

Analys av sprickrisker i murverk

Fredrik Carlsson och Johan Jönsson

Institutionen för Bygg- och miljöteknik
Avdelningen för Konstruktionsteknik
Tekniska Högskolan i Lund
Box 118
221 00 LUND

School of Civil Engineering
Department of Structural Engineering
Lund Institute of Technology
Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Analys av sprickrisker i murverk

Analysis of cracking in masonry

av
Fredrik Carlsson och Johan Jönsson
1999

Abstract The effects of four parameters on the cracking of a single leaf masonry facade were studied. The four parameters were, the properties between the masonry and the ground, the ratio between length and width, different values of Youngs modulus and the presence of windows and doors. The analysis was carried out in the FE-program Ansys. The present work also includes an experimental study of the shear behaviour of the interface layer between masonry wallets and concrete foundation.
(Swedish)

Rapport TVBK-5096
ISSN 0349-4969
ISRN:LUTVDG/TVBK-99/5096+58p

Examensarbete
Handledare: Miklos Molnar
Januari 1999

Förord

Examensarbetet har genomförts på Lunds Tekniska Högskola, Avdelningen för Konstruktionsteknik. Arbetet påbörjades Hösten-98 och slutfördes februari-99. Avsikten med rapporten är att analysera vilka parametrar som påverkar sprickrisken i en murad fasad.

Vi tackar handledaren Miklos Molnar , Dan Pettersson, Per-Olof Rosenquist och sist men inte minst Sven Thelandersson för att vi fick göra arbetet på avdelningen.

Omfattningen av arbetet är 20 poäng.

Lund den 30 januari 1999



Fredrik Carlsson



Johan Jönsson

Innehållsförteckning

Sammanfattning

Kapitel 1 Inledning.	1-2
1.1 Bakgrund	1
1.2 Avgränsningar	1
1.3 Syfte	2
1.4 Metod	2
1.5 Disposition	2
Kapitel 2 Beskrivning av försöken.	3-5
2.1 Målet med försök.	3
2.2 Teori om friktion.	3
2.3 Bestämning av styvheten K och friktionskoefficienten μ .	4
Kapitel 3 Provutrustning.	6-12
3.1 Inledning.	6
3.2 Gjutning av betongplattor och betongbalkar.	6
3.3 Murning av provkroppar.	8
3.4 Tillverkning av provtryckningsenheten (PT-Enheten TM).	8
3.5 Inställning av PT-Enheten TM .	9
3.6 Fördelar med vår utrustning.	10
3.7 Mätningar av förskjutningar.	11
3.8 Försöksprogram.	12
Kapitel 4 Resultat.	13-15
4.1 Erfarenheter av försöken.	13
4.2 Slutsatser.	14
Kapitel 5 FE-modellering av provkroppen.	16-20
5.1 Inledning.	16
5.2 Geometrimodell.	16
5.3 Materialmodell.	16
5.4 Beskrivning av de för modellen valda finita elementen.	16
5.5 Elementindelning.	19
5.6 Laster och randvillkor.	19
5.7 Numerisk metod.	20
5.8 Beräkningsresultat.	20

Kapitel 6 Parameterstudie av sprickrisken i en murad fasad.	21-28
6.1 Inledning.	21
6.2 Geometri .	21
6.3 Materialmodell.	22
6.4 Elementindelning.	23
6.5 Laster och randvillkor.	24
6.6 Resultat av parameterstudien.	24

Kapitel 7 Slutsatser	29
-----------------------------	-----------

Referenser

Ritning på PT-enheten.	bilaga 1a-f
Sammanställning av skjuvspänningar i kontaktzonen.	bilaga 2a-c
Sammanställning av P/N.	bilaga 3a-c
Beräknad spänningsfördelning i x-led, $E=5000$ MPa.	bilaga 4a-f
Beräkningsresultat från FEM-analys	bilaga 5a-b

Sammanfattning

Rapporten innehåller en studie över hur olika parametrar påverkar sprickrisken i en halvstens obelastad murad fasad.

De två övergripande målen med examensarbetet är: Ett, att genom experiment bestämma friktionskoefficienten och styvheten i gränzonen mellan grund och mur. Två, att genomföra en parameterstudie för att bedöma hur olika egenskaper påverkar sprickbildning. De parametrar som vi valt att studera är längd/bredd förhållande, mängden öppningar i fasaden, murverkets E-modul och olika typer av material i gränsskiktet mellan grund och mur.

För att bestämma friktionskoefficienten och styvheten vid grunden tillverkades en provningsanordning. Vidare murades tio stycken provkroppar med olika gränsskikt, fyra med enbart bruk, tre med plåt och tre med papp. Provkroppen trycktes först åt ena hållet och sedan åt andra, samtidigt mättes pådrivande kraft samt deformation i horisontell och vertikal riktning. Slutsatserna av den experimentella delen är att bruket har störst styvhet och pappen minst. Friktionskoefficienterna på de olika materialen ligger mellan 0,55-0,9 för papp och plåt, medan bruket ligger på ungefär 1,15. Om man studerar försöksresultaten finner man att spännings-deformationskurvan för papp har en mjuk övergång då provkroppen börjar att röra sig. Detta är positivt ty det innebär att det inte lagras några större spänningar innan glidning inträffar. Däremot visar det sig att med bruk lagras det upp stora spänningar före glidning, vilket kan leda till genomgående sprickor.

Parameterstudien genomförde vi genom att variera ovan nämnda egenskaper på tolv olika typfasader, vilket ger 144 stycken olika väggtyper. Dessa analyserades i finita elementprogrammet "Ansys".

Sammanfattningsvis, om man vill minska uppkomsten av tvångsspänningar i fasaden vilket kan leda till sprickor, skall man i gränzonen välja ett material som har en låg friktionskoefficient och liten initiell vidhäftning samt att välja material i fasaden som ger en låg E-modul.

Vid val av ett svagt murbruk och papp som glidskikt kan man utan problem göra väggar utan öppningar 24m långa utan dilatationsfog.

Då man gör fasader med öppningar omlagras spänningarna från att vara störst i mittnittet till vara störst över öppningarna på första plan. Detta innebär att dilatationsfog i mittnittet inte minskar sprickrisken här och detta oberoende av glidskikt och materialval i fasaden. Dock måste man beakta sprickrisken ovan öppningarna.

Kapitel 1 Inledning.

1.1 Bakgrund

På många av de murade fasadväggarna finns mer eller mindre vackra dilatationsfogar som delar in framför allt långa fasader i mindre bitar. Dilatationsfogens syfte är att ta upp rörelserna som sker i väggarna pga. temperaturrörelser. Detta leder till att det löpande murförbanden avbryts och utseendet på fasaden minskar i "skönhet". Avstånden mellan dilatationsfogarna är enligt gammal sed ca. 15m. Detta mått används oavsett om det är en massiv vägg eller vägg med öppningar, vilket torde vara ett tämligen föråldrat sätt att resonera.

Det finns inte mycket forskning att tillgå i Sverige då det gäller hur spänningsbilden varierar i murade fasadväggar. Det finns dock FEM-analyser från Holland [13] där ovan nämnda är redovisat på en del typväggar. Den stora skillnaden mot vårt arbete är de har fört i en horisontell kraft i ovankant vägg och studerat spänningsbilden, medan vi har lagt på en temperatur last som får väggen att krympa eller utvidga sig beroende på om det är minus eller plusgrader. Detta torde vara närmare sanningen då det gäller att utreda var risken för sprickbildning är störst.

1.2 Avgränsningar

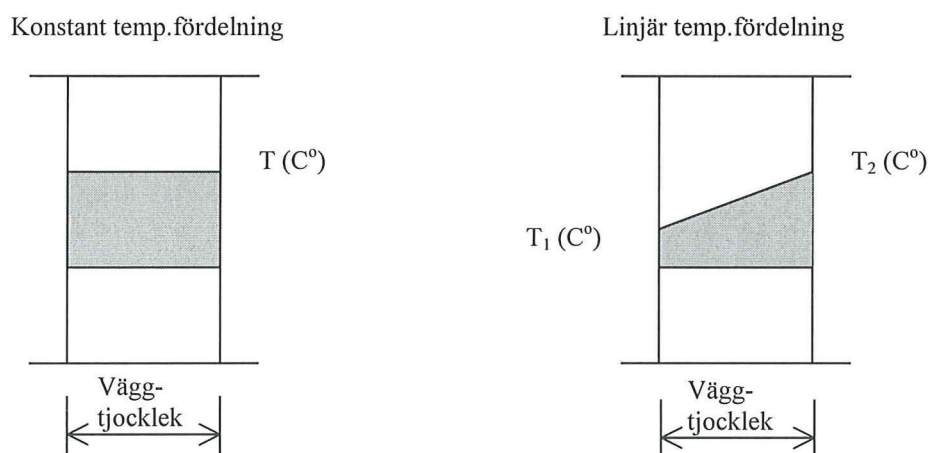


Fig 1.1 Temperaturfördelning över väggen.

Eftersom vi gör en analys i två dimensioner använder vi oss av en temperaturfördelning som är konstant över vägg tjockleken. Det vore dock mer riktigt att göra analysen i tre dimensioner och använda sig av linjär temperaturfördelningen enligt ovan figur. Men då detta förlänger beräkningstiden avsevärt nöjer vi oss att göra beräkningarna i två dimensioner.

I samråd med sakkunniga på avdelningen för Byggnadsmateriallära och Byggnadsfysik skulle en temperaturökning på 30C° resp. en temperatursänkning 30C° vara representativt för vår del.

Vad gäller grunden som väggen står på betraktar vi den som oeftergivlig, på så sätt bortser man från betongens och markens benägenhet att deformeras. Detta leder till att inga spänningar pga sättningar samverkar eller motverkar spänningarna av temperaturlasten.

Vi tar ej hänsyn till samverkan till övriga väggar som är vinkelräta med den betraktade väggen.

1.3 Syfte

Syftet med detta arbete var att undersöka om det är möjligt att öka avståndet mellan dilationsfogarna. Är det möjligt att utesluta dilatationsfogen i väggar med öppningar?

Avståndet mellan dilatationsfogarna är beroende av utformningen av glidskiktet mellan grund och vägg. Vilken utformning lämpar sig bäst för att minska spänningarna i väggen?

Vilken betydelse har öppningarna för spänningsbilden?

Hur kommer våningshöjden att inverka på eventuell sprickbildning?

1.4 Metod

Arbetet inleddes med att tillverka provutrustningen för våra skjuvförsök, vilket innebar att vi gjöt plattor, murade provkropparna och svetsade ihop provutrustningen. Därefter skjuvade vi sönder provkropparna och fick som resultat hur skjuvspänningen varierar med förflyttningen. Nästa fas var att genomföra beräkningarna på datorn. För att kunna använda FEM-programmet deltog vi i en grundläggande kurs och gjorde noggranna litteraturstudier ur manualen till Ansys.

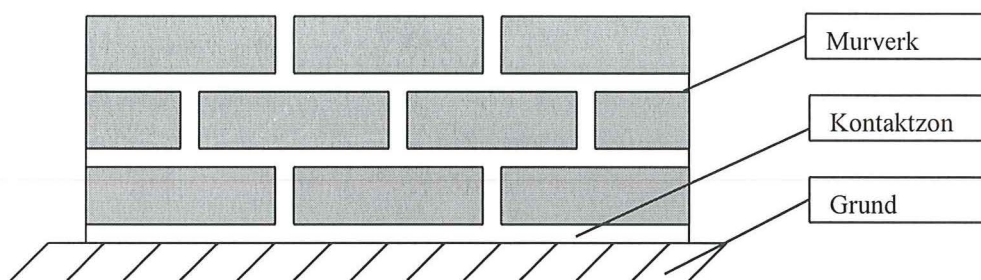
1.5 Disposition

Rapporten är indelad i tre större delar, där kapitel 2,3 och 4 huvudsakligen handlar om hur försöken har genomförts och vilken försöksutrustning som använts. Kapitel 5 behandlar FE-modelleringen av provkroppen. Kapitel 6, redovisar en parameterstudie av olika väggtyper i FEM-programmet Ansys

Kapitel 2 Beskrivning av försök.

2.1 Målet med försöken.

För att kunna göra en datorsimulering av en fasadvägg som krymper och sväller pga temperaturvariationer, måste relevant data på E-modul och längdutvidgningkoefficient för murverket användas. Likaså krävs värden på friktionskoefficient och styvhet för den understa fogen, den så kallade kontaktzonen, se figur 2.1. Vad gäller murverket är det inga problem att hitta information, men information saknas om egenskaperna i kontaktzonen.



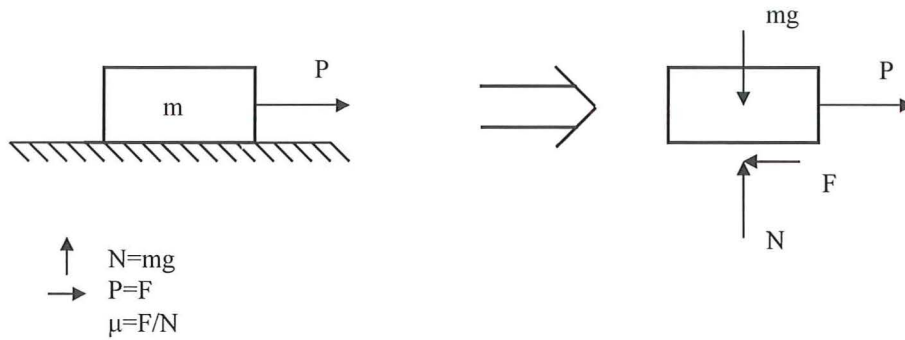
Figur 2.1 Definitioner

2.2 Teori om friktion.

Begreppet friktion innebär att det bildas en tangentiell kraft i gränsområdet mellan ytor som är i rörelse eller tenderar att sättas i rörelse. Den glidande rörelse som sker under inverkan av friktion innebär alltid en energiförlust. Energiförlusten innebär att värme utvecklas, så kallad friktionsvärme.

Det finns tre olika typer av friktion: torrfraktion, fluidfriktion och inre friktion, (ref. [11]). Torrfraktion uppträder då en kropp glider mot en annan. Fluidfriktion sker i gränsszonen mellan två fluider som rör sig med olika hastighet. Inre friktion uppträder i solida material som utsätts för en belastning. Detta fenomen styrs av materialets sk. friktionsvinkel.

I examensarbetet skall bland annat studeras de egenskaper som uppträder i gränsszonen mellan tegelvägg och grund. I teknisk litteratur används begreppen statisk friktion och kinetisk friktion. Statisk friktion definieras som kvoten mellan pådrivande kraft och vertikal kraft precis innan kroppen sätts i rörelse. Kinetisk friktion uppträder då kroppen är i rörelse och definieras som kvoten mellan pådrivande kraft och vertikal kraft, figur 2.2.



Figur 2.2 Beskrivning av friktionskoefficienten.

2.3 Bestämning av styvheten K och friktionskoefficienten μ

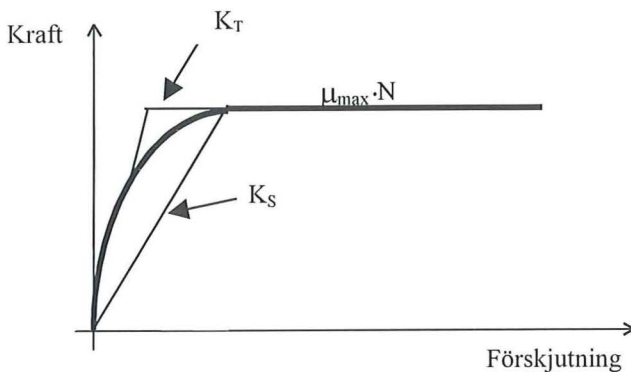
Ett typiskt kraft-förskjutnings samband för friktion visas i figur 2.3. Man kan använda olika sätt att approximera kraft-förskjutnings samband utgående från praktiska mätvärden, såsom anpassad kurva, styckvis linjär, bilinjär, linjär mm. Vi väljer att göra en bilinjär approximation dvs en ökande del och en del där kraften är konstant ($\mu \cdot N$). Följande beteckningar används.

- K_T = Styvheten i x-riktningen, som tangentmodul (MN/m)
- K_S = Styvheten i x-riktningen, som sekantmodul (MN/m)
- K_M = Styvheten i x-riktningen, medelvärde mellan K_T och K_S (MN/m)
- μ = Friktionskoefficienten
- N = Normalkraft (MN)

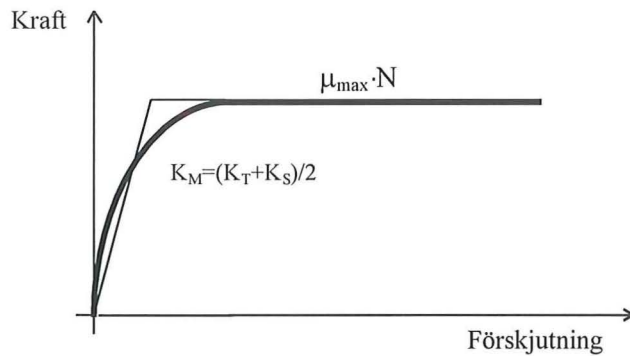
Styvheten för den ökande delen av kurvan har vi valt att definiera på följande alternativa sätt. 1) Följa tangenten i en nära omgivning av $u_x=0$ (K_T), 2) en rät linje mellan origo och brytpunkten där kraften övergår till att bli konstant (K_S), 3) medelvärde av de två nämnda definitionerna (K_M).

Tangentmodulen är svår att bestämma entydigt. Här har vi valt att bestämma K_T på basis av lutningen av en rät linje från origo till den punkt på kurvan som svarar mot 70% av $\mu_{\max} N$. I FEM-beräkningarna har vi valt att använda K_T som styvhetsmodul för glidskiktet.

Sekantmodulen är lätt att definiera eftersom att det finns en tydlig brytpunkt mellan den ökande och konstanta delen. För plåt och papp är förhållandet det motsatta, detta innebär att bestämningen av K_S är subjektiv.



Figur 2.3 Tangentmodul och sekantmodul för glidskikt av plåt och papp.

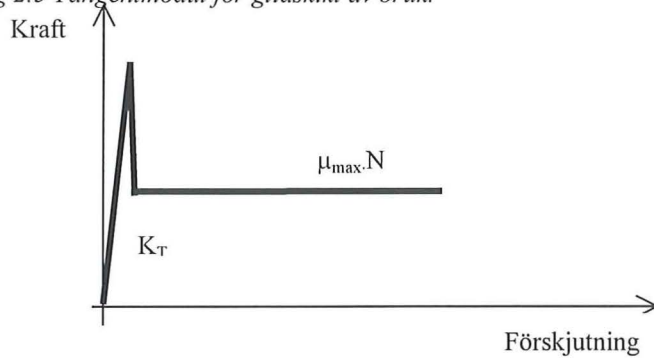


Figur 2.4 "Medelvärdesmodul"

Valet av vilken styvhet som ska väljas beror på om man vill ligga på "säkra sidan", eller inte vad gäller uppkomsten av sprickor. Om man använder sig av K_T blir tvångskrafterna större än verkliga spänningar, beroende på att K_T är en styvare approximation än den verkliga kurvan. Då man istället använder K_S blir konstruktionen vekare vilket medför att beräknade spänningar blir mindre än verkliga.

Utseendet på kraft-förskjutningssambandet beror på utformningen av kontaktzonen. Vissa har en svårdefinierad (mjuk) övergång mellan ökande och konstant del, detta ger ett segt brott där sprickan tillväxer långsamt, se fig. 2.3. Eftersom inte så stora krafter frigörs vid brottet blir inte sprickan så stor som vid ett sprött brott. Det spröda brottet kännetecknas av en väldefinierad proportionalitetsgräns där stora krafter frigörs momentant med stora sprickor som följd se fig 2.5.

Fig 2.5 Tangentmodul för glidskikt av bruk.



