

Rapport 02

Kunde	Favrskov Kommune	Projektnr.	1023294-001
Projekt	Rønbækhallen	Dato	2016-11-29
Emne	Tagkollaps	Initialer	PRH

Fordeling:

1 Baggrund

Natten mellem den 5. og 6. november 2016 er to stålrammer på Rønbækhallen kollapsede. Der foreligger en stor mængde fotoregistrering af kollapset, som dokumenterer omfanget af skader.

ALECTIA er af Favrskov Kommune anmodet om at undersøge kollapset og har besigtiget skaderne af flere omgange i dagene efter kollapset. Rapport 01 konkluderer, at den direkte årsag til kollapset er svigt i afløbssystemet og dermed opstuvning af vand på taget.

2 Formål

Formålet med nærværende rapport 02 er at undersøge, om der er andre mulige årsager til kollapset eller medvirkende årsager til kollapset udover svigt i afløbssystemet. Resultatet af undersøgelserne er angivet i det følgende.

3 Resumé

3.1 Afvigelser mellem statiske beregninger og udførelsen

3.1.1 Kipningsfastholdelse

I de statiske beregninger af stålrammerne er det forudsat, at rammernes **trykflanger** er fastholdt mod udknækning (kipningsfastholdelse) i flere punkter på rammerne svarende til afstivningssystemet mellem rammerne. Det udførte afstivningssystem er placeret meget tæt på **trækflangen** og virker derfor ikke som forudsat i beregningerne.

3.2 Forudsætninger for statiske beregninger

3.2.1 Hejsevæg

Der er i én af de kollapsede stålrammer ophængt en højsevæg. Lasten fra denne væg er ikke medtaget i beregningerne.

3.2.2 Konsekvensklasse

ALECTIA A/S

Skanderborgvej 190
8260 Viby J
Danmark

Tlf.: +45 88 19 10 10

CVR nr. 22 27 89 16

www.alectia.com
prh@alectia.com

Hovedkonstruktionen er henført til middel konsekvensklasse CC2. Med de aktuelle spændvidder og med den aktuelle anvendelse af bygningen bør stålrammerne henføres til høj konsekvensklasse CC3.

3.2.3 Robusthed

Stålrammerne bør i høj konsekvensklasse CC3 betragtes som nøgleelementer med ekstra sikkerhed, eller det skal på anden måde dokumenteres, at robustheden er tilstrækkelig.

3.3 Samlet vurdering

Følgende vurderes:

- Den udførte stålrammebygning står ikke med den i normerne krævede sikkerhed. Alene de manglende kipningsfastholdelser gør, at sikkerheden ikke er tilstrækkelig for normlasten
- Bæreevnen af stålrammerne regnet med karakteristiske værdier (uden sikkerhedstal) for egenlast og med den i normen krævede snelast er ikke tilstrækkelig. Et kollaps kan således ikke udelukkes, selv med et funktionsdygtigt afløbssystem.
- Havde rammerne været udført med korrekte kipningsfastholdelser og dimensioneret med forudsætninger som angivet ovenfor, ville rammerne uden sikkerhedstal kunne bære en vandmængde svarende til under sternhøjden. Med korrekt dimensionering og udførelse og med fuld vandlast, ville et kollaps sandsynligvis forekomme.

4 Undersøgelser

4.1 Eksisterende stålrammer

4.1.1 Statisk system

De bærende konstruktioner i hallen består af stålrammer med en afstand på 4,50 m. og en spændvidde på ca. 26 m. Rammerne er to-charniersrammer udført med udfligede ben og hjørner i opsvejste profiler og en rigel i IPE360 stålprofil. Rammerne sikrer bygningens stabilitet på tværs og bærer lodret last. Mellem stålprofilerne er monteret langsgående stålstænger, der fører vandrette laster på langs af hallen til et gittersystem i begge ender. Afstivningssystemet skal sikre stabiliteten af bygningen på langs for f.eks. vindlast på gavlene og skal samtidig afstive stålrammerne. Gittersystemet i hallens ender fører de vandrette laster til fundamentene.

På stålrammerne er monteret et tag af trækassetter udført som et koldt tag.

Taget har en hældning på ca. 1:40 fra kippen til sternen. Sternhøjden over tagfladen ved kippen er ca. 100 mm og sternhøjden ved facaderne varierer mellem ca. 380 mm til 460 mm. Størst højde er der ud for brøndene.

Facaderne er dels lette konstruktioner og dels betonelementer fastgjort til stålrammerne.

For en nærmere beskrivelse henvises til tegningsmaterialet.

4.1.2 Konsekvensklasse

Enhver bærende konstruktion skal placeres i en konsekvensklasse afhængig af konsekvensen ved et eventuelt svigt. Konsekvensklasser benævnes CC1, CC2, CC3 eller CC3+. Ved en højere konsekvensklasse dimensioneres konstruktionerne med en større sikkerhed, og der er større krav til kontrol af beregningerne.

