



Dimensionering och utformning av diafragmaväggar i tegel

Stefan Havner

Väg & Vattenbyggnad
Avdelningen för Bärande Konstruktioner
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 Lund

Department of Civil Engineering
Division of Structural Engineering
The Lund Institute of Technology
University of Lund
Box 118
S-221 00 Lund
Sweden

Dimensionering och utformning av diafragmaväggar i tegel

Dimensioning and design of diaphragm walls in brick

av

Stefan Havner, LTH, Lund

September 1998

Abstract

This master thesis purpose is to increase the understanding of how the diaphragm walls function. The interest have mainly been focused on how much movement between the inner and outer leaf one can permit. A major interest have also been focused on how much interaction between the leafs one can expect.

Keywords: bricks, deformation, diaphragm walls, interaction, joints, leaves, mortar, movement, reinforcement, ribs, shear modulus

Rapport TVBK-5095

ISSN 0349-4969

ISRN: LUTVDG/TVBK-98/5095+55p

Förord

Den här rapporten är ett resultat av mitt examensarbete som har utförts på avdelningen för Bärande Konstruktioner vid Lunds Tekniska Högskola under läsåret 97/98.

Det här examensarbetet är initierat av min handledare, Tomas Gustavsson vid avdelningen för Bärande Konstruktioner. Han är knuten till ett forskningsprojekt, "Murverk i Byggsystem". Det är ett projekt som ska belysa det moderna kostnadseffektiva byggandet med bärande murverk. Det här examensarbetet är en avknoppning från det forskningsprojektet.

Jag vill tacka min handledare Tomas Gustavsson på avdelningen för Bärande Konstruktioner för all hjälp under arbetets gång. Jag vill också passa på att tacka övrig personal på avdelningen. Övriga som skall ha ett särskilt tack är Optiroc och Murma som bistod med material samt Pukab som hjälpte till med murningen.

Examensarbetet är ett projektarbete om 15 poäng.

Lund 11/9-98

Stefan Havner

Sammanfattning

Det här examensarbetet har som syfte att öka kunskaperna om hur diafragmaväggen fungerar. Intresset har framförallt riktats mot hur inre och yttre muren kan tillåtas röra sig relativt varandra. Även hur stor samverkan som man kan tillgodoräkna sig, mellan inre och yttre muren, när man räknar på muren har varit av intresse.

Rapporten inleds med en kort beskrivning av bakgrunden till arbetet. Där beskrivs diafragmaväggens historia och nutida funktion. Sedan följer en kort metodbeskrivning. Efter det beskrivs försöksuppställningarna och försöken, hur försöken utföll. Sist följer en utvärdering av resultaten.

Resultaten av försöken visade att den horisontella deformationen som kan tillåtas ligger på ca 1,3 millimeter. 1,3 millimeters rörelse motsvarar att man skulle kunna tillåta att man har 12,5 meter mellan de vertikala dilatationsfogarna. Detta gäller under förutsättning att man räknar med en maximal rörelse av 0,21 mm/m i murverket. Kraften som de horisontellt belastade murarna kunde bära var av storleksordningen 30 kN.

De vertikala försöken visar på en möjlig rörelse av storleksordningen 2,5 mm. Lastkapaciteten var av storleksordningen 30 kN.

Skjuvmodulen för våra försök är av storleksordningen 40 MPa. Graden av samverkan som man kan tillgodoräkna sig är av storleksordningen 15%. Detta gäller om man räknar med att provkroppen har en höjd på tre meter. Graden av samverkan påverkas mycket av murens höjd. En hög mur har bättre samverkan än vad en låg mur har.

Hälften av provkropparna var försedda med horisontalarmering lagd i bindarna. Vare sig i de vertikala eller de horisontella försöken kunde man se att armeringen, placerad som vi hade placerat den, hade någon betydelse för vare sig deformationskapaciteten eller lastkapaciteten. Detta tyder på att man kan låta bli att horisontalarmera diafragmaväggar.

Summary

This master thesis purpose is to increase the understanding of how the diaphragm walls function. The interest have mainly been focused on how much movement between the inner and outer leaf one can permit. A major interest have also been how much interaction between the leafs one can expect.

The report begins with a short description of the background to the thesis, where the diaphragm walls history and the way it's used today is discussed. After that follows a short description of method. A description of the experiments and how they turned out comes next. The thesis is completed with an evaluation of the results from the experiments.

The results from the experiments show that the allowed horizontal deformation is about 1,3 mm. 1,3 mm deformation is equivalent to a 12,5m long wall without any vertical joints. This is under the condition that one can expect a maximum movement of 0,21 mm/m masonry. The force that the horizontally loaded walls was able to carry was in the magnitude of 30 kN.

The vertically loaded walls showed that there is a possible movement of approximately 2,5mm. The load capacity is about 30 kN.

The shear modulus obtained from the experiments was in the magnitude of 40 MPa. The degree of interaction is around 15%. This is far from the 100% that is accounted for today. This is if you allow the wall to be 3m high. The height of the walls effects the degree of interaction. A high wall have a higher degree of interaction then a low wall.

Half of the tested walls had reinforcement in the ribs. Neither in the vertically or in the horizontally loaded walls could you see any improvement in the loadbearing capacity or in the capacity of movement. This indicates that you can exclude horizontal reinforcement in diaphragm walls.

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1. INLEDNING	1
1.1 Diafragmaväggen/ hålmuren.....	1
1.2 Syfte	2
2. BAKGRUND	3
2.1 Historik.....	3
2.2 Massiv tegelmur.....	4
3. FUNKTION	5
4. FÖRSÖK	7
4.1 Murning	7
4.2 Horisontell försöksuppställning.....	7
4.3 Horisontella försök.....	9
4.4 Vertikal försöksuppställning.....	10
5. UTVÄRDERING	12
5.1 Metod.....	12
5.2 Teoretisk momentkapacitet	12
5.3 Teoretisk skjuvkapacitet.....	13
5.4 Resultat- Horisontella försök.....	14
5.5 Utvärdering av horisontella resultat	16
5.6 Diskussion kring de horisontella resultaten	16
5.7 Resultat från vertikala försök	17
5.8 Samverkan	18
6. SLUTSATSER	20
6.1 Horisontella försök- slutsatser.....	20
6.2 Vertikala försök- slutsatser.....	20
6.3 Samverkan- slutsatser.....	20
6.4 Slutsats: Är diafragmaväggen ett användbart alternativ?.....	21
7. FÖRSLAG TILL VIDARE FORSKNING	22
7.1 Vertikala försök	22
7.2 Murhöjdens inverkan.....	22
7.3 Brukstypens inverkan.....	22
7.4 Tegelstenens inverkan.....	22
7.5 Armeringens inverkan.....	22
8. LITTERATURFÖRTECKNING	23

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

BILAGA 1	B1.1
DIAGRAM HORISONTELLA FÖRSÖK.....	B1.1
BILAGA 2	B2.1
DIAGRAM VERTIKALA FÖRSÖK.....	B2.1
BILAGA 3	B3.1
1 BERÄKNING AV GRADEN AV SAMVERKAN.....	B3.1
2 PARAMETERSTUDIE	B3.3
3 JÄMFÖRANDE EXEMPEL	B3.4
3.1 <i>Horisontell vindlast enbart</i>	B3.4
3.2 <i>Vertikal last</i>	B3.6
BILAGA 4	B4.1
FUKTKVOTSBERÄKNING	B4.1
BILAGA 5	B5.1
SKISSER PÅ FÖRSÖKSUPPSTÄLLNING	B5.1
<i>Del 1.</i>	B5.1
<i>Del 2.</i>	B5.2
<i>Del 3.</i>	B5.3
SKISS PÅ "RAMAR", UNDERLAG FÖR PROVKROPPARNA.....	B5.4

1. Inledning

1.1 Diafragmaväggen/ hålmuren

Hålmuren eller diafragmaväggen består av två parallella, ofta $\frac{1}{2}$ - sten tjocka, murar som på jämna avstånd är förbundna med bindare av tegelsten som muras i förband, se bild 1.1.

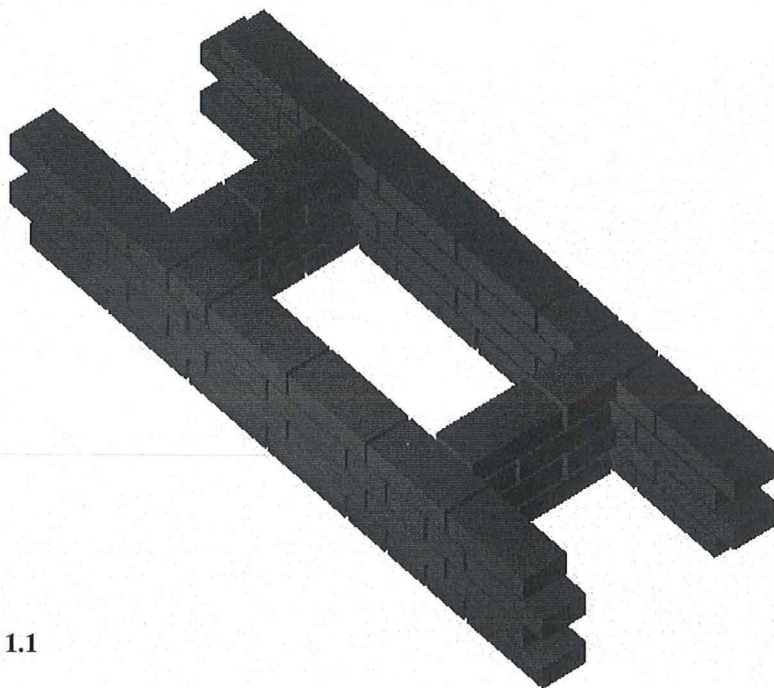


Bild 1.1

Diafragmaväggen är en, i Sverige, tidigare oanvänd väggtyp. Skälet till att man vill använda sig av diafragmaväggen är att den antas öka lastkapaciteten avsevärt jämfört med en kanalmur bestående av $\frac{1}{2}$ -stens mur + isolering + $\frac{1}{2}$ -stens mur utan att öka material åtgången nämnvärt samtidigt som den har nästan samma isoleringsegenskaper.

De problem man idag kan se att diafragmaväggen skulle kunna ge upphov till är:

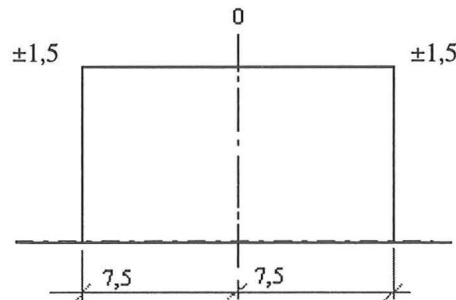
1. Köldbryggor. Kan kompenseras med mer isolering.
2. Skilda rörelser inre-/yttre mur p.g.a. olika temperatur inomhus och utomhus.

I Norge har man använt sig av murtypen en längre tid utan att man har upplevt några problem med skilda rörelser. Varför? Man borde ha större temperaturdifferenser i Norge än i vad man har i Sydsverige.

I Norge har man företrädesvis använt muren i höga och slanka murar med en låg vertikalbelastning. Man vill här i Sverige utnyttja den med en större excentrisk vertikalbelastning. Kan eventuellt den större vertikalbelastningen låsa muren mer?

Det är därför viktigt att få veta mer om murtypens tekniska egenskaper, som deformationskapaciteten p.g.a. skilda rörelser inre-/yttre mur t.ex. Klarar muren t.ex. de skilda rörelser på ca 1,5 mm som man räknar med att man har i södra Sverige, man kan räkna med att man har en rörelse på maximalt 0,21 mm/m vägg och ca 15 m mellan dilatationsfogarna, se figur 1.1. (Siffran 0,21mm/m är tagen ur SBI- Rapport 291 [16]) Man har ännu inte upplevt några större problem när man har c/c ~15 m mellan dilatationsfogarna i skalmurskonstruktioner. En förklaring till att det har fungerat i Norge kan vara att

temperaturflödet i bindarna ger mindre rörelser och kanske, mindre spänningskoncentrationer i väggen.



Figur 1.1

Detta arbetet är en avknoppning från ett forskningsprojekt, "Murverk i byggsystem". Forskningsprojektet leds av Tomas Gustavsson och är finansierat av Mur- och Puts Information AB, MPI och Statliga Byggeforskningsrådet, BFR. MPI är murverksindustrins samarbetsorganisation. Forskningen och användandet av bärande murverk har i Sverige länge haft låg prioritet, och det här forskningsprojektet syftar till att visa på murverkets användbarhet inom det moderna byggandet.

1.2 Syfte

Syftet med examensarbetet är att studera diafragmaväggens skjuv- och deformationskapacitet. Deformationskapaciteten är viktig då det gäller att klara skilda rörelser i horisontalled och skjuvkapaciteten i vertikalled. Kan vi påvisa att vägtypen har en relativt stor deformationskapacitet så kan kanske detta i förlängningen kan leda till att man kan ta bort, eller åtminstone öka avståndet mellan de förfulande vertikala dilatationsfogarna, som idag sitter såpass tätt som 15m, ett värde som gäller för $1/2$ -stens skalmurar. Frågan är om man skall behandla diafragmaväggen på samma sätt.

Vidare är även syftet med arbetet att studera huruvida man verkligen kan tillgodoräkna sig full samverkan mellan inre och yttre muren. Full samverkan är något som förutsätts i de dimensioneringsanvisningar som används idag, t.ex. Konstruktionshandboken [3].

Armeringens praktiska betydelse för diafragmaväggens deformationskapacitet och lastkapacitet har också undersökts.

I examensarbetet ingår även en litteraturstudie för att ta reda på vad som finns skrivet i dag om diafragmaväggen, dess funktion, användbarhet och bärförmåga. Litteraturstudien finns i huvudsak redovisad i kapitel 2. *Bakgrund* och 3. *Funktion*.

2. Bakgrund

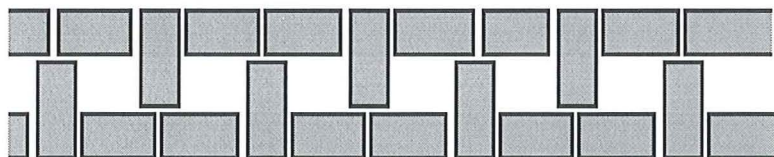
Den litteratur jag har använt mig av i nedanstående stycken är framförallt: *Mureri* av Hjalmar Granholm [9], *Konstruktionshandboken Bärande tegelmurverk* [3], *Structural Masonry Designers' Manual* av Curtin, Shaw, Beck & Bray [1], *Murverk i Byggsystem*, Tomas Gustavsson [4], *Bärande diafragmaveggar- ny byggetradisjon for norske kirkerom*, Geir Wold- Hansen [14] och *Temperatur och värmegenomgång i murade ytterväggar*, Gunnar Seden & Ebbe Jonsson.

2.1 Historik

Före det moderna murverksbyggandet var avsikten med hålmuren oftast att förhindra fukt, t.ex. i form av slagregn att nå insidan av väggen, och inte som ett sätt att öka hållfastheten. I utlandet, framförallt i Norge och England, däremot har väggtypen använts med framgång som bärande konstruktion en längre tid. Där har väggtypen dock främst använts till höga envånings hallbyggnader med lätta takkonstruktioner. Detta har gjort att väggen framförallt har dimensionerats mot böjande moment p.g.a. horisontella vindlaster och små vertikala laster, i princip bara egentynghden. Därför har väggens vertikala bärförmåga inte utnyttjats till fullo.

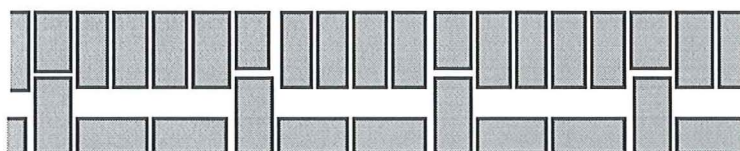
Den moderna hålmuren har två föregångare i den *Trondheimska* hålmuren och *Bergensk* hålmur. Som namnen antyder har murtyperna sitt ursprung i Norge.

Bergensk hålmur karakteriseras av att bindarna inte är murade i förband (se fig. 2.1), därför kan man inte tillgodogöra sig någon samverkan alls.



Figur 2.1 Bergensk hålmur

I de *Trondheimska* hålmurarna är bindarna murade i förband, i regel $\frac{1}{4}$ -sten in i den inre muren. Bindarna förskjuts så att bindarna i ett skift inte kommer i kontakt med bindarna i det föregående skiftet. Hålrummet är sålunda sammanhängande (se fig. 2.2).



Figur 2.2 Trondheimska hålmur

För ytterligare information om *Bergensk* hålmur och *Trondheimska* hålmur se även *Mureri* [9]

2.2 Massiv tegelmur

I dag finns det ett förnyat intresse för murverk som byggnadsteknik/ konstruktionsteknik. Den traditionella massiva murade tegelväggen har följande fördelar:

- god bärförmåga,
- luft- och vindtäthet,
- täthet mot regngenomslag ,
- enkla anslutnings- och tätningsdetaljer,
- lågt underhållsbehov,
- goda åldringsegenskaper,
- sättningståligt,
- god förmåga att ta upp temperaturrelater, bl a p.g.a. kalkbrukets ”seghet”,
- inget behov av kramling eller armering,
- temperaturutjämnande konstruktion p.g.a. konstruktionens tyngd,
- bara ”en” yrkeskategori, dvs man behöver bara ha murarna på plats för att uppföra väggarna.

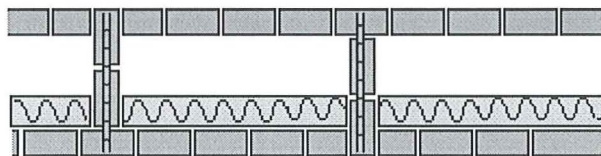
Nackdelarna med den massiva konstruktionen är:

- stor materialförbrukning och därmed tidsåtgång,
- högt U- värde.

Ett sätt att komma förbi den massiva tegelväggens nackdelar är att t.ex. använda sig av en sk diafragmavägg. Diafragmaväggen kombinerar den massiva väggens fördelar med låg materialåtgång och lågt U- värde. Detta gör att väggtypen borde bli ett mycket prisvärt alternativ, även jämfört med andra material som stål och betong.

3. Funktion

Diafragmaväggen består av två stycken parallella murar som muras ihop i förband med bindare, på jämna s- avstånd (1,20- 1,80 m) [14]. Detta gör att muren får formen av en serie I-tvårsnitt eller lådtvårsnitt, vilket ska ge ett mycket styvt tvärsnitt med hänsyn till materialåtgången. Hållrummet som på det här sättet uppstår hade från början till uppgift att förhindra regngennomslag till murens insida. För lufttätets skull är det viktigt att både ligg- och stötfogar är välfyllda. Det är även lämpligt att låta slamma inre murens utsida för att försäkra sig om en lufttät konstruktion. Diafragmaväggen kan isoleras genom att mineralullsskivor, eller liknande, monteras på innerväggens utsida (se fig. 3.1). Hållrummet kan även fyllas med lösfallnadsisolering t.ex. lättklinker. Det är viktigt att då man använder sig av lösfallnadsisolering sörjer för att man hindrar regngennomslag, t.ex. genom att tunnputsas yttre murens insida. Hållrummet kan också användas för att placera diverse installationer. Det är viktigt att man vid uppförandet av muren ser till så att inget organiskt material hamnar i hållrummet där det kan orsaka mögel och andra problem. En del litteratur anger att bindarna bör utföras av lågsugande tegel för att förhindra fukttransport till murens insida. Andra anser att ett starkt sugande tegel är snarast fördelaktigt ur den synpunkten och att regngennomslag framförallt sker genom dåligt utfyllda fogar. Att mellanrummet isoleras innebär att ytter- och innerväggen får olika temperatur och därmed olika rörelser. Vilket i sin tur kan leda till vertikal sprickbildning i fasaden samt sprickbildning i bindarna. Detta är något som man måste vara uppmärksam på vid dimensioneringen. För att undvika sprickbildning har man idag vertikala dilationsfogar med ett s- avstånd av cirka 15 m. 15 meter är ett mått som gäller vanliga $1/2$ -stens skalmurar utanför isolerskikt, för diafragmamuren kan tätare avstånd krävas.