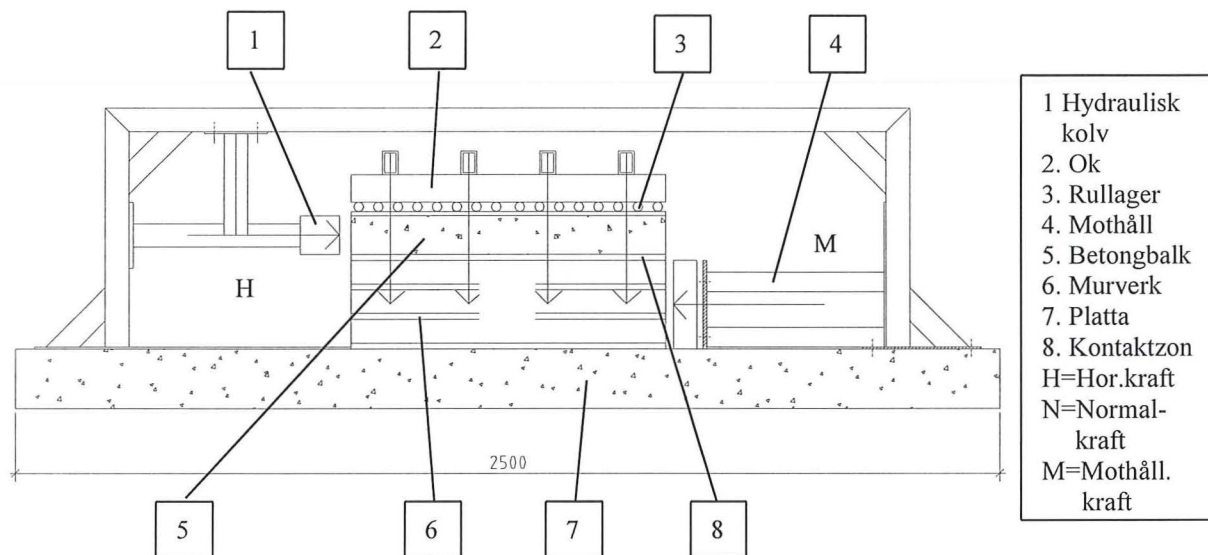
Kapitel 3 Provutrustning.

3.1 Inledning.

För att kunna genomföra försöken måste en hel del utrustning tillverkas, speciellt för detta examensarbete. En betongplatta fungerar som fundament för provkropparna (små murade tegelväggar) och för att kunna fästa in provtryckningsenheten (PT-enheten). Belastningen förs in på betongbalken som simulerar grunden istället för murverket pga risken för lokala krosskador.

På varje provkropp görs två försök vilket innebär att betongbalken trycks först åt ena hållet, varefter den hydrauliska kolven vänds så att belastningen sker åt motsatt håll.

För att simulera egentygnd finns fyra M16 helgängade stänger på varje sida om provkroppen som spänns med ringnyckel. På varje stång monteras en lastcell som registrerar kraften då man spänner bultarna.

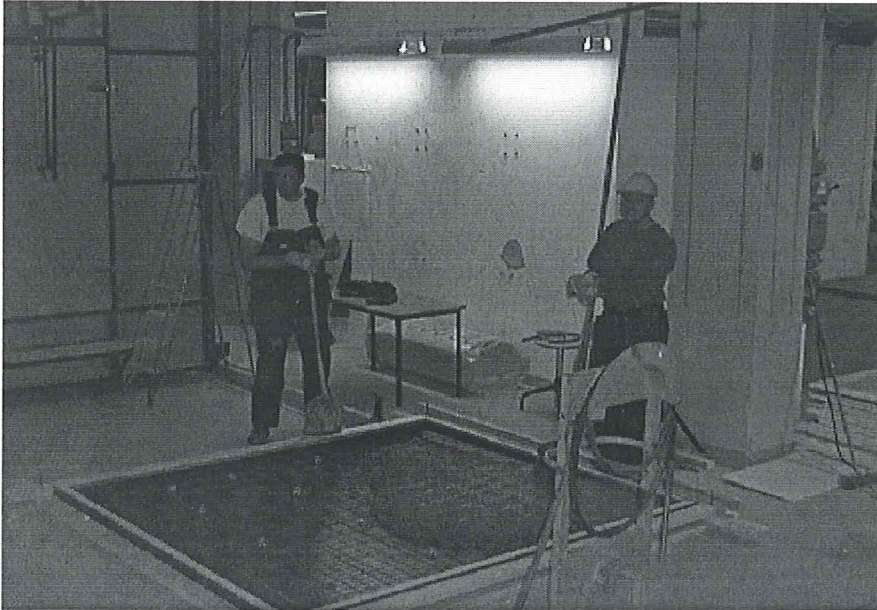


Figur 3.1 Bild på provtryckningsenheten (PT-enheten).

3.2 Gjutning av betongplattor och betongbalkar.

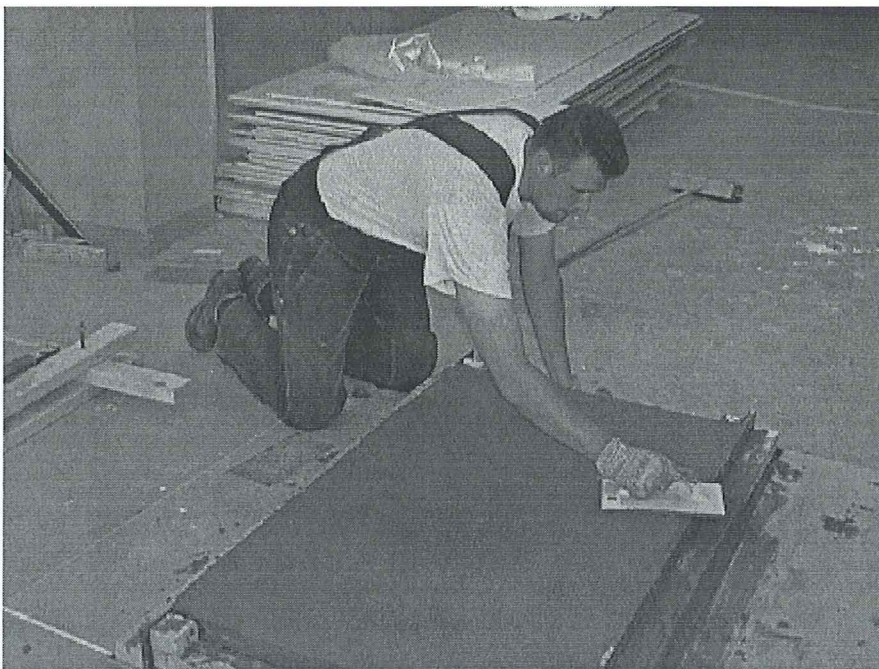
För att genomföra provtryckningarna med normalkrafter som motsvarar egentygnden av en till tre våningshöjder av halvstens tegelmurar (upp till ca 1,8 ton/m) var vi tvungna att ha ett rejält mothåll. Detta arrangerades genom att gjuta två betongplattor på vilka vi med hjälp av expanderbultar fixerade PT-enheten vid våra provkroppar. Plattorna som gjöts hade dimensionen 2,5x2,2x0,15 m och vi använde oss av en betong med 16 mm:s stenstorlek, halvflyt samt betongkvalitet K30.

Eftersom att det är svårt att uppskatta var i plattan dragspänningar kommer att uppträda när man trycker provkropparna, tog vi beslutet att armera plattan med armeringsnät både i ovan- och underkant.



Figur 3.2 Gjutning av betongplattor.

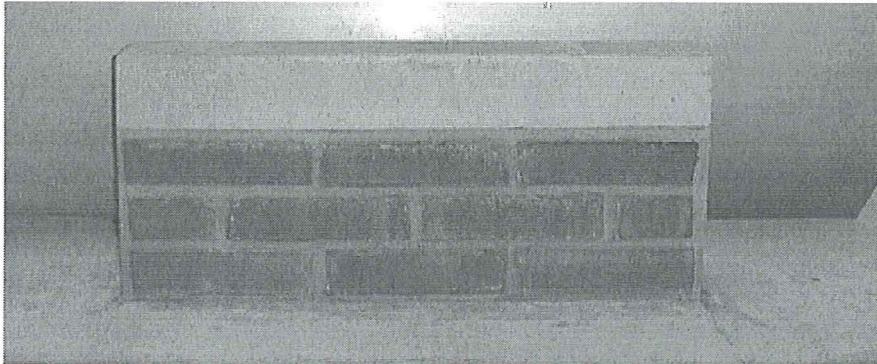
Vår första tanke var att anbringa tryckkolven på det understa tegelskiftet. Detta skulle innebära att man tryckte direkt på teglet. Efter att ha funderat igenom detta fann vi i samråd med vår handledare att detta inte var särskilt lämpligt, eftersom det finns en risk att teglet skulle krossas där tryckkolven träffar provkroppen. Tanken föddes att vända upp och ned på det hela så, att man anbringade tryckkolven på en betongbalk som fick simulera grundplatta. Betongen har högre tryckhållfasthet än teglet. Tio stycken betongbalkar med dimensionen 100x120x800 tillverkades. Betongen var av samma kvalitet som plattan.



Figur 3.3 Tillverkning av betongbalkar.

3.3 Murning av provkroppar.

Uppmurning av provkropparna gjordes med en röd massiv sten som kom från Haga med dimensionen 240x120x60. Tegelväggens storlek är tre stenar långt och tre skift högt. Som fjärde skift läggs betongbalken. Bruket som användes för murningen är ett B-bruk.



Figur 3.4 Bild av provkropp.

3.4 Tillverkning av provtryckningsenheten (PT-Enheten TM).

En ram ihop av VKR 120x60x4 med uppstyvade hörn svetsades ihop. Två plåtar (Pl. 400x300x5) vilka fungerar som infästningsplåt mot betongplattan svetsades till ramen. Stödet mot tegelväggen gjordes av VKR 100x40x4 och av två olika sorters plattjärn (120x10, 120x5). För att kunna belasta provkroppen med en normalkraft byggdes ett sk. ok (för att få en jämnt utbredd belastning), innehållande U-180 och VKR 60x40x5, vilket placerades överst på provkroppen. Eftersom vi inte vill ha någon friktion mellan oket och provkroppen, tillverkades ett rullager bestående av 23 mm:s rundstav och plattjärn 15x5. Detta lades på ett plattjärn 120x10 för att åstadkomma en jämn yta mot provkroppen. För att kunna spänna ner oket mot provkroppen användes helgängade stänger M16, de fästes till en horisontellt liggande VKR-profil.



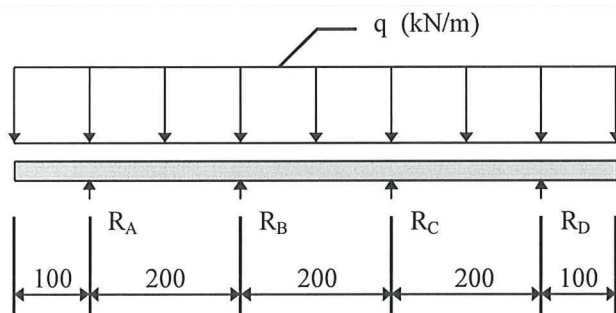
Figur 3.5 Svetsning av provtryckningsenheten.

3.5 Inställning av PT-Enheten TM

För att försöket skulle bli verklighetstroget var vi tvungna att åstadkomma en tryckspänning mellan översta tegelskiftet i provkroppen och betongbalken. Denna spänning skulle motsvara den tyngd som finns i verkliga byggnader. Problemet är att det är relativt stora laster, vilket innebär att det inte är särskilt smidigt att belasta provkroppen med tyngder.

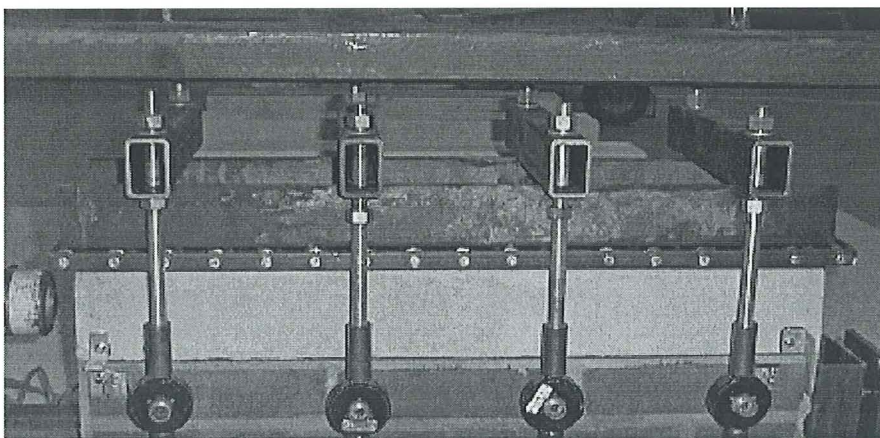
Lösningen blev att använda oss av fyra par helgängade stänger som med hjälp av muttrar spänns så att önskad normalkraft uppnås. Om man spänner oket direkt mot provkroppen får man en orealistisk spänningsfördelning eftersom provkroppen då belastas av fyra punktlaster. För att få en önskvärd lastfördelning, dvs att man har en jämn tryckspänning, används en grov U-balk som fördelar kraften från de påsvetsade oken, vilka de helgängade stängerna är fästa i. Då stagen till provanordningen spänns fungerar konstruktionen som en kontinuerlig balk upplagd på fyra stöd. De reaktionskrafter som beräknas blir de krafter som de helgängade stängerna skall spännas upp med

För att beräkna reaktionskrafterna använder vi oss av vinkeländringsmetoden. Med beteckningar enligt figur 3.6 fås reaktionerna R_A , R_B , R_C och R_D till $0,21q$, $0,19q$, $0,19q$ och $0,21q$, där q är uttryckt i kN/m



Figur 2.6 Beskrivning hur utbredd last fördelas till stagen.

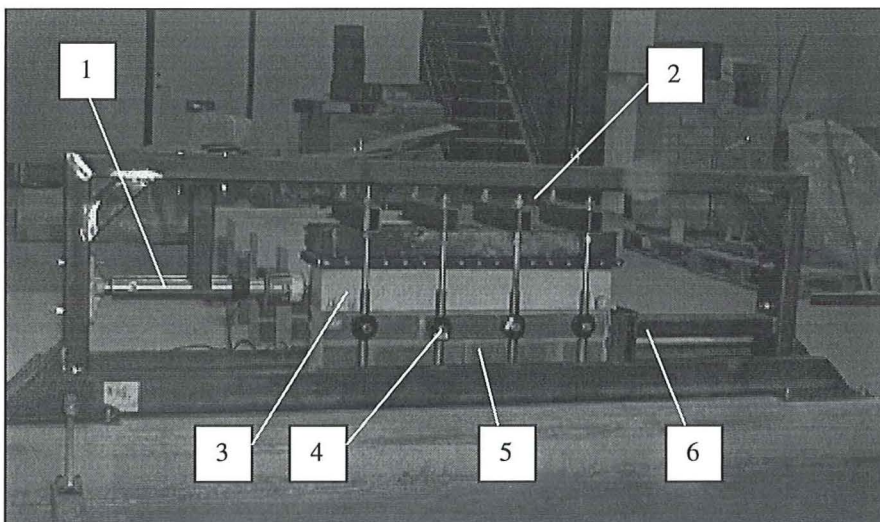
Enligt ovan finns det tre olika typer av provkroppar av vilka det finns minst tre identiska uppsättningar. Dessa belastas med en jämt utbredd last 6,2, 12,3 resp. 18,5 kN/m vilket motsvarar en, två resp. tre våningar a' 2,7m. Lasterna är framräknade under förutsättningarna att murverket är massivt, 0,12 m brett och har densiteten 1940 kg/m³.



Figur 3.7 Bild på stagen som för ner normalkraften på murverket.

3.6 Fördelar med vår utrustning.

- Vid provning tryckbelastas betongen istället för murverket, vilket är en fördel då betongen har högre tryckhållfasthet. På detta sätt undviks att teglet krossas.
- Det styva oket fördelar normalkraften så att en jämn last erhålls.
- Då man skall trycka tillbaka provkroppen behöver man bara flytta mothållet och hydraulkolven. Detta sparar tid och underlättar försöksverksamheten.
- Eftersom vi använder helgängade stänger som spänns och simulerar egentyngd, slipper man använda tyngder som normallast.
- Man behöver inget mothåll ty konstruktionen i sig själv tar upp horisontalkraften.
- Det välgjorda rullagret minimerar tvångskrafter då betongbalken trycks framåt.
- Horisontalkraften angriper nära skjuvytan vilket gör att momentet pga excentricitet blir litet.



- | |
|---|
| <p>1. Hydraulisk
kolv</p> <p>2. Ok</p> <p>3. Betongbalk</p> <p>4. Lastcell</p> <p>5. Tegelmur</p> <p>6. Mothåll</p> |
|---|

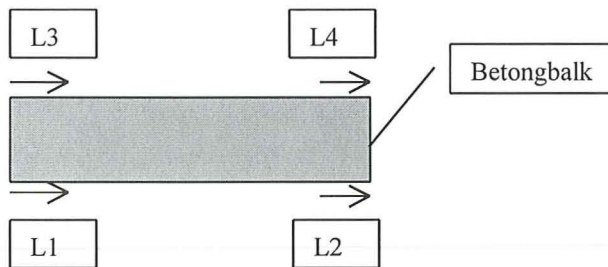
Figur 3.8 Bild på PT-enheten TM

3.7 Mätningar av förskjutningar.

För att bestämma friktionskoefficienten mäts den pådrivande kraften som funktion av deformationen i horisontalld. Kvoten mellan pådrivande kraft och normalkraft visar hur friktionen varierar.

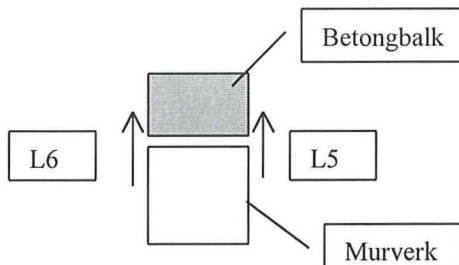
Förskjutningar mäts med lägesgivare typ GTX5000 som har ett mätområde på ± 5 mm. Vid den sida där kolven möter betongbalken placeras två lägesgivare som mäter eventuellt lyft av balken pga excentricitet mellan kolven och fogen mellan balken och teglet.

Deformationerna i längsled mäts i fyra punkter, två på varje sida av provkroppen, för att säkerställa att betongbalken inte vrids. Spridningen på mätvärdena var liten för de fyra horisontella lägesgivarna, varför förskjutning beskrivs som medelvärdet av de fyra mätvärdena.

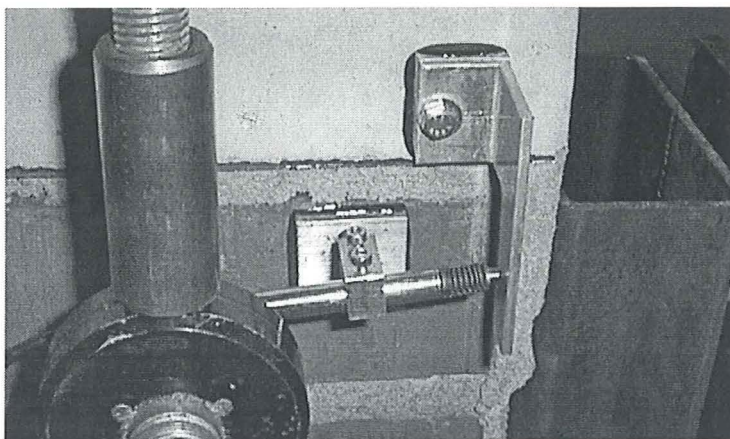


Figur 3.9 Placering av lägesgivarna. Provkroppen sedd uppifrån. L3 betyder lägesgivare 3.

Deformationerna i höjdlid mäts på den sida där den hydrauliska kolven sitter. Detta görs för att försäkra sig om att inte betongbalken lyfter när den utsätts för horisontell kraft.



Figur 3.10 Placering av lägesgivarna. Provkroppen sedd i dess längdriktning.



Figur 3.11 Lägesgivare typ GTX5000.

3.8 Försöksprogram.

Totalt användes tio provkroppar där tre olika utföranden av fogen mellan murverket och betongbalken används. Varje provkropp används till två försök, vilket innebär att betongbalken trycks framåt och sedan tillbaka. I de försök där endast bruk som underlag använts görs endast ett försök pga att sprickbilden gör det omöjligt att trycka tillbaka betongbalken.

