

Avdelning för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
BOX 118
221 00 Lund

Division of Structural Engineering
Faculty of Engineering, LTH
P.O Box 118
S-221 00 Lund
Sweden

Skjuvkapacitet i råspontsluckor

Undersökning av råspontsluckors skjuvkapacitet samt momentmodell för stabilisering
av byggnader

Shear capacity of tounge and groove paneling

Test of shear capacity in tounge and groove paneling and moment model for
stabilization of buildings

Ludvig Ruhr

Juni 2022

Rapport TVBK-5289
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-22/5289-SE

Examensarbete
Handledare: Oskar Ranefjärd
Juni 2022

Abstract

In Sweden there is a long-standing tradition of building houses out of wood. In the year 2022 it is expected that 15 000 houses will be built, where the majority are built out of wood. There is an aim to build more out of wood since it has less impact on the climate than other materials. To build roofs prefabricated trusses are often used, and the trusses are covered by tongue and groove (t&g) paneling or plywood sheathing. There is often no dedicated system for stabilization, and it is assumed that the paneling or sheathing transfers the horizontal loads. There are no established methods for calculating the capacity of t&g paneling or sheathing and there are no explicit requirements to do so for single family homes. This might change with the upcoming revisions of Eurocode 5. There is an interest from the industry to find ways to calculate the horizontal capacity for t&g paneling and sheathing.

Previous studies have shown that the metal connectors used to combine multiple t&g boards into t&g paneling contribute to increase the shear capacity, and therefore the ability to stabilize roof trusses. The focus of the report is to investigate how the shear capacity is affected by the number of connectors used between the t&g boards. This is done with a test where three t&g boards are used in a symmetric shear test, connected with metal connectors. Load and deformation are measured and the shear capacity can be determined depending on the amount of connectors used. To understand how multiple t&g panels interact with each other, tests are performed where 2,4x2,5 m walls are built and are covered with t&g paneling. A horizontal load is applied to the wall while the load and deformation are measured. The tests are performed with three connectors per shear plane, which is standard for 2,4 m panels, and with the double number of connectors, six per shear plane. Other tests are performed where the t&g panels are connected with metal connectors to create one large panel. To have a reference, the same test is performed with plywood sheathing, both 600 mm and 1200mm sheathing is tested.

A model to calculate the horizontal capacity of t&g paneling and sheathing is presented, the model is based on a model by Prion and Lam. The model is based on that each of the nails between paneling and truss creates a moment that counteracts the moment created from wind and other loads. To get an idea of which size of building can be stabilized using only this model the capacity needed for different sized buildings is calculated. The result shows that each metal connector contributes to a shear capacity of 0,94 kN and it increases linearly with the number of connectors used. There are quite large variations in stiffness, but the stiffness increases when more connectors are used. When connectors are used to connect the panels there is an increase in capacity, especially when six connectors are used. The plywood sheathing has higher capacity than the t&g paneling. The 1200 mm sheathing has higher capacity than the 600 mm sheathing. The model presented for calculating the capacity worked very well for plywood sheathing. For t&g paneling the model worked well for calculating the load where the behavior stopped being linear, there was however more capacity as

the deformation increased. The results showed that t&g paneling (3 or 6 connectors) is not sufficient to stabilize any of the buildings when the model is used. When the measured capacities are used it is sufficient to stabilize the smaller buildings with 3 connectors. If 6 connectors are used the measured capacity is sufficient to stabilize almost all the buildings. For 1200 mm plywood sheathing the capacity is sufficient to stabilize all the buildings even when partial coefficients are used. The 600 mm sheathing is sufficient to stabilize the smaller buildings.

Sammanfattning

I Sverige finns en lång tradition av att bygga småhus i trä. År 2022 beräknas det byggas ca 15 000 småhus varav den absoluta majoriteten byggs i trä. Att bygga mer i trä är något som eftersträvas då det är betydligt mer klimatvänligt än andra material. För att bygga tak används oftast prefabricerade takstolar där råspont eller plywoodskivor används som undertak. Det finns ofta inget extra system för stabilisering av takstolarna och det antas att råsponten/plywoodskivorna tar stora delar av horisontallasterna. Det finns inga etablerade metoder för att beräkna hur stor kapacitet dessa har och i nuläget finns det inga explicita krav på att redovisa stabiliseringen vid dimensionering av småhus. Det är något som kan komma att ändras med uppdateringen av Eurocode 5. Mot bakgrund av detta finns det ett stort intresse från branschen att hitta sätt för att beräkna den horisontalstabiliserande kapaciteten för råspont och plywood.

Tidigare studier har visat att stiftningen som används för att fästa enskilda råspontsbrädor, för att i sin tur skapa råspontsluckor, bidrar till att öka skjuvkapaciteten och därmed möjligheten att stabilisera takstolar. Huvudfokus för studien är att undersöka hur skjuvkapaciteten mellan råspontsbrädor påverkas av antalet stift som sätts mellan luckorna. Detta görs genom laborationer där 3 stycken råspontsbrädor används i symmetriska skjuvförsök. Kraften och deformationerna mäts och på så sätt kan skjuvkapaciteten för skjuvplanen bestämmas beroende på antalet stift som fästs i varje skjuvplan. För att få en uppfattning om hur flera råspontsluckor interagerar med varandra utförs laborationer där 2,4x2,5m väggar byggs upp och kläs med råspontsluckor. Väggen utsätts för en horisontell last och kraften samt deformationer mäts. Tester utförs med råspontsluckor med tre stift per skjuvplan, vilket är det antal som levereras från fabrik. Det testas också att dubbla antalet stift till sex stift per skjuvplan. Likaså testas det hur beteendet påverkas om stift också fästs mellan luckorna för att skapa en kontinuerlig lucka. För att få något att jämföra med testas samma uppställning med plywoodskivor istället för råspontsluckor där både 600 mm och 1200 mm skivor används.

En modell för att beräkna horisontalkapaciteten presenteras och modellen bygger vidare på en modell som presenterats av Prion och Lam. Modellen bygger på att spikarna som fäster luckorna/skivorna i takstolarna bidrar till ett stabiliserande moment. Varje skiva bidrar då till ett moment som motverkar momenten från de yttre lasterna. För att få en uppfattning av hur stora byggnader som kan stabiliseras med denna modell görs en fallstudie där stabiliseringskravet för byggnader med olika spännvidder i olika snözoner beräknas.

Resultatet visar att varje stift som används i ett skjuvplan bidrar till 0,94 kN skjuvkapacitet och att ökningen är linjär ju fler stift som används. Det går inte att dra alltför stora slutsatser om styvheten i förbanden då det är stora variationer. Det är dock klart att styvheten ökar ju fler stift som används. Att fästa ihop luckorna med stift bidrar också till högre kapacitet, särskilt när fler stift används. Plywoodskivorna ger högre kapacitet än råspontsluckor, det visar sig också att 1200 mm skivorna har högre kapacitet än 600 mm skivorna.

Modellen som presenterats för att beräkna kapaciteten fungerar väldigt väl för plywoodskivor. För råspontsluckor stämmer modellens kapacitet väl överens när beteendet slutar vara linjärt, det finns dock betydligt mer kapacitet när deformationerna ökar. Resultatet från fallstudien visar att råspontsluckor (3 eller 6 stift) inte är tillräckligt för att stabilisera någon av byggnaderna om kapaciteten beräknas enligt den presenterade modellen. Om de uppmätta värdena vid större deformationer används är det tillräckligt för att stabilisera mindre byggnader när tre stift per skjuvplan används. Om sex stift används per skjuvplan är det uppmätta värdet tillräckligt för att stabilisera nästan alla byggnader. För 1200 mm plywoodskivor är kapaciteten enligt modellen tillräcklig för att stabilisera alla byggnader i fallstudien, även när partialkoefficienter används. För 600 mm skivor är kapaciteten tillräcklig för att stabilisera de mindre byggnaderna.

Förord

Detta examensarbete är det sista momentet av mina fem år på LTH. Först och främst vill jag tacka min handledare Oskar som kom med den ursprungliga idén till arbetet. Han har varit till stor hjälp i labbet och svarar blixtnabbt på mail, vardag som helg. Likaså vill jag tacka avdelningen för konstruktionsteknik för att jag har fått använda laborationshallen.

Vidare vill jag tacka Svenska Takstolsföreningen som bidragit med materialet till laborationen. Särskilt tack till Johan Björklund som sett till att jag fick tag i rätt material och verktyg. Slutligen vill jag tacka alla från industrin som bidragit med värdefull kunskap.

Notation

b	Bredden på byggnaden
b'	Bredden på delskivan
b_{inf}	Takstolens influensbredd från vindlast
c_{pe}	Formfaktor för vindlast
d_h	Spikhuvudets diameter
d	Spikens diameter
$f_{ax,k}$	Spikens karakteristiska utdragningsvärde
$f_{head,k}$	Spikens karakteristiska genomdragningsvärde
f_u	Brottspänning spik
f_{hk}	Hålkantskapacitet
$F_{V,rk}$	Karakteristisk skjuvkapacitet på spikförband
$F_{0,4}$	Last vid 40% av maxlast
$F_{0,1}$	Last vid 10% av maxlast
F_r	Lasten som genererar momentet M_R
g	Antal infästningsgrupper per takhalva
γ_d	Partialkoefficient för säkerhetsklass
h_s	Avstånd mellan övre och undre infästning i råspontslucka
h_{nock}	Takstolens höjd vidnock
h_{takfot}	Takstolens höjd vid takfokten
$l_{overram}$	Längden på överramen
l_s	Spikens längd
m	Antalet skivor i uppställningen
M_{Max}	Maximalt moment i taks skivan
M_s	Moment från spikpar
M_R	Momentkapacitet per skiva/lucka
$M_{d,v}$	Dimensionerande moment från vindlast
$M_{d,1,2}$	Dimensionerande moment från snedställning och stagning
M_R	Momentkapacitet för en skiva/lucka
$M_{R,tot}$	Momentkapacitet för en takhalva
ν	Skjuvspänning i taks skivan
n	Antalet takstolar som ska stagas
N_t	Dragkraft i kantbalk
N_c	Tryckkraft i kantbalk
N_d	Normalkraft i takstolens överram
N_r	Kapacitet spik i momentmodellen
$q_p(Z_e)$	Karakteristiska hastighetstrycket
$q_{d,1}$	Dimensionerande snedställningslast från takstolarna
$q_{z,s}$	Vertikal lasten som verkar på takstolens överram
$q_{d,2}$	Dimensionerade stagningslast från takstolarna
$q_{k,v}$	Karakteristisk vindlast
$q_{d,v}$	Dimensionerande vindlast
q_{perm}	Karakteristisk permanent last

R	Förbandets styvhet
ρ_k	Virkets karakteristiska densitet
S	Avstånd mellan spikar i momentmodell
t_1	Råspontens tjocklek
t_2	Spikens inträngningsdjup
$u_{0,4}$	deformation vid 40% av maxdeformation
$u_{0,1}$	deformation vid 10% av maxdeformation
V_{Max}	Maximal tvärkraft i takskivan
V_R	Tvärkraftskapacitet för råspontslucka
w_e	Vindlast per ytenhet vinkelrätt belastade ytan
z_e	Referenshöjd för utvändig vindlast

Innehåll

Abstract	I
Sammanfattning	III
Förord	V
Notation	VII
Innehåll	IX
1 Introduktion	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Mål och Frågeställningar	2
1.3 Metod	2
2 Litteraturstudie	3
2.1 Metoder för stabilisering	3
2.2 Stabilisering av småhus	4
2.2.1 Stabilisering av tak med skivverkan	5
2.3 Byggande med råspons	7
2.4 Råspons för stabilisering	7
2.4.1 Modell för kraftpar vid dubbelspikning	8
2.4.2 Stiftens inverkan på horisontalstabiliseringen	9
2.5 Laster som verkar på takskivan	9
2.5.1 Vindlast	9
2.5.2 Snedställningslaster	10
2.5.3 Stagnation av tryckt överram	11
3 Laboration	13
3.1 Metod - test i liten skala	13
3.1.1 Försöksuppställning	13
3.1.2 Förstudie	15
3.1.3 Utförande	15
3.1.4 Provkroppar som testades	16
3.1.5 Beräkning av styvhet	17
3.2 Metod - test i stor skala	17
3.2.1 Utförande	18
3.2.2 Tester som utfördes	19
3.3 Metod - test av spikförbandets kapacitet	19
3.4 Teoretisk kapacitet spikförband	20

3.4.1	Råspont	20
3.4.2	Plywood	21
3.5	Momentmodellen för råspontsluckor och plywoodskivor	22
3.5.1	Plastisk modell	23
3.5.2	Elastisk modell	23
3.6	Resultat och Analys	25
3.6.1	Test i liten skala	25
3.6.2	Test av förbanden	29
3.6.3	Test i stor skala	29
4	Fallstudie - momentmodell för stabilisering av byggnader	35
4.1	Förutsättningar	35
4.1.1	Vindlast	36
4.2	Vertikala laster	37
4.2.1	Snedställningslast	38
4.2.2	Stagning av överramen	38
4.3	Total last på takskivan	40
4.3.1	Momentmodellen	41
4.4	Resultat fallstudie	44
4.4.1	Vanliga luckor	44
4.4.2	Förstärkta luckor	46
4.4.3	Plywood	47
5	Diskussion	51
5.1	Tester i liten skala	51
5.2	Tester i stor skala	52
5.3	Momentmodellen för stabilisering av byggnader	53
6	Slutsatser och förslag till vidare studier	55
	Litteratur	57
	Appendix	59

1 Introduktion

Ett vanligt sätt att bygga tak i småhus är att använda sig av råspons. Ofta finns det inte något extra system för horisontalstabilisering och råsponsen är troligen det som till stor del bidrar med horisontalstabilisering i taket. Dock finns idag inga etablerade metoder för att beräkna hur stor kapacitet råspons har för att ta laster i det egna planet. Med nuvarande normer finns det inget explicit krav på att visa att stabiliteten är tillräcklig vid konstruktion av småhus. Det är något som kan komma att ändras med uppdateringen av EC5. Med bakgrund av detta finns det önskemål från branschen att undersöka sätt för att verifiera skjuvkapaciteten på råspons samt vilka modeller som kan användas för att beräkna om stabiliseringen är tillräcklig.

1.1 Bakgrund

I Sverige kommer det uppskattningsvis att byggas ca 66 000 bostäder under 2022, av dessa är ca 15 000 småhus (Boverket, 2022a). När det gäller småhus är trä det absolut vanligaste stommaterialet. Det finns ett stort intresse att bygga mer i trä då det är ett betydligt klimatvänligare material än exempelvis stål och betong. Detta är ännu mer relevant då det år 2022 blev lagkrav för byggherrar att klimatdeklarera nya byggnader (Boverket, 2022b).

Ett vanligt sätt att bygga tak i småhus är med råspons, även kallat underlagsspons. Detta är brädor med not på ena sidan och fjäder på andra sidan. Traditionellt sett levererades brädorna en och en och monterades sedan ihop på taket. Nu för tiden är det vanligt att flera brädor monteras ihop i fabrik. Dessa kallas då råsponsluckor eller underlagssponsluckor och är populära då det effektiviserar montaget. Det är ganska vanligt att råsponsen inte bara bär de vertikala lasterna utan även är det som huvudsakligen stabiliserar takstolarna när de utsätts för horisontallaster. Det finns idag inget etablerat sätt att beräkna skjuvkapaciteten och därmed möjligheten att ta upp horisontella laster för råsponsluckor. Därmed är det osäkert hur stora laster som kan stabiliseras med endast råsponsluckor som takmaterial. Erfarenhetsmässigt är det känt att råspons i allmänhet har tillräcklig kapacitet för att stabilisera mindre småhus, det specificeras dock ingenstans hur stor denna kapacitet är (Gustafsson, 2021).

Det finns ett intresse från branschen att få bättre förståelse för möjligheter och begränsningar med råspons för stabilisering. Tidigare studier (Estlund och Persson, 2020) har dragit slutsatsen att stiftet som håller ihop de enskilda brädorna i råsponsluckan bidrar till ökad skjuvkapacitet. Stiftets inverkan på skjuvkapaciteten kommer att undersökas vidare i denna studie. Det kommer även att undersökas om denna kapacitet är tillräcklig för att stabilisera småhus av olika storlekar.

1.2 Mål och Frågeställningar

Målet med denna studie är att hitta ett samband mellan antalet stift som används och skjuvkapaciteten. Det ska också undersökas hur enskilda luckor interagerar med varandra och jämföra detta med plywood. En analys kommer sedan att utföras för att få en uppfattning av hur stora byggnader som kan stabiliseras med endast stiftens interaktion med råsPonten.

Frågeställningar

- Hur stor är skjuvkapaciteten för ett stift?
- Hur ökar skjuvkapaciteten om antalet stift ökar?
- Hur påverkas skjuvkapaciteten om de enskilda luckorna stiftas ihop?
- Påverkar vinkeln på stiften skjuvkapaciteten?
- Kan momentmodellen användas för att beräkna råsPontsluckors kapacitet?
- Är kapaciteten tillräcklig för att stabilisera hus av olika storlekar?

1.3 Metod

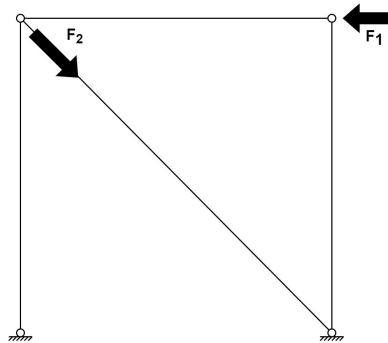
För att kartlägga råsPonts stabiliserande effekter utförs litteraturstudie, laboration och en fallstudie där en typisk byggnadstyp analyseras. En litteraturstudie genomförs för att få information om kunskapsläget gällande horisontalstabilitet i allmänhet och särskilt om råsPonts stabiliserade effekt. Det gällande regelverket studeras och de relevanta delarna sammanfattas. För att närmare undersöka hur stiften som används i råsPontsluckor påverkar skjuvkapaciteten utförs laborationer i liten skala för att undersöka enskilda stifts beteende samt i större skala för att få en uppfattning om hur flera råsPontsluckor interagerar med varandra. För att få något att jämföra med kommer testerna även att utföras med plywoodskivor. Med information från laborationen och litteraturstudien genomförs en analys för att uppskatta hur stora byggnader som kan stabiliseras genom att endast tillgodoräkna stiftens kapacitet interaktion med råsPonten.