Figur 3.1

Som tidigare nämnts har man lång erfarenhet av murtypen i både England och Norge. Där har de utsatts både för fukt och kyla. De engelska murarna är dock i allmänhet oisolerade. Mätningar på, bl a Sofiemyr kyrka i Norge [15], visar att yttemperaturen på murens insida vid bindarna är endast ett par grader lägre än för väggen i övrigt, vilket rimligtvis inte kan uppfattas som ett komfortproblem av brukaren. Inte heller har det konstaterats några problem med smuts på väggens insida vid bindarna, ett problem som man annars hade kunnat tänka sig skulle kunna uppstå, dock skall man undvika helt vita väggar.

Hålmuren kan förses med såväl horisontell som vertikal armering. Den vertikala armeringen kan antingen vara slak eller efterspänd. Genom att efterspanna vertikal armeringen kan vägghöjden ökas. Horisontell armering placeras i bindarna, bl.a. för att säkra den mekaniska kopplingen mellan de två murarna, [14].

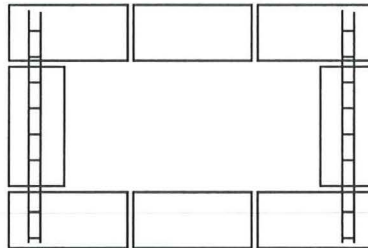
Muren behandlas idag beräkningsmässigt så att man räknar med att yttermuren tar upp vindlasten som en enkelspänd platta mellan bindarna. Väggen dimensioneras med hänsyn till knäckning av vertikal last. Vidare antar man full samverkan mellan murarna och bindarna. Ingen vertikal böjdragpåkänning får uppstå. Sist kontrolleras vertikal skjuvpåkänning mellan

mur och bindare, [1]-[3]. Reglerna har antagligen utformats för slanka konstruktioner med vind som huvudlast och (mycket) liten vertikal last. De väggar där man har använt sig av den här tekniken har ofta, framför allt i England, varit just sådana höga slanka konstruktioner, t.ex. sporthallar och konsertlokaler, så det är naturligt att anta att reglerna har anpassats efter sådana byggnader, se vidare [2].

4. Försök

4.1 Murning

Tio stycken hålmurssektioner uppfördes. De är tre sten breda, två sten djupa och sju skift höga. Detta ger sektionerna måtten 770x510x525. Hälften av sektionerna utfördes med bistålsarmering i bindarna. Som underlag för murning tillverkades tio stycken ramar med yttermått 770x510 av UPE200 som svetsades samman (skisser på ramarna bifogas i bilaga 5). Ovanpå ramarna placerades en plastfilm, på filmen lades sedan ett lager bruk i vilket första skiftet murades. Vartannat skift murades i förband. I hälften av sektionerna placerades armering i bindarna, armeringen lades efter första, fjärde och sjätte skiftet. Placeringen av armeringen i bindarna framgår av fig. 4.1.



Figur 4.1

För att härdningen av bruket skulle ske under gynsamma betingelser placerades mursektionerna under en plastfilm. Materialet som använts är vanligt månghålstegel med 35 Mpa kvalitet. Murbrukskvaliteten vi använde oss av var C- bruk. Armeringen är bistålsarmering Bi 37R. Murning utfördes av en murare från PUKAB Malmö.

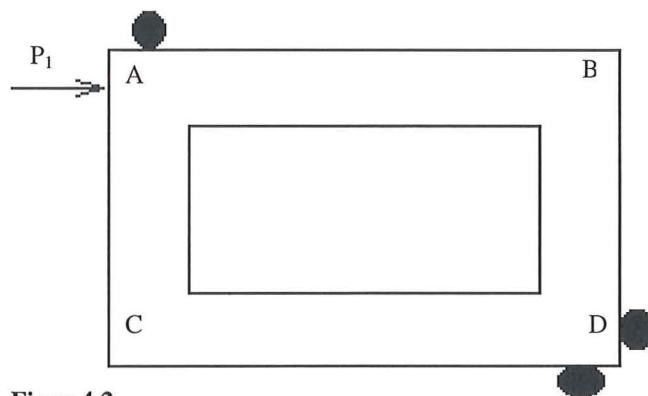
Vedertagen tid för härdning vid försök av de här typen är 28 dagar. Murarna fick dock stå i tio veckor istället på grund av problem med färdigställandet av provriggen.

Senare kompletterades försöken med ytterligare två murar. Dessa fick härda i 28 dygn. De utfördes dessutom utan armering.

Jag och min handledare murade också upp två stycken mursektioner för att med dem kunna prova försöksuppställningen. Detta för att slippa obehagliga överraskningar vid själva provtryckningen. Som vi själva märkte vid detta tillfälle var det inte en helt enkel uppgift att få muren någorlunda snygg och stabil, därför rekommenderar vi att utbildade murare utför arbetet.

4.2 Horisontell försöksuppställning

Under försöken mäts tillförd kraft och de rörelser som uppkommer. Under försökets gång observeras de sprickor som uppkommer. När, var, vid vilken kraft och vid vilken deformation uppträder de? Uppkommer det någon stelkroppsrorelse?



Figur 4.2

Kraften förs på vid P_1 . Mothåll är placerat vid A och D (se fig. 4.2). Deformationerna mäts i höjd med andra och sjätte skiftet på motstående sida från P_1 och mothållen, dvs vid B och C, se även fig. 4.3. Det ger totalt åtta mätpunkter. Mothållen är tillverkade av UPE- profiler och VKR- profiler, se bild 4.1. Mothållen skruvades fast i golvet med M16-20 stag med en karakteristisk brotthållfasthet på 800 MPa (skisser på mothållen bifogas i bilaga 5). För att få god passning mellan provkroppen och mothållen använde vi oss av masonitskivor som mellanlägg vid mothållen markerade i figur 4.3.

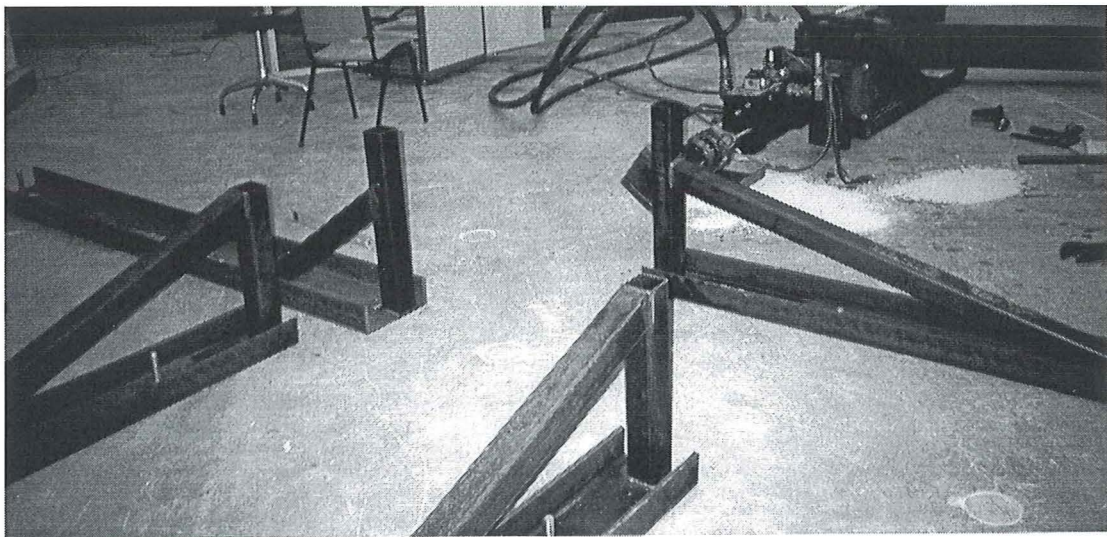


Bild 4.1

Kraften fördes på med hjälp av en hydraulisk kolv som är styrd så att kolvens förskjutning sker med konstant hastighet. Kolven monterades på en "bock" som är snarlik de som använts till mothåll och tillverkad av samma sorts material. För att få en utbredd last fördelades lasten från kolven via ett plattjärn med dimensionerna 70x25mm.

Deformationerna mättes med givare som har en känslighet på $1/100$ - dels mm.

Potentiella felkällor är murningen och försöksuppställningen. För att komma tillrätta med murningen som felkälla användes en professionell murare från PUKAB.

För att eliminera den andra potentiella felkällan så uppfördes två stycken ”slaskmurar” som användes för att undersöka provuppställningens tillförlitlighet.

4.3 Horisontella försök

Vid provningen tog det ca 30 minuter för lasten att uppnå maxvärde. Detta för att försöka efterlikna de deformationerna som uppkommer på grund av temperaturdifferens mellan inre och yttre vägg i verkligheten. Det är ett relativt långsamt förlopp. För att hinna med och registrera var någonstans och hur sprickorna uppkommer videofilmades försöken.

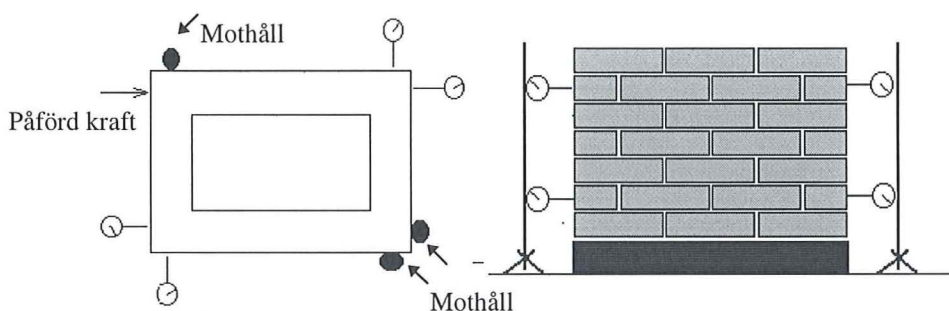
Deformationerna mättes med givare som placerades som ovan nämnts i höjd med andra och sjätte skiftet, för placering av givare se även fig. 4.3. Deformationerna registreras med hjälp av en dator.

Även fuktkvoten i teglet och murbruket mättes efter försöket för att kunna sätta deformationen i relation till fukt innehåll. Ett antagande är att en ”fuktig” mur har ett ”segare” brott och alltså bättre deformationsegenskaper. Mätningen av fuktkvoten gick till så att mindre delar tegel och murbruk vägdes, efter det så placerades de i en ugn i 105°C i 24h. Sedan vägdes materialproven igen och fuktkvoten kunde bestämmas som $(m_{\text{blöt}} - m_{\text{torr}}) / m_{\text{torr}} = m_{\text{vatten}} / m_{\text{torr}}$. Resultaten av fuktmätningarna redovisas i bilaga 4.

Fuktkvoten för alla murarna, alltså även vid de vertikala försöken, var väldigt låg. Fuktkvoten varierade mellan 0,15- 1,9% för stenen, med ett medelvärde på 0,59%, för bruket varierade fuktkvoten mellan 2,4- 4,3%, med ett medelvärde på 3,37%.

Provkropparna har alltså varit torra vid provningens genomförande. Om fuktkvoten har haft någon betydelse för försökens utfall är omöjligt att säga. Man kan dock säga att det är något man kan låta vara en variabel som man låter variera i framtida försök.

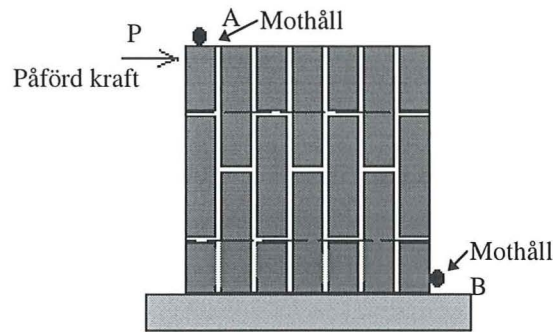
Efter tre försök gjordes ett kort uppehåll för att kontrollera att mätningarna gav resultat som gick att tyda. Efter den här avstämningen beslöts det att de hörn där kraften applicerades och där stöden låg an skulle putsas. Detta gjordes för att få en jämnare anläggningsyta och på så vis försäkra sig om att krafterna blev jämnt fördelade över tvärsnittet.



Figur 4.3

4.4 Vertikal försöksuppställning

I försöket mättes tillförd kraft och de rörelser som uppkommer. Under försökets gång är det tänkt att man skall observera de sprickor som uppkommer, när, var, vid vilken kraft och vid vilken deformation uppkommer sprickorna? Hur stor blir stelkroppsrörelsen?



Figur 4.4

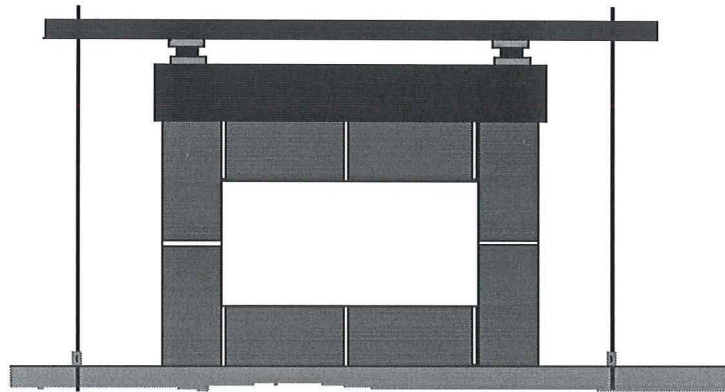
Försöksuppställningen ser ut sådan att provkroppen läggs ned på sidan och sedan belastas den horisontellt enligt figur 4.4. Mothåll placeras nere vid B och lyftning förhindras vid A.

Lyftningen vid A förhindras genom att en VKR- profil placeras på muren och på VKR- profilen placeras två rullager i linje med bindarna. Under VKR- profilen lades ett lager med torr cement för att jämna ut underlaget och för att få en horisontell yta. Ovanpå allt detta monterades en VKR 80x80x5 som sedan spännes in golvet med M16 stagar, se även figur 4.5. På var stagar placeras en lastcell som mäter dragkraften som stagen belastas med.

Som mothåll vid B, enligt fig. 4.4, användes ett av de mothåll som användes vid de horisontella försöken.

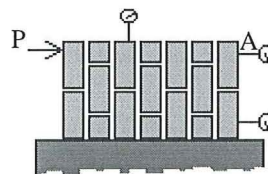
Under muren placerades en trä skiva, för att komma till rätta med de ojämnheter som finns i ett murverk. Även vid mothållet vid B nyttjades en träskiva för att krafterna skulle fördelas så jämnt som möjligt.

Kraften fördes på via samma kolv som användes i de horisontella försöken. Den var även nu , monterad på samma bock som den var monterad på vid de horisontella försöken, dock placerad högre upp för att kraften skulle föras in mitt på den övre ”flänsen”. Lasten fördelades över hela murens bredd med hjälp av ett plattjärn med dimensionerna 70x25 mm. Lastcellerna gjorde att lasten vid A i vertikal led kunde registreras så att VKR- profilen kunde spännas ner lika mycket i varje stagar enligt figur 4.5.



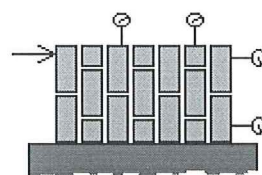
Figur 4.5

Den deformationen som i huvudsak är av intresse mäts på motstående sida från P sett, vid A enligt fig. 4.6, 450 mm över golvet, mitt för bindarna. För att kontrollera stelkroppsrörelsen mäts även den nedre murens rörelse, denna mäts i en punkt mitt på muren. Murens lyftning mäts i två punkter på murens ovansida i höjd med tredje skiftet, i linje med bindarna, se även figur 4.6.



Figur 4.6

I de kompletterande försöken så mäts provkroppens vertikala rörelse i ytterligare två punkter och den nedre murens rörelse mäts nu i två punkter i linje med bindarna, se fig. 4.7



Figur 4.7

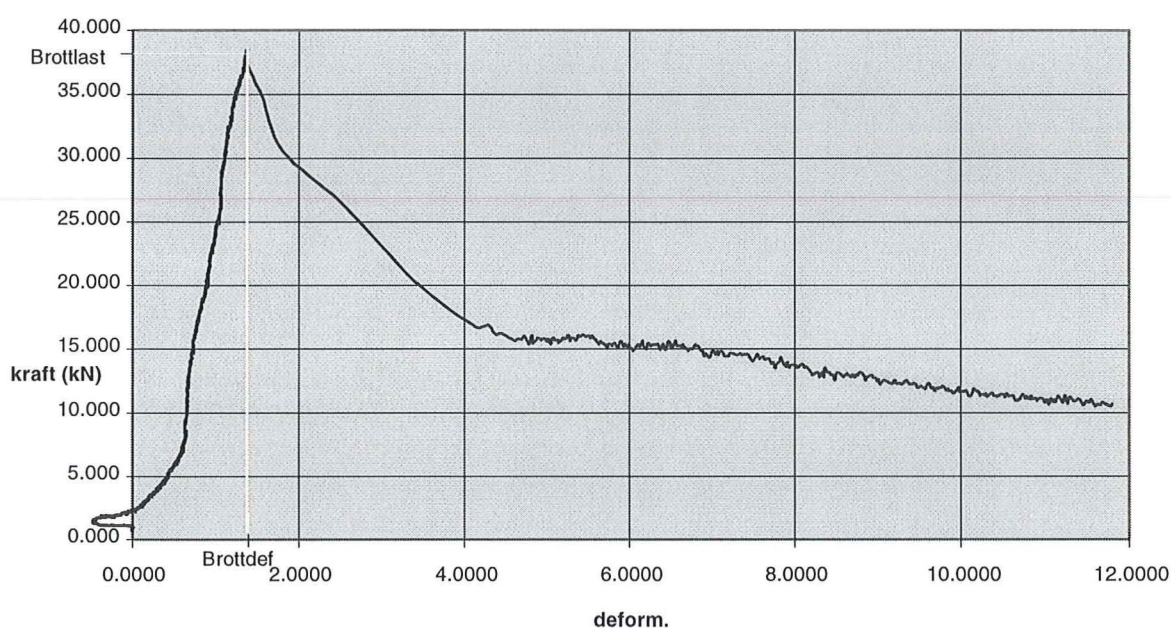
Trä skivan som låg under provkroppen vid de första försöken var nu borttagen.

