

TEKNISKA HÖGSKOLAN I LUND

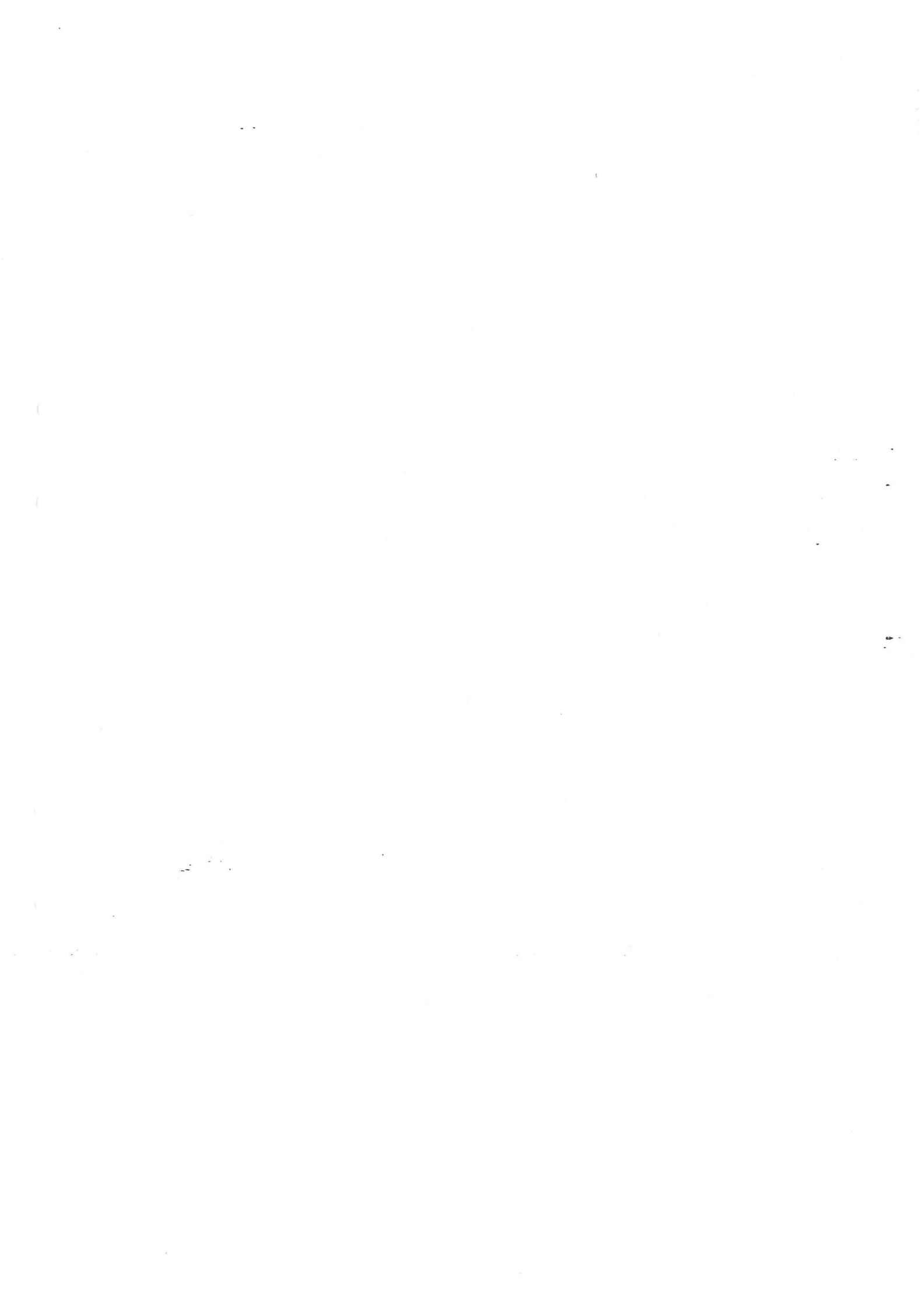


Optimering av spännvidder för  
efterspända standardiserade broar

nov. 1984

av Baldur Tor Torvaldsson

AVDELNINGEN FÖR  
BÄRANDE KONSTRUKTIONER  
EXAMENSARBETE



## 1. FÖRORD

Denna rapport är en redovisning av ett examensarbete som undertecknad har gjort vid Lunds tekniska högskola, Väg- och vattenbyggnadslinjen, avdelningen för Bärande konstruktioner. Förutom denna rapport ingår i uppgiften hand- och datorberäkningar som författaren har till sitt förfogande. Rapporten innehåller funderingar om uppgiften samt beskrivningar och resultat av beräkningarna. Sammanfattning och slutsats ingår också.

Uppgiften handlar om ett brobygge och har hämtats från Island, mitt hemland. Jag har varit tjänstledig från Statens vägverk där (dvs. Vegagerd rikisins) under mina studier. Jag har därifrån fått åtskilliga upplysningar och material för mina beräkningar. Också har jag lånat datorprogram därifrån. Jag tackar Statens vägverk på Island, avdelningen för brobygge, för dess hjälp.

Arbetet påbörjades i april 1984 men låg nere under sommaren. Under hösten fortsatte det. Som förut nämnts utfördes detta arbete vid avdelningen för Bärande konstruktioner. Där har man visat stort intresse och välvilja för det. I första hand gäller detta professor Lars Östlund och universitetslektor Sture Åkerlund som har varit handledare under höstterminen. En viktig del av examensarbetet har varit datorkörningar. Det gäller både programmen som lånats utifrån och utskriften av rapporten med ordbehandlingssystem. Där har Albeto Herrera, anställd vid avdelningen, varit till största hjälp. Till alla ovannämnda och andra vid avdelningen för Bärande konstruktioner vill jag rikta ett varmt tack för deras tillmötesgående och hjälp under detta arbete.

Lund i november 1984,

Baldur Tor Torvaldsson.

## 2. INLEDNING

Denna rapport är en redovisning av beräkningar och spekulationer kring standardiserat tvärsnitt med ett körfält, se Fig1.

Man vil se vilka möjligheter med spännvidder man har med sådant tvärsnitt. Detta tvärsnitt är standardiserad vad övre delen angår, det är bara undre delen dvs. själva balken som kan ändras. Det här tvärsnittet anses vara representativt för broar med ett körfält. För tvärsnitt med lutning på sidorna men liten skillnad i bredd och höjd på balken skulle gälla samma med avseende på bärighet.

De variationer som man kan ha med sådant tvärsnitt är att ändra på  $h$ , tvärsnittshöjden, och dessutom kan föreslås att göra själva balken lättare på fält med ursparringar av balksidorna för att minska egen tyngden, se Fig2.

Fig 1.

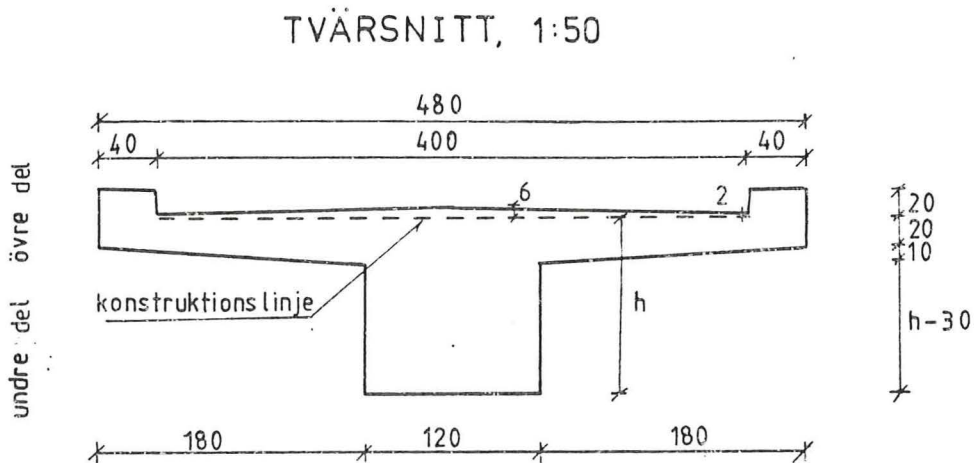
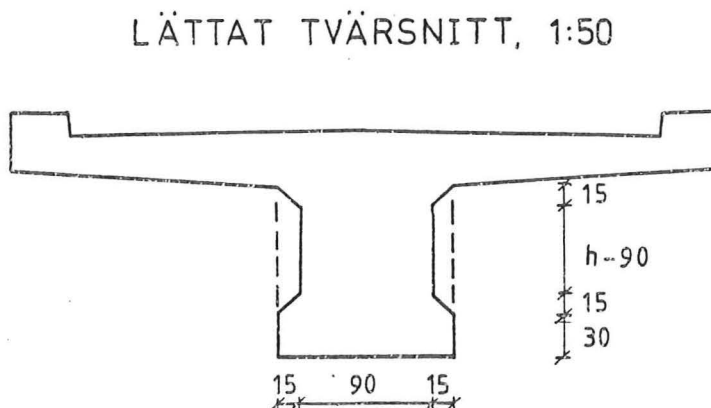


Fig 2.



Det är tre huvudtyper av balkar som kommer i fråga här, se Fig3.

- 1) Samma h, dvs. tvärsnittshöjd, hela brolängden.
- 2) Varierande tvärsnittshöjd
- 3) Ursparningar ur balksidor.

Fig3.

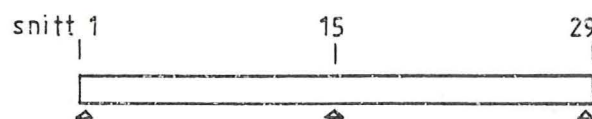
### HUVUDTYPER AV BALKAR :

#### 1. SAMMA BALKHÖJD HELA BROLÄNGDEN :

TVÄRSNITT



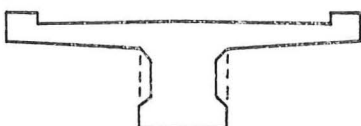
ELEVATION



#### 2. VARIERANDE BALKHÖJD :



#### 3. LÄTTAT TVÄRSNITT :



För varje huvudtyp kan man ha olika alternativ som alla klarar bärligheten ändå. I fall 1) med samma balkhöjd över hela bro längden kan man ha för samma spännvidd olika balkhöjder men kabelkraften är då skild för varje fall. Det finns givetvis begränsningar för min balkhöjd som klarar spännvidden men de tvärsnitt som klarar bärligheten kan jämföras kostnadsmässigt.

Förutom samma balkhöjd längs bron kan man variera balkhöjden enligt alternativ 2) Här finns det också olika möjligheter av tvärsnitt ty påkänningar i varje snitt är beroende av balkformen. Ökad balkhöjd över stöd betyder att man kan minska balkhöjden i fält.

Med ursparringar som i huvudtyp 3) kan man lätta tvärsnittet som betyder mindre momentbelastning som orsakar i sin tur att man kan antingen använda sig av lägre tvärsnittshöjd eller minska kabelkraften jämfört med ingen ursparring. Det föreslås ursparringar som visas på Fig2. Det kollas inte i denna uppgift vilka begränsningar som dessa har utom för själva momentet.

Man söker sig fram med att kolla olika alternativ och gör ändringar på dem åt det håll som är kostnadsmässigt gynnsamt. Förutom kostadsmässiga skäl för själva tvärsnittet kan ökad konstruktionshöjd av överbyggnaden betyda ökad kostnad för vägen som är anslutten till bron så att oftast eftersträvas låg konstruktionshöjd. Det kan också vara att man av estetiska skäl föredrar ett tvärsnitt eller elevation av bron före det andra.

I det här arbetet utförs bärlighetsräkningar för tvärsnitt med avseende på moment i bruksgränstillstånd och också i några fall i brottgränstillstånd. Det är bruksgränstillståndet som kollas i första hand. Varken tvärkraftskapaciteten eller vridning kollas här. Det görs heller inga beräkningar av deformationer. Moment från uppspanningen orsakar deformationer uppåt mot deformationer från yttre belastningen.

Det är så att man hinner bara med ett begränsat antal datorkörningar. Av den anledningen väljs att kolla bara bro i 2 spann och dessutom förutsättes samma antal kabler längs hela bron och att de spänns från båda ändar av bron. Det skulle ändå beskriva de faktorer som spelar roll och på vilket sätt så man kan ha nytta av det i fall flera spann än bara 2 som här.

### 3. PROBLEMSTÄLLNING OCH BERÄKNINGSVERKTYG

Som beskrevs i inledningen så går arbetet ut på att se på vilket sätt man hinner som längst med spännvidder för de 3 huvudtyperna, se Fig3. Man behöver på något sätt mäta eller beräkna dem tre typerna eller exempel av dem för att se vilka möjligheter med spännvidder de ger. Man försöker skapa sig översyn över de faktorer som råder och på vilket sätt de gör det.

I början måste göras ådskilliga förutsättningar för att begränsa de fall som kommer i fråga och skall beräknas. Det har nämnts förr begränsningar med själva tvärsnittet och att antal kabler är det samma i hela bron och de är spända från båda ändar. Andra begränsningar är att de påkänningar som tillåts i bruksgränstillstånd dvs.  $f_{ct}$  och  $f_{cc}$  är de samma hela tiden. Om man skulle försöka utnyttja sig av alla möjligheter med  $f_{ct}$  och kolla för varje tillfälle eventuellt högre tillåtna påkänningar i fall långtidslast (då tar man bara hälften av rörliga lasten) då skulle det göra beräkningarna allt för omfattande. Dyliga beräkningar kan göras efteråt när man har kommit på det gynnammasta alternativet. Här är det viktigast att kunna jämföra tvärsnitten på bästa sätt.

Arbetsgången beror på de hjälpmedel som man har för sina beräkningar. De viktigasta är datorprogram som har lånats från Staten vägverk på Island. Dessa program heter BRU1-4, se Bilagor11-13.

#### De beräknar:

- BRU1 : snittstorheter
- BRU2 : kabelkrafter och moment från kablén
- BRU3 : påkänningar (spänningar)
- BRU4 : materialmängder

Med hjälp av ovanstående program beräknas påkänningar för bruksgränstillstånd. De kriterier som används är påkänningar i betongen både för tryck  $f_{cc}$ , och drag  $f_{ct}$ , i vilket ställe som helst av överbyggnaden för korttidsbelastning.

För varje datorkörning som görs måste anges förutom tvärsnittstorheter kablens läge med avseende på tyngdpunktslinjen. Också måste anges moment från egentyngheden plus max eller min moment från rörliga lasten. Tvärsnittet delas upp med 29 snitt där alla dessa storheter anges, se Bilagor 4-7. Det är symmetriskt kring mellanstöd (det är snitt 15). Det görs finare indelning av bron nära mellanstöd. Där finns kritiska ställen och det är viktigt med kablens läge där. Kabelläge och egentynghed av konstruktionen ändras med tvärsnittshöjden. När man ändrar på spännvidden ändras dessutom moment från rörliga lasten. Sedan är det så att för att kunna beräkna påkänningar med långtidsförluster med dataprogrammet då måste de anges som %-värde av ursprungliga kabelkraften, se Bilagor 12 och 13. Långtidsförlusterna är beroende av de påkänningar som uppstår i tvärsnittet. Det betyder att egentligen skulle man itera sig fram till rätt samband av långtidsförlusterna och påkänningar i varje fall. I detta arbete görs beräkning för ett fall, spännvidder 35+35m h=1.60m. De värden som fås enligt dessa beräkningar används för alla datorkörningarna.



