



RISE SAMHÄLLSBYGGNAD  
MATERIALDESIGN



# Återhus

Rivningsobjekt – från kostnad till resurs:  
Pilotstudie återbrukspotential för tunga  
stomdelar i två rivningsobjekt

Linus Brander, Dimitrios Boubitsas, Ida Gabrielsson

RISE Rapport 2021:58

# Innehåll

<b>Innehåll.....</b>	<b>2</b>
<b>1 Pilotstudiens syfte .....</b>	<b>4</b>
<b>2 Process för urval för återanvändning.....</b>	<b>6</b>
<b>3 Pilotobjekt Kv Herrnhutaren 2.....</b>	<b>9</b>
3.1 Bakgrund.....	9
3.2 Platsbesök .....	11
3.3 Inventering våning 3.....	13
3.4 Provuttag.....	16
3.5 Provnings i laboratorium .....	19
3.5.1 Mekaniska egenskaper .....	20
3.5.2 Kemisk analys.....	23
3.5.3 Icke-förstörande provning .....	25
3.6 Resultat och analys .....	29
3.6.1 Jämförelse icke-förstörande och förstörande provningar .....	29
3.6.2 Kolekvivalent i relation till kravbild.....	31
3.6.3 Antagen stålsort från testresultat.....	31
3.7 Slutsatser .....	33
<b>4 Pilotobjekt Kv. Yrket 3 .....</b>	<b>34</b>
4.1 Bakgrund och platsbesök.....	35
4.2 Inventering och kartläggning .....	38
4.3 Provuttag.....	43
4.4 Provnings i laboratorium .....	43
4.4.1 Okulär granskning och tryckprovning första uttaget.....	43
4.4.2 Okulär granskning och tryckprovning andra uttaget.....	45
4.5 Resultat och analys .....	47
4.5.1 Uppskattning av tryckhållfasthet för strukturell bedömning av håldäckselementen vid valt område.....	47
4.5.2 Teoretisk spänningsförlust i håldäcksplattor.....	49
4.6 Slutsatser .....	50
<b>5 Process för bedömning av återbrukspotential.....</b>	<b>52</b>
5.1 Steg 1 - Inventering/kartläggning.....	52
5.2 Steg 2 - Okulär besiktning .....	53
5.3 Steg 3 – Beslut om fortsatta åtgärder .....	53
5.4 Steg 4 – Förstörande provning .....	54
5.5 Steg 5 – Rapport .....	54
5.6 Steg 6 – Kontroll efter demontering och verifiering av prestanda.....	54

<b>Bilaga 1. Beräkningsexempel kvarvarande spännkraft i prefabricerade HD/F bjälklag efter 41 år .....</b>	<b>55</b>
<b>1. Grundförutsättningar .....</b>	<b>55</b>
<b>2. Tidsberoende spännkraftsförlust .....</b>	<b>56</b>
<b>3. Spännstålets relaxation .....</b>	<b>56</b>
<b>4. Betongens totala krympning.....</b>	<b>57</b>
<b>5. Betongens krypning.....</b>	<b>57</b>
<b>5. Spänningen i betongen på spännstålets nivå (långtidslast),.....</b>	<b>58</b>

# Förord

Det som presenteras i denna rapport utgör en del av arbete och resultat från innovationsprojektet *Rivningsobjekt – från kostnad till resurs*, med stöd från det Strategiska Innovationsprogrammet (SIP) RE:Source. Samverkande partner i projektet har varit Codesign, NCC, Fabege och RISE.

RISE rapport 2021:58

ISBN 978-91-89385-47-4

# 1 Pilotstudiens syfte

I projektet "Rivningsobjekt – från kostnad till resurs" undersöks återbrukspotentialen i rivningsobjekt. Målet är att skapa förutsättningar för återbruk (återanvändning) av befintliga funktionella byggnadsdelar och material, som idag förstörs under rivningen. I projektets arbetspaket 6 har två pilotobjekt studerats utifrån olika aspekter som är av intresse vid ett potentiellt återbruk, tex teknisk kvalitet, demonterbarhet, hanterbarhet, materialtyper och arkitektoniskt värde. Utgångspunkten för att skapa en process som hanterar och värderar dessa aspekter är en kombination av två olika tjänster som redan idag tillhandahålls av olika aktörer: *tillståndsbedömning* och *materialinventering i samband med rivning*. Den tänkta processen är avsedd att ge indata till en urvalsmatris med olika kriterier som är viktiga för värderingen av hur man går vidare (ekonomiskt värde, värde minskade utsläpp av klimatpåverkande gaser, osv).

För att testa och revidera den initiala processen för kvalitetsbedömning valdes två olika byggnader ut som pilotobjekt: Kv. Herrnhutaren i Göteborg (NCC) och Kv. Yrket i Solna (Fabega). De två rivningsobjekten kompletterar varandra med avseende på ålder, typologi, användning, byggnadsteknik och materialval. Kv. Herrnhutaren 2 är från 1800-talet och är platsbyggd, med stålstomme och bärande tegelväggar, men med väldigt lite betong. Byggnaden är ombyggd och tillbygg i flera omgångar. Användningen har varit främst affärs- och restauranglokaler, samt kontor och vindslager. Som kontrast är Kv. Yrket från 1980, till största delen byggd med Prefabelement i betong och har använts till kontor och lagerlokal.

## 2 Process för urval för återanvändning

Enligt Plan- och Bygglagen (2010:900, PBL) krävs rivningslov för byggnader inom detaljplanerat område. Det krävs också att byggherren upprättar en kontrollplan, som inkluderar materialinventering och hur eventuella farliga ämnen ska omhändertas. Byggherren ska i kontrollplan också beskriva hur rivningsmaterialet ska tas om hand, dvs. vad som avses gå till återanvändning, materialåtervinning, energiåtervinning, deponi, osv. Den 1 augusti 2020 trädde en ändring i PBL i kraft, som ska främja bättre hantering av bygg- och rivningsavfall genom selektiv rivning och att möjliggöra avlägsnande och säker hantering av farliga ämnen. Syftet är att underlätta återanvändning och högkvalitativ materialåtervinning. Konkret ska bland annat byggherren vid tekniska samråd redovisa *hur* identifiering av avfall och återanvändbara byggprodukter har gjorts. I kontrollplanen ska byggherren vidare redovisa vilka byggprodukter som ska återanvändas (och hur) samt vilka avfall som åtgärden kan ge upphov till och hur dessa ska tas om hand, tex för att möjliggöra materialåtervinning.



Figur 1 Avfallshierarkin. Källa: EU:s avfallsdirektiv (Directive 2008/98/EC on waste).

För att bedöma återbrukspotentialen för en byggnadsdel – tex en stålbalk eller ett håldäck i betong – krävs en utvärderingsprocess där ett antal faktorer undersöks och frågor kring dessa besvaras. Dessa faktorer är byggnadsdelens ...

skick och typologi. Är byggnadsdelen platsbyggd eller förtillverkad? Hur är infästningar och kopplingar mot andra byggnadsdelar och stommen skaffade? Finns skador eller andra tecken på degraderad kvalitet? Den konstruktiva integriteten bedöms och provas.

byggnadens och byggnadsdelarnas ålder. Behövs för att bedöma kvarvarande livslängd hos element som med tiden relaxerar eller förlorar i teknisk prestanda, och för att få ledning om byggnormer som gällde då byggnadsdelen installerades eller vilka materialslag (med potentiellt innehåll av farliga ämnen) som kan ha använts.

tidigare användning. Byggnadens historia är viktig. Har byggnaden använts som kontorslokaler eller bostäder så har verksamheten i sig sannolikt inte påverkat byggnaden negativt, medan den misstänkas ha gjort det om användningen varit industri,

garage, verkstad, simhall eller djurhållning. Verksamheter som i regel bör ligga mitt i detta spann av potentiell påverkan torde vara restauranger, lager eller affärslokaler.

exponering. Hänger delvis ihop med tidigare användning, men framförallt om exponering mot fukt, temperaturväxlingar och andra yttre faktorer. En byggnadsdel som utgör del av stommen har i regel skyddats mot yttre faktorer, medan ett fasadelement verkligen varit utsatt och därmed exponerats för olika nedbrytande skademekanismer. Exempel på processer som kan påverka materialprestanda är karbonatisering (upptag av koldioxid i fuktig miljö som innebär att korrosionsskyddet försvagas), kloridinträngning från tössalter eller salt i restaurangmiljö (kan leda till korrosion), frys-tö-växling (frostsprängning som mekaniskt förstärker betong) eller kemiska angrepp (från tex jord, vatten eller historisk verksamhet).

demonteringsmöjligheter. Möjligheter till säker och varsam demontering eller uttag måste bedömas, utifrån byggnadsdelens skick och typologi. Optimalt skulle det lättaste vara att helt enkelt skruva loss de olika delarna från varandra i fästpunkterna, men byggnader är ytterst sällan designade för demontering (kanske inte finns ett enda exempel i nuvarande bestånd?). I regel kommer demontering ske genom att Prefabelement av betong kapas med diamantsåg eller knäcks loss nära sina infästningspunkter, medan stålprofiler kapas med laser- eller plasmaskärare nära svetsförband, vilket gör att delar inte kommer att kunna återanvändas i hela sina ursprungliga längder. Dessutom måste uttaget ske på ett sätt som i sig inte skadar byggnadsdelen; även om en byggnadsdel bedöms vara i mycket gott skick, så är återbruks mycket lågt om den inte kan demonteras med bibehållen prestanda.

hanteringsmöjligheter. Hantering av tunga byggnadsdelar är ett arbetsmoment som innebär risker och därmed måste utvärderas och genomföras med mycket god arbetsmiljö och riskmedvetenhet. Lyftpunkter kan saknas i byggnadsdelen och måste monteras, för säkra lyft. Om ovanliggande våningsplan eller andra byggnadsdelar finns kvar och delvis eller helt belastar byggnadsdelen, så måste denna givetvis stämpas upp eller avlastas, före en säker demontering kan göras.

I denna process måste en tillräcklig andel av de enheter av byggnadsdelen som finns i byggnaden undersökas och eventuellt testas. För att säkerställa att delarna som väljs ut för laborietester är representativa för byggnaden, så bör mest resurser och tid läggas på det tidiga skedet (inventering, kartläggning och okulär bedömning av byggnaden). Kartläggningen ligger till grund för det provuttag och provning som i slutändan görs och kvaliteten på den förra avgör i stort kvalitet och relevans på den senare. Till skillnad från traditionell tillståndsbedömning, som generellt syftar till att endast bedöma byggnadens strukturella status, så måste samtidigt materialen i byggnaden inventeras med fokus på farliga avfall. Mest effektivt blir det sannolikt att utföra rivningsinventering och inventering för tillståndsbedömning integrerat och parallellt; på det sättet kommer man längre än bara plan för hantering av farligt avfall, nämligen till en plan även för vidare användning (återanvändning, återvinning, deponi) för de olika avfallsslagen, och hur dessa då optimalt ska hanteras.

Eftersom fokus i materialinventering inför rivning främst syftar till att lokalisera olika typer av farligt avfall och vilka mängder dessa förekommer i, kan det vara svårt att se sådana produkter, material och konstruktionsdelar som passar till återanvändning eller materialåtervinning. Vid tillståndsbedömning är målet att bedöma hela eller delar av en byggnad för att se om det föreligger behov av åtgärder såsom reparation eller renovering

på byggnadens bärande och i vissa fall icke bärande konstruktioner, men å andra sidan ligger inte något fokus på ämnen som kan vara skadliga för människa och natur.

I följande två kapitel redovisas resultaten från de två studerade pilotobjekten (Kap. 3 respektive 4). I sista kapitlet (Kap. 5) presenteras en procedur för *undersökning av återbrukspotential*, som baseras på lärdomar från pilotobjekten.



# 3 Pilotobjekt Kv Herrnhutaren 2

## 3.1 Bakgrund

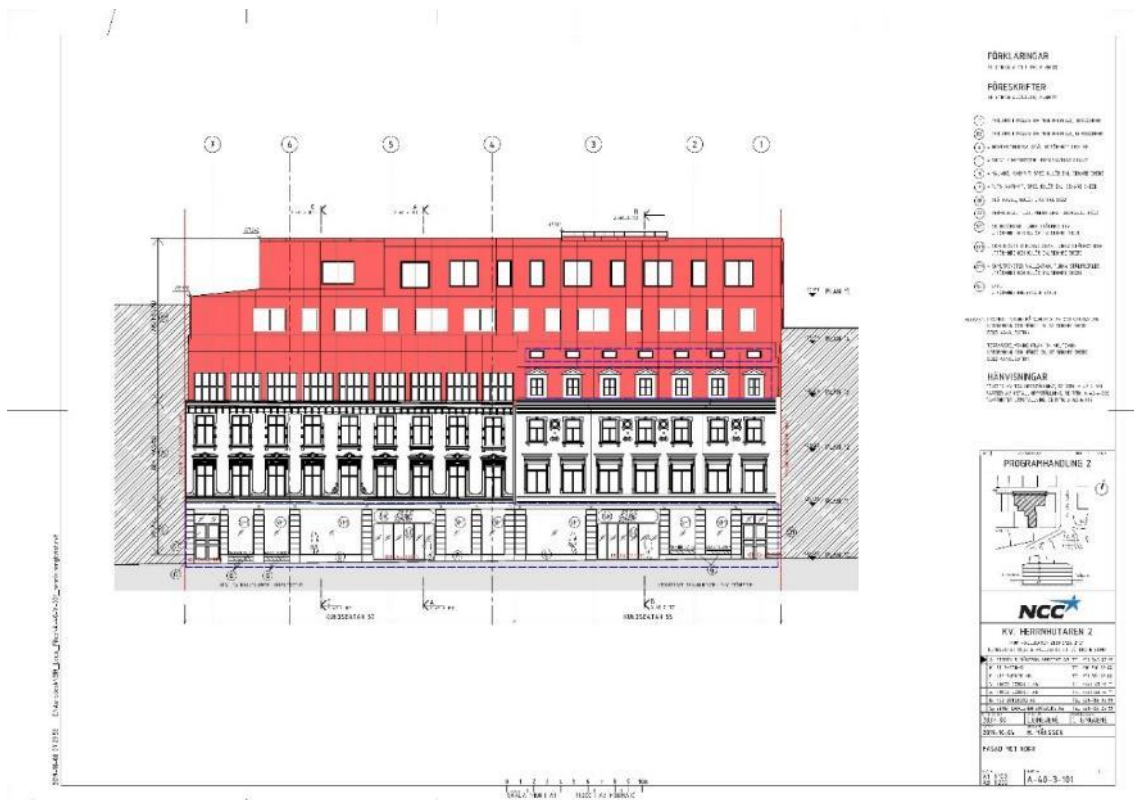
Kv Herrnhutaren 2 i centrala Göteborg ligger med den norra fasaden mot Kungsgatan 55 och med den södra mot Vallgatan 40. Fastigheten har sitt ursprung i 1600-talet och har under tidens gång genomgått brand och ett flertal ombyggnader och tillbyggnader. Det mesta av dagens byggnad är från 1800-talet. Fastigheten som den ser ut idag är en sammanslagning av tre olika fastigheter. Fastigheten har innan rivning varit butik och restaurang i de två nedersta planen, medan de övre planen har inhyst kontor och lager. Anledningen till att fastigheten ska rivras är att det inte längre är möjligt att bygga om och modifiera byggnaden ytterligare i enlighet med hyresvärdens önskemål, utan att göra stor inverkan på den bärande konstruktionen.

