

UTVECKLING AV SLITSMURSTEKNIK FÖR EN MER EKONOMISK UTFORMNING

Betong



Hans Hedlund / Henrik Wiberg, Skanska Sverige AB

2013-03-07

Förord

Projektet har genomförts av Skanska Sverige AB med stöd av referensgruppen och finansiärer. Utvecklingen av betongen utfördes av Betongtekniskt Centrum som är en del av Skanska Sveriges teknikresurs Teknik och fältförsöken genomfördes av Bro och Anläggning i Göteborg som också är en del av Skanska Sveriges teknikresurs Teknik.

Vi i projektgruppen vill tacka alla finansiärer enligt nedan som gjort det möjligt att genomföra detta projekt.

- SBUF - Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond
- Vägverket
- CEMENTA AB
- Skanska Sverige AB
- NCC Construction Sverige AB

Vi vill också tacka;

- Conny Ekblad på Vikans Kross & Asphalt för platsen att genomföra fältförsöken på.
- Georg Danielsson från Luleå Tekniska Högskola för väl utförd dragprovning.

Göteborg, mars 2013

Henrik Wiberg, Hans Hedlund

Sammanfattning

Syftet med denna studie var att utveckla en frostbeständig undervattensbetong som uppfyller kraven för de exponeringsklasser som gäller för betongkonstruktioner i en vägtunnel. I projektet ingick även att studera stödvätskans påverkan på betongens vidhäftning till armeringen. Stödvätskan som används i detta projekt var bentonitslurry.

Utveckling av betongrecepten utfördes i Skanskas betonglaboratorium i Solna av Betongtekniskt Centrum. Betongen tillverkades i full skala på Skanskas betongfabrik i Göteborg och gjutningar i fält genomfördes för att utvärdera den färska och hårdnade betongens egenskaper samt hur vidhäftningsförmåga påverkas av gjutning i bentonitslurry. Provning vid fältförsöken utfördes både genom provning på fabrik och genom provning i färdig konstruktion. Resultaten från frysprovningen av de utborrade cylindrarna visar på mycket god frostbeständighet för samtliga gjutna väggar.

Studier av utborrade cylindrar i detta projekt visade att det i många fall blir en tunn beläggning av bentonitslurry kring armeringsjärnen som betongen inte helt och hållet förmår att tränga bort under gjutningen. Framförallt gäller detta armeringsjärnen närmast formen där betongen inte kan röra sig obehindrat och då speciellt vid armeringsskarvar där bentonitslurryn lätt fastnar i vecket som bildas mellan två tätt intilliggande armeringsjärn.

Betongens vidhäftningsförmåga provades genom dragprov som utfördes av personal från Luleå Tekniska Högskola. Ett stort antal armeringsjärn monterades för dragprovning. Då ingjutningslängden varierade från 5Ø till 20Ø så resulterade dragförsöken i tre olika scenarier, dvs. antingen att armeringsjärnen dras antingen ut ur betongen före eller efter att stålets sträckgräns är uppnådd eller att armeringsjärnen dras av, dvs. till brott i stålet.

För armeringsjärnen med kort ingjutningslängd (5Ø) beräknades vidhäftningsförmågan utifrån uppmätta dragkrafter. Betongens vidhäftningsförmåga vid gjutning i bentonitslurry var omkring 11-13 MPa med undantag för ett enstaka värde som låg på ca 20 MPa. I referensväggen, dvs. den vägg som göts i torrhet, var betongens vidhäftningsförmåga mellan 17 och 26 MPa. Tryckhållfastheten i de två väggarna skiljer sig något varför vidhäftningsförmågan inte är direkt jämförbara. Utvärderingen gjordes därför genom att jämföra resultaten med förväntade värden för aktuell tryckhållfasthet i betongen enligt bl.a. CEB-FIP Model Code 90.

I litteraturen återfinns liknande resultat som i denna studie där betongens vidhäftningsförmåga är signifikant lägre vid gjutning i bentonitslurry jämfört med gjutning i torrhet. Dock ser det ut som att vidhäftningsförmågan framtagen i detta projekt generellt sett ligger lägre än resultat från andra studier för motsvarande betongkvalitet. Men oavsett detta så har gjutning i bentonitslurry en tydlig inverkan på betongens vidhäftningsförmåga eftersom den uppmätta skillnaden jämfört med referensväggen är så stor. Slutsatsen utifrån dragprovningen i detta projekt är att betongens vidhäftningsförmåga är omkring 30-40 % lägre vid gjutning i bentonitslurry jämfört med gjutning i torrhet.

Innehåll

1	BAKGRUND	5
2	SYFTE	6
3	AVGRÄNSNINGAR	6
4	METODIK	6
5	FÖRUNDERSÖKNING	6
5.1	BETONGRECEPT	7
5.2	BETONGENS FÄRSKA OCH HÅRDNADE EGENSKAPER	7
6	BLANDNING I FULLSKALA	8
6.1	BETONGRECEPT	8
6.2	DEN FÄRSKA OCH HÅRDNADE BETONGENS EGENSKAPER	9
6.2.1	<i>Provning av den färska betongens egenskaper</i>	9
6.2.2	<i>Kubhållfasthet</i>	11
6.2.3	<i>Cylinderhållfasthet</i>	12
7	TILLVERKNING OCH GJUTNING AV VÄGGAR	13
7.1	TILLVERKNING AV FORM OCH ARMERINGSKORGAR	13
7.2	GJUTNING AV PROVVÄGGAR	14
7.2.1	<i>Gjutning av provväggarna S1 och S2</i>	14
7.2.2	<i>Gjutning av provvägg R1</i>	19
8	GJUTRESULTAT	21
8.1	BETONGYTOR	21
8.1.1	<i>Betongytor - Provväggarna S1 och S2</i>	21
8.1.2	<i>Betongytor - Provvägg R1</i>	22
8.2	OMSLUTNING AV ARMERING OCH HOMOGENITET.....	22
8.2.1	<i>Cylindrar i färdig konstruktion - Väg S1</i>	23
8.2.2	<i>Cylindrar i färdig konstruktion - Väg S2</i>	25
8.2.3	<i>Cylindrar i färdig konstruktion - Väg R1</i>	28
9	PROVNING I FÄRDIG KONSTRUKTION	29
9.1	TRYCKHÅLLFASTHET – UTBORRADE CYLINDRAR.....	29
9.2	FROSTBESTÄNDIGHET	33
9.3	LUFTPORKKARAKTERISTIKA I HÅRDNAD BETONG	33
9.4	BEDÖMNING AV VATTENCEMENTTAL, VCT	34
10	UTDRAGSPROVNING	35
10.1	MONTAGE AV DRAGJÄRN	37
10.2	VIDHÄFTNINGSPROVNING.....	39
10.3	RESULTAT FRÅN VIDHÄFTNINGSPROV	41
10.3.1	<i>Armeringsjärn Ø20 mm</i>	43
10.3.2	<i>Armeringsjärn Ø32 mm</i>	45
10.4	UTVÄRDERING AV RESULTAT	48

11	OMVÄRLDSBEVAKNING	51
11.1	ÖVERGRIPANDE PRINCIP VID SLITSMURSTILLVERKNING	51
11.2	PROJEKT I ENGLAND, STUDIEBESÖK – CROSSRAIL (LONDON)	52
11.2.1	<i>Pudding Mill Lane (Crossrails kontrakt C248)</i>	52
11.2.2	<i>Royal Oak Portal (Crossrails kontrakt C 330)</i>	55
11.3	PROJEKT I SVERIGE	59
11.3.1	<i>Götatunneln i Göteborg</i>	59
11.3.2	<i>Citytunneln i Malmö</i>	59
11.4	HANDBÖCKER, DESIGNGUIDES OCH BESTÄLLARKRAV:	60
11.4.1	<i>ICE Specification for Piling and Embedded Retaining Walls, second edition 2007</i>	60
11.4.2	<i>Embedded retaining walls – guidance for economic design, CIRIA-report C580, 2003</i>	60
11.4.3	<i>CROSSRAIL Civil Engineering Design Standard, Part 3, Buildings and underground box structures, 2009</i>	61
11.4.4	<i>Reducing the Risk of Leaking Substructures - A Client´s Guide, 2009</i>	61
11.5	ARTIKLAR FRÅN TIDSKRIFTER OCH KONFERENSER:	61
11.5.1	<i>Amsterdam Metro North-South Line – an update on the data obtained and lessons learned. 2010. van Tol et al.</i>	61
11.5.2	<i>The waterproofness of structural diaphragm walls. 1994. Puller</i>	62
11.5.3	<i>Specialist geotechnical works for Dublin´s Smithfield redevelopment. 2006. Daynes & McCann.</i>	62
12	SLUTSATS	63
13	REFERENSER	64
	BILAGOR	65
	BILAGA A: BALLASTENS SAMMANSATT SIKTKURVA	66
	BILAGA B: ARMERINGSRITNING - VÄGG S1	68
	BILAGA C: ARMERINGSRITNING - VÄGG S2 OCH R1	69
	BILAGA D: ARMERING FÖR DRAGPROV	70
	BILAGA E: FOTODOKUMENTATION AV UTBORRADE CYLINDRAR I VÄGG S1	71
	BILAGA F: FOTODOKUMENTATION AV UTBORRADE CYLINDRAR I VÄGG S2	77
	BILAGA G: FOTODOKUMENTATION AV UTBORRADE CYLINDRAR I VÄGG R1	83
	BILAGA H: MÄTDATA - VIDHÄFTNINGSFÖRSÖK	89
	BILAGA I: SAMMANSTÄLLNING - VIDHÄFTNINGSFÖRSÖK ARMERING Ø20 MM	110
	BILAGA J: SAMMANSTÄLLNING - VIDHÄFTNINGSFÖRSÖK ARMERING Ø32 MM	111

1 Bakgrund

På senare tid har slitsmurstekniken använts i Sverige i två större infrastrukturprojekt. Dock har man endast i huvudsak kunnat använda tekniken för temporära stödkonstruktioner. Erfarenheterna från Götatunneln samt Citytunneln i Malmö är dock mycket goda. Slitsmurar användes i dessa projekt bland annat för att lättare klara av ställda krav på omgivningspåverkan. Kraven på frostbeständighet för den permanenta slitsmurskonstruktionen är de samma som för övriga anläggningskonstruktioner då dessa kommer att utsättas för låga temperaturer under uppförandeskedet samt under sin livstid. Gjutning av slitsmur innebär ett specialfall av undervattengjutning vilket sker i stödvätska, som inte behöver räknas som strömmande. Av denna anledning så används samma krav på betongsammansättningen som vid övrig UV-betong, med den skillnaden att betongens motstånd mot urvaskning kan minskas då gjutning sker i stillastående vätska.

Konventionell betong för undervattensgjutning med tillsats av antiurvaskningsmedel (AUV) är normalt inte frostbeständig till följd av att betongens luftporsystem påverkas negativt av AUV-tillsatserna. Nya erfarenheter inom detta område har visat att det går att åstadkomma en självkompakterande UV-betong med goda frostbeständighetsegenskaper utan AUV-tillsatser. Detta kräver dock noggrann utformning av betongsammansättningen samt en utökad kontroll vid tillverkning och gjutning. I denna undersökning har känsligheten hos denna typ av betong undersökts och lämplig provningsomfattning och typ av tillverknings- och mottagningskontroll har föreslagits som resultat av den provning av frostbeständigheten som utförts.

Stödvätskan med bentonitblandning anses kunna leda till en försämrad vidhäftning mellan betong och armering vilket innebär att nuvarande rekommendationer för dimensionering av permanenta slitsmurar innehåller krav på ökad förankringslängd. Sprickavstånd och sprickbredd anses också öka som följd av den försämrade vidhäftningen vilket är en delorsak till de relativt stränga kraven på begränsning av sprickbredder som föreligger för närvarande. I tidigare utförda utvecklingsprojekt (11603 och 11796) föreslås en reduktion av betonghållfastheten med 10 % samt en maximalt tillåten betonghållfasthet för att beakta inblandningen av stödvätska i betongen.

Vidhäftningen mellan armering och betong påverkas bl.a. av omslutningen av betongen runt armeringsstängerna. Vid gjutning med traditionell UV-betong används en betong som är sammansatt i syfte att motstå urvaskning och med en lös konsistens då kompaktering med vibrering i praktiken är mycket svår att uppnå. En självkompakterande betong är sammansatt för att ge en tillräckligt god omslutning av armering utan annan kompaktering än den som sker av gravitationen. En hypotes till orsaken för den dokumenterat lägre armeringsvidhäftningen kan alltså vara att den påverkas av graden av omslutning av armeringen vid undervattengjutningstillfället. I denna undersökning kommer vidhäftningen kontrolleras och jämföras med den uppnådda omslutningen.

2 Syfte

Syftet med projektet var att utveckla en frostbeständig undervattensbetong som uppfyller kraven för de exponeringsklasser som gäller för betongkonstruktioner i en vägtunnel. I projektet ingår även att studera stödvätskans påverkan på betongens vidhäftning till armeringen.

3 Avgränsningar

Detta projekt avgränsas till att endast omfatta betong, dvs. geoteknik innefattas inte i denna studie. I projektet ingår tillverkning och provning av betong, tillverkning och gjutning av slitsmurar samt provning av stödvätskans påverkan på betongens vidhäftningsförmåga. Stödvätskan som användes vid gjutning av slitsmurar i detta projekt var bentonitslurry.

4 Metodik

Utveckling av betongrecept utfördes i Skanskas betonglaboratorium i Solna. Därefter tillverkades betongen i full skala på Skanskas betongfabrik i Göteborg. I samband med att betongen tillverkades i fabrik genomfördes också gjutningar av tre provväggar i fält.

I samband med gjutningarna i fält utvärderades de färska och hårdnade betongens egenskaper. Den hårdnade betongens egenskaper provades både på kuber uttagna på fabrik och på cylindrar utborrade i färdig konstruktion. I två av de tre gjutna väggarna monterades armeringsjärn för att bedöma betongens vidhäftningsförmåga, vilken provades genom dragprov som utfördes av Luleå Tekniska Högskola.

5 Förundersökning

Provblandningarna på labb utfördes med ballastmaterial från betongfabriken i Göteborg. Betongblandningarna tillverkades i en labblandare av typen ROJO 75 där satsstorleken varit minimum 25 liter. Två betongrecept med önskade egenskaper utvecklades utifrån tidigare erfarenheter av självkompakterande och frostbeständig betong med förmåga att motstå urvaskning vid undervattengjutning i stillstående vatten.

Utifrån Trafikverkets krav på permanenta konstruktioner i tunnlar samt rekommendationer i SS-EN 1538:2010 (2010) har nedanstående generella kravspecifikation satts för betongen i projektet;

- | | |
|---------------------|--|
| • Cement | Cem I 42,5 N SR3/MH/LA |
| • Utförandeklass | I |
| • Exponeringsklass | XD3 + XF4 |
| • vct | ≤ 0,40 |
| • Hållfasthetsklass | C32/40 |
| • Stenstorlek | max 16mm |
| • Frostbeständighet | min. Acceptabel frostbeständighet vid prov enligt SS 13 72 44, metod A |
| • Flytsättningsmått | 650 ± 50 mm |
| • Lufthalt | ≥ 8 % |

5.1 Betongrecept

Grundtanken var att efterlikna en undervattensbetong med AUV medel. Eftersom AUV-medlet sägs förstöra luftporstrukturen var vårt mål att utveckla en bra UV-betong utan AUV-medel. Men vi ville även prova att ta fram en betong med mindre dos AUV-medel än brukligt. Dessa två betongrecept som utvecklades i labb redovisas i Tabell 1 nedan. Betongreceptet ”Slitsmursbetong 1” innehåller antiutvaskningsmedel (AUV) och ”Slitsmursbetong 2” innehåller ej antiutvaskningsmedel (AUV).

Slitsmursbetong 1 (med AUV)		Slitsmursbetong 2 (utan AUV)	
Datum:	2010-07-27	Datum:	2010-07-28
Lufthalt	4.60%	Lufthalt	6.00%
	1 m3 torrt		1 m3 torrt
Anläggningscement	450 kg	Anläggningscement	450 kg
Grus 0-8	944 kg	Grus 0-8	953 kg
Sten 11-16	628 kg	Sten 11-16	584 kg
Kalkfiller	100 kg	Kalkfiller	130 kg
Flytmedel	1.50%	Flytmedel	1.50%
Luftporbildare	0.50%	Luftporbildare	0.40%
AUV-medel	1 kg	Retarder	0.10%
Retarder	0.10%	Vatten totalt	180 kg
Vatten totalt	180 kg	vct	0.40
vct	0.40		

Tabell 1: Slutliga betongrecept vid provblandningarna.

5.2 Betongens färsk och hårdnade egenskaper

Provtagning och verifiering av den färsk och hårdnade betongens egenskaper har utförts för denna betong, vilket redovisas i Tabell 2 nedan.

	Slitsmursbetong 1 (med AUV)		Slitsmursbetong 2 (utan AUV)			
Provtagningsdatum;	2010-07-27	2010-07-28	2010-07-28			
Flytsättningsmått;	660 mm	660 mm	660 mm			
Tryckhållfasthet 28 dygn;	67.2 MPa	71.4 MPa	47.2 MPa	61.7 MPa	59.6 MPa	64.6 MPa
Lufthalt;	4.6 %	4.6 %	12 %	6 %	6 %	6 %
Frostresistens; Avskalning 56 dygn. medelvärde 4 kuber Bedömning enligt SS 13 72 44:2005. Provning enligt metod IA.	0.02 kg/m ² <i>Mycket god frostbeständighet</i>	- -	0.00 kg/m ² <i>Mycket god frostbeständighet</i>			

Tabell 2: Betongens färsk och hårdnade egenskaper för de två slutliga betongrecepten.

Resultatens överensstämmelse med kravspecifikationen bedömdes vara tillräcklig och projektet ansågs kunna gå in i nästa fas, dvs. tillverkning av betong i full skala på Skanskas betongfabrik i Göteborg.

6 Blandning i fullskala

Tillverkning av betong i fullskala utfördes på Skanskas betongfabrik i Göteborg. Betongsammansättningen för fullskaleförsöken, där tre provväggar tillverkades, baserades på betongrecepten som utvecklats i Skanskas betonglaboratorium i Solna, se avsnitt 5.1.

Inför gjutningarna av provväggarna i fält verifierades den färska betongens egenskaper genom blandningar i Skanskas betongfabrik i Göteborg. Efter ett par mindre justeringar av bland annat mängden tillsatsmedel fastställdes recepten

6.1 Betongrecept

De slutliga betongrecepten för betongblandningarna till gjutningen av de 3 väggarna redovisas i Tabell 3 nedan. Vägg S1 göts med ”Slitsmursbetong 1” och väggarna S2 och R1 göts med ”Slitsmursbetong 2”.

Vägg:	S1	S2	R1
Betong:	Slitsmursbetong 1	Slitsmursbetong 2	Slitsmursbetong 2
Datum:	2011-05-20	2011-05-20	2011-05-20
Bil nr.	1	2	3
Lufthalt (fabrik)	5.0%	6.5%	5.5%
	1 m3 torrt	1 m3 torrt	1 m3 torrt
Anläggningscement	451 kg	447 kg	446 kg
Grus 0-8	962 kg	925 kg	928 kg
Sten 8-16	651 kg	594 kg	589 kg
Kalkfiller, Limus 40	100 kg	130 kg	130 kg
Flytmedel	1.30%	1.25%	1.20%
Luftporbildare	0.40%	0.40%	0.40%
AUV-medel	1 kg	-	-
Retarder	0.10%	0.10%	0.10%
Vatten totalt	188 kg	180 kg	179 kg
vct	0.42	0.40	0.40

Tabell 3: Betongrecept avseende väggarna S1, S2 och R1 vid fältförsöken.

Tanken var att recepten skulle haft samma vattencementtal, dvs. vct = 0,40. Men då bl.a. flyttillsatsmedlet tillsattes manuellt missades dess vatteninnehåll vid blandning av första blandningen, dvs. Slitsmursbetong 1.

Ballastens sammansatta siktkurva för respektive betong redovisas i Bilaga A.

6.2 Den färska och hårdnade betongens egenskaper

Provtagning och verifiering av den färska och hårdnade betongens egenskaper har utförts på betongen till väggjutningarna, vilket redovisas i avsnitt 6.2.1-6.2.3. Dessa provningar avser provning av den färska och hårdnade betongens egenskaper provade på fabrik.

Provning av den hårdnade betongens egenskaper har också provats på utborrade cylindrar i färdig konstruktion. Denna provning redovisas i kapitel 9.

6.2.1 Provning av den färska betongens egenskaper

Provning av den färska betongens egenskaper utfördes på betongfabriken, dvs. före pump. Betongens konsistens provades genom flytsättmått, se Figur 1 och Figur 2 nedan.



Figur 1: Flytsättmått för Slitsmursbetong 1 direkt efter blandning.



Figur 2: Flytsättmått för Slitsmursbetong 2 direkt efter blandning.

Den färska betongens egenskaper provades som nämndes ovan på fabrik och därefter vid ytterligare ett antal tidpunkter som framgår av Tabell 4 nedan.

	Slitsmursbetong 1 (Vägg S1)	Slitsmursbetong 2 (Vägg S2)	Slitsmursbetong 2 (Vägg R1)
Provtagningsdatum;	2011-05-20	2011-05-20	2011-05-20
Flytsättningsmått; 0 min	680 mm	710 mm	690 mm
30 min	-	-	550 mm
45 min	675 mm	-	-
60 min	-	-	525 mm
90 min	700 mm	-	430 mm
Temperatur; 0 min	17.0 °C	18 °C	18.0 °C
30 min	-	-	18.9 °C
45 min	17.8 °C	-	-
60 min	-	-	18.6 °C
90 min	19.0 °C	-	18.8 °C
Lufthalt; 0 min	5.0 %	6.5 %	5.5 %

Tabell 4: Provningsresultat för färska betongens egenskaper för vägg S1, S2 och R1.

Flytsättningsmålet direkt efter blandning är i stort sett lika för de två recepten ”Slitsmursbetong 1” och ”Slitsmursbetong 2”, dvs. ca 700mm. Det som skiljer recepten åt är att ”Slitsmursbetong 1” med AUV-medel i detta fall inte har någon konsistensförlust alls under 90 minuter medan ”Slitsmursbetong 2” utan AUV-medel har en konsistensförlust på över 250 mm i flytsättningsmått på samma tid. Detta har möjligtvis att göra med AUV-medlets retarderande effekt. Man skall dock ha i åtanke att konsistensförlusten endast provats på en blandning av respektive recept.

Konsistensförlusten för betongen utan AUV-medel tros dock inte ha någon betydelse för gjutresultatet i detta fall då transporttiden från betongfabriken till gjutplatsen endast är omkring 5 minuter och betongbilarna tömdes på 20- 30 minuter.

Betongtemperaturen är i princip lika för de två betongrecepten och lufthalten varierar inte mer än normalt för en anläggningsbetong.

6.2.2 Kubhållfasthet

I samband med gjutningen av de tre väggarna togs kuber ut för provning av tryckhållfastheten. De tre betongblandningarnas densitet och tryckhållfasthet $f_{c,cube}$ redovisas i tabellerna nedan. Tryckhållfastheterna är provad på kuber lagrade 5 dygn i vatten och därefter i luft enligt SS-EN 12390-2:2009, Bilaga NA (2009). Av denna anledning har tryckhållfastheten räknats om till att motsvara tryckhållfasthet för kuber lagrade 28 dygn i vatten genom nedanstående formel, dvs. genom att multiplicera tryckhållfastheten för torrlagrade kuber $f_{c,cube SS}$ med faktorn 0,92 i enlighet med SS 13 70 03:2004 (2004), avsnitt 5.5.1.1.

$$f_{c,cube} = 0,92 \cdot f_{c,cube SS} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Formel 3-1}$$

där;

$f_{c,cube}$ = tryckhållfasthet för våtlagrade kuber enl. SS-EN 12390-2:2009 (2009)

$f_{c,cube SS}$ = tryckhållfasthet för torrlagrade kuber enl. SS-EN 12390-2:2009, Bilaga NA (2009).

Märkning	Densitet [kg/m ³]	Kubhållfasthet $f_{c, cube}$ [MPa]
1a	2471	69,6
2a	2462	68,7
3a	2425	65,7
4a	2422	65,0
5a	2403	65,4
6a	2409	65,5
Medel S1:	2432	66,7

Tabell 5: Kubhållfasthet för Slitsmursbetong 1 till vägg S1.

Medelvärdet för tryckhållfastheten $f_{cm,cube}$ är 66,7 MPa för kuberna uttagna från betongen med AUV-medel, dvs. betongen till vägg S1. Standardavvikelsen är 2,0 MPa.

Märkning	Densitet [kg/m ³]	Kubhållfasthet $f_{c, cube}$ [MPa]
1b	2333	67,2
2b	2338	67,3
3b	2329	67,0
4b	2310	65,6
5b	2319	65,3
6b	2334	66,2
Medel S2:	2327	66,4

Tabell 6: Kubhållfasthet för Slitsmursbetong 2 till vägg S2.

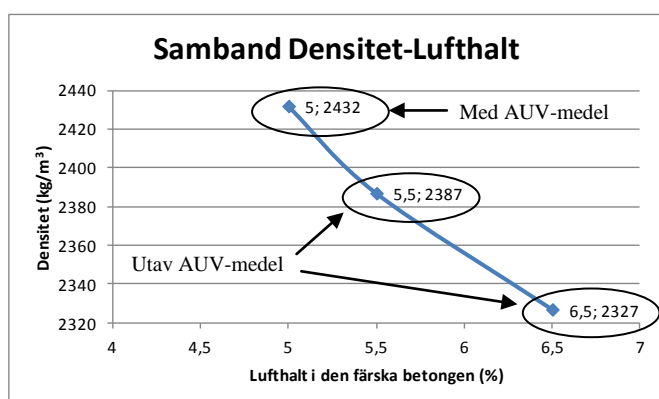
Medelvärdet för tryckhållfastheten $f_{cm,cube}$ är 66,4 MPa för kuberna uttagna från det första betonglasset med betong utan AUV-medel, dvs. betongen till vägg S2. Standardavvikelsen är i detta fall 0,9 MPa.

Märkning	Densitet [kg/m ³]	Kubhållfasthet $f_{c, cube}$ [MPa]
1c	2395	73,6
2c	2368	72,7
3c	2378	68,5
4c	2409	69,4
Medel R1:	2387	71,1

Tabell 7: Kubhållfasthet för Slitsmursbetong 2 till vägg R1.

Medelvärdet för tryckhållfastheten $f_{cm,cube}$ är 71,1 MPa för kuberna uttagna från det andra betonglasset med betong utan AUV-medel, dvs. betongen till vägg R1. Standardavvikelsen är i detta fall 2,5 MPa.

De tre betongblandningarnas densitet är i princip linjär i förhållande till lufthalten i den färska betongen, vilket framgår av Figur 3 nedan. Av denna anledning bör uppmätta lufthalter vara tillförlitliga.



Figur 3: Samband mellan betongens densitet och lufthalten i den färska betongen.

Trots att densiteten är högre och lufthalten lägre för betongen med AUV-medel så är inte tryckhållfastheten, $f_{cm,cube}$ högre än för betongen utan AUV-medel. Tryckhållfastheten, $f_{cm,cube}$ för betongen med AUV-medel och med en lufthalt på 5 % ligger på samma nivå som betongen utan AUV-medel och med en lufthalt på 6,5 %. En del i förklaringen är att vct är 0,42 för betongen med AUV-medel jämfört med 0,40 för betongen utan AUV-medel. Målvärdet var vct = 0,40 för båda recepten.

Skillnaden i tryckhållfasthet mellan de två fallen med betong utan AUV-medel anses kunna förklaras genom skillnaden i lufthalt. Enligt Betonghandboken Material (2007) 11.3:1.2 kan man som riktvärde räkna med att hållfastheten sänks med 5 % för varje procent luft som blandas in i betongen utöver den naturliga luften. Detta antagande medför god överensstämmelse avseende tryckhållfastheten i vägg S2 och R1 i detta fall.

6.2.3 Cylinderhållfasthet

28-dygnshållfastheten för cylindrar $f_{c,cyl}$ kan beräknas genom att multiplicera tryckhållfastheten för luftlagrade kuber med faktorn 0,76, se Betonghandboken Material (2007) Formel 11.11:14. Då tryckhållfastheten för kuber i avsnitt 6.2.2 ovan avser våtlagrade kuber måste kubhållfastheten också divideras med faktorn 0,92 enligt nedanstående formel.

$$f_{c,cyl} = \frac{f_{c,cube} \cdot 0,76}{0,92} \quad \text{Formel 3-2}$$

Medelvärden av respektive väggs kubhållfastheter räknas om till cylinderhållfasthet, $f_{cm,cyl}$, vilket redovisas i nedanstående tabell.

Vägg	Cylinderhållfasthet $f_{cm, cyl}$ MPa
S1	55,1
S2	54,9
R1	58,7

Tabell 8: Cylinderhållfasthet för vägg S1, S2 och R1.

Cylinderhållfastheterna avseende vägg S2 och R1 kommer att användas vid utvärdering av betongens vidhäftningsförmåga i avsnitt 10.3.

7 Tillverkning och gjutning av väggar

Gjutningen av väggarna utfördes 2011-05-20 på området för Vikans Kross i Göteborg, dvs. där även Skanskas betongfabrik är belägen. Tre väggar ($T \times H \times L = 0.5 \times \text{ca } 2.8 \times 3.0 \text{ m}$) tillverkades. Vägg S1 gjuts med Slitsmursbetong 1 (med AUV-medel) och väggarna S2 och R1 gjuts med Slitsmursbetong 2 (utan AUV-medel).

Gjutningen av väggarna S1 och S2 sker genom UV-gjutning i bentonitslurry och vägg R1 gjuts i torrhet. Jämförande vidhäftningsprover utför på provvägg S2 och R1 som gjuts med samma betong men med skillnaden att den ena gjuts i bentonitslurry och den andra i torrhet.

7.1 Tillverkning av form och armeringskorgar

Formarna tillverkades av ”storform” och då två av dessa skulle fyllas med stödvätska (bentonitslurry) så var målsättningen att dessa skulle vara läckagetäta. Då det var svårt att erhålla en tät form i nederkant mot marken fylldes formen först med en pall med konventionell betong.

Provväggarna armerades med normenliga armeringsmängder. Provvägg S1, som gjuts för att utvärdera betongens förmåga att fylla ut formen och omsluta armeringsjärn, armerades enligt Bilaga B. Provväggarna S2 och R1 där armeringsjärn för dragprov monterades armerades enligt Bilaga C och D. Figur 4 nedan visar armeringskorgar under uppbyggnad.



Figur 4: Provvägg S1 och S2 under uppförande. Provvägg S2 med armeringsjärn för dragprov närmast kameran.

7.2 Gjutning av provväggar

Betongen tillverkades på fabrik och levererades till gjutplatsen med betongbil och pumpades i formen med betongpump, vilket kan ses i Figur 5 nedan. Provtagning av den färska betongen utfördes på fabrik enligt avsnitt 6.2 innan pumpning startade.

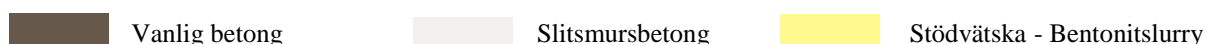
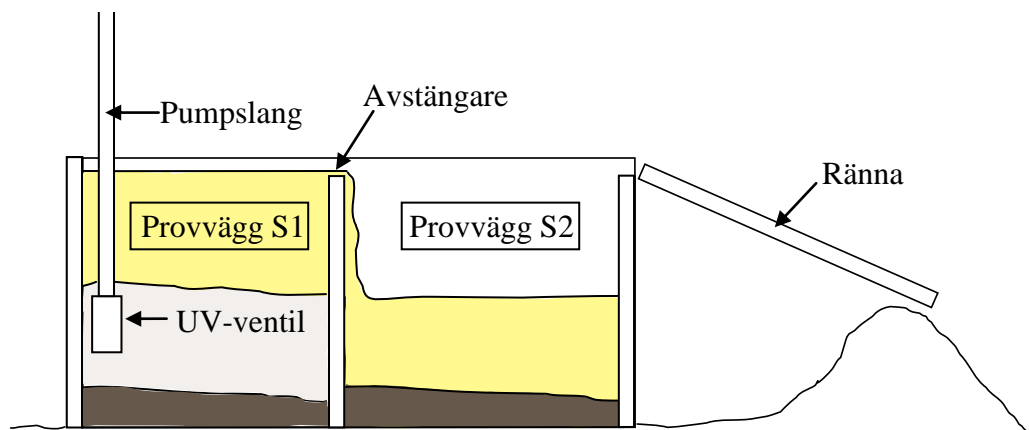


Figur 5: Gjutning av provväggar med betongpump och betongbil.

7.2.1 Gjutning av provväggarna S1 och S2

Provväggarna S1 och S2 utfördes som en undervattensgjutning i bentonitslurry. Gjutningen av vägg S1 göts med ”Slitsmursbetong S1” med AUV-medel och vägg S2 göts med ”Slitsmursbetong S2” utan AUV-medel.

Gjutningen utfördes med UV-ventil och för att begränsa volymen stödvätska återanvändes bentonitslurryn från gjutningen av vägg S1 till den andra väggen S2. Gjutförfarandet beskrivs mer detaljerat på nästkommande sida.



Figur 6: Principskiss för gjutning av väggar.

Innan provväggarna fylls med stödvätska gjuts först en typ av tätka i botten av formen med vanlig betong för att täta formen mot marken, vilket framgår av Figur 6 ovan. När tätkakan har hårdnat tillräckligt fylls formen för provvägg S1 med bentonitslurry (stödvätska) med hjälp av betongpump.

Innan UV-ventilen sänks ner i bentonitslurryn säkerställs att homogen betong nått fram till UV-ventilen. Denna okulära kontroll görs vid sidan av formen där det enkelt går att avgöra att betongen som pumpas ur pumpen inte är uppblandad av bentonitslurry. När betongen är homogen sänks UV-ventilen ned i stödvätskan och gjutningen kan börja.

Provvägg S1 gjuts med UV-ventil endast nedsänkt i ena ändan av formen, som visas i Figur 8. Tanken med detta är att se om betongen har förmågan att flyta ut ca 2,5m från UV-ventilen genom armeringskorgen fram till den bortre ändan av formen. Enligt SS-EN 1538:2010 (2010) rekommenderas att betongen maximalt skall transporteras 3,0 m från gjutröret i horisontal-led.

Vägg S1 gjuts på ca 20-30 min vilket motsvarar en stighastighet på omkring 6-8 m/h. Enligt SS-EN 1538:2010 (2010) skall gjutning av hela slitsmuren ske kontinuerligt med en stighastighet på minst 3 m/h. En för låg stighastighet medför ökande risk för inblandning av stödvätska i betong. Enligt praxis bör stighastigheten inte heller överstiga 10 m/h.

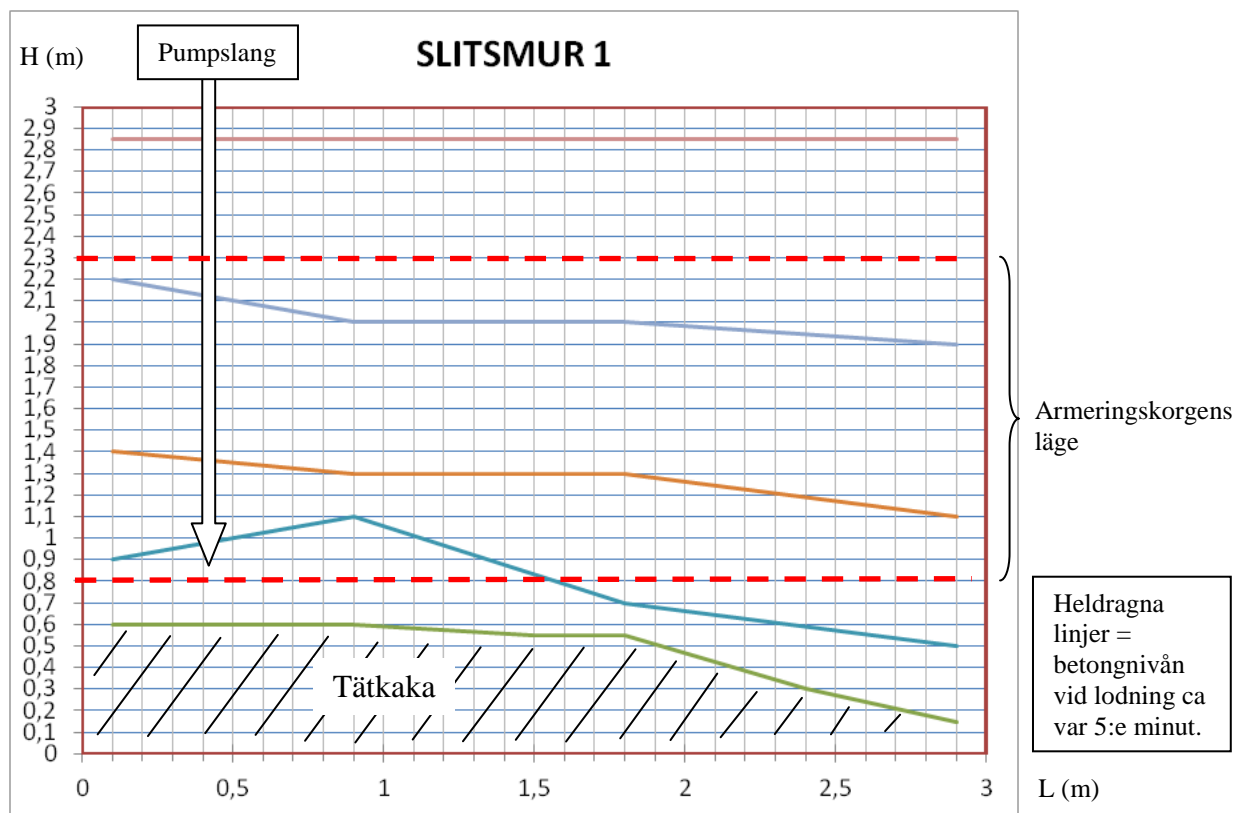
UV-ventilen höjs alltefter som gjutningen fortskrider med strävan att hålla denna ca 1-2m under betongytan. Vid undervattensgjutning är det brukligt att UV-ventilen hålls 0,5-1m under betongytan. Enligt SS-EN1538:2010(2010) skall UV-ventilen hållas minst 3 m under betongytan. SS-EN1538:2010 (2010) säger också att detta avstånd kan minskas när gjutningen närmar sig marknivån som i detta fall är ovankant form. Då aktuell gjuthöjd i detta fall endast är ca 2,5m så anses gjutnivån redan från gjutstart vara nära formens ovankant. Av denna anledning anses det i detta fall vara fullt tillräckligt att hålla UV-ventilen ca 1-2 m under betongytan. För att bl.a. säkerställa att UV-ventilen hålls tillräckligt djupt lodades betongnivån i formen under hela gjutningen, se Figur 7 nedan.



Figur 7: Lodning av gjutnivån under gjutning.

I samband med att betongnivån stiger i formen så rinner stödvätskan, som kan ses i Figur 7, över i formen för vägg S2.

Lodningen utfördes ungefär var 5:e minut över hela väggens längd för att kunna bedöma hur betongen flyter ut i formen. Resultatet av lodningen i vägg S1 redovisas i Figur 8 nedan och varje mätning redovisas som en heldragen linje. I figuren framgår också var UV-ventilen sänktes ner.



Figur 8: Pumpslangens läge samt lodad betongnivå under gjutning av vägg S1.

Då det var omöjligt att se ner genom stödvätskan och det ibland var svårt att känna betongens överyta så skall de uppmätta nivåerna ses som ungefärliga. Trots mätosäkerheten så ser armeringskorgen ut att endast ha en mindre påverkan på betongens förmåga att flyta ut från UV-ventilens mynning till den borte änden av formen. Armeringskorgen ovkant resp. underkant är markerad i Figur 8 med röda streckade linjer.

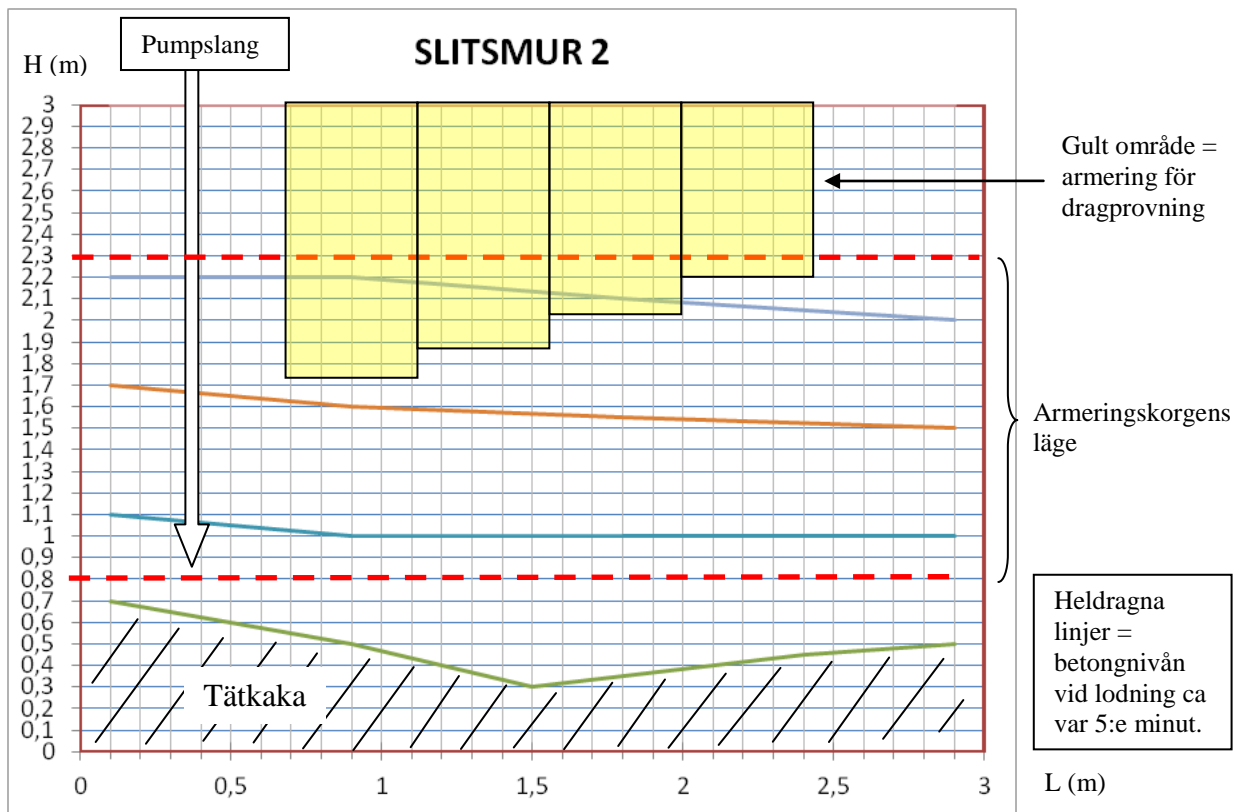
Efter slutförd gjutning av vägg S1 flyttas pumpledning med UV-ventil till provvägg S2 som gjuts på samma sätt som provvägg S1.