Försöksprogram

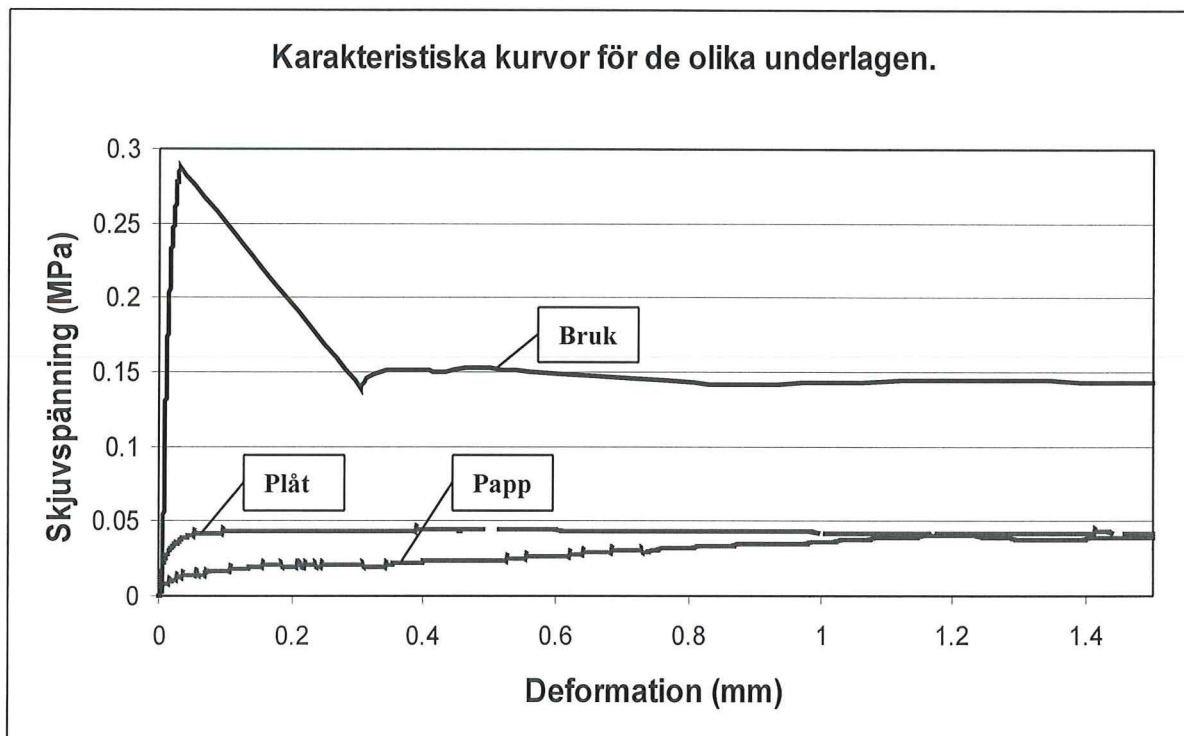
Försök	Material	Normalkraft (kN/m)	Första trycket	Andra trycket
1	Plåt	6.2	X	
2	Plåt	6.2		X
3	Plåt	12.5	X	
4	Plåt	12.5		X
5	Plåt	18.3	X	
6	Plåt	18.3		X
7	Papp	6.2	X	
8	Papp	6.2		X
9	Papp	12.5	X	
10	Papp	12.5		X
11	Papp	18.3	X	
12	Papp	18.3		X
13	Bruk	6.2	X	
14	Bruk	12.5	X	
15	Bruk	18.3	X	

Tabell 3.1 Försöksprogram

Kapitel 4 Resultat.

4.1 Erfarenheter av försöken.

Nedanstående diagram visar det principiella utseendet på hur skjuvspänningen varierar då olika material används som underlag. För fullständiga resultat över försöken se diagrammen i bilaga 2a-c och 3a-c.



Figur 4.1 Hur skjuvspänningen varierar med deformationen för de olika materialen.

Man ser tydligt att för att minska tvångskrafterna i kontaktzonen bör man ha någon typ av underlag såsom plåt eller papp. Att endast lägga en brukfog kan betraktas som ett starkt lim som ger ett sprött brott då spänningen överskrider kritiskt värde. Ett annat problem vid bruksfog är att registrera hur skjuvspänningen och förskjutningen varierar då brott uppstår eftersom det sker så snabbt.

Utseendet på kurvorna varierar mellan första och andra trycket beroende på att materialet har jämnats av, vilket gör att mothållande kraft minskar vid andra trycket.

Enligt en dansk rapport (ref.[9]) där liknande försök redovisas finns värden för styvhet och friktion för olika glidskikt. Tyvärr använder de sig mest av betongelement, Ytong och lättklinkerblock som både vägg och grund. Dock finns ett försök som liknar vår uppsättning med papp som underlag, där de har fått fram ett medelvärde på friktionskoefficient på ca. 0,60, jämfört med vårt på 0,58.

4.2 Slutsatser.

Slutsatserna nedan bygger på bilagorna 2a-c och 3a-c.

Plåt

- Skjuvhållfastheten är beroende av normalkraften.
- Friktionskoefficienten är oberoende av normalkraften, dvs friktionskraften är ungefär proportionell mot normalkraften.
- Den maximala skjuvhållfastheten är ca. 0,04 MPa.
- Tydligt framträdande proportionalitetsgräns.
- Det jämna utseendet på kurvorna beror på att plåten är slät.
- Den kinetiska friktionskoefficienten är konstant och går mot värdet 0,5.

Plåt som underlag.				
Spänning	K_T	K_S	K_M	μ_{kin}
(MPa)	(MN/m)	(MN/m)	(MN/m)	
0,05	300	39	170	0,67
0,10	232	59	146	0,53
0,15	346	29	188	0,54

Tabell 4.1 Styvhet och friktionskoefficient utläst ur bilaga 2a och 3a.

Papp

- Skjuvhållfastheten är beroende av normalkraften, dock ej så tydligt som plåten.
- Mycket diffus brytpunkt mellan den ökande och konstanta delen av kurvan, vilket gör att en proportionalitetsgräns är svår att bestämma. Detta beror på att papp är ett segt material.
- Det taggiga utseendet på kurvorna beror på pappens korniga ytstruktur och att den tenderar att vecka sig vid rörelse.
- Friktionskoefficienten ökar med minskande normalspänning.
- Den kinetiska friktionskoefficienten varierar mellan 0,35 och 0,8.

Papp som underlag.				
Spänning	K_T	K_S	K_M	μ_{kin}
(MPa)	(MN/m)	(MN/m)	(MN/m)	
0,05	37	7	22	0,74
0,10	27	10	19	0,64
0,15	30	7	19	0,37

Tabell 4.2 Styvhet och friktionskoefficient utläst ur bilaga 2b och 3b.

Bruk

- På den konstanta delen av kurvan ökar skjuvspänningen med ökad normalspänning.
- En mycket distinkt proportionalitetsgräns.
- Karakteristiskt för sk. spröda material är att det klarar av en mycket liten elastisk deformation innan brott uppstår. Efter brottet som sker momentant, skjuts betongbalken fram ca. 4-5 mm vilket tyder på att stora krafter frigörs. Efter brott sjunker skjuvspänningen till ca. 25-50% av maxlasten.
- Den kinetiska friktionskoefficienten är oberoende av normalspänningen och är ca. 1,1.

Bruk som underlag.				
Spänning	K_T	K_S	K_M	μ_{kin}/μ_{stat}
(MPa)	(MN/m)	(MN/m)	(MN/m)	
0,05	800	800	800	1,09/2,30
0,10	1522	1522	1522	1,13/3,55
0,15	1110	1110	1110	1,16/4,05

Tabell 4.3 Styvhet och friktionskoefficient utläst ur bilaga 2c och 3c.

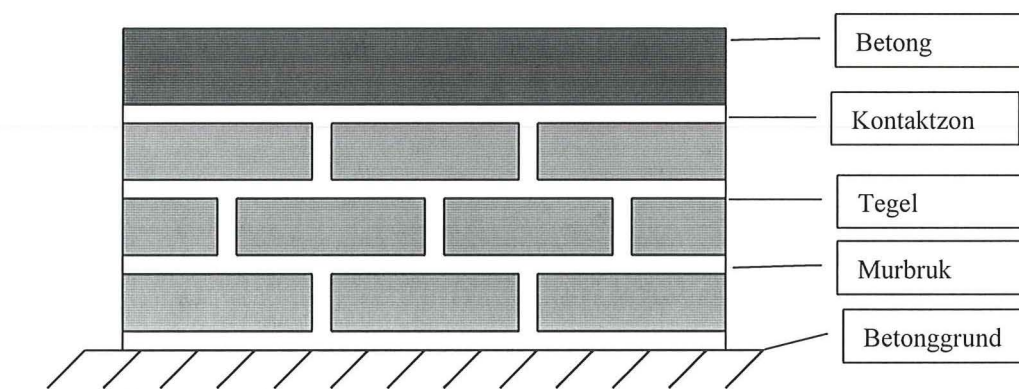
Vid bestämning av styvheterna K_T , K_S och K_M samt friktionskoefficienten μ (se tabell 4.1-4.3) använder vi värden från det första trycket. Dessa värden gäller för konstruktionen vid den första årstidsväxlingen.

Kapitel 5 FE-modellering av provkroppen.

5.1 Inledning.

I detta avsnitt beskrivs hur provkroppen modelleras i FEM-programmet Ansys. Anledningen till att vi modellerar provkroppen är att vi skall vara säkra på att de i Ansys valda elementen fungerar på ett önskvärt sätt. De beräkningar vi har gjort i Ansys har vi jämfört med likvärdiga beräkningar i CALFEM. Vi har också gjort de inställningar av friktionskoefficient och styvheten i x-riktningen på kontaktelementen enligt kapitel 4 så att de skall ha de egenskaper som vi fastställt med hjälp av försöken.

5.2 Geometrimodell.



Figur 5.1 Geometrisk skiss av provkroppen.

Provkroppen som vi bestämmer ovanstående egenskaper på har dimensionen 800x340x120 mm. Detta innebär att kontaktytan mellan betong och tegel är 800x120 mm.

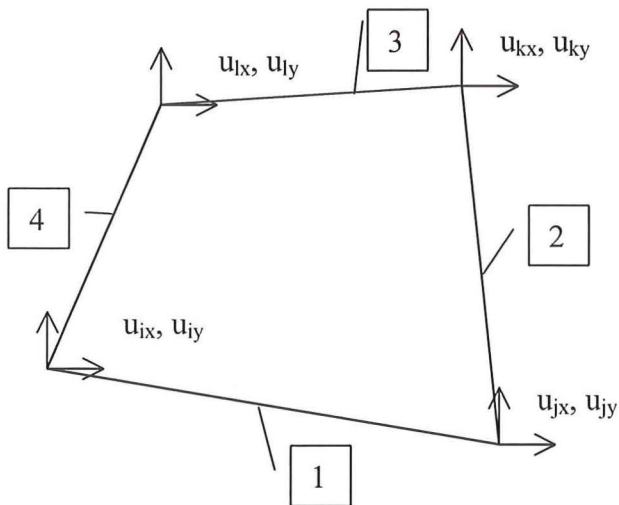
5.3 Materialmodell.

I vår materialmodell har vi antagit att betongen och murverket är isotropa, samt att båda materialen är linjärelastiska. I kontaktzonen antas att Coulombs friktionsteori gäller, vilket innebär ett proportionellt förhållande mellan kraft och deformation upp till en lastnivå ($\mu \cdot N$). Därefter klarar fogen inte någon lastökning. Deformationen fortgår medan mothållande kraft är konstant ($\mu \cdot N$).

5.4 Beskrivning av de för modellen använda finita elementen.

För att modellera problemet har vi använt två olika typer av element. Murverket och betongen är uppbyggda av planelement med konstant tjocklek. I fogen mellan betong och tegel används kontaktelement. Nedan följer en utförlig beskrivning av elementen.

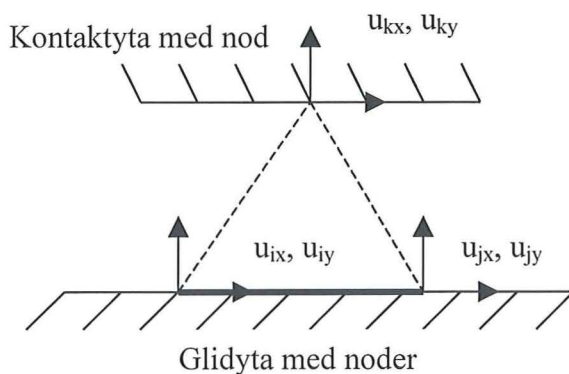
5.4.1 Planelementen.



Figur 5.2 Schematisk bild av planelementet Plane42.

Ansys innehåller ett stort antal planelement. Här har valts elementet Plane42. Plane42 elementet är ett linjärelastiskt tvådimensionellt plattelement med godtycklig konstant tjocklek. Fördelen med att använda tjocklek är att man kan räkna med egentyngd som last genom att ange materialets densitet. Elementet är uppbyggt av fyra noder med två transversella frihetsgrader i varje nod. En av anledningarna till att välja detta element är att det har två nodpunkter längs varje rand vilket gör att det inte uppstår några kompatibilitetsproblem då man kopplar dem till kontaktelementen. Man har också möjligheten att välja mellan plan spänning och plan töjning. Vi har valt att använda plan spänning eftersom materialet är relativt tunt vilket innebär att de spänningar som är av intresse finns i xy-planet. Elementet har många speciella egenskaper som kommer väl till pass i vår modell. Det klarar av stora deformationer och töjningar. Då man använder plane42 får man tillgång till en stor mängd utdata som finns beskrivna i manualen. De som vi skall använda i vår beräkning är spänningar i x-riktningen samt translation i xy-planet.

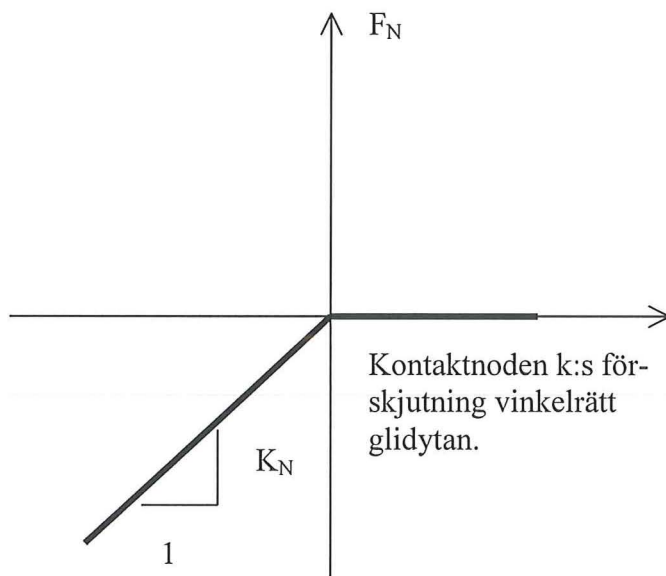
5.4.2 Kontaktelementen.



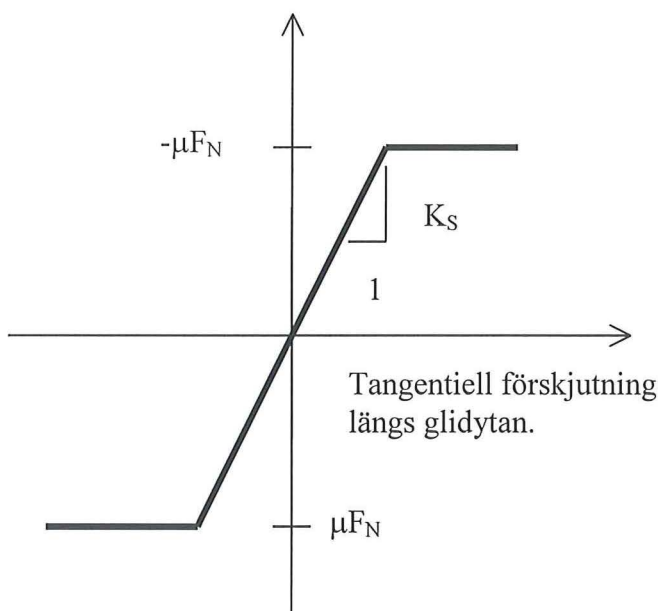
Figur 5.3 Schematisk bild av kontaktelementet Contac48.

Kontaktelement används då två ytor ligger emot varandra och då man vill simulera friktion. Detta element består av tre noder vilka har två translationsfrihetsgrader i varje nod. De två

första noderna i och j bygger upp glidytan medan den tredje noden är den som kommer i kontakt med glidytan. Elementet är uppbyggt av två fjädrar vilka verkar i normal-och tangentiell riktning. Fjäders i den tangentiella riktningen beror av kraften i normalriktningen på ett sådant sätt att den tangentiella fjädern inte kan ta upp större belastning än glidytnas friktionskoefficient multiplicerat med normalkraften, dvs ordinär Coulomb friktion. Fjädrarnas funktion redovisas i figurerna 5.4 och 5.5.



Figur 5.4 Contac48:s egenskaper i normalriktningen.

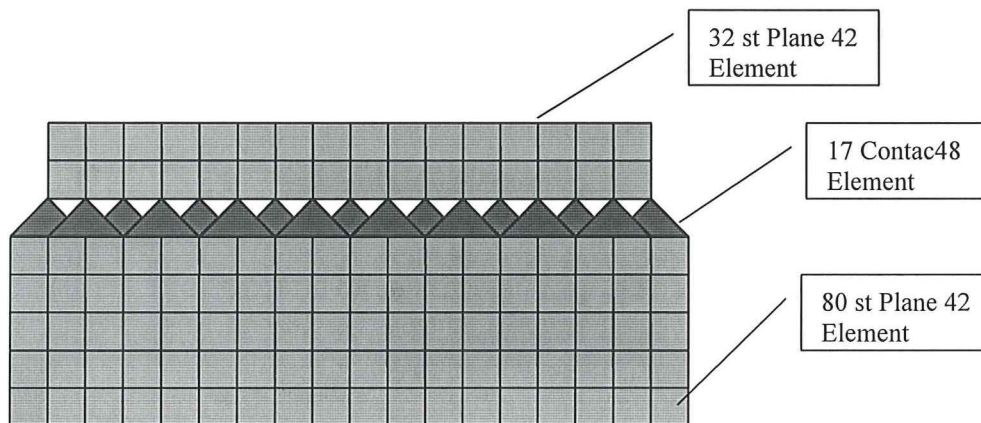


Figur 5.5 Contac48:s egenskaper i tangentiell riktning.

För att kontaktelementet skall kunna ta upp horisontell belastning krävs det att noden k hamnar i tänkta linjen mellan nod i och j eller under den. Då får elementet den styvhet som illustreras i figurerna 5.4 och 5.5. Anledningen till att vi har valt att utnyttja just detta element är att elementet är anpassat till generella kontaktproblem samt att man inte på förhand behöver bestämma var kontakten kommer att uppstå. De utdata som är av intresse för att vi

skall kunna jämföra de uppmätta värdena med de beräknade är tangentiell förskjutning och summan av fjäderkrafterna som verkar i glidyttans riktning.

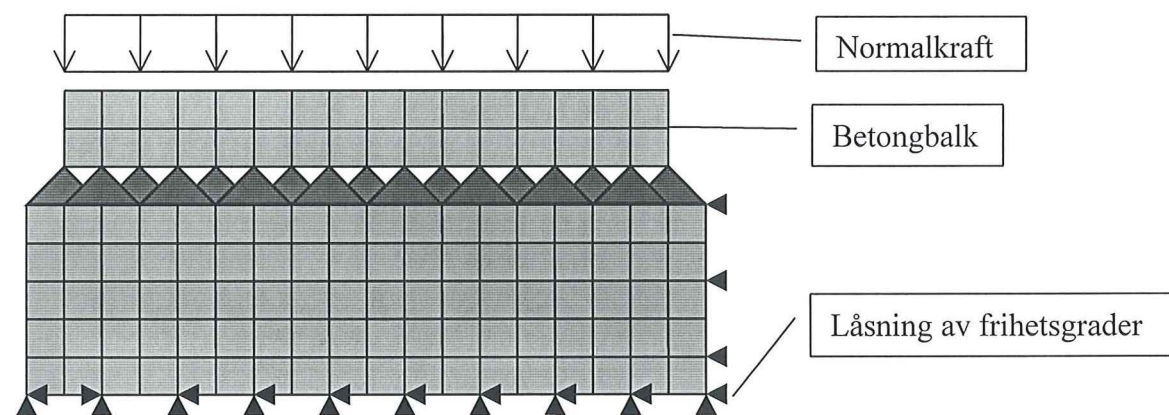
5.5 Elementindelning.