Den bärande konstruktionen skiljer sig mycket åt i olika delar av fastigheten och består av tegelpelare, tegelväggar, stålpelare och stålbalkar. Bjälklag är vanligen i trä och fasaden är solid tegelvägg.

Undersökningsrivning har pågått i över ett år och lätt rivning av fastigheten påbörjades i mars 2020. Fasaden mot Kungsgatan ska sparas medan resten av byggnaden ska helt rivras och ersättas av modern byggnad med stålstomme och betonghåldäck.



Figur 2 Flygfoto som visar läget för Kv Herrnhutaren 2 i centrala Göteborg (Källa: Eniro).



Figur 3 Fasadritning som visar norra fasaden mot Kungsgatan. Källa: NCC.



Figur 4 Fasadritning som visar södra fasaden mot Vallgatan. Källa: NCC.

## 3.2 Platsbesök

Platsbesök på Kv Herrnhutaren 2 genomfördes den 2020-09-08 av Dimitrios Boubitsas, Ida Gabriellsson och Linus Brander från RISE. Kontakt på plats var Maud Wallman, platschef NCC. Efter en rundtur i hela fastigheten bestämdes att inventering och karteringar av byggnadsdelar skulle koncentreras till våning 3. Skälen till detta var flera, men de avgörande var att det var den våningen som det var minst rivningsaktivitet på och därmed säkrast ur arbetsmiljöhänsyn, samt att det var många olika materialslag, med både tegel, stål och betong.

Nedan visas översiktsbilder på bärande konstruktioner, mellanväggar med mera från våning 3 (Foton tagna av Ida Gabriellsson, RISE).



Figur 5 Översiktsbilder på norra fasaden (mot Kungsgatan). Denna fasad ska sparas.



Figur 6 Interiör översiktsbild från våning 3. Notera speciellt bärande tegelpelare och ytterväggar i tegel.



Figur 7 Interiör översiktsbild från våning 3. Notera speciellt bärande stålpelare och balkar, såväl nyare från 1970-talet (rödmålade) som äldre (rostbruna, omålade).



Figur 8 Detaljbild från våning 3. Äldre bärande konstruktion i stål och bjälklag i trä.



Figur 9 Detaljbild från våning 3. Nyare (1970-tal) bärande konstruktion i stål och bjälklag i trä.



Figur 10 Detaljbild från våning 3. Äldre bjälklag i trä.

### 3.3 Inventering våning 3

På våning 3 genomfördes en inventering och kartläggning av stomelement, där hela våningsplanet systematiskt gick igenom. De stomelement som identifierades var pelare och balkar i stål, tegelpelare och någon enstaka betongpelare. Därav blev fokus på pelare och balkar i stål och gjutjärn, VKR-kvadratiska stålprofiler och HEA- och I- stålprofiler. Även hisschakt inventerades.



Figur 11 Inventering av pelare (t.v.) och balk (t.h.) och bedömning av okulärt skick.



Tabell 1 Inventerade pelare på våningsplan 3

PELARE									
LITTERA	DIM	TYP	ANT	LÄNGD	ÅR	SKICK	EXPONERING	TIDIGARE	DEMONTERING
	[mm]			[cm]	[uppskattat]	[okulärt]		ANVÄNDNING	
1	Ø = 200	Gjutjärn	1	297	1800-tal	Ytrost	Inomhus	kontor, lager	Lätt
2. - 5.	480*480	Tegel	4	297	1800-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Svår
6	75*75	VKR-stål	2	254	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
	60*60	VKR-stål	2	254	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
7		Tegel	1	297	1800-tal	Dåligt	Inomhus	kontor, lager	
8		Tegel	1	297	1800-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Svår
9	70*70	VKR-stål	1	254	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
10. - 11	75*75	VKR-stål	2	235	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
12. - 18.	500*440	Tegel	7	297	1800-tal	Dåligt	Inomhus	kontor, lager	Svår
19	300*300	Betong	1	315		Dåligt	Inomhus	kontor, lager	
20	Ø = 200	Gjutjärn	1	315		Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
21	Liv = 14 Fläns = 16 H = 315	I-profil stål	1	315	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
22	Liv = 17 Fläns = 19.5 H = 276	I-profil stål	1	315	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
23. - 25.	95*95	VKR-stål	3	263	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
26. - 27.	95*95	VKR-stål	2x2	230	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
28	95*95	VKR-stål	1	263	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt

Tabell 2 Inventerade balkar på våningsplan 3

BALKAR									
LITTERA	DIM	TYP	ANT	LÄNGD	ÅR	SKICK	EXPONERING	TIDIGARE	DEMONTERING
	[mm]			[cm]	[uppskattat]	[okulärt]		ANVÄNDNING	
B1	H = 300	I-balk	2	2230	1800-tal	osäker	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B2	H = 300	I-balk	2	360	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B3	H = 300	I-balk	1	200	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B4	H = 175	I-balk	1	300	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B5	H = 250	I-balk	1	580	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B6	H = 240	I-balk	2	600	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B7	H = 330	I-balk	1	800	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B8	H = 330	I-balk	1	830	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B9	H = 330	I-balk	1	650	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B10	H = 300	I-balk	1	620	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B11		Ingjutet	1			Dåligt	Inomhus	kontor, lager	
B12	H = 240	I-balk	2	400	?	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B13	H = 300	I-balk	2	600	1800-tal	Dåligt	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B14	H = 300	I-balk	1	600	?	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B15	H = 200	I-balk	1	490	?	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B16	H = 240	U-balk	2	600	?	Ok	Inomhus	kontor, lager	osäker
B17	H = 240	I-balk	1	900	?	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B18	H = 350	I-balk	2	900	?	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt

Tabell 3 Inventerade hisschakt på våningsplan 3

HISSCHAKT									
LITTERA	DIM	TYP	ANT	LÄNGD	ÅR	SKICK	EXPONERING	TIDIGARE	DEMONTERING
	[mm]			[cm]	[uppskattat]	[okulärt]		ANVÄNDNING	
H1	100*100	VKR-stål	4	230	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Mellan
	100*60	VKR-stål	4	210					
H2		Platsgjuten btg	1		1920-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Svår
H3	100*100	VKR-stål	4	230	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Mellan
	100*60	VKR-stål	4	210					

## 3.4 Provuttag

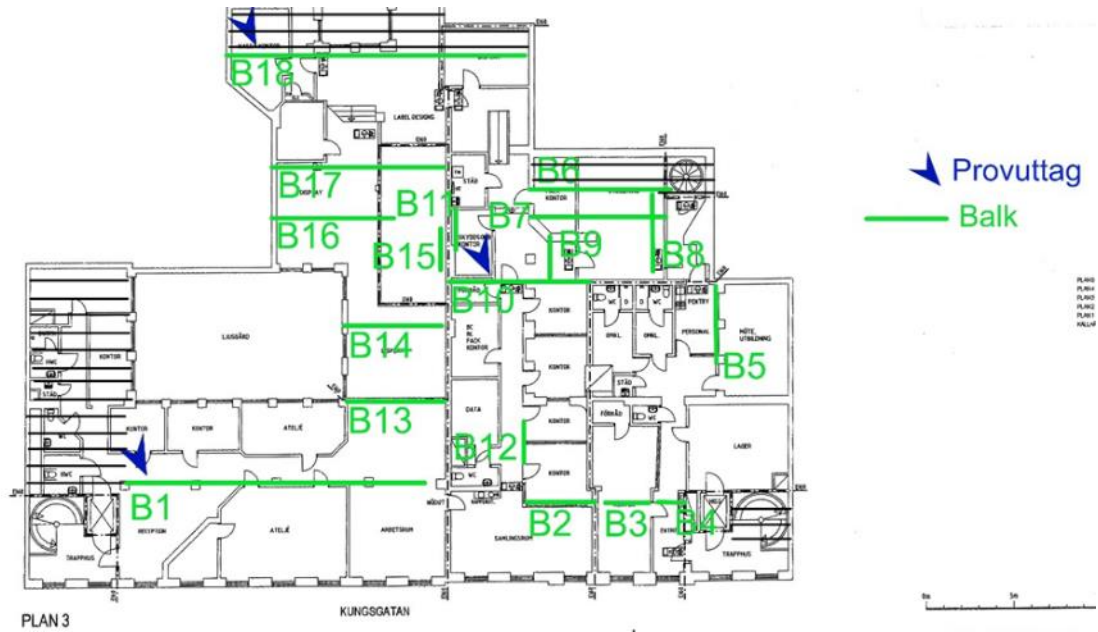
Efter inventering beslutades om provuttag av tre balkar (B1, B10 och B18) och två pelare (P9 och P28); dessa är fetmarkerade i Tabell 1 och Tabell 2. Pelare P9 levererades dock inte till RISE och dessutom har en annan balk än B10 tagits ut, eftersom dimensioner, ålder och skick på den balk märkt B10 som RISE mottagit inte stämmer med kartläggningen i Tabell 2. Sannolikt är det balk B11 som tagits ut; fortsättningsvis i rapporten används dock benämningen B10 för den balk som mottagits och provats i laboratorium. Summerat så har följande stålprofiler levererats till RISE för provning:

- Balk B1 – I-balk, förmodligen från 1800-tal, okulärt skick: kraftig ytkorrosion
- Balk B10 (sannolikt egentligen **B11**) – I-balk, förmodligen från 1800-tal, okulärt skick: kraftig ytkorrosion
- Balk B18 – I-balk, okänd ålder, okulärt skick: ok
- Pelare P28 – VKR-profil, förmodligen från 1970-talet, okulärt skick: ok

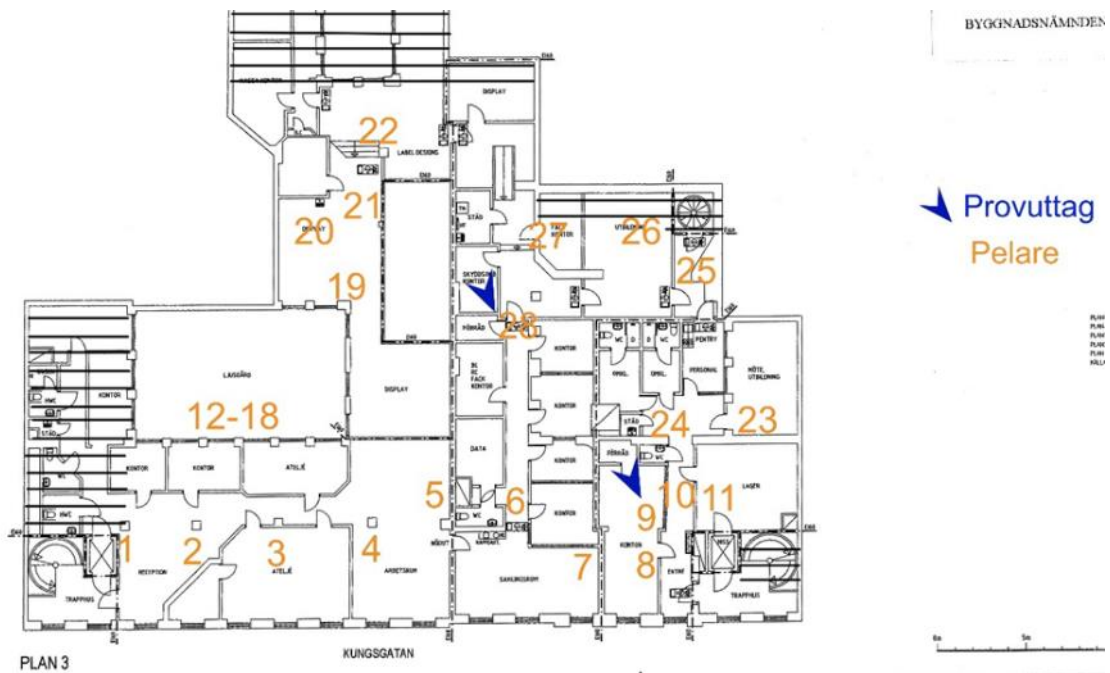
Vid rivningen av Kv. Herrnhutaren används en så kallad *högrivare*, där våning för våning rivs med hjälp av en grävmaskin, utrustad med en lång kranarm med klo. Med högrivaren plockas byggelement ner bit för bit, en våning i taget, ovanifrån och ner. Stålprofiler kapas med *plasmaskärare* och monteras ner med hjälp av högrivaren. Avlastning utgjorde inget problem i detta fall, då våningsplanen ovanför redan var rivna. Såväl NCC som det rivningsbolag de använde bedömde att demontering av stålprofilerna var relativt lätt att genomföra. Rivningsbolagets representanter var lite skeptiska till en början, men när arbetet väl kommit igång gick det problemfritt med såväl demontering som att flytta och transportera stålprofilerna; detta tog inte mycket längre tid än andra liknande moment. Varje stålprofil togs ner i nära fullängd; vid demonteringen kapades i infästningspunkterna, vilket lämnade kvar en liten del från varje profil. Stålprofilerna granskades okulärt efter demontering, men inga skador noterades. Efter demontering lät NCC från vardera av tre balkar och en pelare kapa av en meterlång sektion, som RISE hämtade upp och transporterade till laboratoriet i Borås.

Ett alternativ för framtida demontering är att istället för högrivare använda en så kallad *brokk*, som är en liten maskin som kan riva eller bila av betong inne i byggnaden på våningsplanet, innan totalrivning. Högrivaren används för snabb rivning, ner hela strukturen plockas ner ovanifrån och ner.





Figur 14 Ritning över våningsplan 3 som visar provtagningspunkter för balkar.



Figur 15 Ritning över våningsplan 3 som visar provtagningspunkter för pelare.



Figur 16 Balk B18. Balkens läge i byggnaden (t.v.) och den kapade sektion som RISE hämtat till laboratoriet i Borås för analyser och provningar (t.h.). Sektionens mått: 360\*170\*1250 mm.



Figur 17 Balk B10 Foto på den kapade sektionen av stål balk som RISE hämtat till laboratoriet i Borås för analyser och provningar. Sektionens mått: 125\*55\*1000 mm.



Figur 18 Balk B1. Balkens läge i byggnaden (t.v.) och den kapade sektionen som RISE hämtat till laboratoriet i Borås för analyser och provningar (t.h.). Sektionens mått: 300\*125\*760 mm.



Figur 19 Pelare P28. Pelarens läge i byggnaden (t.v.) och den kapade sektionen som RISE hämtat till laboratoriet i Borås för analyser och provningar (t.h.). Sektionens mått: 95\*95\*1000 mm.

### 3.5 Provning i laboratorium

Konstruktionsstål har tre huvudegenskaper som kan variera mycket och ska ingå i en karakterisering av stålet [W. Husson, O. Lagerqvist, Återbruk av Stålkomponenter, SBUF Rapport 13488, 2018]:

- Hållfasthet
- Seghet
- Kemisk sammansättning

Hållfasthetsvärden (sträck- och brottgräns) är oftast de som är avgörande vid dimensionering av konstruktionsstål. Seghet avser i detta sammanhang stålets förmåga att plasticera och få stora deformationer innan brott. Detta kan ge en förvarning om att brott kan vara nära förestående.

Den kemiska sammansättningen tas i beaktning främst i svetsade konstruktioner då olika legeringshalter påverkar svetsbarheten. Kolekvivalenten är ett sammanvägt mått av de betydande legeringsämnen som påverkar svetsbarheten.

Efter demontering, kapning och transport av de avkapade balk- och pelarsegmenten till RISE i Borås, togs prover ut från dessa. Nedan bilder visar hur proverna har tagits ut från en balk (Figur 20), där en ”puck” tagits ut från balkens fläns och en bit från balkens liv. Pucken analyseras med avseende på kemisk sammansättning och på provet från livet provas mekaniska egenskaper.



