

Teknikhus i prefabricerad betong

– Studie av väggelement utan bärankarsystem



LUNDS
UNIVERSITET

Lunds Tekniska Högskola

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Bygghälsökäper

Examensarbete:
Anton Adrian
Jonas Malmgren

© Copyright Anton Adrian, Jonas Malmgren

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Lunds universitet
Box 882
251 08 Helsingborg

LTH School of Engineering
Lund University
Box 882
SE-251 08 Helsingborg
Sweden

Tryckt i Sverige
Media-Tryck
Biblioteksdirektionen
Lunds universitet
Lund 2012

Förord

Detta examensarbete omfattar den avslutande delen i vår utbildning, byggt teknik med inriktning arkitektur vid Lunds Tekniska Högskola, Campus Helsingborg. Examensarbetet har utförts från december 2011 fram till början av juni 2012 i samarbete med Abetong Heidelberg Cement Group, Paroc och Avdelningen för byggnadsmekanik på LTH. Genom både praktiskt och teoretiskt angripa produktionen av prefabricerade element har vi tagit in mycket intressanta kunskaper att ha med oss senare i arbetslivet.

Vi vill rikta ett stort tack till våra handledare Susanne Heyden, LTH och Rune Heed, Abetong för all hjälp och vägledning under arbetet. Även de praktiska erfarenheterna och användning av material och medel hos Abetong är vi mycket tacksamma för att vi fått ta del av. Vi vill också tacka Jan Adrian, Paroc och Göran Östergaard, Abetong för en mycket intressant projektidé. Tacksamhet riktas också mot Paroc för information och de ekonomiska medlen till provtagningar och material. Vi vill även tacka Thord Lundgren, forskningsingenjör på LTH, för hanteringen av provmaskinen under försöken. Till sist vill vi även tacka de personer och företag som vi haft kontakt med utöver tidigare nämnda för att föra arbetet med examensarbetet framåt.

Helsingborg, juni 2012

Anton Adrian, Jonas Malmgren

Sammanfattning

Teknikhus är mindre byggnader som används för t.ex. elutrustning eller vatten- och avloppsutrustning. Idag består väggarna på Abetongs teknikhus av två betongskikt med mellanliggande cellplastisolering. Det bärande innerskiktet bär upp ytterskiktet med ett bärankarsystem.

Syftet med studien är att föreslå och utreda förutsättningar för en alternativ konstruktionslösning som är mer resurssnål. Den alternativa konstruktionslösningen som undersökts består av ett 80 mm konventionellt armerat innerskikt, 75 mm stenullsisolering och ett 25 mm stålfiberarmerat ytterskikt. Genom att placera stenullsisoleringen direkt på den nygjutna betongen och därefter gjuta nästa lager skall en tillräcklig vidhäftning mellan skikten erhållas. Därmed behövs inget bärankarsystem och detta gör att ytterskiktet kan minskas i tjocklek.

Provningar har genomförts för att undersöka vidhäftningen mellan betong och stenull vid drag- respektive skjuvbelastning. Även styvhetsegenskaperna för stenullen vid drag, tryck och skjuvning har uppmätts.

Beräkningar har gjorts på vilka effekter vindlast, egentyngd, temperaturrörelser och mekanisk åverkan har på ytterskiktet. Dessa har jämförts med ytterskiktets lastkapacitet samt med hållfastheten för vidhäftningen. Resultaten visar att elementet har tillräckligt god hållfasthet och vidhäftning för att klara lasterna. Effekter av långtidsbelastning och utmattning har inte beaktats.

Genom att övergå till denna konstruktion skulle en besparing på 20 % kunna göras vad gäller materialkostnad och arbetstid.

Nyckelord: Teknikhus, betong, stenull, vidhäftning, provning, FEM, hållfasthet, skjuvning, bärankarsystem

Abstract

Technical buildings are small buildings used for electrical equipment or water supply and drainage equipment. Today, the walls of Abetong's technical buildings consist of two concrete layers with an intermediate foam insulation layer. The weight of the outer layer is transferred to the load-bearing inner layer by means of sandwich panel anchors.

The purpose of this study is to propose and investigate the conditions for an alternative construction solution that is more resource efficient. The investigated alternative solution consists of an 80 mm conventional reinforced load-bearing layer, 75 mm stone wool insulation and a 25 mm steel fibre reinforced outer layer. By placing the stone wool insulation directly on the newly cast concrete and then immediately pour the next layer on, a sufficient adhesion strength between the layers should be obtained. This way, it is possible to avoid sandwich panel anchors and this allows the outer layer to be reduced in thickness.

Tests were conducted to examine the adhesion strength between concrete and stone wool. The stiffness properties of the stone wool in tension, compression and shear have also been measured.

Calculations were made on the effects of wind load, self weight, thermal expansion and mechanical stress on the outer layer. These have been compared to the strength of the outer layer and the strength of adhesion. The results show that the element has sufficient strength and adhesion to withstand these loads. Effects of long-term loads and fatigue are not considered in this study.

By adopting this solution, savings of 20 % could be made on materials and labour.

Keywords: Technical buildings, concrete, stone wool, adhesion, testing, FEM, strength, shear, panel anchors

Innehållsförteckning

1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	2
1.3 Mål	2
1.4 Avgränsningar.....	2
1.5 Metodik	3
1.6 Arbetsfördelning.....	3
2 Nuvarande teknik	5
2.1 Material	5
2.1.1 Betong.....	5
2.1.2 Cellplast	6
2.1.3 Armering.....	7
2.2 Komponenter	7
2.2.1 Neo – bärankarsystem.....	7
2.2.2 Fästplåtar	9
2.2.3 Lyft NEO-SW-4,5-19	11
2.2.4 Infästning dörrkarm, KL-2	11
2.2.5 Genomföringar	12
2.3 Arbetsmoment	12
2.3.1 Tillverkning av element	12
2.3.2 Hantering av element.....	18
3 Alternativa lösningar.....	23
3.1 Alternativa material.....	23
3.1.1 Paroc FAL 1	23
3.1.2 Stålfiberarmerad betong	25
3.2 Konstruktionssystem	27
4 Provning	33
4.1 Utformning av provkroppar	33
4.1.1 Dragprov	33
4.1.2 Tryckprov	35
4.1.3 Skjuvprov	35
4.1.4 Materialåtgång	40
4.2 Tillverkning provkroppar	42
4.3 Genomförande av provning.....	45
4.3.1 Dragprov	45
4.3.2 Tryckprov	46
4.3.3 Skjuvprov	47
4.4 Resultat.....	48
4.5 Sammanfattning.....	56

5	Undersökning av alternativ konstruktion.....	57
5.1	Isolering och vidhäftning	57
5.2	Ytterskikt.....	58
5.3	Mekanisk åverkan	59
5.4	Egentyngd	68
5.5	Temperaturpåverkan.....	72
5.6	Vindlast.....	80
5.7	Lyft.....	82
6	Diskussion.....	83
7	Slutsatser och förslag på vidare arbete	87
7.1	Slutsatser	87
7.2	Förslag på vidare arbete	87
8	Litteraturförteckning	89
9	Bilagor	91
9.1	Bilaga 1 – Referenshus, fasader.....	91
9.2	Bilaga 2 – Referenshus, gavel	92
9.3	Bilaga 3 – Referenshus, långsida	93
9.4	Bilaga 4 – Provningsdata 1	94
9.5	Bilaga 5 – Provningsdata 2	95
9.6	Bilaga 6 – Materialkostnad nuvarande konstruktion.....	96
9.7	Bilaga 7 – Materialkostnad vårt förslag.....	97

1 Inledning

Detta är ett examensarbete som ingår i högskoleingenjörsutbildningen byggt teknik med arkitektur vid LTH Campus Helsingborg.

1.1 Bakgrund

Teknikbyggnader är små byggnader där det ofta finns känslig utrustning såsom t.ex. elutrustning, teleutrustning, radiokommunikationsutrustning och vatten och avloppsteknik. Servicebyggnader som t.ex. offentliga toaletter är en annan vanlig typ av teknikhus [1].

Kraven som ställs på Abetongs teknikbyggnader är att de skall vara inbrottssäkra, brandsäkra och underhållsfria. Byggnaden ska fungera som ett stabilt väderskydd för den känsliga utrustningen och temperaturen inuti byggnaden ska kunna regleras så att den ligger på önskad nivå, med hänsyn till innehåll [1].

Abetong räknar med att byggnaden ska hålla i 50 år, men garantitiden som ges är två år [2].

Ytterväggarna består idag av sandwichelement med ingjuten cellplastisolering, alternativt massiv betong. Grundplattan består av massiv betong. Taket är så väl det ett sandwichelement alternativt massiv betong med takpannemönster. Takets lutning är 25° ochnocken är täckt med plåt. Dörren uppförs normalt i naturanodiserat aluminium och ventilationen sker genom tallriksventiler. Byggnaden kan utrustas med t.ex. hängrännor, innerväggar eller toalett m.m. och olika ytbehandling av fasaden ges [2].

Inom branschen för prefabricerade byggelement har större krav ställts de senare åren. För att uppfylla dessa har konstruktionerna blivit tjockare och tyngre [3].

Skälen till att betongskikten blivit tjockare är att kraven på säkerhet vad gäller hållfasthet ökat. Såväl armeringsstål i betongskikten som exempelvis lyftdetaljer ska ha tillräckligt med betong kring sig för att kunna utföra sin uppgift. Ett tydligt exempel är lyftanordningen som tidigare fick belastas med 75 % av draghållfastheten vid ett vinkelrätt lyft. Nya riktlinjer säger nu att endast 50 % av kapaciteten får utnyttjas, vilket i sin tur leder till att kraftigare konstruktioner krävs [3].

Tjockare och tyngre konstruktioner medför att materialåtgången och arbetsåtgången blir större. Denna onda spiral vill Abetong ta sig ur genom att

utreda förbättrade konstruktionslösningar [3]. Lättare väggar kan bidra till lättare grund. Huset blir således även lättare att hantera i fabrik och ute på plats. Även fraktmöjligheterna kan underlättas då konstruktionen blir lättare.

1.2 Syfte

Examensarbetets huvudsyfte är att föreslå och utreda förutsättningar för en alternativ konstruktionslösning till Abetongs teknikhus. Den nya konstruktionslösningen skall ge minskad material- och arbetsåtgång. Detta bidrar till minskade kostnader och minskad åtgång på material och energi, förutsatt att livslängden inte påverkas negativt.

Fokus ligger på att minska genomgående armering i väggelementen samt undersöka hur tunt ytterskiktet kan vara med hänsyn till de laster det utsätts för.

1.3 Mål

Målet med studien är att ta fram ett förslag på en alternativ konstruktionslösning för väggarna som minskar materialåtgången och sänker produktionskostnaden för Abetongs nuvarande teknikhus. Den föreslagna konstruktionen skall tåla de laster den utsätts för under sin livstid.

1.4 Avgränsningar

Studien har inriktats på ett referensobjekt: ”Överbyggnad Tvååker”, se Bilaga 9.1-9.3, men tanken är att tekniken även ska kunna användas på liknande teknikhus. I ett nytt konstruktionssystem finns det många delar att undersöka men p.g.a. tidsaspekter har endast ett fåtal av dessa undersökts närmare. Den här studien omfattar framförallt isolerade teknikhus. Det ska gå att fabriksmontera teknikhuset men beroende på storlek och fraktmöjligheter ska det även finnas val att montera det på plats. Studien omfattar ett enkelt teknikhus med en dörr och få genomföringar genom väggar och tak.

Det bärande innerskiktet har ej behandlats närmare i denna studie utan istället ligger fokus på isoler- och ytterskiktets förbättringspotential.

En viktig del som inte tagits upp är hur långtidseffekter påverkar det konstruktionssystem som undersökts.

Ytterskiktet i konstruktionsalternativet som behandlas i studien kommer ej att ha en tjocklek som gör att den lyftdetalj som används idag kan användas. Hur en ny lyftdetalj skall utformas har inte behandlats.

1.5 Metodik

Inledningsvis gjordes en mindre litteraturstudie samt praktik i Abetongs fabrik för att lära känna området teknikhus.

Experiment har utformats, genomförts och utvärderats för att ta reda på de mekaniska egenskaperna hos isoleringsmaterialet som används i den nya konstruktionen.

Beräkningar, för hand och med finita elementmetoden, har utförts för att kunna komma fram till ett förslag på en ny konstruktionslösning som har förutsättningar att fungera.

1.6 Arbetsfördelning

Under hela arbetets gång har vi arbetat sida vid sida och hjälpts åt. Båda har skrivit, räknat, ritat och varit i kontakt med företagen vi samarbetat med.

2 Nuvarande teknik

Väggarna på teknikhusen består av ett bärande betongskikt, ett lager med isolering samt ett yttre skikt av betong. Ytterskiktets utseende kan variera beroende på kundens önskemål. Exempel på ytstrukturer är bearbetad borstad fasad, fasad med frilagd ballast, ströpplad fasad eller som i fallet med referensobjektet; fasaden gjuten mot en matris med träpanelsmönster. Det yttre betongskiktet bärs upp av det inre skiktet med hjälp av förbindelsebyglar och bärankare som överför egentyngden från ytterskivan till innerskivan [1].

Referensobjektets element tillverkas och monteras i fabriken. Efter produktion lagras byggnaden varefter transport till uppställningsplats anordnas [3].

2.1 Material

2.1.1 Betong

Betong består av cement, vatten och ballast. Ibland tillsätts tillsatsmaterial för att påverka dess egenskaper. Cement och vatten kallas för cementpasta eller cementlim. Det är detta som binder ihop ballasten. Dess egenskaper beror i hög grad på vct, vattencementtalet. Volymandel ballast är normalt 65-75%. När betongen kommer ut och ska gjas måste den bearbetas så att inte för mycket luft eller håligheter finns kvar i betongen. Detta gör man normalt genom vibrering. När betongen är gjuten måste den skyddas från uttorkning. Detta för att härdningen är en reaktion mellan cementen och vattnet och om betongen torkar försvåras denna reaktion och betongen får en sämre kvalitet [4].

Stabilitet

Betongmassan är sammansatt av flera olika material med olika densitet. De som är tyngre strävar efter att sjunka nedåt och de som är lättare att stiga uppåt. Om det inte är tillräcklig stabilitet i massan kommer delmaterialen att separera från varandra. Detta leder till en inhomogen massa som kommer att ha tyngre material i undre skiktet och lättare i övre, vilket leder till bl.a. sämre hållfasthet och större krympning högre upp i massan. Överst kan då uppstå ett millimetertjockt skikt som enbart innehåller utspädd och svag cementpasta, s.k. cementhud. Denna har nedsatt nötningsmotstånd och försämrade vidhäftningsförmåga. Ju mindre tendens till separation en betongmassa har ju bättre stabilitet har den [4].

Separation

Vattenseparation uppstår då mängden finmaterial (cement och filler) är så liten att betongen inte klarar att hålla kvar allt blandningsvatten. I detta fall avskiljs vatten ur cementpastan och samlas dels vid ytan och dels under grövre stenar eller under armering [4].

Stenseparation uppstår främst under transport eller vid bearbetning. En lösare konsistens och under en längre vibrering ökar separationen. Även brist på finmaterial kan ge upphov till en stenseparation då sammanhållningen blir otillräcklig [4].

Flyttillsatsmedel

Flyttillsatsmedel används ofta och gör att konsistensen blir mer flytande. Dessutom kan man reducera vattenbehovet med 10-30%, vilket i sin tur ökar betongens hållfasthet och reducerar krympningen. Ifall en större vattenhalt använts, hade betongen tappat i hållfasthet, krympningen ökat samt separationen ökat. Alltså blir betongen lättare att jämna ut och mindre bearbetning krävs, vilket kan vara viktigt vid svåråtkomliga konstruktioner [4].

Abetong använder sig av flyttillsatsmedlet Glenium Ace 30, i den betong som används vid gjutning av väggelement till de aktuella teknikhusen.

Självkompakterande betong

Självkompakterande betong, vilket Abetong till största delen använder sig av, är en betong som inte behöver vibreras alls eller endast ytterst lite. Flyttillsatsmedel blandas i för att göra betongen mer lätttrörlig utan att separationsökning sker [4].

Hållfasthetskrav Teknikhus

Kravet på betongens hållfasthet i samband med montage är normalt 28 MPa (C30/37) vilket även hanteringsbladen i Abetongs tekniska handbok [5] baseras på.

Lyft och avformningshållfastheten är i detta teknikhus 16MPa. I undantagsfall kan högre avformningshållfasthet anges, men då i överrensommelse med produktion. Om detta är aktuellt skall det markeras mycket tydligt på ritningen. Hanteringen enligt Abetongs tekniska handbok [5] är baserad på 16 MPa.

2.1.2 Cellplast

Isolerskiva EPS S100 med dimensionerna 1200×600×100 mm används i elementen [3]. Värmekonduktiviteten är 0,037 W/mK [4].

Tillverkning av polystyrencellplast utgår från små plastkulor som innehåller kolväten. Dessa upphettas och expanderas med ånga till ihåliga kulor. Därefter läggs de i formar och värms upp på nytt och då smälter kontaktytorna samman. Genom denna process ersätts kolväten av luft vilket ger materialet

dess goda värmeisoleringsförmåga. Denna produkt kallas på marknaden expanderad polystyren, (EPS) [4].

Ur brandsynvinkel är denna produkt inte lämplig med hänsyn till att den smälter och brinner [4].

2.1.3 Armering

Armeringsnät N5150

Armeringsnäten som används i elementen har kvalitén Nps 500. Detta innebär att det karakteristiska värdet för sträckgränsen är 500 MPa. Det visar även att draghållfasthetens dimensioneringsvärde i brottgränstillståndet är 435 MPa [6].

Nätbenämningen N5150 betyder: N = Nät, 5 = diametern på järnen, 150 = centrumavstånd på rutnätet [5].

Armeringsjärn

Armeringsjärnen som används i elementen är av kvalitet B500BT. Dimensionerna varierar mellan Ø 6-20.

2.2 Komponenter

2.2.1 Neo – bärankarsystem

Neo – bärankarsystems syfte är att överföra den vertikala lasten från egenvikten av det yttre betongskiktet till det bärande inre betongskiktet, samt även överföra påverkan av vindlaster, temperaturrörelser, krympning, formsug m.m. [7].

Den upphängda ytterskivan utsätts för betydligt större temperaturförändringar jämfört med den bärande innerskivan. Innerskivan har ett jämnare temperaturförhållande eftersom inomhusklimatet varierar mindre. Resultatet av att ytterskivan utsätts för större temperaturskillnader blir att den varierar i storlek i större utsträckning [7].

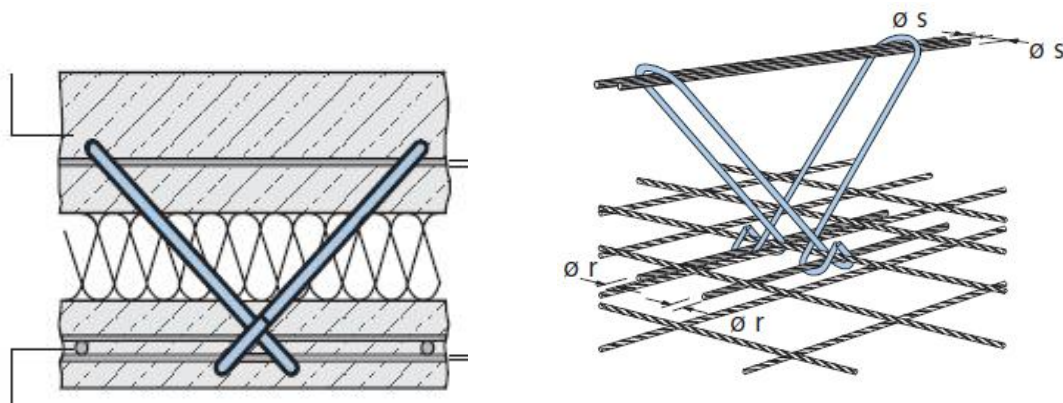
För att temperaturrörelserna ska tas om hand på ett bra sätt krävs att bärankarna och förbindelsebyglarna är korrekt placerade samt att friktionen mellan isolering och betong är så låg som möjligt. Genom de åtgärderna säkerhetsställs att inga olägenheter uppstår, t.ex. sprickor, buktning etc. [7].

En korrekt placering av bärankarna är mot mitten av skivan. Detta är för att låsa skivan så att utvidgning sker från mitten och utåt på skivan. För att inte sprickbildning eller spänningar ska uppstå finns rörelsefogar i kanterna som tillåter en viss utvidgning av elementen [3].

Bärankare

De vertikala bärankarnas huvuduppgift är att föra över vertikalkraften från ytterskivans egentyngd till den bärande innerskivan. De tar även hand om dynamiska tillskott som uppstår vid transport samt de moment som uppstår vid excentrisk placering av bärankarna i förhållande till elementets tyngdpunkt [7].

Bärankarna fästs som ett V med nederkanten i ytterskiktet, Figur 1. De placeras under armeringsnätet och låses med hjälp av en eller två armeringsstänger [7].



Figur 1. Bärankare i betongelement [8].

Horisontalankare behövs för att ”låsa” mittpunkten på elementet i horisontalled. Genom det kontrolleras längdutvidgningen som uppstår vid temperaturförändringar samt krympning. De tar även upp den rotation som vill uppstå mellan inner- och ytterskiva ifall de vertikala bärankarna inte kunnat placeras symmetriskt kring elementets tyngdpunkt [7].

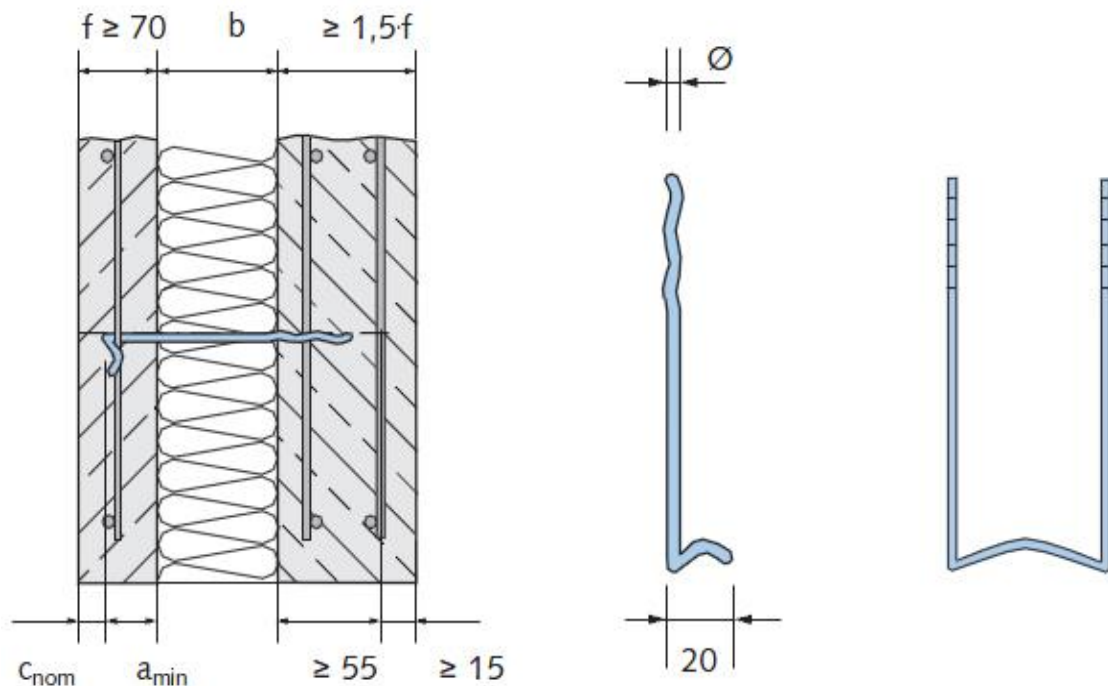
Vid transport av större element kan det vara nödvändigt att t.ex. lägga ett element, för att sedan ställa det upp när det väl är ute på plats. Vid ett sådant fall dimensioneras horisontella bärankare för samma bärförmåga som de vertikala ankarna [7].

Bärankarna gör att ytterskiktet inte kan ha en tjocklek på mindre än 70 mm. För att innerskiktet ska kunna motverka deformationerna som uppstår i ytterskiktet, krävs det att det innerskiktet är 1,5 gånger så tjockt som ytterskiktet [7].

Förbindelsebygel

Ytterskivan utsätts för både tryck och dragkrafter p.g.a. vindlaster men även andra liknande krafter uppstår när elementet avformas. Förbindelsebyglarnas uppgift är att ta upp krafterna och överföra dem till det bärande skiktet [7].

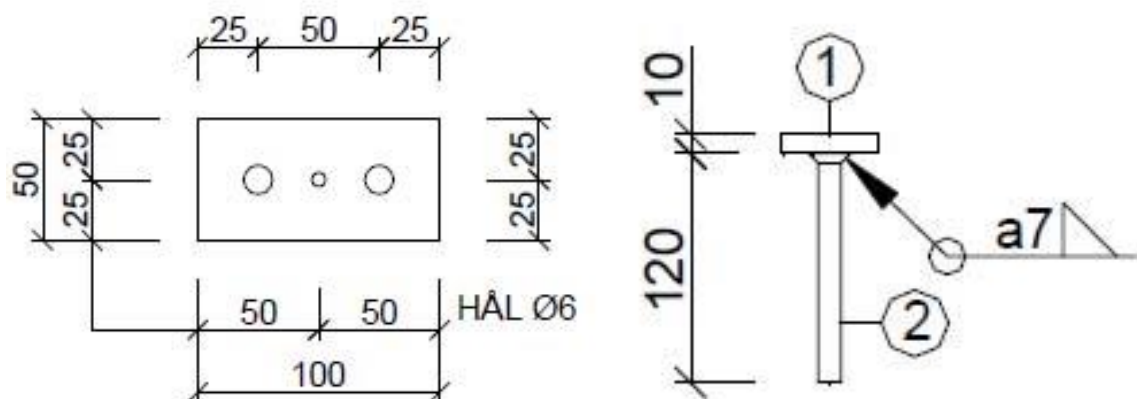
Förbindelsebyglarna fästs i betongen med de korrugerade ändarna i det yttre betongskiktet, när det fortfarande är mjukt. Den böjda änden gjuts in i det bärande skiktet, Figur 2 [7].



Figur 2. Förbindelsebygel i betongelement [8].

2.2.2 Fästplåtar

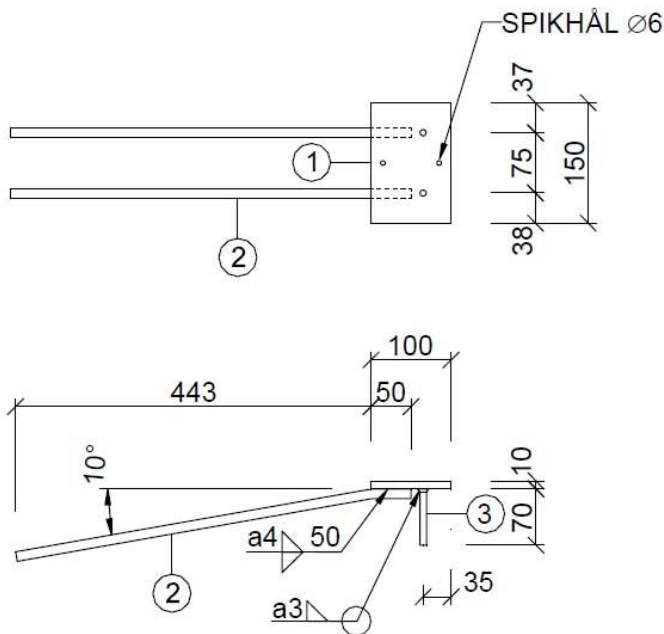
I referensobjektets väggelement används tre olika fästplåtar som beskrivs nedan. Fästplåt FPL 50×100×10, Figur 2, gjuts in i på sidorna av väggelementen, i ovankant, och används för att sammanfoga väggelement med väggelement [9].



Figur 3. FPL 50×100×10 [9].

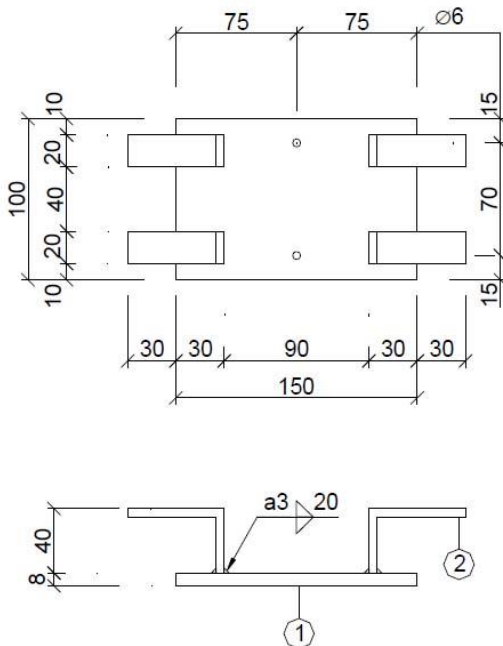
Förankring FPL-F-100×70, Figur 4, gjuts in i det bärande skiktet på båda sidor av skivan. Alla fyra väggelement har identiska fästplåtar FPL-F-100×70

ingjutna på en höjd av 500 mm från nederkant på elementen. För att foga samman elementen svetsas ett vinkeljärn mot förankringen [9].



Figur 4. FPL-F-100x70 [9].

Förankring FPL-N, Figur 5, gjuts in vertikalt i väggelementen, dels i underkant för att förankra väggelementen i bottenplattan och även i ovkant på gaveln för att förankra vägg i tak. I bottenplattan samt i takelementen gjuts förankringen in horisontellt. Efter montering av elementen svetsas ett vinkeljärn mot förankringarna för att foga samman elementen [9].