Figur 9: Gjutning av vägg S2.

Lodning utfördes kontinuerligt även i denna vägg för att säkerställa att UV-ventilen hålls på tillräckligt djup under betongytan.

Lodning av betongnivån utfördes, ungefär var 5:e minut, över hela väggens längd för att kunna bedöma hur betongen flyter ut i formen. Resultatet av lodningen i vägg S2 redovisas i Figur 10 på nästa sida och varje mätning redovisas som en heldragen linje. I figuren framgår också var UV-ventilen sänktes ner.



Figur 10: Pumpslangens läge samt lodad betongnivå under gjutning av vägg S2.

Utifrån Figur 10 så ser inte heller armeringskorgen i detta fall ut att mer än marginellt ha påverkat betongens förmåga att flyta ut i formen. Det kan skönjas att de vertikala armeringsjärnen för dragproven har en viss inverkan då betongnivån sjunker vid dessa.

Gjutningen fortgår tills homogen betong nått formens ovankant. Stödvätskan rinner ut i en ränna till ett invallat område vid sidan av formen allteftersom betongnivån stiger.



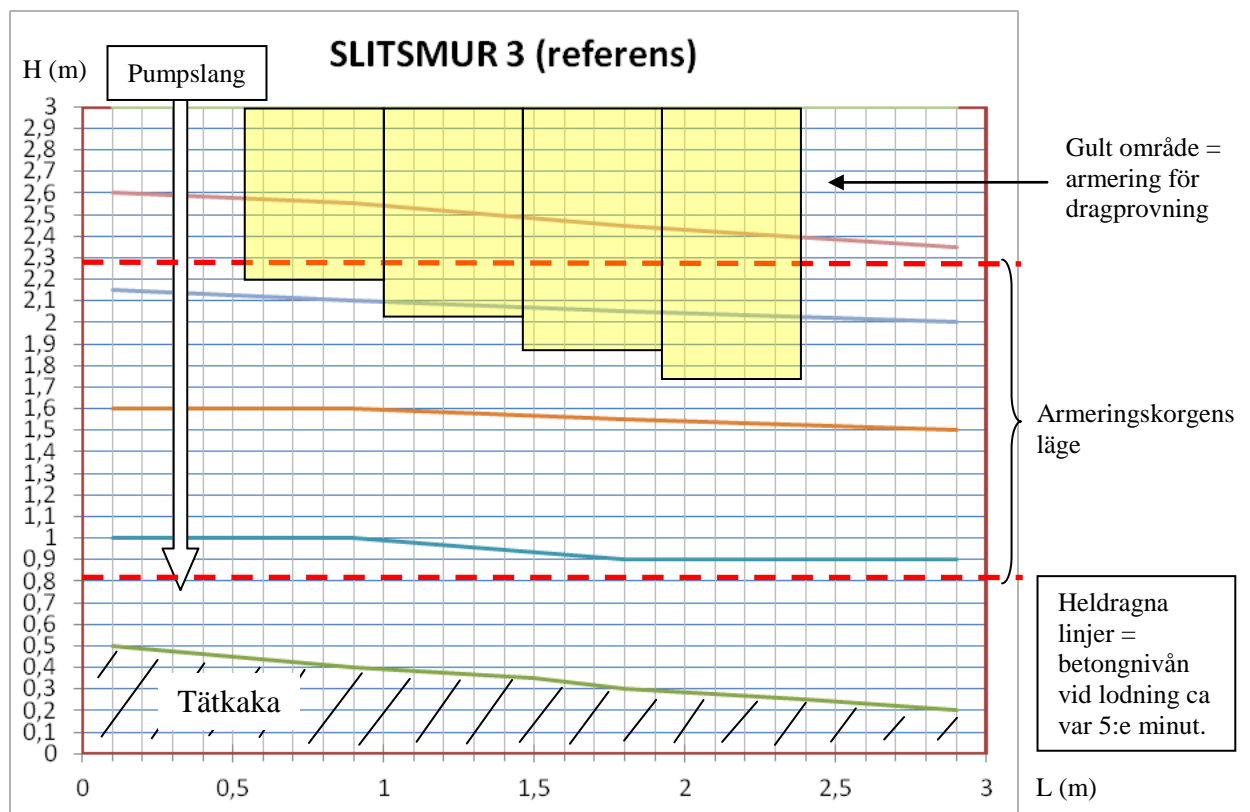
Figur 11: Ränna för stödvätska.

7.2.2 Gjutning av provvägg R1

Gjutningen av provvägg R1 utfördes med UV-ventil i princip på samma vis som vid gjutning av provväggarna S1 och S2 förutom att ingen bentonitslurry (stödvätska) användes vid denna gjutning. Orsaken till det var att syftet med denna gjutning var att kunna jämföra provnings- och gjutresultat vid gjutning i bentonitslurry och i torrhet. Betongen vibrerades inte då betongen har självkompakterande egenskaper.

Även om inte bentonitslurry skulle pumpas i denna form så göts en tätkaka i botten av formen för att inte riskera läckage av slitsmursbetongen samt att förutsättningarna skulle bli så lika som möjligt för de tre väggarna.

Precis som vid gjutningen av de två tidigare väggarna lodades betongnivån för att säkerställa att UV-ventilen var på tillräckligt djup i betongmassan. Lodning utfördes ungefär var 5:e minut över hela väggens längd för att få en bild av hur betongen flyter ut i formen. Resultatet av lodningen i vägg R1 redovisas i Figur 12 nedan och varje mätning redovisas som en heldragen linje. I figuren framgår också var UV-ventilen sänktes ner.



Figur 12: Pumpslangens läge samt lodad betongnivå under gjutning av vägg R1.

Vid gjutning av denna vägg, där gjutning inte skedde i bentonitslurry, fanns även möjligheten att rent okulärt studera hur betongen rörde sig i formen och omslöt armeringen, se Figur 13 nedan.

Armeringskorgens inverkan på betongens förmåga att flyta ut i formen var svår att se med blotta ögat. Dock gick det att se att de vertikala plaströren kring armeringsjärnen för dragprovning hindrade betongen att flyta ut i formen i samma hastighet som under dessa rör.



Figur 13: Gjutning av provvägg R1 i torrhet.

8 Gjutresultat

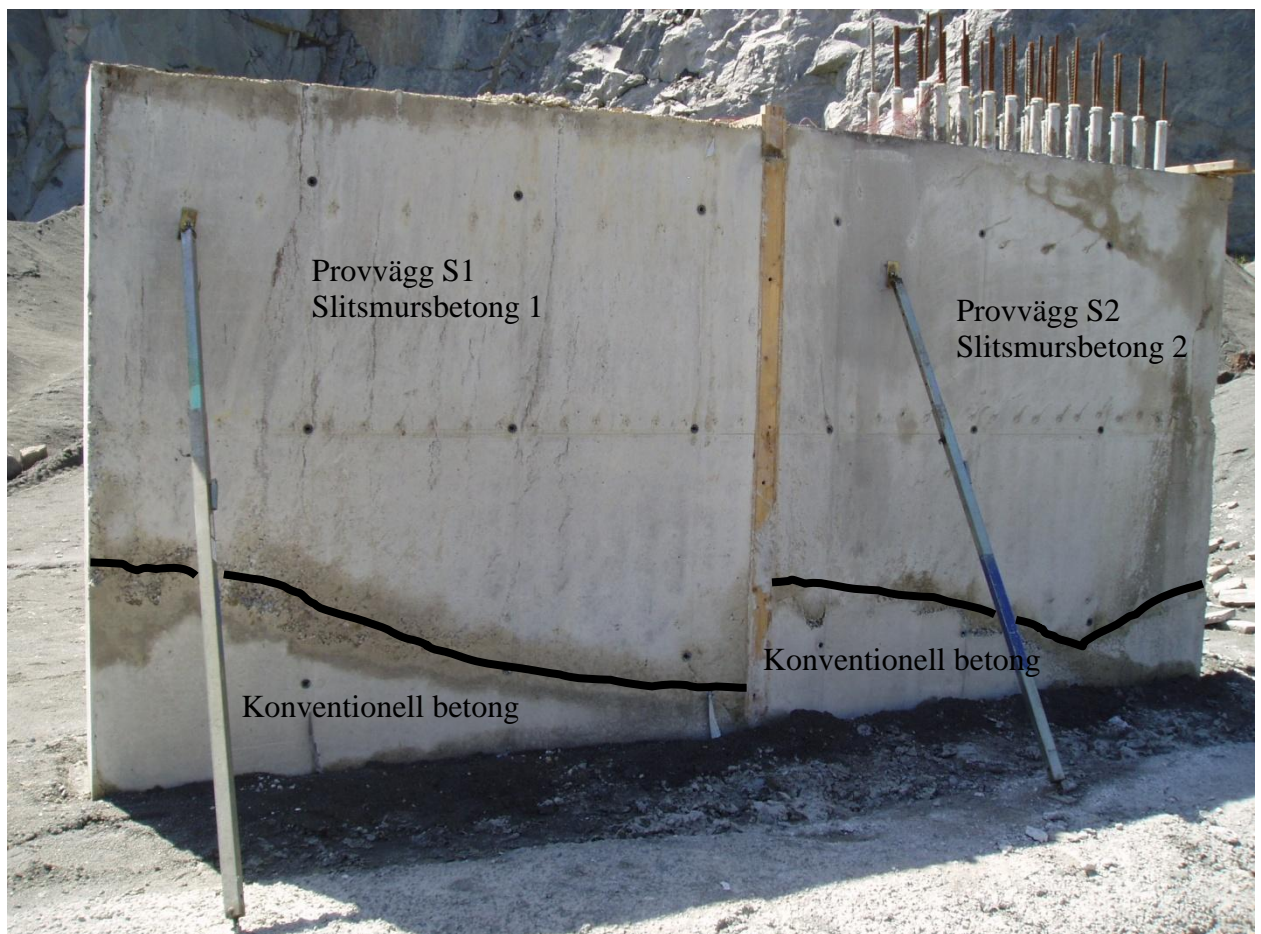
Gjutresultatet utvärderades genom okulärbesiktning av väggytorna samt de utborrade cylindrarnas mantelytor. Betongens förmåga att fylla ut formen bedömdes genom besiktning av väggytorna och betongens förmåga att omsluta armeringsjärn bedömdes okulärt på utborrade cylindrar.

8.1 Betongytor

Väggarna formades av 7 dygn efter gjutning och okulärbesiktning av betongytorna utfördes 10 dygn efter gjutning.

8.1.1 Betongytor - Provväggarna S1 och S2

Efter avformning studerades gjutresultatet som Figur 14 nedan visar. De grova linjerna ritade på bilden markerar ovankanten av tätkakan med konventionell betong för att tätta formen i botten.



Figur 14: Provvägg S1 gjuten med Slitsmursbetong 1 (med AUV-medel) i bentonitslurry.
Provvägg S2 gjuten med Slitsmursbetong 2 (utan AUV-medel) i bentonitslurry.

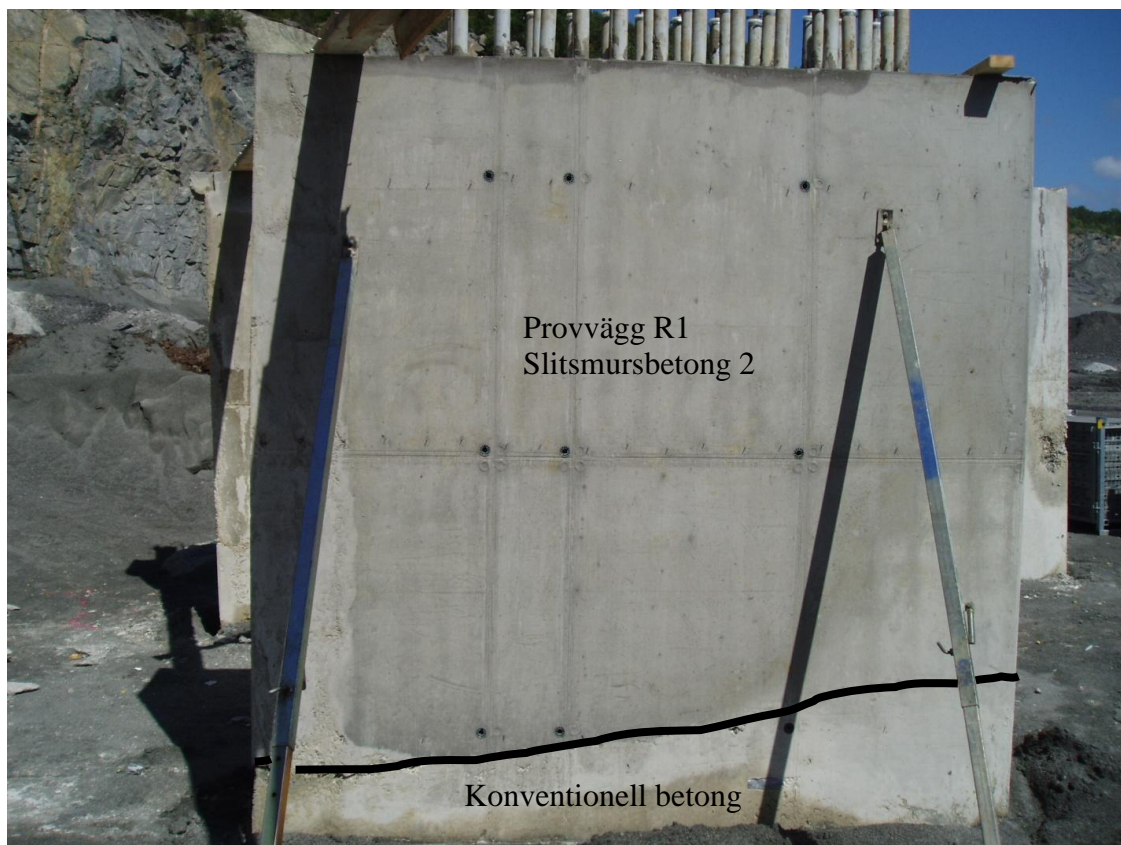
Ytorna på väggarna S1 och S2 var av blandad kvalitet. Den största delen av ytorna var av god kvalitet men det var också en relativt stor del av ytan som var porös. Betongen i de porösare områdena verkar vara uppblandad av bentonit.

Övergångszonen mellan tätkakan med konventionell betong och slitsmursbetongen var mycket dålig. Troligtvis har bentonitslurryn ”spolat” ur cementpastan i övre delen av betongen i tätkakan

då slurryn pumpades i formen. Detta sämre skikt täcktes troligtvis sedan med slitsmursbetongen när den pumpades i. Det är alltså tätkakan som är dålig och inte slitsmursbetongen.

8.1.2 Betongytor - Provvägg R1

Efter avformning studerades gjutresultatet som Figur 15 nedan visar. Den grova linjen på bilden markerar gränsen mellan tätkakan och slitsmursbetongen.



Figur 15: Provvägg R1 gjuten i torrhet med Slitsmursbetong 2 utan AUV-medel.

Ytorna på denna vägg var överlag bra bortsett från några områden i övergångszonen mellan tätkakan och slitsmursbetongen, vilket framgår av Figur 15 ovan. Jämfört med väggarna S1 och S2 var denna väggs ytor betydligt bättre, som sig bör då denna vägg göts i torrhet.

8.2 Omslutning av armering och homogenitet

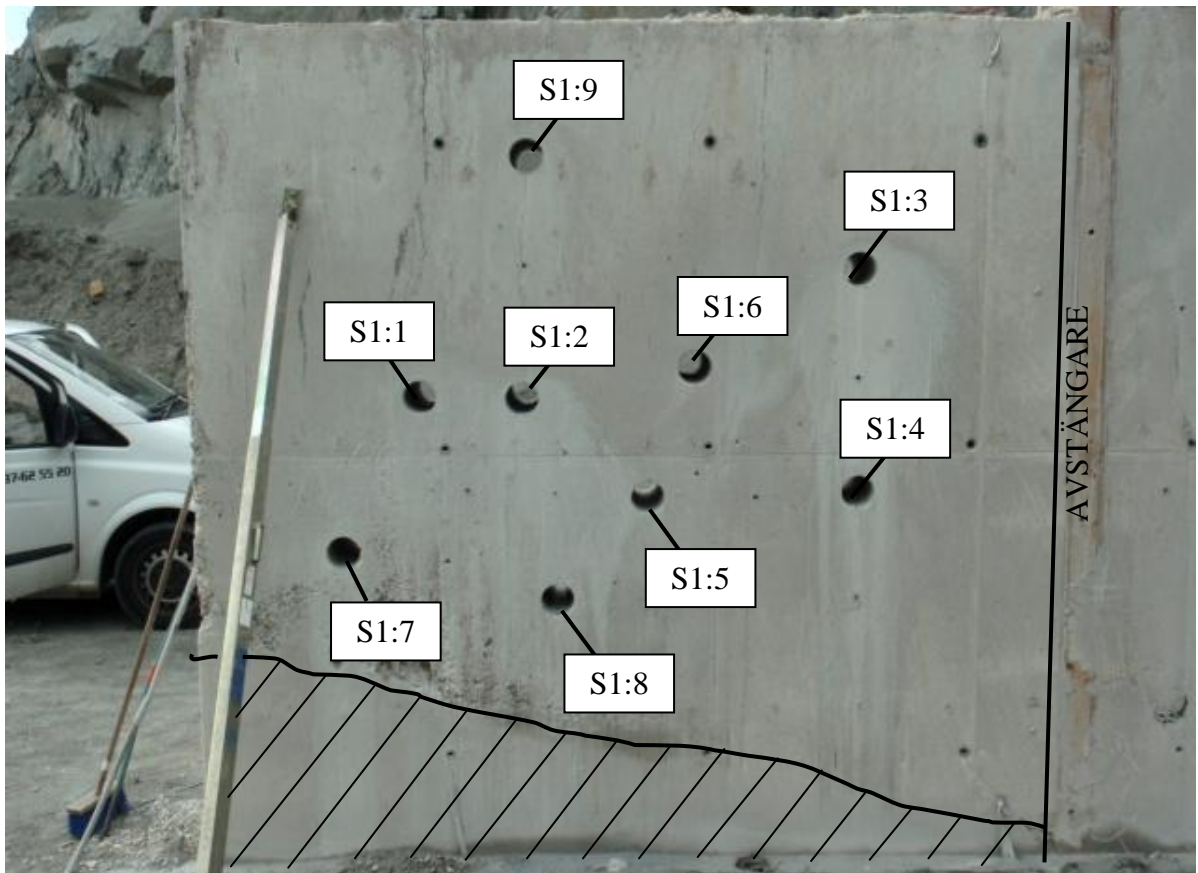
För utvärdering av betongens tryckhållfasthet, frostresistens och luftporkarakteristika har 27 st. cylindrar borrats ut ur de 3 provväggarna. Samtliga av dessa cylindrar har studerats avseende betongens omslutning av armering samt betongens förmåga att motstå urvaskning vid undervattensgjutning. Den okulära besiktningen utfördes på cylindrarnas mantelareor.

För att ha möjligheten att bedöma om avstånd från UV-ventil och gjuthöjd har någon inverkan på betongens hårdnade egenskaper har cylindrar tagits ut över hela väggens yta i både höjdlid och längdled. Cylindrarnas läge valdes mer precis med hjälp av en täcksiktmmätare för att garanterat borra av armeringsjärn och på så vis kunna bedöma hur betongen omslutit armeringen.

Okulärbesiktningen av utborrade cylindrar i de tre väggarna redovisas i avsnitt 8.2.1-8.2.3.

8.2.1 Cylindrar i färdig konstruktion - Väg S1

Ur vägg S1 borrades 9 st. cylindrar, vilka har märkning S1:1 – S1:9 som framgår av Figur 16. Skrafferat område avser tätkaka av konventionell betong för att tätta form i botten.



Figur 16: Cylindrar i provvägg S.

Bedömningen från okulärbesiktningen av respektive cylinder i vägg S1 har sammanställts i Bilaga E tillsammans med foton på samtliga cylindrar.

Sammanfattningsvis kan sägas att en viss bentonitansamling kunde ses kring de flesta av de yttre armeringsjärnen närmast formen. I de allra flesta fall var det fråga om relativt små håligheter kring järnen varför betongens omslutning av armeringen i dessa fall ändå kunde bedömas vara godkänd. Då ett armeringsjärn ligger ensamt i betongen är det oftast fråga om mycket små håligheter kring järnen pga. bentonit. Vid armeringsskarvar (omlottskarvar) eller där armering korsar varandra var ansamlingarna av bentonit något större. Det verkar som bentonitlurryn har lätt att fastna i vråna mellan järnen, se Figur 17 och Figur 18.



Figur 17: Exempel på ansamling av bentonit vid korsande armeringsjärn.



Figur 18: Exempel på ansamling av bentonit vid omlottskarv.

Majoriteten av cylindrarna var fria från bentonit i täckskiktet men i flera fall var det fråga om större ansamlingar av bentonit kring armeringen som ses i Figur 19 nedan. I några fall smulades betongen i täckskiktet mer eller mindre sönder av håltagningen pga. att betongen var uppblandad med bentonit. Det bör tilläggas att vi medvetet valde att borra i områden som såg ut att vara uppblandade av bentonit för att se hur djupa skadorna var. De cylindrarna vars täckskikt som smulades sönder pga. håltagningen var cylinder S1:6, S1:7 och S1:8, varav två är uttagna i botten av gjutningen.

Betongens omslutning kring armeringen i de inre armeringslagren var generellt bra. Det var svårt att med blotta ögat se om det fanns något bentonitskikt kring armeringen i de inre armeringslagren.

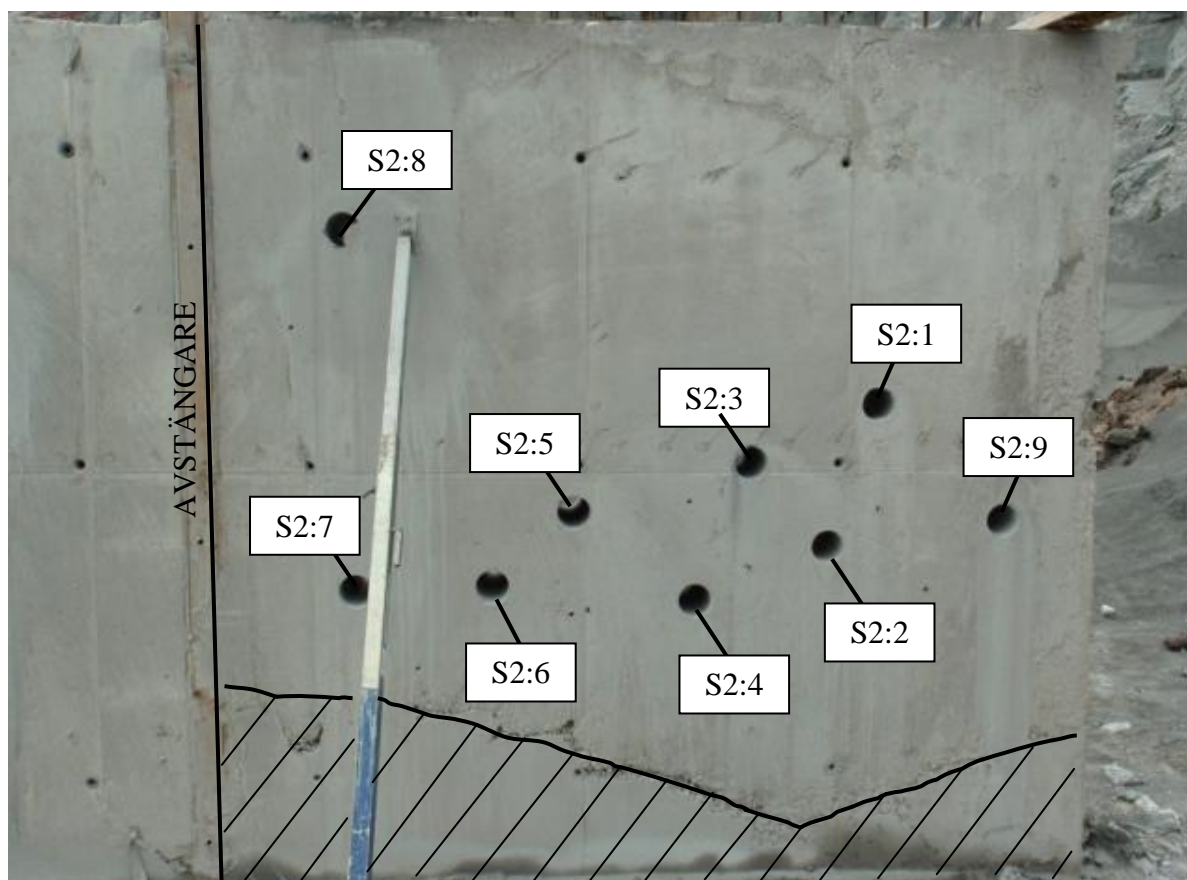


Figur 19: Exempel på kraftigare ansamling av bentonit kring armeringsjärn.

Betongen i väggens inre, dvs. mellan de inre armeringslagren på var sida om väggen var också av god kvalitet utan tecken på inblandning av bentonit. Betongens homogenitet i dessa delar är i nivå med vad man kan förvänta sig av en vanlig anläggningsbetong, dock är mängden småporer relativt stor.

8.2.2 Cylindrar i färdig konstruktion - Vägg S2

Ur vägg S2 borrades 9 st. cylindrar, vilka har märkning S2:1 – S2:9 som framgår av Figur 20. Skrafferat område avser tättkaka av konventionell betong för att tätta form i botten.



Figur 20: Cylindrar i provvägg S2.

Bedömningen från okulärbesiktningen av respektive cylinder i vägg S2 har sammanställts i Bilaga F tillsammans med foton på samtliga cylindrar.

Sammanfattningsvis kan sägas att en viss bentonitansamling kunde ses kring de flesta av de yttre armeringsjärnen närmast formen. Framförallt ses detta vid armeringsskarvar som framgår av Figur 21 nedan.



Figur 21: Hålighet efter bentonitansamling kring armering vid omlottskarv.

I de allra flesta fall var det dock fråga om relativt små håligheter kring järnen varför betongens omslutning av armeringen i dessa fall ändå kunde bedömas vara godkänd. Då ett armeringsjärn ligger ensamt i betongen är det, precis som i vägg S1, oftast fråga om mycket små synliga håligheter kring järnen pga. bentonit. I Figur 22 nedan kan avtryck efter armeringens kammar ses i betongen. Betongskiktet närmast armeringen mellan kammarna var dock tämligen poröst varför det gick förhållandevis lätt att skrapa bort med kniv. Detta påverkar sannolikt betongens vidhäftningsförmåga.



Figur 22: Avtryck efter armering i betong.

Majoriteten av cylindrarna var fria från bentonit i täckskiktet. I några cylindrar var dock betongens täckskikt uppblandat av bentonit. I ett fall kunde bentoniten ses som skikt i cylindern, vilket kan ses i Figur 23 nedan. I ett par andra fall var täckskiktet mer jämnt uppblandat av bentonit, vilket kan ses i Figur 24 nedan.



Figur 23: Skikt av bentonit i täckskiktet.



Figur 24: Täckskikt uppblandat av bentonit.

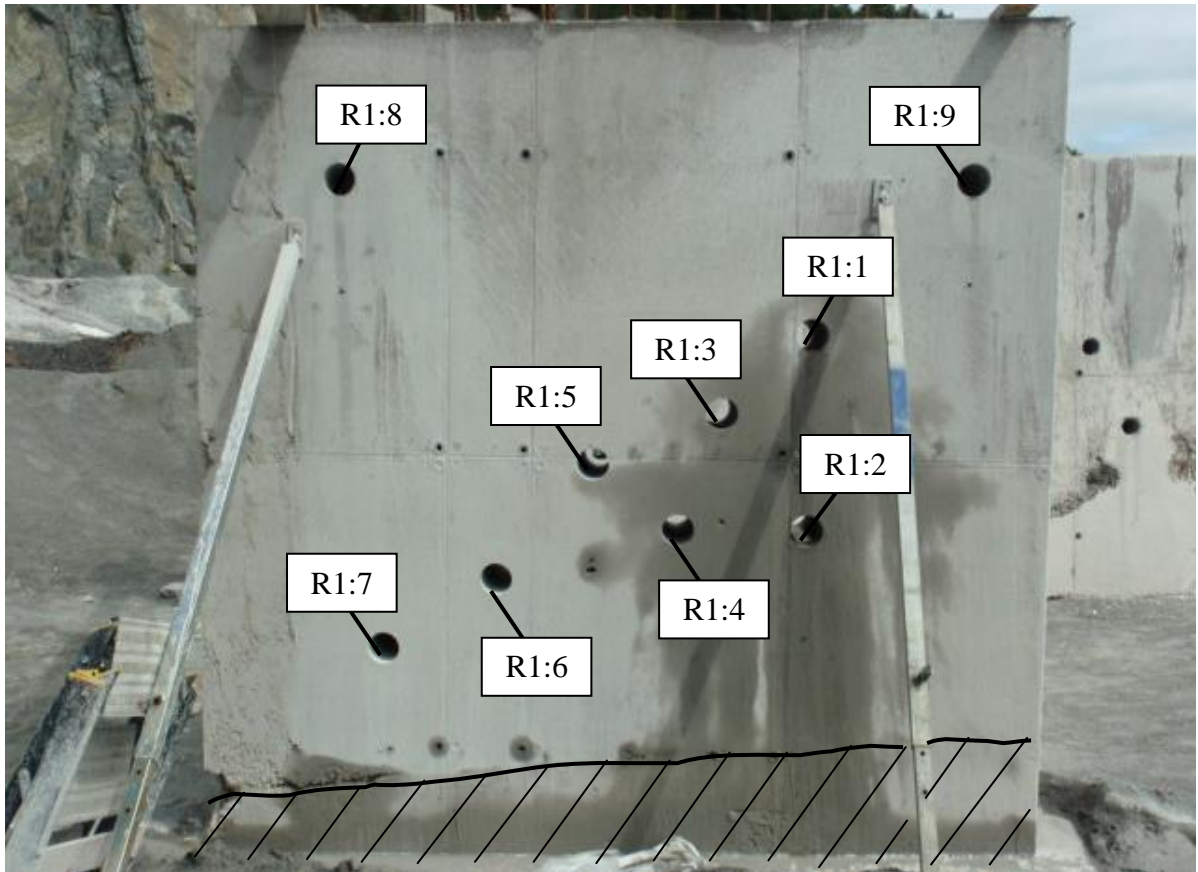
I ett av fallen var inblandningen av bentonit så stor att betongen smulades sönder närmast formen pga. håltagningen. Cylindern vars täckskikt som smulades sönder pga. håltagningen var cylinder S2:7. Denna cylinder borrades ut i det läge där UV-ventilen hölls vid gjutstart av väggen.

Betongen i väggens inre, dvs. mellan armeringslagren på var sida om väggen är av god kvalitet utan tecken på inblandning av bentonit. Betongens homogenitet är i nivå med vad man kan förvänta sig av en vanlig anläggningsbetong. Betongen i denna vägg innehöll mycket få småporer jämfört med vägg S1.

8.2.3 Cylindrar i färdig konstruktion - Vägg R1

Vägg R1 var referensväggen, dvs. den vägg som är gjuten i torrhet till skillnad från de två andra som är gjutna i bentonitslurry.

Ur vägg R1 borrades 9 st. cylindrar, vilka har märkning R1:1 – R1:9 som framgår av Figur 25. Skrafferat område avser tättkaka av konventionell betong för att täta form i botten.



Figur 25: Cylindrar i provvägg R1.

Bedömningen från okulärbesiktningen av respektive cylinder i vägg R1 har sammanställts i Bilaga G tillsammans med foton på samtliga cylindrar.

Sammanfattningsvis kan sägas att omslutningen kring armeringsjärnen var mycket god. Betongen var av god kvalitet och betongens homogenitet är i nivå med vad man kan förvänta sig av en vanlig anläggningsbetong. Betongen i denna vägg innehöll mycket få småporer men de porer som fanns var något större jämfört med porerna i vägg S1 och S2.

9 Provning i färdig konstruktion

Provning av betongens hårdnade egenskaper har utförts avseende tryckhållfasthet, frostresistens och luftpor karakteristika. Provningen har utförts på utborrade cylindrar. Cylindrarnas läge i väggarna samt fotodokumentation av samtliga cylindrar redovisas i Bilaga E-G.

9.1 Tryckhållfasthet – utborrade cylindrar

Cylindrarna borrades i första hand ut ur väggarna för att prova och jämföra tryckhållfastheten för dessa cylindrar med kubhållfastheten. Detta för att kunna utvärdera om eventuell inblandning av bentonitslurry ger en lägre tryckhållfasthet än för kuberna uttagna på fabrik.

Cylindrarna borrades ut på olika ställen i väggen både i höjd- och sidled. Detta för att kunna studera om t.ex. avstånd från UV-ventil, dvs. betongens transportsträcka, har någon inverkan på tryckhållfastheten.

Cylindrarna borrades rakt igenom väggen och var alltså 500mm långa. Då målsättningen var att borra genom armering så har all provning av betongens tryckhållfasthet skett i väggens mittregion, se Figur 26 nedan.



Figur 26: Exempel på var i väggen som provkroppen för provning av tryckhållfasthet tas ut.

Cylindrarna har tryckts vid 105 dygns verklig ålder enligt SS-EN 12504-1:2009 (2009). Läget för var cylindrarna har borrats ut ur väggarna framgår av avsnitt 8.2. Diametern för samtliga cylindrar var 104mm och längden var 100 ± 1 mm. I enlighet med avsnitt 3.3 i SS 13 72 07:2005 (2005) kan man utläsa att en cylinder med denna geometri ganska exakt motsvarar en cylinder med diametern=100mm och $l/d=1$.

I Betonghandboken Material (2007) 11.13:3.3 kan utläsas att tryckhållfastheten för en cylinder med diametern 100mm och $l/d=1$ överensstämmer med tryckhållfastheten för en kub med sidlängden 150mm. Dock under förutsättning att cylindrarna och kuberna har lagrats på samma sätt före provtryckning samt att de är provade vid samma ålder. Detta stämmer också överens med vad som anges i EN 13791 (2007). Denna standard anger också att en cylinder skall vara borrad horisontellt, som i denna studie, för att provkropparnas tryckhållfastheter skall vara jämförbara.

I detta fall är de utborrade cylindrarna provade efter 105 dygn varför cylindrarnas tryckhållfasthet måste räknas om till 28 dygn för att vara jämförbara med de gjutna kuberna. Omräkning till tryckhållfasthet motsvarande 28 dygn måste göras utifrån ett antagande av hållfasthetstillväxten över längre tid om inte den aktuella betongens tryckhållfasthet provats

under lång tid. I Betonghandboken Material (2007) Figur 11.11:17a kan man utläsa att efter 105 dygn är tryckhållfastheten för betong med anläggningscement ca 20 % högre än tryckhållfastheten efter 28 dygn under förutsättning att betongen är lagrad i vatten till 5 dygn och därefter i luft. I Betonghandboken Material (2007) Figur 11.11:17b kan man utläsa att efter 105 dygn är tryckhållfastheten för betong med anläggningscement ca 6 % högre än tryckhållfastheten efter 28 dygn om betongen lagrats utomhus oskyddat för regn. Enligt SS 13 72 07:2005 (2005) är tryckhållfastheten för betong med anläggningscement ca 18 % högre vid 105 dygn jämfört med 28 dygn under förutsättning att betongen är lagrad i vatten fram till 5 dygn och därefter i luft. Enligt CEB-FIP Model Code 1990 kan tryckhållfastheten för ett normalhårdnande cement (Anläggningscement) beräknas till 13 % högre vid 105 dygn än vid 28 dygn om betongen härdats i vatten till 7 dygn och därefter i luft. I denna studie antas 13 % ökning av tryckhållfastheten enligt CEB-FIP Model Code 1990 eftersom denna motsvarar en hållfasthetsökning som ligger mitt emellan 6 och 20 %.

Härdningen av cylindrarna är kanske inte exakt densamma som för våtlagrade kuber men betydligt närmare våtlagrade än luftlagrade kuber. Cylindrarna borrades ut 40-45 dygn efter gjutning och förvarades därefter inneslutna i plastfolie fram till 2 dygn innan provtryckning. De sista 2 dygnen förvarades cylindrarna i vatten och torkades av direkt före provtryckning. Då uttorkningen varit helt eller delvis förhindrad under härdningen bedöms tryckhållfastheten för cylindrarna ändå vara jämförbara med våtlagrade kuber i detta avseende.

De tre betongblandningarnas densitet och tryckhållfasthet redovisas i tabellerna nedan. I Tabell 9 - Tabell 11 nedan redovisas tryckhållfastheten för de utborrade cylindrarna provad efter 105 dygn samt tryckhållfastheten omräknad till 28 dygn. Tryckhållfastheten $f_{c,core\ 28d}$ är framräknad, med stöd av CEB-FIP Model Code 1990, genom antagandet att hållfastheten ökat ca 13 % från 28 dygn till tidpunkten 105 dygn.

Märkning	Densitet kg/m ³	Tryckhållfasthet $f_{c, core\ 105d}$ MPa	Tryckhållfasthet $f_{c, core\ 28d}$ MPa
S1:5	2424	59,0	52,2
S1:6	2367	50,6	44,8
S1:7	2445	70,9	62,7
S1:8	2432	68,1	60,3
S1:9	2357	60,9	53,9
Snitt S1:	2405	61,9	54,8

Tabell 9: Tryckhållfasthet för utborrade cylindrar i vägg S1.

Medelvärde för tryckhållfastheten vid 28 dygn är 54,8 MPa för cylindrarna uttagna från vägg S1, dvs. väggen gjuten med betongen med AUV-medel. Standardavvikelsen är 7,1 MPa.

Märkning	Densitet kg/m ³	Tryckhållfasthet $f_{c, core\ 105d}$ MPa	Tryckhållfasthet $f_{c, core\ 28d}$ MPa
S2:1	-	Armering i cylinder	-
S2:3	2389	72,3	64,0
S2:4	2385	72,2	63,9
S2:8	2296	68,6	60,7
S2:9	2326	67,0	59,3
Snitt S2:	2349	70,0	62,0

Tabell 10: Tryckhållfasthet för utborrade cylindrar i vägg S2.

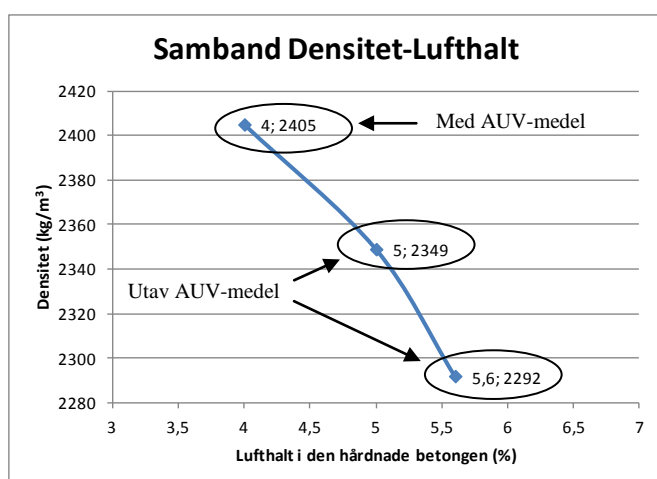
Medelvärde för tryckhållfastheten vid 28 dygn är 62,0 MPa för cylindrarna uttagna från vägg S2, dvs. väggen gjuten med betongen utan AUV-medel. Standardavvikelsen är 2,3 MPa.

Märkning	Densitet kg/m ³	Tryckhållfasthet $f_{c, core 105d}$ MPa	Tryckhållfasthet $f_{c, core 28d}$ MPa
R1:1	2354	54,2	48,0
R1:4	2313	56,2	49,7
R1:6	2300	66,1	58,5
R1:8	2268	63,1	55,8
R1:9	2226	63,6	56,3
Snitt R1:	2292	60,6	53,7

Tabell 11: Tryckhållfasthet för utborrade cylindrar i vägg R1.

Medelvärde för tryckhållfastheten vid 28 dygn är 53,7 MPa för cylindrarna uttagna från vägg R1, dvs. väggen gjuten med betongen utan AUV-medel. Standardavvikelsen är 4,6 MPa.

I samband med planslip av utborrade cylindrar så kontrollerades lufthalten i den hårdnade betongen, se 9.3. Förhållandet mellan de tre betongblandningarnas densitet och lufthalten i den hårdnade betongen framgår av Figur 3 nedan. Sambandet mellan dessa är tillräckligt nära ett linjärt samband för att våga påstå att uppmätta lufthalter är tillräckligt rättvisande och att skillnaden i densitet till största delen beror på lufthaltens storlek.

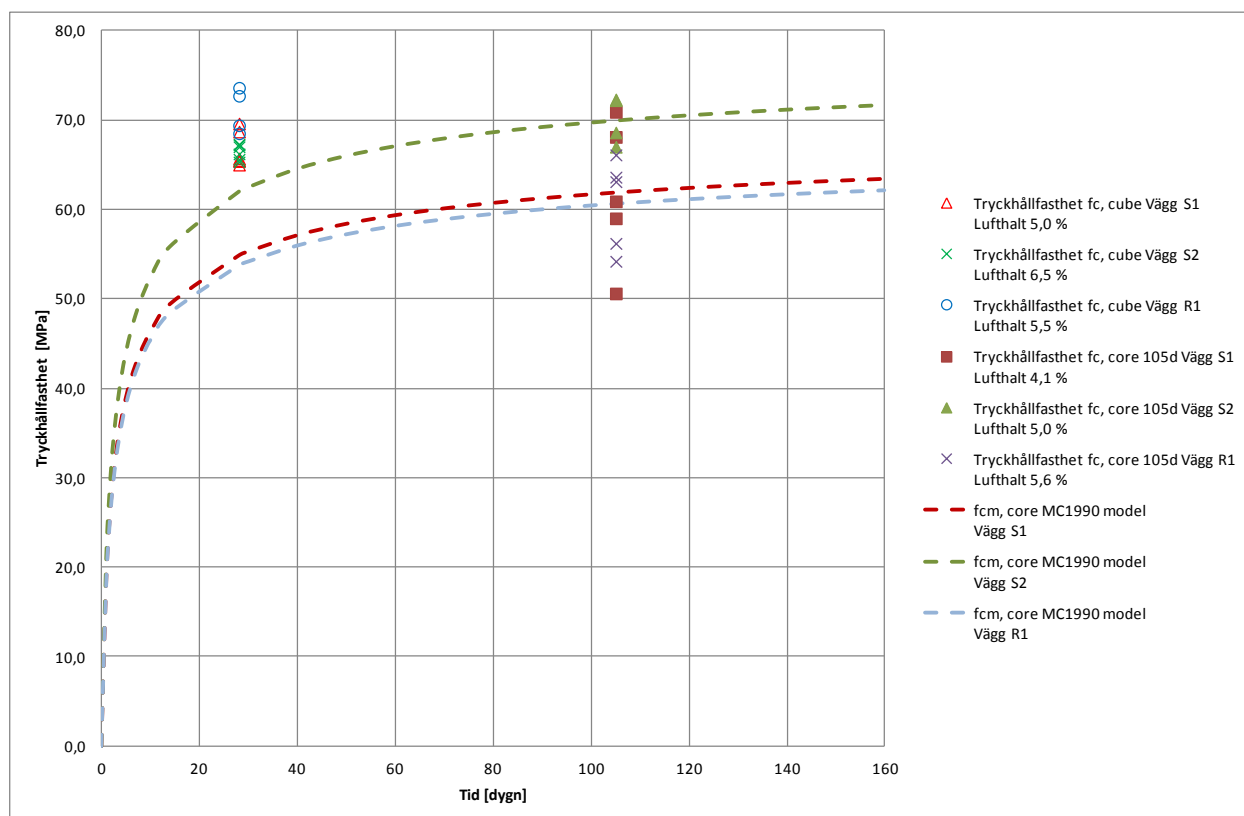


Figur 27: Samband mellan betongens densitet och lufthalten i den hårdnade betongen.

