

**TEKNISKA HÖGSKOLAN I LUND**

**AVDELNINGEN FÖR BÄRANDE KONSTRUKTIONER**

**EXAMENSARBETE**

**LANDFÄSTEN FÖR BROAR**

**UNDERSÖKNING AV DIMENSIONERINGSMETODER**

**LUND SOMMAREN 1986**

**KRISTJAN S. BALDURSSON**

# INNEHÅLLSFÖRTECKNING

<b><u>1. FÖRORD</u></b>	1
<b><u>2. INLEDNING</u></b>	2
2.1 BAKGRUND OCH SYFTE	
2.2 METODIK OCH RESURSER	
<b><u>3. NORMER OCH MATERIALEGENSKAPER</u></b>	4
3.1 NORMER, SÄKERHETSASPEKTER	
3.2 MATERIALEGENSKAPER	
<b><u>4. LASTER</u></b>	6
4.1 LASTTYPER	
4.2 BEGRÄNSNINGAR	
4.3 JORDTRYCK	
<b><u>5. TREDIMENSIONELL MODELL</u></b>	12
5.1 INLEDNING	
5.2 GEOMETRI OCH RANDVILLKOR	
5.3 ELEMENTTYP OCH INDELNING	
5.4 BERÄKNINGSRESULTAT	

<b><u>6. TVÅDIMENSIONELLA MODELLER</u></b>	27
6.1 INLEDNING	
6.2 JÄMFÖRELSE VID 3D	
6.3 PARAMETERSTUDIE	
6.4 FEM VERSUS TABELLVERK	
<b><u>7. ARMERING</u></b>	42
7.1 INLEDNING	
7.2 BROTTGRÄNSTILLSTÅND	
7.3 BRUKSGRÄNSTILLSTÅND	
7.4 ARMERINGSFILOSOFI	
<b><u>8. MODELLERING</u></b>	49
8.1 ALLMÄNT	
8.2 FEM OCH ANDRA METODER	
8.3 SPRICKBILDNING	
<b><u>9. SLUTSATSER - SAMMANFATTNING</u></b>	54
9.1 INLEDNING	
9.2 SLUTSATSER	
<b><u>10. LITTERATURFÖRTECKNING</u></b>	56
<b><u>11. APPENDIX</u></b>	

## 1.FÖRORD

Denna uppsats är en redovisning av ett examensarbete som undertecknad har gjort vid Lunds tekniska högskola, Väg- och vattenbyggnadslinjen, avdelningen för Bärande konstruktioner.

Examensarbetet avser i första hand undersökning av möjliga dimensioneringsmetoder för vertikala brolandfästen med 45° vingmurar.

En stor del av uppgiften har varit datorberäkningar och tolkning av resultatet med hjälp av grafiska utenheter, varför uppsatsen är rikligt illustrerat med figurer, som är hämtade från dessa. De flesta figurerna är direkt överförda till Macintosh från postprocessorn FEMVIEW. Bilderna i appendix är dock ritade med plotter.

Manuskriptet är genererat med hjälp av ordbehandlaren MacWrite på Apple Macintosh.

Jag vil föra ett varmt tack till min handledare, professor Sture Åkerlund för bra samarbete, samt till Pål Hansson och Ola Dahlblom på avd. för Byggnadsmekanik, för goda råd.

Lund, sommaren 1986

Kristján S. Baldursson

## 2. INLEDNING

### 2.1 BAKGRUND OCH SYFTE

Motiveringen för examensarbetet har kommit fram som önskemål från Statens vägverk på Island. Sedan länge har i de nordiska länderna dimensionering av landfästen för broar blivit en tradition. Både i Sverige och på Island är utformningen, dimensioner och armeringsmängder mer eller mindre standardiserade. Konstruktionen som undersöks, visas i figuren nedan med vanliga förekommande huvudmått. Konstruktionen utförs av armerat betong.

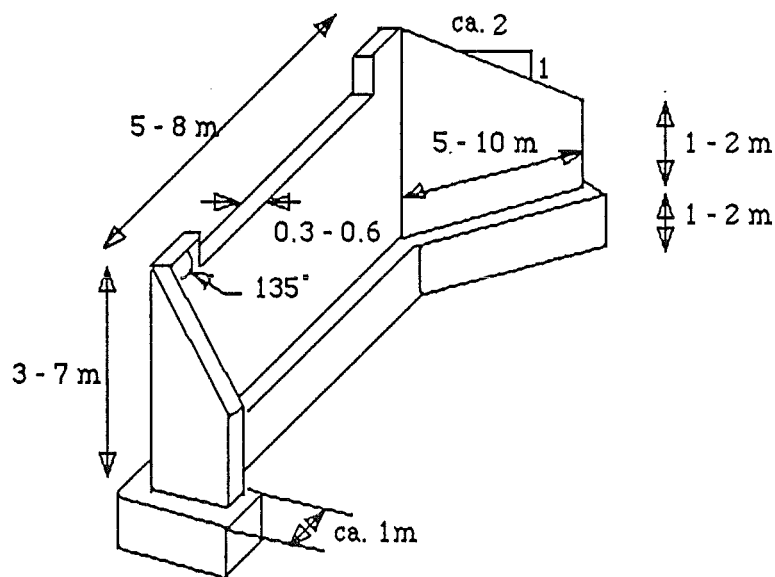


fig. 2.1 Landfäste

Uppgiften har huvudsakligen syftat till att studera konstruktionens beteende under belastning av jordtryck med hjälp av Finita Element Metoden. För att få fram en "riktig" bild av kraftförloppet har en tredimensionell modell analyseras, där man har kunnat ta hänsyn till membrankrafter bl.a. Denna modell har sedan jämförts med en rad andra modeller i två dimensioner.

## 2.2 MEDODIK OCH RESURSER

Uppgiften inleddes med en utförlig litteraturstudie. Litteratursökningar har gjorts, både på bibliotek och i olika databaser. Den databas, som gav mest var IRRD(International Road Research and Documentation).

Trots förfinade beräkningsmetoder s.s. FEM, kan kraftförloppet i en konstruktion aldrig beskrivas noggrannare än lastförutsättningarna ger upphov till. Den inledande litteraturstudien ledde därför till en speciell utvärdering av lastförutsättningarna. Orsaken härtill, var den spridning som visade sig vara i storleken på jordtrycket beroende på de olika metoderna som beskrivs i litteraturen.

Efter att detta hade gjorts uppställdes ett tredimensionellt modell, med vissa förenklingar i geometrin. Modellen analyserades med programkedjan FEMPAC, som finns installerat på Lunds datacentral. Resultatet jämfördes sedan med några olika typer av modeller i två dimensioner.

Efter jämförelsen, gjordes parameterstudie i 2-D med varierande höjder och bredder, samt jämförelse av resultaten med konventionella handberäkningsmetoder. Även jämförelse, med över 100 landfästen byggda på Island, har gjorts.

Erforderliga armeringsmängder har beräknats för konstruktionsdelarna både i brottgräns- och bruksgränstillstånd.

Modellering med olika metoder kommer att nämnas.

Slutligen görs utvärdering och sammanfattning av de viktigaste resultaten från beräkningarna.

I appendix finns bl.a. sammanställning av de figurer som inte har visats i själva uppsatsen.

## 3. NORMER OCH MATERIALEGENSKAPER

### 3.1 NORMER, SÄKERHETSASPEKTER

Följande tillämpas i uppgiften :

- ° Svensk byggnorm 1980
- ° BBK79 - Bestämmelser för bärande konstruktioner
- ° Bronormer (nordiska)
- ° Konstruktionen hänförs till säkerhetsklass 2 enl. SBN 2A s.13

### 3.2 MATERIALEGENSKAPER

#### 3.2.1 JORDMATERIAL

Jordmaterialet består av återfyllning, som är en blandning av grus och sand med följande egenskaper :

- Friktionsvinkeln  $\varphi = 33 - 34^\circ$
- Tungheten  $\gamma_{lös} = 17 \text{ kN/m}^3$      $\gamma_{pac} = 19 \text{ kN/m}^3$

#### 3.2.2 ARMERING

Kamstål Ks 400 ;  $\varnothing = 6 - 16 \text{ mm}$  ;  $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$  ;  $E_{sk} = 200 \text{ GPa}$

- Bruksgränstillstånd :  $f_{std} = f_{yk}$     ;     $E_{sd} = E_{sk}$
- Brottgränstillstånd :  $f_{std} = 331 \text{ MPa}$  ;     $E_{sd} = 173 \text{ GPa}$

### 3.2.3 BETONG

Betongkvalitet K35 :  $f_{cck} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{ctk} = 1.8 \text{ MPa}$  ;  $E_{ck} = 31 \text{ GPa}$

- Bruksgränstillstånd :  $f_{ctd} = f_{ctk}$  ;  $E_{cd} = E_{ck}$
- Brottgrändtillstånd :  $f_{ccd} = 15.2 \text{ MPa}$  ;  $f_{ctd} = 1.1 \text{ MPa}$  ;  $E_{cd} = 23.5 \text{ GPa}$

Tvärkontraktionstalet har sätts till 0 i samtliga beräkningar.

### 3.2.4 ANMÄRKNINGAR

Hela jordmassan är dränerad och är inte påverkad av grundvatten.

Betongen, inklusive armeringen betraktas som isotropt material, eftersom denna typ av konstruktion har vanligen samma armeringsmängd i båda riktningar och båda sidor. Detta antagande gäller dock endast så länge konstruktionen befinner sig i osprucket stadium och avser främst bruksgränstillståndet.



## 4. LASTER

### 4.1 LASTTYPER

De olika laster som kan påverka denna typ av konstruktion kan sammanfattas i följande :

a) Reaktioner från överbyggnad

- Vertikalt av bronns egentyngd och trafiklast
- Horisontellt i bronns längdriktning av bromskraft och lagerfriktion
- Horisontellt i bronns tvärriktning av vindtryck

b) Jordtryck

- Av jordens egentyngd och packning
- Av trafiklast på vägbanken

c) Landfästens egentyngd

d) Is och ström

e) Sättningar och jordbävningar

f) Indirekta laster

- Temperaturändringar
- Betongens krympning
- Betongens krypning

## 4.2 BEGRÄNSNINGAR

Det är omöjligt att bestämma farligaste kombination av alla dessa påverkningar och inte heller meningen. I stället undersöks lasteffekter som man tror att är avgörande för dimensioneringen av frontmuren och vingarna. Av de uppräknade lasterna i det föregående betraktas endast de laster som man kan uppfatta som dominerande laster, när det gäller snittkraftfördelningen i huvuddrag. Med detta menas särskilt momentfördelningen.

Det bör nämnas i detta sammanhang att verikal last från överbyggnaden kan orsaka höga, men lokala tryck- och dragpåkänningar p.g.a. koncentrerade laster vid upplag. För att ta upp dessa krafter lägger man in spjälkningsarmering på konventionellt sätt. Givetvis kan både sättningar och jordbävningar ge upphov till kraftiga belastningar, men dessa kan knappast betraktas som något vanligt lastfall.

Indirekta lastens inverkan kräver en speciell studie och ligger utanför den ram som denna uppgift begränsas till. Man vet dock att påkänningarna kan vara kraftiga i massivbetong speciellt p.g.a. temperaturändringar. Spänningsfördelningen orsakad av dessa laster kan vara svår att överblicka. För att motverka evt. uppkomst av oförutsedda dragspänningar i detta sammanhang brukar man lägga in sprickbegränsande minimiarmering. Detta behandlas lite längre fram.

Jordtrycket, vare sig det gäller egentynghden eller trafiklasten anses här vara av central betydelse för det kraftspel som undersöks i denna uppgift och får därför en särskild behandling.

Övriga laster ; is, ström, bromskraft och vindtryck tycks vara av mindre betydelse för uppgiftens ändamål och behandlas därför inte mer.

## 4.3 JORDTRYCK

### 4.3.1 INLEDNING

Det råder inte enighet om hur man bestämmer jordtryck. Metoderna är olika och osäkerheten stor. Man har tillgripit att använda de klassiska teorierna t.ex. Rankins och Coulomb. Mätningar har varit utförda såväl i full skala som med modelförsök och många försöksresultat redoviserats under årtionden. På senare år är det många som hävdar att jordtrycket på brolandfästen underskattas av konstruktörerna jämfört med uppmätta värden i fält.

I det följande ges en kortfattad sammanställning av de viktigaste resultaten från utvärdering och beräkningar som har gjorts med hjälp av litteraturstudierna. Själva beräkningarna eller ekvationer blir inte redovisade här, men den intresserade läsaren hänvisas till den litteratur som refereras till i aktuella fall. Här ges alltså förutsättningarna och resultatet från beräkningarna.

### 4.3.2 FÖRUTSÄTTNINGAR

I samtliga fall förutsätts att konstruktionen är fullständig glatt, varför trycket blir riktad vinkelrätt mot murarna. Vidare antas att konstruktionen är oeftergivlig, i den bemärkelsen att deformationerna är för små, för att aktivt tryck skall kunna uppkomma. Detta betyder att jordtrycket blir i stort sätt lika med vilotrycket om lasten utgörs endast av jordens egentyngd.

Vilotrycket är beräknad på konventionellt sätt enl. ekvationen :

$$\sigma_h = k_0 \cdot \gamma \cdot z \quad \text{där } k_0 = 1 - \sin \varphi \quad \text{och } z = \text{djupet under markytan}$$

Packning av fyllning medför ett tryck som kvarstår efter att packningen har ägt rum. Fyllningen antas vara packad på ett eller annat sätt. Den kan ha varit lagd ut i lager med föreskriven tjocklek, packad av lastbilar på markytan vid utläggningen eller med rinnande vatten. En metod för att bedömma trycket av lagrad packning beskrivs i SBN80 [24].

Andra metoder byggda på försök i full skala, både för packning på markytan och lagrad fyllning, beskrivs t.ex. av Ingold T.S. i [11] och [12] och Jones C. i [14]. För att uppskatta effekten av last enbart på markytan antas last från lastbilar t.ex. 12 - 25 ton.

Ett flertal undersökningar de senaste åren och gjorda beräkningar visar att trycket orsakad av packning bör ligga i intervallet 18 - 36 KPa , beroende på materialegenskaper och olika packningsmetoder. Djupverkan av packningen varierar med ovannämnda parametrar.

Inverkan av trafiklast på markytan medför varierande jordtryckfördelning såväl i vertikalled så som i horisontalled. Trafiklasten består av det nordiska lasttåget d.v.s. tre 210 kN axlar (se bronormerna [25]).

Godtagen metod för att beräkna jordtrycket finns i SBN80 s.73.

En annan möjlighet är att använda Boussineq's ekvation. Det bör dock observeras att trycket beräknad med den klassiska ekvationen skall fördubblas enligt utförda undersökningar om konstruktionen är tillräckligt styv. I [3] ges en metod för användning av ekvationen i rätvinkligt koordinatsystem. Jämförelse mellan SBN80, Boussineq's och bronormerna visar bra överensstämmelse. Effekten av trafiklast är liten jämfört med vilo- och packningstrycket.

### 4.3.3 RESULTAT

Osäkerheten i lasterna beror i högsta grad på packningseffekten. I fig. 4.1 visas hur trycket kan variera enligt tre olika källor.

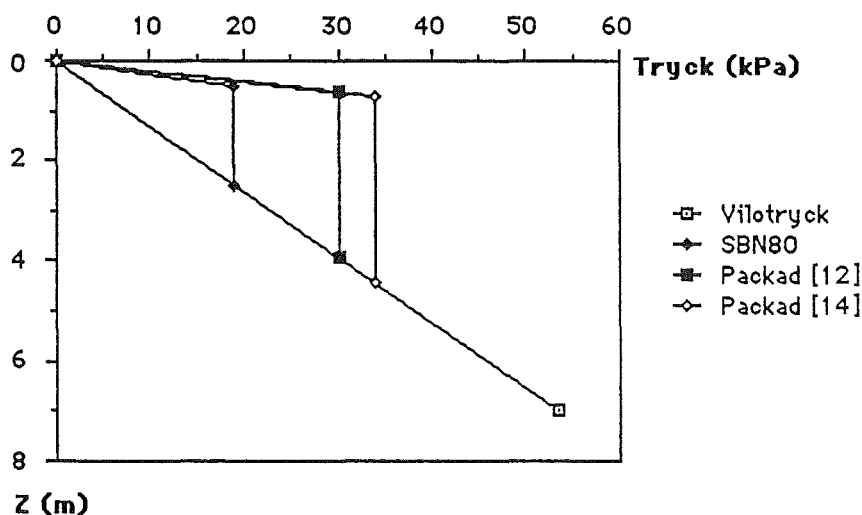
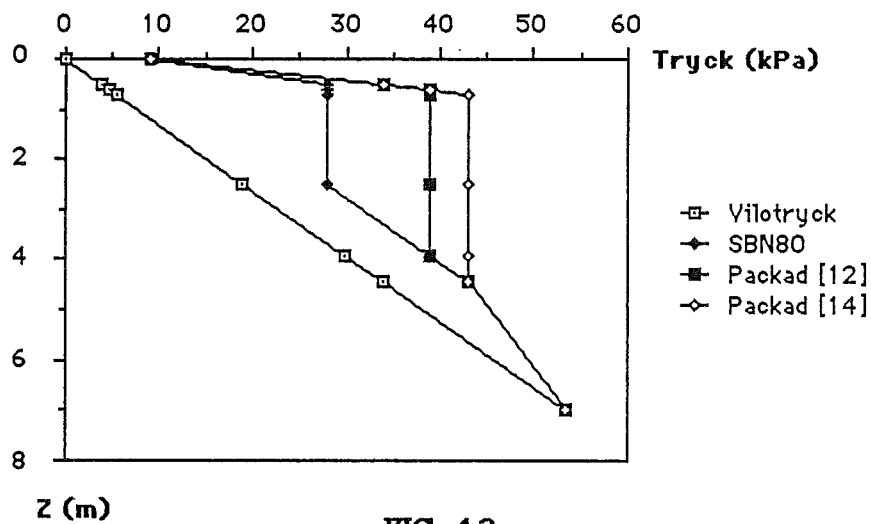
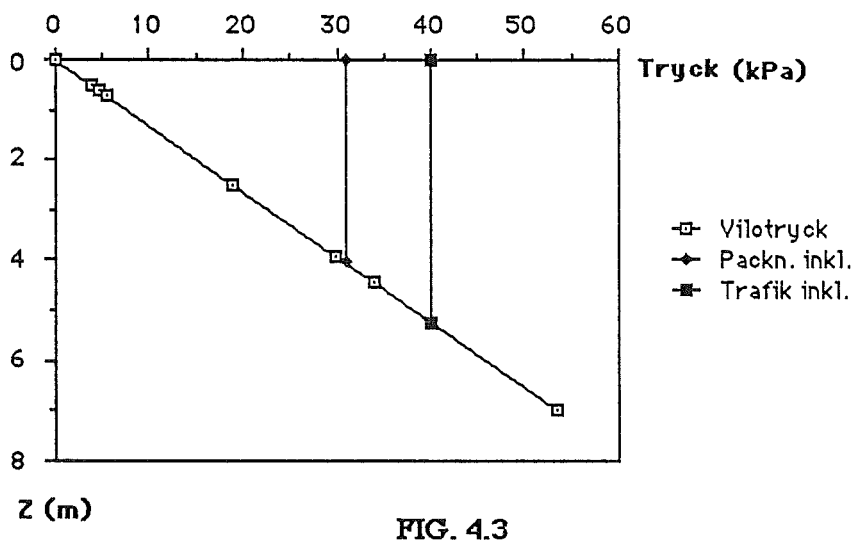


FIG. 4.1

I fig. 4.2 visas samma bild, men med trafiklasten inkluderad.



I fig 4.3 visas en förenklad bild av tryckfördelningen med vald packningseffekt enligt [12].



I figur 4.4 visas slutligen den valda tryckfördelningen, samt de olika lasternas andel i totallasten. Bilden är presentativ för det last, som används på frontmuren.

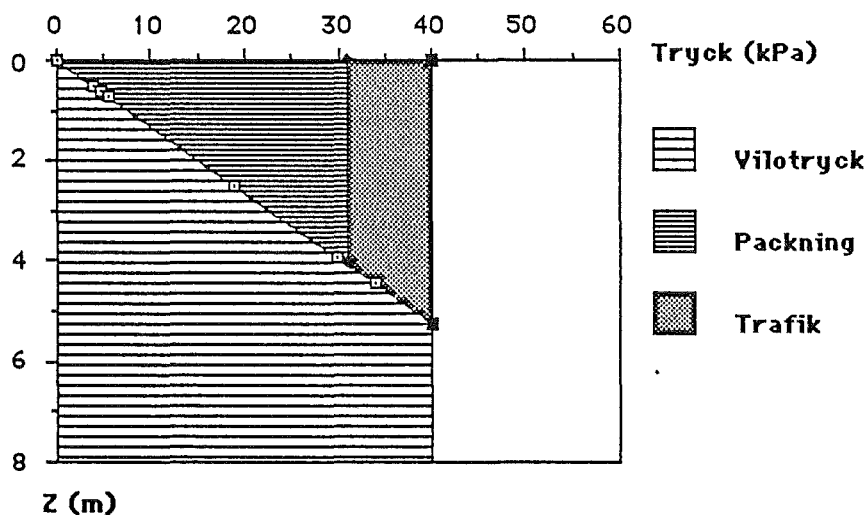


FIG. 4.4

På vingmurarna anses att packningseffekten är mindre än på frontmuren. Dessutom är inverkan av trafiklast hälften av den som beräknas för frontmuren. Beräkningarna visar att man bör räkna med ca. 75% av det last som har beräknas för frontmuren d.v.s. 30 kPa.

När det gäller att beräkna i olika tillstånd, anses lastökningen i brottgränstillståndet vara nästan försumbar jämfört med den osäkerhet som råder i att bestämma lastens storlek i allmänhet. Lastökningen är av storleksordningen 5 - 10 %.

## 5. TREDIMENSIONELL MODELL

### 5.1 INLEDNING

Vid analys av den tredimensionella modellen används programkedjan FEMPAC, som består bl.a. av programmodulerna FEMGEN, FEMSOL och FEMVIEW, samt ett antal mindre kopplingsprogram.

FEMGEN är en interaktiv grafisk preprocessor för generering av indata till olika FEM - program.