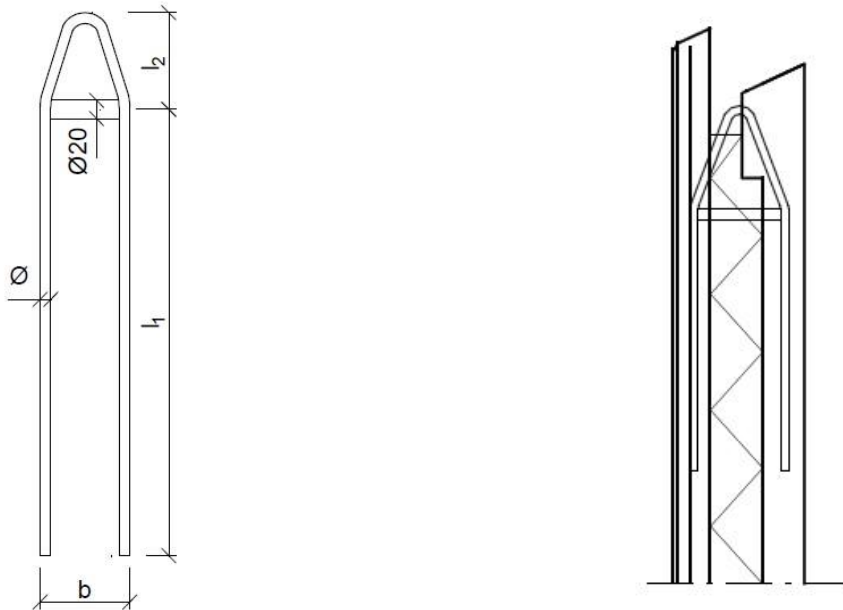


Figur 5. FPL-N [9].

2.2.3 Lyft NEO-SW-4,5-19

Lyft NEO-SW-4,5-19, Figur 6, används vid lyft av sandwichelement. I referensobjektet är två lyft ingjutna i ovankant på väggelementen, på lika avstånd från elementets tyngdpunkt så att elementet hänger rakt vid lyft [9].

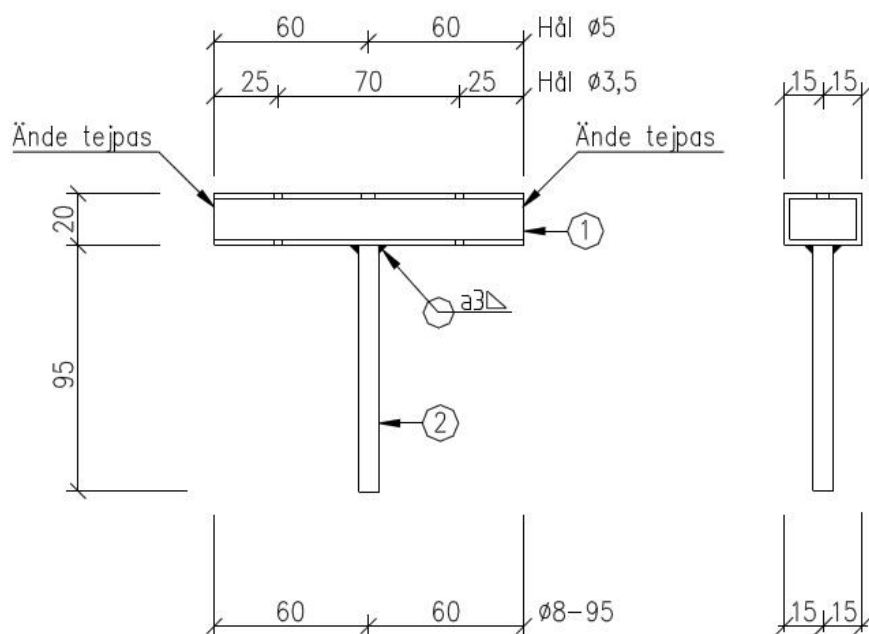
Vid användning av Lyft NEO-SW-4,5-19 får förhållandet mellan skivornas vikt respektive tjocklek inte överstiga två [9].



Figur 6. Lyft NEO-SW-4,5-19 [9].

2.2.4 Infästning dörrkarm, KL-2

Detalj KL-2, Figur 7, består av två delar som är svetsade samman. Den nedre delen är ett Ø 8 armeringsjärn och den övre delen är en hålprofil av stål. Detaljen används runt större genomföringar på väggelementen. I referensobjektet används 10 stycken KL-2 runt dörrhålet för infästning av dörrkarm [9].



Figur 7. KL-2 [9].

2.2.5 Genomföringar

Genomföringar har främst betydelse när det gäller hantering av elementen. Vid hål större än 200×100 mm krävs viss hänsyn till hållfasthet. Detta gäller i synnerhet vid dörr där elementet måste kompletteras med ett transportsteg. Från fall till fall krävs att åtgärder görs i projekteringen. Även då flera mindre genomföringar finns nära varandra kan det vara aktuellt att förstärka konstruktionen med armeringsstänger [5].

2.3 Arbetsmoment

2.3.1 Tillverkning av element

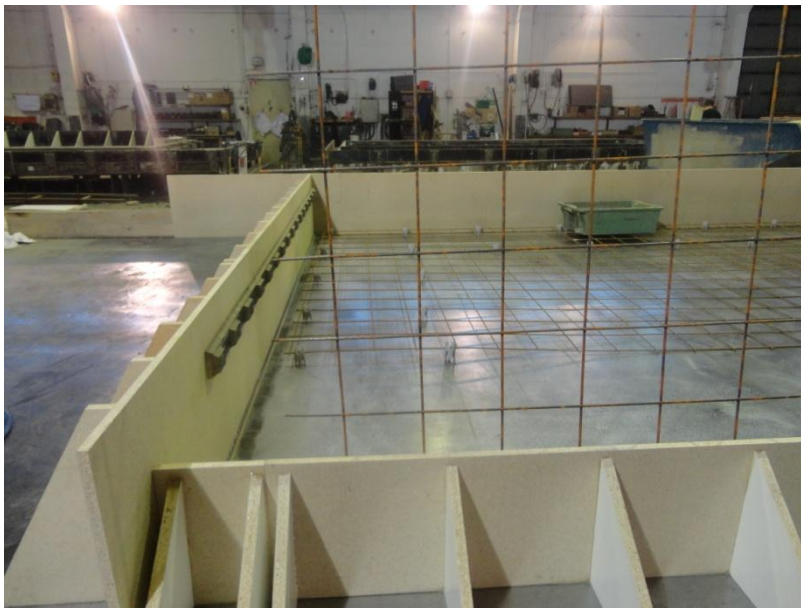
Tillverkning av ett väggelement visas nedan. Detta element är mer komplext än elementen i referensobjektet, varvid endast de relevanta stegen beskrivs.

När ritningen är färdigställd matas den in i en plottningsmaskin som ritar ut på gjutbädden var formen ska placeras. Formen är av spånskivor som limmas på gjutbädden, Figur 8, och den stöts upp av trekantiga spånskivor. Eventuella genomföringar sätts ut på samma vis i detta skede. Efter användningen av formen kasseras den [3].



Figur 8. Formen placerad på gjutbädden.

I botten av gjutbädden gjuts ytterskiktet, därav nästa steg att sätta ut eventuella lister eller som i referensobjektet en matris som formar ytterskiktet till träpanelsmönster. För att underlätta avformningen av elementet oljas bottnen in vilket gör att friktionen blir mindre, Figur 9 [3].

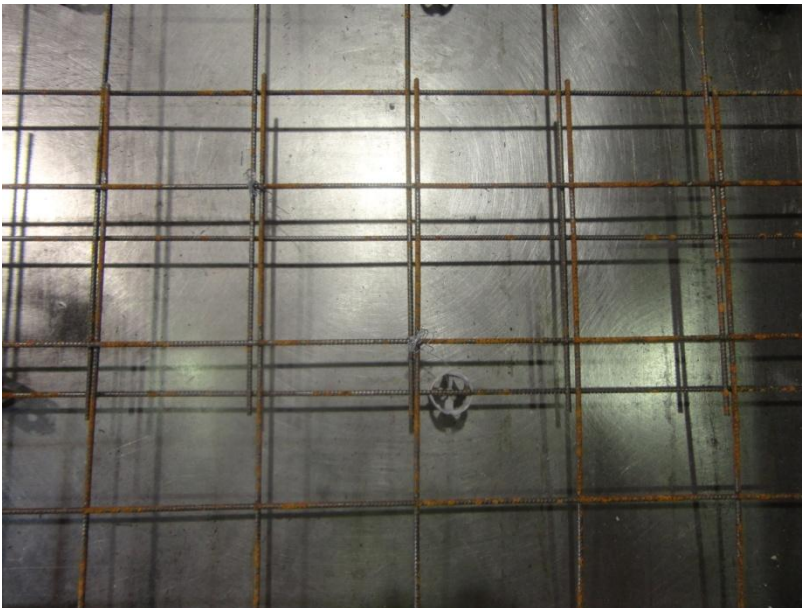


Figur 9. Inoljad gjutbädd med lister på plats.

Nästa steg är att lägga ut armeringsnätet på bädden. Under armeringsnätet placeras distanser för att det ska bildas ett tillräckligt tjockt täckskikt. Distanserna placeras med fördel i kryssen av näten, för att undvika att de faller vid gjutning [3].

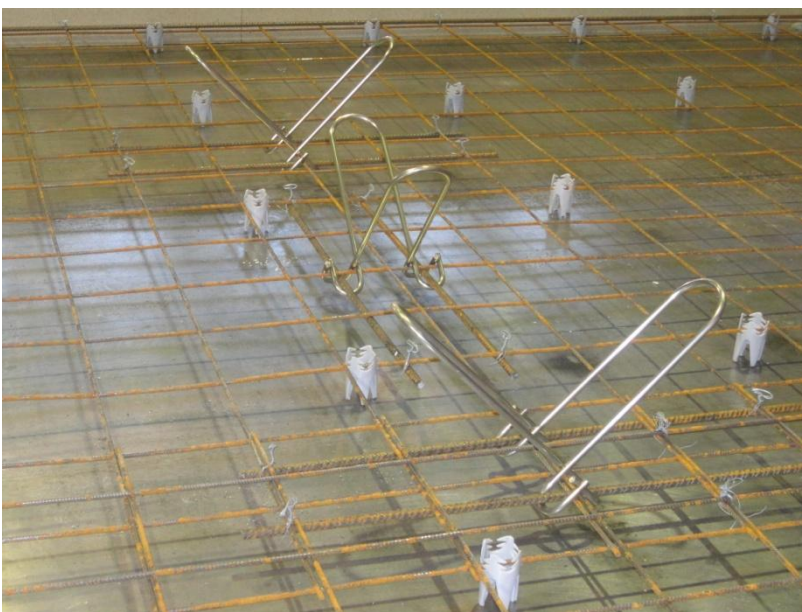
Längs med formens innerkanter placeras och najas armeringsstänger som bildar en ram. Vid skarven mellan armeringsnäten är det viktigt att

överlappningen innefattar minst 2 rutor. Dessutom högst två centimeter i sidled eller att de ligger intill varandra och najas ihop. När allting ligger på plats najas det samman, Figur 10 [3].



Figur 10. Najade armeringsnät.

Nästa steg är att placera ut önskat antal bärankare, både vertikala och horisontella, Figur 11. Uppgiften de har är att föra över ytterskivans tyngd till den bärande innerskivan. Se vidare beskrivning i kapitel 2.2.1. Bärankarna fästs med hjälp av två armeringsstänger och najas ihop för att säkerhetsställa att de inte rör sig. I detta skede placeras även lyften ut [3].



Figur 11. Bärankare fastsatta på armeringsnätet.

Därefter sker gjutning, Figur 12, till önskad tjocklek med en viss tolerans. När skiktet är fullgott sätts vibratorbordet igång för att bearbeta betongen till bästa möjliga kvalitet [3].



Figur 12. Gjutning av ytterskiktet.

På den nygjutna betongen läggs cellplast som vid behov skärs till, Figur 13 [3].



Figur 13. Tillskärning av cellplasten.

Förbindelsebyglarna trycks genom cellplasten, Figur 14, och ner i den färska betongen enligt avstånd på ritningen. Därefter sätts nya mallar ut. I detta fall är den bärande innerskivan 135 mm kortare i höjdlängd jämfört med ytterskivan, därav behovet av en ny mall [3].



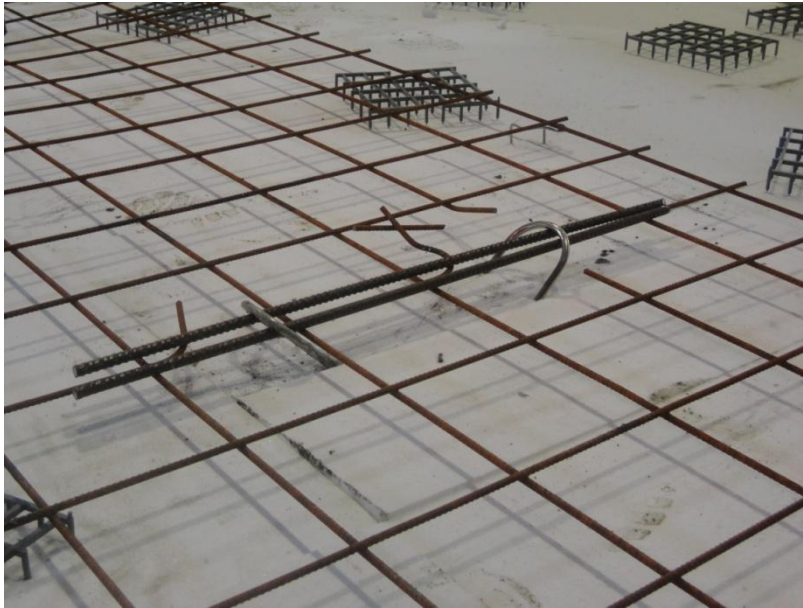
Figur 14. Förbindelsebyglar placerade genom cellplasten i den färska betongen.

Ovanpå cellplasten sätts nya distanser ut, Figur 15. För att så mycket som möjligt undvika att hantverkarna går på den nygjutna betongen används en annan typ av distanser som slängs ut på cellplasten [3].



Figur 15. Distanser utplacerade på cellplasten.

När distanserna är på plats läggs armeringsnäten ovanpå och precis som tidigare beskrivits najas näten ihop. Vid bärarkarna klipps nätet upp och bärarkarna fästs med ytterligare två armeringsstänger samt najas ihop, Figur 16. Därefter placeras resterande armeringsstänger ut och najas ihop [3].



Figur 16. Armeringsjärn genom bärankarna för att hålla dessa på plats.

Plåtar i Figur 17 placeras i elementens kanter där det ska fästas samman med andra element. Eventuellt transportstag och armering runt dörr placeras och najas ihop [3].



Figur 17. Fästplåtar.

Därefter gjuts innerskiktet till önskad tjocklek varefter det vibreras för att fylla ut alla hålrum och bearbeta betongen. Efter en viss härdningstid börjar ytan bearbetas, Figur 18. Innerskiktet stålglättas oftast, vilket innebär att skiktet bearbetas så att det blir slätt och ytan får få porer [3].



Figur 18. Bearbetning av den bärande skivan.

2.3.2 Hantering av element

Under tillverkningen har betongen inte hunnit härda fullt ut vilket gör att hållfastheten är begränsad. Efter ett dygn rivs kantformen och elementet utsätts då för formsug. Därefter skall produkten lyftas ur gjutbädden. Bädden reses till önskad vinkel och elementet lyfts sedan med en stationär kran som sitter i taket. Elementet transporteras vidare till ett lagringsställ där det förvaras tills montering skall ske. Vid montering förflyttas elementen från lagringsplatsen till montagehallen via den stationära kranen och ett släp. Väl i monteringshallen lyfts elementen på plats av ännu en kran [3].

När elementen är på plats svetsas de samman genom en metallplåt från en fästplåt till en annan [3].

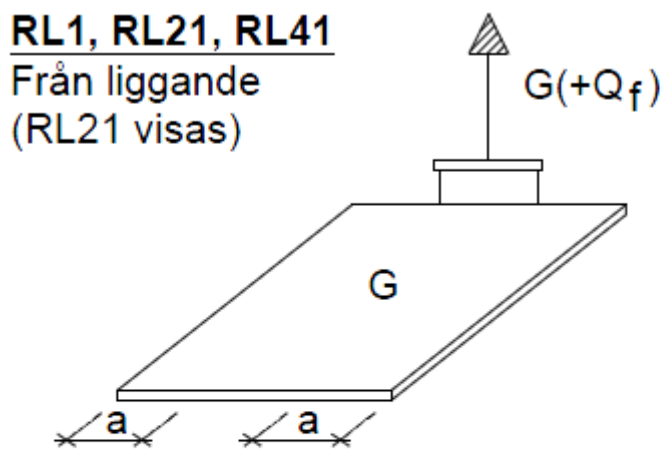
Lyft

Lyft är ett kritiskt moment där elementen utsätts för betydande laster. Eftersom det är ett känsligt steg är det positivt om ett känt lyftsystem från specialtillverkare används. Enhetliga lyftdetaljer på alla byggnadselementen är att föredra. Finns inte möjlighet till det ska varje element åtminstone ha ett och samma lyftsystem. Lyftinfästningar placeras ut med hänsyn till elementets tyngdpunkt både i längs- och djupled. Lyftet placeras normalt med kantavståndet $0,2L$ i längsled om inte tyngdpunkten är mycket förskjuten p.g.a. ursparningar eller annat som kan påverka. Då avståndet mellan lyften är över fyra meter bör fler eller andra lyft användas. Dessa infästningar projekteras i tidigt skede och får under inga omständigheter modifieras eller kompromissas mot vad ritning och beräkningar föreskriver. Enda tillfället detta får ske är när det inte finns någon bygel som kan beskriva den slutgiltiga bockningen. Detta skall förekomma i ringa omfattning och den producerande

enheten skall informeras i ett tidigt skede som exempelvis vid konstruktionsgenomgången [5].

De lyft som i huvudsak används vid sandwichväggar till teknikhus med inner- och ytterskikt i betong är NEO-RASW 39.014L [5].

Vid det aktuella teknikhuset skall de lyft som har beteckningarna RL21 och S2, med max vinkel på 90° respektive 60°, användas. Dessa beteckningar används för att beskriva lyftsätten på ritningarna. RL21 står för rakt lyft från liggande position med två lyftpunkter, Figur 19 [5].



G = Elementvikt

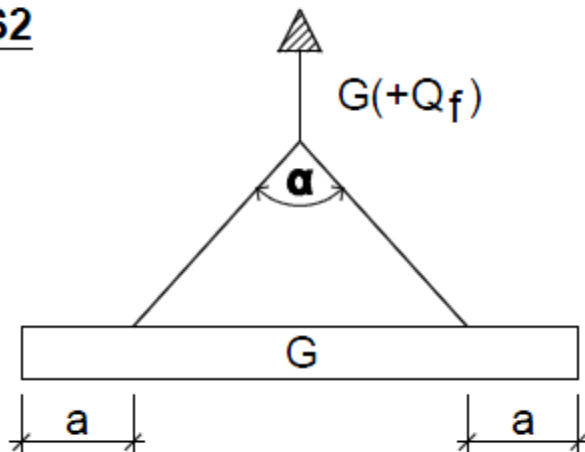
Q_f = Formsug

a = Kantavstånd för lyftgods enligt Teknisk Handbok K1

Figur 19. Lyft av liggande element [5].

Det andra lyftet som skall användas vid hantering av dessa väggelement är S2, Figur 20. Detta står för sneda lyft i ett plan med två lyftpunkter [5].

S2



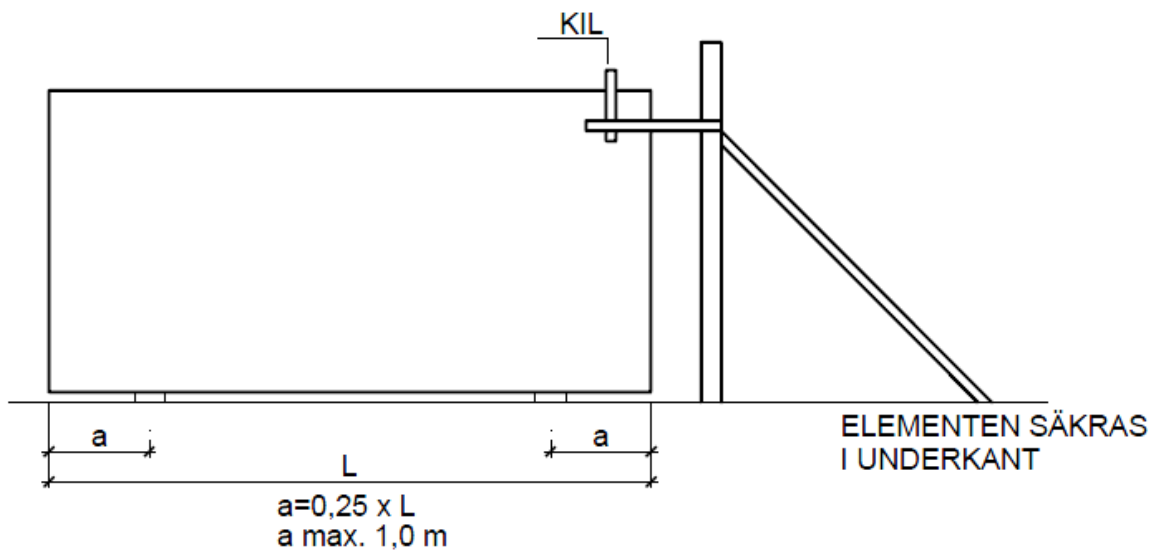
Figur 20. Sneda lyft i ett plan [5].

Formsug

När elementet härdat tillräckligt länge så att hållfastheten är tillräcklig avformas det. Form rivs bort från kanter och yta och sedan lyfts elementet ur gjutbädden. Elementet utsätts då för ett formsug. Storleken på detta formsug beror på vilken form som används. Stålformar ger ett formsug på 1 kN/m^2 [5]. Använder man sig av träformar och matriser fås ett formsug på $2\text{-}3 \text{ kN/m}^2$ [3].

Lagring

Vid efterjusteringsarbeten mellanlagras väggelementen i vertikala lagerställ, Figur 21, i fabriken. Elementen stöds i överkant i ena änden utav utstickande stålprofiler från stället. Mellan stålprofilerna och elementet fästs kilar för att stabilisera väggen. Fasadytan skyddas med kilning så att inga skador uppstår.



Figur 21. Lagring [5].

På lager lagras väggelementet enligt ovan. Elementet pallas normalt upp med kantavstånd 0,25L med max en meter. Ett alternativ till detta är att lagra produkten i lagerställ med lutning på max 4:1. För element med stora ursparningar skall särskild hänsyn tas och lagringspunkter ska vara utsatta på ritningen. Efter mellanlagring får elementen lagras med pallning längs långsidor 0,6 m från kant. De som i detta fall har redovisat lyftsätt RL får lagras liggande tills montering skall ske [5].

Transportskydd och säkring

Under vinterhalvåret förekommer risk för att elementen utsätts för saltstänk. Då skall dessa skyddas, lämpligen med plastemballage eller skyddshuv. Därefter säkras de under transport med spännband, 2-4 stycken per element beroende på deras vikt. Vid stående transport får pallning inte ske under fasadskivan utan skall alltid ske med trämaterial under den bärande skivan [5].

Ett teknikhus med maxbredd 3,5 meter kan transporteras färdigmonterat på flak [3].

3 Alternativa lösningar

Syftet med att hitta alternativa lösningar till Teknikhusen är att göra elementen lättare, minska materialåtgången samt minska arbetstiden. Detta för att slutligen sänka kostnaden för tillverkningen av husen. Studien kommer inrikta sig på att undersöka väggelementens två yttersta skikt d.v.s. yttersta betongskiktet och isolerskiktet.

3.1 Alternativa material

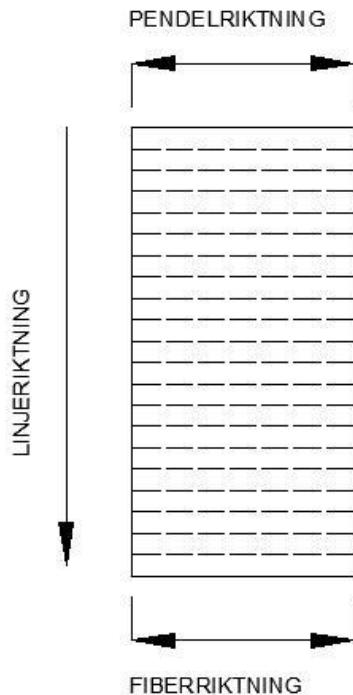
3.1.1 Paroc FAL 1

Detta material är en stenullsisolering som har högre hållfasthet än de vanligaste stenullsprodukterna. Hållfastheten i ett fibermaterial beror bland annat på antalet fibrer, hur fibrerna är orienterade och mängden bindemedel som binder ihop fibrerna. Antalet fibrer kan justeras genom att tillföra fler fibrer och pressa samman dem mera så att produkten får en högre densitet. Fiberorienteringsfördelningen har en avgörande roll för produktens egenskaper. I den riktning som flest fibrer ligger i har materialet högre tryck- och draghållfasthet jämfört med den riktning där fibrerna ligger på varandra. Det speciella med Paroc FAL 1 är att orienteringsfördelningen har påverkats så att fler fibrer ligger i en riktning, vinkelrätt mot väggens plan. På så sätt ökas styvhet och hållfasthet i denna riktning och sannolikt förbättras även vidhäftningen. Det negativa är att isolerförmågan är mindre i denna riktning [10]. I den riktning som normalt skulle använts igenom en skiva är värmekonduktiviteten 0,037 W/mK. Genom att vända fibrerna vinkelrätt mot ytterytorna går dess värmekonduktivitet upp till 0,04 W/mK, vilket ger en ökning på 0,03 W/mK [11].

Som råvaror till stenullsisolering används tre diabasa bergarter, två hämtade från Finland och en från Karlshamn. Dessutom används en del dolomit.

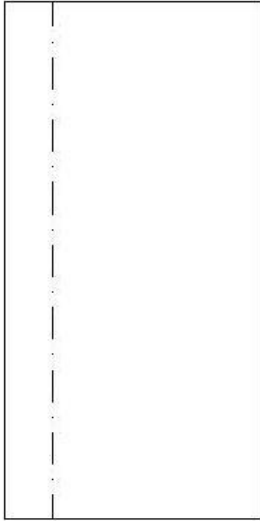
Dessa vägs och hissas upp i fabriken för att sedan sänkas ned i en ugn. Här smälts bergarterna sedan med hjälp av koks med en temperatur på 2500°C. Därefter blandas smältan med flussmedel samtidigt som den går ut ur ugnen med en temperatur på 1500°C. Blandningen går ut på ett perforerat plåthjul med tryckluft som spinner smältan till fibrer. Tryckluften kyler smältan så att smältan ändrar temperatur från 1500°C till 60°C i fibrerna [10].

Fibrerna förs sedan vidare på ett rullband till en stor pendel som fördelar fibrerna jämt tvärsöver ett underliggande rullband, Figur 22 [10].



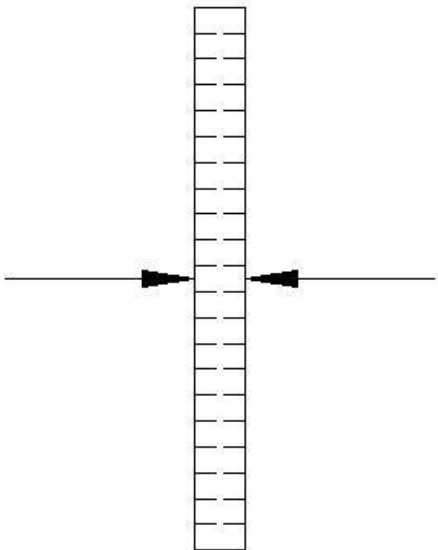
Figur 22. Fibreriktning i produktionslinjen efter pendel.

Därefter går de in i en press. Denna är på undersidan ett rullband och på översidan ett antal rullande kolvar. Stenullen pressas här samman till önskad densitet och varmluft blåses genom materialet. Den varma luften härdar flussmedlet så att stenullen blir en stabil produkt efter att lämnat pressen [10]. Nu har det blivit en färdig produkt. Pendeln fördelar merparten av fibrerna i riktning tvärs över linjeproduktionen. För att få en produkt där hållfasthetsvärdena är större vinkelrätt mot ytan går det att använda sig av sågade skivor, Figur 23, där de så kallade lamellerna vänds 90° så att de flesta fibrerna blir orienterade vinkelrätt mot ytan [10].



Figur 23. Sågning av skiva till lamell.

Denna produkt är alltså anisotrop med en högre hållfasthet vinkelrätt mot skivans plan, Figur 24. Idén med produkten är att den skall ge tillräcklig vidhäftning och tillräcklig tryckhållfasthet vinkelrätt väggens plan för att bärarkarsystemet skall kunna utelämnas. Undersökningar enligt nedan kontrollerar om denna produkt har tillräckligt hög hållfasthet för att genomgående armering i referensobjektet skall kunna minskas och uteslutas.



Figur 24. Sågade ytor med högre hållfasthet vinkelrätt mot ytan.

3.1.2 Stålfiberarmerad betong

Användandet av stålfiberarmerad betong för att få bättre draghållfasthet är ingen ny uppfinning. Redan under senare delen av 1800-talet sattes patent i USA, av A. Bernard, på idén om fiberarmerad betong [12].

Stålfibrer som tillsätts i betongen bidrar till att betongen blir mindre spröd och att betongens beteende förändras. Fibrerna gör betongen segare genom att de överför kraft över sprickor. Vad som måste poängteras är att fibrerna inte ger någon nämnvärd ökning på draghållfastheten förrän efter uppsprickning [13].