Figur 5.6 Elementindelningen av modellen.

För att beräkningarna lättare skall konvergera har vi i modellen lagt till ett element på var sida om betongbalken. Att lösningen konvergerar bättre beror på att de båda ytorna betongbalken och murverket ständigt är i kontakt med varandra när betongbalken förskjuts.

5.6 Laster och randvillkor.



Figur 5.7 Bild av införda krafter och randvillkor.

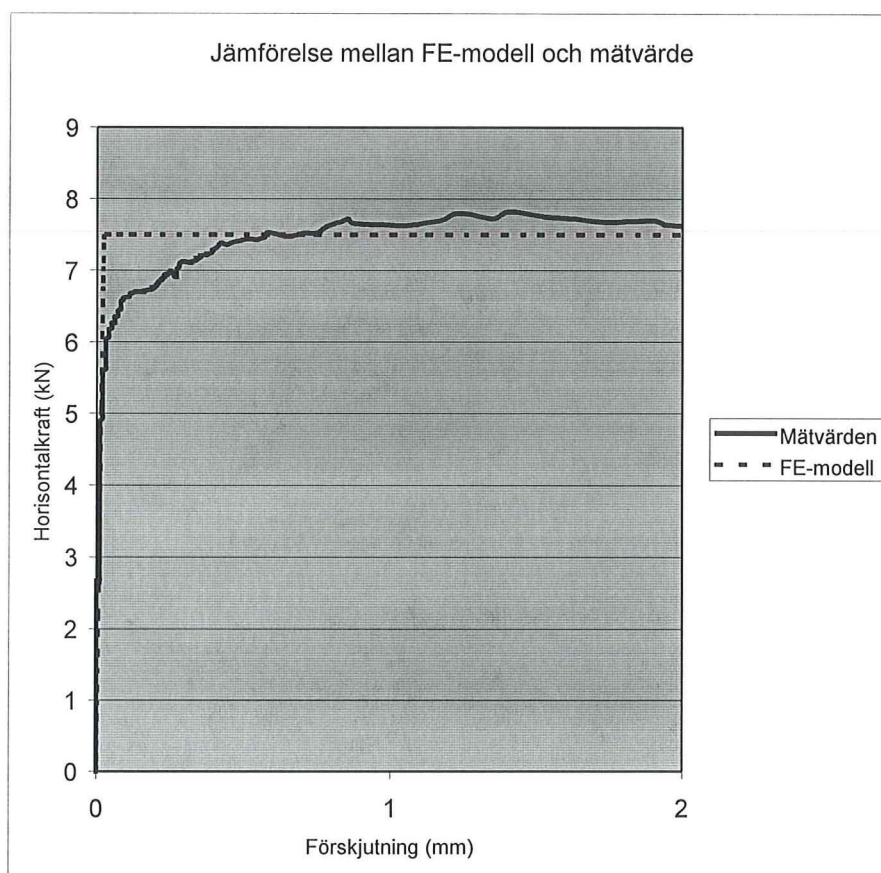
Provkroppen är fastmurad på en betongplatta, vilket förhindrar att murverket förskjuts i x och y led längs betongplattan. Vi har också ett mothåll som håller emot murverket då betongbalken skjuvas av från murverket. Detta modelleras genom att frihetsgraderna i x-riktningen låses längs den högra randen. För att simulera egentygnd av överliggande våningar har vi lagt på en normalkraftsbelastning på betongbalken. I vårt verkliga försök applicerar vi en horisontalkraft på betongbalken som får den att skjuvas av från underlaget. Att modellera ett sådant förlopp i Ansys leder till att analysen inte konvergerar eftersom man använder bilinjära kontaktelement. Dessa element klarar bara av en viss kraft sedan blir kraften konstant medan förskjutningen fortgår, dvs elementen klarar endast kraft upp till maximal friktion därefter konvergerar inte lösningen eftersom stelkroppsrörelsen inte begränsas. För att lösa

problematiken, har samtliga frihetsgrader i betongbalken fått samma förskjutning i x-led. Detta innebär att förloppet är deformationsstyrt istället för kraftstyrt.

5.7 Numerisk metod.

Vi har beräknat modellen i Ansys vilket är ett kommersiellt finitaelementprogram. Programmet använder sig av Newton-Raphsons lösningsmetod. Eftersom analysen är olinjär måste deformationen styra beräkningen då man närmar sig brytpunkten μF_N (se figur 5.5) för att lösningen skall konvergera.

4.8 Beräkningsresultat.



Figur 5.8 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta värde. Detta visar plåt som underlag med normalspänning 0.10 MPa.

Detta diagram har framtagits genom att föreskriva en förskjutning av betongbalken. Därefter har vi summerat reaktionskrafterna i längsriktningen på betongbalken. Denna sekvens har upprepats så att tillräckligt med värde erhållits för att plotta horisontalkraft mot förskjutning.

Kapitel 6 Parameterstudie av sprickrisken i en murad fasad.

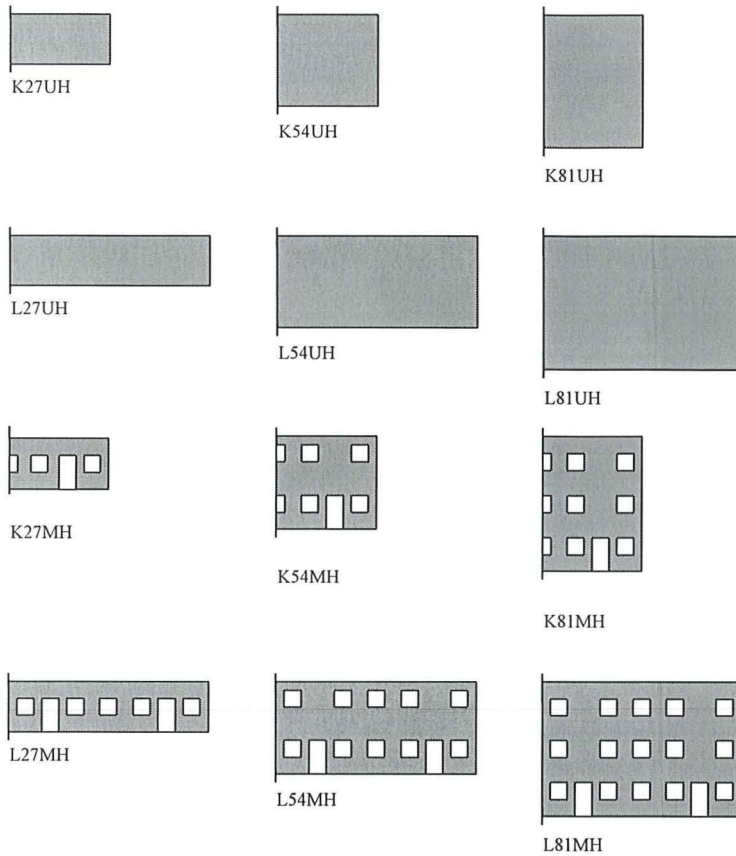
6.1 Inledning.

I detta kapitlet studeras hur olika parametrar påverkar risken för sprickbildning i murverk. De parametrar som undersöks är murverkets längd/höjd förhållande, andelen öppningar, murverkets E-modul, samverkan mellan vägg och grund. Vi begränsar våra beräkningar till att bestämma om konstruktionen spricker eller inte. För att analysera de olika parametrarna används Ansys. De framräknade spänningarna jämförs med tryckhållfastheten $f_c=10$ resp. draghållfastheten $f_t=0.5$ MPa (ref. [7],[13],[14]) för murverket. Anledningen till att vi studerar den här riktningen är att de största dragspänningarna kommer att uppstå här.

6.2 Geometri.

Man kan variera geometrin på fasaden genom att ändra längd, bredd och fönsterplacering etc. Vi har valt tolv olika geometrier på fasaderna, sex med öppningar och sex utan. Vi har också varierat längd/höjd förhållandet samt antalet öppningar. Fasaderna är i två olika längder 12 och 24 m och tre olika höjder 2,7, 5,4 och 8,1 m. Dörrar och fönster har dimensionerna 2,1x1,0 m respektive 1,1x1,0 m. De tolv olika fasadtyperna med sin kod redovisas i fig. 6.1. Koden skall tydas så att den första bokstaven står för kort eller lång vägg, siffrorna anger höjden i decimeter och de två sista bokstäverna anger om fasaden innehåller öppningar eller inte. Bilden visar hälften av fasaden, eftersom geometrierna är symmetriska.

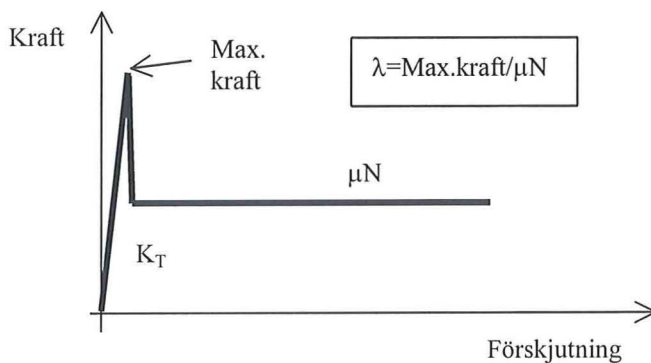
Grunden är enligt avsnitt 1.1 oeftergivlig i vertikalled och modelleras med kontaktelement som finns beskrivna i avsnitt 5.4.2.



Figur 6.1 Geometrin för fasaderna.

6.3 Materialmodell.

För att beskriva murverket har vi använt ett material med isotropa, linjärelastiska egenskaper. För att variera materialegenskaperna, valde vi att beräkna spänningar med två olika elasticitetsmoduler 5000 och 10000 MPa. Värdena på elasticitetsmodulerna är tagna ur ref. [7],[13] och [14]. Längdutvidgningskoefficienten valde vi till $6 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ genom att studera "Mur 90"(ref. [7]). För att modellera gränsskiktet mellan murverk och grund, användes en bilinjär materialmodell med en ökande och konstant del. Egenskaperna på materialet såsom friktionskoefficient och tangentiell styvhet baseras på försöken, som är beskrivna i kapitel 4. I beräkningarna med papp och plåt som glidskikt använde vi oss av en materialmodell enl. fig.2.3. Materialmodellen för bruk fungerar enl. fig. 6.2. Detta beteendet kan åstadkommas i beräkningarna genom att ställa parametern λ . Denna parameter simulerar "softening" i gränsskiktet och definieras som kvoten mellan μN och maximal kraft.



Figur 6.2 Materialmodell för bruk och definition av λ

Fasaden modellerades med elementen plane42 och grunden med contac48, beteckningar enligt Ansys. Elementen är utförligt beskrivna i kapitel 5.

Som värde på K_T har vi använt oss av värden enligt tabellen nedan. Med upprepade försök skulle troligtvis spridningen på K_T minska och visa sig vara oberoende av normalspänningen. Eftersom vi inte har gjort tillräckligt med försök för att visa att detta är sant, valde vi att använda K_T enligt våra försök.

Materialegenskaper i fasaden:

E-modul (MPa)	5000
E-modul (MPa)	10000
Längdutvidgningskoefficient	6,00E-06

Materialegenskaper i glidskiktet mellan vägg och grund

Glidskikt	Plåt		
	$\sigma_N=0,05$ MPa	$\sigma_N=0,10$ MPa	$\sigma_N=0,15$ MPa
K_T (MPa)	300	232	346
μ	0,67	0,53	0,54

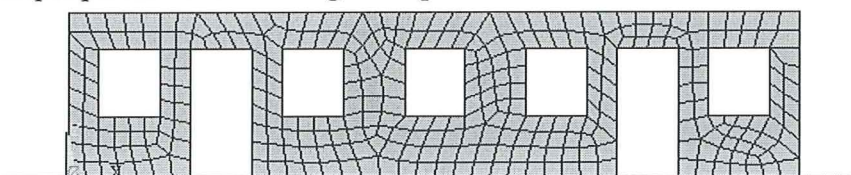
Glidskikt	Papp		
	$\sigma_N=0,05$ MPa	$\sigma_N=0,10$ MPa	$\sigma_N=0,15$ MPa
K_T (MPa)	37	27	30
μ	0,74	0,64	0,37

Glidskikt	Bruk		
	$\sigma_N=0,05$ MPa	$\sigma_N=0,10$ MPa	$\sigma_N=0,15$ MPa
K_T (MPa)	800	1522	1110
μ/λ	1,09/2,11	1,13/3,14	1,16/3,49

Tabell 6.1 Materialdata för fasaden och glidskiktet mellan fasad och vägg.

6.4 Elementindelning.

Elementnätet som bygger upp fasaden består av fyrsidiga solidelement med sidlängden 10 cm. Till varje nodpunkt som sammanfaller med grunden har vi kopplat ett kontaktelement. Exempel på elementindelning finns på nedanstående bild.

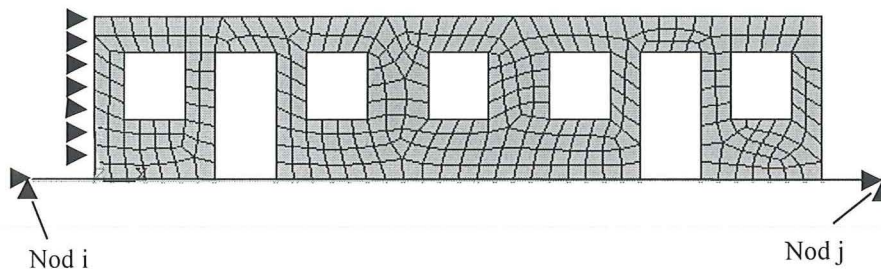


Figur 6.3 Exempel på elementindelning med fyrrnodselement.

6.5 Laster och randvillkor.

Fasaden belastas med en jämnt utbredd temperaturlast, där vi antar att väggen har samma temperatur genom hela väggjockleken. Vi har beräknat två lastfall, trettio graders temperatursänkning resp trettio graders temperaturökning, vilka får representera sommar- och vintertemperaturer i Sverige. Förutom temperaturlasten belastas bara konstruktionen av sin egentyngd. Eftersom fasaderna är symmetriska har vi som randvillkor förhindrat rörelse i x-led längs symmetrilinjen.

För att låsa modellen i rummet har vi förhindrat två av kontaktelementets noder i och j att förskjutas i både horisontell och vertikal riktning. Dessa noder är gemensamma för alla kontaktelement. Den tredje noden k är kopplade till planelementens noder längs fasadens underkant. Dessa noder har inga randvillkor.



Figur 6.4 Randvillkor för FE-modellen.

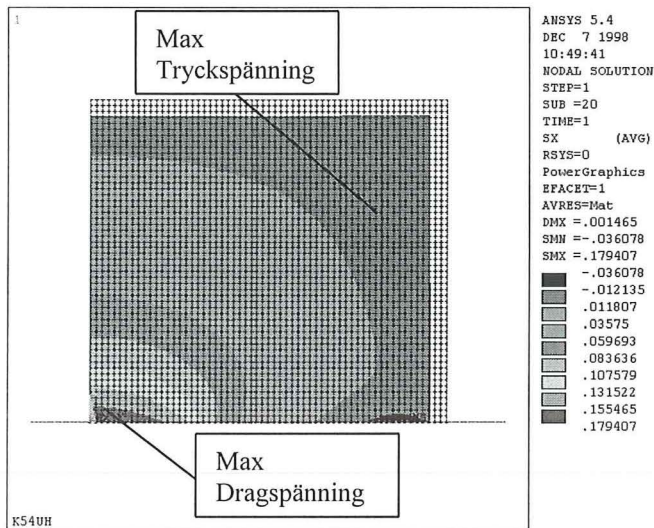
6.6 Resultat av parameterstudien.

Detta är en sammanställning av vad 144 stycken databeräkningar har gett som resultat. I bilagorna 4a-f finns figurer på en del typväggar där man se hur spänningarna i x-led är fördelade. Bilagorna 5a-b innehåller de maximala beräknade tryck- och dragspänningarna i murverket. Då vi har studerat effekterna av olika E-moduler har vi bortsett från att f_c resp. f_t är beroende av E-modulen. Denna avgränsning innebär att ett murverk med låg E-modul kan klara av en större elastisk deformation innan kritisk spänning uppnås, jämfört med ett murverk med hög E-modul.

6.6.1 Fasad utan öppningar, temperaturminskning

Inverkan av temperatur:

- Störst dragspänningar uppkommer i symmetrisnittet, dessa har sitt största värde vid grunden och avtar ju högre upp man kommer på väggen (se fig 6.5).



Figur 6.5 Väggtyp K54UH, temperaturminskning.

- Bruk som underlag ger dragspänningar som överstiger de kritiska, alltså risk för sprickbildning. Dragspänningarna överskrider marginellt i undantagsfall även för de övriga materialen.

Geometri:

- Ökad fasadlängd leder till att dragspänningarna ökar i mittsnittet. En fördubbling av fasadlängden leder till att spänningarna ökar med ca. 60%, gäller vid ett våningsplan. För de övriga fallen ca. 30%.
- Dragspänningarna tilltar i mittsnittet då man ökar konstruktionshöjden. Spänningarna ökar med ca. 35% per våning. Tryckspänningarna påverkas ej.

Elasticitetsmodul:

- Dragspänningarna ökar med ökande E-modul, däremot förblir tryckspänningarna oförändrade. En ökning av E-modulen från 5000 MPa till 10000 MPa ger en spänningstillväxt med ca. 30% vid långa väggar.

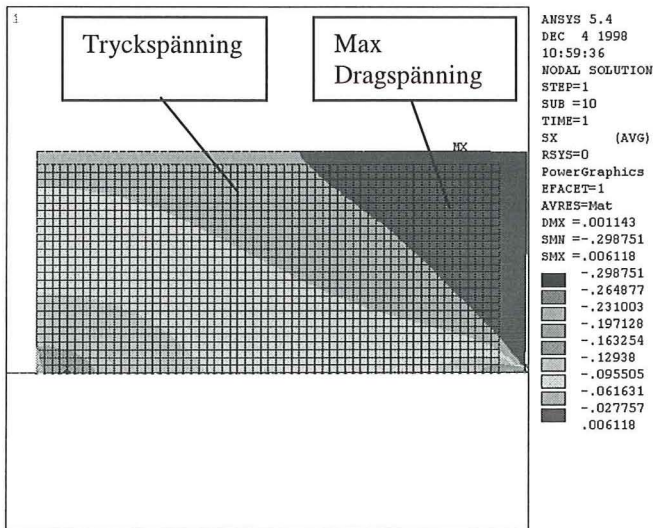
Skiktet mellan grund och vägg:

- Överlag erhålls störst spänningar då man använder bruk som underlag.
- Plåt ger upphov till ca. 40% större dragspänningar än papp.

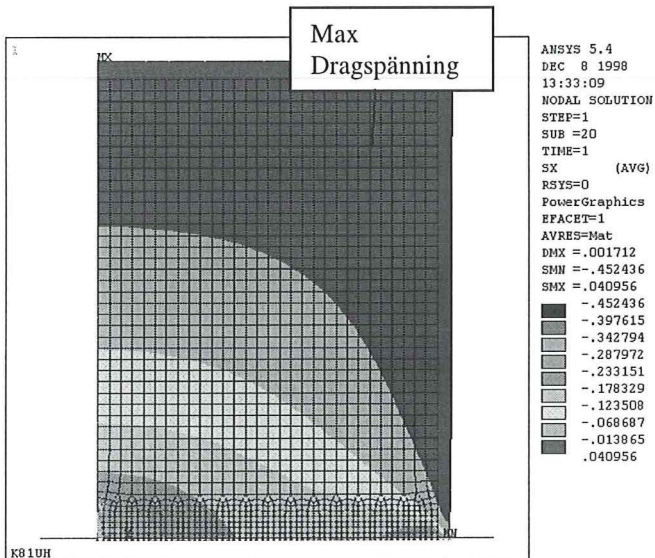
6.6.2 Fasad utan öppningar, temperaturökning

Inverkan av temperatur:

- Vid ett våningsplan uppträder ungefär lika stor del dragspänningar som tryckspänningar i ovankant vägg (se fig. 6.6), men då våningsantalet ökar tar dragspänningarna överhand (se fig. 6.7). De ovan nämnda dragspänningarna är klart mindre än de kritiska.



