

EXAMENSARBETE

ETT STUDIUM AV SPRICKOR  
I BETONGKONSTRUKTIONER

ÅKE NORELIUS

## I N N E H Å L L S F Ö R T E C K N I N G

1. BAKGRUND OCH SYFTE	1
2. UNDERSÖKNINGSMETODER OCH RESULTAT	2 - 3
3. BERÄKNINGAR	4 - 5
3.1 Beräkningar med avseende på statisk last	6 - 9
3.2 Krympningsberäkningar alt. 1	10
3.3 Krympningsberäkningar alt. 2	11
3.4 Krympningsberäkningar alt. 3	12
4. DISKUSSION OM BERÄKNINGSRESULTAT	13 - 14
5. REKOMMENDATIONER	15
6. SLUTORD	16

Bilagor 1:1 - 1:14

Bilagor 2:1 - 2: 7

Bilagor 3:1 - 3: 6

Bilagor 4:1 - 4: 5

Bilagor 5:1 - 5: 5

Ritningar 1 - 2

Skisser 1 - 4

## 1. BAKGRUND OCH SYFTE

År 1978 - 1979 byggdes Malmö kommuns avloppsreningsverk i Sjölanda ut för att även omfatta kemisk rening. Därvid uppfördes en efterfällningsanläggning, i fortsättningen kallad Z-byggnaden, och en mellansedimenteringsanläggning, i fortsättningen kallad Y-byggnaden.

Dessa konstruerades och dimensionerades av Scandiaconsult AB, Malmö.

Redan under byggnadstiden och under provtryckningar av konstruktionerna upptäcktes sprickor i betongkonstruktionerna. Vatten läckte in genom många sprickor, dock i varierande mängder. På två ställen var sprickorna av den storleken att de måste tätas. Detta inträffade dock i delar av byggnaderna som ej har studerats här.

I detta examensarbete har endast sprickor i väggskivor studerats.

Avsikten är att bringa klarhet i varför sprickorna i dessa har uppkommit samt att bedöma om sprickbildningen i anläggningarna är acceptabel eller ej med avseende på byggnadsdelarnas vattentäthet.

Andra aspekter, exempelvis risk för korrosion av armeringen, har ej beaktats.

De byggnadsdelar som undersökts är följande:

- 1) Långväggar till sedimenteringsbassänger ( gäller både Z- och Y-byggnaden).
- 2) Inre kortvägg till sedimenteringsbassänger (gäller endast Z-byggnaden)

## 2. UNDERSÖKNINGSMETODER OCH RESULTAT

Sprickkarteringen utfördes under tiden augusti - oktober 1979.

Då hade samtliga bassänger provtryckts, således borde samtliga sprickor som orsakats av statisk last utbildats.

Karteringen har utförts okulärt, hjälpmedel endast måttband och lupp för att mäta sprickvidden.

Vid tidpunkten för mätningarna hade väggarna gjutits ca 20 - 50 veckor innan och vattenplattorna ytterligare 12 - 15 veckor tidigare.

Sprickornas placering i plan finns utmärkta på ritning 1 för Z-byggnaden och på ritning 2 för Y-byggnaden.

Dessa ritningar uppgjordes av Scandiaconsult vid projekteringen av anläggningarna.

Sprickorna är numrerade med nr. 1 - 133 för sprickor i Z-byggnaden och med nr. 201 - 338 för sprickorna i Y-byggnaden. Sprickorna redovisas i tabellform i bilaga 1:1 - 1:14.

Sprickorna i servicegångarna i Z-byggnaden (utrymmena 21 - 24 enl. ritn. 1) uppvisar ett speciellt mönster. Jag har därför redovisat dessa i elevation på skiss 1 - 4.

Vid karteringen ställer man sig ofta frågan vad en viss spricka kan bero på. Det finns ju flera tänkbara orsaker, exempelvis statisk belastning, krympning, imperfektionismer vid gjutning eller armering m.m.

Man kan utan större problem räkna ut om en spricka uppkommit av statisk last eller av krympning, dvs. räkna ut om betongens draghållfasthet är uppnådd. Vid krympningsfallet måste man dock i viss mån förenkla beräkningen, dvs. göra vissa förutsättningar.