5. Utvärdering

5.1 Metod

Värdena för deformationerna i försöken har behandlats med hjälp av Excel. Det som har gjorts är att stelkroppsrörelsen har räknats bort och deformationerna har plottats mot kraften, (diagrammen redovisas i bilagorna 1 och 2). Teorin bakom elimineringen av stelkroppsrörelsen visas i kapitel 5.4. Hädanefter kommer alla deformationer som beskrivs vara de absoluta deformationer som var vid brottlast enligt figur 5.1. De laster som beskrivs kommer att vara brottlaster.

kraft- def. samband



Figur 5.1

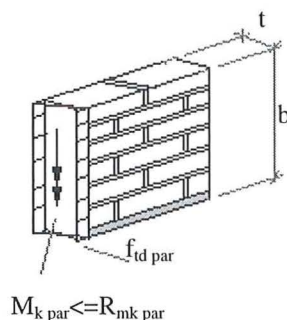
5.2 Teoretisk momentkapacitet

Den teoretiska momentkapaciteten tas fram som jämförelse till resultaten från de horisontella försöken. Den teoretiska momentkapaciteten, parallellt liggfogarna, beräknas enligt MUR 90:

$$f_{tk \text{ par}} = 0,8 \cdot 1,1 = 0,88 \text{ MPa}$$

$$R_{mk} = f_{tk \text{ par}} \cdot W; \quad R_{mk} = \text{tillåten karakteristiskt moment (5.1)}$$

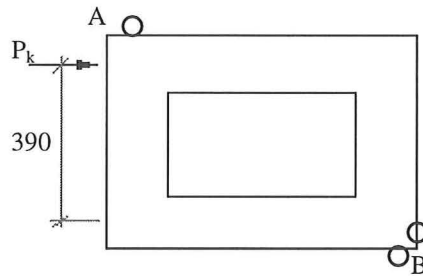
$$W = bt^2/6; \quad (5.2)$$



Figur 5.2

$$\begin{aligned}
 t &= 120 \text{ mm} \\
 b &= 525 \text{ mm} \\
 W &= 0,525 \cdot 0,120^2 / 6 = 1,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \\
 R_{\text{mk par}} &= 0,88 \cdot 10^6 \cdot 1,26 \cdot 10^{-3} = 1110 \text{ Nm} = 1,11 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Faktisk brottslast vid de horisontella försöken låg på 38 kN



Figur 5.3

En enkel beräkning med "Ramanalys", med följande ingångsvärden, $E_k = 4,97 \cdot 10^{12}$ Pa, $I = 7,2 \cdot 10^{-5}$ m⁴. En last på 1 kN, i motsvarande läge och riktning som figur 5.3, gav ett resulterande moment på 0,106 kNm. En last på 40 kN hade då gett ett resulterande moment på 4,24 kNm. Reaktionskraften vid stödet, A, markerat i figuren ovan, blir då 13 kN.

5.3 Teoretisk skjuvkapacitet

Den teoretiska skjuvkapaciteten används som jämförelse till resultaten från de vertikala försöken. Den teoretiska skjuvkapaciteten, vinkelrätt liggfogarna, för en vertikalbelastad mur, beräknas som följer enligt MUR 90:

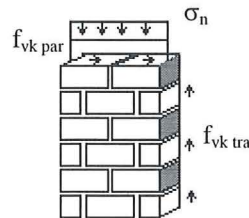
$$f_{\text{vk tra sten}} = 0,8 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{v ktra}} = 0,8 \cdot h_s / h \text{ MPa}; \quad (5.3)$$

h_s = stenens andel av det skjuvade tvärsnittet (stötfogarna räknas bort).

h = hela tvärsnittets höjd

$$f_{\text{vd tra}} = f_{\text{v ktra}} / (\gamma_m \cdot \gamma_f); \quad (5.4)$$



Figur 5.4

I det här fallet blir $h_s = 186$ (3·62mm), $h = 7 \cdot 62 + 7 \cdot 13 = 525$ mm,

$$f_{\text{v ktra}} = 0,8 \cdot 186 / 525 = 0,283 \text{ MPa}$$

Den karakteristiska skjuvkapaciteten parallellt med liggfogarna, beräknas enligt följande i MUR 90:

$$f_{vk, par} = 0,15 + 0,5\sigma_n \leq 0,6 \text{ MPa} \quad (5.5)$$

σ_n = medeltryckpåkänningen av vertikallast i aktuellt tvärsnitt.

Med satsen om parvis uppträdande skjuvkrafter ger att den dimensionerande skjuvkraften blir den minsta av de två värdena enligt ekvationerna 5.3 och 5.5.

Detta ger att den karakteristiska skjuvkapaciteten om vi tittar på skjuvningen vinkelrätt mot liggfogarna blir:

$$P_{vk} = 0,283 \cdot 10^6 \cdot 0,525 \cdot 0,12 = 17,8 \cdot 10^3 \text{ N} = 17,8 \text{ kN}$$

Tittar vi på den karakteristiska skjuvkapaciteten parallellt med liggfogarna blir den :

$$P_{vk} = 0,15 \cdot 10^6 \cdot 0,510 \cdot 0,12 = 9180 \text{ N} = 9,18 \text{ kN}$$

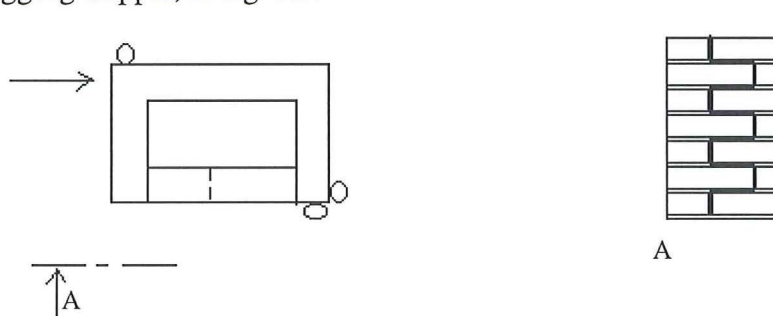
Brottlast med hänsyn till teoretisk skjuvkapacitet blir 9,18 kN.

Faktisk brottlast vid de vertikala försöken låg kring 30 kN.

Noteras skall här att de teoretiska värdena är karakteristiska värden, därav är det naturligt att de ligger lägre än de faktiska värdena.

5.4 Resultat- Horisontella försök

Brottet gick till så att samtidigt som det uppstod sprickor i stötfogarna, så släppte bruket i liggfogarna. Sprickorna uppstod samtidigt som muren gick till brott. Det som hände var det att hörnen öppnade/ slöt sig och vi fick böjbrott i stötfogarna samtidigt som vidhäftningen mellan sten och liggfog släppte, se fig. 5.5.



Figur 5.5

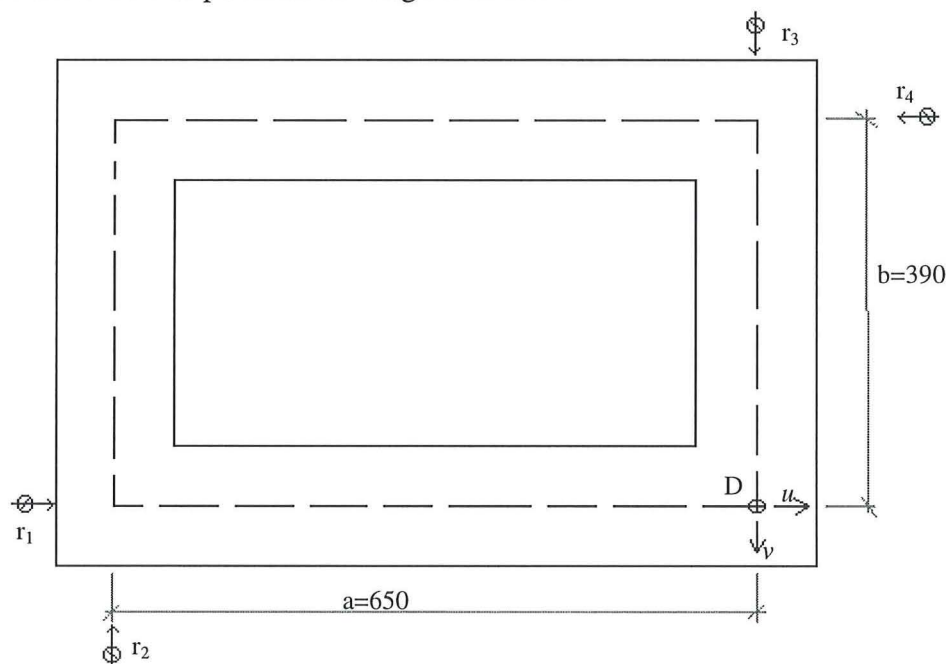
Den kraft som behövdes för att uppnå brott varierade mellan 34,7 kN och 42,14 kN, med ett medelvärde på 38,1 kN. Men här kan man nog räkna med att en, inte obetydlig, del av kraften upptogs av friktion mellan stödet och provkropp vid A enl. fig. 4.2. Detta beror på att det användes mellanlägg av masonit vid stöden för att uppnå full passning.

De värden på deformationer som kommer att redovisas nedan är medelvärden på de deformationer som mättes upp i nivå med det andra och det sjätte skiftet i punkterna B och C enligt figurerna 4.2 och 4.3 vid brott. Även stelkroppsrorelsen är borträknad i de här siffrorna, se tab. 5.1.

Nr	armerad/oarmerad	def(mm)	kraft(kN)
1	oarmerad	0,95	38,6
2	oarmerad	1,64	34,8
3	armerad	0,7	35,8
4	armerad	1,47	42
5	armerad	0,67	38,6
6	oarmerad	1,38	38,6

Tabell 5.1

Stelkroppsrorelsen antas bestå av en translation i u :s riktning, r_1 , en translation i v :s riktning, r_3 och en rotation kring D, θ . r_2 är då en translation parallellt med u , fast i den andra bindaren och r_4 en translation parallellt med v (beteckningar enl. fig. 5.6). Deformationen som är intressant mäts i r_4 :s riktning. Vidare antas små deformationer och att man kan utesluta deformationer som beror på andra ordningens effekter.



Figur 5.6

$$\theta = (r_2 + r_3) / a \quad (5.6)$$

$$r_4^{\text{stelk.}} = \theta \cdot b + r_1 \quad (5.7)$$

$$r_4^{\text{dist.}} = r_4^{\text{mätt}} - r_4^{\text{stelk.}} \quad (5.8)$$

Det här sättet att räkna bort stelkroppsrorelsen fungerar bra i försökets början när deformationerna är små. När deformationerna börjar att bli större ökar också problemen med att säkert kunna veta vad de olika rörelserna beror på. Ett exempel på det här är den lilla ”knycken” man kan se i t.ex. diagram 3, bilaga 1, strax innan det att muren uppnår brottslast.

Den relativa rörelsen som uppmättes mellan inre- och yttre muren varierade mellan 0,67 och 1,64 mm. Det är värden där jag har räknat bort den stelkroppsrörelse som trots allt uppkom. Stelkroppsrörelsen var av storleksordningen 5 mm vid brott.

De relativt stora stelkroppsrörelser som uppkom gör att osäkerheterna i utvärderingen är betydande.

5.5 Utvärdering av horisontella resultat

Man räknar med att man har en rörelse i ett murverk på 0,21 mm/m vägg på grund av temperatur skillnader, i södra Sverige, under ett år [16]. De här temperaturrörelserna är något som kan vålla problem om man inte är uppmärksam.

Armeringen visade sig inte ha någon positiv inverkan på murens deformationskapacitet. Snarare var det så att resultaten pekar på att de armerade murarna har sämre deformationskapacitet än de oarmerade. Men som sagt är skillnaderna så små att man inte kan dra några 100%-iga slutsatser.

5.6 Diskussion kring de horisontella resultaten

Frågan är nu om man kan föra över resultaten från mina försök till väggar med andra djup. Kan man det så ger deformationerna på 0,67 mm till 1,64 mm en vinkeländring på $0,1^\circ$ - $0,24^\circ$. Detta motsvarar t.ex. för en två och en halv stens djup vägg en tillåten rörelse på 0,89-2,19mm, vilket motsvarar en obruten vägg med längden 7,1- 17,5 m. Detta tyder på att en vägg med ett större väggdjup är mindre känslig för skilda rörelser på inner- och yttre vägg. Gör man väggen djupare kan man i så fall också placera dilatationsfogarna på längre avstånd från varandra.

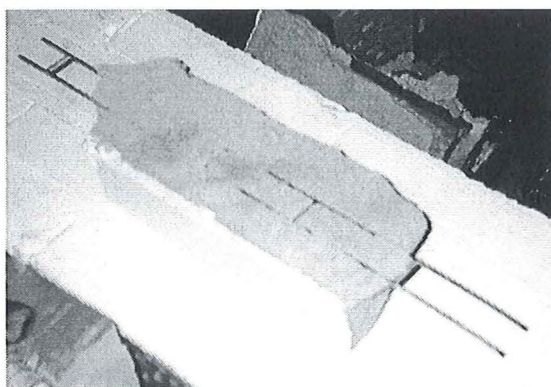


Bild 5.1

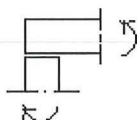
Armeringen är lagd så att armeringen lades på stenen, sedan lades bruket och på detta lades nästa skift. Man kan i efter hand se att brottet kommer i underkant av liggfogen, dvs i det snittet där armeringen ligger (se bild 5.1). Så det ligger nära till hands att dra slutsatsen att armeringen försämrar vidhäftningen mellan sten och bruk.

Den uppmätta brottslasten varierade, som ovan nämnts, mellan 34,7 kN och 42,1 kN. Som det nämndes ovan så användes mellanlägg av masonit vid A i figur 4.2 för att få god passning.

Dessa passbitar leder till att det inte är något friktionsfritt rullager här. Friktionskoefficienten mellan sten och trä är enligt Johannesson [5] ca. 0,45, det ger i det här fallet med en skjuvkraft på 38 kN och en normalkraft vid A på 22,8 kN att det blir en friktionskraft på $22,8 \cdot 0,45 = 10,3$ kN. Detta är ungefär en fjärdedel av brottslasten.

En stor del av problemen med en entydig tolkning av resultaten ligger dels i att en såpass stor del av kraften som en fjärdedel togs upp som friktion, dels det faktum att den uppmätta stelkroppsrörelsen var större än den slutliga deformationen. Det säger sig självt att när man tar två stora, osäkra tal, minus varandra så blir inte resultat säkrare.

Brottet som uppstod var inte det skjuvbrott som man kanske hade väntat sig skulle uppkomma. Utan brottet gick till så att det uppstod ett böjbrott i provkroppens hörn (se fig. 5.7). Samtidigt som böjbrottet i stötfogarna blev synligt uppstod vidhäftningsbrott i liggfogarna. Här har antagligen hålteget spelat en stor roll för att öka lastkapaciteten. Detta beror på att brottet först kan uppstå när brukstungorna, som skjutit upp i hålteget, har skjuvats av. Dessa brukstungor kan förstås inte uppstå om man använder sig av massivtegel.



Figur 5.7

5.7 Resultat från vertikala försök

Brotten vid de vertikala försöken var klassiska skjuvbrott. Efter det att den första skjuvsprickan hade "delat" muren ökade på nytt lasten tills det att nästa skjuvspricka uppstod, se även bild 5.2.

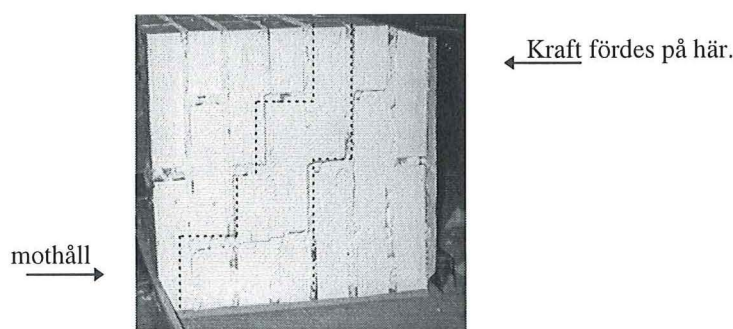


Bild 7.2

Last kapaciteten för de vertikala belastade provkropparna ligger mellan 27,5 kN och 36,25 kN med ett medelvärde på 30,1 kN. Brottet som uppstod var ett typiskt skjuvbrott.

Här är det på sin plats att påpeka att de vertikala försöken inte blev lyckade. Av olika anledningar kunde vi inte använda oss av resultaten från de tre första försöken, (Bilaga 2 diagram 1-6 och tabell 5.2), utan det var bara det sista försöket som gick att använda för beräkning av samverkan. För att studera skjuvkapaciteten är de dock ok. Det är förstås ett

alldeles för magert material för att man skall kunna dra några säkra slutsatser, men en viss antydning ger det dock.

Nr	armerad/oarmerad	def.(mm)	brottlast(kN)
7	oarmerad	-	36,1
8	armerad	-	28
9	oarmerad	-	27,6
10	armerad	2,4	27,7
11	oarmerad	2,8	14,9

Tabell 5.2

Anledningarna till att de vertikala försöken misslyckades var för få mätpunkter och det att en för mjuk träskiva användes som underlag för provkropparna. De här misstagen tillsammans gjorde att man inte hade någon kontroll på stelkroppsrorelsen. De här felen hade antagligen upptäckts om det hade givits tid till en utvärdering efter de första försöken. Men de här försöken har i alla fall givit den lärdomen att man skall ge sig tid till utvärdering för att få allting rätt från början.

För att öka på mängden fakta så gjordes det två stycken kompletterande försök där misstagen som gjordes vid de första försöken rättades till. Dock gjorde ett tekniskt missöde så att det ena försöket inte kan användas. Det lyckade försöket redovisas som nr 11 i tabell 5.2 ovan.

5.8 Samverkan

Resultaten från det sista försöket plus det kompletterande försöken har använts för att uppskatta mursektionens skjuvmodul, G och graden av samverkan som man kan tillgodoräkna sig.

Skjuvmodulen beräknas som påförd kraft dividerat med förskjutningen för aktuell kraft, (se vidare bilaga 3). Det värde på skjuvmodulen som på så sätt har beräknats är av storleksordningen 40 MPa.

Beräkningen av hur stor grad av samverkan man kan räkna med följer i stort kapitel 6.2 i *SBI-anvisning 135* [8]. Som mått på hur stor samverkan man kan räkna med användes här I_e/I , där I är tröghetsmomentet man får om man räknar med full samverkan. I_e beskrivs av följande formel; (För övriga beräkningar se bilaga 3.)

$$I_e = I_0 + (I - I_0) / (1 + \mu), \quad (5.9).$$

I_0 = summan av delarnas tröghetsmoment.

Då man räknar på en motsvarande fyrkantsektion som har använts i försöken och räknar med att den har en höjd på tre meter kommer man fram till den har en samverkansgrad på ca 20%. Då man räknar om fyrkantsektionen till motsvarande I- sektion så gick graden av samverkan ner till 12%.

Den efterföljande parameter studien visade att både storleken på skjuvmodulen och murens höjd har betydelse för graden av samverkan som man kan tillgodoräkna sig. I första hand påverkar dessa μ i ekv. 5.9. μ varierar linjärt med skjuvmodulen och kvadratisk med murens höjd. Stora värden på skjuvmodul och höjd ger små värden på μ , vilket ger bättre samverkan.