Betongen med AUV-medel gjuten i bentonitslurry visar på generellt lägre tryckhållfasthet än betongen utan AUV-medel gjuten i bentonitslurry. Trots att densiteten är högre och lufthalten lägre för betongen med AUV-medel så är inte tryckhållfastheten, $f_{c, core}$ högre än för betongen utan AUV-medel. Tryckhållfastheten, $f_{c, core}$ för betongen med AUV-medel och med en lufthalt på 4 % ligger på samma nivå som betongen utan AUV-medel och med en lufthalt på 5,6 %. En del i förklaringen tros vara att $v_{ct} = 0,42$ för betongen med AUV-medel jämfört med 0,40 för betongen utan AUV-medel. Målvärdet var $v_{ct} = 0,40$ för båda recepten.

I Tabell 10 och Tabell 11 kan man se en tydlig skillnad i tryckhållfasthet mellan de två lasserna med betong utan AUV-medel. Denna skillnad kan bero av flera faktorer varav en är skillnaden i lufthalt. Enligt Betonghandboken Material (2007) 11.3:1.2 kan man som riktvärde räkna med att hållfastheten sänks med 5 % för varje procent luft som blandas in i betongen utöver den naturliga luften. En annan faktor är skillnaden i gjutteknik och i detta fall har betongen som gjutits i torrhet resulterat i lägre tryckhållfastheter än betongen gjuten i bentonitslurry.

Vid jämförelse av de utborrade cylindrarnas tryckhållfasthet (105 dygn) med kubernas tryckhållfasthet (28 dygn), redovisade i avsnitt 6.2.2, ses att cylindrarnas tryckhållfasthet ligger klart lägre. I Figur 28 åskådliggörs skillnaden i tryckhållfasthet mellan kuber och utborrade cylindrar. Samtliga enskilda värden avseende tryckhållfasthet för både kuber och utborrade cylindrar redovisas. För att få en bild av på vilken nivå de utborrade cylindrarnas tryckhållfasthet skulle varit efter 28 dygn så har förväntad tryckhållfasthetsutveckling enligt CEB-FIP Model Code 1990 plottats i diagrammet. Dessa kurvor är upprättade utifrån den verkliga tryckhållfastheten vid 105 dygn.



Figur 28: Tryckhållfasthet från provning av kuber och utborrade cylindrar.

Generellt sett så brukar tryckhållfastheten i utborrade cylindrar ligga något lägre än tryckhållfastheten i kuber. Detta kan bero av en rad olika faktorer som t.ex. sämre kompaktering och härdningsförhållande på arbetsplatsen eller var i konstruktionen cylindern borrats ut, skador på cylindern vid håltagning, närvaro av armering, olika fukttinnehåll i provkropparna etc.

9.2 Frostbeständighet

Frostbeständigheten utvärderades genom uttag av cylindrar ur den färdiga konstruktionen. Provnings utfördes enligt SS 13 72 44:2005 (2005), förfarande AIII (cylinder sågad yta med 3 % saltlösning).

Slitsmursbetong 1 (Vägg S1)			Slitsmursbetong 2 (Vägg S2)			Slitsmursbetong 2 (Vägg R1)		
Märkning	Frostbeständighet		Märkning	Frostbeständighet		Märkning	Frostbeständighet	
	56 dygn	112 dygn		56 dygn	112 dygn		56 dygn	112 dygn
S1:1-1	0,05	0,12	S2:2-1	0,01	0,01	R1:2-1	0,00	0,00
S1:1-2	0,04	0,07	S2:2-2	0,00	0,01	R1:2-2	0,00	0,00
S1:2-1	0,03	0,05	S2:5-1	0,00	0,01	R1:3-1	0,00	0,00
S1:2-2	0,04	0,08	S2:5-2	0,00	0,00	R1:3-2	0,00	0,01
S1:4-1	0,03	0,04	S2:6-1	0,01	-	R1:7-1	0,00	0,00
S1:4-2	0,02	0,09	S2:6-2	0,00	0,00	R1:7-2	0,00	0,00
Snitt S1:	0,04	0,08	Snitt S2:	0,00	0,01	Snitt R1:	0,00	0,00

Tabell 12: Frostbeständighet efter 56 resp. 112 dygn för vägg S1, S2 och R1.

Frostavskalningen är mycket god för samtliga prover även om man kan se att avskalningen är något högre för betongen med AUV-medel. Det går inte se någon skillnad i avskalning, för betongen utan AUV-medel, beroende på om den är gjuten i torrhet eller i bentonitslurry.

Eftersom avskalningen i princip är obefintlig går det inte avgöra om det är någon skillnad i avskalning beroende på var i väggen cylindern är utborrad.

9.3 Luftporkarakteristika i hårdnad betong

Betongens lufthalt och luftporstruktur bestämdes enligt SS-EN 480-11:2005 (2005) på cylindrar utborrade ur den färdiga konstruktionen. Resultaten redovisas i nedanstående tabeller.

Märkning	Lufthalt %	Avståndsfaktor mm	Specifik area mm ² /mm ³
S1:1	3,57	0,438	13,19
S1:3	4,54	0,414	12,51

Tabell 13: Luftporkarakteristika för Slitsmursbetong 1 till vägg S1.

Märkning	Lufthalt %	Avståndsfaktor mm	Specifik area mm ² /mm ³
S2:3	4,71	0,109	46,80
S2:7	5,35	0,105	45,58

Tabell 14: Luftporkarakteristika för Slitsmursbetong 2 till vägg S2.

Märkning	Lufthalt %	Avståndsfaktor mm	Specifik area mm ² /mm ³
R1:1	5,77	0,103	45,27
R1:5	5,47	0,106	44,80

Tabell 15: Luftporkarakteristika för Slitsmursbetong 2 till vägg R1.

Lufthalten i den hårdnade betongen är upp till 1,5 % lägre än uppmätt lufthalt i den färska betongen. Provnings av den färska betongens lufthalt skedde före pump varför skillnaden i lufthalt troligtvis kan förklaras genom lufthaltsförlust pga. pumpningen.

Cylindrarna uttagna ur vägg S1, dvs. den vägg gjuten med betong med AUV-medel, visar på högst avståndsfaktor och lägst specifik area. Cylindrarna uttagna ur väggarna S2 och R1, dvs. de väggarna gjutna med betong utan AUV-medel, visar på god avståndsfaktor och specifik area.

Enligt Fagerlund (1993) bör avståndsfaktorn vara mindre än 0,20 mm för att säkerställa frostbeständigheten vid frysning i saltvatten. Avståndsfaktorn för betongen med AUV-medel är lite drygt 0,40 mm, vilket är betydligt högre än 0,20 mm, men frostbeständigheten i betongen är i detta fall ändå mycket god. Enligt ACI bör avståndsfaktorn vara mindre än 0,20 mm och den specifika ytan vara större än $24 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$ betong för att erhålla en betong med god frostbeständighet, se ACI 201.2R-08 ”Guide to Durable Concrete” (2008). Den specifika ytan i betongen med AUV-medel är ungefär $13 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$ betong, vilket är betydligt lägre än denna rekommendation. Frostbeständigheten är som nämndes ovan trots detta ändå mycket god. Att frostbeständigheten blir mycket god oavsett att luftporsystemets parametrar inte uppfyller ovanstående generella rekommendationer har setts tidigare, framförallt för täta betongtyper som självkompakterande betong.

9.4 Bedömning av vattencementtal, vct

Genom analys på de planslipade preparaten uppskattades betongprovernas vct, som framgår av Tabell 16 nedan.

Slitsmursbetong 1 (Vägg S1)		Slitsmursbetong 2 (Vägg S2)		Slitsmursbetong 2 (Vägg R1)	
Märkning	vct	Märkning	vct	Märkning	vct
S1:1	0,40	S2:3	0,40	R1:1	0,40
S1:3	0,45	S2:7	0,40	R1:5	0,40

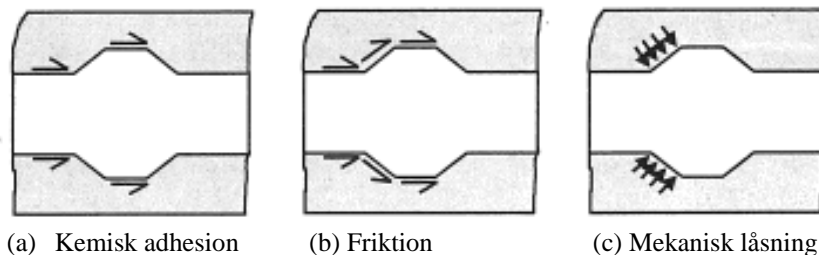
Tabell 16: Bedömt vct i betongproverna uttagna ur vägg S1, S2 och R1.

Betongprovernas vattencementtal, vct bedömdes till 0,40 för samtliga prover utom för ett av proverna uttagna ur vägg S1, dvs. den vägg gjuten med betong med AUV-medel. Verkligt vct är enligt receptloggen 0,42 för betongen med AUV-medel till vägg S1 istället för önskade 0,40. För betongen utan AUV-medel till väggarna S2 och R1 är vct 0,40 enligt tillverkningsloggen. Bedömt vattencementtal utifrån de planslipade preparaten stämmer alltså väl överens med verkligt vattencementtal som beräknats utifrån total mängd tillsatt vatten och cement i betongen.

10 Utdragsprovning

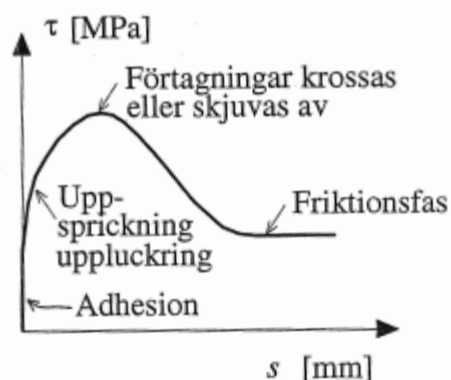
Denna studie av vidhäftningsförmågan mellan armering (kamstänger) och betong är baserad på fältprover utförda på de tre gjutna väggarna i detta projekt. Vid tidigare studier har rapporterats att vidhäftningshållfastheten blivit lägre då gjutning skett i bentonitslurry. Vår studie har genomförts för att dokumentera och kvantifiera den misstänkta effekten av bentonitslurryns negativa inverkan.

Vidhäftning mellan kamstänger och betong sker i huvudsak genom tre olika mekanismer, dvs. kemisk adhesion (a), friktion (b) och mekanisk låsning (c) mellan betongen och armeringen pga. armeringens kammar, se Figur 29 nedan. Friktionen och den mekaniska förankringen kan betraktas som samma typ av företeelse.



Figur 29: Vidhäftning i form av kemisk adhesion, vidhäftning och mekanisk förankring. Se (Lundgren, 1999)

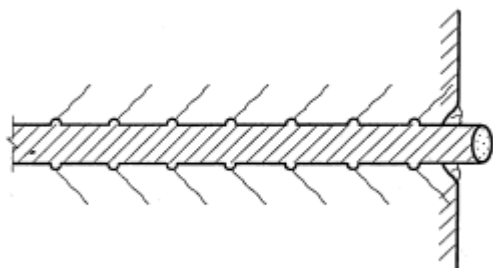
Kamstångens förankring sker till en början genom den kemiska adhesionen, vilket kan ses i Figur 30 nedan. Under detta skede är glidningen försumbar. Den kemiska adhesionen är i regel inte särskilt stark och när den brister överförs kraften framförallt genom förtagningseffekten. I detta skede uppstår en liten glidning mellan armering och betong. En kamstång som har en kraftig profilering, så kallade kammar, ger upphov till en stark mekanisk låsning av armeringstången i betongen. Det uppstår alltså stora påkänningar lokalt vid kammarna.



Figur 30: Samband mellan vidhäftningspåskänning och glidning för kamstänger. Engström(2004, rev. 2005)

Som beskrivs i Engström (2004, rev. 2005) uppkommer efterhand små sprickor i betongen utgående från kammarnas toppar och vid ökande dragkraft tilltar sprickbildningen, se Figur 31 nedan. Glidningen ökar då genom att omgivande betong luckras upp och ”mjuknar”, se Figur 30 ovan. Krossning av betongen intill kammarna eller avskjuvning av betongen mellan intilliggande kammar blir avgörande för maximal vidhäftning. Vid fortsatt glidning bryts betongen ned mellan

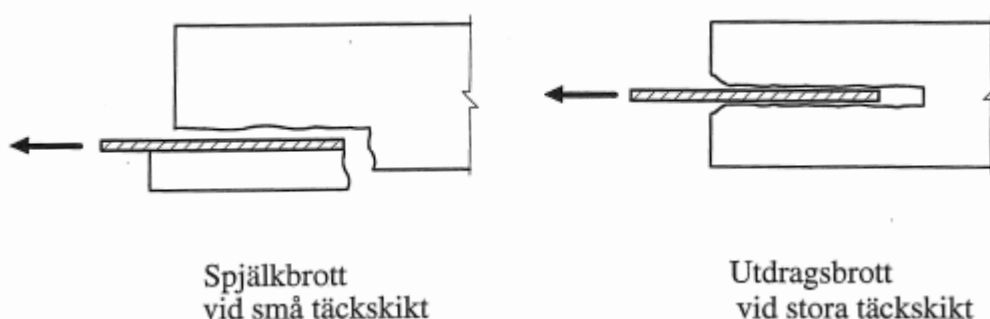
två intilliggande kammar varvid vidhäftningspåkänningen minskar. Därefter kan armeringsstången börja glida i en uppbruten ränna. Vidhäftningspåkänningen är nu relativt konstant oberoende av glidningens storlek, se friktionsfasen i Figur 30.



Figur 31: Sneda sprickor från kammarnas toppar. Engström(2004, rev. 2005)

Beroende på om skjuvhållfastheten utmed armeringsytan eller betongens draghållfasthet i huvudriktningen överskrids först kommer olika typer av brott i betongen att uppstå.

Om betongens draghållfasthet i huvudriktningen överskrids, kommer betongen att spricka tvärs huvuddragspänningarna runt om den förankrade armeringsstången. I detta skede uppkommer en från stångens yta radiellt utåt riktad komponent av kontaktspänningen. Den omgivande betongen blir då dragbelastad i en ring runt armeringsstången och splittringssprickor kan uppstå. Vid små täckskikt spricker betongen längs med armeringsstången och spjälkbrott kan till slut uppstå. Vid större täckskikt är splittringssprickorna förhindrade att nå igenom täckskiktet och spjälkning kan då undvikas. I dessa fall dras armeringsstången helt enkelt ut ur betongen. Dessa två fall kan ses i Figur 32 nedan.



Figur 32: Olika typer av förankringsbrott. (Engström, 2004, rev. 2005)

Om den omgivande betongen är tillräckligt stark att motstå spjälkspänningarna, kommer armeringsstången, som nämndes ovan, istället att dras ut ur betongen, varvid skjuvbrott uppstår längs kammarnas ytterkanter. Denna utdragsspänning är den högsta vidhäftningsspänning som kan tänkas bli utnyttjad vid förankring.

Vid stora ingjutningslängder kommer dock vidhäftningskraften bli så stor att stålet börjar flyta och till slut går till brott.

Vidhäftningsmekanismen mellan kamstänger och betong påverkas alltså av ett antal parametrar, såsom hållfastheten hos den omgivande betongen, armeringsstångernas ytkaraktistika, uppkomsten av spjälksprickor i betongen och om armeringen flyter.

Försöken utfördes av personal från LTU på gjutplatsen omkring 28 dygn efter gjutning. Armeringsjärnen för vidhäftningsprov (dragjärn) monterades i provvägg S2 och R1 för att se skillnaden mellan dragjärnens vidhäftning i betong som är UV-gjuten i bentonitslurry och gjuten i torrhet. Vägg S2 göts i bentonitslurry medans vägg R1 göts i torrhet. Betongen i båda väggarna var betong utan AUV-medel. Vidhäftningsförsöken omfattade två olika armeringsdimensioner samt fyra olika ingjutningslängder enligt Tabell 17 nedan.

		Armeringsdimension (mm)	
		Ø20	Ø32
Ingjutningslängd (mm)	5Ø	100	160
	10Ø	200	320
	15Ø	300	480
	20Ø	400	640

Tabell 17: Ingjutningslängder för olika armeringsdimensioner.

Provningsmatrisen var i ett inledande skede tänkt att även innefatta armeringsjärn med diametern Ø16 mm. Men då provdragningen av armeringsjärnen tog längre tid än väntat ströks dessa från provningsmatrisen.

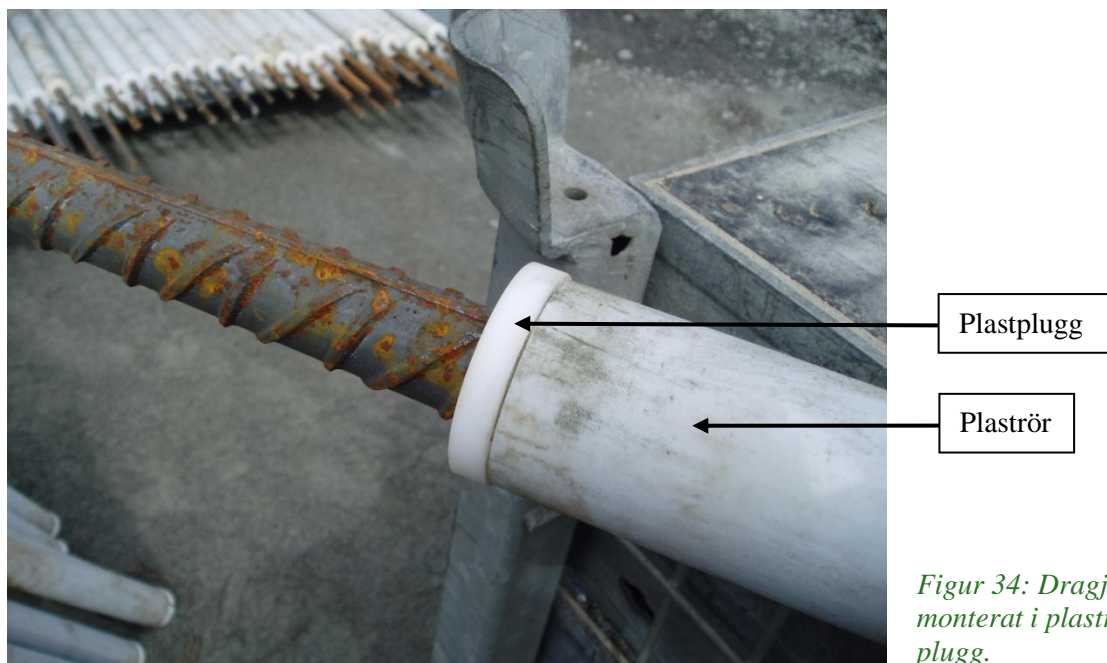
10.1 Montage av dragjärn

För vidhäftningsförsöken monterades armeringsjärn (dragjärn) vertikalt i provväggarnas övre del enligt Figur 33 nedan. Under planeringen av försöken förelåg en viss osäkerhet om huruvida den översta betongen i formen skulle vara av sämre kvalitet eller ej p.g.a. inblandning av bentonitslurry. Av denna anledning flyttades dragjärnens ingjutningslängd ned ca 70cm från väggens överkant. Vår bedömning var att betongen där skulle ha försumbar inblandning av bentonit. För att möjliggöra detta placerades dragjärnen i plaströr som tätades i botten med en plastplugg för att undvika att betong läckte in under gjutningen, se Figur 33 och Figur 34. Se även Bilaga D som i detalj beskriver montage av stängerna.



Figur 33: Dragjärn monterade i form.

I varje plastplugg som ses i änden av plaströret i Figur 34 borrades ett hål med en diameter som var 2-3 millimeter större än armeringsjärnen inklusive kammar. Utrymmet mellan armeringsjärn och plugg tätades med silikon. Anledningen till att hålet var några millimeter större än järnet var att vi ville undvika att friktionen mellan plastplugg och dragjärn skulle störa vidhäftningsförsöken.



Figur 34: Dragjärn monterat i plaströr med plugg.

För att säkerställa att dragjärnen inte skulle sjunka ned i formen under gjutningen ställdes de på ett vinkeljärn av tunnplåt enligt Figur 35 nedan. Plaströren som dragjärnen placerats i najades till den ordinarie vertikala armeringen i väggen för att undvika att dragjärnen skulle glida av tunnplåtsprofilen under gjutningen.



Figur 35: Dragjärn monterat på tunnplåtsprofil.

För att skydda dragjärnens mantelyta från betongstänk lät vi plaströren kring dragjärnen sticka upp ca 30cm ovan formen överkant enligt Figur 36 nedan. En annan anledning till att plaströren stack upp ovan formkant var att undvika att plaströren skulle fyllas med betong och/eller bentonitslurry. Precis som i plaströrets underkant monterades en plastplugg i rörets överkant för att förhindra läckage in i röret men framförallt för att hålla järnet centrerat i röret.



Figur 36: Plaströr kring dragjärn som skydd.

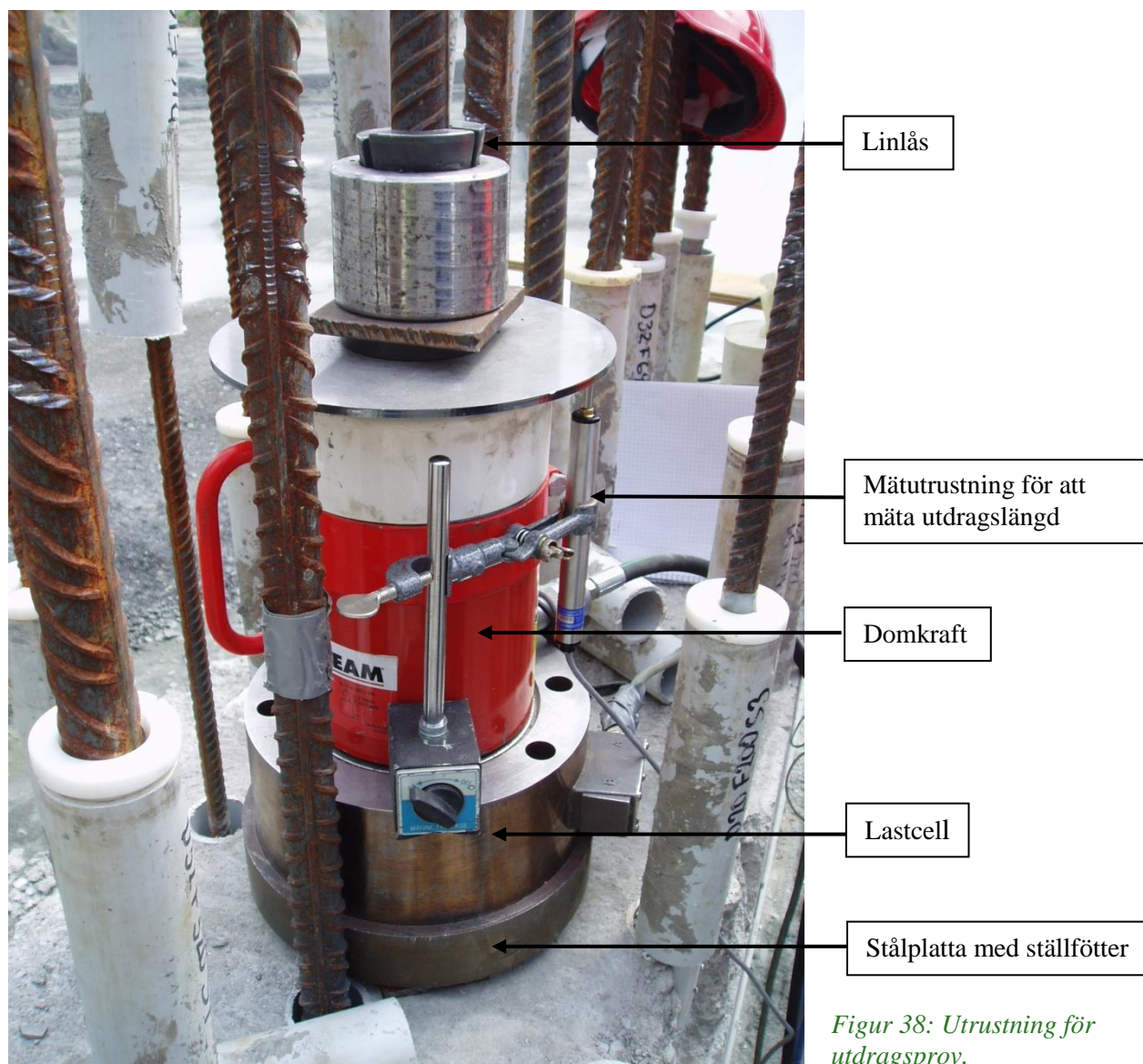
10.2 Vidhäftningsprovning

Vidhäftningsprovningen utfördes av LTU med egen utrustning. Armeringsjärnen (dragjärnen) drogs ut ur väggarna med hjälp av en domkraft kopplad till en hydraulpump, se Figur 37.



Figur 37: Hydraulpump som användes vid utdragsprover.

I Figur 38 nedan ses utrustningen för vidhäftningsprov monterad och klar för att dra ut armeringsjärnet. Närmast betongytan ställdes först en stålplatta med 3 ställfötter för att kunna ställa utrustningen i våg. När stålplattan var i våg placerades lastcellen ovanpå denna. Ovanpå lastcellen placerades sedan i sin tur domkraften och ovanpå den slutligen ett linlås för att ”nyppa” tag i armeringsjärnet.



Figur 38: Utrustning för utdragsprov.

Lastcellen som mäter utdragskraften var kopplad till en dator där mätdata lagrades. När domkraften började dra startade registreringen av utdragskraften. Registreringen fortgick fram till det att armeringsjärnet antingen släppte från betongen eller gick av. Parallellt med att utdragskraften registrerades så registrerades även utdragslängden med hjälp av mätutrustning som kan ses i Figur 38 ovan.

10.3 Resultat från vidhäftningsprov

Försöken utfördes på gjutplatsen omkring 28 dygn efter gjutning. Armeringsjärnen för vidhäftningsprov (dragjärn) monterades i provvägg S2 och R1. Vägg S2 är gjuten i en form fylld med bentonitslurry och vägg R1 är gjuten i torrhet. Betongen i båda väggarna var betong utan AUV-medel.

Provningsmatrisen omfattade två olika armeringsdimensioner, $\varnothing 20$ resp. $\varnothing 32$ mm, samt fyra olika ingjutningslängder som tidigare redovisats i Tabell 17. Provningsmetoden som beskrivs i avsnitt 10.2 kan endast användas för korta ingjutningslängder $\leq 5\varnothing$. Orsaken till detta är att för längre ingjutningslängder varierar vidhäftningsförmågan och glidningen avsevärt utmed armeringsjärnets ingjutningslängd. För att bestämma vidhäftningsförmågan för långa ingjutningslängder genom provning krävs ett mer komplicerat förfarande där man t.ex. kan använda töjningsgivare för att få fram spänningarna i stålet. Utdragsprovning utfördes dock i detta projekt även för de längre ingjutningslängderna för att få en bild av vad som händer.

Utdragsförsöken resulterade i tre olika scenarier vilka är att armeringsjärnen dras antingen ut ur betongen före eller efter att stålets sträckgräns är uppnådd eller så dras armeringsjärnen av, dvs. brott i stålet. Endast fallet där armeringsjärnet dras ut ur betongen före stålets sträckgräns utvärderas avseende vidhäftningsförmåga.

I de fall armeringsjärnen dras ut ur betongen före uppnådd sträckgräns, dvs. när stålet fortfarande är elastiskt, kan vidhäftningsförmågan beräknas genom nedanstående formel.

$$\tau_b(s) = \frac{N(s)}{\pi \cdot \varnothing \cdot l_e} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Formel 5-1}$$

där,

N = dragkraft [N]

\varnothing = nominell armeringsdiameter [mm]

l_e = ingjutningslängd [mm]

s = glidning vid dragsidan av stålet [mm]

Ovanstående formel gäller för lokalt beteende, dvs. för korta förankringslängder $\leq 5\varnothing$. Med lokalt beteende menas alltså det lokala sambandet mellan vidhäftningspåkänning och glidning vid kort förankringslängd.

Maximal vidhäftningsförmåga är bestämd av när skjavsprickor uppstår mellan två kammar på armeringsjärnen. När betongen mellan kammarna är helt av pga. skjuvning så dras armeringsjärnet sakta men säkert ut ur betongen.

Vid utvärdering av de experimentella resultaten kan, som beskrivs i Magnusson (2000), nedanstående formel 5-2 baserad på CEB-FIP Model Code 1990 användas. I formeln används medelvärdet för betongcylindrarnas tryckhållfasthet istället för betongens karakteristiska tryckhållfasthet som anges i CEB-FIP Model Code 1990. Denna formel gäller vid stor omslutningseffekt och för betong med goda förhållanden för vidhäftningsförmågan.

$$\tau_{\max} = 2.5 \cdot \sqrt{f_{\text{cm}}} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Formel 5-2}$$

där,

f_{cm} = medelvärde av betongcylindrars 28-dygns tryckhållfasthet [MPa]

Enligt CEB-FIP Model Code 1990 anges också en formel för vidhäftningsförmågan för betong med sämre förhållanden för vidhäftningsförmågan, vilken ses nedan.

$$\tau_{\max} = 1.25 \cdot \sqrt{f_{\text{cm}}} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Formel 5-3}$$

där,

f_{cm} = medelvärde av betongcylindrars 28-dygns tryckhållfasthet [MPa]

Enligt Magnusson (2000) är vidhäftningsförmågan vid stor omslutningseffekt direkt proportionell mot cylindrarnas tryckhållfasthet. Nedanstående två formler gäller vid goda vidhäftningsförhållanden respektive sämre förhållanden för vidhäftningsförmågan. Båda används vid utvärdering av resultaten i denna studie.

$$\tau_{\max} = 0.45 \cdot f_{\text{cm}} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Formel 5-4}$$

$$\tau_{\max} = 0.225 \cdot f_{\text{cm}} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Formel 5-5}$$

där,

f_{cm} = medelvärde av betongcylindrars 28-dygns tryckhållfasthet [MPa]

I de fall spänningarna i armeringsjärnets hinner passera stålets sträckgräns börjar stålet flyta, dvs. stålet har gått i sin plastiska fas. Efter passerad sträckgräns släpper antingen armeringsjärnet från betongen pga. minskad vidhäftning beroende på att stålet flyter eller så uppnås stålets brottgräns och stålet går helt enkelt av. Båda dessa varianter inträffade i vår studie varav det senare var av mer dramatisk karaktär.

I denna studie beräknas betongens vidhäftningsförmåga enligt ovanstående Formel 5-1 endast för armeringsjärn med kort ingjutningslängd och som dras ut ur betongen före uppnådd flytgräns. I flera tidigare studier som t.ex. Engström (1992) och Magnusson (2000) anges att vidhäftningsförmågan minskar signifikant då stålet flyter eftersom detta till stor grad påverkar förankringen utmed en betydande del av ingjutningslängden.

10.3.1 Armeringsjärn Ø20 mm

Armeringsstålets kvalitet är B500BT med en karakteristisk sträckgräns, f_{yk} på 500 MPa och en brottgräns, $f_{uk} \geq 1.08 \times f_{yk}$. För ett armeringsstål med den nominella diametern 20 mm innebär det att stålet börjar flyta omkring 157 kN och går till brott vid en last ≥ 170 kN. Vid dragprovningen i denna studie har armeringsjärnen gått till brott omkring 188 ± 2 kN.

För att försöka åskådliggöra utdragsförsöken på ett enkelt sätt så redovisas nedan, i Tabell 18 och Tabell 19, hur många armeringsjärn som dras ut före respektive efter uppnådd sträckgräns samt hur många av armeringsjärnen som dragits av till brott i stålet.

Sammanställningen i nedanstående tabeller antyder att förankringen av armering i betongen gjuten i bentonitslurry är sämre. Vid ingjutningslängden 200mm släpper ett av järnen i vägg S2 redan innan sträckgränsen är nådd jämfört men inga i vägg R1. Vid ingjutningslängden 300mm kan man se att två av järnen i vägg S2 släpper innan brottgränsen. I vägg R1 vid samma ingjutningslängd går samtliga järn av pga. brott i stålet.

Ingjutningslängd	Antal monterade armeringsjärn Ø20 mm	Antal järn utdragna före uppnådd sträckgräns	Antal järn utdragna efter uppnådd sträckgräns	Antal järn dragna till brott i stål
5Ø=100mm	3	3	0	0
10Ø=200mm	3	1	2	0
15Ø=300mm	3	0	2	1
20Ø=400mm	3	0	0	3

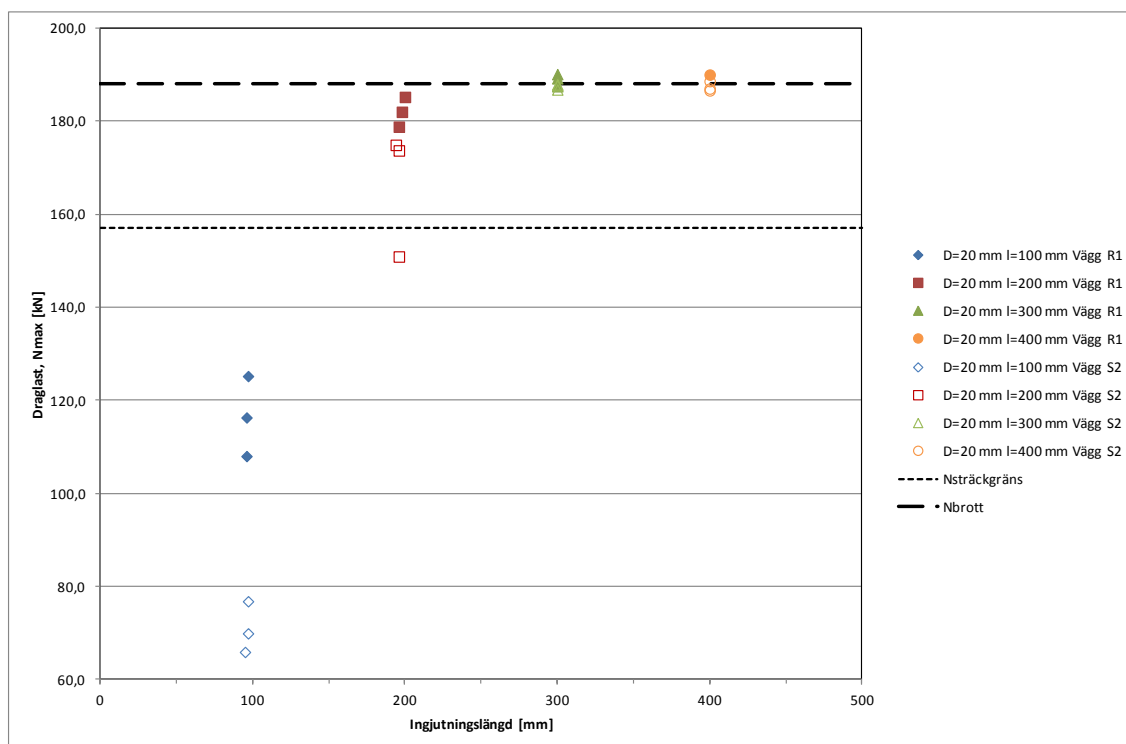
Tabell 18: Armeringsjärn Ø20mm i vägg S2 som dragits ut respektive dragits till brott.

Ingjutningslängd	Antal monterade armeringsjärn Ø20 mm	Antal järn utdragna före uppnådd sträckgräns	Antal järn utdragna efter uppnådd sträckgräns	Antal järn dragna till brott i stål
5Ø=100mm	3	3	0	0
10Ø=200mm	3	0	3	0
15Ø=300mm	3	0	0	3
20Ø=400mm	3	0	0	1*

Tabell 19: Armeringsjärn Ø20mm i vägg R1 som dragits ut respektive dragits av till brott.

* = Endast 1 armeringsjärn drogs då samtliga järn med ingjutningslängden 300mm drogs till brott i stål.

I de båda tabellerna ovan och i Figur 39 nedan kan ses att armeringsjärnen i både vägg S2 och R1 drogs ut i dess elastiska fas om ingjutningslängden var 100mm. I nedanstående Figur 39 ses dock att draglasten som krävdes för att dra ut armeringsjärnen i vägg R1 var avsevärt högre än i vägg S2. Vid ingjutningslängden 200 mm ses tydligt i Figur 39 att armeringsjärnen i vägg R1 är närmare brottgränsen än armeringsjärnen i vägg S2. Vid ingjutningslängden 300 och 400 mm ses att skillnaden i draglast inte är så stor även om fler armeringsjärn i vägg R1 dras till brott än i vägg S2. I Bilaga I redovisas samtliga dragkrafter som krävdes för att dra armeringsjärnen ur betongen alternativt dra dessa till brott.



Figur 39: Uppmätt draglast i relation till stålets sträck- och brottgräns vid olika ingjutningslängder. Avser armeringsjärnen med $\varnothing 20$ mm.

Som nämnts tidigare så bestäms vidhäftningsförmågan, τ_{\max} för kort ingjutningslängd, dvs. $5\varnothing$. I detta fall innebär det en ingjutningslängd motsvarande 100 mm. Genom Formel 5-1 beräknas τ_{\max} för samtliga armeringsjärn med ingjutningslängden 100 mm, se Tabell 20 och Tabell 21 nedan.

Märkning	N_{\max} [kN]	Uppmätt ingjutningslängd [mm]	τ_{\max} [MPa]
D20F100S1	66,0	95	11,1
D20F100S2	70,0	97	11,5
D20F100S3	76,9	97	12,6
$\tau_{m,\max}$ (vägg S2):			11,7

Tabell 20: Uppmätta dragkrafter för armeringsjärn $\varnothing 20$ mm i vägg S2 med ingjutningslängd 100 mm som ej passerat sträckgränsen.

Märkning	N_{\max} [kN]	Uppmätt ingjutningslängd [mm]	τ_{\max} [MPa]
D20F100R1	108,1	96	17,9
D20F100R2	116,4	96	19,3
D20F100R3	125,3	97	20,6
$\tau_{m,\max}$ (vägg R1):			19,3

Tabell 21: Uppmätta dragkrafter för armeringsjärn $\varnothing 20$ mm i vägg R1 med ingjutningslängd 100 mm som ej passerat sträckgränsen.

Medelvärdet $\tau_{m,\max}$ är 11,7 MPa för vägg S2 och 19,3 MPa för vägg R1. Dessa resultat pekar på att det är en signifikant skillnad avseende betongens vidhäftningsförmåga vid gjutning i bentonitlurry jämfört med gjutning i torrhet. Betongens tryckhållfasthet uppmätt på utborrade cylindrar visar att tryckhållfastheten är högre i vägg S2 än vägg R1, vilket skulle innebära att skillnaden i vidhäftningsförmåga kan vara större än den uppmätta.

10.3.2 Armeringsjärn Ø32 mm

Armeringsstålets kvalitet är B500BT med en karakteristisk sträckgräns, f_{yk} på 500 MPa och en brottgräns, $f_{uk} \geq 1.08 \times f_{yk}$. För ett armeringsstål med diametern 32 mm innebär det att stålet börjar flyta omkring 402 kN och går till brott vid en last ≥ 434 kN. Vid dragprovningen i denna studie har armeringsjärnen gått till brott vid draglast mellan 488 och 512 kN. Men ett par armeringsjärn drogs även ut ur betongen inom detta spann utan att gå till brott så det var ingen lika tydlig gräns som för armeringsjärnen med Ø20 mm.

För att försöka åskådliggöra händelseförloppet vid utdragsförsöken på ett enkelt sätt så redovisas nedan, i Tabell 22 och Tabell 23, hur många armeringsjärn som dras ut före respektive efter uppnådd sträckgräns samt hur många av armeringsjärnen som dragits av till brott i stålet.

Om man enbart tittar på händelseförloppet vid dragproven så kan man se att det inte är lika enkelt att se att förankringen av armeringen är sämre i betongen gjuten i bentonitslurry, vilket framgår av Tabell 22 och Tabell 23 nedan. Det enda som skiljer väggarna åt är att vid ingjutningslängden 320mm släpper samtliga järn i vägg S2 innan brottgränsen är nådd jämfört med 2 av 3 järn i vägg R1.

Ingjutningslängd	Antal monterade armeringsjärn Ø32 mm	Antal järn utdragna före uppnådd sträckgräns	Antal järn utdragna efter uppnådd sträckgräns	Antal järn dragna till brott i stål
5Ø=160mm	3	3	0	0
10Ø=320mm	3	0	3	0
15Ø=480mm	3	0	0	3
20Ø=640mm	3	0	0	1*

Tabell 22: Armeringsjärn Ø32mm-järn i vägg S2 som dragits ut respektive dragits av till brott.