För rörliga belastningen har ritats upp influenslinjer för spännvidder 35+35m, se Bilaga2. De är hämtade från /1/. Sedan beräknas moment från "nordisk trafiklast", se Bilagor1-3. Man använder sig också av diagrammet för att beräkna fall för spännvidder 25+25m. Då blir en av de tre krafterna för trafiklasten placerad på samma ställe som för spännvidder 35+35m. De andra krafterna glider lite gran längre bort än förr ty skalan har ändrats. Spannet har minskat men avståndet mellan krafterna är som förr. Det betyder att momentet minskar lite gran i fall kortare spann än 35+35m men omvänt ökar momentet ifall längre spann. Denna skilnad är så liten att den spelar knappast någon roll.

Förutom de dataprogram BRU1-4 som har redan nämnts så används två andra program från Statens vägverk på Island.

De beräknar:

- BH05 : snittstorheter för oregelära tvärsnitt
- TE13 : deformationer och snittkrafter för varierande tvärsnitt

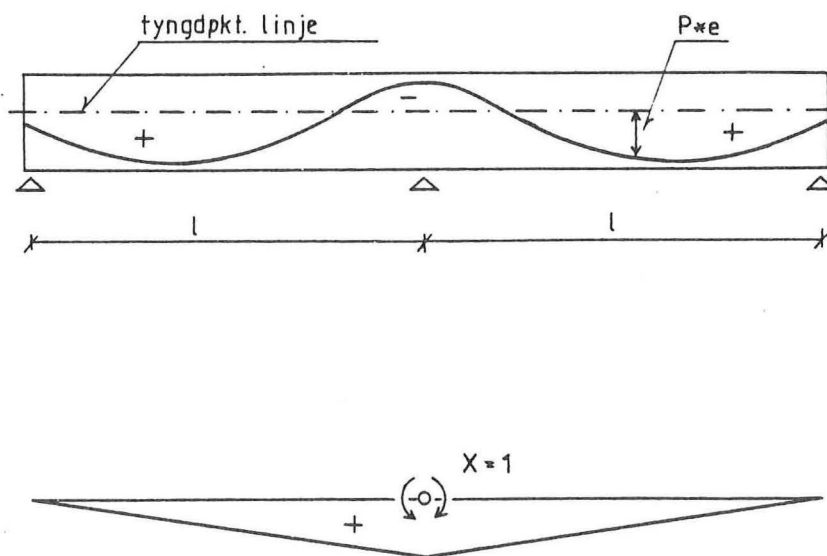
Program BH05 används för att beräkna tvärsnittsstorheter för lättat tvärsnitt. Program TE13 används för att beräkna snittkrafter vid varierande balkhöjd. Det är bara ett sådant fall som beräknas i detta arbete dvs. spännvidder 35+35m, tvärsnittshöjd  $h=1.20-1.80m$ . Man nöjer sig med att granska det enda fall. Som tidigare sagts så måste man begränsa de alternativ som datorkörningar görs för. Här gäller att få överblick över varje huvudtyp, se Fig3. Exakta beräkningar för bro med varierande tvärsnittshöjd är jobbiga på grund av att momentfördelningen som för jämnt höga tvärsnitt hela brolängden gäller inte längre. Man bara försöker inse det som gäller för varierande balkhöjder med att granska detta fall.

#### 4. LITTERATURGRANSKNING OCH LITE GRAN TEORI

Innan författaren till denna rapport började på sina beräkningar gjorde han en liten litteraturstudie. Dem böcker som han använt sig av är /4/-/7/, se 3. (dvs. förteckningen över litteraturen). De här böckerna har använts huvudsakligen till att få insyn i de principer som gäller för efterspända broar.

En mycket viktig faktor vid kontinjuerliga efterspända broar är fenomen som kallas "tvångsmoment". I den ovan nämnda litteraturen kan man hitta beskrivningar och beräkningsmetoder för detta. Det här tvångsmomentet uppstår i konstruktionen på grund av att den inte kan uppföra sig som fri ände över mellanstöd. Här nämns bara att tvångsmomentet beror på kablens storhet och dess läge i balken med avseende på tyngdpunktslinjen. Författaren till denna rapport tycker det är ett bra sätt att åskådliggöra tvångsmomentet att tänka sig balken belastad med moment  $P \cdot e$  dvs. kabelkraften gånga avståndet från tyngdpunktslinjen i varje ställe. Moment över mellanstöd från denna belastning är tvångsmomentet där.

Fig 4.



Momentet fås genom att integrera samman de här två kurvorna som visas på Fig4. Momentet  $P^*e$  under tyngdpunktslinjen på övre figuren orsakar positivt tvångsmoment i konstruktionen men med  $P^*e$  över tyngdpunktslinjen blir det negativt. Det ses att kablens inverkan ökas allt eftersom den närmar sig mellanstöd. Det beskriver den undre figuren. Tvångsmomentet ändras linjert mellan stöd och har samma utseende som undre figuren på Fig4. För ytterligare granskning hänvisas till /4/ sida 345, /7/ sida 273 och sedan /9/ som visar beräkningar med denna metoden.

Kablens huvud uppgift är att ge konstruktionen tryck (eller dragkraft) som motverkar det drag som yttre belastning orsakar. Det betyder att den är i stort sett så belägen att den orsakar omvänt momentkurva till den från belastningen. Det ses på Bilagor 6 och 7. Den form som är vanligast att använda för kablens är parabel, se /8/ sida 524. Då har man på fält en parabel med lågpunkt ungefär där max moment uppstår. I fall fri ände i en kontinuerlig bro blir det ungefär  $0.4 \cdot \text{spännvidden}$  (dvs.  $0.4 \cdot l$ ) från fria änden och sedan omvänt parabel över mellanstöd. Det stämmer bra att sätta lägsta punkt av kablens i  $0.4 \cdot l$  ty där har man också vanligtvis störst positiva momentet från belastningen och det betyder också att kablens skärningspunkt med tyngdpunktslinjen blir ca  $0.8 \cdot \text{spännvidden}$  där man har vanligtvis minst moment från belastningen numeriskt sedd.



Begrepp:

1) Kabelläge :

dvs. om kabelläget utnyttjas fullt :

$$t_1 + k + t_2 = h$$

2) Kabelform :

det är förhållandet  $l_2/l_1$  som anger på hur stor del av spannet vardera parabel ligger. Det bestämmer krökningen av kurvan över mellanstöd :

$$l_1 + \Delta + l_2/2 = l$$

Formler i /8/ sida 525 har omskrivits för att beräkna  $f_2$  och  $f_1$  om man har definerat  $l_1, l_2$  och  $k$ . Dessa formler är närmelsesformler där man använder sig av cirkelform i stället för parabler. Formulerna förutsätter att lutningen  $\Delta/e$  är samma för vardera kurva i  $P_1$  och  $P_2$ .

$$f_1 = (k * l_1^2) / (l_1^2 + 4 * \Delta * (l_1 + \Delta) + l_2 * (l_1 + 2\Delta))$$

$$f_2 = (k * l_2 * (l_1 + 2\Delta)) / (l_1^2 + 4 * \Delta * (l_1 + \Delta) + l_2 * (l_1 + 2\Delta))$$

Kablen kan beskrivas som parabler med  $l_1$  och  $f_1$  resp  $l_2/2$  och  $f_2$ . Om medellutningen i  $p_1$  och  $p_2$  används för raka biten på  $\Delta$ , då stämmer med god noggrannhet att  $f_1 + \Delta e + f_2 = k$ .

Ekvationer för kablens läge i balken :

$$\text{parabel 1 : } y = t_1 + f_1 - 4*f_1*x/l_1*(1-x/l_1)$$

$$\text{parabel 2 : } y = h - t_2 - 4*f_2/l_2^2*(1-x)^2$$

1) Kabelläge visar om konstruktionshöjden utnyttjas fullt. På grund av att kablens läge i fält orsakar positivt tvångsmoment kan man minska det med att lyfta kablens uppåt där. Beräkningar av dem fall redogörs senare.

2) Kabelformen är som tidigare sagts en parabel i fält och sedan hälften av en annan vid mellanstöd i varje spann. Mellan de två parablerna sätts en rak bit  $\Delta = 0.50\text{m}$  i alla fall, se Fig 5. Parablernas krökning bestäms av på hur stor del av spannet vardera ligger dvs. förhållandet mellan  $l_1$  och  $l_2$ . Allt eftersom den ena parabeln är på större del av spannet och då på bekostnad av den andra desto mindre krökning har den. För att beskriva kablens form används förhållandet  $l_2/l_1$  och det gäller att:

Om  $l_1$  ökar      då minskar  $l_2/2$  och  $l_2/l_1$   
" " minskar " ökar      " " "

Dem två termerna 1) Kabelläge och 2) Kabelform ändrar man på för att påverka tvångsmomentet. Enligt det som tidigare sagts om kablens inflytande på tvångsmomentet, se 4. då gäller att om man flyttar kablens uppåt i punkt  $0.4 \cdot \text{spännvidden}$  då minskar det tvångsmomentet. Om man ökar  $l_1$  minskar  $l_2/l_1$  och då ökar kablens läge under tyngdpunktslinjen som orsakar ökat tvångsmoment. Det skall också påpekas att kabelkraften ändras lite gran på grund av att friktionen i kablens ändras med kabelformen.

Vilken metod man använder sig av, att ändra på enligt 1) Kabelläget eller 2) Kabelformen är inte entydigt. Det är också så att det inte är bara tvångsmomentet som ändras om man ändrar på kablens placering i balken. Det är också  $P \cdot e$  som ändras dvs. momentet i snittet.

Det totala momentet som kablens orsakar är ju :

$$M_t = P \cdot e + \text{tvångsmomentet.}$$

## 5. BERÄKNINGSGANG

Man börjar att beräkna tvärsnitten för bruksgränstillstånd och använder sig då av programmen BRU1-3, se 3.

Det är så att i början av beräkningarna måste man gissa på något tvärsnitt för givna spännvidder. Annars har man inte egentytningen och därför inte heller moment från den. Man måste pröva sig fram på något sätt.

### Det som görs:

Spännvidder	25+25m	h=1.20	:	kabelgranskning
"	35+35m	h=1.60	:	"
"	35+35m		:	beräkna olika alt. av h
"	40+40m		"	2 " " "
"	50+50m		"	2 " " "

Den metoden som har här valts är att granska två alternativ av spännvidder 25+25m resp 35+35m med avseende på kablens placering i balken och se om det gäller andra principer för vardera fall. Det har redan nämnts, se 4. med rörlig belastning. När man har fått belastningen räknas ett tvärsnitt för vardera fall som man har gissat på dvs. spännvidder 25+25m h=1.20 och spännvidder 35+35m h=1.60. Det görs en sammanställning av resultat av beräkningar för dem två fallen.

När man har kommit till slut med kabelgranskningen då räknas för spännvidder 35+35m de fall som man tror kommer i fråga för dem spännvidder. Då utnyttjar man sig av den placering av kablens i balken som är gynnsammast enligt förra beräkningar.

Nu har man skapat sig underlag för att föreslå om på vilket sätt man hinner så långt som möjligt med längre spann på bästa sätt. Till sist görs några beräkningar för spännvidder 40+40m och 50+50m för att befästa sina åsikter som man har fått från tidigare beräkningar.

Hela arbetsgången präglas av att för givna spännvidder och något tvärsnitt att hitta så liten kabelkraft som möjligt. Man försöker ordna kablens på det sätt som ger minst nödvändig kabelkraft dvs. area av spännstålet (betecknad med A som har enheten  $\text{mm}^2$ ).



I det här sammanhanget hänvisas till det som tidigare sagts i denna rapport om begreppen 1) Kabelläge och 2) Kabelform, se 4. Man kan med att ändra på den ena eller båda två faktorerna minska påkänningar i ett ställe på bron men då ökar man dem i ett annat och omvänt. När man har kommit till kriterium med påkänningarna i två ställen där man inte kan minska dem i det ena utan att samtidigt öka dem i det andra då anses att tillsammans med minsta kabelkraften som ger de påkänningarna då har man kommit till slut med det tvärsnittet.

För att granska kabelkurvor och för säkerhets skull också för indata har man ritat upp kurvor med kabelföringen, se Bilagor 4 och 5. Ett annat hjälpmedel för att hitta rätt kabelkraft och kabelns placering i balken är att rita upp moment från belastningen. Då ritas upp kurvor för både max moment och min moment, dvs. på det ena hållet  $M$  från egen tyngden +  $M_p$  från trafiklasten och på det andra hållet  $M$  från egen tyngd +  $M_p^{\max}$ . På samma ritning är slutliga momentet från kabeln i uppspanningsstadium men med omvänt tecken för jämförelses skull, se Bilagor 6 och 7. Där kan man se om kabelns placering ser vettigt ut med avseende på momentkurvorna. De här kabelkurvorna är slutligt moment som kabeln går. Det är hämtat från datorkörningarna med BRU2, se Bilaga 12.

Som förr nämnts är det kriterium som man har för bruksgränstillstånd den största tryck- resp dragpåkänning (dvs.  $f_{cc}$  och  $f_{ct}$ ) som kan uppstå i vilket tvärsnitt som helst. Det är ty så att man jämför kabelmomentet från datorkörning BRU2 ritat på ett diagram se Bilaga 6 och 7 med påkänningarna enligt BRU3, se Tabeller 1-5. När man har fått erfarenhet av det här arbetet då kan man granska påkänningarna direkt utan att rita upp diagrammet med kabelkraften.

Som nämndes i 2. då har man gjort förutom de här beräkningarna i bruksgränstillståndet också beräkningar i brottgränstillståndet för 3 fall som man trodde vara extrema.

Spännvidd	35+35m	h=1.20	$A=11850\text{mm}^2$
"	"	h=1.60	$A=8450\text{mm}^2$
"	50+50m	"	$A=18108\text{mm}^2$

Sedan gjordes också kostnadssammanställning för de olika alternativen av spännvidder 35+35m och också för de längre spannen.

## 6. FÖRUTTSÄTTNINGAR

Det här examensarbetet skal vara aktuellt för dimensionering av broar på Island varifrån författaren har fått uppgiften. Man försöker använda förutsättningar som används hos Statens vägverk på Island angående belastningar, material och konstruktionens utformning för detta arbete. Det används också dataprogrammen som har lånats därifrån.

Arbetet utförs vid Tekniska högskolan i Lund (LTH) där författaren studerar. Han har lärt sig använda normer som man håller på med där. Själva beräkningarna följer svenska normer.

Kostnadsberäkningarna bygger helt och hållet på data från Statens vägverk på Island.