Figur 20 Exempel på uttag av provbit, "puck", ur balk, för analys av kemisk sammansättning.



Figur 21 Exempel på uttag av provbit i livet på balk, för vidare provning av mekaniska egenskaper.

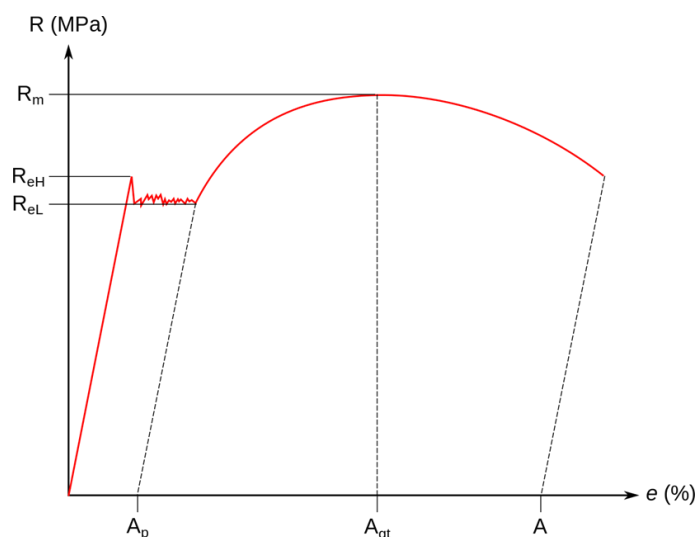
### 3.5.1 Mekaniska egenskaper

De viktigaste mekaniska egenskaperna vid dimensionering av stålkonstruktioner är

[W. Husson, O. Lagerqvist, Återbruk av Stålkomponenter, SBUF Rapport 13488, 2018]:

- Sträckgränsen,  $R_{eH}$
- Brottgränsen,  $R_m$
- Brottför längning,  $A$
- Slagseghet

Hållfastheten för stål anges normalt med sträckgränsvärdet och brottgränsvärdet. Sambandet mellan spänning och töjning benämns *arbetskurvan* (Figur 22). Eventuellt kan deformationer i tjocklekriktningen (tvärkontraktion) och inre spänningar i valsade konstruktioner vara av intresse.



Figur 22 Arbetskurvan för varmbearbetat stål.

I denna rapport begränsades de mekaniska provningarna till att inkludera sträckgräns, brottgräns och brottförlängning. Resultaten presenteras i Tabell 4 till Tabell 7.

Dragprovning utfördes enligt SS-EN ISO 6892-1:2019 B. Dragprovstavar tillverkades av RISE från de demonterade stålprofilerna. Provstavarna uttogs från balkarnas flänsar i längsriktning, ett prov per sida. Från balkarnas liv uttogs en provstav i balkens längsriktning och om möjligt ett prov i tvärriktning. Alla provstavar tillverkades med full plättjocklek, förutom de från flänsar med varierande godstjocklek, där ena sidan planslipades. Från pelaren P28 uttogs en provstav per sida i balkens längsriktning.

Tabell 4 Resultat mekaniska egenskaper balk B1

Prov märkning	Objekt	Läge <sup>1)</sup>	Övre sträckgräns, R <sub>eH</sub> N/mm <sup>2</sup>	Brottgräns, R <sub>m</sub> N/mm <sup>2</sup>	Brottförlängning, A %
1	B1 fläns <sup>2)</sup>	L	308	379	25,5
2	B1 fläns <sup>2)</sup>	L	317	402	35,5
3	B1 fläns <sup>2)</sup>	L	338	408	29
4	B1 fläns <sup>2)</sup>	L	297	398	33,5
<b>Medel</b>			<b>315</b>	<b>397</b>	<b>31</b>
<b>Std. Av.</b>			<b>17</b>	<b>13</b>	<b>4</b>
5	B1 liv	L	314	394	34
6	B1 liv	T	326	389	26,5
<b>Medel</b>			<b>320</b>	<b>392</b>	<b>30</b>
<b>Std. Av.</b>			<b>8</b>	<b>4</b>	<b>5</b>

1) Läge: L= längs och T= tvärs, 2) En sida slipad

Tabell 5 Resultat mekaniska egenskaper balk B10

Prov märkning	Objekt	Läge <sup>1)</sup>	Övre sträckgräns, $R_{eH}$ N/mm <sup>2</sup>	Brottgräns, $R_m$ N/mm <sup>2</sup>	Brottförlängning, A %
7	B10 fläns <sup>2)</sup>	L	284	342	39
8	B10 fläns <sup>2)</sup>	L	278	342	35,5
9	B10 fläns <sup>2)</sup>	L	293	347	33,5
10	B10 fläns <sup>2)</sup>	L	283	350	32
<b>Medel</b>			<b>285</b>	<b>345</b>	<b>35</b>
<b>Std. Av.</b>			<b>6</b>	<b>4</b>	<b>3</b>
11	B10 liv	L	337	396	27,5

1) Läge: L= längs och T= tvärs, 2) En sida slipad

Tabell 6 Resultat mekaniska egenskaper balk B18

Prov märkning	Objekt	Läge <sup>1)</sup>	Övre sträckgräns, $R_{eH}$ N/mm <sup>2</sup>	Brottgräns, $R_m$ N/mm <sup>2</sup>	Brottförlängning, A %
1	B18 fläns	L	260	362	37,5
2	B18 fläns	L	265	362	38,5
3	B18 fläns	L	254	367	42
4	B18 fläns	L	271	363	39,5
<b>Medel</b>			<b>263</b>	<b>364</b>	<b>39</b>
<b>Std. Av.</b>			<b>7</b>	<b>2</b>	<b>2</b>
5	B18 liv	L	305	401	41,5
6	B18 liv	T	287	405	31,5
<b>Medel</b>			<b>296</b>	<b>403</b>	<b>37</b>
<b>Std. Av.</b>			<b>13</b>	<b>3</b>	<b>7</b>

1) Läge: L= längs och T= tvärs

Tabell 7 Resultat mekaniska egenskaper pelare P28

Prov märkning	Objekt	Läge <sup>1)</sup>	Övre sträckgräns, $R_{eH}$ N/mm <sup>2</sup>	Brottgräns, $R_m$ N/mm <sup>2</sup>	Brottförlängning, A %
12	B9	L	404	525	35,5
13	B9	L	417	524	36
14	B9	L	422	530	36
15	B9	L	433	538	36,5
<b>Medel</b>			<b>419</b>	<b>529</b>	<b>36</b>
<b>Std. Av.</b>			<b>12</b>	<b>6</b>	<b>0</b>

### 3.5.2 Kemisk analys

I Trafikverkets säkerhetsstyrningssystem för järnväg [Trafikverket TDOK 2012:23] anges att i den kemiska analysen ska stålets andel, uttryckt i viktsprocent, av följande grundämnen framgå:

- Kol (C)
- Kisel (Si)
- Mangan (Mn)
- Fosfor (P)
- Svavel (S)
- Krom (Cr)
- Nickel (Ni)
- Koppar (Cu)
- Molybden (Mo)
- Vanadin (V)

Beräkning av kolekvivalenten:

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Ni + Cu}{15} + \frac{Cr + Mo + V}{5}$$

Bestämning av legeringselement gjordes med våglängdsdispersiv röntgenfluorescens (WDXRF), enligt metod SP1494. Proven slipades före analys. Det instrument som användes var en ARL Advant'X Intellipower™ 3600 XRF Uniquantometer (Figur 23).



Figur 23 ARL Advant'X Intellipower™ 3600 XRF Uniquantometer.

Principen för WDXRF är att ett röntgenrör i instrumentet sänder ut ett brett spektrum av röntgenstrålar, som träffar provet. Denna primära röntgenstrålning exciterar de atomer av olika grundämnen som finns i provet, med följderna att de fluorescerar och emitterar sekundära röntgenstrålar av olika våglängder, där varje specifik (*karaktäristisk*) våglängd är specifik för ett visst grundämne. Den sekundära strålningen delas upp i olika våglängdsspann med hjälp av en monokromator och de olika våglängderna träffar en detektor (t.ex. gasflödes- eller scintillationsdetektor). Genom att använda flera olika monokromatorer eller genom att använda en goniometer kan ett högre upplöst spektrum eller delar av spektrum tas fram för ett våglängdsintervall av särskilt intresse. Ström och spänning till röntgenröret kan varieras så att olika delar av spektrumet exciteras, om man tex vill analysera specifika grundämnen med större

noggrannhet och lägre detektionsgräns (generellt ökar energin som krävs för excitation med atomvikten och motsvarande minskar då våglängden för den sekundära röntgenstrålning som emitteras). För att minska bakgrundsstrålningen eller öka excitationen för delar av spektrumet kan filter gjorda av olika ämnen sättas mellan röntgenröret och provet. Den karaktäristiska strålningens intensitet (dvs. topphöjd i detekterat spektrum), tillsammans med en kalibrering mot en liknande matris som för provet, ger halter av olika grundämnen i provet. För det instrument som användes finns tre filter inbyggda och kalibrering för bland annat matrisen *stål*.

Det finns några begränsningar med metoden. Om ett grundämne finns i provet i hög halt men inte finns med i kalibreringen, så kommer resultatet av analysen vara felaktigt. Instrumentet kräver att provet som analyseras går in i en rund analyskopp med diameter 50 mm och höjd 30 mm. För analys av stål så är metoden endast en ytanalys, speciellt för lättare grundämnen såsom kisel, svavel och fosfor. Detta då den primära röntgenstrålningen (från röntgenröret), men framförallt den sekundära strålningen (från exciterade grundämnen), endast tränger genom stålet en kort sträcka.

Resultatet av den kemiska analysen presenteras i Tabell 8. Den andel som kvarstår för att summera till en total på 100 vikt-% utgörs av järn (Fe). Fe-halten är således ca 99 vikt-%. Beräknad kolekvivalent ges i Tabell 9.

Tabell 8 Kemisk analys våglängdsdispersiv röntgenfluorescens

Grundämne	B1	B10	B18	P28
	vikt-%			
C*	0,060	0,052	0,090	0,159
Cr	0,01	0,02	0,02	0,01
Cu	0,02	0,02	0,03	0,02
Mn	0,58	0,40	0,55	1,40
Ni	0,04	0,04	0,06	0,02
P	0,05	0,04	0,01	0,01
Si	<0,10	0,10	<0,10	0,26
S	0,12	0,08	<0,01	0,01
Mo	<0,01	<0,01	0,01	<0,01
V	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01
Fe	rest	rest	rest	rest

\*Analys enligt metod SPO653

Tabell 9 Kolekvivalent beräknad från kemiska analysdata från förstörande provning

Kolekvivalent	B1	B10	B18	P28
	0,17	0,13	0,20	0,40



## 3.5.3 Icke-förstörande provning

### 3.5.3.1 Kemisk analys

De oförstörande kemiska analyserna utfördes med en handhållen XRF (Thermo Niton XLgt 950 GOLDD+ (Figur 24). Principen är att ett röntgenrör sänder ut ett brett spektrum av röntgenstrålar som träffar provet. Röntgenstrålningen exciterar grundämnena i provet, så att de fluorescerar och emitterar röntgenstrålar med för varje grundämne specifika våglängder. Den från provet utsända strålningen detekteras med en energidispersiv detektor och ett spektrum produceras. Genom att variera ström och spänning till röntgenröret kan olika delar av spektrumet exciteras. För att minska bakgrundsstrålningen eller öka excitationen för delar av spektrumet kan filter gjorda av olika ämnen sättas mellan röntgenröret och provet. Topphöjden, tillsammans med en kalibrering med en liknande matris som för provet, ger halter av olika grundämnen i provet. För instrumentet som användes finns fyra filter inbyggda och kalibrering för bland annat stål.

Instrumentet kan endast användas för matriser och grundämnen för vilka det finns kalibrering. Störningar med XRF är många och då inte alla ämnen mäts görs inte heller alla korrektioner; viktiga lätta grundämnen som inte mäts är bor, kol, kväve, syre, fluor, natrium och magnesium. Även resultat för aluminium och kisel kan vara osäkra. För analys av stål med XRF är metoden endast en ytanalys, speciellt för lättare grundämnen såsom kisel, svavel och fosfor. Detta då röntgenstrålningen från röntgenröret, men framförallt strålningen från de exciterade grundämnena, endast tränger genom materialet en väldigt kort sträcka.

Resultaten från den kemiska analysen med handhållen XRF presenteras i Tabell 10.



Figur 24 Handhållen XRF för oförstörande kemisk analys.

Tabell 10 Resultat kemisk analys med handhållen XRF

Grundämne	B1	B10	B18	P28
	vikt-%			
Cr	0,10	<0,10	0,10	0,10
Cu	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10
Mn	0,60	0,40	0,50	1,40
Ni	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10
P	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10
Si	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10
S	<0,10	0,20	<0,10	<0,10
Mo	<0,10	<0,01	<0,10	<0,10
V	<0,10	<0,01	<0,10	<0,10
Fe	rest	rest	rest	rest

### 3.5.3.2 Hårdhetsmätning

Det finns inga oförstörande provningsmetoder för att direkt bestämma ståls mekaniska egenskaper. Hårdhetsprovning är dock en oförstörande provning som ger en indikation på brottgränsen. Stålprofilerna undersöktes med den portabla hårdhetsmätaren EQUOTIP (Figur 25) från proceq.

Denna hårdhetsmätare är konstruerad för provning av metalliska material vars hårdhet sträcker sig från mycket låga till mycket höga värden. Hårdhetsprovningen kan utföras direkt på stålprofilens plats i konstruktion eller på stålprofiler som har demonterats. Under testet stöter en slagkropp utrustad med en sfäriskt formad volframkarbidspets mot provstyckets yta. Hårdhetsvärdet (L) beräknas utifrån förhållandet mellan slag- och returhastighet och anges i apparatens display. L-värdet kan konverteras till hårdhetsvärden för andra hårdhetsprovningar, så som Brinell, Rockwell och Vickers.

Konverteringstabeller mellan olika skalor för vanliga stål anges i SS-EN ISO 18265:2013. I denna standard anges även stålets brottgräns relaterat till hårdhetsvärdet. L-värdena som mättes upp konverterades till värden i Vickers skalan (tabell i utrustningsmanualen) och vidare till brottgräns med konverteringstabellen A1 i SS-EN ISO 18265:2013.

Det måste påpekas att testobjektets tjocklek och massa påverkar all hårdhetstestning. Standarden (SS-EN ISO 16859-1:2015) för provningsutförande av den använda metoden kräver en minsta tjocklek på 25 mm och en minsta massa på 5 kg. Detta för att förhindra böjning och deformation av den stora kraften som skapas vid provning. Då testobjekten i detta fall har en tjocklek som understiger den i standarden angivna ska detta beaktas vid tolkning av resultaten.

Mätningarna började med att kontrollera utrustningen mot ett metallstycke som ingår i utrustningen och används som referens med känd hårdhet ( $L = 838 \pm 6$ ). Resultaten från kontrollprovningen presenteras i Tabell 11.