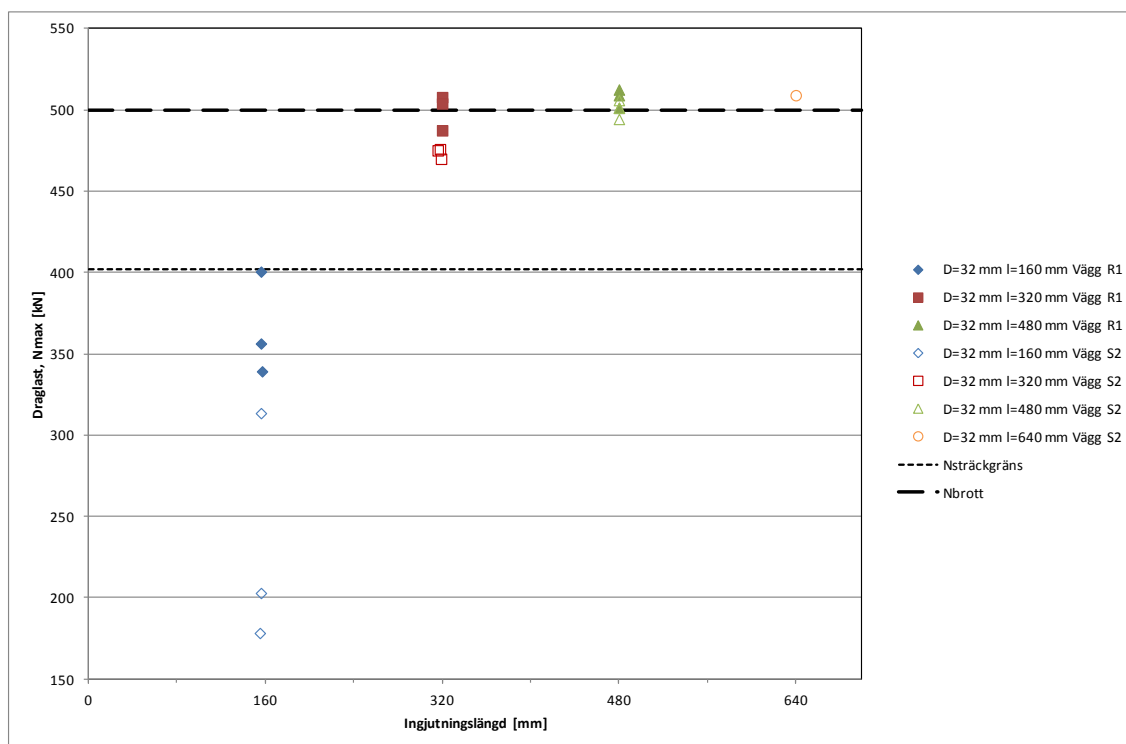
* = Endast 1 armeringsjärn drogs då samtliga järn med ingjutningslängden 480mm drogs till brott i stål.

Ingjutningslängd	Antal monterade armeringsjärn Ø32 mm	Antal järn utdragna före uppnådd sträckgräns	Antal järn utdragna efter uppnådd sträckgräns	Antal järn dragna till brott i stål
5Ø=160mm	3	3	0	0
10Ø=320mm	3	0	2	1
15Ø=480mm	3	0	0	3
20Ø=640mm	3	-	-	-

Tabell 23: Armeringsjärn Ø32mm-järn i vägg R1 som dragits ut respektive dragits av till brott.

Inga dragtest utfördes på järn med ingjutningslängden 640mm då det inte ansågs nödvändigt.

I de båda tabellerna ovan och i Figur 40 nedan kan ses att armeringsjärnen i både vägg S2 och R1 drogs ut i dess elastiska fas om ingjutningslängden var 160mm. I nedanstående Figur 40 ses dock att draglasten som krävdes för att dra ut armeringsjärnen i vägg R1 var avsevärt högre än i vägg S2. Vid ingjutningslängden 320 mm ses i Figur 40 en viss skillnad i uppmätta draglaster vid jämförelse mellan de två väggarna. Figur 39 Vid ingjutningslängden 480 mm ses att skillnaden i draglast är mycket liten. Vid ingjutningslängden 640 mm drogs endast ett armeringsjärn varför det endast går att konstatera att armeringsjärnet gick till brott. I Bilaga J redovisas samtliga dragkrafter som krävdes för att dra armeringsjärnen ur betongen alternativt dra dessa till brott.



Figur 40: Uppmätt draglast i relation till stålets sträck- och brottgräns vid olika ingjutningslängder. Avser armeringsjärnen med $\varnothing 32\text{mm}$.

Precis som för armeringsjärnen med $\varnothing 20\text{mm}$ beräknas vidhäftningsförmågan, τ_{max} för kort ingjutningslängd, dvs. $5\varnothing$. I detta fall innebär det en ingjutningslängd motsvarande 160 mm. Genom Formel 5-1 beräknas τ_{max} för samtliga armeringsjärn med ingjutningslängden 160 mm, se Tabell 24 och Tabell 25 nedan.

Märkning	N_{max} [kN]	Uppmätt ingjutningslängd [mm]	$\tau_{\text{m,max}}$ [MPa]
D32F160S1	178,3	155	11,4
D32F160S2	202,9	156	12,9
D32F160S3	313,5	156	20,0
$\tau_{\text{m,max}}$ (vägg S2):			14,8

Tabell 24: Uppmätta dragkrafter för armeringsjärn $\varnothing 32\text{mm}$ i vägg S2 med ingjutningslängd 160 mm.

Märkning	N_{max} [kN]	Uppmätt ingjutningslängd [mm]	$\tau_{\text{m,max}}$ [MPa]
D32F160R1	339,2	157	21,5
D32F160R2	356,3	156	22,7
D32F160R3	400,5	156	25,5
$\tau_{\text{m,max}}$ (vägg R1):			23,2

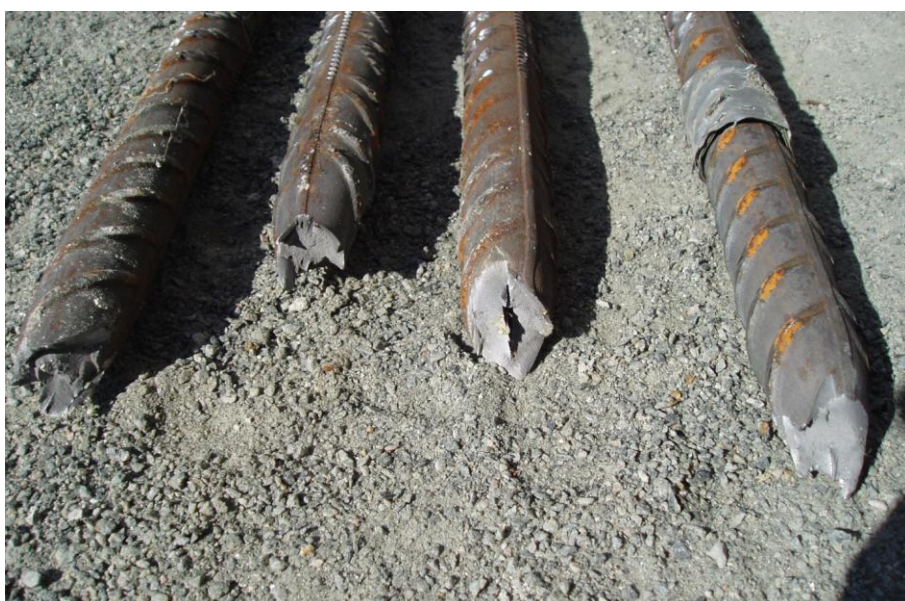
Tabell 25: Uppmätta dragkrafter för armeringsjärn $\varnothing 32\text{mm}$ i vägg R1 med ingjutningslängd 160 mm.

Medelvärdet $\tau_{\text{m,max}}$ är 14,8 MPa för vägg S2 och 23,2 MPa för vägg R1. Även om det är en viss skillnad i tryckhållfasthet mellan väggarna så är det en signifikant skillnad avseende betongens vidhäftningsförmåga vid gjutning i bentonitslurry jämfört med gjutning i torrhet.

Figurerna nedan visar exempel på armeringsjärn $\text{\O}32\text{mm}$ som provdragits i vägg S2. I Figur 41 nedan ses armeringsjärn som dragits ut ur betongen. Det går tydligt se i figuren att betongen mellan armeringens kammar skjuvats av. I Figur 42 ses armeringsjärn som dragits av, dvs. till brott i stålet.



Figur 41: Utdragna armeringsjärn $\text{\O}32\text{mm}$ med ingjutningslängd 320mm i vägg S2.

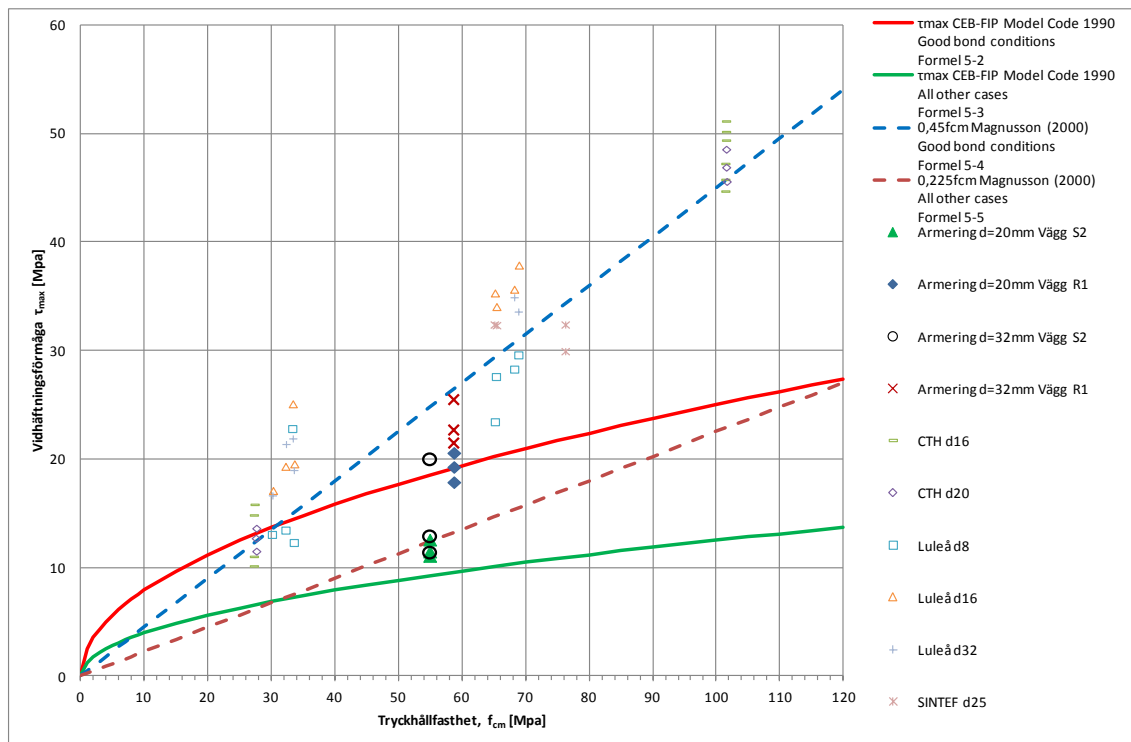


Figur 42: Armeringsjärn $\text{\O}32\text{mm}$ i vägg S2 dragna till brott i stål. Ingjutningslängden är 480 resp. 640mm.

10.4 Utvärdering av resultat

Resultaten från detta projekt har jämförts med vidhäftningsförmågan enligt Formel 5-2 och Formel 5-3 som är hämtade från CEB-FIP Model Code 1990. En jämförelse har också gjorts med vidhäftningsförmågan enligt Formel 5-4 och Formel 5-5 från Magnusson (2000). I Figur 43 nedan redovisas också resultat från andra studier funna i litteraturen. Samtliga resultat i utvärderingen avse lokalt beteende, dvs. vidhäftningsförmåga för armeringsjärn med kort förankringslängd 5ϕ .

Tryckhållfastheten f_{cm} som avses i Figur 43 nedan är cylinderhållfastheten beräknad utifrån tryckhållfastheten för kuber vid 28 dygns ålder, se avsnitt 6.2.3.



Figur 43: Max vidhäftningsförmåga i förhållande till cylinderhållfastheten f_{cm} där cylinderhållfastheten är beräknad utifrån tryckhållfasthet för kuber.

Som framgår av Figur 43 ovan så stämmer resultaten för armeringsjärnen $\phi 20\text{mm}$ i referensväggen R1 väl överens med den förväntade vidhäftningsförmågan enligt Formel 5-2, CEB-FIP Model Code 1990 (Good bond conditions). Resultaten för armeringsjärnen $\phi 32\text{mm}$ i referensväggen ligger något över den förväntade vidhäftningsförmågan enligt CEB-FIP Model Code 1990. Jämfört med vidhäftningsförmågan enligt Formel 5-4 från Magnusson (2000) ligger samtliga resultat i referensväggen lägre.

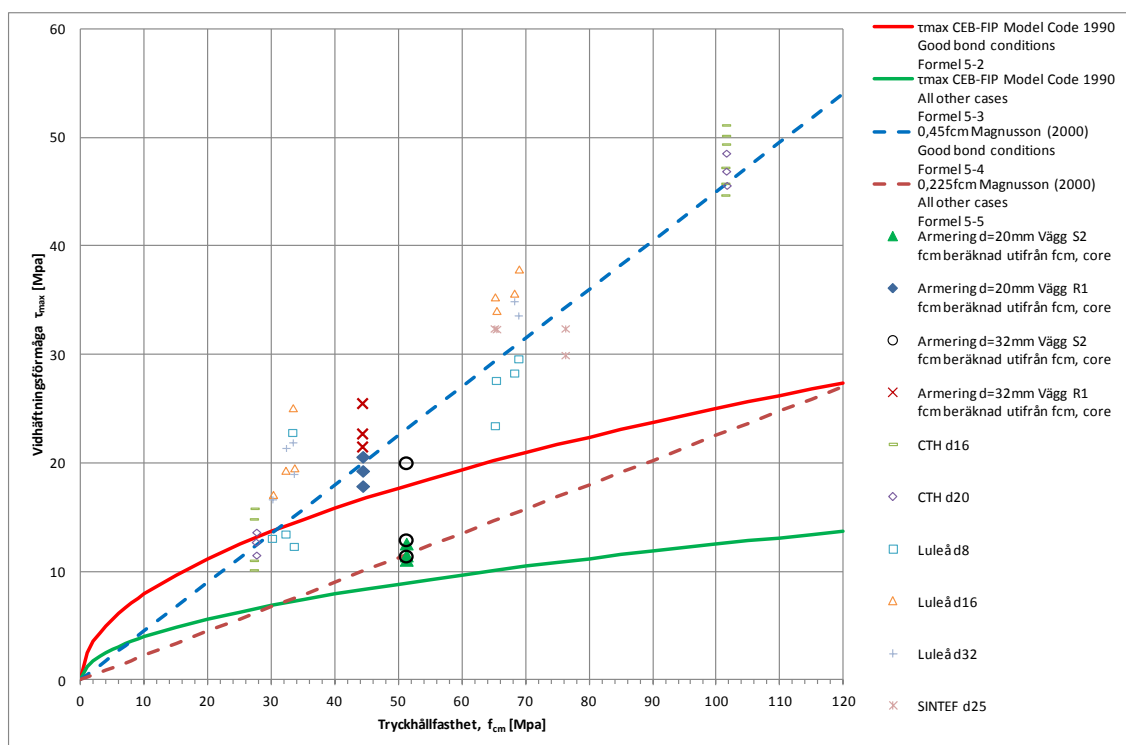
Resultaten för vägg S2, dvs. väggen gjuten i bentonitslurry, ligger i de flesta fall klart under både vidhäftningsförmågan enligt Formel 5-2, CEB-FIP Model Code 1990 (Good bond conditions) och Formel 5-4 från Magnusson (2000), som ses i Figur 43 ovan. Endast ett enstaka värde ligger i nivå med resultaten för referensväggen. Samtliga resultat utom ett enstaka värde ligger mellan kurvorna enligt de två formlerna Formel 5-2 och Formel 5-3 hämtade från CEB-FIP Model Code 1990. Enligt CEB-FIP Model Code 1990 avser Formel 5-3 vidhäftningsförmågan för alla övriga fall vilket är sämre förhållanden. Resultaten ligger i nivå med vidhäftningsförmågan enligt

Formel 5-5 vid sämre vidhäftningsförhållanden. Detta pekar på att gjutning i bentonitslurry ger sämre förhållande för betongens vidhäftningsförmåga.

I avsnitt 8.2 framgår att det är mer vanligt förekommande med bentonitansamlingar och bentonitskikt kring armeringen ju längre ut mot formen man kommer. Detta verkar rimligt då betongen i denna studie har fler hinder i form av armeringslager att passera ju närmare formväggen den kommer. Betongen rör sig därför långsammare utmed formväggen jämfört med betongen i mitten av väggen som kan förflytta sig obehindrat. I denna studie var armeringsjärn $\varnothing 32\text{mm}$ monterade centriskt i väggen och armeringsjärn $\varnothing 20\text{mm}$ monterade ca 10-12cm från formväggen. Samtliga provade armeringsjärn var alltså placerade innanför den konstruktiva armeringen i väggen, dvs. där betongen kunnat röra sig obehindrat. Av denna anledning bör resultaten vara jämförbara med varandra.

I litteraturen återfinns liknande resultat som i denna studie där betongens vidhäftningsförmåga är signifikant lägre vid gjutning i bentonitslurry jämfört med gjutning i torrhet. Dock ser det ut som att vidhäftningsförmågan framtagna i detta projekt generellt sett ligger lägre än resultat från andra studier för motsvarande betongkvalitet. Men oavsett detta så har gjutning i bentonitslurry en tydlig effekt i form av lägre vidhäftningsförmåga då skillnaden är så stor jämfört med referensväggen.

Uppmätta resultat avseende vidhäftningsförmågan har ovan satts i relation till cylinderhållfastheten f_{cm} som är beräknad utifrån uppmätt kubhållfasthet. Som nämnts tidigare i denna rapport så skiljer sig tryckhållfastheten uppmätt på kuber från tryckhållfastheten uppmätt på cylindrar utborrade ur den färdiga konstruktionen. När det gäller uppmätt tryckhållfasthet på cylindrar så pekar dessa på att tryckhållfastheten i vägg S2 är högre än i vägg R1. I nedanstående Figur 44 ses betongens vidhäftningsförmåga för de två väggarna i förhållande till cylinderhållfastheten beräknad utifrån resultaten för tryckhållfasthet på utborrade cylindrar.



Figur 44: Max vidhäftningsförmåga i förhållande till cylinderhållfastheten f_{cm} där cylinderhållfastheten är beräknad utifrån tryckhållfasthet för utborrade cylindrar.

Vidhäftningsförmågan för referensvägg R1 är i denna jämförelse, som redovisas i Figur 44, ännu bättre relativt kurvorna avseende förväntad vidhäftningsförmåga enligt CEB-FIP Model Code 1990 och Magnusson (2000). Vidhäftningsförmågan för vägg S2 är i denna jämförelse något sämre relativt ovan nämnda kurvor enligt CEB-FIP Model Code 1990 och Magnusson (2000). Genom normering har vi analyserat tryckhållfasthetens inverkan på betongens vidhäftningsförmåga. Inverkan på vidhäftningsförmågan pga. skillnaden i betongens tryckhållfasthet, för de två väggarna i detta fall, bedöms vara mellan 7 och 15 %.

Oavsett om man anser att det är cylindrhållfasthet beräknad utifrån kubhållfasthet eller utborrade cylindrar som är det mest riktiga att använda så är det onekligen så att gjutning i bentonitslurry ger en lägre vidhäftningsförmåga än vid gjutning i torrhet. Vår bedömning i denna studie är att vidhäftningsförmågan är omkring 30-40 % lägre vid gjutning i bentonitslurry jämfört med gjutning i torrhet.

11 Omvärldsbevakning

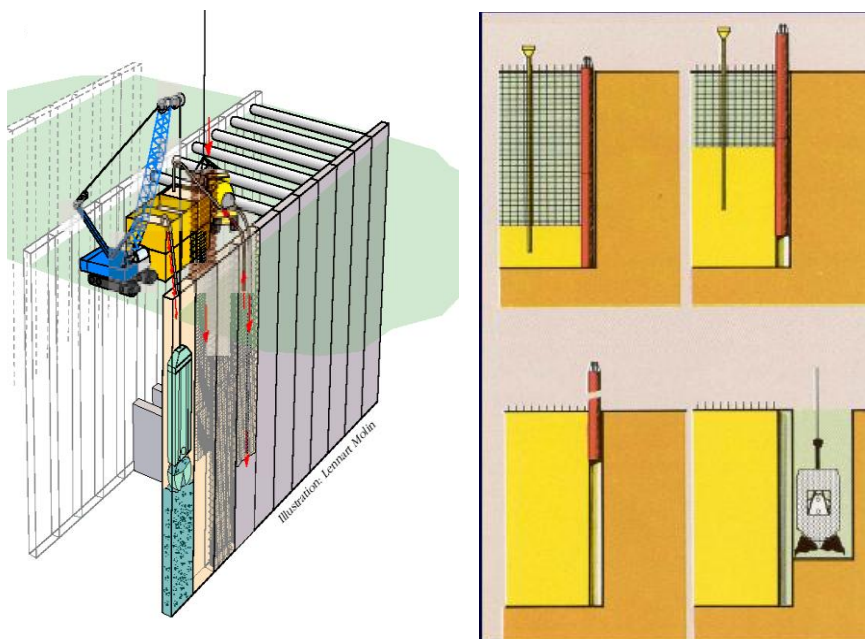
Internationellt utnyttjas slitsmurar såväl som stödkonstruktion vid schaktarbeten som permanent konstruktion ingående i den färdiga anläggningen (t.ex. tunnelväggar och källarväggar). I Sverige har slitsmurar nyttjats som temporära stödkonstruktioner en handfull gånger, men aldrig som permanent konstruktion där Trafikverket. Det bedöms dock att potentialen är stor för denna tillämpning i Sverige.

En del av detta projekt var en studieresa hos Cementation Skanska i UK. Inom ramen för studieresan besöktes två byggarbetsplatser där installationen av slitsmurar pågick för fullt. Dessutom avhölls ett möte med Rap Fernie, Technical Director hos Cementation Skanska, varvid diverse olika aspekter kring slitsmurar belystes.

11.1 Övergripande princip vid slitsmurstillverkning

Vid användning av slitsmurar stötts schaktväggarna av platsgjutna armerade betongväggar. Betongväggarna utgörs av ett stort antal paneler med mellanliggande vertikala fogar. Respektive panel är armerad, men armeringen överbryggar inte fogarna. Panelernas geometriska utformning beror huvudsakligen på rådande grundförhållanden, schaktdjup och erforderlig böjstyvhet.

Tillverkningen av slitsmurarna inleds med att en ledvägg (guide wall) byggs på ömse sidor om den blivande slitsväggens övre del. Syftet med denna är bl.a. att säkerställa att slitsmurens väggar blir vertikala. Vid schakt för respektive panel är schaktgropen hela tiden fylld med en stödvätska (bentonitlera eller vatten som eventuellt blandats ut med någon lämplig polymer) som säkerställer att schaktväggarna är stabila. Schaktarbetet för panelerna utförs med specialmaskiner. Då schakten nått fullt djup sänks en armeringskorg ned i den vätskefyllda schakten varefter panelen undervattengjutes. I ändarna på respektive panelschakt placeras temporära profilstål (stop ends) så att de blivande fogarna mellan de intilliggande panelerna får önskad geometrisk utformning. Profilstålen är utformade så att en gummitätning (water stop blade) kan placeras mellan panelskarvarna. Tillverkningsprocessen illustreras schematiskt i Figur 45.



Figur 45. Schematisk illustration av slitsmurstillverkning (från Vägverkets informationsmaterial avseende Götatunneln, entreprenad L2).

11.2 Projekt I England, Studiebesök – Crossrail (London)

De två studiebesöken genomfördes vid två av Skanska Cementations pågående entreprenader inom den engelska infrastruktursatsningen Crossrail. I dessa entreprenader har Skanska UK ett JV med Costain. Crossrail är ny 118 km lång öst-västlig järnvägsförbindelse som bl.a. passerar under centrala London.

För alla delar i projekt Crossrail gäller det projektspecifika dokumentet “CROSSRAIL Civil Engineering Design Standard, Part 3, Buildings and underground box structures” (2009), vilken beskriver metoden för hur konstruktion av bl.a. slitsmurar skall utföras och anger vilka krav som gäller utöver vad som anges i EC2.

11.2.1 Pudding Mill Lane (Crossrails kontrakt C248)

Entreprenaden är belägen i Stratford, i nära anslutning till OS-arean och OS-byn. Ena änden av entreprenaden utgörs av den blivande mottagningsgropen för en av de TBM-maskiner som skall borra ut tunneln under centrala London.

Några nyckeltal kring slitsmurarna inom entreprenaden är:

- 560 krönmeter slitsmur
- Schaktdjup (vertikalt): 15-23 m
- Paneltjocklek: 0,8-1,0 m
- Panellängd (horisontellt): 3,0-7,2 m
- Armeringskorgarna väger ca 25-30 ton
- Överskottsbetong ca 10-15 % (jämfört med teoretisk volym betong)

Vid denna entreprenad var slitsmursmaskinen inte i drift varför vi här endast kunde studera armeringskorgarnas uppbyggnad.

I nedanstående Figur 46 ses en armeringskorg färdig att sänkas ned i schaktet. De orangefärgade cisternerna i bakgrunden används för lagring och rening av bentoniten, vilken används som stödvätska i schaktslitsarna.



Figur 46. Exempel på platstillverkad armeringskorg.



Figur 47. Exempel på platstillverkad armeringskorg. – några detaljer.

Notera de kraftiga armeringsjärnen (i Figur 47 ovan) som används i syfte att åstadkomma en ”gles” armeringskorg. De gröna ”locken” (till vänster om mannens hand på bilden) skyddar skarvkopplingar som skall ansluta till armeringen för det blivande tunneltaket/golvet som platsgjuts efter att schakten tagits ut.



Figur 48. Distanser ”Slädar” för tillräckligt täcksikt

I Figur 48 ses de distanser ”slädar” vilka monteras på armeringskorgen i syfte att erhålla tillräckligt täcksikt mellan armeringsjärnen och utsidan slitsmur.



Figur 49. Platsgjutna styrväggarna (guidewalls).

I Figur 49 ses de platsgjutna styrväggarna (guidewalls) mellan vilka schakt och gjutning av slitsmurspanelerna skall utföras.

11.2.2 Royal Oak Portal (Crossrails kontrakt C 330)

Entreprenaden är belägen i nära anslutning till Paddington station. Ena änden av entreprenaden utgörs av den blivande mottagningsgropen för en av de TBM-maskiner som skall borra ut tunneln under centrala London. Under detta studiebesök var slitsmursmaskinerna i full gång.

Några nyckeltal kring slitsmurarna inom entreprenaden är:

- 400 krönmeter slitsmur (122 st paneler)
- Schaktdjup (vertikalt): 17-27 m
- Tillverkningstid för slitsmurarna: 18 veckor
- Två maskiner används, varav den ena är anpassad mht den begränsade ”takhöjd” som delvis råder inom projektet
- Armeringskorgarna utgörs av upp till 6 st delar som skarvas hängande pga delvis begränsad ”takhöjd”

Tillverkning av slitsmurar inleds med gjutning av styrväggar s.k. ”Guide walls” som kan ses i Figur 50 nedan. Mellan dessa styrväggar sker sedan schaktning och gjutning av slitsmurar.

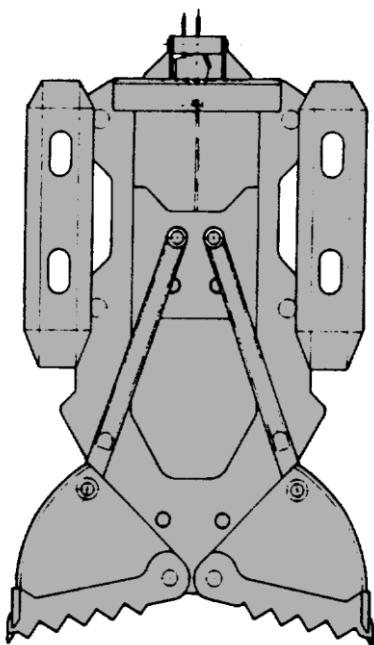


Figur 50. Tillverkning av guide walls



Figur 51. Schaktning av en slitsmurspanel.

I Figur 51 ovan ses hur schaktning utförs mellan de tidigare gjutna styrväggarna "Guide walls". Schaktskopan som används i detta projekt är av typen som visas i nedanstående Figur 52.



Figur 52. Skopa för schaktning vid tillverkning av slitsmur.



Figur 53. Exempel på prefabricerad sektion av armeringskorg.

I Figur 53 ovan ses att distanser ”slädar” monterats på ovansidan av armeringskorgen för att säkerställa distans mellan armeringskorg och schaktvägg, jfr även Figur 48. I korgen syns även röret (tremie-pipe) för den kommande gjutningen. I armeringskorgens högra ände syns också skarvkopplingarna till nästa sektion.



Figur 54. Skarvning av två armeringskorgar.

I Figur 54 ovan ses hur två sektioner skarvas ihop med hjälp av skarvkopplingarna. Den undre sektionen är nedsänkt i schaktslitsen medan den övre sektionen hänger i en mobil byggkran.

I nedanstående Figur 55 ses monterad ändplanka med gummitätning, vilka syftar till att åstadkomma en god kontakt mellan panelerna samt en tätning av skarven mellan panelerna, hela vägen från underkant till överkant panel.



Figur 55. Ändplanka med gummitätning.

Efter att schaktning och montage av ändplanka med gummitätning kan gjutning ske vilket kan ses i nedanstående Figur 56. Gjutningen sker i gjutrör nedsänkta genom armeringskorgen i schaktet. Gjutröret på bilden är försett med en tratt monterad på toppen.



Figur 56. Gjutning av slitsmurspanel mha tremie-pipe

11.3 Projekt i Sverige

I Sverige har ett begränsat antal projekt utfört med slitsmursteknik. De mest kända projekten är Götatunneln i Göteborg och Citytunneln i Malmö. Dessa två projekt har studerats i två tidigare utvecklingsprojekt finansierade av bl.a. SBUF. Rapporterna från dessa projekt är ”Slitsmurar som permanenta konstruktioner” av Alén et al. (2006) samt ”Diaphragm walls used as permanent structures” av Mathern/Magnusson.

Både i projekt Götatunneln i Göteborg och i projekt Citytunneln i Malmö användes slitsmurar som temporär konstruktion.

11.3.1 Götatunneln i Göteborg

Enligt Ahlén et al. (2006) hade betongen till Götatunneln troligtvis ett vct på ca 0,55 jämfört med specificerat vct=0,60. Det cement som användes var CEM I 42,5 N – SR3 MH/LA (Cementa Anläggningscement) och cementhalten varierade mellan 370 kg/m³ (d_{max}=25mm) och 400 kg/m³ (d_{max}=16mm). Betongens utbredningsmått var 600 ±30 mm. Gjutningen skall ha utförts med gjutrör som stuckits ned under betongens överyta och sedan lyfts allt eftersom betongnivån stigit. Stighastigheten var minst 3 m/h.

En viss inblandning av stödvätska hittades i betongen vid okulärbesiktning av utborrade kärnor. Detta kan också enligt Ahlén et al. (2006) observeras på vissa av resultaten från de provningar som genomförts. Ett exempel är vissa uppmätta kloridmigrationskoefficienter, D_{CTH} som är betydligt högre där samtidigt spår av stödvätska observerats i betongen. Vidare finns det variationer i betongens egenskaper beroende på läget i panelen, där variationer kan observeras både i uppmätta tryckhållfastheter och också D_{CTH} . Observationer visar att tryckhållfastheten är lägre och D_{CTH} högre nära skarven än mitt på panelen.

11.3.2 Citytunneln i Malmö

Enligt Ahlén et al. (2006) hade betongen hållfasthetsklass C 25/30. Cementet som använts är CEM II 42,5 A/LL, dvs. en blandcement med tillsats av kalksten, där cementhalten var 365 kg/m³ och mängden tillsatt kalksten 80 kg/m³. Maximal stenstorlek i ballasten var 16 mm. Betongens utbredningsmått var 560-620 mm. Gjutningen har utförts med gjutrör som stuckits ned under betongens överyta och sedan successivt dragits upp i takt med att betongens yta stigit. Stighastigheten vid gjutningen har varit minst 3 m/h.

En viss påverkan av stödvätska och/eller omgivande jord har observerats på betongen i slitsmuren. Vid okulärbesiktning av betongen har spår av stödvätska observerats i några av de kärnor som borrats ut från slitsmuren. Tecken på inblandning kan också observeras i resultaten från vissa av de provningar som genomförts. Detta gäller speciellt resultat från provning av kloridmigrationskoefficienten, D_{CTH} och kapillärsugning där referensprovkroppen generellt fick bättre värden än slitsmuren, vilket tyder på en mer tät betong. Uppmätta hållfastheter uppvisade dock inte denna skillnad. Det verkar inte finnas någon signifikant skillnad mellan olika paneler, vilket tolkas som tecken på att stödvätskans egenskaper inte varierat mellan olika paneler eller att stödvätskans egenskaper inte har stor påverkan på betongens egenskaper (under förutsättning att stödvätskan uppfyller de krav som finns i EN 1538).

Vissa tecken på bristande homogenitet hos betongen har observerats. Vid visuell inspektion av betongen har spår av vattenseparation observerats, till exempel vid ballast och armering. Detta har också observerats vid mätningar av tryckhållfasthet i slitsmuren och referensprovkroppen där uppmätta tryckhållfastheter var betydligt lägre än tryckhållfastheter uppmätta med standardkuber.

11.4 Handböcker, designguides och beställarkrav:

11.4.1 ICE Specification for Piling and Embedded Retaining Walls, second edition 2007

Detta dokument är framtaget för att användas som teknisk specifikation vid pålning och arbeten med inbäddade mothållande väggar båda på land och nära havet.

I detta dokument anges bl.a att i slitsmurar skall det fria avståndet mellan armering vara tillräckligt för att säkerställa tillräckligt flöde hos betongen genom armeringskorgen. I armeringskorgar med ett lager armering skall det horisontella avståndet mellan två vertikala armeringsjärn vara max 100mm. Vi armeringsskarvar tillåts detta mått minskas till 80mm även om det i möjligaste mån skall undvikas för att bibehålla 100mm.

När två lager armering krävs mot en vägg sida skall det innersta lagret vara distanserat från det yttersta lagret för att möjliggöra för betongen att flyta ut däremellan. Det fria måttet mellan horisontella järn skall vara minst 200mm under förutsättning att det fria avståndet mellan vertikala järn är 100mm. Det fria avståndet mellan två horisontella armeringsjärn kan minskas till 150mm om avståndet mellan de vertikala järnen ökas till som grad att man erhåller en fri fönsterarea mellan järnen motsvarande $0,02 \text{ m}^2$ eller $0,16 \text{ m}^2$ vid armeringsskarvar. Då armeringskopplingar används skall det horisontella avståndet mellan kopplingarna vara minst 150mm.

11.4.2 Embedded retaining walls – guidance for economic design, CIRIA-report C580, 2003

Detta är en guide för val och konstruktion av inbäddade mothållande väggar som t.ex. slitsmurar. Syftet med guiden är att erhålla en så god total kostnad som möjligt.

När det gäller slitsmurar anges bl.a. att betong som används till gjutning av slitsmurar vanligtvis inte vibreras och därför skall vara självkompakterande för att ha förmågan att flyta och fylla ut armeringskorgen. God betongkvalitet skall säkerställas genom hela väggen och speciellt i väggens täckande betongskikt. Det är viktigt att notera att betongen skall flyta från väggens mitt ut genom armeringskorgen till täckskiktet, vilket är den betongen som skall skydda armeringen på lång sikt.

I denna guide anges också att det skall frigöras utrymme kring gjutledningen för att denna inte skall haka tag i armeringen under gjutningen. Ett typiskt mått som anges är ett fritt utrymme på 500mm.

Detta dokument hänvisar också till British Standard avseende bl.a. storlek på pumprör och ballast i betongen. Även när det gäller beständighet och vattentätthet hänvisas till British Standard.

11.4.3 CROSSRAIL Civil Engineering Design Standard, Part 3, Buildings and underground box structures, 2009

Detta dokument beskriver metoden för hur konstruktion av bl.a. slitsmurar skall utföras och anger vilka krav som gäller utöver vad som anges i EC2. Framförallt gäller det krav avseende beständighet som t.ex. täckande betongskikt och hur en slitsmur skall kopplas ihop med andra konstruktionsdelar samt krav avseende förankrings- och skarvlängder vid goda respektive dåliga vidhäftningsförhållanden. Även regler avseende hur en armeringskorg skall byggas upp när det gäller armeringsavstånd och avstånd mellan olika armeringslager omfattas av detta dokument.

11.4.4 Reducing the Risk of Leaking Substructures - A Client's Guide, 2009

Denna guide har tagits fram för beställare men förhoppningen är att den skall även skall vara till hjälp för arkitekter och ingenjörer att förstå problematiken vid vattentätning av underjordskonstruktioner. Den är inte framtagen speciellt för slitsmurar utan är av mer allmän karaktär men handlingen bör ändå ses som intressant då problem med vattentätning även föreligger för slitsmurar. Handlingen förklarar riskerna med olika metoder för vattentätning och hur risker skall hanteras.

11.5 Artiklar från tidskrifter och konferenser:

11.5.1 Amsterdam Metro North-South Line – an update on the data obtained and lessons learned. 2010. van Tol et al.

Denna artikel handlar om "The North-South Line" i Amsterdam som byggs under stadens historiska centrum. Tre underjordsstationer byggs i djupa utgrävningar stöttade av slitsmurar. Vid utgrävning för Vijzelgracht Station orsakade läckage genom slitsmuren stora sättningar och skador på historiska och monumentala byggnader. Orsaken var stora inneslutningar av bentonit som betongen inte förmådde att tränga undan under gjutningen. Projektet hotades av att stoppas av myndigheterna men med robusta åtgärder kunde problemen åtgärdas och projektet fortsätta.

Erfarenheterna från detta projekt var bl.a. att;

- De observerade läckagen uppstod vid eller i direkt anslutning till fogen i den zon som är oarmerad.
- Processen utgrävning, rengöring av bentonit, placering av armeringskorg och gjutning skall ske utan uppehåll.
- Alla fogar skall rengöras med t.ex. högtryck innan gjutning utan att skada vattentätningen.
- Öppningarna i armeringskorgarna skall vara minst 7 gånger den största stenstorleken i betongen.
- Schakten skall rengöras genom att flytta rengöringsutrustningens pump utmed hela schaktets längd.
- Vid gjutning skall betongens konsistens kontrolleras för samtliga lass direkt före gjutning. Lodning av betongen utflytning i schaktet skall också kontrolleras genom lodning.
- Då läckage upptäcks måste åtgärder sättas in direkt även om läckaget är litet.

11.5.2 The waterproofness of structural diaphragm walls. 1994. Puller.

Denna artikel beskriver den attitydförändring som skett sedan 60-talet i England avseende vilken grad av vattentätning som kan förväntas vid gjutning av slitsmurar. Den tidiga optimismen bland konstruktörer och entreprenörer om att läckagen skulle vara små och gå att täta i efterhand har bytts mot konstruktörer och entreprenörer som insett att det krävs omfattande program med förebyggande åtgärder mot vattenläckage. I artikeln beskrivs bl.a. potentiella platser för var läckage kan ske, orsaken till läckage och hur det undviks.

Artikeln tar upp en rad olika faktorer som påverkar slitsmurens vattentäthet varav några som rör betongen är;

- Kontroll av slurryn, hantering av pumprör och gjutning. Undvik lång tid mellan utgrävning och gjutning.
- Undvik djupa slitsmurar med väggtjocklek mindre än 600mm i vattenbärande vek jord.
- Panel-längden: Kortare paneler innebär fler fogar men minskar risken för inneslutningar av t.ex. bentonit eller lera. Kortare paneler ger också en minskad krympning vilket i sin tur ger minskad risk för att panelfogarna öppnar sig.
- Armeringsmängden: Rätt mängd minskar risken för sprickor och medför mindre risk för tomrum och inneslutningar i betongen. Med dubbla lager armering med tätt intilliggande vertikala järn ökar risken för tomrum och inneslutningar i betongen och därmed också risken för försämrade vattentäthet.
- Tung mekanisk bilning av utbuktningar på väggens yta eller överhöjd kan ge upphov till sprickor i betongen som kan medföra försämrade vattentäthet.
- Effektiviteten hos den i fogen integrerade gummilisten samt dess kontinuitet.
- Den horisontella fogens konstruktion.
- Användandet av armeringskopplingar minskar risken för vattenläckage jämfört med järn som skall böjas ut och på så sätt orsaka spänningar i betongen.

11.5.3 Specialist geotechnical works for Dublin's Smithfield redevelopment. 2006. Daynes & McCann.

Artikeln beskriver tillvägagångssättet för tillverkning av slitsmurar vid uppförandet av en av de djupaste källarkonstruktionerna i Dublin, Irland. Entreprenören, Cementation Skanska Ireland, valde slitsmurstekniken pga. de svåra markförhållandena.

Några nyckeltal kring slitsmurarna inom entreprenaden är:

- Panelernas bredd = 7,2m
- Panelernas djup = 11m
- Guide walls djup = 1-2m
- Gjutning i benonitslurry med 4 % koncentration.
- Överskottsbetong ca 15 %
- Schakt utfördes ned till berg
- Två-delad armeringskorg skarvad med armeringskopplingar.

12 Slutsats

I detta projekt har en frostbeständig undervattensbetong utvecklats. Betongen är självkompakterande och uppfyller kraven för de exponeringsklasser som gäller för betongkonstruktioner i en vägtunnel. Provning vid fältförsöken utfördes både genom provning på fabrik och genom provning i färdig konstruktion. Resultaten från frysprovningen av de utborrade cylindrarna visar på mycket god frostbeständighet i samtliga gjutna väggar.

Studier av utborrade cylindrar i detta projekt visade att det i många fall blir en tunn beläggning av bentonitslurry kring armeringsjärnen som betongen inte helt och hållet förmår att tränga bort under gjutningen. Framförallt gäller detta armeringsjärnen närmast formen där betongen inte kan röra sig obehindrat och då speciellt vid armeringsskarvar där bentonitslurryn lätt fastnar i vecket som bildas mellan två tätt intilliggande armeringsjärn.

Ett stort antal armeringsjärn monterades för provning av betongens vidhäftningsförmåga. Då ingjutningslängden varierade från 5Ø till 20Ø så resulterade dragförsöken i tre olika scenarier, dvs. antingen att armeringsjärnen dras ut ur betongen före eller efter att stålets sträckgräns är uppnådd eller att armeringsjärnen dras av, dvs. till brott i stålet.

Betongens vidhäftningsförmåga har beräknats för lokalt beteende, dvs. för korta ingjutningslängder $\leq 5\text{Ø}$. Betongens vidhäftningsförmåga vid gjutning i bentonitslurry var omkring 11-13 MPa med undantag för ett enstaka värde som låg på ca 20 MPa. I referensväggen, dvs. den vägg som göts i torrhet, låg betongens vidhäftningsförmåga mellan 17 och 26 MPa. Tryckhållfastheten i de två väggarna skiljer sig något varför vidhäftningsförmågan inte är direkt jämförbar.

Slutsatsen avseende provning av vidhäftningsförmågan i detta projekt är att betongens vidhäftningsförmåga blir betydligt lägre vid gjutning i bentonitslurry än vid gjutning i torrhet. I litteraturen återfinns också liknande resultat som i denna studie där betongens vidhäftningsförmåga är signifikant lägre vid gjutning i bentonitslurry jämfört med gjutning i torrhet. Vår bedömning i denna studie är att vidhäftningsförmågan är omkring 30-40 % lägre vid gjutning i bentonitslurry jämfört med gjutning i torrhet.

