LUND UNIVERSITY

Armerade gasbetongkonstruktioner

Bedömning av risker i det svenska byggnadsbeståndet

Thelandersson, Sven; Gunder, Martin; Burström, Per Gunnar; Emilsson, Arne

2024

Document Version:
Publisher's PDF, also known as Version of record

Link to publication

Citation for published version (APA):
Thelandersson, S., Gunder, M., Burström, P. G., & Emilsson, A. (2024). *Armerade gasbetongkonstruktioner: Bedömning av risker i det svenska byggnadsbeståndet*. (Rapport TVBK; No. 7069). Lunds tekniska högskola, Avdelningen för konstruktionsteknik.

Total number of authors:
4

General rights
Unless other specific re-use rights are stated the following general rights apply:
Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.
• Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
• You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
• You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal

Read more about Creative commons licenses: https://creativecommons.org/licenses/

Take down policy
If you believe that this document breaches copyright please contact us providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

LUND UNIVERSITY

PO Box 117
221 00 Lund
+46 46-222 00 00

Download date: 07. Nov. 2026

Tekniska Högskolan i Lund
Avd. för Konstruktionsteknik
John Ericssons väg 1 • Box 118, 22100 Lund

Lund 2024

Armerade gasbetongkonstruktioner

Bedömning av risker i det svenska byggnadsbeståndet

Sven Thelandersson,
Martin Gunder
Per-Gunnar Burström
Arne Emilsson

Tekniska Högskolan i Lund
Avd. för Konstruktionsteknik
John Ericssons väg 1 • Box 118, 22100 Lund

Lund 2024

Tekniska Högskolan i Lund
Avd. för Konstruktionsteknik
John Ericssons väg 1 • Box 118, 22100 Lund

Lund 2024

Rapport TVBK-7069
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK – 24/7069

Armerade gasbetongkonstruktioner

Bedömning av risker i det svenska byggnadsbeståndet

Sven Thelandersson, Martin Gunder, Lunds Tekniska Högskola
Per-Gunnar Burström, Alberta AB
Arne Emilsson, Limträteknik AB

Tekniska Högskolan i Lund
Avd. för Konstruktionsteknik **Lund 2024**
John Ericssons väg 1 • Box 118, 22100 Lund

Innehållsförteckning

Förord 4
1. Introduktion 6
2. Armerade gasbetongelement - utformning och säkerhetsverifiering 7
   2.1 Materialet gasbetong 7
   2.2 Armerade takelement och bjälklagsplattor av gasbetong 9
3. Tester av takelement från industrihall byggd 1958 10
   3.1 Byggnaden 10
   3.2 Testelementens egenskaper 11
   3.3 Provning av elementen i böjning 13
   3.4 Tester av tvärkraftskapacitet 15
   3.5 Analys och slutsatser 17
4. Kan verifiering av bärförmåga göras genom beräkning? 18
   4.1 Bakgrund 18
   4.2 Böjkapacitet 18
   4.3 Tvärkraftskapacitet 19
5. Förekomst av armerad gasbetong i byggnadsbeståndet 19
6. Riskbedömning relaterad till armerad gasbetong 20
7. Utvärdering av status hos armerade gasbetongelement i befintliga byggnader 21
8. Sammanfattning och slutsatser 22
9. Referenser 23

Tekniska Högskolan i Lund
Avd. för Konstruktionsteknik **Lund 2024**
John Ericssons väg 1 • Box 118, 22100 Lund

Förord

Denna rapport beskriver resultatet från ett pilotprojekt som utförts vid Lunds Tekniska Högskola (LTH) under 2024 med finansiellt stöd från Boverket. Bakgrunden är att armerade gasbetong-konstruktioner nyligen har identifierats som riskfyllda i Storbritannien efter ras som inträffat. Detta har medfört stor uppmärksamhet i brittisk media och stängning av ett stort antal byggnader av säkerhetsskäl. Syftet med pilotprojektet har varit att bedöma vilka risker som kan finnas i det svenska byggnadsbeståndet, eftersom gasbetong användes i stor utsträckning under flera decennier efter andra världskriget.

Ett tack riktas till Mikael Hallgren, Kayin Dawoodi, Kenth Lindell, Markus Assarsson och Christian Lassen Tyréns AB för värdefulla synpunkter under arbetets gång. Tyréns initierade bl.a. ett examensarbete vid KTH, se referens Löfman & Molander (2024), vilket har gett viktiga bidrag till arbetet.

Tekniska Högskolan i Lund
Avd. för Konstruktionsteknik
John Ericssons väg 1 • Box 118, 22100 Lund

Lund 2024

1. Introduktion

Under decennierna efter andra världskriget använde man flitigt element av s.k. gasbetong i byggandet. Det gick bl.a. under firmanamnen Siporex eller Ytong, och exporterades också utomlands. I Sverige använde man under denna tid även benämningen lättbetong för detta material, eftersom det var dominerande inom materialgruppen lättbetong. I denna rapport använder vi benämningen gasbetong för att skilja den från andra typer av betong med lägre skrymdensitet som nu förekommer. Benämningen som används i Storbritannien är AAC, vilket står för ”Autoclaved Aerated Concrete”. För element som tillverkats med inlagd armering använder man RAAC, där R står för ”Reinforced”.

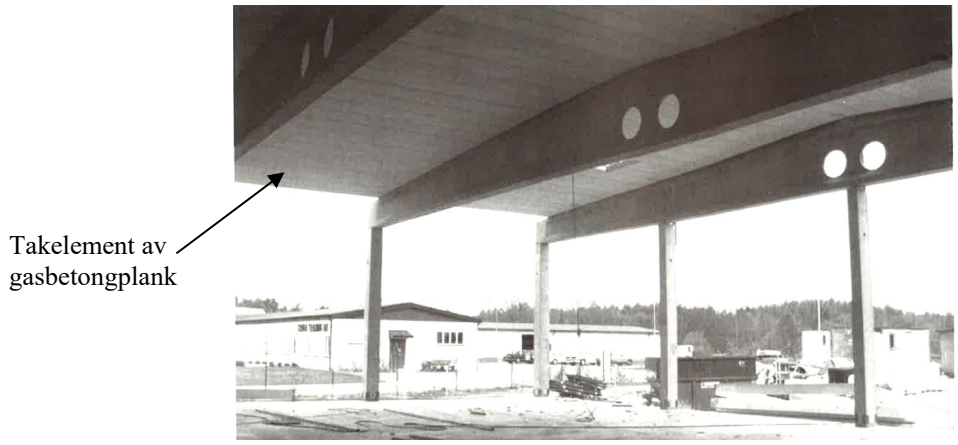
Nyligen har man haft en omskriven stor byggskandal i Storbritannien med detta material, så att man har fått stänga ett stort antal byggnader där. Detta initierades av ett ras av ett platt tak i en skola 2018, som skedde plötsligt med mycket liten förvarning. Professionella tekniska redovisningar av problemen i Storbritannien finns i referenserna SCOSS (2019) och ISTRUCTE (2022). Dessa undersökningar visade på följande typiska problem kopplade till armerad gasbetong.