Graden av samverkan spelar stor roll för konstruktionens kapacitet. De beräkningar som är utförda i bilaga 3 visar att om man kan räkna med full samverkan så ökar lastkapaciteten med en faktor tolv jämfört med om man inte kan räkna med någon samverkan alls. Om man bara kan tillgodoräkna sig 20% samverkan, som ovan, så ökar ändå lastkapaciteten med en faktor 2,5.

6. Slutsatser

6.1 Horisontella försök- slutsatser

För de horisontellt belastade försöken uppgick lastkapaciteten till minst 35 kN, där cirka 9 kN togs upp som friktionskraft.

Deformationerna för de horisontellt belastade murarna låg i storleksordningen 1 mm. 1 mm deformation motsvarar en 9,5 m lång, obruten vägg. Det var betydligt mindre än vad som var förväntat.

De oarmerade murarnas deformationer låg mellan 0,95- 1,64 mm med ett snitt på 1,32 mm. Det motsvarar en 12,5m lång obruten vägg. De armerade murarnas deformationer varierade mellan 0,67- 1,47 mm med ett snitt på 0,95 mm. Det ger en ca 9,0 m obruten vägg.

Armeringen har inte haft någon betydelse för vare sig lastkapaciteten eller deformationskapaciteten. Detta gäller då för det sätt som armeringen var placerad vid de här försöken. Det att armeringen inte har någon betydelse tyder på att man bör dimensionera tvärsnitten så att de klarar sig oarmerade.

6.2 Vertikala försök- slutsatser

Lastkapaciteten för de vertikalt belastade provkropparna uppgick till ungefär 30 kN. Dock bara till 15 kN i det kompletterande försöket.

På grund av för få tillförlitliga provresultat kan det inte sägas något om deformationskapaciteten, men de resultat som kunde utläsas pekar på en möjlig deformation av storleksordningen 2,4-2,8mm.

Som väntat gick de vertikalbelastade provkropparna till brott genom typiska skjuvbrott.

Inte heller för de vertikalbelastade murarna hade armeringen någon betydelse för murarnas kapacitet. Möjligen var brotten för de armerade murarna något ”segare” än för de oarmerade murarna.

6.3 Samverkan- slutsatser

Skjuvmodulen som jag uppskattade ur de vertikala försöken är av storleksordningen 40MPa.

Beräkningarna av samverkan gav att för en två sten djup vägg med en spännvidd på tre meter kan man tillgodoräkna sig en samverkan av storleksordningen 15%. Här skall påpekas att graden av samverkan beror både på vilken skjuvmodul som man har och i ännu högre grad på vilken murhöjd som man använder sig av. En hög mur har en högre samverkans grad än vad man kan räkna med att en låg mur har.

De här resultaten pekar på att det är tveksamt om man skall räkna med full samverkan då man dimensionerar väggen.

6.4 Slutsats: Är diafragmaväggen ett användbart alternativ?

Är då diafragmaväggen ett användbart alternativ? Eller kan man lika gärna använda sig av en kanalmur?

Tittar man på bärförmågan så har en diafragma vägg ungefär 2,5 ggr så stor bärförmåga som en motsvarande kanalmur även om man bara kan tillgodogöra sig 15% samverkan i diafragmaväggen. Detta gäller då murverk med en höjd jämförbar med en våning, om man dock väljer att bygga högre så ökar samverkansgraden för murverket väsentligt och med det murverkets kapacitet.

Jag tycker jag nog att murverkstypen trots allt, då den kombinerar goda isoleringsegenskaper, enkel byggteknik och god bärförmåga har en plats i det moderna byggandet. Framför allt skall man försöka använda den i högre konstruktioner för att den skall komma bättre till sin rätt.

7. Förslag till vidare forskning

7.1 Vertikala försök

Då mina vertikala försök blev tämligen misslyckade skulle det behövas fler sådana för komplettering och vidare studier av graden av samverkan.

7.2 Murhöjdens inverkan

Teorin ger vid hand att muren får en högre grad av samverkan med högre höjd. Det skulle vara intressant att kontrollera om teorin stämmer även för murverk.

7.3 Brukstypens inverkan

Det skulle vara intressant att titta på om brukets sammansättning har någon reell betydelse för murverkets prestanda. Teorin går ut på att ett bruk med högre kalkhalt skall ge en segare fog och på så vis en mer följsam mur och högre deformationskapacitet än vad ett bruk med högt cementinnehåll har.

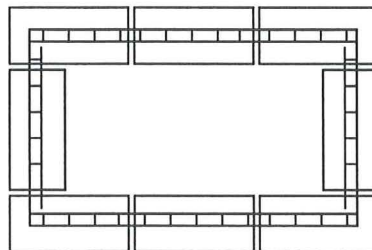
7.4 Tegelstenens inverkan

I mina försök har jag använt mig av håltegel. Det skulle också vara intressant att undersöka hur massivt tegel uppför sig i jämförelse med hålteglet vad det gäller den horisontella deformationskapaciteten och den vertikala skjuvkapaciteten.

7.5 Armeringens inverkan

Den placeringen av armering som jag använde i mina försök visade sig inte göra någon nytta. Så det vore intressant att prova olika sätt att placera armeringen och få reda på om man kan höja murverkets kapacitet med hjälp av armering eller om det bara är ett slöseri med resurser.

Man skulle kunna tänka sig att man placerade armeringen i en slinga både i bindarna och flänsarna, se fig. 7.1.



Figur 7.1

8. Litteraturförteckning

- [1] W.G. Curtin, G. Shaw, J.K. Beck, W. A. Bray.
Structural Masonry Designers' Manual 2nd edition, Oxford 1995
- [2] W.G. Curtin, G. Shaw, J.K. Beck, W.A. Bray
Design of brick diaphragm walls Windsor 1982
- [3] *Konstruktionshandbok Bärande tegelmurverk*
Svenskt Tegel Stockholm 1997.
- [4] Tomas Gustavsson
Murverk i byggsystem, ett "paper" till doktorandkursen "Det murade huset och den murade staden" vid Arkitektshögskolan i Oslo Lund 1997
- [5] Paul Johannesson, Bengt Vretblad
Byggformler och tabeller 9.e upplagan, Stockholm 1995
- [6] N.G. Shrive, A. Huizer, D. Tilleman, W. Eng
Thermal stressing of plain and prestressed masonry diaphragm walls Canadian Journal of Civilengineering issue 23, s 850- 861, Calgary 1996
- [7] *MUR 90. Handbok* (Olof Sjöstrand) 1991
- [8] SBI- anvisning 135: *Trækonstruktioner. Beregning.* 2. Udgave 1998.
- [9] Hjalmar Granholm
Hantverkets bok MURERI 3.e upplagan Stockholm 1953
- [10] W.G. Curtin
Brick diaphragm walls- development, application, design and future development. En artikel ur The Structural Engineer/Volume 58A/No. 2/February 1980
- [11] W.G. Curtin, F. Sawko
Brick diaphragm walls- research and testing. En artikel ur The Structural Engineer/Volume 58B/No. 1/March 1980
- [12] Jan Wergeland
Konstruktivt murverk i en kommersiell sammenheng. Artikel i Mur 4/88
- [13] Jan Wergeland
En undersökelse av den statiske virkemåten i uarmerte og spennarmerte diaphragmavegger. Artikel i Mur 1/89
- [14] Geir Wold- Hansen
Bærende diafragmavegger- ny byggetradisjon for norske kirkerom. Artikel i Mur 3/96

- [15] Gunnar Seden, Ebbe Jonsson
Temperatur och värmegenomgång i murade ytterväggar En utredning för Mur och Puts Information AB.
- [16] SBI- rapport 291: *Dilatationsfuger i ydervægge af tegl*. 1998

Bilaga 1

Diagram horisontella försök

Diagrammen i bilagan nedan visar kraft deformationssamband för de vertikala försöken.

För varje försök visas dels rörelsen i varje mätpunkt mot kraften, dels så visas den efterfrågade deformationen med stelkroppsrörelsen borträknad plottad mot kraften.