Något som skiljer sig mellan konventionell armerad betong och fiberarmerad betong är att den konventionella armeringen är placerad där dragspänningarna blir som störst och den behövs som mest, till skillnad från fiberarmeringen som är fördelad över hela tvärsnittet. Alltså behöver hela betongen dimensioneras efter den mest utsatta zonen i tvärsnittet, d.v.s. dragzonen [13].

Ytterligare en skillnad är att armeringsstängerna är långa, kontinuerliga och förhållandevis kraftiga, medan stålfibrerna är korta, oregelbundna och förhållandevis tunna. Med hänsyn till detta är det svårt att uppnå lika stor armeringsarea med fiberarmering som med konventionell armering [13].

Produktionsmässigt finns det stora fördelar med att blanda i fibrer i betongen. Det annars tidskrävande förarbetet med konventionell armering försvinner helt eller delvis vid användandet av fiber i betongen. Ur konstruktionssynvinkel finns det många fördelar med fiber i betongen men framförallt hämmar det sprickbildning samt ökar segheten i betongen [14].

Trots att det finns fördelar med fiberarmering, används det i ringa omfattning. Anledningen till detta kan vara att det inte finns några tydliga normer och dimensioneringsanvisningar som tar hänsyn till materialegenskaperna för fiberarmerad betong [13].

Valet av fiberlängd beror på tjockleken på betongskiktet. För att fibrerna ska lägga sig parallellt med betongskivan och på så sätt utnyttjas som bäst i dragzonen, används fibrer som är något längre än tjockleken på själva betongskiktet. Ställer sig fibrerna däremot vinkelrätt betongskiktet gör de ingen nytta [15].

Ju mindre kornstorlek som används på ballasten i betongblandningen desto större chans har fibrerna att kunna vicka ner under ytan och på så sätt göra nytta [15].

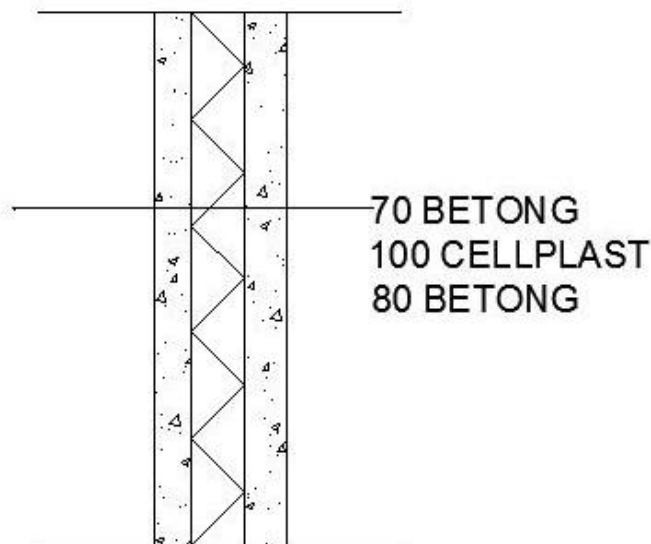
Den finns många olika slags stålfibrer. Raka, paddelformade, koniska, fibrer med ändkrokar m.m. [14]. Det finns även rostfria och icke rostfria. Eftersom kunderna sannolikt inte skulle acceptera att fibrer som ligger i ytskiktet korroderar och missfärgar fasaden är rostfria fibrer att föredra [3]. Enligt rekommendationer från Beakert föreslås stålfibern Dramix RC CN i längden enligt ovanstående stycke om val av fiberlängd [15].

3.2 Konstruktionssystem

Syftet med ett annat alternativt konstruktionssystem är att teknikhuset ska bli lönsammare att producera genom bland annat mindre materialkostnader och mindre arbetsåtgång.

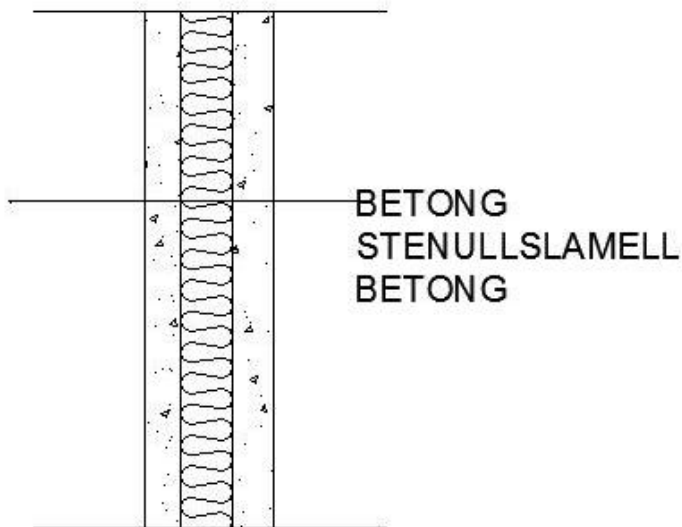
Tänkbara varianter av innerskikt är antingen ett homogent skikt eller ett tunnare skikt som är förstärkt med bärande pelare. Dessa kan i sin tur delas upp i två olika valmöjligheter. Konventionell armerad betong eller fiberarmerad betong. Det mellersta skiktet bestående av isolering kan varieras mellan cellplast, som används idag och stenullslameller. Ytterskiktet kan armeras med konventionell armering eller med stålfiberarmering.

Nedan illustreras ett antal alternativ, Figur 31. I Figur 25 visas hur nuvarande konstruktionssystem är uppbyggt. Denna konstruktion är med sina två betonglager både kostsam och tung jämfört med nedanstående alternativ.



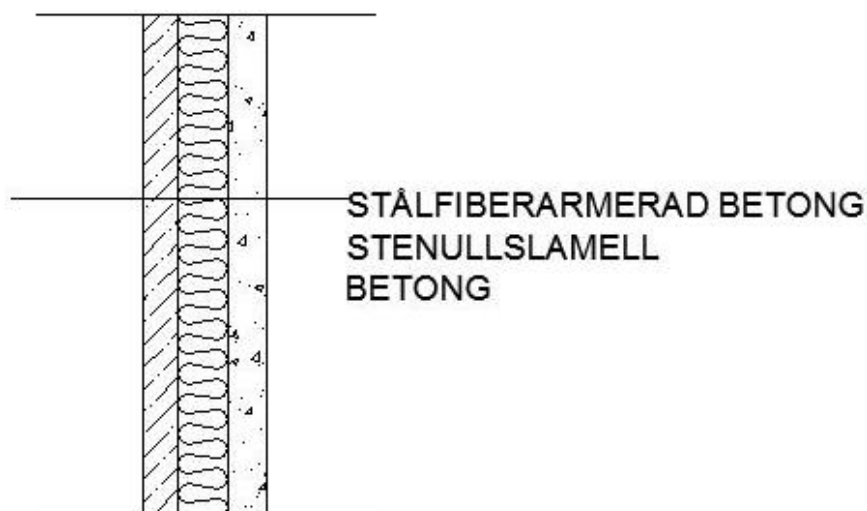
Figur 25. Alternativ A.

Ett alternativ är att byta ut den tidigare cellplasten mot stenullslameller. Genom att göra detta går det att undvika genomgående armering, vilket leder till att material såväl som tid sparas. Detta illustreras i Figur 26.



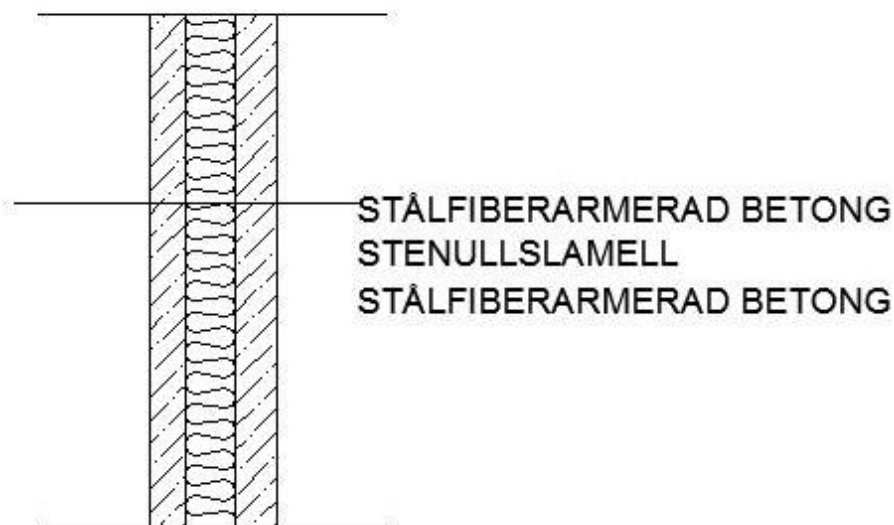
Figur 26. Alternativ B.

I Figur 27 har liksom i alternativ B cellplasten bytts ut mot stenullslameller. Dessutom har fasadskivans armering ersatts med fiberarmering. Detta sparar både tid och material.



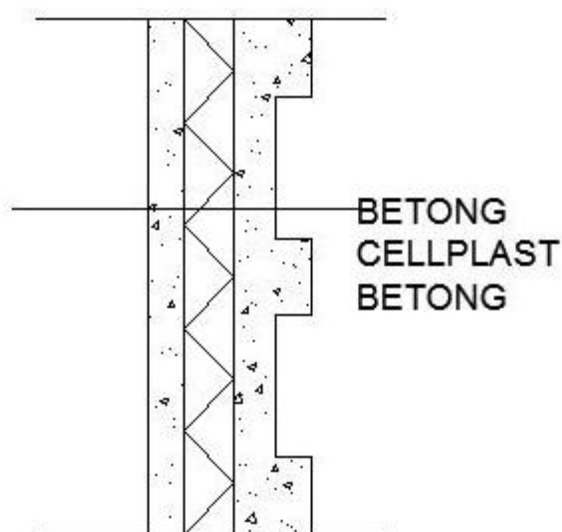
Figur 27. Alternativ C.

Ett sista steg i konstruktionsförändringarna A till D är att även i innerskiktet använda sig av fiberarmering istället för konventionell armering, Figur 28. Detta leder liksom i ytterskiktet till mindre materialåtgång och färre arbetstimmar.



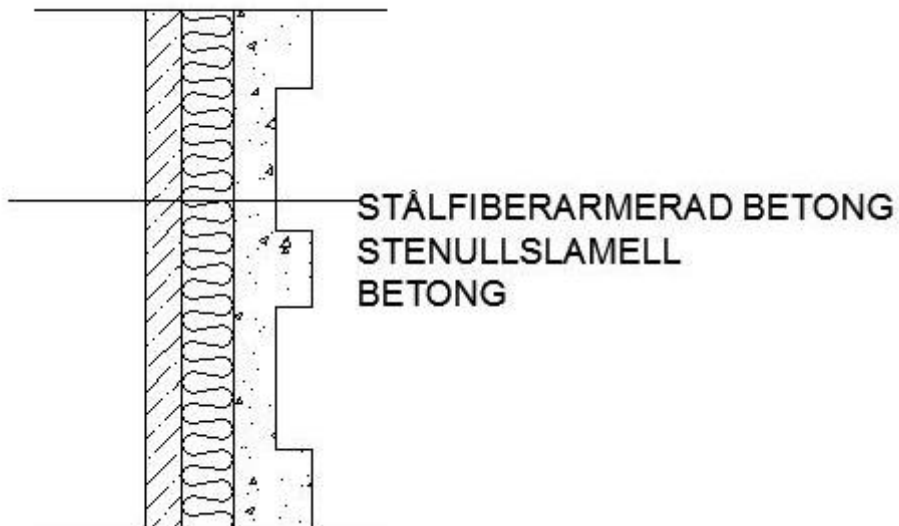
Figur 28. Alternativ D.

För att få ner åtgången på betong i innerskiktet kan det gå att gjuta ett tunnare skikt, förstärkt med pelare och balkar vars huvudsyfte är att ta upp de laster skiktet utsätts för, Figur 29. Denna konstruktion ändrar endast innerskiktet jämfört med alternativ A.



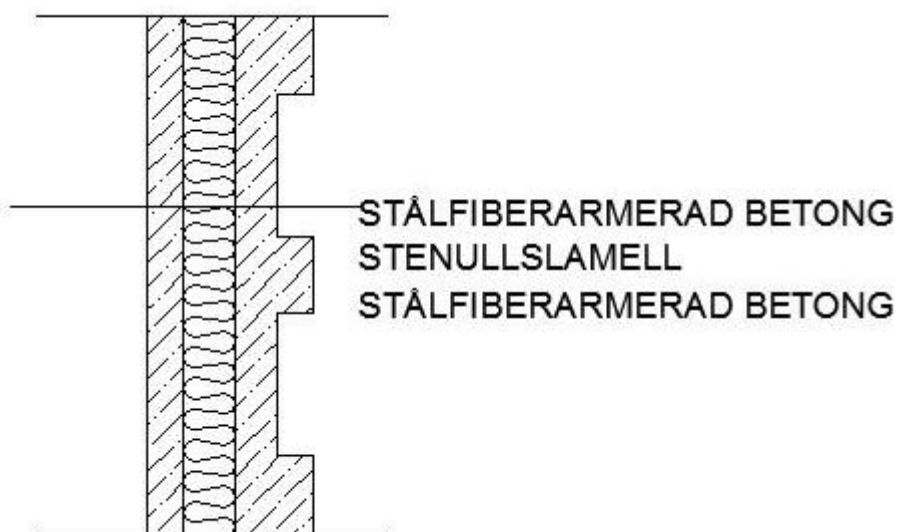
Figur 29. Alternativ E.

En fortsättning av alternativ E är att fiberarmera ytterskiktet, Figur 30. Detta leder till minskad materialåtgång då vanlig armering byts ut mot fibrer. Dessutom minskar arbetsåtgången då hantering av armering minskar markant. I alternativet har även cellplasten byts ut mot stenullslameller vilket kan leda till att behovet av och arbetet med genomgående armering blir överflödigt.



Figur 30. Alternativ F.

Denna konstruktion, Figur 31 är en fortsättning på alternativ D och E. Den skiljer sig dock på så sätt att även innerskiktet är fiberarmerat. Detta leder till att liksom i alternativ F så minskar materialåtgången och arbetet med konventionell armering.



Figur 31. Alternativ G.

Dessa alternativa konstruktionslösningar är idéskisser, vars genomförbarhet måste utredas. Denna studie kommer gå vidare med att utreda alternativ C, ett homogent bärande betongskikt med konventionell armering, mellanliggande stenullslameller och ytterskikt av stålfiberarmerad betong. Detta val gjordes för att konstruktionen verkade enkel och genomförbar.

Vid det aktuella alternativet undviks bockning och placering av konventionell armering i ytterskiktet. Istället används stålfiberarmering.

Genom användning av stenullslameller istället för cellplast upphör användningen av ankare och förbindelsebyglar. Detta förutsatt att stenullsisoleringen klarar att föra över lasten från ytterskivan till den bärande innerskivan. Fungerar det minskar både material- och arbetsåtgång. Detta gör även att köldbryggor som bärarkare och förbindelsebyglar ger upphov till försvinner. Utbyte av cellplast mot stenull inverkar även positivt på elementets brandegenskaper. Betongvolymen som krävs för denna konstruktion är 1,6 m³ mindre än vid nuvarande konstruktion.

Undersökningar kommer att göras om hur tunn ytterskivan kan vara samt om det går att undvika bärarkare och förbindelsebyglar. För att kunna gå vidare krävs information om isoleringens styvhets- och styrkeegenskaper samt hur pass bra vidhäftningen blir mellan stenullsisoleringen och pågjuten betong, därför kommer provningar göras för att ta fram dessa egenskaper.

4 Provning

Syftet med provningarna är att undersöka vidhäftningen mellan betong och stenull i ett sandwichelement samt att undersöka stenullens styvhetsegenskaper. Detta ska uppnås genom dragprov, skjuvprov och tryckprov av provkroppar som liknar normala sandwichelement. Med hjälp av resultaten från provningen går det att uppskatta om ytterskiktet kan hållas på plats av stenullen utan genomgående armering.

Tillverkningen av provkroppar innefattar sex dragprov, sex skjuvprov samt ett tryckprov. För att uppskatta hur länge det går att vänta innan stenullen måste vara på plats gjuts drag- och skjuvprovkropparna med fördröjd påläggning, 30 respektive 60 minuter. Detta ska symbolisera tiden det tagit för ett helt väggelement. Det gör att betongen har hunnit härda olika mycket och ger i sin tur olika förutsättningar för en god vidhäftning.

4.1 Utformning av provkroppar

Provningresultaten kan förväntas bero på provkropparnas storlek. På grund av denna storlekseffekt bör provkropparna göras så stora som möjligt. Detta är dock ett praktiskt problem då provningsmaskinen endast klarar en höjd på max 750 mm samt en bredd på 530 mm. Dessutom ska det gå att hantera proverna så de bör inte vara för tunga. För att minska storlekseffekten bör provkropparnas bredd och höjd vara större än stenullslamellernas tjocklek. Genom att tillverka provkroppar med måtten $400 \times 320 \text{ mm}^2$ blir dessa mer än fyra gånger så stora som isoleringens tjocklek. Måttet 400 mm valdes med tanke på att stenullslamellerna är 200 mm breda och behöver vid detta val ej sågas till i den riktningen.

4.1.1 Dragprov

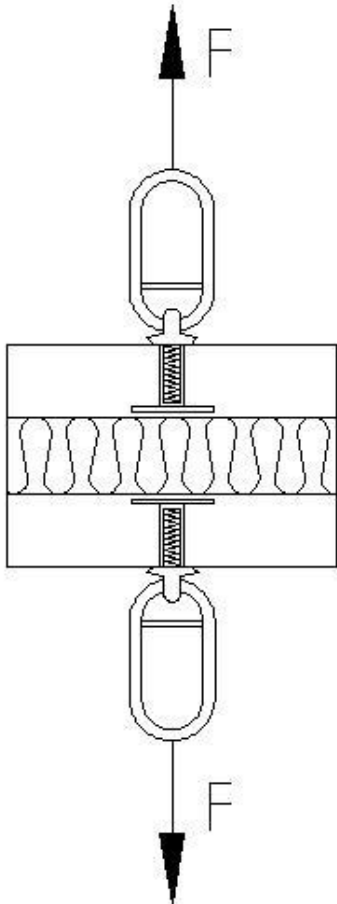
Dragprovet görs med provkroppar som i tre lager bildar ett sandwichelement, Figur 32, två betongskikt med 70 mm betong med mellanliggande 75 mm stenullslameller.

I diskussion med Abetong samtalades om ett 80 mm tjockt isolerskikt. Men p.g.a. standardtjocklekar på isoleringen valdes 150 mm tjock isolering som sågas på mitten till 75 mm tjocklek.

I betongskikten gjuts hylsor med gängor in, mitt för varandra på vardera sidan. Dessa ska användas som infästningar för lyftdetaljer som skall spännas in i provningsmaskinen. Det är viktigt att hylsorna placeras i elementets tyngdpunkt. Annars fås både drag och moment i isoleringen och spänningstillståndet blir inte homogent. Hylsorna kopplas till provningsmaskinen via öglor som ger en ledad infästning, även detta för att

undvika att moment uppstår. Det är även viktigt att hylsorna sitter precis mitt för varandra.

I provningarna ska maskinen dra isär betongskikten från varandra. Genom denna provning fås information om det sker ett brott i vidhäftningen mellan betongen och stenullen innan brottet sker i stenullen.



Figur 32. Provkropp dragprov.

Dimensionering dragprov

Stenullsisoleringen har enligt Paroc en draghållfasthet på 80 kPa [11].

Den last som ger denna spänning är: $80 \cdot 0,4 \cdot 0,32 = 10,24$ kN.

Lyftinfästningen dimensioneras alltså för minst 10,24 kN.

Provkropparnas totala vikt är:

Betong: $0,4 \cdot 0,32 \cdot 0,07 \cdot 2 \cdot 2400 = 43$ kg

Isolering: $0,4 \cdot 0,32 \cdot 0,075 \cdot 80 = 0,77$ kg

Totalt: 43,8 kg, teoretiskt. Eftersom betongskikten är svåra att gjuta med exakt tjocklek vägs proverna var för sig för att få veta vilken belastning som redan finns på grund av egentyngd vid provningarna.

Materialvärden för betong, C30

$$f_{ctk,0,05} = 2 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ct} = 1$$

$$\gamma_c = 1,5$$

Oarmerad betong ska tåla: $f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{2}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$, vilket är avsevärt större än stenullens draghållfasthet på 80 kPa. Betongen armeras trots det för säkerhets skull. Ovanför förankringsinfästningarna läggs två stänger som gör dem ännu säkrare.

Betongen är också avsevärt styvare än isoleringen. Därför bedöms det inte vara någon risk för att betongen deformeras så att det inte blir lika stor dragspänning överallt i isoleringen.

4.1.2 Tryckprov

Eftersom det inte är troligt att stenullen har samma styvhet vid drag- respektive tryckbelastning görs även tryckprov. Utseendet på provkroppen är identiskt med utseendet på provkropparna till dragproven, dock utan infästningarna.

Det görs ytterligare en typ av tryckprov där stenullen läggs mellan två stålplattor. Ytermåtten på både stålplattorna och stenullen är, 200 mm x 230 mm. Stålplattorna används för att föra över kraften till hela provbiten.

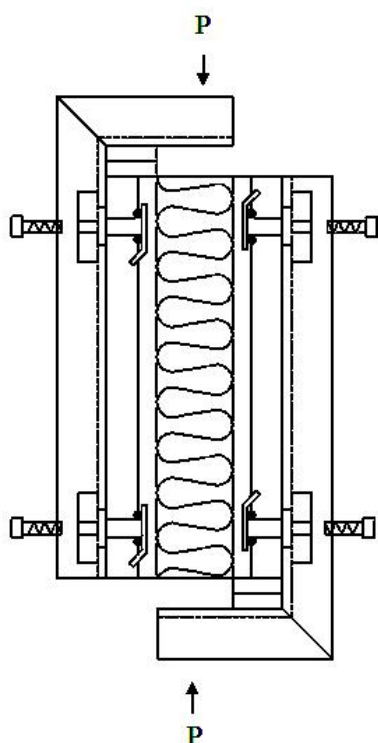
4.1.3 Skjuvprov

Provkropparna utformas på ett sätt liknande provkropparna vid dragprovet, d.v.s. tre lager som bildar ett sandwichelement. Lagren består av två betongskikt med tjockleken 50 mm och ett stenullsskikt med tjockleken 75 mm. För att provkropparna ska bli hanterbara minskas betongskiktet eftersom stålprofilskonstruktionen vikt tillkommer vid dessa prov. Se beskrivning av stålprofilskonstruktionen senare i kapitlet.

Väggarna kommer att utsättas för skjuvning när de står på plats. Det är främst egentyingden och temperaturlast som ger upphov till denna påfrestning, som det idag inte finns några officiella hållfasthetsvärden på. I konstruktionen är det alltså främst ytterskivan och stenullens egentyingder som ger upphov till skjuvspänningar i elementen. Provningarna går ut på att trycka betongskikten i motsatt riktning parallellt mot varandra för att få uppskattade värden på skjuvhållfastheten.

För att kunna testa dessa provkroppar i provmaskinen krävs vissa åtgärder. Den främsta åtgärden är att tillverka en stålprofilskonstruktion eftersom lasterna skall angripa mitt för varandra. Denna stålprofilskonstruktion, Figur 33, möjliggör att lägga på laster mitt för varandra men ändå få den att huvudsakligen belasta betongskikten.

Målet är att uppnå ren skjuvspänning men detta går ej att åstadkomma. Med denna stålprofil och en klack som endast löper längs betongskikten kan last läggas på så att provkroppen skjuvas till största del. Dragspänningar och tryckspänningar uppstår även i isoleringen men förhoppningsvis påverkar de inte resultatet [16].



Figur 33. Provkroppen med stålprofilskonstruktion.

De ingjutna gängorna, brickorna och bultarna tar upp de moment som bildas från lasten som läggs på. För att dessa inte ska ta upp vertikala laster så borrar ett hål i stålkompletteringen som är större än gänggången så att stålet kan passas in och röra sig fritt i vertikalled. Eftersom vikten på provkropparna är ca 32 kg så måste stålprofilerna tillverkas så lätta som möjligt för att proverna ska bli hanterbara. Den främsta åtgärden är att stålprofilen endast är 100 mm bred.

Dimensionering stålprofilskonstruktion

Isoleringstjockleken som används i proverna är 75 mm.

Liknande stenullsisolering, specificerad i VTT certificate [17], har en skjuvhållfasthet på ca 40-54 kPa. För att tillämpa en säkerhetsmarginal

dimensioneras profilen för en last som är fyra gånger större vilket innebär ca 200 kPa. Total kraft blir då: $200 \cdot 0,4 \cdot 0,32 = 25,6$ kN.

En friläggning av profilen visas i Figur 34. Moment som stålet utsätts för vid av plattstålsklacken, om den antas vara en punktlast

$$M = P \cdot d1 = 25,6 \cdot (0,0375 + 0,025) = 1,6 \text{ kNm}$$

Bultarna på sidorna utsätts för en last på grund av ett moment som uppstår då stålprofilen belastas med en hävarm som löper över stenullsskiktet.

$$F1 \cdot d1 = F2 \cdot d2$$

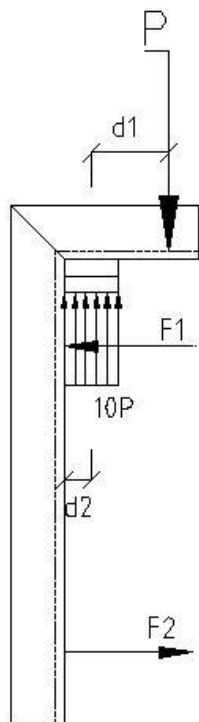
$$25,6 \cdot (0,0375 + 0,025) = F2 \cdot 0,3 \rightarrow F2 = 5,3 \text{ kN}$$

Detta ger ett maxmoment på

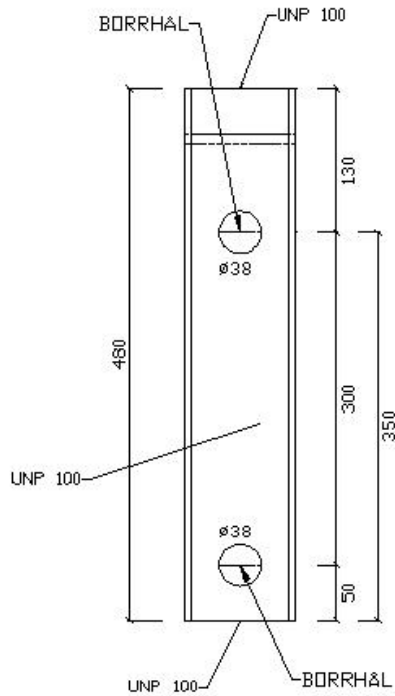
$$M = F2 \cdot d2 = 5,3 \cdot 0,3 = 1,6 \text{ kNm}$$

Stålprofiler av typen UNP 100, s235, Figur 34-35, används för konstruktionen. Stålets hållfasthet är 235 MPa. Elastiskt böjmotstånd, $W_z = 8,45 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$. Tröghetsmoment, $I_z = 0,292 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$. Elasticitetsmodul, $E_{\text{Stål}} = 210 \text{ GPa}$.

$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1,6 \cdot 10^3}{8,45 \cdot 10^{-6}} = 189 \text{ MPa}$, vilket är $< 235 \text{ MPa}$, alltså klarar profilen med god marginal belastningen.

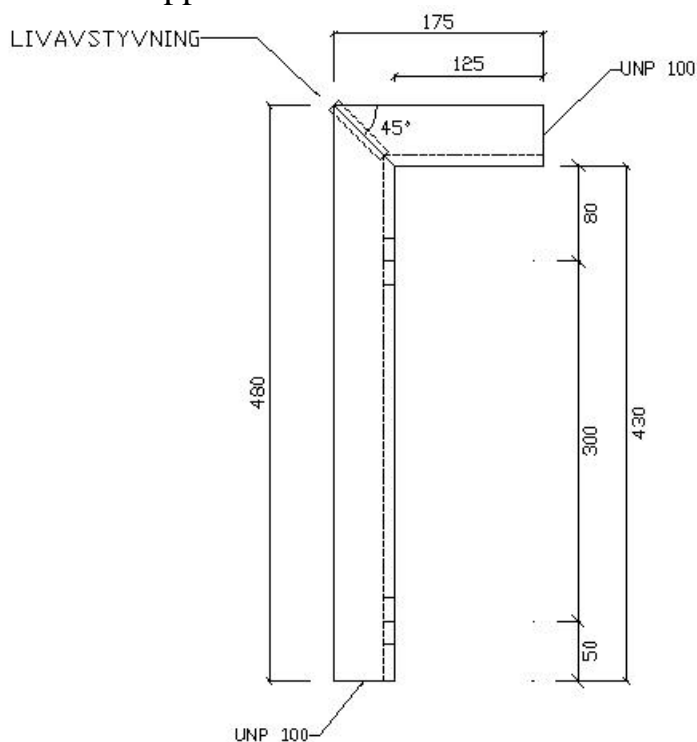


Figur 34. Friläggning av stålprofil.



Figur 35. Stålprofilskonstruktion.

För att fästa in proverna i provningsmaskinen används lastfördelningsplåtar som placeras i UNP-profilens liv. Dessa plåtar har en försänkning som lastfördelningspinnen i provningsmaskinen kan fästas mot. För att undvika buckling på stålprofilskonstruktionen svetsas en livavstyvning med vinkeln 45° , där de två UNP-profilerna möts, Figur 36. Detta istället för att låta en profil överlappa den andra.