2 Litteraturstudie

I detta kapitel görs en genomgång av stabilisering av byggnader i allmänhet och särskilt om stabilisering med skivverkan. Det aktuella regelverket sammanfattas och redovisas. Det görs också en genomgång av litteraturen angående stabilisering med endast råspons. Slutligen presenteras en modell för stabilisering som har valts att kallas för momentmodellen.

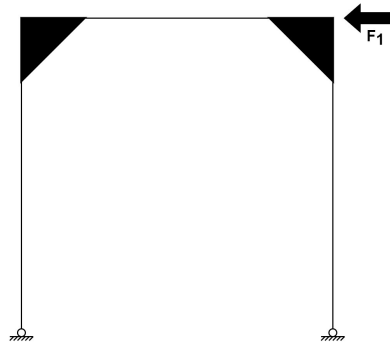
2.1 Metoder för stabilisering

För att skapa en säker och fungerande byggnad är det viktigt att ta hänsyn till horisontalstabilisering. När byggnader utsätts för laster kommer deformationer att ske, detta är oundvikligt då inga material är oändligt styva. När deformationer sker i stabila konstruktioner genereras motstående inre krafter som motverkar de yttre. Detta är principen som ger stabila konstruktioner; yttre krafter motverkas av inre. Exempelvis figur 2.1 är en stabil konstruktion. När den utsätts för en kraft F_1 kommer den att deformeras något, när den deformeras kommer det att ge upphov till en kraft F_2 i diagonalen. När deformationen blir så stor att horisontella komponenten i F_1 är densamma som F_2 är den i jämvikt.



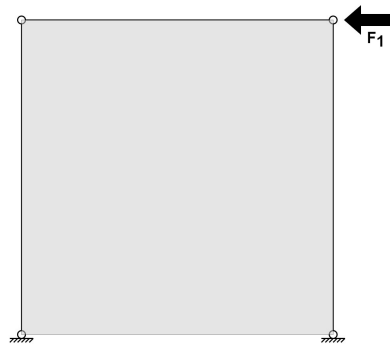
Figur 2.1: Stabilisering av en konstruktion med diagonalstag. När konstruktionen utsätts för kraften F_1 kommer den att deformeras tills dess att F_2 får samma horisontella komponent som F_1 .

För att stabilisera byggnader finns det tre huvudsakliga principer. Den första är den som visades i figur 2.1 där diagonaler används för att stabilisera konstruktionen. Denna princip kallas för fackverk. Det andra alternativet för att uppnå stabilitet i konstruktioner är med ramverkan, vilket visas i figur 2.2. Denna princip bygger på att det inte är några leder i hörnen och där med kan inga rotationsförändringar ske. Ju fler leder som är momentstyva desto styvare blir konstruktionen.



Figur 2.2: Stabilisering av konstruktion med momentstyva hörn. När konstruktionen utsätts för kraften F_1 kommer den att deformeras tills dess att momenten i hörnen motverkar kraften.

Det tredje alternativet är att använda sig av skivverkan likt figur 2.3. Denna princip förlitar sig på skivor vilka kan ta krafter i sitt eget plan. När ramen utsätts för kraften F_1 kommer skivan att deformeras något och det uppstår skjuvspänningar i skivan som motverkar den yttre kraften. Skivors karaktär är oftast sådan att den har en betydande styvhet i egna planet och en betydligt mindre styvhet ur sitt eget plan. (Isaksson, Mårtensson och Thelandersson, 2017).



Figur 2.3: Stabilisering av en konstruktion med skivverkan. När konstruktionen utsätts för kraften F_1 deformeras ramen och skivverkan motverkar kraften.

2.2 Stabilisering av småhus

När det gäller småhus är skivverkan den vanligaste metoden för stabilisering. Vanligen byggs hus med träregelstomme där väggar kläs med skivor, vanligen av gips, ibland i kombination med OSB eller plywood. Erfarenhetsmässigt är det känt att skivor på ena sidan av träregelstommen är tillräcklig för att stabilisera småhus och någon detaljerad kontroll görs sällan (Träguiden, 2020). Det finns dock etablerade metoder för att beräkna kapaciteten för skivverkan i väggar.

2.2.1 Stabilisering av tak med skivverkan

För att stabilisera tak med skivverkan finns det i EC5 en beräkningsmetod som beskrivs i kapitel 9.2.3 av EC5 (SIS, 2004a). Denna metod är väldigt förenklad, den är dock väletablerad och beskrivs bland annat i boken *Byggkonstruktion* (Isaksson, Mårtensson och Thelandersson, 2017). Metoden bygger på att se taket som en balk där takskivan är livet och kantbalkarna ses som flänsar. För att denna metod ska kunna användas behöver taket vara längre än vad det är brett, enligt EC5 ska längden vara minst dubbelt så lång som bredden (SIS, 2004a). I *Byggkonstruktion* är motsvarande siffra 1,5 gånger bredden. Längden ska inte heller överstiga 6 gånger bredden. EC5 ger också ett antal andra krav för att använda modellen. Det ska dimensionernas så att förbindare går till brott före skivmaterialet. Likaså ska kortlingar placeras mellan takstolarna så att skivorna kan fästas på alla fyra sidor. Detta är något som mycket sällan görs i praktiken och det kan därmed ifrågasättas hur väl modellen fungerar för råsponsluckor och skivor då det utan kortlingar inte kan överföras skjuvkrafter mellan skivorna. I exempelvis plåttak är detta inte ett problem då alla skivor skarvas ihop med skruvar vilket tillåter att skjuvflöde kan överföras mellan skivorna.

I motsats till detta säger boken *Dimensionering av träkonstruktioner* (Carling, 1992) att när skarvarna är spontade är det inte alltid ett behov av kortlingar, dock blir kapaciteten mindre. Takplywoodtillverkaren Metsä Wood skriver inget om behov av kortlingar för stabilisering i sin manual, deras plywood är spontad på långsidorna (Wood, 2008).

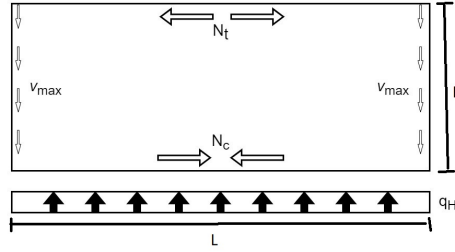
När taket ses som en hög balk kommer det att uppstå spänningar i taket när det utsätts för laster. I kantbalkarna kommer det att uppstå drag- respektive tryckspänningar och i takskivan kommer det att uppstå skjuvspänningar. Maximala skjuvspänningar kommer att ske vid gavlarna om vindlasten verkar på långsidan, se figur 2.4. Krafterna som uppkommer kan då härledas enligt ekvationer 2.1, 2.2, 2.3 och 2.4 där B är byggnadens bredd och L är byggnadens längd.

$$M_{max} = \frac{q_H \cdot L^2}{8} \quad (2.1)$$

$$N_t = N_c = \frac{M_{max}}{B} \quad (2.2)$$

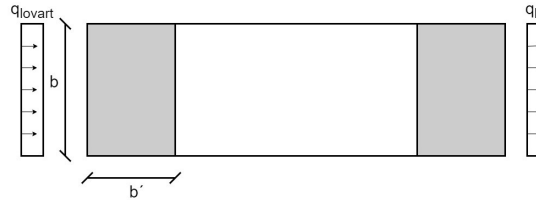
$$V_{max} = \frac{q_H \cdot L}{2} \quad (2.3)$$

$$\nu_{max} = \frac{V}{B} \quad (2.4)$$



Figur 2.4: Skiss som visar takskivan och de krafter som uppstår när den utsätts för lasten q_H . N_t och N_c är normalkraften i kantbalkarna och v_{max} är det maximala skjuvfödet.

För att kunna applicera metoden när vindlasten verkar på gaveln måste taket delas in i delskivor. Processen beskrivs i boken *Byggkonstruktion* (Isaksson, Mårtensson och Thelandersson, 2017), se figur 2.5. Delskivans bredd b' ska väljas så att den är mindre än $2/3$ av byggnadens bredd b . Beräkningen för varje delskiva görs sedan på samma sätt som för last mot långsidan. Tryck- och dragkrafterna kommer i detta fall att tas upp av takbalkarna eller takstolarna som verkar på samma sätt som kantbalkarna i tidigare exempel. Skjuvkrafterna kommer att vara som störst vid byggnadens långsidor. Det faller sig rimligt att delskivan på lovartsidan tar upp lasten från lovartlasten och delskivan på läsidan tar upp lasten från läsidan. I *Takstolshandboken* (Gustafsson, 2021) beräknas det dock som att en delskiva tar upp vindlasten från både lovart- och läsidan, vilket är ett antagande på säkra sidan.



Figur 2.5: Skiss som visar delskivorna som används för beräkningar i skivmodellen när vindlasten verkar på gaveln, det gråa området visar delskivan.

Krafterna som uppstår i delskivan kan beräknas på samma sätt som fallet med last på långsidan. För att beräkna krafterna med denna modell används vanliga balkmodeller fast på varje delskiva för sig.

$$M_{max} = \frac{q_{lovart} \cdot b^2}{8} \quad (2.5)$$

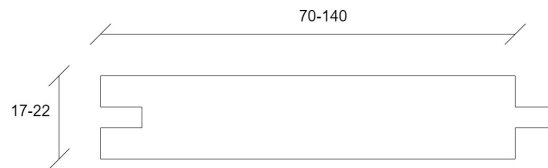
$$N_t = N_c = \frac{M_{max}}{b'} \quad (2.6)$$

$$V_{max} = \frac{q_{lovart} \cdot b}{2} \quad (2.7)$$

$$\nu_{max} = \frac{V_{max}}{b'} \quad (2.8)$$

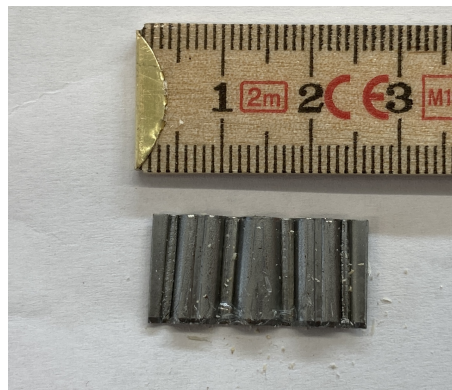
2.3 Byggande med råspont

Att använda råspont som undertak är vanligt i Sverige och är något som gjorts under en lång tid. Med råspont menas brädor där ena sidan består av en not och på andra sidan en fjäder. Brädan ska vara rillad på minst en sida för att minska risken för mikrobakteriell tillväxt. Brädorna är 17-23 mm tjocka med en bredd på 70-145 mm. Råspont tillverkas av gran med en kvalitet G4-2 eller G4-3 (Gustafsson, 2021). En skiss på en råspontsbräda visas i figur 2.6.



Figur 2.6: Skiss av en råspontsbräda. På vänster sida är noten och på höger fjädern, måtten är i mm.

För att effektivisera montaget av tak är det vanligt att använda sig av råspontsluckor. Dessa består av flera råspontsbrädor som är ihopsatta industriellt. Brädorna sätts ihop med sinusliknande metallbitar som i denna rapport kallas stift, de kan också kallas skjutbleck eller våffelbleck, en bild på stiften visas i figur 2.7. Stiften slås i mellan brädorna med hjälp av spikbleckspistoler. Råspontsluckor är 540 mm breda och oftast mellan 2400 och 4800 mm långa.



Figur 2.7: Bild på de sinusliknande stiften som används för att sammanfoga råspontsbrädorna.

2.4 Råspont för stabilisering

I litteraturen skiljer sig informationen åt om huruvida endast råspont är tillräckligt för att stabilisera byggnader. I *Takstolshandboken* (Gustafsson, 2021) står det att råspontsluckor i regel är tillräckligt för att stabilisera mindre byggnader, det står också att luckor av råspont ger upphov till skivverkan vilket implicerar att enskilda

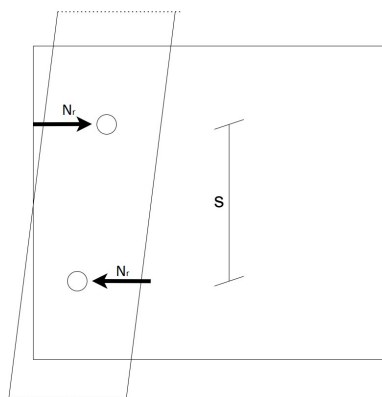
brädor inte gör det. I boken *Dimensionering av takkonstruktioner* (Carling, 1992) skriver Carling att skjuvkapaciteten i råspons i regel ej är tillräckligt för att tillgodoräkna stabilisering. Carling hävdar också att man av erfarenhet vet att det räcker för att stabilisera tak i mindre byggnader. Detta gäller dock bara råsponsbrädor i fallande längder och ej luckor, någon vidare förklaring på det ges inte. Att enskilda brädor skulle ha högre kapacitet än luckor motsägs av en annan undersökning i *Horisontalstabilisering i småhus - Råspons som stabiliserande system* (Estlund och Persson, 2020), där det påvisas att stiftningen mellan brädorna bidrar till ökad kapacitet. I boken *Tak* (Hansson och Gross, 1991) står det att råsponsluckor ger upphov till skivverkan, vilket implicerar att enskilda brädor inte ger det.

Det nämnda källorna skiljer sig åt om råsponsens kapacitet att ta upp horisontallaster. Det som alla tidigare nämnda källor dock håller med om är att kapaciteten oftast är tillräcklig för att stabilisera mindre byggnader, men inte mycket mer än så. Det finns också delade åsikter om luckor eller enskilda brädor är bäst ur stabiliseringssynpunkt.

2.4.1 Modell för kraftpar vid dubbelspikning

En modell som delvis förklarar råsponsens stabiliserande effekt är en modell som presenteras i *Timber engineering* (Prion och Lam, 2003). I denna rapport kallas den för momentmodellen. Modellen bygger på att varje bräda dubbelspikas och varje dubbelspikning ger upphov till ett moment, en skiss över hur momentet uppstår visas i figur 2.8. Varje spikpar kommer då att ge upphov till moment enligt ekvation 2.9.

$$M_s = N_r \cdot S \quad (2.9)$$



Figur 2.8: Skiss över modellen hur momentkapacitet kan uppstå om en bräda spikas med två spik.

I en undersökning som gjordes i ett examensarbete på LTH (Estlund och Persson, 2020) visades det att modellen fungerade relativt väl. Det visades dock att styvheten var relativt låg vilket kan leda till problem om modellen ska användas för att tillgodoräkna horisontalstabilisering. Tester visade också att råsponsluckor med enkelspikning hade lägre styvhet och brottlast än råsponsbrädor med dubbelspikning, och högst styvhet och brottlast hade luckor som var dubbelspikade. Detta visar på att dubbelspikning bidrar till att öka kapaciteten men också stiftningen är en faktor som bidrar till ökad styvhet och brottlast.

2.4.2 Stiftens inverkan på horisontalstabiliseringen

Det finns idag inga undersökningar på hur stiftningen påverkar råsponsens skjuvkapacitet. Den enda studier som kunde hittas var den tidigare nämnda om kraftpar vid dubbelspikning (Estlund och Persson, 2020). Där konstaterades det att stiftningen bidrar positivt till skjuvkapaciteten och styvheten.

Stiften som används är omärkta och ingen information har hittats angående stålqualiteten eller andra specifikationer. Det som påvisats är att det inte är träet som går till brott utan det är stiftet som flyter i skjuvförsök med råsponsluckor (Estlund och Persson, 2020). Om antagandet görs att stiften utsätts för ren skjuvning kan stiftens kapacitet uppskattas med traditionella metoder. Flytgränsen kan beräknas genom att använda Von Mises flytkriterium för ren skjuvning. Skjuvkapaciteten kan med dessa antaganden beräknas med ekvation 2.10.

$$V_R = \frac{h_s \cdot t_s \cdot f_y}{\sqrt{3}} \quad (2.10)$$

Där

V_R är stiftets skjuvkapacitet
 h_s är stiftets höjd
 t_s är stiftets tjocklek
 f_y är stiftens flytspänning

Huruvida teorin går att applicera på stift är inte undersökt. En faktor som kan leda till att resultaten blir annorlunda är att stiften har en sinuslikande form. Detta leder möjligen till att de inte utsätts för ren skjuvning utan mer dragliknande beteende.

2.5 Laster som verkar på takskivan

I huvudsak finns det tre olika laster som kommer att verka för att ge upphov till skjuvkrafter i takskivan. Den första är vindlaster som uppkommer dels som tryckkrafter på lovartsidan, men även sugkrafter på läsidan. Den andra lasten uppkommer från snedställning av konstruktionselement, exempelvis snedställda takstolar ger upphov till krafter i takskivan. Den tredje faktorn är stagningslaster från slanka konstruktionselement, när slanka konstruktionselement utsätts för tryckspänningar deformeras de lateralt, för att undvika detta behöver taket ta upp de horisontella lasterna.

2.5.1 Vindlast

Vind är ett dynamiskt fenomen där den maximala lasten endast förekommer i kortare impulser. Byggnader har en stor naturlig dämpning och är okänsliga för kortvariga dynamiska laster (Isaksson, Mårtensson och Thelandersson, 2017). I Eurocode 1991-1-4 används det därför statisk ekvivalent last för dimensionering (SIS, 2005). Vid

vindlaster kommer det att uppstå yttre vindlaster på lovart- och läsida, det kommer också att uppstå inre vindlaster på grund av att klimatskalet inte är helt tätt. Yttre vindlast beräknas på följande sätt.

$$w_e = q_p(z_e)c_{pe} \quad (2.11)$$

Där:

w_e är vindlast per ytenhet vinkelrät mot den belastade ytan
 $q_p(z_e)$ är det karakteristiska hastighetstrycket
 z_e är referenshöjd för utvändig vindlast
 c_{pe} formfaktor beroende av vindriktning och byggnadens och byggnadsdelens form

När vindlasten angriper de yttre ytorna kommer öppningar och otätheter att leda till inre vindsug eller vindtryck på de inre ytorna. Dessa ses som att verka lika stort över alla ytor och är därför bara relevanta när delar av byggnaden analyseras, när hela byggnaden analyseras tar de inre vindlasterna ut varandra. Den inre vindlasten beräknas på ett liknande sätt som den yttre:

$$w_i = q_p(z_i)c_{pi} \quad (2.12)$$

Där:

w_i är vindlast per ytenhet vinkelrät mot den belastade ytan
 $q_p(z_e)$ är det karakteristiska hastighetstrycket
 z_e är referenshöjd för invändig vindlast
 c_{pi} formfaktor för invändig vindlast

När vindlaster verkar parallellt med en yta, tex vid taket, uppstår friktionskrafter. Friktionskraften används dock sällan i praktiken eftersom den enligt EC kan försummas och takytan är mindre än fyra gånger större än de vertikala ytorna på lovart- och läsida (SIS, 2005).