### 6.1 Belastning

Egen tyngd : 25 kN/m<sup>3</sup>  
Rörlig belastning : N.V.F.

Egentyngden är enligt det som används hos Statens vägverk på Island dvs. 25 kN/m<sup>3</sup>. Överste delen av körbanan, se Fig1 anses vara slit-skikt som ger tyngd men ingår inte i själva tvärsnittsberäkningarna. Ingen annan egentyngd finns än från själva tvärsnittet varken från beläggning eller annat dylikt.

Rörliga belastningen som orsakas av trafikbelastningen är enligt föreskrift från Island. Den belastning som är dimensionerande i flesta fall och används här kallas "Alagslest N.V.F." (A.N.). Den är den nordiska trafikbelastningen som man använder också i Sverige, se Bilaga1. Det används ingen multiplikationsfaktor på denna last. Denna här belastningen används för att beräkna  $M_{p_{max}}$  och  $M_{p_{min}}$  se Bilagor2 och 3.

## 6.2 Material

Betong : S300  
Spännstål : från britiska leverantörer (se Bilaga 9)

Det förutsättes det material som är vanligt att använda hos Statens vägverk på Island. Det avser både betong och spännstålet. Slak-  
armering beräknas inte i denna uppgift men i kostnadssammanställ-  
ningen förutsättes kamstål.

För spännstålet har leverantören lämnat data och diagram, se Bilagor 9  
och 10. Från det här materialet har hämtats de värden som normerna  
syftar åt. De redogörs i 6.4. Friktionskoefficienter är enligt  
material från leverantören. De stämmer överens med det som man brukar  
använda enligt svensk litteratur.

## 6.3 Konstruktionsregler

Här används uppgifter från leverantören om spännstålet och  
utsättningsmått för förankring i ändarna av bron. Kablens täckskikt i  
balken följer svenska normer (av praktiska skäl brukar man använda  
för  $\varnothing=8\text{cm}$  ursparringsrör avstånd på 10cm från C-linjen till ytan).

Det antas här för spännvidder 25+25m att kablerna är i ett lager  
10sm från ytan av konstruktionen men för spännvidder 35+35m antas att  
kablerna är så många att de inte kan vara i ett lager heller måste  
några vara i ett annat lager också. Medeltals avstånd för kablerna i  
de två lagren antas 12cm från ytan.

På grund av att förankringen i ändan inte kan i alla fall följa helt  
och hållit parabel form i ändan, se Bilagor 4 och 5, just av konst-  
ruktions skäl, se också Bilaga 8, då är man tvungen att bryta parabel-  
formen och sätter där i stället en rak bit.

De två sakerna, förankringen i broändarna och kablernas täckskikt  
måste man vara uppmärksam på redan från början så att datorkörnin-  
garna inte blir dåligt underbyggda och behövdes därför göras om.

Det förutsättes måttligt armeringsaggressiv miljö.

#### 6.4 Normer och beräkningsmetoder

De normer som används är BBK 79.

Vissa formler, som för kabelföringen, är hämtade från kompendium i Bärande konstruktioner vid LTH och också från /8/.

Dem beräkningsformler som BRU1-3 använder är gängse formler för tvärsnittsstorheter och påkänningar. Det gäller också för friktionsförluster.

Tvångsmomentet som BRU2 beräknar görs med umlenkkrafter, se /4/ sida 305. Författaren till denna rapport tror det råder onoggrannhet i beräkningar med BRU2 av tvångsmomentet i fall kablens tyngdpunktslinjen i fri ända.

#### 6.5 Beräkning av dimensioneringskriterier

##### BETONG

säkerhetsklass för huvudbalkar 3

hållfasthet S300

$f_{ck}$  : 30 MPa  
 $f_{ct}$  : 2.03 "

##### brottgränstillstånd

$$f_{cc} = 30\text{MPa}/(1.2*1.5)$$

$f_{cc}$  : 16.67 MPa

##### för spännbetongkonstruktioner

$$f_{cck} = 30\text{MPa}*0.6$$

$f_{cck}$  : 18.0 MPa

Det är antagit att konstruktionen är fullt efterspänd dvs. dragpåkänningar enligt /8/ sida 358 och 360.

$$S_N + S_M \leq k * f_{ct} / \xi \quad \text{form (4-2) i BBK 79}$$

$$h = 1.0 \Rightarrow k = 1.0$$

$$f_{ct} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$\text{måttlig miljö} \Rightarrow \xi = 1.5$$

$$S_N + S_M \leq 1.0 * 2.03 / 1.5 \quad \underline{1.35 \text{ MPa}}$$

### SPÄNNSTÅL

se Bilagor 9 och 10

för en kabel är arean A:

$$1207 \text{ mm}^2$$

enligt arbetskurva:

$$f_{yk}: 1700 \text{ MPa}$$

"

$$f_{uk}: 1900 \text{ MPa}$$

brottgränstillstånd:

$$f_{std} = 1700 \text{ MPa} / (1.1 * 1.2)$$

$$std: 1288 \text{ MPa}$$

$$f_{stud} = 1900 \text{ MPa} / (1.1 * 1.2)$$

$$fstud: 1493 \text{ "}$$

bruksgränstillstånd:

$$fst: 1700 \text{ "}$$

$$fsud: 1900 \text{ "}$$

$$E_{sd}: 200 \text{ GPa}$$

uppspänningsvärden:

efter låsning:

$$\begin{aligned} S &= 0.85 \cdot f_{st} = 0.85 \cdot 1700 \text{ MPa} && 1445 \text{ MPa} \\ S &= 0.75 \cdot f_{stu} = 0.75 \cdot 1900 \text{ MPa} && 1425 \text{ "} \end{aligned}$$

tillfälligt efter låsning

$$\begin{aligned} S &= 0.90 \cdot f_{st} = 0.90 \cdot 1700 \text{ MPa} && 1530 \text{ "} \\ S &= 0.80 \cdot f_{stu} = 0.80 \cdot 1900 \text{ MPa} && 1520 \text{ "} \end{aligned}$$

beräkning av dimensionerande hållfasthet för spännstålet

För kabel vars krökningsradie är 100m (dvs. 35m spann och  $f=1.00$ )  
samt:

$$\begin{aligned} E &= 200 \text{ GPa} \\ S &= 1520 \text{ MPa} \\ M^{sp} &= 0.25 \\ s &= 0.008 \text{ m} \end{aligned}$$

om man använder sig av formel i /8/ sida 526:

$$X_m = (E_s \cdot \Delta s \cdot r) / (M \cdot S_{sp} \cdot (1 + 0.01 \cdot r)) \quad \text{då blir} \quad X_m = 14.5 \text{ m}$$

$$P_o = P_{max} \cdot (1 - M \cdot X_m \cdot (1/r + 0.01)) = 0.928 P_{max} \quad ; (P_{max} = P_m)$$

$$S = 1425 \text{ MPa} \cdot P_m / P_o = 1425 \cdot P_m / (0.928 \cdot P_m) = 1535 \text{ MPa} \geq P_{max} = 1520 \text{ MPa}$$

dvs.  $P_{max} = 1520 \text{ MPa}$  är dimensionerande.

### Långtidsförluster

här används formel 2.6.3. i BBK 79

för stålets relaxation används  $\chi = 0.03$

se också Bilagor 9 och 10

Sedan gjordes beräkningar för 3 snitt i balk med spännvidder 35+35m och kabelarea:  $9658\text{mm}^2$ . Enligt iterationsberäkningar för de 3 snitten tills man har hittat aktuella  $S_{sp}$  och  $S_{cp}$  då har man kommit fram till:

$$\underline{\text{långtidsförluster} = 12\%}$$

### Koefficienter för belastning:

bruksgränstillstånd:  $k = 1.0$

brottgränstillstånd:

egen tyngd  $k = 1.0$

rörlig belastning  $k = 1.3$

Tabell 1

JÄMFÖRELSE AV PÅKÄNNINGAR

2 spann: 25 + 25 m, tvärsn h 1.20, K = 1.00

S0 = överkant, SN = underkant, enh: MPa

				T = 0 (uppspanningssta.)			T = $\alpha$ (med långtidsförlust)								
				kabel + egen tyngd			kabel + egen tyngd								
				+ P <sub>min</sub>		+ P <sub>max</sub>	+ P <sub>min</sub>		+ P <sub>max</sub>						
	$l_2/l_1$	kabelarea mm <sup>2</sup>	tvångsm MNm	snitt nr	S0	SN	snitt nr	S0	SN	snitt nr	S0	SN	snitt nr	S0	SN
I FÄLT	0.20	6036	3.02	7	- 0.6	- 9.4	12	- 6.2	<u>2.8</u>	7	- 0.8	- 7.8	11	- 5.4	<u>2.4</u>
	0.10	7243	4.49	7	- 0.6	-11.7	14	- 7.1	<u>2.7</u>	7	- 0.7	- 9.8	13	- 6.0	<u>1.9</u>
	0.10	6036	3.74	7	- 0.8	- 9.1	14	- 5.7	<u>1.7</u>	7	- 0.9	- 7.5	14	- 5.6	<u>1.6</u>
	0.10	5433	3.37	7	- 0.9	- 7.8	11	- 5.2	<u>1.6</u>	7	- 2.0	- 4.4	10	- 4.8	<u>1.9</u>
	0.05	6036	4.03	7	- 0.9	- 8.9	14	- 5.4	<u>1.3</u>	7	- 0.9	- 7.4	10	- 4.9	<u>1.1</u>
	0.05	5433	3.63	7	- 1.0	- 7.6	10	- 4.9	<u>1.1</u>	8	- 0.9	- 6.4	8	- 4.7	<u>1.6</u>
ÖVER STÖD (sn 15)	0.20	som ovan			- 0.8	- 8.1		- 3.2	- 3.0		- 0.3	- 9.1		- 2.2	- 4.1
	0.10				- 3.5	- 4.3		- 5.9	- 0.8		- 2.0	- 6.1		- 4.5	- 0.7
	0.10				- 1.6	- 6.4		- 4.0	- 1.3		- 0.4	- 7.7		- 2.8	- 2.6
	0.10				- 0.6	- 7.5		- 3.0	- 3.2		0.5	- 8.6		- 2.0	- 3.5
	0.05				- 1.8	- 5.8		- 4.2	- 0.7		- 0.6	- 7.1		- 3.0	- 2.0
	0.05				- 0.8	- 6.9		- 3.2	- 1.8		0.3	- 8.1		- 2.1	- 3.0



Tabell 2

JÄMFÖRELSE AV PÅKÄNNINGAR

2 spann: 35 + 35 m, tvärsn h 1.60, K = 1.36

S0 = överkant, SN = underkant, enh: MPa

				T = 0 (uppspanningssta.)			T = $\alpha$ (med långtidsförlust)							
				kabel + egen tyngd + P <sub>min</sub>			kabel + egen tyngd + P <sub>max</sub>							
$l_2/l_1$	kabelarea mm <sup>2</sup>	tvångsm MNm	snitt nr	S0	SN	snitt nr	S0	SN	snitt nr	S0	SN	snitt nr	S0	SN
I FÄLT	0.20	10865	6.89	6	- 0.9 - 13.5	12	- 8.1	<u>1.2</u>	6	- 1.3 - 10.9	12	- 6.8	<u>0.6</u>	
	0.20	9658	6.12	6	- 1.3 - 11.1	12	- 6.9	<u>0.6</u>	6	- 1.6 - 8.9	11	- 6.0	<u>0.3</u>	
	0.20	8450	5.36	6	- 1.6 - 8.8	11	- 6.0	0.3	6	- 1.9 - 6.8	7	- 6.3	<u>1.7</u>	
	0.20	8750	5.55	6	- 1.5 - 9.3	11	- 6.2	0.3	6	- 1.8 - 7.3	6	- 6.2	<u>1.2</u>	
	0.10	8450	7.11	6	- 2.2 - 7.7	6	- 6.5	<u>0.6</u>	6	- 2.4 - 5.8	6	- 6.7	<u>2.4</u>	
ÖVER STÖD (sn 15)	0.20				- 2.8 - 8.3		- 5.2 - 3.5			- 1.1 - 9.8		- 3.6 - 5.1		
	0.20				- 1.2 - 9.7		- 3.7 - 5.0			0.2 - 11.0		- 2.2 - 6.3		
	0.20				- 0.3 - 11.1		- 2.2 - 6.4			<u>1.6</u> - 12.3		- 0.9 - 7.6		
	0.20	som ovan			- 0.1 - 10.7		- 2.6 - 6.0			<u>1.2</u> - 12.0		- 1.2 - 7.2		
	0.20				- 0.9 - 8.7		- 3.4 - 4.0			0.5 - 10.2		- 2.0 - 5.5		

Tabell 3

JÄMFÖRELSE AV PÅKÄNNINGAR 2 spann 35 + 35 m, varierande tvärsnittshöjd,  
 S0 = överkant, N0 = underkant, enh: MPa

					T = 0 (uppspanningssta.)			T = $\alpha$ (med långtidsförlust)								
					kabel + egen tyngd + P <sub>min</sub>			kabel + egen tyngd + P <sub>max</sub>								
balk- höjd	$\frac{\ell}{2} / \frac{\ell}{1}$	kabelarea mm <sup>2</sup>	tvångsm MNm	snitt			snitt			snitt						
				nr	S0	SN	nr	S0	SN	nr	S0	SN				
I FALT	1.20	0.15	11860	4.24	6	- 1.0	- 18.8	13	- 7.3	- 3.9	7	- 1.2	- 15.5	6	- 8.1	- 1.2
	1.20	0.05	11850	8.31	7	- 2.3	- 16.1	14	- 9.9	<u>1.3</u>	7	- 2.5	- 13.1	6	- 9.5	<u>1.3</u>
	1.30 <sup>1)</sup>	0.15	10400	7.20	6	- 2.4	- 12.6	13	- 8.7	<u>1.8</u>	6	- 2.6	- 9.9	7	- 8.7	<u>2.1</u>
	1.30	0.05	12700	8.30	7	- 3.1	- 14.8	14	-10.1	<u>1.1</u>	7	- 3.1	- 12.1	4	- 9.3	<u>0.9</u>
	1.40	0.10	10800	8.32	6	- 2.2	- 12.4	14	- 8.3	<u>1.2</u>	7	- 2.4	- 9.8	7	- 7.8	<u>0.9</u>
	1.40	0.10	10500	8.07	6	- 2.2	- 12.1	14	- 8.0	<u>0.8</u>	6	- 2.5	- 9.6	7	- 7.7	<u>1.1</u>
ÖVER STÖD	1.20	som ovan			- 0.2 - 18.5			- 8.8 - 0.3			<u>1.7</u> - <u>20.1</u>			- 2.2 - 12.0		
	1.20				- 5.0 - 8.4			- 3.4 - 10.9			- 2.6 - 11.2			- 6.4 - 3.1		
	1.30 <sup>1)</sup>				- 2.4 - 10.7			- 5.8 - 3.8			0.5 - 12.8			- 3.9 - 5.8		
	1.30				- 5.4 - 7.9			- 8.8 - 0.9			- 3.1 - 10.3			- 6.5 - 3.3		
	1.40				- 3.7 - 7.6			- 6.8 - 1.5			- 1.8 - 9.7			- 4.8 - 3.7		
	1.40				- 3.4 - 8.1			- 6.4 - 2.0			- 1.4 - 10.2			- 4.5 - 4.1		