Vid karteringen har jag tyckt mig kunna "dela upp" sprickorna i tre huvudgrupper:

1) Lodräta eller nästan lodräta sprickor, som börjar vid bottenplattan och slutar på varierande höjd över denna.

2) Sprickor som börjar i hörnet av en ursparing och går därifrån uppåt med varierande vinkel.

Dessa sprickor finns endast i servicegångarna i Z-byggnaden.

3) Sprickor som uppträder i gjutfogar eller där gjutningen ej varit fullgod.

I båda Z- och Y-byggnaden finns flera temporära krympfogar, vilka är inritade på skisserna och ritningarna.

I de flesta av dessa förekommer sprickor, vilket ju är normalt i fogar. Genomläckning av vatten borde dock inte förekomma om fogbanden är anbringade på ett riktigt sätt, vilket ej alltid varit fallet.

### 3. BERÄKNINGAR

Detta kapitel innehåller beräkningar av två slag, dels för att kontrollera om betongens böjdraghållfasthet har uppnåtts på grund av statisk last (3.1), dels om böjdraghållfastheten uppnåtts på grund av betongens krympning (3.2 - 3.4).

Beräkningarna i 3.1 är utförda för hand med hjälp av beräkningsmodeller i handboken BYGG, kapitel 166.

Beräkningarna i 3.2 är utförda för hand enligt en beräkningsmodell hämtad från kompendiet "BÄRANDE KONSTRUKTIONER FK II, BETONGBYGGNAD", av Erik Plem, Institutionen för Byggnadsstatik vid Lunds Tekniska Högskola, 1976.

Beräkningarna i 3.3 är mycket enkla och bör ses som ett komplement till de övriga beräkningarna.

Beräkningarna i 3.4 är gjord med dator för väggen mellan en servicegång och tre sedimenteringsbassänger i Z-byggnaden.

Eftersom nästan samtliga sprickor är lodräta eller så gott som lodräta, har endast eventuell förekomst av sådana beräknats. (Detta gäller ej servicegångarna i Z-byggnaden)

Sex fall har studerats.

Nedan följer en uppräkningslista av beteckningar på de olika fallen. Dessa beteckningar kommer att användas i fortsättningen.

#### Fall Z 1

Vägg mellan servicegång och sedimenteringsbassäng.

Fall Z 2

Vägg mellan sedimenteringsbassänger

Fall Z 3

Yttervägg till sedimenteringsbassäng

Fall Z 4

Innervägg till sedimenteringsbassäng

Fall Y 1

Vägg mellan bassänger

Fall Y 2

Yttervägg till bassänger

### 3.1 BERÄKNINGAR MED AVSEENDE PÅ STATISK LAST

#### Materialförutsättningar

Betong : Btg I Std K 400 T, grupp C, vattentät (enl. ritning)  
Provningresultaten har dock visat, att betongen i de allra flesta fall haft en kubhållfasthet av 50 - 60 MPa.  
Ett kubhållfasthetsvärde på i genomsnitt 55 MPa har antagits.

Armering: Ks 40 eller Ks 40 S. Hållfasthetsvärden enligt betongnorm.

Täck-  
skikt : Mot mark 50 mm, i övrigt 30 mm

#### Lastförutsättningar

Vid inre bassängväggar endast vattenlast, vid ytterväggar även jordlast.  
Grundvattennivån som använts i beräkningarna är MHW (maximal högvattennivå),  
+ 2.0 m, för att vara på den säkra sidan.

Beräkningarna av de aktuella momenten återfinns på bilagar 2:1 - 2:7  
Dessa betecknas  $M_i$  (inspänningsmoment) och  $M_f$  (fältmoment) och är införda i  
tabellerna på de kommande sidorna som jämförelse med  $M_s$  (sprickmoment).

Som synes är de aktuella momenten i samtliga fall mindre än sprickmomenten,  
vilket tyder på att sprickorna ej uppkommit av den statiska belastningen.