Diagram 1

mur 1. kraft- def. samband- oarnerad

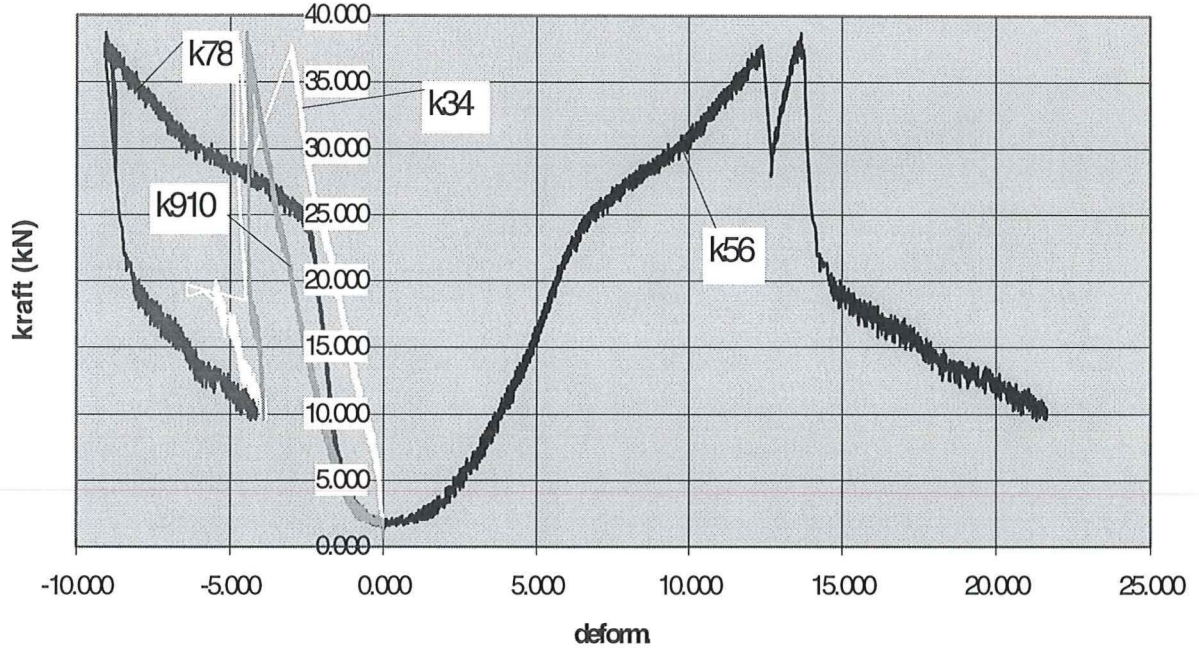


Diagram 2

**mur 1. kraft- def. samband utan stelkroppsrörelse
oarnerad**

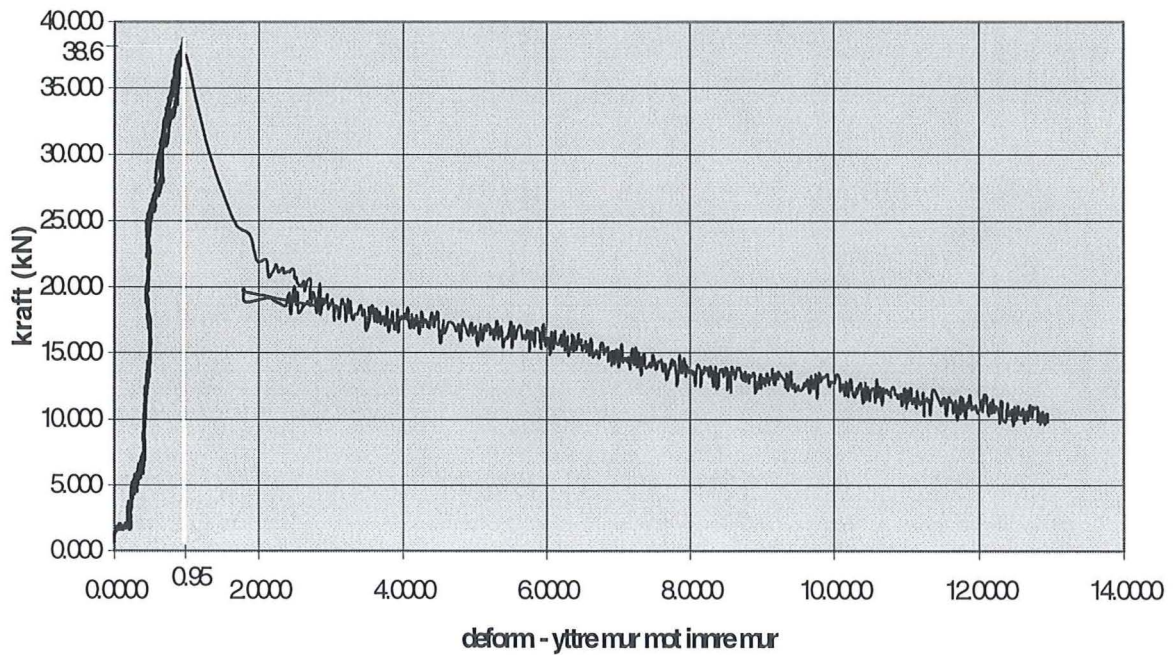


Diagram 3

mur 2 kraft- def. samband oarnerad

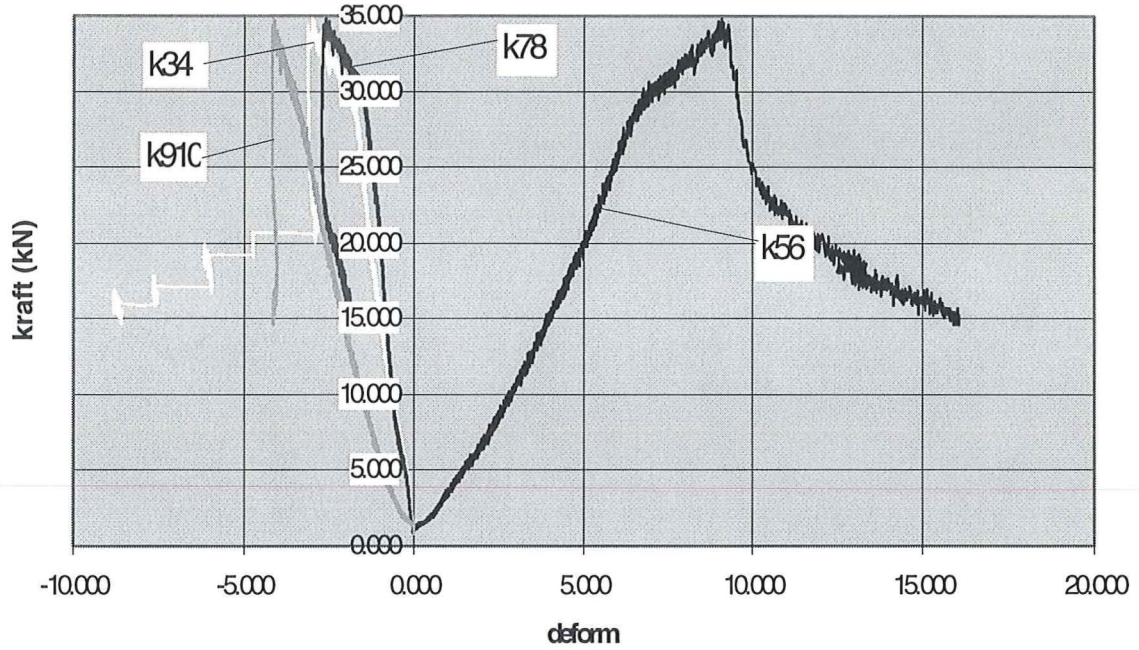


Diagram 4

mur 2 kraft- def. samband stelkroppsrörelse borttagen oarnerad

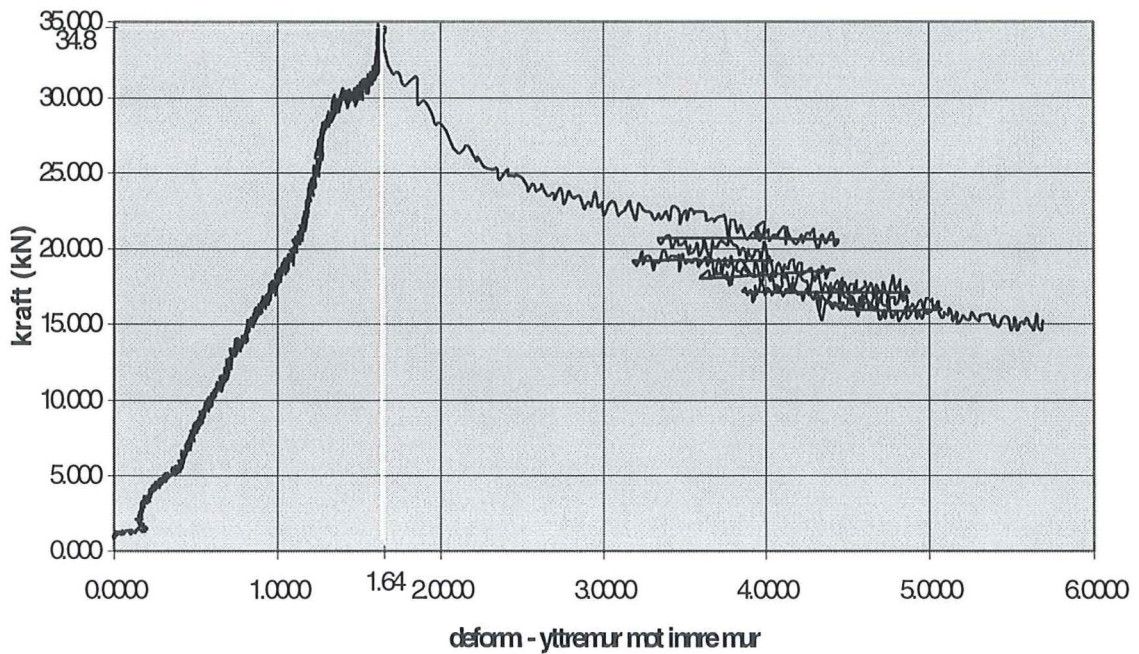


Diagram 5

mur 3. kraft- def. samband- armerad

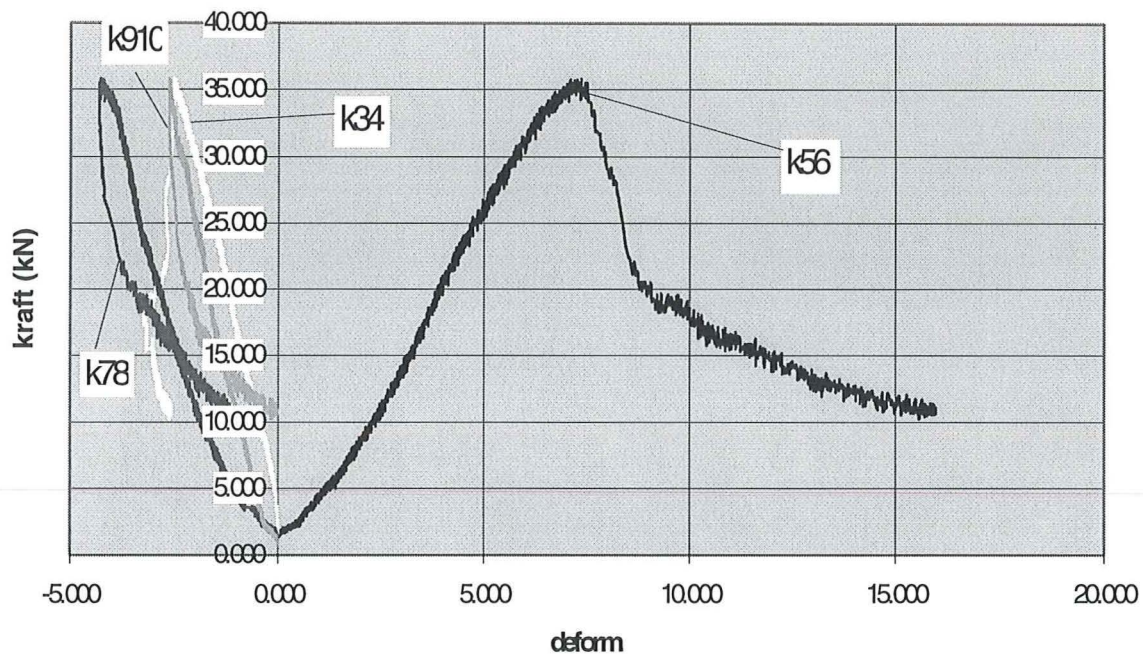


Diagram 6

**mur 3. kraft- def. samband utan stelkroppsrörelse
armerad**

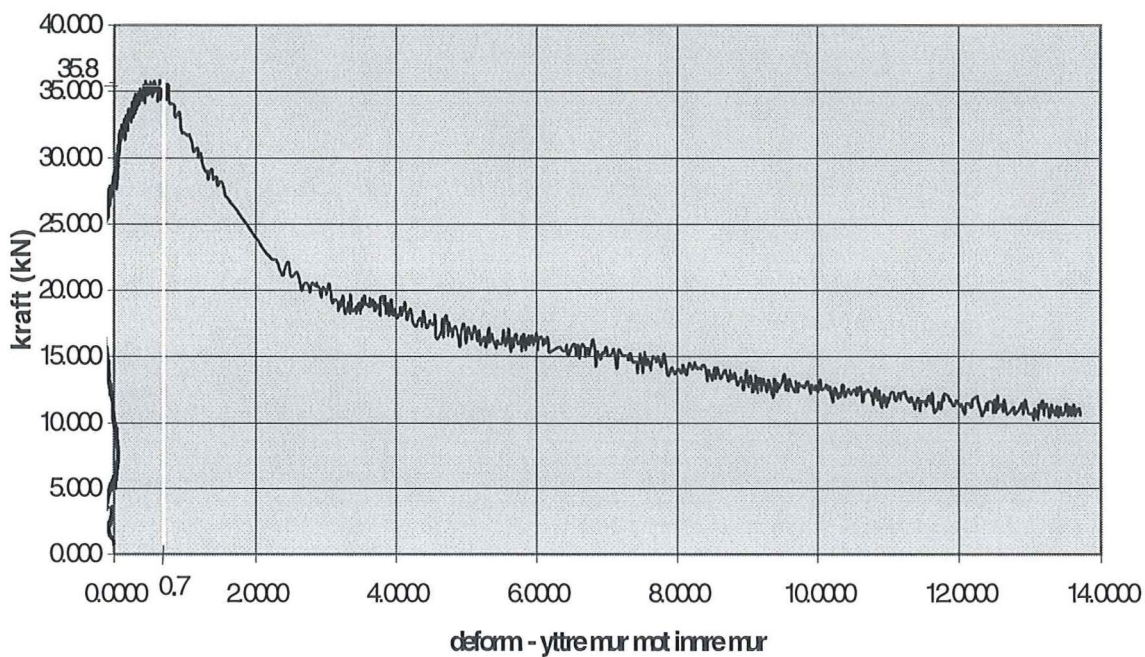


Diagram 7

mur 4. kraft- def. samband- armerad

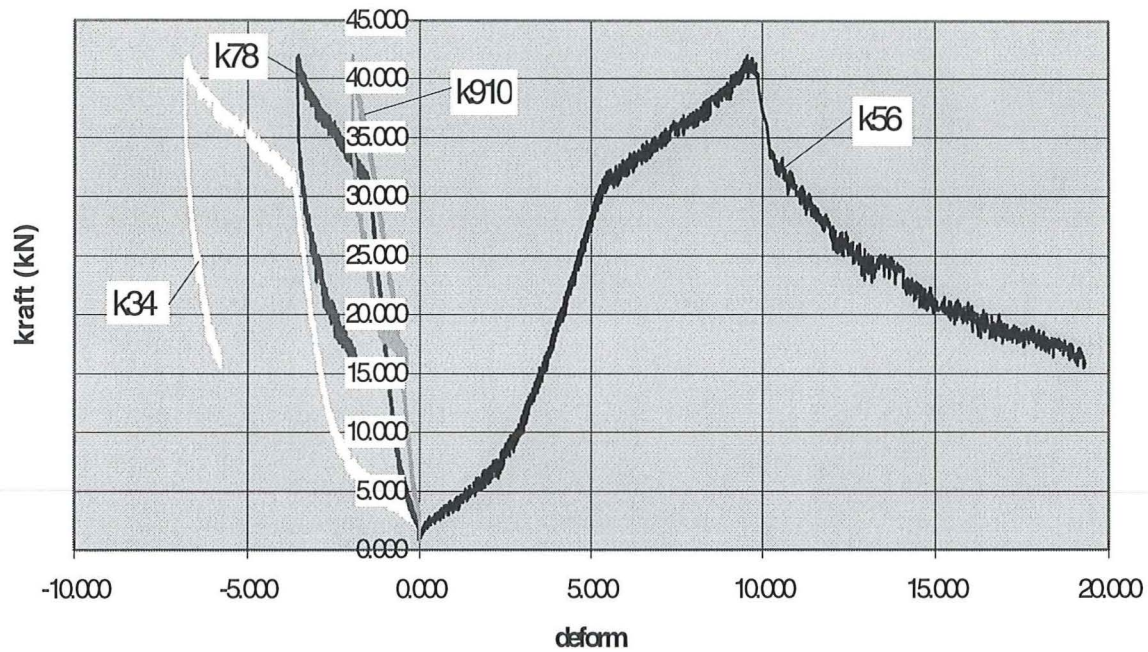


diagram 8

**mur 4. kraft- def. samband utan stelkroppsrörelse
armerad**

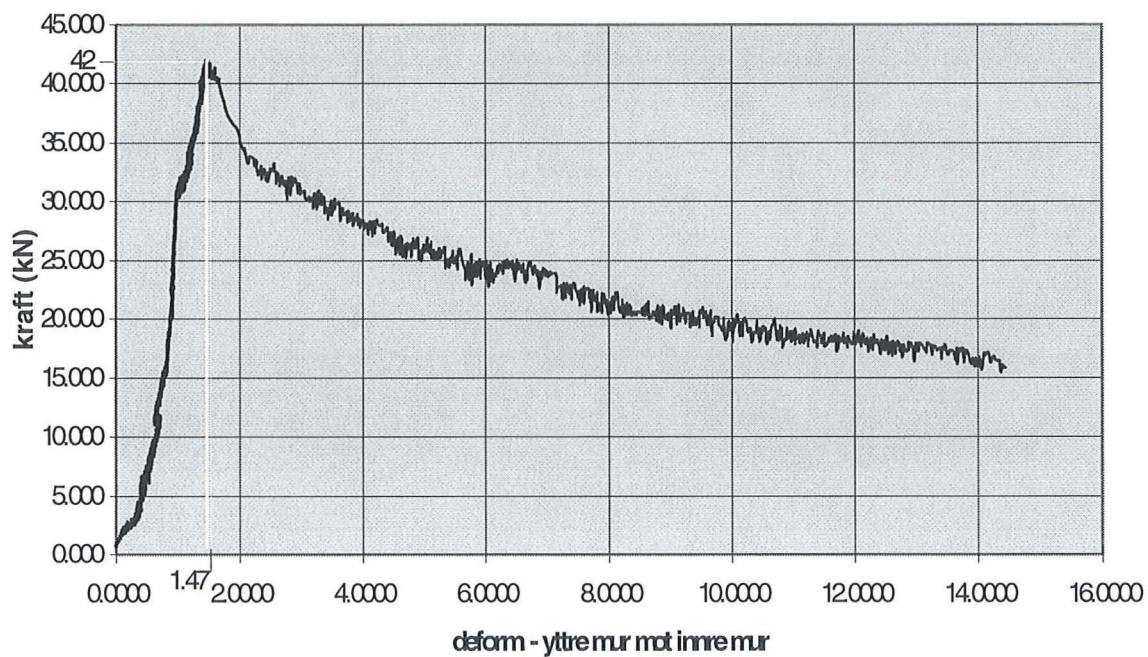


Diagram 9

mur 5. kraft- def. samband- armerad

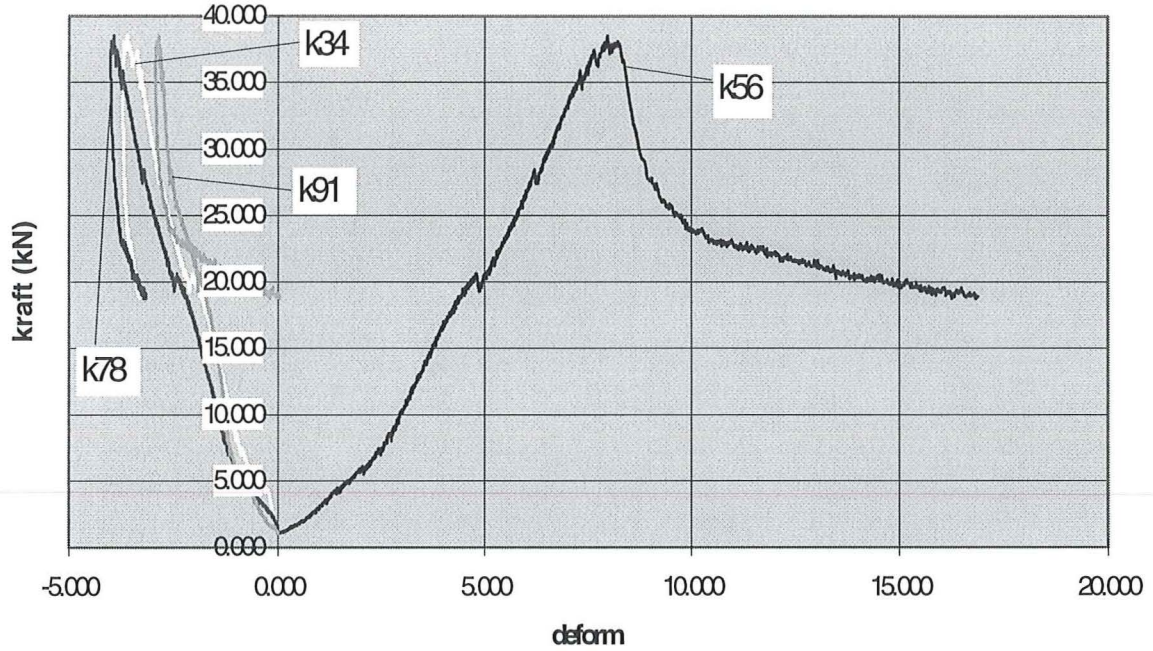


Diagram 10

**mur 5. kraft- def. samband stelkroppsrörelse borttagen
armerad**

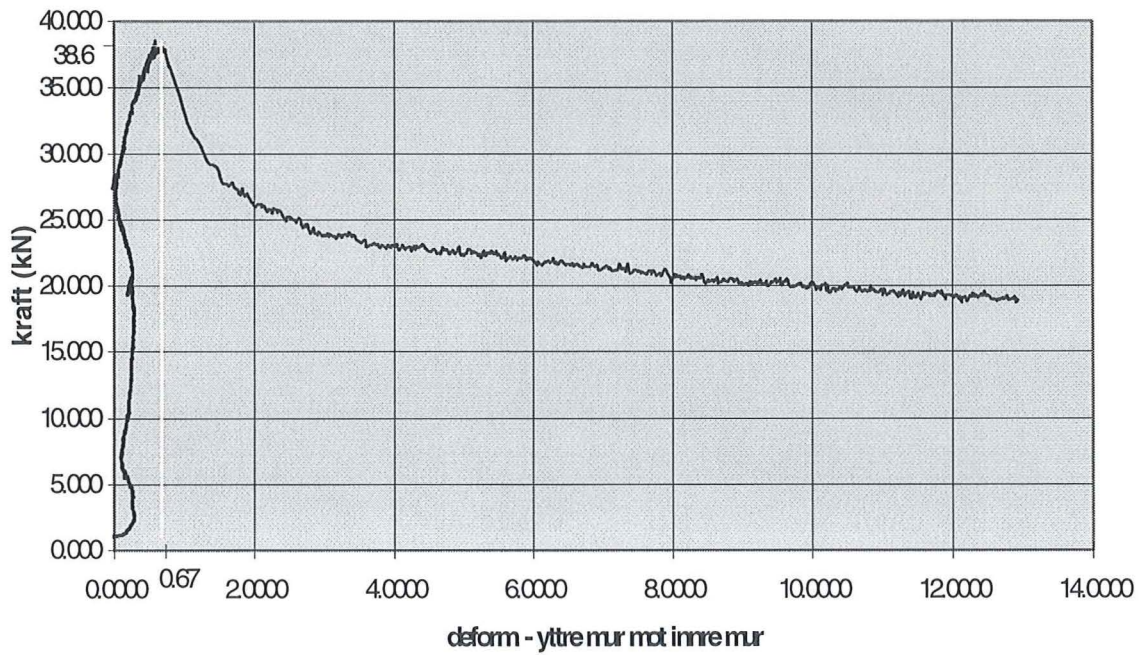


Diagram 11

mur 6. kraft- def. samband- oarnerad

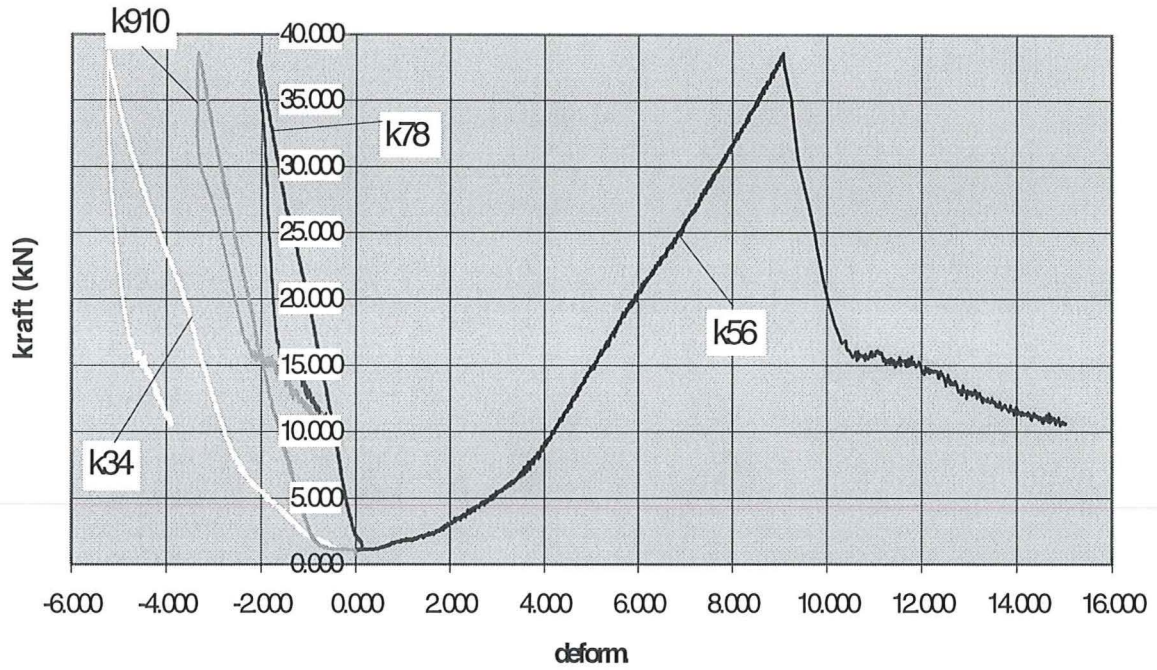
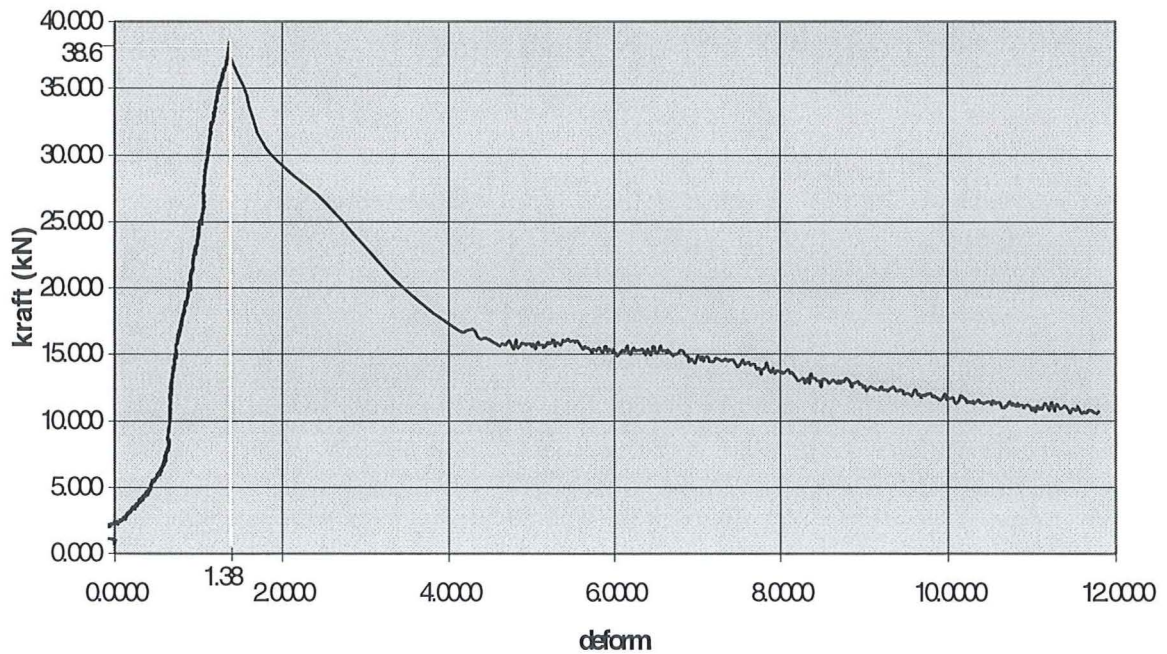


Diagram 12

**mur 6.kraft- def. samband
oarnerad**



Bilaga 2

Diagram vertikala försök

Diagrammen i bilagan nedan visar kraft deformationssamband för de vertikala försöken.

För varje försök visas dels rörelsen i varje mätpunkt mot kraften, dels så visas den efterfrågade deformationen med stelkroppsrörelsen borträknad plottad mot kraften.