<sup>1)</sup> inte fullt utnyttjad kabelläge (som för h = 1.20)

Tabell 4

JÄMFÖRELSE AV PAKÄNNINGAR

2 spann: 35 + 35 m, varierande tvärsnittshöjd,  
 S0 = överkant, SN = underkant, enh: MPa

					T = 0 (uppspanningssta.)						T = $\alpha$ (med långtidsförlust)					
					kabel + egen tyngd						kabel + egen tyngd					
					+ P <sub>min</sub>			+ P <sub>max</sub>			+ P <sub>min</sub>			+ P <sub>max</sub>		
	balk- höjd	$l_2/l_1$	kabelarea mm <sup>2</sup>	tvångsm MNm	snitt nr	S0	SN	snitt nr	S0	SN	snitt nr	S0	SN	snitt nr	S0	SN
IFÄLT	1.20 - 1.80 <sup>1)</sup>	0.25	9658	1.31	7	- 0.6	- 15.8	7	- 7.4	- 1.7	8	- 0.9	- 12.8	6	- 7.9	<u>1.4</u>
	1.20 - 1.80	0.25	9658	3.21	7	- 0.3	- 16.4	7	- 7.1	- 2.1	10	0.0	- 14.4	6	- 7.6	<u>0.8</u>
	1.40 <sup>2)</sup>	0.10	10800	8.03	6	- 3.0	- 12.6	14	- 8.6	<u>1.7</u>	6	- 2.3	- 11.7	8	- 7.6	0.0
	1.40 <sup>2)</sup>	0.10	10000	7.43	6	- 2.2	- 12.9	14	- 7.6	<u>0.6</u>	6	- 2.5	- 10.3	7	- 7.8	<u>1.3</u>
ÖVER STÖD	1.20 - 1.80 <sup>1)</sup>	som ovan			- 0.4 - 10.3			- 2.5 - 6.5			<u>0.6</u> - 10.8			- 1.5 - 0.7		
	1.20 - 1.80				0.0 - 11.1			- 2.5 - 6.5			<u>1.2</u> - 11.8			- 1.3 - 7.3		
	1.40 <sup>2)</sup>				- 4.2 - 6.8			- 7.2 - 0.7			- 2.3 - 8.8			- 5.3 - 2.8		
	1.40 <sup>2)</sup>				- 3.0 - 8.1			- 6.0 - 2.0			- 1.2 - 10.0			- 4.2 - 3.9		

1) momentförd som för jämnt högt tvärsnitt  
 2) lättat tvärsnitt

Tabell 5

JÄMFÖRELSE AV PAKÄNNINGAR

spannlängder varierande, höjd varierar också

S0 = överkant, SN = underkant, enh: MPa

$l_2/l_1$  i alla fall = 0.10

					T = 0 (uppspanningssta.)						T = $\alpha$ (med långtidsförlust)					
					kabel + egen tyngd + P <sub>min</sub>			+ P <sub>max</sub>			kabel + egen tyngd + P <sub>min</sub>			+ P <sub>max</sub>		
	spann- längder	balk- höjd	kabelarea mm <sup>2</sup>	tvångsm MNm	snitt nr	S0	SN	snitt nr	S0	SN	snitt nr	S0	SN	snitt nr	S0	SN
I FÄLT	40+40 m	1.50 <sup>1)</sup>	13500	9.59	6	- 3.8	- 12.5	9	- 9.3	- 0.9	7	- 3.8	- 9.9	6	- 9.7	<u>1.3</u>
	"	1.60	11700	9.82	6	- 2.8	- 11.0	6	- 7.9	- 1.3	7	- 2.9	- 8.6	6	- 8.2	<u>1.3</u>
	45+45 m	1.60	14486	12.24	6	- 3.8	- 12.9	13	- 9.3	- 0.9	7	- 3.9	- 10.0	6	- 10.1	<u>1.4</u>
	50+50 m	1.60	18108	15.24	6	- 4.8	- <u>16.0</u>	13	- 11.5	- 1.1	6	- 5.2	- 12.1	7	- 11.8	<u>0.8</u>
	"	1.60 <sup>2)</sup>	16901	13.61	6	- 6.7	- <u>17.2</u>	13	- 10.6	- 1.4	7	- 4.8	- 13.4	6	- 12.0	<u>0.9</u>
ÖVER STÖD	40+40 m	som ovan			- 4.2 - 9.5			- 7.5 - 3.1			- 1.9 - 11.9			- 5.2 - 5.5		
	"				- 2.4 - 10.0			- 5.3 - 4.2			- 0.4 - 12.0			- 3.4 - 6.3		
	45+45 m				- 2.9 - 12.3			- 6.3 - 5.8			- 0.4 - 14.8			- 3.9 - 8.3		
	50+50 m				- 4.0 - 14.5			- 8.0 - 6.9			- 0.9 - <u>17.7</u>			- 4.9 - 10.1		
"	- 3.3 - 14.4			- 7.3 - 6.8			- 0.5 - <u>17.2</u>			- 4.5 - 9.6						

1) kabelläge som för h = 1.40

2) lättat tvärsnitt

## 7. BERÄKNINGSRESULTAT

### 7.1 Bruksgränstillstånd

Det är 2 faktorer som man granskar samtidigt för ett givet tvärsnitt. Den ena är kabelformen (event. kabelläget), se kapitel 4. angående definition av de begreppen och den andra är arean av spännstålet  $A$  ( $\text{mm}^2$ ) dvs. hur stor kabelkraft man har. Det som man funderar mest på i detta sammanhang är tvångsmomentet och därför anges det för varje fall i tabellerna.

Tabell 1-5 visar de påkänningar som kommer i fråga i varje fall. De visar max tryck resp drag både i fält och över stöd för uppspanningsstadium,  $T=0$ , och med långtidsförluster,  $T=\infty$ . Det har gjorts datorkörningar av några alternativ för att hitta den kabelkraft och det kabelform som passar bäst (som visas senare är inte aktuellt att ändra på kabelläget). Man kan inte veta i förväg vilka tvärsnitt som blir kritiska. Man väntar sig att det blir i snitt nära pkt 0.4\*1 (snitt 6 i datorkörningarna) och över stöd (snitt 15). På Tabell 1-5 anges också för fält i vilka snitt de mest kritiska påkänningarna finns.

Det visar sig nämligen att i vissa fall då präglas påkänningarna i fält av eventuella dragpåkänningar i underkant av tvärsnittet nära stöd. Det är naturligtvis mest kritiskt i uppspanningsstadium. Då är yttre belastningen dvs. negativt moment mycket mindre än över själva stödet. Moment från kabelkraften är där stort på grund av att där adderas  $P \cdot e$  med tvångsmomentet men momentkurvan från belastningen ändras inte lika snabbt ut från stödet som slutliga kabelmomentet. I dessa fall måste man manipulera med kablarna på det sättet att man har kabelmomentet så lågt att dragpåkänningar inte blir större än störst dragpåkänning nära 0.4\*1 med långtidsförluster som är det andra kriterium som man har i de fallen.

Spännvidder 25+25m tvärsnittshöjd, h=1.20m

Här gissar man i början på tvärsnittshöjd 1.20m och man ville se hur det gick. Första fallet med  $l_2/l_1 = 0.20$  ger allt för stora dragpåkänningar i underkant nära stöd som ses på Tabell 1. Det visar sig också att föreslaget  $l_2/l_1 = 0.10$  och kabelkraft från stålarea  $A=7243\text{mm}^2$  ger för stora dragpåkänningar i underkant nära stöd. Sedan görs datorkörningar med att minska antalet kablar (varje kabel har  $A=1207\text{mm}^2$ ) tills man kommer till  $A=5435\text{mm}^2$ . Då visar det sig att man har för stora dragpåkänningar på fält (snitt 10) men det är också stora dragpåkänningar i underkant nära stöd (snitt 11) i uppspanningsstadium; för stora till att öka kabelkraften ytterligare som visas för  $A=6036$ . I denna situation visar det sig att med att minska  $l_2/l_1$  ännu mer då blir kurvan kröktare över stöd och  $P^*e$  (dvs. kabelkraften gånga avståndet från tyngdpunktslinjen) minskar då i snitten omkring mellanstödet. Det i och för sig ökar tvångsmomentet men det kan inte upphäva minskningen av kabelmomentet  $P^*e$ . Det ser ut att  $l_2/l_1 = 0.05$  ger bra resultat ty man har minskat dragpåkänningar både nära stöd och i fält från fall  $A=6036$ ,  $l_2/l_1 = 0.10$ . Om man minskar  $l_2/l_1$  ytterligare då ökar man tvångsmomentet och det ökar i och för sig dragpåkänningar nära  $0.4 \cdot l$  och där är man också nära gränsen med draget. Det är kritiska påkänningar i snitt 8 där man kan öka hävarmen med att minska  $l_2/l_1$  men det hjälper inte i snitt 7 (där är dragpåkänningar nästan lika stora som i snitt 8) ty det är ungefär i parablens lågpunkt. Som visas på tabellen då har man för  $l_2/l_1 = 0.05$  och  $A=5036\text{mm}^2$  kommit till det gynnsammaste fallet; min A och minst kritisk påkänning.

Hit tills har man räknat kabelkraften som helt antal kablar ( $A=1207\text{mm}^2$  per kabel) men teoretiskt kan man öka kabelkraften från  $A=5036\text{mm}^2$  tills man kommer till gränsen för dragpåkänningar nära  $0.4 \cdot l$ .

Tvärsnitt som får i uppspanningsstadium kritiska dragpåkänningar nära stöd karaktiseras i denna rapport med att ha "relativt låg tvärsnittshöjd".

Spännvidder 35+35m h= 1.60m

Här börjar man på samma sätt som för spännvidder 25+25m. Man gissar på ett tvärsnitt och ser hur det går. För detta fall visar det sig att dragpåkänningar i fält nära  $0.4 \cdot l$  blir kritiska med långtidsförlusterna men det blir inte kritiskt med drag nära stöd i uppspanningsstadium i fall att man inte använder onödigt stor kabelkraft som för  $l_2/l_1 = 0.20$ ,  $A=10865$  eller  $A=9658$ . I stället blir det dragpåkänningar över själva stödet för största negativa momentet med långtidsförluster som i fält. Det kritiska stället i fält är i snitt 6 och där kan man inte öka på momentarmen som skulle hjälpa till här. Det samma gäller naturligtvis för kablén över stöd. Det förutsättes i början att utnyttja sig av tvärsnittshöjden. Det är här bara att ändra på kabelkurvan med att ändra  $l_2/l_1$  och då vet man att större  $l_2/l_1$  ger mindre tvångsmoment och mindre  $l_2/l_1$  större. Tvångsmomentet är positivt hela tiden. Det verkar imot belastningen över stöd dvs. minskar påkänningar där men i fält nära  $0.4 \cdot l$  är det tvärt om. Man fortsätter med att ändra på  $l_2/l_1$  tills man får dragpåkänningar lika stora i båda dem kritiska snitten. Det visar sig att för "relativt högt tvärsnitt" som detta då ger  $l_2/l_1 = 0.20$  minst nödvändigt  $A$  (dvs. kabelarea). Det är alltså annorlunda än för spännvidder 25+25m  $h=1.20$ .

Detta tvärsnitt karakteriseras med att ha "relativt hög tvärsnittshöjd".

Det måste påpekas här hur stor roll tvångsmomentet spelar.

snitt	$P^*e$	tvångsmom.	slutl. mom.
6	-11.66 MPa	2.22 MPa	-9.44 MPa
15	4.79 "	5.55 "	10.34 "

Som ses då är tvångsmomentet över stöd större än  $P^*e$ .

Spännvidder 35+35m h=1.40

När man hade kommit så långt att se att tvärsnitt med  $h=1.60$  klarar spännvidderna då börjar man fundera på andra tvärsnittshöjder som också gör det. Det är så att man vanligen söker så låg konstruktionshöjd som möjligt ty det är kostnadsmässigt gynnsamt som visas i 7.3. Derfor gjordes några datorkörningar av lägre tvärsnitt. I fall  $h=1.40$  visar det sig vara kritiskt med dragpåkänningar i underkant nära stöd i fall  $l_2/l_1=0.20$ . Det ser ut som man närmar sig situationen som var för spännvidder  $25+25m$   $h=1.20$ . Man måste sänka momentkurvan nära stöd och det gör man med att minska  $l_2/l_1$ . Här visas det sig att  $l_2/l_1=0.10$  passar bäst.

Spännvidder 35+35m h=1.20

För fall  $h=1.40$  visar det sig att man inte har kommit på kriterium med tvärsnittshöjden för spännvidderna. Man kan fortsätta att minska  $h$  men då behöver man öka kabelkraften dvs.  $A$ . Det kan man göra tills man stöter på nytt kriterium som då begränsar hur låg konstruktionshöjd dvs.  $h$  man kan använda. Man försöker med  $h=1.20$ . Nu ses, Tabell 3 att man måste minska  $l_2/l_1$  ännu mer än för  $h=1.40$ . Tvärsnittet blir känsligare för drag i underkant eftersom tvärsnittshöjden är mindre och kabelkraften ökar. Det visar sig nu att  $l_2/l_1=0.05$  är det som passar bäst. Det ses att allt eftersom tvärsnittet minskar och då kabelkraften ökar för given spännvidd då ökar tryckpåkänningar i underkant i uppspanningsstadium nära  $0.4 \cdot l$ . I fall  $h=1.20$  har man där max tryck  $-16.1$  MPa som är ganska högt men ändå mindre än det kriterium som man har i bruksgränstillstånd dvs.  $-18.0$  MPa. Det gjordes inte datorkörningar för lägre tvärsnittshöjder men man kan fortsätta att minska  $h$  tills man kommer till förr nämt kriterium med tryckpåkänningar.



Spännvidder 35+35m h=1.30 inte fullt utnyttjad kabelläge

Det är så att tvångsmomentet kan antas vara en del av belastningen i fält nära  $0.4 \cdot l$ . Man skulle då tro att det skulle kunna vara till nytta att flytta kablén uppåt i fält för att minska momentet men man måste samtidigt komma i håg att  $P \cdot e$  minskar där också. Ty gjordes ett försök att köra tvärsnitt med balkhöjden  $h=1.30$  men med kabeläge som för  $h=1.20$ . I det här tvärsnittet ligger tyngdpunktslinjen lägre med avseende på kablén än för tvärsnitt  $h=1.20$  och det i och för sig minskar tvångsmomentet. Det visar sig att  $h=1.30$  och med detta kabeläge ger nödvändig kabelkraft dvs. A nästan lika stort tvångsmoment som för  $h=1.20$  med fullt utnyttjad kabeläge. I det här fallet har man både ökat tvärsnittsarean och kabelarean A samtidigt så att denna åtgärd kan man inte använda.

