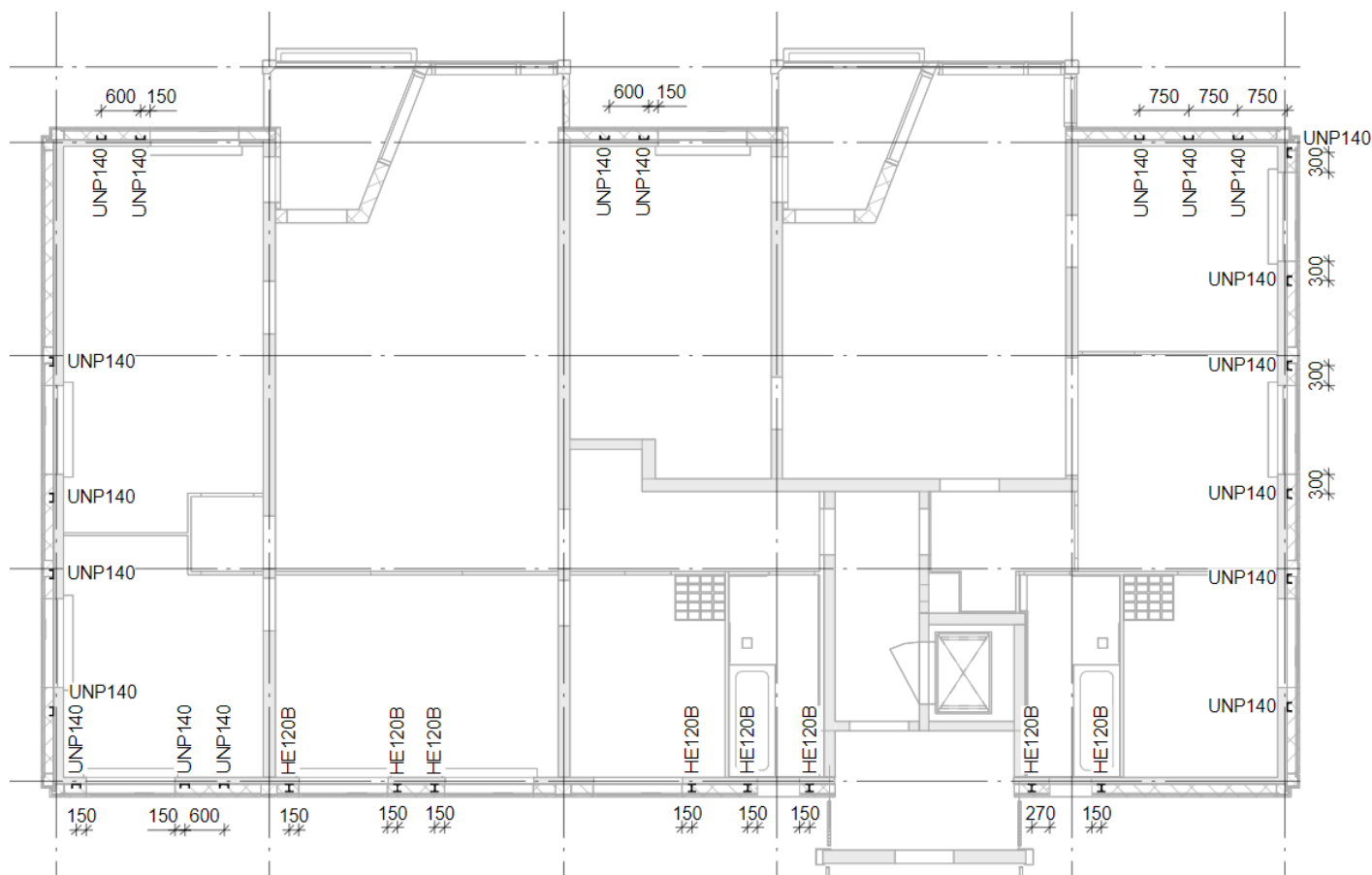
1) Vederlaget for dæk øges således, at der opnås acceptabel vederlagsdybde, og risikoen for at dækket mister vederlag i brandtilfældet udelukkes, og det sikres at pladearmingen er tilstrækkelig forankret over vederlaget. Dette gøres ved at montere konsoller på væggene i form af stål vinkelprofiler, der understoppes mod dækket. På de indvendige u- armerende vægge vil stålprofilerne derudover medvirke til at der kan dannes broforbindelser, da disse kan udgøre trækstringeren der fastholder en trykbue, jf. Figur 4.1. Forstærkningen giver størst værdi ved gavlen, da det er denne samling, der er vurderet at være mest kritisk.

2) Sammenhæng mellem gavlvæg dækskive øges ved at ibore gevindstænger, der sikre at væggen fastholdes af dækskiven, selvom dækskiven flytter sig.

3) Der etableres lodrette stringere i gavle, således der kan dannes broforbindelser, der kan modvirke at et evt. kollaps af en væg udvikler sig progressivt. Det bemærkes at denne forstrækning i vid udstrækning allerede er indeholdt i det forstærkningsprojekt, der udarbejdes i forbindelse med facadeudskiftningen, hvor facadevæggene afstives ved stålprofiler, jf. Figur 4.2. De lodrette profiler i facaden vil derved få en dobbelt funktion, da de både vil kunne afstive de enkelte vægge og fungere som lodret stringer. Det bør i forbindelse med projekteringen undersøges, om eksisterende lodrette søjlearmering i gavlene er stødt således, at den vil kunne erstatte stålprofilerne.



Figur 4.1. Princip for forstærkning af vederlag, samt etablering af lodret stringerarmoring i facader.



Figur 4.2. Foreløbig princip for afstivning af facadevægge i forbindelse med facadeprojekt

#### 4.2.2 Opfyldelse af robusthedskrav

Ønskes bygningen at opfylde nugældende robusthedskrav vil der overordnet skulle gøres følgende tiltag:

- 1) Periferitrækforbindelser etableres ved at montere fladstål på dækkets over eller underside i hele bygningens periferi.
- 2) Der etableres interne trækforbindelser ved at montere fladstål på dækkets over- eller underside.
- 3) Lodrette trækforbindelser på gavlvægge etableres ved at montere lodrette stålprofiler på den udvendige side af bagmuren. På de indvendige tværvægge vil der ligeledes skulle montres fladstål i hele bygningens højde.

#### 4.2.3 Alternativ kravopfyldelse

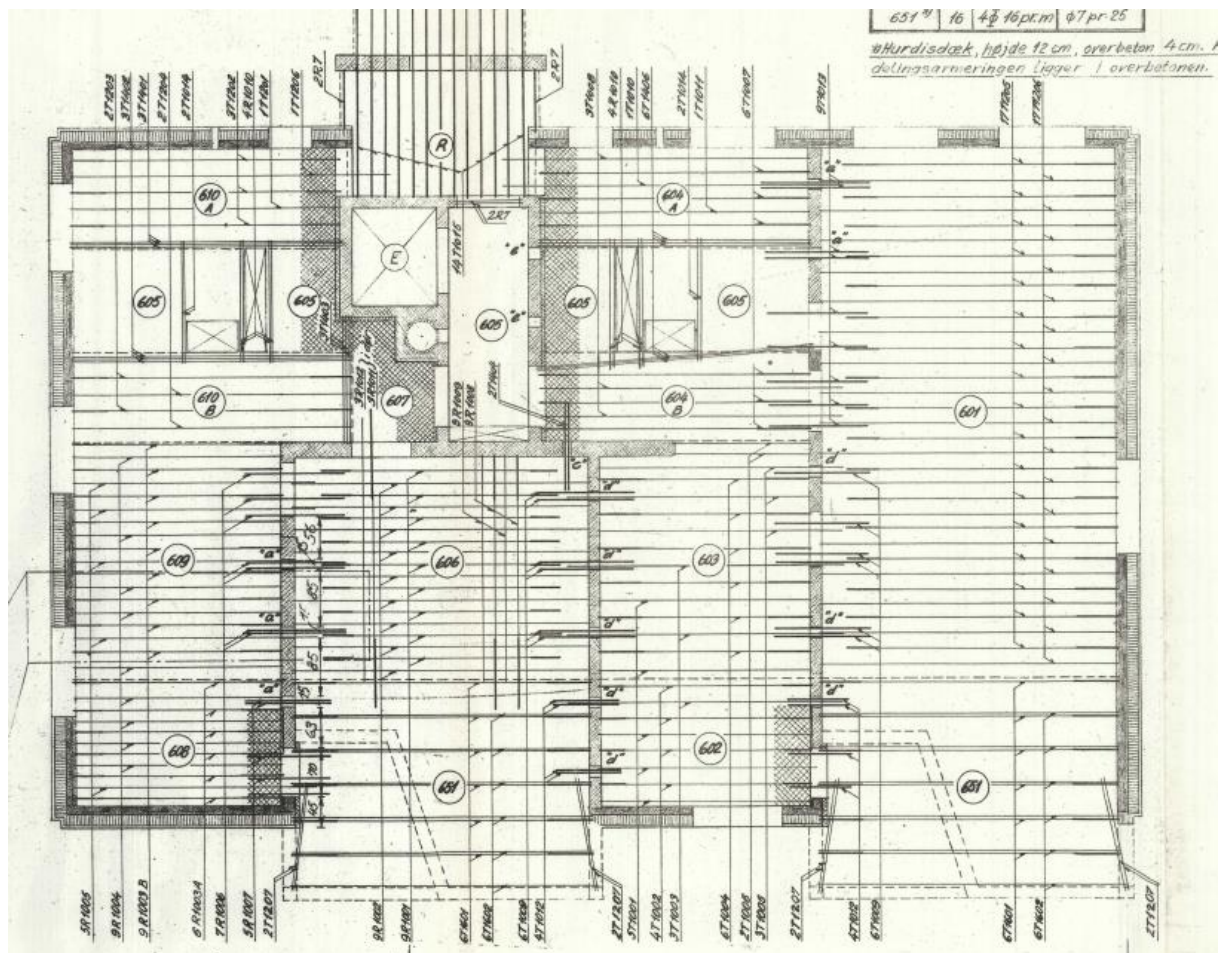
Som alternativt til lodret stål og vinkelbeslag mellem dæk og vægge kan alle vægge indvendigt påføres en 80 mm betolvæg. Denne løsning vil sikre en meget robust konstruktion, det vurderes dog at denne løsning vil være dyre end løsningen med stålprofiler, ligesom lejlighedernes nettoareal vil blive reduceret.

## 5 Bilag A Bæreevneberegning på dæk i brandtilfældet

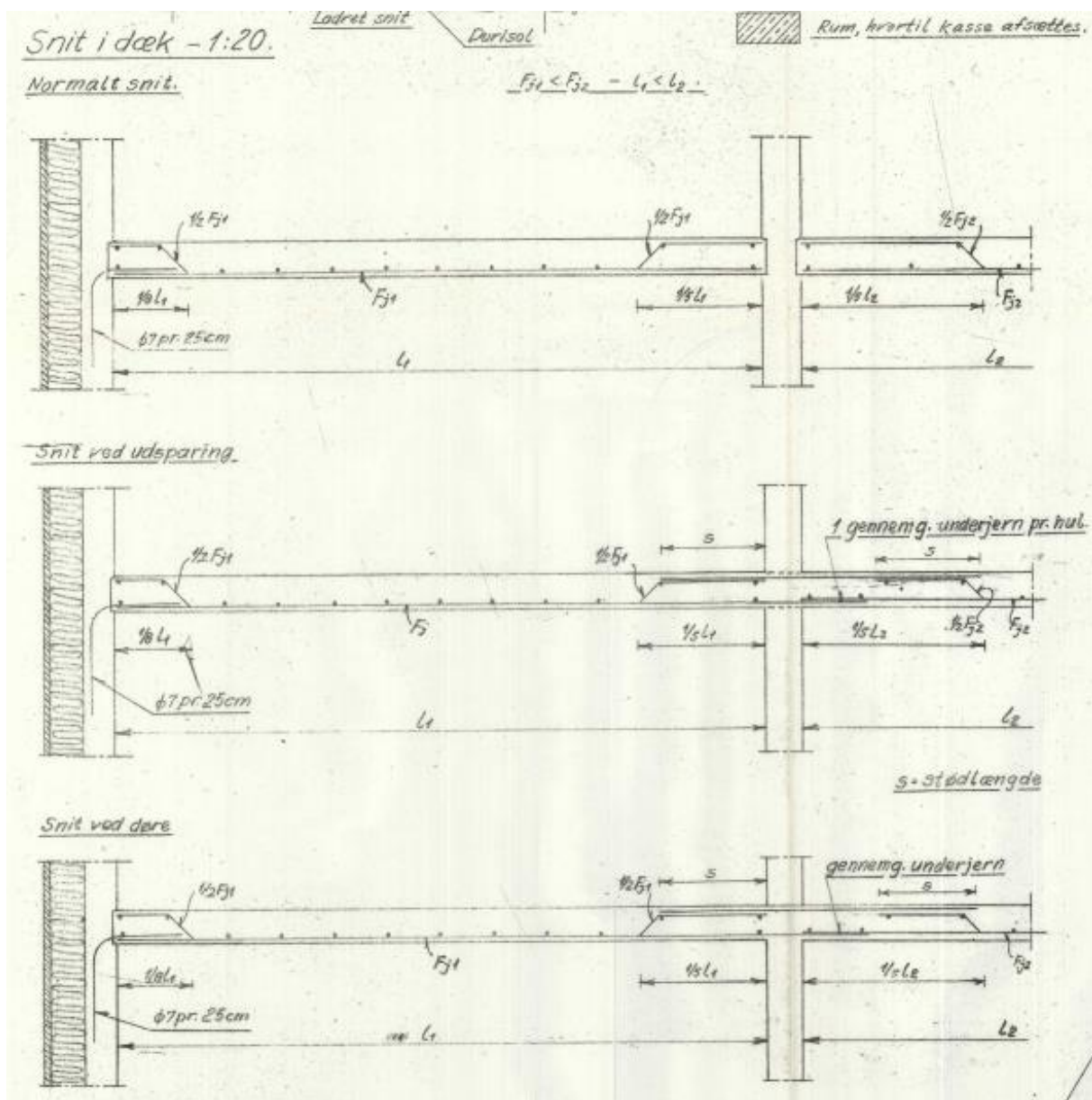
Nærværende bilag bestemmer hvor mange minutter Dækttype 601 på en normaetage kan holde i brandsituation.