- Kapning av förtillverkade element så att armeringens funktion äventyras
- Alltför korta upplagslängder ger problem med armeringens ändförankring
- Ingrepp i elementen i samband med ombyggnad
- Korrosion av armeringen, vilket är särskilt problematiskt för ändförankringens funktion.
- Variabilitet i utformning och positionering av armering i elementen
- Alltför stora deformationer kan ge överlast genom vattenansamlingar på tak

Larm har också kommit från Sverige om skador och bristande kvalitet på materialet, som bl.a. används i hallar med stora spännvidder, där man använde lättbetongelement som sekundärbärning med typiska spännvidder upp till 5-6 m, se t.ex. Emilsson (2024), Löfman & Molander (2024), Tyréns (2024). Denna typ av takkonstruktion var något av en standardlösning fram till ca 1980 för hall-byggnader, se Figur 1. Ett plötsligt ras av sådana element skulle kunna innebära risker för liv och hälsa. Armerade lättbetongelement har också använts i skolor, kontor och bostäder från denna tid.

Målet med detta pilotprojekt är att göra en initiell bedömning om det kan finnas risker även i Sverige med dessa element och vilken omfattning dessa risker kan ha. I arbetet har ingått provningar och undersökningar av ett antal armerade gasbetongelement från en industribyggnad i Lesjöfors färdigställd 1958, där takelementen nu har demonterats. Provningen har gjorts i LTH:s laboratorium för Konstruktionsteknik. I arbetet görs också ett försök till uppskattning av omfattning och typ av byggnader i Sverige där materialet finns inbyggt. Projektet fokuserar på gasbetong med inbyggd armering, för användning som bärande element i byggnader. Konsekvenserna av fel i sådana element bedöms vara mest allvarliga, vilket erfarenheterna från Storbritannien bekräftar.

Tekniska Högskolan i Lund
Avd. för Konstruktionsteknik **Lund 2024**
John Ericssons väg 1 • Box 118, 22100 Lund



Figur 1. Hallbyggnad med gasbetongelement som sekundärbärverk. Bild från Lättbetonghandboken (1993).

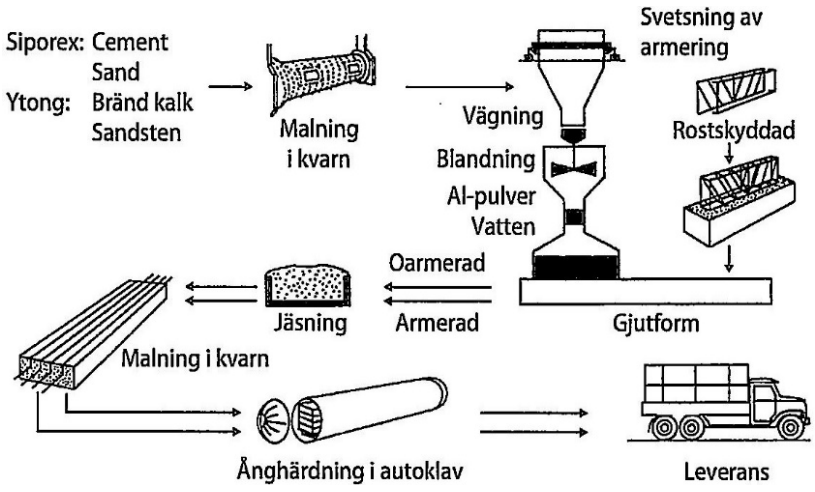
2. Armerade gasbetongelement – utformning och säkerhetsverifiering

2.1 Materialet gasbetong.

Utvecklingen av materialet ”gasbetong” hänger samman med önskemålet om att framställa ett material som är både värmeisolerande och bärande. Materialet är en svensk uppfinning, som började tillverkas år 1929. Materialet kallades ursprungligen ”ånghärdad gasbetong” men det fick 1940 handelsnamnet ”Ytong”. Råmaterialet bestod av bl.a. bränd kalk och alunskiffer.

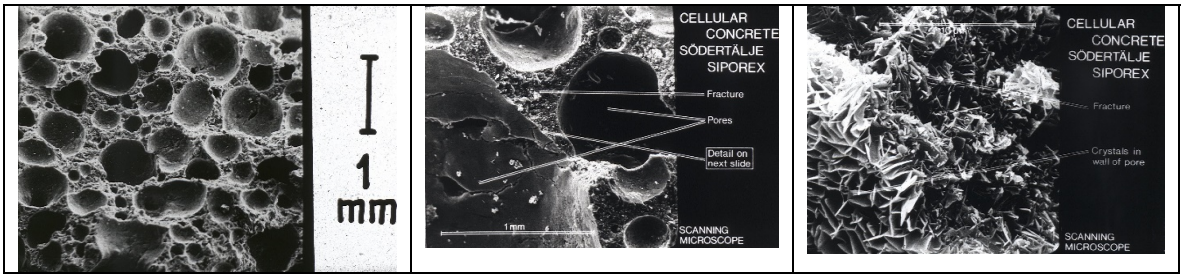
Produkter baserade på bränd kalk och alunskiffer visade sig kunna ge hälsoproblem. Det beror på att dessa avger radongas, som vid sönderfall ger upphov till radioaktiv gammastrålning. År 1975 upphörde därför tillverkningen som baserades på alunskiffer.

Ett annat företag påbörjade 1934 tillverkningen av en konkurrerande produkt, som kallades ”Siporex”. Ett flertal fabriker byggdes i Sverige och materialet började även licenstillverkas i ett stort antal länder.



Figur 2. Schema över tillverkningen av gasbetong. Bild från Burström (2021).

Siporex, och senare även Ytong, tillverkades genom att cement eller kalk blandades med ett finmalet kiselsyrahaltigt material och vatten, se Figur 2. Det kiselsyrahaltiga materialet kan vara kvartssand eller sandsten. I nästa steg tillsätts aluminiumpulver, som reagerar med den starkt basiska blandningen varvid det bildas bubblor av vätgas, därav namnet gasbetong. Jäsningsprocessen pågår sedan massan först har fyllts i formar. Vid lämplig styvhet hos massan skärs den i önskade stycken. Dessa förs sedan in i en autoklav, där massan ånghärdas vid ca 180 °C och under högt tryck (8-10 atm). Under denna process reagerar cement och kalk med kiselsyran. Slutprodukten blir i det närmaste densamma som bindemedlet i betong, men tack vare ånghärdningen i autoklav blir den kemiska beständigheten ännu bättre än betongens.



Figur 3. SEM-foton av gasbetong (Siporex) i olika förstoringsgrader. Foton från Burström (2021).

Bubblorna av vätgas bildar en öppen porstruktur, se Figur 3. Vätgasen kan därför diffundera bort och ersättas av luft. Materialet är därefter färdigt för användning men fuktkvoten är vid leverans hög, ca 30 %.

Materialet kallades ursprungligen gasbetong. Så småningom blev lättbetong ett samlingsnamn. För att kunna skilja materialet från andra typer av lättbetong är sedan ca slutet av 1980-talet autoklaverad lättbetong det tekniskt riktiga namnet enligt SIS (Svenska Institutet för Standarder).

Oarmerad gasbetong tillverkades som block av olika dimensioner. Tak-, bjälklags- och väggelement samt olika typer av balkar tillverkades av armerad autoklaverad lättbetong.