2.5.2 Snedställningslaster

Ytterligare en faktor som ger upphov till horisontella laster är snedställningslaster. Snedställningslaster uppstår då det i praktiken inte är möjligt att placera byggnads-element så som takstolar helt vertikalt. När detta sker kommer det att uppstå snedställningslaster. I *Takstolshandboken* (Gustafsson, 2021) beräknas lasten enligt ekvation 2.13.

$$q_{d,1} = n \cdot \tan(\phi) \cdot q_{z,d} \quad (2.13)$$

Där:

n är antalet takstolar under delskivan
 ϕ är takstolens snedställningsvinkel
 $q_{z,s}$ är den vertikala lasten som verkar på takstolens överarm.

2.5.3 Stagning av tryckt överram

När takstolen belastas kommer det att uppstå tryckspänningar i övre takstolsramen. När slanka element utsätts för tryckspänningar kommer det att uppstå transversala krafter. Enligt EC5 ska ett system med flera takstolar stabiliseras för en jämnt utbredd last enligt ekvation 2.14 (SIS, 2004a).

$$q_h = n \cdot \frac{N_d}{30 \cdot l} \quad (2.14)$$

Där:

n är antalet takstolar som ska stagas
 N_d Är normalkraften i det stagade elementet
 l är längden på det stagade elementet

3 Laboration

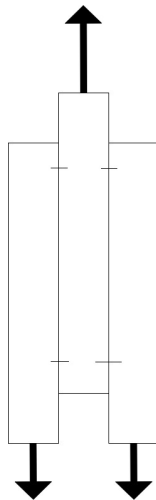
För att undersöka råspontsluckors skjuvkapacitet utfördes experimentella försök. Både i stor och liten skala. Råspontsluckorna är 23 mm tjocka och varje enskild bräda har en bredd på 70 mm, Råspontsluckorna är av kvaliteten C14. Plywooden som används är 15 mm tjock och av kvaliteten K20/70.

3.1 Metod - test i liten skala

Försök utfördes i liten skala för att få en uppfattning om kapaciteten för de enskilda stiften, och hur kapaciteten påverkas av antalet stift.

3.1.1 Försöksuppställning

För att undersöka hur stiften påverkar skjuvkapaciteten mellan enskilda råspontbrädor används en uppställning där tre brädor används som skapar två skjuvplan. Anledningen till att dubbla skjuvplan används är för att med de tillgängliga maskinerna är det inte enkelt att använda enkla skjuvplan utan att det uppstår moment. En schematisk bild över hur provningen utförs visas i figur 3.1.



Figur 3.1: Skiss över provningen som utfördes, tre brädor sammanfogade med stift, den mittersta dras uppåt medans de yttre dras nedåt.

Provrigen består av en servohydraulisk provningsmaskin som drar provkroppen. I maskinens övre chuck fästs ett gaffelfäste som en dymling kan föras igenom. I den undre chucken används också ett gaffelfäste. För att kunna fästa till två olika brädor används två plåtar med tre hål i. I mittenhålet används en dymling för att fästa plåtarna till gaffelfästet. För att dymlingen inte ska påverka mittenbrädan borrar ett stort hål i

mittenbrädans nedre del. De yttre hålen används för att fästa de yttre brädorna till plåten med dymlingar. Bilder över provuppställningen visas i figur 3.2, en närbild på nedre fästet visas i figur 3.3. För att få en så bra uppmätning av deformationen som möjligt används inte maskinens inbyggda deformationsmätning utan i stället monteras givare på provkroppen. På så sätt är det endast deformationen i skjuvplanet som mäts och inte exempelvis glapp eller hålkantsdeformationer. Mätaren som används är av typen LVDT och en placeras på vardera skjuvplan för att kunna bestämma deformationen på vardera skjuvplan.



Figur 3.2: Bild på provriggen med en provkropp. Mitt på provkroppen är de två LVDT givarna fästa.



Figur 3.3: Bild på det nedre gaffelfästet. I mittenbrädan är ett stort hål borrarat så att mittersta dymlingen inte är i kontakt med brädan.

3.1.2 Förstudie

För att kontrollera att stiften faktiskt bidrar till skjuvkapacitet samt att testa om provuppställningen fungerar utfördes en kort förstudie. Testerna utfördes som tidigare beskrivits. Följande observationer gjordes från förstudien.

- Stiften går att slå i med hammare – men inte så enkelt, stiftpistol behövs om tester med många stift ska utföras.
- Friktionen mellan brädorna är försumbar utan normalkraft i sponten.
- Provuppställningen fungerar.
- Skjuvkapaciteten ökar när antalet stift ökar.
- Stift i vinkel gav inga tydliga resultat.
- Hålkanterna vid dymlingarna måste förstärkas.

3.1.3 Utförande

Första steget var att förbereda allt material för att utföra testerna. Råspontsluckorna kapades på mitten och delades på längdleden så att provkropparna bestod av tre brädor med en längd på 1200 mm. Förstärkningar till hålkanterna utfördes med 15 mm k-plywood som sågades till 65x65 mm bitar. Plywooden limmades sedan på båda sidorna av råsponten med trälim. Hål för dymlingar utfördes med 14 mm diameter och det större hålet i mitten av brädan utfördes med 28 mm diameter. Stiften fästes genom att använda en tryckluftsdreven spikbleckspistol som slår in likadana stift som används i fabrik. Förstärkningen och de borrarade hålen visas i figur 3.4. På bilden visas även det större hålet som inte fyller någon funktion mer än att kunna fästa i provriggen utan att påverka mittenbrädan.



Figur 3.4: Bild på nedre delen av provkroppen med plywoodförstärkning och det större hålet som tillåter dymlingen att löpa genom utan att påverka mittenbrädan.

För att få så bra mätning på deformationen som möjligt monterades LVDT-mätare på de båda skjuvplanen. Mätarna monterades i hållare som limmades fast på mittenbrädan. På ytterbrädorna limmades metallvinklar med plexiglas fast. På så sätt kan givarna mäta deformationen i skjuvplanen. En bild på mätinstrumenten och hur de

är monterade visas i figur 3.5. Provkroppen fästes sedan i maskinen, infästningen till maskinen visas mer detaljerat i figur 3.6. Proverna drogs sedan tills de gick till brott, kraft samt deformationer registrerades under försöken.



Figur 3.5: Bild på LVDT-mätarna monterade på provkroppen.



Figur 3.6: Bilder på undre och övre infästningen till provriggen.

3.1.4 Provkroppar som testades

Målet med laborationen var att undersöka hur kapaciteten och styvheten påverkades av antalet stift. Som ett sidospår undersöktes också hur det skulle påverka att fästa stiften i 45° mot skjuvplanet. Likaså sågades plywoodskivor till samma dimensioner som råsponten och testades på exakt samma sätt, detta för att få något att jämföra med. De tester som utfördes och hur många av varje redovisas i tabell 3.1.

Tabell 3.1: Prover som testades i liten skala.

Beskrivning	Antal
Ett stift per skjuvplan	5
Två stift per skjuvplan	5
Fyra stift per skjuvplan	5
Sex stift per skjuvplan	3
Ätta stift per skjuvplan	3
Sneda stift drag	2
Sneda stift tryck	2
Plywoodskivor 15 mm	3

3.1.5 Beräkning av styvhet

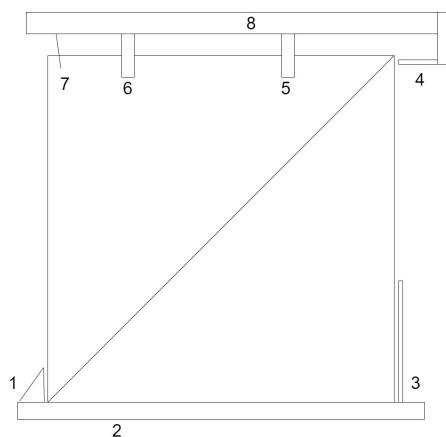
Styvheten i provkropparna beräknas enligt ekvation 3.1, där $F_{0,4}$ är lasten vid 40 % av maxlast, $F_{0,1}$ lasten vid 10 % maxlast och $u_{0,4}$ och $u_{0,1}$ är motsvarande deformationer. Anledningen till att 40 % och 10 % användes är att det var runt 40 % av maxlast som beteendet slutade vara linjärt och genom att använda 10 % försvinner mycket av glapp och annat som sker vid låga laster. Detta är samma värde som föreskrivs i teststandarden SS-EN 789:2004 (SIS, 2004b).

$$R = \frac{F_{0,4} - F_{0,1}}{u_{0,4} - u_{0,1}} \quad (3.1)$$

3.2 Metod - test i stor skala

För att få en uppfattning om hur råspontsluckorna agerar i ett mer verkligt scenario där flera luckor samverkar gjordes tester i större skala. Det testades vanliga luckor samt luckor som hade dubbelt så många stift mellan varje bräda. Likaså testades det hur beteendet ändrades om stift också sattes mellan de enskilda luckorna för att bilda en stor råspontslucka. Testen utfördes även med samma uppställning med plywoodskivor.

Provningsen genomfördes i en provrigg som efterliknar den som beskrivs i standarden SS-EN 594:2011 (SIS, 2011). En skiss över testriggen visas i figur 3.7. På golvet finns en fastspänd limträbalk i vilken väggens syll skruvas fast. I det vänstra nedre hörnet finns ett mothåll av metall och i det högra hörnet finns ett mothåll bestående av en plåt som skruvas fast på väggens kant och tillåter rotationer men inte förflyttning. I det övre högra hörnet finns en hydraulisk kolv som utsätter hammarbandet för en horisontell last. Över väggen är en balk monterad på vilken det sitter guidehjul på båda sidor väggen som förhindrar att väggen deformeras ur plan. På hammarbandet och översta råsponten placeras potentiometer som mäter deformationen relativt till provriggen.



Figur 3.7: Skiss på provriggen. 1: Mothåll. 2: Limträbalk. 3: Mothåll som skruvas fast i väggen. 4: Hydraulisk cylinder. 5,6: Guidehjul. 7: Potentiometer. 8: Balk.

3.2.1 Utförande

Väggarna som provningarna utfördes på bestod av fem stycken 45mmx95mm reglar med en längd på 2400 mm. Dessa spikades ihop för att skapa en ram med måtten 2400mmx2490 mm. Ramarna kontrollmättes så att de var helt rektangulära. En bild på ramen visas i figur 3.8. På ramen fästes sedan råspontsluckorna med en spik per bräda i mitten på brädan 23 mm in från kanten för att fästa mitt i regeln. Spiken, som slogs i med spikpistol hade måtten 75mmx2,9 mm. Stift slogs mellan brädorna med en tryckluftsdreven spikbleckspistol. Liknande uppställning gjordes sedan med plywoodskivor istället för råspont. Samma spik användes för plywood med ett centrumavstånd på 150 mm, vilket är det som rekommenderas av flera tillverkare. Väggarna placerades i provriggen och fästes i mothållet och syllen. Potentiometerna monterades och testerna genomfördes genom att hydraulkolvens last ökades genom att pumpa manuellt. För att veta hur stor deformationen mellan varje bräda är hängs ett lod från hammarbandet. Ett streck dras längs med lodet och efter testet mäts sedan avståndet från lodet till strecket och på så sätt kan deformationen för varje bräda bestämmas. En bild på väggen i provriggen visas i figur 3.9.



Figur 3.8: Bild på ramen på vilken luckor/skivor fästs.



Figur 3.9: Bild på väggen monterad i riggen innan test utförs.

3.2.2 Tester som utfördes

Totalt genomfördes 11 olika tester, åtta råspontsväggar med olika kombinationer av stift och tre plywoodväggar. Testerna redovisas i tabell 3.2.

Tabell 3.2: Tester som utfördes i stor skala.

Beskrivning	Antal
Tre stift per skjuvplan inga stift mellan luckorna	2
Tre stift per skjuvplan och tre stift mellan luckorna	2
Sex stift per skjuvplan inga stift mellan luckorna	2
Sex stift per skjuvplan och Sex stift mellan luckorna	2
Fyra st 600x2400 plywoodskivor	2
Två st 2400x1200 plywoodskivor	1

3.3 Metod - test av spikförbandets kapacitet

För att på ett så korrekt sätt som möjligt kunna jämföra resultaten från experimenten med momentmodellen gjordes tester på spikförbandets kapacitet. Detta görs eftersom det är vanligt att Johansens teori underskattar den faktiska kapaciteten i spikförbanden (Carling, 1992). Testerna utfördes med virke från samma leverans som användes i de andra testerna. Det testades 3 stycken provkroppar med råspont och 3 stycken med plywood. För att testerna skulle vara så lika lastsituationen som sker i de stora testerna användes enkla skjuvplan. Detta leder till att ett moment uppstår i förbandet, vilket bedöms vara liknande det som uppstår vid testerna i stor skala. En skillnad mot hur det är i de stora testerna är att spiken skjuvar parallellt med fibrerna i regeln i testet av förbandet medan det i de stora försöken skjuvar vinkelrätt mot fibrerna. En bild på testet visas i figur 3.10.

Provkropparna förbereddes genom att reglarna och råsponten/plywooden kapades till 300 mm. Reglarna och råsponten/plywooden överlappade med 45 mm. Ett spik fästes ca 22,5 mm från kanten och det var samma storts spik som användes i försöken i stor skala. Hål borrades i regeln och råsponten för att de skulle kunna fästas med en dymling i dragmaskinens gaffelfästen. Proverna drogs och kraft samt deformation mättes.



Figur 3.10: Bild över hur test på spikförbandet utfördes.

3.4 Teoretisk kapacitet spikförband

Brottlasten för respektive förband beräknas enligt SS-EN 1995-1-1 (SIS, 2004a). Eftersom det finns flera olika brottmoder behöver flera beräkningar utföras och det minsta värdet är det dimensionerande.

3.4.1 Råspont

Nedan listas materialparameter för råspont, regler samt spik. Värden för C14 virke fås från *Byggkonstruktion* (Isaksson, Mårtensson och Thelandersson, 2017). Data om spiken fås från spiktillverkaren Senco (Senco, n.a).

Karakteristisk densitet	ρ_k	290 kg/m ³
Råspontens tjocklek	t_1	23 mm
Spikens inträngningsdjup	t_2	52 mm
Spikhuvudets diameter	d	2,9 mm
Spikens diameter	d_h	6 mm
Spikens längd	l_s	75 mm
Spikens karakteristiska utdragningsvärde	$f_{ax,k}$	7,5 MPa
Spikens karakteristiska genomdragningsvärde	$f_{head,k}$	20,3 MPa
Spikens brottspänning	f_u	695 MPa

Med dessa värden kan den karakteristiska hålkantshållfastheten $f_{h,1,k}$, flytmomentet $M_{y,Rk}$ och bärförmågan i dragning $F_{ax,Rk}$ beräknas.

$$f_{h,1,k} = f_{h,2,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \cdot 290 \cdot 2,9^{-0,3} = 17,28 \text{ MPa} \quad (3.2)$$

$$M_{y,Rk} = \frac{f_u}{600} \cdot 270 \cdot d^{2,6} = \frac{695}{600} \cdot 270 \cdot 2,9^{2,6} = 4982 \text{ kN m} \quad (3.3)$$

$$F_{ax,Rk} = \min \begin{cases} f_{ax,k} \cdot d \cdot t_2 = 7,5 \cdot 2,9 \cdot 52 \\ f_{head,k} \cdot d_h^2 = 20,3 \cdot 6^2 \end{cases} = 731 \text{ N} \quad (3.4)$$

$$F_{V,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d = 1152 \text{ N} \\ f_{h,2,k} t_2 d = 2606 \text{ N} \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1} \left(\sqrt{1 + 2 \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2 + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\right)} - \left(1 + \frac{t_2}{t_1}\right) \right) + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1934 \text{ N} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left(\sqrt{2(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 788 \text{ N} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left(\sqrt{2(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1193 \text{ N} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 995 \text{ N} \end{cases} \quad (3.5)$$

$$F_{V,Rk} = 788 \text{ N} \quad (3.6)$$

3.4.2 Plywood

Samma beräkningar upprepas nu med plywood istället för råspont. De flesta parameter är samma som för råspont. De värden som skiljer sig visas nedan. Då hålkantshållfastheten är annorlunda mellan plywood och trä justeras detta med faktorn β . Tvärkraftskapaciteten beräknas enligt de sex olika brottmodernerna.