Figur 36. Stålprofilskonstruktion från sidan.

För att uppskatta hur mycket fritt utrymme som behövs mellan stålprofilen och provkroppen beräknas töjningen i höjddled för isoleringen enligt nedan. Skjuvmodulen och max skjuvspänning uppskattades genom jämförelser med liknande material till, $G = 3 \text{ MPa}$, $\tau_{\max} = 50 \text{ kPa}$ [17].

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{50 \cdot 10^3}{3 \cdot 10^6} = 0,017$$

Förskjutningen i höjddled ges av att multiplicera skjuvtöjningen med stenullens tjocklek

$v = \gamma \cdot d = 0,017 \cdot 0,075 = 0,00125 \text{ m}$, vilket är mycket lite i förhållande till att 30 mm klack används vid skjuvprovet. Detta är tilltaget så pass extra så att proverna med säkerhet inte skall påverkas av att stålprofilen belastar stenullen, utan bara betongskiktet.

Deformationen som uppstår i den del som löper över provkroppen får ej vara för stor då detta inverkar på resultatet eller kan få provkropparna att ramla ur provmaskinen vid provning.

$$V = \frac{PL^3}{3EI} = \frac{25,6 \cdot 10^3 \cdot 0,0375^3}{3 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 0,29 \cdot 10^{-6}} = 0,00735 \text{ mm}$$

Enligt ovan beräknas brottet att ske i stenullen vid ca 1,25 mm. Stålets nedböjning är beräknat till ca 0,00735 mm vid en last av 25,6 kN. Deformationen för stenullen är 170 gånger så stor som nedböjningen av stålprofilen, vilket innebär att nedböjningen för stålet har minimal inverkan på resultatet.

Vikt för stålprofilskonstruktion

Profilen som används är av typen UNP100.

Långsida $0,43 \cdot 10,6 = 4,6 \text{ kg}$

Ovansida $0,175 \cdot 10,6 = 1,9 \text{ kg}$

Plattstålsklack $0,03 \cdot 0,1 \cdot 0,05 \cdot 7850 = 1,18 \text{ kg}$

Total vikt 7,7 kg

Stålprofilskonstruktion två kopior $7,7 \cdot 2 = 15,4 \text{ kg}$ stål totalt

Isolering $0,4 \cdot 0,32 \cdot 0,075 \cdot 80 = 0,8 \text{ kg}$

Betong $0,4 \cdot 0,32 \cdot 0,05 \cdot 2 \cdot 2400 = 30,7 \text{ kg}$

Provkropp totalt, $14,7 + 0,77 + 30,72 \approx 50 \text{ kg}$, vilket är hanterbart. Eftersom betongskikten är svåra att gjuta med exakt tjocklek vägs proverna

var för sig för att få veta vilken belastning som redan finns på grund av egentyngd vid provningarna.

4.1.4 Materialåtgång

Dragprovkropparnas volym är $0,4 \cdot 0,32 \cdot 0,215 = 0,028 \text{ m}^3$.

Skjuvprovkropparnas volym är $0,4 \cdot 0,32 \cdot 0,175 = 0,022 \text{ m}^3$.

Spånskivor

Formen till provkropparna byggs upp av spånskivor som limmas på en gjutbädd. Höjden på formarna till dragproven är 215 mm, medan höjden på skjuvproven är 175 mm. För att fixera gängorna i ovkant används en plywoodskiva som bulten träs igenom och därefter skruvas den in i gängan. Sågschema enligt Tabell 1.

Tabell 1. Sågschema för batteriformar.

Längd [mm]	Höjd [mm]	Antal
1908	215	2
1456	215	2
400	215	14
100	215	18
1456	175	4
400	175	12
100	175	16

Tolv plywoodskivor med längden 450 mm för placering av infästningar, samt tjugofyra trekantstöttor för stabilisering av formen erfordras.

Gängor, bultar, lyftöglor m.m.

Till dragproven används tolv förankringsinfästningar av typen NEO-LMPL-16-60 med två lyftöglor av typen Lis Lyfthuvud M16. Förankringsinfästningens bärförmåga är 18 kN och lyftöglans bärförmåga är 12 kN [9], vilket är större än dragkraften som krävs för att stenullen ska gå till brott.

Till skjuvproven används 24 förankringsinfästningar av typen LMPL3-M12-40 med fyra 40 mm bultar och fyra 60x60x05mm fyrkantsbrickor. Förankringsinfästningens kapacitet i drag är 8 kN, vilket är större än det uträknade värdet på kraften i nedre bulten som är 5,33 kN [9].

För att fixera gängorna i underkant används tillhörande limspikbricka som limmas direkt på gjutbädden.

Betong

Betongen som används till provkropparna är av kvaliteten C30. Det är samma kvalitet som används vid referensobjektet.

Dragprov $0,4 \cdot 0,32 \cdot 0,07 \cdot 2 \cdot 6 = 0,108 \text{ m}^3$

Skjuvprov $0,4 \cdot 0,32 \cdot 0,05 \cdot 2 \cdot 6 = 0,077 \text{ m}^3$

Tryckprov $0,4 \cdot 0,32 \cdot 0,07 \cdot 2 \cdot 1 = 0,018 \text{ m}^3$

Detta ger en samlad volym betong av $0,177 \text{ m}^3$

Stenullslameller

26 stycken $0,4 \cdot 0,32 \cdot 0,075 \text{ m}^3$.

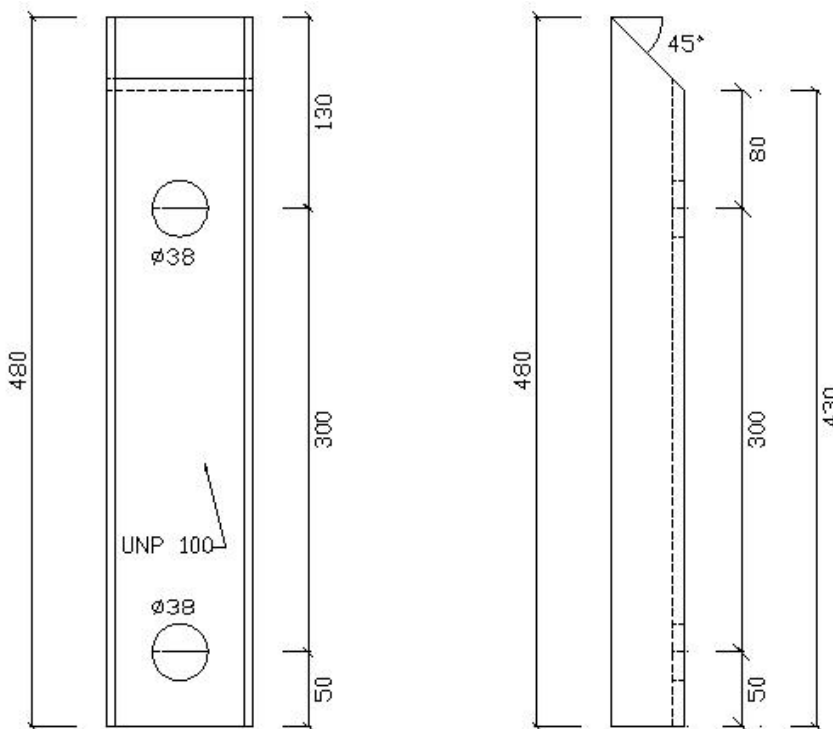
D.v.s. 4 stycken $0,2 \cdot 1,200 \cdot 0,15 \text{ m}^3$, som sågas till 26 bitar, med ovanstående mått.

Stålkonstruktion

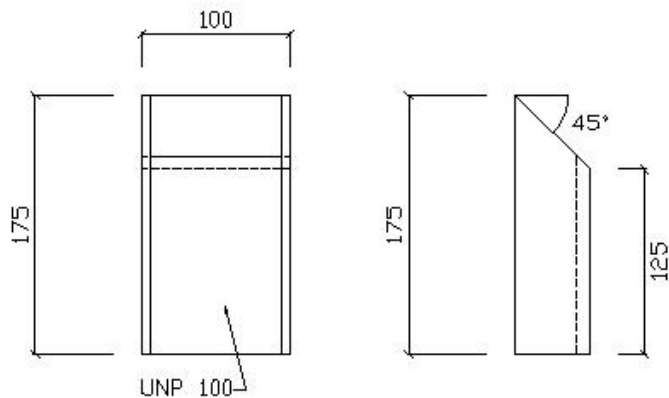
UNP 100, två stycken 480 mm, Figur 37, samt två stycken 175 mm långa, Figur 38.

Plattstålsklack, fyra stycken $100 \cdot 15 \cdot 50 \text{ mm}^3$

Lastfördelningsplåt, två stycken $75 \cdot 75 \cdot 15 \text{ mm}^3$



Figur 37. Stålfprofil långsida.



Figur 38. Stålprofil kortsida.

4.2 Tillverkning provkroppar

Tillverkningen av provkropparna genomfördes på Abetongs fabrik i Falkenberg under 13-16 april 2012.

Första steget vid tillverkning av provkropparna är att föra över ritningen av batteriformarna till gjutbädden. Därefter limmas spånskivorna mot bädden och stötts upp av trekantsstöttar. Denna form, Figur 39, håller gjutningarna på plats. 100 mm breda spånskivor sätts mellan provkropparna och utanför de yttersta provkropparna så att spånskivorna ej ska kunna röra sig.



Figur 39. Batteriformar.

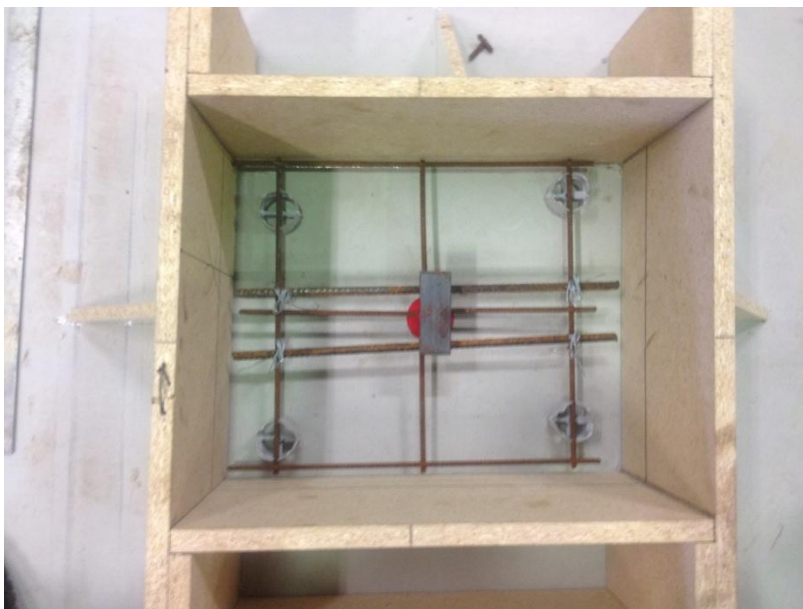
För att underlätta gjutningen av det undre betongskiktet markeras nivålinjer ut, Figur 40. Under gjutningen fylls alltså betong till nivålinjerna varefter de nästkommande två skikten är givna.



Figur 40. Markerad nivålinje.

Därefter mäts placeringen av förankringsinfästningarna ut och för att hålla dessa på plats limmas limspikbrickor som infästningarna gängas i mot gjutbädden.

Armeringsnät och armeringsstänger najas ihop, Figur 41, så att stängerna placeras under infästningarna. För att nå önskad nivå på armeringen används 20 mm distanser.



Figur 41. Armering och infästning underskikt.

Eftersom gjutningen är ett kritiskt moment med begränsad tid förbereds resterande delar. Även verktyg såsom limpistol, skyfflar, stavvibrator, skruvdragare och najmaskin förbereds. Lamellerna sågas upp till önskad längd och tjocklek. Ovanskiktets armeringsnät och armeringsstänger najas ihop och

15 mm distanser placeras på nätet. För placering av förankringsinfästningar i ovanskiktet, borrar ett hål i en plywoodskiva. Genom hålet genomförs en bult som gängas in i förankringsinfästningarna, Figur 42.



Figur 42. Placering av infästning med plywood som limmas mot form.

När allt är förberett gjuts första skiktet till nivålinjerna och vibreras, Figur 43. Därefter avvaktas lamellpåläggningen 30 respektive 60 min beroende av provkropp.



Figur 43. Vibrering av underskikt.

Lamellen läggs på efter tidsfördröjningen, armering placeras ovanpå och plywoodbiten limmas på formen så att infästningen får rätt placering och därefter gjuts det övre skiktet och vibreras.

Efter 1,5 timme göms bultarna ur och plywoodbitarna avlägsnas. För att hålla gängorna rena göms bultarna i igen och ytan putsas jämn. Därefter jämnas provkropparnas yta till, Figur 44.



Figur 44. Provkropparnas yta jämnas till.

När provkropparna härdade i tre dagar knackas formen bort och provkropparna bräcks av från bädden. Därefter lastas de på pallar och transporteras med släp till Lund för lagring och provning.

4.3 Genomförande av provning

Provningarna genomfördes på LTH i Lund 8:e och 14:e maj, 2012. Drag- och tryckprovkropparna härdade i 17 dagar. Då har de en ungefärlig hållfasthet av 27 MPa [6], vilket är 90 % av den slutliga hållfastheten. Skjuvprovkropparna fick istället härdas i 23 dagar, vilket gör att hållfastheten är långt över vad som krävs.

Maskinen som användes vid provningarna är av typen ”MTS 810”. Det är en deformationsstyrd provning och maskinen ställdes in på att töja provkropparna med 1 mm/min. De data som sedan loggades var tid, kraft och deformation.

4.3.1 Dragprov

De ledade infästningarna fästes i varsin rektangulär bricka som maskinens ”klor” kan greppa om. Maskinen kommer sedan att dra de två betongskikten från varandra.

För att säkerställa att provkroppen inte skadar maskinen när skikten delas, placerades två spännband runt provkroppen, Figur 45.



Figur 45. Spännband placerade runt provkroppen.

4.3.2 Tryckprov

Under provkroppen applicerades en lastfördelningsplåt. I ovankant av maskinen fästes en lastöverföringspinne. Provkroppen placerades där emellan, Figur 46, och ovanför placerades en lastfördelningsbricka som lastöverföringspinnen ska trycka på.



Figur 46. Tryckprov - variant 1.

Vid det andra tryckprovet placerades en stålplatta i under- och ovankant och där emellan placerades stenullen. Stålplattorna överför kraften till hela stenullsskivan, Figur 47.



Figur 47. Tryckprov - variant 2.

4.3.3 Skjuvprov

Lastöverföringspinnen späades in i maskinen. Därefter fästs stålprofilskonstruktionerna på provkroppen. För att få lastöverföringspinnen att fästas ordentligt användes två lastfördelningsplåtar med konformade försänkningar som håller anordningen på plats.

Återigen används två spännband för att provkroppen inte ska skada maskinen vid delning, Figur 48. Det röda spännbandet håller ihop skikten med varandra och det blå som är fäst i maskinens ovankant bär upp skikten vid delning.



Figur 48. Spännband runt provkroppen och i ovankant maskinen.

4.4 Resultat

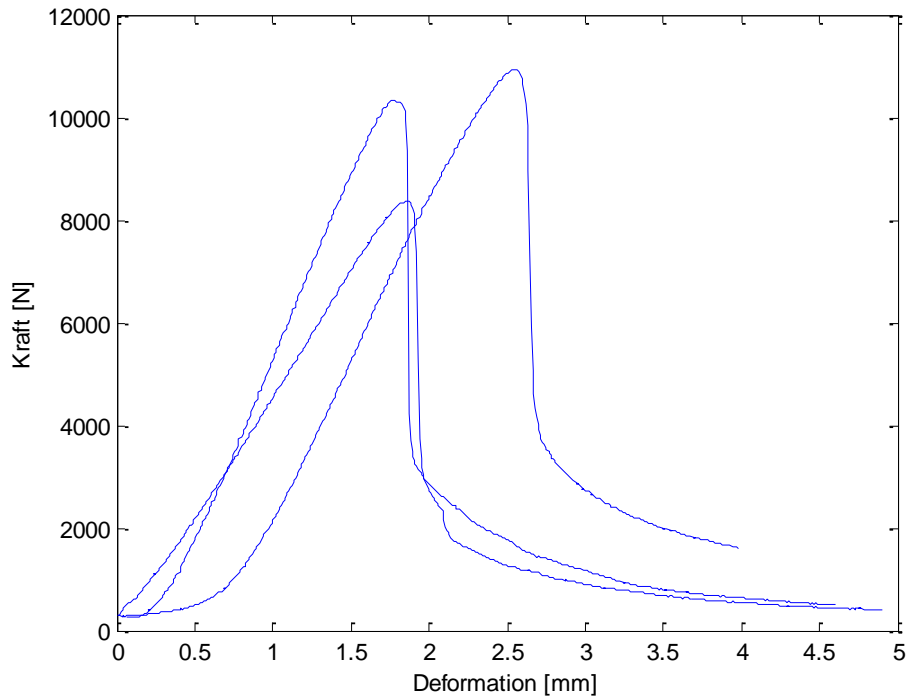
Då proven startades var kraften nollställd i mätaren. Provkroppens tyngd räknas således inte med, detta för att all mätdata skulle börja från noll. Till alla prover lades därför halva tyngden av provkroppen till vid brottlast och brottspänningsberäkningarna. Brottlasten togs som det största kraftvärdet.

Elasticitetsmodulen är ett styvhetsvärde som kan beräknas genom att beräkna lutningen på kurvorna där de är relativt linjära. Lutningen på kurvorna är enligt alla provningar som gjorts likartade vilket indikerar att spridningen i mätresultaten inte är så stor, vilket är bra. Eftersom antalet provkroppar är mycket begränsat bedöms det dock att kvantitativa spridningsmått inte är intressant att räkna ut.

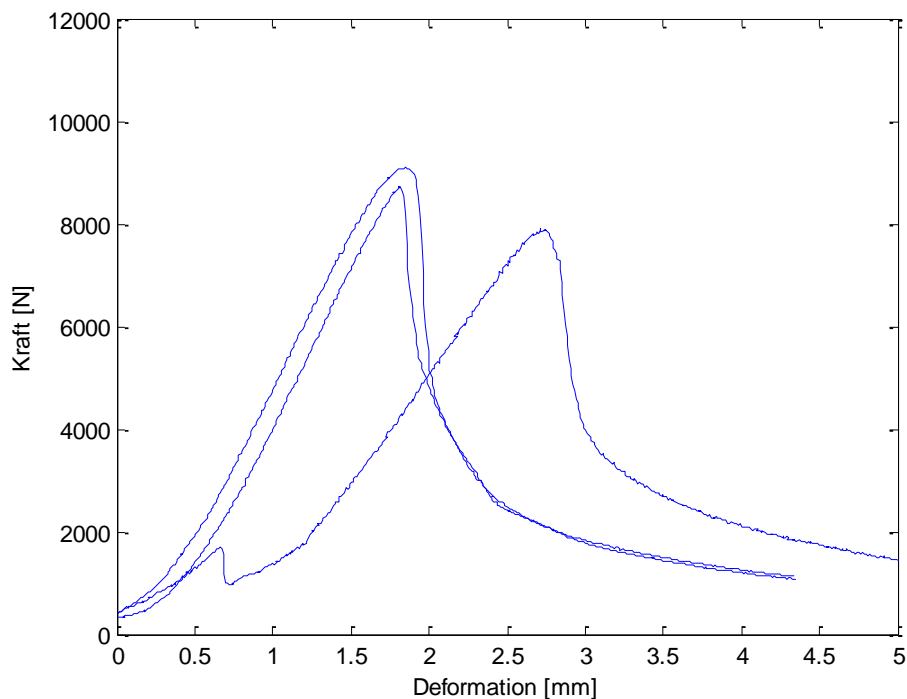
Data från provningarna finns tillgängliga i Bilaga 9.4-9.5.

Figur 49 visar kraft-deformationssamband för dragprover med 30 min fördröjning vid gjutning och Figur 50 visar motsvarande kurvor för 60 min fördröjning. För alla dragprov är kurvan flackare i början för att sedan övergå till en brantare lutning. Detta beror troligtvis på att infästningsanordningen behöver sträckas ut. Därefter övergår kurvan till att vara näst intill linjär.

Den plötsliga kraftminskningen efter brott tyder på att materialet ej visar någon seghet efter brott och är således ett sprött material.

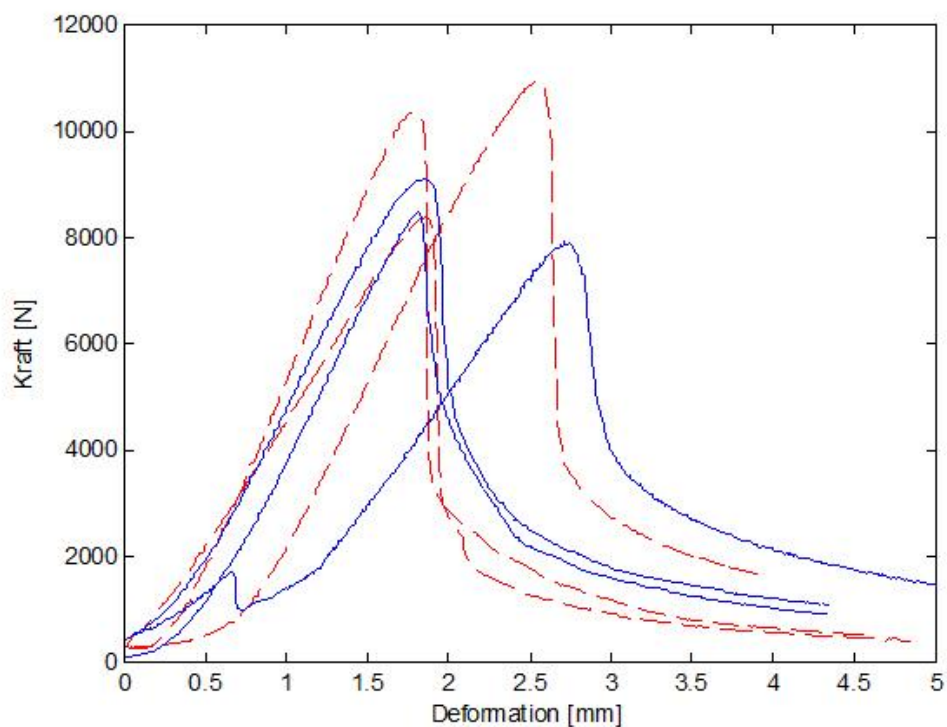


Figur 49. Dragprov med tidsfördröjningen 30 min vid gjutning.



Figur 50. Dragprov med tidsfördröjningen 60 min vid gjutning.

I Figur 51 finns alla kurvor för de dragna proverna. De streckade linjerna visar provkroppar med 30 min tidsfördröjning efter gjutning. De heldragna linjerna visar provkroppar med 60 min tidsfördröjning vid gjutning.



Figur 51. Alla dragna provkroppar.

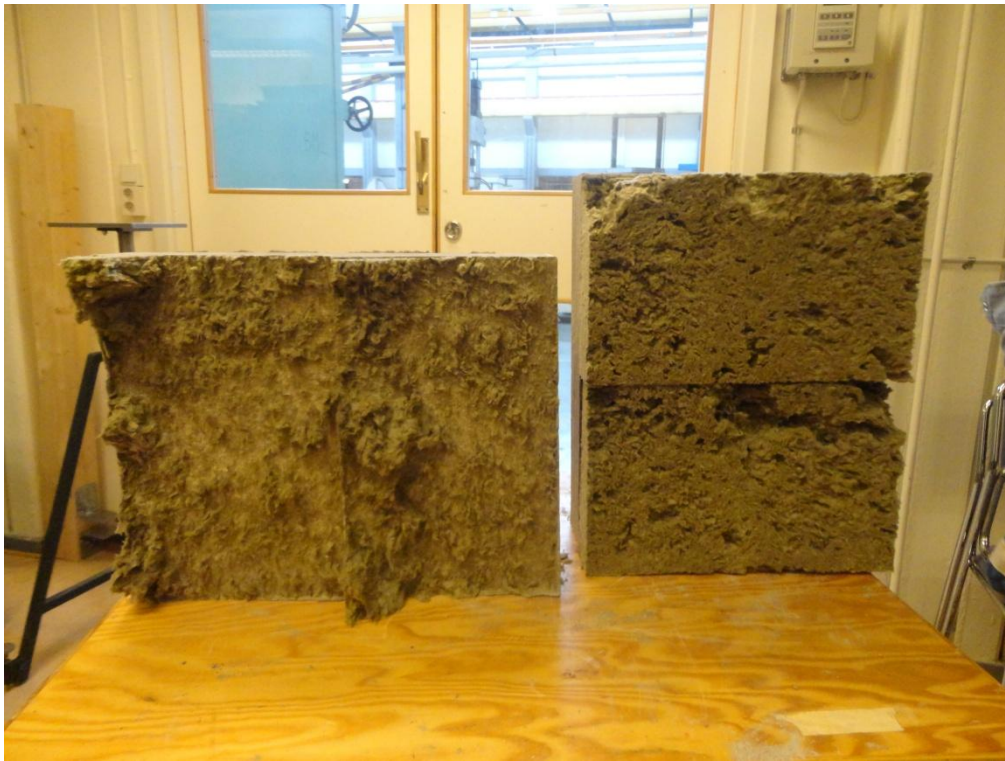
En sammanställning av resultaten från dragprovningarna visas i Tabell 2. Proverna visar inte några större olikheter gällande draghållfasthet eller elasticitetsmoduler trots de olika gjutningsförutsättningarna. Skillnaden på E-modulen mellan de två olika härdningsförutsättningarna är 0,23 MPa, vilket inte var förvånande efter att diagrammen betraktats och detta anses som obetydligt lite.

Tabell 2. Sammanfattning dragna provkroppar.

Provkropp	E [MPa]	F _{max} [N]	σ _{max} [kPa]
D31	2,76	8136	65
D32	3,57	10694	85
D33	4,13	10111	81
Medelvärde D3	3,49	9647	77
D61	3,45	8818	71
D62	2,44	7673	62
D63	3,52	8499	68
Medelvärde D6	3,14	8330	67
Medelvärde D	3,30	9200	72

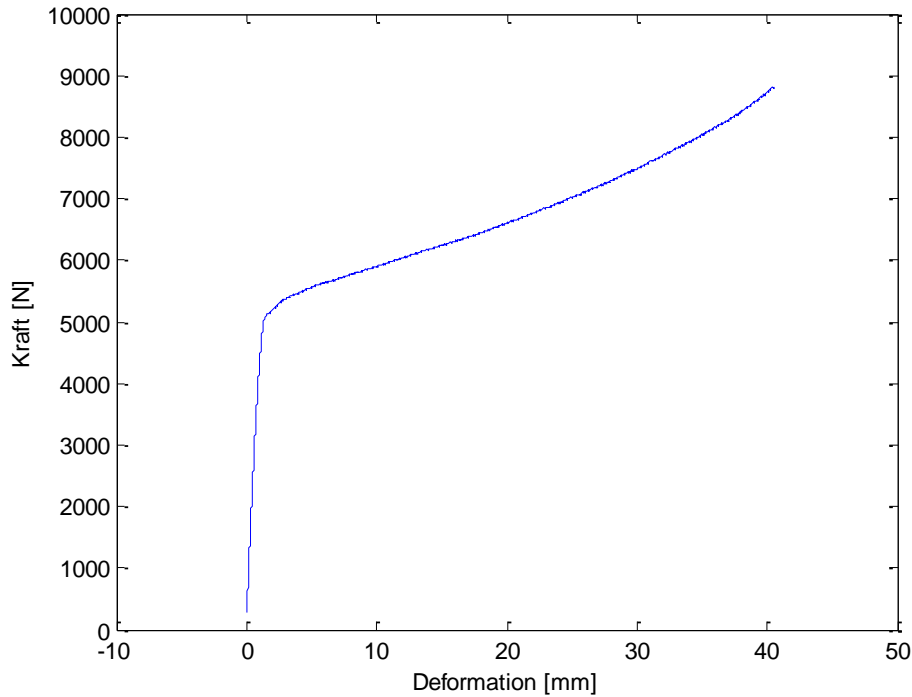
Provningarna visar att dragbrottet skett främst i vidhäftningen, Figur 52. Enligt figuren har brottet i provet främst skett i vidhäftningen mellan betongen

och stenullen. Produktspecifikationer från Paroc anger att draghållfastheten för stenullsmaterialet är 80 kPa [11]. Alltså är vidhäftningen i dessa prover ca 90 procent av draghållfastheten i stenullsmaterialet.



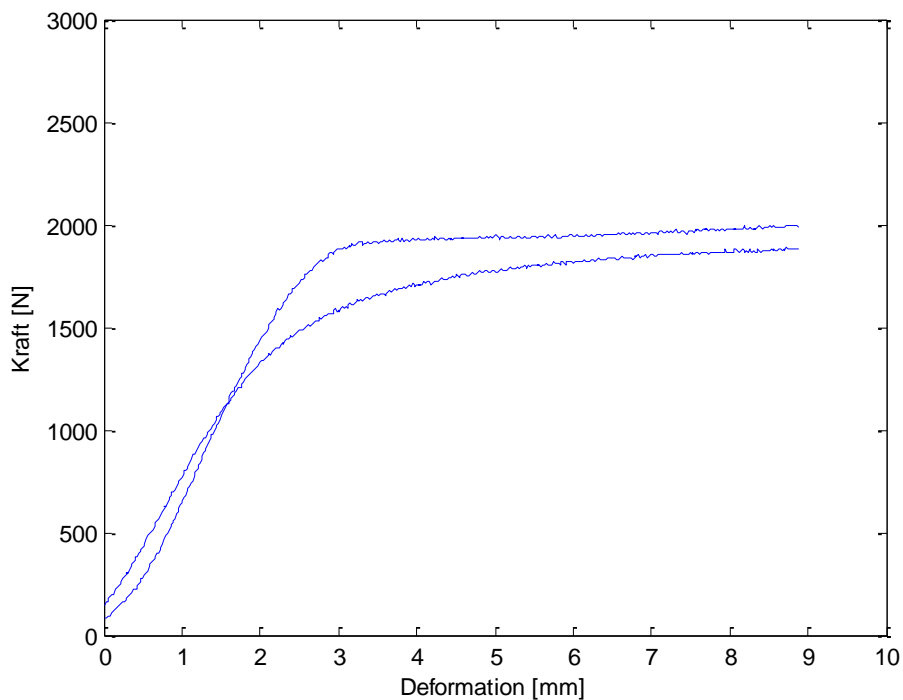
Figur 52. Provkropp som visar att vidhäftningen är begränsande.