### Dækopbygning og materiale parametre

Dækket er beskrevet på tegning 155, revision af 26-11-1951. I følgende er udklip vist:



Figur 5.1: Dækplan med dækttype 601 (Udklip fra tegning 155, revision af 26-11-1951)



Figur 5.2: Dæksnit (Udklip fra tegning 155, revision af 26-11-1951)



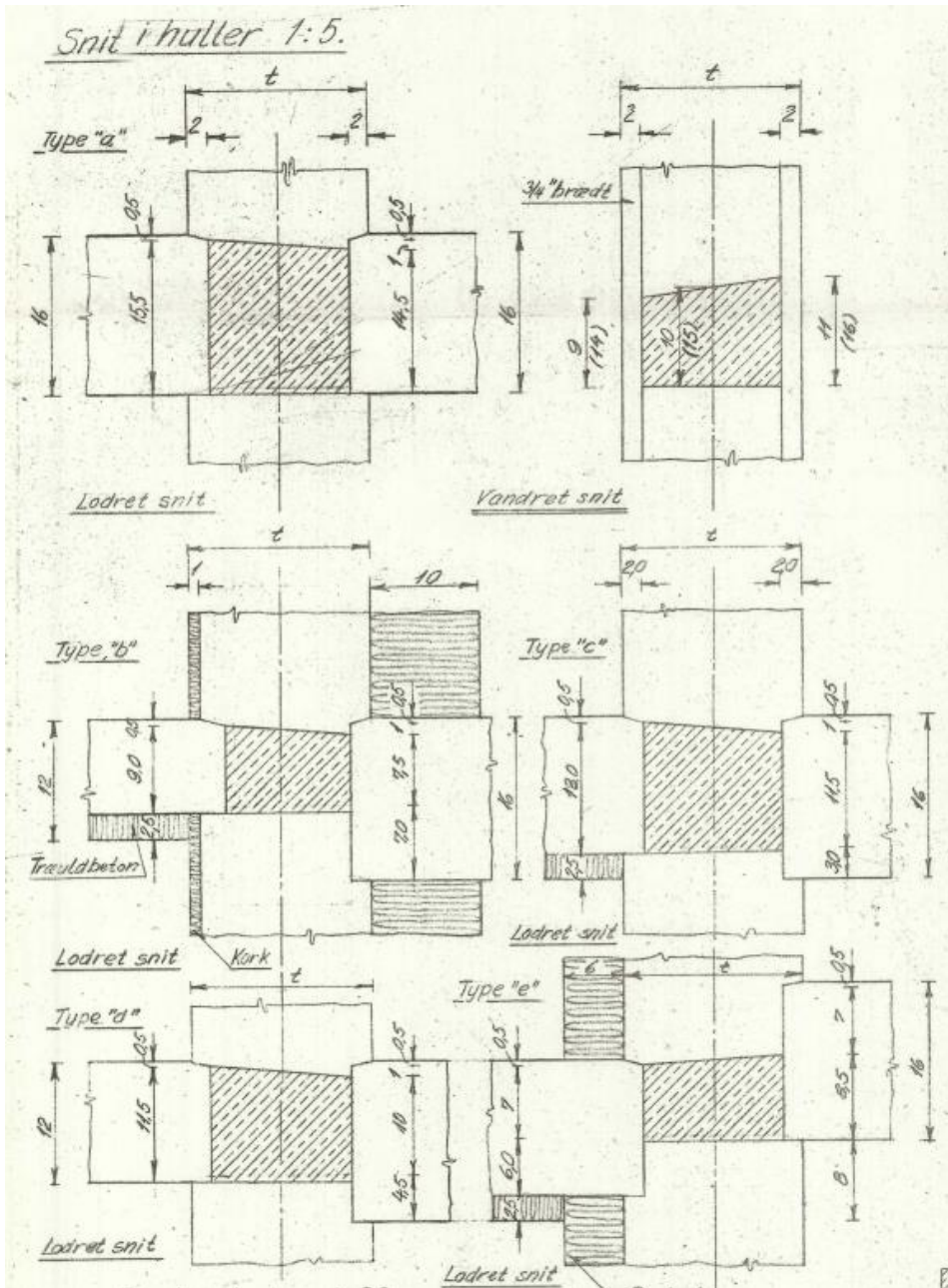
Pladetabel

Plade nr.	Højde cm	Hoved- armering	Fordelings- armering
601	16	Φ 12 pr. 22	Φ 7 pr. 25
602	12	Φ 10 pr. 23	Φ 7 pr. 25
603	12	Φ 10 pr. 25	Φ 7 pr. 25
604	16	Φ 10 pr. 19	Φ 7 pr. 25
605	16	Φ 7 pr. 25	Φ 7 pr. 25
606	16	Φ 10 pr. 17	Φ 10 pr. 17
607	16	Φ 7 pr. 25	Φ 7 pr. 25
608	16	Φ 10 pr. 16	Φ 7 pr. 25
609	16	Φ 10 pr. 19	Φ 7 pr. 25
610	16	Φ 12 pr. 24	Φ 7 pr. 25
651 <sup>*)</sup>	16	4Φ 16 pr. m	Φ 7 pr. 25

Figur 5.3: Armering afhængig af dæctype (Udklip fra tegning 155, revision af 26-11-1951)

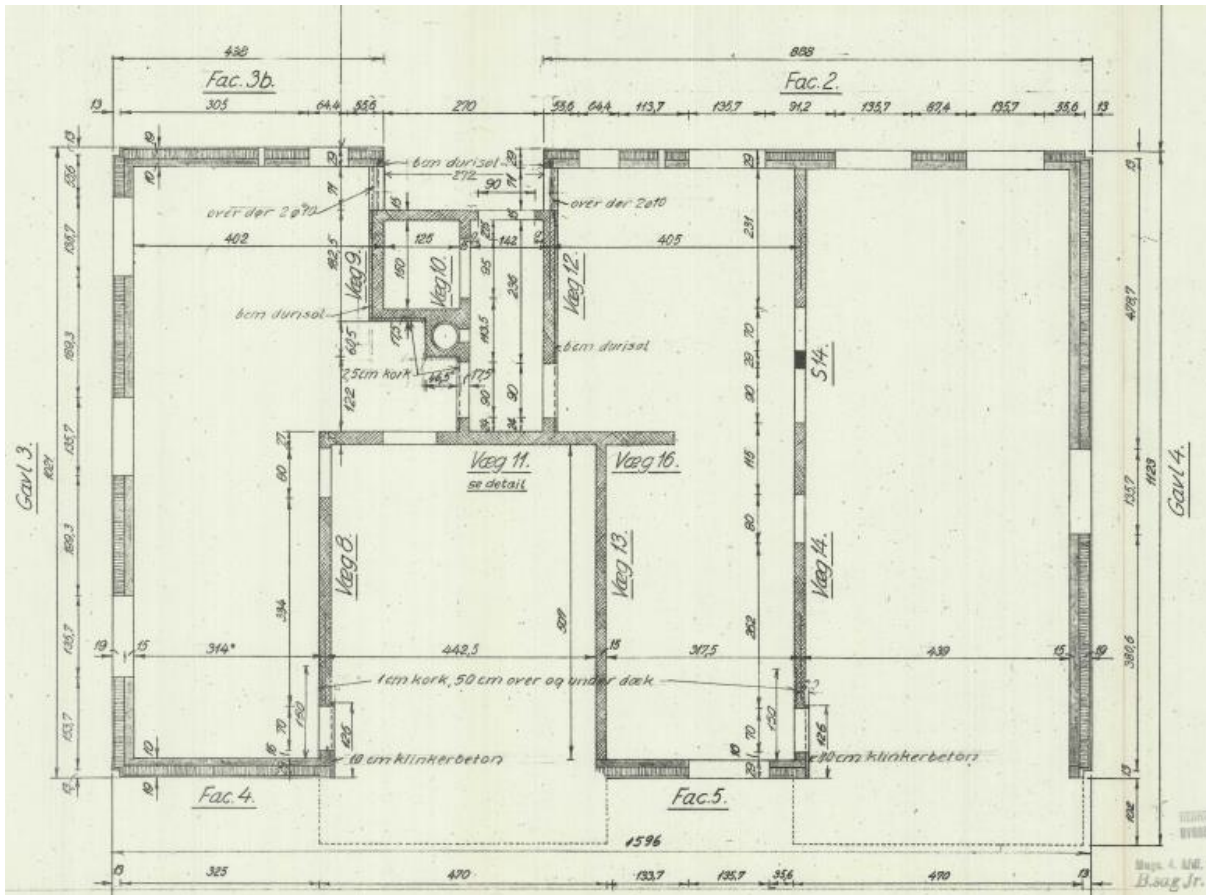
Til samtlige dæk anvendes betonkvaliteten 240  
(minimumstærkningsbrudstyrken = 240 kg/cm<sup>2</sup>).

Figur 5.4: Betonstyrke (Udklip fra tegning 155, revision af 26-11-1951)



Figur 5.5: Vederlagsdetaljer (Udklip fra tegning 155, revision af 26-11-1951)

Spændlængder er fundet fra Tegning 153 af 04-08-1951:



Figur 5.6: Vægplan med angivet spændlængder (Udklip fra tegning 153 af 04-08-1951)

Af ovenstående kan følgende udledes:

- Dækket er  $t=160$  mm
- Spændet er 4,43 m (inkl. 2 cm vederlag i begge ender)
- Hovedarmering er tentorstål T12/220 (svarende til styrke  $f_y=500$  MPa)
- Fordelingsarmering er rundstål  $\text{Ø}7/250$  (svarende til styrke  $f_y=235$  MPa)
- Betonstyrken er terningsstyrke  $\sigma_T = 240$  kg/cm<sup>2</sup>  $\Rightarrow f_{ck} = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 240$  kg/cm<sup>2</sup> = 153,6 kg/cm<sup>2</sup>  $\Rightarrow f_{ck} = 15$  MPa
- Dæklaget er ikke oplyst og antages 1 cm. Dvs. 16 mm til center hovedjern.

## Belastning

Lasten bestemmes iht. A1:

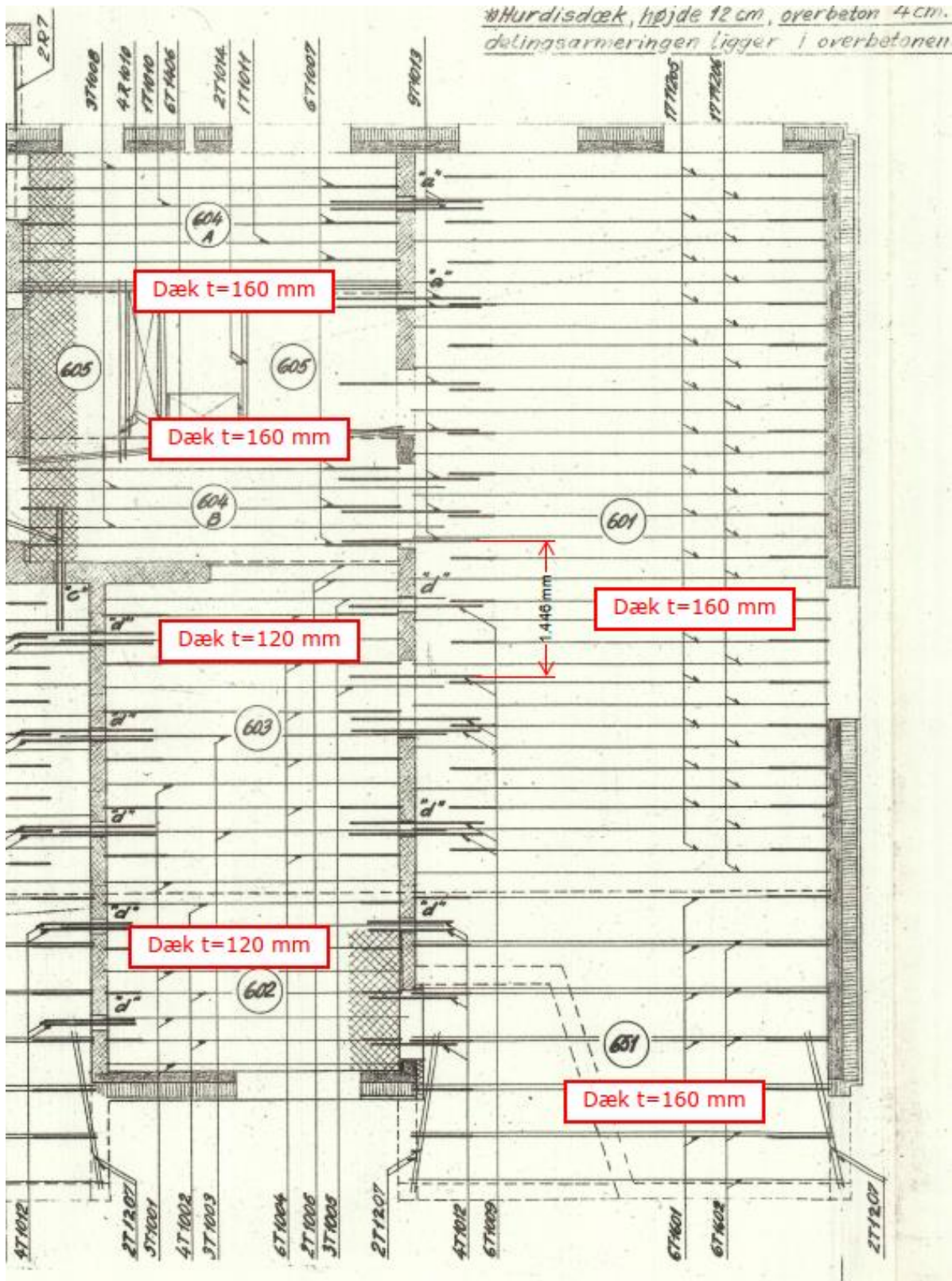
Etagedæk t = 160 mm	$g_{k,sup}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$g_{k,inf}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Puds	0,20	0
Gulvbelægning	0,25	0
Lette skillerum	1,30	0
Betondæk	3,9	3,9
<b>Samlet</b>	<b>5,7</b>	<b>3,9</b>

	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
A1 Bolig og interne adgangsveje	1,5	0,5	0,3	0,2
Fælles adgangsveje (trapperum)	3,0	0,5	0,3	0,2

## Understøtningsforhold

Dækvederlaget på facaden er lavet i et 20 mm reces og virker som en simpel charnier understøtning.

Dækvederlaget på den indvendige bærende væg er lavet med enkelte gennemgående armering T10 i oversiden og kontinuert igennem udsparinger i væggen. Dækket vil herigennem være indspændt til en vis grad. Indspændingen bestemmes som kapaciteten ved vederlaget for negativt moment. Nedenfor er angivet den største afstand fra et T10 oversidejern til de to nabojern, værende ca. 1,5 m:



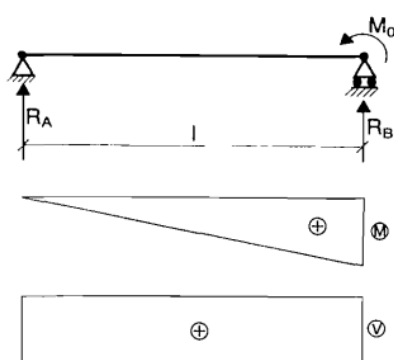
Figur 5.7: Dækplan med tilføjede mål imellem oversidejern og dækykkelsen (Udklip fra tegning 155, revision af 26-11-1951)

Det vurderes på baggrund af dette, rimeligt at regnes med et oversidejern pr. 750 mm, dvs. 1,33 jern pr. meter. Dækketykkelsen regnes som  $t=120$  mm, svarende til det tyndere dæctype 603 som dækket er indspændt med. Kapaciteten af indspændingen er beregnet nedenfor ved brug af BEF-regneark. Programmet er begrænset til mindst  $f_{ck} = 20$  MPa, hvilket er korrigeret ved øget partialkoefficient på 1,93, da  $20 \text{ MPa}/1,93 = 15 \text{ MPa}/1,45 = 10,3 \text{ MPa}$ :

<b>Spændvidde</b>		<b>Tværsnit</b>	h	120 mm
L	4,43 m		b	1000 mm
<b>Længdearmering</b>	$c' =$	16 mm	$b_{eff}$	1000 mm
		d (mm)	c (mm)	antal
Tryklag t		0	0	0
Træklag 1		0	0	0
Træklag 2		10	16	1,33
<b>Bøjler</b>		d (mm)	a (mm)	cot $\theta$
Type 1		7	250	1,50
Type 2		7	250	1,50
<b>Partialkoefficienter</b>		<b>Længdearmering</b>		
$\gamma_c$	1,93		$f_{yk}$	500 MPa
$\gamma_s$	1,20		$f_{yd}$	417 MPa
<b>Beton</b>		<b>Bøjlearmning</b>		
$f_{ck}$	20 MPa		$f_{yk}$	235 MPa
$f_{cd}$	10,3 MPa		$f_{yd}$	196 MPa
<b>Nedbøjninger</b>		<b>Krybetal</b>		
$u_L$			RH	50%
$u_{kar}$			$t_0$	28 døgn
<b>Revnevidder</b>			$\phi_0$	3,18
$w_{k,L}$		<b>Svindtøjning</b>		
$w_{k,kar}$			$\epsilon_{cs}$	0,56 o/oo
<b>Momentkapacitet</b>		<b>Forskydningskapacitet</b>		
$M_{Rd}$	4,4 kNm	v/ trykbrud i krop:	$V_{Rd,0}$	292 kN
$EI_{L,revnet}$	kNm <sup>2</sup>	v/ type 1 bøjler:	$V_{Rd,1}$	9 kN
$EI_{kort,revnet}$	kNm <sup>2</sup>	v/ type 2 bøjler:	$V_{Rd,2}$	9 kN
Forskydningskraftens største excentricitet, exc.:				0 mm
Forankringskrav til hovedarmning over lejer, $N_a$ :				15 kN

Det ses at indspændingskapaciteten er på  $M_{Rd,indspænding} = 4,4$  kNm.

Denne indspænding vil reducerer momentet på midten med  $M(\text{midt}) = \frac{1}{2} \cdot 4,4 \text{ kNm} = 2,2 \text{ kNm}$ . (Beregnet efter nedstående bjælkemodel fra Teknisk Ståbi med modsatrettet moment).



$$R_A = -R_B = \frac{M_0}{l}$$

$$M(x) = M_0 \frac{x}{l}$$

$$u(x) = \frac{1}{6} \frac{M_0 x l}{EI} \left( 1 - \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right)$$

$$u_{\max} = \frac{1}{9\sqrt{3}} \frac{M_0 l^2}{EI} \text{ for } x = \frac{1}{\sqrt{3}} l$$

$$u_{\text{midt}} = \frac{1}{16} \frac{M_0 l^2}{EI}$$

$$\alpha_A = \frac{1}{6} \frac{M_0 l}{EI}; \alpha_B = -\frac{1}{3} \frac{M_0 l}{EI}$$

### Reduceret indspænding i brandtilfælde

I brandtilfældet vil trykstyrken blive reduceret, da der undersøges for brand i etagen under dækket. Forsimples regnes indspændingen her ved at reducerer tværsnitshøjden med 40 mm. Herved ses bort fra zonen hvor trykstyrken er mest reduceret.