Tabell 11 Kontrollmätning mot referens

Kontrollprovning	1	2	3	4	medel	STDAV
Ref. $838 \pm 6$	820	825	840	863	<b>837</b>	<b>15</b>

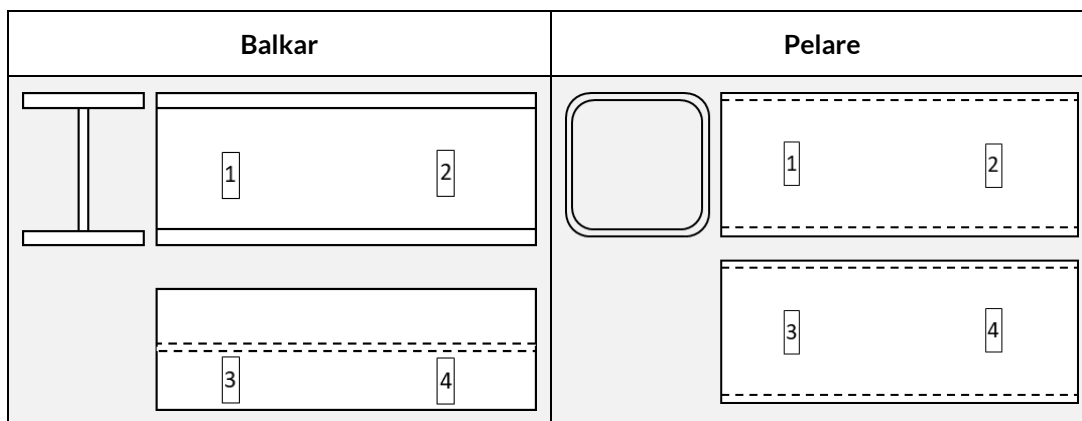


Figur 25 Portabel hårdhetsmätare (EQUOTIP proceq).

Innan stålprofilerna testades så slipades ytorna manuellt med sandpapper. För varje stålprofil valdes fyra mätpunkter och 5 mätningar utfördes vid varje mätpunkt (Figur 26). Mätsonden flyttades något inför varje mätning, vilket föreskrivs i metodmanualen. Mätpunkter och resultat visas i Figur 27 och Tabell 12.



Figur 26 Hårdhetsmätning med portabel mätare.



Figur 27 Mätpunkter för hårdhetsprovning.

Tabell 12 Resultat från hårdhetsprovning med portabel mätare

Balk B1 (300x125, $t_{liv} = 10,6$ , $t_{fläns} = 12,5$ mm)					
Mätpunkt	L-värde		Vickers-skalan	Brottgräns*	Medel brottgräns
	Medel	Std Av	HV	MPa	MPa
1 Liv	327	14	93	294	290
2 Liv	322	24	91	287	
3 Fläns	352	12	108	342	
4 Fläns	338	12	100	316	
Balk B10 (125x55, $t_{liv} = 6$ , $t_{fläns} = 6$ mm)					
Mätpunkt	L-värde		Vickers-skalan	Brottgräns*	Medel brottgräns
	Medel	Std Av	HV	MPa	MPa
1 Liv	300	22	80	252	263
2 Liv	314	36	87	274	
3 Fläns	339	14	100	316	
4 Fläns	333	14	96	303	
Balk B18 (360x170, $t_{liv} = 9$ , $t_{fläns} = 12$ mm)					
Mätpunkt	L-värde		Vickers-skalan	Brottgräns*	Medel brottgräns
	Medel	Std Av	HV	MPa	MPa
1 Liv	330	5	95	300	295
2 Liv	324	12	92	290	
3 Fläns	344	18	103	326	
4 Fläns	350	15	107	338	
Pelare P28 (95x95x5 mm)					
Mätpunkt	L-värde		Vickers-skalan	Brottgräns*	Medel brottgräns
	Medel	Std Av	HV	MPa	MPa
1	359	16	113	358	310
2	332	14	96	303	
3	314	14	87	274	
4	334	28	97	306	

\*Brottgräns enligt konverteringstabellen A1 i SS-EN ISO 18265:2013

## 3.6 Resultat och analys

Ansatsen i detta kapitel är att utvärdera resultaten från laborietesterna med fokus på två delar: först en jämförelse av resultat från förstörande respektive icke-förstörande provningar, i syfte att utvärdera lämplighet i att använda en viss icke-förstörande metod som indikator på materialets eller byggdelens egenskaper och prestanda, samt hur man i så fall bäst tillämpar metoden. Därefter sätts resultaten från testerna i relation till gällande material- och byggnadsdelskrav.

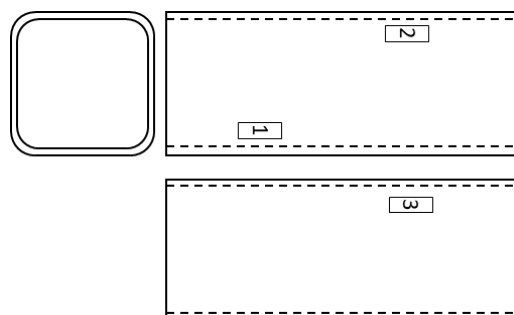
### 3.6.1 Jämförelse icke-förstörande och förstörande provningar

En jämförelse av brottgränsen mellan icke förstörande provning och förstörande provning presenteras i Tabell 13. För balkarna underskattas brottgränsen med ca 20% med den icke-förstörande metoden. För pelaren P28 är underskattningen ca 40%. Detta kan förklaras med att de provade profilernas tjocklek är <25 mm och där speciellt pelaren (P28) är mycket tunnare (5 mm).

Tabell 13 Jämförelse mellan icke förstörande och förstörande provning av brottgränsen ( $R_m$ )

Provkropp	Icke förstörande	Förstörande	Skillnad
	N/mm		%
B1	310	395	22
B10	286	355	19
B18	314	377	17
P28	310	529	41

För pelaren P28 som är av typ VKR med en annan geometri och tjocklek (tunnare) än balkarna (I-balkar) utfördes en extra omgång hårdhetsmätning. Vid detta tillfälle utfördes mätningen närmare kanten jämfört med första mätningstillfället (Figur 28) där det kan antas att inverkan av böjning och deformation påverkar mätresultatet mindre.



Figur 28 Mätpunkter för extra hårdhetsprovning av pelaren P28.

Resultaten från den extra hårdhetsprovningen av pelare P28 presenteras i Tabell 14. Medelvärdet av dessa mätningar som utfördes där mätpunkterna hade placerats nära kanten på pelaren (se Figur 1/28) visade sig överskatta brottgränsen med ca 7% jämfört med förstörande provning. Den stora skillnaden i resultat för pelare P28 visar att det icke förstörande testet som använts kan ge stora skillnader på resultaten beroende på stålprofilens geometri. Dessa skillnader noterades inte för balkarna med I-profil.

Tabell 14 Resultat från extra hårdhetsprovning av pelare P28

Extra mätning Balk P28 (95x95)					
Mät punkt	L-värde		Vickers-skalan HV	Brottgräns*	Medel brottgräns MPa
	Medel	Std Av		MPa	
1	446	9	180	572	566
2	439	10	174	553	
3	436	9	171	543	

\*Brottgräns enligt konverteringstabellen A1 i SS-EN ISO 18265:2013

En jämförelse mellan icke-förstörande och förstörande provning av den kemiska sammansättningen presenteras i Tabell 15. För flera grundämnen ger den icke-förstörande provningen en halt som är 5-10 gånger den från förstörande dito; detta gäller tex krom, och delvis för koppar, fosfor, svavel, molybden och vanadin. För nickel ser det bättre ut då icke-förstörande provning ger 1-2 gånger den halt som den förstörande analysen ger, medan mangan och kisel ger i stort sett samma resultat.

Tabell 15 Jämförelse förstörande och icke-förstörande kemisk analys

Grundämne	B1	B10	B18	P28
	Förstörande/Icke-förstörande (vikt-%)			
Krom, Cr	0,01	0,02	0,02	0,01
	0,10	<0,10	0,10	0,10
Koppar, Cu	0,02	0,02	0,03	0,02
	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10
Mangan, Mn	<b>0,58</b>	<b>0,40</b>	<b>0,55</b>	<b>1,40</b>
	<b>0,60</b>	<b>0,40</b>	<b>0,50</b>	<b>1,40</b>
Nickel, Ni	0,04	0,04	0,06	0,02
	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10
Fosfor, P	0,05	0,04	0,01	0,01
	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10
Kisel, Si	<0,10	0,10	<0,10	0,26
	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10
Svavel, S	0,12	0,08	<0,01	0,01
	<0,10	0,20	<0,10	<0,10
Molybden, Mo	<0,01	<0,01	0,01	<0,01
	<0,10	<0,01	<0,10	<0,10
Vanadin, V	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01
	<0,10	<0,01	<0,10	<0,10

I Tabell 16 presenteras en jämförelse av kolekvivalent beräknad med analysresultat från de två olika provningstyperna. Här är inte skillnaderna mellan icke-förstörande och förstörande provning lika stora som för de enskilda analyserna; kolekvivalent för förstörande provning är konsekvent ca 25% lägre än för icke-förstörande provning. Detta beror på att de grundämnen som styr mest vid beräkning av kolekvivalent är kol och mangan; kol har i båda beräkningarna tagits från den förstörande provningen, då den teknik som valts för icke-förstörande provning inte analyserar kol, medan mangan är det grundämne för vilket överensstämmelsen mellan förstörande och icke-förstörande provning var bäst. För att icke-förstörande provning ska kunna användas fullt ut i detta sammanhang, så måste en icke-förstörande metod som också analyserar kol användas (tex Optisk emissionsspektroskopi, OES).

Tabell 16 Jämförelse kolekvivalent beräknad från förstörande respektive icke-förstörande analys

Kolekvivalent	B1	B10	B18	P28
Förstörande analys	0,17	0,13	0,20	0,40
Icke-förstörande analys*	0,23	0,16	0,25	0,47

\*Värde för C (kol) har tagits från förstörande provning

### 3.6.2 Kolekvivalent i relation till kravbild

Vid jämförelse mot EN-standarder för stål och den högsta kolekvivalent ett stål får ha för olika stålsorter, så klarar alla balkarna maxgränserna för alla stålsorter (Figur 29). Detta oavsett om värde för kolekvivalent tas från förstörande eller icke-förstörande provning. Kolekvivalent för pelaren avviker dock, i att såväl värde för förstörande som det för icke-förstörande tangerar eller tom överskrider maxvärde i flera fall. I det här fallet är det dock bra att de icke-förstörande analyserna överskattar kolekvivalent och med andra ord är på den säkra sidan. Tittar vi bara på kolekvivalent från förstörande analys så klarar pelaren kemiska krav för alla stålsorter, utom för S235 (Figur 29).

Stålsort	S235	S275	S355	S420	S460
EN 10025, EN 10219	0,35	0,40	0,45	0,43	0,53
EN 10210	0,39	0,43	0,47	0,52	0,55

Figur 29 Tabell som visar max kolekvivalent för olika stålsorter, enligt tre olika EN-standarder för stål. Källa: Husson W och Lagerqvist O, 2020: *Prospekteringsmetodik för återanvändning av stålkonstruktioner*.

### 3.6.3 Antagen stålsort från testresultat

För att utvärdera hur resultaten från den förstörande mekaniska provningen (Tabell 4 - Tabell 7) relaterar till gällande krav, så har dessa jämförts med värdena i Tabell 17 [Husson W, Lagerqvist O: *Prospekteringsmetodik för återanvändning av*

stålkonstruktioner, 2020]. Varje element måste uppfylla alla kriterier i Tabell 17 för att den ska antas tillhöra en identifierad stålsort. En klassning av analyserade stålprofiler enligt detta förfarande redovisas i Tabell 18.

Tabell 17 Identifiering av stålsort från testresultat [Husson W, Lagerqvist O: Prospekteringsmetodik för återanvändning av stålkonstruktioner, 2020]

<u>Acceptanskriterier</u>				
Stålsort	$R_{eH} \geq$ [MPa]	$R_m \geq$ [MPa]	Brottförlängning ( $L_0 = 5,65\sqrt{A_0}$ )	$R_m/R_{eH}$
S235	267	396	$\geq 15 \%$	$\geq 1,10$
S275	313	452		
S355	391	505		
S420	463	559		
S460	490	560		

Tabell 18 Utvärdering mekaniska egenskaper relativt Husson och Lagerqvist 2020

Objekt	$R_{eH}$ , lägsta värde		$R_m$ , lägsta värde		A, lägsta värde		$R_m/R_{eH}$	
	Resultat	Stålsort	Resultat	Stålsort	Resultat	OK?	Resultat	OK?
B1	297	S235	379	-	26	Ja	1,19	Ja
B10	278	S235	342	-	28	Ja	1,18	Ja
B18	254	-	362	-	38	Ja	1,31	Ja
P28	417	S355	524	S355	36	Ja	1,24	Ja

$R_{eH}$  = sträckgräns,  $R_m$  = brottgräns

Det poängteras både i [Husson W, Lagerqvist O: Prospekteringsmetodik för återanvändning av stålkonstruktioner, 2020] och i [D.G. Brown, R.J. Pimentel, M.R. Sansom: STRUCTURAL STEEL REUSE ASSESSMENT, TESTING AND DESIGN PRINCIPLES, SCI PUBLICATION P427, 2019] att 1970 är ett gränssår när det gäller återbruk av stålkonstruktioner. Detta för att materialegenskaperna för stål tillverkat efter 1970 har beaktats vid framtagandet av moderna konstruktionsstandarder (Eurokod) och att stålsorter introducerades med egenskaper motsvarande dagens stålsorter. För återbruk av stål som är äldre ska en mer omfattande förstörande provning utföras och utvärderas statistiskt, för att korrekt definiera de mekaniska egenskaperna.

Den enda av de testade stålprofilerna som med avseende på hållfasthetsegenskaper uppfyller något av kraven i Tabell 17, är P28, som motsvarar stålsort S355. Denna stålsort är ett traditionellt konstruktionsstål som används i bärande konstruktioner inom byggindustrin.



## 3.7 Slutsatser

Icke-förstörande provning av balkar undervärderar stålets brottgräns med 20 %, medan den för pelaren antingen undervärderas med 40 % eller övervärderas något (dock endast med <10%), beroende på var i pelaren mätning utförs. Icke-förstörande provning med portabel hårdhetsmätare ger i undersökt fall därmed en konservativ indikation om stålets brottgräns och är därmed ett verktyg vars tillämpning bör undersökas närmare. Innan mer erfarenhet har inhämtats och fler korrelationer mellan portabelt uppmätt hårdhet och brottgräns gjorts, bör metoden dock användas med försiktighet och korrelation mellan de två metoderna undersökas i varje nytt fall, där befintlig stålkonstruktion undersöks i återbrukssyfte.

Icke-förstörande provning är en utmärkt metod för att vid platsundersökning utföra en screening av alla byggnadsdelarna och utifrån resultaten kategorisera dessa i olika grupper, som förutsätts ha mer eller mindre homogena egenskaper. Genom att varje grupp provtas och provas med förstörande provning, så kan omfattningen av den förstörande provningen minimeras och ändå antas vara representativ för hela beståndet.