13 Referenser

- ACI 201.2R-08 " Guide to Durable Concrete"*. American Concrete Institute. (2008).
- Alén, C. e. *Slitsmurar som permanenta konstruktioner*. Göteborg: SBUF. (2006).
- CEB-FIP Model Code 1990*. Lausanne. (1990).
- CROSSRAIL Civil Engineering Design Standard, Part 3, Buildings and underground box structures*. (2009).
- EN 13791 "Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast components"*. (2007).
- Engström, B. *Beräkning av betongkonstruktioner*. Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola. (2004, rev. 2005).
- Engström, B. *Ductility of Tie Connections in Precast Structures*. Göteborg: Chalmers University of Technology. (1992).
- FAGERLUND, G. *The critical spacing factor. Report TVBM-7058*. Lund. (1993).
- Lundgren, K. *Three-Dimensional Modelling of Bond in Reinforced Concrete*. Göteborg: Chalmers University of Technology. (1999).
- Magnusson, J. *Bond and Anchorage of Ribbed Bars in High-Strength Concrete*. Göteborg: Chalmers University of Technology. (2000).
- Mathern/Magnusson. *Diaphragm walls used as permanent structures*. SBUF/NCC Teknik. (2012).
- SS 13 70 03 "Betong – Användning av EN 206-1 i Sverige"*. (2004).
- SS 13 72 07:2005 "Betongprovning – Hårdnad betong – Tryckhållfasthet – Omräkningsfaktorer"*. (2005).
- SS 13 72 44:2005 "Betongprovning – Hårdnad betong – Avflagning vid frysning"*. (2005).
- SS-EN 12390-2: 2009 "Provning av hårdnad betong – Del 2: Tillverkning och härdning av provkroppar för hållfasthetsbestämning"*. (2009).
- SS-EN 12504-1:2009 "Provning av betong i färdiga konstruktioner – Del 1: Borrkärnor – Uttag, undersökning och tryckprovning"*. (2009).
- SS-EN 1538:2010 "Utförande av geokonstruktioner - Slitsmurar"*. (2010).
- SS-EN 480-11:2005 "Tillsatsmedel till betong, bruk och injekteringsbruk - Provning - Del 11: Luftporkarakteristika i hårdnad betong"*. (2005).

BILAGOR

Bilaga A: Ballastens sammansatta siktkurva

Bilaga B: Armeringsritning - Vegg S1

Bilaga C: Armeringsritning - Vegg S2 och R1

Bilaga D: Armering för dragprov

Bilaga E: Fotodokumentation av utborrade cylindrar i vägg S1

Bilaga F: Fotodokumentation av utborrade cylindrar i vägg S2

Bilaga G: Fotodokumentation av utborrade cylindrar i vägg R1

Bilaga H: Mätdata - Vidhäftningsförsök

Bilaga I: Sammanställning - Vidhäftningsförsök Armering Ø20 mm

Bilaga J: Sammanställning - Vidhäftningsförsök Armering Ø32 mm

Bilaga A: Ballastens sammansatt siktkurva

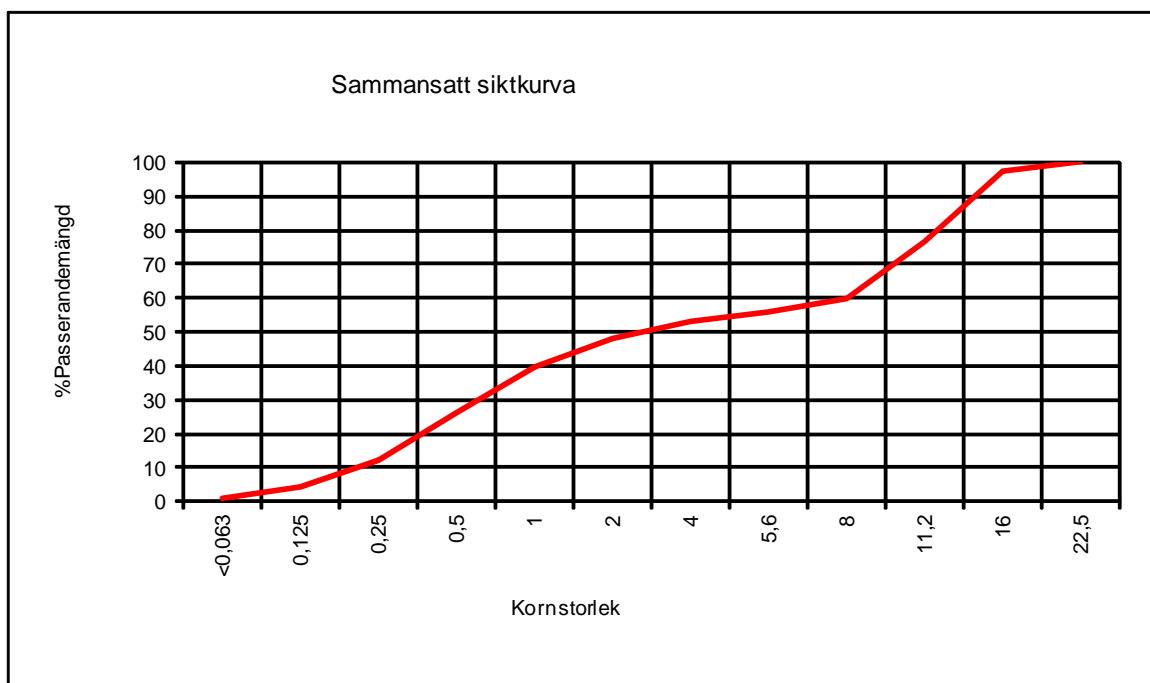
Betongrecept : Slitmursbetong 1

Ballast	Vikt [kg]
0-8 Grus	962
8-16 kross	651
Summa	1 613

0-8 Grus Andel %: 60		
Sikt med maskvidd mm	Passerar summa %	Passerar andel %
22,5	100	59,6
16	100	59,6
11,2	100	59,6
8	98	58,4
5,6	93	55,5
4	89	53,1
2	80	47,7
1	66	39,4
0,5	44	26,2
0,25	20	11,9
0,125	7	4,2
<0,063	1,7	1,0

8-16 kross Andel %: 40		
Sikt med maskvidd mm	Passerar summa %	Passerar andel %
22,5	100	40,4
16	93,4	37,7
11,2	42,2	17,0
8	3,5	1,4
5,6	0,6	0,2
4	0,6	0,2
2	0,6	0,2
1	0,3	0,1
0,5	0,1	0,0
0,25	0,1	0,0
0,125	0,1	0,0
<0,063	0,1	0,0

Sammanlagda värden	
Sikt med maskvidd mm	Sammanlagda värden alla sorter
22,5	100,0
16	97,3
11,2	76,7
8	59,9
5,6	55,7
4	53,3
2	48,0
1	39,5
0,5	26,3
0,25	12,0
0,125	4,2
<0,063	1,1



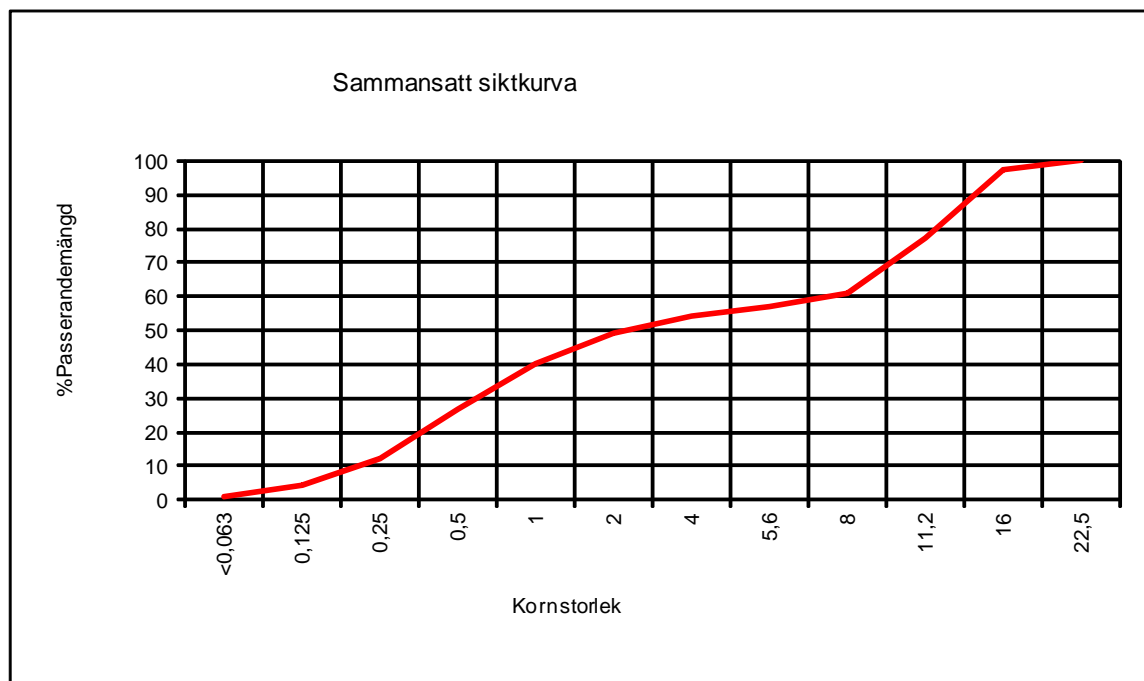
Betongrecept : Slitmursbetong 2

Ballast	Vikt [kg]
0-8 Grus	926
8-16 kross	592
Summa	1 518

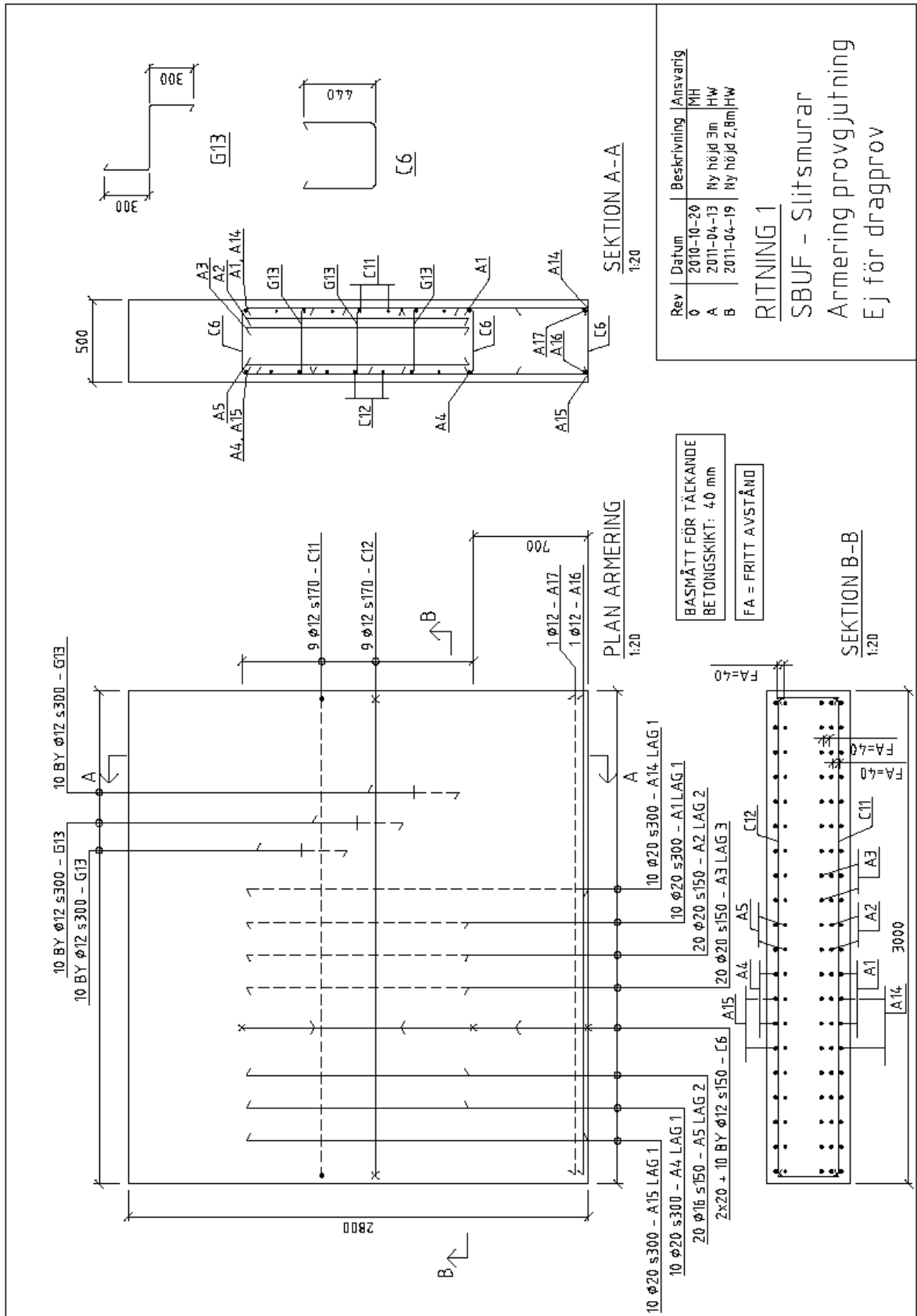
0-8 Grus			Andel %:	61
Sikt med maskvidd mm	Passerar summa %	Passerar andel %		
22,5	100	61,0		
16	100	61,0		
11,2	100	61,0		
8	98	59,8		
5,6	93	56,7		
4	89	54,3		
2	80	48,8		
1	66	40,3		
0,5	44	26,8		
0,25	20	12,2		
0,125	7	4,3		
<0,063	1,7	1,0		

8-16 kross			Andel %:	39
Sikt med maskvidd mm	Passerar summa %	Passerar andel %		
22,5	100	39,0		
16	93,4	36,4		
11,2	42,2	16,5		
8	3,5	1,4		
5,6	0,6	0,2		
4	0,6	0,2		
2	0,6	0,2		
1	0,3	0,1		
0,5	0,1	0,0		
0,25	0,1	0,0		
0,125	0,1	0,0		
<0,063	0,1	0,0		

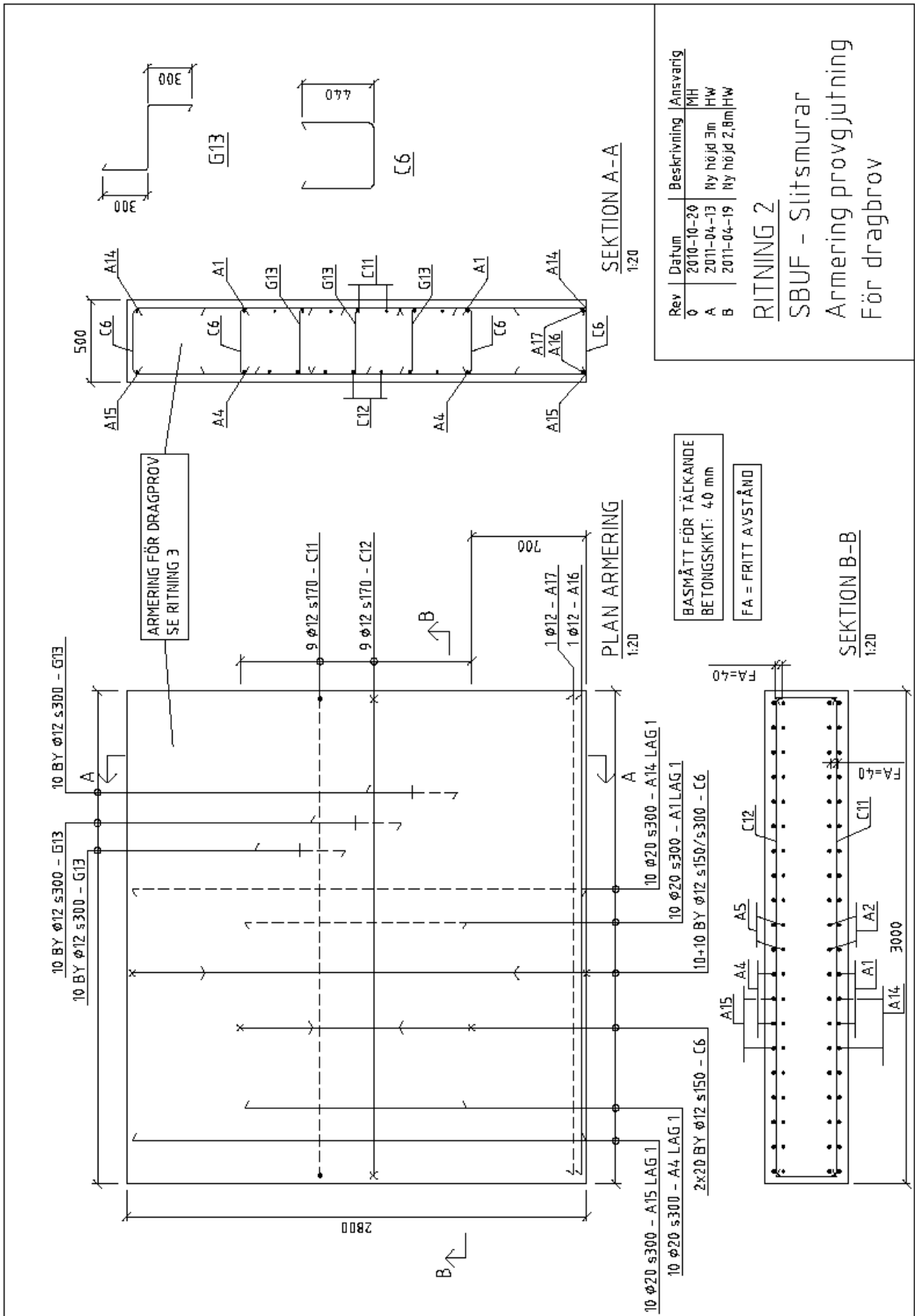
Sammanlagda värden	
Sikt med maskvidd mm	Sammanlagda värden alla sorter
22,5	100,0
16	97,4
11,2	77,5
8	61,1
5,6	57,0
4	54,5
2	49,0
1	40,4
0,5	26,9
0,25	12,2
0,125	4,3
<0,063	1,1



Bilaga B: Armeringsritning - Vegg S1



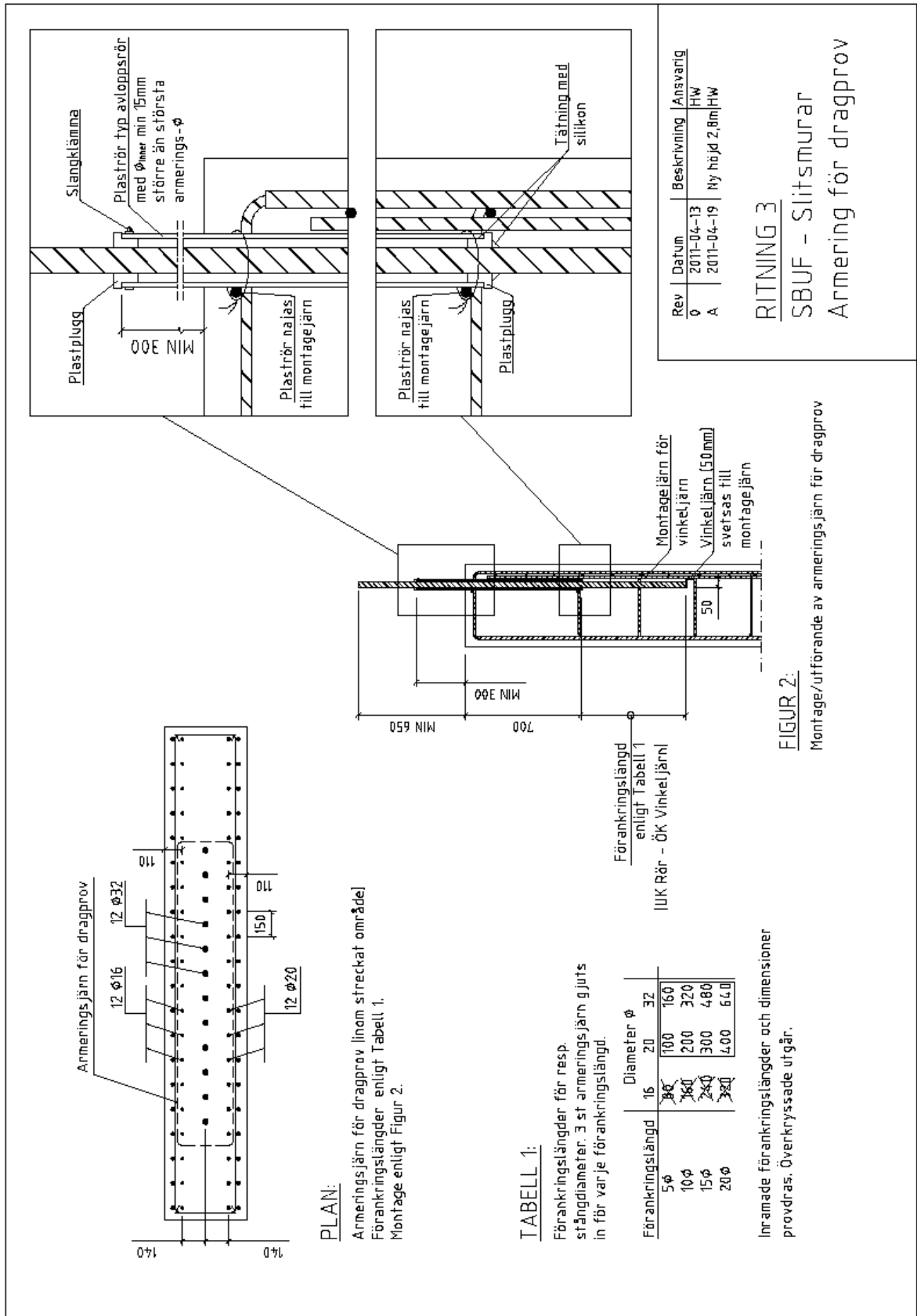
Bilaga C: Armeringsritning - Vegg S2 och R1



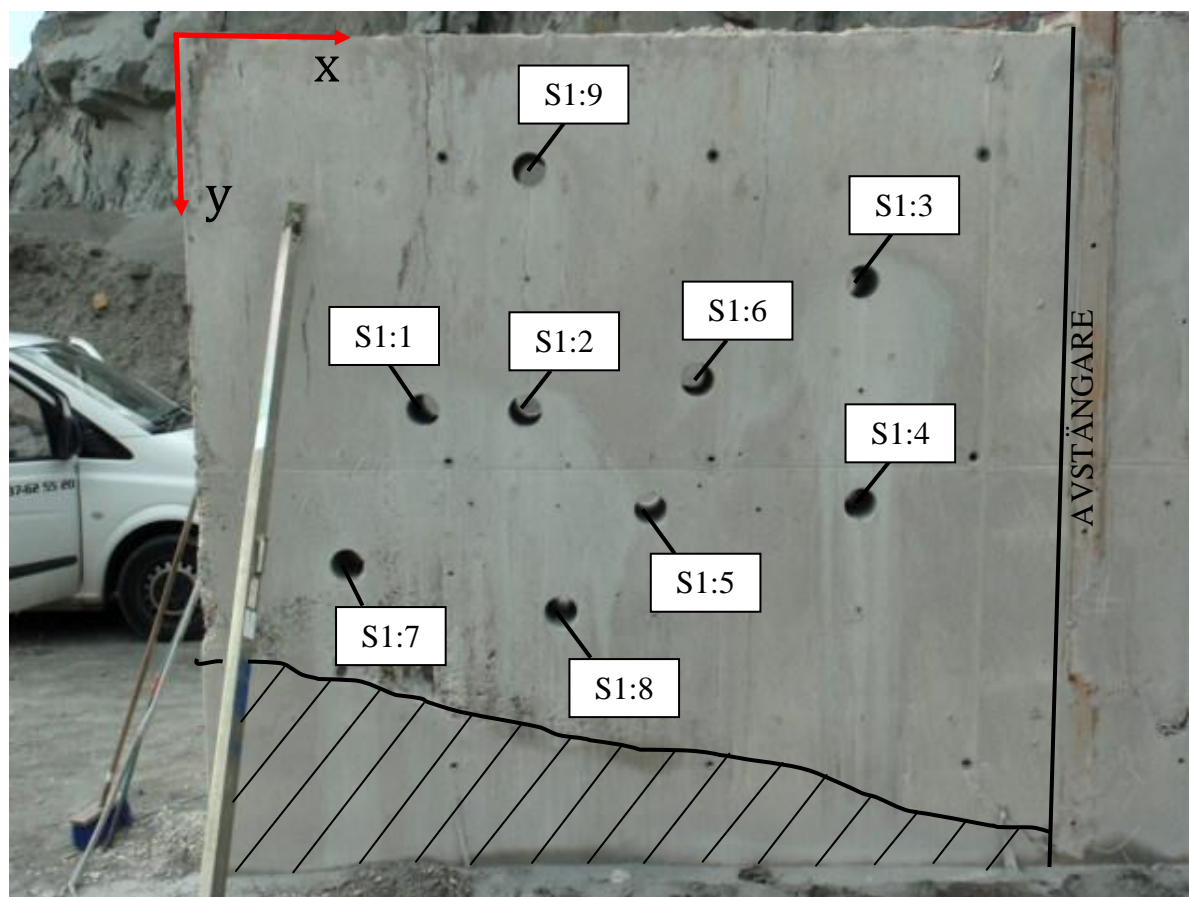
Rev	Datum	Beskrivning	Ansvarig
0	2010-10-20		MH
A	2011-04-13	Ny höjd 3m	HW
B	2011-04-19	Ny höjd 2,8m HW	HW

RITNING 2
SBUF - Slitsmurar
Armering provgjutning
För dragprov

Bilaga D: Armering för dragprov



Bilaga E: Fotodokumentation av utborrade cylindrar i vägg S1



Denna bilaga redovisar foton på samtliga utborrade cylindrar i vägg S1 och dess läge i väggen utifrån origo i bilden ovan samt en bedömning av cylindrarnas utseende vid okulärbesiktningen av respektive cylinder.

Cylinder S1:1



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S1:1	81	118	Små håligheter kring armeringsjärn i det yttre lagret mot ena formsidan p.g.a. bentonitansamling. Bra omslutning kring de inre armeringslagren. Relativt mycket småporer i betongen.

Cylinder S1:2



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S1:2	112	118	Små håligheter kring armeringsjärn i det yttre lagret mot båda formsidorna p.g.a. bentonitbeläggning. Relativt mycket småporer i betongen.

Cylinder S1:3



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S1:3	230	81	Små håligheter kring armeringsjärn i det yttre lagret mot båda formsidorna p.g.a. bentonitansamling. Bra omslutning kring de inre armeringslagren. Relativt mycket småporer i betongen.

Cylinder S1:4



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S1:4	230	167	Bra omslutning kring armeringsjärn i det yttre lagret mot ena formsidan. Bentonitansamling mot armeringsjärn i det yttre lagret mot andra formsidan. Betongens täckskikt delvis söndersmulat vid håltagning. Bra omslutning kring de inre armeringslagren. Relativt mycket småporer i betongen.

Cylinder S1:5



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S1:5	156	159	Mestadels mycket bra omslutning av armeringsjärn. Endast små hål kring ett armeringsjärn i det yttre lagret mot ena formsidan. Relativt få småporer i betongen.

Cylinder S1:6



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S1:6	172	116	Bra omslutning kring armeringsjärn mot ena formsidan. Betongen på den andra sidan trasades sönder vid håltagningen p.g.a. bentonitresten i betongen. Mängden småporer i betongen ligger på en medelnivå för väggen.

Cylinder S1:7



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S1:7	51	172	Bra omslutning kring armeringsjärn mot ena formsidan. Bentonitansamling vid armeringsjärn på andra formsidan. Bra omslutning kring de inre armeringslagren. Betongen närmast båda formsidorna trasades sönder vid håltagningen p.g.a. bentonitansamling mot formytan. Relativt mycket småporer i betongen.

Cylinder S1:8



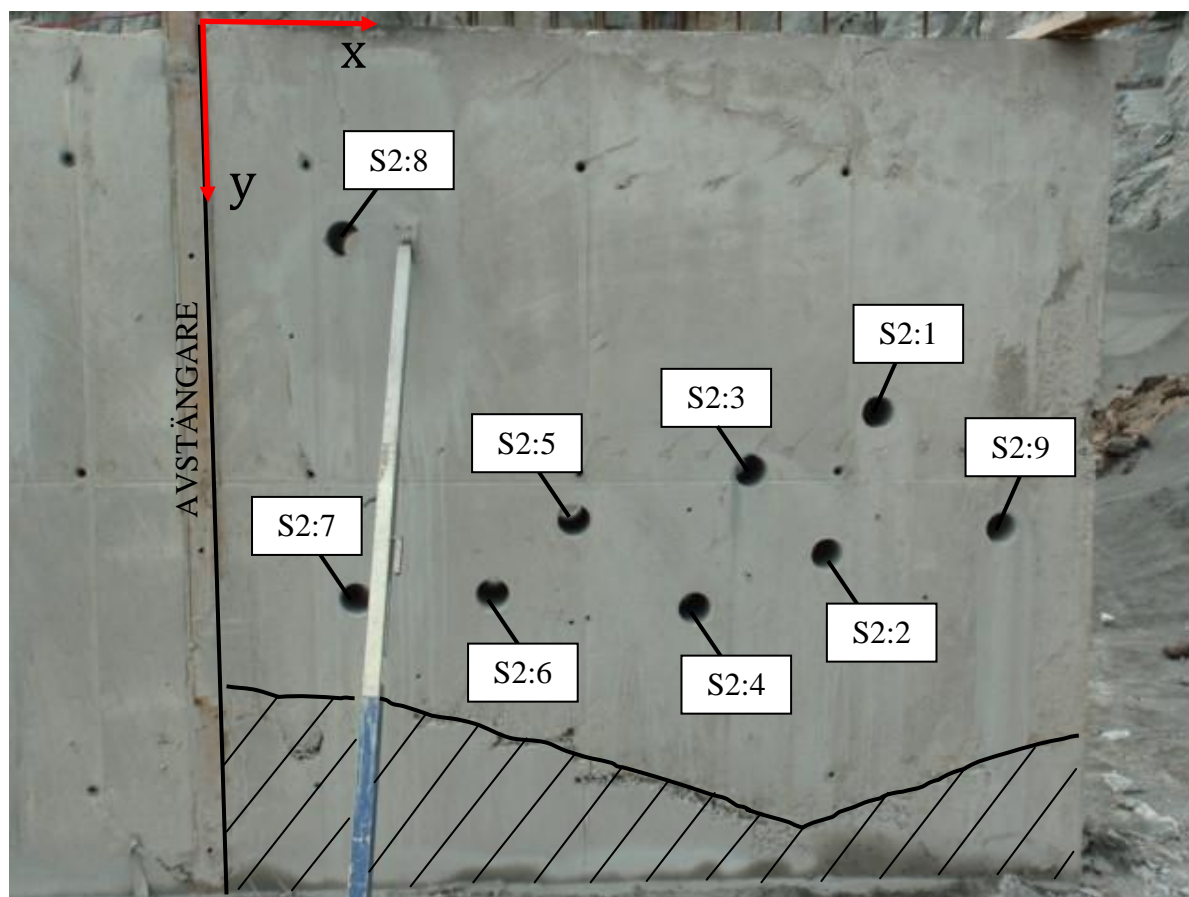
Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S1:8	124	188	Bra omslutning kring armeringsjärn utom kring armeringsjärn i det yttersta lagret mot ena formsida p.g.a. bentonitansamling. En del av cylindern lossnade vid håltagning av samma orsak. Relativt få småporer i betongen.

Cylinder S1:9



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S1:9	116	43	Mycket bra omslutning av armeringsjärn (endast ett järn i cylindern). Relativt mycket småporer i betongen.

Bilaga F: Fotodokumentation av utborrade cylindrar i vägg S2



Denna bilaga redovisar foton på samtliga utborrade cylindrar i vägg S2 och dess läge i väggen utifrån origo i bilden ovan samt en bedömning av cylindrarnas utseende vid okulärbesiktningen av respektive cylinder.

Cylinder S2:1



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S2:1	221	127	Små håligheter kring armeringsjärn i det yttre lagret mot ena formsidan p.g.a. bentonitansamling. Bentonitskikt i betongen mellan formen och det yttre armeringslagret på samma sida. Bra omslutning kring de inre armeringslagren. Mycket få småporer i betongen.

Cylinder S2:2



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S2:2	203	175	Små håligheter kring armeringsjärn i det yttre lagret mot ena formsidan p.g.a. bentonitansamling. Mycket få småporer i betongen.

Cylinder S2:3



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S2:3	176	148	Små håligheter kring armeringsjärn i det yttre lagret mot båda formsidorna p.g.a. bentonitansamling. Mycket få småporer i betongen.

Cylinder S2:4



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S2:4	156	195	Små håligheter kring armeringsjärn i det yttre lagret mot båda formsidorna p.g.a. bentonitansamling. Mycket få småporer i betongen.

Cylinder S2:5



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S2:5	115	163	Mycket bra omslutning av armeringsjärn. Mycket få småporer i betongen.

Cylinder S2:6



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S2:6	87	186	Mycket bra omslutning av armeringsjärn utom kring ett armeringsjärn i det yttersta lagret mot ena formsida p.g.a. bentonitansamling. Mycket få småporer i betongen.

Cylinder S2:7



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S2:7	42	69	Mycket bra omslutning av armeringsjärn. Betongen föll sönder i ytskiktet mot ena formsidan vid håltagningen vilket troligtvis beror på bentonitansamling mot formytan. Mycket få småporer i betongen.

Cylinder S2:8



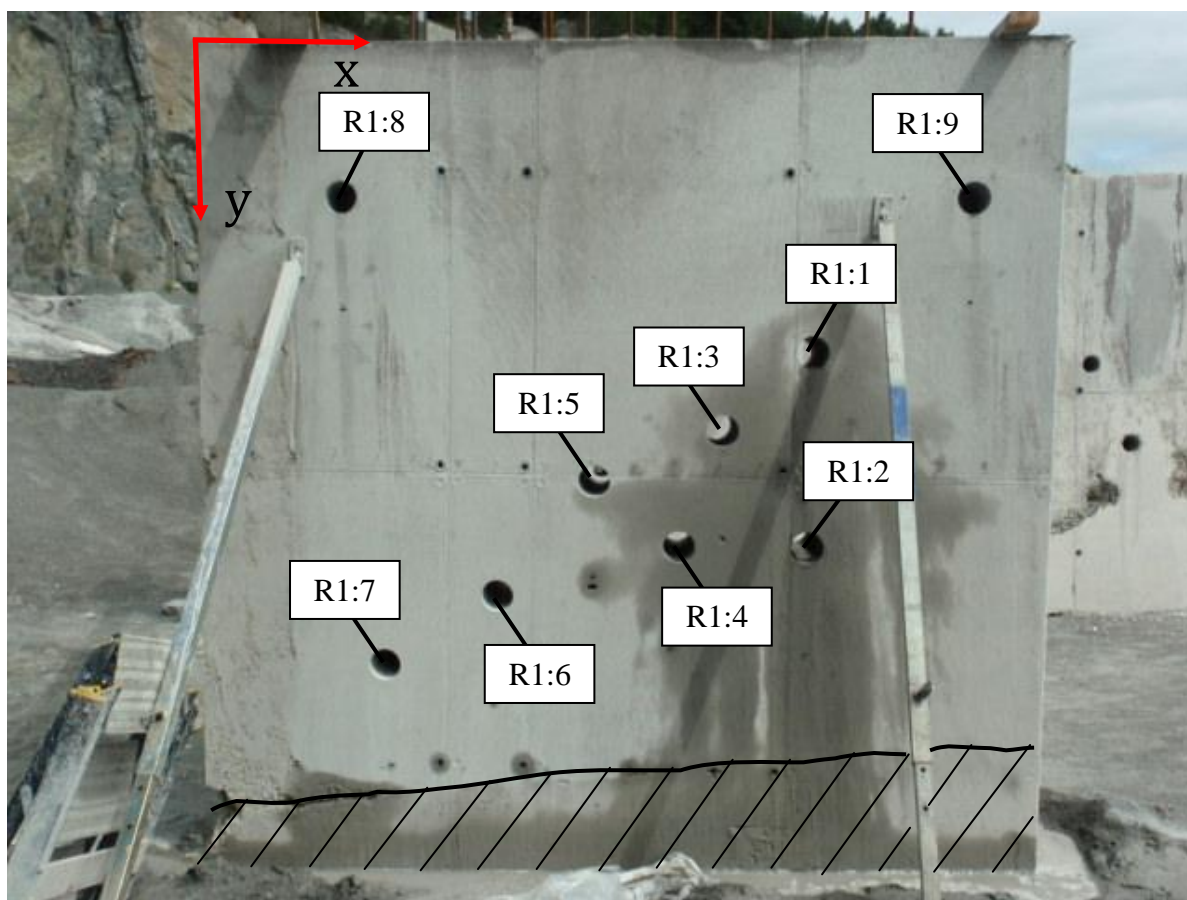
Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S2:8	43	189	Mycket bra omslutning av armeringsjärn. Mycket få småporer i betongen.

Cylinder S2:9



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
S2:9	266	169	Mycket bra omslutning av armeringsjärn. Bentonitskikt i betongen mellan formen och det yttre armeringslagret på båda sidorna. Mycket få småporer i betongen.

Bilaga G: Fotodokumentation av utborrade cylindrar i vägg R1



Denna bilaga redovisar foton på samtliga utborrade cylindrar i vägg R1 och dess läge i väggen utifrån origo i bilden ovan samt en bedömning av cylindrarnas utseende vid okulärbesiktningen av respektive cylinder.

Cylinder R1:1



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
R1:1	217	118	Mycket bra omslutning av armeringsjärn. Mycket få småporer i betongen men något större porer än i väggar gjutna i bentonitslurry.

Cylinder R1:2



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
R1:2	217	176	Mycket bra omslutning av armeringsjärn. Mycket få småporer i betongen men något större porer än i väggar gjutna i bentonitslurry.

Cylinder R1:3



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
R1:3	188	135	Mycket bra omslutning av armeringsjärn. Mycket få småporer i betongen men något större porer än i väggar gjutna i bentonitslurry.

Cylinder R1:4



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
R1:4	172	174	Mycket bra omslutning av armeringsjärn. Mycket få småporer i betongen men något större porer än i väggar gjutna i bentonitslurry.

Cylinder R1:5



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
R1:5	141	153	Mycket bra omslutning av armeringsjärn. Mycket få småporer i betongen men något större porer än i väggar gjutna i bentonitslurry.

Cylinder R1:6



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
R1:6	107	194	Mycket bra omslutning av armeringsjärn. Mycket få småporer i betongen men något större porer än i väggar gjutna i bentonitslurry.

Cylinder R1:7



Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
R1:7	65	220	Mycket bra omslutning av armeringsjärn. Mycket få småporer i betongen men något större porer än i väggar gjutna i bentonitslurry.

Cylinder R1:8



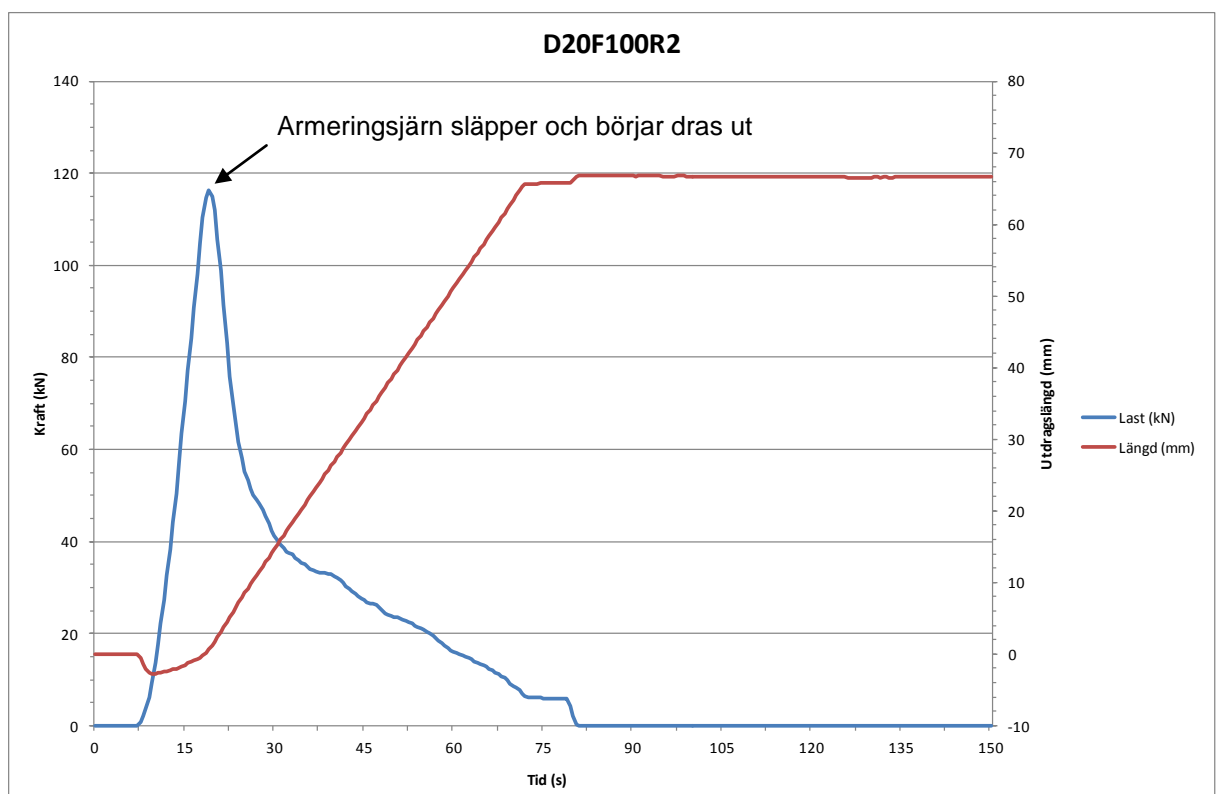
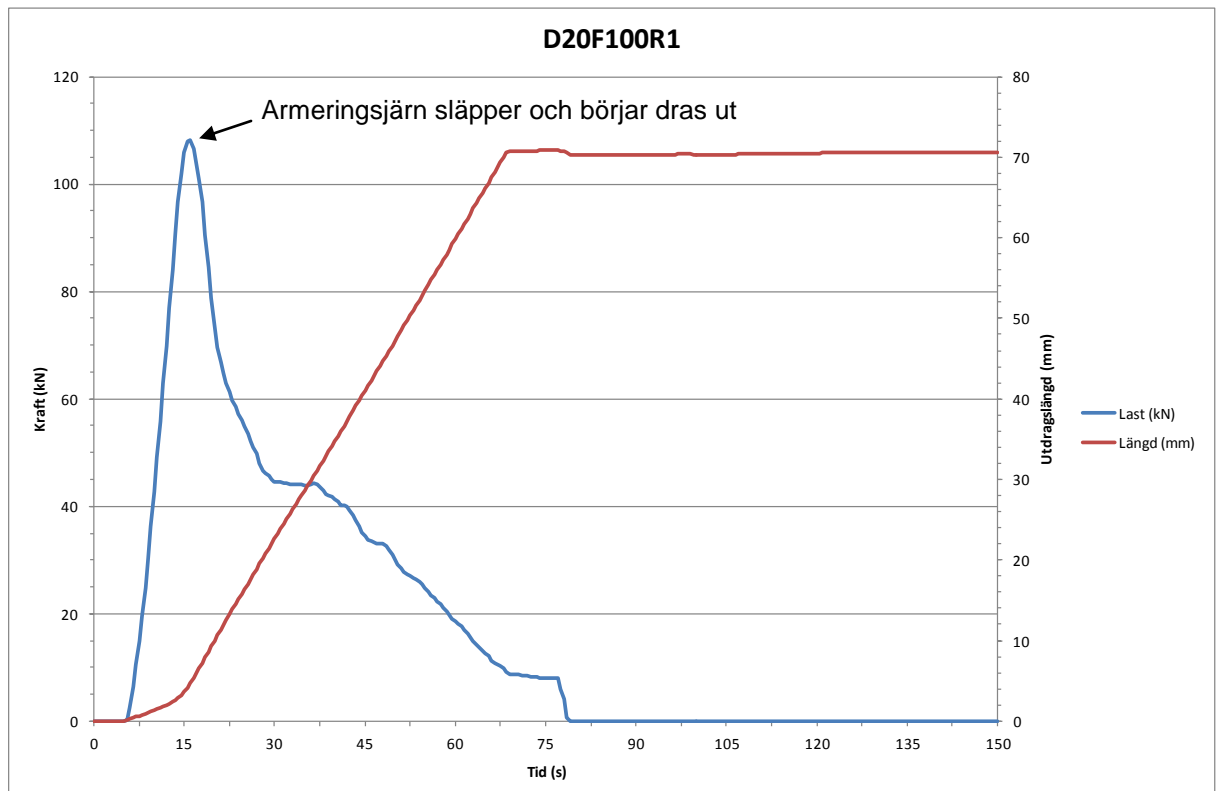
Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
R1:8	51	56	Mycket bra omslutning av armeringsjärn. Mycket få småporer i betongen men något större porer än i väggar gjutna i bentonitslurry.