Diagram 1

mur 7. kraft- def. samband- oamerad

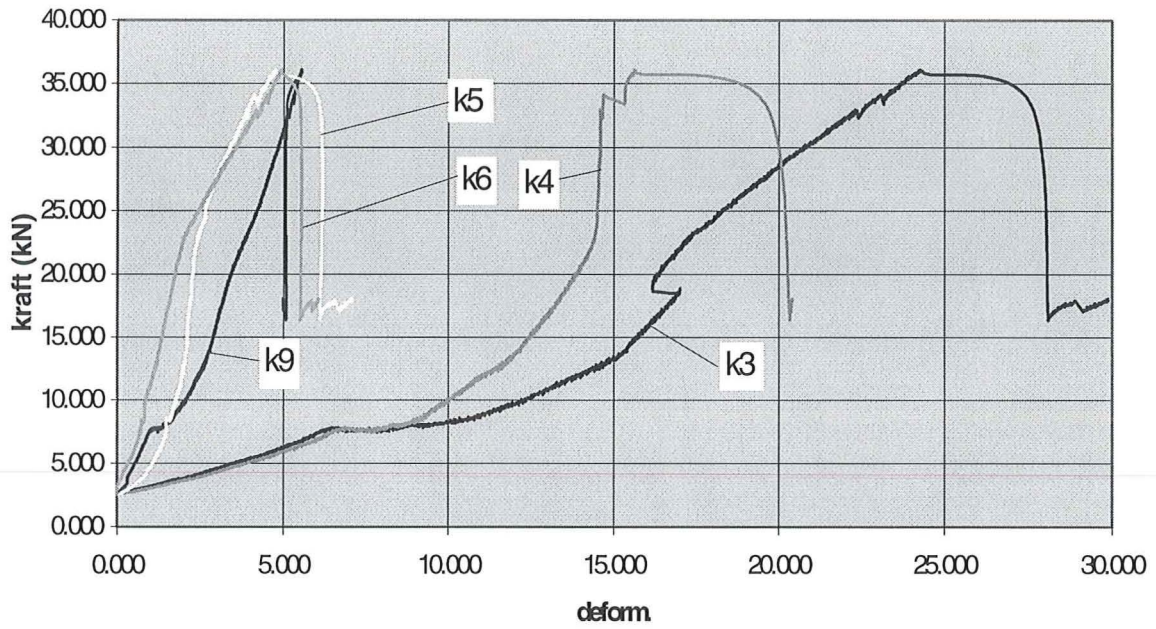


Diagram 2

**mur 7. kraft- def. samband- oamerad
stelkroppsrörelsen borträknad**

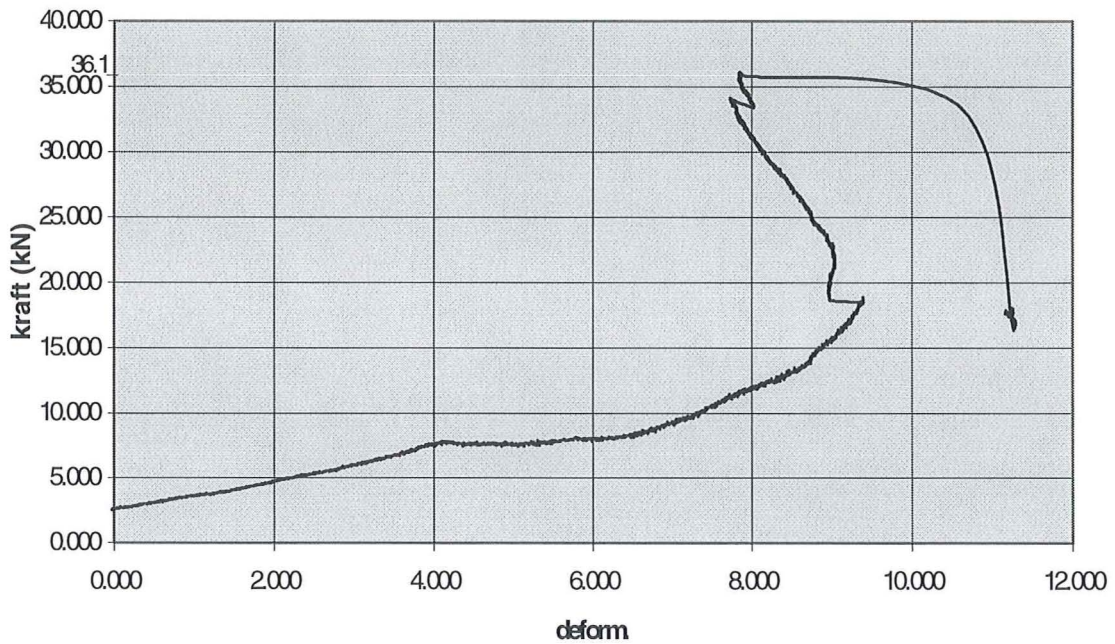


Diagram 3

mur 8. kraft- def. samband- amerad

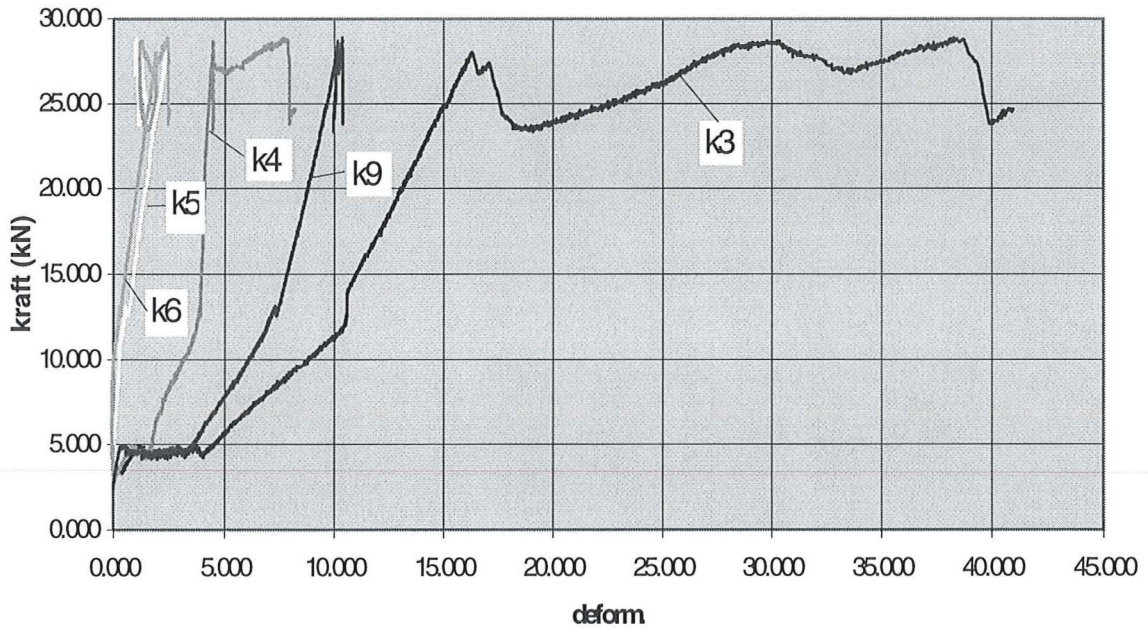


Diagram 4

mur 8. kraft- def. samband- amerad
stelkroppsrörelsen borträknad

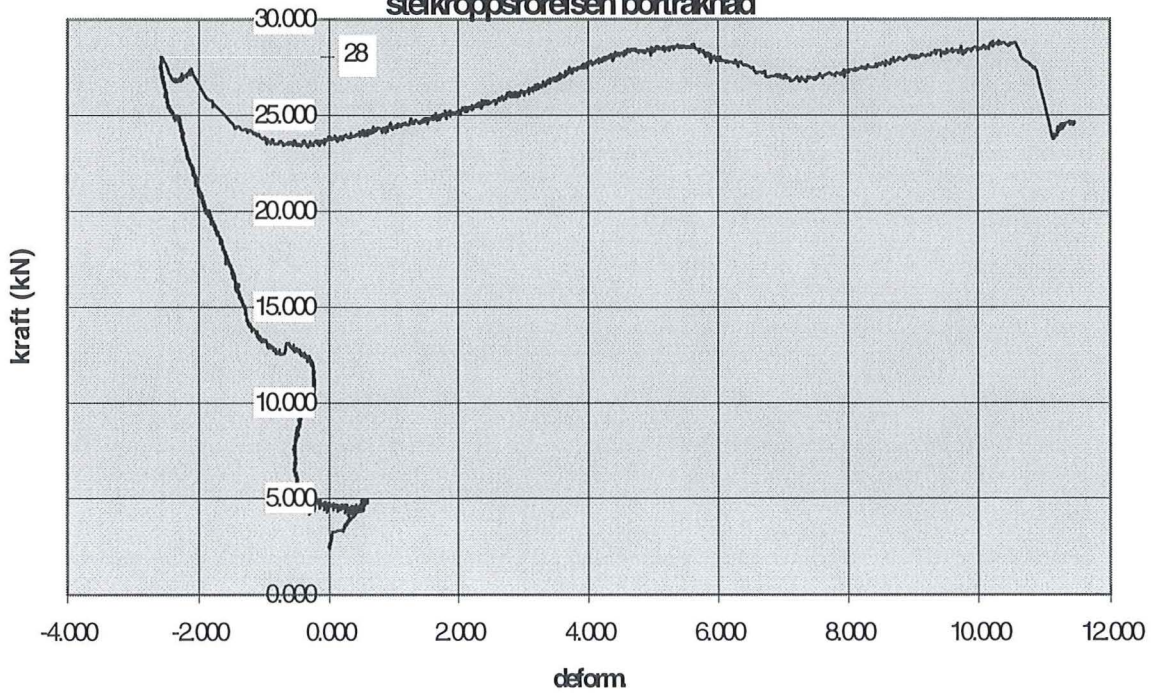


Diagram 5

mur 9. kraft- def. samband- oamerad

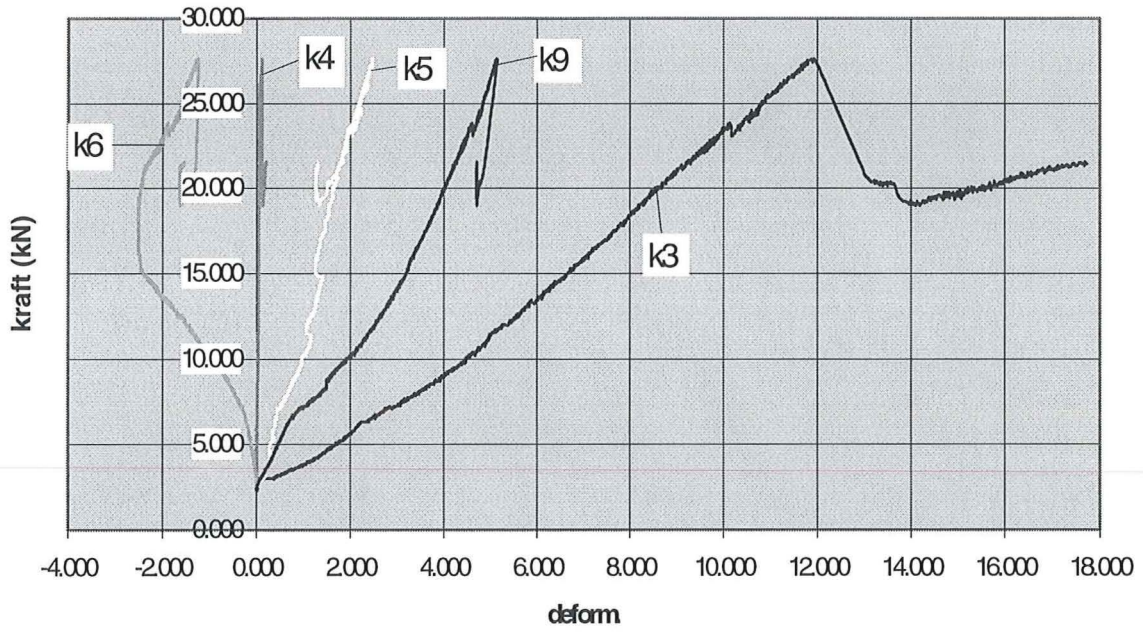


Diagram 6

mur 9. kraft- def. samband- oamerad

"stelkroppsrörelse borträknad"