Karakteristisk densitet plywood k20/70	$\rho_{k,p}$	420 kg/m ³
Tjocklek plywood	$t_{1,p}$	15 mm
Inträngningsdjup regel	$t_{2,p}$	60 mm

$$f_{h,1p,k} = 0,11 \cdot \rho_{k,p} \cdot d^{-0,3} = 0,11 \cdot 420 \cdot 2,9^{-0,3} = 33,57 \text{ MPa} \quad (3.7)$$

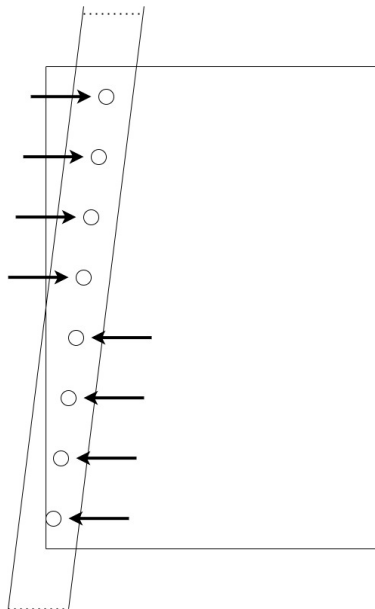
$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1p,k}} = \frac{17,28}{33,57} = 0,51 \quad (3.8)$$

$$F_{V,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1p,k}t_{1,p}d = 1460 \text{ N} \\ f_{h,2,k}t_{2,p}d = 3006 \text{ N} \\ \frac{f_{h,1p,k}t_{1,p}d}{1+\beta} \left(\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left(1 + \frac{t_{2,p}}{t_{1,p}} + \left(\frac{t_{2,p}}{t_{1,p}}\right)^2 + \beta \left(\frac{t_{2,p}}{t_{1,p}}\right)^2 - \left(1 + \frac{t_{2,p}}{t_{1,p}}\right)\right)} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right) = 2925 \text{ N} \\ 1,05 \frac{f_{h,1p,k}t_{1,p}d}{2+\beta} \left(\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,rk}}{f_{h,1p,k}dt_{1,p}^2} - \beta} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right) = 745 \text{ N} \\ 1,05 \frac{f_{h,1p,k}t_{2,p}d}{1+2\beta} \left(\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,rk}}{f_{h,1p,k}dt_{2,p}^2} - \beta} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right) = 1156 \text{ N} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk}f_{h,1p,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1114 \text{ N} \end{cases} \quad (3.9)$$

$$F_{V,p,Rk} = 745 \text{ N} \quad (3.10)$$

3.5 Momentmodellen för råspontsluckor och plywoodskivor

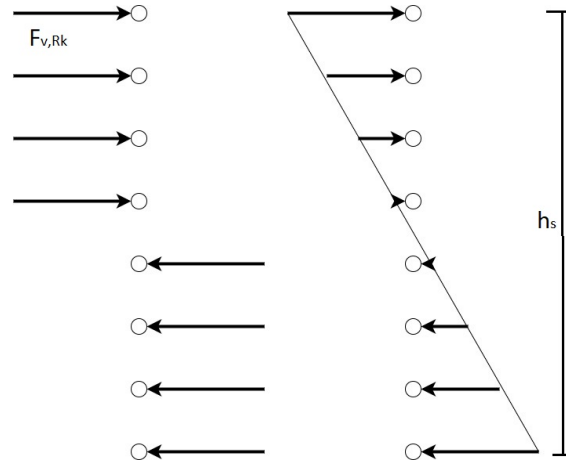
Momentmodellen som beskrevs i kapitel 2.4.1 gäller endast för enskilda brädor. Mekniken borde också kunna appliceras på både råspontsluckor och plywoodskivor med skillnaden att det är fler spikar än två. Modellen som då blir applicerbar visas i figur 3.11.



Figur 3.11: Momentmodell för råspontsluckor och plywoodskivor. Varje infästning ger upphov till en kraft.

Det finns två olika alternativ för modellen som kan uppstå. Antingen kan beteendet vara elastiskt, det vill säga att den yttersta spiken tar mest last och lasten minskar sedan till mitten av skivan, detta visas till höger i figur 3.12. Eller så kan det vara ett

plastiskt beteende vilket skulle innebära att alla spikar tar lika mycket last på grund av att de flyter, den plastiska modellen visas till vänster i figur 3.12. Momentkapaciteten som uppkommer kan vara begränsad av två faktorer, antingen infästningarnas kapacitet eller skjuvkapaciteten i råspontsluckan/plywoodskivan.



Figur 3.12: Skiss över plastiska respektive elastiska modellen för hur mycket last respektive spik tar. Till vänster visas den plastiska och till höger den elastiska modellen.

3.5.1 Plastisk modell

Om infästningarna är begränsande är det troligt att en plastisk modell kan användas eftersom styvheten i skivan är hög och spikförbanden kan deformeras. Momentkapaciteten för varje infästningsgrupp beräknas då enligt ekvation 3.11 om antalet infästningar är jämna och ekvation 3.12 om antalet är udda. Ekvationerna förutsätter att avståndet mellan infästningarna är konstant. M_r är momentkapaciteten per grupp infästningar, h_s är avståndet mellan övre och undre infästning, $F_{v,Rk}$ är skjuvkapaciteten per infästning och n är antalet infästningar per skiva. Observera att om antalet infästningar är udda används $n - 1$ eftersom den mittersta infästningen då inte tar någon last.

$$M_r = \frac{h_s \cdot F_{v,Rk}}{n - 1} \sum_{x=1}^{n/2} (2x - 1) \quad (3.11)$$

$$M_r = \frac{h_s \cdot F_{v,Rk}}{n - 1} \sum_{x=1}^{(n-1)/2} 2x \quad (3.12)$$

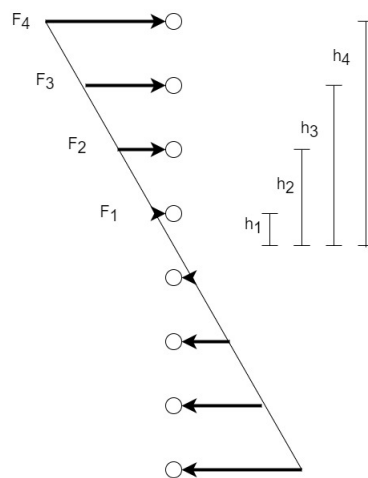
3.5.2 Elastisk modell

Om det istället är skjuvkapaciteten som är begränsande är det mer lämpligt att använda en elastisk modell eftersom momentet inte kommer att bli så stort att infästningarna börjar flyta. Detta kommer troligen vara fallet för råspontsluckor. Lasterna som uppstår enligt den elastiska modellen visas i figur 3.13 där summan av

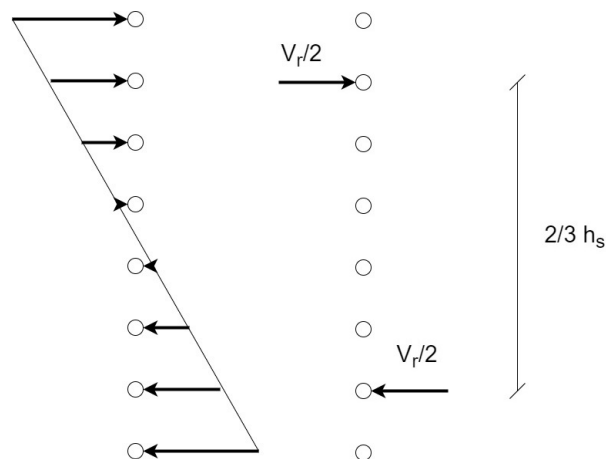
lasterna inte får överstiga skjuvkapaciteten enligt ekvation 3.13. Det kan också göras en förenklad modell som blir mer korrekt ju fler infästningar som finns och beräknas enligt ekvation 3.14. Den förenklade modellen bygger på att punklasterna görs om till en utbredd last med en linjär fördelning. En skiss för att visa beräkningsmodellen visas i figur 3.14.

$$\sum_{n=1}^n F_n < \frac{V_s}{2} \quad (3.13)$$

$$M_r = \frac{2 \cdot h_s}{3} \cdot \frac{V_{r,k}}{2} \quad (3.14)$$



Figur 3.13: Modell för beräkning av momentkapaciteten givet elastisk fördelning.



Figur 3.14: Modell för att beräkna momentkapaciteten när skjuvkapaciteten är begränsande enligt den förenklade elastiska modellen.

3.6 Resultat och Analys

Från testen i både liten och stor skala kan det observeras att stiften har ett segt brottbeteende som liknar en typ av tredimensionell böjning där relativt stora deformationer kan ske. En bild på det deformerade stiftet visas i figur 3.15. Det vanligaste brottbeteendet är att stiften deformerar och plasticeras, de flesta prover ser ut som i figur 3.16 efter att de har provats. I vissa undantagsfall när det endast var ett eller två stift per skjuvplan och de var fästa vid en knast eller i sprucket virke är brottet sprödare och stiftet drogs ut ur träet istället för att deformerar, som kan ses i figur 3.17. Testen tyder dock på att i verkliga förhållanden när det är flera stift i varje skjuvplan kommer brottet troligen att vara segt - vilket är önskvärt.



Figur 3.15: Bilden visar den vanligaste deformationen hos stiftet när det utsätts för last, vilket tyder på att det pågår en typ av böjning och inte ren skjuvning.



Figur 3.16: Bilden visar ett typiskt beteende hos stiften när de har deformerats.



Figur 3.17: Brottbeteende vid få antal stift i dåligt trä.

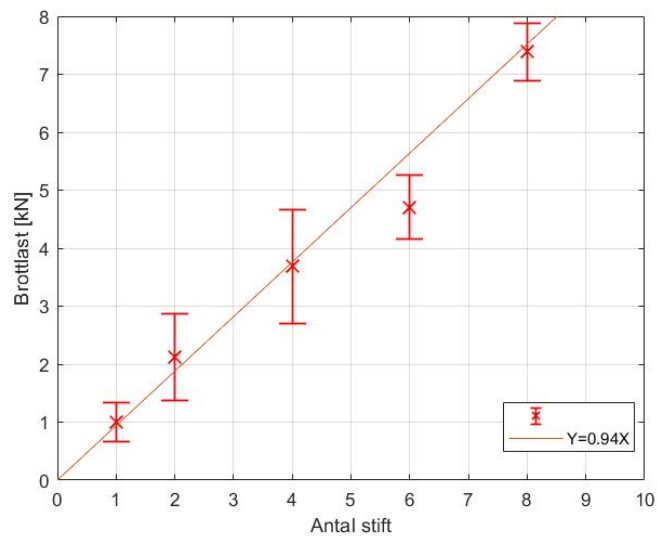
3.6.1 Test i liten skala

Testen i liten skala genomfördes enligt kapitel 3.1. Som beskrivet har varje provkropp två skjuvplan och därmed mäts två deformationer för respektive provkropp. För att

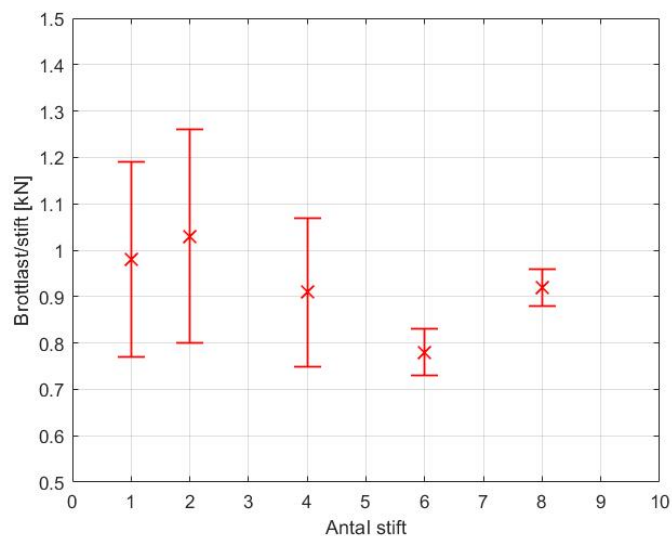
kunna beräkna brottlaster och styvheter görs antagandet att lika mycket last går via båda skjuvplanen. Testen utfördes för 1, 2, 4, 6 och 8 stift per skjuvplan. Den kompletta mätdata redovisas i appendix.

Brottlast

I figur 3.18 visas hur brottlasten beror på antalet stift. I figur 3.19 visas brottlasten per stift beroende på antalet stift per skjuvplan. Medelvärde för skjuvkapaciteten per stift är 0,94 kN/stift.



Figur 3.18: Brottlast för testen i liten skala beroende på antalet stift per skjuvplan. Gränserna visar en standardavvikelse från medelvärdet.



Figur 3.19: Brottlasten per stift beroende på antalet stift per skjuvplan. Gränserna visar en standardavvikelse från medelvärdet.

Brottbeteendet är som tidigare nämnt i de flesta fallen att stiften böjs och är plastiska. I vissa fall vid testerna med 6 och 8 stift blev det istället hålkantsbrott i mittenbrädans infästning. Det kan ses i appendix i figur 4 och 5 att det i vissa fall går till brott innan den har nått sitt högsta värde. Detta resulterar i att brottlasten för 6 och 8 stift troligen är något högre än vad datan visar. En bild på hålkantsbrott som uppstod vid flera antal stift visas i figur 3.20.



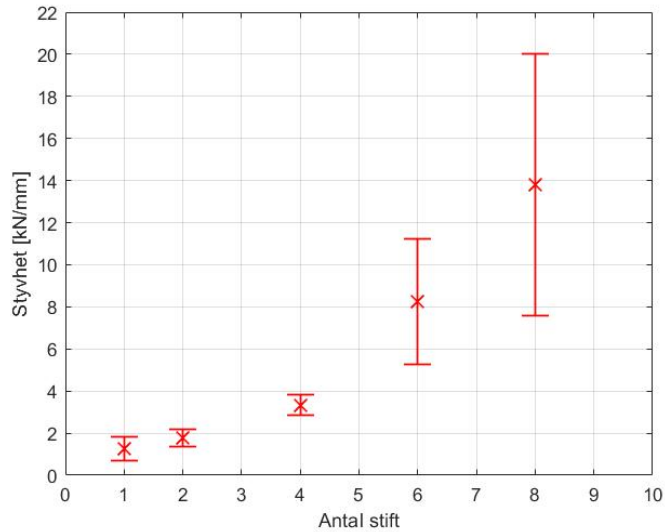
Figur 3.20: Bilden visar ett hålkantsbrott som kan ske då antalet stift är många.

Det finns ett tydligt samband mellan antalet stift som används mellan två råspontsbrädor och dess skjuvkapacitet, vilket är tydligt i figur 3.18. Det verkar också som att variationen i brottlasten blir mindre ju fler antal stift som används. Detta är rimligt då variationer i träet inte spelar lika stor roll då fler stift på olika ställen kommer att hamna i både bättre och sämre trä. Det är också värt att påpeka att fem provkroppar testades med 1-4 stift medan tre provkroppar användes för 6 och 8 stift. Detta borde resultera i att standardavvikelsen hade varit mindre för 6 och 8 stift om lika många prover hade gjorts som för 1-4. Detta eftersom standardavvikelsen troligen minskar ju fler prover som görs.

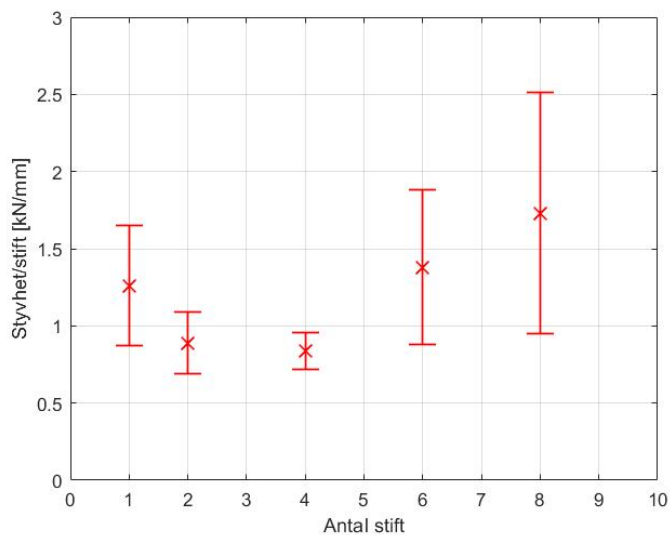
Datan tyder på att ökningen av brottlasten är linjärt beroende av antalet stift. I figur 3.19 går det att utläsa att brottlasten per stift förblir relativt lika oberoende av antalet stift. Detta hade varit tydligare med tanke på att för 6 och 8 stift är brottlasten troligen något högre då det blev förtida hålkantsbrott i vissa av testerna.

Styvhet

Mätdata visar att styvheten ökar ju fler stift som används, se figur 3.21. Det går dock inte att dra några slutsatser om hur styvheten per stift påverkas av antalet stift, se figur 3.22. Från figur 3.21 blir det tydligt att styvheten i förbandet ökar ju fler stift som används. Precis som för brottlasten är det färre provningar som gjorts för 6 och 8 stift och därmed är standardavvikelsen större på dessa. Hur styvheten per stift påverkas av antalet stift är svårt att dra några slutsatser om, vilket kan ses i figur 3.22. På grund av de stora standardavvikelserna på 6 och 8 stift skulle det kunna vara så att styvheten per stift är relativt oförändrad av antalet stift. Det kan också vara så att styvheten per stift ökar ju fler stift som används. När resultaten tolkas ska hänsyn tas till att datan bygger på medelvärdet i deformationen från två skjuvplan och antagandet att lika stor last går genom de båda skjuvplanen.



Figur 3.21: Styvhet i skjuvplanet beroende på antalet stift. Medelvärde och standardavvikelse



Figur 3.22: Styvhet per stift beroende på antalet stift per skjuvplan. Medelvärde och standardavvikelse

Sneda stift och plywood

Eftersom tester på plywood skulle göras i stor skala utfördes det även tester i liten skala med samma uppställning som för råsponten med en plywoodbit som var 210x1200 mm. Testerna visade att plywooden är väldigt mycket styvare än råsponten. Alla prover gick till brott i hålkanterna. Mätresultatet finns i appendix i figur 6.

Tester utfördes även där stift slogs i med 45° vinkel mot skjuvplanet. Endast ett fåtal tester utfördes då det inte direkt visade på någon ökad kapacitet eller styvhet. Proverna blev också betydligt mindre hanterbara och flera av proverna föll isär innan de kunde testas. Mätresultaten finns i appendix i figur 7.

3.6.2 Test av förbanden

För att göra noggrannare beräkningar utfördes test på spikförbanden eftersom kapaciteten enligt Johansens teori kan var betydligt lägre än den verkliga kapaciteten. Medelvärde för brottlasten och beräknad brottlast enligt kapitel 3.4 redovisas i tabell 3.3. Det blir väldigt tydligt att den verkliga kapaciteten är betydligt högre än den teoretiska. Kraft-deformationsdiagram för testen redovisas i appendix i figur 8 för råspont och 9 för plywood.

Tabell 3.3: Kapacitet spikförband, teoretisk (Johansen) och uppmätt medelvärde från labb.

Förband	Kapacitet Johansen [kN]	Kapacitet labb [kN]
Råspont	0,78	1,39
Plywood	0,75	1,64

3.6.3 Test i stor skala

I de stora testerna mättes deformationen både på hammarbandet och på översta råspontsbrädan eller överdelen på skivan. Det var dock ingen större skillnad mellan mätningarna och potentiometern som mätte hammarbandets deformation fastnade ett antal gånger. Därför valdes att endast använda mätdatan från potentiometern på skivans överkant.