Figur 53 visar mätresultatet för ett gjutet sandwichprov i samma dimensioner som dragproverna och med 60 minuters härdad betong vid gjutning. Provkroppen trycktes ej ihop jämnt över arean så detta prov räknas som misslyckat och tas ej med i beräkningarna. Det som kan orsaka den sneda deformationen är möjligen att provkroppen inte var centrerad, isoleringen ej homogen d.v.s. sämre på ena halvan eller att provkroppen tagit skada vid hantering.



Figur 53. Tryckt provkropp.

Figur 54 visar mätresultat för tryckprover med enbart stenull. Materialet visar ett linjärt elastiskt-idealplastiskt beteende i tryck till skillnad från drag där beteende är linjärt elastiskt med sprött brott. Mätresultaten sammanfattas i Tabell 3. Elasticitetsmodulen är alltså betydligt lägre i tryck än i drag, och tryckhållfastheten är också betydligt lägre än draghållfastheten.

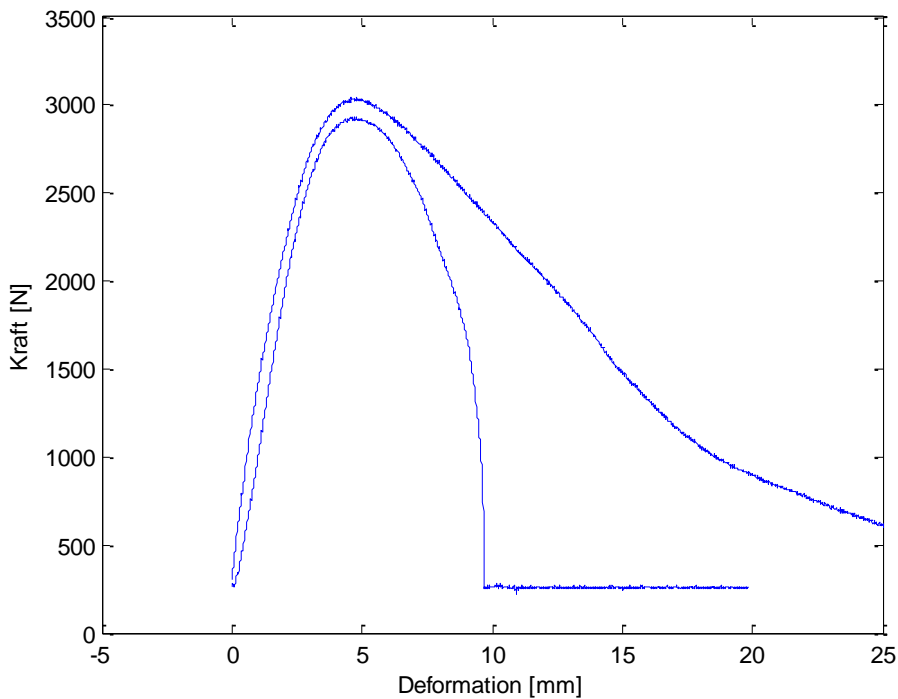


Figur 54. Tryckprov med stålskivor och endast stenull.

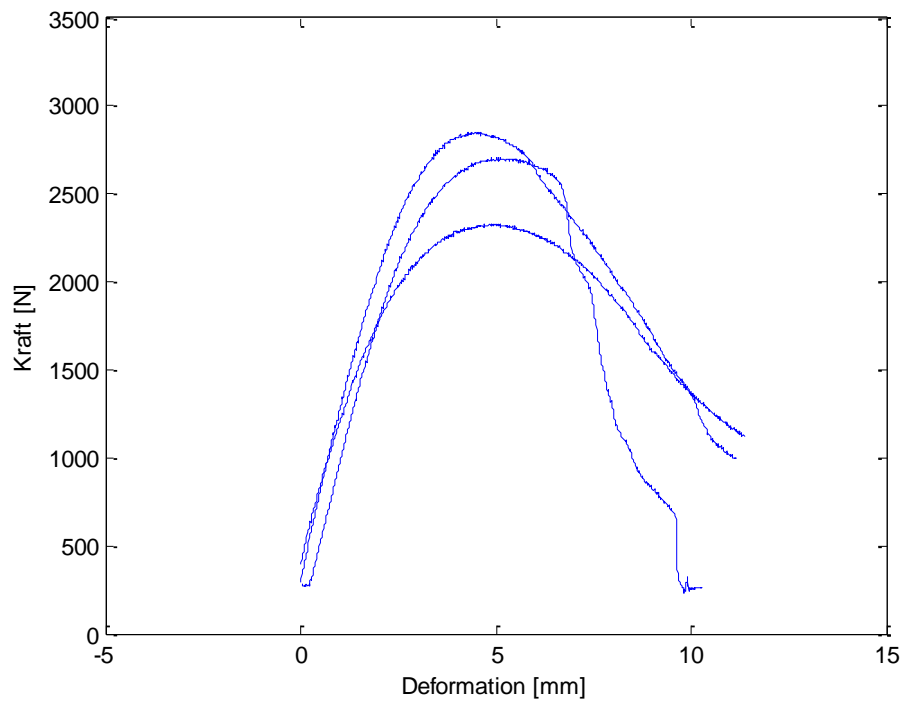
Tabell 3. Sammanfattning tryckta provkroppar.

Provkropp	E [MPa]	F _{max} [N]	σ _{max} [kPa]
T1	0,95	1565	34
T2	0,75	1872	41
Medelvärde T	0,85	1719	37

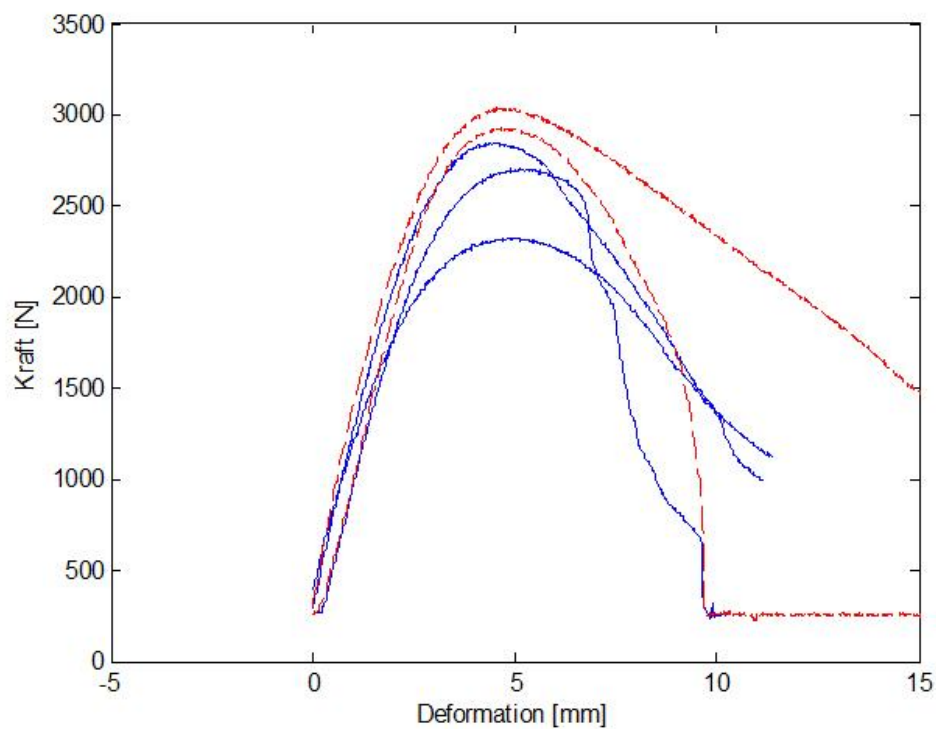
Resultaten från skjuvproven visas i Figur 55-57. Ett prov förstördes i en felmanövrering i provmaskinen. Resultatet för de två proverna med tidsfördröjning 30 min som blev kvar visas i Figur 55. Även vid skjuvning är beteendet linjärt upp till maxlast. Vid brott visar skjuvproven en större seghet än vid drag. Kurvorna går inte lika brant ner efter maxlast som dragproven och visar också lite större spridning i beteende efter maxlast. I Figur 57 visas alla skjuvade provkroppar. De streckade linjerna visar provkroppar med 30 min tidsfördröjning efter gjutning. De heldragna linjerna visar provkroppar med 60 min tidsfördröjning vid gjutning. Skillnaderna i beteende mellan de olika gjuttiderna var även här relativt liten.



Figur 55. Skjuvade provkroppar med tidsfördröjningen 30 min.



Figur 56. Skjuvade provkroppar med tidsfördröjningen 60 min.



Figur 57. Alla skjuvade provkroppar.

Resultaten från skjuvproven sammanfattas i Tabell 4.

Tabell 4. Sammanfattning skjuvade provkroppar.

Provkropp	G [MPa]	F _{max} [N]	τ _{max} [kPa]
S31	0,47	2778	23
S32	0,51	2682	22
Medelvärde S3	0,49	2730	23
S61	0,47	2457	20
S62	0,50	2606	22
S63	0,42	2081	17
Medelvärde S6	0,46	2381	21
Medelvärde S	0,47	2703	21

Figur 58 visar linjer som från början var horisontella men efter påfrestning har de linjerna endast vinklats uppåt med betongen. Detta visar att isoleringen följer betongskiktet vid påfrestning.



Figur 58. Skjuvad provkropp.

Figur 59 visar brott i en skjuvad provkropp. Sprickan som går genom isoleringen tyder på att brott skett där och alltså inte bara i vidhäftningen.



Figur 59. Brott i skjuvad provkropp.

4.5 Sammanfattning

Inga större oförutsedda händelser inträffade vid provningarna och provkropparna fungerade alltså som planerat. Både vad gäller hållfasthetsvärden och elasticitetsmoduler var spridningen i resultaten måttlig. Detta tyder på ett väldefinierat beteende hos materialet och ger trovärdiga data trots att endast ett litet antal provningar utfördes. Dessa data kommer att användas i senare beräkningar. Brotten skedde överlag främst i vidhäftningen med något undantag där det tydde på brott både i isoleringen och i vidhäftningen. Att kurvorna var linjära innan brott förenklar vidare beräkningar på så sätt att E-modulen inte varierar vid olika belastningar innan brott.

5 Undersökning av alternativ konstruktion

Under ett teknikhus livstid utsätts det för olika laster. För att kunna tillfredställa de krav som ställs på teknikhuset krävs det att konstruktionen kan hantera de laster som husets utsätts för under hela dess livstid.

I fabriken pressas de ingående materialen mot varandra till exempel vid gjutning av olika skikt. Vidare reses gjutbordet och betongelementet utsätts för andra krafter och vinklar. Inom tillverkningsprocessen krävs det att produkten kan ta upp alla de laster som den utsätts för. Detsamma gäller även fortsatta steg som lyft, transport, av- och pålastning.

Egentyngden är en permanent last. Den beräknas som summan av tyngden som belastar exempelvis ett element [18]. Applicerat på teknikhusets vägg så har väggen en egentyngd men ska även bära upp takets egentyngd och föra över dessa laster till grunden. Denna last har oftast låg osäkerhet [18], kunskap finns alltså oftast om vad konstruktionen innehåller och man kan därigenom räkna ut egentyngden med relativt stor precision.

Det är inte bara takets egentyngd som ska föras ned genom väggen till grunden utan också snölast och vindlast [18]. Eftersom det bärande innerskiktet i den alternativa konstruktionen kommer att ha samma funktion som tidigare förutses att den klarar att ta upp de laster som den utsätts för. För ytterskiktet gäller att det skall vara fritt i förhållande till innerskikt och tak så att det inte bär några laster från tak eller verkar som stomstabilisering.

Vindlasten är en variabel last som beskriver effekten av över- eller undertryck mot byggnadens ytskikt. Denna beror på en rad olika faktorer så som byggnadens utformning, geografiskt läge, omgivande terräng m.m. [18].

Det ställs krav på att teknikhuset skall klara en viss fysisk åverkan. Med detta menas exempelvis fotbollar som skjuts eller cykelstyre som ställs mot huset.

I detta kapitel undersöks om konstruktionslösningen i Figur 27 har tillräckligt hög hållfasthet för att fungera. De laster som undersöks är vindlast, egentyngd, mekanisk åverkan och temperaturpåverkan. De begränsande faktorer som undersöks är momentkapacitet hos ytterskivan, hållfasthet hos isoleringen samt vidhäftningen mellan betong och isolering.

5.1 Isolering och vidhäftning

Vidhäftningen är en kritisk punkt i denna konstruktion. Det ställs krav på att vidhäftningen har så pass god hållfasthet att den kan föra över krafter från ytterskiktet till isolerskiktet och vidare in till det bärande innerskiktet.

Eftersom det inte fanns några publicerade värden på isoleringens vidhäftningsegenskaper med pågjuten betong genomfördes provningar för att ta reda på detta.

Genom provningarna erhöles värden på vidhäftningshållfasthet och styvheter. Hållfastheten när provkropparna utsattes för drag uppgick till 72 kPa med en styvhet på 3,31 MPa. Vid skjuvning uppmättes brottspänning till 21 kPa med en styvhet på 0,47 MPa. Hållfastheten i tryck uppgick till 37 kPa med en styvhet på 0,85 MPa. Enligt provresultaten anses materialet var linjärt elastiskt. Eftersom det gjorts få provningar används medelvärden i vidare beräkningar då det inte är meningsfullt att ta fram några karakteristiska värden. Resultaten måste värderas med hänsyn till detta.

5.2 Ytterskikt

Eftersom det inte finns någon dimensioneringsmetod i eurokod för stålfiberarmerad betong får ett rimligt antagande om bärförmågan göras. Fiberarmeringen gör ringa nytta före uppsprickning [12], men eftersom stålfibrerna överbryggas sprickorna bör draghållfasthetsvärdet vara säkrare än det är för oarmerad betong. Betongen likställs således med oarmerad betong. Dock reduceras inte draghållfasthetsvärdet vid dimensioneringen, utan det karakteristiska värdet för draghållfasthet används. Momentkapaciteten för ytterskiktet blir då

$$M = W \cdot f_{ct,0,05}$$

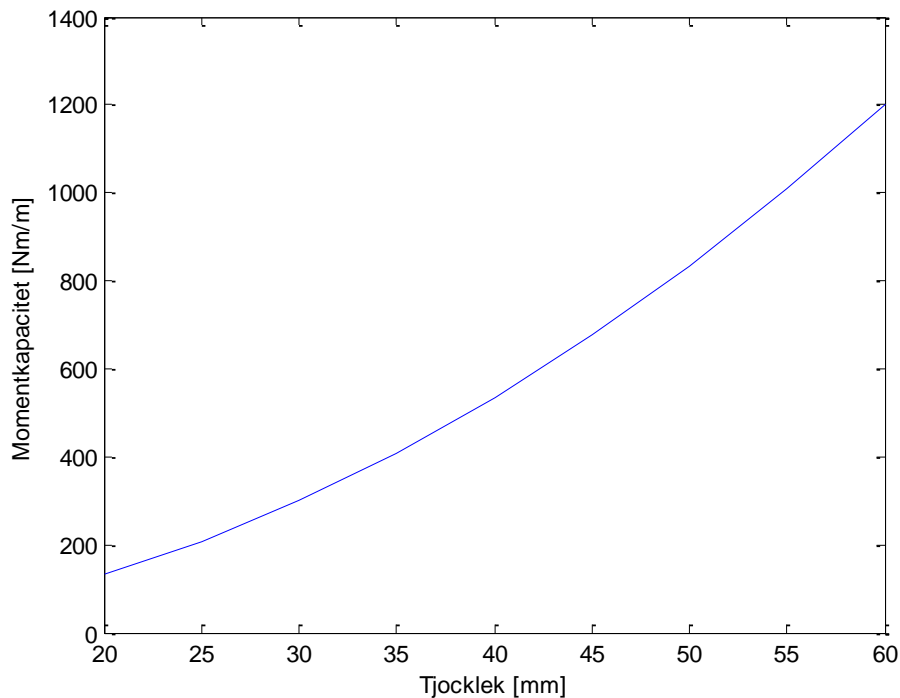
där

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot h^2}{6}$$

h är ytterskiktets tjocklek. Beroende på tjockleken varierar h från 0,02-0,06 m.

Karakteristiskt värde oarmerad betong med hållfasthetsklass C30,
 $f_{ct,0,05} = 2 \text{ MPa}$.

Momentkapaciteten för respektive tjocklek visas nedan, Figur 60.



Figur 60. Momentkapacitet för ytterskikt i olika tjocklekar.

Ytterskiktet belastas med laster från egentyngd, mekanisk åverkan och temperaturrörelser. I detta kapitel beräknas tjocklekarna som behövs i skiktet för att klara av de laster som det utsätts för. Det är den last som är mest kritisk i förhållande till skiktets tjocklek som begränsar hur tunt det kan vara.

5.3 Mekanisk åverkan

De mekaniska krafter som byggnaden kan riskera att utsättas för under normal användning är svåra att förutse, men det skulle t.ex. kunna handla om slag i form av exempelvis fotbollar, cykelstyren m.m. som angriper väggelementen.

För att uppskatta hur mycket en viss tjocklek på ytterskiktet tål har beräkningar gjorts på en linjelast som verkar på en vägg med bredden 3,5 m och höjden 1 m. Bredden är densamma som referenshusets bredd och lasten antas verka över väggens hela höjd. Anledningen till att det räknas på en linjelast är för att detta är enklare att hantera än en punktlast. Finita elementmetoden [19] används för beräkningarna. Till hjälp finns programmet MATLAB [20] och finita elementtoolboxen CALFEM [19].

Ytterskivan modelleras som en balk på fjäderbädd enligt Figur 61. Fjädrarna symboliserar isoleringen (0,075 m) och balken (0,02-0,06 m) symboliserar alltså ytterskivan.

Elementet "beam2w" i CALFEM används för beräkningarna. Det material- och tvärsnittsdata som krävs är E_{betong} , A och I_z för tvärsnittet på ytterskiktet och fjäderstyvheter, k , för isoleringen [19].

Eftersom styvheten i stenullen varierar i drag och tryck krävs det att även fjäderstyvheten varierar i beräkningen beroende på om balken deformeras neråt eller uppåt. Detta löses genom en loop i MATLAB som justerar styvheten beroende på om nedböjningen är positiv eller negativ.

$$\text{Fjäderstyvhet drag: } k_{\text{drag}} = \frac{E \cdot h}{t} = \frac{3,3 \cdot 10^6 \cdot 1}{0,075} = 44,0 \text{ MPa}$$

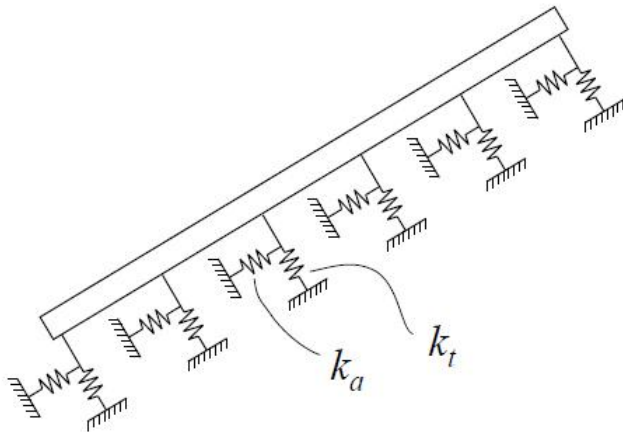
$$\text{Fjäderstyvhet drag: } k_{\text{tryck}} = \frac{E \cdot h}{t} = \frac{0,85 \cdot 10^6 \cdot 1}{0,075} = 11,3 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{betong}} = 33 \text{ GPa}$$

$$A = b \cdot h = 1 \cdot h, \text{ där } h \text{ varierar mellan } 0,02\text{-}0,06 \text{ m.}$$

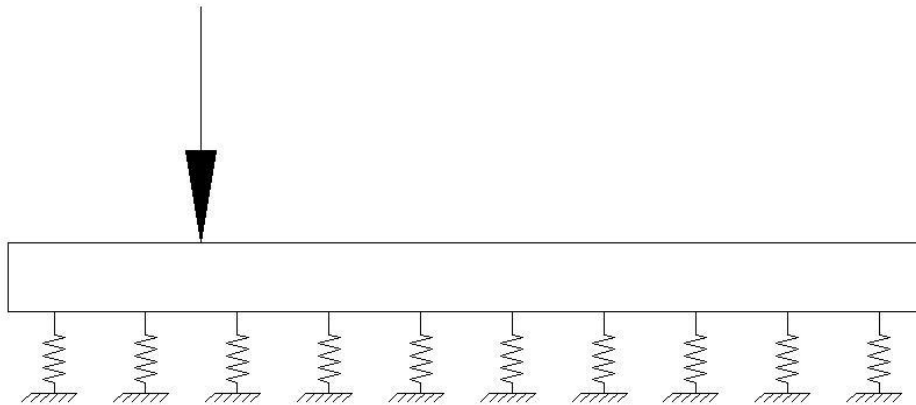
$$I_z = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot h^3}{12}, \text{ där } h \text{ varierar mellan } 0,02\text{-}0,06 \text{ m.}$$

Fjäderstyvheten, k_a sätts till 0 eftersom inga laster verkar längst elementet och värde för fjäderstyvheten k_t sätts antingen till k_{drag} eller k_{tryck} enligt ovanstående.



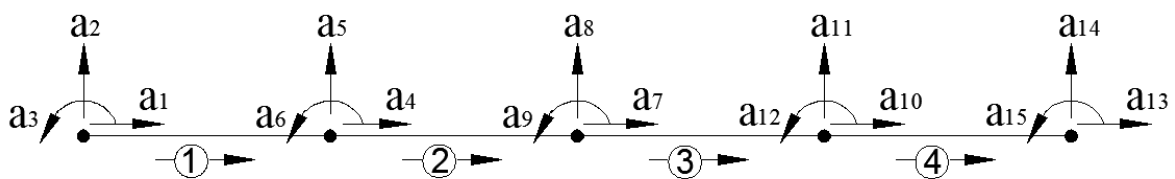
Figur 61. Balkelement beam2w i CALFEM [19].

Balken ligger fritt på fjäderbädden och i beräkningarna antas anslutande väggar och fog inte påverka ytterskivan. Beräkningsmodellen visas i Figur 62.



Figur 62. Balk på fjäderbädd med pålagd linjelast.

Finita elementberäkningen är approximativ och noggrannheten blir bättre ju finare elementindelning som används. För att få fram hur många element väggen ska delas in i, jämförs maxmomentet som uppstår när en linjelast på 10000 N läggs på. När maxmomentet blir likadant trots att elementindelningen förfinas är elementindelningen tillräcklig, Tabell 5. I Figur 63 visas elementindelningen för fallet 4 element.



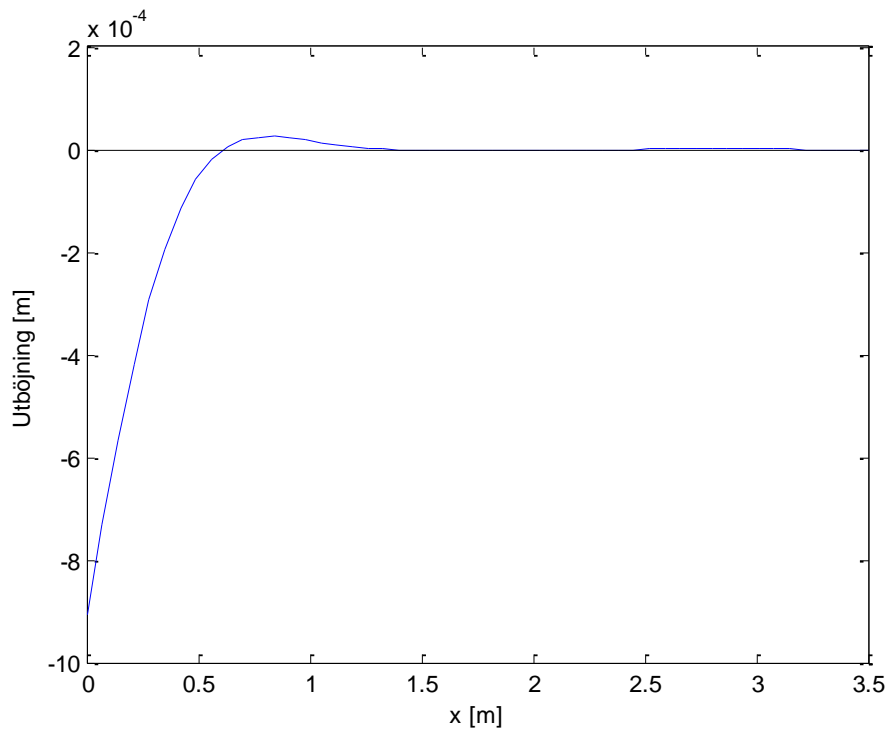
Figur 63. Finita elementmodell.

Tabell 5. Elementindelning och maxmoment.

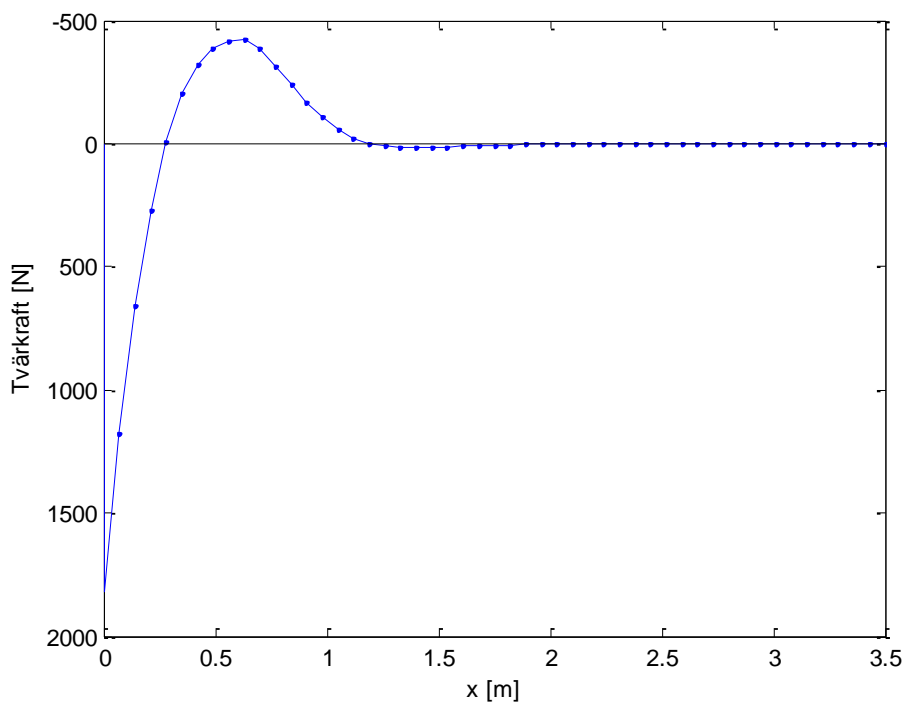
Antal element	Max moment [Nm]
4	929,71
10	915,97
20	916,69
30	916,74
40	916,75
50	916,75

Därefter provas att placera lasten på olika ställen på elementet för att få fram var på elementet som linjelasten blir mest kritisk. I kanten av elementet blir det värst och ger upphov till ett negativt maxmoment. Utböjning, tvärkraftsdiagram och momentdiagram visas i Figur 64-66.

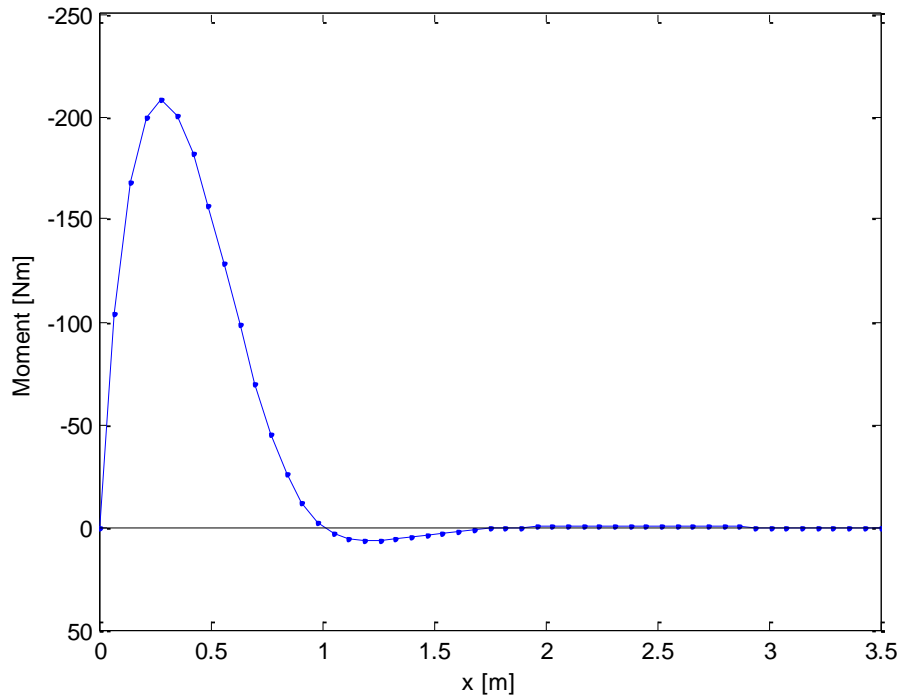
För fallet med last på kanten är resultatet sannolikt på säkra sidan eftersom den anslutande väggen i viss mån kommer att bidra till att bära lasten. Detta beaktas inte i beräkningen.