Spännvidder 35+35m h=1.40 lättat tvärsnitt

Ett förslag i det här sammanhanget är att lätta tvärsnittet i fält. Det görs som visas på Fig2. Man behåller tvärsnittet oförändrat nära stöd men lättningen har inverkan på momentet om den äger rum ute i fält. Det valdes här att pröva tvärsnittshöjd  $h=1.40$ . Det visar sig att det passar bäst med  $l_2/l_1 = 0.10$  som för olättat tvärsnitt. Det som vinns här är att på grund av mindre moment kan A för kablén minska också.

Spännvidder 35+35m h=1.20-1.80 balkhöjden varierar

Det här fallet är mera kompliserat än med jämt högt tvärsnitt ty den momentfördelning som man använder sig av med konstant EI i alla snitt av bron gäller inte längre. Här görs en sammanställning av fall där man antar momentfördelning för jämt högt tvärsnitt längs hela bro-längden och det jämförs med varierande tvärsnittshöjd som betyder att EI varierar. Här beräknas fall h=1.20-1.80 dvs. över stöd ökar tvärsnittshöjden till h=1.80. Man har gissat på h=1.20 i fält; det är den tvärsnittshöjd som är nära kriterium för jämthöga tvärsnitt. Det skulle också ha varit intressant att pröva sig fram med ännu lägre tvärsnittshöjd i fält. Enligt litteratur rekommenderas  $I_s/I_f = 2-3$  (det är förhållandet mellan I över stöd och på fält) och också att ha voten med parabelform. Här blir  $I_s/I_f = 3.05$ .

Det visar sig att om man jämför de två beräkningsmodellerna då orsakar varierande balkhöjd att momentbelastning blir större över stöd och mindre i fält. Det blir också mycke större tvångsmoment med varierande EI längs bron. Det är ändå mycke mindre än för jämt höga tvärsnitt som klarar samma spännvidd.

Meningen med varierande balkhöjd är att minska så mycke som möjligt momentet i fält men då samtidigt öka det över stöd. Den massa som man har nära stöd orsakar i och för sig försumbar ökning av moment i bron från egentynghden. Det är så att allt eftersom belastningen finns längre ut i fältet orsakar den större moment i tvärsnittet. Det kan man lätt inse på influenslinjerna enligt Bilaga2. Förhållandet  $I_2/I_1 = 0.25$  väljs med tanke på att få så lite tvångsmoment som möjligt men just denna siffra är bara en gissning.

Enligt Tabell 3 och 4 visar det sig att om man jämför med samma balkhöjd hela bron då kan man minska kabelkraften dvs. A från 11850 till 9650. På Tabell 4 kan man se den skilnad som blir på påkänningar i fält resp stöd för dem två beräkningsmodellerna. Man har nästan fullt utnyttjad sig av dragpåkänningar och tryck i fält och drag över stöd. Nu är det så att det fall som har beräknats här är bara en gissning. Man kan välja hur som helst många fall med varierande  $I_s/I_f$ . Det ideella fallet är troligen att båda tvärsnitt i fält och över stöd vare fullt utnyttjat med avseende båda på tryck- och dragpåkänningar. Men ändå, att ha kommit på att ha nästan nått de kritiska (tillåtna) påkänningarna för 3 av 4 "möjliga" verkar bra.

### Spännvidder 35+35m; slutsatser om dem olika tvärsnitten

Liten konstruktionshöjd ger i och för sig mindre egentyngd och därför mindre moment från belastningen än annars. På den andra sidan minskar konstruktionshöjden. Det redogörs senare i denna rapport kostnads-sammanställning, se 7.3, för att se vilket tvärsnitt är billigast.

Det visar sig på tvärsnitt med  $h=1.30$  och kabelläge som för  $h=1.20$  att det är ogynnsamt inte att utnyttja sig av tillgänglig konstruktionshöjd i fält.

Med att använda sig av varierande balkhöjd kan man anpassa tvärsnittet bättre till momentfördelningen. Man får ju störst moment över stöd för kontinuerliga broar. Dessutom minskar man tvångsmomentet som ökar på positivt moment i fält. Det visar sig också att i jämförelse med jämt hög balk hela brolängden då visar varierande balkhöjd av samma  $h$  i fält att kabelkraften  $A$  minskas men man betalar det med relativt liten ökning av tvärsnittet över stöd.

### Spännvidder längre än 35+35m

Det är så att om man skulle konstantera något konkret om tvärsnitt på längre spann än 35+35m då behövde man göra datorkörningar för varje fall. Den metoden som här används är som tidigare beskrivs, se 5., är att göra datorkörningar för olika tvärsnittshöjder och då med gynnsammaste placering av kablens för varje fall för spännvidder 35+35m. Granskning av de faktorer som där råder skulle vara vägledning för att hitta på de tvärsnitt, kabelplacering och kabelarea  $A$  för längre spann. Det gjordes några datorkörningar för att se om det hänt något oväntat för längre spann.

Spännvidder 40+40m h=1.60

Här jämförs tvärsnitt som har fullt utnyttjad kabelläge med ett annat som inte har det. Det visar sig att för detta fall med kabelform  $l_2/l_1 = 0.10$  då får man inte kriterium med dragpåkänningar i underkant nära stöd. Det visar att man kan öka på  $l_2/l_1$  därför att det hjälper på påkänningarna i kritiska snittet nära  $0.4 \cdot l_1$  med långtidsförluster. Det visar att för den tvärsnittshöjd är gynnsamsta kabelformet att  $l_2/l_1$  är mellan 0.10 och 0.20. Det är inte oväntat ty om man jämför med spännvidder 35+35m och h=1.60 då väntar man sig ju att allt eftersom tvärsnitt är på längre spann då behövs större kabelkraft dvs. A och då skall  $l_2/l_1$  minska för att få bästa kabelformet.

Spännvidder 40+40m h=1.50 kabelläge som för h=1.40

Det här fallet är likadant det fall när man försökte använda för spännvidder 35+35m, h=1.30 och kabelläge som för h=1.20. Det som händer här är att man försöker minska tvärsnittet och också minska tvångsmomentet och det görs med att lyfta kablén i fält. Det händer inget oväntat när man kommer i håg fallet med spännvidder 35+35m och h=1.30. Ökad kabelkraft upphäver minskningen av tvångsmomentet som det var för h=1.60. Nu har man dessutom minskat hävarmen i fält nära  $0.4 \cdot l_1$ .

Spännvidder 50+50m h=1.60

Här gjordes ett försök med tvärsnittshöjd 1.60 och kabelform  $l_2/l_1 = 0.10$ . Här visar det sig att man närmar sig kriterium med tryckpåkänningar i fält nära  $0.4 \cdot l$  i underkant i uppspanningsstadium. Här hjälper tvångsmomentet på tryckpåkänningarna därför att det i och för sig orsakar drag i det ställe. Här är det inte som för "relativt låga tvärsnitt" att ha kritiska dragpåkänningar i underkant nära stöd i uppspanningsstadium som var för spännvidder 35+35m h=1.20. Nu är det kritiska tryckpåkänningar i snitt 6 i uppspanningsstadium och också över stöd för  $M_{p_{min}}$  med långtidsförluster. Det är inte heller långt från kriterium med dragpåkänningar i snitt 6 med långtidsförluster. Tvångsmomentet ökar på dragpåkänningarna där men också minskar det tryckpåkänningarna i uppspanningsstadium. Det betyder att man inte kan hjälpa på det ena med tvångsmomentet utan att försämra situationen på det andra. Man har inte kommit helt till kriterium med dragpåkänningarna så man kan gå lite gran på det hållit (dvs. öka dem). Om tvångsmomentet ökar då minskar det tryckpåkänningarna både över stöd och i underkant i fält i uppspanningsstadium. Nu har man ty 3 kriterium att ta reda på. Som slutresultat då är det gynnsamt att öka tvångsmomentet lite gran och då med att minska  $l_2/l_1$  som det brukar göras i dem fallen.

Det är inte oväntat att tryckpåkänningar börjar bli kritiska. Ökning av tvärsnittsarean växer långsamt men kabelkraften och därmed normalkraften i tvärsnittet ökar kraftigt. Om man jämför med fallet h=1.20,  $A=5433\text{mm}^2$  med h=1.60,  $A=18108\text{mm}^2$  då har tvärsnittsarean ökat om 19% men kabelarean A om 233%. I änden på bron är tryckpåkänningen enbart från normalkraften för detta fall 8.08 MPa.

Spännvidder 50+50m h=1.60 lättat tvärsnitt

För att se vilken effekt det har att lätta tvärsnittet gjordes datorkörning för  $h=1.60$ , lättat tvärsnitt. Här blir lättningen större procentuellt sett än för  $h=1.40$  som kördes för spännvidder 35+35m, se Tabell 2.

Det visar sig nu likadant som för spännvidder 35+35m att man kan minska erforderlig kabelarea  $A$  jämfört med inte lättat tvärsnitt. Det är också så att man har närmast kriterium med tryckpåkänningar i underkant i fält i uppspanningsstadium. Det är så att egentygden av tvärsnittet verkar mot tryckpåkänningen i underkant i fält. Det är inte i detta sammanhang gynnsamt att lätta tvärsnittet.

Om man jämför de två fallen lättat tvärsnitt och inte lättat tvärsnitt för spännvidder 50+50m då kan man med lättningen få mindre kabelarea  $A$  men på grund av dem höga tryckpåkänningarna i snitt 6 i uppspanningsstadium verkar det så att man inte hinner uppnå längre spann ändå ty kritiska påkänningar är så gott som lika stora vare sig lättat eller inte lättat tvärsnitt.

## 7.2 Brottgränstillstånd

Som tidigare sagts är i detta arbete gjord optimering av spännvidder med avseende på moment. Då gäller att konstruktionen måste kollas båda i bruksgränstillstånd och brottgränstillstånd. Här i detta arbete går huvudvikten ut på att kolla bruksgränstillståndet men det gjordes också några beräkningar för brottgränstillstånd för att se om det skulle eventuellt begränsa möjligheterna med tvärsnitten.

De förutsättningar som gäller finns angivna i 6. Man struntar helt och hållit i den del av tvärsnittet som ligger ovanför konstruktionslinjen se Fig1.

Resultat av beräkningar:

spännv. m	h	snitt	$A_2$ (mm <sup>2</sup> )	moment kapacit. i MPa	aktuellt moment i MPa	akt.mom brott.m %
35+35	1.20	6	11850	15.40	15.51	100.7
"	"	15	"	11.36	6.39	56.3
"	1.60	6	8450	17.02	15.38	90.4
"	"	15	"	14.05	11.21	79.8
50+50	1.60	6	18108	29.40	29.60	100.7
"	"	15	"	23.87	16.54	69.3

Som det visar sig har man kommit till gränsen med spännvidder 35+35m h=1.20 och spännvidder 50+50m h=1.60. Man kan öka momentkapaciteten ytterligare lite gran med slakarmering i de snitt det behövs dvs. i fält. Men ändå verkar det som att man har kommit till kriterium med dem två tvärsnitten.

### 7.3 Kostnadssammanställning

För att kunna jämföra olika tvärsnitt som alla klarar samma spännvidder görs en kostnadssammanställning. Den bygger helt och hållit på enhetsvärden hämtade från data från Statens vägverk på Island. På Bilaga 14 visas en sådan sammanställning. Man har försökt ta med alla faktorer som ingår i överbyggnad av en bro. Det används isländska kronor. Den här sammanställningen är bara för jämförelses skull procentvis därför att vissa index kan komma till innan det slutliga priset erhålles. Man har tagit med alla viktigaste faktorerna för överbyggnad (det antas samma slakarmering hela tiden) för att kunna se hur stor skillnaden är procentvis av kostnaden vid hela överbyggnaden.

Kostnadsjämförelse för spännvidder 35+35m:

alt.	h	A (mm <sup>2</sup> )	tusen isl kr/m	kostnad av alt 1
1	1.60	8750	25.47	100.00 %
2	1.40	10500	25.33	99.45 "
3	1.30 *1	12700	25.99	102.04 "
4	1.20	11850	25.04	98.31 "
5	1.40 *2	10000	24.76	97.21 "
6	1.20-1.80	9658	24.16	94.86 "

\*1 : inte fullt utn. kabelläge      \*2 : lättat tvärs.

I fall jämnt högt tvärsnitt hela brolängden då blir tvärsnittet billigare allt eftersom det blir lägre.

Det är billigast att använda varierande balkhöjd. Det är billigare än att använda lättat tvärsnitt och troligen mycke enklare med avseende på arbetsutförande än lättning med ursparringar ur balksidor.



Det gjordes ytterligare kostnadsjämförelse för spännvidder 50+50m h=1.60 både lättat och inte lättat tvärsnitt. De priser som erhöles var 29.66 resp 28.63 t kr/m. Det skiljer då 3.5% vad lättningen är billigare jämfört med 2.3% i fall spännvidder 35+35m h=1.40. Det är som väntat att lättningen gör mera när tvärsnittet blir högre och större del av det sparas enligt den ursparring som har här förslagits, se Fig2.

Med att ta ursparrinar ur balksidorna fås lättare tvärsnitt och ty mindre kabelkraft. Man sparar ty båda betong och spännstål. Det betyder att vid kostnadsjämförelse är gynnsamt att använda sig av sådant tvärsnitt. Man måste då komma i håg att det kräver mera kompliserat arbetsutförande. Sedan kan det vara att det vare ogynnsamt att minska tvärkraft- och vridningskapaciteten men det kollas inte här.

## 8. SLUTSATSER

### 8.1 Jämt högt tvärsn. hela bro läng. enl. huv. typ 1, se Fig 3 i 2.

- 1) Förhållandet  $l_2/l_1$  skal man minska eftersom man har mindre kabelkraft.
- 2) I fall "relativt lågt tvärsnitt" (men normalkraften inte allt för dominerande som i tvärsnittet i 5)) heller som för spännvidder 35+35m och 1.20 då blir kritiskt med dragpåkänningar i underkant i fält med långtidsförluster och också dragpåkänningar i underkant nära stöd i uppspanningsstadium.
- 3) I fall "relativt högt tvärsnitt" (man kan också uttrycka det som "inte stor kabelkraft") som man har för spännvidder 35+35m  $h = 1.60$  då blir kritiskt med dragpåkänningar i underkant i fält och i överkant över stöd med långtidsförluster.
- 4) Det är lönsamt att utnyttja sig av som lägst tvärsnittshöjd, se 7.3.
- 5) I fall "mycket långa spann och kabelkraften mycket stor" som för spännvidder 50+50m  $h = 1.60$  då bli tryckpåkänningar kritiska. Det är i underkant i fält i uppspanningsstadium och i underkant över stöd med långtidsförluster.
- 6) För mycket långa spann som 50+50m med  $h = 1.60$  behöver man inte bekymra sig över dragpåkänningar nära stöd i uppspanningsstadium och därför behöver man inte gå lika långt när med  $l_2/l_1$  som för kortare spann.
- 7) Det är inte gynnsamt inte att fullt utnyttja sig av konstruktionshöjden i fält som visar sig för spännvidder 35+35m  $h = 1.30$  men kabelläge enl. tvärsnittshöjd  $h = 1.20$ .
- 8) Brottgränstillstånd blir kritiskt samtidigt som tvärsnittet har kommit till gränsen med att klara spännvidden i bruksgränstillståndet, se 7.2

## 8.2 Jämnt högt lättat tvärsnitt hela bro längden enl. huv. typ 2

- 1) Det gäller i stort sätt samma med  $l_2/l_1$  som för inte lättat tvärsnitt.
- 2) Kritiska snitt blir som för inte lättat tvärsnitt.
- 3) Man får procentvis större lättning allt eftersom tvärsnittet blir större och man når då procentvis mer minskning av kabelkraften.
- 4) Det visar sig när man jämför datorkörningar för spännvidder 35+35m  $h=1.60$  inte lättat tvärsnitt och lättat tvärsnitt att lättningen verkar ogynnsamt på tryckpåkänningar i underkant på fält i uppspanningsstadium så det verkar så att man inte uppnår längre spannlängder med lättningen.