Vurderingen af konsekvensklassen skal ske med baggrund i DS/EN 1990 Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner. I det nationale annekse er bl.a. angivet, som eksempel for konstruktioner i CC3 høj konsekvensklasse (Tabel B.1 DK NA):

- *Bygninger med store spændvidder, såfremt de ofte benyttes af mange personer, fx til koncert, sport, teater eller udstilling*

I 2012 (efter udførelsen af hallen) udkom en vejledning til bestemmelse af konsekvensklassen på baggrund af teksten i DS/EN 1990. Med en stor personbelastning (>150 personer) bør konsekvensklassen fastlægges til CC3 eller CC3+. Vejledningen angiver grænser for spændvidden på op til 12 m for CC2 og op til 24 m for CC3 (altså CC3+ for en spændvidde på 26 m).

De bærende konstruktioner for hallen er generelt henført til CC2, middel konsekvensklasse. Beregning i CC3 eller CC3+ betyder bl.a., at den regningsmæssige last generelt forøges med en faktor 1,1 (10 %).

4.1.3 Robusthed

I DS/EN 1990 punkt 2.1(4)P er følgende overordnede bestemmelse gjort gældende:

- *En konstruktion skal dimensioneres og udføres på en sådan måde, at begivenheder som*
 - ...
 - ...
 - *konsekvenser af menneskelige fejl ikke giver skader i et omfang, der står i misforhold til årsagen.*

Der henvises også til DK NA annekse E, hvor det bestemmes, at en konstruktion skal være robust.

I konsekvensklasse CC3 skal der foreligge en dokumentation af robustheden. Robustheden kan typisk eftervises ved indførelse af en ekstra sikkerhed på nøgleelementer (stålrammerne) på materialekoefficienten på 1,2 samtidig med,

at det sikres, at dette reelt forbedrer konstruktionens modstandsdygtighed over for utilsigtede påvirkninger.

Rønbækhallen er henført til CC2 og er derfor ikke udført med ekstra sikkerhed på nøgleelementer. Der foreligger en vurdering af robustheden i de statiske beregninger (se Projektgrundlag punkt 1.10). Vurderingen konkluderer, at der er overskud i det samlede statiske stabiliserende hovedsystem.

Det er normalt den bygværksprojekterende, der fastsætter konsekvensklasse og principper for opnåelse af en robust konstruktion.

4.1.4 Foreliggende beregning af stålrammer

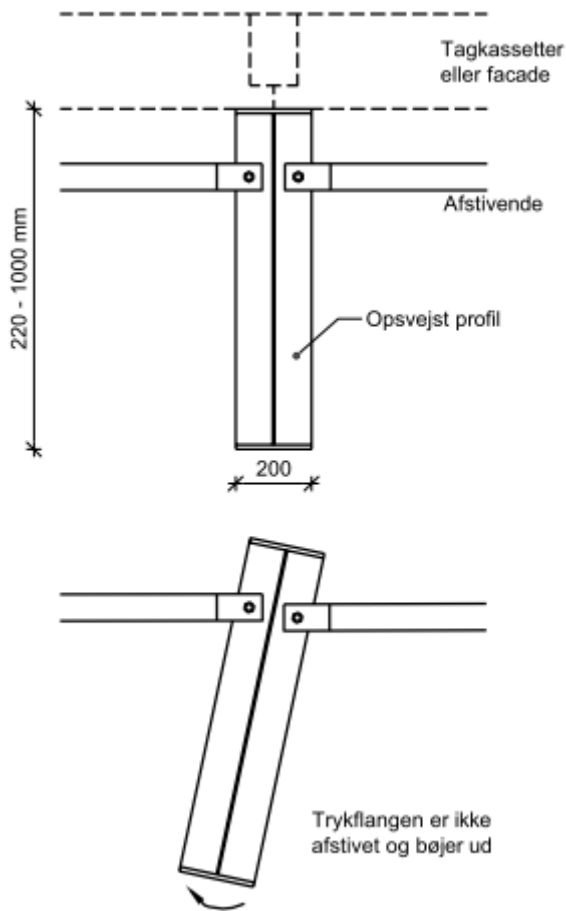
De statiske beregninger dateret 2011-08-16 (dato på Halber udskrift) er gennemgået med hensyn til laster og forudsætninger. Beregningerne er udført i et Halber beregningsprogram. Af udskrifterne fremgår forudsætningerne for beregningerne, de anvendte inddata og resultaterne af beregningerne.

I det ene kollapsede spær er monteret en hejsefoldevæg Teanik 2000, der hænger i spæret. Vægten af denne er ca. 1.550 kg og er ikke medtaget i beregningerne. Væggen forøger egenlasten med godt 20 % eller med ca. 8 % af den regningsmæssige maksimale last (egenlast + snelast).

Vi har udført en kontrolberegning af rammerne med et alternativt program, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017, og med samme forudsætninger som oprindeligt (bl.a.: CC2, uden hejsevæg og med kipningsfastholdelser ved afstivningssystemet). Kontrolberegningerne viser udnyttelsesgrader i nogenlunde samme størrelsesorden som i de statiske beregninger, og som i nogle tilfælde ligger tæt på en udnyttelse på 100 %.