Figur 64. Utböjning för linjelast vid kanten på skivan.

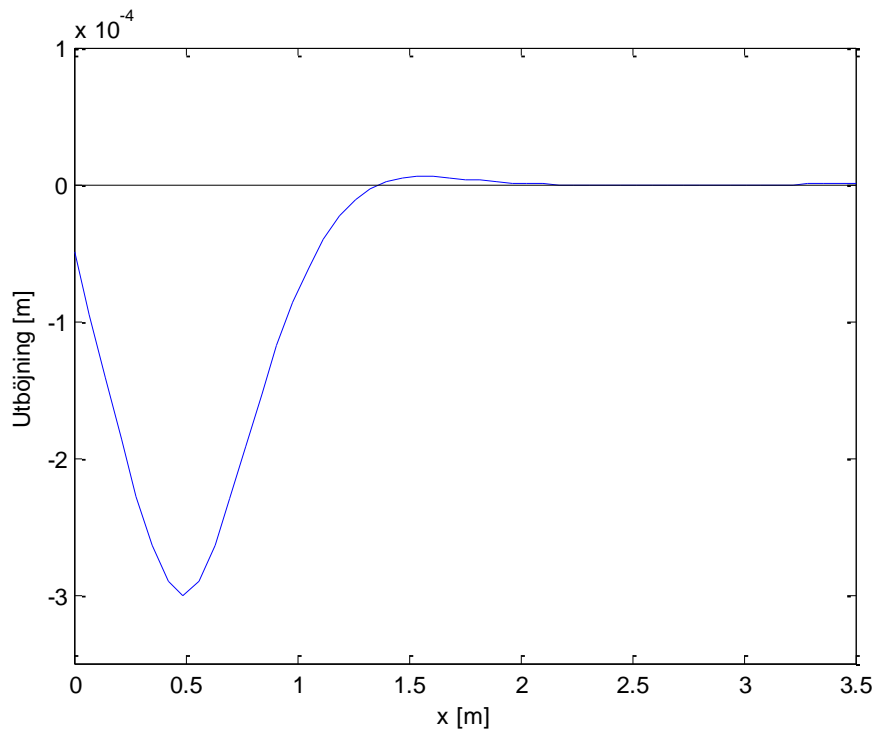


Figur 65. Tvärkraftsdiagram för linjelast vid kanten på skivan.

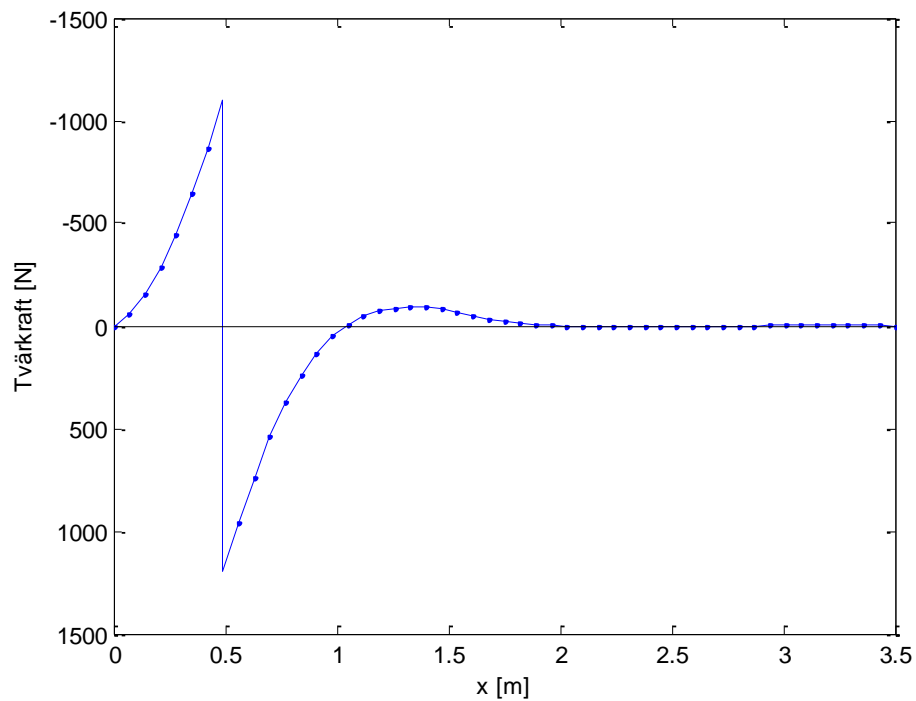


Figur 66. Momentdiagram för linjelast vid kanten på skivan.

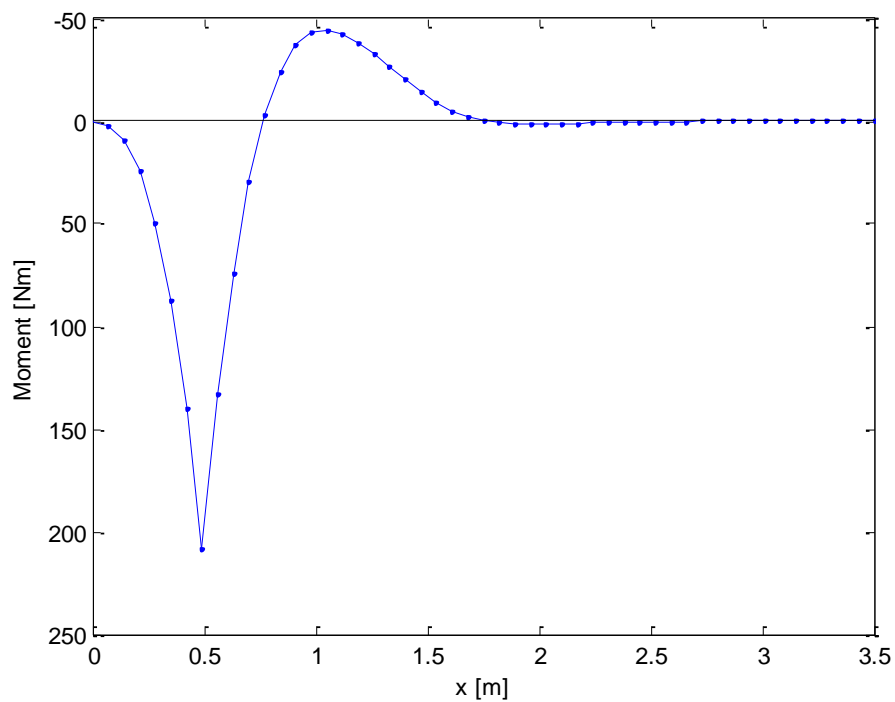
Utböjningen, tvärkraftsdiagram och momentdiagram för en last 0,5 m in på skivan visas i Figur 67-69.



Figur 67. Utböjning för linjelast 0,5 m in på skivan.



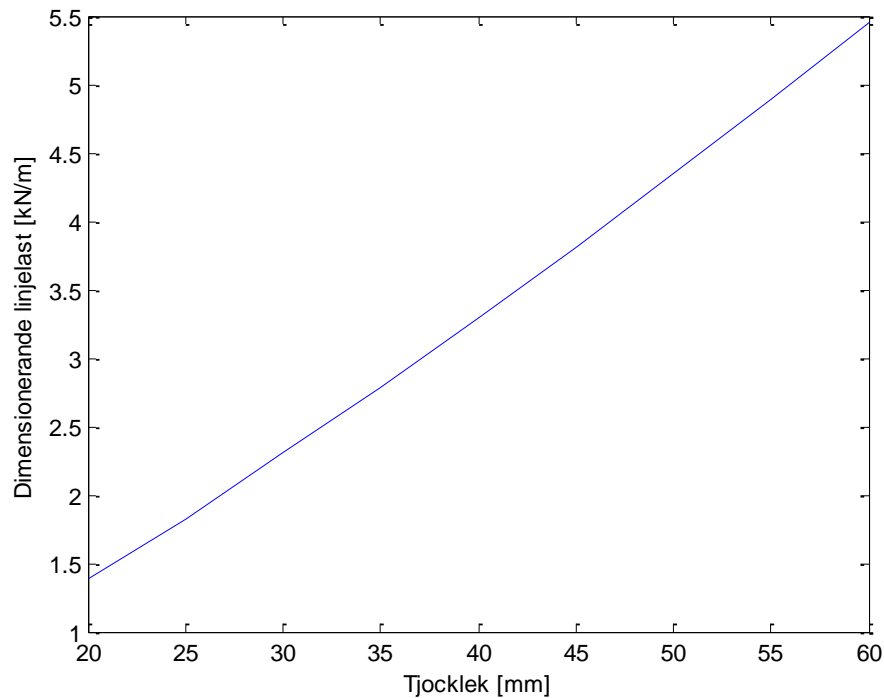
Figur 68. Tvärkraftsdiagram för linjelast 0,5 m in på skivan.



Figur 69. Momentdiagram för linjelast 0,5 m in på skivan.

För att få fram vilken linjelast som ger upphov till ett moment motsvarande skivans bärförmåga utnyttjas maxmomentet, M_{\max} , som fås vid en linjelast på 10000 N/m. Den dimensionerande linjelasten fås ut genom att proportionera lasten enligt beräkning nedan och visas i Figur 70 med tillhörande Tabell 6.

$$\frac{M_{\dim}}{M_{\max}} \cdot 10000 = q_{\dim}$$

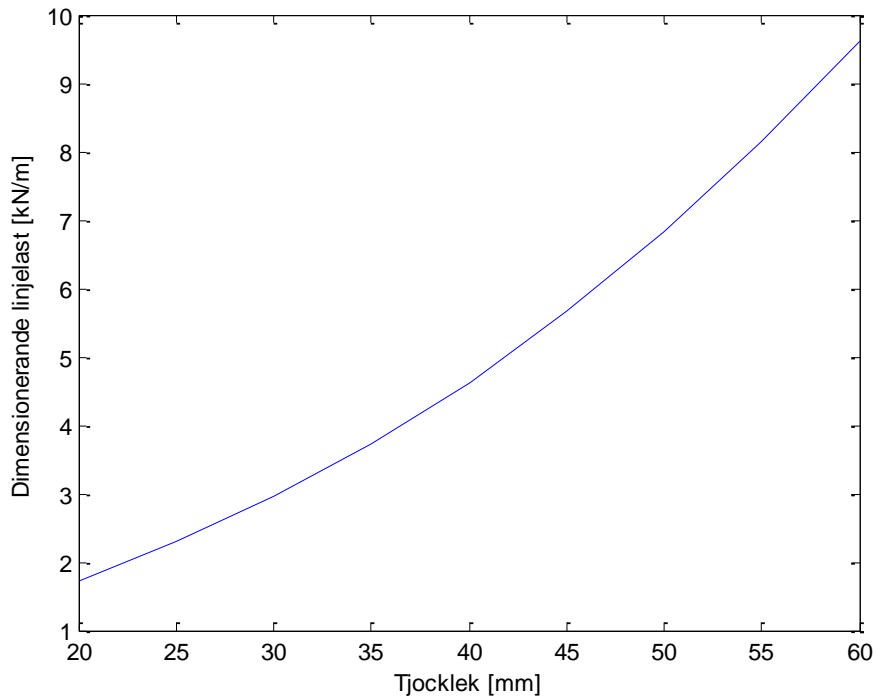


Figur 70. Dimensionerande linjelast vid kanten av skivan.

Tabell 6. Dimensionerande linjelast vid varierande tjocklek.

Tjocklek [mm]	Dimensionerande linjelast [N/m]
20	1390
25	1824
30	2305
35	2779
40	3291
45	3805
50	4346
55	4890
60	5457

Vid denna linjelast uppkommer ett moment i skivan som är lika stort som momentkapaciteten för ytterskiktet enligt Figur 60. D.v.s. utsätts det för en större linjelast än ovan sker brott i ytterskiktet p.g.a. för stort moment. Motsvarande för fallet linjelast 0,5 m in från kanten visas i Figur 71 och Tabell 7.



Figur 71. Dimensionerande linjelast, 0,5 m in på skivan.

Tabell 7. Dimensionerande linjelast 0,5 m in på skivan vid varierande tjocklek.

Tjocklek [mm]	Dimensionerande linjelast [N/m]
20	1726
25	2293
30	2957
35	3732
40	4631
45	5663
50	6835
55	8155
60	9630

I båda ovanstående lastfallen är det momentet i betongskivan som är det begränsande. Uträkningar har även gjorts på hur pass stor nedböjningen blir för att få fram hur stor spänningen blir i stenullen. Den största nedböjningen beräknades till 0,00125 m, vid elementets spricklast d.v.s. tjocklek 60 mm och

linjelast 9630 kN/m. Detta ger en spänning i stenullen på 14 kPa, vilket är mindre än det minsta uppmätta värdet för brott i tryck, d.v.s. 34 kPa. Spänningen som uppkommer i stenullen p.g.a. nedböjningen beräknas enligt nedanstående

$$\sigma = \frac{a \cdot k_{\text{tryck}}}{b} = \frac{0,00125 \cdot 11,33 \cdot 10^6}{1} = 14,2 \text{ kPa}$$

$$k_{\text{tryck}} = 11,33 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

Nedböjning, $a = 0,00125 \text{ m}$

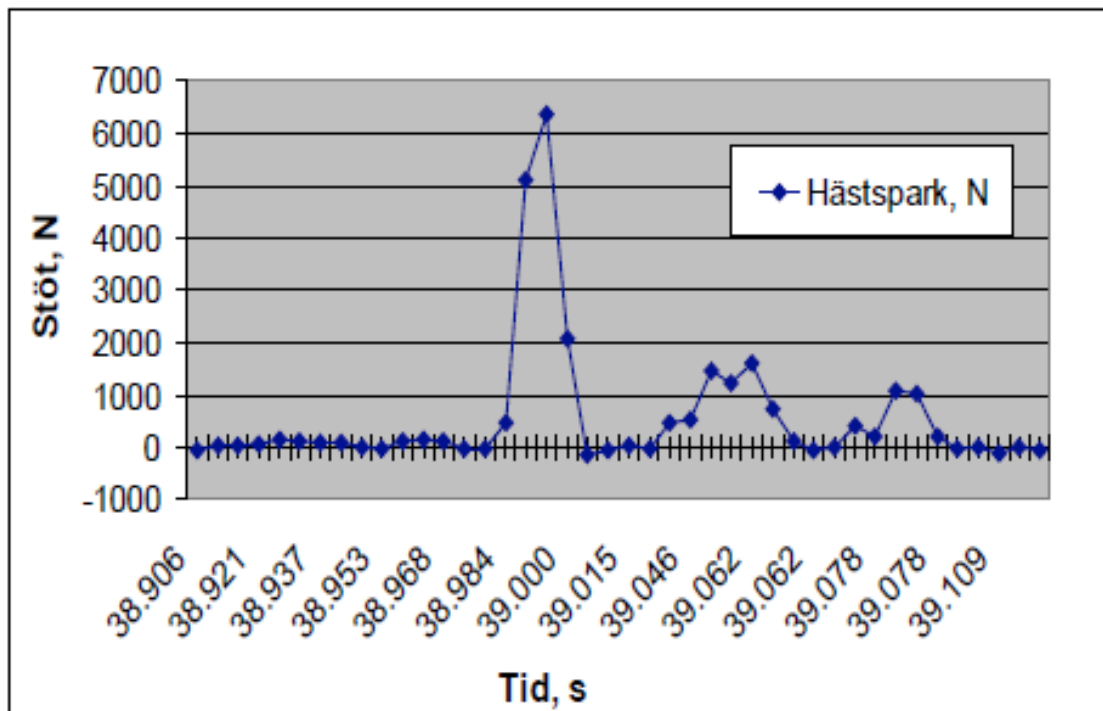
Det förekommer även dragspänningar, men som syns i deformationsplottarna blir dessa betydligt mindre.

Val av tjocklek på ytterskikt, 25 mm

Ett ytterskikt på 25 mm tål en linjelast på ca 1,8 kN/m enligt figur 70. Detta säger alltså att 180 kg kan placeras som en linjelast på 1 m av skivan.

Figur 72 visar på en stötlast som kan hjälpa att relatera till ytterskiktets hållfasthet. Enligt diagrammet ovan kan en häst sparka med en kraft på ca 6,5 kN. Detta motsvarar ca 650 kg mot fasadväggen.

Med denna belastning skulle ytterskiktet gå sönder då ytan endast klarar 180 kg/m. Dock är det ej så stor chans att väggen utsätts för en så stor mekanisk åverkan.



Figur 72. Spark från en häst [21].

5.4 Egentyngd

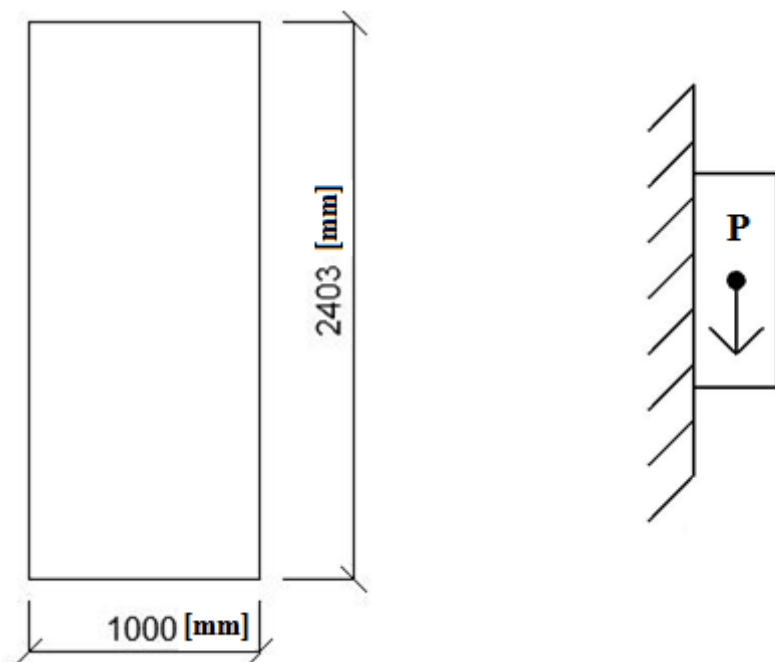
Isoleringen måste klara att föra in ytterskiktets egentyngder till innerskiktet. Vad som måste poängteras är att ytterskiktet antas hänga fritt och får alltså inte utsättas för laster från taket. Egentyngder beräknas vidare i denna studie genom karakteristiska värden.

En uppskattning av de spänningar som uppstår p.g.a. egentyngden görs genom att anta att ytterskiktet är mycket styvt, d.v.s. inte deformeras alls. Skjuvspänningen blir då konstant och normalspänningarna fås genom att betrakta väggen som ett balktvärsnitt där plana tvärsnitt förblir plana.

Beräkningarna baseras på en en meter bred skiva som har tjockleken 0,025 m och höjden 2,403 m, Figur 73. Detta ger en volym på 0,06 m³.

P, ytterskiktets egentyngd som punktlast Figur 73.

Egentyngd för betong är 24,5 kN/m³.



Figur 73. En meter av väggelementet framifrån och från sidan.

$P = G_k \cdot V_b = 24,5 \cdot 0,06 = 1,5 \text{ kN}$. Ytterskivan bidrar med en punktlast på 1,5 kN vertikalt.

Beräkning av moment som uppstår på grund av egentyngden. Hävarmen är halva betongskiktets tjocklek d.v.s. 0,0125 m.

$M_z = 1,5 \cdot 0,0125 = 0,01875 \text{ kNm}$, moment kring z-axeln.

Spänningspåverkan över väggelementet.

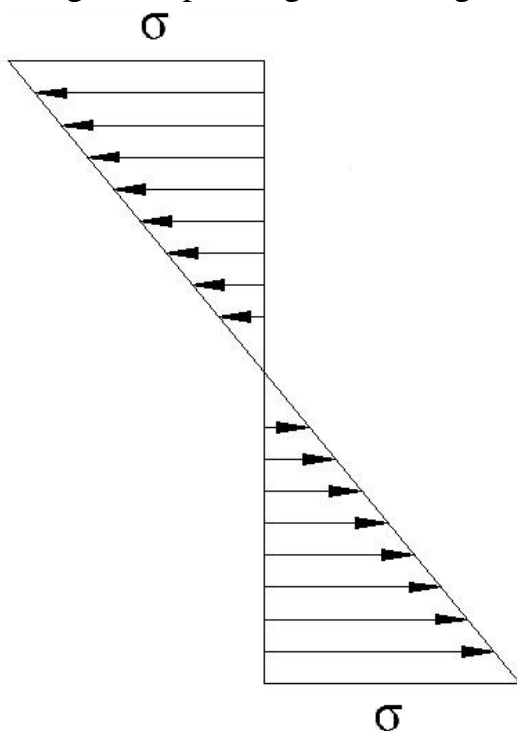
$$\text{Tröghetsmoment kring z-axeln, } I_z = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 2,403^3}{12} = 1,156 \text{ m}^4$$

$\hat{y} = \frac{2,043}{2} = 1,2015 \text{ m}$, avstånd mellan ytterskivans tyngdpunkt och överkant/underkant på skivan.

$$\sigma = \frac{M_z}{I_z} \cdot \hat{y} = \frac{0,01875 \cdot 10^3}{1,156} \cdot 1,2015 = 19,5 \text{ Pa,}$$

alltså en mycket liten normalspänning.

Detta ger en spänningsfördelning enligt Figur 74.



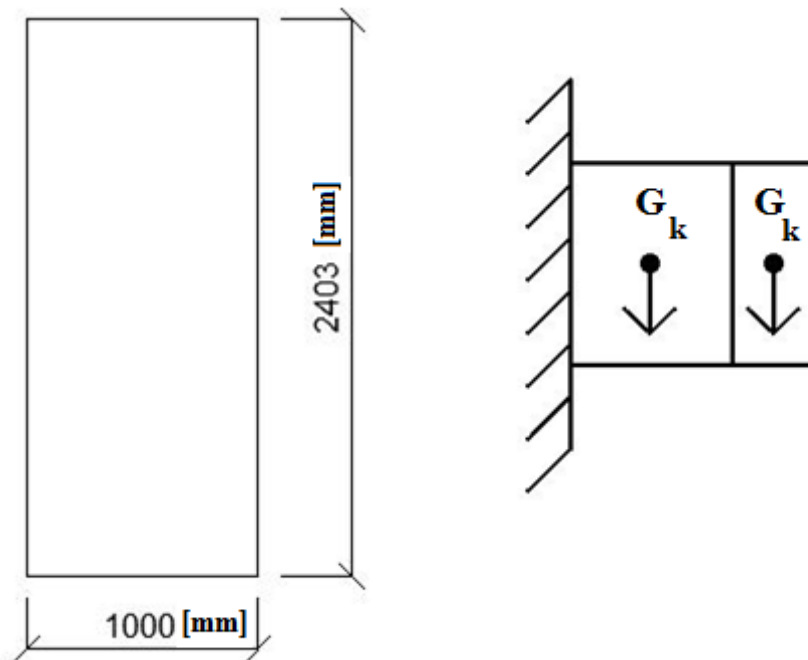
Figur 74. Spänningsfördelning.

Skjuvspänningen som uppstår i vidhäftningen mellan ytterskiktet och stenullsisoleringen är

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{1,5}{2,403 \cdot 1} = 0,62 \text{ kPa}$$

$A = 2,403 \cdot 1$, Areal av en 1 meter bred del av ytterskivan.

Mellan isoleringen och innerskiktet blir spänningen något större eftersom egentygder från stenull och ytterskikt samverkar och belastar vidhäftning och innerskiva samt att hävarmen ökar, Figur 75.



Figur 75. En meter av väggelementet framifrån och från sidan.

Stenullslamellerna har densiteten, $\rho = 80 \text{ kg/m}^3$

$$G_k = h \cdot b \cdot d \cdot \rho \cdot g = 2,403 \cdot 1 \cdot 0,075 \cdot 80 \cdot 9,81 = 141 \text{ N}$$

$V = 1,5 + 0,141 = 1,64 \text{ kN}$, vertikal last på en 1 meter bred skiva p.g.a. egentygnd av betong och stenull. Skjuvspänning i vidhäftningen mellan innersikt och det mellanliggande isolerskiktet:

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{1,64 \cdot 10^3}{2,403 \cdot 1} = 0,68 \text{ kPa}$$

Normalspänningspåverkan på grund av de två yttersta skiktens egentygnder.

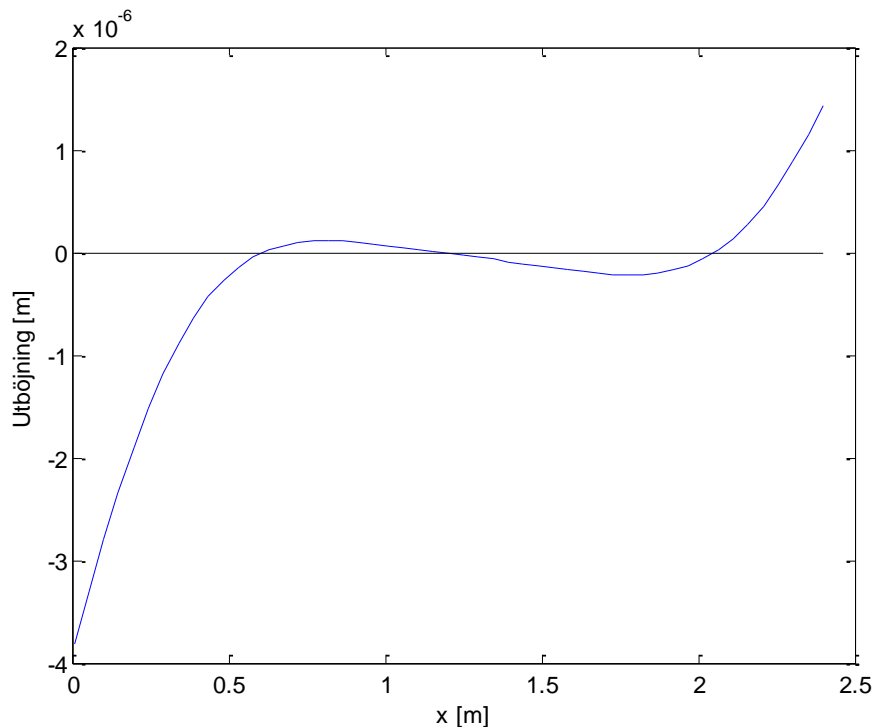
$$M_z = 0,14 \cdot 0,0375 + 1,5 \cdot 0,0875 = 0,137 \text{ kNm, moment kring z-axeln.}$$

$$\sigma = \frac{M_z}{I_z} \cdot \hat{y} = \frac{0,137 \cdot 10^3}{1,156} \cdot 1,2015 = 142 \text{ Pa}$$

Enligt dessa beräkningar finns alltså en betryggande säkerhet när det gäller egentygnd. Brottspänningen vid skjuvning uppmättes vid proverna till $21 \text{ kPa} \gg 0,68 \text{ kPa}$. Tryckproverna visade på en brottspänning på $37 \text{ kPa} \gg 0,142 \text{ kPa}$. Även i draghållfasthet visar provdata på en relativt hög hållfasthet på $72 \text{ kPa} \gg 0,142 \text{ kPa}$.

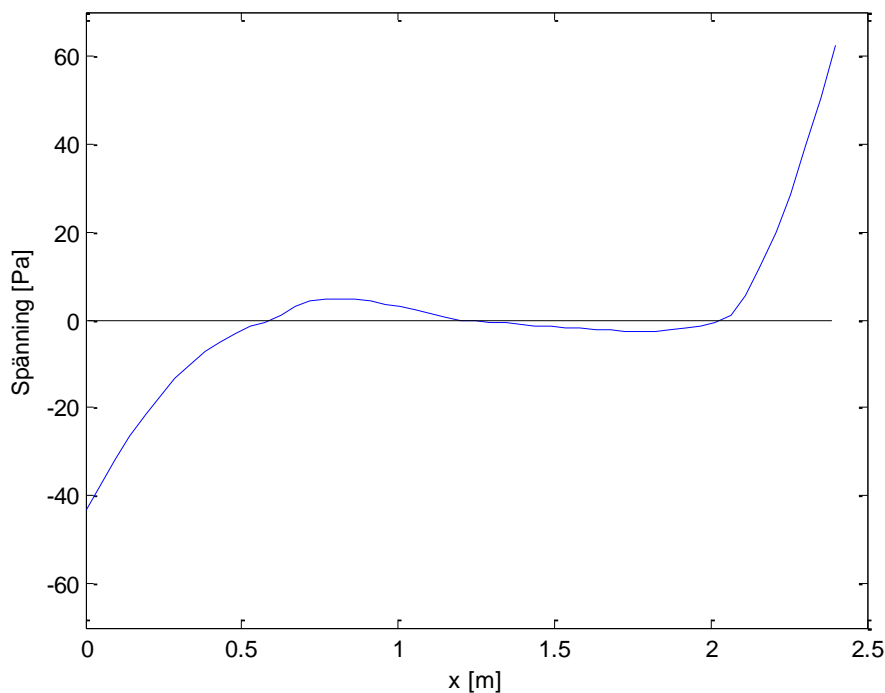
Ökad tjocklek på ytterskivan kommer att ge större spänningar p.g.a. större tyngd och större hävarm. Ökad isoleringstjocklek kommer också att ge större spänningar, främst p.g.a. större hävarm. Egentyngd bedöms ändå inte vara ett kritiskt lastfall.