BERÄKNING AV SPRICKMOMENT ENLIGT B7

Här följer en kontroll om betongens böjdraghållfasthet,  $\sigma_{bd}$ , är uppnådd på grund av statisk belastning.  $\sigma_{bd}$  finns angivet i tabell 2:21 i B7 för olika hållfasthetsklasser. Föreskriven betongkvalitet är K400, dock har prover visat att betongkvaliteten snarare är K550. Nedan räknas för fullständighetens skull sprickmomenten för båda kvaliteterna ut.

$$K400 : \sigma_{bd} = 3.4 \text{ MPa}$$

$$K550 : \sigma_{bd} = 4.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6M}{bh^2} \Rightarrow M = \frac{\sigma bh^2}{6}$$

$\sigma = \sigma_{bd}$ , sättes in i kPa (M i kNm)

$$b = 1.0 \text{ m}$$

h = konstruktionens tjocklek i meter

Fall	Z 1	Z 2	Z 3	Z 4	Y 1	Y 2	enhet
h	0.35	0.25	0.30	0.30	0.35	0.40	m
$M_s$ (K400)	69.4	35.4	51.0	51.0	69.4	90.7	kNm
$M_s$ (K550)	81.7	41.7	60.0	60.0	81.7	106.7	kNm
$M_i$	32.6	17.7	22.8	12.5	14.1	<<14.1	kNm
$M_f$	11.2	8.9	11.4	2.3	7.1	<<7.1	kNm

BERÄKNING AV SPRICKMOMENT ENLIGT BBK

Dessa beräknas med hjälp av formlerna (4-3) och (2-5) i BBK. Även här räknas värdena för både K40 och K55 ut.

Formel (2-5) :  $f_{ct} = f_{ctk}/1.0$  (bruksgränstillstånd)

$$K40 \Rightarrow f_{ctk} = f_{ct} = 1.95 \text{ MPa}$$

$$K55 \Rightarrow f_{ctk} = f_{ct} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\text{Formel (4-3) : } k \cdot \sigma_n + \sigma_m \leq k \frac{f_{ct}}{\zeta}$$

men  $\sigma_n = 0$  ty ingen normalkraft.

$\zeta$  väljes till = 1.0

k beror av konstruktionens tjocklek h :

$$h = 0.25 \Rightarrow k = 1.18$$

$$h = 0.30 \Rightarrow k = 1.15$$

$$h = 0.35 \Rightarrow k = 1.13$$

$$h = 0.40 \Rightarrow k = 1.10$$

$$\therefore \sigma_m = \frac{M}{W} \Rightarrow M = \sigma_m \cdot W = \frac{\sigma_m \cdot bh^2}{6}$$

BETONGKVALITET K40

Fall	Z 1	Z 2	Z 3	Z 4	Y 1	Y 2	enhet
h	0.35	0.25	0.30	0.30	0.35	0.40	m
k	1.13	1.18	1.15	1.15	1.13	1.10	-
$\sigma_m$	2.20	2.30	2.24	2.24	2.20	2.15	MPa
$M_s$	44.9	23.4	33.6	33.6	44.9	57.3	kNm
$M_i$	32.6	17.7	22.8	12.5	14.1	<<14.1	kNm
$M_f$	11.2	8.9	11.4	2.3	7.1	<<7.1	kNm

BETONGKVALITET K55

Fall	Z 1	Z 2	Z 3	Z 4	Y 1	Y 2	enhet
h	0.35	0.25	0.30	0.30	0.35	0.40	m
k	1.13	1.18	1.15	1.15	1.13	1.10	-
$\sigma_m$	2.71	2.83	2.76	2.76	2.71	2.64	MPa
$M_s$	55.3	29.5	41.4	41.4	55.3	70.4	kNm
$M_i$	32.6	17.7	22.8	12.5	14.1	<<14.1	kNm
$M_f$	11.2	8.9	11.4	2.3	7.1	<<7.1	kNm

### 3.2. KRYMPNINGSBERÄKNINGAR ALT. 1

=====

Här undersöks om betongen kan komma att spricka på grund av dess fria krympning.

Beräkningsmodellen är hämtad från kompendiet av Erik Plem, omnämnt på sidan 4, på sidorna A 4 - A 11.

Förutsättningar och beräkningar återfinns i bilagorna 3:1 - 3:6.

Där kan utläsas, att påkänningarna som uppkommer av fri krympning inte i något fall är i närheten av betongens böjdraghållfasthet, som för betong K 40 är  $f_{cb} = 1.95$  MPa.

Detta kan delvis bero på att väggarna är förhållandevis sparsamt armerade och ej förmår motverka krympspänningarna.