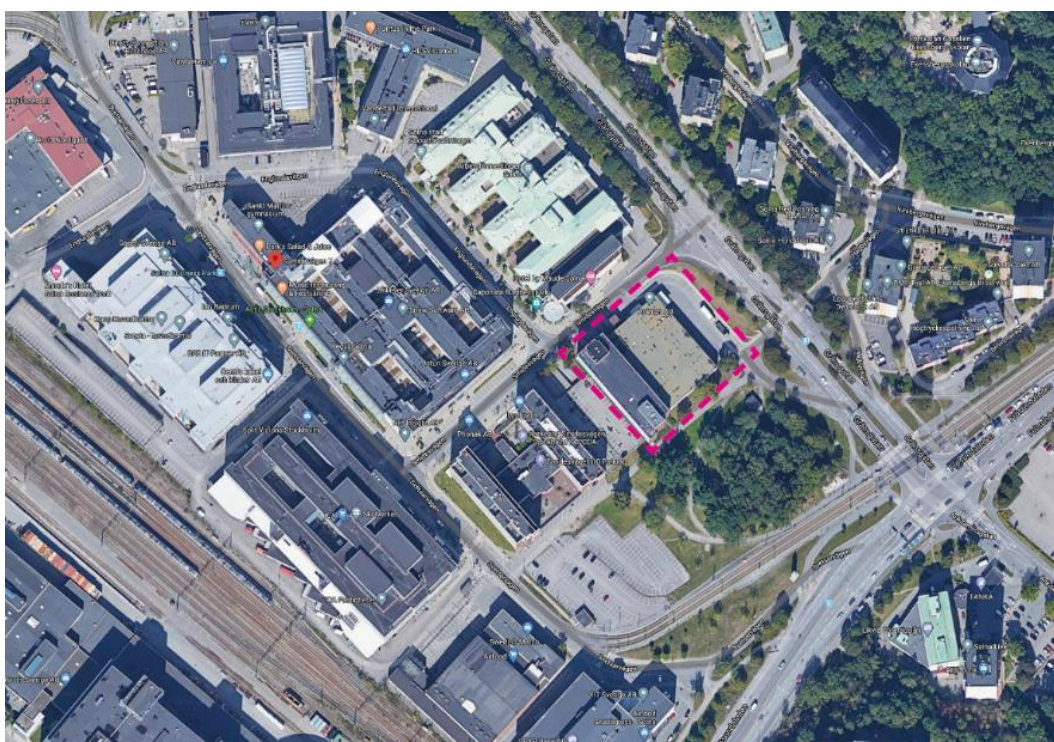
Icke-förstörande kemisk analys av det stål som i projektet har undersökts gav varierande resultat när det gäller legeringsgrundämnen, med alltifrån kraftigt överskattade halter (tex krom och vanadin) till halter som stämde mycket väl överens med resultat från förstörande analys (mangan och kisel). Koncentrationerna av legerande grundämnen i stålet är dock generellt låga (promillnivå), vilket förstärker de relativa skillnaderna; mangan, som ger bäst överensstämmelse, har en koncentration som är upp till 140 gånger så hög som de lägsta övriga. Eftersom mangan också styr mest i beräkning av kolekvivalent, tillsammans med kolhalt som bara analyserats med förstörande metod, så ger icke-förstörande provning blott en överskattning på 25–30 % mot förstörande analys. Även för denna metod rekommenderas dock att korrelation etableras mellan förstörande och icke-förstörande provning av stål i varje nytt projekt, tills tillräcklig erfarenhet byggts upp kring hur väl den indikativa icke-förstörande metoden fungerar. En möjlig icke-förstörande metod för att mäta kolhalt är optisk emissionsspektroskopi (OES). Dock ska inte för mycket fokus läggas på kolekvivalent, som är en egenskap som är viktig vid svetsning. Vid ett eventuellt återbruk bör ju design för framtida demontering eftersträvas, med användning av skruvförband istället för svetsförband.

Den enda av de testade stålprofilerna som med avseende på hållfasthetsegenskaper uppfyller något av kraven var pelaren (P28), som motsvarade stålsort S355. Ingen av balkarna klarade någon av klasserna för modernt stål; två av dem klarade krav vad gäller sträckgräns, men inte brottgräns. En förklaring kan vara de olika åldrarna. Enligt uppgift från NCC och den okulära besiktningen uppskattas pelaren vara från 1970-talet, medan balkarna är äldre och därmed inte tillverkade enligt moderna kravspecifikationer. Vid framtagande av sådana (Eurokod) har materialegenskaper motsvarande dagens stålsorter legat till grund (1970-talet och framåt).

## 4 Pilotobjekt Kv. Yrket 3

Kv. Yrket 3 ligger i Solna Business Park (Figur 30). Vid första besöket, 2020-05-29, tittade representanter från RISE, Codesign, NCC och Fabege på flera byggnader i Solna Business Park, med syftet att hitta en eller flera lämpliga byggnader för vidare undersökning. Bland dessa valdes Kv. Yrket 3 ut som pilotobjekt. Byggnaden ägs av företaget Fabege och består av en kontorsdel på 3 våningar och en lagerlokal med högt i tak i en stor del av den (Figur 31).

Delar av detta kapitel (Besök 1, 2 och 3, dvs. inledande besök, platsundersökning, samt första provuttaget och tryckhållfasthetsprovningen) bygger på rapport P104610 (Ghassem Hassanzadeh, RISE).



Figur 30 Kartutsnitt från Eniro, som visar läget för Kv. Yrket 3 i Solna Business Park. Tomten gränsar i NV mot Smidesvägen, i NO mot Gränsgatan.



Figur 31 Byggnaden Yrket 3 i Solna.





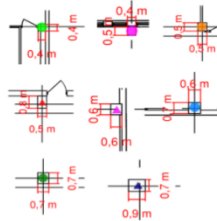
Innan inventering och kartläggning genomfördes av RISE på plats, så gjorde NCC en inventering och mätning av de olika typerna av bjälklag, pelare och balkar. Resultatet från det arbetet återges i Figur 37.

Mängdning stomme Yrket 3 (approximativt)

Balkar (mängdat från centrum pelare)						Osäker om balk eller ej	
Längd	Sida i pdf	4,8 m (st)	6,0 m (st)	3,8 m (st)	1,9 m (st)	4,8m (st)	6,0m (st)
Plan -1	5	-	-	-	-	-	-
Plan 0	6	17	30	-	-	-	-
Plan 1	7	11	21	0	0	6	11
Plan 2	8	19	30	-	-	-	-
Plan 3	9	10	18	-	-	-	-
Plan 4	10	4	17	1	1	-	-
Summa		61	116	1	1	6	11

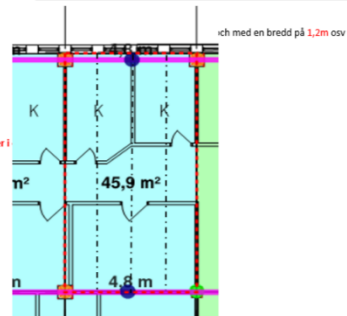
Pelare	Sida i pdf	Takhöjd (m)	0,4*0,4 (st)	0,4*0,5 (st)	0,5*0,5 (st)	0,5*0,8 (st)	0,6*0,6 (st)	0,6*0,7 (st)	0,7*0,7 (st)	0,7*0,9 (st)
Plan -1	5	2,7	4	-	14	2	1	4	46	3
Plan 0	6	3,5	33	-	29	-	-	7	-	-
Plan 1	7	3,2	18	13	35	-	-	-	-	-
Plan 2	8	4,5	3	-	32	-	-	-	-	-
Plan 3	9	3,0	2	-	32	-	-	-	-	-
Plan 4	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Pelarnas storlek och symbol (på ritning)



Rödsträckade markeringen = en sektion, innehåller i

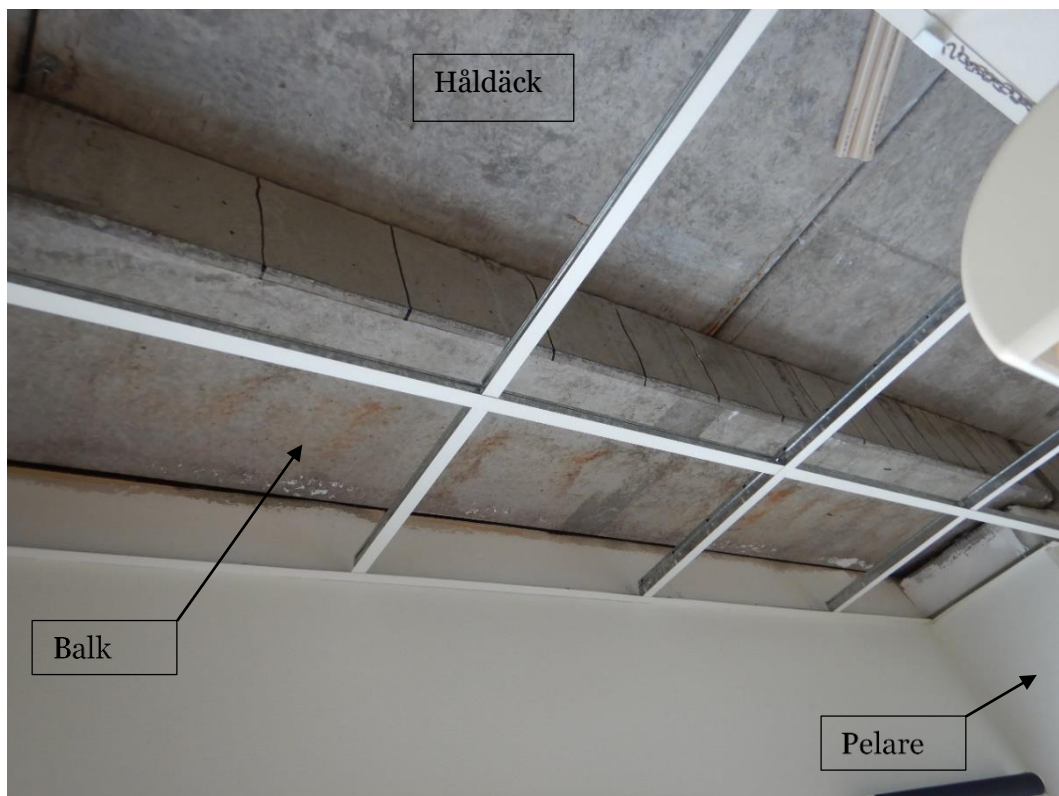
Bjälklag (mängdat från centrum pelare)										
Bredd (sektion, m)	4,8m (8 st x 1,2m)				6,0m (5 st x 1,2m)					
Längd (m)	9,5	9,6	9,7	19,2	19,8	9,5	9,6	9,7	19,2	19,8
Plan -1 (st)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Plan 0 (st)	3	3	-	2	3	6	6	-	5	6
Plan 1 (st)	3	1	-	-	6	2	-	-	-	-
Plan 2 (st)	3	3	-	4	4	6	6	-	6	6
Plan 3 (st)	3	-	3	-	6	-	6	-	6	-
Plan 4 (st)	3	-	2	-	6	-	6	-	6	-
Antal sektioner (st)	14	7	5	6	7	30	14	12	11	12
Hållräck per sektion (st)	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5
Antal hållräck, summa	56	28	20	24	28	150	70	60	55	60



Figur 37 Inventering och mätning av bjälklag, pelare och balkar, utförd av NCC från existerande relationsritningar. Källa: Fabege och NCC.

## 4.2 Inventering och kartläggning

Vid andra besöket undersöktes de prefabricerade betongdelarna – pelare, balkar och bjälklagets håldäck – okulärt. Syftet var att kartlägga uppbyggnaden, hitta eventuella bompartier och skador (med hjälp av bomknackning), samt markera armeringsstängernas placering (med hjälp av Georadar). Armeringens placering är viktig att känna till innan man borrar ut betongprover från byggnadsdelen, så att inte själva provuttaget skadar armeringsstängerna. I Figur 38 visas de olika typerna av betongelement som ingår i stommen och som har undersökts i detta projekt.



Figur 38 De tre prefabricerade betongelementen: balk, pelare och bjälklagshåldäck.

Pelarna är av typen envånings-höjd. En pelare undersöktes med hjälp av Georadar för att markera placering av armeringsstängerna inför uttag av betongkärnor. Figur 39 visar både stående armeringsstänger och byglar i pelaren. Från vetskapen om armeringens läge har plats för uttag av betongkärna markerats, så att det kan göras utan att skada stängerna. Beslutar man sig för att återbruka en viss typ av konstruktionsdel, bör en del arbete läggas på att mäta armeringsstängernas dimensioner.



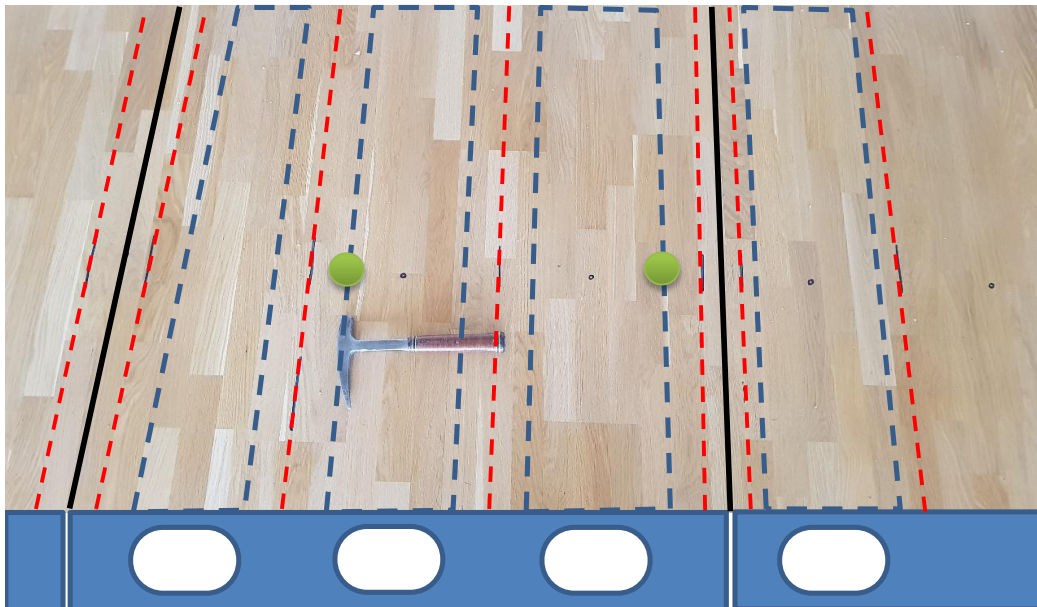
Figur 39 En pelare där stående armeringsstänger och liggande byglar har markerats med svarta streck (kartlagt med georadar). Plats för uttagning av betongkärna är markerad med gulgrön cirkel.

En balk undersöktes okulärt och med hjälp av en geologhammare, i syfte att upptäcka eventuella bompartier, samt med georadar för att identifiera armeringens position och markera denna. Figur 40 visar en balk där de befintliga byglarna har markerats på ytan.



Figur 40 Balk med armeringsbyglar markerade med svarta streck (identifierade med georadar). Plats för uttagning av betongkärna är markerad med gulgrön cirkel.

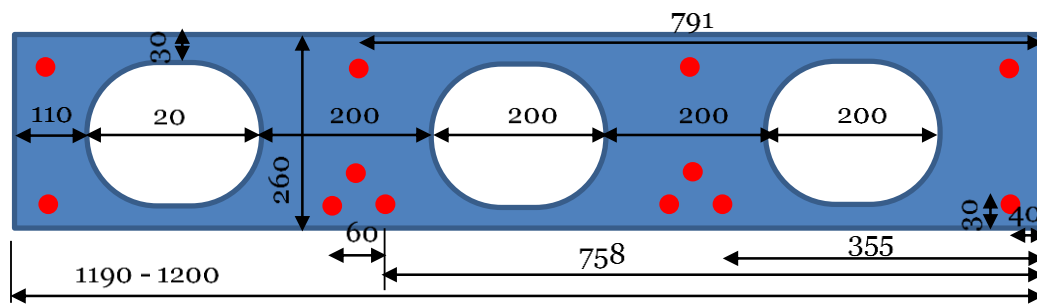
Bjälklaget undersöktes från översidan medan parketten fortfarande var på plats. Syftet med detta var att få fram information om utformning av håldäckselementen. Figur 41 visar gränsen mellan olika håldäckselement (svarta heldragna linjer), de förspända kablarnas position (röda streckade linjer) och hålens placering (blå streckade linjer).