När man kommer ner i såpass tunn ytterskiva som 25 mm är det inte självklart att antagandet om att ytterskivan är mycket styv är rättvisande. För att undersöka detta har ytterligare beräkningar gjorts. Återigen modelleras ytterskivan som en balk på fjäderbädd men denna gång med längden 2,4 m istället, eftersom detta är höjden på referenshuset. Funktionen "beam2w" används igen och styvheten i fjädrarna är densamma. Dock läggs styvheten för skjuvning i fjäderbädden till. Elementindelningen är även den densamma, d.v.s. 50 element. Denna gång läggs momentet till, som ett element bidrar till genom egentyngd, i varje element. Därefter fås en utböjning ut i balken som visas i Figur 76.



Figur 76. Utböjning över ytterskivan.

Utböjningen har anpassats efter olika fjäderstyvheter i drag och tryck. Den är störst i nedkant på väggen, detta eftersom fjäderstyvheten i tryck är lägre jämfört med drag, vilket kan åskådliggöras i diagrammet. Den mittersta delen av diagrammet visar att skivan böjs ut men denna utböjning är så pass liten att den ej tas upp mer. Spänningen p.g.a. utböjningen räknas ut på samma sätt som tidigare och då fås en spänning på 63 Pa i drag och 43 Pa i tryck. Detta jämförs med tidigare beräkningar som antog att skivan ej deformerats och då uppgick spänningen till 20 Pa. Den egentliga spänningsfördelningen kan alltså illustreras enligt Figur 77.



Figur 77. Spänningsfördelning i ytterskikt p.g.a. egentyngd.

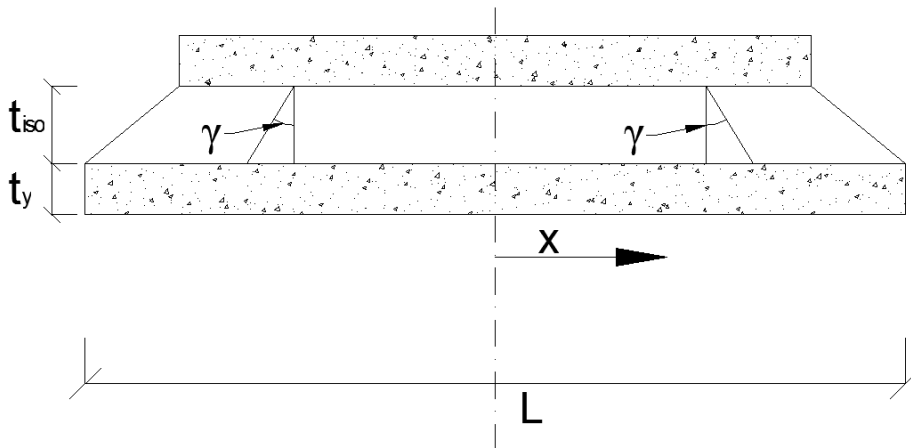
5.5 Temperaturpåverkan

Betongen utvidgas vid temperaturökning och detta kommer att leda till spänningar i konstruktionen om det är olika temperatur på insidan och utsidan av väggen. Eftersom betong leder värme bättre än stenull antas förenklat att temperaturen är konstant i ytterskiva och innerskiva och att hela temperaturvariationen tas i isoleringen. Betongen har också mycket större styvhet än stenullen, därför antas inledningsvis att betongen utvidgas fritt det d.v.s. den trycks ej tillbaka av stenullen. Den tjockare innerskivan antas vara stel. Nedanstående ekvationer är hämtade ur boken ”Introduktion till strukturmekniken” [22].

Med en längdutvidgningskoefficient α för betongen och en temperaturökning på ΔT i förhållande till innerskivan fås töjning i ytterskivan enligt

$$\varepsilon = \alpha \Delta T$$

Om förskjutningen sätts till 0 mitt i väggen fås följande förskjutning som funktion av läget i väggen (halva väggen betraktas p.g.a. symmetri, Figur 78).



Figur 78. Överblick hela väggen.

$$u(x) = \int_0^x (\varepsilon(x)) dx = \int_0^x (\alpha \Delta T) dx = \alpha \Delta T x$$

Om skjuvtöjningen γ antas vara lika genom hela isoleringstjockleken, t_{iso} , fås då

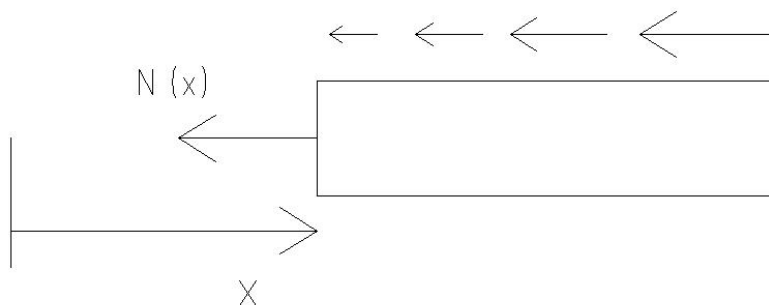
$$\gamma(x) = \tan^{-1} \left(\frac{u(x)}{t_{iso}} \right) \approx \frac{u(x)}{t_{iso}} = \frac{\alpha \Delta T x}{t_{iso}}$$

Linjärt elastiskt isolering med skjuvmodul G ger då skjuvspänningen

$$\tau(x) = G \gamma(x) = \frac{G \alpha \Delta T x}{t_{iso}}$$

Detta är skjuvspänningen i stenullen och även i gränsskiktet mellan betong och isolering.

För att kunna ta ställning till om antagandet att betong kan röra sig fritt är rimligt beräknas vilken tryckkraft och hoptryckning detta kommer att ge i betongen, Figur 79.



Figur 79. Friläggning av betongskikt.

$$\int_x^{\frac{L}{2}} (\tau(x)b) dx - N(x) = 0$$

$$N(x) = \int_x^{\frac{L}{2}} \left(\frac{bG\alpha\Delta T x}{t_{iso}} \right) dx = \left[\frac{bG\alpha\Delta T x}{t_{iso}} \cdot \frac{x^2}{2} \right]_x^{\frac{L}{2}} = \frac{bG\alpha\Delta T}{t_{iso}} \cdot \frac{L^2}{8} - \frac{bG\alpha\Delta T}{t_{iso}} \cdot \frac{x^2}{2}$$

Normalspänningen i betongen blir då

$$N = \frac{N(x)}{A} = \frac{N(x)}{bt_y}$$

Där t_y är ytterskivans tjocklek. Töjningen i betongen blir

$$\varepsilon(x) = \frac{N(x)}{Ebt_y}$$

Där E är betongens E-modul. Hoptryckningen av betongen blir då

$$\begin{aligned} \delta &= \int_0^{\frac{L}{2}} \varepsilon(x) dx = \int_0^{\frac{L}{2}} \left(\frac{N(x)}{Ebt_y} \right) dx = \frac{bG\alpha\Delta T}{t_{iso}Ebt_y} \cdot \int_0^{\frac{L}{2}} \left(\frac{L^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right) dx = \\ &= \frac{G\alpha\Delta T}{t_{iso}Et_y} \cdot \left[\frac{L^2}{8}x - \frac{x^3}{6} \right]_0^{\frac{L}{2}} = \end{aligned}$$

$$\frac{G\alpha\Delta T}{t_{iso}Et_y} \left(\frac{L^3}{16} - \frac{L^3}{48} \right) = \frac{G\alpha\Delta T}{t_{iso}Et_y} \left(\frac{L^3}{24} \right) = \frac{G\alpha\Delta TL^3}{24t_{iso}Et_y}$$

Detta skall jämföras med utvidgningen p.g.a. temperaturförändringen.

$$\alpha \cdot \frac{L}{2} \cdot \Delta T$$

Förhållande mellan betongens hoptryckning på grund av kraft från isoleringen och denna temperaturutvidgning blir

$$\frac{\frac{G\alpha\Delta TL^3}{24t_{iso}Et_y}}{\alpha \frac{L}{2} \Delta T} = \frac{GL^2}{48t_{iso}Et_y}$$

Skjuvmodulen för isoleringen är uträknad till 0,47 MPa utifrån provningarna

Längdutvidgningskoefficient för betong, $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$ [4]

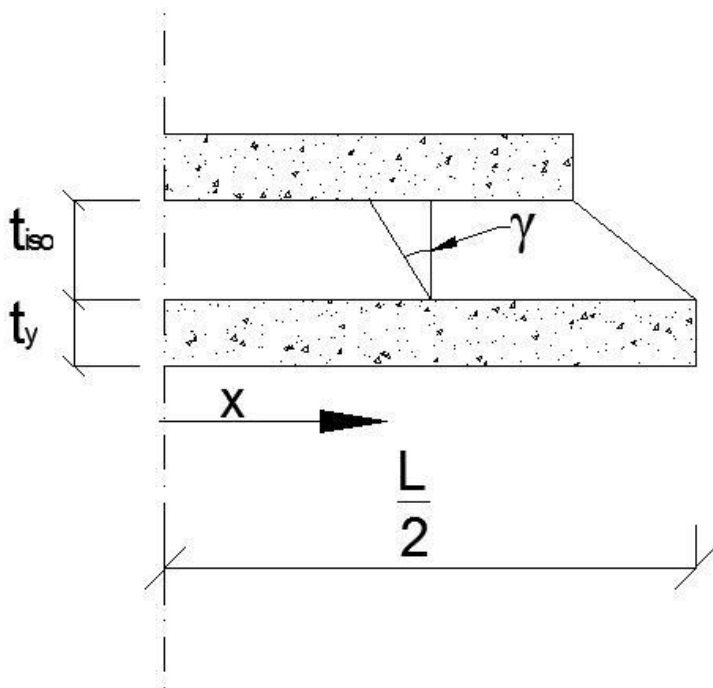
$\Delta T = 60^\circ\text{C}$ väljs som dimensionerade temperaturskillnad.

$$\frac{0,47 \cdot 10^6 \cdot 1,75}{48 \cdot 0,075 \cdot 33 \cdot 10^9 \cdot 0,025} = \frac{0,47 \cdot 10^6}{29,7 \cdot 10^8} = 1,58 \cdot 10^{-4}$$

Detta påvisar att betongen kan utvidgas fritt utan att isoleringen håller tillbaka utvidgningen även för en så tunn ytterskiva som 25 mm. Antagandet är alltså rimligt.

Nu beräknas skjuvspänningen i gränsskiktet enligt Figur 80. Enligt nedanstående ekvation ökar skjuvspänningen när x ökar. Därför testas skjuvspänningen i elementets kant

$$x = \frac{L}{2} = \frac{3,5}{2} = 1,75 \text{ m}$$



Figur 80. Skjuvspänning i punkten x .

$$\tau(x) = G\gamma(x) = \frac{G\alpha\Delta T x}{t_{iso}} = \frac{0,47 \cdot 10^6 \cdot 10 \cdot 10^{-6} \cdot 60 \cdot 1,75}{0,075} = 6580 \text{ Pa}$$

Detta jämförs med provresultatets värde på skjuvhållfastheten som uppgick till 21 kPa.

Denna beräkning avser temperaturtöjning i endast en riktning. Elementet kommer även att utvidgas i den andra riktningen. Eftersom skjuvspänningen växer ut mot elementets kanter i båda riktningarna kommer skjuvspänningen av temperaturtöjning att vara störst i hörnen. Denna skjuvspänning måste sedan adderas till skjuvspänningen p.g.a. egentyngd, som alltid verkar.

Längd från mitt till hörn

$$\sqrt{\left(\frac{3,5}{2}\right)^2 + \left(\frac{2,4}{2}\right)^2} = 2,12 \text{ m}$$

Skjuvspänningen vid hörnen av elementen på grund av temperaturtöjning

$$\tau = \left(\frac{G\alpha\Delta Tx}{t_{\text{iso}}}\right) = \left(\frac{0,47 \cdot 10^6 \cdot 10 \cdot 10^{-6} \cdot 60 \cdot 2,12}{0,075}\right) = 7,98 \text{ kPa}$$

Enligt provningarna i kapitel 4 klarar elementet en skjuvspänning på 21 kPa. Det som väggen utsätts för med hänsyn till temperaturförändringar är alltså ca 40 % av vad den klarar av.

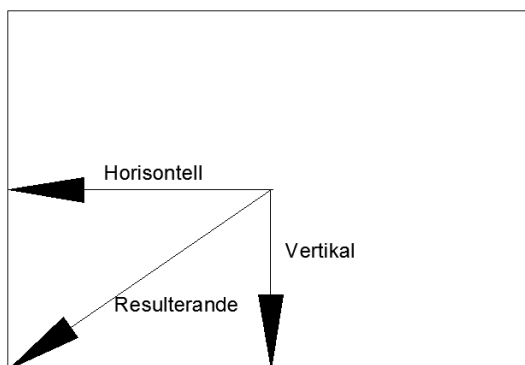
Egentyngderna av ytter- samt isolerskiktet medverkar till en skjuvspänning. Skjuvspänningen är enligt tidigare 0,68 kPa.

Nu kan den resulterande skjuvspänningen beräknas enligt nedan.

Horisontal last p.g.a. temperatur enligt tidigare ekvation 6,58 kPa

Vertikal last p.g.a. temperatur och egentyngd $4,5 + 0,68 = 5,18 \text{ kPa}$

Resulterande spänning, $\sqrt{6,58^2 + 5,18^2} = 8,4 \text{ kPa}$, vilket är ca 40 % av skjuvhållfastheten. Denna spänning uppstår i hörnen i väggens nederkant, Figur 81.

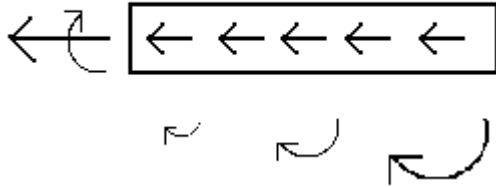


Figur 81. Kraftvektorer.

Det moment som ytterskivan utsätts för vid temperaturförändringar beräknas enligt nedan, Figur 82. Detta uppstår eftersom skjuvspänningen verkar som en excentrisk axiell last på väggen. Vid beräkningen bortses från att isoleringen delvis motverkar krökningen av väggen.

$$\tau = \left(\frac{G\alpha\Delta Tx}{t_{\text{iso}}}\right)$$

$$M(x) = \left(\frac{G\alpha\Delta T x}{t_{iso}} \right) \cdot \frac{t_{iso}}{2} = \left(\frac{G\alpha\Delta T x}{2} \right)$$



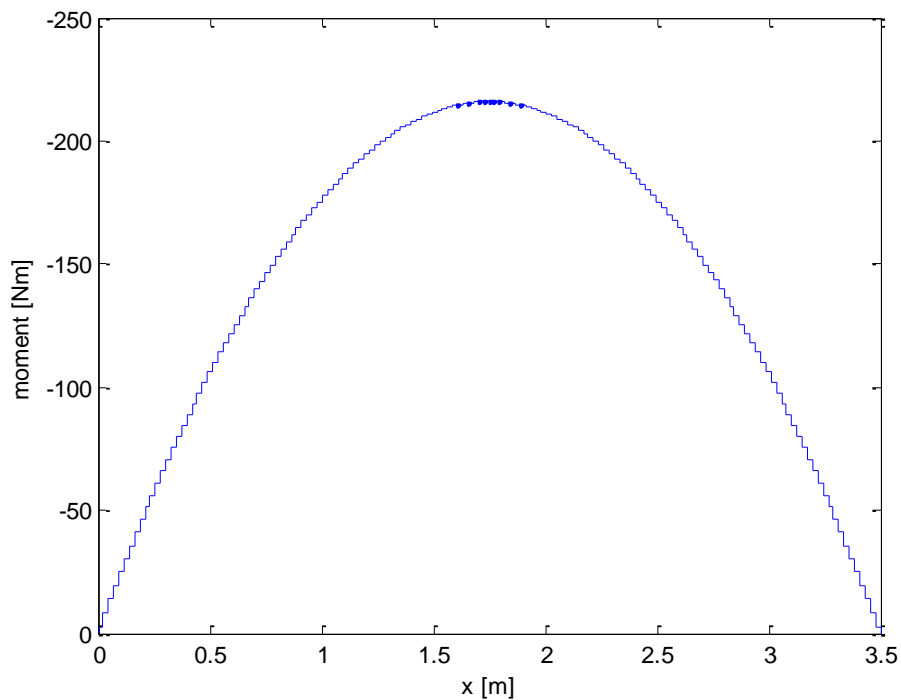
Figur 82. Friläggning ytterskikt.

Momentet kring punkten x;

$$-M(x) - \int_x^L m(x) b dx = 0$$

$$M(x) = -\frac{bG\alpha\Delta T x}{2} dx = -\frac{bG\alpha\Delta T}{2} \left(\frac{L^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right)$$

Variationen av moment beroende av x visas i Figur 83. I ekvationerna beräknas x med startpunkt i momentdiagrammets symmetrilinje.



Figur 83. Momentdiagram.

$$M_{\text{Max}} = M(0) = -\frac{bG\alpha\Delta T_x}{2} \cdot \frac{L^2}{8}$$

Vertikalt med elementhöjden 2,4 m fås

$$M_{\text{Max}}(2,4) = -\frac{1 \cdot 0,47 \cdot 10^6 \cdot 10 \cdot 10^{-6} \cdot 60 \cdot 2,403^2}{2 \cdot 8} = 102 \text{ Nm}$$

Horisontellt med elementbredden 3,5 m.

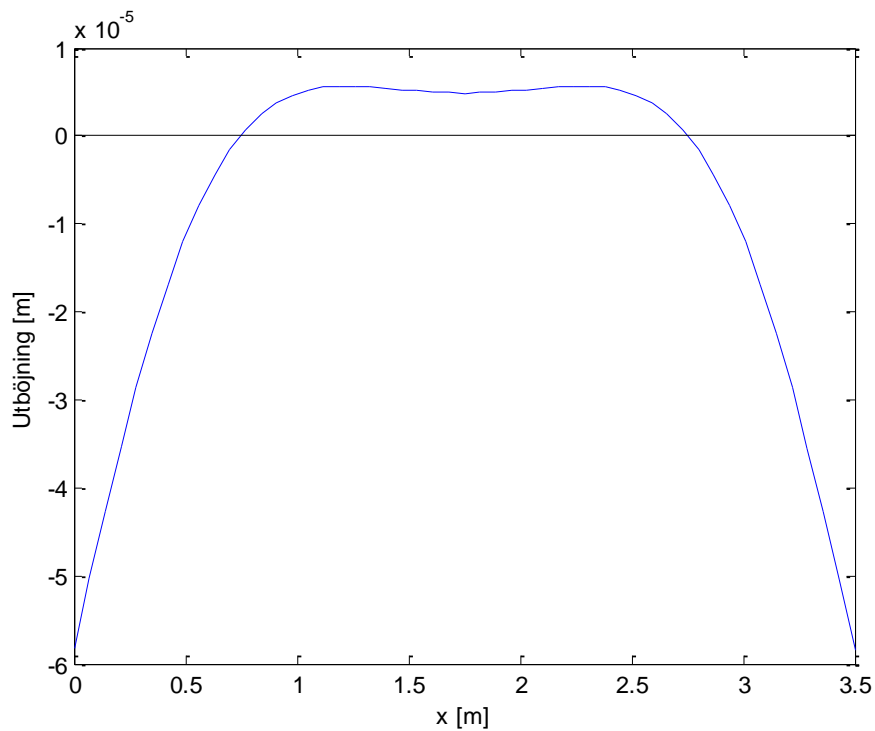
$$M_{\text{Max}}(3,5) = -\frac{1 \cdot 0,47 \cdot 10^6 \cdot 10 \cdot 10^{-6} \cdot 60 \cdot 3,5^2}{2 \cdot 8} = 216 \text{ Nm}$$

Detta moment är större än momentkapaciteten för ett 25 millimeter tjockt betongskikt som enligt tidigare beräkning uppgår till 209 Nm. Ovanstående beräkning är en förenklad beräkning som överskattar momentet eftersom isoleringens motstånd mot krökningen försummas. Därför modelleras även denna beräkning upp som en balk på fjäderbädd i MATLAB [20], enligt tidigare beskrivning. Längden sätts till 3,5 m eftersom detta är det värsta fallet. De andra parametrarna, E_{betong} , A , I_z , k_{skjuv} , k_{tryck} , k_{drag} bibehåller data från tidigare beräkningar.

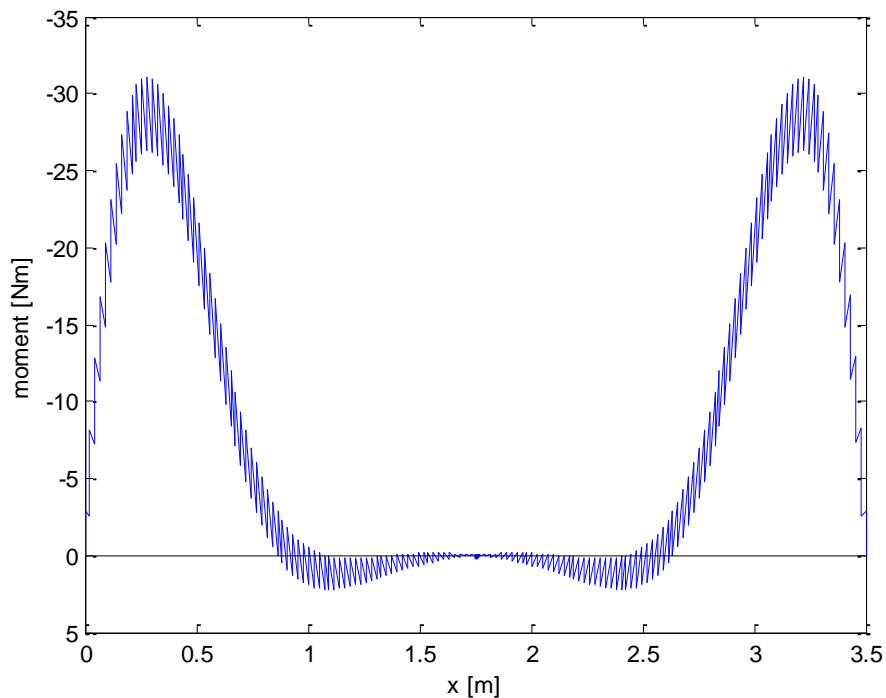
Elementindelningen ökas till 200 element istället för tidigare 50 eftersom elementet utsätts för punktmoment och då behövs bättre precision. Momentet som uppstår p.g.a. temperaturförändringen anges för varje element. Vid körning av programmet fås $M_{\text{max}} = 30 \text{ Nm/m}$, vilket kan jämföras med tidigare beräkningen där M_{max} uppgick till 216 Nm/m. Detta visar att isoleringens motstånd mot krökningen spelar stor roll. Det riktiga momentet som uppstår p.g.a. temperaturförändringar, 30 Nm/m kan jämföras med sprickmomentet enligt Figur 60.

30 Nm/m \ll 209 Nm/m, vilket visar att momentkapaciteten är tillräcklig.

Utböjningen kan åskådliggöras i Figur 84 och momentdiagrammet i Figur 85. Eftersom det utbredda momentet approximeras med ett punktmoment i beräkningen blir momentdiagrammet hackigt. Ju fler element, desto mer korrekt svar.



Figur 84. Utböjning p.g.a. temperaturförändring.



Figur 85. Momentdiagram.

Utböjningen vid temperaturförändring fås även ut ur programmet. Den uppgår till 0,007 mm i drag och 0,11 mm i tryck.

För att jämföra med provvärdena multipliceras denna utböjning med stenullens styvhet och då fås spänningen ut som utböjningen ger upphov till.

Fjäderstyvhet för tryck = 11,33 MPa

Fjäderstyvhet för drag = 44 MPa

$11,33 \cdot 10^6 \cdot 1,1 \cdot 10^{-4} = 1,2 \text{ kPa}$, vilket är mindre än den uppmätta hållfastheten för tryck enligt proverna d.v.s. 37 kPa.

$44 \cdot 10^6 \cdot 7,1 \cdot 10^{-6} = 0,3 \text{ kPa}$, vilket är mindre än den uppmätta hållfastheten för drag enligt proverna d.v.s. 72 kPa.

5.6 Vindlast

Teknikhuset dimensioneras för att kunna ta upp de kraftigaste vindlasterna som kan komma att uppstå i Sverige. I och med detta skall det inte vara några problem med var huset placeras i framtiden.

För att säkerhetsställa konstruktionens hållfasthet dimensioneras vindlasten enligt brottgränstillståndet enligt ”Byggkonstruktion - Regel- och formelsamling” [6].

Data som används redovisas nedan.

Terrängtyp = 0, d.v.s. havs- eller kustområde exponerat för öppet hav.

Referensvindhastighet, $v_b = 26 \text{ m/s}$.

Höjd på referensobjektet = 3159 mm $\approx 3,2 \text{ m}$

Interpolering används för att få fram karakteristiskt vindtryck, q_p

$$2 \text{ m} \rightarrow 0,84 \text{ kN/m}^2$$

$$4 \text{ m} \rightarrow 0,98 \text{ kN/m}^2$$

$$0,98 - 0,84 = 0,14 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{0,14}{200} = 0,0007 \text{ kN/m}^2$$

$$0,007 \cdot 116 = 0,08 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p = 0,84 + 0,08 = 0,92 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{h}{d} = \frac{3,16}{3,5} \approx 0,9$$

Zon A (sug)

$$e \leq d$$

$$\text{Längd på zon} = \frac{e}{5} = \frac{3,5}{5} = 0,7 \text{ m}$$

$$C_{pe,1} = -1,4$$

$$W_e = q_p(Z_e)C_{pe,1} = 9212(-1,4) = -1,3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{vind} = 1,5 \cdot 1,29 = 1,9 \text{ kN/m}^2$$

Zon B (sug)

$$e \leq d$$

$$\text{Längd på zon} = d - \frac{e}{5} = 3,5 - \frac{3,5}{5} = 2,8 \text{ m}$$

$$C_{pe,1} = -1,1$$

$$W_e = q_p(Z_e)C_{pe,1} = 9212 \cdot (-1,1) = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{vind} = 1,5 \cdot 1,01 = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Zon D (tryck)

$$C_{pe,1} = +1$$

$$W_e = q_p(Z_e)C_{pe,1} = 9212 \cdot (1) = 0,9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{vind} = 1,5 \cdot 0,9212 = 1,4 \text{ kN/m}^2$$

Zon E (sug)

Formfaktor för zon E.

$$C_{pe,1} = 0,3 + 0,1733 = 0,47$$

$$0,5 - 0,3 = 0,2$$

$$\frac{0,2}{75} \cdot (90 - 25) = 0,17$$

$$W_e = q_p(Z_e)C_{pe} = 9000 \cdot 0,47 = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{vind} = 1,5 \cdot 0,4 = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

De uppmätta värdena genom provningarna visar att ytterskiktet tål 37 kPa i tryck och 72 kPa i drag vilket är betydligt mer än det kommer utsättas för med hänsyn till vinden.

$$1,93 < 72 \text{ kPa}$$

$$1,38 < 37 \text{ kPa}$$

5.7 Lyft

Ytterskiktet minskas i tjocklek vilket leder till att den befintliga lyftanordningen inte går att använda på grund av förhållandet mellan skivornas tjocklekar överstiger 2. Dessutom skulle det inte vara rimligt att få plast med en lyftdetalj i ett så tunt ytterskikt [9].

Valmöjligheter för lyft behandlas ej i denna rapport utan lämnas åt aktuell konstruktör vid användning av konstruktionen för undersökning.

6 Diskussion

Huvudspåret i arbetet har varit en konstruktion med en tunn stålfiberarmerad ytterskiva, stenullsisolering samt en innerskiva med konventionell armering. I idén ingår att vidhäftningen mellan isoleringen och betongen skall vara så god att ett bärankarsystem inte behövs. Detta motsvarar en konstruktion enligt alternativ C, Figur 27.

Vi anser att om man skall göra konstruktionen lättare bör man börja med ytterskivan. Med en oförändrad innerskiva bibehålls bärförmåga och stomstabilisering enligt nuvarande konstruktion. Det som behöver säkerställas är då att den tunnare ytterskivan inte går sönder eller lossnar.

Studiens förslag innefattar ett väggelement med 25 mm stålfiberarmerat ytterskikt, 75 mm stenullsisolering i mellanskiktet och ett 80 mm innerskikt med konventionell armering enligt tidigare konstruktion. För att minska produktionskostnaden för väggelementet strävas efter ett så tunt ytterskikt som möjligt. Även materialåtgång, tyngd och belastning på isoleringen påverkas positivt vid ett tunnare skikt. Skiktet måste dock ha tillräcklig tjocklek för att klara av yttre påverkan såsom vindlast, temperaturrörelser och mekanisk åverkan. Med hänsyn till dessa laster anser vi att ytterskiktet kan ha en tjocklek på 25 mm. Detta är också enligt Bekaert [15] den minsta skiktjocklek som de rekommenderar vid användning av stålfibrer utan extra arbete. Eftersom skiktet är ett fasadskikt med estetiska krav krävs rostfria stålfibrer som inte korroderar och missfärgar fasaden.

Med denna konstruktion minskar material- och arbetsåtgången jämfört med nuvarande konstruktion. Cellplasten byts ut mot stenullslameller. Detta medför att genomgående armering inte längre är nödvändigt. Det är då inte enbart kostnaden för materialet utan också dess arbetstid försvinner. Eftersom genomgående armering ej används ställs inte samma krav på ytterskiktets tjocklek. Den konventionella armeringen byts ut mot stålfiberarmering, vilket leder till minskat förarbete jämfört med tidigare. Dessutom minskar ytterskiktets tjocklek från 70 mm till 25 mm. Detta leder till en volymminskning på 30 % för betongen.