Ved 60 min brand, vil temperaturen 40 mm inde fra dækundersiden være følgende iht. DS/EN 1992-1-2 DK NA:2011:

#### Anneks A, Temperaturprofiler

Efterfølgende tilnærmede beregningsmetode kan ved påvirkning af en standardbrand anvendes for beregning af fordelingen af temperaturen i rektangulære tværsnit eller tværsnit sammensat af rektangulære dele. Metoden tager højde for fugtbevægelsernes indflydelse på temperaturen nær tværsnittets overflader.

Beregning af temperaturfordelingen sker principielt ved løsning af varmeledning ligningen. Der kan ses bort fra armeringens indflydelse på temperaturfordelingen.

#### Ensidet påvirket tværsnit

For et ensidet påvirket tværsnit kan temperaturen til tiden  $t$  i dybden  $x$  fra den eksponerede overflade sættes til:

$$\theta_1(x,t) = 312 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) e^{-1.9k(t) \cdot x} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} - k(t) \cdot x\right)$$

hvor

$$k(t) = \sqrt{\frac{\pi \cdot \rho \cdot c_p}{750 \cdot \lambda \cdot t}}$$

- $\theta_1$  temperaturen i °C, der ikke kan regnes mindre end 20 °C
- $x$  afstanden fra overfladen i m
- $t$  tiden i minutter
- $\lambda$  varmeledningsevnen i W/m°C
- $\rho$  densiteten i kg/m<sup>3</sup>
- $c_p$  den specifikke varmekapacitet i J/kg °C, der formelt sættes til  $c_p = 1000$  J/kg °C

Varmeledningsevnen  $\lambda$  kan for betoner i henhold til DS 2426 tilnærmelsesvis sættes til en konstant  $\lambda = 0,75$  W/m °C svarende til værdien for temperaturen 500 °C.

Temperaturen  $\theta_1$  kan ikke regnes mindre end 20 °C.

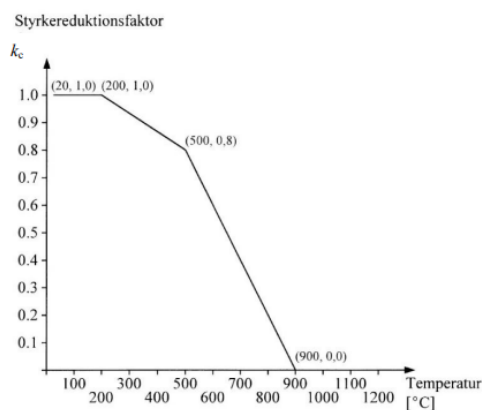
$$k(t) = \sqrt{(\pi \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 1000 \text{ J/kg}^\circ\text{C} / (750 \cdot 0,75 \text{ W/m}^\circ\text{C} \cdot 60 \text{ min}))} = 14,95$$

$$\Theta(40 \text{ mm}, 60 \text{ min}) = 312 \cdot \log_{10}(8 \cdot 60 \text{ min} + 1) \cdot e^{(-1,9 \cdot 14,95 \cdot 0,04 \text{ m})} \cdot \sin(\pi/2 - 14,95 \cdot 0,04 \text{ m}) = 230^\circ\text{C}.$$

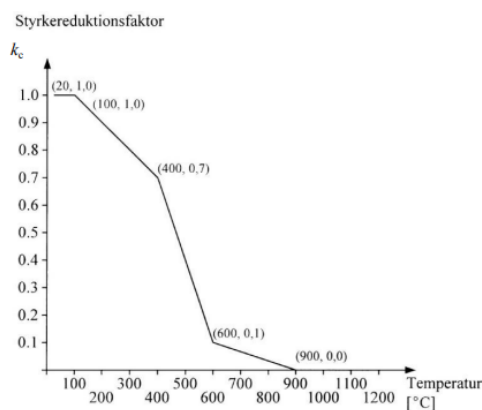
Af nedenstående grafer fra DS/EN 1992-1-2 DK NA:2011, ses at trykstyrken ikke er markant reduceret ved denne temperatur på 230°C. Dette kombineret med at der er noget trykstyrke i de 40 mm der ses bort fra, vurderes denne forsimplede betragtning at være på den sikre side.

### 3.2.2.1(1)P Beton under tryk

For danske betoner efter DS 2426 er reduktionen af betonens trykstyrke under henholdsvis opvarmning og afkøling bestemt i henhold til figur 1 NA og 2 NA.



**Figur 1 NA - Reduktionsfaktoren  $k_c$  for betons enskede trykstyrke  $f_{ck}$  under opvarmning**



**Figur 2 NA - Reduktionsfaktoren  $k_c$  for betons enskede trykstyrke  $f_{ck}$  under afkøling, som funktion af den maksimale temperatur, der optræder under brandforløbet**

Indspændingen reduceres i brand. Den reduceret indspænding, hvor tværsnitshøjden er reduceret med 40 mm er angivet nedenfor:



<b>Spændvidde</b>		<b>Tværsnit</b>	h	80 mm
L	4,43 m		b	1000 mm
<b>Længdearmering</b>	c' =	16 mm	b <sub>eff</sub>	1000 mm
		d (mm)	c (mm)	antal
Tryklag t		0	0	0
Trækklag 1		0	0	0
Trækklag 2		10	16	1,33
<b>Bøjler</b>		d (mm)	a (mm)	cotθ
Type 1		7	250	1,50
Type 2		7	250	1,50
<b>Partialkoefficienter</b>		<b>Længdearmering</b>		
γ <sub>c</sub>	1,93	f <sub>yk</sub>		500 MPa
γ <sub>s</sub>	1,20	f <sub>yd</sub>		417 MPa
<b>Beton</b>		<b>Bøjlearmering</b>		
f <sub>ck</sub>	20 MPa	f <sub>yk</sub>		235 MPa
f <sub>cd</sub>	10,3 MPa	f <sub>yd</sub>		196 MPa
<b>Nedbøjninger</b>		<b>Krybetal</b>		
u <sub>L</sub>		RH		50%
u <sub>kar</sub>		t <sub>o</sub>		28 døgn
<b>Revnevidder</b>		φ <sub>o</sub>		3,40
w <sub>k,L</sub>		<b>Svindtøjning</b>		
w <sub>k,kar</sub>		ε <sub>cs</sub>		0,57 o/oo
<b>Momentkapacitet</b>		<b>Forskydningskapacitet</b>		
M <sub>Rd</sub>	2,7 kNm	v/ trykbrud i krop:	V <sub>Rd,0</sub>	177 kN
EI <sub>L,revnet</sub>	kNm <sup>2</sup>	v/ type 1 bøjler:	V <sub>Rd,1</sub>	6 kN
EI <sub>kort,revnet</sub>	kNm <sup>2</sup>	v/ type 2 bøjler:	V <sub>Rd,2</sub>	6 kN
Forskydningskraftens største excentricitet, exc.:				0 mm
Forankringskrav til hovedarmering over lejer, N <sub>a</sub> :				15 kN

I brandtilfælde regnes med en indspænding på 2,7 kNm.

## Bæreevne kontrol i brud

Dækket er beregnet ved brug af BEF-regneark til eftervisning for bøjning i brudsituationen. Spændlængden er korrigeret således at det rigtige moment opnås når der korrigeret for indspændingen i den ene ende, der reducerer max momentet. Max. momentet findes som lokale max. af kurven for en simpelt understøttet bjælke med jævn fordelt last og reduktionen fra momentpåvirket simpelt understøttet bjælke, vist i ovenstående afsnit:

$$M_{\max} = \max\left(\frac{1}{2} \cdot 1,1 \cdot (5,7 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2) \cdot x \cdot (4,43 \text{ m} - x) - 4,4 \text{ kNm} \cdot x / 4,43 \text{ m}\right) \Rightarrow x = 2,1 \text{ og } M_{\max} = 19,31 \text{ kNm.}$$

Dette svarer tilnærmelsesvist til momentet på midten:

$$M_{\text{midt}} = 1/8 \cdot 1,1 \cdot (5,7 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2) \cdot (4,43 \text{ m})^2 - 2,2 \text{ kNm} = 19,25 \text{ kNm.}$$

Max. momentet svarer til en simpelt understøttet bjælke med  $l = 4,21 \text{ m}$ :

$$M_{\max, l=4,21\text{m}} = 1/8 \cdot 1,1 \cdot (5,7 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2) \cdot (4,21 \text{ m})^2 = 19,37 \text{ kNm.}$$

Nedenfor er momentbæreevnen i brud eftervist ved brug af BEF-regneark. Programmet er begrænset til mindst  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ , hvilket er korrigeret ved øget partialkoefficient på 1,93, da  $20 \text{ MPa}/1,93 = 15 \text{ MPa}/1,45 = 10,3 \text{ MPa}$ :

Bruger: ACJ										Bjælkeberegning				Betonelement-Foreningen maj 2021																																																									
Sagsnavn: SAB Bellahøj		Sag nr.:		Dato: 05-11-2021		Init: ACJ		Bøjleafstand, a_1 skal være < 65 mm; Bøjleafstand, a_2 skal være < 65 mm; Forskydningsarmering bør vurderes nærmere!																																																															
Bygningsdel: Dækttype 601		Emne: Normale lastkombinationer																																																																					
<p>Momenter i kNm</p> <p><math>M_{Ed, \max} = 19,4 \text{ kNm} &lt; M_{Rd}</math></p>					<p>Forskydningskræfter i kN</p>					<b>Spændvidde</b> L: 4,21 m		<b>Tværsnit</b> h: 160 mm b: 1000 mm																																																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Lastparametre:</th> <th><math>g_k</math> [kN/m]</th> <th><math>q_k</math> [kN/m]</th> <th>e [mm]</th> <th>x1 [m]</th> <th>x2 [m]</th> <th><math>\gamma_g</math></th> <th><math>\gamma_q</math></th> <th><math>\psi_1</math></th> <th><math>\psi_2</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>p1</td> <td>5,70</td> <td>0,00</td> <td>0,0</td> <td>0,00</td> <td>4,21</td> <td>1,10</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> </tr> <tr> <td>p2</td> <td>0,00</td> <td>1,50</td> <td>0,0</td> <td>0,00</td> <td>4,21</td> <td>1,10</td> <td>1,65</td> <td>0,30</td> <td>0,20</td> </tr> <tr> <td>p3</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,0</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>1,50</td> <td>0,60</td> <td>0,50</td> </tr> </tbody> </table>					Lastparametre:	$g_k$ [kN/m]	$q_k$ [kN/m]	e [mm]	x1 [m]	x2 [m]	$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\psi_1$	$\psi_2$	p1	5,70	0,00	0,0	0,00	4,21	1,10	0,00	0,00	0,00	p2	0,00	1,50	0,0	0,00	4,21	1,10	1,65	0,30	0,20	p3	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	1,00	1,50	0,60	0,50	<b>Længdearmering</b> c' = 16 mm d (mm) c (mm) antal Tryklag t: 0 0 0 Trækklag 1: 0 0 0 Trækklag 2: 12 16 4,55		<b>Bøjler</b> Type 1: d (mm) a (mm) cotθ: 7 250 1,50 Type 2: 7 250 1,50																								
Lastparametre:	$g_k$ [kN/m]	$q_k$ [kN/m]	e [mm]	x1 [m]	x2 [m]	$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\psi_1$	$\psi_2$																																																														
p1	5,70	0,00	0,0	0,00	4,21	1,10	0,00	0,00	0,00																																																														
p2	0,00	1,50	0,0	0,00	4,21	1,10	1,65	0,30	0,20																																																														
p3	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	1,00	1,50	0,60	0,50																																																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th><math>G_k</math> [kN]</th> <th><math>Q_k</math> [kN]</th> <th>e [mm]</th> <th>x1 [m]</th> <th><math>\gamma_g</math></th> <th><math>\gamma_q</math></th> <th><math>\psi_1</math></th> <th><math>\psi_2</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>P1</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,0</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>1,50</td> <td>0,60</td> <td>0,50</td> </tr> <tr> <td>P2</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,0</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>1,50</td> <td>0,60</td> <td>0,50</td> </tr> <tr> <td>P3</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,0</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>1,50</td> <td>0,60</td> <td>0,50</td> </tr> </tbody> </table>						$G_k$ [kN]	$Q_k$ [kN]	e [mm]	x1 [m]	$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\psi_1$	$\psi_2$	P1	0,00	0,00	0,0	0,00	1,00	1,50	0,60	0,50	P2	0,00	0,00	0,0	0,00	1,00	1,50	0,60	0,50	P3	0,00	0,00	0,0	0,00	1,00	1,50	0,60	0,50	<b>Partialkoefficienter</b> $\gamma_c$ : 1,93 $\gamma_s$ : 1,20		<b>Længdearmering</b> $f_{yk}$ : 500 MPa $f_{yd}$ : 417 MPa																												
	$G_k$ [kN]	$Q_k$ [kN]	e [mm]	x1 [m]	$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\psi_1$	$\psi_2$																																																															
P1	0,00	0,00	0,0	0,00	1,00	1,50	0,60	0,50																																																															
P2	0,00	0,00	0,0	0,00	1,00	1,50	0,60	0,50																																																															
P3	0,00	0,00	0,0	0,00	1,00	1,50	0,60	0,50																																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Jævn fordelt laste [kN/m]</th> <th colspan="3">Punktlaste [kN]</th> <th colspan="2">Kontrol:</th> <th>Langtid</th> <th>Brudstadium</th> </tr> <tr> <th></th> <th>p1</th> <th>p2</th> <th>p3</th> <th>P1</th> <th>P2</th> <th>P3</th> <th></th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Langtidsværdi</td> <td>5,7</td> <td>0,3</td> <td>0,0</td> <td>0,0</td> <td>0,0</td> <td>0,0</td> <td>M (kNm): 13,3</td> <td>28,5</td> </tr> <tr> <td>Kar. værdi</td> <td>5,7</td> <td>1,5</td> <td>0,0</td> <td>0,0</td> <td>0,0</td> <td>0,0</td> <td>x (mm): 50,9</td> <td>26,1</td> </tr> <tr> <td>Regnm. værdi</td> <td>6,3</td> <td>2,5</td> <td>0,0</td> <td>0,0</td> <td>0,0</td> <td>0,0</td> <td><math>\epsilon_0</math> (o/oo): 0,14</td> <td>2,63</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td><math>\sigma_{st}</math> (MPa): 203</td> <td>417</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>z (mm): -</td> <td>133</td> </tr> </tbody> </table>						Jævn fordelt laste [kN/m]	Punktlaste [kN]			Kontrol:		Langtid	Brudstadium		p1	p2	p3	P1	P2	P3			Langtidsværdi	5,7	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	M (kNm): 13,3	28,5	Kar. værdi	5,7	1,5	0,0	0,0	0,0	0,0	x (mm): 50,9	26,1	Regnm. værdi	6,3	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	$\epsilon_0$ (o/oo): 0,14	2,63								$\sigma_{st}$ (MPa): 203	417								z (mm): -	133	<b>Beton</b> $f_{ck}$ : 20 MPa $f_{cd}$ : 10,3 MPa		<b>Bøjlearmering</b> $f_{yk}$ : 235 MPa $f_{yd}$ : 196 MPa	
	Jævn fordelt laste [kN/m]	Punktlaste [kN]			Kontrol:		Langtid	Brudstadium																																																															
	p1	p2	p3	P1	P2	P3																																																																	
Langtidsværdi	5,7	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	M (kNm): 13,3	28,5																																																															
Kar. værdi	5,7	1,5	0,0	0,0	0,0	0,0	x (mm): 50,9	26,1																																																															
Regnm. værdi	6,3	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	$\epsilon_0$ (o/oo): 0,14	2,63																																																															
							$\sigma_{st}$ (MPa): 203	417																																																															
							z (mm): -	133																																																															
					<b>Nedbøjninger</b> $u_L$ : 22,8 mm $u_{kar}$ : 25,1 mm		<b>Krybetal</b> RH: 50% $t_0$ : 28 døgn $\phi_0$ : 3,05																																																																
					<b>Revnevidder</b> $w_{k,L}$ : 0,09 mm $w_{k,kar}$ : 0,11 mm		<b>Svindtøjning</b> $\epsilon_{cs}$ : 0,54 o/oo																																																																
					<b>Momentkapacitet</b> $M_{Rd}$ : 28,5 kNm $EI_{L,revnet}$ : 1217 kNm <sup>2</sup> $EI_{kort,revnet}$ : 1604 kNm <sup>2</sup>		<b>Forskydningskapacitet</b> v/ trykbrud i krop: $V_{Rd,0}$ : 381 kN v/ type 1 bøjler: $V_{Rd,1}$ : 12 kN v/ type 2 bøjler: $V_{Rd,2}$ : 12 kN																																																																
					Forskydningskravets største excentricitet, exc.: 0 mm		Forankringskrav til hovedarmering over lejer, $N_b$ : 14 kN																																																																

Det ses at momentbæreevnen er ok med:  $M_{Ed, \max} = 19,4 \text{ kNm} < M_{Rd} = 28,5 \text{ kNm}$

Forskydningskapaciteten kontrolleres nedenfor, som ikke-forskydningsarmeret efter DS/EN 1992-1-1 DK NA, afsnit 6.2.2(1):

- $V_{Rd,c} = V_{\min} = (0,051/\gamma_c) \cdot k^{(3/2)} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \cdot k^{(3/2)} \cdot \sqrt{f_{ck}}$

- $k=1 + \sqrt{(200 / d)} = 1 + \sqrt{(200 / 133)} = 2,23$ . Grænseværdien  $k=2,0$  bruges
- $V_{Rd,c} = 0,035 \cdot 2,0^{(3/2)} \cdot \sqrt{(15)} = 0,38 \text{ MPa}$

- $V_{Rd,c} = V_{Rd,c} \cdot b \cdot d = 0,38 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 133 \text{ mm} = 50,5 \text{ kN/m}$

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot 1,1 \cdot (5,7 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2) \cdot 4,43 \text{ m} + 4,4 \text{ kNm} / 4,43 \text{ m} = 20,36 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} \text{ OK}$$

Det ses at bæreevne er ok, idet det bemærkes at hovedarmeringen ikke er forankret over vederlaget, hvorved detaljen ikke opfylder de konstruktive forudsætninger for anvendelse af beregningsmetoden ved vederlaget.