## 8.3 Varierande balkhöjd enligt huvudtyp 3

- 1) Här spelar tvångsmomentet inte lika stor roll som för jämt höga tvärsnitt.
- 2) Det verkar bra att använda sig av kritisk tvärsnittshöjd för jämnt högt tvärsnitt (eventuellt lägre) och  $I_s/I_f=3$ .
- 3) Det kan inte förutsättas samma momentfördelning som för jämt höga tvärsnitt, se Tabell 4. Skilnaden är inte stor utom för tvångsmomentet där ökar det jämfört med beräkningsmodell med konstant EI.
- 4) Det visas, se 7.3 att varierande balkhöjd ger billigaste alternativet av dem som beräknades för spännvidd 35+35m.
- 5) För spännvidder 35+35m gav tvärsnitt med varierande balkhöjd det minsta A (dvs. nödvändig kabelkraft). Man kan ty tro att man når längre spann med det tvärsnittet än med jämt höga tvärsnitt eftersom då visar sig vara dimensionerande de stora tryckpåkänningar från normalkraften som kablerna ger.

9 LITTERATUR

- /1/ Durchlaufträger Einfl.lin. und Mom.lin.  
Ernst Zellerer 1967
- /2/ BYGG del 3 3. upplaga  
AB byggmästarens forlag 1969
- /3/ BYGG del 9 3. upplaga  
AB byggmästarens forlag 1966
- /4/ Spannbetong fur die praxis  
Frits Leonhardt 1962
- /5/ Vorlesung uber massivbau, spannbetong  
Frits Leonhardt 1980
- /6/ Design of prestressed concrete structures  
T. Y. Lin sec. etd. 1978
- /7/ Design of prestressed concrete  
Arthur H. Nilson 1978
- /8/ Betonghandboken, konstruktioner  
Svensk byggtjänst 1980
- /9/ Byggnadsstatik för ingenjörskolan 3  
K. Röne/ K.J. Vangestad 1973

10 BILAGOR

1. Nordisk trafiklast.
2. Influenslinjer och N.V.F. för spännv. 35+35m.
3. Schema för beräkning av moment.
4. Kabelkurvor för spännvidder 25+25m.
5. " " " 35+35m.
6. Momentkurvor " " 25+25m.
7. " " " 35+35m.
8. Konstruktionsvilkor för plasering av förankering.
9. Arberskurva för spännstål.
10. " " "
11. Eksempel på datorutskrift BRU1
12. " " " BRU2
13. " " " BRU3
14. Eksempel på kostnadsberäkning.

2.1.1.1 Ekvivalentlast typ 1

Ekvivalentlast typ 1 består av en jämnt fördelad last,  $p = 9 \text{ kN/m}$  ( $0,9 \text{ Mp/m}$ ), och en lastgrupp, bestående av tre axeltryck om  $210 \text{ kN}$  ( $21 \text{ Mp}$ ) med axelavstånden  $\geq 2,5 \text{ m}$  och  $\geq 6,0 \text{ m}$ . Lasten  $p = 9 \text{ kN/m}$  ( $0,9 \text{ Mp/m}$ ) är jämnt fördelad över lastfältets bredd, vilket ger ytlasten  $3 \text{ kN/m}^2$  ( $0,3 \text{ Mp/m}^2$ ).

Axeltrycket består av två hjultryck om  $105 \text{ kN}$  ( $10,5 \text{ Mp}$ ) med ett centrumavstånd av  $2,0 \text{ m}$ . Hjultryckets lastyta är en rektangel med sidorna  $0,2 \text{ m}$  i körbanans längdriktning och  $0,6 \text{ m}$  i dess tvärriktning. Hjultrycken står symmetriskt i lastfältet. Se fig 1.

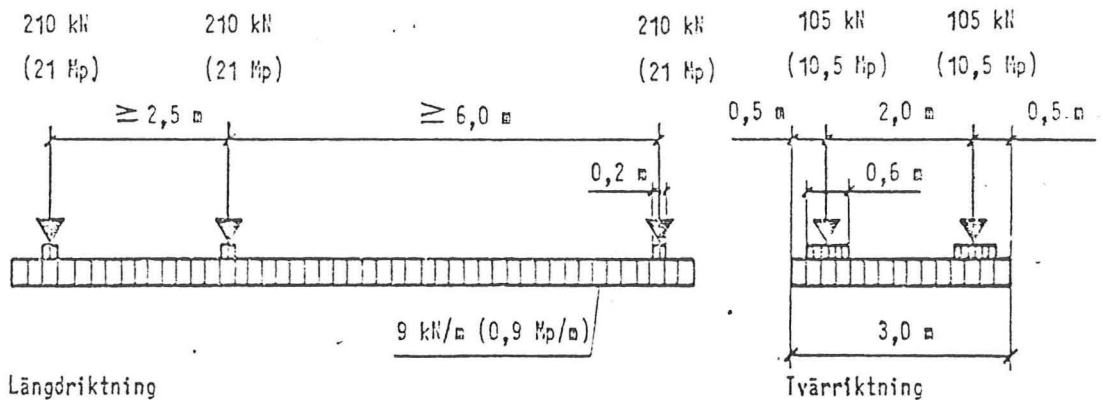


Fig 1. Ekvivalentlast typ 1

Antal lastfält väljs enl 2.1.1 så att ogynnsammaste inverkan erhålls. Högst två lastfält belastas med lastgrupp.

Lastfälten placeras på ogynnsammaste sätt i bronns tvärriktning inom hela det för körtrafik tillgängliga området (inkl vägrenar och andra ytor i körbanans plan). De delar av detta område, som faller utanför lastfälten, ges ingen trafiklast. Fig 2 visar exempel på placering av lastfält.

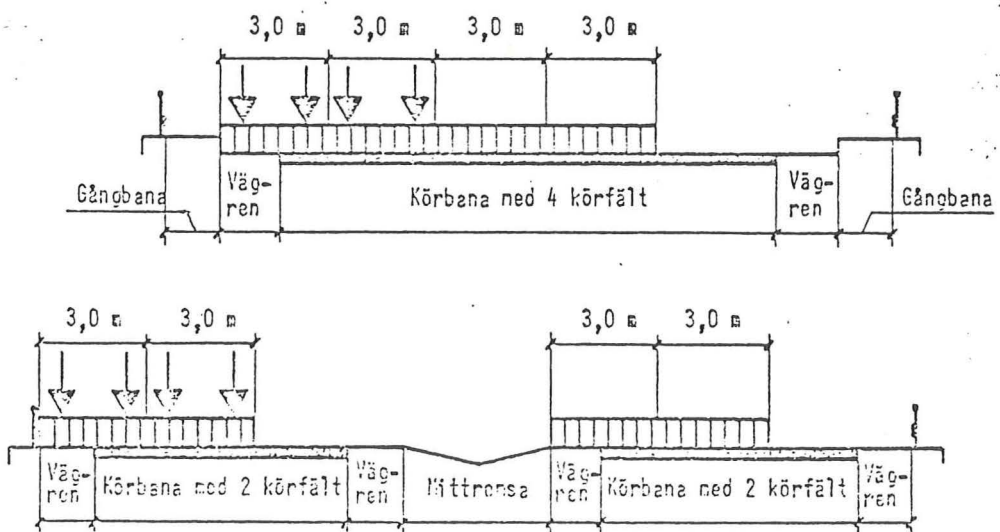
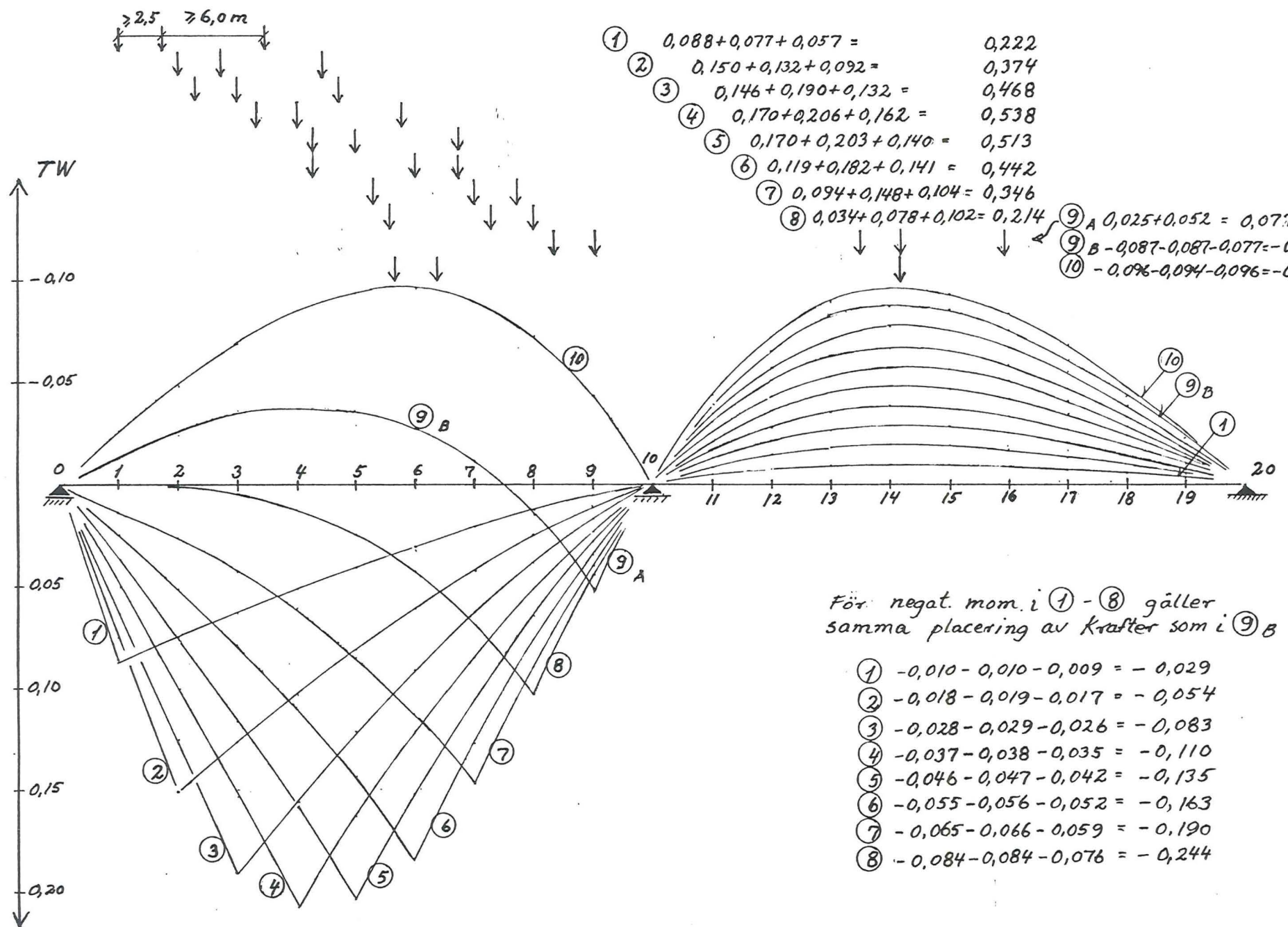


Fig 2. Exempel på placering av lastfält

INFLUENSLINJER FÖR MOMENT FÖR 2 SPANN  
 SAMT PLACERING AV KRAFTER FRÅN A.N.  
 FÖR BERÄKNING AV MAX RESP MIN MOM.



①	$0,088 + 0,077 + 0,057 =$	0,222
②	$0,150 + 0,132 + 0,092 =$	0,374
③	$0,146 + 0,190 + 0,132 =$	0,468
④	$0,170 + 0,206 + 0,162 =$	0,538
⑤	$0,170 + 0,203 + 0,140 =$	0,513
⑥	$0,119 + 0,182 + 0,141 =$	0,442
⑦	$0,094 + 0,148 + 0,104 =$	0,346
⑧	$0,034 + 0,078 + 0,102 =$	0,214
⑨ <sub>A</sub>	$0,025 + 0,052 =$	0,077
⑨ <sub>B</sub>	$-0,087 - 0,087 - 0,077 =$	-0,251
⑩	$-0,096 - 0,094 - 0,096 =$	-0,286

För negat. mom. i ① - ⑧ gäller samma placering av krafter som i ⑨<sub>B</sub>

①	$-0,010 - 0,010 - 0,009 =$	-0,029
②	$-0,018 - 0,019 - 0,017 =$	-0,054
③	$-0,028 - 0,029 - 0,026 =$	-0,083
④	$-0,037 - 0,038 - 0,035 =$	-0,110
⑤	$-0,046 - 0,047 - 0,042 =$	-0,135
⑥	$-0,055 - 0,056 - 0,052 =$	-0,163
⑦	$-0,065 - 0,066 - 0,059 =$	-0,190
⑧	$-0,084 - 0,084 - 0,076 =$	-0,244