FEMSOL är ett generellt FEM - program för linjär statisk analys.

FEMVIEW är en interaktiv grafisk postprocessor för presentation av beräkningsresultat från FEM - program.

För en närmare beskrivning av programmen hänvisas till användarmanualerna.

För att få så mycket som möjligt ut ur denna programkedja, som ständigt är under komplettering, krävs bl.a. följande :

- Att användaren känner till Finita Element Metoden.
- Att sätta sig in i hela proceduren i programkedjan.
- Numerisk och grafisk terminal.
- Plotter

Ett ytterligare alternativ är använda färgterminal och färgplotter som programkedjan bjuder också på.

Analysen görs linjär elastiskt och materialet är isotropt.

## 5.2 GEOMETRI OCH RANDVILLKOR

Konstruktionen som är vald för analysen är en förenklad modell av den struktur som visades i fig.2.1 s.2. Konstruktionens form och huvudmått framgår av figuren nedan.

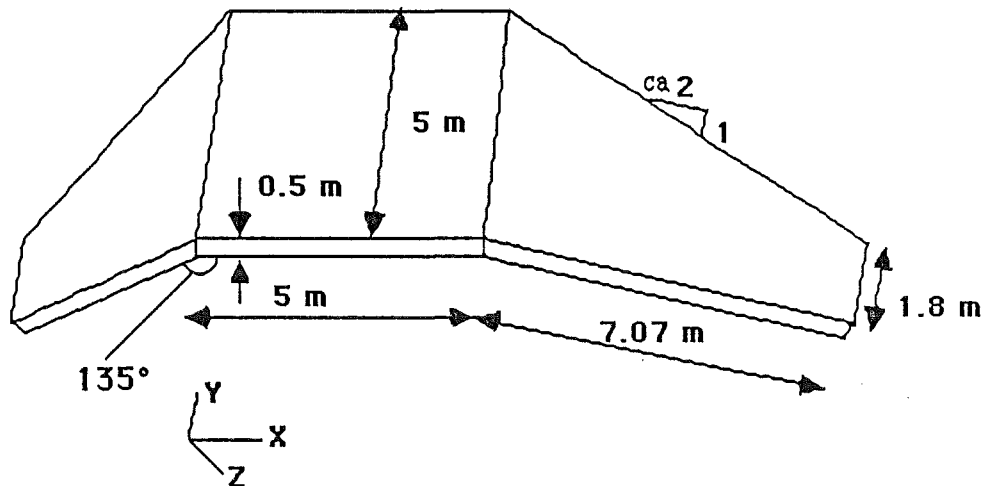


Fig. 5.1 Konstruktionen med huvudmått

När det gäller formulering av randvillkoren är det viktigt att ha klart för sig det tillstånd som råder kring fundamentet, som är bortskurit i figuren ovan. Styvheten hos fundamentet mot rotation kring x-axeln är ca. 10 ggr. större än murarnas, varför det anses rimligt att räkna med fast inspänning vid sockelranden. Det bör dock påpekas att, om fundamentet inte är grundlagt på fast berg, har det möjlighet att rotera, vilket medför en ytterligare komplexitet vid analysen. I fortsatt studie vore det intressant att ta hänsyn till detta. En möjlighet vore att använda fjädrar för att simulera underlaget och ersätta dessa sedan med rotationsfjädrar med hänsyn till aktuell bäddmodul, se Fig. 5.2.

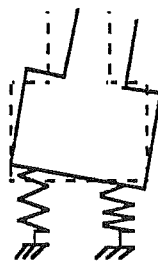


Fig. 5.2



Figuren nedan skall föreställa valda randvillkor för analysen.

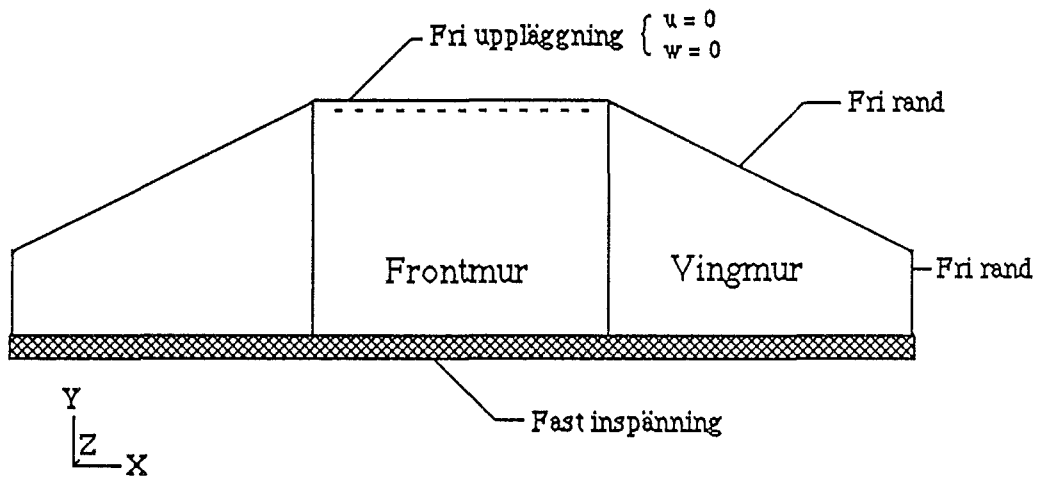


Fig. 5.3 Randvillkor

Det bör observeras att vingmurarna är projekterade på X - Y planet och bilden visar därför inte det riktiga längd-höjd förhållandet.

### 5.3 ELEMENTTYP OCH INDELNING

Vid analysen används s.k. superparametriska skalelement (QU8), med 8 noder och 6 frihetsgrader i varje nod, d.v.s. 48 DOF eller obekanta.

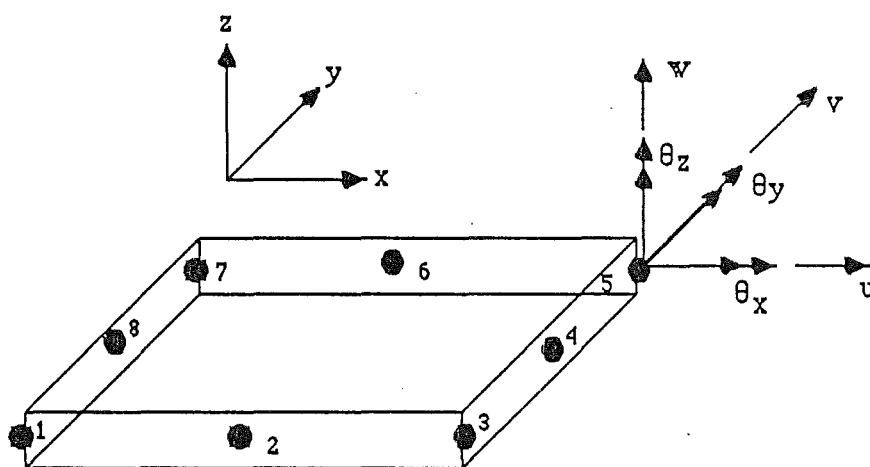


Fig. 5.4 Element QU8

Elementet tar därför hänsyn både till membrankrafter och transversella krafter. Ansatsen för förskjutningarna är linjär i tjockleksriktningen, men kvadratisk i elementriktningen. Skjuvspänningarnas inverkan på deformationerna medräknas.

Detta element kan även användas för analys av material med ortotropa egenskaper.

Elementindelningen bör väljas så, att elementen har i möjligaste mån kvadratisk form. Elementen i vingändarna uppfyller inte detta krav, men senare beräkningar med betydligt finare indelning för vingändarna i x-led bevisar att inget större fel har gjorts.

Den valda elementindelningen visas i nedanstående figurerna 5.5 och 5.6

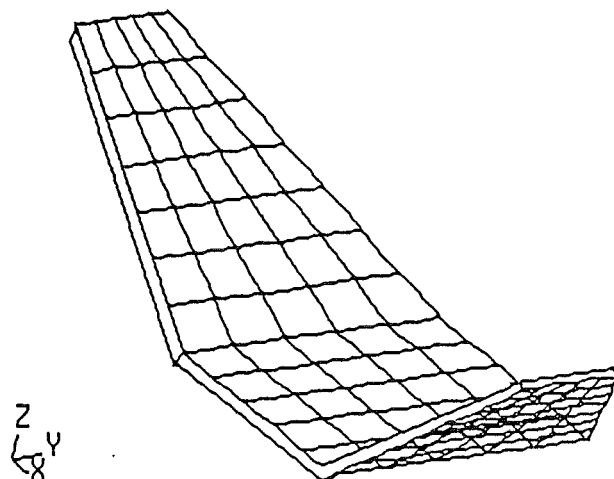


Fig. 5.5 Elementindelning

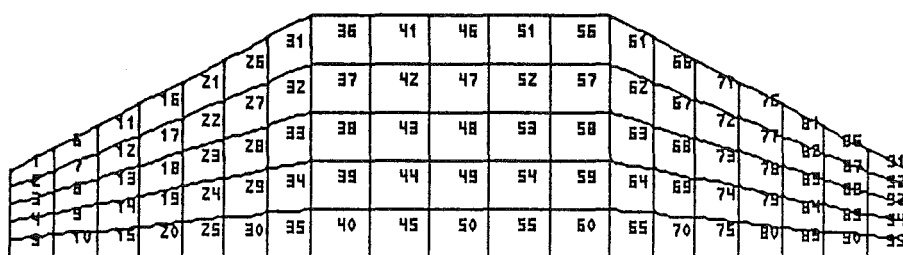


Fig. 5.6 Elementnummering

Modellen består av 95 element ca. 1x1 m och har 334 noder. Detta betyder att problemet har 2004 frihetsgrader. Genom att utnyttja symmetrin kan problemets storlek givetvis göras betydligt mindre. Denna möjlighet har dock inte utnyttjats här, detta för att underlätta jämviktskontroller och presentation av resultaten från beräkningarna.

## 5.4 BERÄKNINGSRESULTAT

### 5.4.1 INLEDNING

I det följande redovisas resultaten från beräkningarna. Om man utnyttjar alla utskriftsmöjligheter från datorkörningarna innehåller dessa inte mindre än 42 komponenter, vilket medför enorma mängder av papper och tal. Det gäller därför att välja de komponenter som är av störst intresse.

Har man tillgång till en postprocessor, där man kan åskåda resultatet grafiskt är detta givetvis en stor fördel. Detta har utnyttjats i uppgiften och på de följande sidorna visas bl.a. : deformationer, snittkrafter och spänningar från gjorda beräkningar.

### 5.4.2 DEFORMATIONER

Figur 5.7 visar isolinjerna för deformationerna i mm., där inte oförväntat utböjningen har sitt maximum 0.6 mm. ca. mitt på den sneda fria randen.

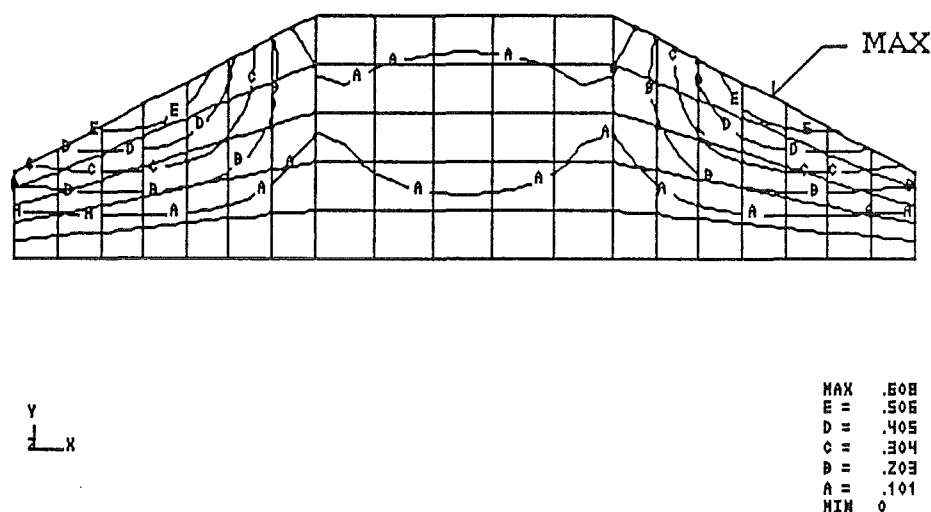


Fig. 5.7 Isolinjer för deformationer

```
MODEL :      PROLAM
DISPLACEMENTS      RESULTANT
JURDTK
FACTOR =          .100EH
MAX =             .50H
MIN =             0
```

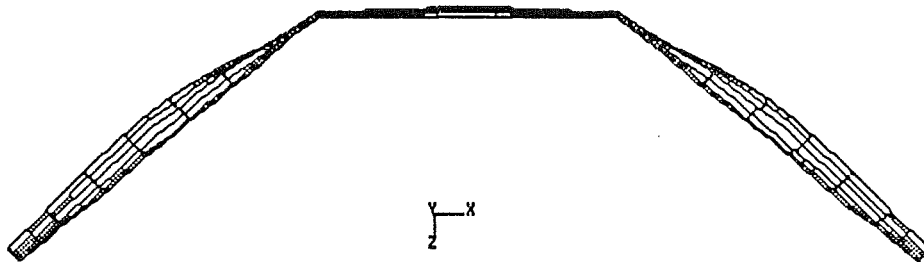


Fig. 5.8 Deformationerna sett uppifrån

Ovanstående figur visar deformationerna sett uppifrån förstorade 1000 ggr  
Figuren nedan visar samma bild, men med ögonpunkten placerad på  
baksidan av landfästen och lite ovan för markytan.

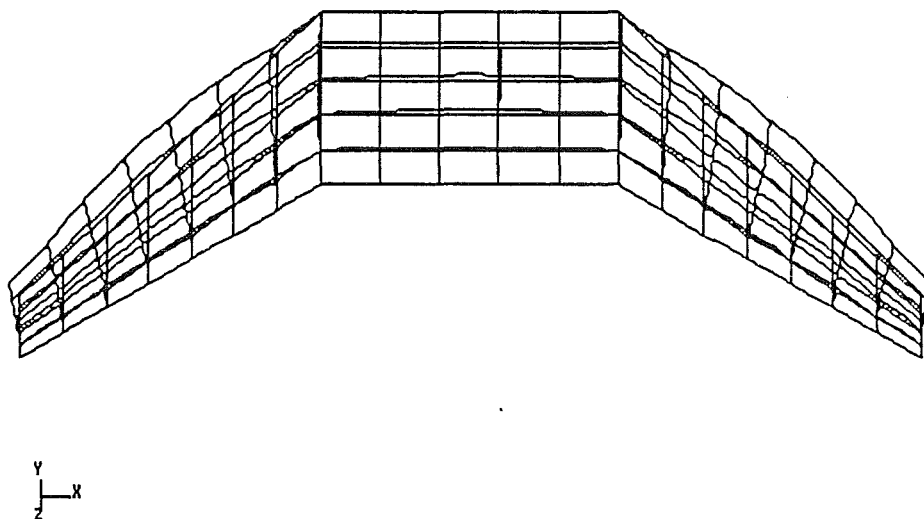


Fig. 5.9 Deformationsbild

### 5.4.3 SNITTKRAFTER OCH SPÄNNINGAR

I det följande redovisas snittkrafter och spänningar i MPa, på grafiskt form. Man bör vara uppmärksam på att dessa visas i elementens lokala koordinatsystem, medan deformationerna är presenterade i globalt koordinatsystem. Således är t.ex. vingmurens X-axel roterad 45° från frontmurens X-axel. Figur 5.10 visar fördelningen(isolinjer) av största huvudspänningen på insidan(baksidan) av landfästen.

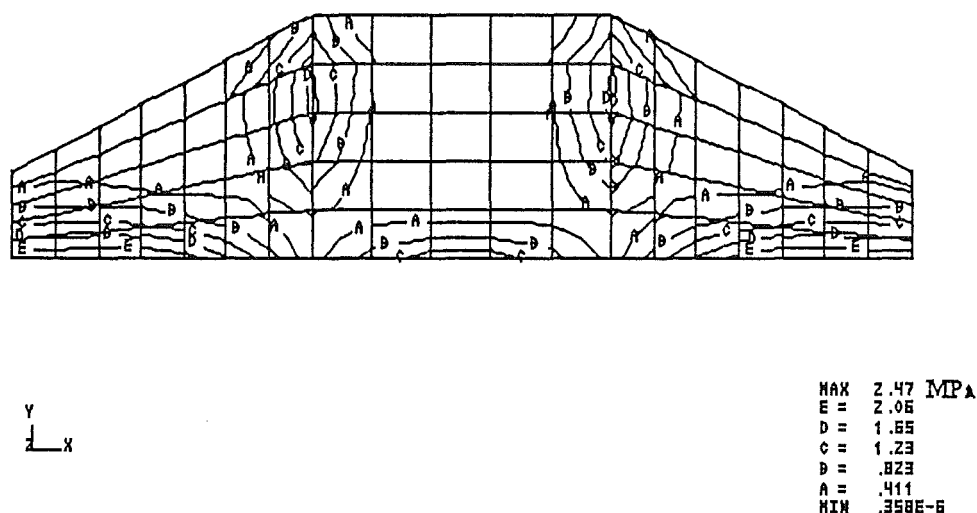
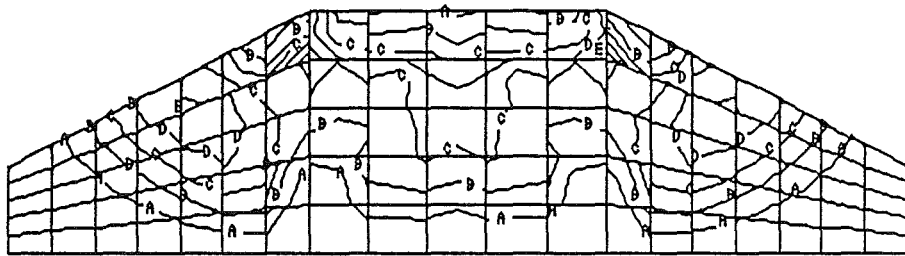


Fig. 5.10 Isolinjer för största huvudspänning - baksida

Bilden visar klart de mest ansträngda delarna av konstruktionen d.v.s. vid sockelranden och i vecket mellan frontmur och vingmur. Bilden visar också att vissa delar har sannolikt börjat spricka, eftersom dragpåkänningen har överskridit den tillåtna 1.8 MPa, d.v.s. om man väljer spricksäkerhetsfaktorn  $\zeta = 1.0$ . På vingmurens sockelrand, yttre delen, är spänningarna av storleksordningen 2.1 MPa, medan övre delen av vecket har 1.7 MPa. Sätter man  $\zeta = 1.5$ , vilket inte är orimligt, ser man att vecket också har spruckit. Egentligen kan man tänka sig isolinjerna som spricklinjer, eftersom huvuddragspänningarna är vinkelräta mot dessa.

Nästa figur visar isolinjerna för samma spänning på framsidan(utsidan) av landfästen.

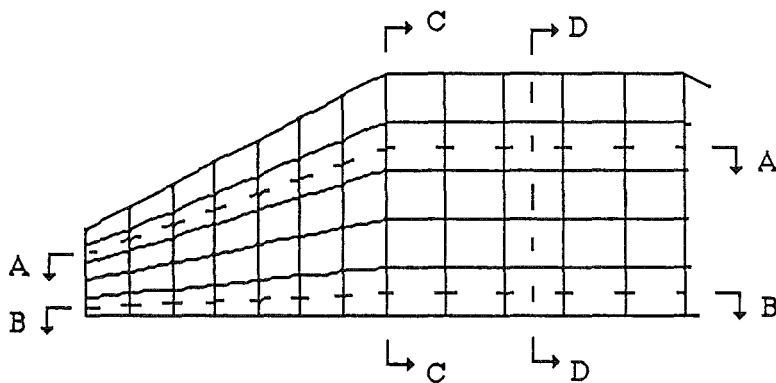


Y  
└─ X

MAX 1.24  
E = 1.03  
D = .827  
C = .620  
B = .414  
A = .207  
MIN .254E-3

Fig. 5.11 Isolinjer för största huvudspänning - framsida [MPa]

Den visar att de mest ansträngda delarna, är övre delen av vecket samt vingarnas midja nära den fria randen. Max. beräknad spänning är inte mer än hälften av den för baksidan. Värdena ger knappast indikation på att framsidan har börjat spricka. Figurerna 5.13 - 5.15 visar hur huvudspänningen varierar i snitten A-A, B-B och C-C ; se fig.5.12.