Figur 41 Resultat av undersökning av bjälklagshåldäcken med georadar. Plats för uttagning av betongkärnor är markerade med gulgröna cirklar.

Figur 42 visar ett schematiskt tvärsnitt av ett håldäckselement sett från kortsidan, med dess olika dimensioner samt position för ingjutna spännkablar. De angivna siffrorna har avlästs under skanning med georadar och de kan variera några millimetrar jämfört med de verkliga dimensionerna. Dessa kan vara bra indata för att eventuellt hitta tillverkaren eller utföra en kontrollberäkning av elementens kapacitet.





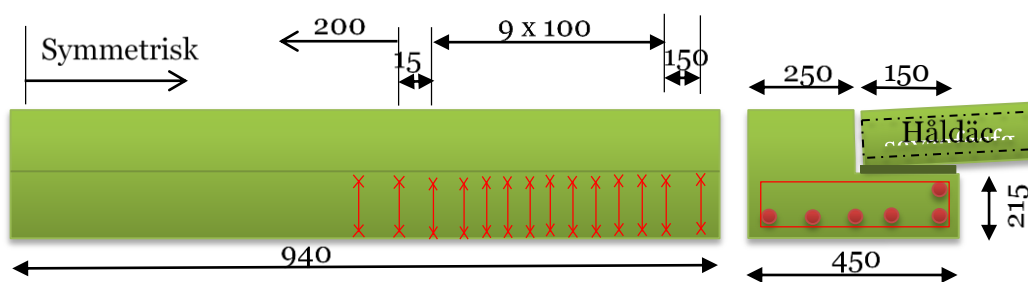
Figur 42 Schematisk bild över dimensionerna på håldäckselementet. Siffrorna har tolkats från georadar och kan variera några millimetrar i verkligheten. Röda cirklar visar läge för tryckarmering (överkant) respektive spännarmering (nederkant).

Figur 43 visar utformning av upplagen för balkarna. Skanning med georadar gav information om antal byglar, deras inbördes avstånd samt täckande betongskiktstjocklek (dock har inte armeringsstängernas dimensioner bestämts).



Figur 43 Utformning av upplag för balk ovanför pelartoppen.

Vid undersökningen markerades befintliga armeringsstänger och byglar samt att täckande betongskikt på balk och pelare mättes upp. Täcksiktet var ca. 35 mm för pelaren och ca. 30 mm för balken. Utifrån observationer, mätningar och skanningen av balkens synliga delar, samlades följande information om balken (Figur 44).

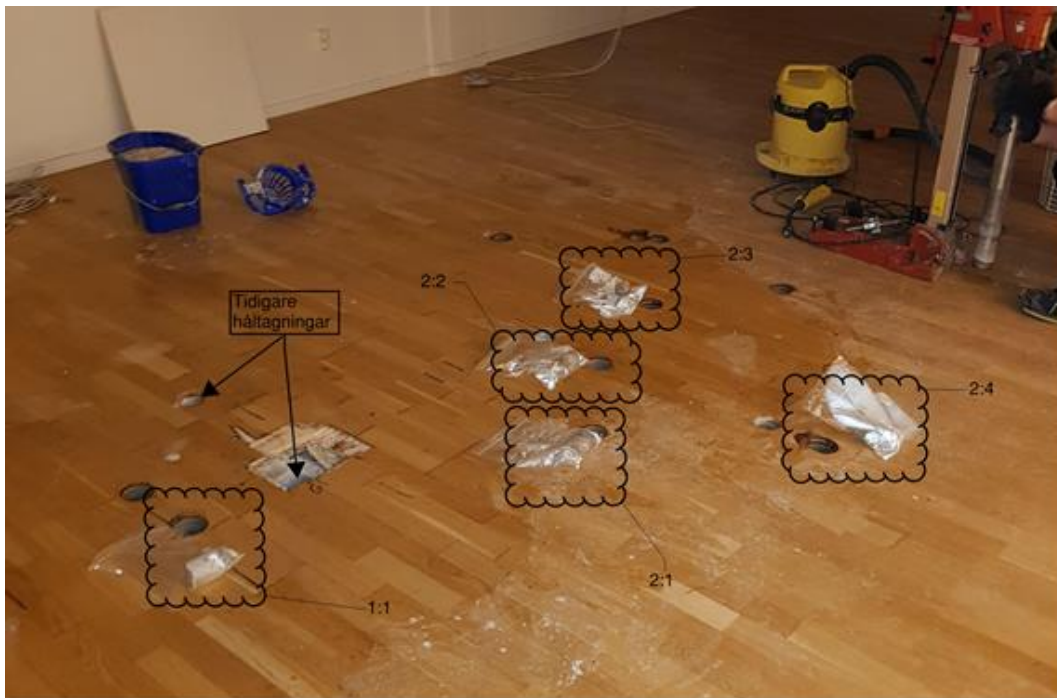


Figur 44 Information om balk på yttersidorna av byggnaden. Upplag för håldäcken är ca. 150 mm. Mellan håldäck och upplag finns ett visst mellanrum på ca 50 mm (notera mått på ovasidan, 250+150, som inte summerar till undersidans 450).

## 4.3 Provuttag

Det tredje besöket ägde rum 2020-10-06, då RISE tog ut betongkärnor från de olika betongdelar som undersökts vid inventeringen och kartläggningen. Dessa betongkärnor granskades okulärt, i syfte att bland annat identifiera synliga skador. Tre betongkärnor från respektive typ av byggnadsdel, dvs. pelare, balk och håldäck, borrades ut och lämnades till RISE betonglaboratorium i Stockholm, för förberedelse och provning.

Under arbetet med pilotprojektet blev det tydligare att det från fastighetsägarens (Fabege) sida finns ett specifikt intresse för återbruk av just håldäck. På grund av detta genomfördes ytterligare ett platsbesök (2020-12-18), denna gång av Mikael Kläth från NCC, för kompletterande uttag av fem betongkärnor från just håldäck. Syftet var att prova tryckhållfasthet på dessa och få ett statistiskt bättre underlag för bedömning av just håldäckens kvalitet. De kompletterande proverna fördelar sig på *ett* ytterligare från det håldäck varifrån tre prover togs vid provtagningen 2020-10-06, de *fyra andra* från ett intilliggande håldäck som inte tidigare provtagits (Figur 45).



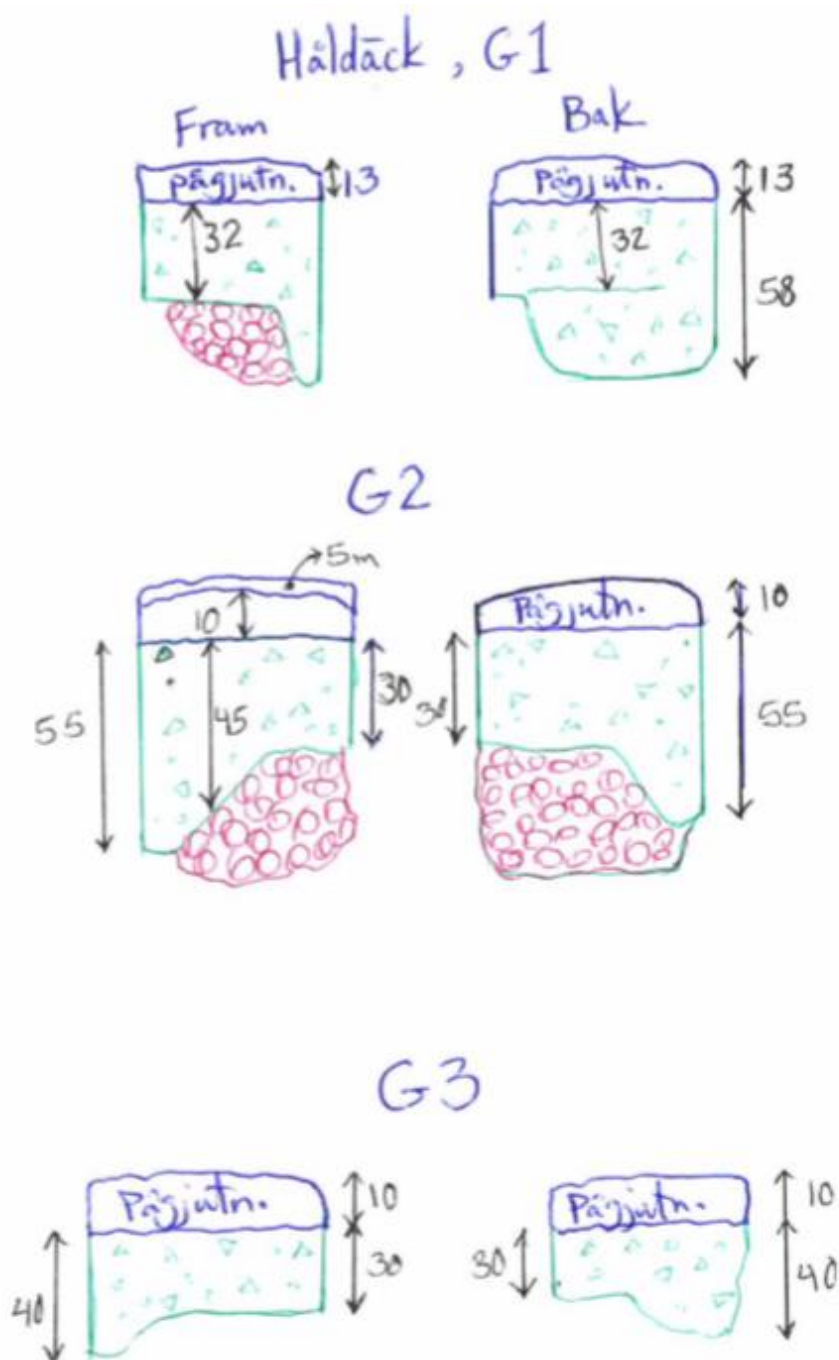
Figur 45 Golvyta där åtta borrprover på betong tagits ut från två håldäck, dels vid tillfälle 2020-10-06 ("tidigare håltagningar"), dels vid tillfälle 2020-12-18 (hål 1:1, 2:1, 2:2, 2:3 och 2:4. Foto: Mikael Kläth.

## 4.4 Provning i laboratorium

### 4.4.1 Okulär granskning och tryckprovning första uttaget

Vid okulär granskning av betongkärnor uttagna vid första tillfället (2020-10-06) var alla intakta och utan synliga skador på betongen. Resultat av betongens tryckhållfasthet i olika betongkonstruktioner visas i Tabell 19. Vid okulär granskning av betongkärnorna ritades en skiss av betongkärnorna G1 tom G3, uttagna från håldäcken (Figur 46).

Resultatet för G1 visar att betongens tjocklek över hålen var ca 32 mm och pågjutningen hade en tjocklek på ca. 13 mm. Pågjutningen hade varierande tjocklek mellan 5–13 mm och har använts som en avjämningsmassa då håldäcken har en överhöjning efter tillverkningen, på grund av ojämnt antal spännkablar i tvärsnittet.



Figur 46 Uppritade vyer på betongkärnorna G1, G2 och G3. Grönt är betong, blått är pågjutning och rosa är frigolit. Dimensionerna i mm.

Tabell 19 Resultat av betongens tryckhållfasthet – pelare, balkar och håldäck

Märkning	Diameter d (mm)	Höjd h (mm)	Densitet $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Brottlast F (kN)	Tryckhållfasthet $f_c$ (MPa)
P1	70,3	69,9	2340	252	64,9
P2	70,6	69,7	2330	198	50,4
P3	70,4	69,7	2340	169	43,4
B1	70,5	69,7	2350	223	56,9
B2	70,4	60,8	2410	217	53,6
B3	70,4	69,8	2410	249	63,9
G1	44,8	28,7	2340	135	74,5
G2	48,0	28,6	2330	88,4	41,7
G3	48,3	28,9	2320	134	62,4

Resultat av tryckhållfasthetstesterna visar att betongen har en godkänd hållfasthetsklass trots stor spridning hos håldäck och pelare. Spridningen i tryckhållfasthet kan härröra från tillverkningen, men även ballastens grovlek kan ha inverkan vid provning av små provkroppar.

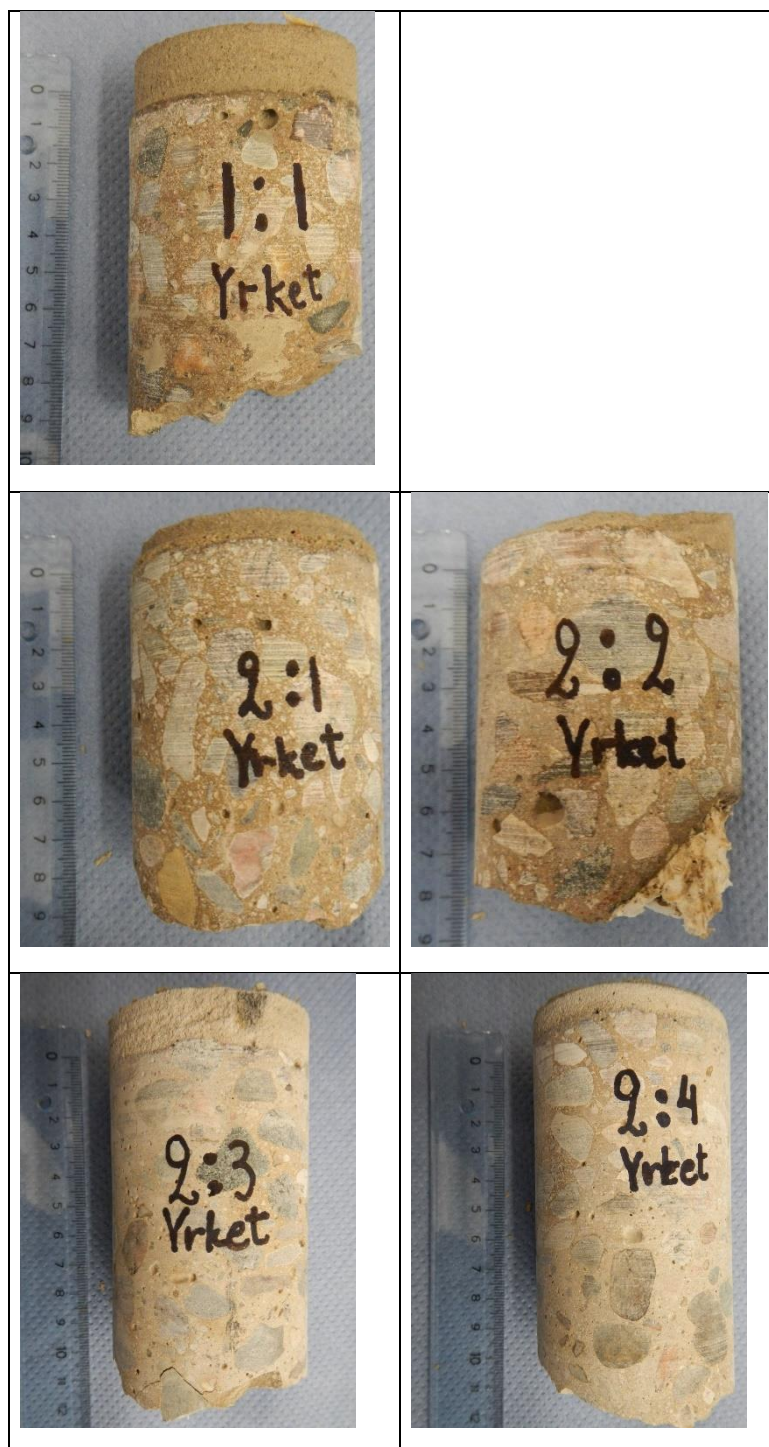
#### 4.4.2 Okulär granskning och tryckprovning andra uttaget

Vid okulär granskning av betongkärnor uttagna vid andra tillfället (2020-12-18) var alla intakta och utan synliga skador på betongen (Figur 47). Dimensioner, uppskattad maximal stenstorlek och anmärkningar på inkomna betongkärnor uttagna vid andra tillfället presenteras i Tabell 20.