### Bæreevne kontrol i brand

Max. momentet bestemmes som i brudtilfældet:

$$M_{\max} = \max(\frac{1}{2} \cdot (5,7 \text{ kN/m}^2 + 0,3 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2) \cdot x \cdot (4,43 \text{ m} - x) - 2,7 \text{ kNm} \cdot x / 4,43 \text{ m}) \Rightarrow x = 2,12 \text{ og } M_{\max} = 13,77 \text{ kNm.}$$

Max. momentet svarer til en simpelt understøttet bjælke med  $l = 4,24 \text{ m}$ :

$$M_{\max,l=4,077\text{m}} = 1/8 \cdot (5,7 \text{ kN/m}^2 + 0,3 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2) \cdot (4,24 \text{ m})^2 = 13,82 \text{ kNm.}$$

Brandtiden er sat til den højest mulige værdi, hvor bæreevnen er ok. Ved tilfælde passer dette med 65 min hvor  $M_{Ed,\max,brand} \approx M_{Rd,brand}$ . Ved 66 min brand overskrides bæreevnen.

Nedenfor er momentbæreevnen i brand eftervist ved brug af BEF-regneark. Programmet er begrænset til mindst  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ , hvilket er korrigeret ved øget partialkoefficient på 1,33, da  $20 \text{ MPa} / 1,33 = 15 \text{ MPa}$ :

Bruger: <b>ACJ</b>										Bjælkeberregning <span style="float:right">Betonelement-Foreningen maj 2021</span>														
Sagsnavn: SAB Bellahøj					Sag nr.: 0					Forsydningssarmering bør vurderes nærmere !														
Bygningsdel: Dæktype 601					Dato: 2021-11-05																			
Emne: <b>Brandlaskombinationer</b>					Init: ACJ																			
										<b>Spændvidde</b> L: 4,24 m					<b>Tværsnit</b> h: 160 mm b: 1000 mm d_eff: 1000 mm									
<b>Momenter i kNm</b> M_Ed,max = 13,8 kNm < M_Rd										<b>Længdearmering</b> c' = 16 mm d (mm) c (mm) antal Tryklag t: 0 0 0 Trækklag 1: 0 0 0 Trækklag 2: 12 16 4,55														
<b>Lastparametre:</b> g [kN/m] q [kN/m] e [mm] x1 [m] x2 [m] Y_g Y_a psi_1 p1: 5,70 0,00 0,0 0,00 4,24 1,10 0,00 0,00 p2: 0,00 1,50 0,0 0,00 4,24 1,10 1,65 0,30 p3: 0,00 0,00 0,0 0,00 0,00 1,00 1,50 0,60										<b>Bøjler</b> d (mm) a (mm) cot theta Type 1: 7 250 2,50 Type 2: 7 250 2,50					<b>Partialkoefficienter</b> gamma_c: 1,33 gamma_s: 1,00					<b>Længdearmering</b> f_yk: 500 MPa f_yd: 500 MPa				
<b>P1</b> G [kN] Q [kN] e [mm] x1 [m] Y_g Y_a psi_1 0,00 0,00 0,0 0,00 0,00 1,00 1,50 0,60 <b>P2</b> 0,00 0,00 0,0 0,00 0,00 1,00 1,50 0,60 <b>P3</b> 0,00 0,00 0,0 0,00 0 1,00 1,50 0,60										<b>Beton</b> f_ck: 20 MPa f_cd: 15,0 MPa					<b>Bøjlearmering</b> f_yk: 235 MPa f_yd: 235 MPa									
<b>Jævn fordelt laste [kN/m]</b> p1 p2 p3 5,7 0,5 0,0										<b>Brand, tid:</b> 65 min Bund: JA Sider: NEJ					<b>Stalreduktioner</b> Tryklag t: 1,00 1,00 Trækklag 1: 1,00 1,00 Trækklag 2: 0,39 0,59 Bøjlearmering: 0,18									
<b>Punktlaste [kN]</b> P1 P2 P3 0 0 0										<b>Betonreduktioner</b> Randzone: 15 mm k_c,M: 1,00					<b>Momentkapacitet</b> M_Rd: 14,0 kNm Tilslag: Sesand / granit Stål: Bratkelet					<b>Forsydningsskapacitet</b> v/ trykbrud i krop: V_Rd,0: 436 kN v/ type 1 bøjler: V_Rd,1: 4 kN v/ type 2 bøjler: V_Rd,2: 4 kN				
<b>Regnm. værdi</b> p1 p2 p3 P1 P2 P3 5,7 0,5 0,0 0 0 0										<b>Kontrolparametre</b> M (kNm): 14,0 x (mm): 9,3 e_s (o/oo): 3,81 sigma_st (MPa): 194 z (mm): 140					<b>Forsydningsskapacitet</b> Forsydningsskapacitets største excentricitet, exc.: 0 mm Forankringskrav til hovedarmering over lejer, N_s: 16 kN									

Det ses at momentbæreevnen ved **65 min brand** er ok med:  $M_{Ed,max} = 13,8 \text{ kNm} < M_{Rd} = 14,0 \text{ kNm}$ .

Dette vurderes tæt nok på 60 min til at vurderingen af indspændingen med reduceret trykareal stadig er gældende.

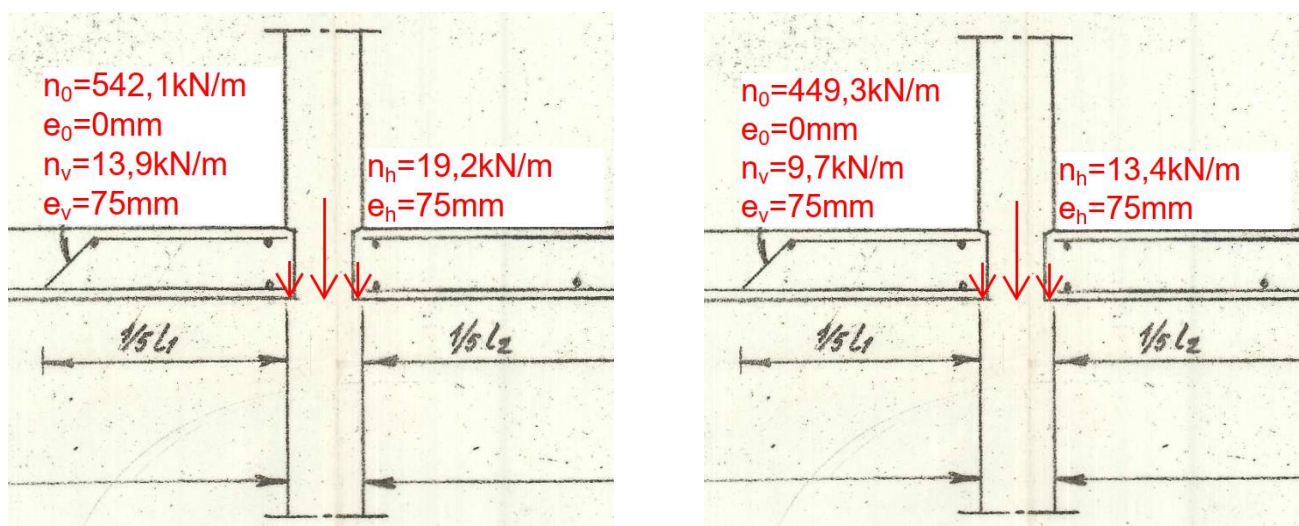
Fra brudberegningen ses at forskydningsstyrken er langt over lasten, og vurderes derfor ikke nødvendig at kontrollere i brand.

Hvis der ses helt bort fra indspændingen og dækspændet således sættes til det faktiske dækspænd på  $L=4,43 \text{ m}$  kan dækket holde i 61 min, jf. beregningen nedenfor:

Bruger: <b>ACJ</b>										Bjælkeberegning <b>Betonelement-Foreningen maj 2021</b>																																																																																																																			
Sagsnavn: SAB Bellahøj			Sag nr.: 0			Forskydningsarmering bør vurderes nærmere!																																																																																																																							
Bygningsdet: Dæktype 601			Dato: 2021-11-05																																																																																																																										
Emne: <b>Brandlastkombinationer</b>			Init: ACJ																																																																																																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Lastparamete.</th> <th>g [kN/m]</th> <th>q [kN/m]</th> <th>e [mm]</th> <th>x1 [m]</th> <th>x2 [m]</th> <th><math>\gamma_g</math></th> <th><math>\gamma_q</math></th> <th><math>\psi_1</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>p1</td> <td>5,70</td> <td>0,00</td> <td>0,0</td> <td>0,00</td> <td>4,43</td> <td>1,10</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> </tr> <tr> <td>p2</td> <td>0,00</td> <td>1,50</td> <td>0,0</td> <td>0,00</td> <td>4,43</td> <td>1,10</td> <td>1,65</td> <td>0,30</td> </tr> <tr> <td>p3</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,0</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>1,50</td> <td>0,60</td> </tr> </tbody> </table>										Lastparamete.	g [kN/m]	q [kN/m]	e [mm]	x1 [m]	x2 [m]	$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\psi_1$	p1	5,70	0,00	0,0	0,00	4,43	1,10	0,00	0,00	p2	0,00	1,50	0,0	0,00	4,43	1,10	1,65	0,30	p3	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	1,00	1,50	0,60																																																																																
Lastparamete.	g [kN/m]	q [kN/m]	e [mm]	x1 [m]	x2 [m]	$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\psi_1$																																																																																																																					
p1	5,70	0,00	0,0	0,00	4,43	1,10	0,00	0,00																																																																																																																					
p2	0,00	1,50	0,0	0,00	4,43	1,10	1,65	0,30																																																																																																																					
p3	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	1,00	1,50	0,60																																																																																																																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>G [kN]</th> <th>Q [kN]</th> <th>e [mm]</th> <th>x1 [m]</th> <th><math>\gamma_g</math></th> <th><math>\gamma_q</math></th> <th><math>\psi_1</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>P1</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,0</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>1,50</td> <td>0,60</td> </tr> <tr> <td>P2</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,0</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>1,50</td> <td>0,60</td> </tr> <tr> <td>P3</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,0</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>1,50</td> <td>0,60</td> </tr> </tbody> </table>											G [kN]	Q [kN]	e [mm]	x1 [m]	$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\psi_1$	P1	0,00	0,00	0,0	0,00	1,00	1,50	0,60	P2	0,00	0,00	0,0	0,00	1,00	1,50	0,60	P3	0,00	0,00	0,0	0,00	1,00	1,50	0,60																																																																																				
	G [kN]	Q [kN]	e [mm]	x1 [m]	$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\psi_1$																																																																																																																						
P1	0,00	0,00	0,0	0,00	1,00	1,50	0,60																																																																																																																						
P2	0,00	0,00	0,0	0,00	1,00	1,50	0,60																																																																																																																						
P3	0,00	0,00	0,0	0,00	1,00	1,50	0,60																																																																																																																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Regnm. værdi</th> <th colspan="3">Jævnt fordelte laste [kN/m]</th> <th colspan="3">Punktlaste [kN]</th> <th colspan="3">Kontrolparametre</th> </tr> <tr> <th>p<sub>1</sub></th> <th>p<sub>2</sub></th> <th>p<sub>3</sub></th> <th>P<sub>1</sub></th> <th>P<sub>2</sub></th> <th>P<sub>3</sub></th> <th>M (kNm)</th> <th>x (mm)</th> <th><math>\sigma_{st}</math> (MPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>5,7</td> <td>0,5</td> <td>0,0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>15,2</td> <td>10,1</td> <td>211</td> </tr> </tbody> </table>										Regnm. værdi	Jævnt fordelte laste [kN/m]			Punktlaste [kN]			Kontrolparametre			p <sub>1</sub>	p <sub>2</sub>	p <sub>3</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	M (kNm)	x (mm)	$\sigma_{st}$ (MPa)		5,7	0,5	0,0	0	0	0	15,2	10,1	211																																																																																							
Regnm. værdi	Jævnt fordelte laste [kN/m]			Punktlaste [kN]			Kontrolparametre																																																																																																																						
	p <sub>1</sub>	p <sub>2</sub>	p <sub>3</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	M (kNm)	x (mm)	$\sigma_{st}$ (MPa)																																																																																																																				
	5,7	0,5	0,0	0	0	0	15,2	10,1	211																																																																																																																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Spændvidde</th> <th colspan="2">Tværsnit</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>L</td> <td>4,43 m</td> <td>h</td> <td>160 mm</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>b</td> <td>1000 mm</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Længdearmering</td> <td>c' =</td> <td>16 mm</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>b<sub>eff</sub></td> <td>1000 mm</td> </tr> <tr> <td>Tryklag t</td> <td></td> <td>d (mm)</td> <td>c (mm)</td> </tr> <tr> <td>Trækklag 1</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Trækklag 2</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2">Bøjler</td> <td>d (mm)</td> <td>a (mm)</td> </tr> <tr> <td>Type 1</td> <td></td> <td>7</td> <td>250</td> </tr> <tr> <td>Type 2</td> <td></td> <td>7</td> <td>250</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Partiakoefficienter</td> <td colspan="2">Længdearmering</td> </tr> <tr> <td><math>\gamma_c</math></td> <td>1,33</td> <td><math>f_{yk}</math></td> <td>500 MPa</td> </tr> <tr> <td><math>\gamma_s</math></td> <td>1,00</td> <td><math>f_{yd}</math></td> <td>500 MPa</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Beton</td> <td colspan="2">Bøjlearmering</td> </tr> <tr> <td><math>f_{ck}</math></td> <td>20 MPa</td> <td><math>f_{yk}</math></td> <td>235 MPa</td> </tr> <tr> <td><math>f_{od}</math></td> <td>15,0 MPa</td> <td><math>f_{yd}</math></td> <td>235 MPa</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Brand, tid: 61 min</td> <td colspan="2">Stålrduktioner</td> </tr> <tr> <td>Bund:</td> <td>JA</td> <td><math>f_{sy,0} / f_{yk}</math></td> <td><math>E_{s,0} / E_s</math></td> </tr> <tr> <td>Sider:</td> <td>NEJ</td> <td>Tryklag t</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Betonreduktioner</td> <td>Trækklag 1:</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>Randzone:</td> <td>14 mm</td> <td>Trækklag 2:</td> <td>0,42</td> </tr> <tr> <td><math>k_{c,M}</math></td> <td>1,00</td> <td>Bøjlearmering:</td> <td>0,20</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Momentkapacitet</td> <td colspan="2">Forskydningskapacitet</td> </tr> <tr> <td><math>M_{Rd}</math></td> <td>15,2 kNm</td> <td>v/ trykbrud i krop:</td> <td><math>V_{Rd,0}</math></td> </tr> <tr> <td>Tilslag: Sæsand / granit</td> <td></td> <td>v/ type 1 bøjler:</td> <td><math>V_{Rd,1}</math></td> </tr> <tr> <td>Stål: Bratkalet</td> <td></td> <td>v/ type 2 bøjler:</td> <td><math>V_{Rd,2}</math></td> </tr> <tr> <td colspan="2">Forskydningskraftens største excentricitet, exc.:</td> <td colspan="2">0 mm</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Forankringskrav til hovedarmering over lejer, <math>N_b</math>:</td> <td colspan="2">17 kN</td> </tr> </tbody> </table>										Spændvidde		Tværsnit		L	4,43 m	h	160 mm			b	1000 mm	Længdearmering		c' =	16 mm			b <sub>eff</sub>	1000 mm	Tryklag t		d (mm)	c (mm)	Trækklag 1				Trækklag 2				Bøjler		d (mm)	a (mm)	Type 1		7	250	Type 2		7	250	Partiakoefficienter		Længdearmering		$\gamma_c$	1,33	$f_{yk}$	500 MPa	$\gamma_s$	1,00	$f_{yd}$	500 MPa	Beton		Bøjlearmering		$f_{ck}$	20 MPa	$f_{yk}$	235 MPa	$f_{od}$	15,0 MPa	$f_{yd}$	235 MPa	Brand, tid: 61 min		Stålrduktioner		Bund:	JA	$f_{sy,0} / f_{yk}$	$E_{s,0} / E_s$	Sider:	NEJ	Tryklag t	1,00	Betonreduktioner		Trækklag 1:	1,00	Randzone:	14 mm	Trækklag 2:	0,42	$k_{c,M}$	1,00	Bøjlearmering:	0,20	Momentkapacitet		Forskydningskapacitet		$M_{Rd}$	15,2 kNm	v/ trykbrud i krop:	$V_{Rd,0}$	Tilslag: Sæsand / granit		v/ type 1 bøjler:	$V_{Rd,1}$	Stål: Bratkalet		v/ type 2 bøjler:	$V_{Rd,2}$	Forskydningskraftens største excentricitet, exc.:		0 mm		Forankringskrav til hovedarmering over lejer, $N_b$ :		17 kN	
Spændvidde		Tværsnit																																																																																																																											
L	4,43 m	h	160 mm																																																																																																																										
		b	1000 mm																																																																																																																										
Længdearmering		c' =	16 mm																																																																																																																										
		b <sub>eff</sub>	1000 mm																																																																																																																										
Tryklag t		d (mm)	c (mm)																																																																																																																										
Trækklag 1																																																																																																																													
Trækklag 2																																																																																																																													
Bøjler		d (mm)	a (mm)																																																																																																																										
Type 1		7	250																																																																																																																										
Type 2		7	250																																																																																																																										
Partiakoefficienter		Længdearmering																																																																																																																											
$\gamma_c$	1,33	$f_{yk}$	500 MPa																																																																																																																										
$\gamma_s$	1,00	$f_{yd}$	500 MPa																																																																																																																										
Beton		Bøjlearmering																																																																																																																											
$f_{ck}$	20 MPa	$f_{yk}$	235 MPa																																																																																																																										
$f_{od}$	15,0 MPa	$f_{yd}$	235 MPa																																																																																																																										
Brand, tid: 61 min		Stålrduktioner																																																																																																																											
Bund:	JA	$f_{sy,0} / f_{yk}$	$E_{s,0} / E_s$																																																																																																																										
Sider:	NEJ	Tryklag t	1,00																																																																																																																										
Betonreduktioner		Trækklag 1:	1,00																																																																																																																										
Randzone:	14 mm	Trækklag 2:	0,42																																																																																																																										
$k_{c,M}$	1,00	Bøjlearmering:	0,20																																																																																																																										
Momentkapacitet		Forskydningskapacitet																																																																																																																											
$M_{Rd}$	15,2 kNm	v/ trykbrud i krop:	$V_{Rd,0}$																																																																																																																										
Tilslag: Sæsand / granit		v/ type 1 bøjler:	$V_{Rd,1}$																																																																																																																										
Stål: Bratkalet		v/ type 2 bøjler:	$V_{Rd,2}$																																																																																																																										
Forskydningskraftens største excentricitet, exc.:		0 mm																																																																																																																											
Forankringskrav til hovedarmering over lejer, $N_b$ :		17 kN																																																																																																																											