Materialets tryckhållfasthet är starkt beroende av densiteten. I Tabell 1 redovisas ungefärliga värden på tryckhållfasthet och elasticitetsmodul för autoklaverad lättbetong med olika densitet.

Tabell 1. Ungefärliga värden på E-modul och tryckhållfasthet för gasbetong med olika densitet.

Densitet [kg/m^3]	**Elasticitetsmodul [MPa]**	**Tryckhållfasthet [MPa]**
340	1000	2.0
450	1200	2.3
500	1700	3.0
600	2500	5.0

Materialets böjdraghållfasthet uppgår till ca 20 % av dess tryckhållfasthet. Draghållfastheten uppgår normalt till ca 1/6 av tryckhållfastheten enligt Lättbetonghandboken (1993).

En av de viktigaste egenskaperna hos gasbetong är dess värmekonduktivitet. Denna är kraftigt beroende av fuktinnehållet och densiteten. Ungefärliga värden för värmekonduktiviteten för torrt material redovisas i Tabell 2.

Tabell 2. Värmekonduktivitet för gasbetong.

Densitet	λ [W/(m·K)]
115	0.045
300	0.072
400	0.10
500	0.13
575	0.16

Materialets kemiska beständighet är bättre än betongens, se ovan. Å andra sidan är materialet mycket poröst, varför angreppen inte begränsas till ytan. Därför rekommenderades att materialet skyddas med diffusionstäta skikt, när det skall användas i t.ex. simhallar eller industrier med hög halt av aggressiva gaser.

I traditionell betong skyddas ingjuten armering mot korrosion av betongens höga pH-värde. Men gasbetongen är ju dels mycket porös och dels är dess pH-värde lägre än i normal betong. Det innebär att den ingjutna armeringen måste förses med en skyddande behandling före ingjutning. Denna består av en blandning av cement och vatten som stålet doppas i, se höger del av Figur 2. För att förbättra hållfastheten hos cementslammet tillsattes senare även en akrylatpolymer. Vissa tillverkare använder en bitumenlösning som korrosionskydd.

Korrosionsskyddet är inte tillräckligt om materialets fuktkvot långvarigt är hög. Också av denna anledning måste man motverka fuktanrikning och undvika att stänga in leveransfuktigt material mellan täta skikt.

2.2 Armerade takelement och bjälklagsplattor av gasbetong

Plattorna armerades i både underkant och överkant med släta armeringsstänger som förankrades i zoner nära ändarna. En mycket vanlig metod för förankring är tre tvärgående armeringsjärn svetsade mot längsarmeringen. Observera att armeringen utförs i fabrik i samband med tillverkningen av elementen. I produktinformation från tillverkaren redovisades normalt inte armeringsutforming i form av layout, dimensioner och stålkvaliteter. Tillverkarna angav tillåten last enligt den tidens normer eller s.k. märklast kopplat till en produkt-beteckning som beskriver densitet och dimensioner för ett element, se Handboken Bygg (1961) och Lättbetonghandboken (1993).

Med märklast avses den last enligt gällande norm som elementet skall kunna bära utöver egenvikt med tillräcklig säkerhet. Till skillnad från ordinär armerad betong hade man ingen vedertagen metodik att beräkna moment- och tvärkraftskapacitet för armerade gasbetongelement med slätarmering, Granholm (1960). Observera att man inte kan använda dagens standardmetoder för böjning/skjuvning av armerade balkar och plattor av normalbetong med vidhäftande armering.

Verifiering av bärförmåga gjordes i stället genom provning, som utfördes av tillverkarna. Metodiken vid provning reglerades genom ett supplement till Svensk Byggnorm 67, Gasbetongelementnormer (1968). Supplementet började gälla från 1 jan 1969 med samma status som Svensk Byggnorm hade vid denna tid. Hur systemet fungerade innan denna publikation kom ut är inte känt för författarna av denna rapport.

För armerade gasbetongelement är det som nämnts ovan viktigt med korrosionsskydd för armeringen eftersom gasbetongen i sig inte fungerar som skydd för korrosionsangrepp. Detta sker genom att armeringen doppas i någon typ av korrosionsskydd före tillverkning av elementen, se avsnitt 2.1. I nämnda Gasbetongelementnormer (1968) beskrivs en accelererad metod för provning av armeringens korrosionsskydd.

Sammanfattningsvis finns det en del osäkerheter om man vill utvärdera status hos befintliga armerade gasbetongelement. För att få en mer detaljerad inblick i hur armerade gasbetongelement är uppbyggda och fungerar redovisas nedan tester av nedmonterade takelement från en äldre industribyggnad.

3. Tester av takelement från industrihall byggd 1958

3.1 Byggnaden

En industribyggnad i Lesjöfors, Filipstads kommun, färdigställd 1958, har använts för tillverkning av metallfjädrar fram till 1985. Därefter har byggnaden använts som kallager. Taket var uppbyggt av 5 m långa armerade gasbetongelement. Yttertaket monterades ned 2024 på grund av omfattande skador, se Figur 4.

Figur 4. Industribyggnad från 1958. a) Efter nedmontering av takelementen. b) Exempel på skador före nedmontering.

Vid nedmonteringen tog man ut fem relativt oskadade element, som transporterades till Lunds Tekniska Högskola för att testas och undersökas i laboratoriet. Man bör notera att flertalet element i taket hade mer omfattande skador. Detta gällde särskilt element i takets lågpunkter, där man hade invändig avvattning. I dessa zoner observerades uppskattade nedböjningar av storleksordningen 100 mm över en spännvidd av 5 m, dvs. ca L/50. En hypotes är att skadorna kan ha orsakats av vatten-läckage och senare frysning. Tätningen av taket var utförd med papp i två lager som limmats utvändigt med varmasfalt mot gasbetongen. Enligt uppgift hade takbeläggningen lagts om åtminstone en gång tidigare sedan huset byggdes.

Figur 5 visar de fem provelementen på plats i LTH:s laboratorium.

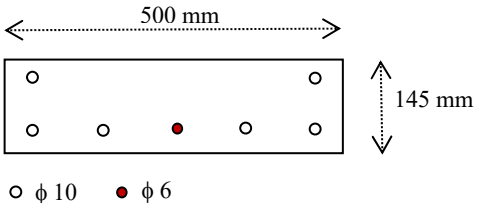
Figur 5. Provelement från 65 år gammal industribyggnad

3.2 Testelementens egenskaper

Takelementen har längden 5 m, bredden 0,5 m och tjockleken 145 mm. Efter att testerna genomförts uppmättes densiteten hos utborrade cylindrar i två olika element till 630 respektive 650 kg/m^3, dvs. i medeltal 640 kg/m^3. Fuktkvoten vid tidpunkten för laboratorietesterna uppmättes på samma cylindrar till 4,27 och 4,40 % genom uttorkning i 105 °C, dvs. i medeltal 4,33 vikt-%. Detta motsvarar ca 55 % relativ fuktighet (RF).