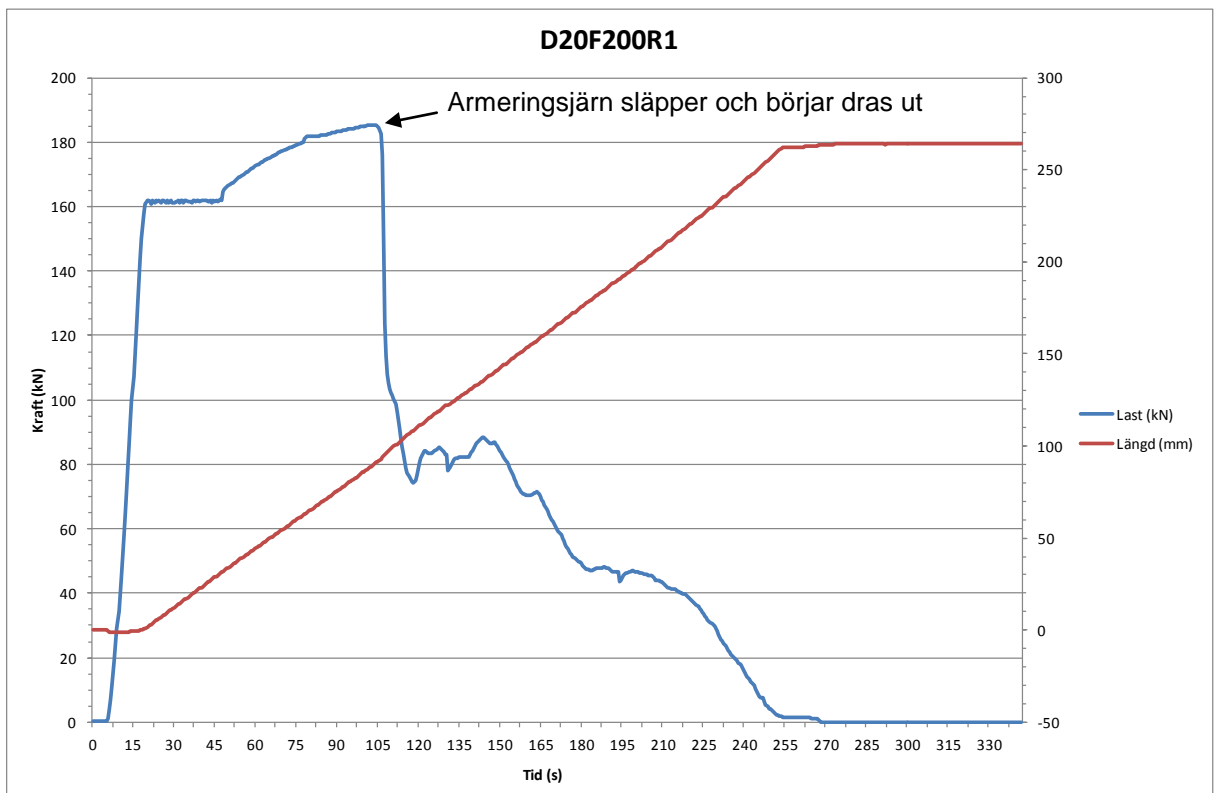
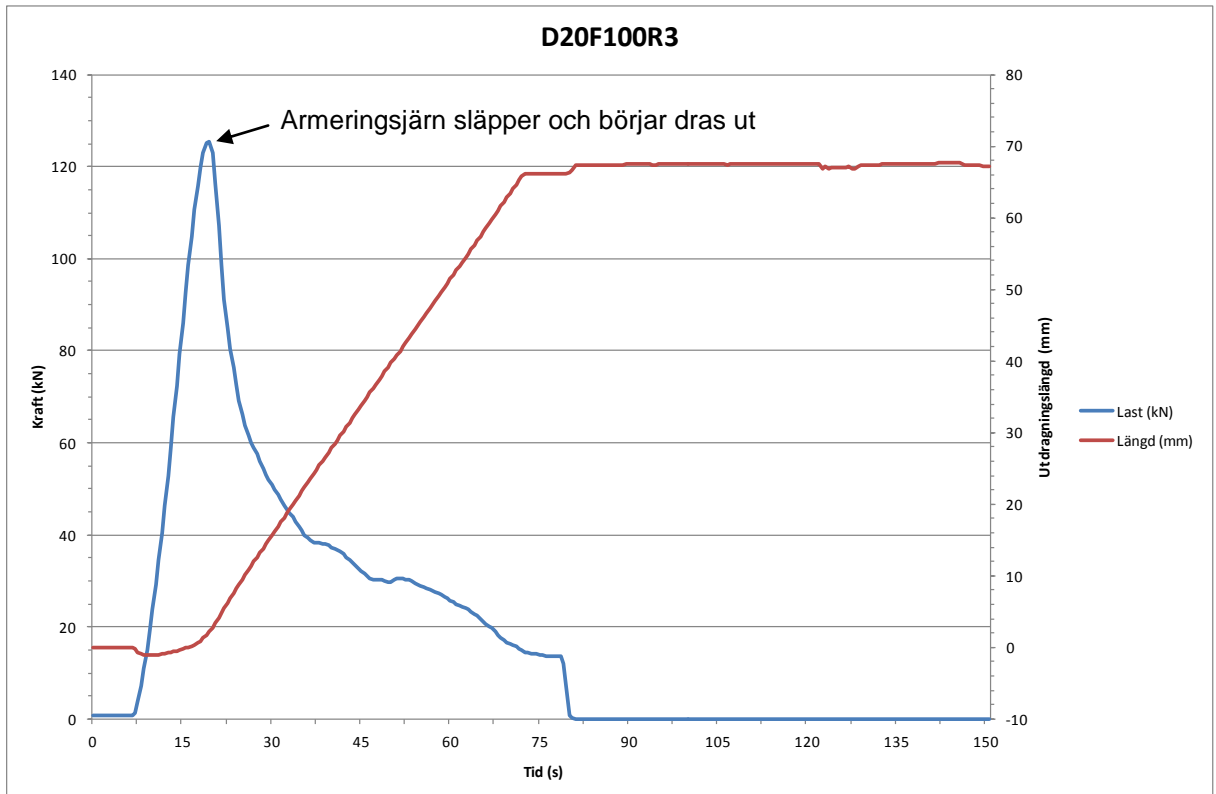
Cylinder R1:9

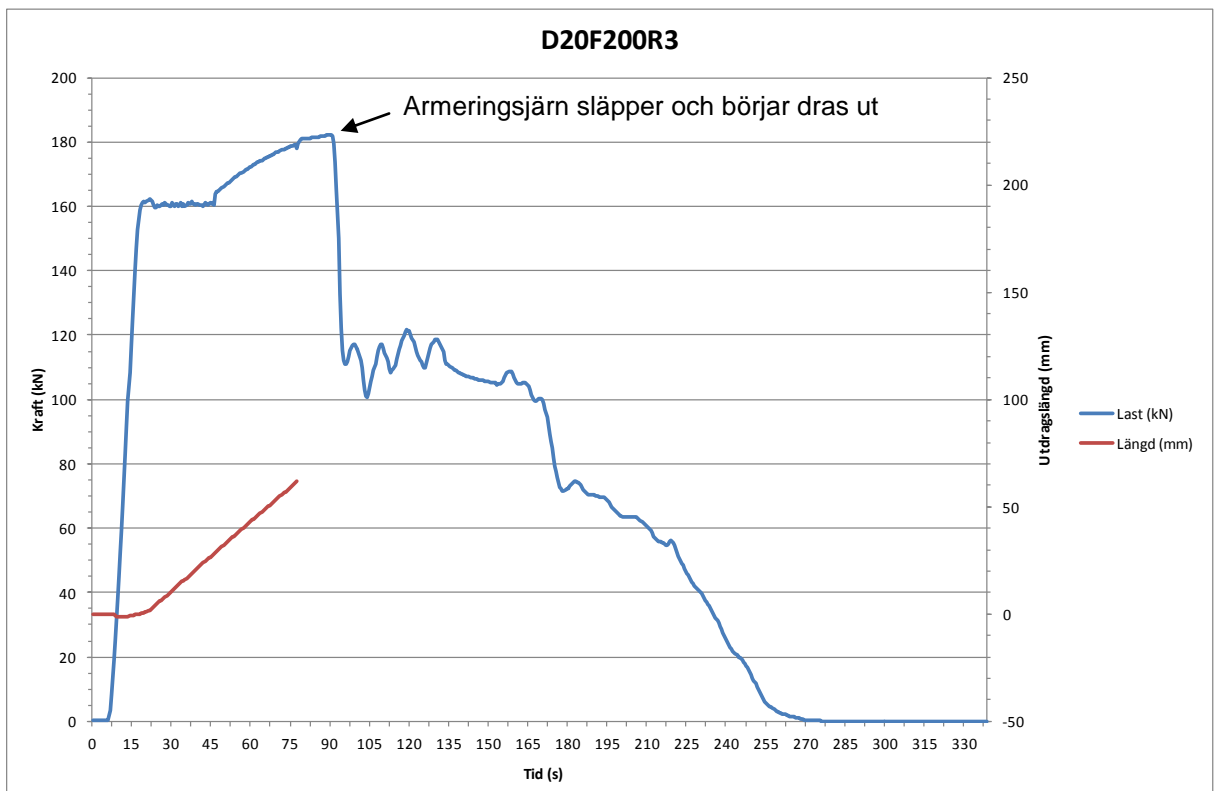
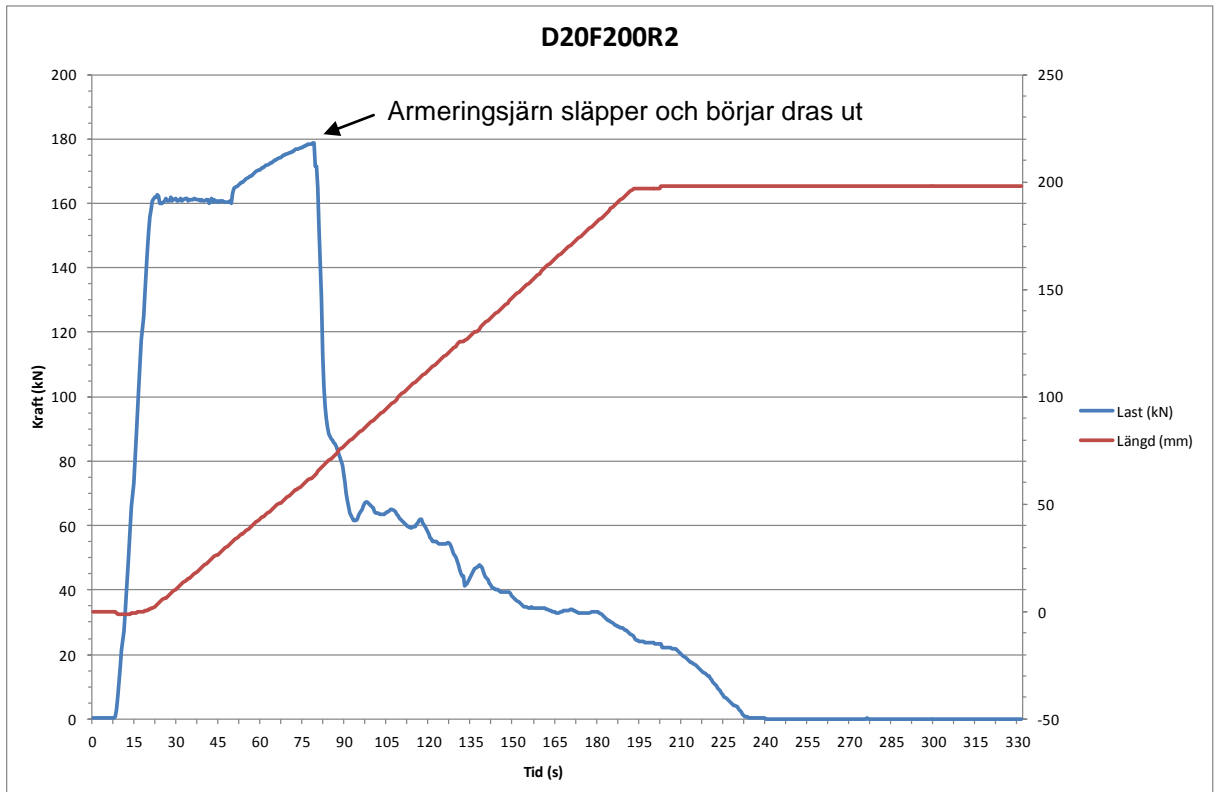


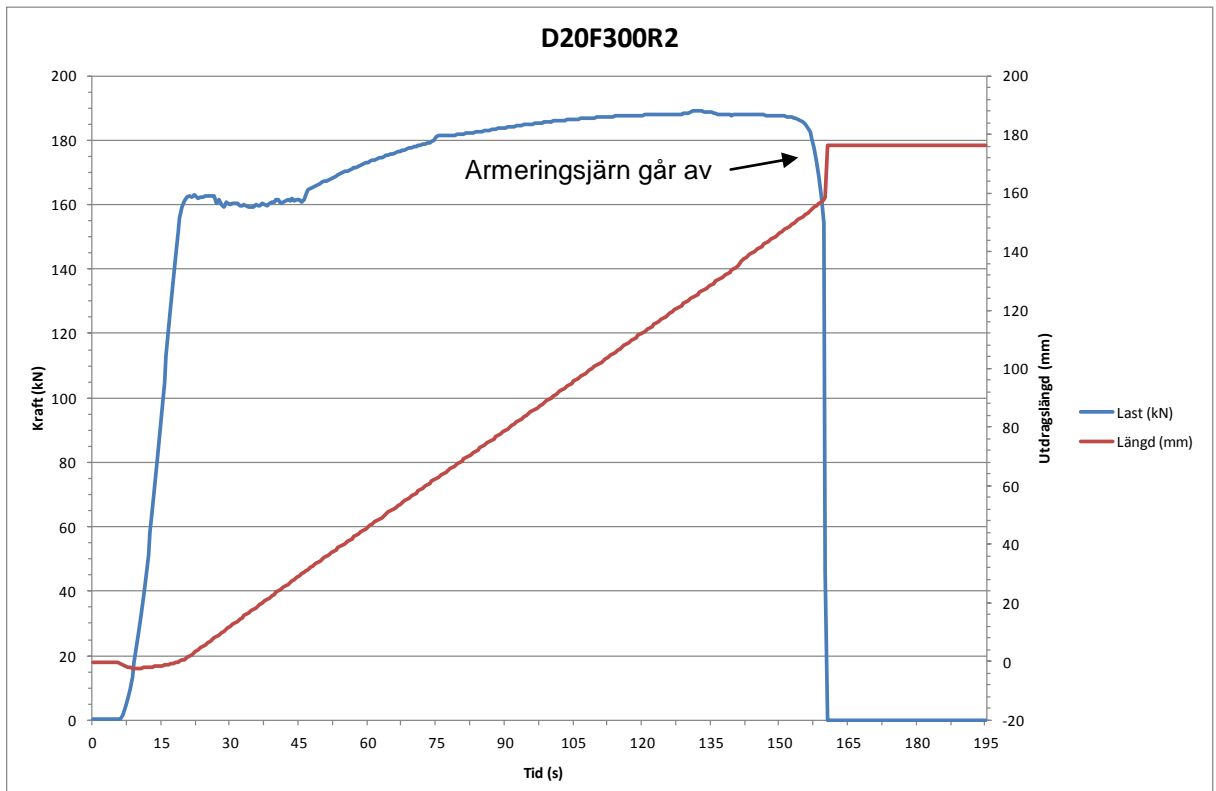
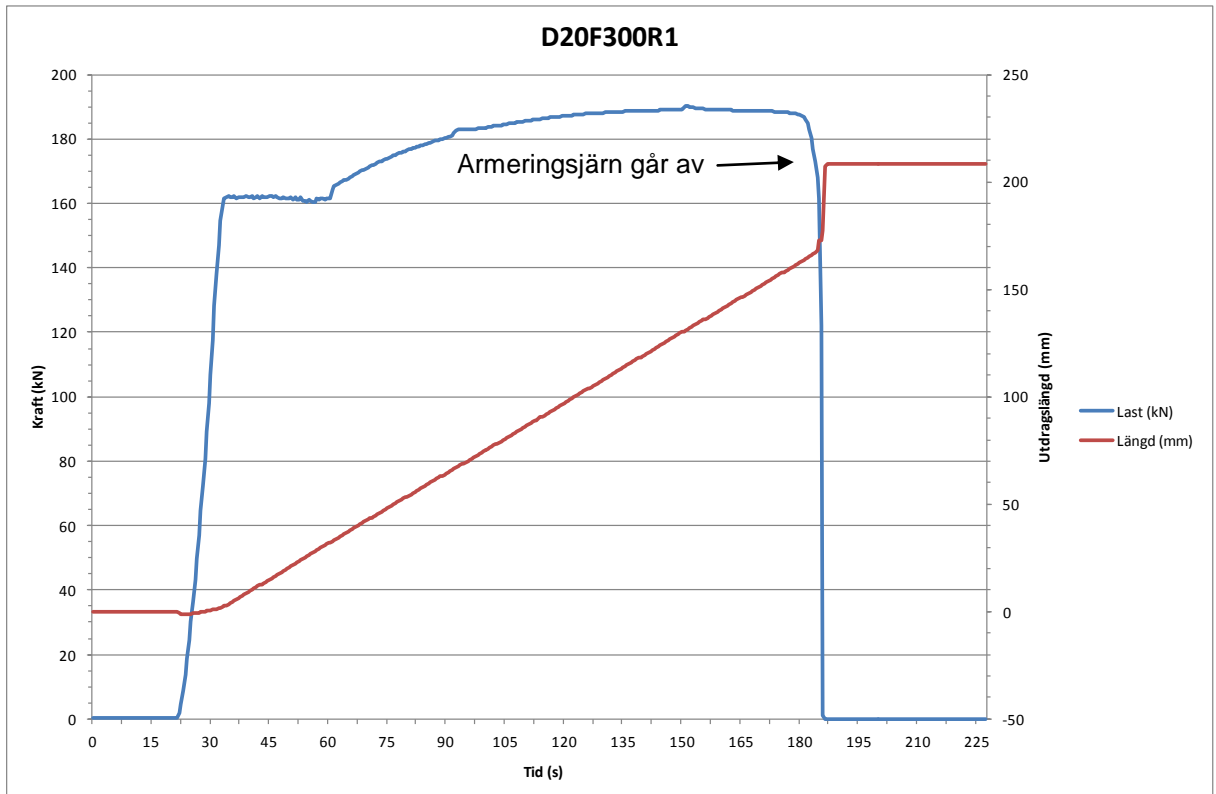
Märkning	Läge x-led (cm)	Läge y-led (cm)	Kommentar
R1:9	270	55	Mycket bra omslutning av armeringsjärn. Mycket få småporer i betongen men något större porer än i väggar gjutna i bentonitslurry.

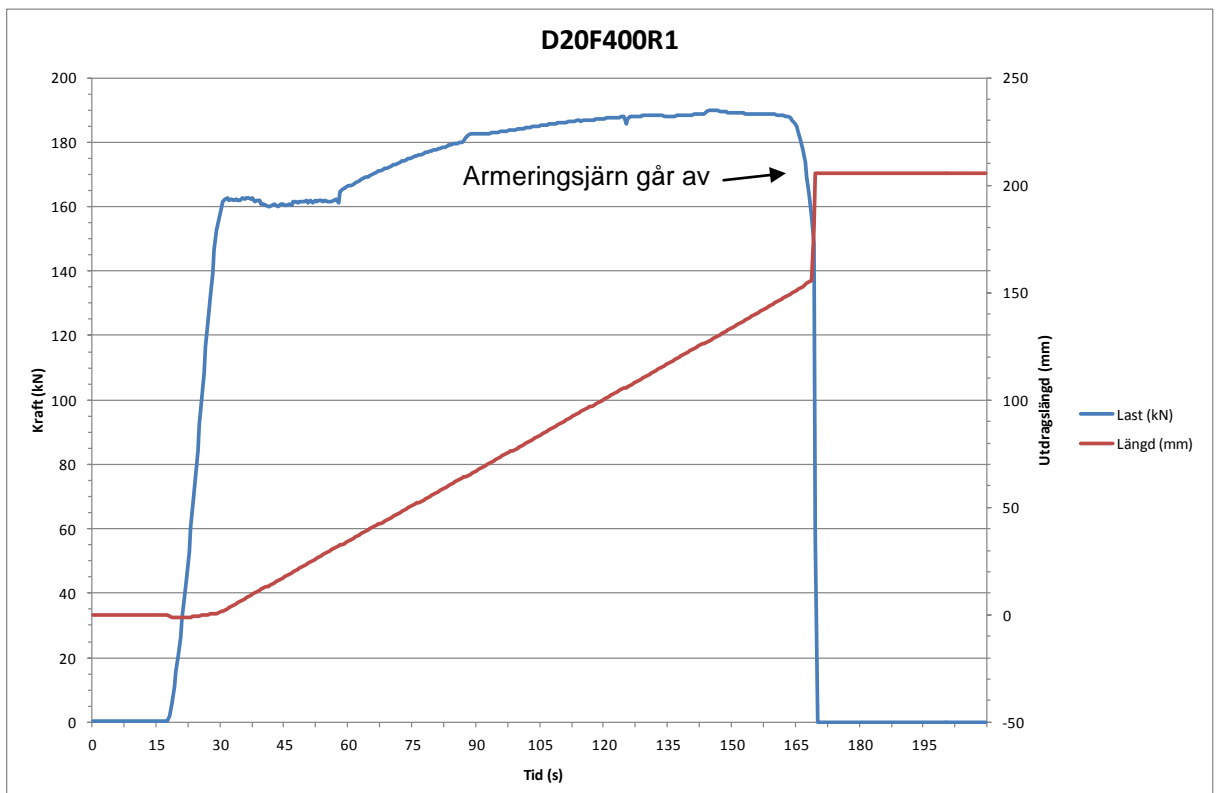
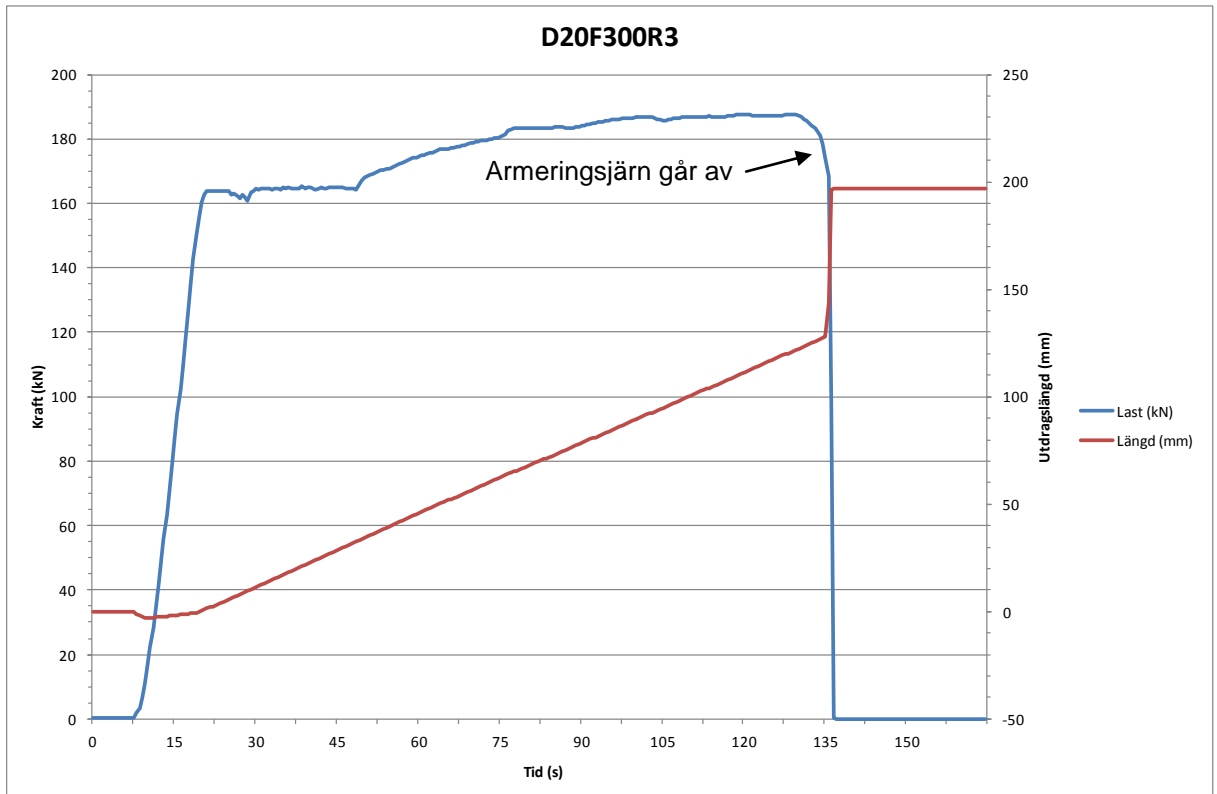
Bilaga H: Mätdata - Vidhäftningsförsök

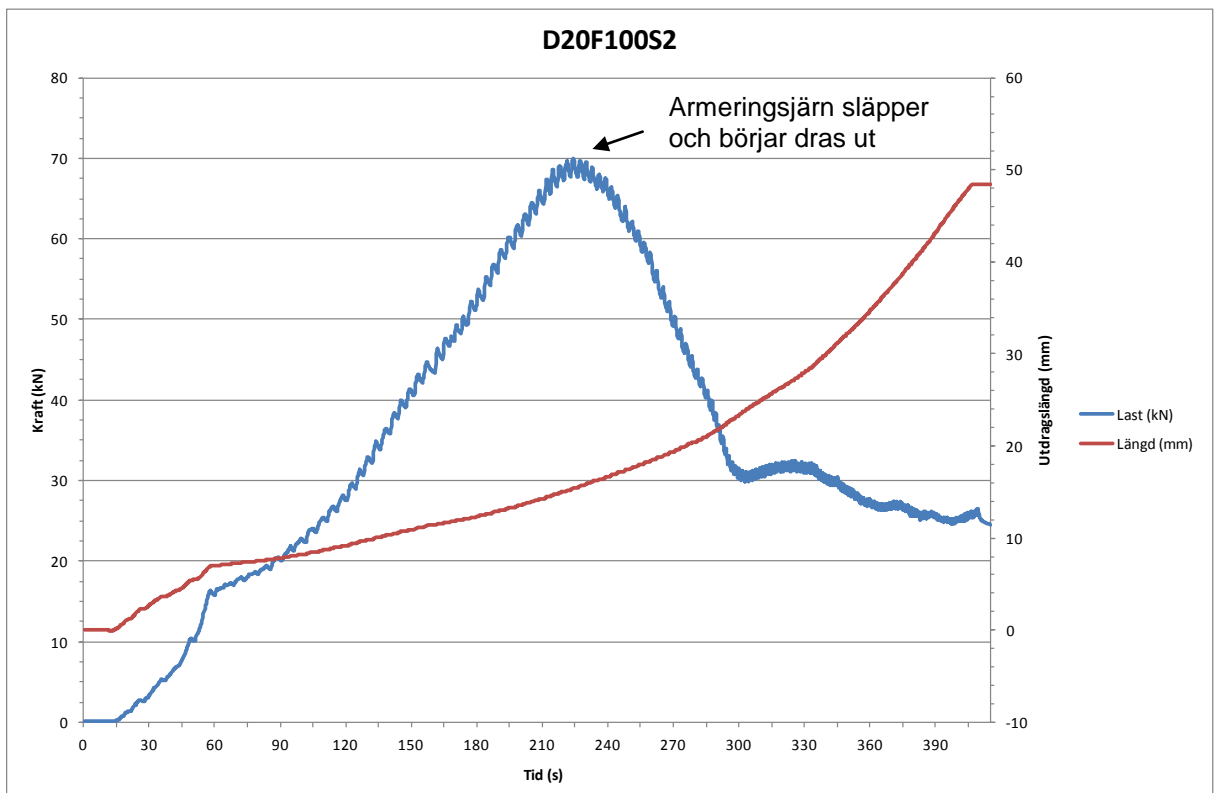
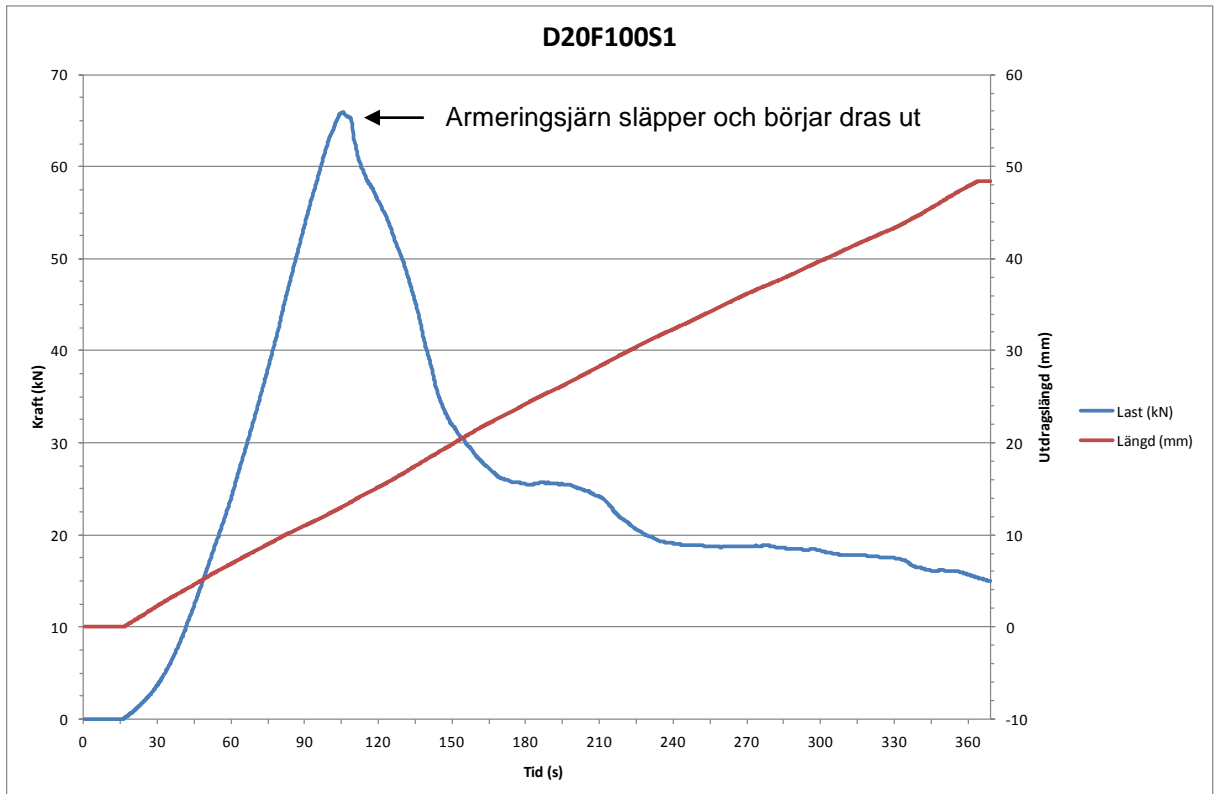


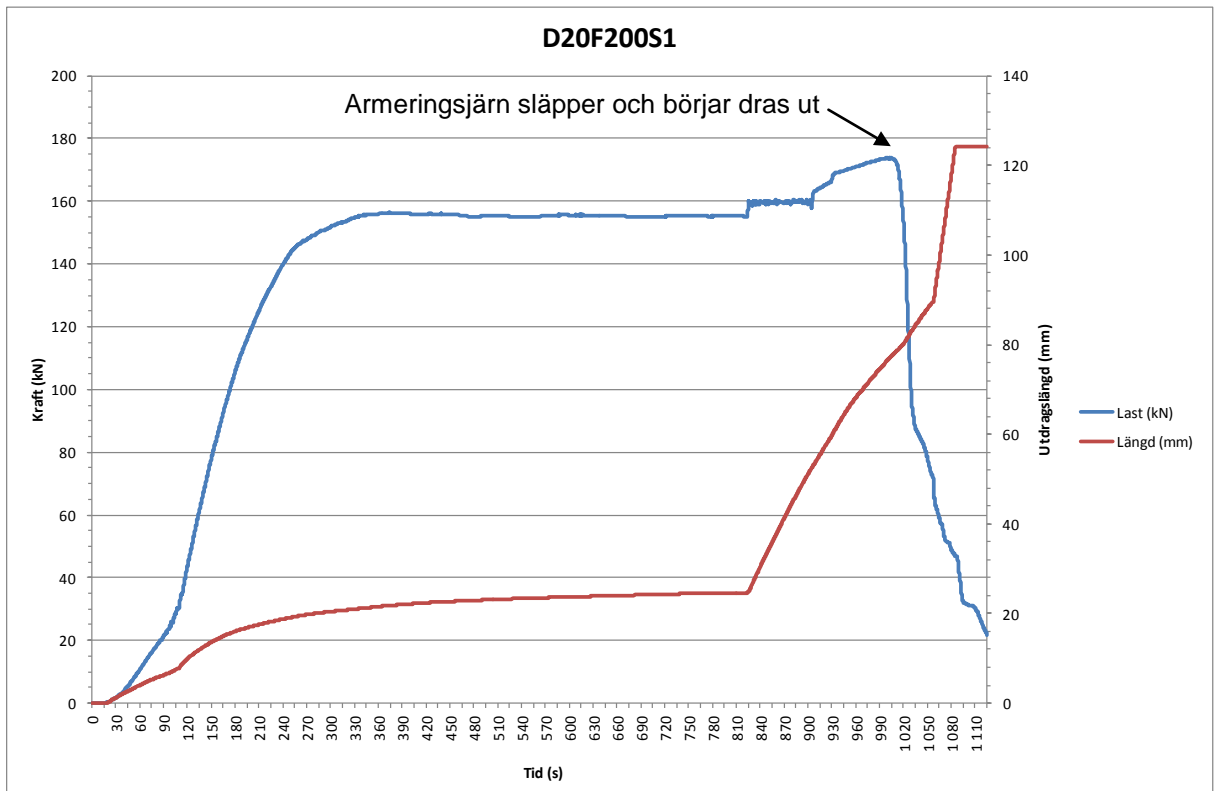
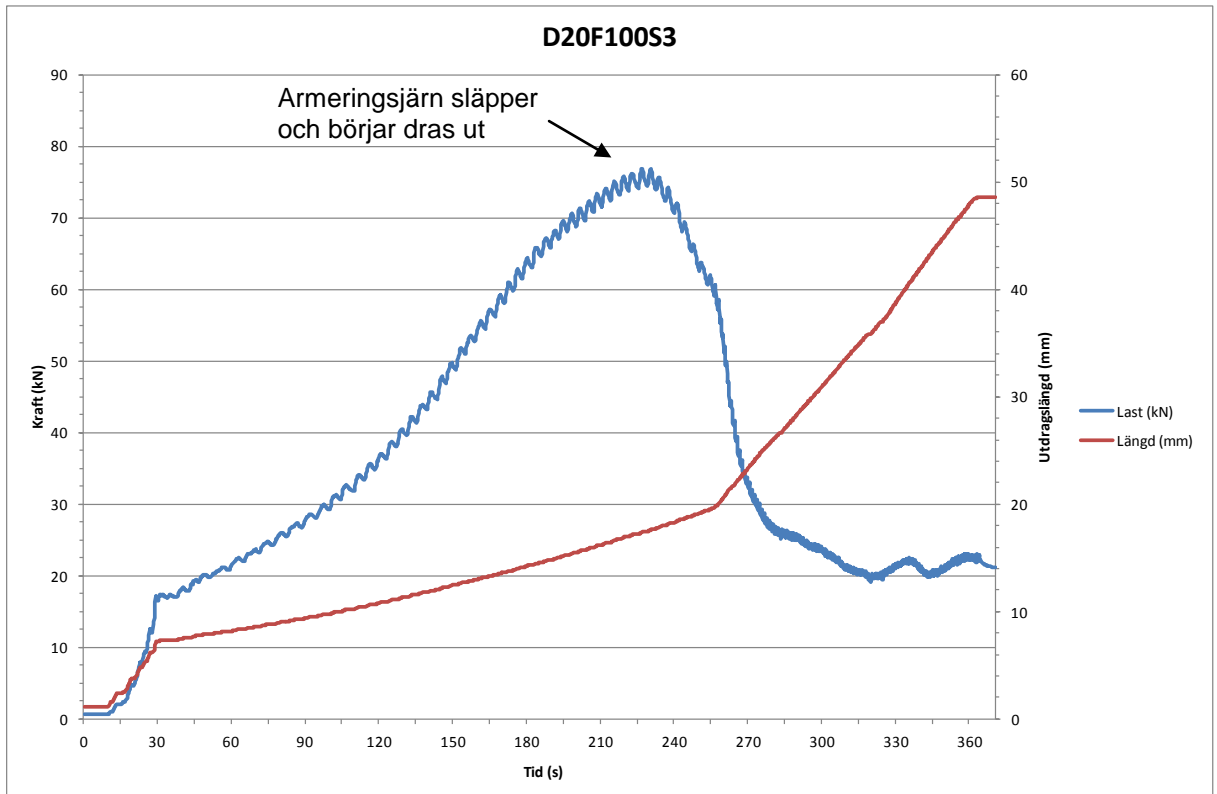


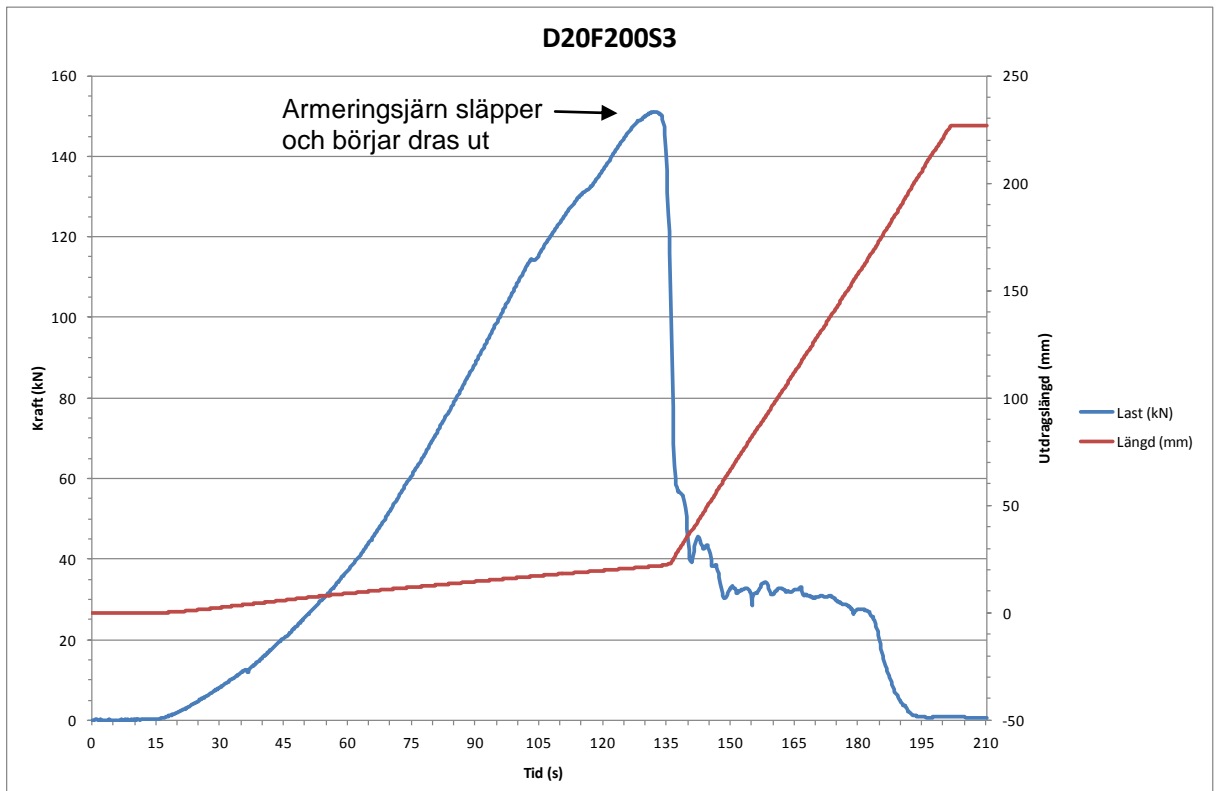
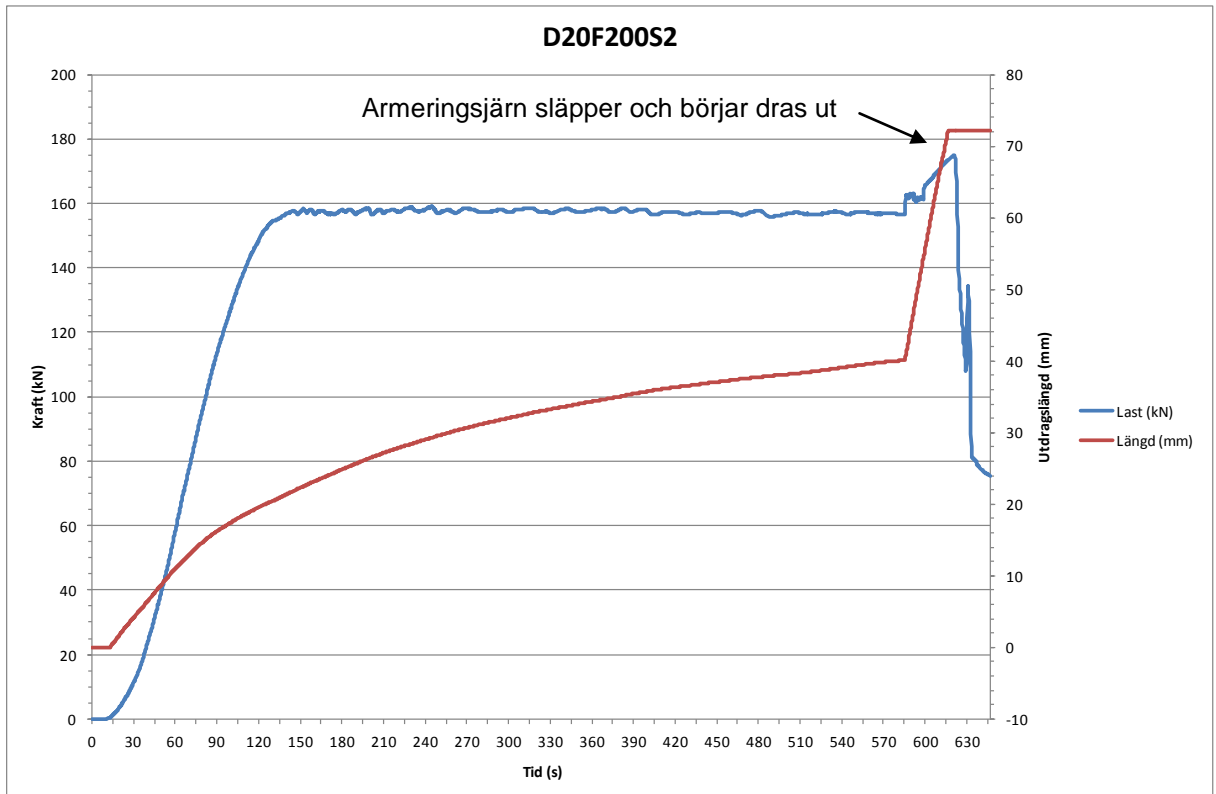