## 6 Bilag B Bæreevneberegning på indvendig uarmeret væg

V6 udvælges til gennemregning, da V6 kun er 17cm bred, og samtidigt er repræsentativ for flere vægge. V16 og V19 har således samme tykkelse og lastopland som V6. Væggens forventede normmæssige sikkerhed under en brand eftervises jf. DS/EN1992-1-1 og DS/EN1992-1-2 inkl. danske nationale annekser. Da bæreevnen i brandtilfældet er hængt op på bæreevnen af væggen i kold tilstand via  $\mu_{fi}$ , eftervises den kolde bæreevne først. Det antages at væggen er belastet jævnt over nedenstående skitser. Til venstre ses lasterne på oversiden af kældervæggen i kold tilstand og til højre ses ditto for brandlasttilfældet.



Lasternes excentricitet (i kold tilstand) bliver samlet set  $e_0 = \frac{542 \cdot 0 + 13,9 \cdot 0 + 19,2 \cdot 75}{542 + 13,9 + 19,2} = 2,5 \text{ mm}$  idet excentriciteten fra det mindste dækspænd på den sikre side ikke tages i regning. Dette vurderes dog ikke at have nogen nævneværdig betydning for beregningsresultatet.

Lasterne er fundet i BEF's lastnedføringsark, ved at indtaste 13 etager plus kælder, med egenvægt og hhv. 3,25m/4,5m dækspænd, se nedenfor.

Væggen eftervises i brudgrænsetilstanden ved hjælp af afsnit 12.6.5.2(1) i DS/EN 1992-1-1.

Ud over den ovenfor viste last-excentricitet, tages højde for excentriciteter fra geometriske imperfektioner ved at tilføje en yderligere excentricitet på  $e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{2800 \text{ mm}}{400} = 7,0 \text{ mm}$ .

Den samlede excentricitet i brudgrænsetilstanden bliver således

$$e_{tot} = e_0 + e_i = 2,5 \text{ mm} + 7,0 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

For en  $h_w = 170 \text{ mm}$  tyk væg, med  $f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$  og  $\gamma_c = 1,6$  fås

$$\begin{aligned} \Phi &= 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w}\right) - 0,02 \cdot \frac{l_0}{h_w} = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{10 \text{ mm}}{170 \text{ mm}}\right) - 0,02 \cdot \frac{2800 \text{ mm}}{170 \text{ mm}} = 0,676 \\ N_{Rd} &= b \cdot h_w \cdot f_{cd,pl} \cdot \Phi = 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} \cdot 170 \text{ mm} \cdot \frac{19,2 \text{ MPa}}{1,6} \cdot 0,676 = 1380 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ \Rightarrow \mu_{fi} &= \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} = \frac{449,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 9,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 13,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{1380 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 0,34 \end{aligned}$$

Bruger: RAPO		Sagsnr.: Sag nr.:		Lastnedføring - 15 etager		Betonelement-Foreningen maj 2021																																	
Sagsnavn: V6 (17cm, uarmeret)		Dato: JEMA		Egen vægt, $\gamma_{G,rap} = 1,00$		$\gamma_{G,inf} = 0,90$																																	
Bygningsdel: Vedvarende dimensioneringstilstand, 6.10b		Init: JEMA		Konsekvensklasse: $K_{VI} = 1,10$																																			
				<table border="1"> <tr> <th colspan="2">Fladelaste (kNm<sup>2</sup>)</th> <th><math>q_k</math></th> <th><math>q_{HL,k}</math></th> <th><math>q_k</math></th> <th><math>\psi_1</math></th> <th><math>\psi_2</math></th> <th>Kategori</th> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>Tagflade, sne</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>N</td> </tr> <tr> <td>F1</td> <td>Tagflade, sne</td> <td>4,00</td> <td>1,50</td> <td>0,80</td> <td>1,50</td> <td>0,30</td> <td>N</td> </tr> <tr> <td>F2</td> <td>Boligarealer</td> <td>4,00</td> <td>1,50</td> <td>1,50</td> <td>1,50</td> <td>0,50</td> <td>A</td> </tr> </table>				Fladelaste (kNm <sup>2</sup> )		$q_k$	$q_{HL,k}$	$q_k$	$\psi_1$	$\psi_2$	Kategori	F0	Tagflade, sne	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N	F1	Tagflade, sne	4,00	1,50	0,80	1,50	0,30	N	F2	Boligarealer	4,00	1,50	1,50	1,50	0,50	A
Fladelaste (kNm <sup>2</sup> )		$q_k$	$q_{HL,k}$	$q_k$	$\psi_1$	$\psi_2$	Kategori																																
F0	Tagflade, sne	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N																																
F1	Tagflade, sne	4,00	1,50	0,80	1,50	0,30	N																																
F2	Boligarealer	4,00	1,50	1,50	1,50	0,50	A																																
<table border="1"> <tr> <th colspan="2">Linielaste (kN/m)</th> <th><math>q_k</math></th> <th><math>q_{HL,k}</math></th> <th><math>q_k</math></th> <th><math>\psi_1</math></th> <th><math>\psi_2</math></th> <th>Kategori</th> </tr> <tr> <td>L0</td> <td></td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>L1</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>A</td> </tr> <tr> <td>L2</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>D</td> </tr> </table>				Linielaste (kN/m)		$q_k$	$q_{HL,k}$	$q_k$	$\psi_1$	$\psi_2$	Kategori	L0		0,00	0,00	0,00				L1							A	L2							D				
Linielaste (kN/m)		$q_k$	$q_{HL,k}$	$q_k$	$\psi_1$	$\psi_2$	Kategori																																
L0		0,00	0,00	0,00																																			
L1							A																																
L2							D																																
Etage		Egen vægt i bærelinie		Laste på venstre dækfelt				Laste på højre dækfelt				maksimalværdier			reducerede værdier			minimalværdier																					
		$q_k$	$q_{HL,k}$	$L_v$	Fladelast	Linielast	$s_v$	$L_h$	Fladelast	Linielast	$s_h$	$n_v$	$n_o$	$n_h$	$n_v$	$n_o$	$n_h$	$n_v$	$n_o$	$n_h$																			
		(kN/m)	(kN/m)	(m)			(m)	(m)			(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)																			
-	Tag	0,00	0,00	0,00	F1	L0	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0																			
12. sal	11. sal	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F1	L0	0,00	12,0	12,4	16,6	10,5	12,4	14,5	5,9	10,1	8,1																			
10. sal	9. sal	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F2	L0	0,00	13,9	95,2	19,2	11,8	90,4	16,4	5,9	58,3	8,1																			
8. sal	7. sal	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F2	L0	0,00	13,9	135,8	19,2	11,8	131,0	16,4	5,9	82,4	8,1																			
6. sal	5. sal	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F2	L0	0,00	13,9	176,4	19,2	11,8	171,6	16,4	5,9	106,5	8,1																			
4. sal	3. sal	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F2	L0	0,00	13,9	217,1	19,2	11,8	212,3	16,4	5,9	130,6	8,1																			
2. sal	1. sal	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F2	L0	0,00	13,9	257,7	19,2	11,8	252,9	16,4	5,9	154,7	8,1																			
Stue	Kld.	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F2	L0	0,00	13,9	298,3	19,2	11,8	293,5	16,4	5,9	178,7	8,1																			
												13,9	338,9	19,2	11,8	334,2	16,4	5,9	202,8	8,1																			
												13,9	379,6	19,2	11,8	374,8	16,4	5,9	226,9	8,1																			
												13,9	420,2	19,2	11,8	415,4	16,4	5,9	251,0	8,1																			
												13,9	460,8	19,2	11,8	456,0	16,4	5,9	275,1	8,1																			
												13,9	501,5	19,2	11,8	496,7	16,4	5,9	299,2	8,1																			
												13,9	542,1	19,2	11,8	537,3	16,4	5,9	323,3	8,1																			
													570,3			565,5				337,2																			

Bruger: RAPO		Sagsnr.: Sag nr.:		Lastnedføring - 15 etager		Betonelement-Foreningen maj 2021																																																																																									
Sagsnavn: V6 (17cm, uarmeret)		Dato: JEMA		Egen vægt, $\gamma_{G,rap} = 1,00$		$\gamma_{G,inf} = 1,00$																																																																																									
Bygningsdel: Branddimensioneringstilstande		Init: JEMA		Konsekvensklasse: $K_{VI} = 1,00$																																																																																											
				<table border="1"> <tr> <th colspan="2">Fladelaste (kNm<sup>2</sup>)</th> <th><math>q_k</math></th> <th><math>q_{HL,k}</math></th> <th><math>q_k</math></th> <th><math>\psi_1</math></th> <th><math>\psi_2</math></th> <th>Kategori</th> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>Tagflade, sne</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>N</td> </tr> <tr> <td>F1</td> <td>Tagflade, sne</td> <td>4,00</td> <td>1,50</td> <td>0,80</td> <td>0,20</td> <td>0,00</td> <td>N</td> </tr> <tr> <td>F2</td> <td>Boligarealer</td> <td>4,00</td> <td>1,50</td> <td>1,50</td> <td>0,30</td> <td>0,20</td> <td>A</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,80</td> <td>0,50</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,80</td> <td>0,50</td> <td>D</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,40</td> <td>0,20</td> <td>B</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,40</td> <td>0,20</td> <td>G</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,80</td> <td>0,50</td> <td>F</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,80</td> <td>0,50</td> <td>D</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,30</td> <td>0,20</td> <td>A</td> </tr> </table>				Fladelaste (kNm <sup>2</sup> )		$q_k$	$q_{HL,k}$	$q_k$	$\psi_1$	$\psi_2$	Kategori	F0	Tagflade, sne	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N	F1	Tagflade, sne	4,00	1,50	0,80	0,20	0,00	N	F2	Boligarealer	4,00	1,50	1,50	0,30	0,20	A	0	0	0,00	0,00	0,00	0,80	0,50	C	0	0	0,00	0,00	0,00	0,80	0,50	D	0	0	0,00	0,00	0,00	0,40	0,20	B	0	0	0,00	0,00	0,00	0,40	0,20	G	0	0	0,00	0,00	0,00	0,80	0,50	F	0	0	0,00	0,00	0,00	0,80	0,50	D	0	0	0,00	0,00	0,00	0,30	0,20	A
Fladelaste (kNm <sup>2</sup> )		$q_k$	$q_{HL,k}$	$q_k$	$\psi_1$	$\psi_2$	Kategori																																																																																								
F0	Tagflade, sne	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N																																																																																								
F1	Tagflade, sne	4,00	1,50	0,80	0,20	0,00	N																																																																																								
F2	Boligarealer	4,00	1,50	1,50	0,30	0,20	A																																																																																								
0	0	0,00	0,00	0,00	0,80	0,50	C																																																																																								
0	0	0,00	0,00	0,00	0,80	0,50	D																																																																																								
0	0	0,00	0,00	0,00	0,40	0,20	B																																																																																								
0	0	0,00	0,00	0,00	0,40	0,20	G																																																																																								
0	0	0,00	0,00	0,00	0,80	0,50	F																																																																																								
0	0	0,00	0,00	0,00	0,80	0,50	D																																																																																								
0	0	0,00	0,00	0,00	0,30	0,20	A																																																																																								
<table border="1"> <tr> <th colspan="2">Linielaste (kN/m)</th> <th><math>q_k</math></th> <th><math>q_{HL,k}</math></th> <th><math>q_k</math></th> <th><math>\psi_1</math></th> <th><math>\psi_2</math></th> <th>Kategori</th> </tr> <tr> <td>L0</td> <td></td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>L1</td> <td></td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,30</td> <td>0,20</td> <td>A</td> </tr> <tr> <td>L2</td> <td></td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,80</td> <td>0,50</td> <td>D</td> </tr> </table>				Linielaste (kN/m)		$q_k$	$q_{HL,k}$	$q_k$	$\psi_1$	$\psi_2$	Kategori	L0		0,00	0,00	0,00				L1		0,00	0,00	0,00	0,30	0,20	A	L2		0,00	0,00	0,00	0,80	0,50	D																																																												
Linielaste (kN/m)		$q_k$	$q_{HL,k}$	$q_k$	$\psi_1$	$\psi_2$	Kategori																																																																																								
L0		0,00	0,00	0,00																																																																																											
L1		0,00	0,00	0,00	0,30	0,20	A																																																																																								
L2		0,00	0,00	0,00	0,80	0,50	D																																																																																								
Etage		Egen vægt i bærelinie		Laste på venstre dækfelt				Laste på højre dækfelt				maksimalværdier			reducerede værdier			minimalværdier																																																																													
		$q_k$	$q_{HL,k}$	$L_v$	Fladelast	Linielast	$s_v$	$L_h$	Fladelast	Linielast	$s_h$	$n_v$	$n_o$	$n_h$	$n_v$	$n_o$	$n_h$	$n_v$	$n_o$	$n_h$																																																																											
		(kN/m)	(kN/m)	(m)			(m)	(m)			(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)																																																																											
-	Tag	0,00	0,00	0,00	F1	L0	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0																																																																											
12. sal	11. sal	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F1	L0	0,00	9,2	11,3	12,7	8,9	11,3	12,4	6,5	11,3	9,0																																																																											
10. sal	9. sal	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F2	L0	0,00	9,7	44,5	13,4	9,4	43,8	13,1	6,5	38,0	9,0																																																																											
8. sal	7. sal	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F2	L0	0,00	9,7	78,2	13,4	9,4	77,6	13,1	6,5	64,8	9,0																																																																											
6. sal	5. sal	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F2	L0	0,00	9,7	111,9	13,4	9,4	111,3	13,1	6,5	91,6	9,0																																																																											
4. sal	3. sal	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F2	L0	0,00	9,7	145,7	13,4	9,4	145,1	13,1	6,5	118,3	9,0																																																																											
2. sal	1. sal	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F2	L0	0,00	9,7	179,4	13,4	9,4	178,8	13,1	6,5	145,1	9,0																																																																											
Stue	Kld.	11,26	0,00	3,25	F2	L0	0,00	4,50	F2	L0	0,00	9,7	213,1	13,4	9,4	212,5	13,1	6,5	171,8	9,0																																																																											
												9,7	246,9	13,4	9,4	246,3	13,1	6,5	198,6	9,0																																																																											
												9,7	280,6	13,4	9,4	280,0	13,1	6,5	225,4	9,0																																																																											
												9,7	314,4	13,4	9,4	313,7	13,1	6,5	252,1	9,0																																																																											
												9,7	348,1	13,4	9,4	347,5	13,1	6,5	278,9	9,0																																																																											
												9,7	381,8	13,4	9,4	381,2	13,1	6,5	305,7	9,0																																																																											
												9,7	415,6	13,4	9,4	415,0	13,1	6,5	332,4	9,0																																																																											
												9,7	449,3	13,4	9,4	448,7	13,1	6,5	359,2	9,0																																																																											
													471,8			471,2				374,7																																																																											