Resultat av betongens tryckhållfasthet i håldäck visas i Tabell 21. Där har också resultaten från håldäck från första provtagningen lagts in, så att resultaten är direkt jämförbara.

Tabell 20 Okulär granskning av betongkärnor uttagna vid andra tillfället

Prov	Diameter (mm)	Längd (mm)	Max stenstorlek (mm)	Anmärkning
1:1	54	50 - 86	22	Pågjutning 15 mm
2:1	54	62	17	Pågjutning 9 mm
2:2	54	46 - 66	20	Pågjutning 11 mm Cellplast
2:3	54	77	21	Pågjutning 13 mm
2:4	54	96	19	Pågjutning 8 mm



Figur 47 Foto av de fem kompletterande betongkärnorna från håldäck.

Borrkärnor med längd:diameter-förhållande på 2:1 eller 1:1 och en diameter  $\geq 75$  mm rekommenderas i SS-EN 13791:2019 (*Bedömning av tryckhållfasthet i färdiga betongkonstruktioner och förtillverkade betongelement*). Vidare föreslås att borrkärnor med diameter 50 mm får användas om man av praktiska skäl måste undvika armering. Detta medför att spridningen i resultaten ökar och detta i synnerhet när stenstorleken är större än 16 mm. I detta fall så valdes borrkärnor med diameter 50 mm p.g.a. bjälklagens geometri. Vid den okulära granskningen så noterades det att maximal stenstorlek var

större än 16 mm. Detta kan förklara den relativt stora spridning man kan se i Tabell 21; tryckhållfasthet varierar där mellan 41,7 och 74,5 MPa, med ett medel på 61 MPa.

Tabell 21 Resultat av betongens tryckhållfasthet – kompletterande från håldäck

Märkning	Håldäck nr	Diameter (mm)	Höjd (mm)	Densitet (kg/m <sup>3</sup> )	Brottlast (kN)	Tryckhållfasthet (MPa)
Yrket 2:1	2	54	50	2390	133	58,6
Yrket 2:2		54	49	2370	151	67
Yrket 2:3		54	50	2370	159	69,5
Yrket 2.4		54	49	2380	160	70,1
Yrket 1:1	1	54	50	2340	102	45,1
G1		44,8	28,7	2340	135	74,5
G2		48	28,6	2330	88,4	41,7
G3		48,3	28,9	2320	134	62,4
Medelvärde						61
Standardavvikelsen						±11

## 4.5 Resultat och analys

### 4.5.1 Uppskattning av tryckhållfasthet för strukturell bedömning av håldäckselementen vid valt område

Eftersom provet märkt G2 i Tabell 21 visar ett tryckhållfasthetsvärde som är ca 20 MPa lägre än medelvärdet, så används Grubbs test (Ekvation 1) för att avgöra om detta resultat är en statistisk avvikare (outlier). Det lägsta testvärdet kan betraktas som en outlier om följande villkor uppfylls:

$$\text{Ekvation 1} \quad \frac{f_{c,m} - f_{c,low}}{s} > G_p$$

$f_{c,m} = 61 \text{ MPa}$  (medelvärde av de åtta tryckhållfasthetsresultaten)

$f_{c,low} = 41,7 \text{ MPa}$  (tryckhållfasthetsresultat för prov G2)

$s = 11 \text{ MPa}$  (standardavvikelsen för tryckhållfasthetsresultaten)

$G_p = 2,274$  (kritiskt värde för Grubbs test med signifikansnivå 1%, ur tabell)

$$\frac{f_{c,m} - f_{c,low}}{s} = 1,731$$

Då detta värde är lägre än  $G_p$  så kan inte tryckhållfastheten för prov G2 anses vara en outlier.

Enligt SS-EN 13791:2019 kan den karakteristiska tryckhållfastheten (karakteristiska värdet i det här fallet motsvarar ett "lägstavärde" i tryckhållfasthet, som maximalt 5 % av populationen får understiga) för strukturell bedömning uppskattas enligt följande. Det lägsta värdet av:

Ekvation 2 
$$f_{c,k} = f_{c,m} - k_n s$$

$f_{c,k}$  = karakteristiskt värde för tryckhållfasthet

$f_{c,m}$  = 61 MPa (medelvärde av de åtta tryckhållfasthetsresultaten)

$s$  = 11 MPa (standardavvikelsen för tryckhållfasthetsresultaten)

$k_n$  = konstant från tabell 6 i SS-EN 13791:2019

Ekvation 3 
$$f_{c,k} = f_{c,low} + M$$

$f_{c,low}$  = 41.7 MPa (tryckhållfasthetsresultat för prov G2)

$M$  = konstant från tabell 7 i SS-EN 13791:2019

Det måste påpekas att förutom att proverna ska komma från ett mindre testområde så ska nedanstående kriterier vara uppfyllda enligt SS-EN 13791:2019, för att uppskatta den karakteristiska tryckhållfastheten för strukturell bedömning med Ekvation 2 och Ekvation 3.

Minst:

- åtta tryckhållfasthetsresultat utförda på borrhållfasthet  $\geq 75$  mm i diameter, eller
- tolv tryckhållfasthetsresultat utförda på borrhållfasthet med diameter 50 mm, där betongens största stenstorlek är  $\leq 16$  mm.

För elementen i det valda området (Figur 36) skulle den karakteristiska tryckhållfastheten var det minsta värdet av:

Ekvation 2 
$$f_{c,k} = 61 - 2 * 11 = 39 \text{ MPa}$$

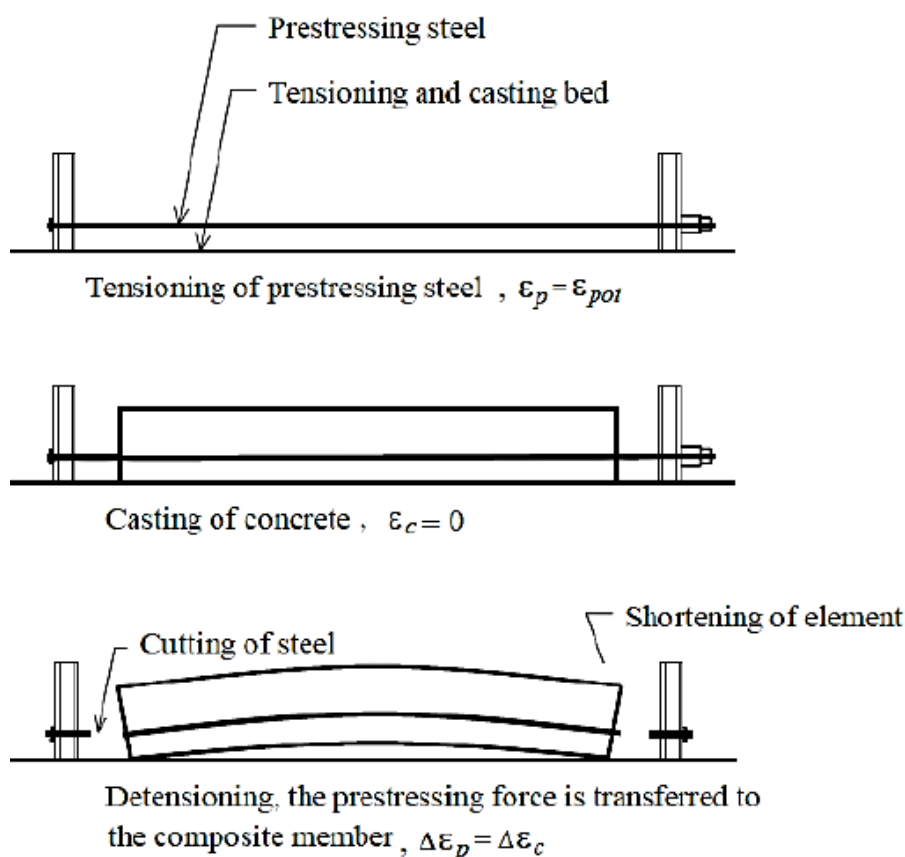
Ekvation 3 
$$f_{c,k} = 41,77 + 4 = 45,8 \text{ MPa}$$



Baserat på analysresultat och beräkningar, så bedöms betongkvaliteten ligga nära tryckhållfasthetsklass C40/50. Denna ska dock användas med försiktighet, eftersom inget av de två kriterierna ovan är uppfyllda, dvs. största stenstorlek är >16 mm och minsta provstorlek är <75 mm (diameter borrhärna).

## 4.5.2 Teoretisk spänningsförlust i håldäcksplattor

För att öka spännvidden hos ett håldäcksbjälklag och på grund av betongens låga draghållfasthet, så förspänns detta med spännstål. Spännstålet placeras i tvärsnittets underkant och det innebär att undersidan trycks ihop vid avspänning och att elementet kröker sig uppåt (Figur 48).



Figur 48 Tillverkning av håldäck [Engström, "Design and analysis of prestressed concrete structures," Chalmers University of Technology, Göteborg, 2011]

Med tiden minskar förspänningskraften i armeringen med ungefär 15–20 %, dels på grund av betongens krypning och krympning, dels på grund av relaxationen i spännstålet [Engström, "Design and analysis of prestressed concrete structures," Chalmers University of Technology, Göteborg, 2011.]. Om dessa förspänningsförluster blir för stora så kan konstruktionens bärande förmåga äventyras. Ett exempel på beräkning enligt Eurokod, av spänningsförluster efter ca 40 år för ett vanligt förekommande håldäck (HD/F 120/27), ges i Bilaga 1. Beräkningen visar att med hänsyn till de antagande som gjorts så har förspänningskraften minskad med 17%. Antagandena i beräkningen har anpassats att i möjligaste mån efterlikna förhållandena i pilotobjektet Kv. Yrket 3.

## 4.6 Slutsatser

Den betong som undersökts håller sannolikt en tryckhållfasthetsklass C40/50. Då endast en (1) pelare och en (1) balk har provats, så får resultaten anses ge en preliminär indikation på betongens kvalitet. I en tillståndsbedömning för återbruk där hela beståndet avses, bör provtagningsplan utökas för att vara representativ.

Tryckhållfasthetsklass för betong i håldäck har uppskattats till ungefär C40/50, baserat på resultat från två håldäck. Storlek på borrhår i relation till största stenstorlek i ingående ballast gav dock inte optimala provningsförhållanden, varför tolkningen får göras med viss försiktighet och ses som preliminär, om hela beståndet avses.

Håldäck har en förspänningskraft i spännarmeringen, som är dimensionerad efter håldäckets spännvidd och den förväntade lasten. Med tidens gång sker en relaxation i stålet och förspänningskraften minskar. För de håldäck som undersökts i detta projekt så har den teoretiska spänningsförlusten efter 41 år beräknats till 17%. Beräkningen bygger dels på indata från platsundersökning och laborierprovning (dimensioner, tryckhållfasthetsklass), dels på flera antagande, såsom armeringens dimensioner och förspänningskraft direkt efter tillverkning, samt betongens krympning och krypning. Detta är information som kan fås från tillverkarens produktspecifikation eller liknande dokumentation, men då sådan saknas måste antagande göras, som i sig leder till osäkerheter i beräkningarna. Beräkningens resultat kan dock verifieras genom böjhållfasthetsprovning av helt håldäck, efter att sådant demonteras.

Vid en skarp tillståndsbedömning för återbruk tas en provtagningsplan fram, baserad på vad som framkommit i kartläggning och okulär bedömning av byggnadsdelar (med eller utan icke-förstörande provning). Om analyserna uppvisar en stor spridning i resultat, så måste i regel provningen kompletteras, för att få en bättre bild av byggnadsdelarnas kvalitet.

Generellt gäller att ju mer som finns i form av relevant dokumentation från byggnaden och dess byggnadsdelar och material, tex ritningar och produktspecifikationer från tillverkare, desto mer sparar man i regel in i behov av dyra provningar och analyser. Med rätt och tillförlitlig dokumentation och spårbarhet, kan mer adekvata beräkningar och antagande om hur byggnadsdelen eventuellt har "åldrats" göras. I brist på dokumentation krävs i regel fler antagande och utökade testprogram, jämfört med om sådan funnits. Man sparar alltså kostnader och tid för detektivarbete och tester, om man har god dokumentation om byggnadsdelar och byggnad.

Den betongkvalitén som tagits fram gäller endast för byggnadsdelen på sin plats i byggnaden, men så länge den inte skadas vid demontering, hantering, transport och lagring, så bör betongkvalitén vara den samma när den ska fogas in i ny byggnad och återbrukas. En kontrollrutin som säkerställer detta bör dock tas fram, innan demonteringen påbörjas.

Vad gäller betongens "livslängd", så måste denna ses ur perspektivet beständighet och därmed vad betongen historiskt varit utsatt för. Vid exponeringsmiljö Xo (normal inomhusmiljö) finns inga direkta "åldringsrisker". Om elementet däremot exponerats mot strängare miljöer under sin livstid, tex om det rör sig om en fasaddel som exponerats mot väder och vind eller en inomhusdel i restaurang- eller industrimiljö, så kan olika typer av nedbrytningsmekanismer ha varit verksamma och skadat betongen. Då kan

betongens "livslängd" ha påverkats. De stomdelar som undersökts i detta projekt har enligt fastighetsägaren under hela sin livstid bara varit i inomhusmiljö och med kontor som verksamhet, varför riskerna för skadlig exponering får anses vara minimala.

Det ska också förtydligas att det som gjorts i föreliggande arbete med Kv. Yrket 3 är inom ramarna för ett forsknings- och utvecklingsprojekt, med syftet att utveckla en metod för kvalitetsbedömning för återbruk. I föreliggande projekt har endast Steg 1 tom 5 i den metoden testats, då demontering av pilotobjektet ännu återstår.

Om delar från en betongbyggnad inte avses återbrukas, så bör de istället tillvaratas genom återvinning. För att bibehålla högt tekniskt och ekonomiskt värde, måste materialfraktionerna hållas så rena som möjligt. Betongdelar bör rivas eller demonteras och hanteras separat, så krossning av dessa och magnetseparation leder till nästan rena betong- och stålflöden. Det finns återvinningsaktörer som tvättar och siktar upp krossad rivningsbetong till återvunnen ballast, som kan användas tex i vägar eller vid tillverkning av ny betong. Den återvunna ballasten måste analyseras och CE-märkas i enlighet med SS-EN 12620 och dessutom behöver man hitta en aktör som är villig ta emot materialet.

# 5 Process för bedömning av återbrukspotential

Summerat ser stegen ut enligt följande (se också Figur 49):

1. Inventering/kartläggning
2. Okulär besiktning och icke-förstörande provningar
3. Beslut om fortsatta åtgärder
4. Förstörande provning
5. Rapport med analyser och rekommendationer för återbruk
6. Kontroll efter demontering och verifiering av prestanda

Det är viktigt att förstå att med förstörande provning avses sådan provning som innebär att skador uppstår i byggdelar eller material, men inte att de tappar sin funktion i konstruktionen. Skadan är vanligtvis av estetisk art och kan lagas om den förväntas ge skadliga effekter på sikt. Icke-förstörande provning å andra sidan, är sådan provning som inte lämnar några märken efter sig. Den åverkan som åsamkas beror på det specifika fallet, men tumregeln är att den är obefintlig eller liten i steg 1 och 2, liten till måttlig i steg 4 (om behov av provning föreligger).