Y  
└─ X

Fig. 5.12

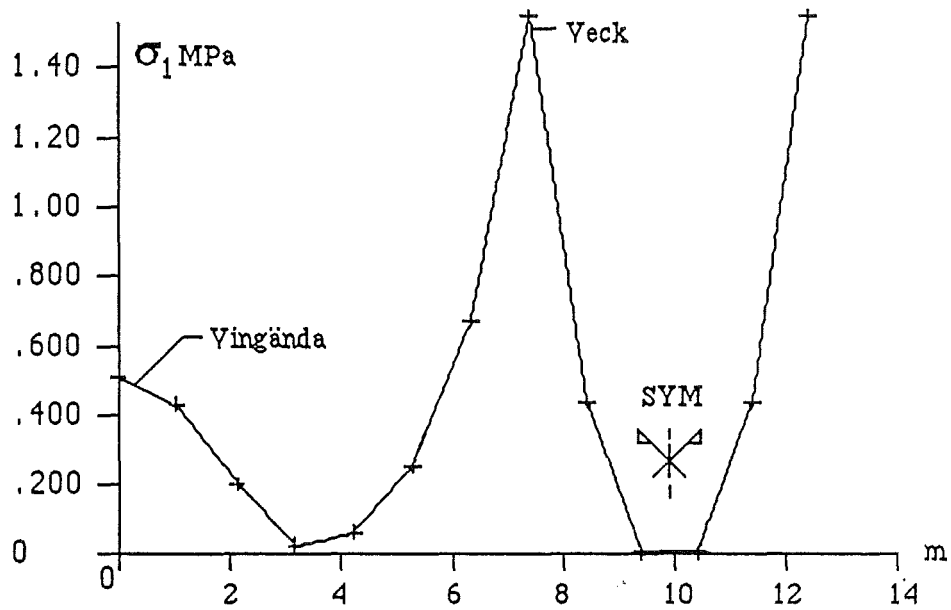


Fig. 5.13 Största huvudspänning Snitt A - A

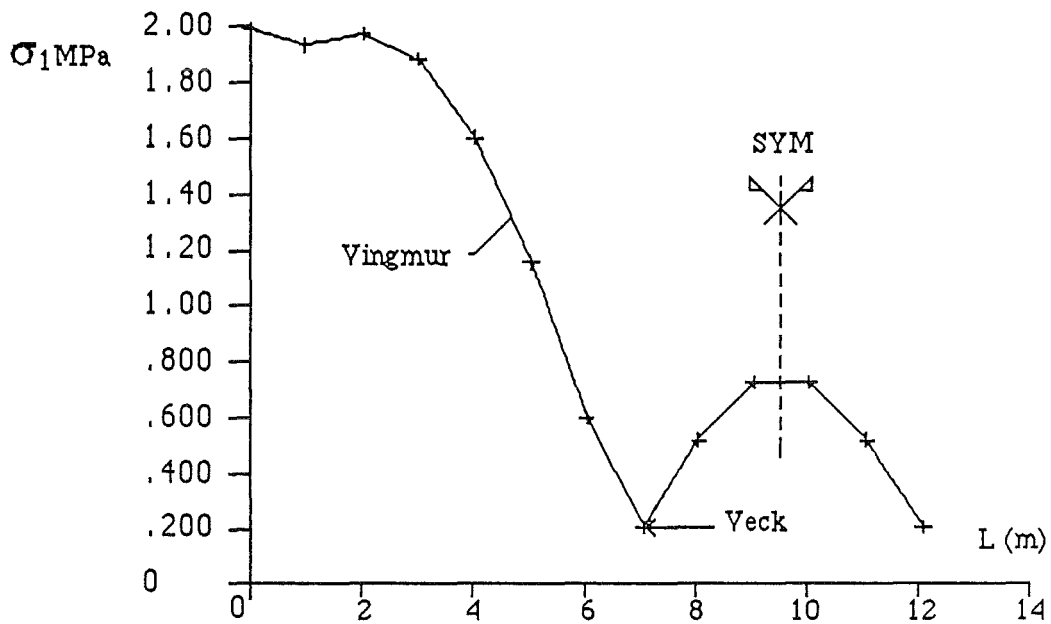


Fig. 5.14 Största huvudspänning Snitt B - B



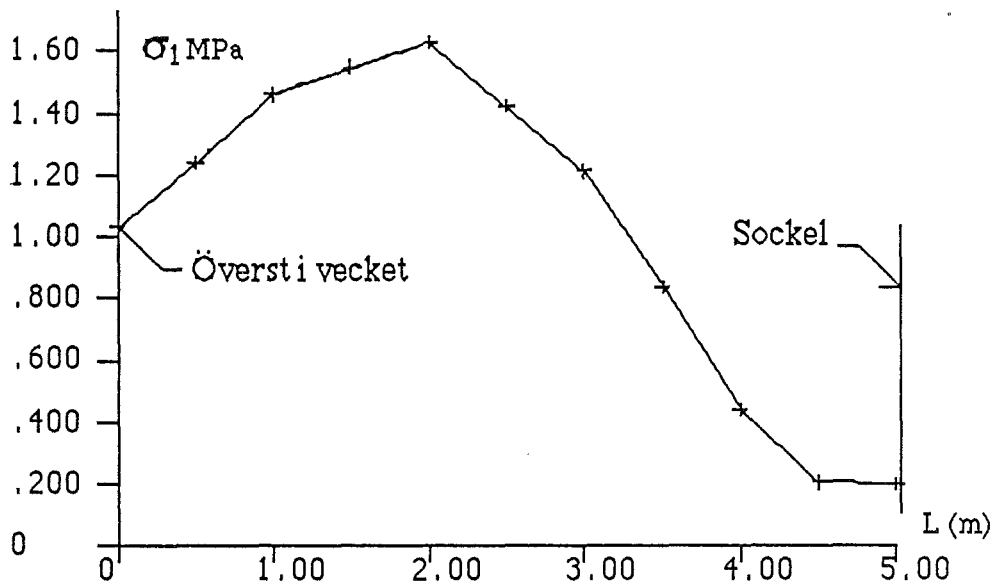


Fig. 5.15 Största huvudspänning Snitt C - C

Figur 5.16 nedan visar hur momentspänningen varierar i X-led i snittet A-A och antyder klart att det är momenten som ger dominerande bidrag till huvudspänningarna om man jämför fig.5.13 tagen i samma snitt.

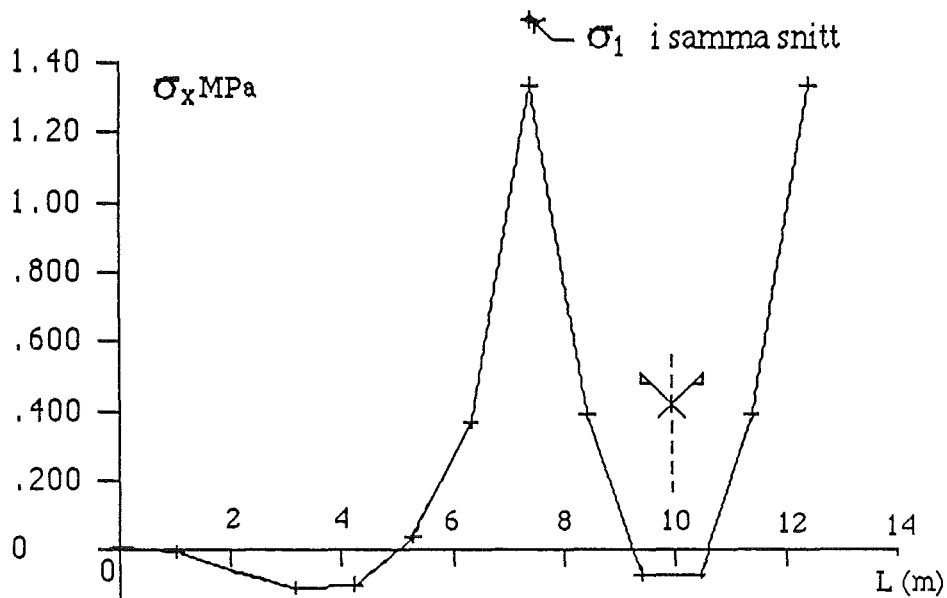


Fig. 5.16 Momentspänning  $\sigma_x$  i snitt A-A

Figuren nedan skall föreställa hur momentspänningarna i X-led varierar längs veckets insida d.v.s. snitt C-C (se fig.5.12)

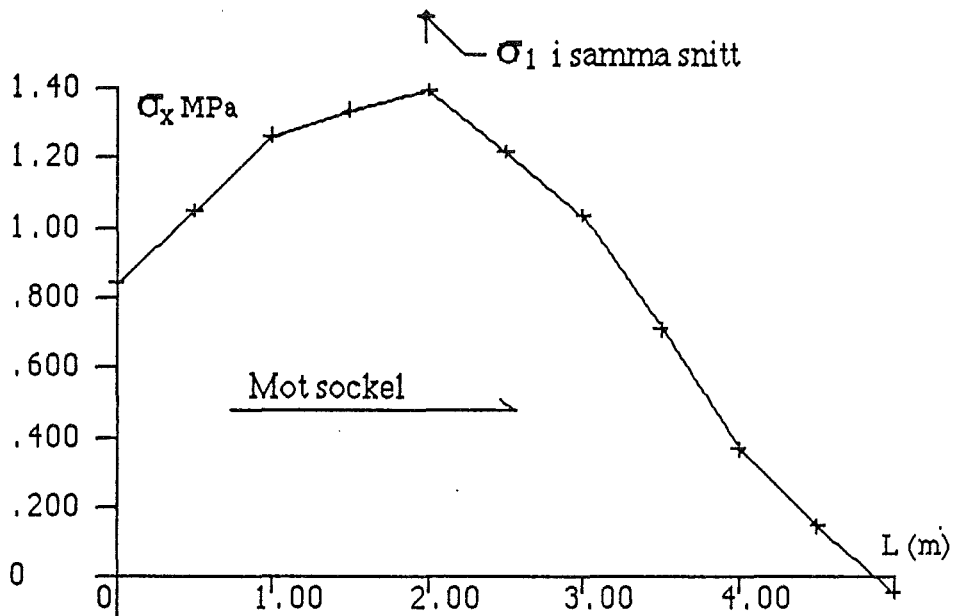
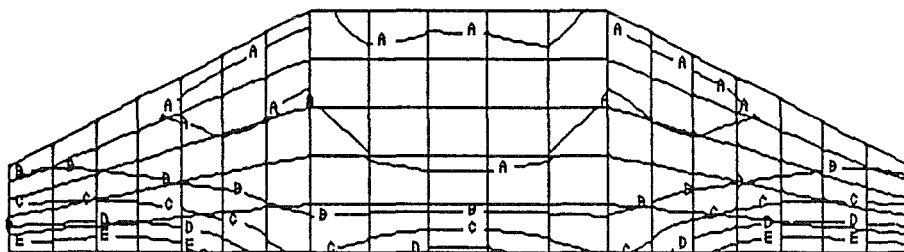


Fig. 5.17  $\sigma_x$  i vecket



MAX	.986E5
E =	.761E5
D =	.536E5
C =	.311E5
B =	.856E4
A =	-.140E5
MIN	-.365E5

$M_y$  [Nmm/mm]

Fig. 5.18 Isolinjer för  $M_y$

Figuren ovan visar isolinjerna för momentet  $M_y$  och visar den klart samma mönster som huvudspänningarna för insidan i fig. 5.10.

Nedanstående figur visar däremot hur spänningen  $\sigma_y$  varierar i ett vertikalt snitt nära vingendan där den är som mest ansträngd.

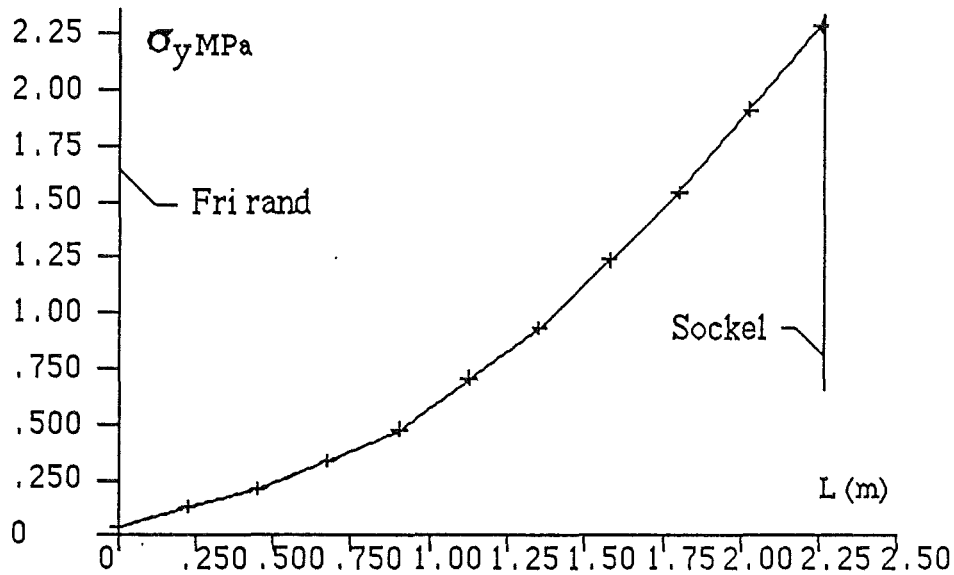


Fig. 5.19 Momentspänning i y-led nära vingendan

Spänningen är 0 vid den fria randen men växer nära kvadratisk mot sockelranden. Diagrammet ser nästan likadant ut som momentkurvan för en fast inpänt balk under jämtutbredd last med den andra ändan fri.

Figuren nedan visar hur  $\sigma_y$  varierar i snitt D-D, mitt i frontmuren.

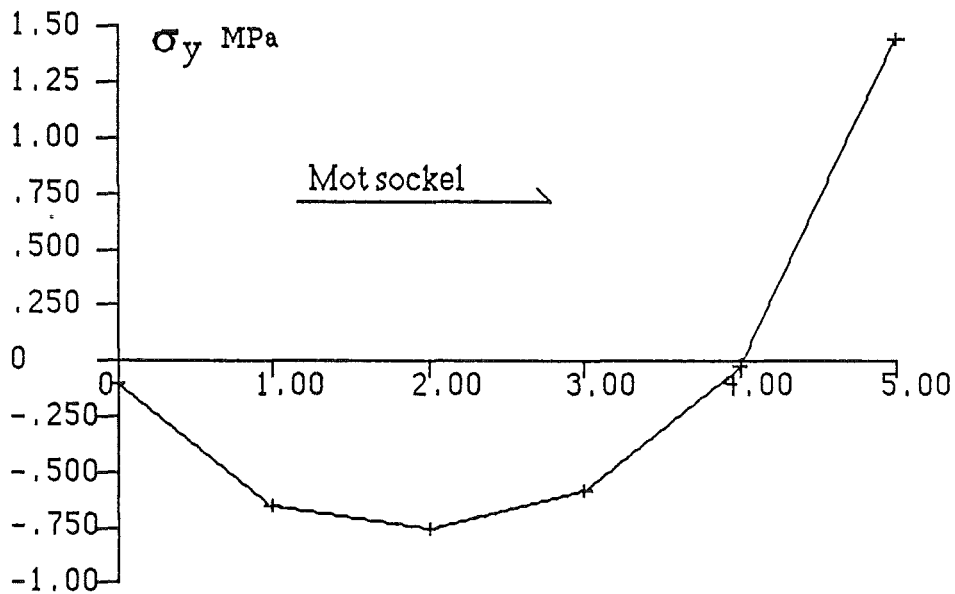


Fig. 5.20 Momentspänning i y-led mitt i frontmuren

Två nästa figurer skall presentera hur normalkraften varierar.

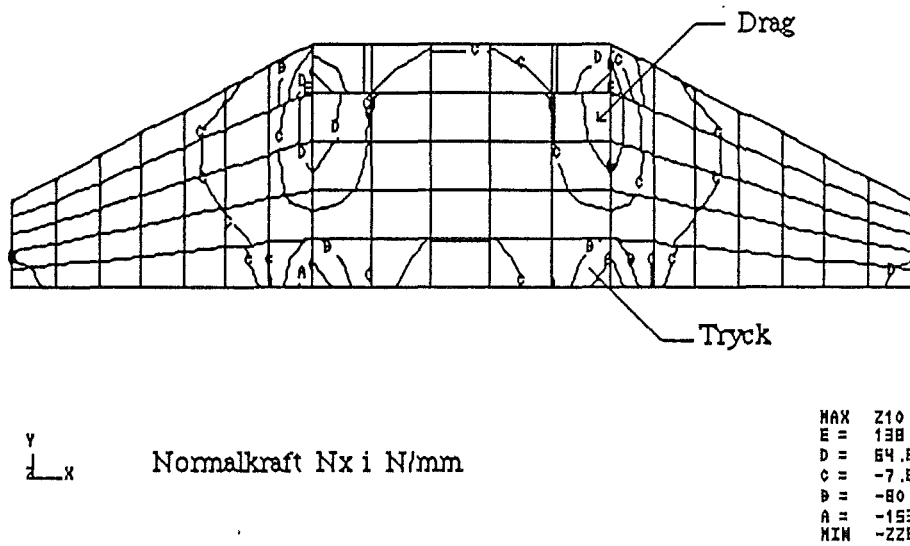


Fig. 5.21

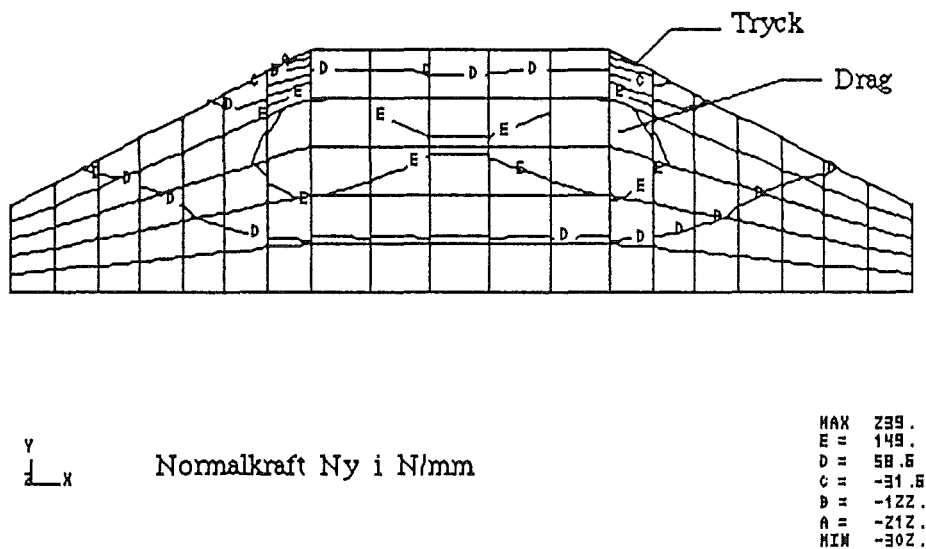
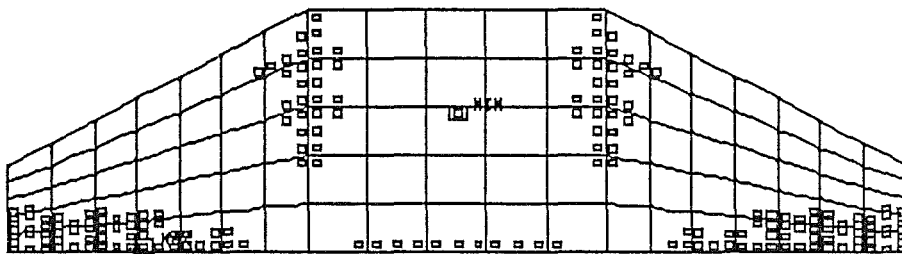


Fig. 5.22

Figur 5.21 visar att  $N_x$  ger bidrag till dragspänningarna i övre delen av vecket ca. 0.3 MPa och har dessa praktiskt samma riktning som huvudspänningarna. Detta är ca. 20% av totalspänningen på insidan. Man bör dock observera att detta är endast lokalt och som ses bytar membrankraften tecken i vecket. Vertikala normalkraften visar sig att ha lokalt maximum inom samma område. Slutligen visas två figurer med de områden där största huvudspänningen överskrider 1.0 MPa. Bilderna ger en klar indikation på var man kan vänta sig början av sprickbildning och dessutom den skillnad som är i spänningstillståndet på fram - och baksidan.




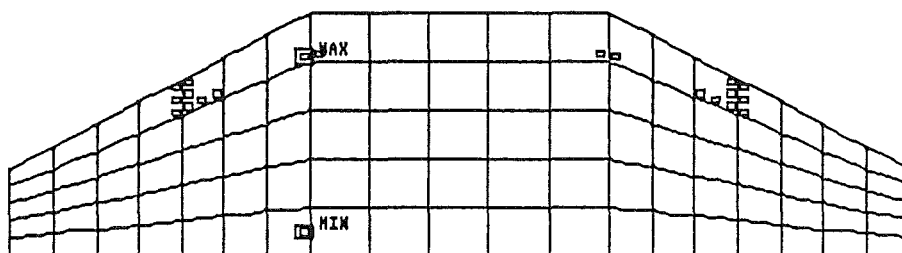

 Områden med högre dragspänning än 1.0 MPa - BAKSIDA

Fig. 5.23





 Områden med högre dragspänning än 1.0 MPa - FRAMSIDA

Fig. 5.24

## 6. TVÅDIMENSIONELLA MODELLER

### 6.1 INLEDNING

I detta kapitel redovisas resultat från beräkningar av tvådimensionella modeller. Den tredimensionella konstruktionen har då splittras upp i två delar, d.v.s. frontmur och vingmur. Först görs en analys av en frontmur och en vingmur med samma mått, elementindelning och elementtyp som i den tredimensionella modellen, och resultatet jämförs med förut gjorda beräkningar. Därefter görs en parameterstudie med varierande höjder och bredder, som sedan jämförs med konventionella beräkningsmetoder d.v.s. handböcker och tabellverk.

### 6.2 JÄMFÖRELSE VID 3D

Nedanstående figur visar konstruktionsdelarnas mått och randvillkor. Det är valt att använda fast inspänning i vecket som randvillkor. Ett försök med olika elementtyper visar ingen större skillnad i resultaten. Däremot minskar CPU-tiden avsevärt eller från ca.120sek för frontmuren med 48DOF ner till 27sek för vanliga plattelement med 12 frihetsgrader. Jämförelsen omfattar endast skillnader i största huvuddragsspänningen.