Med 34% udnyttelse af den kolde bæreevne i brandtilfældet, haves iht. DS/EN 1992-1-2 Tabel 5.4, idet der aflæses for en 35% udnyttelse:

**Tabel 5.4 – Mindste dimensioner og centerafstande for bærende betonvægge**

Standard brand-modstandsevne	Mindste dimensioner (mm)			
	Vægtykkelse/centerafstand for			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Væg brandpåvirket på én side	Væg brandpåvirket på to sider	Væg brandpåvirket på én side	Væg brandpåvirket på to sider
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

\* Normalt vil det dæklag, der kræves ifølge EN 1992-1-1, være bestemmende.  
NOTE – For definition af  $\mu_{fi}$  se 5.3.2(3).

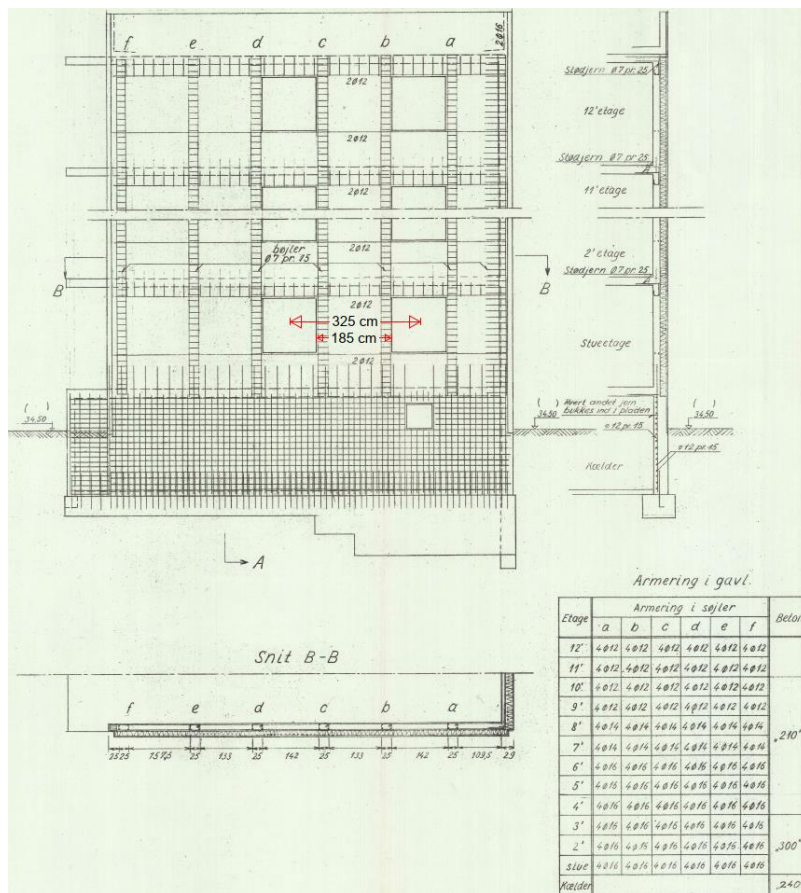
Det ses således at V6 overholder 120min brand-kravet (REI120), med en tykkelse  $h_w = 170mm \geq 160mm$ . Kravet til centerafstand for armering er ikke relevant for uarmerede vægge.

På 4.-9. etage reduceres betonstyrken til "beton 210", mens lasten også reduceres en anelse. Udnyttelsen af den kolde bæreevne i brand,  $\mu_{fi}$ , bliver dog skønmæssigt større end 0,35 på de nederste af etagerne, hvorfor væggenes brandmæssige bæreevne findes af kolonne 5 i tabel 5.4 (ovenfor). Det betyder at væggene generelt kun kan overholde et 90min brandkrav (REI90) på disse etager.

Det bemærkes at facadernes bagmure, som har  $h_w = 100mm$  ikke kan eftervises at have større brandmæssig bæreevne end REI30 svarende til at bæreevnen er bevaret under en 30min standardbrand.

## 7 Bilag C Bæreevneberegning på gavlvæg

Gavlvæggene er armeret, principielt som vist herunder.



Vægsøjlen mellem vinduerne undersøges i stue-etagen. Der antages (lidt på den sikre side) en vægbredde på 1,6m, mens lastoplandet svarer til center-center afstanden mellem vinduerne (3,25m). Nedenfor er lastnedføring, lastopstilling og væg-eftervisning udført i BEF's standard-regneark.

Jævnfør tabellen ovenfor er der regnet med  $2 \times 4\text{Ø}16$ , og betonstyrken er "beton 300", svarende til en karakteristisk styrke på  $f_{ck} = 0,64 \cdot 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 19,2\text{MPa}$ . Da BEF's beregningsark ikke tillader betonstyrken sat til mindre end 20MPa, sættes  $f_{ck} = 20\text{MPa}$  og  $\gamma_c = 1,51$ , således at  $\frac{20\text{MPa}}{1,51} = 13,2\text{MPa} \approx \frac{19,2\text{MPa}}{1,45} = 13,2\text{MPa}$ . Rundjernsarmeringen indtastes med en karakteristisk flydespænding på  $f_{yk} = 235\text{MPa}$ .





JEMA		Betonelement-Foreningen maj 2021			
Sag:	Nr.:	Væglaste			
Emne:	Init:	Resultierende lasttilfælde, lodrette lastandele			
<p>Las bredde</p> <p>Las tredøringskema</p> <p>Lodrette laste fra lastnedføringskema</p> <p>Største maks imalværdier</p> <p>Største reduc. værdier</p> <p>Mindeste minimalværdier</p> <p>Tværfaste i hovedtilfælde</p> <p>Fladlaste på væg:</p> <p>Maks imal tværlast</p> <p>Reduc. tværlast</p> <p>Resultierende tværlaste på vægside:</p> <p>Maks imal tværlast, <math>w_{max}</math></p> <p>Reduc. tværlast, <math>w_{reduc}</math></p>		<p>B1 = 3,25 m</p> <p><math>n_v</math> (kN/m) 18,3</p> <p><math>n_0</math> (kN/m) 403,4</p> <p><math>n_h</math> (kN/m) 0,0</p> <p>0,84</p> <p>0,25</p> <p>2,73</p> <p>0,82</p>			
<p>Note: Det er antaget at vindlasten på gavlen er 70% af det samlede vindtryk/sug jf SOH-notat.</p>		<p>Resultierende tillæg til lodret last</p> <p>0,0</p>			

Figur 7.1. Lastopstilling på væg i kold tilstand. Det ses at hovedtilfælde I-b er dimensionsgivende.

JEMA		Betonelement-Foreningen maj 2021			
Sag:	Nr.:	Væglaste			
Emne:	Init:	Resultierende lasttilfælde, lodrette lastandele			
		A: Min $N_1$ + min $N_0$ + min $N_2$ → max $N_2$ B: Reduc $N_1$ + min $N_0$ + min $N_2$ C: Reduc $N_1$ + reduc $N_0$ + min $N_2$ D: Reduc $N_1$ + reduc $N_0$ + reduc $N_2$ E: Max $N_1$ + min $N_0$ + min $N_2$ F: Max $N_1$ + reduc $N_0$ + min $N_2$ G: Max $N_1$ + reduc $N_0$ + max $N_2$ H: Max $N_1$ + max $N_0$ + min $N_2$ I: Max $N_1$ + max $N_0$ + max $N_2$			
		A: Min $N_1$ + min $N_0$ + min $N_2$ B: Reduc $N_1$ + min $N_0$ + min $N_2$ C: Reduc $N_1$ + reduc $N_0$ + min $N_2$ D: Reduc $N_1$ + reduc $N_0$ + reduc $N_2$ E: Max $N_1$ + min $N_0$ + min $N_2$ F: Max $N_1$ + reduc $N_0$ + min $N_2$ G: Max $N_1$ + reduc $N_0$ + max $N_2$ H: Max $N_1$ + max $N_0$ + min $N_2$ I: Max $N_1$ + max $N_0$ + max $N_2$			
Sag: JEMA Emne: Væglaste		B1 = 3,25 m		N <sub>1</sub> (kN) N <sub>0</sub> (kN) N <sub>2</sub> (kN)	
<b>Las bredde</b> <b>Las treføringskema</b> <b>Lodrette laste fra lastnedføringskema</b>		$n_v$ (kN/m) $n_0$ (kN/m) $n_h$ (kN/m)		0 968 0 968 28 28 28 28 41 1118 41 1118 41 1118 42 968 42 1118 42 1118 42 1119 42 1119	
Største maksimalværdier Største reduc. værdier Mindste minimalværdier		$n_v$ 12,8 $n_0$ 344,3 $n_h$ 0,0		0 28 41 1118 41 1118 42 968 42 1118 42 1118 42 1119 42 1119	
<b>Tværrlaste i hovedtilfælde</b> Fladelaste på væg: Maks imal tværlast Reduc. tværlast		I - a (kN/m <sup>2</sup> ) I - b (kN/m <sup>2</sup> )		fra vindlast: reduc. $\Delta n_0$ (kN/m) max $\Delta n_0$ (kN/m)	
Resultierende tværlaste på vægsside: Maks imal tværlast, $W_{max}$ Reduc. tværlast, $W_{reduc}$		0,17 0,17 0,00 0,00 (kN/m) 0,55 0,55 0,00 0,00		fra masselast: reduc. $\Delta n_0$ (kN/m) max $\Delta n_0$ (kN/m)	
Note: Det er antaget at vindlasten på gavlen er 70% af det samlede vindtryk/sug jf. SOH-notat.		0,0 0,0		0,0 0,0	

Figur 7.2. Lastopstilling på væg i brandlasttilfældet. Det vurderes at hovedtilfælde I-b er dimensionsgivende.

Bruger: <b>JEMA</b>	Sagsnr.: <b>Sag nr.:</b>		Vægberegning		Betonelement-Foreningen maj 2021																																																																																																																																																			
Sagsnavn: <b>Normale lastkombinationer</b>	Bygningsdel: <b>Erme:</b>		Dato: <b>Int.:</b>																																																																																																																																																					
			<b>Materialer</b> $f_{yk}$ 20 MPa $f_{yk}$ 235 MPa $\gamma_c$ 1,51 $\gamma_s$ 1,20		<b>Regningsmæssige parametre</b> $f_{cd}$ 13,2 MPa $f_{cd}$ 196 MPa $E_{cd}$ 19837 MPa																																																																																																																																																			
			<b>Søjlelængde</b> $L_{s,2}$ 2800 mm <b>Tværsnit</b> $h$ 150 mm $b$ 1600 mm $c$ 18 mm		<b>Krybetal</b> $\phi_H$ 50% $t_b$ 28 døg $\phi_o$ 3,05 $M_{OE,eq}/M_{OE,d}$ 0,90 $M_{OE,ef}$ 2,75 Hvis væggen kun forsynes med ét lag armering, skal det være træklaget.																																																																																																																																																			
			<b>Trykarm.</b> $d_t$ 16 mm Antal 4,00 <b>Trækarm.</b> $d_t$ 16 mm Antal 4,00		<b>Anvendelsestilstand</b> I anvendelsestilstand skønnes $\alpha$ til en passende værdi afhængig af forholdet mellem lang- og kort-tidslast: $\alpha_{avr.} = 20$		<b>Kritisk last (central)</b> $\sigma_{crd}$ 10,32 MPa $\phi_c$ 0,34% $\phi_t$ 0,34% $N_{cr}$ 2645 kN																																																																																																																																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Kontrolparametre</th> <th colspan="6">Brudlasttilfælde</th> <th>Anv. - tilfælde</th> </tr> <tr> <th></th> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> <th>D</th> <th>E</th> <th>F</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>N_{Ed}</math> (kN)</td> <td>897</td> <td>923</td> <td>1353</td> <td>1353</td> <td>932</td> <td>1362</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td><math>M_{OE,d}</math> (kNm)</td> <td>10</td> <td>12</td> <td>15</td> <td>15</td> <td>11</td> <td>14</td> <td>0,0</td> </tr> <tr> <td><math>M_{OE,d}</math> (kNm)</td> <td>33</td> <td>32</td> <td>20</td> <td>20</td> <td>32</td> <td>20</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td><math>u</math> (mm)</td> <td>23,8</td> <td>24,2</td> <td>25,5</td> <td>25,5</td> <td>24,4</td> <td>25,3</td> <td>0,0</td> </tr> <tr> <td><math>W_k</math> (mm)</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>urevnet</td> </tr> <tr> <td><math>\epsilon_0 (1+\phi)</math> (o/oo)</td> <td>0,78</td> <td>0,80</td> <td>1,01</td> <td>1,01</td> <td>0,81</td> <td>1,01</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td><math>\sigma_{cd}</math> (MPa)</td> <td>9,9</td> <td>10,0</td> <td>11,2</td> <td>11,2</td> <td>10,1</td> <td>11,2</td> <td>0,0</td> </tr> <tr> <td><math>\sigma_{st}</math> (MPa)</td> <td>196</td> <td>196</td> <td>104</td> <td>104</td> <td>196</td> <td>100</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td><math>\sigma_{sc}</math> (MPa)</td> <td>196</td> <td>196</td> <td>196</td> <td>196</td> <td>196</td> <td>196</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td><math>x</math> (mm)</td> <td>96</td> <td>97</td> <td>116</td> <td>116</td> <td>98</td> <td>117</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table>			Kontrolparametre	Brudlasttilfælde						Anv. - tilfælde		A	B	C	D	E	F		$N_{Ed}$ (kN)	897	923	1353	1353	932	1362	0	$M_{OE,d}$ (kNm)	10	12	15	15	11	14	0,0	$M_{OE,d}$ (kNm)	33	32	20	20	32	20	-	$u$ (mm)	23,8	24,2	25,5	25,5	24,4	25,3	0,0	$W_k$ (mm)	-	-	-	-	-	-	urevnet	$\epsilon_0 (1+\phi)$ (o/oo)	0,78	0,80	1,01	1,01	0,81	1,01	-	$\sigma_{cd}$ (MPa)	9,9	10,0	11,2	11,2	10,1	11,2	0,0	$\sigma_{st}$ (MPa)	196	196	104	104	196	100	0	$\sigma_{sc}$ (MPa)	196	196	196	196	196	196	0	$x$ (mm)	96	97	116	116	98	117	-	<b>Brudlasttilfælde</b> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th><math>N_1</math> (kN)</th> <th><math>N_0</math> (kN)</th> <th><math>N_2</math> (kN)</th> <th><math>w</math> (kN/m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>A</td><td>25</td><td>872</td><td>0</td><td>2,73</td></tr> <tr><td>B</td><td>51</td><td>872</td><td>0</td><td>2,73</td></tr> <tr><td>C</td><td>51</td><td>1302</td><td>0</td><td>2,73</td></tr> <tr><td>D</td><td>51</td><td>1302</td><td>0</td><td>2,73</td></tr> <tr><td>E</td><td>59</td><td>872</td><td>0</td><td>0,82</td></tr> <tr><td>F</td><td>59</td><td>1302</td><td>0</td><td>0,82</td></tr> <tr><td>G</td><td>59</td><td>1302</td><td>0</td><td>0,82</td></tr> <tr><td>H</td><td>59</td><td>1311</td><td>0</td><td>0,82</td></tr> <tr><td>I</td><td>59</td><td>1311</td><td>0</td><td>0,82</td></tr> </tbody> </table>			$N_1$ (kN)	$N_0$ (kN)	$N_2$ (kN)	$w$ (kN/m)	A	25	872	0	2,73	B	51	872	0	2,73	C	51	1302	0	2,73	D	51	1302	0	2,73	E	59	872	0	0,82	F	59	1302	0	0,82	G	59	1302	0	0,82	H	59	1311	0	0,82	I	59	1311	0	0,82	<b>Anvendelsestilfælde:</b> Excentriciteter (mm): 65 7 0	
Kontrolparametre	Brudlasttilfælde						Anv. - tilfælde																																																																																																																																																	
	A	B	C	D	E	F																																																																																																																																																		
$N_{Ed}$ (kN)	897	923	1353	1353	932	1362	0																																																																																																																																																	
$M_{OE,d}$ (kNm)	10	12	15	15	11	14	0,0																																																																																																																																																	
$M_{OE,d}$ (kNm)	33	32	20	20	32	20	-																																																																																																																																																	
$u$ (mm)	23,8	24,2	25,5	25,5	24,4	25,3	0,0																																																																																																																																																	
$W_k$ (mm)	-	-	-	-	-	-	urevnet																																																																																																																																																	
$\epsilon_0 (1+\phi)$ (o/oo)	0,78	0,80	1,01	1,01	0,81	1,01	-																																																																																																																																																	
$\sigma_{cd}$ (MPa)	9,9	10,0	11,2	11,2	10,1	11,2	0,0																																																																																																																																																	
$\sigma_{st}$ (MPa)	196	196	104	104	196	100	0																																																																																																																																																	
$\sigma_{sc}$ (MPa)	196	196	196	196	196	196	0																																																																																																																																																	
$x$ (mm)	96	97	116	116	98	117	-																																																																																																																																																	
	$N_1$ (kN)	$N_0$ (kN)	$N_2$ (kN)	$w$ (kN/m)																																																																																																																																																				
A	25	872	0	2,73																																																																																																																																																				
B	51	872	0	2,73																																																																																																																																																				
C	51	1302	0	2,73																																																																																																																																																				
D	51	1302	0	2,73																																																																																																																																																				
E	59	872	0	0,82																																																																																																																																																				
F	59	1302	0	0,82																																																																																																																																																				
G	59	1302	0	0,82																																																																																																																																																				
H	59	1311	0	0,82																																																																																																																																																				
I	59	1311	0	0,82																																																																																																																																																				