### 3.3 KRYMPNINGSBERÄKNINGAR ALT. 2

Samtliga väggskivor står på en bottenplatta, som

- 1) är gjuten tidigare än väggarna och delvis redan har krympt.
- 2) är mycket tjockare än väggarna och därför krymper mycket långsammare än väggarna.

Man kan förutsätta, att bottenplattan genom vidhäftning hindrar väggarna från att krympa fritt.

Summera sprickvidderna i varje vägg.

Jämför sedan denna summa med betongens krympfaktor  $\epsilon_{cs}$  multiplicerat med väggens längd (dvs. den del av väggen som gjutits i samma etapp).

$\epsilon_{cs}$  finns beräknat på bilaga 3:1.

Beräkningar och tabeller finns på bilagarna 4:1 - 4:5

### 3.4 KRYMPNINGSBERÄKNINGAR ALT. 3

En beräkning har gjorts med hjälp av dator; för väggen mellan servicegång 21 och bassängerna 1-3 i Z-byggnaden (från ytterväggen fram till den temporära krympfogen).

Denna vägg uppvisar ett intressant sprickmönster.

Elevation av väggen finns på skiss 1.

Vissa smärre geometriska förenklingar mellan verkligheten och beräkningsmodellen har gjorts.

Programmet som har använts heter SKIVA och underhålls av Institutionen för Byggnadsstatik, LTH, Lund. Beräkningarna sker med finita-element-metoden.

#### Förutsättningar

Betongkvalitet K55 enl. BBK har förutsatts.

Detta ger en elastitetsmodul  $E_{ck} = 35000$  MPa.

Under tiden från gjutningen av väggen till karteringstillfället antas bottenplattan inte ha krympt någonting, medan väggen antas ha krympt motsvarande  $\epsilon_{cs} = 0.19 \times 10^{-3}$  enl. bilaga 3:1.

På bilaga 5:1 redovisas vald elementindelning.

På bilaga 5:2 - 5:4 visas Calcomp-plottar till beräkningsresultaten, i tur och ordning deformationer, påkänningar i x- och y- led samt skjupå-  
känningar, och till sist huvudspänningar.

På bilaga 5:5 finns en utskrift på huvuddragpåkänningar i siffror.

Med hjälp av datautskriften kan man konstatera, att påkänningarna är riktade vinkelrätt mot de konstaterade sprickorna, samt att dessa överstiger betongens böjdraghållfasthet. Detta tyder på att sprickorna i väggen uppstått genom betongens krympning.

#### 4. DISKUSSION OM BERÄKNINGSRESULTAT

TVÅ olika typer av beräkningar har gjorts för att försöka förklara sprickorna i de undersökta anläggningarna, nämligen:

- 1) På grund av statisk last
- 2) På grund av krympning

Vad gäller alternativ 1) kunde lätt konstateras, att sprickorna ej beror på den statiska belastningen.

Beräkningarna typ 2), krympningsberäkningar, tål att diskuteras. Dessa har gjorts på tre sätt:

- a) enl. sidan 10
- b) enl. sidan 11
- c) Datorberäkning enl. sidorna 12 - 13

##### Beräkningar av typ a)

Enligt denna skall skivorna ej ha spruckit på grund av fri krympning, vilket ej heller betvivlas.

Om skivorna gjutits fritt, dvs. "hängande i luften" utan kontakt med bottenplattan, hade den troligen ej spruckit på grund av den fria krympningen.

En orsak till detta kan vara den förhållandevis klena armeringen.

Beräkningar av typ b)

Beräkningarna överensstämmer ej med verkligheten, som även nämnts på sidan 32.

Detta kan bero på:

- 1) den relativt korta tiden mellan gjutningen av bottenplattan och väggen, samt
- 2) att bottenplattan troligen har vätts och därigenom svällt, då väggarna gjöts.

Man kan även tänka sig att betongen svällt när bassängerna provbelastats.

Beräkningar av typ c)

Till denna beräkning sätts mest tilltro.

Detta dels därför att det med enkla medel går att komma mycket nära verkligheten, dels för att beräkningen stämmer såväl överens med verkligheten, som även påpekats på sidan 12.



## 5. REKOMMENTATIONER

När en spricka i en betongkonstruktion med vatten på ena sidan upptäckts, finns det två saker att göra.

1) Att på något sätt tätta den.