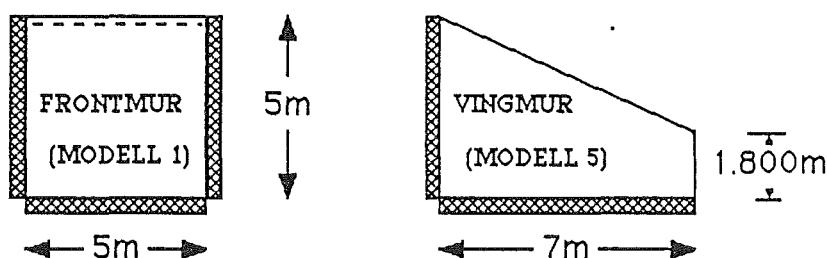
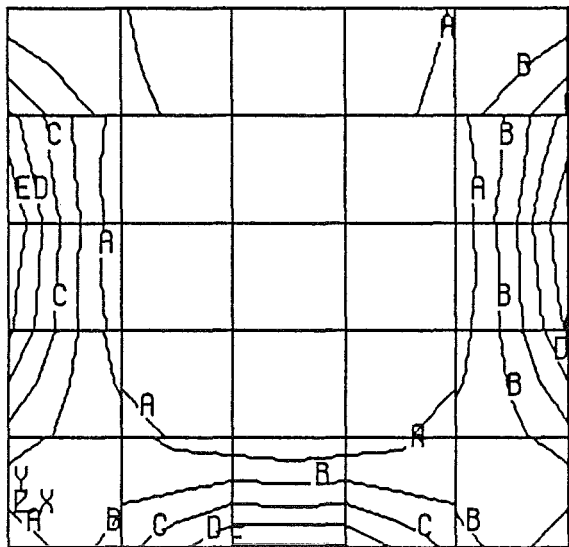


Fig. 6.1 Tvådimensionell modell

### 6.2.1 FRONTMUR (Modell 1)

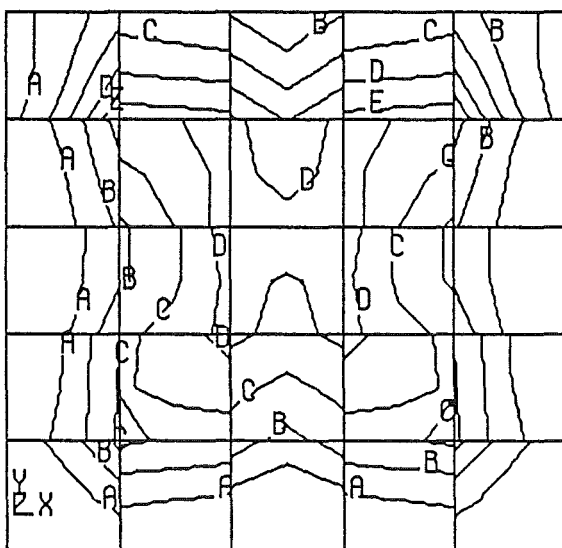
Figurerna nedan visar klart samma mönster som frontmuren i tredimensionella modellen, se fig.5.10 och 5.11. Om man jämför resultaten är spänningsdiffensen ca. 20%. Helt klart är det normalkraftens inverkan som stör bilden, ty om man gör jämförelse av enbart momentspänningarna är skillnaden praktiskt ingen.



Baksida

Max. 1.43 MPa  
 E = 1.19  
 D = 0.951  
 C = 0.714  
 B = 0.476  
 A = 0.238

Fig. 6.2



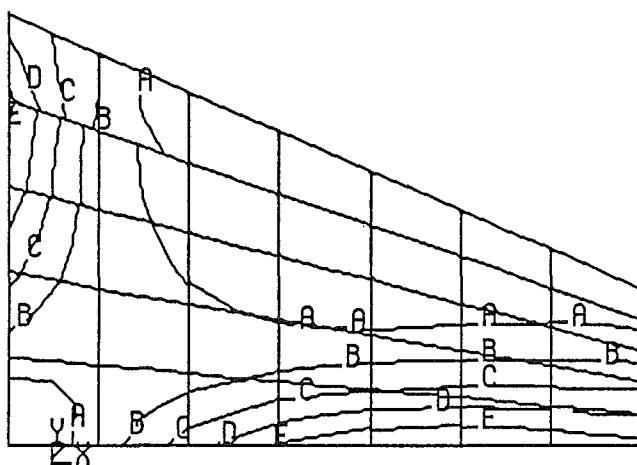
Framsida

Max. 0.767 MPa  
 E = 0.643  
 D = 0.519  
 C = 0.395  
 B = 0.272  
 A = 0.148

Fig. 6.3

### 6.2.2 VINGMUR (Modell 5)

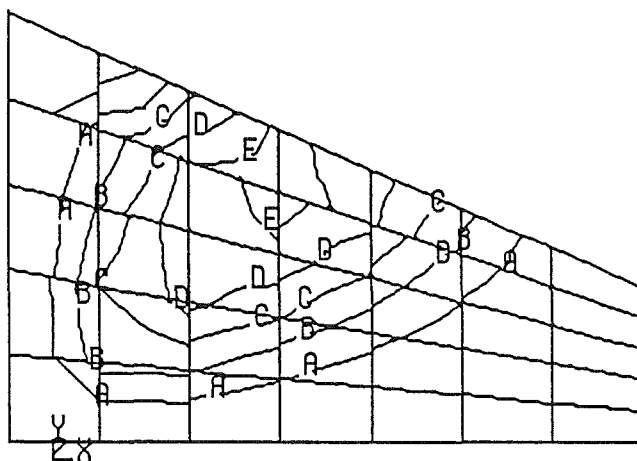
Jämför man figurerna nedan med fig.5.10 och 5.11 inser man att skillnaden är inte så stor som för frontmuren, när det gäller baksidan. Fortfarande visar kraftfördelningen samma mönster som i den tredimensionella modellen. Troligen är det svårt att hitta randvillkor för den tvådimensionella modellen som överensstämmer bättre med den tredimensionella än dessa.



BAKSIDA

Max. 2.27  
 E = 1.89  
 D = 1.51  
 C = 1.14  
 B = 0.757  
 A = 0.379

Fig. 6.4 Största huvudspänning [MPa]



FRAMSIDA

Max. 0.888  
 E = 0.742  
 D = 0.595  
 C = 0.448  
 B = 0.301  
 A = 0.154

Fig. 6.5 Största huvudspänning [MPa]



## 6.3 PARAMETERSTUDIE

### 6.3.1 BESKRIVNING

I figurerna nedan visas de typer som har analyserats förutom typerna i förra kapitlet. Frontmurerna har analyserats med vanliga plattelement QU4, medan det visade sig att vara nödvändigt att använda QU8-element för vingmuren, om elementsidorna skall följa fria randen. Fortfarande är tjockleken den samma d.v.s. 500 mm.

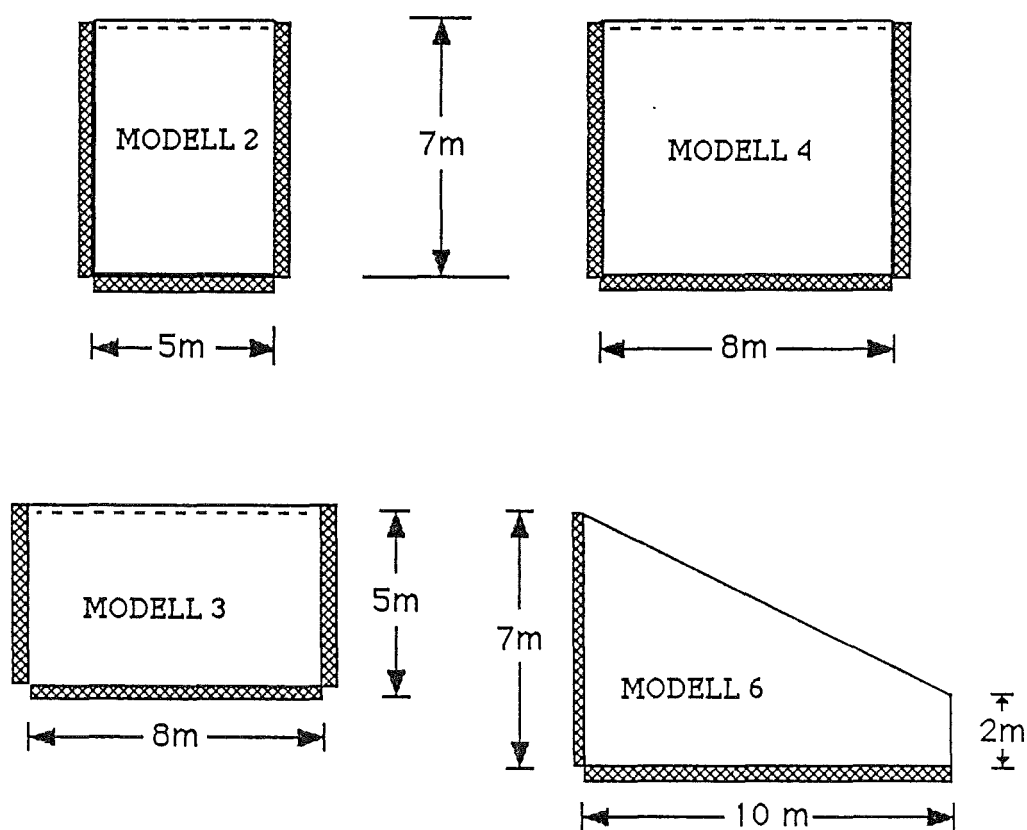


Fig. 6.5 Modeltyper

### 6.3.2 MODELL 2

Figurena nedan visar elementindelningen och fördelningen av största huvuddragspänningen.

31	32	33	34	35
26	27	28	29	30
21	22	23	24	25
16	17	18	19	20
11	12	13	14	15
6	7	8	9	10
1	2	3	4	5

FMUR2

Fig. 6.6 Elementindelning

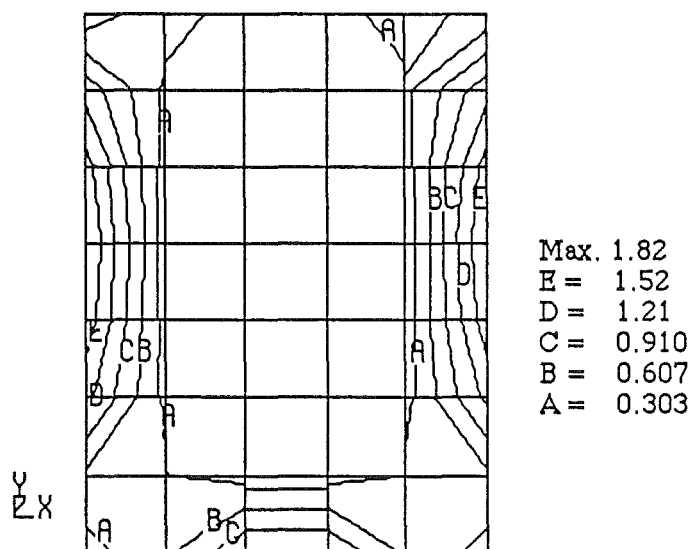


Fig. 6.7 Största huvudspänning [MPa]

### 6.3.3 MODELL 3

På samma sätt som på föregående sida visas i nedanstående figurer endast elementindelningen och fördelningen av största huvudspänningen.

33	34	35	36	37	38	39	40
25	26	27	28	29	30	31	32
17	18	19	20	21	22	23	24
9	10	11	12	13	14	15	16
1	2	3	4	5	6	7	8

Z X

Fig. 6.8 Elementindelning

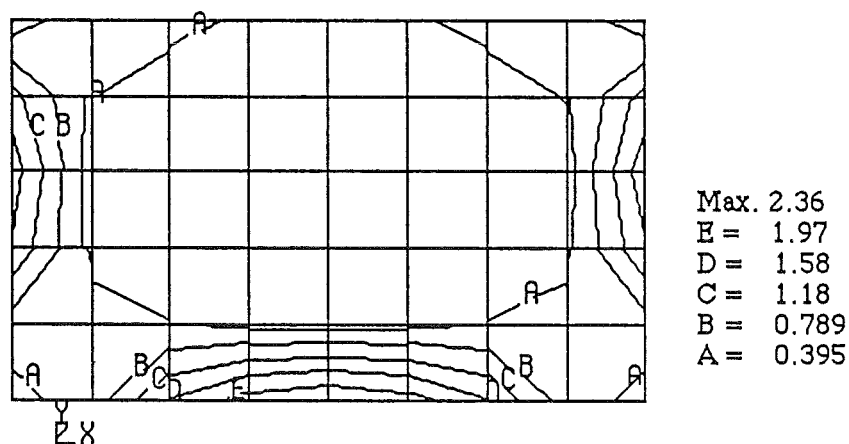


Fig. 6.9 Största huvudspänning [MPa]

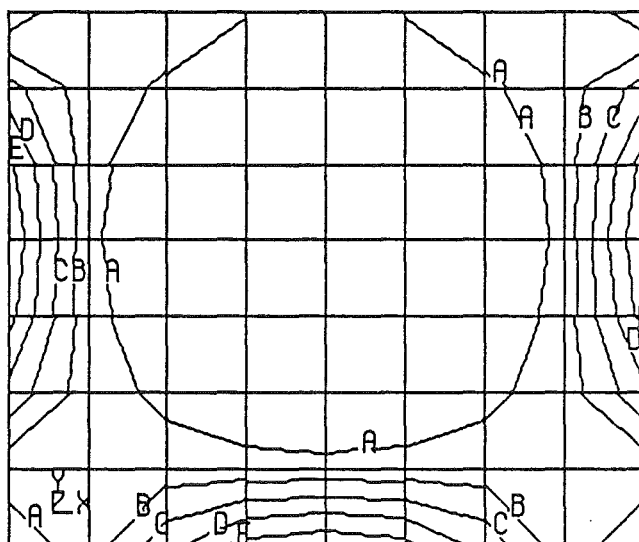
Figurerna 6.7 och 6.9 visar att lokal sprickbildning har börjat i vecket och nere vid sockelranden. Här som förr, är det inspänningsmomenten som dominerar lasteffekterna.

### 6.3.4 MODELL 4

Figurerna 6.10 och 6.11 visar elementindelningen och huvudspänningarna. Dessutom visas i figurerna 6.12 - 6.14 isolinjer för deformationerna samt momentfördelningen i två snitt. Snittbilderna visar kanske ännu klarare än isobilderna att inspänningsmomenten är dominerande vid bedömning av kritiskt spänningstillstånd.

49	50	51	52	53	54	55	56
41	42	43	44	45	46	47	48
33	34	35	36	37	38	39	40
25	26	27	28	29	30	31	32
17	18	19	20	21	22	23	24
9	10	11	12	13	14	15	16
1	2	3	4	5	6	7	8

Fig. 6.10 Elementindelning



Max. 3.18 MPa  
 E = 2.65  
 D = 2.12  
 C = 1.59  
 B = 1.06  
 A = 0.53

Fig. 6.11 Isolinjer för största huvudspänning

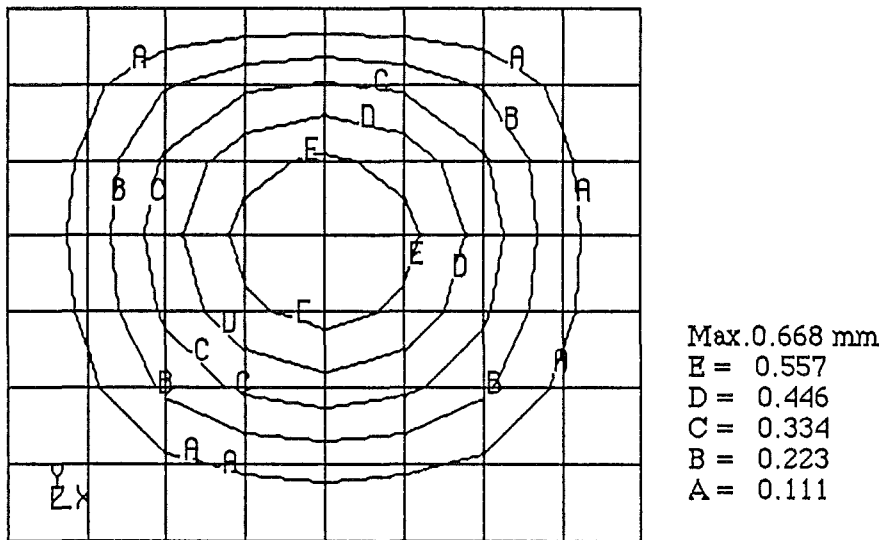


Fig. 6.12 Isolinjer för deformationer

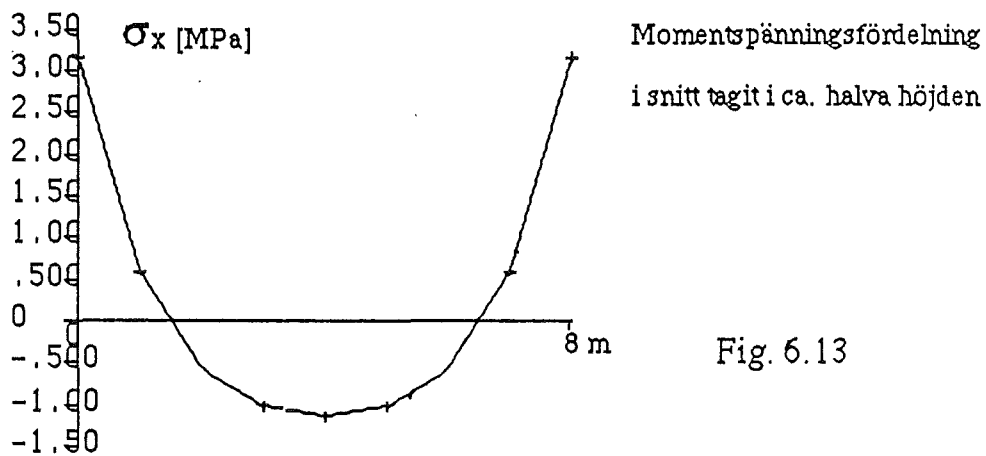


Fig. 6.13

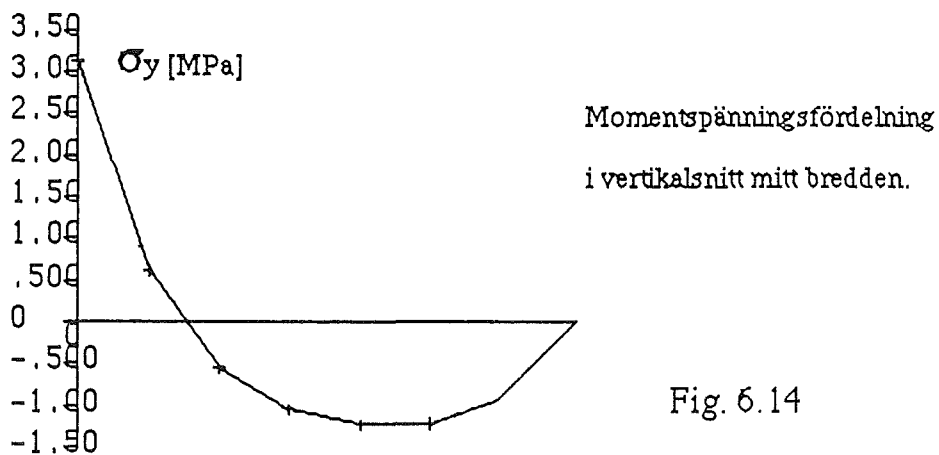


Fig. 6.14

### 6.3.5 MODELL 6

Som figur 6.15 nedan visar har man nu minskad diffrensen mellan sidolängderna i elementen, jämfört med den förra vingmodellen. Indelningen är kanske onödigt fingjord och kräver relativt lång CPU - tid. Figur 6.16, nedan till på sidan visar en av möjligheterna som FEMVIEW bjuder på i presentation av resultat från beräkningar.

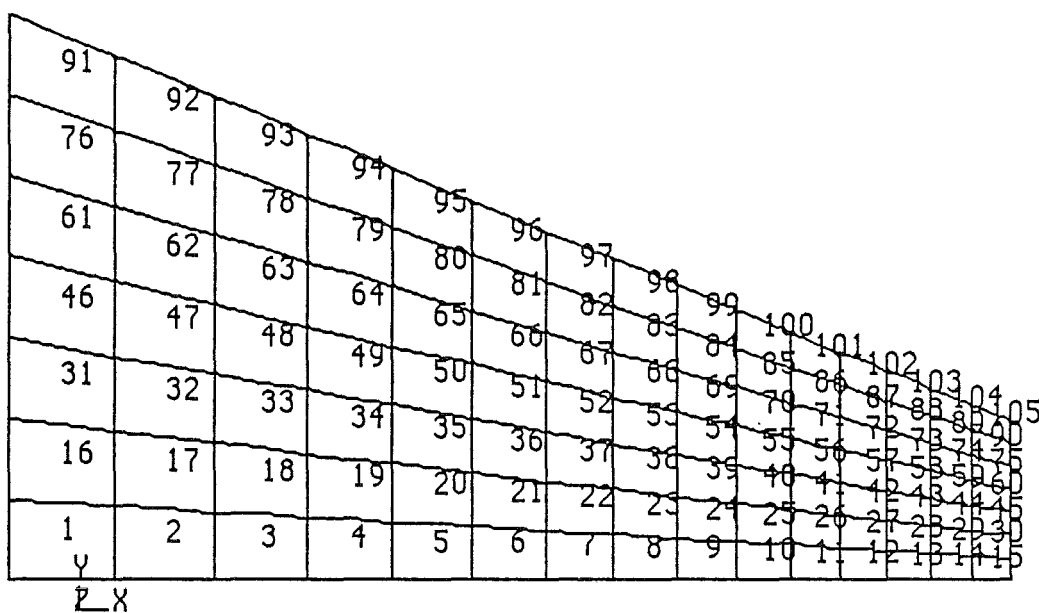


Fig. 6.15 Elementindelning

Deformationerna är  
överdrivna 1000 ggr.

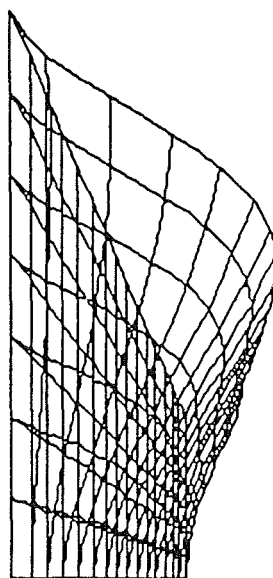


Fig. 6.16

Nästa två figurer beskriver fördelningen av huvudspänningarna, fig.6.17 för baksidan och fig.6.18 för framsidan. Lägg märke till att spänningarna på framsidan ligger nu på gränsen för tillåtna dragpåkänningar. Sannolikt har dock framsidan redan börjat spricka eftersom relativt stora områden vid ränderna är spruckna, med minskat styvhet och stora kraftomlagringar som följd. Hur detta kommer att ske kräver icke - linjär analys, som vi kommer att tala mer om lite längre fram.