Figur 7.3. Eftervisning af gavlvæggen i kold tilstand.

Bruger: <b>JEMA</b>	Sagsnr.: <b>Sag nr.:</b>		Vægberegning		Betonelement-Foreningen maj 2021																																																																																																																																																			
Sagsnavn: <b>Brandlastkombinationer</b>	Bygningsdel: <b>Erme:</b>		Dato: <b>Int.:</b>																																																																																																																																																					
			<b>Materialer</b> $f_{yk}$ 20 MPa $f_{yk}$ 235 MPa $\gamma_c$ 1,04 $\gamma_s$ 1,00		<b>Regningsmæssige parametre</b> $f_{cd}$ 19,2 MPa $f_{y,drak}$ 77 MPa $f_{y,drak}$ 235 MPa																																																																																																																																																			
			<b>Søjlelængde</b> $L_{s,kold}$ 2800 mm <b>Tværsnit</b> $h$ 150 mm $b$ 1600 mm $c$ 18 mm		<b>Krybning</b> $\phi_o$ 3,05 $M_{OE,eq}/M_{OE,d}$ 1,00 $\phi_{ef}$ 3,05 Udbøjningstillæg fra krybning: $\Delta U_{krybning}$ 1,9 mm																																																																																																																																																			
			<b>Trykarm.</b> $d_t$ 16 mm Antal 4,00 <b>Trækarm.</b> $d_t$ 16 mm Antal 4,00		<b>Reduktionsparametre</b> Randzone: $a$ 31 mm Beton: $k_{cM}$ 1,00 Trykarm: $f_{yk,s}/f_{yk}$ 0,33 $E_{s,s}/E_s$ 0,55 Trækarm: $f_{yk,s}/f_{yk}$ 1,00 $E_{s,s}/E_s$ 1,00																																																																																																																																																			
			<b>Brandpåvirkning, tid:</b> 90 min Brand, trykside JA Brand, træsidside NEJ		<b>Tilslag:</b> Kvartsholdigt Stål: Bratkølet																																																																																																																																																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Kontrolparametre</th> <th colspan="6">Brandlasttilfælde</th> <th>Ref.-last</th> </tr> <tr> <th></th> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> <th>D</th> <th>E</th> <th>H</th> <th>A</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>N_{Ed}</math> (kN)</td> <td>997</td> <td>1010</td> <td>1159</td> <td>1159</td> <td>1011</td> <td>1161</td> <td>997</td> </tr> <tr> <td><math>M_{OE,d}</math> (kNm)</td> <td>26</td> <td>27</td> <td>31</td> <td>31</td> <td>27</td> <td>30</td> <td>26</td> </tr> <tr> <td><math>M_{OE,d}</math> (kNm)</td> <td>34</td> <td>34</td> <td>33</td> <td>33</td> <td>34</td> <td>33</td> <td>34</td> </tr> <tr> <td><math>u</math> (mm)</td> <td>18,4</td> <td>18,5</td> <td>19,7</td> <td>19,7</td> <td>18,5</td> <td>19,7</td> <td>18,4</td> </tr> <tr> <td><math>W_k</math> (mm)</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td><math>\epsilon_0 (o/oo)</math></td> <td>3,02</td> <td>3,05</td> <td>3,41</td> <td>3,41</td> <td>3,05</td> <td>3,41</td> <td>3,02</td> </tr> <tr> <td><math>\sigma_{cd}</math> (MPa)</td> <td>17,8</td> <td>17,9</td> <td>18,7</td> <td>18,7</td> <td>17,9</td> <td>18,7</td> <td>17,8</td> </tr> <tr> <td><math>\sigma_{st}</math> (MPa)</td> <td>235</td> <td>235</td> <td>235</td> <td>235</td> <td>235</td> <td>235</td> <td>235</td> </tr> <tr> <td><math>\sigma_{sc}</math> (MPa)</td> <td>77</td> <td>77</td> <td>77</td> <td>77</td> <td>77</td> <td>77</td> <td>77</td> </tr> <tr> <td><math>x</math> (mm)</td> <td>70</td> <td>71</td> <td>73</td> <td>73</td> <td>71</td> <td>73</td> <td>70</td> </tr> </tbody> </table>			Kontrolparametre	Brandlasttilfælde						Ref.-last		A	B	C	D	E	H	A	$N_{Ed}$ (kN)	997	1010	1159	1159	1011	1161	997	$M_{OE,d}$ (kNm)	26	27	31	31	27	30	26	$M_{OE,d}$ (kNm)	34	34	33	33	34	33	34	$u$ (mm)	18,4	18,5	19,7	19,7	18,5	19,7	18,4	$W_k$ (mm)	-	-	-	-	-	-	-	$\epsilon_0 (o/oo)$	3,02	3,05	3,41	3,41	3,05	3,41	3,02	$\sigma_{cd}$ (MPa)	17,8	17,9	18,7	18,7	17,9	18,7	17,8	$\sigma_{st}$ (MPa)	235	235	235	235	235	235	235	$\sigma_{sc}$ (MPa)	77	77	77	77	77	77	77	$x$ (mm)	70	71	73	73	71	73	70	<b>Brandlasttilfælde</b> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th><math>N_1</math> (kN)</th> <th><math>N_0</math> (kN)</th> <th><math>N_2</math> (kN)</th> <th><math>w</math> (kN/m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>A</td><td>28</td><td>969</td><td>0</td><td>0,55</td></tr> <tr><td>B</td><td>41</td><td>969</td><td>0</td><td>0,55</td></tr> <tr><td>C</td><td>41</td><td>1118</td><td>0</td><td>0,55</td></tr> <tr><td>D</td><td>41</td><td>1118</td><td>0</td><td>0,55</td></tr> <tr><td>E</td><td>42</td><td>969</td><td>0</td><td>0,00</td></tr> <tr><td>F</td><td>42</td><td>1118</td><td>0</td><td>0,00</td></tr> <tr><td>G</td><td>42</td><td>1118</td><td>0</td><td>0,00</td></tr> <tr><td>H</td><td>42</td><td>1119</td><td>0</td><td>0,00</td></tr> <tr><td>I</td><td>42</td><td>1119</td><td>0</td><td>0,00</td></tr> </tbody> </table>			$N_1$ (kN)	$N_0$ (kN)	$N_2$ (kN)	$w$ (kN/m)	A	28	969	0	0,55	B	41	969	0	0,55	C	41	1118	0	0,55	D	41	1118	0	0,55	E	42	969	0	0,00	F	42	1118	0	0,00	G	42	1118	0	0,00	H	42	1119	0	0,00	I	42	1119	0	0,00	Excentriciteter (mm): 110 7 0 Red. søjlelængde 0,7 L	
Kontrolparametre	Brandlasttilfælde						Ref.-last																																																																																																																																																	
	A	B	C	D	E	H	A																																																																																																																																																	
$N_{Ed}$ (kN)	997	1010	1159	1159	1011	1161	997																																																																																																																																																	
$M_{OE,d}$ (kNm)	26	27	31	31	27	30	26																																																																																																																																																	
$M_{OE,d}$ (kNm)	34	34	33	33	34	33	34																																																																																																																																																	
$u$ (mm)	18,4	18,5	19,7	19,7	18,5	19,7	18,4																																																																																																																																																	
$W_k$ (mm)	-	-	-	-	-	-	-																																																																																																																																																	
$\epsilon_0 (o/oo)$	3,02	3,05	3,41	3,41	3,05	3,41	3,02																																																																																																																																																	
$\sigma_{cd}$ (MPa)	17,8	17,9	18,7	18,7	17,9	18,7	17,8																																																																																																																																																	
$\sigma_{st}$ (MPa)	235	235	235	235	235	235	235																																																																																																																																																	
$\sigma_{sc}$ (MPa)	77	77	77	77	77	77	77																																																																																																																																																	
$x$ (mm)	70	71	73	73	71	73	70																																																																																																																																																	
	$N_1$ (kN)	$N_0$ (kN)	$N_2$ (kN)	$w$ (kN/m)																																																																																																																																																				
A	28	969	0	0,55																																																																																																																																																				
B	41	969	0	0,55																																																																																																																																																				
C	41	1118	0	0,55																																																																																																																																																				
D	41	1118	0	0,55																																																																																																																																																				
E	42	969	0	0,00																																																																																																																																																				
F	42	1118	0	0,00																																																																																																																																																				
G	42	1118	0	0,00																																																																																																																																																				
H	42	1119	0	0,00																																																																																																																																																				
I	42	1119	0	0,00																																																																																																																																																				

Figur 7.4. Eftervisning af gavlvæggen i brandlasttilfældet. Der er kun påsat brand indvendigt, svarende til tryksiden.

Det ses at væggen kan overholde et 90min brandkrav.

Da væggens vandrette armering ikke overholder eurocodens minimumskrav, og afstanden mellem de lodrette armeringsstænger er mere end 400mm, eftervises væggen som uarmeret. Den vandrette last på væggen i ULS omregnes til en excentricitet af den lodrette last med samme moment:

$$\Delta e_M = \frac{M}{N} = \frac{\frac{1}{8} \cdot 2,73 \frac{kN}{m} \cdot (2,8m)^2}{897kN} = 3mm$$

Excentriciteten er fundet ved at anvende fuld vindlast, og mindst mulig lodret last, svarende til lastpunkt A i regnearket ovenfor. Excentriciteten påsættes i en lastkombination med maksimal lodret last, hvilket er på den sikre side.

Den samlede excentricitet i lastkombination I ovenfor bliver

$$e_{tot} = \frac{59kN \cdot 65mm + 1311kN \cdot 7mm}{59kN + 1311kN} + 3mm = 12,5mm$$

Jævnfør DS/EN 1992-1-1 afsnit 12.6.5.2(1) fås

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma} = \frac{19MPa}{1,6} = 12MPa$$

$$\Phi = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w}\right) - 0,02 \cdot \frac{l_0}{h_w} = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{12,5mm}{150mm}\right) - 0,02 \cdot \frac{2800mm}{150mm} = 0,577$$

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd,pl} \cdot \Phi = 1,85m \cdot 150mm \cdot \frac{19,2MPa}{1,6} \cdot 0,577 = 1920kN$$

$$\Rightarrow \mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} = \frac{1119kN + 42kN}{1920kN} = 0,6$$

Da gavlvæggen kun kan være brandpåvirket på 1 side, fås af DS/EN 1992-1-2 Tabel 5.4 at væggen er REI90, idet tykkelsen, 150mm, er større end 140mm:

**Tabel 5.4 – Mindste dimensioner og centerafstande for bærende betonvægge**

Standard brand-modstandsevne	Mindste dimensioner (mm)			
	Vægtykkelse/centerafstand for			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Væg brandpåvirket på én side	Væg brandpåvirket på to sider	Væg brandpåvirket på én side	Væg brandpåvirket på to sider
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

\* Normalt vil det dæklag, der kræves ifølge EN 1992-1-1, være bestemmende.  
NOTE – For definition af  $\mu_{fi}$  se 5.3.2(3).

Altså samme resultat som beregningen med armering.

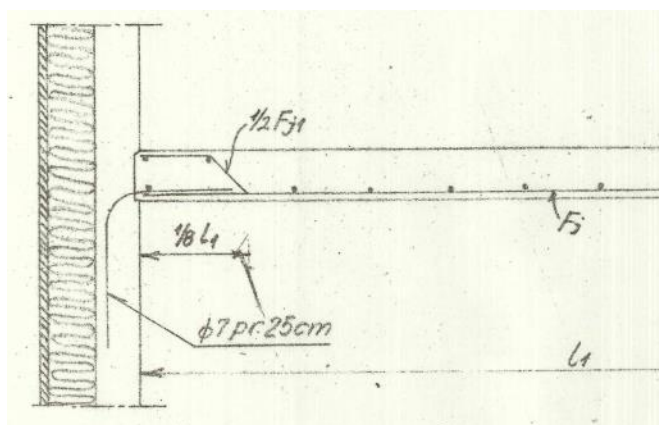
## 8 Bilag D Bæreevneberegning af dækvederlag i brandtilfældet

Der har været et ønske om at estimere en brandmodstandsevne i forbindelse med en standard brand. I dette notat er der tilnærmet redegjort for dækkets forskydningsbæreevne i brandtilfældet, ved at betragte dækket som et huldæk. Ved denne antagelse kan DS/EN 1168 Anneks G, anvendes hvor der er angivet empiriske formler (baseret på forsøg) til bestemmelse af forskydningsstyrken af huldæk i brandtilfældet, med delvist forankret armering. Formlerne belyser altså kun én af 3 ovenstående svigt-scenarier. Det bemærkes ligeledes at vederlag, forankring, armering og betonstyrkerne anvendt ved de forsøg der ligger til grund for formlerne i DS/EN 1168 Anneks G, adskiller sig fra det på SAB1 anvendte.