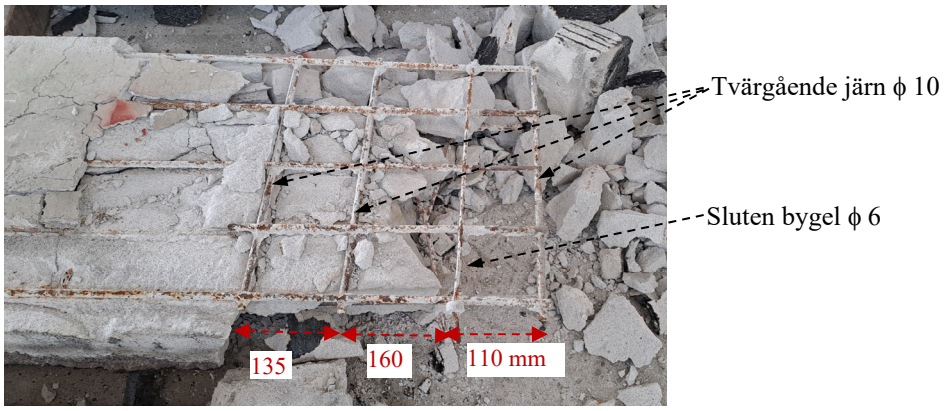
Enligt Lättbetonghandboken (1993) och Handboken Bygg (1961) tillverkades takelemement med densiteter av högst 500 kg/m^3. I Handboken Bygg (1961) beskriver man dock bjälklagselement med densitet 650 kg/ m^3. Det är inte osannolikt att man på 1950-talet levererade takelement med denna högre densitet, eftersom produkten under denna tid fortfarande var under utveckling. Med densiteten 640 kg/m^3 kan man enligt Persson & Willén (1952) och Burström (2021) uppskatta tryckhållfastheten (15 cm kub) till 5-6 MPa. Tryckprovning gjordes också på två utborrade cylindrar från två av tak-elementen. Cylindrarnas diameter var 54 mm och längderna var 133 mm och 107 mm. Hållfastheten för dessa var mycket lägre: 1,14 MPa för den längre och 1,7 MPa för den kortare. Orsaken till dessa låga värden är delvis skillnaden i provningsmetod men tyder på att tryckhållfastheten är signifikant lägre än förväntat hos materialet i de gamla elementen.

Armeringen i takelementen består bl.a. av längsgående släta järn placerade i underkant och överkant enligt Figur 6. Täckskikt mot underkant och överkant är ca 15 mm.



Figur 6. Positioner för längsgående släta armeringsjärn i takelement.

Vid var och en av elementets båda ändar finns tre tvärgående armeringssjärn ϕ 10 samt en bygel ϕ 6 fastssvetsade mot den längsgående armeringen, se Figur 7. Syftet med dessa järn är främst att förankra den längsgående släta armeringen. Det yttersta tvärjärnet är placerat ca 25 mm från ändytan. Position för övriga järn framgår av Figur 7.



Figur 7. Foto av armeringsutformning vid elementets ände taget efter att elementet testats. Elementets undersida är vänd mot kameran.

För de testade elementen observerades också att korrosionsskyddet för armeringen hade utförts genom ytskikt av cementslam. Korrosion observerades genomgående längs hela armeringsjärnens ytor, vilket också kunde ses vid rivningen av taket på plats, se Figur 8. För de testade elementen var korrosionen ytlig och har inte reducerat armeringens tvärsnittsarea.

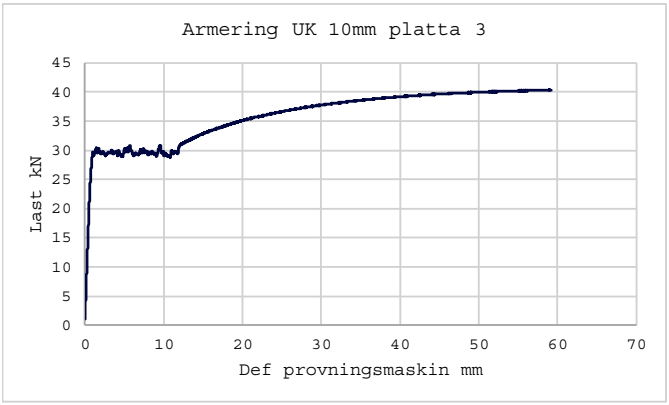
Figur 8. Foto från rivningsarbetet. Visuella tecken på korrosion genomgående på armeringen.

Efter huvudförsöken togs två 10 mm underkantsjärn och ett 10 mm överkantsjärn ut från olika takplattor och testades i axiella dragförsök. Figur 9 visar som exempel kraft-förskjutningssamband för ett av dessa försök. Det framgår att responsen är typisk för mjukt stål med tydlig sträckgräns och stor deformationskapacitet.

Resultaten sammanfattas i Tabell 3 i form av undre sträckgräns σ_{su}, brottgräns σ_{br} och uppskattad brottöjning ε_u. Det framgår av resultaten att man använt olika kvaliteter på slätstål i underkant respektive överkant.

Vid denna tid fanns inte speciella regler för slätarmeringsstål utan bara för allmänt stål. I BABS 1960 [6] anges kvaliteterna 1311, 1411 och 2114. Underkantsarmeringen uppfyller kraven för kvalitet 2114 och överkantsarmeringen kraven för kvalitet 1411, se också Handboken Bygg (1961). Om man vill översätta detta till karakteristiskt värde f_{yk} som används vid säkerhetsverifiering i dag får man enligt TRVINFRA-0033 (2022) följande resultat

- Armering underkant (2114, St 52): f_{yk} = 310 MPa
- Armering överkant (1411, St 44): f_{yk} = 270 MPa



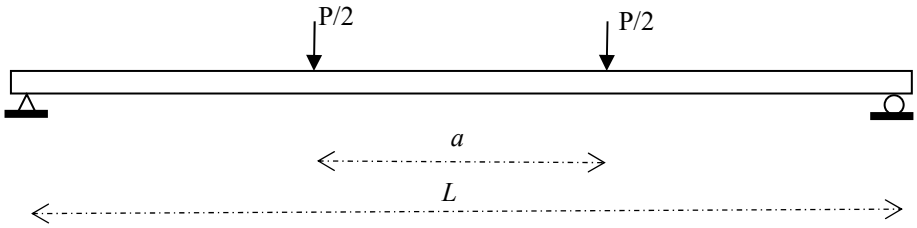
Figur 9. Uppmätt kraft-förskjutningssamband för underkantsarmering i en av testplattorna.

Tabell 3. Sammanfattning av dragförsök på slätarmering i de testade takelementen

TEST	Sträckgräns σ_{su} MPa	Brottgräns σ_{br} MPa	Brottöjning ε_u %
UK 1	371	517	22
UK 2	369	520	22
ÖK 1	294	417	24

3.3 Provning av elementen i böjning

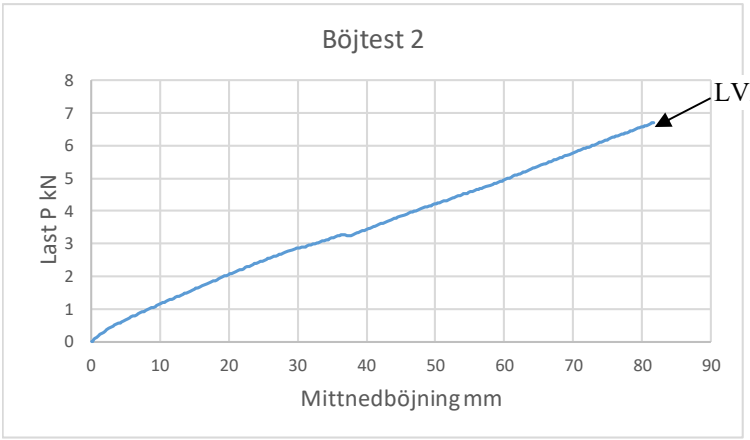
Två av de fem takelementen testades i ren böjning med försöksuppställning enligt Figur 10. Måtten *a* och *L* varierade något mellan försöken av provningstekniska skäl eftersom vissa ytskador fanns vid elementens ändzoner.