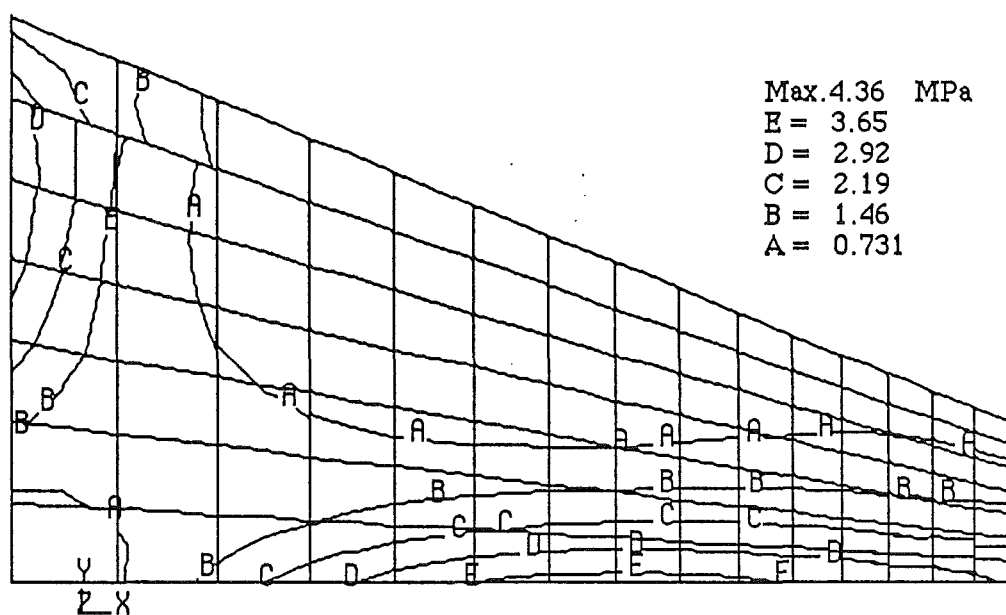


Fig. 6.17 Isolinjer för största huvudspänning på baksidan

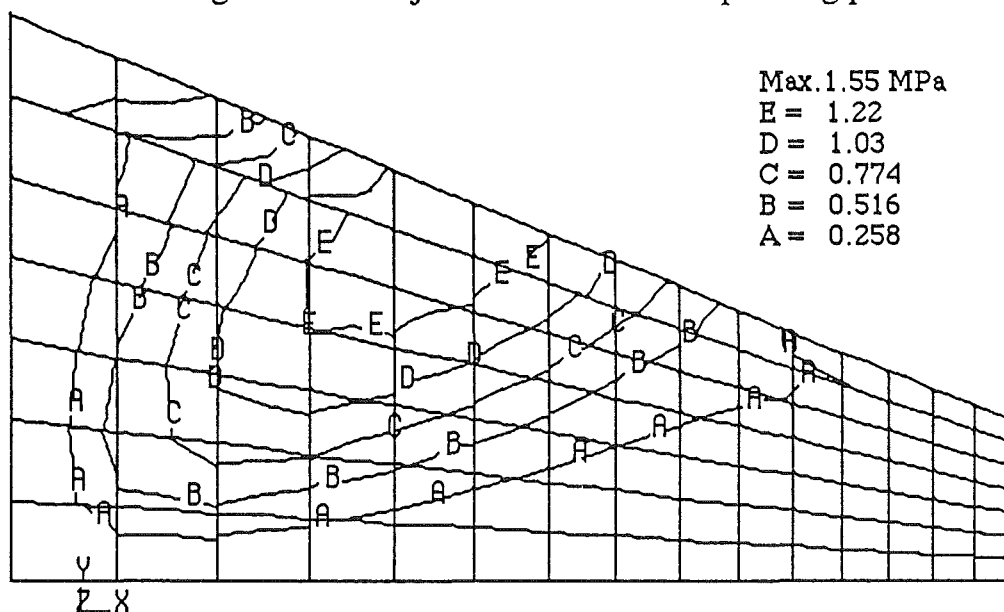


Fig. 6.18 Isolinjer för största huvudspänning på framsidan

### 6.3.6 UTVÄRDERING

Genom att studera några olika modeller med varierande höjder och bredder av frontmurar och vingmurar har man kommit fram till följande resultat : Konstruktionsdelarna är mest ansträngda vid inspänningsränderna och har sannolikt börjat spricka. Några kvadratiske samband mellan moment versus höjder eller bredder har inte funnits. Däremot beskriver efterföljande figurer sambanden mellan följande parametrar : ( Maximum värden )

- Linjärt samband mellan största huvudspänning och  $\text{Suml} = B + H$
- Linjärt samband mellan momenten och  $\text{Suml} = B+H$
- Linjärt samband mellan  $M_y$  och bredden B

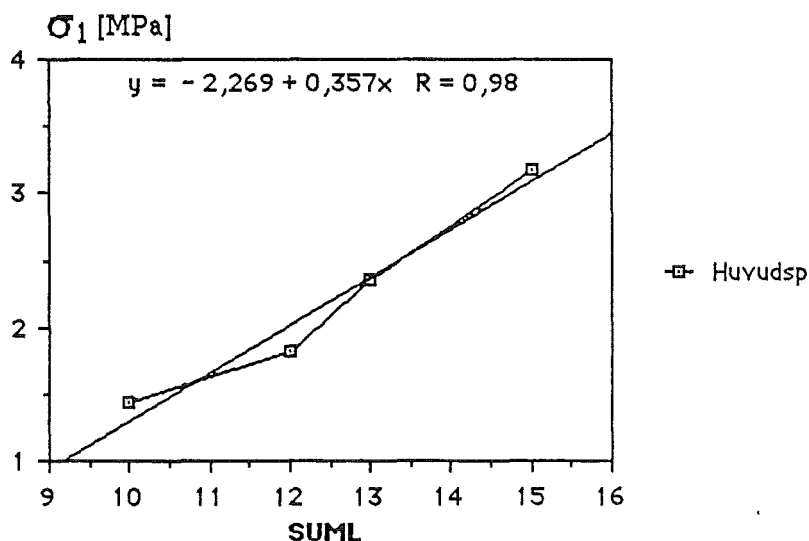
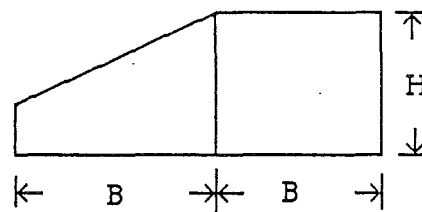


Fig. 6.19 Huvudspänning versus B+H

Man bör lägga märke till att korrelationskoefficienten R är ganska hög, eller mellan 0.92 och 0.98.



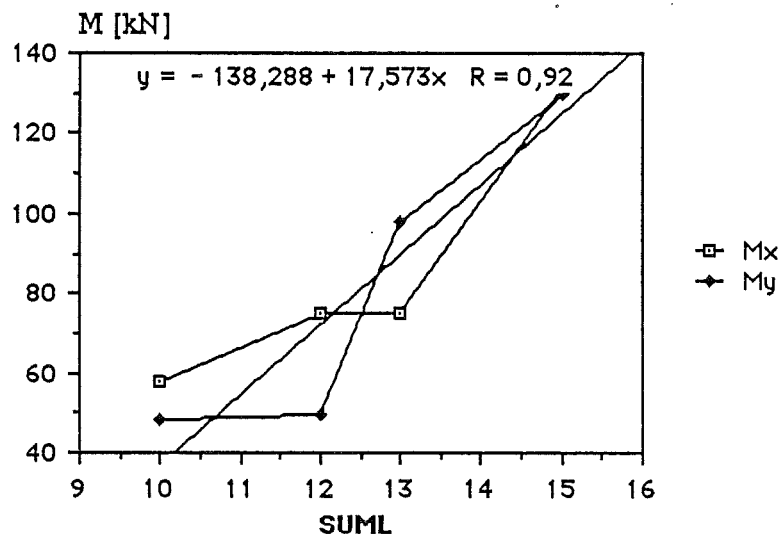


Fig. 6.20 Mx och My versus B+H

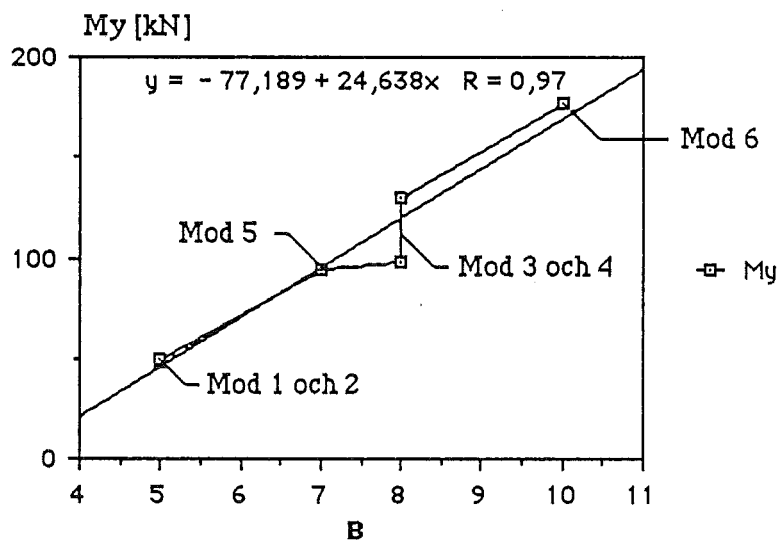


Fig. 6.21 My versus B

### 6.3.7 LITE STATISTIK

En statistisk analys har utförts för över 100 broar byggda på Island 1970 - 84, där man har registrerat höjder, bredder, tjocklek och armeringsmängder. På detta underlag har sedan bl.a. momentkapaciteten beräknas och det har undersökts om det finns något samband mellan de olika parametrarna. Undersökningen visar knappast några säkra samband mellan parametrarna och spridningen är stor. Diagrammet nedan visar beräknad momentkapacitet både för vingmurarna (MbV) och frontmurarna (MbS), för 106 landfästen byggda under perioden 1970 - 84. Som syns ökar momentkapaciteten med tiden, men detta kan förklaras av andra orsaker. Exempelvis blev en övergång från armering med rundjärn till kamstål under första åren av perioden, men man ändå använt samma armeringsdiametrar som förr.

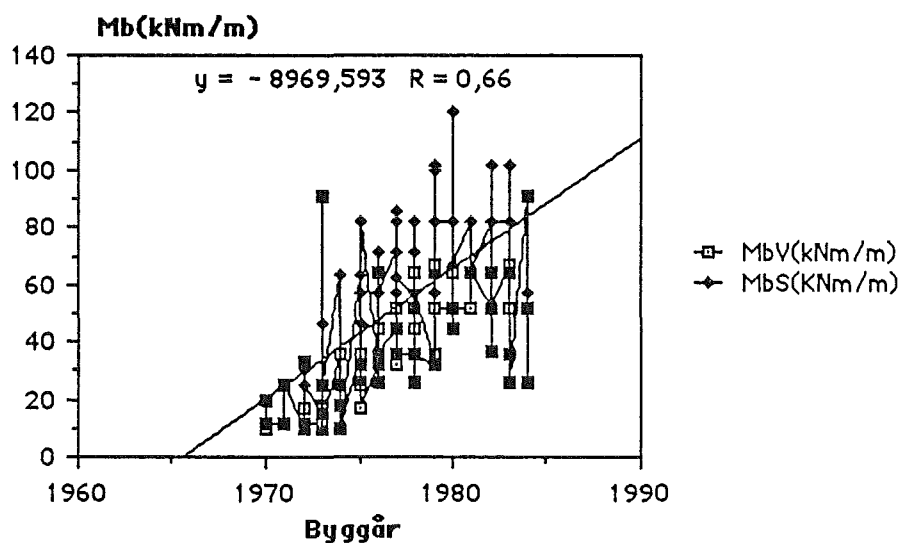


Fig. 6.22 Momentkapacitet för isländska landfästen

Figureerna 6.23 och 6.24 på nästa sida visar hur momentkapaciteten varierar med parametern  $SUML = B+H$  (definierad på sid. 37). I diagrammen är också inritade maximum moment ( $M_{ber}$ ), beräknade för de olika modeltyperna, se fig.6.1 s.27 och fig.6.5 s.30. Där  $SUML$  inte har sammanfallit med modeltyp, har linjär interpolation mellan värdena gjorts.

Vi läser ur figuren 6.23 att momentkapaciteten för frontmurarna är av samma storleksordning som de beräknade momenten, medan figur 6.24 visar att kapaciteten ligger väl under beräknade värden. Det bör dock påpekas att vingmurarna kan ha varit försedda med avstyvningar straks intill vingändarna, som ökar murarnas förmåga att betydligt att ta upp det stora inspänningsmomentet i y - led.

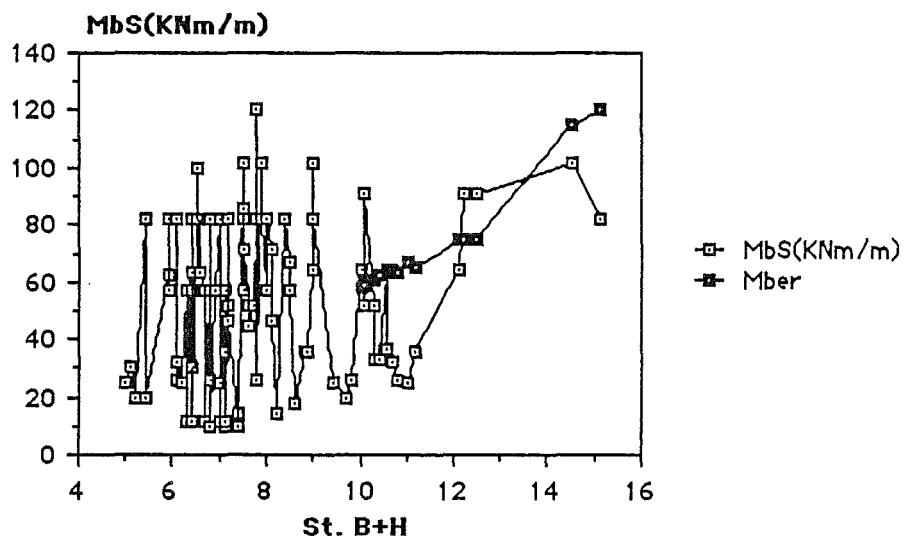


Fig. 6.23 Frontmurar

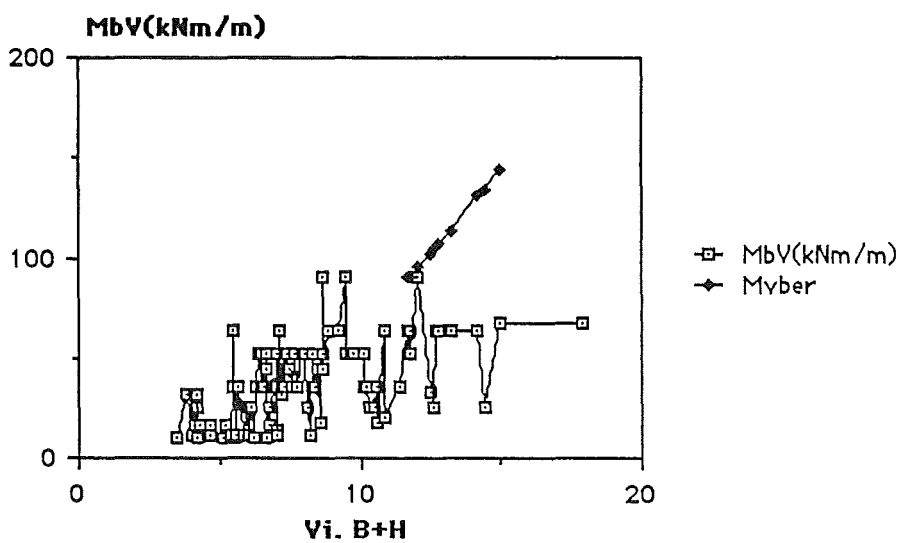


Fig. 6.24 Vingmurar

## 6.4 FEM VERSUS TABELLVERK

Jämförelse mellan FEMberäkningarna och olika tabellverk har gjorts av maximummomenten och mittmomenten både i fält och vid stöd, men endast för frontmurar. De uppslagsverk som har använts är bl.a. Handboken Bygg, Beton kalender och Bares [2]. Jämförelsen visar ingen större skillnader i stödmomenten (ca.5%), medan fältmomenten aviker lite mer. Är man endast ute efter maximum värden av momenten bör man ty givetvis använda tabeller o.dyl., för dessa typer av plattor. I figurerna nedan visas jämförelse mellan FEM och tabeller för max. fältmoment i y-led, samt för max. stödmoment i x-led för dem olika frontmurtyperna. I figurerna är också inritade beräknade värden för 1m bred balk(strimla), som visar klart större avvikelser från värden beräknade med de övriga metoderna.

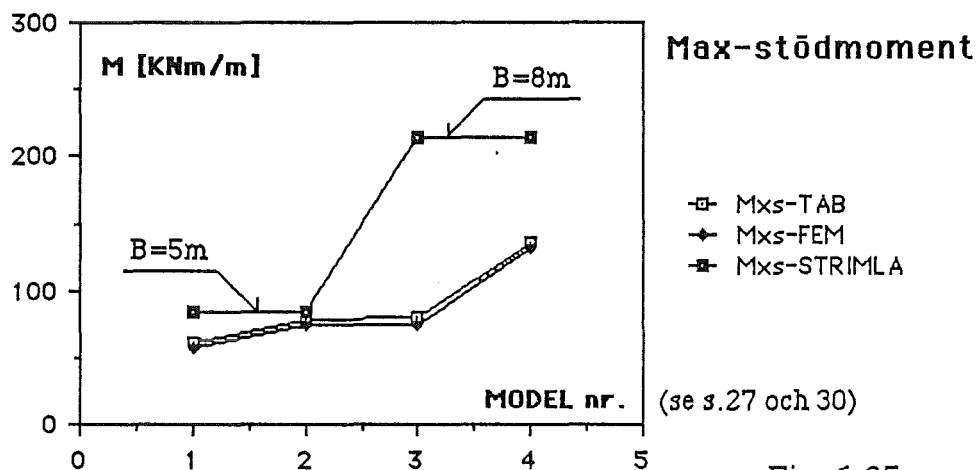


Fig. 6.25

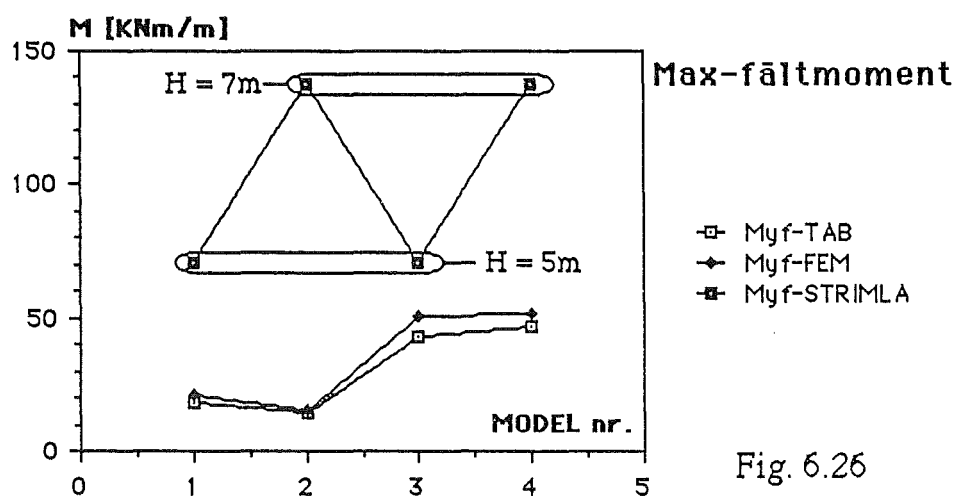


Fig. 6.26

## 7. ARMERING

### 7.1 INLEDNING

Enligt gängse praxis armeras landfästen för broar genom att lägga in rutnät av armeringstångar i båda sidor, som har konstant diameter och samma c/c avstånd i båda riktningar. I det följande redovisas resultatet av beräkningar av erforderlig armering både i brott- och bruksgränstillstånd. Beräkningarna är baserade på svenska byggnormen BBK79, men även andra metoder kommer att beröras.

### 7.2 BROTTGRÄNSTILLSTÅND

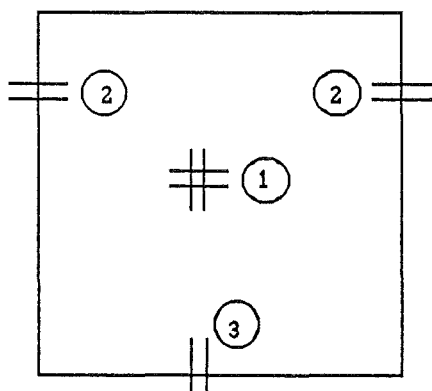
Egentligen burde lasten ökas om 5 - 10% (se sid 11), men detta bryr vi oss inte om och armeringen dimensioneras i stället för maximum moment, beräknade med de tvådimensionella modelltyperna, se s.27 och 30.

Med  $f_{ccd} = 15.2 \text{ MPa}$  och  $f_{std} = 331 \text{ MPa}$  fås följande ekvation, som visas utan härledning : (se Betonghandboken-konstr. ekv. 8 och 10)

$$A_s = 4.6 \cdot 10^4 \left[ 1 - \sqrt{1 - 0.132 \cdot M/d^2} \right] \text{ [mm}^2/\text{m]}$$

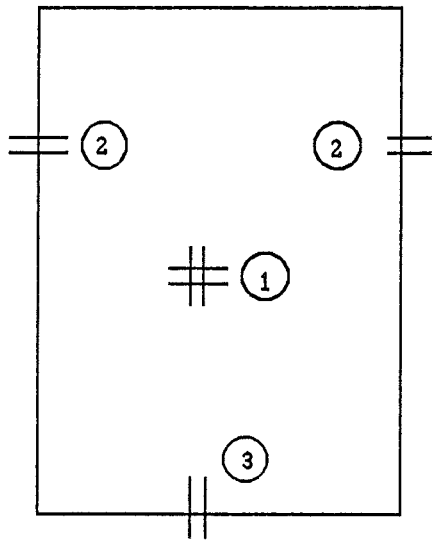
I följande figurer visas beräknade armeringsmängder för två tjocklekar d.v.s. 400 och 500 mm. Av praktiska skäl har  $\varnothing 10$  c 200 används som minimum armering, som motsvarar ett moment på 50 kNm/m och 400 mm tjocklek. Stödarmeringen avser baksidan, men fältarmeringen framsidan. Vi låter figureerna tala sitt språk.