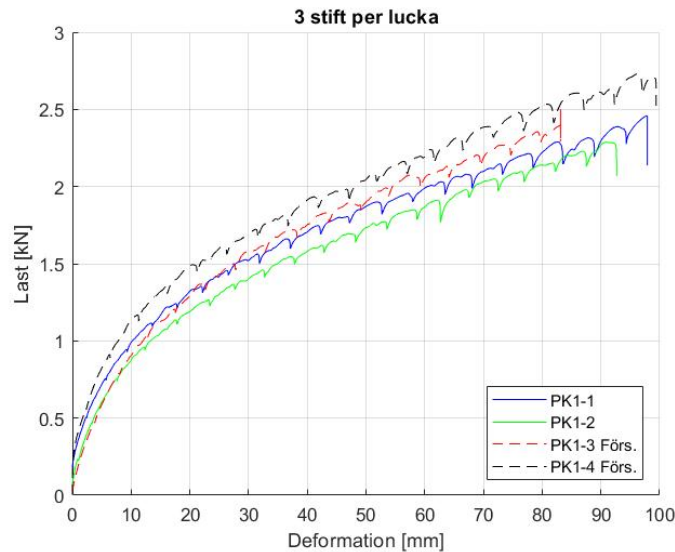
Råspontsluckor

I de storskaliga testerna på råspontsluckorna genomfördes tester med 3 respektive 6 stift mellan brädorna. Det genomfördes också tester där lika många stift också fästes mellan de olika luckorna vilka benämns förstärkt lucka. Kraft- deformationdiagram för råspontsluckorna visas i figur 3.23 för 3 stift och i figur 3.24 för 6 stift. Det är tydligt att fler stift leder till högre kapacitet, precis som i de små försöken. Med 3 stift är skillnaden mellan de vanliga och förstärkta luckorna minimal. Med 6 stift blir kapaciteten betydligt större för de förstärkta luckorna.

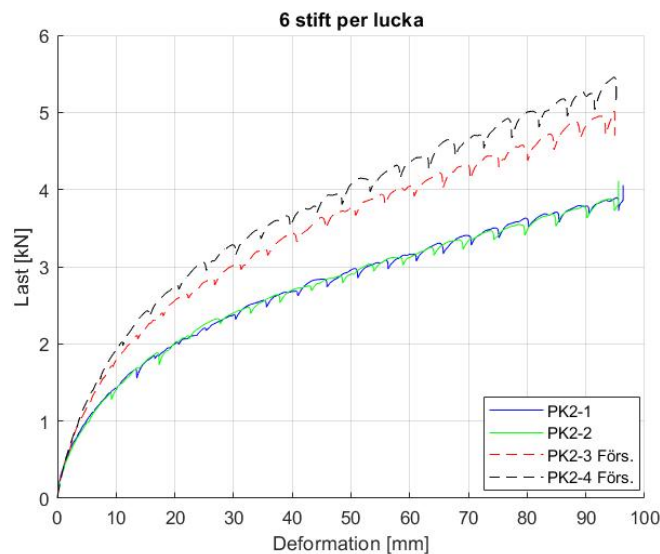
Kolven som användes för att applicera kraften har en begränsad slaglängd och ger ingen tydlig brottlast, som gräns för deformationsbrott valdes 80 mm. Likaså används lasten vid 10 mm deformation då det är runt den lasten som beteendet slutar att vara linjärt. Medelvärde för lasterna för de olika proverna visas i tabell 3.4.

Tabell 3.4: Medelvärde för lasterna vid de olika deformationerna.

Provkropp	Last 80mm def. [kN]	Last 10mm def. [kN]
PK1 (3 stift)	2,2	0,9
PK1 Förs. (3 stift)	2,4	1,0
PK2 (6 stift)	3,5	1,4
PK2 Förs. (6 stift)	4,7	1,9



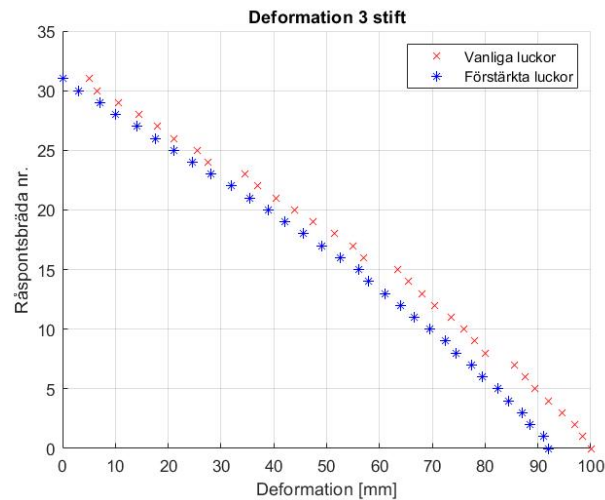
Figur 3.23: Kraft-deformationsdiagram för luckor med 3 stift i varje skjuvplan (PK1-1 och PK1-2) samt de förstärkta luckorna (PK1-3 Förstärkt och PK1-4 Förstärkt) där det är stift mellan luckorna. 3 stift är standard för 2,4 m luckor.



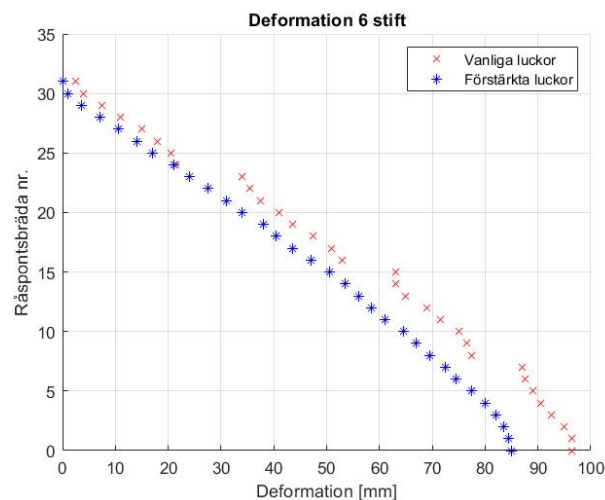
Figur 3.24: Kraft-deformationsdiagram för luckor med 6 stift i varje skjuvplan (PK2-1 och PK2-2) samt de förstärkta luckorna (PK2-3 Förstärkt och PK2-4 Förstärkt) där det är stift mellan luckorna.

Det är en betydande skillnad i deformationer beroende på om luckorna är förstärkta mellan luckorna eller ej. I figur 3.25 visas de genomsnittliga deformationerna vid 3 stift per skjuvplan och i figur 3.26 för 6 stift per skjuvplan. Den absoluta deformationen är inte relevant då provkroppen deformerats till kolvens maxlängd. Det är tydligt att det finns ett annorlunda beteende mellan de förstärkta luckorna och de som ej är förstärkta. I de förstärkta luckorna är deformationen mellan varje bräda ungefär lika stor. Undantaget är de nedersta brädorna där deformationen är märkbart mindre och detta beror med stor sannolikhet på att mothållet i nederkant inte helt fritt tillåter rotationer vid relativt små laster. De oförstärkta luckorna har en helt annan form på

deformationen där det är tydligt att deformationen mellan de enskilda luckorna är betydligt större än den mellan brädorna.



Figur 3.25: Genomsnittliga deformationen per bräda för luckor/förstärka luckor med 3 stift. 3 stift är standard för 2,4 m luckor. Deformationer redovisas för varje bräda numrerad 1-32.



Figur 3.26: Genomsnittliga deformationen per bräda för luckor/förstärka luckor med 6 stift. Deformationer redovisas för varje bräda numrerad 1-32.

Teoretisk kapacitet råspontsluckor.

Då de förstärka luckorna har högre kapacitet betyder det att skivmodellen inte kan användas för råspontsluckor eftersom kapaciteten enligt skivmodellen skulle varit den samma. Den teoretiska hållfastheten enligt momentmodellen beräknas enligt kapitel 3.5. Kapaciteten per skiva M_R beräknas med den förenklade elastiska modellen enligt ekvation 3.15. Skjuvkapaciteten är begränsad till 0,94 kN/stift vilket beräknades i testen i liten skala. För att få en kapacitet för hela väggen behöver kapaciteten per skiva multipliceras med antalet skivor m . $M_{R,tot}$ är totala momentkapaciteten för provuppställningen. F_R är kraften i provuppställningen som genererar momentet $M_{R,tot}$. F_R

fås fram genom att dividera momentet med höjden där lasten appliceras, vilket är 2,4 m. Detta tas fram för att jämföra momentkapaciteten med lasten som registreras i testerna.

$$M_r = \frac{2 \cdot h_s}{3} \cdot \frac{V_{r,k}}{2} \quad (3.15)$$

Den teoretiska lastkapaciteten som beräknades i tabell 3.5 jämförs med de uppmätta värdena på lasten vid 10 mm och 80 mm deformation och redovisas i tabell 3.6. Den teoretiska kapaciteten enligt den elastiska modellen stämmer ganska väl överens med lasten vid 10 mm deformation vilket är ungefär när beteendet slutar vara linjärt. Den plastiska kapaciteten är dock betydligt högre när deformationerna blir högre.

Tabell 3.5: Kapacitet enligt elastiska modellen där skjuvkapacitet är begränsande.

Provkropp	M_R [kNm]	m	$M_{R,tot}$ [kNm]	F_R [kN]
3 Stift	0,44	4	1,76	0,73
3 Stift förs.	1,96	1	1,96	0,82
6 stift	0,88	4	3,52	1,47
6 stift förs.	3,93	1	3,93	1,63

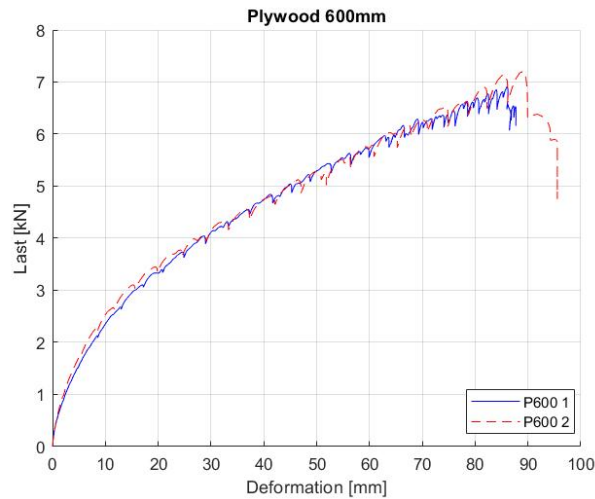
Tabell 3.6: Jämförelse mellan den teoretiska och uppmätta kapaciteten vid olika deformationer för råspontsluckor.

Provkropp	Teoretisk kap [kN]	Last 10mm def. [kN]	Last 80mm def. [kN]
3 stift	0,73	0,9	2,2
3 stift förs	0,82	1,0	2,4
6 stift	1,47	1,4	3,5
6 stift förs	1,63	1,9	4,7

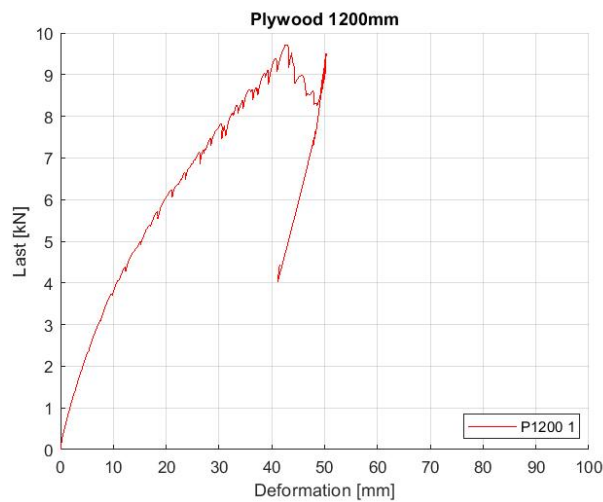
Plywoodskivor

Samma test utfördes också med plywoodskivor. Två tester genomfördes med 600 mm plywoodskivor och ett test med 1200 mm skivor. Kraft-deformationsdiagram för de båda försöken visas i figur 3.27 för 600 mm skivor och 3.28 för 1200 skivor. I försöket som gjordes med 1200 mm skivan gick ramen som plywooden spikats på till brott och därav blev det ett annorlunda brottbeteende, en bild på brottet visas i figur 3.29. Eftersom 1200 mm skivan har högre kapacitet än 600 mm skivan kan inte skivmodellen användas. I tabell 3.7 redovisas den teoretiska brottlasten enligt momentmodellen och jämförs med det uppmätta från experimentet. Uppmätta värden på spikförbandens kapacitet används. För plywoodskivorna var infästningarna begränsande och inte skjuvkapaciteten och en plastisk modell kan då användas. Den teoretiska kapaciteten beräknas enligt ekvation 3.16. Medelvärde på brottlasterna samt den teoretiska brottlasten redovisas i tabell 3.7.

$$M_r = \frac{h_s \cdot F_{v,Rk}}{n-1} \sum_{x=1}^{(n-1)/2} 2x \quad (3.16)$$



Figur 3.27: Kraft-deformationsdiagram för provuppställning med 600 mm plywoodskivor.



Figur 3.28: Kraft-deformationsdiagram för provuppställning med 1200 mm plywoodskivor.

Tabell 3.7: Kapacitet för plywood enligt den plastiska modellen samt uppmätta värden.

Provkropp	M_R [kNm]	m	$M_{R,tot}$ [kNm]	F_R [kN]	Kap labb [kN]
Plywood 600	1,43	12	17,1	7,1	7,1
Plywood 1200	4,84	6	29,0	12,1	9,7*

*9,7 är lasten då ramen gick till brott och kan inte jämföras direkt med den teoretiska kapaciteten

För 600 mm plywoodskiva stämmer den beräknade brottlasten väldigt bra med den uppmätta från båda provkropparna. Det är svårare att dra några slutsatser från resultatet med 1200 mm plywoodskivan då ramen gick till brott innan skivan. Men genom att studera figur 3.28 och jämföra med beteendet i figur 3.27 förefaller det rimligt att kapaciteten kan nå den beräknade kapaciteten på 12,1 kN. Det är tydligt att använda 1200 mm plywoodskivor ger högre kapacitet än att använda 600 mm plywoodskivor.



Figur 3.29: Brott i regel vid test av 1200mm plywoodskiva.

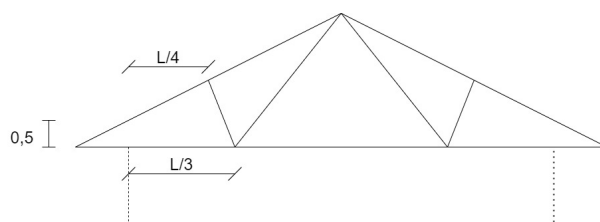
4 Fallstudie - momentmodell för stabilisering av byggnader

För att få en överblick över hur stor skjuvkapacitet som krävs för att stabilisera byggnader av olika storlekar och förutsättningar görs en analys av byggnader med W-takstolar med en taklutning på 27° . Då målet är att analysera råspons skjuvkapacitet är det mestadels intressant med laster som verkar mot byggnadens gavel eftersom råsponsen alltid läggs parallellt med byggnadens långsida. De parameter som kommer varieras är spännvidd och snölast. För övriga parameter väljs rimliga värden. Beräkningarna görs för modellen som presenteras i kap 2.2.1 där taket delas upp i delskivor – den så kallade skivmodellen. Beräkningarna görs också för modellen som presenteras i kapitel 3.5 där varje lucka/skiva ger upphov till ett motverkande moment – den så kallade momentmodellen.

4.1 Förutsättningar

Byggnadstypen som analyseras antas vara konstruerad med träregelstomme. Väggarna har en höjd på 4 meter över markytan och befinner sig i terrängtyp 2 där referensvindhastigheten är 25 m/s. Byggnaden är dubbelt så lång som bred.

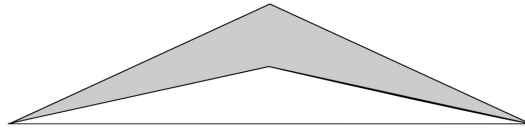
Takstolen är en W-taktol med taklutning på 27° , centrumavståndet mellan takstolarna är 1200 mm. Det finns inga standardmått för placering och dimensioner av de olika elementen i en takstol, därför behöver en del antaganden göras. Höjden på takstolen vid takfoten antas vara 0,5 m oavsett spännvidd. Ungefärliga dimensioner på över- och underram finns tabellerade i *Takstolshandboken* (Gustafsson, 2021) och används i analysen. Det finns dock ingen information om dimensioner på stagen mellan över och underram, de antas därför vara 45x95 mm. Stagens placering kan variera, i denna analys antas de vara placerade så att de möter överramen på $1/4$, $2/4$ och $3/4$ av spännvidden och underramen på $1/3$ och $2/3$. En skiss av takstolstypen och stagens placering visas i figur 4.1. Virkeskvaliteten i takstolen är C24 med en E-modul på 7,4 GPa.



Figur 4.1: Skiss över takstolen som används i analysen. Stagens placering beror på spännvidden L .

4.1.1 Vindlast

Vindlast ses som en last som verkar över hela väggen. Hur mycket av vindlasten som kommer att tas upp via taket beror på hur konstruktionen i gaveln är utformad. I denna analys kommer det att beräknas på samma sätt som görs i *Takstolshandboken* (Gustafsson, 2021). I denna beräkningsmetod ses det som att hammarbandet är mycket styvt och elementen mellan hammarbandet och takstolen är ledad i båda ändarna. Med denna modell kommer hälften av lasten som verkar på väggen ovan hammarbandet att föras till taket och hälften till hammarbandet. En skiss över vilken del av lasten som förs till taket visas i figur 4.2.



Figur 4.2: Skissen visar vilken del av lasten som tas upp av råsponten och vilken som tas upp av hammarbandet. Den gråa delen tas upp av råsponten.

Det blir tydligt att lasten är större vid nocken än vid takfoten då den har en större influenshöjd. En förenkling som görs är att lasten som varierar över taket ses som en jämnt utbredd last med samma magnitud som medelvärdet. Detta är en rimlig förenkling att göra vilket också görs i *Takstolshandboken*. I detta fallet kommer det inte heller att spela någon roll då totala lasten är densamma vilket resulterar i att skjuvspänningarna vid takfoten är densamma. Då det är skjuvkapaciteten i råspontsluckorna som undersöks är det största skjuvspänningen som är relevant.