Figur 10. Försöksuppställning för provning av böjkapacitet.

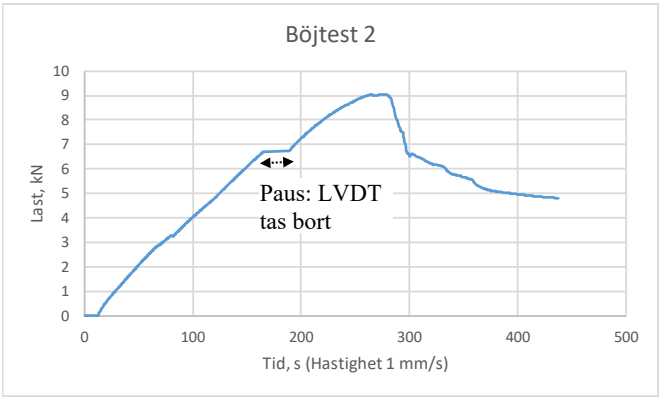
Belastningen påfördes kontinuerligt med deformationsstyrning svarande mot 1 mm/s för provningsmaskinens rörelse. Nedböjningen i mittsnittet mättes med 2 LVDT-givare, en på vardera sidan av elementet.

Figur 11 visar sambandet mellan påförd kraft *P* och mittnedböjning för ett av takelementen. Böjstyvheten hos elementen visade sig vara låg, vilket innebar att LVDT-givarens maximala mätområde uppnåddes innan maximal last inträffade.



Figur 11. Samband mellan mittnedböjning och last för element belastat i böjning.

För att få en uppfattning om hela förloppet visas lasten P som funktion av tiden i försöket, se Figur 12. Det framgår att maximala lasten uppgår till ca 9 kN. Genom extrapolering av sambandet som visas i Figur 11 kan man också uppskatta att mittnedböjningen vid maxlast är av storleksordningen 110 mm.



Figur 12. Last som funktion av tiden i böjtest

Den initiella böjstyvheten kan utvärderas från Figur 11. Motsvarande utvärdering gjordes för det andra böjtestet. Resultaten sammanfattas i Tabell 4.

Observationer som gjordes vid försöken är att elementen uppvisar stora deformationer vid böjning men fungerar mycket robust i den meningen att även vid mycket stora nedböjningar sker ingen kollaps, se Figur 13. Maximal nedböjning när provningen avbröts, var av storleksordningen 200 mm, motsvarande ≈ L/25. Till skillnad från ordinär betong får man få eller inga dragsprickor i underkant ens vid hög momentbelastning. Detta beror på att man använder slätarmering med begränsad vidhäftning mot gasbetongen. I slutskedet fungerar armeringen i elementet som en hängande lina som är förankrad vid ändarna. Förankringen i de provade elementen fungerade tillfredsställande fram till denna punkt.

Tabell 4. Sammanfattning av resultat från tester i böjning

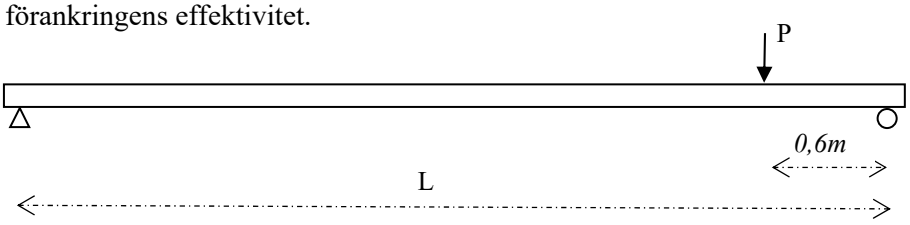
Böjtest	*L* m	*a* m	Brottlast P_{br} [1)] kN	Brottmoment M[2)], kNm	Initiell böjstyvhet EI, MNm^2	Mittnedböjning vid maxlast mm
B1	4,5	1,5	9,9	8,6	0,15	≈ 100
B2	4,84	1,6	9,5	9,0	0,16	≈ 110
Medel				8,8	0,155	

[1] Med tillägg från belastningsanordningars egenvikt; [2] Inklusive elementets egentyngd

Figur 13. Böjtest av takelement i provningens slutskede

3.4 Tester av tvärkraftskapacitet

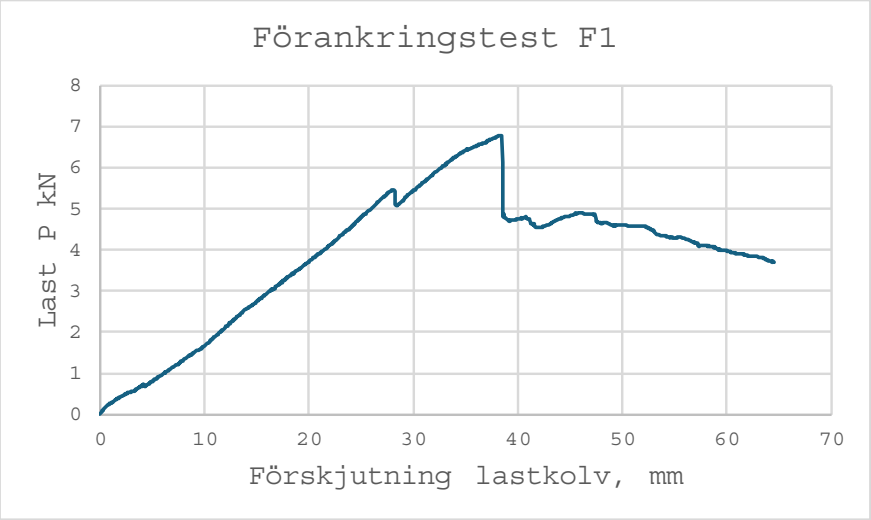
Tre av de fem elementen testades för att undersöka förankringens effektivitet. Figur 14 visar försöksuppställningen i dessa tester. Genom att placera en punktlast nära stödet uppnår man en högre tvärkraft nära stöd utan att överskrida momentkapaciteten. Eftersom tvärkraften vid böjning är proportionell mot den kraft som behöver tas upp i ändförankringen, blir tvärkraftskapaciteten ett mått på förankringens effektivitet.



Figur 14. Försöksuppställning för provning av tvärkraftskapacitet.

Spännvidden L var 4,8 m i två av dessa tester. I det tredje testet var L=4,65 m av provnings-tekniska skäl. Belastningen påfördes deformationsstyrd med hastigheten 0,1 mm/s. Samband mellan last och förskjutning (mätt i belastningskolven) visas i Figur 15 för ett av försöken F1.