Figur 6.6 Väggtyp K27UH, temperaturökning.



Figur 6.7 Väggtyp K81UH, temperaturökning.

- Inga spänningar överstiger de kritiska, vilket innebär att det inte uppkommer några sprickor.

Geometri:

- Spänningarnas storlek är oberoende av längden på fasaden om man har papp eller plåt som underlag. Med bruk som underlag ökar dock spänningen med ökande längd.
- För den långa fasadväggen ökar drag- och tryckspänningarna med ökande höjd.

Elasticitetsmodul:

- Spänningarna påverkas ej av ökande E-modul.

Skiktet mellan grund och vägg:

- Överlag erhålls störst spänningar då man använder bruk som underlag.
- Papp och plåt ger i stort sätt samma storlek på spänningarna.

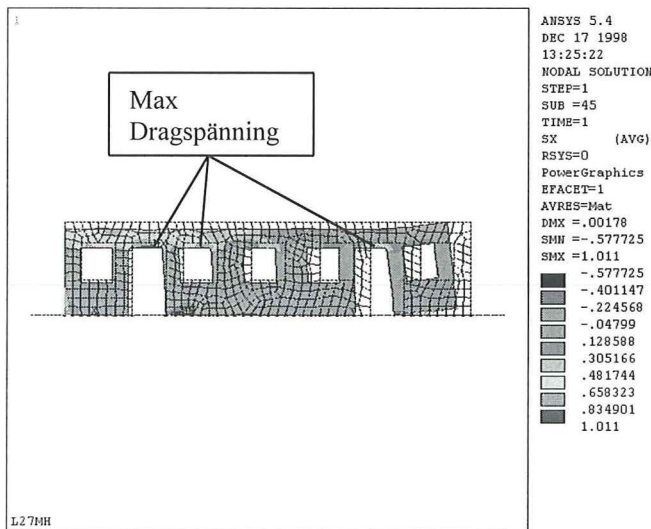
6.6.3 Fasad med öppningar, temperaturminskning

Temperatur:

- Dragspänningar uppkommer i symmetrisnittet, dessa har sitt största värde vid grunden och avtar ju högre upp man kommer på väggen.

Geometri:

- Längden har ej någon större betydelse för spänningarnas tillväxt i mittsnittet. Detta beror på att konstruktionen blir vekare och spänningarna koncentreras till öppningarna på nedre plan (se fig. 6.8).



Figur 6.8 Väggtyp L27MH, temperaturminskning.

- Med ökad höjd avtar dragspänningarna eftersom väggen blir styvare och tyngre.

Elasticitetsmodul:

- Ökad E-modul ger ökade dragspänningar. Vid en fördubbling av E-modulen ökar dragspänningarna med 20-30%.

Skiktet mellan grund och vägg:

- Generellt uppstår de största spänningarna i väggen då man använder bruk som underlag. Minsta spänningar får man då papp används. Spänningarna vid öppningarna är 30-50% större då murverket vilar på ett brukskikt.

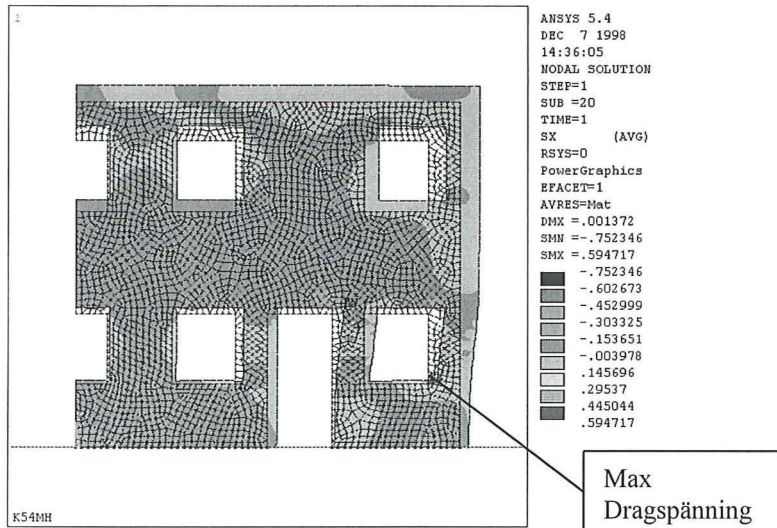
6.6.3 Fasad med öppningar, temperaturökning

Temperatur:

- Vid ett våningsplan uppträder lika mycket dragspänningar som tryckspänningar i ovankant vägg, men då våningsantalet ökar tar dragspänningarna överhand.

Geometri:

- De kritiska dragspänningarna uppstår på det understa planet längs kanterna vid öppningarna (se fig. 6.9).



Figur 6.9 Väggtyp K54MH, temperaturökning.

Elasticitetsmodul:

- Ökad E-modul ger ökade dragspänningar. Vid en fördubbling av E-modulen ökar spänningarna med 20-30%.

Skiktet mellan grund och vägg:

- Generellt uppstår de största spänningarna i väggen då man använder bruk som underlag. Minsta spänningar får man då papp används. Spänningarna vid öppningarna är 30-50% större då murverket vilar på ett brukskikt.

Kapitel 7 Slutsatser

Dessa slutsatser grundar sig på försök av glidskiktens friktions- och styvhetsegenskaper, vilka används i analysen för att beräkna spänningarna. I analysen har vi antagit följande: 1) ingen samverkan med övriga vinkelräta väggar, 2) konstant temperaturfördelning över vägg tjockleken, 3) grunden betraktas som oeftergivlig.

Vid murning på grundkonstruktioner av betong bör man se till att kontaktzonen mellan grund och murverk uppfyller dessa tre kriterier. 1) Låg friktion, 2) låg styvhet dvs. låg lutning på den ökande delen av kraft/förskjutningssambandet (K_T) och 3) liten initiell vidhäftning mellan grund och murverk.

Enligt våra försök varierar den kinetiska friktionen för papp mellan 0,35 och 0,8. Plåt och murbruk är konstant och går mot värdet 0,5 resp. 1,1.

För plåt och papp finns inget tydligt värde på statisk friktion men för murbruk ligger den mellan 2 och 4.

Pappen och plåten har en mycket liten initiell vidhäftning detta är positivt eftersom att tvångsspänningarna reduceras. Denna positiva effekt uppvisar inte bruket, utan har en mycket stark vidhäftning till grunden.

Då man bedömer styvheten för de olika materialen visar det sig att pappen har den lägsta styvheten av de utvalda materialen. Kraft/förskjutnings sambandet för papp har en mjuk övergång mellan den ökande delen och den konstanta delen av kurvan. Detta innebär att det inte lagras upp några större spänningar i murverket innan det börjar att deformeras.

Enligt våra beräkningar bör man som underlag välja papp och använda ett svagare bruk eftersom detta ger upphov till de lägsta spänningarna.

Väggar utan öppningar kan utan problem göras tjugofyra meter långa utan att sprickor uppstår om man väljer papp som underlag och använder ett svagare bruk vid murning.

Då man gör fasader med öppningar omlagras spänningarna från att vara störst i mittnittet till vara störst över öppningarna på första plan. Detta innebär att dilatationsfogen i mittnittet inte minskar sprickrisken här, detta oberoende av glidskikt och materialval i murverket. Dock kvarstår problemet med sprickrisken ovan öppningarna.

Referenser

- [1] **Ottosen N. & Petersson H.**
Introduction to the finite element method
Prentice Hall Europe, 1992

- [2] **Division of Structural Mechanics / Department of Solid Mechanics
Lund University**
CALFEM
Division of Structural Mechanics / Department of Solid Mechanics
Lund University, 1996

- [3] **Thelandersson S.**
Konstruktionsberäkningar med dator
Studentlitteratur, 1990

- [4] **Pettersson D.**
Stresses in concrete structures from ground restraint
Rapport TVBK-1014, 1998

- [5] **Pettersson D.**
Restrain stresses due to uniform thermal action in walls and floors of concrete
on a frictional surface
Rapport TVBK-7051, 1996

- [6] **Johannesson P, Vretblad E och Vretblad B.**
Byggformler och tabeller
Almqvist & Wiksell tryckeri, Uppsala 1991

- [7] **Sveriges Tegelindustriförening**
Mur 90
Januari 1990

- [8] **Ansys manual 5.0**
4th printing February 15, 1994

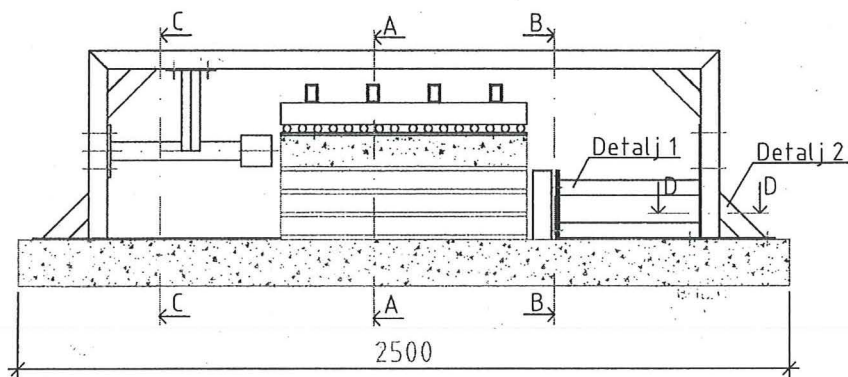
- [9] **Christiansen P.**
Friktion mellan vägg på papp eller plastfolie og forskellige fundamentstyper
ved vandret last. Forsøgsresultat.
Sag nr. 252-7-1307/8-2705, maj 1998

- [10] **Christiansen P.**
Friktion mellom vægge på papp eller plastfolie og forskjellige fundamentstyper
ved vandret last. Rapport.
Sag nr. 252-7-1307/8-2705, maj 1998

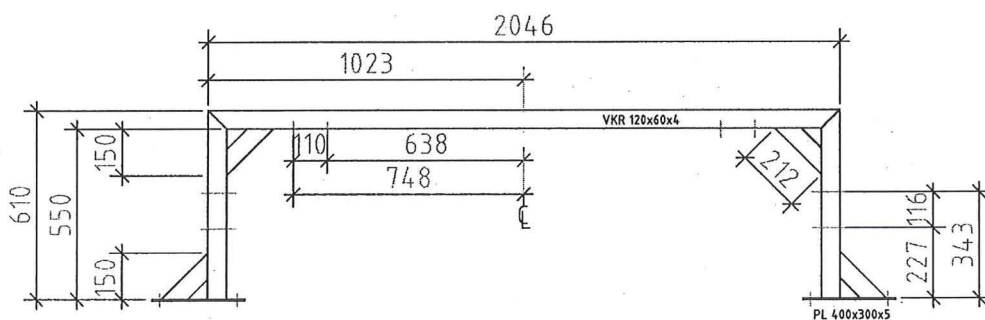
- [11] **Meriam J.I. & Kraige L.C.**
Engineering mechanics, Statics
John Wiley & sons, Inc 1993

- [12] **Meriam J.I. & Kraige L.C.**
Engineering mechanics, Dynamics
John Wiley & sons, Inc 1993
- [13] **TNO Building and Construction Research, Eindhoven University of Technology and Delft University of Technology.**
Constructief metselwerk. Een experimenteel/numerieke basis voor praktische rekenregels.
1994 CUR, Gouda
- [14] **Backes Heinz-Peter**
Zum Verhalten von Mauerwerk bei Zugbeanspruchung in Richtung der Lagerfugen.
Aachen University of Technology, Aachen Germany 1985

Bilaga 1a. Ritning på PT-enheten.



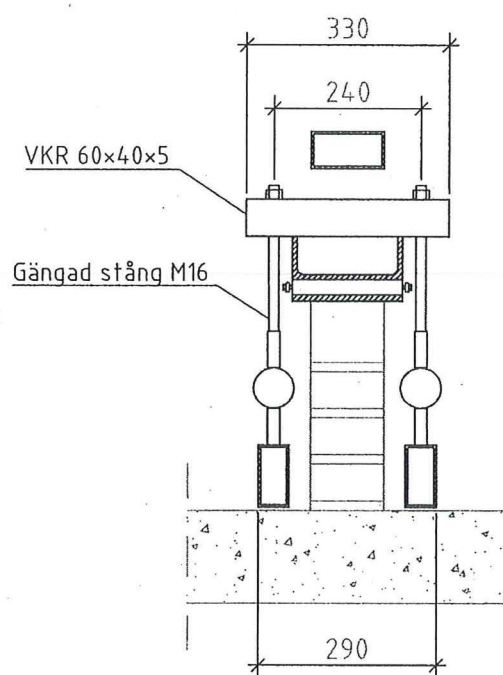
Uppställning av tryckanordningen 1:20



Vy av stålstommen 1:20

Examensarbete				DATUM 980915	
				ANSVARIG	
	Uppställning, vy			SKALA 1:20	
	UPPDRAG	RITAD/KONSTR AV JJ/FC	HANLÄGGARE	NUMMER K1	BET

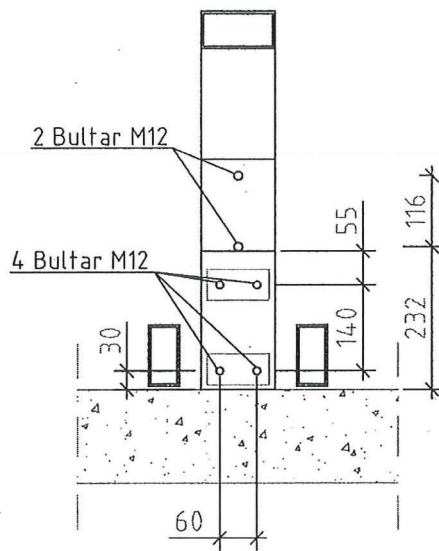
Bilaga 1b. Ritning på PT-enheten.



Sektion A-A

Examensarbete				DATUM	980916
				ANSVARIG	
	Sektion			SKALA	1:10
	UPPDRAG	RITAD/KONSTR AV JJ/FC	HANDLÄGGARE	NUMMER	K2
				BET	

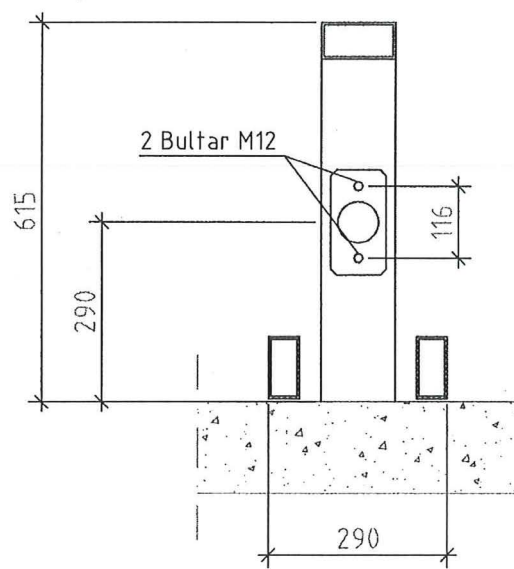
Bilaga 1c. Ritning på PT-enheten.



Sektion B-B

Examensarbete				DATUM	
				980916	
				ANSVARIG	
	Sektion			SKALA	
UPPDRAG	RITAD/KONSTR AV	HANDLÄGGARE	NUMMER	BET	
	JJ/FC		K3		

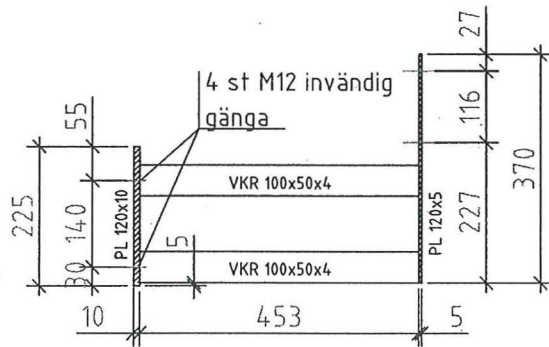
Bilaga 1d. Ritning på PT-enheten.



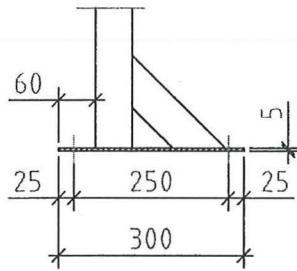
Sektion C-C

Examensarbete				DATUM		980916	
				ANSVARIG			
	Sektion			SKALA			1:10
	UPPDRAG	RITAD/KONSTR AV JJ/FC	HANLÄGGARE	NUMMER	K4	BET	

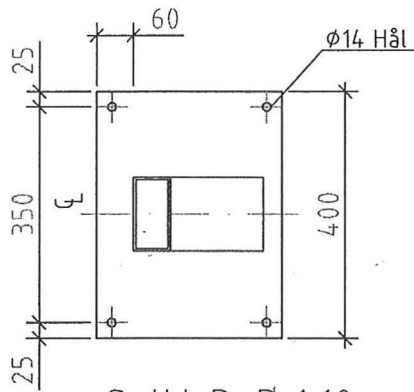
Bilaga 1e. Ritning på PT-enheten.