I nedenstående beregninger argumenteres for at dækkets forskydningsbæreevne kan klassificeres som R45, under antagelse af at bøjlen  $\emptyset 7$  pr 250 mm er fuldt forankret i både dæk og væg.

### 8.1 Forskydningsbæreevne i brandtilfældet af etagedæk

På SAB1 har dækkene generelt begrænset vederlag på gavl- og facade-væggene. Vederlagsdetaljen fra det oprindelige projekt fra 1950 er vist herunder:



Forbindelsesarmeringen,  $\emptyset 7/250$ mm regnes at være fuldt forankret i væggen. Det korte vederlag på 2,5cm giver ikke mulighed for traditionel forankring af hovedarmeringen i dækket, hvorfor dækvederlaget vurderes at svare til situationen for et huldæk. Vederlaget regnes derfor efter DS/EN 1168 Anneks G, uden forspænding og uden kanaler. Der anvendes en forsigtig "ribbe-bredde" omkring hver forbindelses-L-bøjle,  $b_w = 40$ mm

Det er på eksisterende tegningsmateriale beskrevet at armeringen skal ligge i undersiden af dækket. Det vurderes at dette svarer til at armeringen har en centerafstand til overfladen på 14mm. De almindelige dæk ved gavlene er 160mm tykke, svarende til

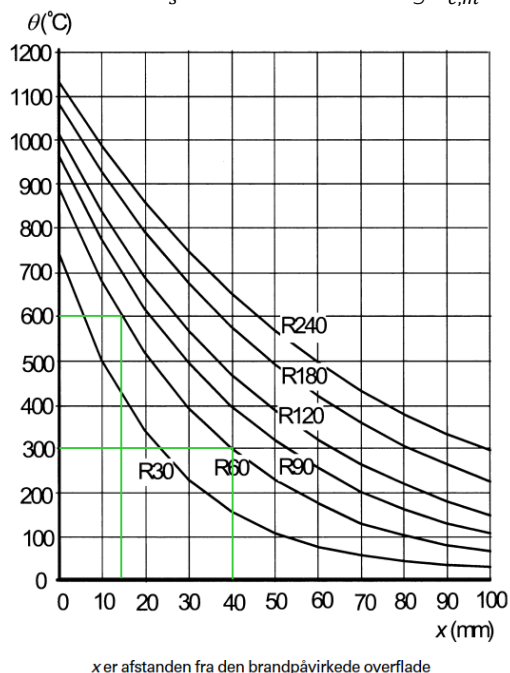
$$d = 160\text{mm} - 14\text{mm} = 146\text{mm}$$

Dækkene er støbt i "beton240" svarende til en terningstyrke på  $240\text{kg/cm}^2$ . Styrken regnes forøget 25% pga. den forløbne tid siden udstøbning, og omregnes til karakteristisk cylinderstyrke

$$f_{ck} = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1,25 \cdot 24\text{MPa} = 19,2\text{MPa}$$

Der regnes på en "ribbe" med en bredde på 40mm.

Iht. DS/EN 1992-1-2 Anneks A, Figur A.2, kan temperaturen efter 60min standard-brand for en ensidigt brandpåvirket plade aflæses til  $\theta_s = 600^\circ\text{C}$  for stålet og  $\theta_{c,m} = 300^\circ\text{C}$  for betonen, 40mm fra undersiden af betondækket.



Figur A.2 – Temperaturprofiler for plader (tykkelse  $h = 200$ ) for R 60 - R 240

Stålets reduktion i flydestyrken findes efter DS/EN 1993-1-2, da det er S235.

Tabel 3.1 – Reduktionsfaktorer for arbejdslinje for kulstofstål ved forhøjede temperaturer

Ståltemperatur $\theta_s$	Reduktionsfaktorer for $f_y$ eller $E_s$ ved temperaturen $\theta_s$ i forhold til 20 °C		
	Reduktionsfaktor (i forhold til $f_y$ ) for effektiv flydespænding	Reduktionsfaktor (i forhold til $f_y$ ) for proportionalitetsgrænse)	Reduktionsfaktor (i forhold til $E_s$ ) for hældningen af det lineærelastiske område
	$k_{y,s} = f_{y,s} / f_y$	$k_{p,s} = f_{p,s} / f_y$	$k_{E,s} = E_{s,s} / E_s$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

NOTE - Der kan interpoleres lineært for mellemliggende værdier af ståltemperaturen.

$$f_{y,600^\circ\text{C}} = 0,47 \cdot 235\text{MPa} = 110\text{MPa}$$

For en betontemperatur på 300°C, anvendes en reduktionsfaktor på 0,85, jævnfør DS/EN 1992-1-2 Figur 4.1 (for kvartsholdige tilslag).

$$f_{c,ft,m} = 0,85 \cdot 19,2\text{MPa} = 16,32\text{MPa}$$

Trækstyrken af forbindelsesarmeringen ( $\varnothing 7$ ) har derfor styrken

$$F_{R,a,fi,s} = (7\text{mm})^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 110\text{MPa} = 4,25\text{kN}$$

DS/EN 1168 afsnit G.1.3 giver

$$C_{\theta,2} = \sqrt[3]{0,58 \cdot \frac{F_{R,a,fi}}{f_{yk} \cdot b_w \cdot d} \cdot f_{c,fi,m}} = \sqrt[3]{0,58 \cdot \frac{4,25\text{kN}}{235\text{MPa} \cdot 40\text{mm} \cdot (160\text{mm} - 14\text{mm})} \cdot 16,32\text{MPa}} = 0,308[\text{MPa}]$$

Herefter kan forskydningskapaciteten af 4 "ribber" per meter findes af

$$\alpha_k = 1 + \sqrt{\frac{200}{146}} = 2,17 \Rightarrow \alpha_k = 2,0$$

$$V_{Rd,c,fi} = 4\text{m}^{-1} \cdot \alpha_k \cdot C_{\theta,2} \cdot b_w \cdot d = 4\text{m}^{-1} \cdot 2 \cdot 0,308\text{MPa} \cdot 40\text{mm} \cdot 146\text{mm} = 14,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Den største forskydning i dæk 601 (længste dækspænd), uden at medregne indspænding i nabo-dækket er

$$V_{Ed,fi} = \frac{1}{2} \cdot \left( 5,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,3 \cdot 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 4,43\text{m} = 13,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq 14,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Beregningen viser således at dækket teoretisk kan modstå en 60min standardbrand. Da beregningsmetodikken er baseret på forsøgsdata på huldæk, hvor både armeringstyper, vederlagsdybder og betonstyrker varierer væsentligt fra det her anvendte, er der en vis usikkerhed indbygget i beregningerne. Samtidigt antager løsningen at L-bøjlerne ligger tæt ved dækkets undersidearmering og er fuldt forankret. Der er ingen oplysninger i tegningsmaterialet om L-bøjlernes længde ind i dækket, men ud fra tegningerne vurderes at de er ca. 300mm indstøbt i dækket. Dette svarer lige knap til en fuld forankring af rundjernene, selv hvis de ligger helt op ad tentor-stålet i dækket. Det er ikke muligt at lave en formel eftervisning af forankringen i væggen, men i nedenstående afsnit er lavet et simpelt overslag på udtræk af en bolt indstøbt i beton, som retfærdiggør at de anvendte kræfter kan overføres til væggen. Det vurderes derfor at dækket reelt kan opnå en R45-klassificering.

## 8.2 Overslag på forankring af R7 bøjle i dæk

Dette afsnit laves et overslag på udtrækningsbæreevne af R7 bøjlen. Bøjlen beregnes som en bolt indstøbt i beton. Der regnes med at bolten er støbt 100 mm inde i betonen og fastgjort til et uendelig stift stålprofil.





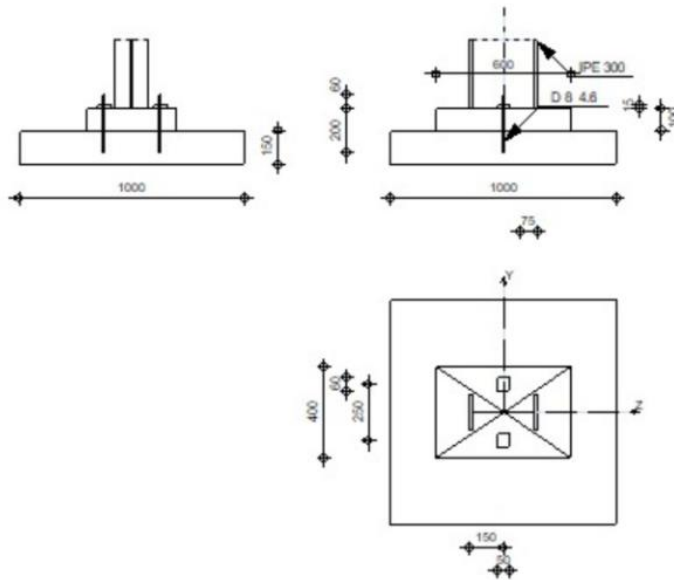
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

**Pinned column base design**

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:  
Design of fastenings in concrete



Ratio  
**0,55**



**GENERAL**

## GENERAL

---

Connection no.: 1  
Connection name: Pinned column base

## GEOMETRY

---

### COLUMN

Section: IPE 300

$L_c =$	5,00	[m]	Column length
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_c =$	300	[mm]	Height of column section
$b_{fc} =$	150	[mm]	Width of column section
$t_{wc} =$	7	[mm]	Thickness of the web of column section
$t_{fc} =$	11	[mm]	Thickness of the flange of column section
$r_c =$	15	[mm]	Radius of column section fillet
$A_c =$	5381	[mm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a column
$I_{yc} =$	83561100	[mm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the column section

Material: S 235

Date : 24/03/22

Page : 1

$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Resistance
$f_{uc} =$	360,00	[MPa]	Yield strength of a material

### **COLUMN BASE**

$l_{pd} =$	600	[mm]	Length
$b_{pd} =$	400	[mm]	Width
$t_{pd} =$	100	[mm]	Thickness
Material: S 450			
$f_{ypd} =$	420,00	[MPa]	Resistance
$f_{upd} =$	550,00	[MPa]	Yield strength of a material

### **ANCHORAGE**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	4.6		Anchor class
$f_{yb} =$	240,00	[MPa]	Yield strength of the anchor material
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Tensile strength of the anchor material
$d =$	8	[mm]	Bolt diameter
$A_s =$	37	[mm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	50	[mm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
$n =$	2		Number of bolt rows
$e_v =$	250	[mm]	Vertical spacing

#### **Anchor dimensions**

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	200	[mm]

#### **Washer**

$l_{wd} =$	50	[mm]	Length
$b_{wd} =$	60	[mm]	Width
$t_{wd} =$	15	[mm]	Thickness

### **MATERIAL FACTORS**

$\gamma_{M0} =$	1,10		Partial safety factor
$\gamma_{M2} =$	1,35		Partial safety factor
$\gamma_C =$	1,70		Partial safety factor

### **SPREAD FOOTING**

$L =$	1000	[mm]	Spread footing length
$B =$	1000	[mm]	Spread footing width
$H =$	150	[mm]	Spread footing height

### Concrete

Class C20/25

$f_{ck} = 20,00$  [MPa] Characteristic resistance for compression

### Grout layer

$t_g = 0$  [mm] Thickness of leveling layer (grout)

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Characteristic resistance for compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coeff. of friction between the base plate and concrete

### WELDS

$a_p = 10$  [mm] Footing plate of the column base

### LOADS

Case: Manual calculations.

$N_{j,Ed} = 8,50$  [kN] Axial force

### RESULTS

#### TENSION ZONE

##### STEEL FAILURE

$A_b = 37$  [mm<sup>2</sup>] Effective anchor area [Table 3.4]

$f_{ub} = 400,00$  [MPa] Tensile strength of the anchor material [Table 3.4]

Beta = 0,85 Reduction factor of anchor resistance [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 8,30$  [kN] Anchor resistance to steel failure [Table 3.4]

$$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$$

$F_{t,Rd,s} = 8,30$  [kN] Anchor resistance to steel failure

##### PULL-OUT FAILURE

$f_{ck} = 20,00$  [MPa] Characteristic compressive strength of concrete EN 1992-1:[3.1.2]

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$f_{ctd} = 0,91$  [MPa] Design tensile resistance EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_1 = 1,00$  Coeff. related to the quality of the bond conditions and concreting conditions EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_2 = 1,00$  Coeff. related to the bar diameter EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$f_{bd} =$	2,05	[MPa]	Design value of the ultimate bond stress	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} =$	150	[mm]	Effective anchorage depth	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$				
$F_{t,Rd,p} =$	7,72	[kN]	Design uplift capacity	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

#### CONCRETE CONE FAILURE

$h_{ef} =$	150	[mm]	Effective anchorage depth	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$				
$N_{Rk,c}^0 =$	61,62	[kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} =$	450	[mm]	Critical width of the concrete cone	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} =$	225	[mm]	Critical edge distance	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} =$	202500	[mm <sup>2</sup> ]	Maximum area of concrete cone	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} =$	105000	[mm <sup>2</sup> ]	Actual area of concrete cone	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$				
$\psi_{A,N} =$	0,52		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.2.4]
$c =$	225	[mm]	Minimum edge distance from an anchor	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$				
$\psi_{s,N} =$	1,00		Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses	
$\psi_{ec,N} = 1,00$ Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors				
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$				
$\psi_{re,N} =$	1,00		Shell spalling factor	CEB [9.2.]
$\psi_{ucr,N} =$	1,40		Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete	CEB [9.2.]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Partial safety factor	CEB [3.2.3.]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$				
$F_{t,Rd,c} =$	20,71	[kN]	Design anchor resistance to concrete cone failure	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

#### SPLITTING FAILURE

$h_{ef} =$	150	[mm]	Effective anchorage depth	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$				
$N_{Rk,c}^0 =$	61,62	[kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} =$	300	[mm]	Critical width of the concrete cone	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} =$	150	[mm]	Critical edge distance	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} =$	90000	[mm <sup>2</sup> ]	Maximum area of concrete cone	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} =$	61875	[mm <sup>2</sup> ]	Actual area of concrete cone	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$				
$\psi_{A,N} =$	0,69		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.2.5]
$c =$	150	[mm]	Minimum edge distance from an anchor	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$				

$\psi_{s,N} = 1,00$	Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses	
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors	
$\psi_{re,N} = 0,5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1,0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Shell spalling factor	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1,40$	Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1,2$		
$\psi_{h,N} = 0,63$	Coeff. related to the foundation height	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 17,30$ [kN]	Design anchor resistance to splitting of concrete	CEB [9.2.5]

#### TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$	
$F_{t,Rd} = 7,72$ [kN]	Tensile resistance of an anchor

#### BENDING OF THE BASE PLATE

$l_{eff,1} = 200$ [mm]	Effective length for a single bolt for mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 200$ [mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
$m = 110$ [mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 190,91$ [kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 190,91$ [kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 6933,56$ [kN]	Resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 2068,62$ [kN]	Resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 15,44$ [kN]	Resistance of a plate for mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd} = 15,44$ [kN]	Tension resistance of a plate	[6.2.4]

#### TENSILE RESISTANCE OF A COLUMN WEB

$t_{wc} = 7$ [mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} = 200$ [mm]	Effective width of the web for tension	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} = 2568$ [mm <sup>2</sup> ]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,85$	Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd} = \omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{yc} / \gamma_{M0}$		
$F_{t,wc,Rd} = 256,62$ [kN]	Column web resistance	[6.2.6.3.(1)]

#### RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE

$N_{j,Rd} = 15,44$ [kN]	Resistance of a spread footing for axial tension	[6.2.8.3]
-------------------------	--	-----------

#### CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,55 < 1,00	verified	(0,55)
---------------------------------------	-------------	----------	--------

### **WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE**

$\sigma_{\perp} =$	0,53 [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
--------------------	------------	-------------------------	-------------

$\tau_{\perp} =$	0,53 [MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
------------------	------------	------------------------------	-------------

$\tau_{yII} =$	0,00 [MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
----------------	------------	---	-------------

$\tau_{zII} =$	0,00 [MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
----------------	------------	---	-------------

$\beta_W =$	0,80	Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
-------------	------	----------------------------------	-------------

$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verified	(0,00)
---	-------------	----------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verified	(0,00)
--	-------------	----------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verified	(0,00)
--	-------------	----------	--------

### **WEAKEST COMPONENT:**

FOUNDATION - PULL-OUT OF AN ANCHOR BOLT FROM CONCRETE

**Connection conforms to the code**

Ratio 0,55