Den karakteristiska vindlasten beror på höjden över mark, terrängtyp och referensvindhastighet och hämtas i EKS11 tabell 10c (Boverket, 2019). Formfaktorn $c_{p,e}$ bestäms ur tabell 7.5 i EC1-4 (SIS, 2004a). För att få fram lasten som verkar på takskivan behöver den genomsnittliga influensbredden bestämmas, det görs med ekvation 4.1. h_{nock} är höjden på takstolen och h_{takfot} är höjden där takstolen fäster vid hammarbandet som antas vara 0,5 m oberoende av spännvidden. Det karakteristiska vindtrycket för de olika spännvidderna redovisas i tabell 4.1

Tabell 4.1: Genomsnittliga karaktäristiska vindhastighetstrycket som påverkar taket beroende på byggnadens dimensioner.

l [m]	b [m]	h_{nock} [m]	q_k [kN/m ²]	$c_{pe,lo}$	$c_{pe,lä}$	w_e [kN/m ²]
12	6	5,5	0,70	0,73	0,36	0,75
16	8	6,0	0,72	0,72	0,33	0,75
20	10	6,5	0,73	0,71	0,32	0,76
24	12	7,0	0,75	0,71	0,31	0,77

$$b_{inf} = \frac{h_{takfot} + h_{nock}}{2} \quad (4.1)$$

Med influensbredden och det karakteristiska vindtrycket som beräknas i tabell 4.1 kan medelvärdet på den karakteristiska vindlasten som verkar på takstolens överram

beräknas genom att multiplicera de två värdena. Det dimensionerande värdet kan sedan fås fram genom ekvation 4.2 för lastkombination 1 (LK1) (och ekvation 4.3 för lastkombination 2 (LK2)). Den karakteristiska och dimensionerande vindlasten beroende på spännvidden presenteras i tabell 4.2.

$$q_{d,v,1} = \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_0 \cdot q_{k,v} \quad (4.2)$$

$$q_{d,v,1} = \gamma_d \cdot 1,5 \cdot q_{k,v} \quad (4.3)$$

Tabell 4.2: Dimensionerande horisontell last på grund av vindlast som verkar på överramen för lastkombination 1 och 2.

b [m]	b_{inf} [m]	$q_{k,v}$ [kN/m]	$q_{d,v,LK1}$ [kN/m]	$q_{d,v,LK2}$ [kN/m]
6	1,0	0,75	0,31	1,02
8	1,3	0,94	0,38	1,28
10	1,5	1,14	0,47	1,56
12	1,8	1,35	0,55	1,84

4.2 Vertikala laster

För att bestämma snedställnings- och stagningslasterna behöver den vertikala lasten som påverkar varje takstol bestämmas. Det finns två olika kombinationer som kan vara dimensionerande för stabilisering; snö eller vind som huvudlast. Förutom snö och vind verkar även permanenta laster q_{perm} på taket, i detta fall antas den till $0,9 \text{ kN/m}^2$ vilket motsvarar ett tungt tak (Gustafsson, 2021). Lasterna beräknas med ekvation 6.10b i Eurocode 1 (SIS, 2010). Snölasten beräknas enligt EKS 11 (Boverket, 2019). Det lastfallet som ger störst normalkraft i överramen är symmetrisk snölast, därmed kommer formfaktorn $\mu_1 = 0,8$ att användas då taklutningen är 27° . Topografin antas vara normal vilket ger exponeringsfaktorn $C_e = 1,0$. Energiförlusten genom taket antas också vara normal vilket ger den termiska koefficienten $C_t = 1,0$. Snölasten kan då beräknas enligt ekvation 4.4.

$$q_{snö} = \mu_1 \cdot C_e \cdot c_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot s_k = 0,8 \cdot s_k \quad (4.4)$$

De dimensionerande lasterna som verkar på varje takstol kan då beräknas för fallen med snö eller vind som huvudlast. Detta beräknas enligt ekvation 4.5 respektive 4.6. s är avståndet mellan takstolarna och ψ_0 är lastkombinationsfaktorn för snölast vilket väljs enligt Tabell B-1 i EKS 11 (Boverket, 2019). Säkerhetsklass 2 ger $\gamma_d=0,91$. Lasten beräknas för olika snölaster och redovisas i tabell 4.3

Lastkombination 1: Snö som huvudlast

$$q_{d,z,1} = \gamma_d \cdot s(1,2 \cdot q_{perm} + 1,5 \cdot q_{snö}) \quad (4.5)$$

Lastkombination 2: Vind som huvudlast

$$q_{d,z,1} = \gamma_d \cdot s(1, 2 \cdot q_{perm} + 1, 5 \cdot \psi_0 \cdot q_{snö}) \quad (4.6)$$

Tabell 4.3: Dimensionerande vertikal last som verkar på överramen beroende på snözon och lastkombination.

Snözon	$q_{snö}$ [kN/m ²]	$q_{z,d,1}$ [kN/m]	$q_{z,d,2}$ [kN/m]
1	0,8	2,5	2,0
2	1,6	3,8	3,0
3	2,4	5,1	4,3
4	3,2	6,4	5,4

4.2.1 Snedställningslast

Som tidigare nämnt uppkommer horisontella laster när takstolarna är snedställda. Även om alla takstolar lodas in så kommer de aldrig att vara helt vertikala. I detta fall kommer $\Delta_0 = 20$ mm att användas för snedställningen, vilket är det som används vid beräkningarna i *Takstolshandboken*. Snedställningslasten beräknas enligt ekvation 4.7. Höjden till nock av takstolen är h_{nock} . q_z är den vertikala lasten som verkar på överramen. Genom att kombinera ekvation 4.7 och lasterna från tabell 4.3 kan snedställningslasten som verkar på överramen för en takstol bestämmas och presenteras i tabell 4.4 för snö respektive vind som huvudlast.

$$q_{d,1} = n \cdot \frac{\Delta_0}{h_{nock}} \cdot q_z \quad (4.7)$$

Tabell 4.4: Dimensionerande horisontell last som verkar på överramen av takstolen på grund av snedställning av takstolarna beroende på snözon och takstolens spännvidd. För lastkombination 1 och 2.

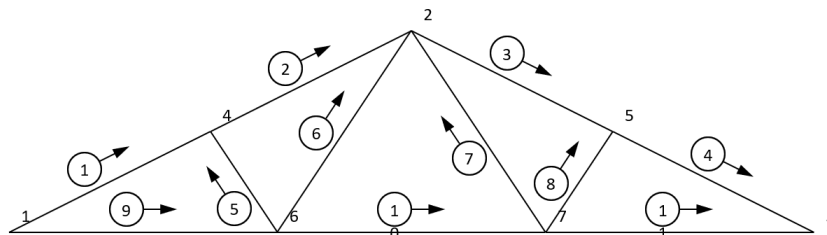
snözon	Spännvidd [m]							
	6				8			
	6	8	10	12	6	8	10	12
	$q_{d,1,LK1}$ [kN/m]				$q_{d,1,LK2}$ [kN/m]			
1	0,03	0,03	0,02	0,02	0,03	0,02	0,02	0,01
2	0,05	0,04	0,03	0,03	0,05	0,03	0,02	0,02
3	0,07	0,05	0,04	0,03	0,06	0,04	0,03	0,03
4	0,09	0,06	0,05	0,04	0,07	0,05	0,04	0,04

4.2.2 Staging av överramen

När överramen utsätts för normalkrafter kommer det att uppstå stagningslaster. Som beskrivet i kapitel 2.5.3 kan utböjningslasten beräknas enligt ekvation 4.8. Det finns inget sätt att beräkna normalkraften N_d analytiskt och därför görs en FEM-analys.

$$q_{d,2} = \frac{N_d}{30 \cdot l} \quad (4.8)$$

För att uppskatta normalkraften i takstolens överram används FEM-programmet XL-Frame. För att göra detta behöver takstolens geometri definieras. För dimensionerna på över- och underramen används rekommenderade värden från tabell 4.3 i *Takstols-handboken* (Gustafsson, 2021). För snözon 4 finns inget rekommenderat värde och dimensionerna för snözon 3,5 används, över- och underramens dimensioner redovisas i tabell 4.5. Antagna parameter från kapitel 4.1 används. En skiss över modellen visas i figur 4.3. Lasten som verkar på elementen i överramen behöver komponentindelas i parallella och vinkelräta laster mot elementen. Lastens magnitud behöver också justeras då den är angiven per horisontell meter, detta behöver justeras till last per meter takstol. Med angiven indata kan största normalkraften i överramen fås fram ur XL-Frame. Den största normalkraften presenteras i tabell 4.6 för LK1 och LK2.



Figur 4.3: Beräkningsmodellen som används i programmet XL-Frame.

Tabell 4.5: Dimensioner på över- och underram för en W-takstol beroende på snözon och spännvidd. Dessa dimensioner används för beräkningarna av normalkraften i överram. Bredden är 45 mm på samtliga regler i över/underram

snözon	Spännvidd [m]			
	6	8	10	12
	Övre/Undre [mm]			
1	120/120	145/120	145/145	170/145
2	145/120	145/145	170/145	195/170
3	145/145	170/145	195/170	220/220
4	145/145	170/145	195/170	245/245

Tabell 4.6: Dimensionerande normalkraft i takstolens överram för lastkombination 1 och 2. Framtaget med programmet XL-Frame.

snözon	Spännvidd [m]							
	6	8	10	12	6	8	10	12
	$N_{d,LK1}$ [kN]				$N_{d,LK2}$ [kN]			
1	15,6	20,9	26,3	31,6	12,5	16,8	21,0	25,3
2	23,6	31,8	39,9	47,9	18,7	25,1	31,5	37,8
3	31,6	42,5	53,3	63,9	26,7	35,8	44,9	51,4
4	39,7	53,3	66,9	80,0	33,5	45,0	56,4	67,4

När normalkraften är bestämd kan den motsvarande utbredda stagningslasten för respektive takstol bestämmas enligt ekvation 4.8, l är längden på överramen. N_d är normalkraften från tabell 4.6. Stagningslasten för respektive lastkombination redovisas i tabell 4.7.

Tabell 4.7: Dimensionerande horisontell last för stagning av tryck överram. Lastkombination 1 och 2.

snözon	Spännvidd [m]							
	6	8	10	12	6	8	10	12
	$q_{d,2,LK1}$ [kN/m]				$q_{d,2,LK2}$ [kN/m]			
1	0,08	0,08	0,08	0,8	0,06	0,06	0,06	0,06
2	0,12	0,12	0,12	0,12	0,09	0,09	0,09	0,09
3	0,16	0,16	0,16	0,16	0,13	0,13	0,13	0,13
4	0,20	0,20	0,20	0,20	0,17	0,17	0,17	0,17

4.3 Total last på takskivan

Den totala horisontella lasten som verkar på takskivan kan nu bestämmas genom att addera vindlaster, snedställningslaster och laster från stagning av överram. Eftersom snedställningslaster och laster från stagning av överram verkar på alla takstolar behöver lasten multipliceras med antalet takstolar n som är under delskivans bredd b' och beräknas med ekvation 4.10. Om modellen med delskivor antas vara helt korrekt skulle n avrundas nedåt, då modellen är en grov uppskattning är det svårt att säga vilket som är rätt och fel. I denna uträkning avrundas n till närmsta heltal. Den dimensionerande horisontella lasten som verkar på delskivan beräknas enligt ekvation 4.9 och redovisas i tabell 4.8 för LK1 och LK2.

$$q_{d,tot} = q_{d,v} + n \cdot (q_{d,1} + q_{d,2}) \quad (4.9)$$

$$n = \frac{b'}{s} = \frac{2 \cdot b}{3 \cdot 1,2} \quad (4.10)$$

Tabell 4.8: Total horisontell last som verkar på delskivan. Lastkombination 1 och 2.

snözon	Spännvidd [m]							
	6	8	10	12	6	8	10	12
	$q_{d,tot,LK1}$ [kN/m]				$q_{d,tot,LK2}$ [kN/m]			
1	0,66	0,85	1,01	1,20	1,32	1,64	2,01	2,32
2	0,86	1,07	1,29	1,53	1,49	1,82	2,35	3,59
3	1,06	1,29	1,56	1,79	1,65	2,04	2,46	2,88
4	1,25	1,51	1,84	2,12	1,80	2,23	2,70	3,20

Det finns ett tredje lastfall som inte har undersökts, vilket är vindlast på långsida. Vindlast på långsida skulle leda till större normalkraft i takstolens överram vilket genererar större stagningslast. Detta kontrolleras inte för att det skulle vara relativt komplicerat att beräkna samt att det troligen inte blir dimensionerande med tanke på att det inte är någon vindlast på gaveln.

Lasterna kommer att ge upphov till skjuvkrafter i takskivan. För sadeltak delas taket upp i två delar, en på varje sida nocken. Den maximala tvärkraften uppstår vid

takfoten och beräknas enligt ekvation 4.11 och redovisas i tabell 4.9. Från tabell 4.8 är det tydligt att LK2 är det dimensionerande lastfallet. Det dimensionerande skjuvflödet fås genom att dividera tvärkraften med delskivans bredd enligt ekvation 4.12 och redovisas i tabell 4.10

$$V_{d,Max} = q_{d,tot} \cdot \frac{b}{2} \quad (4.11)$$

$$\nu = \frac{V_{d,Max}}{b'} \quad (4.12)$$

Tabell 4.9: Dimensionerande maximala tvärkraften i delskivan beroende på snözon och spännvidd. LK2.

snözon	Spännvidd [m]			
	6	8	10	12
	$V_{d,Max}$ [kN]			
1	3,97	6,57	10,06	13,91
2	4,47	7,29	11,74	15,53
3	4,96	8,16	12,29	17,26
4	5,39	8,94	13,50	19,22

Tabell 4.10: Dimensionerande skjuvflöde i delskivan beroende på snözon och spännvidd. LK2.

snözon	Spännvidd [m]			
	6	8	10	12
	ν_{max} [kN/m]			
1	0,98	1,23	1,50	1,73
2	1,01	1,36	1,75	1,93
3	1,23	1,52	2,83	2,15
4	1,34	1,67	2,02	2,39

4.3.1 Momentmodellen

Om kapaciteten ska beräknas enligt momentmodellen kommer varje skiva att bidra med ett motverkande moment. Det stjälpande momentet kommer att uppstå från vindlaster, snedställningslaster och stagning av överram. I denna modell fungerar inte antagandet att vindlasten är en jämnt utbredd last eftersom det skulle underskatta det faktiska momentet. De andra lasterna kommer dock vara desamma.

Vindlast enligt momentmodellen

Vindlasten är som störst vid nock då det är där influensbredden är som störst, den minskar sedan för att vara minst vid takfoten. Värden på karakteristiska vindtryck

och höjderna för nock och takfot finns i tabell 4.1. $q_{d,v,nock,LK1}$ är den dimensionerande lasten vid nocken för LK1, $q_{d,v,nock,LK2}$ för LK2, $q_{d,v,takfot,LK1}$ är den dimensionerande vindlasten vid takfoten för LK1 och $q_{d,v,takfot,LK2}$ är detsamma för LK2. De dimensionerande vindlasterna presenteras i tabell 4.12 för LK1 och tabell 4.13 för LK2.

Tabell 4.11: Genomsnittliga karakteristiska vindtrycket som påverkar taket beroende på byggnadens dimensioner.

l [m]	b [m]	h_{nock} [m]	h_{takfot} [m]	w_e [kN/m ²]
12	6	1,5	0,5	0,75
16	8	2,0	0,5	0,75
20	10	2,5	0,5	0,76
24	12	3,0	0,5	0,77

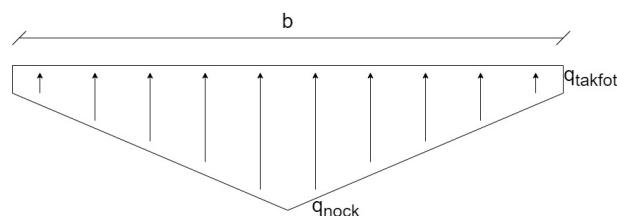
Tabell 4.12: Dimensionerande vindlast vid nock och takfot för LK1: Snö som huvudlast

l [m]	$q_{d,v,takfot,LK1}$ [kN/m]	$q_{d,v,nock,LK1}$ [kN/m]
12	0,08	0,23
16	0,08	0,30
20	0,08	0,38
24	0,08	0,46

Tabell 4.13: Dimensionerande vindlast vid nock och takfot för LK2: Vind som huvudlast

l [m]	$q_{d,v,takfot,LK1}$ [kN/m]	$q_{d,v,nock,LK1}$ [kN/m]
12	0,26	0,77
16	0,26	1,02
20	0,26	1,30
24	0,26	1,58

Vindlasten är som störst vid nocken och minskar ner till takfoten där den är som minst, en skiss över detta visas i figur 4.4. Taket delas upp i två halvor längs nocken, momentet som skapas av vindlasten beräknas enligt ekvation 4.13 och redovisas i tabell 4.14.



Figur 4.4: Skiss ovanifrån som visar vindlastens variation över takstolen, vindlasten är som störst vid nock och minskar för att vara som minst vid takfoten.

$$M_{d,v} = q_{d,v,takfot} \cdot \frac{l_{\text{överram}}^2}{2} + \frac{2 \cdot l_{\text{överram}}^2}{3} \cdot (q_{d,v,nock} - q_{d,v,takfot}) \quad (4.13)$$

Tabell 4.14: Moment från vindlasten för lastkombination 1 och 2.

l [m]	$M_{d,v,LK1}$ [kNm]	$M_{d,v,LK2}$ [kNm]
12	6,36	21,36
16	15,08	51,44
20	30,30	103,94
24	53,33	183,61

Lasterna från snedställning $q_{d,1}$, och stagningslasten av tryckt överram $q_{d,2}$ är jämnt utbredda laster och momentet från dem kan beräknas enligt ekvation 4.14, där n är antalet takstolar med cc på 1200 mm. Momentet från snedställnings- och stagningslast redovisas i tabell 4.15 för LK1 och LK2.

$$M_{d,1,2} = n \cdot (q_{d,1} + q_{d,2}) \cdot \frac{l_{\text{överram}}^2}{2} \quad (4.14)$$

Tabell 4.15: Moment från snedställning och stagning LK1:snö som huvudlast.

snözon	Spännvidd [m]							
	6	8	10	12	6	8	10	12
	$M_{d,1,2,LK1}$ [kNm]				$M_{d,1,2,LK2}$ [kNm]			
1	6,1	14,5	25,8	44,6	5,2	11,1	21,6	33,0
2	9,5	21,3	39,0	67,5	8,1	16,6	37,7	51,6
3	12,9	28,0	52,1	85,4	10,9	23,3	42,9	71,4
4	16,3	34,7	65,4	108,1	13,4	29,2	54,5	93,9

Totalt moment på takskivan

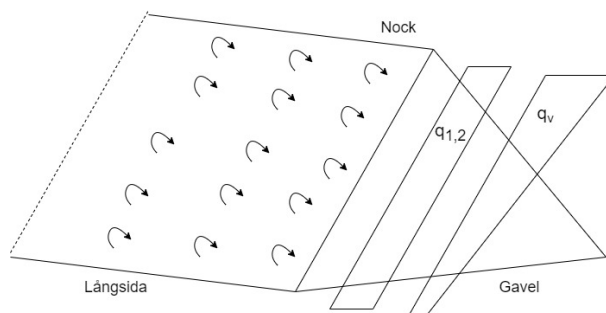
Det totala momentet fås genom att addera tabell 4.14 med 4.15. Det totala momentet presenteras i tabell 4.16 för LK1 och LK2. Det blir tydligt att det är LK2 som är dimensionerande.