Man ser här ett nära linjärt förlopp fram till att tvärkraftsbrott inträffar vid P_u = 6,8 kN. Vid denna last är tvärkraften invid stödet V_u = 5,95 kN och maxmomentet M_u = 3,6 kNm. Man kunde tydligt observera att brottlasten i dessa försök är kopplad till förankringsbrott/skjuvbrott, se t.ex. Figur 16.



Figur 15. Samband mellan last och förskjutning i förankringstest F1 (L=4,8m).

Figur 16. Skjuvbrott i takelement.

Resultaten för de tre försöken sammanfattas i tabell 5.

Tabell 5. Resultat från förankringsförsök

Test	L m	Brottlast P_u kN	Tvärkraft vid brott V_u kN	Maxmoment vid brott, M_u kN
F1	4,8	6,8	6,0	3,6
F2	4,8	8,1	7,1	4,3
F3	4,65	8,4	7,3	4,4
Medel			**6,8**	**4,1**

Tvärkraftskapaciteten kan ses som ett mått på effektiviteten hos ändförankringen. Det kan vara intressant att jämföra med tvärkraften som uppnåddes i böjförsöken, se Tabell 4. När böjbrott inträffade i dessa försök hade man en tvärkraft av storleksordningen 4,5 kN, vilket är signifikant lägre än värdena i Tabell 5. I böjförsöken kunde man inte heller observera några tydliga tecken på förankringsbrott.

3.5 Analys och slutsatser

De provade gasbetongelementen visade på en god bärförmåga vid såväl böjning som tvärkrafts-belastning trots att de var delvis skadade efter lång användning och demontering. Försöken visade att elementen kan bära en utbredd last av 5,2 kN/m^2 (vid antagen spännvidd 4,8 m) utöver egenvikten innan brott inträffar. Detta kan jämföras med nominell snölast på taket 1,5-2,0 kN/m^2 , föreskriven i BABS 1950, som var den byggnorm som gällde när byggnaden uppfördes. Säkerhetsfaktorn för böjbrott är alltså 2,6-3,5, vilket är signifikant högre än vad som krävdes då. Nuvarande snözon är 2,5, vilket innebär att karakteristisk snölast på det platta taket är 2,0 kN/m^2. Slutsatsen är att säkerheten mot brott är klart uppfylld så länge inga allvarliga skador förekommer eller ingrepp gjorts på takelementen.

Försöken visade dock att initiella böjstyvheten *EI* hos elementen är relativt låg. Den uppmättes i de två försöken till 0,155 MN·m^2. För ett tvärsnitt med tröghetsmoment $I = 127 \cdot 10^{-6}$ m^4 får man en ”effektiv” E-modul på 1220 MPa för korttidslast. Detta värde kan jämföras med E-modulen bestämd i tryckförsök. För densiteten 640 kg/m^3 indikeras värden av storleks-ordningen 2500 MPa, se Burström (2021) eller Handboken Bygg (1961). Skillnaden beror på att delar av tvärsnittet dragbelastas och sprickor bildas. Utöver detta tillkommer långtidseffekter av krypning vars storlek är mindre väl känd.

Baserat på den uppmätta böjstyvheten EI = 0,155 MNm^2 kan korttidsnedböjningen för takelementen med spännvidd 4.8 m och bredden 0,5 m analyseras i bruksgränstillståndet enligt nu gällande konstruktionsregler.

Egentyngd element = 640·0,145·0,5 = 46,4 kg/m = 0,464 kN/m.
Karakteristisk snölast 2.0 kN/m^2 ger 1,0 kN/m element.
Frekvent snölast = $\psi_1 \cdot 1{,}0 = 0{,}4$ kN/m element.
Dimensionerande last vid frekvent lastkombination $q_1 = 0{,}464 + 0{,}4 = 0{,}864$ kN/m

Mittnedböjningen δ beräknas ur

$$\delta = \frac{5q_1L^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 0{,}864 \cdot 10^{-3} \cdot 4{,}8^4}{384 \cdot 0{,}155} = 0{,}0385m = 38{,}5mm$$

Detta är en relativt stor korttidsnedböjning svarande mot L/130. Och ändå har vi inte in-kluderat långtidseffekter som kan bedömas innebära minst en fördubbling eller tredubbling. Observera också att mer än hälften av lasten är egentyngd som alltid finns närvarande. Det är därför ingen överraskning att man observerade nedböjningar av storleksordningen 100 mm i den aktuella byggnaden. Men sett ur risksynpunkt är den låga styvheten inte omedelbart kritisk. Stora nedböjningar utgör oftast ingen stor olägenhet i en hallbyggnad och innebär ingen risk för kollaps om elementen är korrekt upplagda med tillräckligt stor anliggnings-längd vid stöden. Däremot kan stora deformationer äventyra täckskikt med risk för vatten-läckage i tak. Det kan också finnas risk för vattensamlingar på flacka tak som ger överbe-lastning och risk för skador genom frysning/tining. Det finns indikationer på det senare för byggnaden i Lesjöfors, varifrån de testade elementen tagits ut.

En annan slutsats från försöken är att ändförankringen av längsarmeringen med påsvetsade tvärgående järn fungerade effektivt trots att de testade elementen hade en del skador i ändzonerna före provning.

4. Kan verifiering av bärförmåga göras genom beräkning?

4.1 Bakgrund

Armerad gasbetong erbjuds på marknaden även idag. En dominerande tillverkare är Bauroc, se Bauroc (2016). Tjockleken på deras element är 250 mm och standardbredden är 600 mm. Elementen produceras i olika längder och anges kunna säkert bära en ytlast av 5,5-6,5 kN/m^2 utöver elementets egenvikt. Armeringslayout påminner om den som fanns redan för 50 år sedan, men nu med fem fastsvetsade tvärgående stänger i vardera änden (fördelade över 30 % av längden) som förankring. Utöver detta presenteras ingen detaljerad information om armeringens dimensioner och övriga egenskaper.

Idag finns också en standard SS-EN 12602:2016 för armerad gasbetong. Annexe A i denna standard presenterar en metodik för beräkning av böj- och skjuvkapacitet hos böjda element. En fråga här är om standarden SS-EN 12602 kan användas för att beräkningsmässigt prediktera moment- och tvär-kraftskapacitet hos de gamla element som testats, med resultat som presenteras i avsnitt 3.

Problemet är främst att man inte har något tillförlitligt värde på tryckhållfastheten att tillgå. Att prediktera den från empiriska samband mellan densitet och tryckhållfasthet ger felaktiga resultat. Beräkningsmodellerna i standarden förutsätter att vidhäftningen fungerar mellan armering och gasbetong. Man kan inte utgå från att detta är fallet för gasbetong från äldre konstruktioner. Försöken visade inte heller synliga sprickor i dragzonen ens vid mycket stor nedböjning, se Figur 17. Som nämnts ovan har moderna element fler tvärstänger i armerin-gen, se Bauroc (2016).

Figur 17. Närbild från böjförsök vid kraftig nedböjning

Nedan tillämpas beräkningsmodellerna som finns i SS-EN 12602, Annexe A, på de provade elementen och jämförs med provningsresultaten.