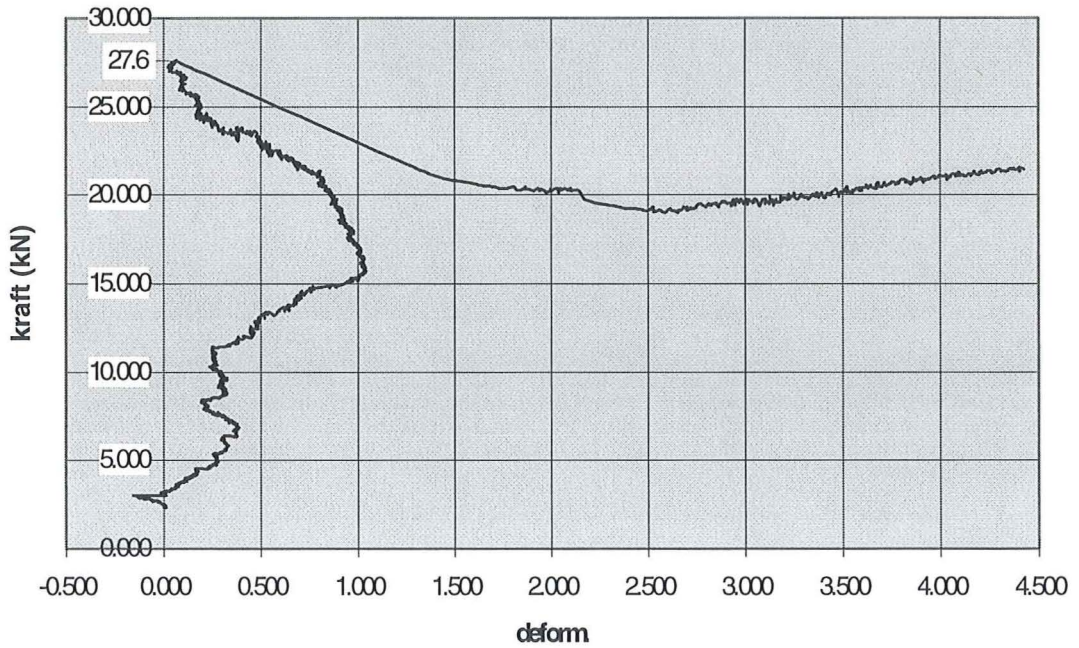


Diagram 7

mur 10. kraft- def. samband armerad

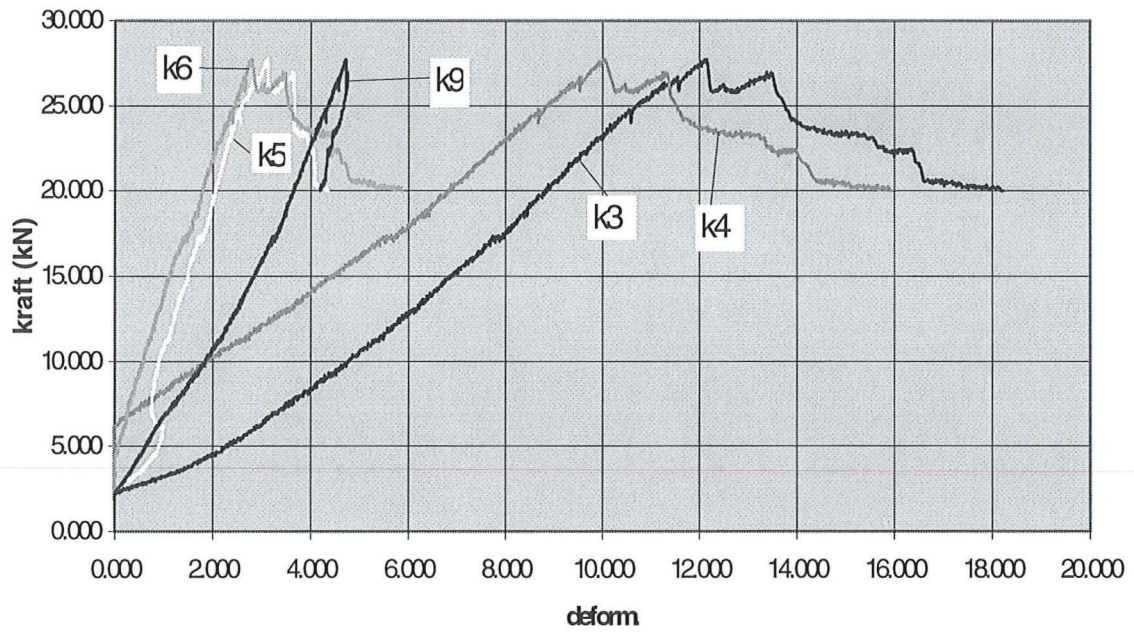


Diagram 8

**mur 10. kraft- def. samband- armerad
stelkroppsrörelse borträknad**

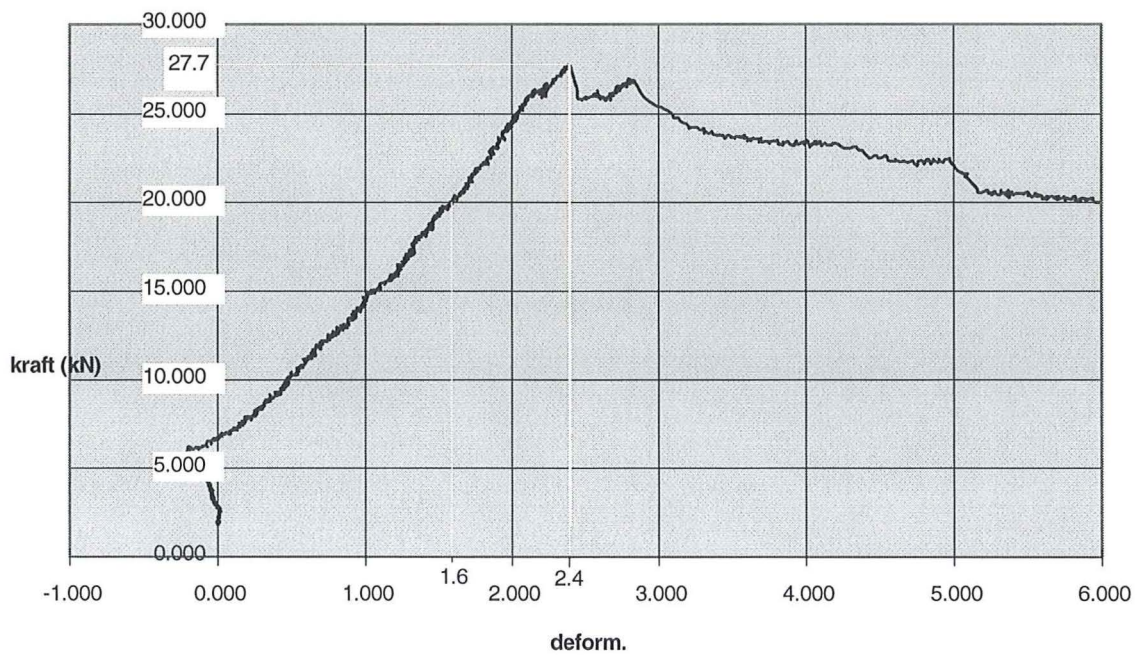


Diagram 9

mur 11. kraft- def. samband oarmerad

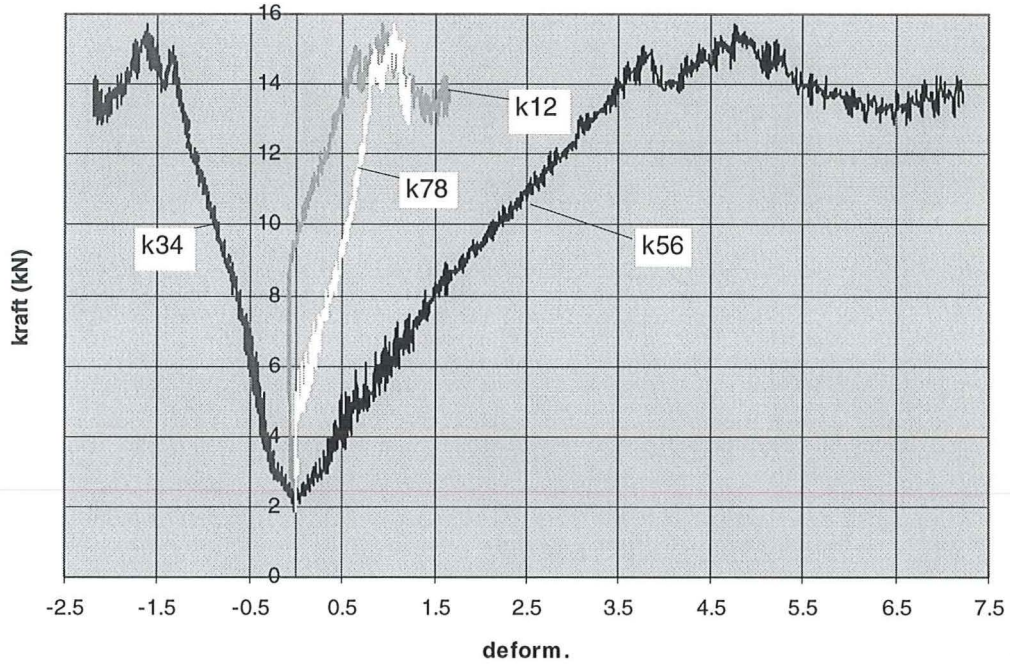
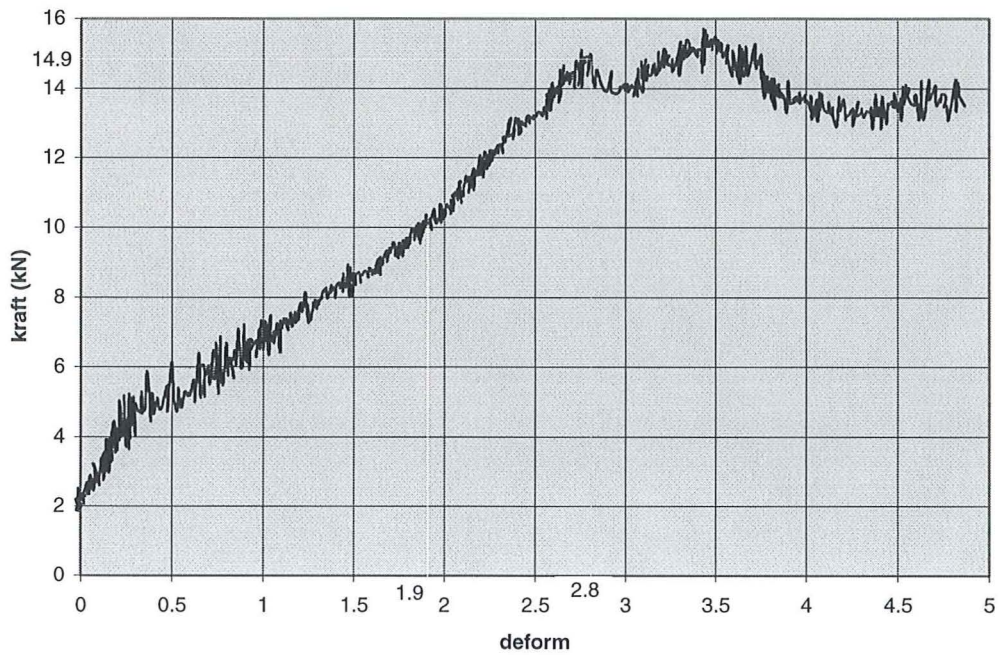


Diagram 10

mur 11. kraft- def. samband oarmerad
stelkroppsrörelsen borträknad



Bilaga 3

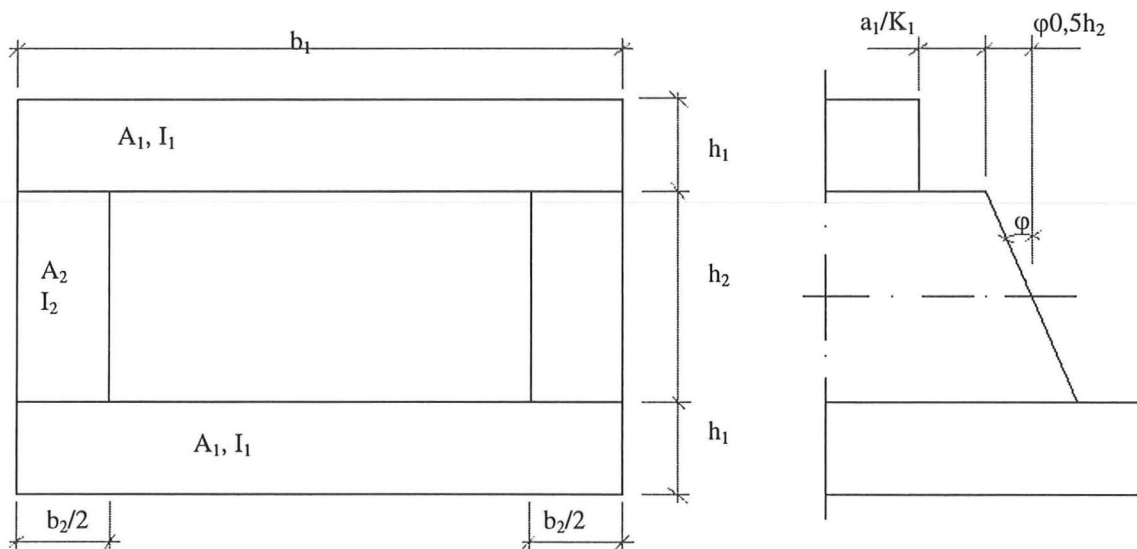
1 Beräkning av graden av samverkan

Vid beräkningen av graden av samverkan följer jag [8] kap. 6.
Skjuvmodulen för diafragmamuren tar jag fram på följande sätt:

G = Kraften/ relativa rörelsen

Värdena på kraft och distorsion får jag ur diagram 8 och 10, bilaga 2.
Storleksordningen på skjuvmodulen är $15 \text{ kN}/1,5 \text{ mm} = 10 \text{ kN/mm}$

$$G = 15 \cdot 10^3 / (1,5 \cdot 10^{-3} \cdot 0,270) = 37 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 = 37 \text{ MPa}$$



$$b_1 = 770 \text{ mm}, b_2 = 240 \text{ mm}, h_1 = 120 \text{ mm}, h_2 = 270 \text{ mm}$$

Enligt [8] 6.54 har vi $a/K = a_1/K_1 + \phi h_2/2$

Jag antar här att $a_1/K_1 = 0$, dvs att det inte är någon förskjutning i fogen.

$$\phi h_2/2 = h_2 / (2Gb_2), \text{ enligt [8] 6.54}$$

$$h_2 / (2Gb_2) = 0,27 / (2 \cdot 37 \cdot 10^6 \cdot 0,24) = 1,5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{N}$$

$$\Rightarrow a/K = 1,5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{N}$$

$$\mu = \pi^2 EA_r (a/K) / l^2$$

$$E = 700f_{ck}, f_{ck} = 7,1 \text{ MPa (murbruk B, hållfasthetsklass 35), se [7]}$$

$$A_r = A_1 = 0,77 \cdot 0,12 = 92,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$l = 3,0 \text{ m}$$

Räknar med normal våningshöjd som "spännvidd".

$$\mu = \pi^2 \cdot 700 \cdot 7,1 \cdot 10^6 \cdot 0,0924 \cdot 1,5 \cdot 10^{-8} / 3,0^2 = 7,6$$

$$I_e = I_0 + (I - I_0) / (1 + \mu)$$

$$I_0 = 2I_1 + I_2 = 2 \cdot b_1 h_1^3 / 12 + b_2 h_2^3 / 12 = 2 \cdot 0,77 \cdot 0,12^3 / 12 + 2 \cdot 0,12 \cdot 0,27^3 / 12$$

$$I_0 = 6,15 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

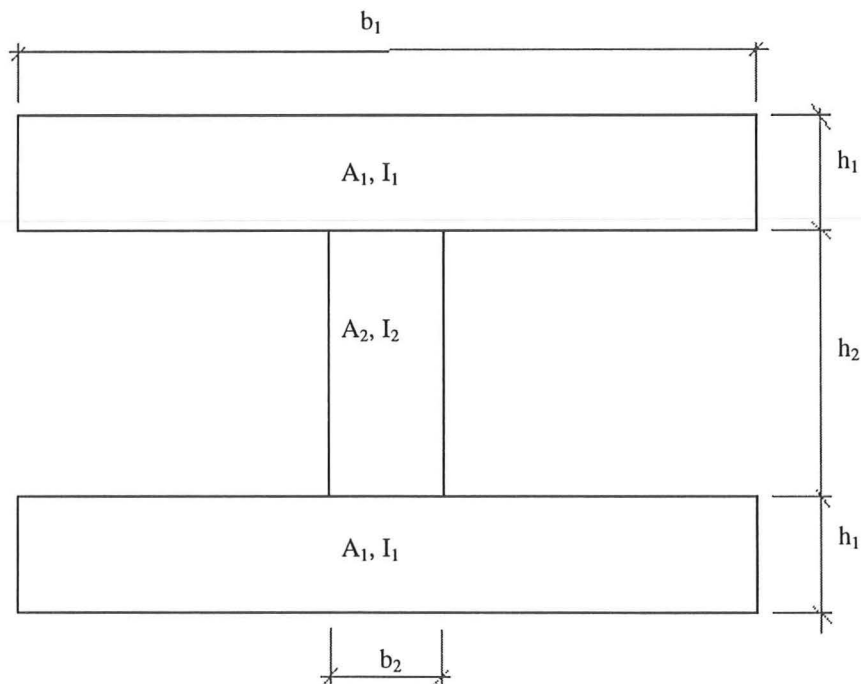
$$I = I_0 + 2A_1 a^2; \quad a = h_2/2 + h_1/2$$

$$I = 6,154 \cdot 10^{-4} + 2 \cdot 0,0924 \cdot (0,12/2 + 0,27/2)^2 = 7,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_e = 6,154 \cdot 10^{-4} + (7,642 \cdot 10^{-3} - 6,154 \cdot 10^{-4}) / (1 + 7,6) = 1,43 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_e / I = 1,43 \cdot 10^{-3} / 7,642 \cdot 10^{-3} = 0,19 = 19\%$$

Tittar vi nu på ett I- tvärsnitt får vi:



b_1 bestäms på ungefär samma sätt som för en T- sektion i betong som det minsta av följande tre kriterier.

1. En tredjedel av I- balkens effektiva spannvidd.
 $1/3 \cdot 3\text{m} = 1,0 \text{ m}$
2. Centrum avståndet mellan tvärmurarna, B_f
650mm
3. Tvärmurens bredd plus tolv gånger flänstjockleken.
 $120 + 12 \cdot 120 = 1560 \text{ mm}$

Jag väljer här $b_1 = 650 \text{ mm}$.

$$b_2 = 120 \text{ mm}, \quad h_1 = 120 \text{ mm}, \quad h_2 = 270 \text{ mm}. \quad A_1 = 0,65 \cdot 0,12 = 0,078 \text{ m}^2$$

Som ovan blir $a/K = h_2 / (2Gb_2)$

$$a/K = 0,270 / (2 \cdot 37 \cdot 10^6 \cdot 0,120) = 3,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{N}$$

$$\mu = \pi^2 EA_f \cdot (a/K) / l^2 = \pi^2 \cdot 700 \cdot 7,1 \cdot 10^6 \cdot 0,078 \cdot 3,0 \cdot 10^{-8} / 3^2 = 13,8$$

$$I_e = I_0 + (I - I_0) / (1 + \mu)$$

$$I_0 = 2I_1 + I_2 = 2 \cdot b_1 h_1^3 / 12 + b_2 h_2^3 / 12 = 2 \cdot 0,65 \cdot 0,12^3 / 12 + 0,12 \cdot 0,27^3 / 12$$

$$I_0 = 3,84 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I = I_0 + 2A_1 a^2; \quad a = h_2 / 2 + h_1 / 2$$

$$I = 3,840 \cdot 10^{-4} + 2 \cdot 0,078 \cdot (0,12/2 + 0,27/2)^2 = 6,32 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_e = 3,840 \cdot 10^{-4} + (6,316 \cdot 10^{-3} - 3,840 \cdot 10^{-4}) / (1 + 13,8) = 7,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_e / I = 7,8 \cdot 10^{-4} / 6,316 \cdot 10^{-3} = 0,12 = 12\%$$

2 Parameterstudie

En parameter studie har gjorts för att visa på hur olika parametrar påverkar graden av samverkan.

Om skjuvmodulen fördubblas, $2 \cdot 37 = 74 \text{ MPa}$, så ger det att μ halveras, $\mu = 6,9$ det i sin tur ger att

$$I_e = 3,840 \cdot 10^{-4} + (6,316 \cdot 10^{-3} - 3,840 \cdot 10^{-4}) / (1 + 6,9) = 1,135 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_e / I = 1,135 \cdot 10^{-3} / 6,316 \cdot 10^{-3} = 0,18 = 18\%$$

Om skjuvmodulen fördubblas en gång till, $2 \cdot 74 = 148 \text{ MPa}$, så ger det $\mu = 3,45$ det i sin tur ger att

$$I_e = 3,840 \cdot 10^{-4} + (6,316 \cdot 10^{-3} - 3,840 \cdot 10^{-4}) / (1 + 3,45) = 1,72 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_e / I = 1,72 \cdot 10^{-3} / 6,316 \cdot 10^{-3} = 0,27 = 27\%$$

Om skjuvmodulen däremot halveras, $0,5 \cdot 37 = 18,5 \text{ MPa}$, så ger det ett μ på 27,6 det i sin tur ger att

$$I_e = 3,840 \cdot 10^{-4} + (6,316 \cdot 10^{-3} - 3,840 \cdot 10^{-4}) / (1 + 27,6) = 5,9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_e / I = 5,9 \cdot 10^{-4} / 6,316 \cdot 10^{-3} = 0,094 = 9,4\%$$

Det här ger att samverkansgradens beroende av skjuvmodulen, G , ser ut som följer:
Ökar skjuvmodulen 2 gånger så ökar graden av samverkan 1,5 gånger.

Om jag i stället låter mursektionens höjd variera. $2 \cdot l \Rightarrow \mu$ blir fyra gånger mindre \Rightarrow

$$I_e = 3,840 \cdot 10^{-4} + (6,316 \cdot 10^{-3} - 3,840 \cdot 10^{-4}) / (1 + 3,45) = 1,72 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_e / I = 1,72 \cdot 10^{-3} / 6,316 \cdot 10^{-3} = 0,27 = 27\%$$

Det här ger att samverkans beroende av murens höjd är:

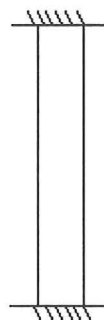
Ökar murens höjd två gånger så ökar graden av samverkan drygt två gånger.

3 Jämförande exempel

Med utgångspunkt från fyrkant profilen ovan beräknas ett par olika lastfall och där man ser på hur graden av samverkan påverkar kapacitet.

Man kan tänka sig att fyrkant profilen representerar en fönster pelare i ett tre meter högt vägg avsnitt. Pelaren antas vidare vara fast inspänd i både ovan- och underkant.

Håltegel hållfasthetsklass 35, C- bruk,
 utförandeklass I, säkerhetsklass 3
 $f_{ck} = 7,1 \text{ MPa}$, $f_{cd,tra} = 3,29 \text{ MPa}$, $f_{td,tra} = 0,139 \text{ MPa}$, $f_{td,par} = 0,51 \text{ MPa}$
 $I = 7,642 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$, $I_0 = 0,61542 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$,
 $I_e = 1,43 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$
 $W = I/0,255 = 29,97 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$, $W_0 = 2,413 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$, $W_e = 5,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$
 $A = 0,2496 \text{ m}^2$, $\rho = 13,4 \text{ kN/m}^3$



Figur 1.

3.1 Horisontell vindlast enbart

Stabiliserande moment

Ingen dragpåkänning tillgodoräknas.

Väggens egentyngd $G = \rho AH = 13,4 \cdot 0,2496 \cdot 3,0 = 10,0 \text{ kN}$

Då väggens egentyngd är gynnsam skall den multipliceras med 0,85.

Vertikal jämvikt ger

$$0,85G = 0,5Bx f_{tdtra} \cdot 0,75 \Rightarrow x = 0,85G / (0,5B f_{tdtra} \cdot 0,75) =$$

$$0,85 \cdot 10,0 \cdot 10^3 / (0,75 \cdot 0,5 \cdot 0,77 \cdot 3,29 \cdot 10^6) =$$

$$x = 8,95 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 8,95 \text{ mm}$$

$$M_{stab} = 0,85Ga; a = H/2 - x/2$$

$$= 0,85 \cdot 10 \cdot (0,51/2 - 8,95 \cdot 10^{-3}/2) = 2,13 \text{ kNm}$$

Om vi antar full inspänning \Rightarrow

$$M_{in} = w_d H^2 / 12 \leq M_{stab} \Rightarrow w_d \leq M_{stab} \cdot 12 / H^2 = 2,13 \cdot 12 / 3^2 = 2,84 \text{ kN/m} = \underline{3,69 \text{ kN/m}^2}$$

Kontroll av horisontell böjdragpåkänning

Maximalt horisontellt moment p.g.a. vindlast på yttermuren.

$$M_h = w_d B_f^2 / 8 = w_d \cdot 0,65^2 / 8$$

$$\text{Skalmurens böjmotstånd } W = t^2 / 6 = 0,12^2 / 6 = 2,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 / \text{m}$$

$$\sigma_{max} = M_h / W < f_{tdpar} \Rightarrow M_h < f_{tdpar} W = 0,51 \cdot 10^6 \cdot 2,4 \cdot 10^{-3} = 1,22 \text{ kNm/m} \Rightarrow$$

$$w_d \leq 8M_h / B_f^2 = 8 \cdot 1,224 / 0,65^2 = \underline{23,2 \text{ kN/m}^2}$$

Kontroll av vertikallaskapacitet

Då man inte räknar med någon vertikal last här förutom egentygnd är inte dimensionering mot knäckning aktuell här, dock skall flänsens slankhet kontrolleras så att den inte överstiger 30

Kontroll: $B_f/t_{fläns}=650/120=5,4 < 30$ ok!