Tabell 4.16: Totalt moment som verkar på takskivan LK1: Snö som huvudlast.

snözon	Spännvidd [m]							
	6	8	10	12	6	8	10	12
	$M_{d,tot,LK1}$ [kNm]				$M_{d,tot,LK2}$ [kNm]			
1	12,4	29,6	56,1	97,9	26,6	62,5	125,6	216,6
2	15,8	36,3	69,3	120,8	29,5	68,0	141,7	235,2
3	19,2	43,0	82,4	138,8	32,3	74,7	146,9	255,0
4	22,6	49,8	95,7	161,4	34,7	80,6	158,5	277,5

4.4 Resultat fallstudie

För att kunna stabilisera byggnader behöver momentkapaciteten från luckorna/skivorna vara större än momentet som verkar på skivan från vindlast, snedställningslast och stagning av överramen som beräknades i tabell 4.16. En skiss över lasterna som verkar och momenten som uppstår visas i figur 4.5



Figur 4.5: Skiss över momentmodellen på en takhalva. Momenten från takskivan behöver vara större än momenten som uppstår från lasterna. $q_{1,2}$ är last från snedställning och tryckt överram, q_v är vindlast.

4.4.1 Vanliga luckor

Den teoretiska momentkapaciteten per lucka bestämdes i tabell 3.5 till 0,44 kNm/lucka om 3 stift användes samt 0,88 kNm/lucka om 6 stift användes. För att beräkna momentkapaciteten för hela byggnaden beräknas antalet 540x2400 mm skivor som används på en taksida och multipliceras med momentkapaciteten per skiva vilket redovisas i tabell 4.17. Jämförs detta med tabell 4.16 kan utnyttjandegraden fås fram och presenteras i tabell 4.18 för 3 stift och i tabell 4.19 för 6 stift.

Tabell 4.17: Momentkapacitet för råspontsluckor med 3 respektive 6 stift per lucka med elastiska modellen för de olika exempelbyggnaderna.

l [m]	Antal luckor	$M_{R,tot}$ 3 stift [kNm]	$M_{R,tot}$ 6 stift [kNm]
12	31	13,6	27,2
16	55	24,2	48,4
20	86	37,84	75,7
24	124	54,56	109,1

Tabell 4.18: Utnyttjandegrad vanliga luckor med 3 stift.

snözon	Spännvidd [m]			
	6	8	10	12
Utnyttjandegrad [%]				
1	195	258	332	397
2	217	281	375	431
3	237	309	389	467
4	255	333	419	508

Tabell 4.19: Utnyttjandegrad vanliga luckor med 6 stift.

snözon	Spännvidd [m]			
	6	8	10	12
	Utnyttjandegrad [%]			
1	98	129	116	199
2	108	141	187	216
3	119	154	194	234
4	128	167	209	254

Med den elastiska modellen är luckorna med 3 stift inte tillräcklig för att stabilisera någon av byggnaderna i fallstudien. För luckorna med 6 stift är kapaciteten tillräcklig för att stabilisera den minsta byggnaden i den lägsta snözonen.

Uppmätta värden

Om den uppmätta lasten vid 80 mm från tabell 3.6 används kan varje luckas uppmätta momentkapacitet beräknas enligt ekvation 4.15 där F_{test} är den uppmätta lasten, h_l är höjden där lasten verkar och n_l är antalet luckor per provuppställning. Den uppmätta momentkapaciteten per lucka blir då 1,32 kNm/lucka för luckor med 3 stift och 2,1 kNm/lucka för luckor med 6 stift. Den uppmätta momentkapaciteten vid 80 mm deformation och den totala momentkapaciteten för en takhalva redovisas i tabell 4.20. Utnyttjandegraden om de uppmätta värdena används presenteras i tabell 4.21 för 3 stift och 4.22 för 6 stift.

$$M_R = \frac{F_{test} \cdot h_l}{n_l} \quad (4.15)$$

Tabell 4.20: Momentkapacitet för råsponsluckor med 3 respektive 6 stift per lucka med uppmätta värden vid 80 mm deformation.

l [m]	antal luckor	$M_{R,tot}$ 3 stift [kNm]	$M_{R,tot}$ 6 stift [kNm]
12	31	40,92	65,1
16	55	72,6	115,5
20	86	113,5	180,6
24	124	163	260,4

Tabell 4.21: Utnyttjandegrad vanliga luckor med 3 stift, uppmätta värden.

snözon	Spännvidd [m]			
	6	8	10	12
	Utnyttjandegrad [%]			
1	65	86	111	133
2	72	94	125	144
3	79	103	129	156
4	85	111	140	170

Tabell 4.22: Utnyttjandegrad vanliga luckor med 6 stift, uppmätta värden.

snözon	Spännvidd [m]			
	6	8	10	12
	Utnyttjandegrad [%]			
1	41	40	70	89
2	45	44	78	90
3	50	48	81	98
4	53	52	88	107

Det är stor skillnad i utnyttjandegraden när den uppmätta kapaciteten används till skillnad från den beräknade. För 3 stift per lucka är kapaciteten tillräcklig för att stabilisera de mindre byggnaderna. Om 6 stift per lucka används är kapaciteten tillräcklig för att stabilisera alla byggnader utom den största i den högsta snözonen. Det är dock viktigt att ha i åtanke att det är medelvärden som använts och inte karakteristiska, likaså har inga säkerhetsfaktorer använts.

4.4.2 Förstärkta luckor

De förstärkta luckornas kapacitet beräknas enligt den elastiska modellen i ekvation 3.14 som visas igen i ekvation 4.16. Varje lucka fästs med stift så att den bildar en stor lucka som är kontinuerlig från takfot till nock. Momentkapaciteten för en stor lucka beroende på spännvidd och antalet stift beräknas enligt ekvation 4.16 och redovisas i tabell 4.23. För att få den totala momentkapaciteten multipliceras momentkapaciteten för en stor lucka med antalet stora luckor på en takhalva och redovisas i tabell 4.24. Utnyttjandegraden för 3 stift per skjuvplan redovisas i tabell 4.25 och i tabell 4.26 för 6 stift per skjuvplan.

$$m_r = \frac{2 \cdot h_s}{3} \cdot \frac{V_{r,k}}{2} \quad (4.16)$$

Tabell 4.23: Momentkapacitet per lucka för förstärkta råsponsluckor beroende på spännvidd.

l [m]	$M_{R,tot}$ 3 stift [kNm]	$M_{R,tot}$ 6 stift [kNm]
12	3,2	6,3
16	4,2	8,4
20	5,3	10,5
24	6,3	12,7

Tabell 4.24: Momentkapacitet för förstärkta råsponsluckor med 3 respektive 6 stift per lucka enligt elastisk modell.

l [m]	antal stora luckor	$M_{R,tot}$ 3 stift [kNm]	$M_{R,tot}$ 6 stift [kNm]
12	5	16	31,5
16	7	29,4	58,8
20	8	42,4	84,0
24	10	63,0	127,0

Tabell 4.25: Utnyttjandegrad förstärkta luckor med 3 stift.

snözon	Spännvidd [m]			
	6	8	10	12
	Utnyttjandegrad [%]			
1	166	216	299	344
2	184	235	337	373
3	202	258	350	405
4	217	278	377	441

Tabell 4.26: Utnyttjandegrad förstärkta luckor med 6 stift.

snözon	Spännvidd [m]			
	6	8	10	12
	Utnyttjandegrad [%]			
1	84	106	150	171
2	94	116	169	185
3	102	127	175	201
4	110	137	189	219

Den teoretiska kapaciteten i de förstärkta luckorna är något större än för de vanliga. Den teoretiska kapaciteten är endast tillräcklig för att stabilisera den minsta byggnaden i låga snözoner om 6 stift per lucka används. Det finns svårigheter med att översätta resultatet från laborationen för de förstärkta luckorna och applicera direkt på byggnaderna från fallstudien. Det är dock precis som i fallet med de vanliga luckorna troligen så att den faktiska kapaciteten är högre för de förstärkta luckorna.

4.4.3 Plywood

Kapaciteten för plywoodskivorna beräknas enligt den plastiska modellen med ekvation 3.12 som visas igen i ekvation 4.17. I detta fall kommer spikförbandets kapacitet enligt Johansens teori att användas då det är ett karakteristiskt värde som sedan divideras med partialkoefficienten för träförband vilken är 1,3. $M_{R,d}$ för 600 mm skiva blir 0,50 kNm och 1,70 kNm för 1200 mm skivor. För att beräkna den totala momentkapaciteten för en takhalva behöver antalet infästningsgrupper g bestämmas vilket enklast görs genom att bestämma antalet skivor och multiplicera med 3 då det är antalet infästningsgrupper per skiva. Den totala dimensionerande momentkapaciteten presenteras i tabell 4.27 för 600 mm plywood och i tabell 4.28 för 1200 mm. Jämförs tabell 4.27 och 4.28 med det dimensionerande momentet i tabell 4.16 kan utnyttjandegraden

för de olika byggnaderna bestämmas och visas i tabell 4.29 för 600 mm skivor och 4.30 för 1200 mm skivor.

$$M_r = \frac{h_s \cdot f_{v,Rk}}{n-1} \sum_{x=1}^{(n-1)/2} 2x \quad (4.17)$$

Tabell 4.27: Dimensionerande momentkapacitet för 600 mm plywood enligt plastisk modell.

l [m]	antal infästningsgrupper g	$M_{R,tot}$ 600mm [kNm]
12	84	42
16	150	75
20	234	117
24	337	168

Tabell 4.28: Dimensionerande momentkapacitet för 1200 mm plywood enligt plastisk modell

l [m]	antal infästningsgrupper g	$M_{R,tot}$ 1200mm [kNm]
12	42	71
16	75	128
20	118	201
24	168	286

Tabell 4.29: Utnyttjandegrad plywood 600 mm. Teoretisk kapacitet.

snözon	Spännvidd [m]			
	6	8	10	12
	Utnyttjandegrad [%]			
1	63	83	107	129
2	70	91	121	140
3	77	100	126	152
4	83	108	135	165

Tabell 4.30: Utnyttjandegrad plywood 1200 mm. Teoretisk kapacitet.

snözon	Spännvidd [m]			
	6	8	10	12
	Utnyttjandegrad [%]			
1	37	49	62	76
2	41	53	70	82
3	45	58	73	89
4	49	63	79	97

Genom att studera utnyttjandegraderna i tabell 4.29 och tabell 4.30 kan det konstateras att kapaciteten för 600 mm skivor är tillräcklig för att stabilisera vissa av de mindre byggnaderna och 1200 mm skivor har tillräcklig kapacitet att stabilisera alla exempelbyggnaderna trots att både karakteristiska värden och partialkoefficienter har använts.

Uppmätta värden

Om den uppmätta medelkapaciteten på spikförbanden används istället för den beräknade blir momentkapaciteten 2,8 gånger större. Utnyttjandegraderna med den uppmätta kapaciteten för spikförbanden redovisas i tabell 4.31 för 600 mm plywoodskivor och tabell 4.32 för 1200 mm plywoodskivor. Det ska dock observeras att de är medelvärden och inte karakteristiska med partialkoefficienter och kan därmed inte användas för dimensionering. Med de uppmätta värdena är kapaciteten tillräcklig för att stabilisera alla byggnader för både 600 mm och 1200 mm plywoodskivor.

Tabell 4.31: Utnyttjandegrad plywood 600 mm. Uppmätt kapacitet.

snözon	Spännvidd [m]			
	6	8	10	12
	Utnyttjandegrad [%]			
1	23	30	38	46
2	25	32	43	50
3	27	36	44	54
4	30	38	48	59

Tabell 4.32: Utnyttjandegrad plywood 1200 mm. Uppmätt kapacitet.

snözon	Spännvidd [m]			
	6	8	10	12
	Utnyttjandegrad [%]			
1	13	17	22	27
2	15	19	25	29
3	16	21	26	32
4	17	23	28	35

5 Diskussion

5.1 Tester i liten skala

Från testerna kunde flera slutsatser om råspontsluckor dras. Testerna visade att om antalet stift i ett skjuvplan ökar kommer skjuvkapaciteten och skjuvstyvheten att öka. Testerna visar att kapaciteten ökar linjärt med antalet stift när upp till 8 stift per skjuvplan testades. Huruvida det fortsätter att öka linjärt med fler stift är osäkert då det kan vara möjligt att samma gruppverkan som kan ske med skruvar också kan ske med stift. I så fall kan det vara att ökningen av kapacitet avtar när antal stift ökar. Testerna visade på att varje stift bidrar med 0,94 kN i skjuvkapacitet när det är fäst mellan två 23 mm råspontbrädor. Ett antagande som gjorts, vilket måste tas hänsyn till, är att dubbla skjuvplan användes och det antogs att lasten fördelades lika mellan de båda skjuvplanen. Då mest last tar den styvaste vägen testas det sämsta av de två skjuvplanen, därför hade medelvärdet varit högre om enkla skjuvplan använts.

Då resultaten från försöken inte gav entydiga resultat är det svårt att dra definitiva slutsatser om hur antalet stift bidrar med styvhet. Resultaten från försöken visar på en tydlig ökning av styvhetens medelvärde när antalet stift ökas. Ökningen verkar dock inte var linjär. Ökningen liknar mer ett exponentiellt samband, för detta finns ingen uppenbar fysikalisk förklaring och beror troligen på spridningen i resultatet. En anledning till de stora variationerna i styvheten kan vara provuppställningen med dubbla skjuvplan, där två styvheter beräknades och sedan medelvärdesbildades. Det vore önskvärt att göra om några av testerna med enkla skjuvplan för att verifiera resultatet gällande skjuvkapaciteten. Att genomföra tester med enkelt skjuvplan hade troligen gett en bättre uppfattning om styvheten i förbanden. Anledningen till att dubbla skjuvplan användes var för att undvika att det uppstår moment.

Brottbeteendet i skjuvplanen var i de allra flesta fall plastiskt. Vid ett fåtal tillfällen när endast ett eller två stift användes och det var fäst i defekt virke var brottbeteendet sprött. Det är därför rimligt att anta att beteendet i luckor, där 3 eller fler stift används är plastiskt. Detta bekräftas också av beteendet från de stora testerna. Detta är något som är fördelaktigt då ett plastiskt och segt brottbeteende eftersträvas i byggnadstekniska tillämpningar.

I studiens initiala skede var antagandet att stiften skjuvades, men det visade sig att det istället var någon form av böjning. Detta leder till att stifstens kapacitet inte kan beräknas teoretiskt med von Mises formler om skjuvning, det hade också varit svårt att beräkna då stålet i stiften inte är hållfasthetsmärkt. Om det är så att det är böjning av stiften som sker kan det vara så att stifstens sinusliknande form är viktig för att erbjuda böjstyvhet.

Ett antal tester gjordes där stiften fästes snett istället för rakt då draghållfastheten borde vara högre än skjuvhållfastheten. Testerna visade inte på någon markant skillnad

och det beslutades att inte undersöka detta vidare. Dels visade resultatet inte på någon ökning men proverna kändes också betydligt mindre stabila när de hanterades och många av proverna föll isär innan de hunnit testas i riggen.

5.2 Tester i stor skala

Testerna i stor skala gjordes för att förstå hur pass väl momentmodellen fungerar för att beskriva råspont och plywood för stabilisering av tak. Testerna tyder på att skivmodellen som beskrivs i bland annat Eurocode inte bör användas på skivor som ej är fästa med förband som kan överföra skjuvkrafter. För att modellen ska kunna användas är det troligt att kortlingar måste placeras mellan takstolarna så att skivorna kan fästas på alla 4 sidor, precis som att stabiliserande skivor i väggar behöver fästas på alla fyra sidor. Det är något som nämns i EC5 men utförs nästan aldrig i praktiken i tak. Det ska också noteras att takplywoodtillverkare själva använder skivmodellen i beräkningsexempel utan att nämna något om behovet av kortlingar mellan takstolarna. Ett annat alternativ borde vara att limma sponten mellan takplywoodskivorna för att föra över skjuvkrafter, på samma sätt som görs med golvspånskivor. Det kan dock skapa problem med fuktrörelser.

Från försöken i liten skala har skjuvkapaciteten för stift bestämts. Om den uppmätta skjuvkapaciteten används i den elastiska momentmodellen fås en momentkapacitet som är relativt likt momentkapaciteten när beteendet i testerna slutar att vara linjärt. Detta är något förvånande eftersom deformationen i skjuvförsöken inte är linjär. En möjlig förklaring kan vara att testerna i liten skala inte gav korrekta brottlaster då dubbla skjuvplan användes. En annan möjlig förklaring kan vara att råspontsbrädorna hålls ihop på ett annat sätt när de är fastspikade och inte kan röra sig fritt i sidled som de kunde göra i testen i liten skala. När råspontsluckorna monteras blir det också på vissa ställen normalkrafter mellan brädorna, vilket kan påverka skjuvkapaciteten. Det är troligen en kombination av de olika faktorerna.

När stift slogs mellan luckorna, som i rapporten kallades förstärkta luckor, blev den uppmätta kapaciteten högre än för de vanliga luckorna. Skillnaden var ca 10 % för luckor med 3 stift och ca 30 % för luckor med 6 stift. Precis som för de vanliga luckorna ger den elastiska momentmodellen en kapacitet som ungefär motsvarar lasten där beteendet slutar vara linjärt. Att slå stift mellan alla luckor är ett relativt tidskrävande projekt och kräver utrustning som de flesta hantverkare inte har. Huruvida det är något som kommer användas i praktiken är svårt att säga.

Från testerna blir det tydligt att plywood har betydligt högre kapacitet än råspontluckor. För plywoodskivor fungerar den plastiska momentmodellen väldigt väl för 600 mm skivor där skillnaden mellan beräknad och uppmätt kapacitet endast var ett fåtal procent. Det är även troligt att modellen fungerar väl för 1200 mm men det kunde inte bekräftas då ramen gick till brott innan förbandet.