4.1.5 Kipning

En væsentlig forudsætning for stålrammernes virkemåde er, at profilerne i stålrammerne er fastholdt mod kipning (gaffellejret). Denne fastholdelse er i beregningerne forudsat at være effektiv i de punkter på stålrammen, hvor det afstivende system er fastgjort til rammerne. En kipningsfastholdelse betyder, at trykflangen skal være fastholdt mod udknækning til siden. For lodret last fra egenlast og snelast vil der i rammehjørnet være tryk i flangen, der vender ind mod rummet (inderside). I praksis er det flangen med træk i ydersiden, som er fastholdt. Fastgørelsen af den afstivende stang med én bolt betyder, at rammeprofilet kan dreje i punktet, og at trykflangen ikke er fastholdt. Mekanismen er anskueliggjort på følgende skitse:



Figur 1. Illustration af kipning

Afstivningsstængerne er af tolerancehensyn forsynet med langhuller. Det betyder, at samlingen måske kan bevæge sig ved belastning, forudsat der ikke er anvendt en forspændt samling (og det er der næppe). Typen af boltesamlingen er ukendt.

Tagkassetterne eller facadekonstruktionen har, alene eller i kombination med afstivningssystemet, ikke tilstrækkelig styrke og stivhed til at hindre rammeprofilets rotation.



Foto 1. Stålramme med udknækning af trykflangen

Den i beregningerne forudsatte kipningsfastholdelse er således ikke til stede. Der er ikke overensstemmelse mellem beregningsforudsætningerne og det på stedet udførte. Det skal bemærkes, at der foreligger en erklæring om overensstemmelse mellem projekteret og det udførte (se den statiske dokumentation).

Ændres forudsætningen i beregningen af spærene, således at kipningsfastholdelsen ikke er til stede, har stålrammerne ikke tilstrækkelig bæreevne for normmæssig last.

4.2 Afstivende system

Det afstivende system skal sikre stabiliteten på langs for vindlast på gavle mv. og skal fastholde trykflangerne i stålrammerne mod kipning.

Beregninger af det afstivende system, altså de langsgående stænger og gitrene i enderne, er ikke indeholdt i de fremsendte statiske beregninger. Det vides ikke om lasterne fra afstivningen af stålrammerne er medtaget i dimensioneringen. Vi har ikke kontrolleret bæreevnen af systemet.

4.3 Last fra vand på taget

Normalt dimensionerer man ikke bærende konstruktioner i bygninger for 'vandlast'. Det forudsættes, at regnvand ledes bort fra taget via afløb.

4.4 Kontrolberegninger af stålrammer

Vi har foretaget kontrolberegninger af stålramme nr. 4 (gældende midt i hallen). Beregninger er gennemført for tre forskellige scenarier som angivet i følgende punkter:

4.4.1 Scenarie 1

En beregning af stålrammer med følgende forudsætninger:

- Kipningsfastholdelsen forudsættes kun at være effektiv i rammehjørnet (det er usikkert om rammehjørnet kan regnes fastholdt uden egentlig fastholdelsesprofil)
- Vægten af hejsevæggen medtages
- Der regnes med konsekvensklasse CC3
- Stålrammen regnes som nøgleelementer med ekstra sikkerhed på materialernes partialkoefficient på 1,2
- Størrelse af snelast og øvrig egenlast som oprindelige beregninger

Med de aktuelle dimensioner på rammen er den regningsmæssige bæreevne overskredet betydelig.

Det betyder, at der ikke er tilstrækkelig sikkerhed mod svigt i den eksisterende konstruktion.

4.4.2 Scenarie 2

En beregning af stålrammer med følgende forudsætning:

- Kipningsfastholdelsen forudsættes kun at være effektiv i rammehjørnet (det er usikkert om rammehjørnet kan regnes fastholdt uden egentlig fastholdelsesprofil)
- Vægten af hejsevæggen medtages
- Der regnes med karakteristiske laster og karakteristiske materialeleværdier. dvs. uden sikkerhedsfaktorer

Med de aktuelle dimensioner på rammen er den karakteristiske bæreevne af stålrammerne overskredet. Der er ikke tilstrækkelig bæreevne mod svigt i den eksisterende konstruktion.

Det betyder, at der med normens snelast (uden vand) vil være en risiko for kollaps.

4.4.3 Scenarie 3

En beregning af stålrammer med følgende forudsætninger:

- Rammerne forudsættes dimensioneret så tilstrækkelig sikkerhed er til stede i den regningsmæssige situation i CC3 og med ekstra sikkerhed på nøgleelementer (tilstrækkelig kipningsfastholdelse, medregnet hejsevæg, tilstrækkelige dimensioner af profilerne mv.)
- Der regnes med karakteristiske laster og karakteristiske materialeleværdier, dvs. uden sikkerhedsfaktorer
- Snelast udelades og i stedet påsættes vægten af opstuvet vand

Bæreevnen uden sikkerhed af en korrekt dimensioneret og udført stålramme vil være udtømt med en højde af opstuvet vand til under sternkanten. Det vil således være sandsynligt, at stålrammen, selv med korrekt udførelse, vil kollapse med fuld vandlast.

ALECTIA A/S

Peder R. Hansen

Direkte tlf. +45 29 250 325