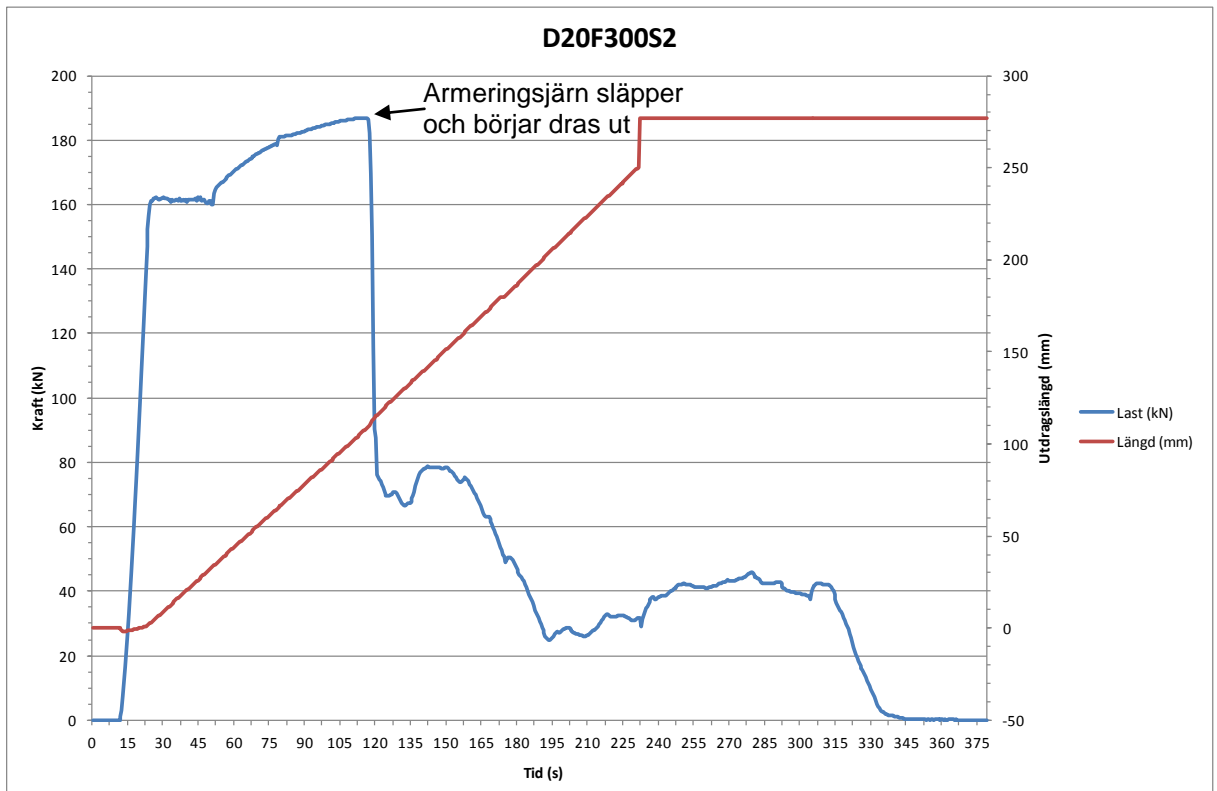
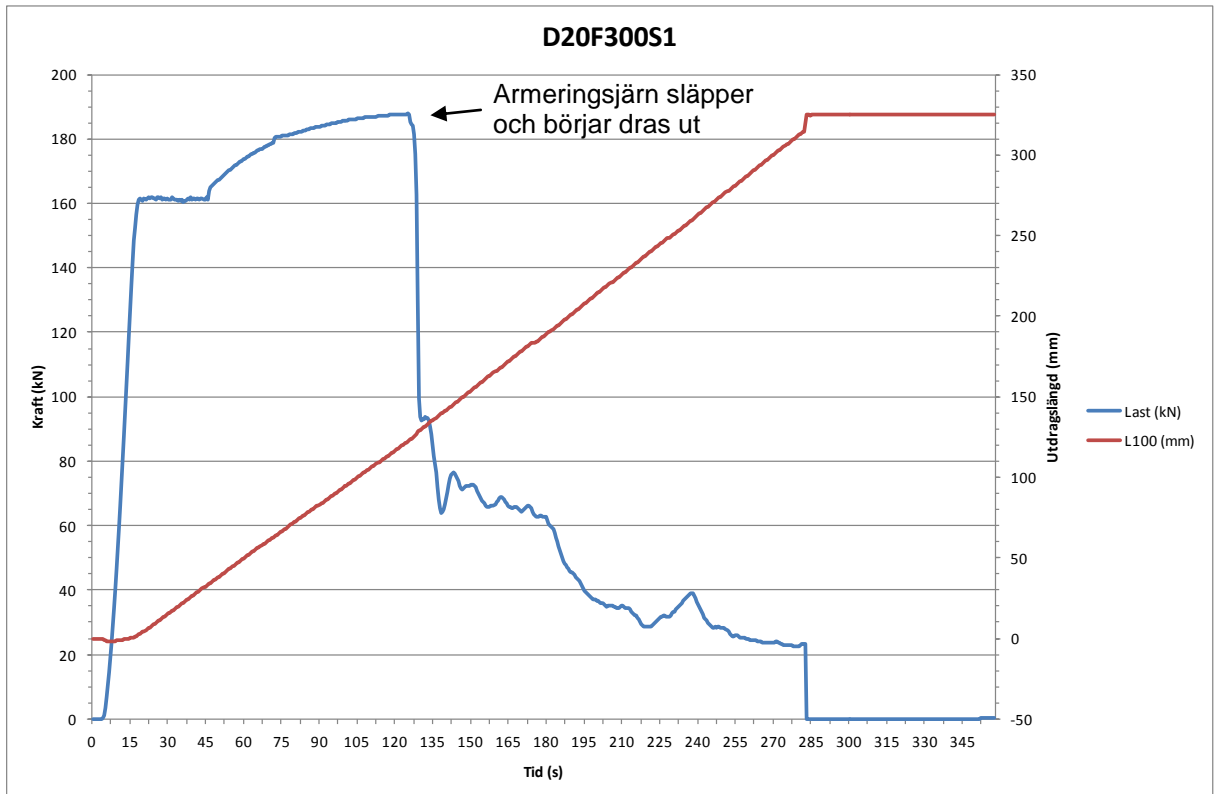


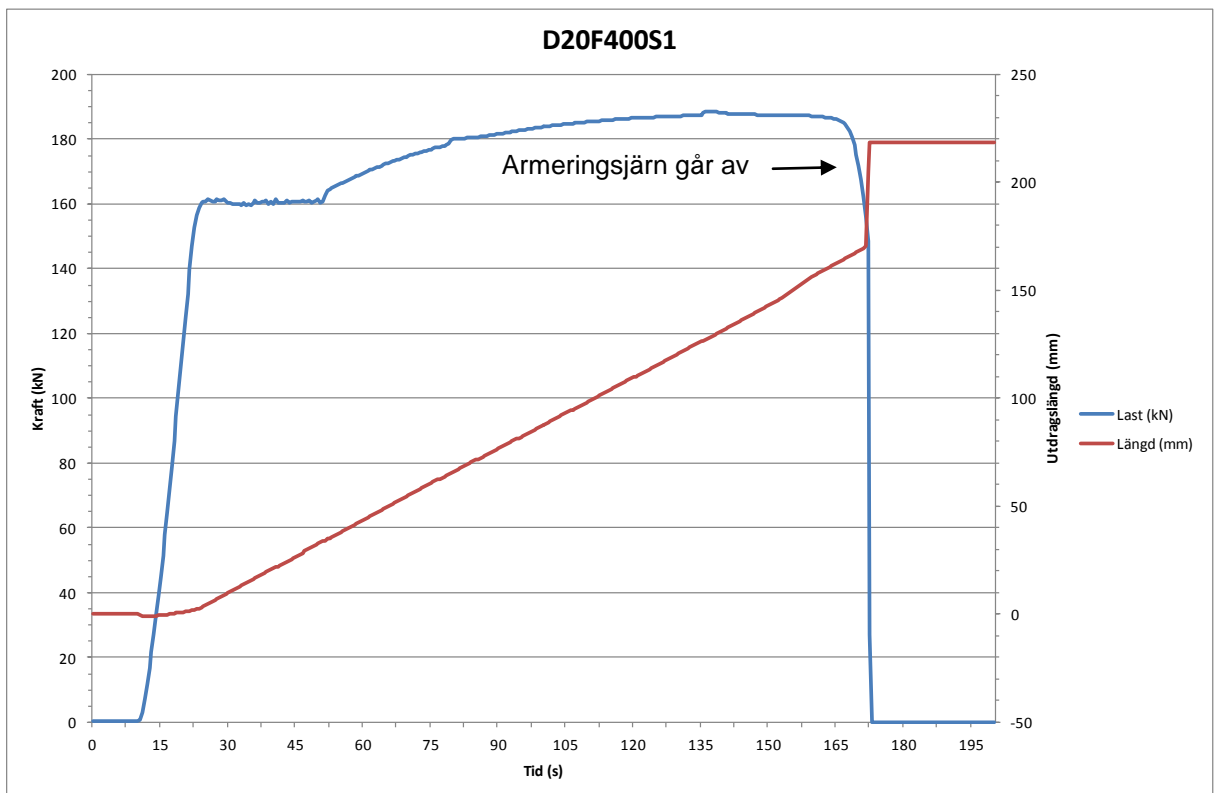
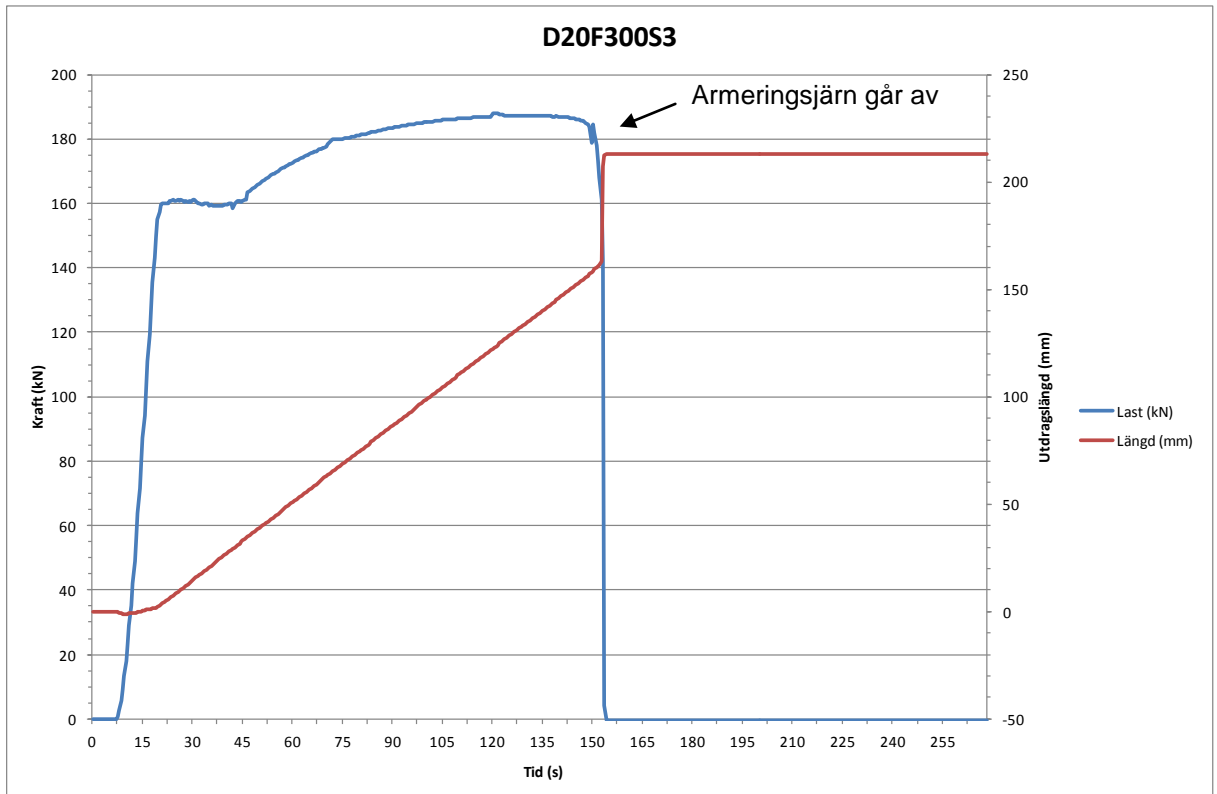


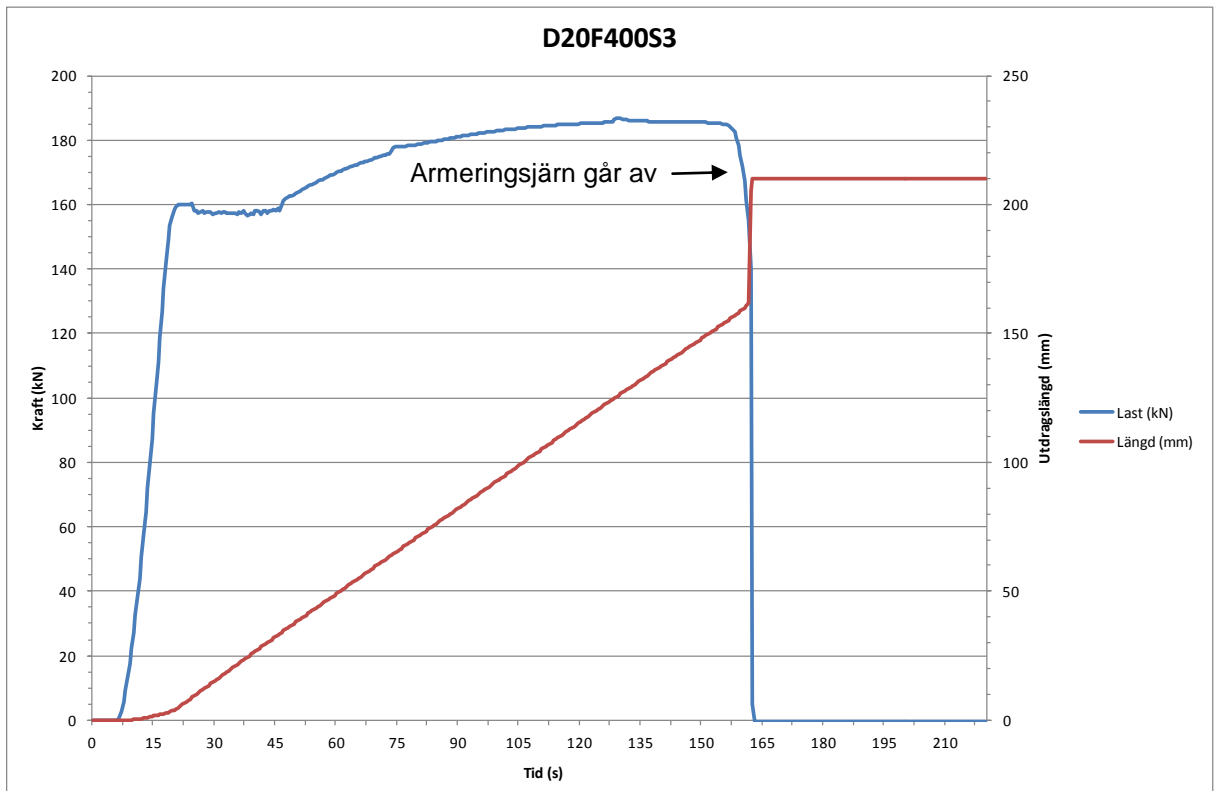
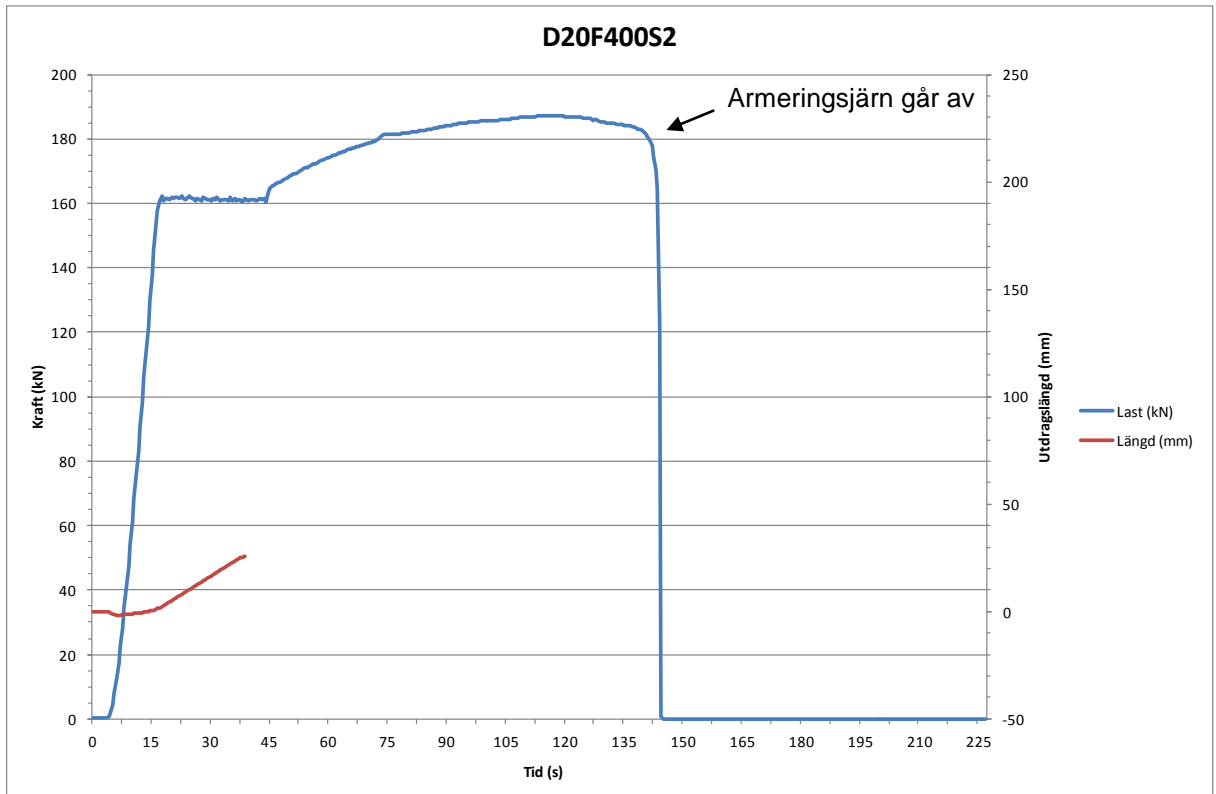


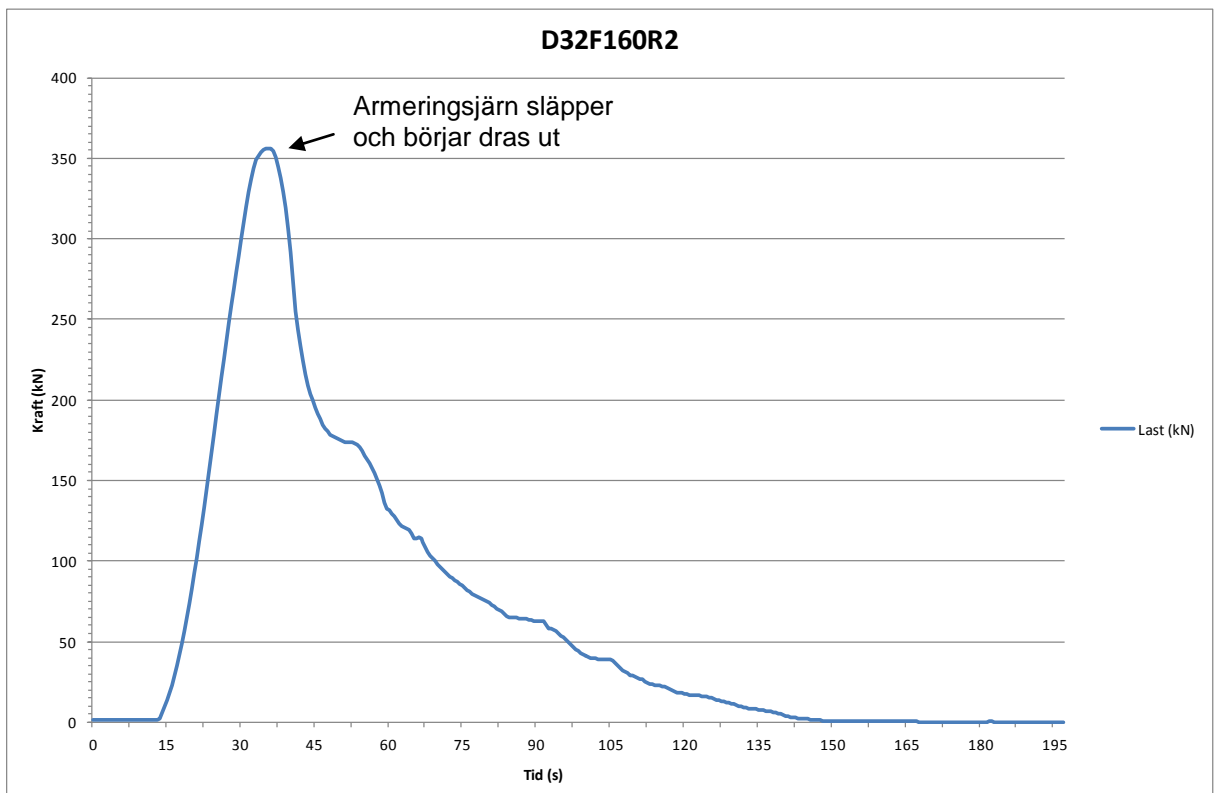
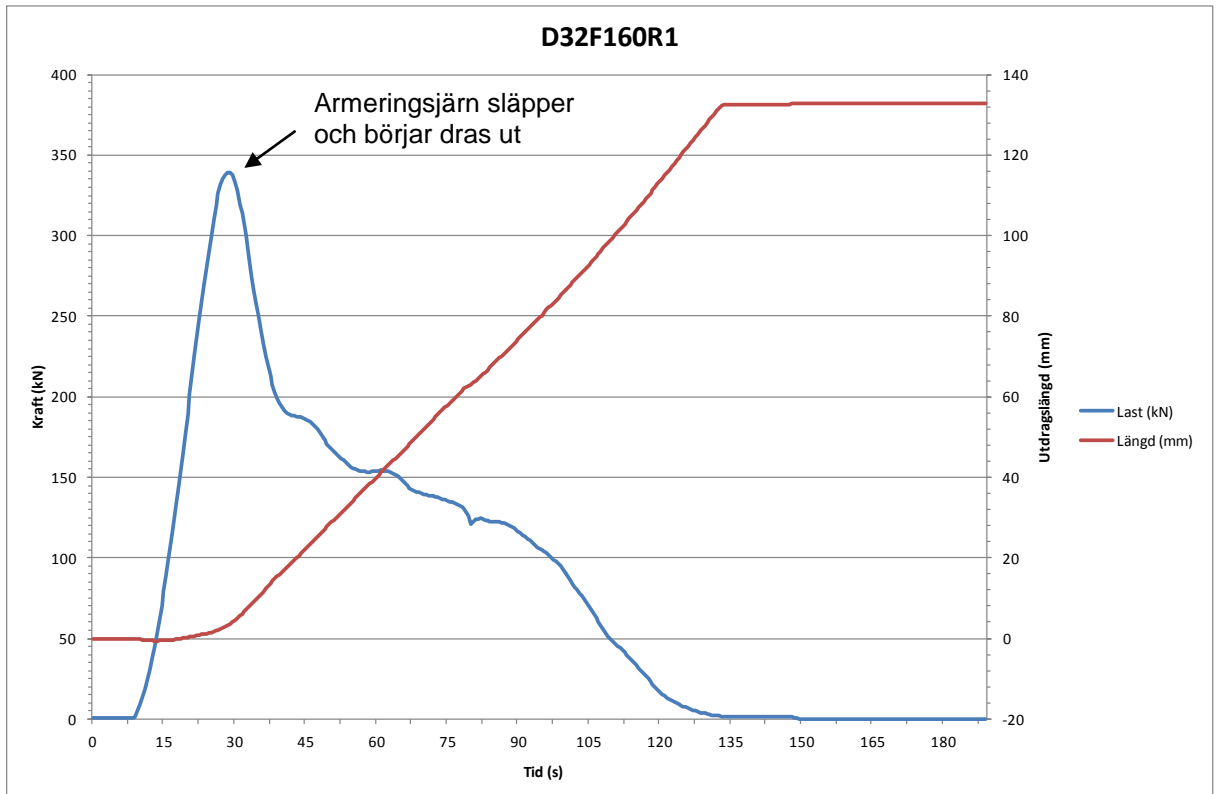


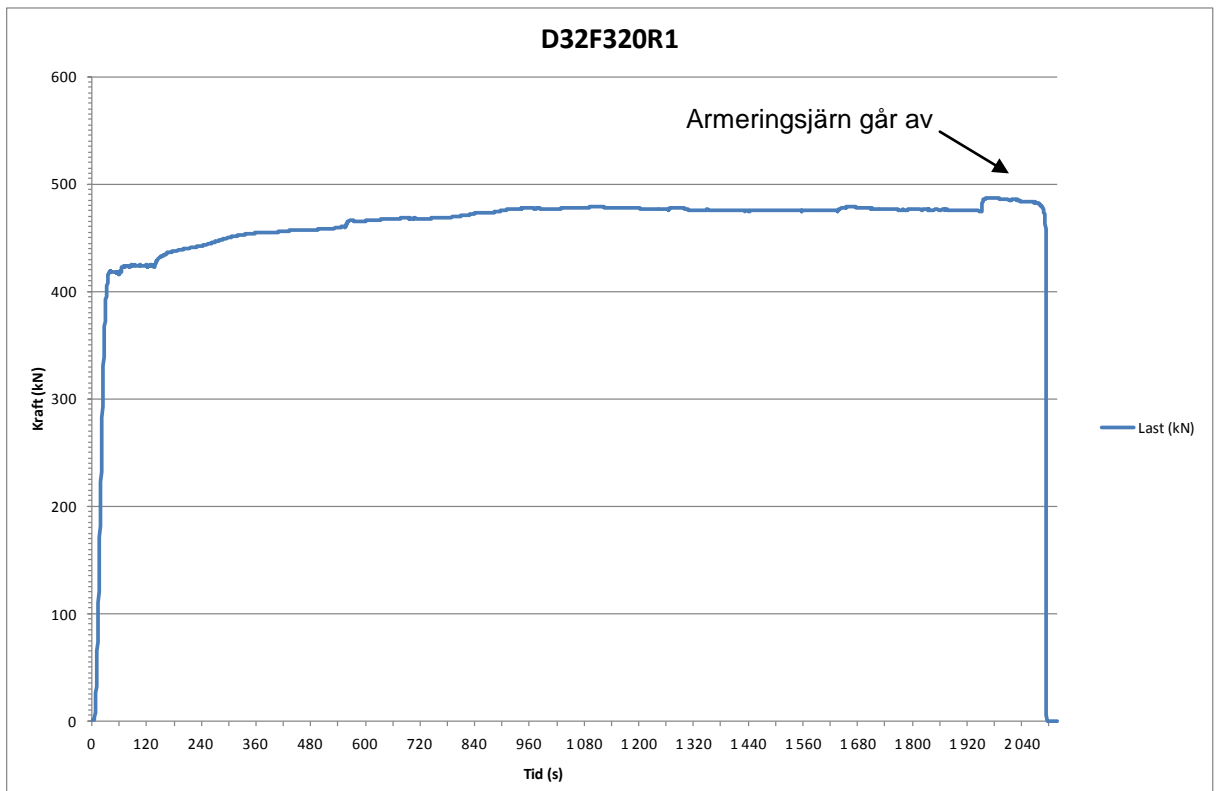
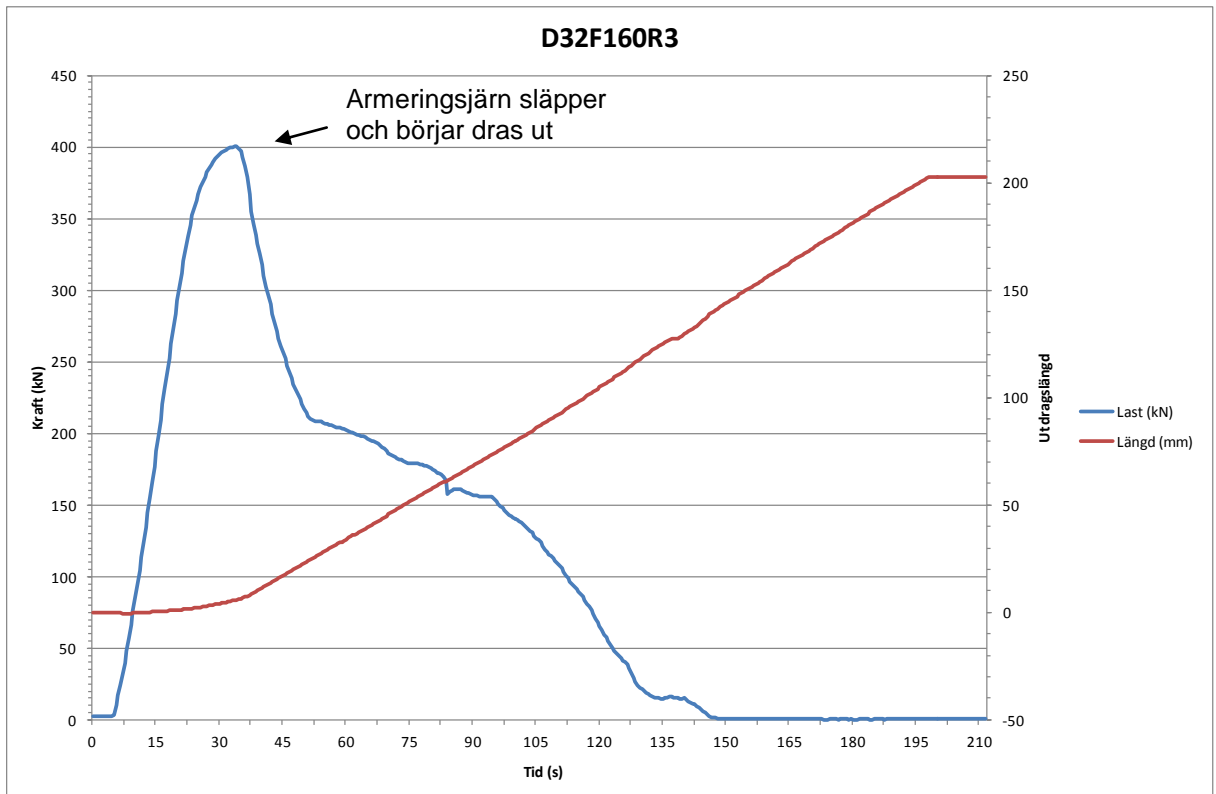


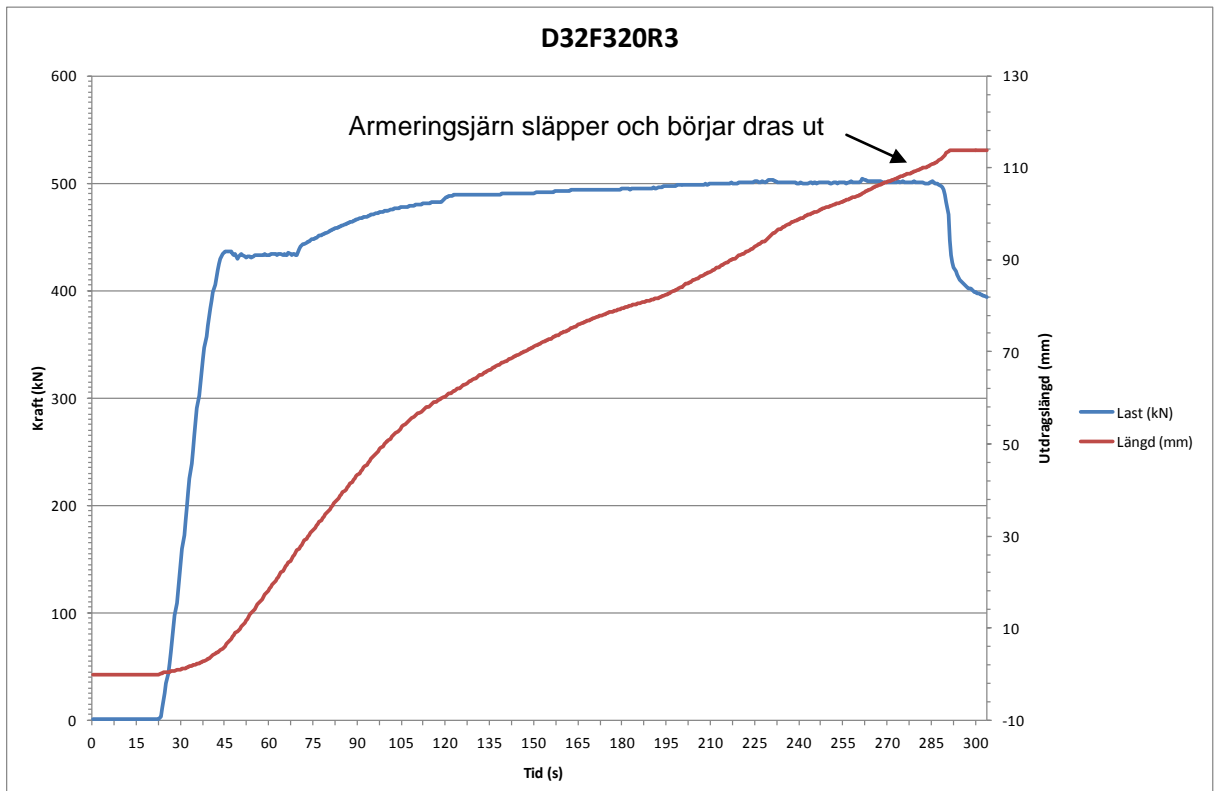
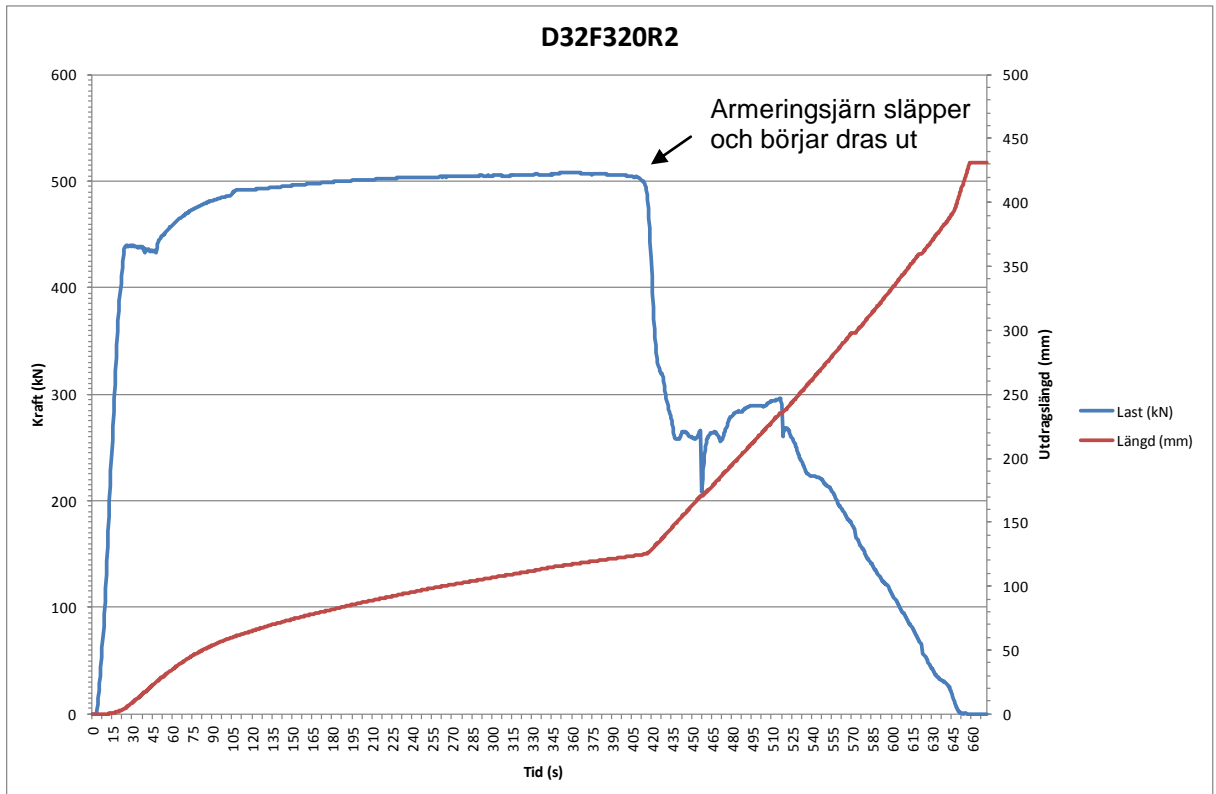