5.3 Momentmodellen för stabilisering av byggnader

För att få en uppfattning av vilka byggnader som kan stabiliseras genom att endast tillgodoräkna den stabiliserande effekten från momentmodellen räknades det stjälpande momentet ut för byggnader med w-takstol med 1:2 taklutning. Det visade att ingen av spännvidderna kunde stabiliseras med 3 stift per lucka enligt den elastiska modellen. De minsta byggnaderna kunde dock stabiliseras om 6 stift användes. Om istället den uppmätta kapaciteten från stora tester användes var kapaciteten tillräcklig för att stabilisera de mindre spännvidderna med 3 stift och nästan alla byggnader med 6 stift per lucka. Den uppmätta kapaciteten valdes som kapaciteten vid 80 mm deformation, detta är en ganska stor deformation. Vid större byggnader kan det vara för mycket, men i brottgränstillståndet är relativt stora deformationer tillåtet. Att använda medelvärden vid dimensionering är inte tillåtet men eftersom inga luckor är beroende av varandra är systemet helt parallellt och därmed behövs inte lika stora säkerhetsmarginaler.

När det stabiliserade momentet beräknas med dimensionerande värden är 600 mm plywood tillräckligt för att stabilisera de mindre byggnaderna medan 1200 mm plywood kan stabilisera alla byggnaderna. Om de uppmätta kapaciteterna på spikförbandet istället används blir kapaciteten betydligt högre och alla byggnaderna kan stabiliseras med endast plywood. Ett alternativ för att öka kapaciteten ytterligare är att fästa varje skiva med fler spikar vilket skulle generera större kapacitet.

En stor del av momenten uppkommer på grund av stagning av tryckt överram. Lasten som uppstår beror på normalkraften i överramen. För att få fram den gjordes en FEM-analys som kan ha stora felmarginaler, bland annat på grund av att geometrin troligen inte är helt korrekt. För att vara säker på att lasten är korrekt behöver en mer detaljerad analys av takstolens normalkrafter genomföras.

Även om det inte gick att visa att råspontsluckor hade tillräcklig kapacitet för att stabilisera exempelbyggnaderna påvisades det att det finns en kapacitet som till stor del beror på stiften. I dessa försök fanns endast tillgång till råspontsluckor med 70 mm brädor vilka inte dubbelspikas. Om exempelvis 95 mm brädor används ska dessa dubbelspikas vilket i tidigare studier visats bidra till högre kapacitet.

Till varierande grad kan byggnadens horisontalkapacitet tillgodoräknas av stiftningens kapacitet. Erfarenhetsmässigt vet man dock att byggnader kan stabiliseras med endast råspontsbrädor som inte är stiftade, vilket innebär att det troligen finns andra fenomen som verkar för att stabilisera byggnaderna. Om ovanvåningen är inredd bidrar troligen gipset på takstolens insida i hög grad till stabilitet. Det kan också vara så att takpappen som spikas fast på råsponten till viss grad bidrar till horisontalstabiliseringen.

6 Slutsatser och förslag till vidare studier

- Resultaten visar att skjuvkapaciteten är direkt proportionerlig till antalet stift som används i skjuvplanet.
- Varje stift bidrar med 0,94 kN skjuvkapacitet.
- Att sätta stiften snett ger ingen tydlig ökning av kapaciteten och provkropparna tenderade att falla sönder av normalt hanterande.
- Momentmodellen fungerar bra för att uppskatta råspontsluckors elastiska kapacitet men det finns mer kapacitet när stiften plasticeras.
- Momentmodellen fungerar väldigt bra att beräkna 600 mm plywoodskivors kapacitet, troligen fungerar den också för 1200 mm plywoodskivor.
- Råspontsluckor med standard antal stift (3 st) är inte tillräckligt för att stabilisera någon av byggnaderna i fallstudien om momentmodellen används.
- Den uppmätta kapaciteten från testen i stor skala visar på att kapaciteten är tillräcklig för att stabilisera mindre byggnader.

Förslag till vidare studier

- För att få en bättre uppfattning av brottlast, men framför allt styvhet kan testen utföras med enkelt skjuvplan.
- Testa hur takpapp bidrar till stabiliseringen. Det är känt att tapet på innerväggar bidrar till skjuvkapacitet, kan möjligen takpappen bidra på samma sätt?
- Hur påvekar det om insidan är klädd med gips? Om ovanvåningen är inredd kommer takstolarna troligen vara läktade och gipsade, hur påvekar det kapaciteten och hur fördelas lasten mellan råsponten och gipset?

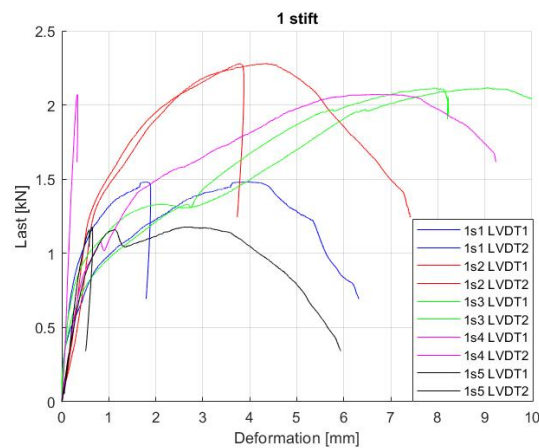
Litteratur

- Boverket (2022a). “Bostadsbyggandet ökar med 15 procent och 66 000 bostäder börjar byggas under året”. I: URL: <https://www.boverket.se/sv/om-boverket/publicerat-av-boverket/nyheter/bostadsbyggandet-okar-med-15-procent-och-66-000-bostader-borjar-byggas-under-aret/> [hmtad:2022-01-25].
- (2019). *Boverkets konstruktionsregler EKS 11*. Boverket. ISBN: 9789175636481. Karlskrona.
 - (2022b). “Om Klimatdeklaration”. I: URL: <https://www.boverket.se/sv/klimatdeklaration/om-klimatdeklaration/> [Hamtad:2022-01-25].
- Carling, Olle (1992). *Dimensjonering av takkonstruktioner*. Ab Svensk Byggtjänst. ISBN: 91-7332-608-9. Solna.
- Estlund, Jacob och Maxine Persson (2020). “Horisontalstabilisering av småhus- Råspont som stabiliserande system”. URL: [https://lup.lub.lu.se/student-papers/search/publication/9017555Hmtad\[2021-02-01](https://lup.lub.lu.se/student-papers/search/publication/9017555Hmtad[2021-02-01). Lund.
- Gustafsson, Andreas (2021). *Takstolshandboken*. Skogsindustrierna, Svenska Takstolsföreningen. ISBN: 978-91-985212-0-7.
- Hansson, Tore och Holger Gross (1991). *Träbyggnadshandbok-Tak*. Träinformation och Träteck. ISBN: 91-85576-18-2. Stockholm.
- Isaksson, Tord, Annika Mårtensson och Sven Thelandersson (2017). *Byggekonstruktion*. Studentlitteratur. ISBN: 978-91-44-11836-9. Lund.
- Prion, Helmut och Frank Lam (2003). *Timber Engineering*. 1. utg. Chichester England: John Wiley Sons. Kap. 20, s. 388–389.
- Senco (n.a). “2,9 mm ringad stavspik VFZ Sencote”. I: URL: [https://www.senco.se/sv/produkter/infaestning/spik/stavspik/p/GE57ASBKrf\[hmtad20220414](https://www.senco.se/sv/produkter/infaestning/spik/stavspik/p/GE57ASBKrf[hmtad20220414)].
- SIS (2010). “Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk. SS-EN-1990”. I: Stockholm.
- (2005). “Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-4: Allmänna laster - Vindlast. SS-EN-1991-1-4”. I: Stockholm.
 - (2004a). “Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner - Del 1-1: Allmänt - Gemensamma regler och regler för byggnader. SS-EN-1995-1-1”. I: Stockholm.
 - (2004b). “Träkonstruktioner - Provningsmetoder - Bestämning av mekaniska egenskaper hos träbaserade skivor. SS-EN 789:2004”. I: Stockholm.
 - (2011). “Träkonstruktioner - Styrka och styvhet hos skivbeklädda träregelement - Provning. SS-EN 594:2011”. I: Stockholm.
- Träguiden (2020). “Stabiliserande system”. I: URL: <https://www.traguiden.se/konstruktion/konstruktiv-utformning/stomme/stomme/stabiliserande-system/?previousState=10000>.
- Wood, Metsä (2008). “Takmanual”. I: URL: [https://www.metsawood.com/global/tools/materialarchive/materialarchive/metsawood-takmanual-svenska.pdf\[hmtad2022-01-28](https://www.metsawood.com/global/tools/materialarchive/materialarchive/metsawood-takmanual-svenska.pdf[hmtad2022-01-28)].

Appendix

Beräkning av styvhet

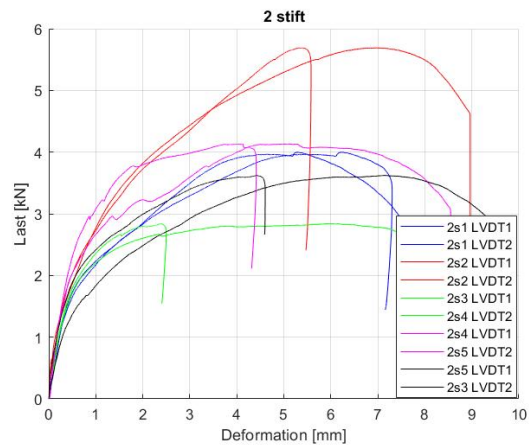
Då det för varje provkropp mäts två deformationer men bara en last, beräknas styvheten på följande sätt: Först beräknas två styvheter för respektive provkropp med ekvation 3.1, dessa redovisas som R1 och R2. De två styvheterna medelvärdesbildas $((R1+R2)/2)$ för varje provkropp och divideras därefter med två för att ta hänsyn till de dubbla skjuvplanen. Av dessa medelvärden (5 st i tabell 1) tas medelvärde och standardavvikelse fram.



Figur 1: Försök i liten skala. Ett stift per skjuvplan

Tabell 1: Försök i liten skala. Ett stift per skjuvplan

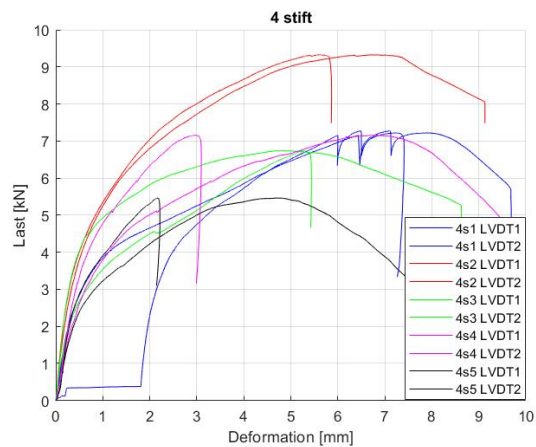
nr.	[kN]	Styvhet [kN/mm]		
	Brottlast	R1	R2	$(R1+R2)/4$
1	1,65	2,95	1,28	1,06
2	2,44	2,40	1,97	1,09
3	2,29	1,71	0,85	0,64
4	2,26	7,89	1,66	2,39
5	1,35	2,36	2,19	1,14
μ	2,00			1,26
σ	0,47			0,59



Figur 2: Försök i liten skala. Två stift per skjuvplan

Tabell 2: Försök i liten skala. Två stift per skjuvplan

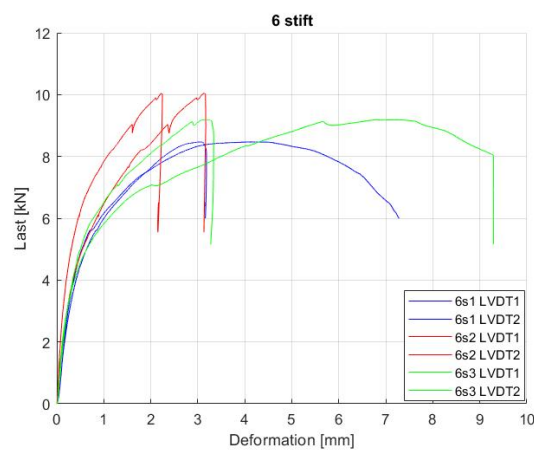
	[kN]	Styvhet [kN/mm]		
nr.	Brottlast	R1	R2	(R1+R2)/4
1	4,17	3,19	3,03	1,56
2	5,59	2,70	2,69	1,35
3	3,04	4,44	4,22	2,17
4	4,31	4,98	4,37	2,34
5	3,81	3,80	2,12	1,48
μ	2,00			1,78
σ	0,47			0,40



Figur 3: Försök i liten skala. Fyra stift per skjuvplan

Tabell 3: Försök i liten skala. Fyra stift per skjuvplan

nr.	[kN]	Styvhet [kN/mm]		
	Brottlast	R1	R2	(R1+R2)/4
1	7,45	4,80	4,80	2,40
2	9,51	7,63	6,72	3,59
3	6,96	10,83	4,31	3,78
4	7,38	7,15	4,44	2,90
5	5,64	7,73	5,03	3,19
μ	7,38			3,34
σ	1,39			0,49



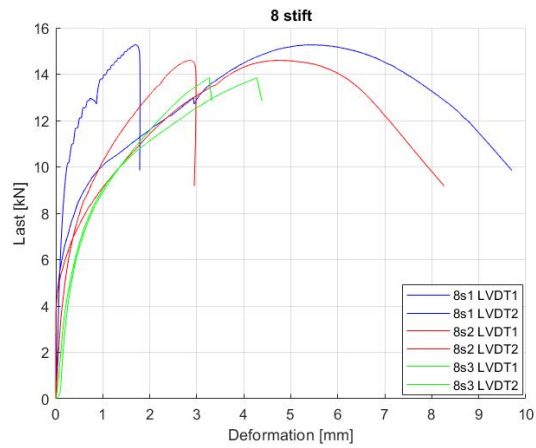
Figur 4: Försök i liten skala. Sex stift per skjuvplan

Tabell 4: Försök i liten skala. Sex stift per skjuvplan

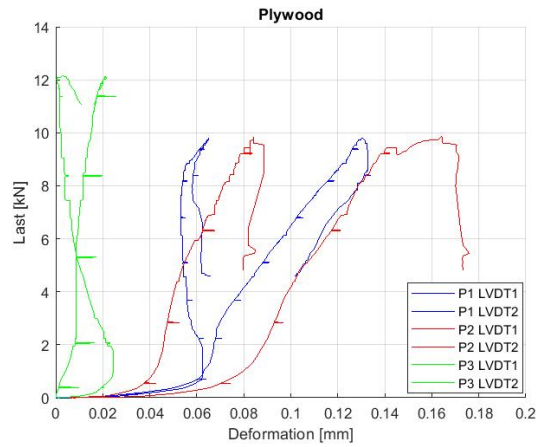
nr.	[kN]	Styvhet [kN/mm]		
	Brottlast	R1	R2	(R1+R2)/4
1	8,66	35,11	14,43	12,39
2	10,24	17,95	10,03	7,00
3	9,38	10,99	10,75	5,44
μ	9,42			8,27
σ	0,79			2,98

Tabell 5: Försök i liten skala. Åtta stift per skjuvplan

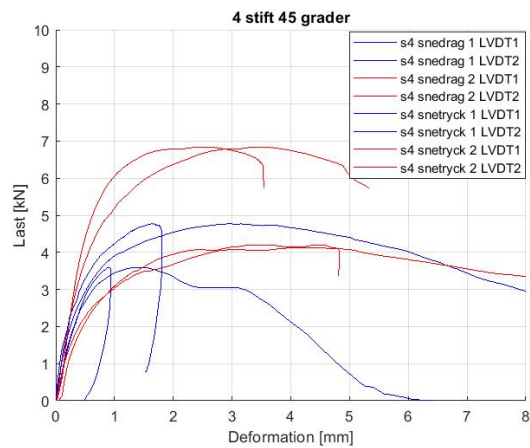
nr.	[kN]	Styvhet [kN/mm]		
	Brottlast	R1	R2	(R1+R2)/4
1	15,47	51,58	38,05	22,41
2	14,78	24,92	19,98	11,23
3	14,05	14,86	16,34	7,80
μ	14,77			13,81
σ	0,71			6,23



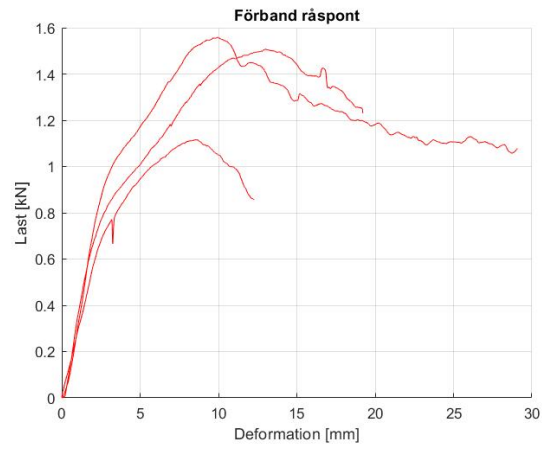
Figur 5: Försök i liten skala. Åtta stift per skjuvplan



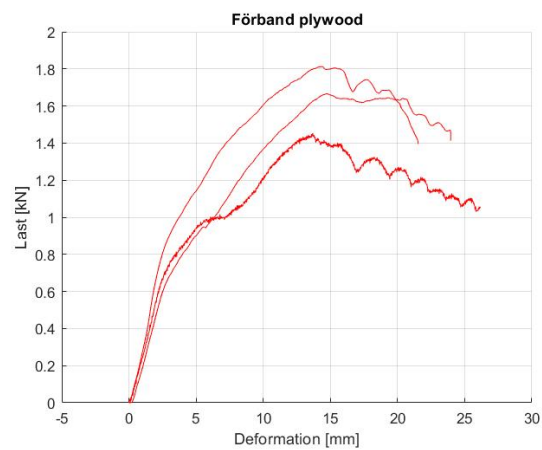
Figur 6: Försök i liten skala. Tester på plywoodskivor



Figur 7: Försök i liten skala med sneda stift mellan brädorna



Figur 8: Kraft- deformationsdiagram för spikförband mellan regel och råspons med 2,9x75 mm spik



Figur 9: Kraft- deformationsdiagram för spikförband mellan regel och plywood med 2,9x75 mm spik