Detalj 1 1:10



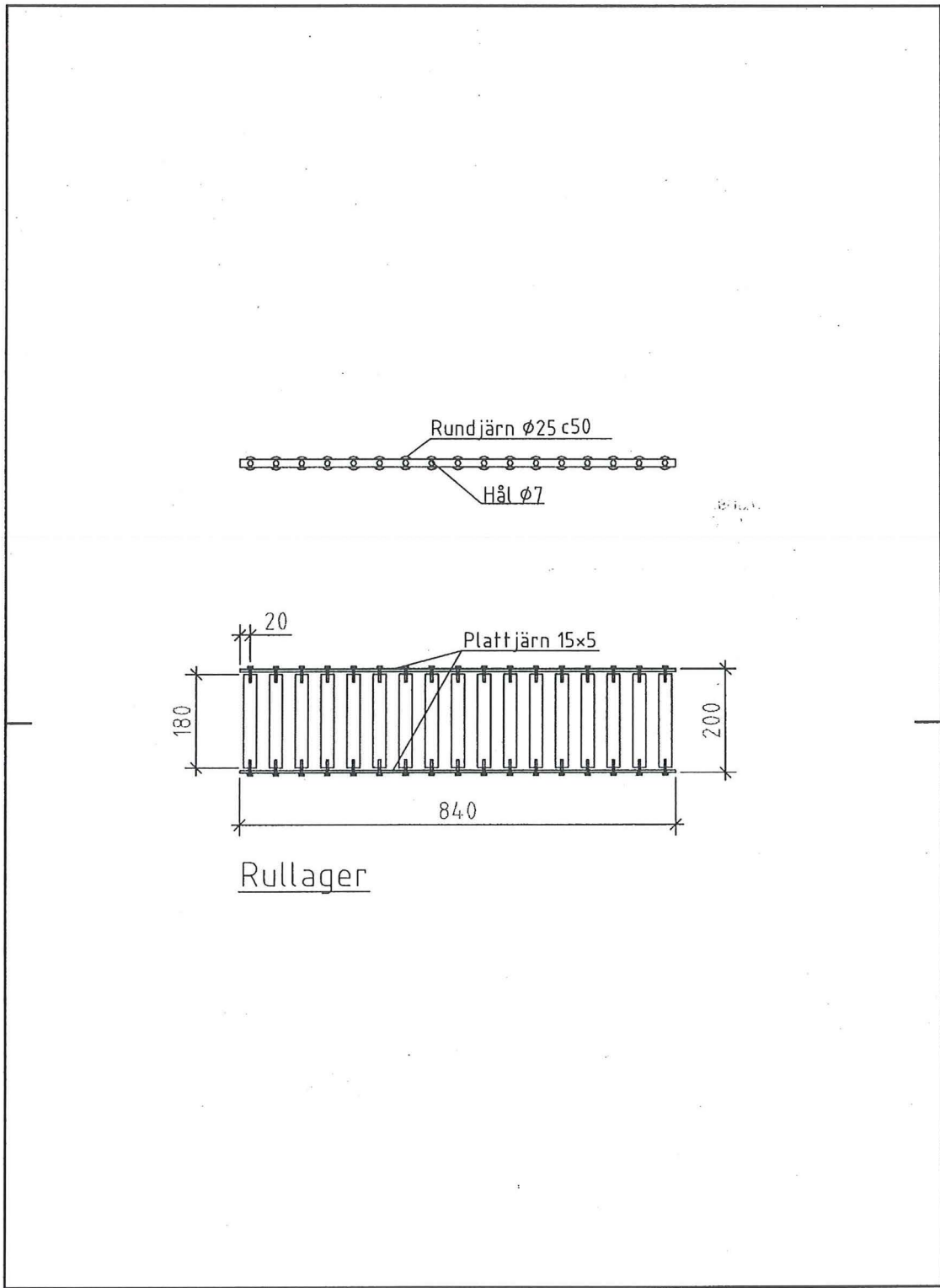
Detalj 2 1:10



Snitt D-D 1:10

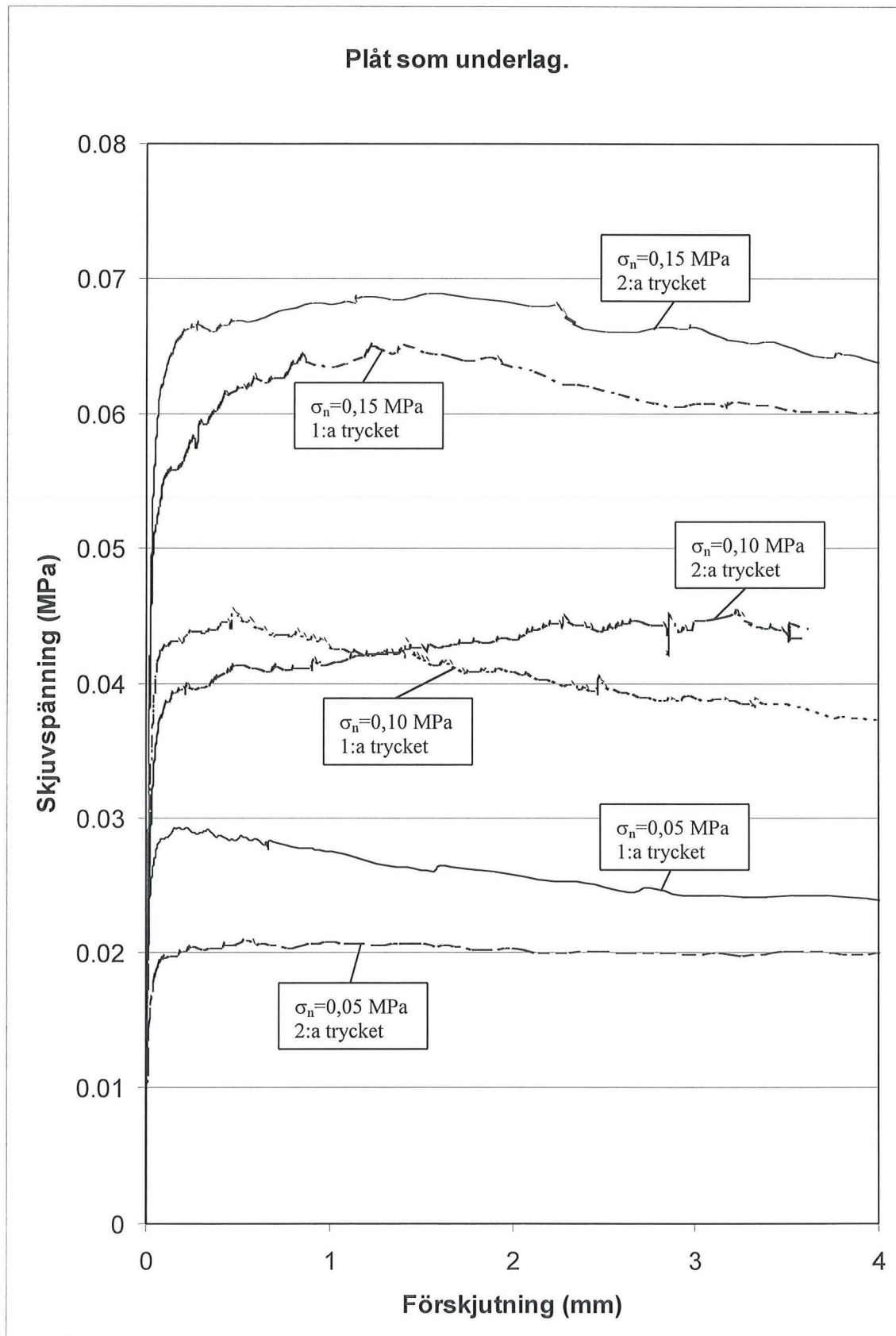
Examensarbete				DATUM 980915	
				ANSVARIG	
	Detaljer, snitt			SKALA 1:10	
	UPPDRAG	RITAD/KONSTR AV JJ/FC	HANDLÄGGARE	NUMMER K5	BET

Bilaga 1f. Ritning på PT-enheten.

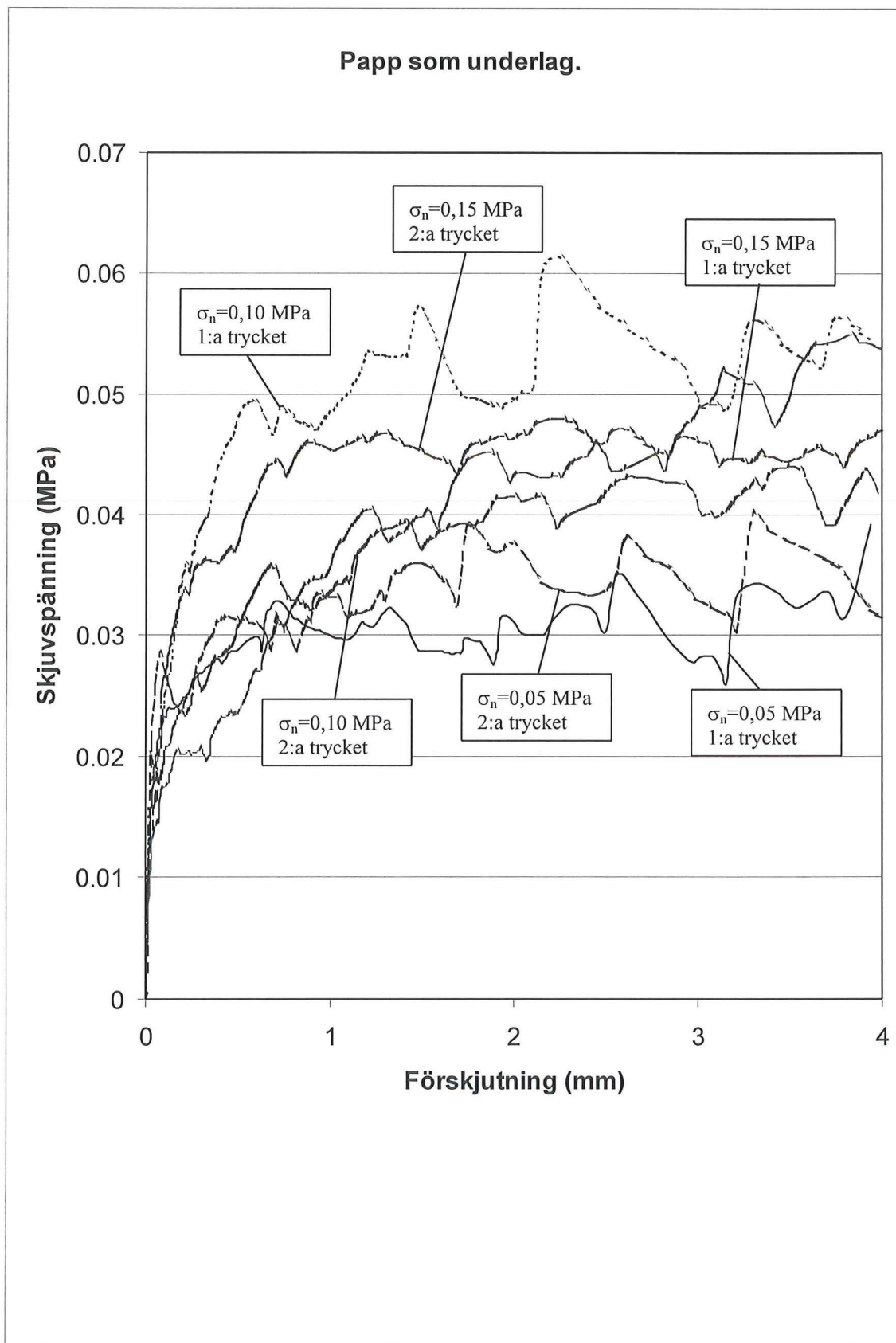


Examensarbete				DATUM		980916	
				ANSVARIG			
	Rullager			SKALA			1:10
	UPPDRAG	RITAD/KONSTR AV	HÄNDLÄGGARE	NUMMER	BET		
	JJ/FC		K6				

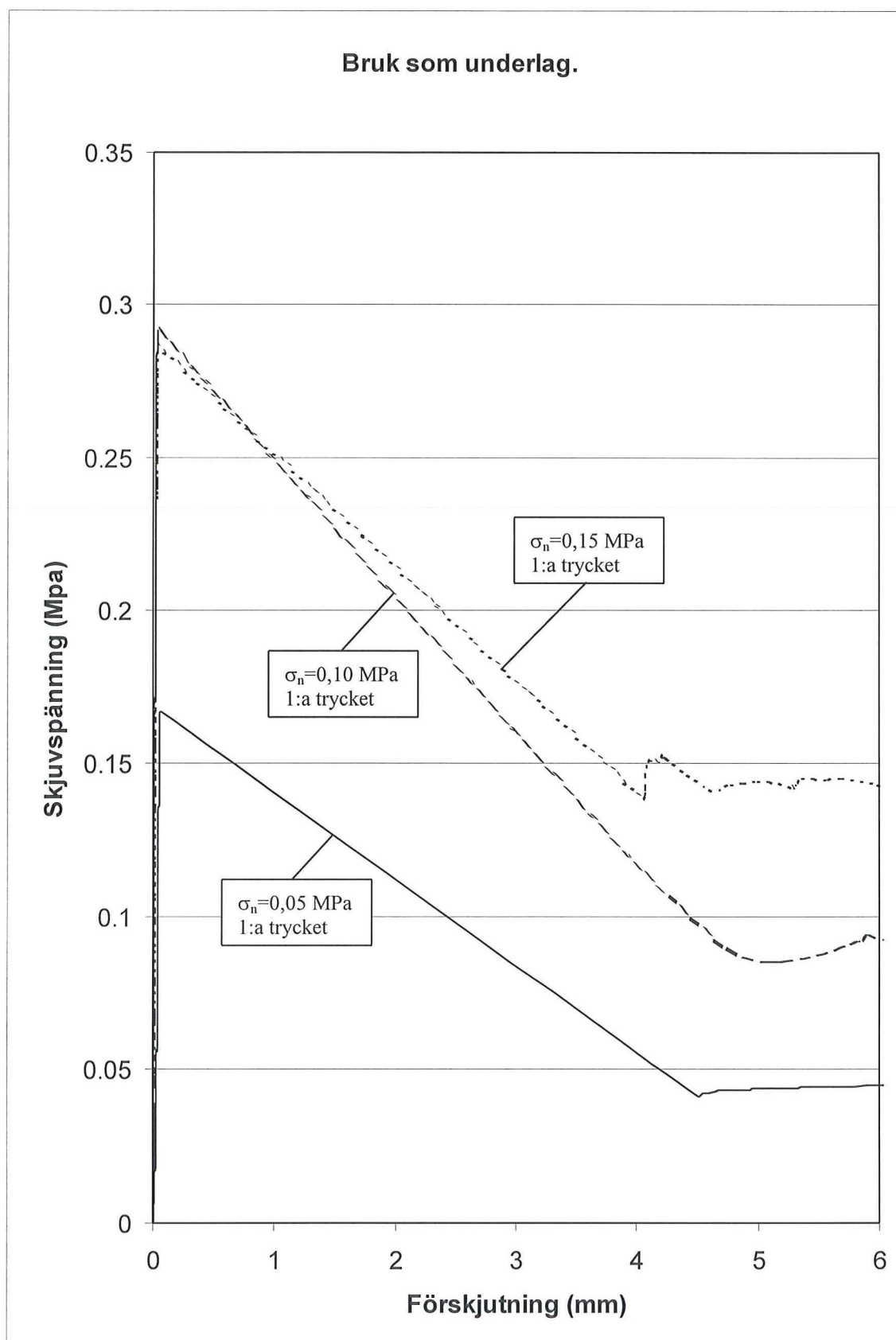
Bilaga 2a Sammanställning av skjuvspänningen i kontaktzonen.



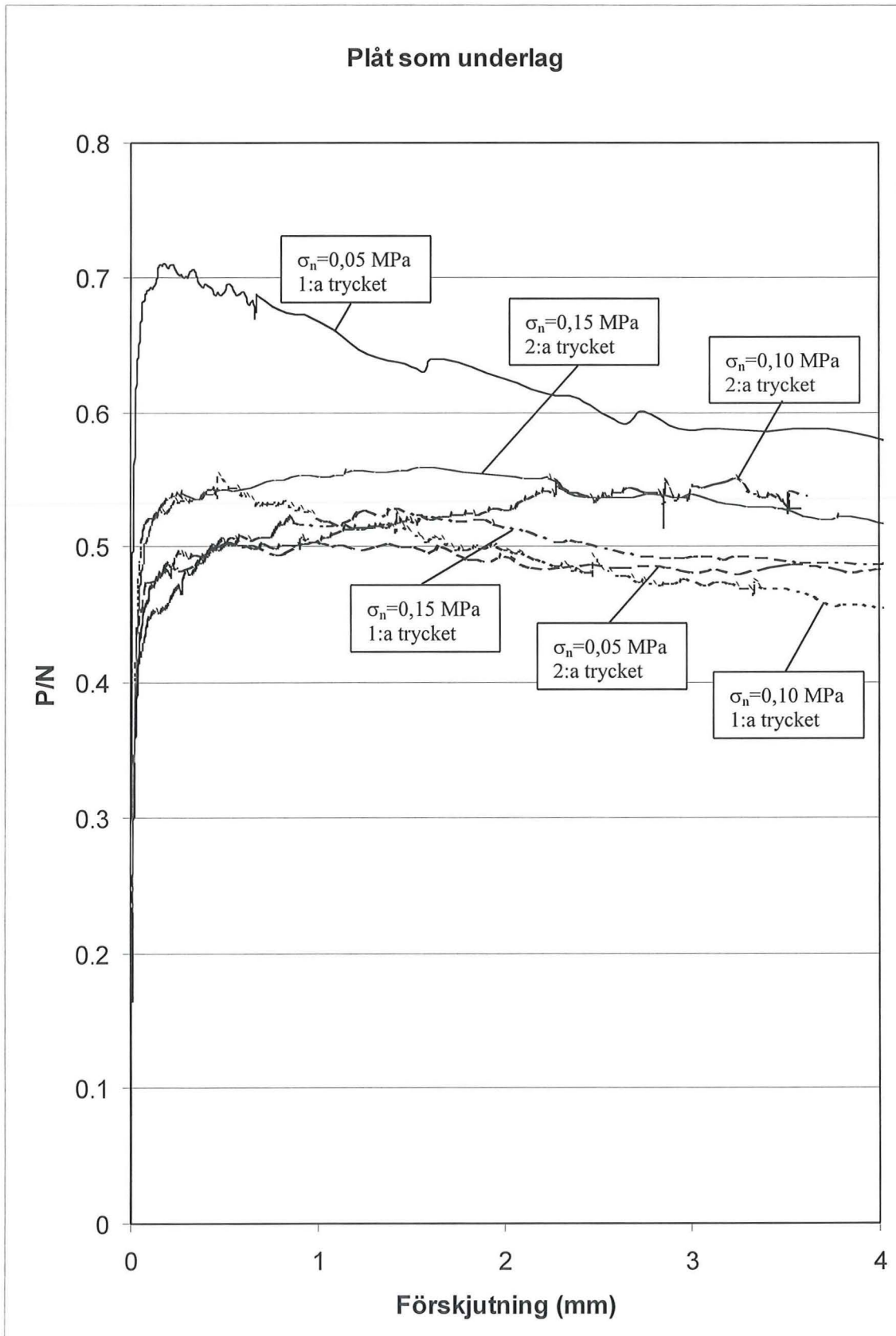
Bilaga 2b Sammanställning av skjuvspänningen i kontaktzonen.



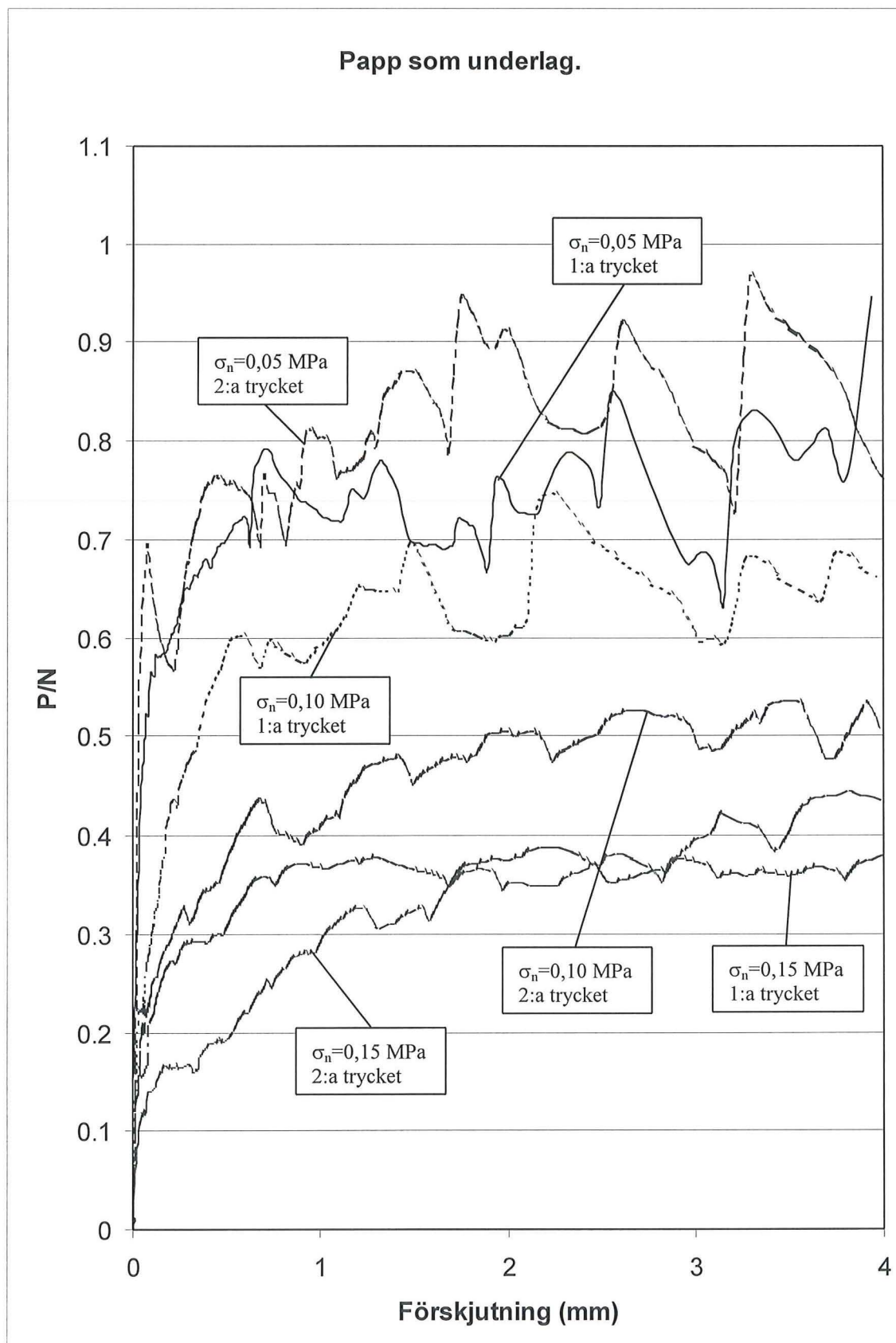
Bilaga 2c Sammanställning av skjuvspänningen i kontaktzonen.