Fig. 7.1



Modell 1 : 5 \* 5 m

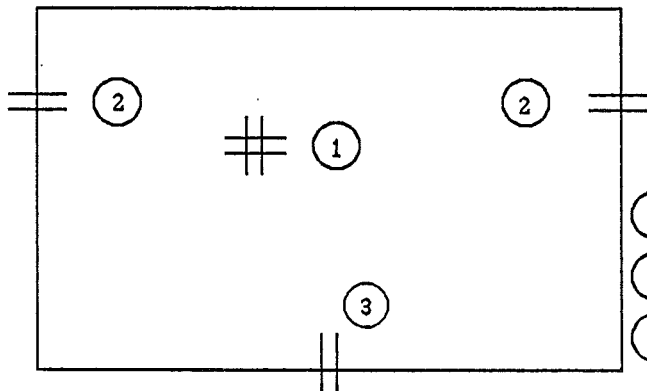
	$h = 500$	$h = 400$	$M_d[\text{kNm/m}]$
①	$\varnothing 10 \# 200$	$\varnothing 10 \# 200$	25
②	$\varnothing 10 \# 200$	$\varnothing 12 \# 200$	58
③	$\varnothing 10 \# 200$	$\varnothing 12 \# 200$	58



Modell 2 : 5 \* 7 m

	h = 500	h = 400	Md [kNm/m]
①	ø10 #200	ø10 #200	35
②	ø12 s 200	ø16 s 250	78
③	ø10 s 200	ø12 s 200	58

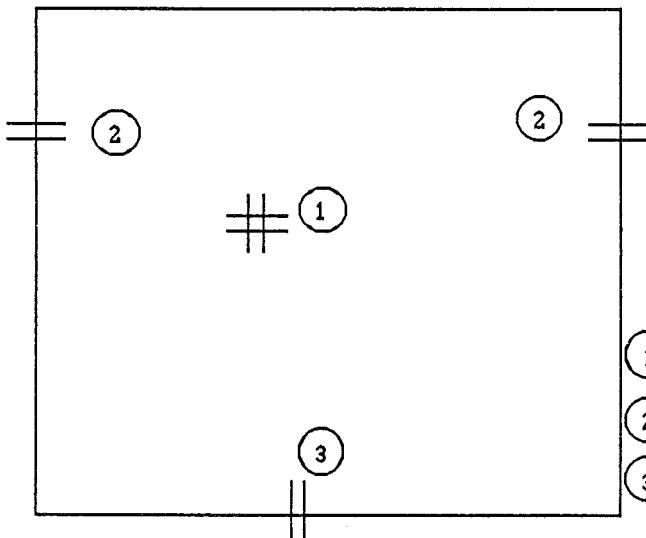
Fig. 7.3



Modell 3 : 8 \* 5 m

	h = 500	h = 400	Md
①	ø10 #200	ø10 #200	50
②	ø12 s 200	ø16 s 250	76
③	ø16 s 250	ø16 s 200	99

Fig. 7.4



Modell 4 : 8 \* 7 m

	h = 500	h = 400	Md
①	ø10 #200	ø10 #200	45
②	ø16 s 200	ø16 s 200	132
③	ø16 s 150	ø16 s 150	132

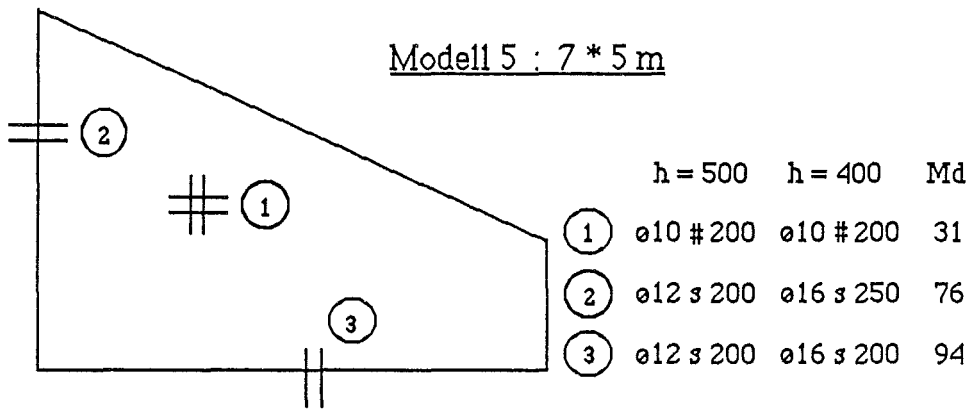


Fig. 7.5

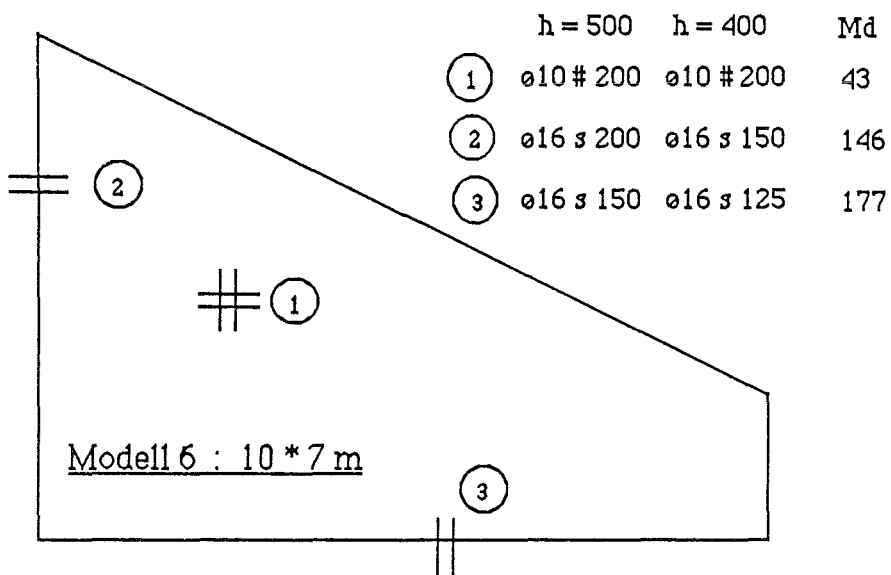


Fig. 7.6

## 7.3 BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

### 7.3.1 ALLMÄNT

Armeringens funktion i bruksgränstillståndet är främst avsedd att vara sprickfördelande samt att hindra stora kraftomlagringar och därmed deformationer på grund av sprickornas uppkomst. Orsakerna till sprickbildningen i denna typ av konstruktion kan vara av olika slag s.s. böjning, temperatur, krympning o.s.v. Detaljerad dimensionering av sprickarmering är mycket komplicerad och faller utanför detta kapitel. Det bör poängteras i detta sammanhang att olika kriterier kan leda till mycket olika resultat. Man kan till exempel ställa två följande kriterier :

- Armeringsspänningen får inte överstiga sträckgränsen sedan sprickbildning ägt rum.
- En specificerad sprickbredd åsyftas.

### 7.3.2 ARMERING ENL. [5]

I Betonghandboken - arbetsutförande s.535 beskrivs ett möjligt sätt att bestämma sprickarmering. Här citeras följande : " För begränsning av genomgående sprickor brukar man välja en armeringsarea om minst 0.15% av den dragna betongzonen ". Om tvärsnittet enbart är under böjningsverkan finns en sammanställd tabell från litteraturen olika rekommendationer. Det visar sig att dessa sträcker sig inom vida gränser, eller från 0.10 - 0.34% av totalarean. Väljer vi t.ex. att använda 0.15% av totalarean får vi följande armeringsmängder för betong K30 och armering Ks40 :

- h = 400 arm.  $\varnothing$ 12 s 200
- h = 500 arm.  $\varnothing$ 16 s 250

Detta är en relativt kraftig armering, och som syns beror endast på tvärsnittshöjden.



### 7.3.3 ARMERING ENL. BBK79

Nedanstående ekvation bygger på förra kriteriet i inledningen ovan.

$$A_s \cdot f_{st} \geq A_{ef} \cdot f_{cth} \quad \text{ekv. (4.10) s.85 BBK}$$

$$f_{st} = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{cth} = 1.5 \cdot 1.8 = 2.7 \text{ MPa} \quad ; \quad A_{ef} = \text{Effektiv betongarea.}$$

Ekvationen bygger på att armeringen skall kunna ta upp hela dragkraften, som överförs när betongen spricker utan att flyta. Effektiva arean beror endast på täckskiktet och armeringsdiametern. Täckskiktet väljes till 40mm. Detta ger då följande armeringsmängder, oberoende av tvärsnittshöjd.

$$\begin{array}{ll} \text{\textcircled{1}0:} & A_s = 780 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{d.v.s. } \text{\textcircled{1}0 s 100} \\ \text{\textcircled{1}2:} & A_s = 940 \quad - \quad \quad \quad \text{\textcircled{1}2 s 120} \\ \text{\textcircled{1}6:} & A_s = 1150 \quad - \quad \quad \quad \text{\textcircled{1}6 s 175} \end{array}$$

Som syns, en kraftig armering.

### 7.3.4 SPRICKBREDDER

För att få någon uppfattning om storleksordningen av sprickbredderna görs ett försök att bedömma dessa med den metod som beskrivs i byggnormen. Som exempel väljes en av förrutberäknade konstruktionsdelarna med den armering som har valts i brottgränstillståndet.

Vi väljer att använda ett snitt vid sockelranden som har dimensioneras för  $M_y = 94 \text{ KNm/m}$ , (se Fig. 7.5 s.44) och armeringen valdes till :

$A_s = 1005 \text{ mm}^2/\text{m}$  eller  $\text{\textcircled{1}6 s 200}$  för totalhöjden  $h = 400 \text{ mm}$ . Som ett hjälpmedel används nomogram i [15] s.399. (se även rättelser till boken).

Med  $c/\text{\textcircled{1}} = 2.5$  och  $s/\text{\textcircled{1}} = 12.5$  får vi  $s_{rm} / \text{\textcircled{1}} \approx 20$  som ger

medelsprickavståndet  $s_{rm} \approx 330 \text{ mm}$ , som med  $\sigma_s = 295 \text{ MPa}$  och ekv.(3)

s.396, ger den karakteristiska sprickbredden  $\underline{W_k} \approx 0.8 \text{ mm}$ . Om vi i stället använder lite klenare diameter t.ex.  $\text{\textcircled{1}2mm}$  och samma armeringsmängd (s 110), blir motsvarande värden  $s_{rm} \approx 230 \text{ mm}$  och  $\underline{W_k} \approx 0.55 \text{ mm}$ , som ligger över det som normen tillåter. Slutsatsen blir att den armeringsmängd som byggnormen kräver enl. förra kapitlet inte är för hög, om man har det som ambitionsnivå att begränsa sprickbredderna.

## 7.4 ARMERINGSFILOSOFI

Vi har sett i det föregående, att brott- och bruksgränstillstånd kan leda till olika armeringsmängder, beroende på de mått som konstruktionen har. I figur 7.7 nedan har de olika resultaten sammanställts.

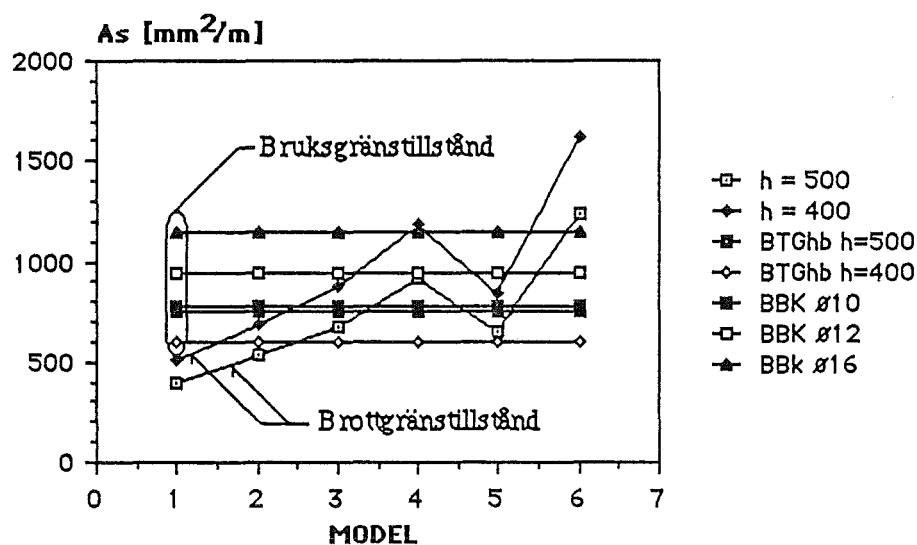


Fig. 7.7

Punkterna som ligger på de sneda linjerna i bilden presenterar största beräknade armeringsmängder i brottgränstillståndet, medan de horisontala mängder i bruksgränstillståndet enl. Betonghandboken [5] (BTGhb) och BBK79 [23]. Det som bl.a kan läsas ut av bilden är följande :

För givna hållfasthetsparametrar följer armeringen i brottgränstillståndet strukturens geometri och tjocklek, (moment och hävarm) .

Armeringen i bruksgränstillståndet enl.[5] beror endast av tjockleken.

Armeringsmängder i bruksgränstillståndet enl. BBK79, (som för given draghållfasthet hos betong och armering, alltid konvergerar mot ett visst värde som endast beror på vald armeringsdiameter), ligger över mängderna beräknade i brottgränstillståndet för de mindre modeltyperna, men under t.ex. för den större vingmuren.

Att ställa krav på en konstruktion i brottgränstillstånd är kanske tämligen enkelt, d.v.s. med en viss säkerhet skall bärförmågan vara större än lasteffekterna. Konstruktionen kan kontrolleras med välbekanta teorier för flytvillkor, rotationskapacitet m.m. efter att dimensioner och armering har varit valda m.h.t. snittkrafterna.

I bruksgränstillståndet kan situationen bli annorlunda. För den konstruktion som undersöks i denna uppgift, visar gjorda beräkningar att deformationerna ligger långt under toleranserna vid gjutningen. Kraven som kvarstår att ställa, är därför sprickbildning.

Är kravet att konstruktionen skall förbli osprucken, kan böjsprickorna av yttre undvikas genom att öka tjockleken och/eller använda starkare betong. För så grova konstruktioner som landfästen för broar blir dock detta krav sannolikt aldrig uppfyllt, eftersom sprickor av annat ursprung säkert kommer att drabba konstruktionen. Volymändringar vid avsvalningsförloppet efter gjutningen samt ytspänningar vid olika temperaturförhållanden, krympning och e.v.t. sättningar, medför en komplicerad spänningsbild och risken för sprickbildning är stor.

Teoretiskt är det ogörligt att få fram en fullständig bild av spännings tillståndet på grund av ovannämnda faktorer, förutom e.v.t. yttre last. Givetvis kan man specificera en viss sprickbredd, men hur skall man kunna beräkna motsvarande armering p.g.a. de indirekta lasterna ?

På grund av osäkerheten i ovanstående, är det lämpligt att armera konstruktionen kraftigt, oavsett beräkningsmässig armering. Denna armering kan då hålla storleken hos e.v.t. uppträdande sprickor av slaget ovan, inom måttliga gränser.

Vid själva arbetsutförandet kan man givetvis vidta olika åtgärder, för att minska sprickrisken, t.ex. kyla ner konstruktionen första dygnet efter gjutningen.

I praktiken borde man kunna undersöka konstruktionen i full skala, för att se om den uppfyller de krav, som man har ställt på funktionen i bruksgränstillståndet. Upptäcker man t.ex. att sprickorna är lokaliserade systematiskt på vissa ställen, kan extra armering inläggas, som då har en sprickfördelande funktion.

Här som ofta, gäller det kanske också, att ha lite av det sunda förnuftet med i matsäcken, istället för att drukna i teoretiska beräkningar av armeringsmängder med allt för stor noggrannhet.

## 8. MODELLERING

### 8.1 ALLMÄNT

Det har bevisats i denna uppgift, att om man vill få fram så fullständig bild av kraftfördelningen i en tredimensionell konstruktion som möjligt, bör man använda en tredimensionell modell för detta ändamål. Trots membrankrafternas inverkan på spänningarna kanske är blygsam i genomsnitt, kan bidraget till dragpåkänningarna, lokalt sett, vara av storleksordningen 18 - 25%.

Givetvis kan man nöja sig med tvådimensionella modeller om kraven på noggrannhet i resultaten tillåter detta.

### 8.2 FEM och ANDRA METODER

Som vi har sett finns det ingen märkbar skillnad mellan beräknade maximum momenten, vare sig detta har gjorts med hjälp av tabeller eller Finita Element Metoden. Nackdelen med handberäkningsmetoderna, är att dessa ger endast momenten i vissa punkter, för en relativt enkel geometri. Fördelen är att dessa är snabba, enkla och billiga.

FEM's fördelar framöver handberäkningsmetoderna, att beskriva hur olika konstruktioner uppför sig under åtverkan av olika slag är dock överlägsna. Oregelbunden geometri med olika randvillkor kan hanteras och deformationerna får man alltid på köpet. Lasterna kan t.ex. vara dynamiska, temperatur o.s.v.. Anisotropi och icke-linjäritet är något, som inte lätt låter sig hanteras för hand, men konstruktioner med dessa egenskaper kan analyseras med hjälp av FEM utan större svårigheter.

Resultaten från FEM beräkningar innehåller ofta stora mängder av data, som man givetvis kan få utskrivet i form av tabeller. En alternativ presentationform är att köra interaktiv grafisk programvara, s.k. postprocessor. Man kan då direkt visualisera resultaten i form av diagram, vektorer, isolinjer eller nivåytor i färg. Dessa kan omfatta deformationer, moment, spänningar m.m., som sedan kan tas ut på plotter om så önskas.

Som lätt inses var det ingen tillfällighet att Finita Element Metoden valdes för att undersöka konstruktionen i denna uppgift.

## 8.3 SPRICKBILDNING

### 8.3.1 INLEDNING

I dagens kundkapsläge finns det ingen exakt metod för att beskriva sprickutvecklingen i en armerad betongkonstruktion. De senaste årtionden har dock FEM underlättat försöken att simulera detta fenomen. Flesta modellerna ligger på "teoretiskt forskningsnivå" och är inte lätt tillämpbara för praktiskt bruk.

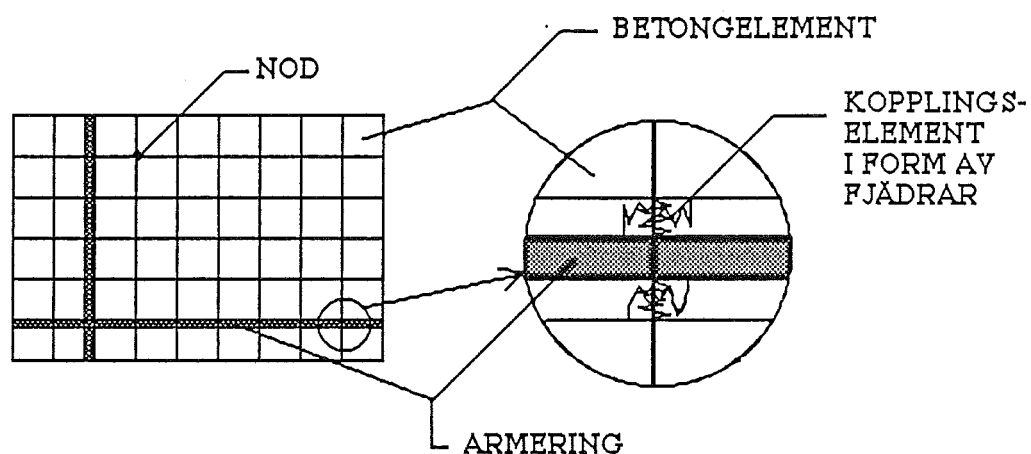
Faktorerna som styr sprickförloppet är många och osäkra. Förutom sprickornas olika uppkomst s.s. böjning, krympning o.s.v., måste man ta hänsyn till bl.a. betongens vidhäftning vid armeringen, icke-linjära och anisotropa materialegenskaper..I det följande ges en kortfattad beskrivning av några metoder som har hämtas från litteraturen. Den intressanta läsaren hänvisas till följande litteratur : [1], [8], [9], [13], [17] och [22].

Det finns huvudsakligen tre metoder(modelkategorier), när man försöker modellera armerad betong, som beskrivs lite närmare i det följande, nämligen :

1. Separata element för betong och armering kopplade samman med så kallade " bond link elements".
2. Element delade upp i skikt i tjockleksriktningen, som består av betong och armering.
3. Modeller där armeringen tänks vara jämt fördelad över elementet.

### 8.3.2 SEPARATA ELEMENT

Denna metoden bygger på att konstruktionen består av element med olika egenskaper d.v.s. betong och armering. För att simulera vidhäftningen mellan betong och armering, lägger man in kopplingselement som i sin tur består av fjädrar. Kopplingselementen har ingen dimension i geometrisk bemärkelse. Figuren 8.1 på nästa sida skall föreställa uppbyggnaden av modellen. Som ses är modellen relativt invecklad och fingjord.



Figur 8.1 Separata element

### 8.3.3 SKIKTADE ELEMENT

Dessa element är delade upp i ett antal skikt som har olika egenskaper. Förutom betong- och armeringselementen kan dessa evt. vara kopplade med s.k. "contact element", som har ändlig storlek, se fig. 8.2.