Medverkande flänsbredd

Medverkande flänsbredd begränsas till det minsta av följande:

(1) $H_e/3 = 0,7 \cdot 3/3 = 0,7$ m

(2) $B_f = 0,65$ m

(3) $t + 12t_{fläns} = 120 + 12 \cdot 120 = 1560$ mm

Det minsta måttet är 650 mm.

Kontroll av vertikal böjdragpåkänning

Antar full inspänning i uk. Vägg

⇒ Max fältmoment verkar mitt på väggens höjd.

Normal kraft av egentygnd i mittsnittet $N = 0,85G/2 = 0,85 \cdot 10,0/2 = 4,25$ kN

Krav: $-N/A + M/W \leq 0$

Full samverkan ⇒

$$M_{till} \leq N/A \cdot W = 4,25/0,2496 \cdot 29,97 \cdot 10^{-3} = 0,51 \text{ kNm} \Rightarrow w_d \leq M_{till} \cdot 24/BH^2 = 0,51 \cdot 24/(0,77 \cdot 3^2) = \underline{1,77} \text{ kN/m}^2$$

Ingen samverkan ⇒

$$M_{till} \leq N/A \cdot W_0 = 4,25/0,2496 \cdot 2,413 \cdot 10^{-3} = 41,1 \text{ Nm} \Rightarrow w_d \leq M_{till} \cdot 24/BH^2 = 41,1 \cdot 24/(0,77 \cdot 3^2) = \underline{0,142} \text{ kN/m}^2$$

Delvis samverkan ⇒

$$M_{till} \leq N/A \cdot W_e = 4,25/0,2496 \cdot 5,6 \cdot 10^{-3} = 0,095 \text{ kNm} \Rightarrow w_d \leq M_{till} \cdot 24/BH^2 = 0,095 \cdot 24/(0,77 \cdot 3^2) = \underline{0,33} \text{ kN/m}^2$$

Skjuvning vid väggens fot (mellan fläns och liv)

Tvärkraft: $V_{max} = w_d H/2 = w_d \cdot 3/2 = 1,5w_d$

$$f_{vk,par} = 0,1 + 0,75\sigma_n = 0,1 + 0,75 \cdot (0,85 \cdot 10,0 \cdot 10^{-3}/0,2496) = 0,126 \text{ MPa}$$

$$f_{vd,par} = 0,126/(1,8 \cdot 1,1) = 0,063 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} = SV/(I \cdot t_{liv})$$

$$\text{Statiska momentet } S = 0,77 \cdot 0,12 \cdot (0,255 - 0,06) = 0,0180 \text{ m}^3$$

$$t_{liv} = 2 \cdot 0,12 = 0,24 \text{ m}$$

$$\tau_{max} = SV/(I \cdot t_{liv}) \leq f_{vd,par}$$

Full samverkan ⇒

$$V_{max} \leq f_{vd,par}(I \cdot t_{liv})/S = 0,063 \cdot 10^6 \cdot 7,642 \cdot 10^{-3} \cdot 0,24/0,018 = 6,41 \text{ kN} \Rightarrow$$

$$w_d \leq 6,41/(1,5 \cdot 0,77) = \underline{5,55} \text{ kN/m}^2$$

Ingen samverkan \Rightarrow

$$V_{\max} \leq f_{vd,par}(I \cdot t_{liv})/S = 0,063 \cdot 10^6 \cdot 0,6154 \cdot 10^{-3} \cdot 0,24/0,018 = 516 \text{ N} \Rightarrow w_d \leq 516/(1,5 \cdot 0,77) = \underline{447 \text{ N/m}^2}$$

Delvis samverkan \Rightarrow

$$V_{\max} \leq f_{vd,par}(I \cdot t_{liv})/S = 0,063 \cdot 10^6 \cdot 1,43 \cdot 10^{-3} \cdot 0,24/0,018 = 1,2 \text{ kN} \Rightarrow w_d \leq 1,2/(1,5 \cdot 0,77) = \underline{1,04 \text{ kN/m}^2}$$

De värden som jag har kommit fram till skall jämföras med de vindlaster som kan förekomma. Den största vindlasten som man räknar med skall förekomma i Sverige på normalt höga byggnader är i storleksordningen $1,5 \text{ kN/m}^2$.

Om man kan tillgodo räkna sig full samverkan så ökar murens kapacitet med en faktor 12. Om man bara kan tillgodoräkna sig delvis samverkan så ökar ändå, i det här fallet, kapaciteten med en faktor 2,5.

3.2 Vertikal last

Antar nu en stor vertikal last som huvudlast. Den vertikala lasten belastar bara den inre muren. Tittar på 3 stycken grader av samverkan:

- (1) Fullständig samverkan
- (2) Ingen samverkan
- (3) Delvis samverkan

Böjdrag-/tryck påkänning

$$\sigma_{\max} = -P/A + Ne/W - G/A$$

$$\sigma_{\min} = -P/A - Ne/W - G/A$$

$\underline{\sigma}_{\max}$: $-P/A + Pe/W - G/A \leq 0$; ingen dragkraftskapacitet får tillgodoräknas. Räknar i toppen på väggen $\Rightarrow G/A = 0$

$$\Rightarrow P(e/W - 1/A) \leq 0; P \neq 0 \Rightarrow e/W - 1/A \leq 0$$

Full samverkan \Rightarrow

$$W = 29,97 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \Rightarrow e/W - 1/A = 0,195/29,97 \cdot 10^{-3} - 1/0,2496 = 2,5 > 0 \text{ ej bra} \Rightarrow \text{det behövs någon form av överlast. Ingen samverkan} \Rightarrow$$

$$W_0 = 2,413 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \Rightarrow e/W - 1/A = 0,195/2,413 \cdot 10^{-3} - 1/0,2496 = 76,8 > 0 \text{ ej bra.}$$

Delvis samverkan \Rightarrow

$$W_e = 5,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \Rightarrow e/W - 1/A = 0,195/5,6 \cdot 10^{-3} - 1/0,2496 = 30,8 > 0 \text{ ej bra.}$$

$$\underline{\sigma}_{\min}: P/A + Pe/W + G/A \leq f_{cd,tra} = 3,29 \text{ MPa} \Rightarrow P \leq (f_{cd,tra} - G/A)/(1/A + e/W)$$

Full samverkan \Rightarrow

$$W = 29,97 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \Rightarrow P \leq (3,29 \cdot 10^6 - 10,0 \cdot 10^3/0,2496)/(1/0,2496 + 0,195/29,97 \cdot 10^{-3}) = \underline{309 \text{ kN}}$$

Ingen samverkan \Rightarrow

$$W_0 = 2,413 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \Rightarrow P \leq (3,29 \cdot 10^6 - 10,0 \cdot 10^3/0,2496)/(1/0,2496 + 0,195/2,413 \cdot 10^{-3}) = \underline{39,3 \text{ kN}}$$

Delvis samverkan \Rightarrow

$$W_e = 5,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \Rightarrow P \leq (3,29 \cdot 10^6 - 10,0 \cdot 10^3 / 0,2496) / (1/0,2496 + 0,195 / 5,6 \cdot 10^{-3}) = \underline{83,7 \text{ kN}}$$

Knäckning

Centriskt placerad belastning ger knäcklasten $P_{cr} = \pi^2 EI_{\min} / l_c^2$

För att ta hänsyn till knäckning med samtidig excentricitet använder jag mig av det approximativa uttrycket:

$$P/P_R + M_0/M_R \cdot v/(v-1) \leq 1 \text{ där } M_0 = P \cdot e \text{ och } v = P_{cr}/P$$

$$\Rightarrow P/P_R + P \cdot e / M_R \cdot P_{cr} / (N_{cr} - P) \leq 1$$

$$\Rightarrow P^2 + (-P_{cr} - P_R P_{cr} \cdot e / M_R - N_R) \cdot P + P_{cr} P_R \leq 0$$

Fullständig samverkan \Rightarrow

$$I = 7,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4; P_{cr} = \pi^2 \cdot 700 \cdot 7,1 \cdot 10^6 \cdot 7,642 \cdot 10^{-3} / 2,1^2 = 85,0 \text{ MN};$$

$$P_R = f_{cd,tra} \cdot A = 3,29 \cdot 10^6 \cdot 0,250 = 821 \text{ kN}$$

$$M_R = f_{td,tra} W = f_{td,tra} I / y; y = 0,255 \Rightarrow M_R = 0,139 \cdot 10^6 \cdot 7,64 \cdot 10^{-3} / 0,255 = 4,17 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow P^2 - 3,35 \cdot 10^9 P + 69,8 \cdot 10^{12} \leq 0$$

$$\Rightarrow P \leq 3,35 \cdot 10^9 \text{ N eller } \underline{20,8 \text{ kN}}$$

Ingen samverkan \Rightarrow

$$I = I_0 = 6,15 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4; P_{cr} = \pi^2 \cdot 700 \cdot 7,1 \cdot 10^6 \cdot 0,6154 \cdot 10^{-3} / 2,1^2 = 6,85 \text{ MN};$$

$$P_R = f_{cd,tra} \cdot A = 3,29 \cdot 10^6 \cdot 0,250 = 821 \text{ kN}$$

$$M_R = f_{td,tra} W = f_{td,tra} I / y; y = 0,255 \Rightarrow M_R = 0,139 \cdot 10^6 \cdot 6,15 \cdot 10^{-4} / 0,255 = 335 \text{ Nm}$$

$$\Rightarrow P^2 - 3,27 \cdot 10^9 P + 5,62 \cdot 10^{12} \leq 0$$

$$\Rightarrow P \leq 3,27 \cdot 10^9 \text{ N eller } \underline{1,72 \text{ kN}}$$

Delvis samverkan \Rightarrow

$$I = I_e = 1,43 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4; P_{cr} = \pi^2 \cdot 700 \cdot 7,1 \cdot 10^6 \cdot 1,43 \cdot 10^{-3} / 2,1^2 = 15,9 \text{ MN};$$

$$P_R = f_{cd,tra} \cdot A = 3,29 \cdot 10^6 \cdot 0,250 = 821 \text{ kN}$$

$$M_R = f_{td,tra} W = f_{td,tra} I / y; y = 0,255 \Rightarrow M_R = 0,139 \cdot 10^6 \cdot 1,56 \cdot 10^{-3} / 0,255 = 850 \text{ Nm}$$

$$\Rightarrow P^2 - 2,93 \cdot 10^9 P + 13,0 \cdot 10^{12} \leq 0$$

$$\Rightarrow P \leq 2,93 \cdot 10^9 \text{ N eller } \underline{4,44 \text{ kN}}$$

Om man kan tillgodoräkna sig full samverkan så har väggtypen tio gånger större lastkapacitet än vad om man inte kan tillgodo räkna sig någon samverkan alls. Om man bara kan tillgodoräkna sig ca 20% samverkan så ökar ändå lastkapaciteten ca tre gånger.

Bilaga 4

Fuktkvotsberäkning

Mätningen av fuktkvoten gick till så att mindre delar tegel och murbruk vägdes, efter det så placerades de i en 105°C varm ugn i 24h. Sedan vägdes materialproven igen och fuktkvoten kunde bestämmas som $(m_{\text{blöt}} - m_{\text{torr}})/m_{\text{torr}} = m_{\text{vatten}}/m_{\text{torr}}$. Det här gjorde jag för mur 1-7 och mur 11. För övriga provkroppar så var det för besvärligt att få loss materialprover från provkropparna. Men man kan nog med gott samvete anta att fuktkvoten inte var högre för de provkropparna.

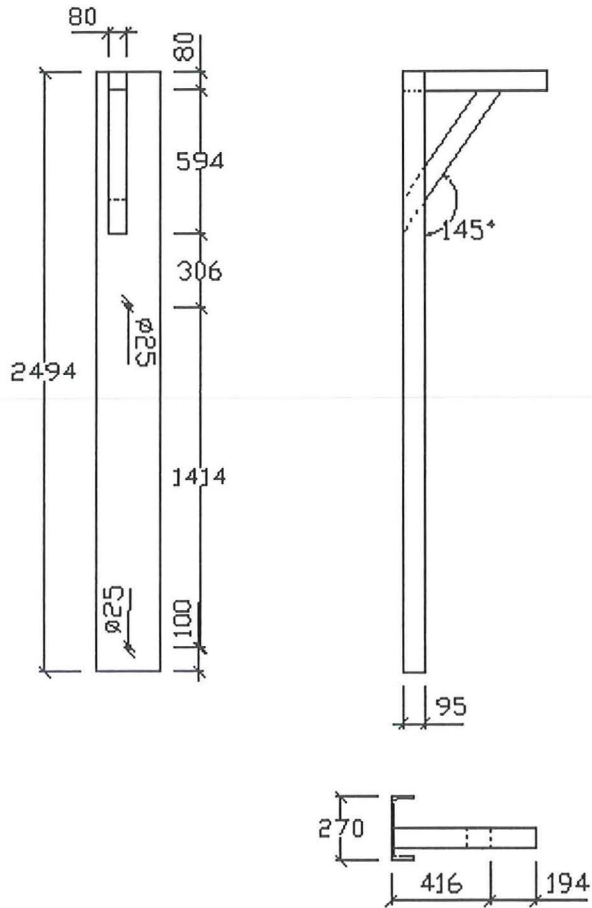
I nedanstående tabell redovisas de värden som uppmättes.
Alla fukthalter är i gram och fuktvoterna i %.

mur1	$m_{\text{sten, blöt}} = 111.95$ $m_{\text{bruk, blöt}} = 122.27$	$m_{\text{sten, torr}} = 111.78$ $m_{\text{bruk, torr}} = 118.03$	$FK_{\text{sten}} = 0.152$ $FK_{\text{bruk}} = 3.592$
mur2	$m_{\text{sten, blöt}} = 140.31$ $m_{\text{bruk, blöt}} = 40.62$	$m_{\text{sten, torr}} = 139.94$ $m_{\text{bruk, torr}} = 39.53$	$FK_{\text{sten}} = 0.264$ $FK_{\text{bruk}} = 2.757$
mur3	$m_{\text{sten, blöt}} = 806.8$ $m_{\text{bruk, blöt}} = 52.47$	$m_{\text{sten, torr}} = 792.02$ $m_{\text{bruk, torr}} = 50.52$	$FK_{\text{sten}} = 1.866$ $FK_{\text{bruk}} = 3.860$
mur4	$m_{\text{sten, blöt}} = 199.31$ $m_{\text{bruk, blöt}} = 41.93$	$m_{\text{sten, torr}} = 198.64$ $m_{\text{bruk, torr}} = 40.26$	$FK_{\text{sten}} = 0.337$ $FK_{\text{bruk}} = 4.148$
mur5	$m_{\text{sten, blöt}} = 44.2$ $m_{\text{bruk, blöt}} = 121.78$	$m_{\text{sten, torr}} = 43.86$ $m_{\text{bruk, torr}} = 117.82$	$FK_{\text{sten}} = 0.775$ $FK_{\text{bruk}} = 3.361$
mur6	$m_{\text{sten, blöt}} = 165.69$ $m_{\text{bruk, blöt}} = 32.19$	$m_{\text{sten, torr}} = 165.44$ $m_{\text{bruk, torr}} = 31.43$	$FK_{\text{sten}} = 0.151$ $FK_{\text{bruk}} = 2.418$
mur7	$m_{\text{sten, blöt}} = 234.95$ $m_{\text{bruk, blöt}} = 148.29$	$m_{\text{sten, torr}} = 234.48$ $m_{\text{bruk, torr}} = 144.54$	$FK_{\text{sten}} = 0.200$ $FK_{\text{bruk}} = 2.594$
mur11	$m_{\text{sten, blöt}} = 198,82$ $m_{\text{bruk, blöt}} = 84,40$	$m_{\text{sten, torr}} = 196,84$ $m_{\text{bruk, torr}} = 80,95$	$FK_{\text{sten}} = 1,006$ $FK_{\text{bruk}} = 4,262$

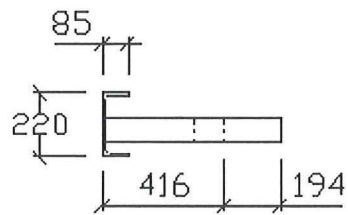
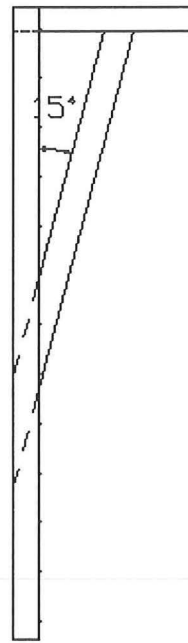
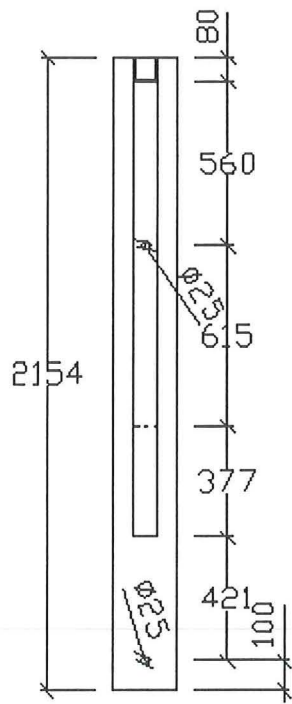
Bilaga 5

Skisser på försöksuppställning

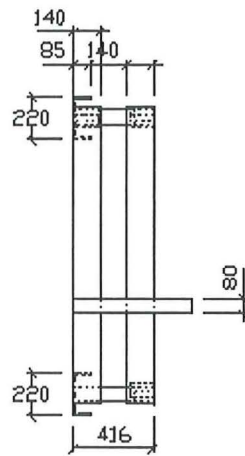
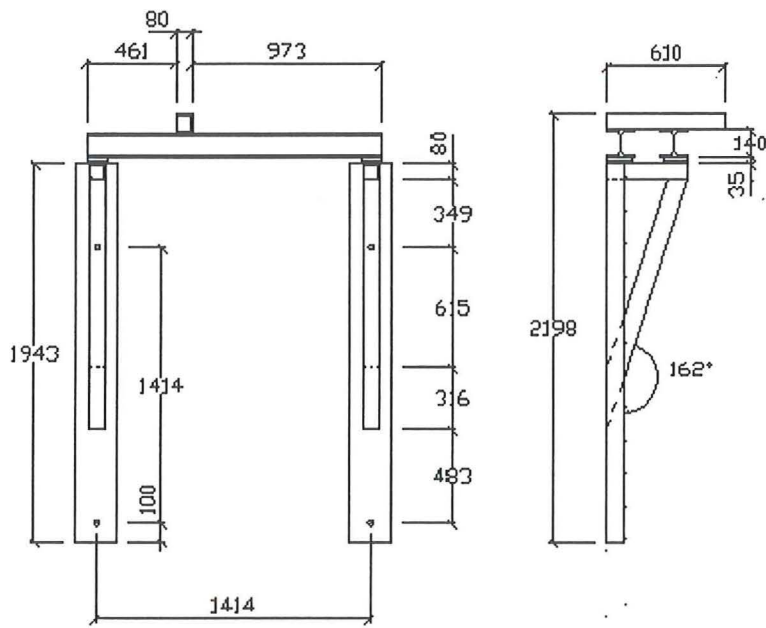
Del 1.



Del 2.



Del 3.



Skiss på "ramar", underlag för provkropparna