Enligt våra resultat går det att undvika genomgående armering såsom bärankare och förbindelsebyglar, för att istället gjuta betongen direkt mot stenullsisoleringen. Det som kan vara kritiskt men som ej är undersökt i denna studie är långtidslast och utmattning p.g.a. exempelvis temperaturrörelser och fukt som möjligtvis kan påverka materialets hållfasthet. Det är svårt att uppskatta detta genom beräkningar och det behöver testas praktiskt. Att prova detta inom rimlig tid är svårt, då tidsaspekten handlar om decennier och

studien endast utgör en termin. Ytterskikt och/eller isolerskikt kan komma att falla av i de fall då långtidslasten eller utmattningen är för påfrestande. Ytterligare en aspekt som ej är undersökt är vilken påverkan fukt har på konstruktionen. Egentyngden ökar vid högre fuktighet och därmed spänningarna. Eftersom hållfasthetsvärdena är mycket högre även här bör det rimligtvis inte uppstå några komplikationer p.g.a. högre egentyngd. Det inte undersökt hur stenullen klarar av fuktiga förhållande och dess inverkan på materialets egenskaper samt vidhäftning påverkas.

Denna studie har ej undersökt huruvida vidhäftningen mellan betong och stenull påverkas av rörelser efter pågjutning. Därför bygger studien på att ytterskiktet gjuts överst, vilket medför att matriser ej går att använda.

Nedanstående sammanfattade beräkningar visar att hållfastheten i väggelementet är tillräcklig. De värden som användes från provningarna är medelvärden eftersom vi hade så lite mätdata. Säkerhetsaspekten får alltså läggas in manuellt vid tolkning av resultaten.

Momentkapaciteten i ytterskiktet vid olika tjocklekar beräknades för att bestämma en lämplig tjocklek på skiktet. Momentkapaciteten för ytterskiktet ökar med ökad tjocklek. Vid en tjocklek på 25 mm klarar ytterskivan ett moment på 209 Nm/m, detta är mycket i förhållande till maxmoment beroende av temperaturförändringar som uppgår till 30 Nm/m, vilket alltså utgör 15 % av momentkapaciteten.

Genom temperaturrörelser utvidgas ytterskivan även längs med skiktet vilket ger upphov till skjuvspänningar. Dessa beräknades genom endimensionella metoder i denna studie. Utvidgningen av ytterskiktet p.g.a. temperaturrörelser ger 6,6 kPa i skjuvspänning. Vid jämförelse med provresultaten, 21 kPa, är detta 30 % av skjuvhållfastheten för elementen.

Då temperaturrörelser och egentyngd samverkar uppstår enligt tidigare i studien en kritisk punkt avseende skjuvspänning i hörnen. Denna skjuvspänning blir 8,4 kPa, vilket är 40 % av den vid provningarna uppmätta skjuvhållfastheten.

Genom att använda Finita elementmetoden modelleras ytterskivan som en balk på fjäderbädd. Genom beräkningar med Calfem [19] fås ett uppskattat värde för vilken linjelast ytterskiktet kan klara av för laster så som slag eller andra oväntade krafter. I förhållande till punktlaster är detta sätt mer hanterbart. De laster som ytterskivan kan utsättas för är enligt dessa beräkningar en linjelast på 1,8 kN/m. Detta anser vi exempelvis vara tillräckligt för att en människa ska kunna gå på skivan utan att den tar skada.

De vindlaster som beräknades i studien visar på tryck- och draglast i väggelementen. Dessa visade sig vara små, både i förhållande till andra laster men främst i förhållande till elementens hållfasthet. De beräknade värdena uppnådde endast 1,93 kPa i drag och 1,38 kPa i tryck. I jämförelse till drag- och tryckhållfasthet uppmätta i proverna utnyttjades endast 2-3 % av dess hållfasthet. Brottspänningen i tryck är 37 kPa och i drag 72 kPa.

Då ytterskiktet hänger fritt i förhållande till innerskiktet utsätts vidhäftningen för laster från egentygnd. Den största dragspänning som uppstår i skiktet mellan ytterskivan och isolerskiktet p.g.a. egentygnd är 63 Pa, vilket är mindre än 1 % av den uppmätta draghållfastheten. Den största tryckspänning som uppstår vid är 43 Pa, vilket är mindre än 1 % av tryckhållfastheten. Vid skjuvspänning orsakad av egentygnd beräknades ett värde på 0,62 kPa. Då provresultaten gav värden över 21 kPa, d.v.s. endast 3 % av brottspänningen är detta inte en kritisk last.

I skiktet mellan innerskivan och isoleringen kommer spänningarna bli något större men eftersom det rör sig om så pass låga spänningar har vi bortsett från att räkna på det.

De laster som var mest kritiska var slag och skjuvning p.g.a. temperaturrörelser med inverkan av egentygnd. Slaget beräknades som en linjelast då detta är mer hanterbart. Denna beräkning återspeglar dock inte riktigt verkligheten. Den last som kunde sättas på en 1 meter lång linje var motsvarande 180 kg. Detta anser vi vara tillräckligt då en människa borde kunna gå på skiktet. Skjuvning p.g.a. temperaturrörelser och inverkan av egentygnd upp gick till 40 % av dess hållfasthet. Detta måste också anses som fullt tillräckligt. Dock kan detta påverkas ytterligare av de ej undersökta fallen långtidslast och utmattning och på så sätt bli en kritisk last.

Resursåtgång och ekonomi

Materialkostnaden sänks om man jämför vårt förslag med Abetongs nuvarande konstruktion. Den nuvarande konstruktionen ger enligt tabellen som visas i Bilaga 9.6, en total materialkostnad på 15 000 kr för de fyra väggarna. Vårt förslag däremot ger enligt tabellen i Bilaga 9.7, en total materialkostnad på 10 400 kr för de fyra väggarna vilket är 30 % mindre jämfört med referensobjektet. Eftersom det tidkrävande arbetet med konventionell armering i ytterskiktet ej längre behövs då armeringen ersätts av stålfiberarmering kommer arbetstiden även att sänkas.

Kostnaden på betongen är baserad på ett riktvärde från Abetong. Priser på detaljer är hämtade från Neofac, uppskattade från Abetong och resterande material är hämtat från byggkalkylatorn.

Den nuvarande arbetstiden för en m² vägg ligger på 1,25 timmar. Vi antar att denna kan minskas till 1,05 timmar för vårt förslag. Kostnaden för en arbetstimme ligger på 550 kr. Storleken på de fyra väggarna ligger på 33,4 m² vilket resulterar i en kostnad på 23 000 kr för den nuvarande konstruktionen och en kostnad på 19 300 kr för vårt förslag.

Tyngden kommer att reduceras eftersom ytterskiktet blir tunnare i vårt alternativ. Detta leder till att elementen blir enklare att hantera, transportera och montera. Djupare undersökningar har inte gjorts kring möjligheten till billigare transportsätt.

Mängden betong reduceras i förslaget med 30 %. Detta är betydelsefullt både direkt för att det går åt mindre material och indirekt för att det ger potential för att minska miljöbelastningen från transporter.

Köldbryggor kommer att minskas i vårt alternativ jämfört med tidigare konstruktion då genomgående armering ej används. Detta är möjligen av mindre vikt i ett teknikhus då kraven på inomhusklimat inte är så stora jämfört med ett bostadshus, men bidrar ändå något till att minska energiåtgången under husets livstid.

Materialdata för stenull

Ett viktigt resultat av denna studie är materialdata för stenullsisoleringen som framtagits genom provningarna. Dessa kan användas i vidare studier framöver. Vid ytterligare prover kan samma tillvägagångssätt användas som i denna studie eftersom resultaten anses lyckade. Isoleringen har ett linjärt beteende innan brott. Vid drag och skjuvning visar materialet ett sprött beteende efter brott. I de tryckta proverna visar materialet en större seghet och ett elastiskt-idealplastiskt beteende. Proverna visar heller inga märkbara skillnader vid 30 respektive 60 minuters pågjutning.

7 Slutsatser och förslag på vidare arbete

7.1 Slutsatser

Det föreslagna konstruktionssystemet har förutsättningar att fungera enligt de beräkningar och provningar som gjorts i denna studie. Beräkningar har gjorts på vilka effekter vindlast, egentyngd, temperaturförändringar och mekanisk åverkan ger upphov till i väggen. Dessa har jämförts med resultaten från provningarna och andra kända materialdata och visat att elementet har tillräckligt god hållfasthet och vidhäftning mellan skikten för att klara lasterna.

Genom att övergå till denna konstruktion skulle Abetong tjäna sammanlagt 20 % vad gäller materialkostnad och arbetstid för de fyra väggarna på teknikhuset.

Viktigt att poängtera är att beräkningsmodellerna som använts innehåller förenklade antaganden och att aspekter såsom effekter av långtidslast, upprepade lastcykler, åldring hos materialet och fuktpåverkan ej är behandlade.

Provningarna som genomfördes gick bra och för att säkerhetsställa att materialdata är riktig går det att göra fler försök med samma tillvägagångssätt.

7.2 Förslag på vidare arbete

För att fortsätta arbeta med teknikhusets konstruktion kan detaljer förenklas och förbättras. Exempelvis måste en annan lyftdetalj användas till konstruktionsförslaget i studien då det ej längre finns tillräckligt med plats i ytterskiktet. Undersökningar gällande förbättring av konstruktion av tak, grund och innerskikt kan det arbetas vidare med.

Undersökningar om långtidslast och utmattning gällande konstruktionen i denna studie kan arbetas vidare på. Dessutom kan provningar mer fler eller andra variabler som t.ex. fuktpåverkan på stenullen, tjockare isolerskikt m.m. genomföras.

Då tyngden minskar för väggelementen kan det gå att använda sig av ett billigare transportmedel och mindre lyftkran. Detta kan undersökas vidare.

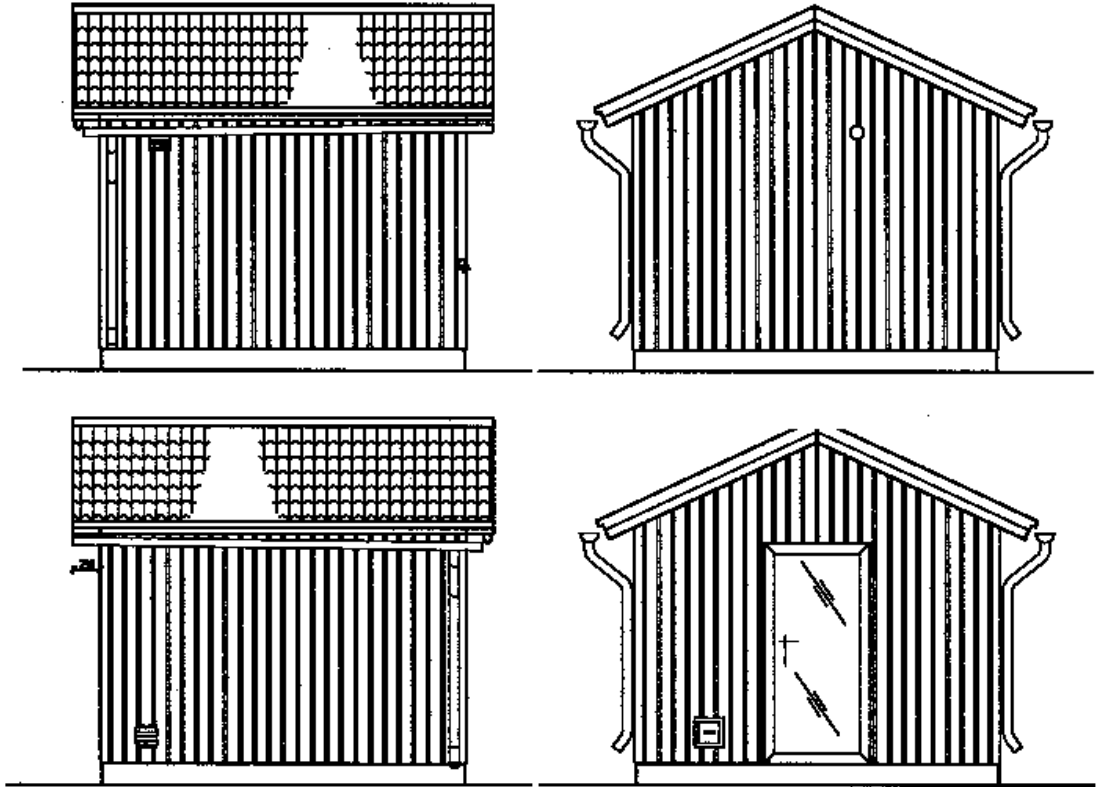
8 Litteraturförteckning

- [1] *Teknikhus - Produktbeskrivning*, Abetong AB, Falkenberg, 2012
- [2] *Teknikbyggnader*, Hämtad [Online], 29-05-2012 från, http://www.heidelbergcement.com/se/sv/abetong/vara_produkter/hus/teknikbyggnader/index.htm
- [3] *Anställda - Muntlig kommunikation* - Abetong AB, Falkenberg 14-02-2012
- [4] Burström, Per-Gunnar. *Byggnadsmaterial*, Studentlitteratur AB, Lund, 2007
- [5] *Teknisk handbok P1*, Abetong AB, Falkenberg 2011
- [6] Mårtensson, Annika; Isaksson, Tord. *Byggkonstruktion - Regel och formelsamling*, Studentlitteratur AB, Lund, 2010
- [7] *Teknisk handbok och monteringsanvisningar, Neo bärarkarsystem*, Neofac AB, Kungälv, 18-02-2009
- [8] *Halfen sandwich panel anchors - Technical Product Information, Halfen GmbH, Tyskland*, 2009
- [9] *Abetong 2010*, Abetong AB, Falkenberg, 2010
- [10] Voger, Ivo. *Muntlig kommunikation - Produkttillverkning*, Paroc, Hässleholm, 2011/2012
- [11] *FAL 1 - Produktspecifikation*, Paroc AB, Skövde, 2012
- [12] Löfgren, Ingemar. *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*, Doktorsavhandling, Institutionen för bygg- och miljöteknik, Chalmers tekniska högskola, Göteborg, 2005
- [13] Löfgren, Ingemar. *Fiberarmerad betong - för ett industrialiserat platsgjutet byggande*, Väg- och Vattenbyggaren: 2006:5, SVR Samhällsbyggarna, 2006

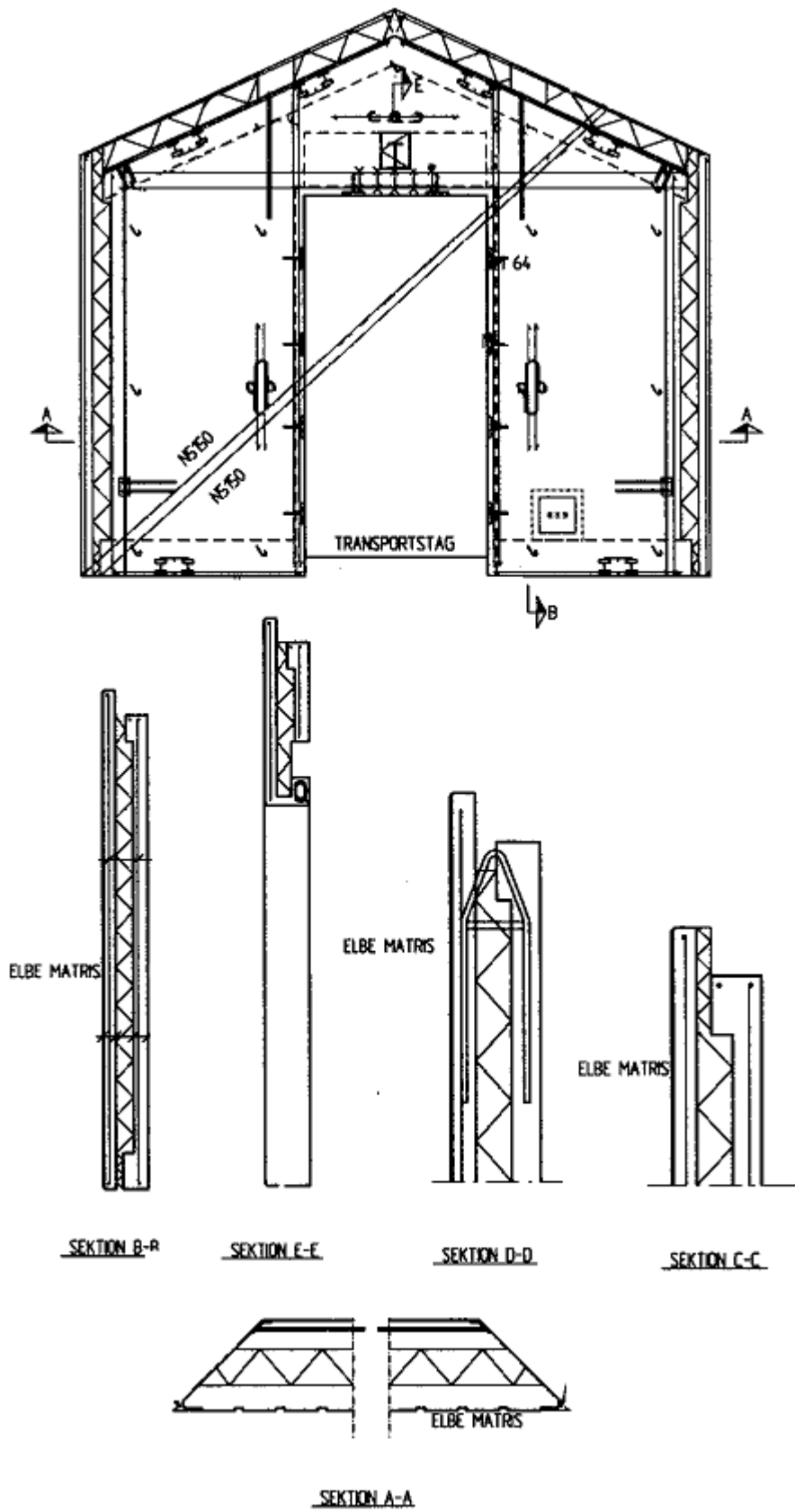
- [14] Kaufman, Benjamin; Wingård, Simon. *Fiberarmerad Betong - Vidhäftning av kamstål i fiberarmerad betong*, Examensarbete, Institutionen för bygg- och miljöteknik, Chalmers tekniska högskola, Göteborg, 2009
- [15] Hansson, Magnus. *Muntlig kommunikation - Bekaert Svenska AB*, Helsingborg, 05-2012
- [16] Andersson, Daniel; Odén, Johan. *Träs skjuvhållfasthet och limträbalkars tvärkraftskapacitet - Provningar och beräkningar*, Examensarbete, Report TVSM-5159, Avdelningen för byggnadsmekanik, Lunds universitet, Lund, 2009
- [17] *PAROC sandwich panels for external walls, partitions and ceilings*, VTT Technical Research Centre of Finland: 1996, nr 163/01, Finland
- [18] Isaksson, Tord; Mårtensson, Annika; Thelandersson, Sven. *Byggkonstruktion*, Studentlitteratur AB, Lund, 2010
- [19] Austrell, Per Erik; Dahlblom, Ola; Lindemann, Jonas; Olsson Anders; Olsson, Karl-Gunnar; Persson, Kent; Petersson, Hans; Ristinmaa, Matti; Sandberg, Göran, Wernberg Per-Anders. *CALFEM – A finite element toolbox. Version 3.4*, Studentlitteratur AB, Lund, 2004
- [20] *MATLAB - The language of technical computing, Version R2011b*, The Mathworks, Massachusetts, USA, 2011
- [21] Von Wachenfelt, Hans; Nilsson, Christer; Ventorp, Michael *Säkra häststall - kräv tillräcklig hållfasthet på inredning och byggnadskonstruktioner*, Säkra häststall – kräv tillräcklig hållfasthet. LTJ-fakultetens faktablad: 2011:29, Fakulteten för landskapsplanering, trädgårds- och jordbruksvetenskap, Alnarp, 2011
- [22] Heyden, Susanne; Dahlblom, Ola; Olsson, Anders; Sandberg, Göran. *Introduktion till strukturmekaniken*, Studentlitteratur AB, Lund, 2008

9 Bilagor

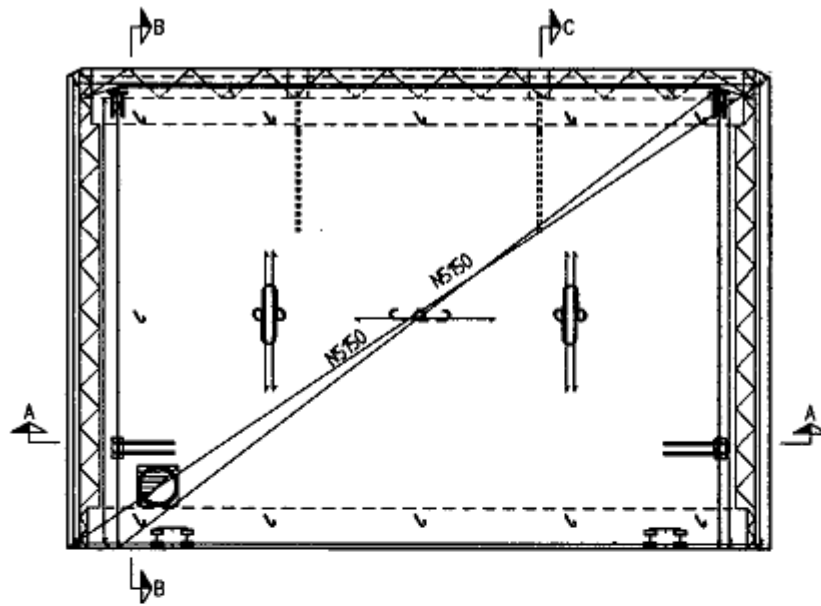
9.1 Bilaga 1 – Referenshus, Fasader



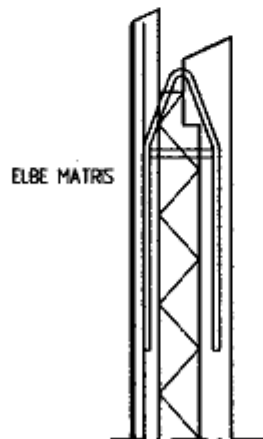
9.2 Bilaga 2 – Referenshus, Gavel



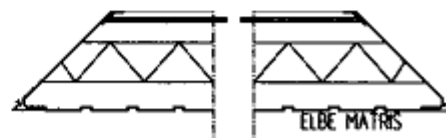
9.3 Bilaga 3 – Referenshus, Långsida



SEKTION B-E



SEKTION C



SEKTION A-A

9.4 Bilaga 4 – Provningsdata 1

Provkropp	Vikt [kg]	Brottlast [N]	Brottspänning [kPa]	Förskjutning vid brott [mm]	Brottöjning, ϵ	Töjning	Area [m ²]
D31	46,5	8355	65	1,8609	0,024812	0,025	0,128
D32	46,0	10906	85	2,5535	0,034047	0,035	0,128
D33	48,0	10330	81	1,7782	0,023709	0,024	0,128
D61	47,5	9039	71	1,8919	0,025225	0,026	0,128
D62	49,0	7906	62	2,7172	0,036229	0,037	0,128
D63	37,0	8666	68	1,8179	0,024239	0,025	0,128
S31	30,0	2926	23	5,2066	0,013017	0,071	0,128
S32	30,0	2829	22	4,5399	0,011350	0,062	0,128
S61	30,0	2605	20	5,0274	0,012569	0,069	0,128
S62	30,0	2753	22	4,4709	0,011177	0,061	0,128
S63	30,0	2229	17	4,7397	0,011849	0,065	0,128
T01	15,0	1565	34	2,9340	0,019560	0,040	0,046
T02	15,0	1872	41	2,9620	0,019747	0,041	0,046
Medelvärden							
Drag 30 minuter	46,8	9864	77	2,064	0,028	0,028	0,128
Drag 60 minuter	44,5	8537	67	2,142	0,029	0,029	0,128
Skjutning 30 minuter	30,0	2878	22	4,873	0,012	0,067	0,128
Skjutning 60 minuter	30,0	2529	20	4,746	0,012	0,065	0,128
Tryck	15,0	1718	37	2,948	0,020	0,040	0,046

9.5 Bilaga 5 – Provningsdata 2

Provkropp	Förskjutning 1 [mm]	Förskjutning 2 [mm]	Last 1 [N]	Last 2 ϵ_1 [N]	ϵ_2	σ_1 [Pa]	σ_2 [Pa]	E-modul Drag [Mpa]	Skjuvmodul [Mpa]	E-modul Tryck [Mpa]
D31	0,6307	1,6645	2508	7519	0,008640	19594	58742	2,764	-	-
D32	1,2044	2,1934	3084	9274	0,016499	24090	72450	3,570	-	-
D33	0,7565	1,5542	3225	9001	0,010363	25194	70323	4,130	-	-
D61	0,7358	1,5249	2891	7667	0,010079	22583	59902	3,452	-	-
D62	1,5818	2,4157	3022	6592	0,021668	23606	51501	2,442	-	-
D63	0,8495	1,5249	2853	7026	0,011637	22286	54894	3,524	-	-
S31	0,7029	1,8434	880	1810	0,009628	6874	14145	-	0,465	-
S32	0,3755	2,1691	201	1800	0,005144	1570	14064	-	0,509	-
S61	0,6494	2,1019	408	1600	0,008897	3186	12502	-	0,468	-
S62	0,2308	1,8176	287	1680	0,003161	2243	13121	-	0,500	-
S63	0,1670	1,4144	301	1211	0,002288	2351	9459	-	0,416	-
T01	0,8958	1,8969	480	1294	0,005972	3751	10106	-	-	0,952
T02	0,7666	1,4971	542	1007	0,005111	4236	7871	-	-	0,746
Medelvärdet										
Drag 30 minuter	0,864	1,804	2939	8598	0,012	22960	67171	3,488	-	-
Drag 60 minuter	1,056	1,822	2922	7095	0,014	22825	55432	3,140	-	-
Skjuvning 30 minuter	0,539	2,006	540	1805	0,007	4222	14104	-	0,4807	-
Skjuvning 60 minuter	0,349	1,778	332	1497	0,005	2593	11694	-	0,4582	-
Tryck	0,831	1,697	511	1150	0,006	3993	8988	-	-	0,849

9.6 Bilaga 6 – Materialkostnad nuvarande konstruktion

Sammanställning	Sort	Kvalité	Ø	Antal [st]	Längd [m]	Area [m ²]	Volym [m ³]	Vikt [kg]	Pris/enhet [kr/st]	Pris [kr]
Armering	Nät	Nps500		5	-	72,4	-	-	27	1954,8
Armering	Järn	B500BT		6	6,21	0,00003	0,0002	1,38	10	13,8
Armering	Järn	B500BT		8	37,857	0,00005	0,0019	14,94	10	149,4
Armering	Järn	B500BT		10	102,75	0,00008	0,0081	63,35	10	633,5
Armering	Järn	B500BT		12	26,72	0,00011	0,0030	23,72	10	237,2
Transportstag	Järn	B500BT		20	1	0,00031	0,0006	4,93	10	49,3
N-bygel	Järn	B500BT		8	5	1,45	0,0005	0,0001	10	5,7
Dubbelankare	detalj			-	8	-	-	-	130	1040,0
Enkelankare	detalj			-	4	-	-	-	75	300,0
Förbindelsebygel	detalj			-	55	-	-	-	15	825,0
Förankring, FPL-N	detalj			-	16	-	-	-	35	560,0
Förankring, FPL-F-100x70	detalj			-	8	-	-	-	35	280,0
Förankring, FPL 50x100x10	detalj			-	8	-	-	-	35	280,0
Infästning Dörr KL-2	detalj			-	10	-	-	-	35	350,0
Lyft	detalj			-	8	-	-	-	150	1200,0
Betong	CEM II	C30/37		-	-	-	5,3	-	900	4753,8
Cellplast	EPS	S100		-	-	32,35	3,2	-	72	2329,0
									Summa	14961,6

9.7 Bilaga 7 – Materialkostnad vårt förslag

Sammanställning										
Material	Sort	Kvalité	Ø	Antal [st]	Längd [m]	Area [m ²]	Volym [m ³]	Vikt [kg]	Pris/enhet [kr/st]	Pris [kr]
Armering	Nät	Nps500		5	-	33,41	-	-	27	902,1
Armering	Järn	B500BT		6	6,21	2,8274E-05	0,0001756	1,378331	10	13,8
Armering	Järn	B500BT		8	2,38	5,0265E-05	0,0001196	0,93911	10	9,4
Armering	Järn	B500BT		10	54,33	7,854E-05	0,0042671	33,49649	10	335,0
Armering	Järn	B500BT		12	12,56	0,0001131	0,0014205	11,15094	10	111,5
Transportstag	Järn	B500BT		20	1	0,00031416	0,0006283	4,9323	10	49,3
N-bygel	Järn	B500BT		8	5	1,45	5,0265E-05	7,288E-05	10	5,7
Förankring, FPL-N	detalj	-		-	16	-	-	-	35	560,0
Förankring, FPL-F-100x70	detalj	-		-	8	-	-	-	35	280,0
Förankring, FPL 50x100x10	detalj	-		-	8	-	-	-	35	280,0
Infästning Dörr KL-2	detalj	-		-	10	-	-	-	35	350,0
Lyft	detalj	-		-	8	-	-	-	150	1200,0
Betong	CEM II	C30/37		-	-	-	3,7	-	900	3323,3
Paroc FAL 1	Stenull	-		-	-	32,3	2,4	-	72	2329,0
Stålfiber, dramix rc 65/40 cm [40 kg/m ³]	-	-		-	-	-	-	35,328	18	635,904
									Summa	10384,9