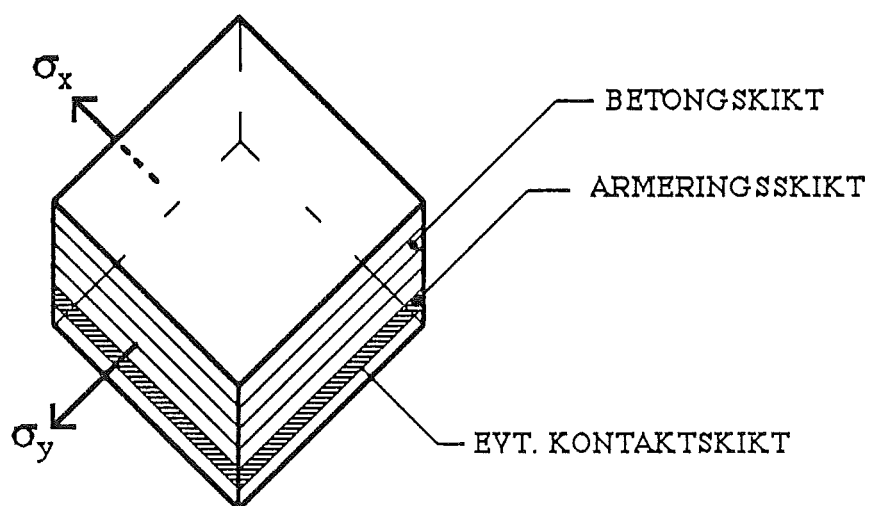
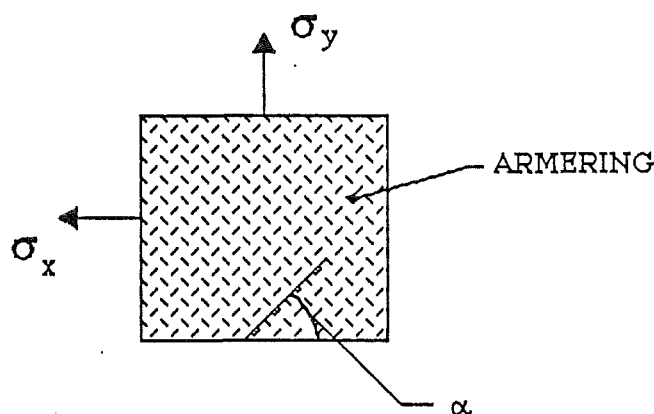


Fig. 8.2 Skiktade element

### 8.3.4 JÄMT FÖRDELAD ARMERING

Denna typ av element har armeringen jämt fördelad över elementet. Man tar dock hänsyn till armeringens riktning eftersom töjningen i denna endast beräknas i längdriktningen, se Figur 8.3.



Figur 8.3 Jämt fördelad armering

### 8.3.5 PRAKTISKA BERÄKNINGSMETODER

Som sags i inledningen till detta kapitel, är det många osäkra faktorer som kan påverka sprickutvecklingen i en armerad betongkonstruktion. Ovan har sett några möjligheter som används för att modellera armeringen och betongen. Förutom själva modelleringen kan numeriska problem uppstå vid analysen av konstruktionen. Den första modellen är svårhanterbar bl.a. av den orsak att när första sprickan har bildats ändras topologin av hela systemet. Andra modellen är heller inte så enkel.

Vid praktiska beräkningar i brukstadiet där man kontrollerar deformationer och sprickbildning kan element av den sista typen användas. För att kunna genomföra analysen krävs att man har tillgång till element som kan användas för material med ortotropa egenskaper, s.s. tjocka plattelement eller tjocka skalelement (se FEMSOL's användarhandledning). Den icke-linjära analysen är egentligen en mängd ut av separata linjära elastiska analyser där modellen ständigt ändras.

En metod som används ofta vid icke-linjära beräkningar av plattor är den s.k. "effective stiffness approach" metod, där man ändrar styvhetsegenskaperna med hänsyn till moment-krökning sambandet. En intressant släkting till denna metod är den s.k. "smeared crack approach" metod. Metoden går huvudsakligen ut på, att man antar att betongen spricker vinkelrätt mot största huvudspänningen och den E-modul som är förknippad med denna spänning sätts lika med 0. Vi har då följande konstitutivt samband mellan spänningar och töjningar;

$$\begin{bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{bmatrix}$$

där faktorn  $\beta$  (shear retention factor) tar hänsyn till överföring av skjuvkrafter i sprickan genom att ytorna griper in i varandra (aggregate interlock) och dymlingsverkan hos armeringen. Faktorn kan ta värden mellan 0 och 1, men bör väljas större än 0, för att undvika numeriska svårigheter. Vilket värde man väljer har ingen större betydelse för resultatet. Tillvägagångssättet vid analysen blir följande :

- Konstruktionen belastas med liten last som successivt ökas tills största huvudspänningen överskrider betongens draghållfasthet och första sprickorna bildas. Materialet är isotropt tills detta händer.
- Styvhetsegenskaperna hos de element som har spruckit ersätts med egenskaperna beskrivna ovan.
- Konstruktionen belastas med spricklasten och de nya styvhetsegenskaperna.
- Beräkningarna upprepas tills någon form av konvergenzkriterium har uppnåtts.
- Lasten kan nu successivt ökas och beräkningsgången ovan upprepas.

Beräkningarna av vingmurarna i denna uppgift, ger en indikation på att sprickorna kommer att breda ut sig från inspänningsränderna på baksidan och fortsätta till framsidan mitt på vingen. Detta påstående skulle dock kunna fastställas genom en närmare undersökning, t.ex. med metoden som beskrivits ovan.



## 9. SLUTSATSER - SAMMANFATTNING

### 9.1 INLEDNING

De senaste årtionden har stora framsteg gjorts i samband med dimensionering och konstruktion av brobyggnader. Tillkomsten av spända konstruktioner och Finita Element Metoden är två viktiga faktorer, som starkt har påverkat denna utveckling. Dimensioneringen har varit mycket inriktat på överbyggnaden och underbyggnaden kanske varit lite trängd undan.

Det arbete som här har redoviserats är ett försök att medverka i utvecklingen av dimensioneringsmetoderna för ovannämnda konstruktioner.

### 9.2 SLUTSATSER

Det har gjorts en undersökning av möjliga dimensioneringsmetoder för en specifik typ av landfästen för broar, där man har kommit fram till följande slutsatser :

- En utförlig litteraturstudie visar att packningseffektens andel i totaljordtrycket är ganska hög och bör därför tas med i lastmodellen.
- För att få fram en fullständig bild av spänningstillståndet i konstruktionen, krävs att man gör en tredimensionell modell av denna.
- Den tredimensionella modellen kan med god approximation ersättas med separata tvådimensionella modeller, där vecket i den 3-D modellen har ersätts med fullständig inspänning som randvillkor.
- Konstruktionen är mest ansträngd i inspänningssnitten på baksidan, där horisontala momentet dominerar lasteffekterna i vecket, men det vertikala vid vingmurens ända.
- De modeltyper som har analyserats med tjockleken 500mm har sannolikt börjat spricka vid brukslast. Sprickutvecklingen p.g.a. böjning kan analyseras med icke-linjära modeller.
- Beräkningarna visar att det finns ingen speciell anledning till att utforma vingmurarna tunnare än frontmurarna.

- Beräkningsmässig armering styrs av krav i bruksgränstillstånd för de mindre landfästen i undersökningen, men för de större typerna kan brottgränstillståndet bli dominerande, beroende på den tjocklek man valt.
- Oavsett den beräkningsmässiga armeringen, bör hela konstruktionen förses med kraftig armering, som kan hålla bredderna hos uppträdande sprickor, typ temp.- eller krympsprickor, inom måttliga gränser.
- Ett alternativt sätt att minska risken för utbredning av böjsprickor ifrån vingendarnas baksida till framsidan, vore att lägga in extra armering i inspänningssnittet, för att kompensera mot minskat styvhet på grund av uppkomsten av sprickorna. En annan möjlighet är att utforma avstyvningsvägg någonstans nära ändan, för att minska vertikala momentet.

## 10. LITTERATURFÖRTECKNING

- [1] ASCE  
Finite Element Analysis of Reinforced Concrete  
ASCE New York 1982
- [2] Bares, R.  
Berechnungstabeln für Platten und Wandscheiben  
Bauverlag GmbH. Wiesbaden 1969
- [3] Bowles, J.  
Foundation Analysis and Design  
Mc-Graw-Hill New York 1982
- [4] Broms B. o.fl.  
Lateral Earth Pressures on Walls and Measurements under  
Different Temperature Conditions  
S.G.I. Rapp. Nr.52 Stockholm 1973
- [5] Börtemark, I. o.fl.  
Betonghandbok - Arbetsutförande  
Svensk Byggtjänst Stockholm 1980
- [6] C.T.H. Kompendium  
Krafter och andra påverkningar mot en bros underbyggnad  
C.T.H. Komp. Brobyggnad Göteborg 1972
- [7] Derucher, K.N.  
Methods and Practice in Cantilever Retaining Wall Design  
Computers & Structures Vol.8 London 1978
- [8] Gerstle, K.H.  
Material Modeling of Reinforced Concrete  
IABSE Colloquium Delft 1981 Delft 1981
- [9] Hansson, Pål  
Kopplingen CAD och FEM i datorstödd konstruktion  
Avd. för Byggnadsmekanik L.T.H. Lund 1985

- [10] Holst, K.H.  
Aufteilung und Verteilung des Erddrucks in kastenförmigen  
Brückenwiderlagern  
Bautechnik 11:1984                      Berlin      1984
- [11] Ingold, T.S.  
Lateral Earth Pressures on Rigid Bridge Abutments  
The Highway Engineer 12:1979      London      1979
- [12] Ingold, T.S.  
Lateral earth pressures induced by compaction  
Int. conference on compaction      Paris      1980
- [13] Jiang Jian-Jing  
Finite Element Techniques for Static Analysis of Structures in  
Reinforced Concrete  
C.T.H. Publication 83:2                      Göteborg      1983
- [14] Jones, C. och Sims, F.  
Earth pressures against the abutments and wingwalls of  
standard motorway bridges  
Geotechnique 25, No.4 1975              London      1975
- [15] Karlsson, I. o.fl.  
Betonghandbok - Konstruktion  
Svensk Byggtjänst                              Stockholm      1980
- [16] Lindsell, P. och Dharat-EI  
Model analysis of a bridge abutment  
The Structural Engineer 57A      London      1979
- [17] Mehlhorn G. o.fl.  
Application of the Finite Element Metod to 2-dim.  
Reinforced Concrete Structures  
C.E.B. Rapport Nr. 159                      Paris      1983
- [18] Mitchell, N.M.  
Skew bridge abutments : theory, experiment and design  
recommendations  
Phd. Thesis - Salford University                              1982
- [19] Park, R.  
Reinforced Concrete Slabs  
John Wiley & Sons                              New York      1980

- [20] Rao, S.S.  
The Finite Element Method in Engineering  
Pergamon press New York 1982
- [21] Robinson J.R.  
Piers, Abutments and Formwork for Bridges  
Crosby Lookw. & Son London 1964
- [22] Schnobrich, W.C.  
Behavior of Concrete Structures Predicted by the Finite  
Element Method  
Computers & Structures Vol.7 London 1977
- [23] Statens betongkommitté  
Bestämmelser för betongkonstruktioner  
Svensk Byggtjänst Stockholm 1979
- [24] Statens Planverk  
Svensk Byggnorm SBN 1980  
LiberFörlag Stockholm 1980
- [25] Statens Vägverk  
Bronormer  
Statens Vägeverk Stockholm 1976
- [26] Stein, D.  
Brückenflügel als an zwei benachbarten Rändern  
eingespannte platte  
Bet. und Stahlbetonbau 3:1966 Berlin 1966
- [27] Winter, G.  
Design of Concrete Structures  
Mc-Graw-Hill New York 1972
- [28] Winterkorn, H.F.  
Foundation Engineering Handbook - Retaining Walls  
Van Nostrand Reinhold comp. New York 1975
- [29] Östlund, Lars  
Brobyggnad - Kompendium  
Bärande konstruktioner L.T.H. Lund 1979

## 11. APPENDIX

Appendix består av figurer, som inte har visats i själva uppsatsen.

### A. TREDIMENSIONELL MODELL

- A1. Nodnummering
- A2. Isolinjer för deformationer
- A3. Vektorplott av huvudspänningarna på baksidan
- A4. Zoner med högre dragspänning än 1.8 MPa på baksidan
- A5. Momentfördelning i x-led i Nmm/mm

### B. TVÅDIMENSIONELLA MODELLER

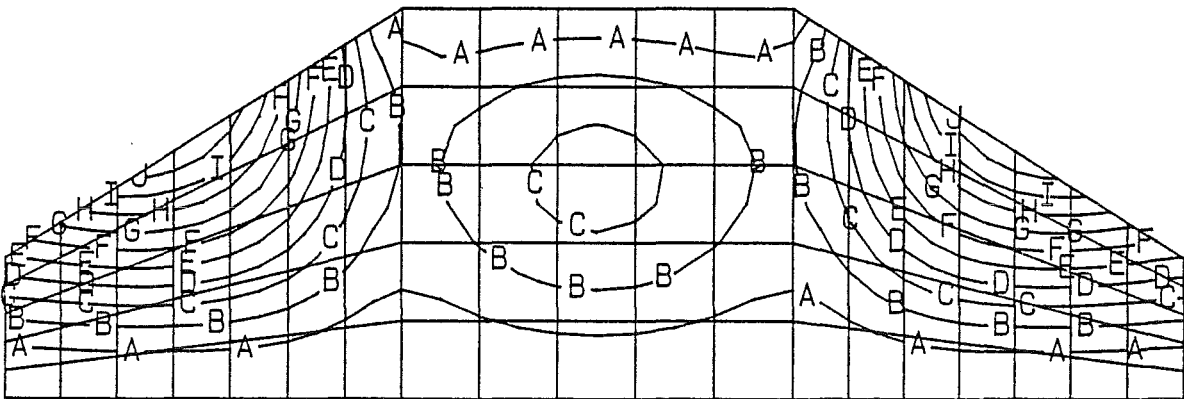
- B1. Modell 1 ; momentfördelningar
- B2. Modell 2 ; momentfördelningar
- B3. Modell 3 ; momentfördelningar
- B4. Modell 4 ; momentfördelningar
- B5. Modell 5 ; element- och nodnummering
- B6. Modell 5 ; momentfördelningar
- B7. Modell 5 ; zoner med högre dragspänning än 1.8 MPa
- B8. Modell 6 ; deformationsbilder
- B9. Modell 6 ; momentfördelningar



A2. Isolinjer för deformationer

POSTSOL 2.1

MODEL: BROLAN  
DISPLACEMENTS RESULTANT  
JORDTR



Y  
|  
Z—X

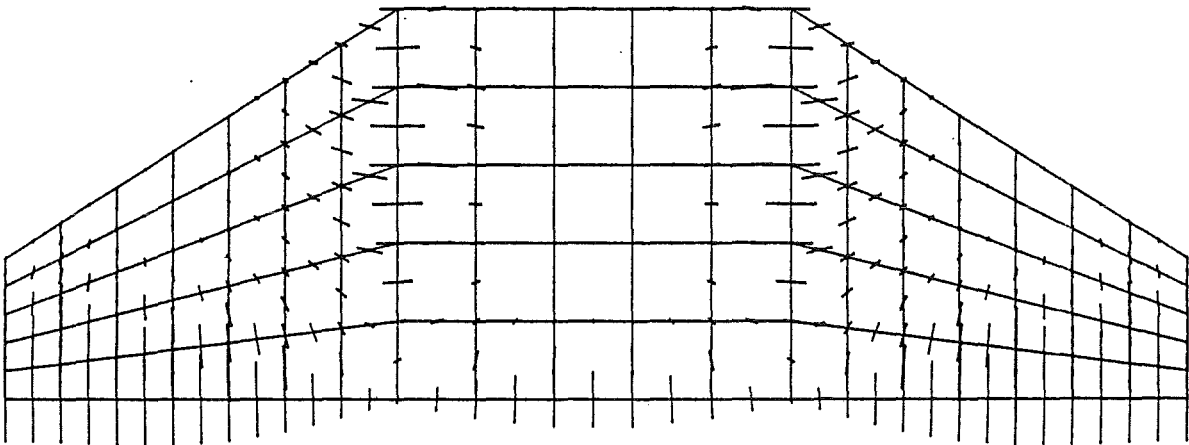
MAX .608  
J= .552  
I= .497  
H= .442  
G= .387  
F= .331  
E= .276  
D= .221  
C= .166  
B= .110  
A= .552E-1  
MIN 0



A3. Vektorplott av huvudspänningarna på  
baksidan

POSTSOL 2.1

MODEL: BROLAN  
PRINCIPAL STRESS P1 P1  
JORDTR  
FACTOR = 1.00  
MAX = 2.47  
MIN = .209E-4  
VALUES WERE CALCULATED

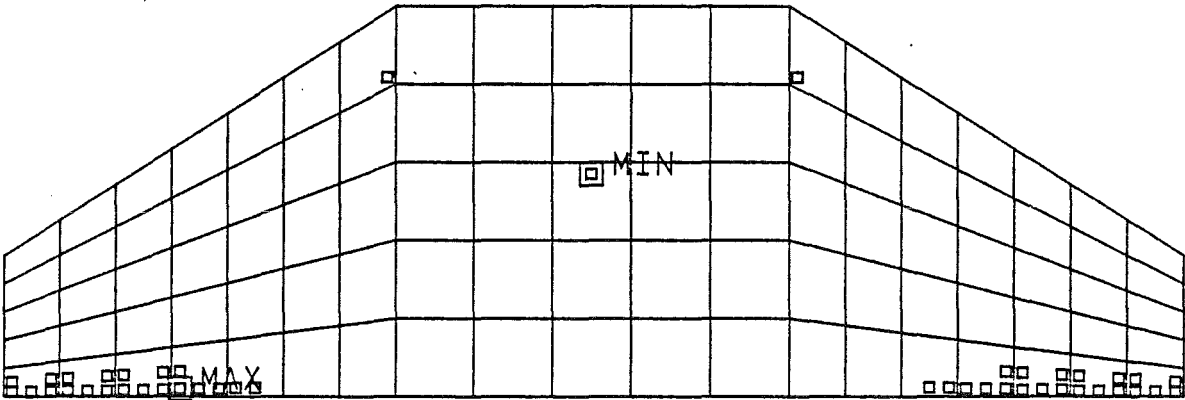


Y  
|  
Z—X

A4. Zoner med högre dragspänning än 1.8 MPa på baksidan

POSTSOL 2.1

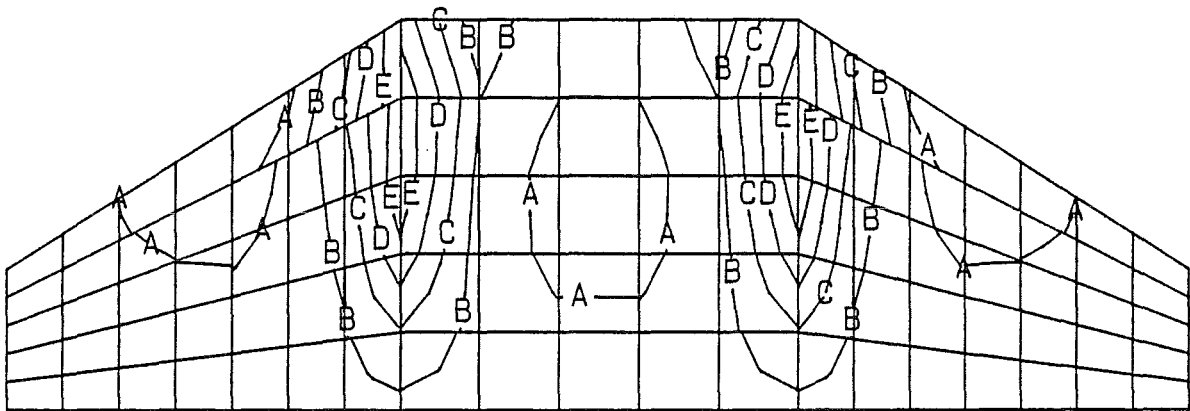
MODEL: BROLAN  
ELEMENT P-STRESS P1  
SURFACE : 1  
JORDTR  
ELEMENTAL RESULTS  
MAX = 2.47  
LIMIT = 1.80  
MIN = .358E-6  
LIMIT = -17.0  
VALUES WERE CALCULATED



A5. Momentfördelning i x-led i Nmm/mm

POSTSOL 2.1

MODEL: BROLAN  
ELEMENT R-STRESS MXX  
JORDTR  
ELEMENTAL RESULTS

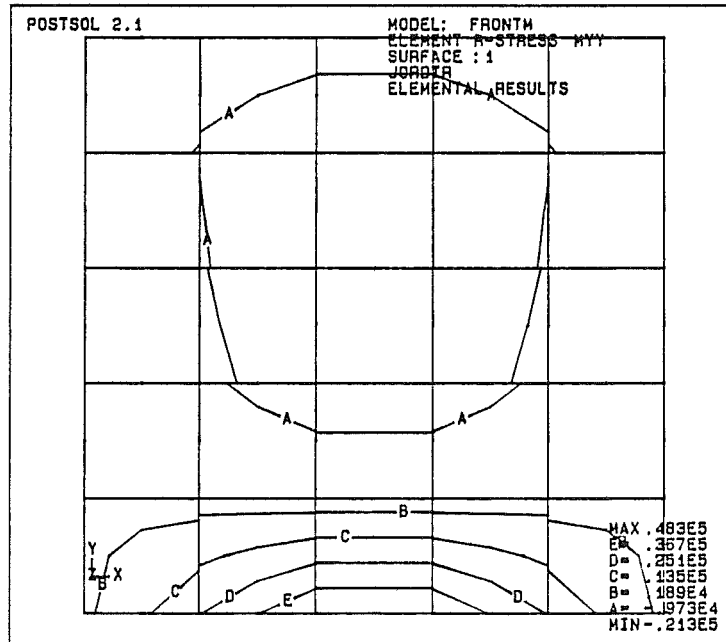
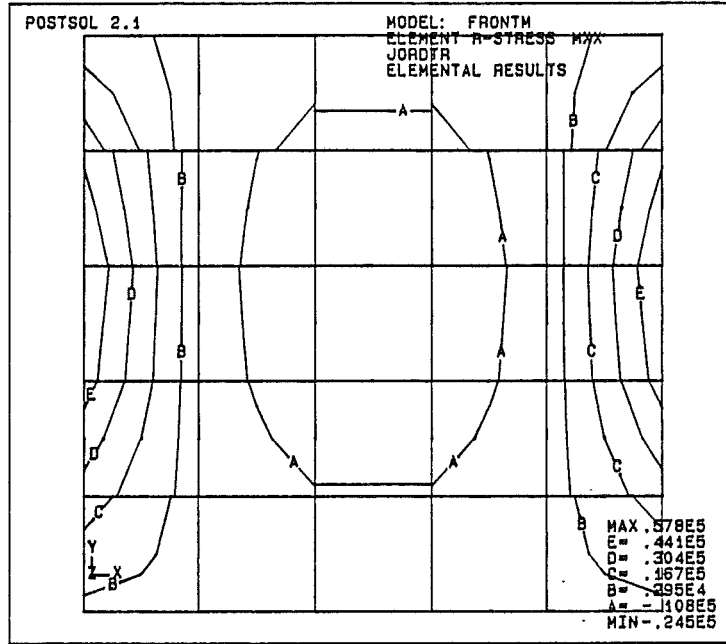