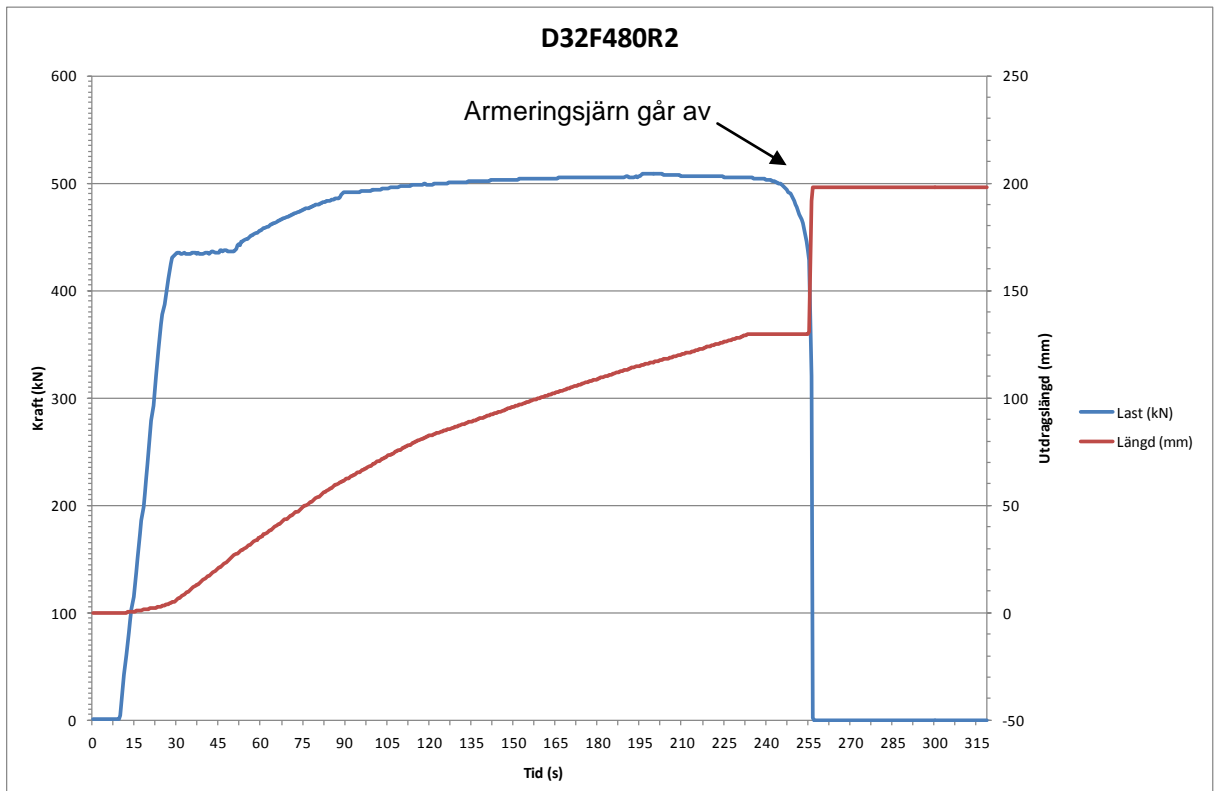
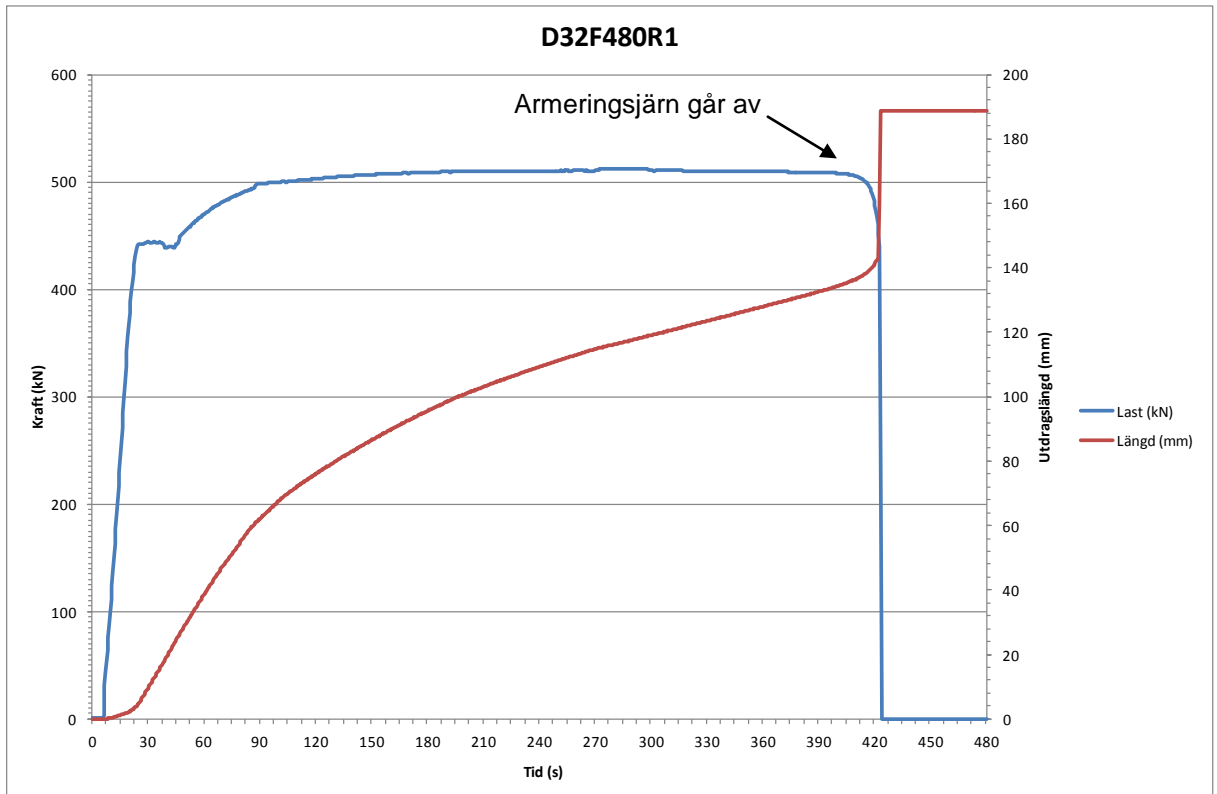


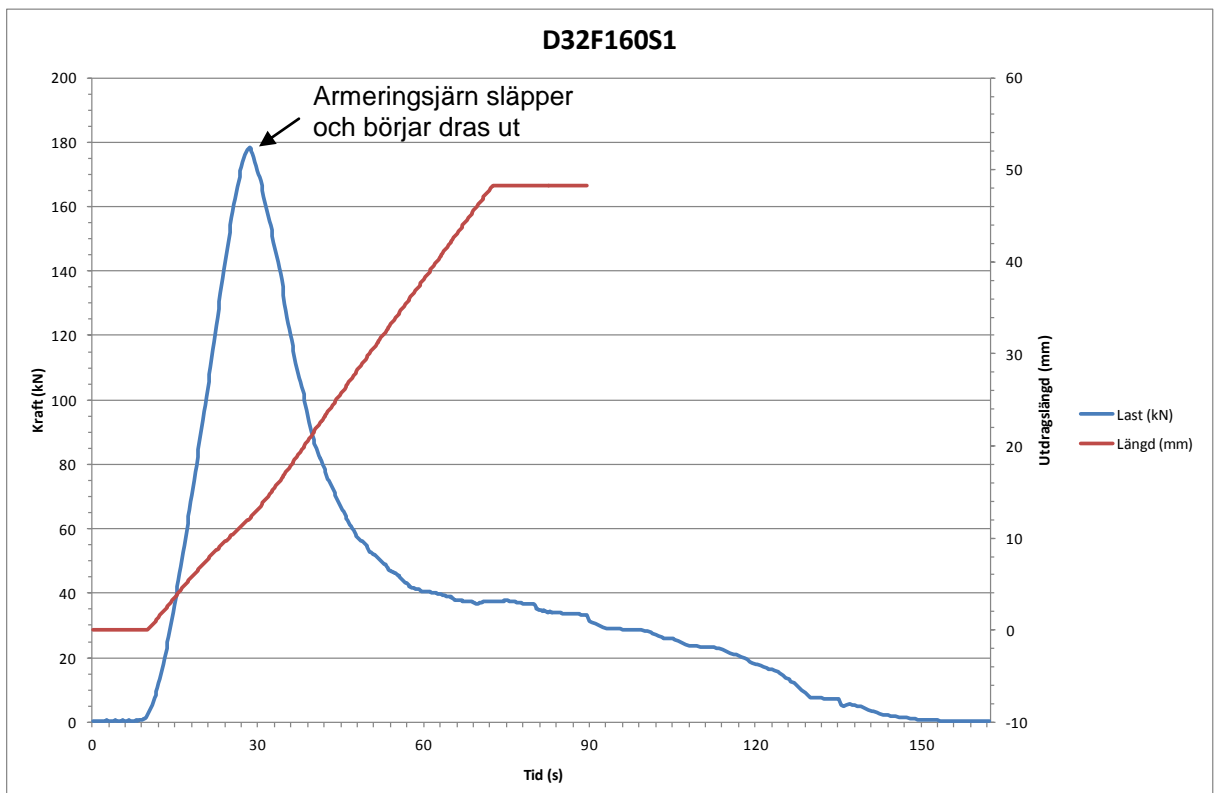
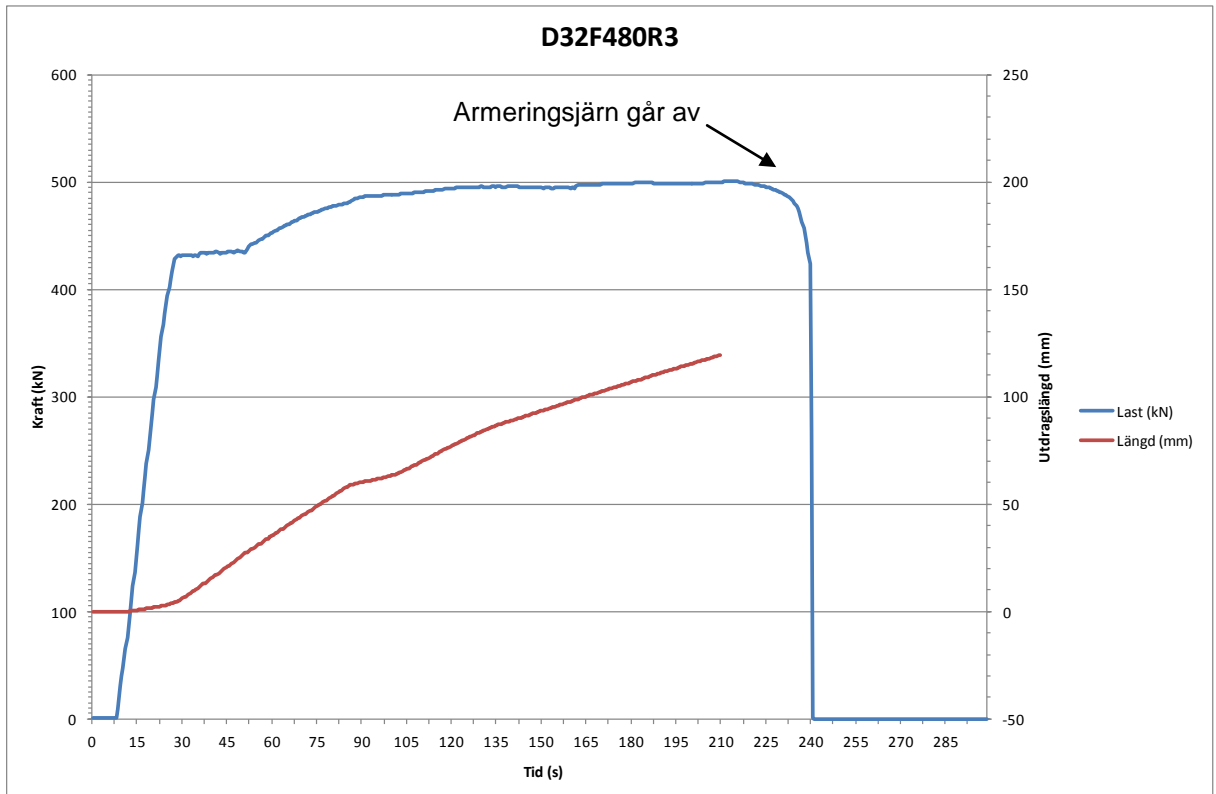


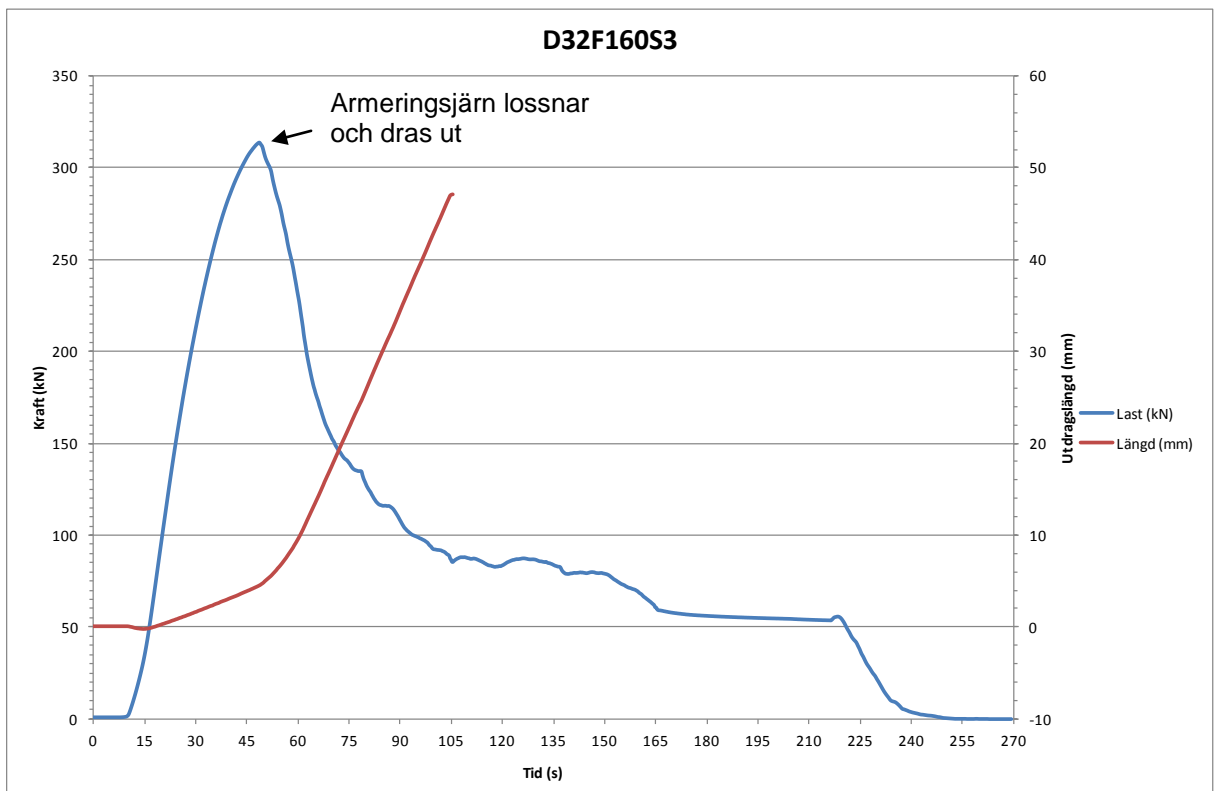
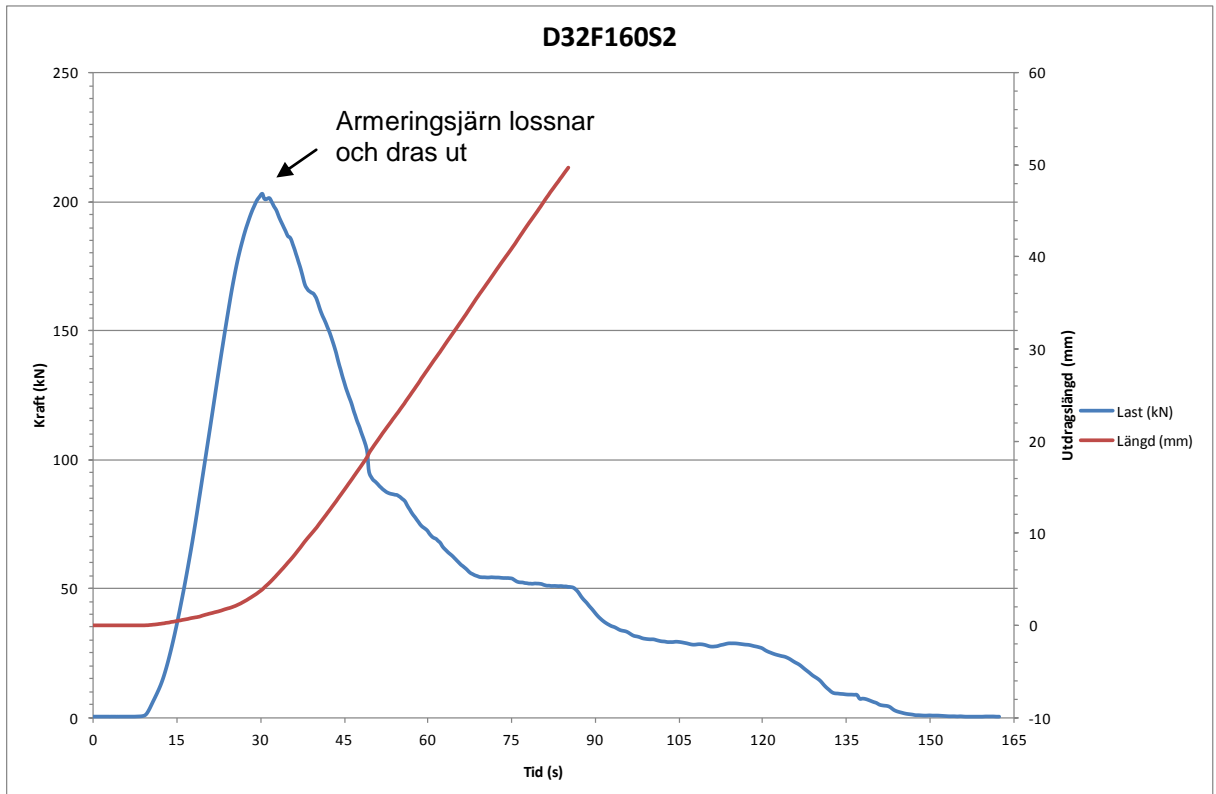


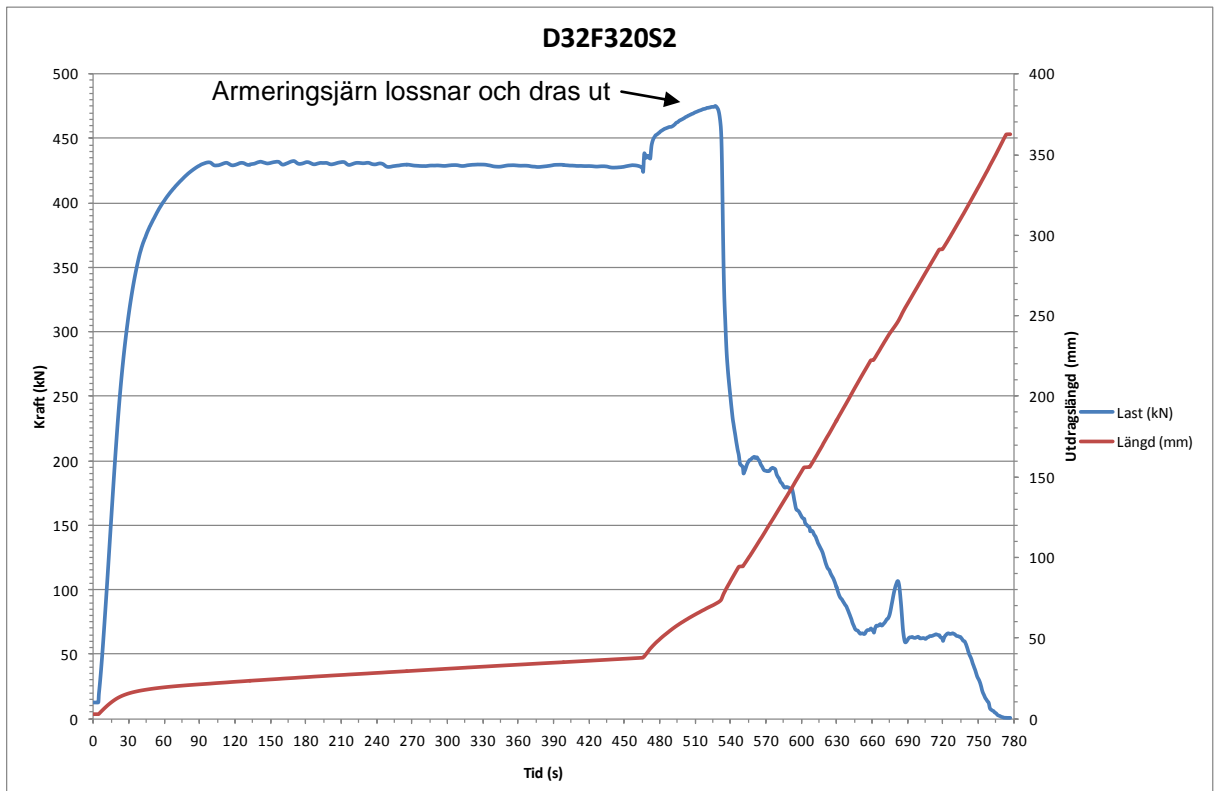
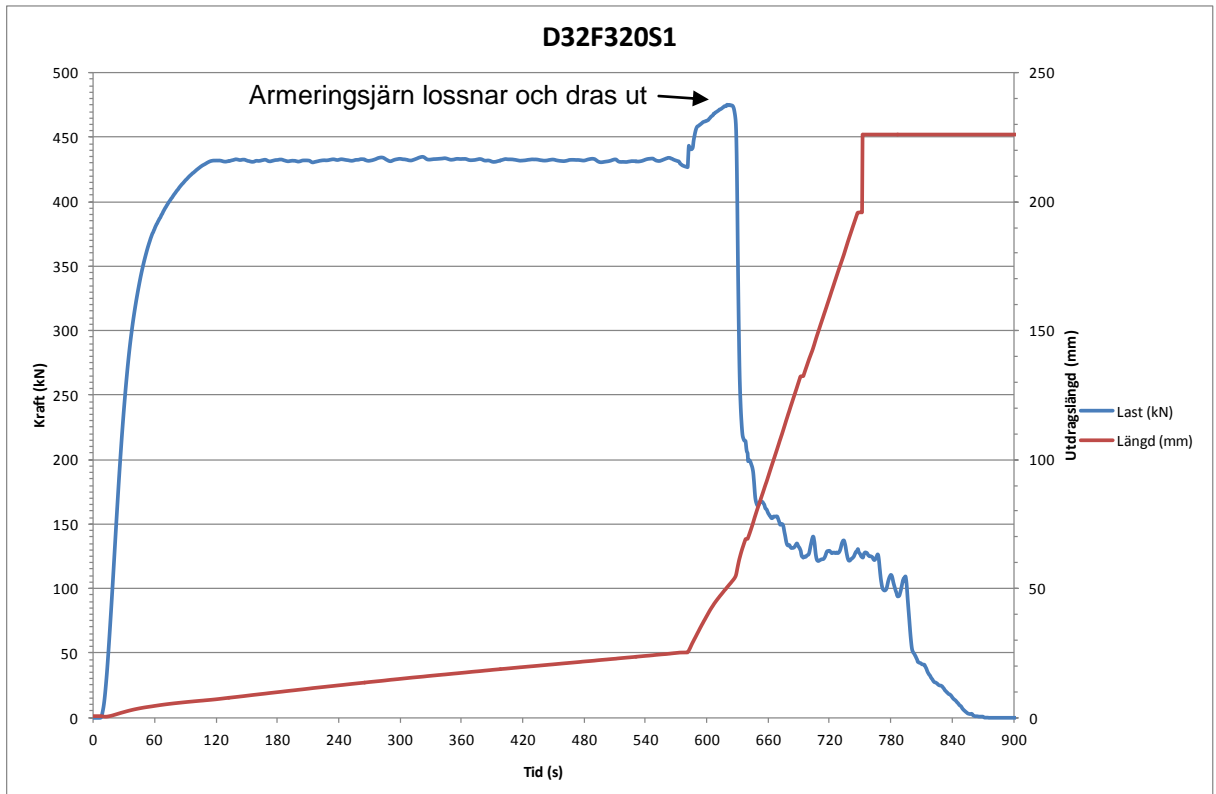


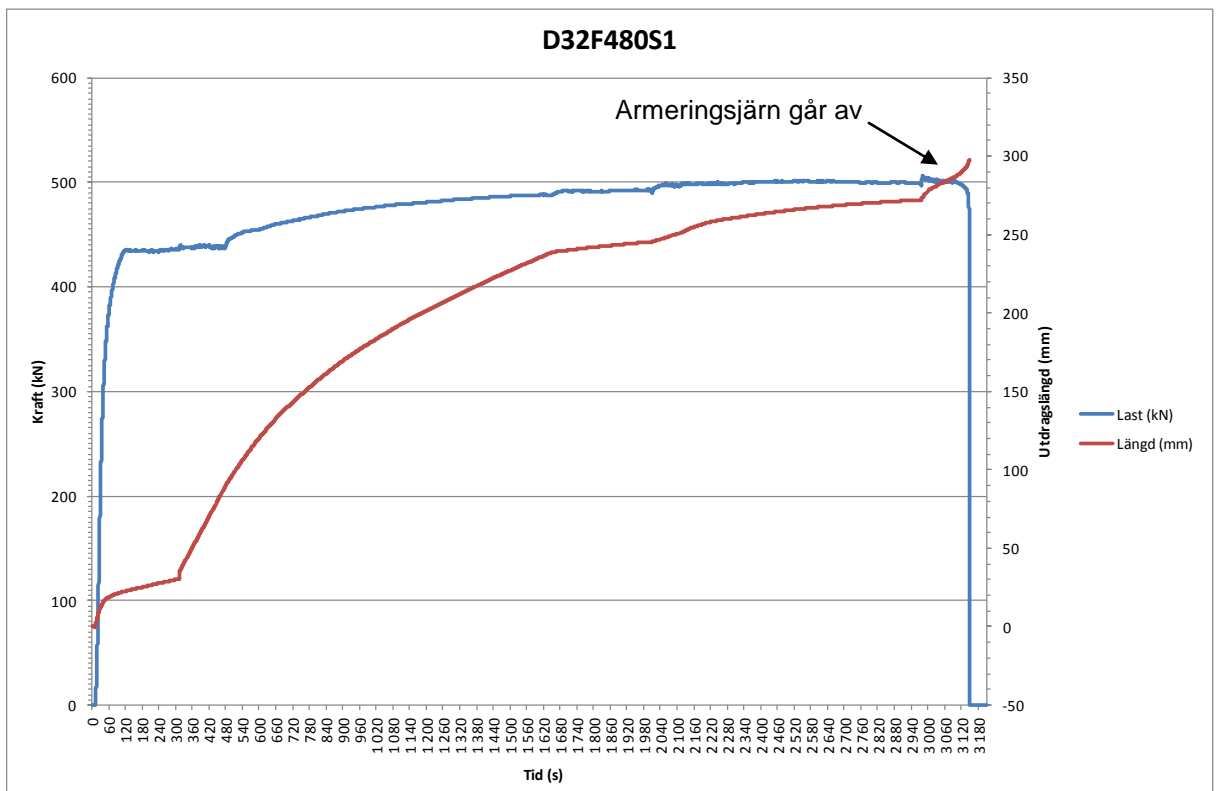
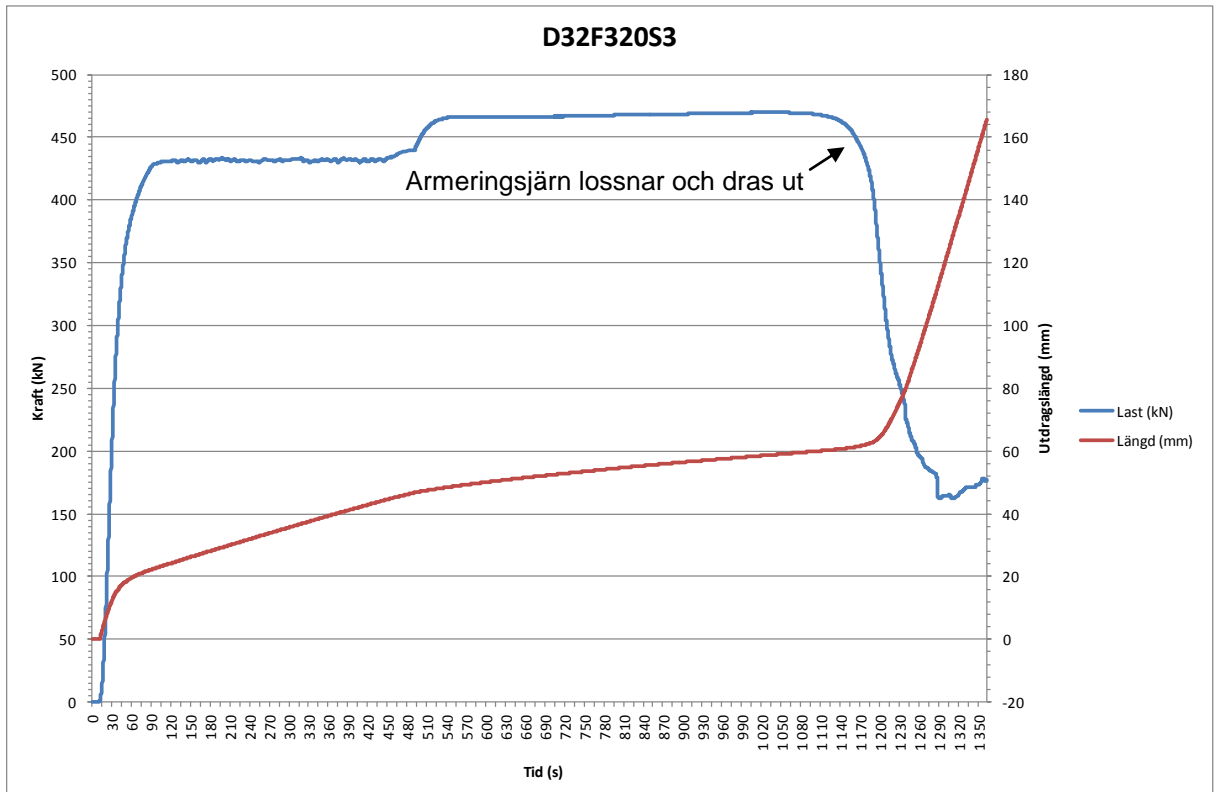


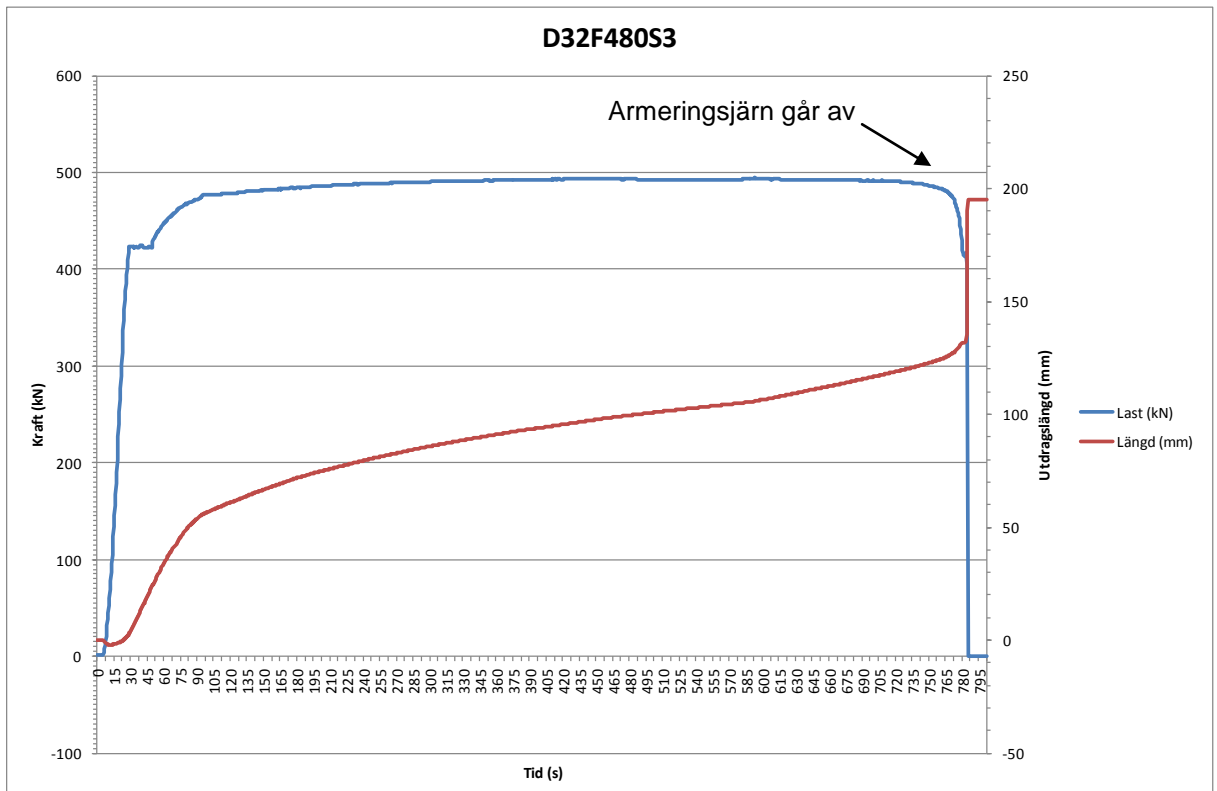
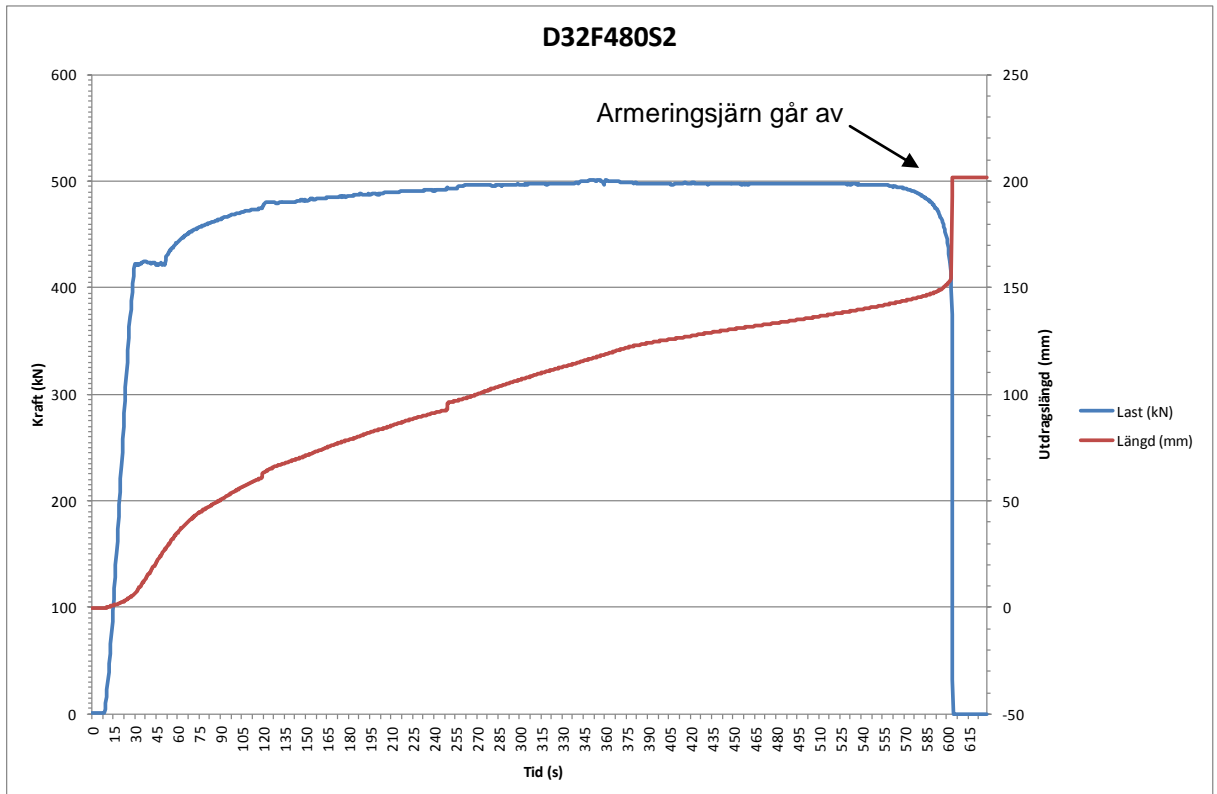


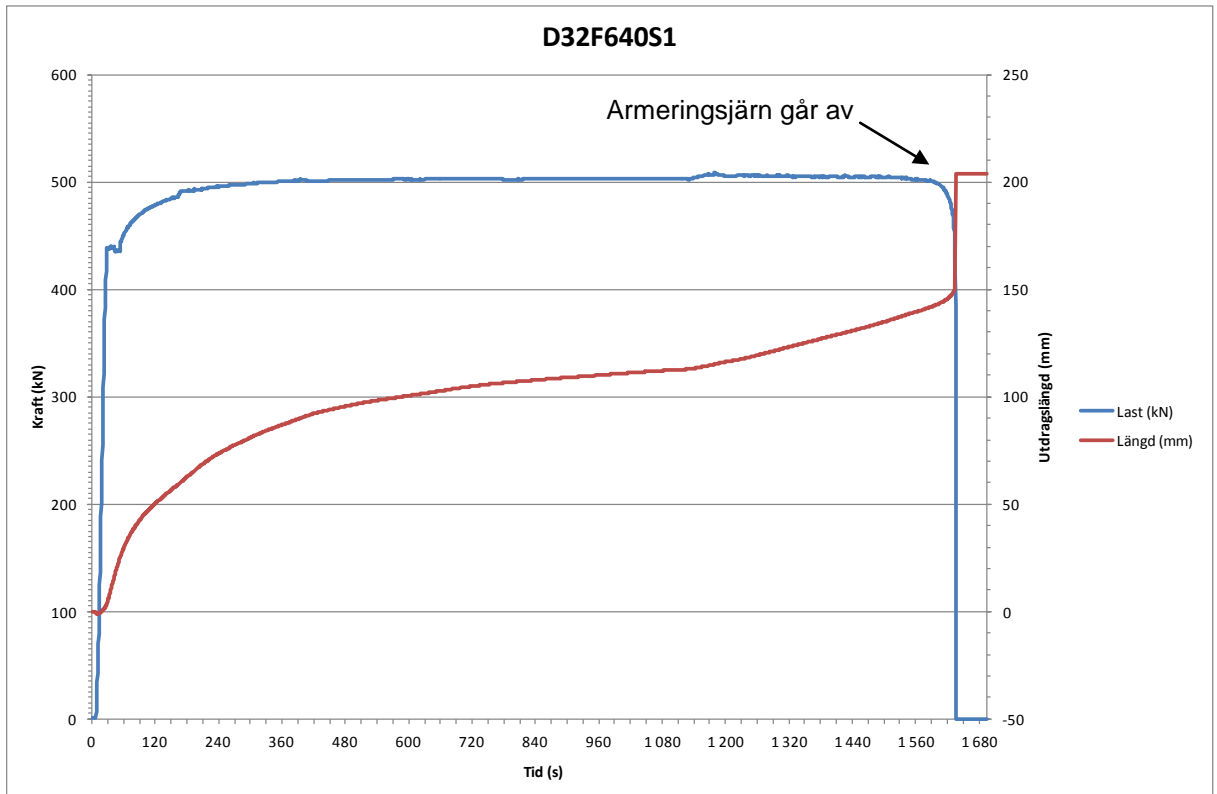












Bilaga I: Sammanställning - Vidhäftningsförsök Armering $\varnothing 20$ mm

Märkning	N_{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ_{max} [MPa]	Sträckgräns, f_{sy} [MPa]	Brottgräns, f_{su} [MPa]
D20F100R1	108,1	100	96	17,9	-	-
D20F100R2	116,4	100	96	19,3	-	-
D20F100R3	125,3	100	97	20,6	-	-
Snitt R1:	116,6	100	96	19,3	-	-

Märkning	N_{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ_{max} [MPa]	Sträckgräns, f_{sy} [MPa]	Brottgräns, f_{su} [MPa]
D20F200R1	185,3	200	200	-	515,0	-
D20F200R2	178,9	200	196	-	512,7	-
D20F200R3	182,1	200	198	-	511,8	-
Snitt R1:	182,1	200	198	-	513,2	-

Märkning	N_{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ_{max} [MPa]	Sträckgräns, f_{sy} [MPa]	Brottgräns, f_{su} [MPa]
D20F300R1	190,2	300	-	-	515,0	605,7
D20F300R2	189,3	300	-	-	512,7	602,9
D20F300R3	187,6	300	-	-	522,6	597,5
Snitt R1:	189,0	300	-	-	516,8	602,0

Märkning	N_{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ_{max} [MPa]	Sträckgräns, f_{sy} [MPa]	Brottgräns, f_{su} [MPa]
D20F400R1	190,1	400	-	-	514,3	605,4
D20F400R2	-	400	-	-	-	-
D20F400R3	-	400	-	-	-	-
Snitt R1:	190,1	400	-	-	514,3	605,4

Märkning	N_{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ_{max} [MPa]	Sträckgräns, f_{sy} [MPa]	Brottgräns, f_{su} [MPa]
D20F100S1	66,0	100	95	11,1	-	-
D20F100S2	70,0	100	97	11,5	-	-
D20F100S3	76,9	100	97	12,6	-	-
Snitt S2:	71,0	100	96	11,7	-	-

Märkning	N_{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ_{max} [MPa]	Sträckgräns, f_{sy} [MPa]	Brottgräns, f_{su} [MPa]
D20F200S1	173,8	200	196	-	504,1	-
D20F200S2	175,0	200	194	-	501,0	-
D20F200S3	151,0	200	196	-	-	-
Snitt S2:	166,6	200	195	-	502,5	-

Märkning	N_{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ_{max} [MPa]	Sträckgräns, f_{sy} [MPa]	Brottgräns, f_{su} [MPa]
D20F300S1	187,8	300	299	-	514,0	-
D20F300S2	186,9	300	299	-	514,0	-
D20F300S3	188,0	300	-	-	510,2	598,7
Snitt S2:	187,6	300	299	-	512,7	598,7

Märkning	N_{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ_{max} [MPa]	Sträckgräns, f_{sy} [MPa]	Brottgräns, f_{su} [MPa]
D20F400S1	188,7	400	-	-	511,5	601,0
D20F400S2	187,1	400	-	-	513,7	595,9
D20F400S3	186,7	400	-	-	504,1	594,6
Snitt S2:	187,5	400	-	-	509,8	597,1

Bilaga J: Sammanställning - Vidhäftningsförsök Armering Ø32 mm

Märkning	N _{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ _{max} [MPa]	Sträckgräns, f _{sy} [MPa]	Brottgräns, f _{su} [MPa]
D32F160R1	339,2	160	157	21,5	-	-
D32F160R2	356,3	160	156	22,7	-	-
D32F160R3	400,5	160	156	25,5	-	-
Snitt R1:	365,3	160	156	23,2	-	-

Märkning	N _{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ _{max} [MPa]	Sträckgräns, f _{sy} [MPa]	Brottgräns, f _{su} [MPa]
D32F320R1	487,4	320	-	-	527,1	606,2
D32F320R2	507,8	320	325	-	544,2	-
D32F320R3	503,9	320	325	-	539,1	-
Snitt R1:	499,7	320	325	-	536,8	606,2

Märkning	N _{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ _{max} [MPa]	Sträckgräns, f _{sy} [MPa]	Brottgräns, f _{su} [MPa]
D32F480R1	512,5	480	-	-	549,6	637,4
D32F480R2	509,0	480	-	-	540,9	633,1
D32F480R3	501,2	480	-	-	538,7	623,4
Snitt R1:	507,6	480	-	-	543,1	631,3

Märkning	N _{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ _{max} [MPa]	Sträckgräns, f _{sy} [MPa]	Brottgräns, f _{su} [MPa]
D32F160S1	178,3	160	155	11,4	-	-
D32F160S2	202,9	160	156	12,9	-	-
D32F160S3	313,5	160	156	20,0	-	-
Snitt S2:	231,6	160		14,8	-	-

Märkning	N _{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ _{max} [MPa]	Sträckgräns, f _{sy} [MPa]	Brottgräns, f _{su} [MPa]
D32F320S1	475,1	320	316	-	537,7	-
D32F320S2	475,8	320	318	-	534,8	-
D32F320S3	469,9	320	319	-	536,9	-
Snitt S2:	473,6	320		-	536,5	-

Märkning	N _{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ _{max} [MPa]	Sträckgräns, f _{sy} [MPa]	Brottgräns, f _{su} [MPa]
D32F480S1	506,0	480	-	-	542,7	629,4
D32F480S2	501,3	480	-	-	526,0	623,5
D32F480S3	494,4	480	-	-	537,3	614,9
Snitt S2:	500,6	480		-	535,3	622,6

Märkning	N _{max} [kN]	Eftersträvad förankringslängd [mm]	Uppmätt förankringslängd [mm]	Vidhäftningsförmåga, τ _{max} [MPa]	Sträckgräns, f _{sy} [MPa]	Brottgräns, f _{su} [MPa]
D32F640S1	509	640	-	-	544,4	633,1
D32F640S2	-	640	-	-	-	-
D32F640S3	-	640	-	-	-	-
Snitt S2:	509,0	640		-	-	633,1