4.2 Böjkapacitet

I de provade elementen har man total dragarmeringsarea = 342 mm^2. Sträckgränsen uppmättes till f_y = 370 MPa. Total dragkraft F_{sy} i armeringen vid flytning är då

$F_{sy} = 370 \cdot 342 = 126{,}5 \cdot 10^3$ N = 126,5 kN

Testerna visade att brottmomentet M_u = 8,8 kNm

Detta motsvarar en inre hävarm z när armeringen uppnår flytgränsen som är

z = 8,8/126,5 ≈ 0.07 m =70 mm

Med effektiva höjden $d \approx 125$ mm får vi $z = 0{,}56\ d$. Om man tillämpar de beräkningsprinciper som ges i SS-EN 12602:2016 får man värdet på $z = 0{,}86\ d$. Inre hävarmen för normalbetong i tunnare plattor är också vanligen av denna storleksordning. Till detta kommer att beräkningsmetoden i standarden är mycket svår att förstå. Antaganden bakom denna är inte tydliga, men bygger på Bernoullies hypotes om att plana tvärsnitt förblir plana, vilket förutsätter god vidhäftning.

En tillämpning av beräkningsmodellen från standarden ger därför en kraftig överskattning (≈ +50%) av momentkapaciteten åtminstone för element av den typ som provats i detta projekt.

4.3 Tvärkraftskapacitet

I SS-EN 12602, A 4.1.2 anges empiriska formler (A.6) för att beräkna tvärkraftskapacitet för armerad gasbetong utan skjuvarmering. Tillämpning av dessa formler kräver att man har tillgång till tryckhållfasthet f_c för gasbetongen. Utgående från densiteten kan man som nämnts ovan uppskatta f_c till 5-6 Mpa för 150 cm kub, se avsnitt 2.1. I SS-EN 12602 hänvisas till en annan standard EN 679 (2005) för bestämning av tryckhållfasthet på kuber med sidan 100 mm. Problemet är att prover av denna storlek inte kan tas ut från de armerade elementen. Provningen utfördes i stället på cylindrar med diametern 54 mm, se avsnitt 3.2. Om vi för gasbetongen i försöken grovt uppskattar en låg karakteristisk tryckhållfasthet av 1,0 MPa som indikeras av testerna på materialet kan vi med de empiriska formlerna i EN 12602 beräkna tvärkraftskapaciteten till (med partialkoefficienter satta till 1,0)

V_1 = 8,3 kN

Detta kan jämföras med tvärkraften vid brott i våra försök som i medeltal uppgick till 6,8 kN. Eftersom standarden förutsätter karakteristisk bärförmåga borde försöksvärdet vara åtminstone 30-50 % högre än standardens värden. Trots konservativt val av tryckhållfasthet överskattar standarden tvärkraftskapaciteten signifikant.

Slutsatsen är att beräkningsmetoderna i standarden kraftigt överskattar bärförmågan både vid böjning och vid skjuvning. Därför bör standarden SS-EN 12602 definitivt inte användas för att verifiera bärförmåga hos befintliga armerade gasbetongelement i äldre byggnader.

5. Förekomst av armerad gasbetong i byggnadsbeståndet

Armerad gasbetong är vanligt förekommande i byggnader uppförda från början av 1950-talet fram till 1990-talet. Det saknas tillförlitlig statistik som kan ge en detaljerad beskrivning av användningsfrekvens i olika typer av byggnader. Här ges dock en översiktlig bedömning baserad på bl.a. Lättbetonghandboken (1993).

En mycket vanlig användning är som takelement i hallar med långa spännvidder av den typ som visas i Figur 1. Takelementen användes också i relativt stor omfattning för andra typer av byggnader som bostäder, kontor, affärslokaler etc. Belastningen i sådana fall består vanligen av egenvikt och snölast. I samtliga dessa användningsområden utgör takelementen en del av klimatskärmen, vilket kan innebära

förhöjd risk för fukt- och vattenskador orsakade av läckage. För att bl.a. minska risken för fuktskador gjordes elementen vattenavvisande (hydrofoberade) sedan mitten av 1970-talet.

Armerade gasbetongelement användes också relativt frekvent för bjälklag. I småhus utnytt-jades de som bjälklag över kryputrymmen och källare, samt som mellan- och vindsbjälklag.

I olika typer av enplansbyggnader som skolor, barndaghem och vårdbyggnader var en vanlig användning kryprumsbjälklag och takbjälklag.

Användning av armerad gasbetong i lägenhetsskiljande bjälklag i flerfamiljshus kunde också förekomma, men var troligen ovanligt på grund av svårigheten att uppfylla krav på ljudisolering.

Användning som mellanbjälklag inom kontorslägenheter eller entresolbjälklag i hallbyggnader är sannolikt mer frekvent förekommande.

6. Riskbedömning relaterad till armerad gasbetong

Generellt bör det inte finnas en förhöjd risk med armerad gasbetong som tak- eller bjälklagselement i äldre byggnader. Men om man har tecken på vattenläckage, ingrepp i konstruktionen (håltagningar eller kapning av förtillverkade element), stora deformationer, sprickbildning eller andra skador krävs en fördjupad undersökning av eventuella risker.

Stora nedböjningar av armerade gasbetongelement kan förekomma på grund av begränsad styvhet och svårbedömda långtidseffekter. Följdeffekter av stora nedböjningar kan vara

- Skador på täckskikt i tak, med vattenläckage som följd.
- Överbelastning genom vattenansamling på låglutande tak (pölbildning).
- Risk för koncentrerat upplagstryck på grund av stor stödrotation.

Armerade gasbetongelement är känsliga för fukt och vattenläckage som kan leda till

- Förhöjd risk för korrosion av armeringen
- Reduktion av gasbetongens hållfasthet
- Försämrad förankring av armeringen

En kritisk punkt är förankringen av armeringen med påsvetsade tvärgående järn i elementens ändar, se Figur 7. Det är mycket viktigt att det yttersta tvärgående järnet finns inom upplagsytan, vilket kräver en tillräckligt stor upplagsbredd. I Handboken Bygg (1961) står ”Takplattorna är enligt uppgift dimensionerade med trefaldig brottsäkerhet vid en förutsatt upplagsbredd av minst 5 cm”. Enligt samma källa gäller för armerade bjälklagsplattor att ”effektiv upplagsbredd skall normalt vara 10 cm. För korta plattor med ringa belastning kan upplagsbredden minskas till minimum 5 cm”. I Lättbetonghandboken (1993) anges att den verkliga upplagslängden skall vara större än 50 mm för spännvidder ≤ 5 m och större än 60 mm för längre spännvidder. För att ta hänsyn till toleranser rekommenderades att den teoretiska upplagslängden på ritning vid nyprojektering väljs till 60-90 mm beroende på spännvidd och typ av upplag. Modernare anvisningar som t.ex. Bauroc (2016) anger ännu högre krav på teoretiska upplagslängder i storleksordningen 80-150 mm.

Eftersom ändförankringen är en kritisk punkt bör man ägna särskilt stor uppmärksamhet att undersöka om det finns skador nära stöd hos elementen. En risk som lyfts fram i Storbritannien är att de förtillverkade elementen i vissa fall kan ha ändkapats på byggplats, så att förankringen har försämrats eller försvunnit, se ISTRUCTE (2022). Liknande effekt kan uppstå genom håltagning eller andra ingrepp.