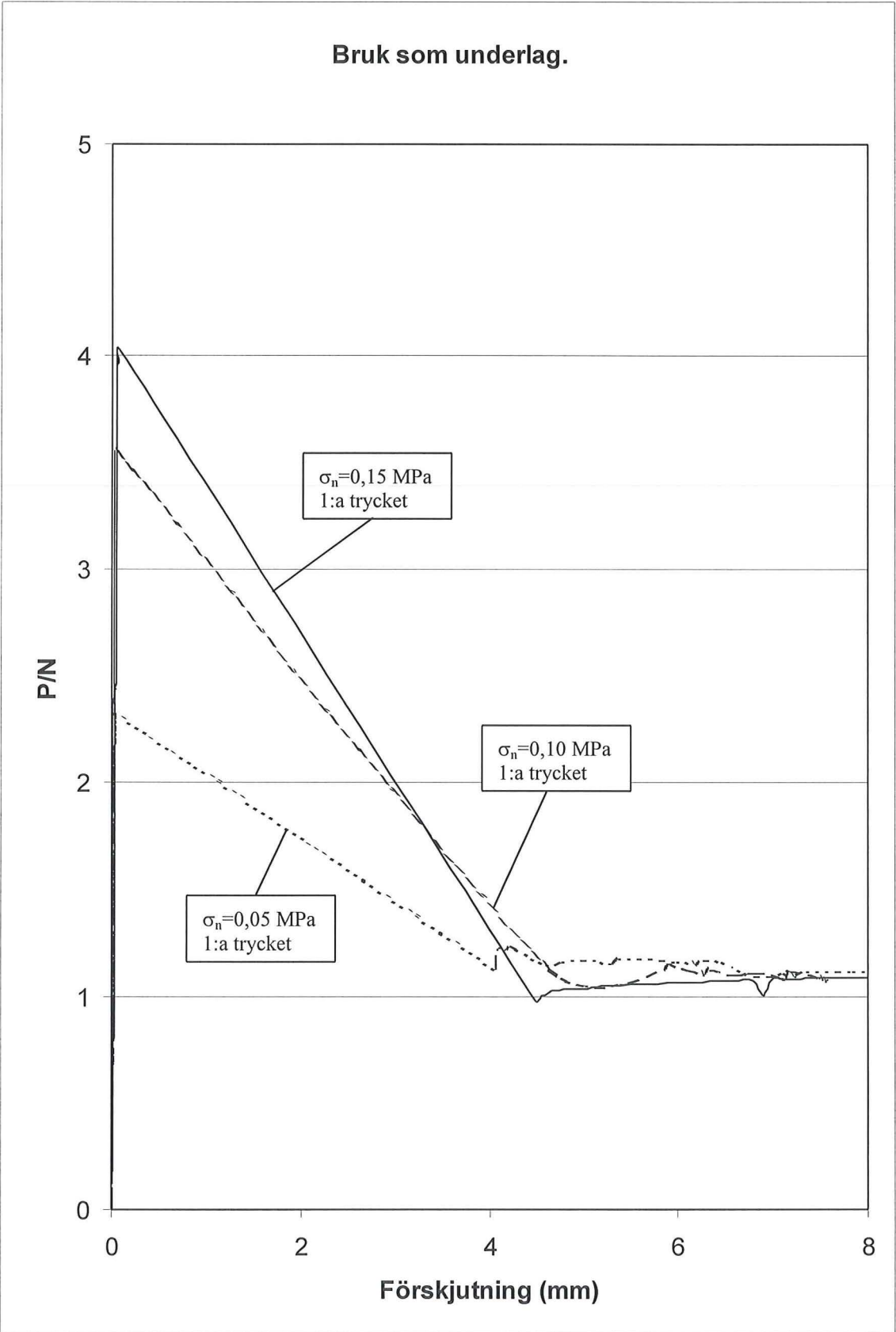
Bilaga 3a Sammanställning av P/N.



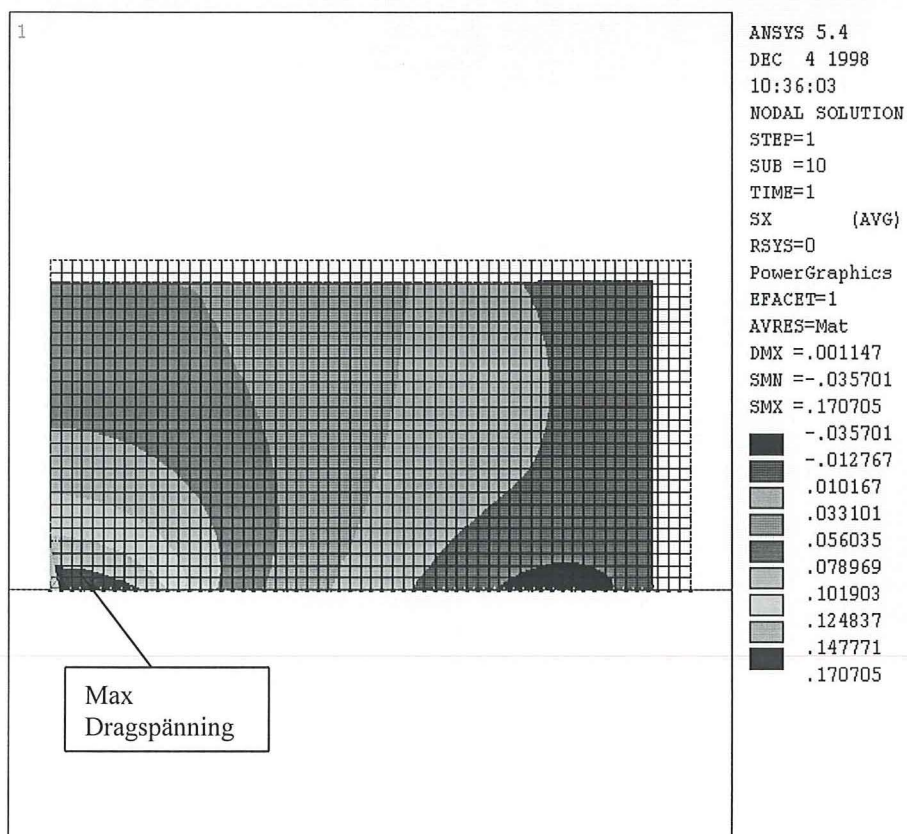
Bilaga 3b Sammanställning av P/N.



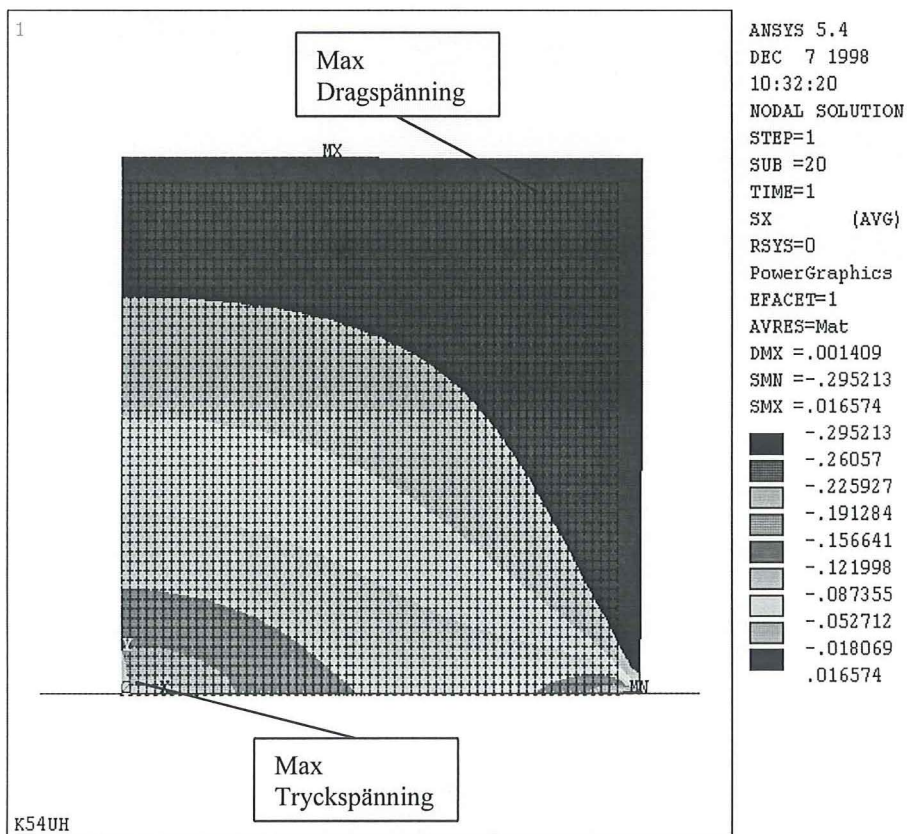
Bilaga 3c Sammanställning av P/N.



Bilaga 4a. Beräknad spänningsfördelning i x-led, E=5000 MPa.

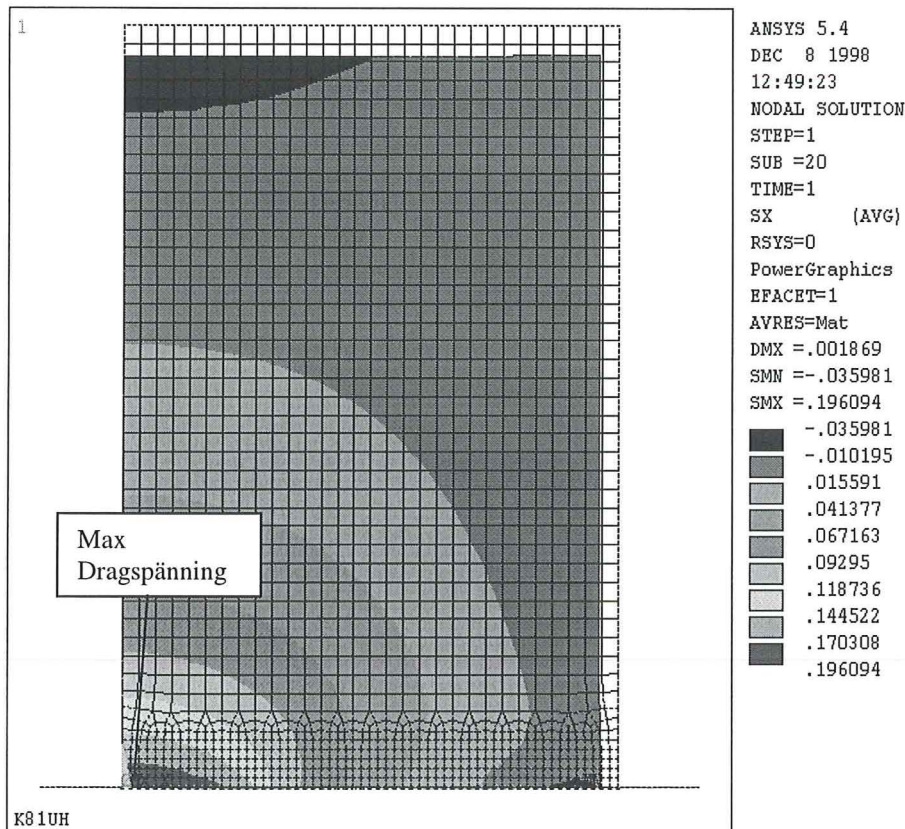


Väggtyp K27UH papp som underlag, belastad med temperatur -30 grader Celsius.

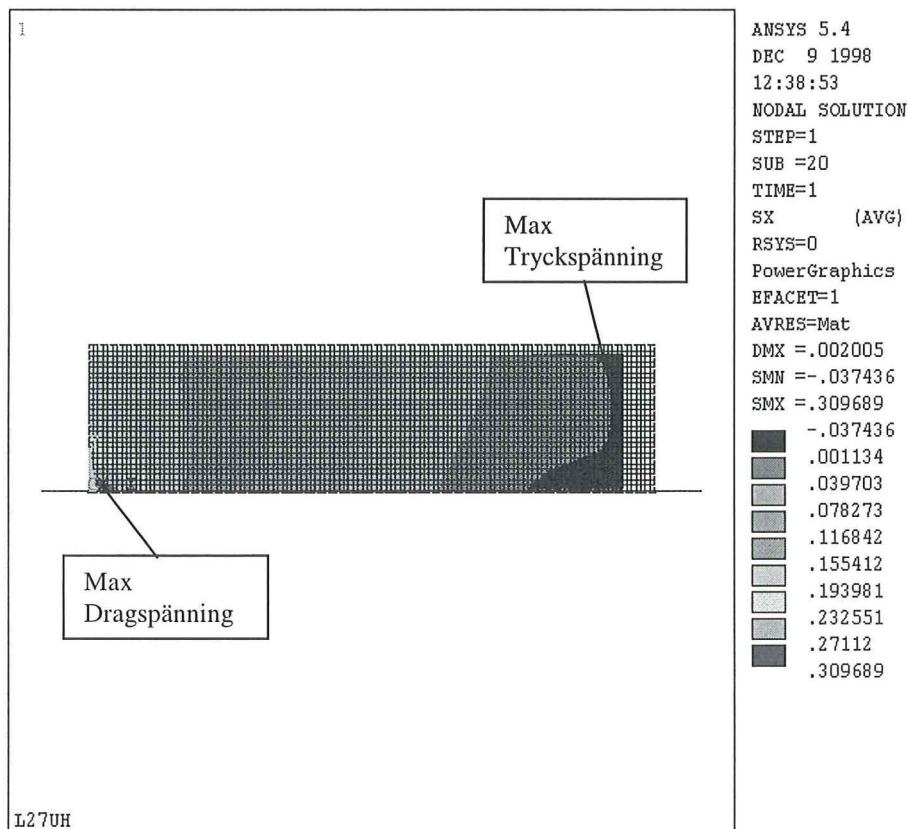


Väggtyp K54UH papp som underlag, belastad med temperatur +30 grader Celsius.

Bilaga 4b. Beräknad spänningsfördelning i x-led, E=5000 MPa.

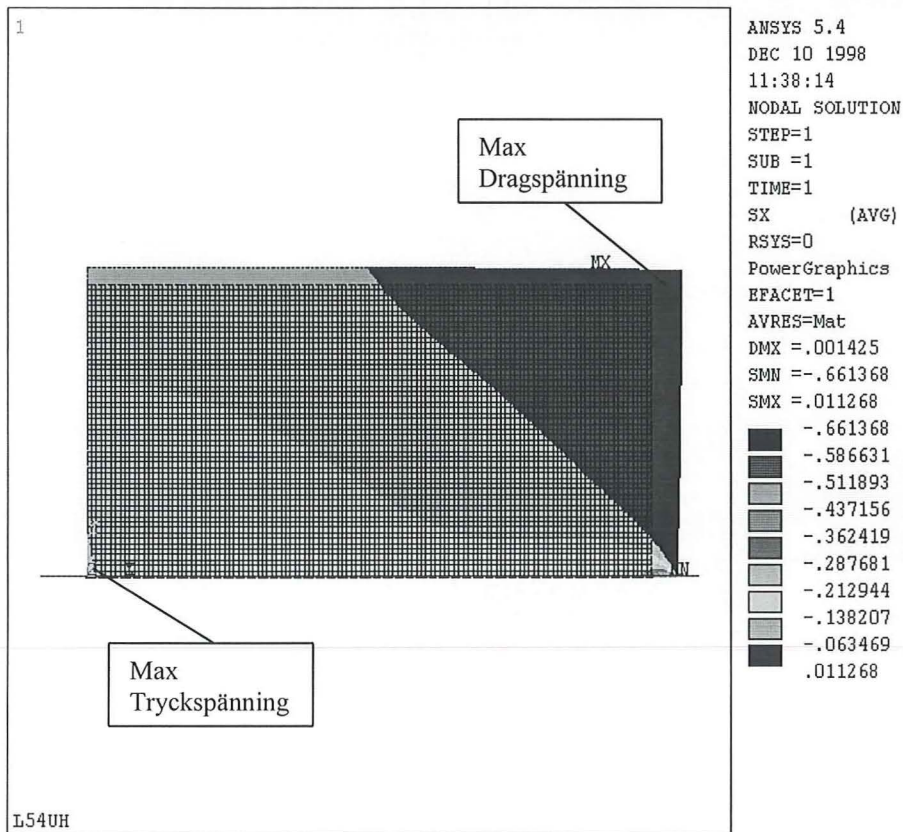


Väggtyp K81UH papp som underlag, belastad med temperatur -30 grader Celsius.

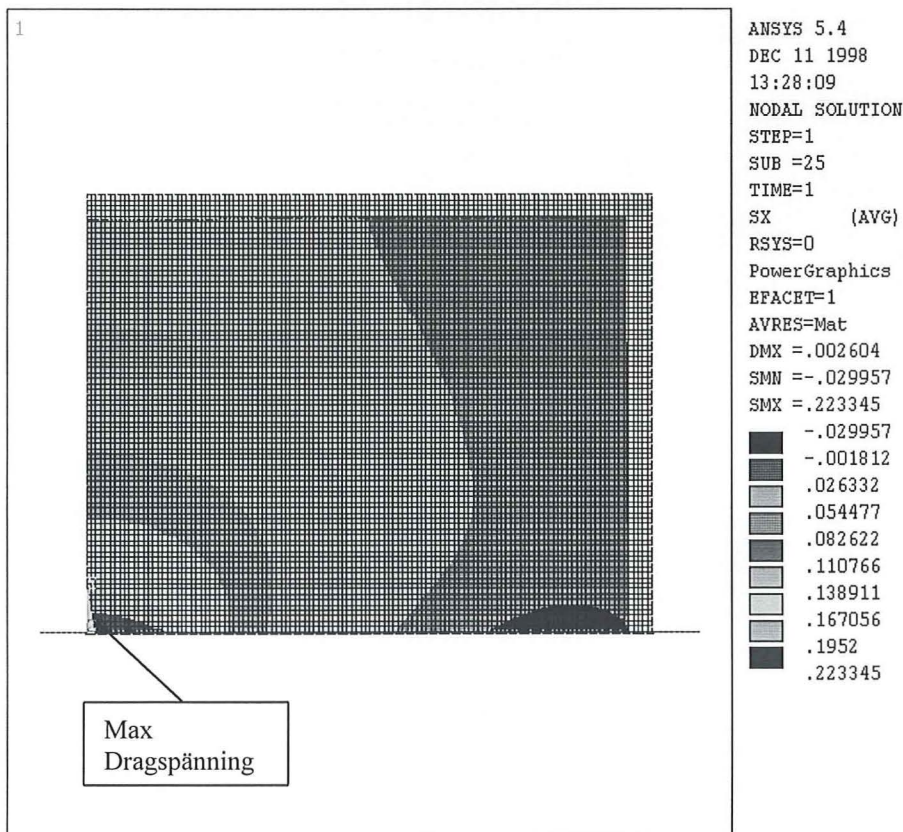


Väggtyp L81UH papp som underlag, belastad med temperatur -30 grader Celsius.

Bilaga 4c. Beräknad spänningsfördelning i x-led, E=5000 MPa.