Optimalt utförs denna process efter lätttrivningen, då inventarier, ledningar och ytskikt har inventerats och plockats ut. Det blir då lättare att komma åt och inspektera skick på stommen och andra blottlagda delar av huskroppen.



Figur 49 Strategi för tillståndsbedömning av byggnad för möjlighet till återbruk.

## 5.1 Steg 1 - Inventering/kartläggning

Metod: genomgång befintlig dokumentation (tex olika typer av ritningar och rapport från materialinventering), samt platsbesök.

Byggnaden inventeras och kartläggs med fokus på material och konstruktionsdelar. En preliminär mängdning av olika konstruktionsdelar görs; denna verifieras i Steg 2. I en

vanlig tillståndsbedömning fokuseras genomgång av dokumentation främst till att skapa sig en bild av den bärande konstruktionens verkningssätt. Detta för att bedöma den eventuella skadans inverkan på den bärande konstruktionens säkerhet och funktion. När det gäller återbruksinventering där en vanlig tillståndsbedömning kan vara en del så tillkommer en kartläggning som ska inkludera en mängdberäkning och konstruktionsdelars demonterbarhet. Ett exempel på en sådan inventeringsmatris visas i Figur 50. Givetvis ska det både vid en vanlig tillståndsbedömning och vid en återbruksinventering ingå upplysningar som när en byggnad uppfördes, användning genom åren och eventuella ombyggnationer. Vissa delar av inventeringsmatrisen kompletteras vid en okulärbesiktning t.ex. befintligt skick.

STÅLBALKAR									
LITTERA	DIM (mm)	TYP	ANT	LÄNGD (cm)	ÅR	SKICK (okulärt)	EXPONERING	TIDIGARE AVÄNDNING	DEMONTERING
B1	H = 300	I-balk	2	2230	1800-tal	Osäker	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B2	H = 300	I-balk	2	360	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B3	H = 300	I-balk	1	200	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt
B4	H = 175	I-balk	1	300	1970-tal	Ok	Inomhus	kontor, lager	Lätt

Figur 50 Exempel på inventeringsmatris.

## 5.2 Steg 2 - Okulär besiktning

Metod: platsbesök där byggnadsdelar, material och konstruktionslösningar okulärbesiktigas, dvs sådant som är synligt för blotta ögat noteras och dokumenteras, samt eventuellt provas med icke-förstörande metoder. Mängdningen från Steg 1 verifieras.

Bedömning av materials och byggnadsdelars skick. Den uppställda inventeringsmatris som bygger på ritningar och annan dokumentation går igenom på plats för att notera eventuella avvikelser och fastställa befintligt skick. Om tillgång till dokumentation om byggnaden är bristfällig uppförs inventeringsmatrisen på plats vid den okulära besiktningen. Vid fastställandet av befintligt skick noteras och dokumenteras allt som är synligt, tex sprickor, fuktskador osv. Vidare kan man komplettera med icke förstörande provning och mindre åverkan (tex borring av mindre hål).

## 5.3 Steg 3 – Beslut om fortsatta åtgärder

Avstämning av resultat från de första två stegen och genomgång med uppdragsgivare, där eventuella kompletterande tester och andra åtgärder föreslås.

## 5.4 Steg 4 – Förstörande provning

Metod: Kompletterande provuttag och provning av olika egenskaper i laboratorium.

Man kommer aldrig undan förstörande provning helt vid en tillståndsbedömning. Syftet med icke förstörande provning är att minimera omfattningen av den förstörande provningen. I princip så mäter en icke förstörande metod en signal på en fysikalisk egenskap som indirekt kan kopplas till en mekanisk egenskap. Man måste alltid med hjälp av förstörande testning (tex borrkärnor från aktuell plats) etablera en empirisk relation (kalibreringsmodell) mellan den icke förstörande mätningen och den materialegenskapen som man är intresserad av. Det existerar tyvärr inga universella kalibreringsmodeller då flera andra faktorer kan påverka mätningarna, tex, betongssammansättning (mängd/storlek på ballast), relativ fuktighet eller armeringstäthet.

## 5.5 Steg 5 – Rapport

Analys och rekommendationer för det som kan återanvändas och för återvinning av sådant som inte bedöms möjligt att återanvända. Rekommendationer för hur de olika konstruktionsdelarna kan användas och i vilken exponeringsmiljö. Förslag på demonteringsteknik och hantering.

Rekommendationer på hur de hela byggnadsdelarna kan testas när de väl har demonterats, för att verifiera teknisk kvalitetsbedömning baserad på platsundersökning, icke-förstörande provning, analys i laboratorium, samt beräkningar. Bör även innehålla anvisningar till hur konstruktionsdelarnas skick ska granskas efter demontering och före installation i ny byggnad, för att säkerställa att delarna inte skadats eller på annat sätt förlorat i prestanda vid demontering och hantering.

## 5.6 Steg 6 – Kontroll efter demontering och verifiering av prestanda

Metod: Återupprepning av Steg 2 tom 4, enligt rekommendation given i Steg 5, för verifiering av teknisk prestanda och säkerställa att byggnadsdelar inte skadats i hanteringen.

Kan utföras genom okulär besiktning av alla demonterade byggnadsdelar, användning av adekvat icke-förstörande metod, samt förstörande provning av statistiskt urval, baserat på tex homogenitet i material, byggnadsdelens komplexitet och variationen i resultat från okulär besiktning och icke-förstörande provning.

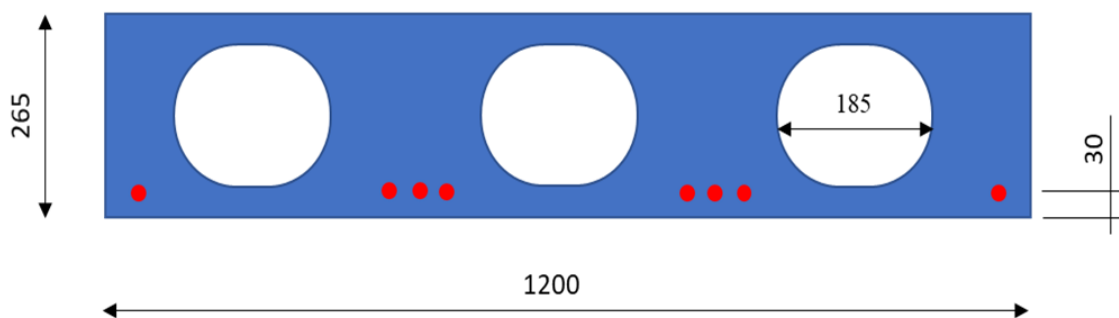
# Bilaga 1. Beräkningsexempel

## kvarvarande spännkraft i prefabricerade HD/F bjälklag efter 41 år

### 1. Grundförutsättningar

Håldäck (HD/F 120/27) ingående i kontorsbyggnad (inomhusmiljö i uppvärmda lokaler, RH ~50%), dvs exponeringsklass Xo (finns inga nedbrytningsmekanismer).

Dimensioner: 9500 x 1200 x 265 [mm]



#### Material

##### Betong

Normalhärdande cement

Hållfasthetsklass C45/55 (antagen)

Karakteristisk tryckhållfasthet,  $f_{ck} = 45$  MPa (indata från Eurokod 2)

Betongens E-modul,  $E_{cm} = 36$  GPA (indata från Eurokod 2)

Tvärsnittsparametrar (Indata från "Bygga med prefab", Betongelementföreningen)

Tröghetsmoment,  $I_c = 1,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

Tvärsnittsarea,  $A_c = 0,16 \text{ m}^2$

##### Spännstål

Relaxationsklass 2

Karakteristisk dragspänning (brott),  $f_{pk} = 1860$  MPa

E-modul,  $E_p = 195$  GPA

Åtta stycken 7-trådig spännlina  $\varnothing_p 13$  mm (Antagen)

Tvärsnittsarea,  $A_p = 100$  mm<sup>2</sup>

Förspänningskraft/lina,  $P_i = 100$  kN (Antagen)

Stålspänning vid uppspänning,  $\sigma_{pi} = 1000$  MPa

Total spänningskraft,  $P_{tot} = 8 \text{ st} \times 100 \text{ kN/st} = 800$  kN

## 2. Tidsberoende spännkraftsförlust

Den spännkraft som uppkommer vid tillverkning av förspända betongelement minskar med tiden, på grund av betongens krympning och krypning samt stålets relaxation. Den totala spännkraftsförlusten efter lång tid kan beräknas enligt SS-EN 1992-1-1:2005 (Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1–1: Allmänna regler och regler för byggnader):

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

$\Delta P_{c+s+r}$	= spännkraftsförlusten på grund av krympning, krypning och relaxation
$A_p$	= spännarmeringens tvärsnittsarea
$A_c$	= betongens tvärsnittsarea
$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$	= spänningsförlusten på grund av krympning, krypning och relaxation
$\varepsilon_{cs}$	= total krympning
$\Delta \sigma_{pr}$	= relaxationsförlusten
$E_p$	= armeringens E-modul
$E_{cm}$	= betongens E-modul
$\varphi(t, t_0)$	= kryptalet vid aktuell tidpunkt
$\sigma_{c,QP}$	= spänningen i betongen på spännstålets nivå (långtidslast)
$I_c$	= betongens yttröghetsmoment
$z_{cp}$	= avstånd mellan spännarmering och betongtvärsnittets tyngdpunkt

## 3. Spännstålets relaxation

Relaxationsklass 2 (lågrelaxation)

(Enligt Eurokod 2)

$$\Delta \sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0,66 \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$$

$\sigma_{pi}$	= 1000 MPa	
$\rho_{1000}$	= 2,5%	(Enligt Eurokod 2)
Tid efter uppspanning, $t$	= 359 160 h (41 år)	
$\mu (\sigma_{pi} / f_{pk})$	= 0,538	
$\Delta \sigma_{pr}$	= <b>16,9 MPa</b>	



## 4. Betongens totala krympning

Beräkning av betongens totala krympning,  $\varepsilon_{cs}$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Uttorkning,  $\varepsilon_{cd}$

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

Tidsfunktion

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04\sqrt{h_0^3}}$$

Betongens ålder,  $t$  = 14965 dagar (41 år)

Härddningstid,  $t_s$  = 28 dagar

(Antagen)

Koefficient beroende på tvärsnittets geometri,  $k_h = 0,9$

(Indata Eurokod 2)

Fiktiv storlek,  $h_o$  =  $2A_c/u = 133,3$  mm

Tvärsnittets omkrets som kan torka ut,  $u = 2 \times 1200$  mm

$\beta_{ds}(t, t_s)$  = 0,996

$\varepsilon_{cd,0}$  = 0,40 ‰

(Indata Eurokod 2)

Uttorkning,  $\varepsilon_{cd}$  = 0,359 ‰

Autogen krympning,  $\varepsilon_{ca}(t)$

Autogen krympning vid en viss tid  $\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$

Slutlig autogen krympning

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0,088 \text{ ‰}$$

Tidsfunktion

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2t^{0,5})} = 1$$

Autogen krympning,  $\varepsilon_{ca}(t) = 0,088$  ‰

**Betongens totala krympning,  $\varepsilon_{cs} = 0,446$  ‰**

## 5. Betongens krypning

Krypning är beteckningen på den tidsberoende deformation, som uppstår under kvarstående last. Krypningen brukar uttryckas med hjälp av kryptalet  $\varphi$ . Kryptalet bestäms av betongens ålder vid pålastning  $t_o$ , elementets dimensioner, det omgivande klimatets relativa luftfuktighet, betongens sammansättning och lastvaraktighet.

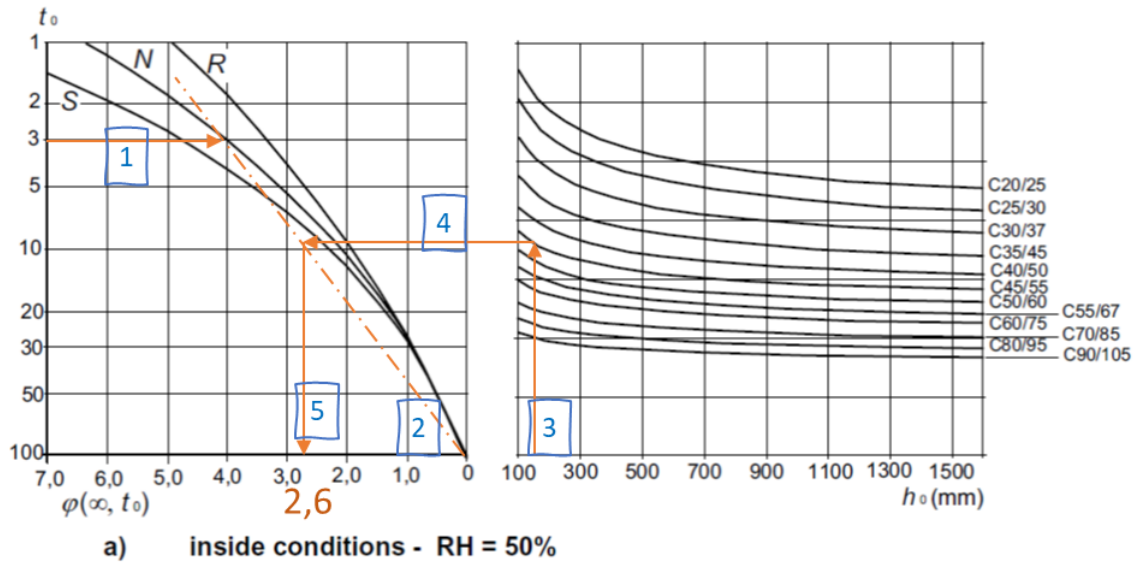
Med följande antaganden kan det slutgiltiga kryptalet ( $\varphi(\infty, t_o)$ ) beräknas enligt den grafiska metoden nedan, tagen från Eurokod 2.

$t_o$  = 3 dagar

$h_o$  = 133,3 mm

Betongens hållfasthetsklass = C45/555

**$\varphi(\infty, t_o)$  = 2,6**



## 5. Spänningen i betongen på spännstålets nivå (långtidslast),

Spänningen i betongen på spännstålets nivå (långtidslast) –  $\sigma_{c,QP}$  – kan beräknas med hjälp av Naviers formel:

$$\sigma_{c,QP} = -\frac{P_{i,tot}}{A_c} - \frac{P_{i,tot} \cdot e}{I_c} y + \frac{M}{I_c} y$$

Total förspänningskraft,  $P_{i,tot}$  = 100 kN/st x 8 st = 800 kN

Avståndet från spännarmering till tvärsnittets tyngdpunkt,  $e = (265/2) - 30 = 103$  mm

y-koordinaten för den punkt där spänningen ska beräknas,  $y = 133$  mm

Dimensionerande moment vid kvasi-permanent lastkombination,  $M$

$$M = \frac{q_d \cdot L^2}{8}$$

Dimensionerande kvasi-permanent lastkombination,  $q_d$

$$q_d = 1,0G_k + 1,0\psi_2 Q_k$$

Permanent last (egenvikt HD/F),  $G_k$  = 4,44 kN/m

Variabel last (nyttig last),  $Q_k$  = 3 kN/m

Lastkombinationsfaktor,  $\psi_2$  = 0,3

$q_d$  = 5,34 kN/m

$M$  = 60,24 kNm

$\sigma_{c,QP}$  = - 7,15 MPa

**Den totala spännkraftsförlusten på grund av krympning, krypning och relaxation efter 41 år är:**

$\Delta P_{c+s+r} = 135,5$  kN dvs en minskning med 17 % av den ursprungliga uppspanningskraften på 800 kN.