TOTALS PKT	SVITT NR.	AVSTÅND FRÅN ÄNDA	$M_g$		$M_p^-$		$M_p^- \downarrow$		$M_{min}$	$M_p^+$		$M_p \downarrow$		$M_{max}^+$	INFLUENSII. FÖR MELLANST.	
			TW	$g \cdot L^2$	TW	$*p \cdot L^2$	TW	$*P \cdot L$	VÄRDE	TW	$*p \cdot L^2$	TW	$*P \cdot L$	VÄRDE	TW	$*L$
			0.0783 \cdot 35^2		0.009 \cdot 35^2		0.219 \cdot 35			0.009 \cdot 35^2		0.210 \cdot 35				$\times 35$
	1	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	2	0.55	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	3	4.05	0.0325	3.125	-0.0062	-0.0684	-0.029	-0.213	-0.281	0.0387	0.427	0.222	1.632	2.059	-0.0248	-0.868
2	4	7.55	0.0550	5.289	-0.0125	-0.1378	-0.054	-0.397	-0.535	0.0675	0.744	0.374	2.749	3.493	-0.0480	-1.660
3	5	11.05	0.0675	6.491	-0.0187	-0.2062	-0.083	-0.610	-0.816	0.0862	0.950	0.468	3.440	4.350	-0.0683	-2.391
4	6	14.55	0.0700	6.731	-0.0250	-0.2756	-0.110	-0.809	-1.085	0.0950	1.047	0.538	3.954	5.001	-0.0840	-2.910
5	7	18.05	0.0625	6.010	-0.0312	-0.3439	-0.135	-0.992	-1.336	0.0937	1.033	0.573	3.771	4.804	-0.0938	-3.283
6	8	21.55	0.0450	4.327	-0.0375	-0.4134	-0.163	-1.198	-1.611	0.0825	0.910	0.442	3.249	4.159	-0.0960	-3.360
7	9	25.05	0.0175	1.683	-0.0437	-0.4818	-0.190	-1.397	-1.879	0.0612	0.675	0.346	2.543	3.218	-0.0893	-3.126
	10	26.80		-0.120					-2.112					2.561		-2.823
8	11	28.55	-0.0200	-1.923	-0.0500	-0.5513	-0.244	-1.793	-2.344	0.0300	0.331	0.214	1.573	1.904	-0.0720	-2.520
	12	30.30		-4.207					-2.467					1.235		-2.009
9	13	32.05	-0.0675	-6.491	-0.0675	-0.7442	-0.251	-1.845	-2.589	0.0	0.0	0.077	0.566	0.566	-0.0428	-1.498
	14	33.80		-9.266					-3.043					0.283		-0.749
10	15	35.55	-0.1250	-12.020	-0.1250	-1.3781	-0.286	-2.102	-3.496	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0

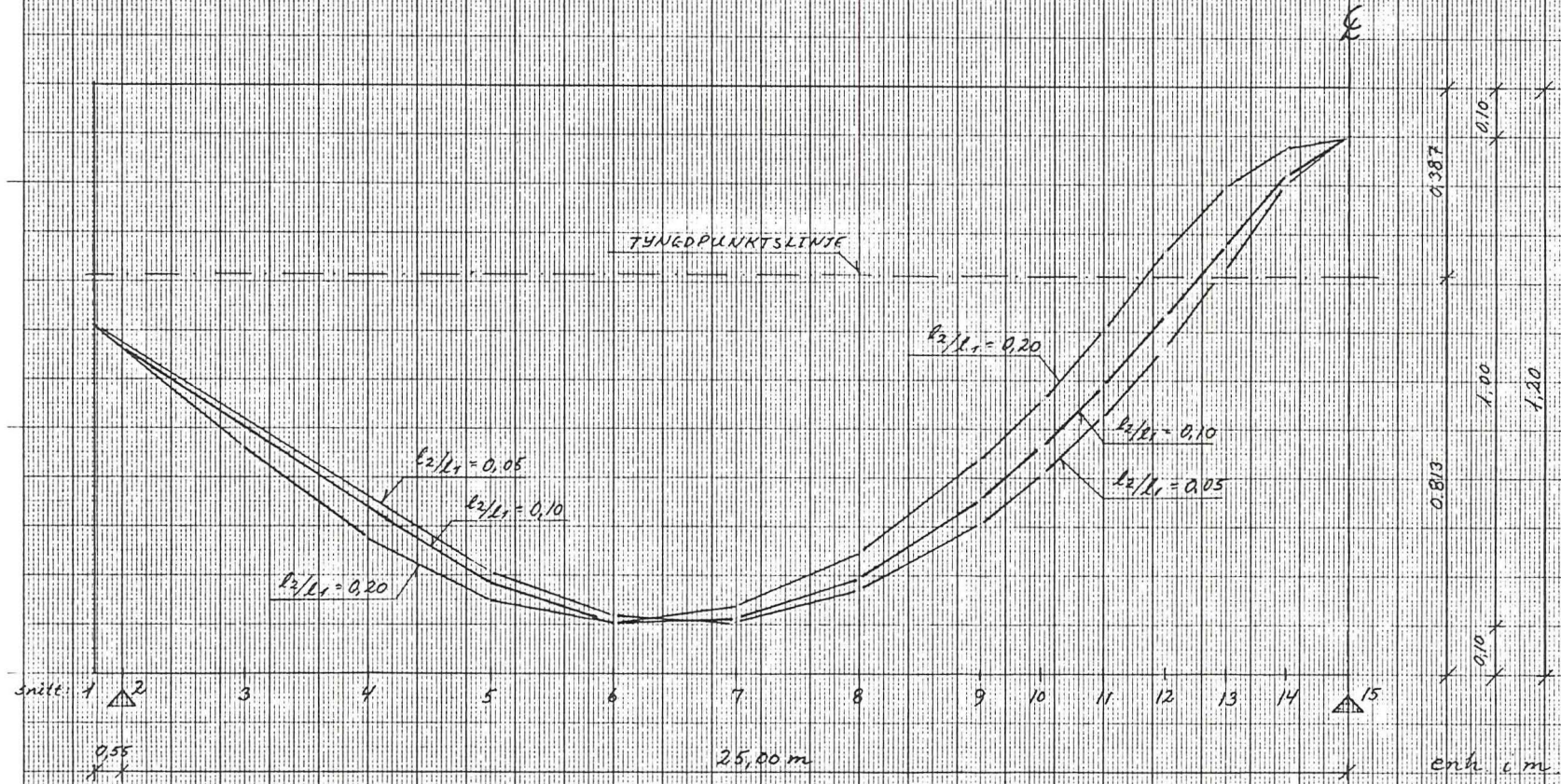
$h = 1.60m$

spann L.  $35 + 35m$



2 SPANN 25+25 = 50 m  
 KABELLÄGE (förställd skala)

A 3 2971420 mm



$l_2/l_1$

KABELNS AVSTÅND FRÅN TYNGDPUNKT

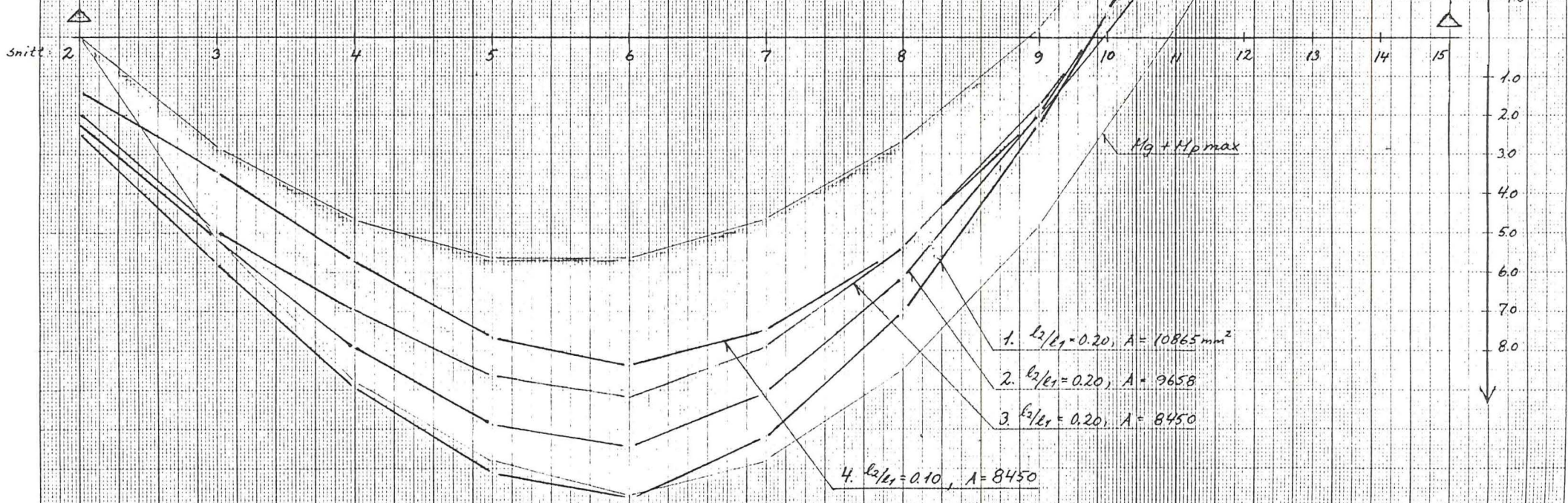
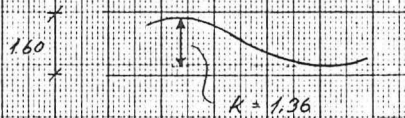
0.20	0.10	0.15	0.29	0.45	0.606	0.696	0.709	0.665	0.505	0.405	0.287	0.149	0.008	-0.187	-0.287
0.103	0.143	0.356	0.479	0.667	0.704	0.680	0.569	0.378	0.254	0.109	0.055	0.183	0.261	0.287	0.287
0.15															

FÖR  $l_2/l_1 = 0.10$  OCH  $0.05$  I  
 SNITT 1, 2, 3, 4 ÄR KURVAN GRAFISKT BESTÄMD.

MADE IN GERMANY

2 SPANN, 35+35 = 70 m

MOMENTLINJOR FRÅN BELASTNING OCH KABLER (utan långtidsförlust.)  
 MOMENT FRÅN KABLEN MED OMVÄNT TECKEN FÖR JÄMFÖR SKULL.

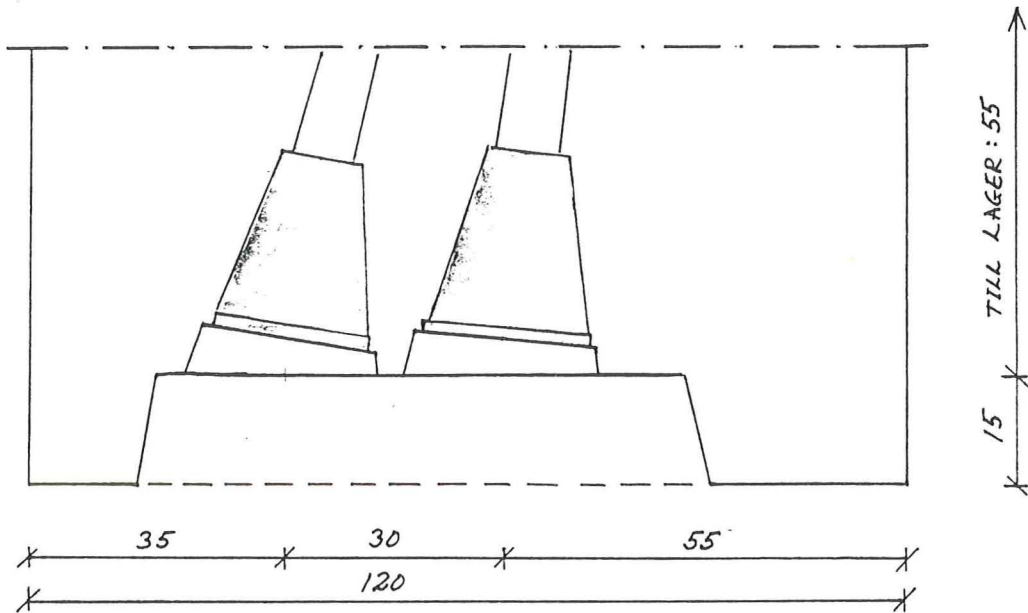


132021-031A1b-1.1 mm

PLACERING AV FÖRANKRING I BROÄNDA.

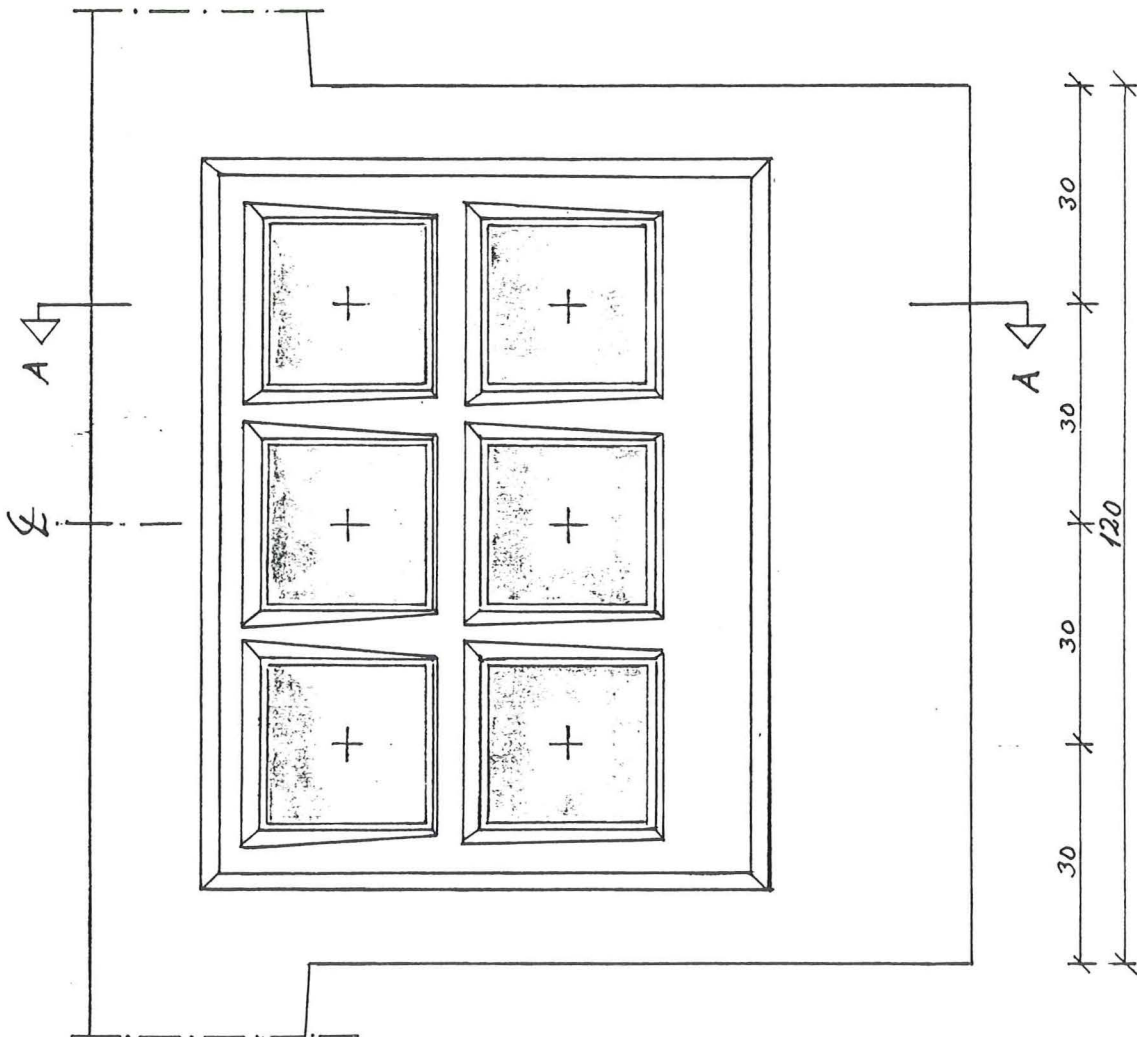
UTRUSTNING FRÅN CCL U3.