Y  
|  
Z-X

MAX .595E5  
E= .456E5  
D= .316E5  
C= .176E5  
B= .361E4  
A= -.104E5  
MIN -.244E5

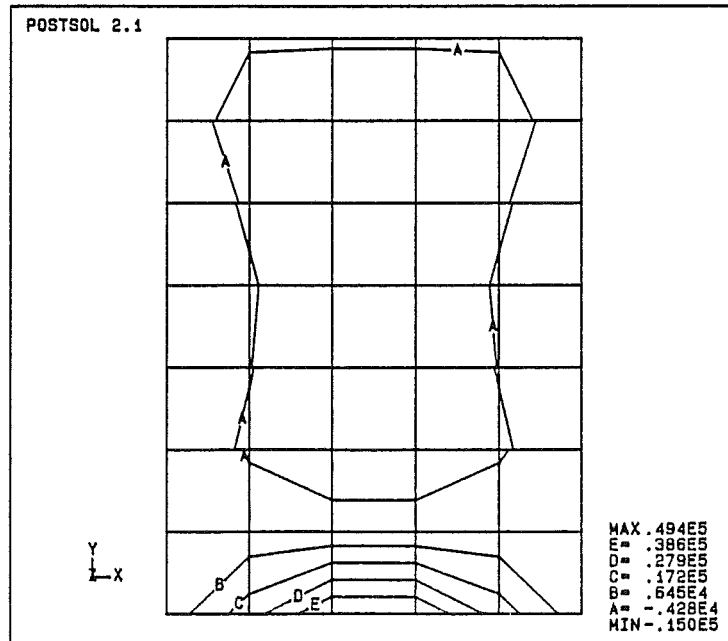
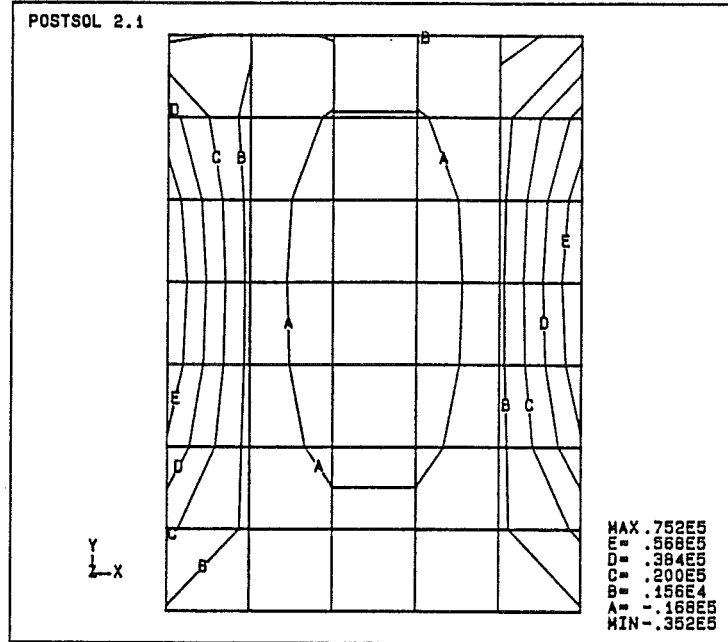
# B1. Modell1 ; momentfördelningar

MOMENT



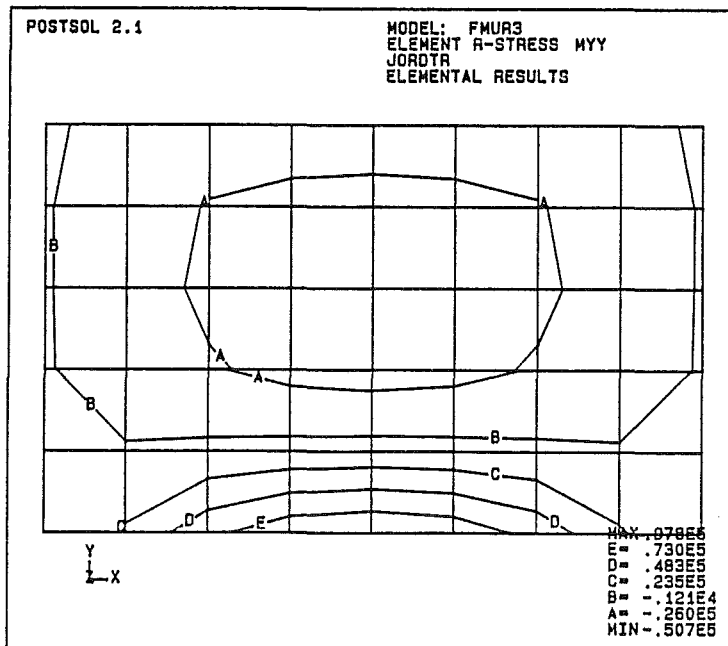
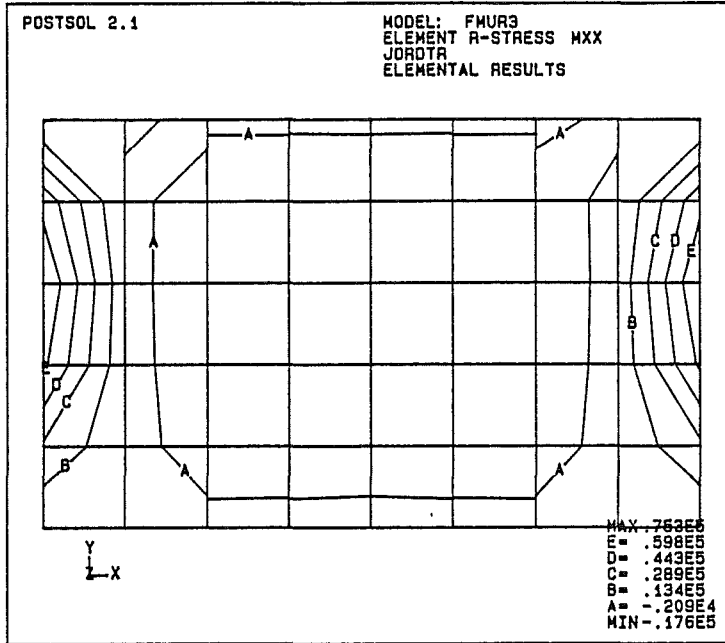
## B2. Modell 2 ; momentfördelningar

KSB1



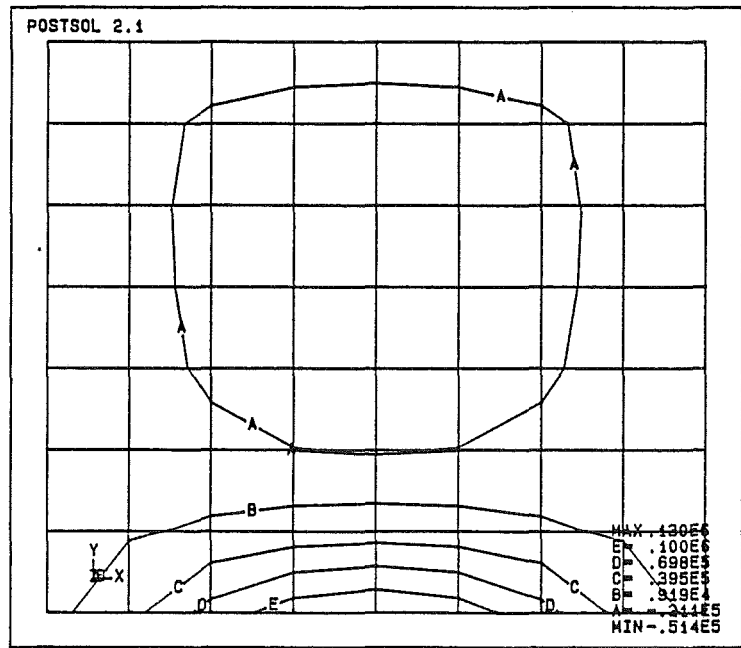
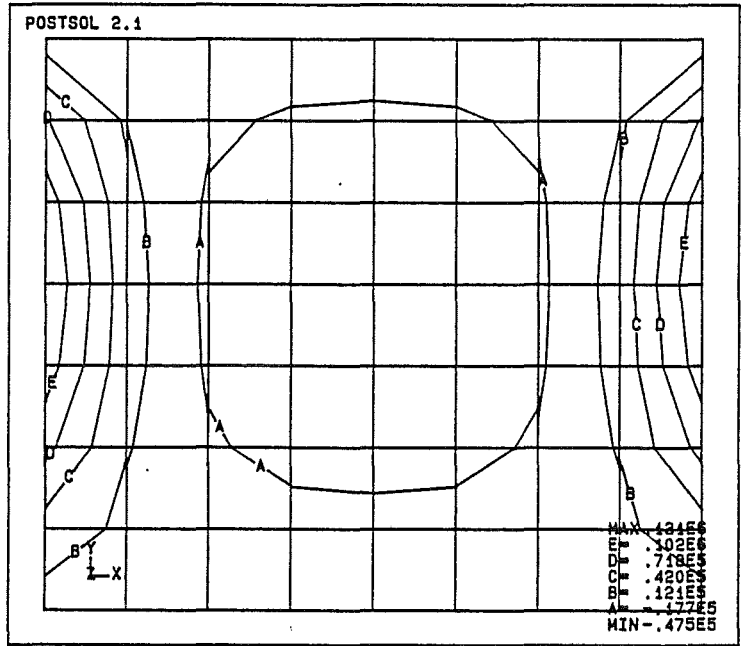
# B3. Modell 3 ; momentfördelningar

KSB2

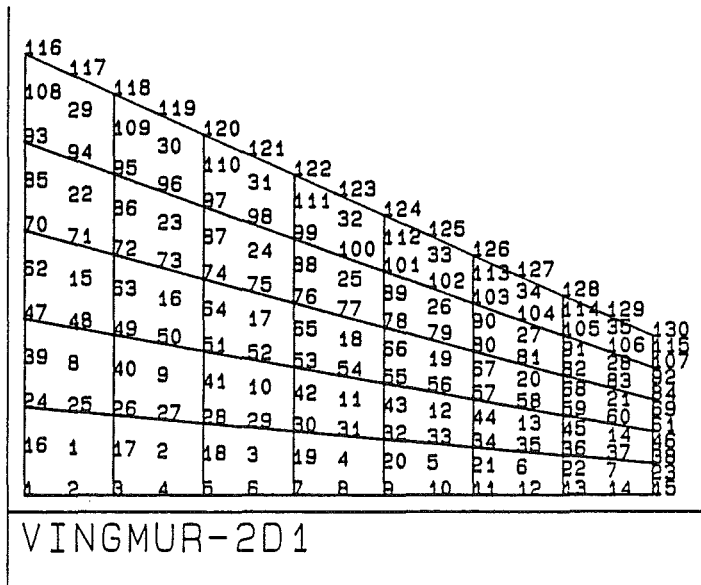
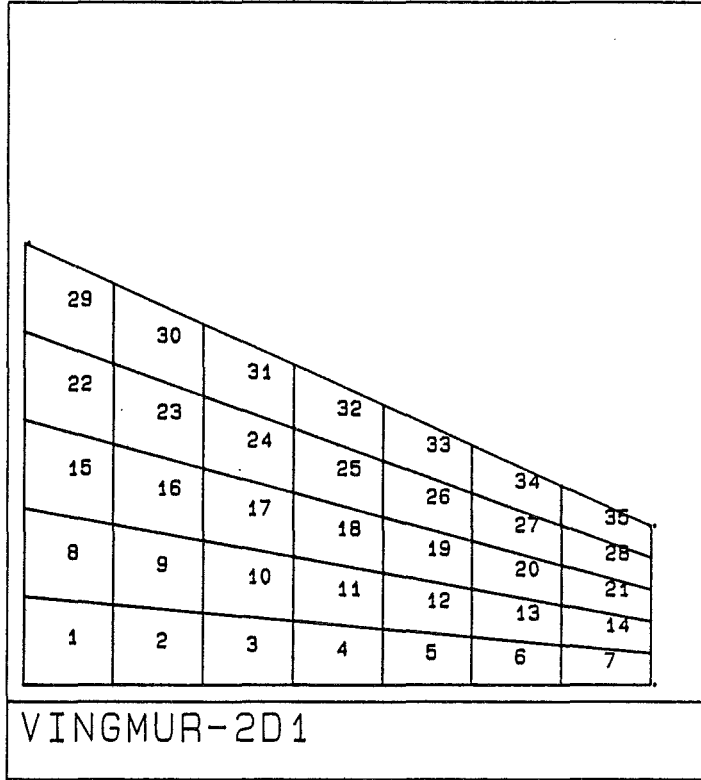


B4. Modell 4 ; momentfördelningar

KSB2



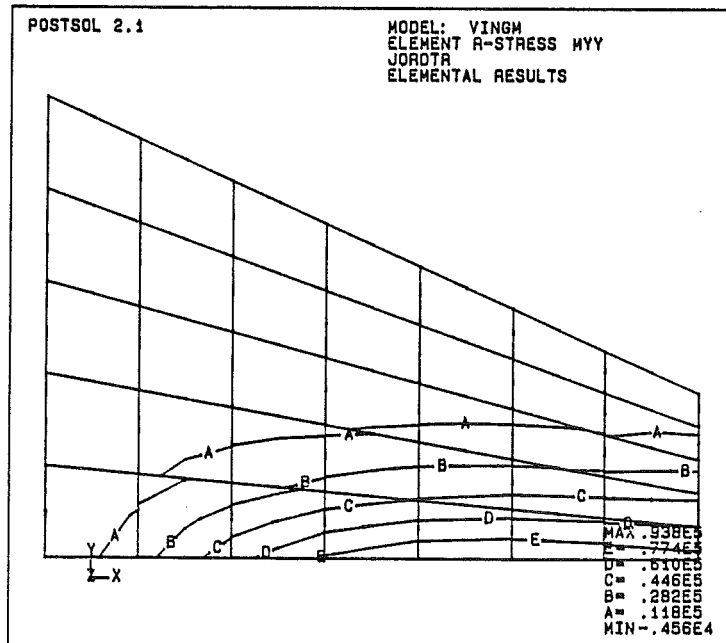
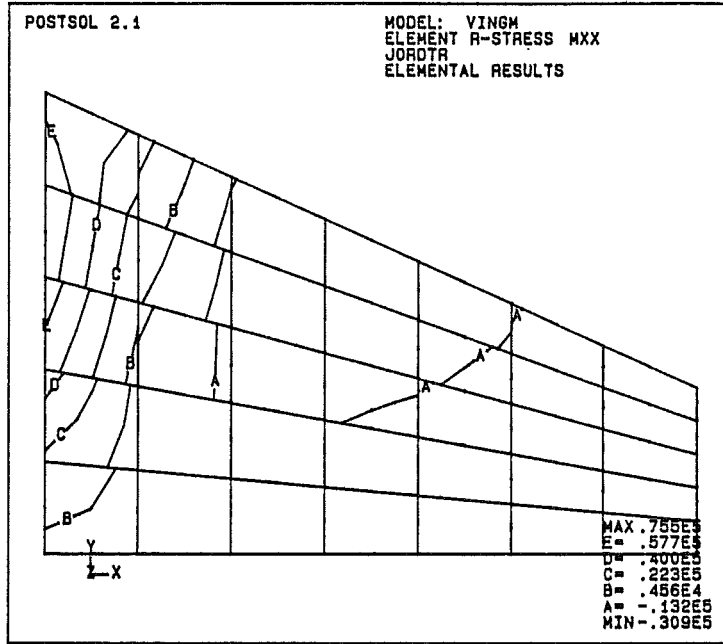
B5. Modell 5 ; element- och  
nodnummering





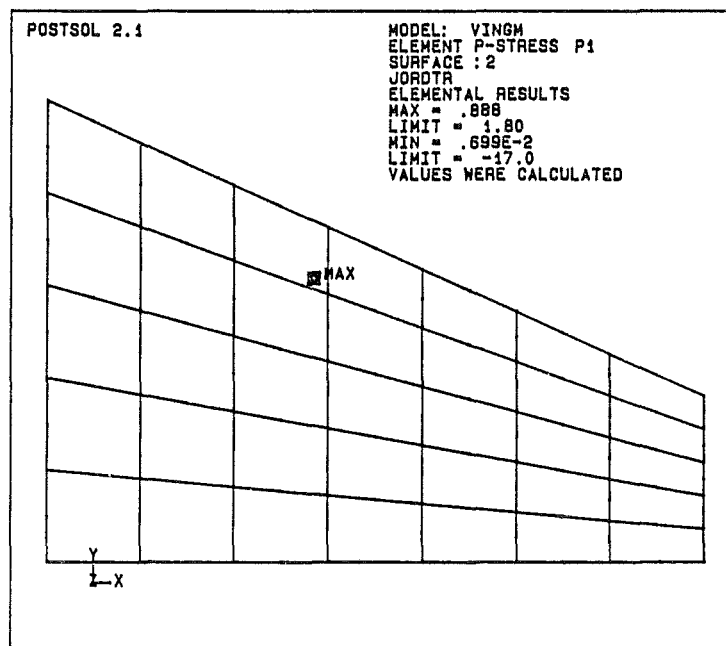
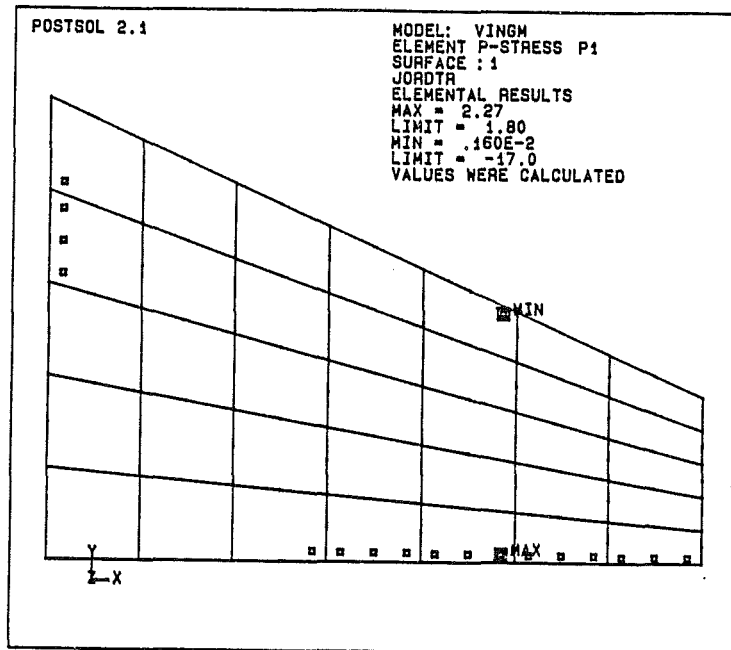
# B6. Modell 5 ; momentfördelningar

MOMENT

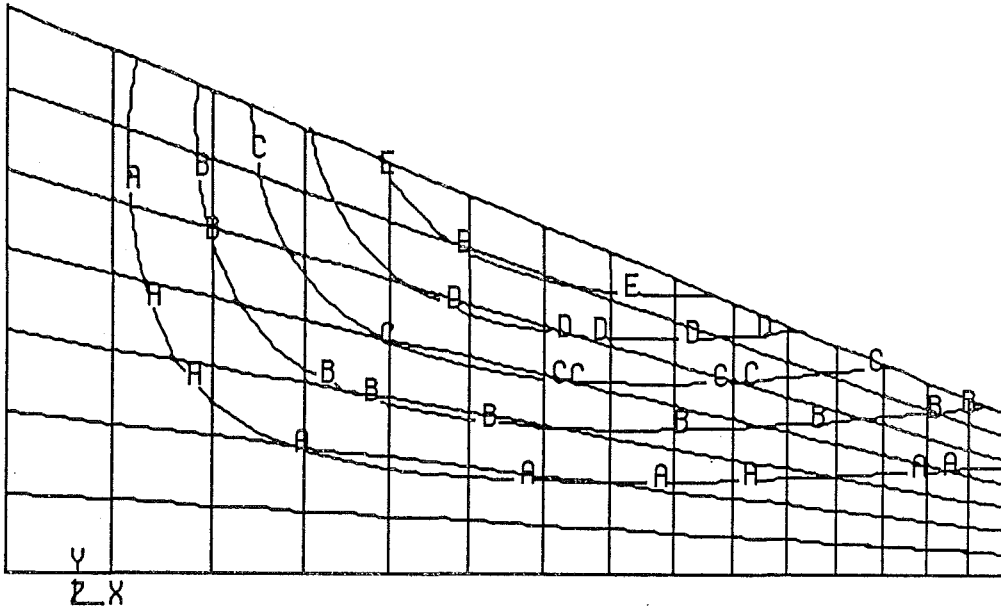


87. Modell 5 ; zoner med högre  
dragspänning än 1.8 MPa

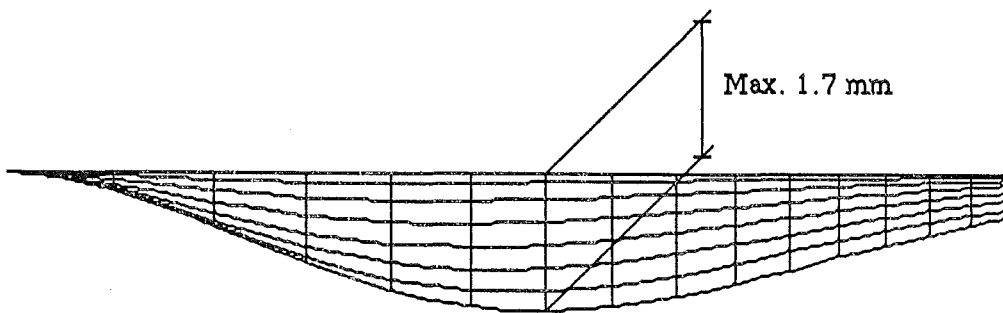
SPRICKZON-INSIDA



BB. Modell 6 ; deformationsbilder



Isolinjer



Z  
Y X

Sett oppifrån

# B9. Modell 6 ; momentfördelningar

KSB2