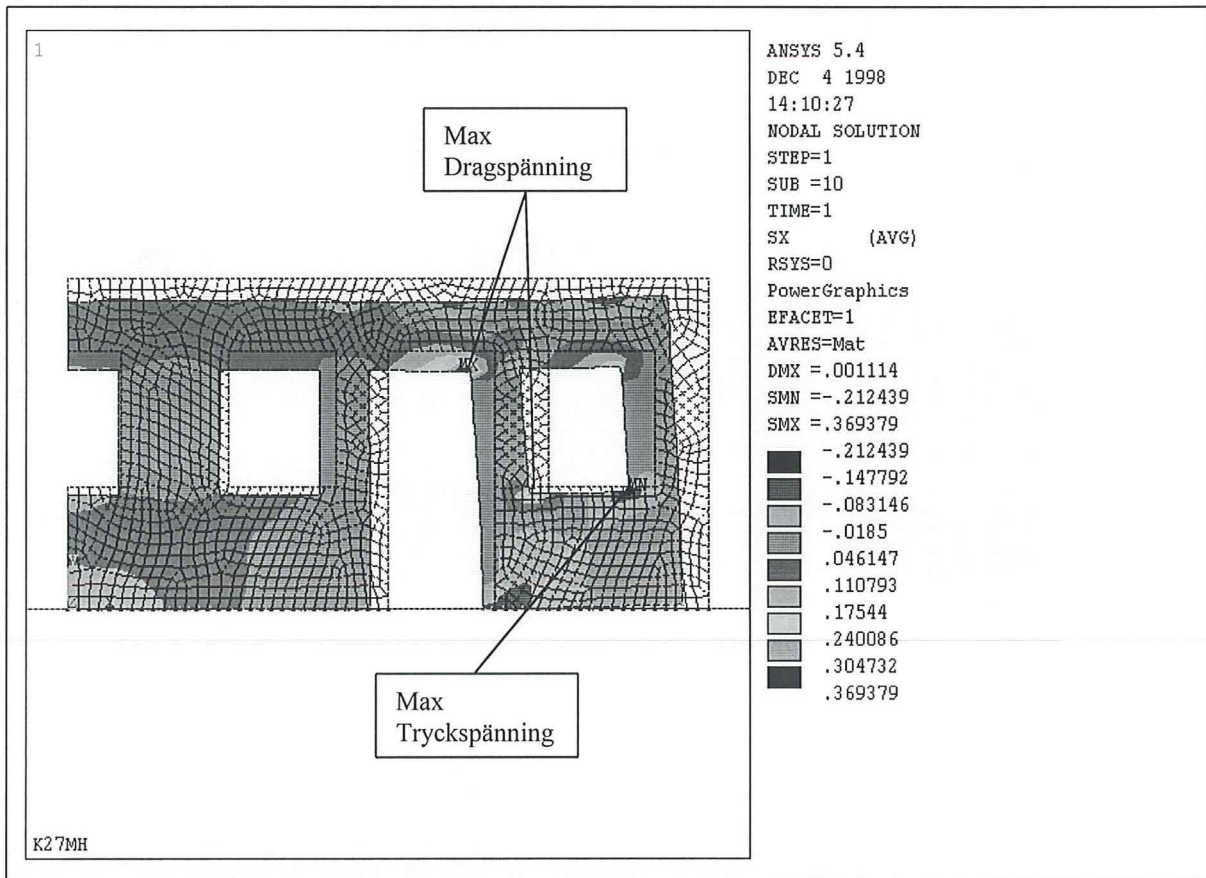


Väggtyp L54UH papp som underlag, belastad med temperatur +30 grader Celsius

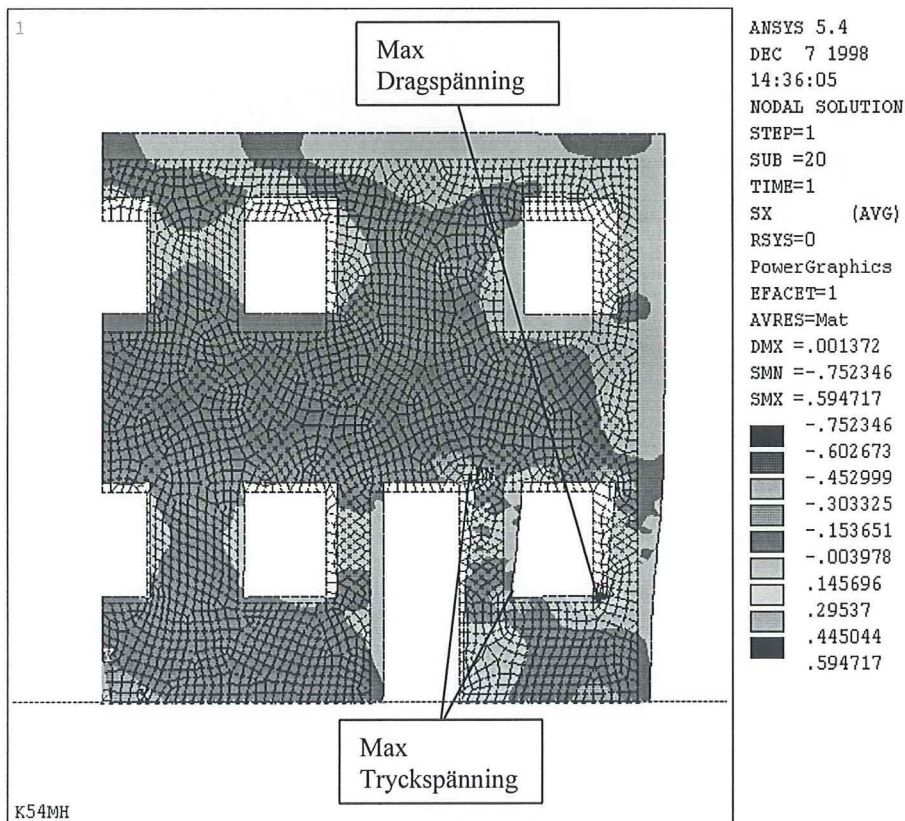


Väggtyp L81UH papp som underlag, belastad med temperatur -30 grader Celsius.

Bilaga 4d. Beräknad spänningsfördelning i x-led, E=5000 MPa.

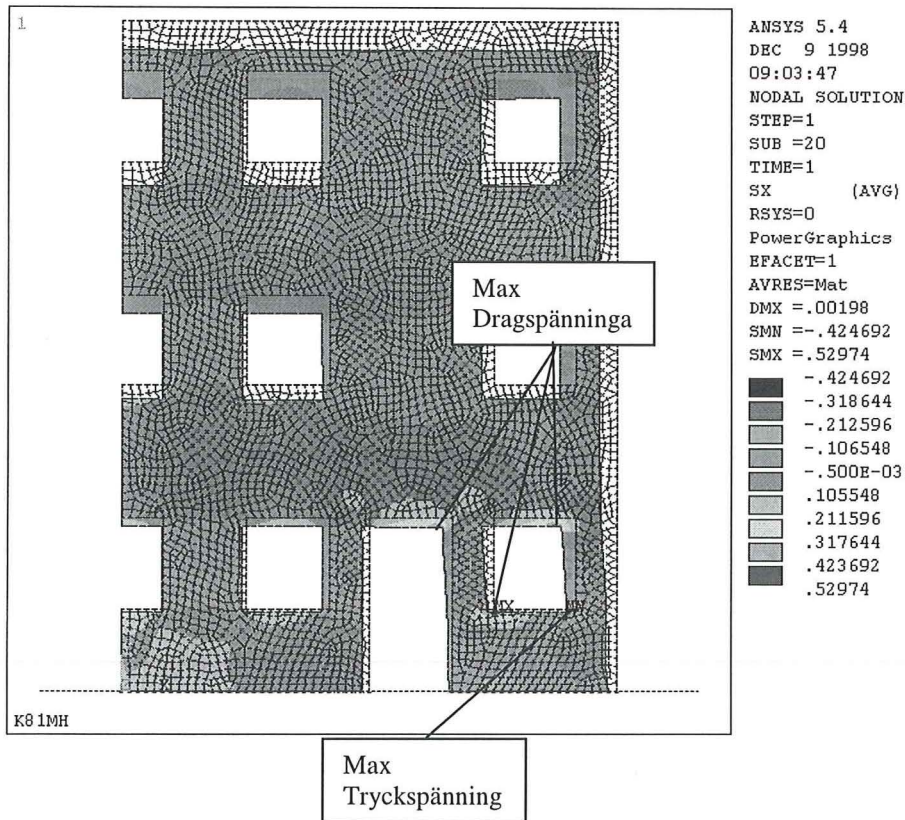


Väggtyp K27MH papp som underlag, belastad med temperaturen -30 grader Celsius.

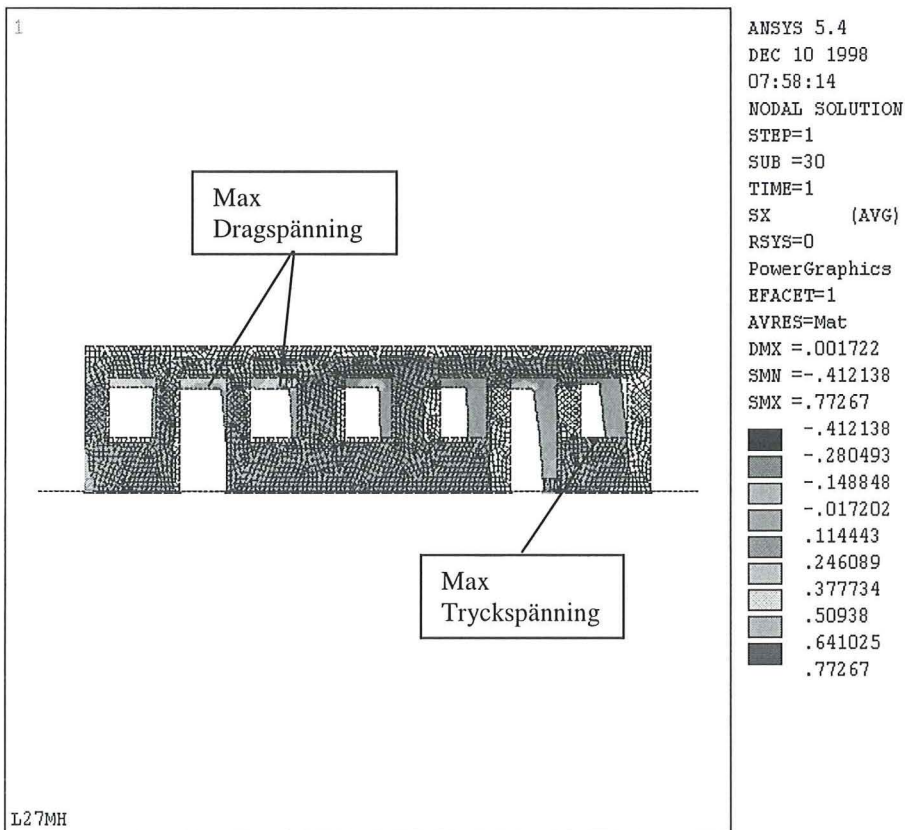


Väggtyp K54MH papp som underlag, belastad med temperatur +30 grader Celsius.

Bilaga 4e. Beräknad spänningsfördelning i x-led, E=5000 MPa.

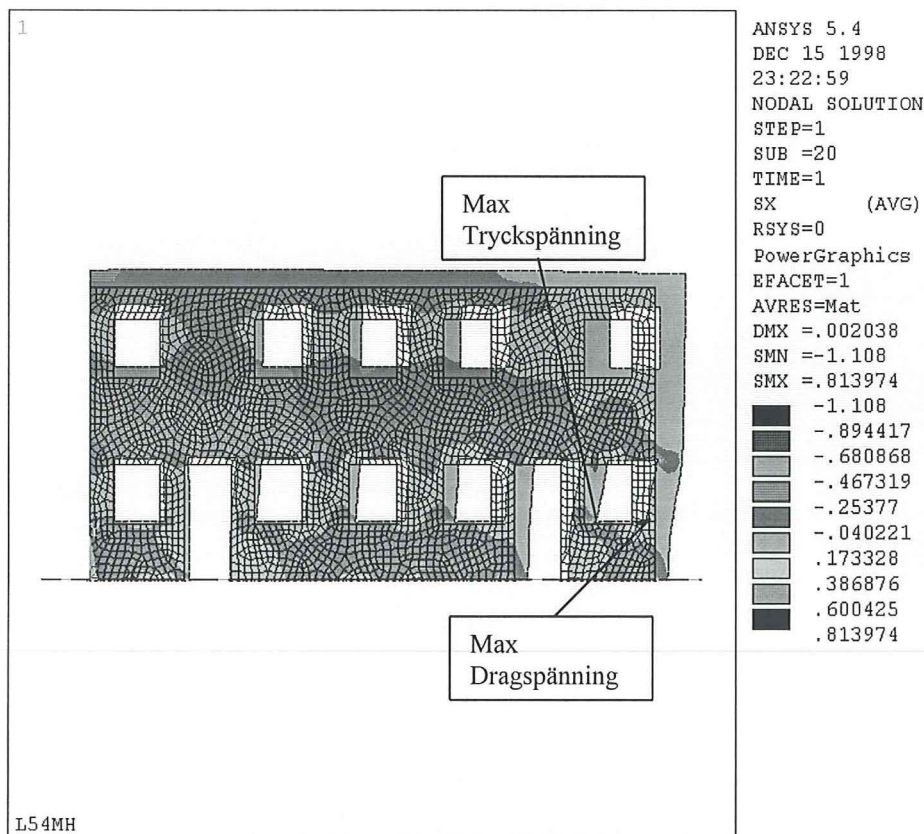


Väggtyp K81MH papp som underlag, belastad med temperatur -30 grader Celsius

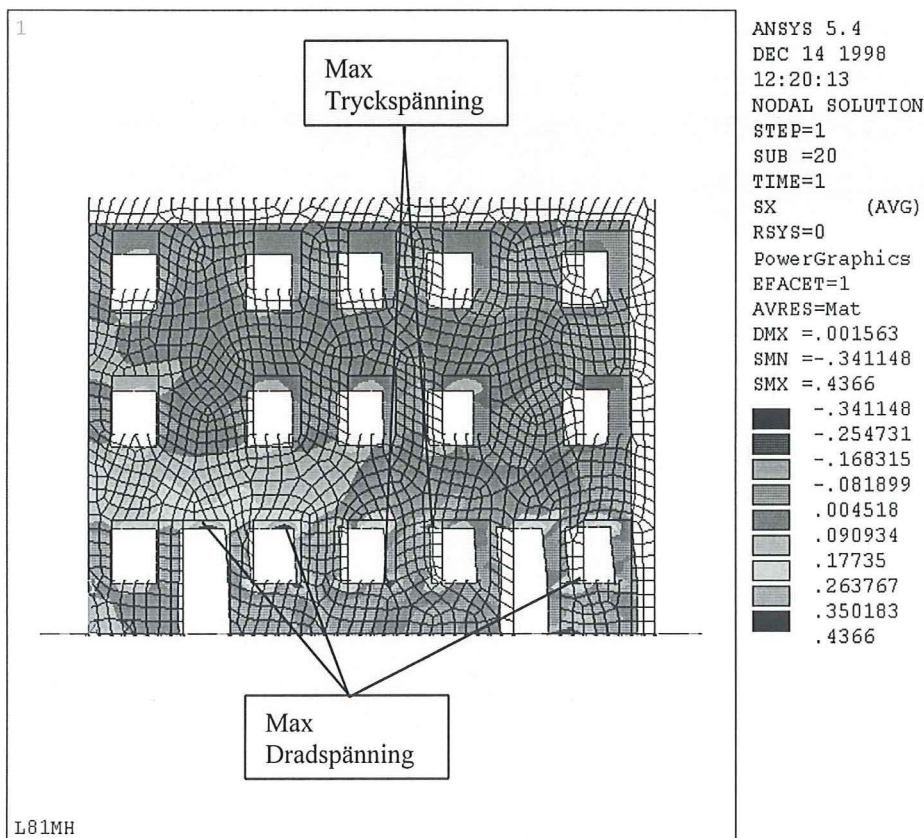


Väggtyp L27MH papp som underlag, belastad med temperatur -30 grader Celsius.

Bilaga 4f. Beräknad spänningsfördelning i x-led, E=5000 MPa.



Väggtyp L54MH papp som underlag, belastad med temperatur +30 grader Celsius



Väggtyp L81MH papp som underlag, belastad med temperatur -30 grader Celsius.

Bilaga 5a. Beräkningsresultat från FEM-analys

Beräknade maximala dragspänningar från FEM-analys T= 30 grader Celsius.

Väggtyp	E-modul=5000 MPa			E-modul=10000 MPa		
	Plåt	Papp	Bruk	Plåt	Papp	Bruk
K27UH	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
K54UH	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
K81UH	0.04	0.03	0.08	0.04	0.03	0.04
L27UH	0.01	0.01	0.06	0.01	0.01	0.06
L54UH	0.01	0.01	0.30	0.01	0.01	0.31
L81UH	0.02	0.01	0.18	0.02	0.01	0.34
K27MH	0.43	0.33	0.45	0.14	0.36	0.56
K54MH	0.79	0.60	0.91	0.84	0.69	1.51
K81MH	0.87	0.65	0.93	1.19	0.70	1.64
L27MH	0.47	0.35	0.48	0.32	0.42	1.44
L54MH	0.91	0.81	1.20	0.88	0.90	2.23
L81MH	0.95	0.60	1.00	1.02	0.60	1.70

Tabell över beräknade dragspänningar från FEM-analys T=30 grader Celsius.

Beräknade maximala tryckspänningar från FEM-analys T= 30 grader Celsius.

Väggtyp	E-modul=5000 MPa			E-modul=10000 MPa		
	Plåt	Papp	Bruk	Plåt	Papp	Bruk
K27UH	0.22	0.30	0.29	0.22	0.30	0.29
K54UH	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
K81UH	0.45	0.21	4.85	0.45	0.22	7.90
L27UH	0.29	0.39	1.73	0.29	0.39	1.72
L54UH	0.36	0.66	7.09	0.36	0.50	7.33
L81UH	0.68	0.26	5.68	0.70	0.80	7.36
K27MH	1.04	0.62	1.12	0.29	0.76	1.40
K54MH	1.01	0.75	1.60	1.11	0.88	2.17
K81MH	1.06	0.77	2.70	1.50	0.84	2.10
L27MH	1.23	0.98	1.14	0.80	1.14	2.65
L54MH	1.25	1.11	2.49	1.20	1.22	3.16
L81MH	1.07	0.57	3.08	1.17	0.57	2.20

Tabell över beräknade tryckspänningar från FEM-analys T=30 grader Celsius.

Bilaga 5b. Beräkningsresultat från FEM-analys

Beräknade maximala dragspänningar från FEM-analys T= -30 grader Celsius.

Väggtyp	E-modul=5000 MPa			E-modul=10000 MPa		
	Plåt	Papp	Bruk	Plåt	Papp	Bruk
K27UH	0.26	0.17	0.37	0.30	0.18	0.38
K54UH	0.33	0.17	0.51	0.36	0.18	0.57
K81UH	0.47	0.18	0.71	0.54	0.20	1.10
L27UH	0.39	0.31	0.61	0.39	0.32	0.71
L54UH	0.40	0.24	0.75	0.44	0.26	1.13
L81UH	0.54	0.22	0.74	0.64	0.24	1.23
K27MH	0.53	0.37	0.57	0.75	0.44	0.45
K54MH	0.54	0.45	0.68	0.61	0.49	1.07
K81MH	0.70	0.53	0.73	0.94	0.62	1.08
L27MH	0.61	0.73	0.71	0.72	0.90	1.01
L54MH	0.60	0.55	0.75	0.70	0.63	0.75
L81MH	0.65	0.44	0.47	0.73	0.48	0.52

Tabell över beräknade dragspänningar från FEM-analys T=-30 grader Celsius.

Beräknade maximala tryckspänningar från FEM-analys T= -30 grader celsius.

Väggtyp	E-modul=5000 MPa			E-modul=10000 MPa		
	Plåt	Papp	Bruk	Plåt	Papp	Bruk
K27UH	0.02	0.04	0.03	0.04	0.04	0.04
K54UH	0.06	0.04	0.03	0.03	0.04	0.02
K81UH	0.06	0.04	0.15	0.05	0.04	0.11
L27UH	0.04	0.04	0.09	0.03	0.04	0.05
L54UH	0.04	0.07	0.08	0.05	0.07	0.09
L81UH	0.06	0.03	0.12	0.06	0.03	0.11
K27MH	0.36	0.21	0.41	0.37	0.24	0.42
K54MH	0.49	0.39	0.53	0.53	0.44	1.51
K81MH	0.60	0.43	0.62	0.83	0.51	0.96
L27MH	0.32	0.41	0.50	0.48	0.72	0.58
L54MH	0.72	0.55	1.63	1.22	1.03	1.45
L81MH	0.42	0.34	0.38	0.63	0.39	0.42

Tabell över beräknade tryckspänningar från FEM-analys T=-30 grader Celsius.