Korrosion av armering är också en viktig faktor att hålla ögonen på. Täckskikt av gasbetong utgör inget skydd för armeringen på det sätt som gäller för normalbetong. Korrosionskyddet av armeringen är mindre effektivt och särskilt vid hög fuktbelastning initieras korrosion på armeringen. En generell erfarenhet är dock att graden av korrosion sällan är så stor att armeringens tvärsnittsarea påverkas

signifikant. Däremot kan korrosion leda till sprickbildning och avspjälkning av täckskikt, vilket kan äventyra förankringen. Korrosion i ändzoner där längsarmeringen förankras är därför särskilt kritisk.

I handboken Bygg (1961) avråder man från att använda armerade takelement över lokaler med speciellt hög fuktighet, med aggressiva gaser eller med för hög värme. Användning kan dock ske även i sådana fall om t.ex. ett diffusionstätt skikt appliceras på elementens undersida.

I Storbritannien har man observerat att det finns en viss variabilitet i armeringens position mellan olika gasbetongelement. Dessutom kan materialets porositet och därmed egenskaper variera både inom och mellan elementen i äldre byggnader.

7. Utvärdering av status hos armerade gasbetongelement i befintliga byggnader

Om det finns observationer som ger anledning till tvivel om säkerhet och funktion hos armerade gasbetongelement i en befintlig byggnad bör man genomföra en mer detaljerad utvärdering. Nedan ges en översiktlig vägledning om vad man i så fall bör fokusera på.

Kontrollera om någon eller några av följande avvikelser förekommer

- Alltför stora nedböjningar (> ≈1/150 av spännvidden)
- Sprickbildningar i tätskikt i anslutning till invändiga takavlopp och andra genomföringar
- Signifikant sprickbildning i områden nära stöd
- Avspjälkning eller delaminering av gasbetongen särskilt nära stöd.
- Pågående eller tidigare vattenläckage
- Synliga tecken på korrosion
- Alltför korta upplagslängder vid stöden
- Ingrepp i konstruktionen (avkortning, håltagning etc.)
- Bristande status/täthet hos ytskiktet på yttertaket
- Signifikant pölbildning på låglutande tak efter regn

Om sådana avvikelser förekommer bör man göra en ytterligare fördjupad riskbedömning och vidta lämpliga åtgärder.

Vad gäller mätning/observation bör noteras att vissa metoder som ofta används för normalbetong inte nödvändigtvis fungerar lika bra för gasbetong.

- Karbonatiseringstester och kloridtester är inte meningsfulla bl.a. på grund av materialets höga porositet
- Borrkärnor för test av gasbetongens tryckhållfasthet ger oftast mer skada än nytta, och är svåra att ta ut i förstörande prov på grund av armeringens närvaro
- Täckskiktsmätare kan användas för att få en grov bild av armeringens positionering, men är inte effektiv för att visa om tvärarmeringen vid stöd är korrekt placerad

Men om man med täckskiktsmätare kan visa att längsarmeringen löper in i stödzonen samtidigt som man har en tillräckligt stor upplagslängd (≥ 50 mm) är det sannolikt att ändförankringen fungerar tillfredsställande.

Läckage i anslutning till sprickbildningar i tätskiktet kan detekteras med hjälp av en fuktindikator.

8. Sammanfattning och slutsatser

Syftet med denna rapport är att göra en initiell bedömning av eventuella risker med armerad gasbetong i det svenska byggnadsbeståndet. Nedmonterade takelement från en hallbyggnad uppförd 1958 har undersökts och bärighetstestats i laboratorium. Bedömningen har också baserats på erfarenheter från Storbritannien, där man har haft uppmärksammade ras och andra tillbud kopplade till armerade gasbetongelement.

Generellt bedöms riskerna med materialet vara begränsade i Sverige. De skador som ändå kan förekomma bedöms inte ha allvarliga konsekvenser och eftersom de i regel föregås av varningstecken som lätt kan observeras. Viktiga sådana varningstecken är

- Avspjälkning och delaminering av gasbetongen särskilt nära stöd
- Signifikant sprickbildning
- Stora nedböjningar
- Synlig korrosion
- Vattenläckage

I de fall varningstecken kan observeras försvåras riskbedömningen av osäkerheter om

- Utformning och mängd armering i de förtillverkade elementen
- Hållfasthetsegenskaperna hos gasbetongen

Dokumentation från dåvarande tillverkares sida har inte varit transparent utan tycks ha setts som företagsintern information.

Detta innebär att beräkningsmässig verifiering av bärförmåga är svår att göra. Det finns heller inga tillförlitliga modeller för beräkning av böj- och skjuvkapacitet. En slutsats från vår undersökning är att den metodik för beräkning som presenteras i standarden SS-EN 12602 från 2016 definitivt inte kan användas för verifiering av bärförmåga hos armerade gasbetongelement i befintliga äldre byggnader. Man kan också fråga sig om metoden är tillförlitlig när det gäller armerad gasbetong som produceras idag.

Elementens status i förankringzonen nära stöd är avgörande med avseende på risk för plötslig kollaps av den typ som förekommit i Storbrittanien. Signifikanta skador i detta område måste leda till omedelbara åtgärder.

9. Referenser

BABS (1950). Anvisningar till byggnadsstadgan. Byggnadsstyrelsen publ. 1950:1. Stockholm.

BABS 1960. Anvisningar till byggnadsstadgan. Byggnadsstyrelsen, publ. 1960:1. Stockholm.

Bauroc (2016), Mellan-och vindsbjälklag av bauroc tak-och bjälklagselement. Tillgänglig på: https://bauroc.se/projektering/mellan-och-vindsbjalklag-av-aeroc-tak-och-bjalklagselement/ Besökt:5 sept 2024.

Burström P.G. (2021). Byggnadsmaterial. Tillverkning, egenskaper och användning, Kap 13. Studentlitteratur, Lund.

Emilsson A. (2024). Personlig kommunikation.

Gasbetongelementnormer (1968). Svensk Byggnorm – supplement SBN- S 25:6. Publikation nr 14, Statens Planverk, Stockholm.

Granholm, H. (1960) Reinforced lightweight concrete. In Light Weight Concrete. RILEM Symposium, Gothenburg 1960.

Handboken Bygg (1961). Huvuddel 2. Materiallära, Kap 247. Stockholm 1961.

ISTRUCTE (2022). The Institution of Structural Engineers. Reinforced Autoclaved Aerated Concrete (RAAC) Panels. Investigation and Assessment. London, UK.

Lättbetonghandboken (1993). Siporex AB & Yxhult AB.

Löfman N., Molander V. (2024) Investigation of Reinforced Autoclaved Aerated concrete structures. Master Thesis KTH, TRITA-ABE-MBT-24375. Stockholm.

Persson, K., Willén N.E. (1952). Hållfasthetsegenskaper hos ånghärdad lättbetong, Byggmästaren nr B5.

SCOSS (2019) (Standing Committee on Structural Safety). Failure of Reinforced Autoclaved Aerated Concrete (RAAC) Planks.

TRVINFRA-0033, (2022). Bro och broliknande konstruktion, Bärighetsberäkning. Trafikverkets infrastrukturregelverk.

Tyréns (2024). Skadeinventering vattenverket Vejby, Magnarp. Slutrapport 2024-07-02.