SNITT A-A 1:100



enh. i cm.

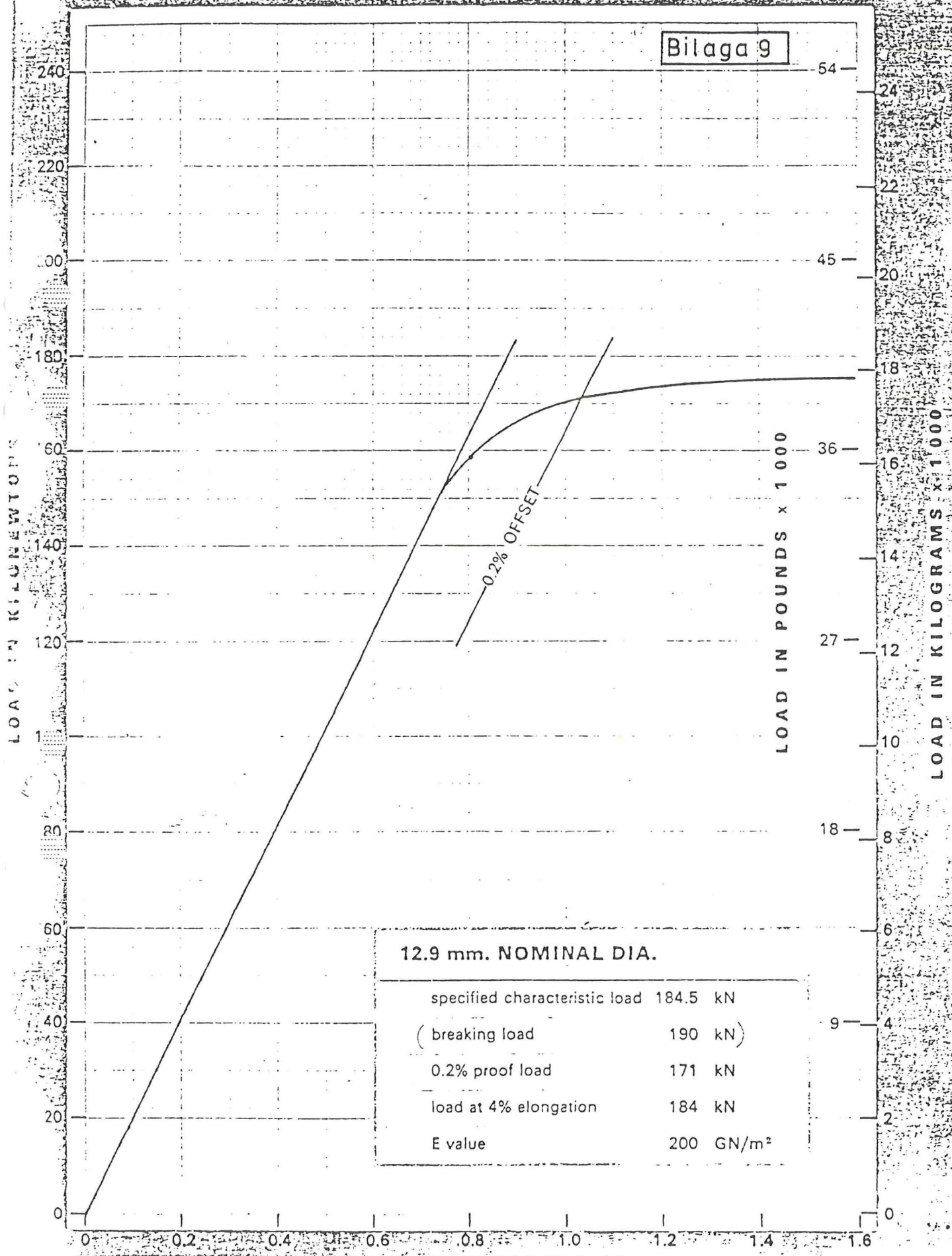
SETT PÅ ÄNDA AV BRON 1:100



TYPICAL LOAD/EXTENSION GRAPH

Super STABILIZED Strand

Bilaga 9

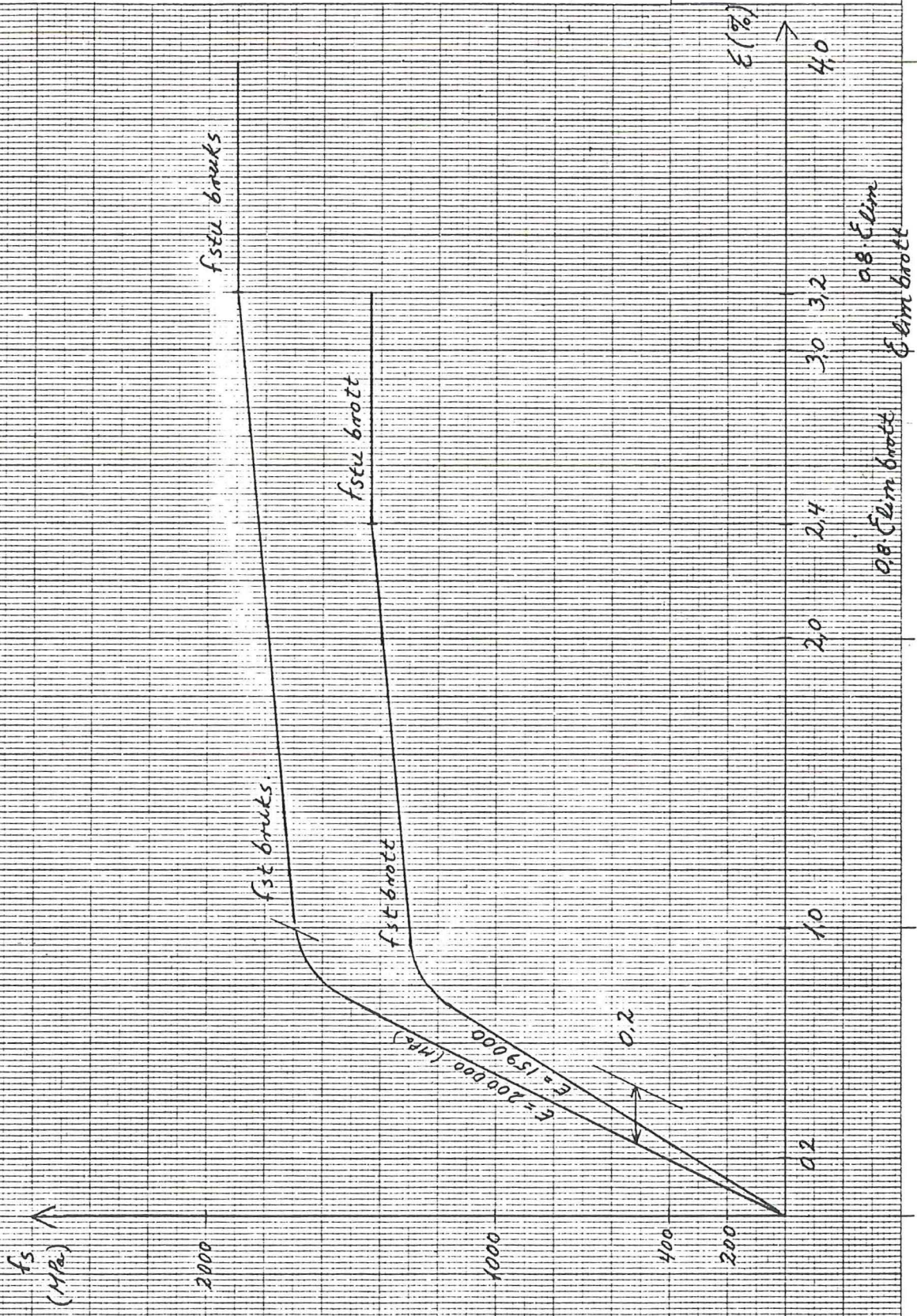


LOAD IN KILOWEIGHTS

LOAD IN POUNDS x 1000

LOAD IN KILOGRAMS x 1000

# ARBETSKURVA FÖR SPÄNNSTÅL:



RESULT DAT 1 + RESULT DAT 2 + RESULT DAT 3

841001

KAPALHNEPPI 1 FRÖ SNIÐI 1 AÐ 29

SPENNT FRA SNIÐUM 1 OG 29

SPENNA I KAPLI VIÐ UPPSPENNU SO = 1520.00 MPa  
ÁVERSKURÐARFLATARMÖL KAPALS A = 8750.0 fermm  
FJAÐURSTUÐULL SPENNIARÖÐAR EA = 200000. MPa  
NUNINGSMÖTSTAÐA I KAPLI MU = 0.25  
NUNINGSMÖTSTAÐA I KAPLI K = 0.00250 rad/m  
LÖSTAP DLK = 0.008 m

HAFLENGDIR (m) : 35.00 35.00  
LENGD MILLI ENDAÐSETA = 70.00 m

ÐSETA I SNIÐI	ÁVINGUNAR- VÁGI MV' MNm	ÐSETUKR. FRÖ MV' MN	HORNSNUNINGUR FRÖ MV' ALFA rad
2	0.00	0.16	
15	5.55	-0.32	
28	0.00	0.16	

VEGAGERÐ RIKISINS  
FORRIT BRU 3-180483

BRU 8 LOKAVERKEFNI

REIKNAD : 1-OCT-84, BALDUR TORVALDSSON  
LANGSNIÐSFORM : 2 HÖF, 2 HÖF 35+35m H=1.60  
AVERSNIÐSFORM : NR. 1, SAMKVAMT VALI HÖNNUÐAR

SPENNUREIKNINGAR :

T = 0

NR	FJARLAGÐ FRÖ BRUAR- ENDA X m	HÁÐ BITA H m	SPENNUR FRÖ KAPLI (M=0)		SPENNUR FRÖ KAPLI +EIGINÁ.		SPENNUR FRÖ KAPLI +EIGINÁ. +P-MIN		SPENNUR FRÖ KAPLI +EIGINÁ. +P-MAX	
			SO MPa	SN MPa	SO MPa	SN MPa	SO MPa	SN MPa	SO MPa	SN MPa
1	0.000	1.600	-2.7	-5.9	-2.7	-5.9	-2.7	-5.9	-2.7	-5.9
2	0.550	1.600	-2.4	-6.5	-2.4	-6.5	-2.4	-6.5	-2.4	-6.5
>-	<	<>	<>	<>	<>	<>	<>	<>	<>	<>
3	4.050	1.600	-0.7	-10.2	-2.9	-6.0	-2.7	-6.4	-4.3	-3.2
4	7.550	1.600	1.1	-13.8	-2.7	-6.6	-2.3	-7.3	-5.2	-1.9
5	11.050	1.600	2.2	-16.2	-2.4	-7.4	-1.8	-8.6	-5.5	-1.6
6	14.550	1.600	2.5	-17.0	-2.3	-7.9	-1.5	-9.3	-5.8	-1.1
7	18.050	1.600	1.6	-15.2	-2.6	-7.1	-1.7	-8.9	-6.0	-0.6
8	21.550	1.600	-0.1	-11.7	-3.2	-5.8	-2.0	-8.0	-6.1	-0.2
9	25.050	1.600	-2.8	-6.4	-3.9	-4.2	-2.6	-6.7	-6.2	0.2
10	26.800	1.600	-4.4	-3.2	-4.3	-3.4	-2.8	-6.3	-6.1	0.1
11	28.550	1.600	-6.2	0.3	-4.8	-2.3	-3.2	-5.4	-6.2	0.3
12	30.300	1.600	-8.2	4.2	-5.2	-1.5	-3.5	-4.8	-6.1	0.2
13	32.050	1.600	-9.7	7.4	-5.1	-1.4	-3.3	-4.9	-5.5	-0.7
14	33.800	1.600	-10.7	9.3	-4.1	-3.2	-2.0	-7.3	-4.3	-2.8
15	35.550	1.600	-11.1	10.2	-2.6	-6.0	-0.1	-10.7	-2.6	-6.0
>-	<	<>	<>	<>	<>	<>	<>	<>	<>	<>
16	37.300	1.600	-10.7	9.3	-4.1	-3.2	-2.0	-7.3	-4.3	-2.8
17	39.050	1.600	-9.7	7.4	-5.1	-1.4	-3.3	-4.9	-5.5	-0.7
18	40.800	1.600	-8.2	4.2	-5.2	-1.5	-3.5	-4.8	-6.1	0.2
19	42.550	1.600	-6.2	0.3	-4.8	-2.3	-3.2	-5.4	-6.2	0.3
20	44.300	1.600	-4.4	-3.2	-4.3	-3.4	-2.8	-6.3	-6.1	0.1

>LEGA 2

Bilaga 13

>LEGA 2

# KOSTNADSBERÄKNING.

L: 35+35=70m , L<sub>tot</sub>: 1+70+1=72m , BALKHÖJD : 1,60m

FORMYTA : 8,8 m<sup>2</sup>/m , BETONG : 3,13 m<sup>3</sup>/m , SLAKARMER.: 150 kg/m

SPÄNNSTÅL : 7,25 st. A: 8750 mm<sup>2</sup>  
L: 74m ; 5,18 tn

MÄNGD PER ENH FRÅN: april 1980  
PRISER " " " juni 1984

	ARBETE						MASKINARBETE			MATERIALKOSTN.				TOTALKOSTN.	
	ENHET	MÄNGD	TIM./ ENH.	KOSTN./ TIM.	INDEX	KR./ ENH.	KOSTN./ ENH.	INDEX	KR./ ENH.		KOSTN./ ENH.	INDEX	KR./ ENH.	KR./ ENH.	IUSEN KR.
FORM- SÄTTNING	m <sup>2</sup>	634	2,7	13,09	8,79	311			*2	0,33-0,070 * 644	14,88	12,06	179	490	310,7
FORM- RIVNING	m <sup>2</sup>	"	0,9	"	"	104								104	65,9
SLAK- ARMERING	tn	10,8	65	"	"	7480					2334	"	28150	35629	384,8
SPÄNN- ARMERING	m	537	0,9	"	"	104					7,27	"	88	192	103,1
	st	7,25	25	"	"	2876	31,40	12,25	385	*2	280	"	6754	10015	72,6
	tn	5,18	2	"	"	230	52,36	"	641		2334	"	28150	29021	150,3
BETONG	m <sup>3</sup>	225	280	"	"	322	29,49	"	361		98,18	"	1184	1867	420,1
	tn *1	84									322	"	3883	3883	326,2

\*1 : 0,375 tn sement/m<sup>3</sup> betong

\*2 : 2/3 delar återvinning; 0,070 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>  
644 Kr/m<sup>3</sup>

Σ 1.834

d.v.s. 25,47 tkr/m