2) Att inte göra något åt den.

Alternativ 1) måste tillgripas då läckaget är så omfattande att konstruktionen ej kan betraktas som vattentät.

Det är även av stor betydelse vilken verksamhet som skall bedrivas på den "torra" sidan av väggen.

Att en spricka finns i en vägg mellan två bassänger kan inte betraktas som speciellt riskabelt.

Av samtliga sprickor mellan våta och torra utrymmen i de byggnadsdelar som undersökts har ingen varit av den storleken att den behövt tätas.

De sprickor som har varit läckande har istället efter en kort tid "själv-tätat".

Ett av syftena med detta examentsarbete har varit att avgöra om armeringsmängden i anläggningen varit tillräcklig.

Med hänsyn till sprickornas frekvens och vidd anser jag att så är fallet, med ett undantag.

I väggen mellan varje servicegång och sedimenteringsbassängerna finns 12 kvadratiske ursparingar.

Runt dessa har inga förstärkningsjärn lagts in, vilket definitivt borde ha gjorts.

Ursparingarna borde även ha gjorts runda, eftersom det uppstår en gynnsammare spänningsfördelning runt dessa.

## 6. SLUTORD

I detta examensarbete behandlas sprickor i betongkonstruktioner, studerade på två anläggningar i nära anslutning till varandra.

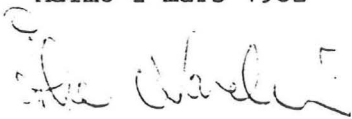
Examensarbetet gör ej anspråk på att vara komplett, endast sprickor i vissa byggnadsdelar har studerats.

Jag har försökt avgöra om sprickvidderna och sprickfrekvensen är acceptabla med hänsyn till konstruktionernas vattentäthet.

Om dessa är acceptabla med hänsyn till korrision av armeringen m.m. har ej berörts.

Ett tack riktas till min handledare, Tryggve Degerman, LTH, samt Bertil Svensson, Scandiaconsult AB.

Malmö i mars 1982



Åke Norelius

FÖRKLARINGAR TILL TABELL ÖVER SPRICKORKolumn 1 (Nr.)

Sprickorna är numererade fr.o.m. 1 t.o.m. 133 i Z-byggnaden, och fr.o.m. 201 t.o.m. 338 i Y-byggnaden. Sprickornas läge framgår av ritningarna.

Kolumn 2 (Läge)

De olika delarna av Z- resp. Y-byggnaden har givits nummer, vilka framgår av ritningarna.

N, S, Ö, V åsyftar de fyra väderstrecken. För enkelhetens skull förutsätts norr ligga uppåt på ritningarna, alltså egentligen mot NV.

Kolumn 3 ( $\alpha$ )

Vinkeln alfa åsyftar vinkeln mellan vertikalplanet och sprickans huvudsakliga längdutbredning. T. ex. betyder alfa =  $15^{\circ}$  V att sprickan lutar  $15^{\circ}$  åt vänster, då man står framför den.

Kolumn 4 (Början) och 5 (Slut)

Avser hur många meter ovan golv (vid ursparingar i Z ovan ursparing) sprickan börjar resp. slutar. UK och ÖK uppges då sprickan börjar vid golvet och slutar vid väggens överkant.

Kolumn 6 (Bredd)

Sprickbredden i mm, mätt på det bredaste stället. Värde inom parantes avser meter över golv. Där 0,1 anges kan sprickan även vara smalare.

Kolumn 7 (Fog)

X anger att sprickan ligger i en gjutfog, xx i en temporär krympfog.

Kolumn 8 (Läcka)

X anger att sprickan läckte vatten vid mättillfället.

Kolumn 9 (Anmärkningar)

Diverse.\* anger att skiss på sprickan finns.

1 Nr.	2 Läge	3 $\alpha$	4 Början	5 Slut	6 Bredd	7 (fog)	8 Läcka	9 Anmärkning
1	1 V	0°	1.5	1.9	0.1		x	
2	1 V	0°	1.5	1.9	0.1		x	
3	1 V	0°	UK	2.7	0.2		x	
4	2 Ö	0°	UK	2.2	0.15			
5	2 Ö	0°	UK	3.0	0.25			
6	2 Ö	90°	1.75	1.75				1 m lång
7	2 V		1.0	1.0		x	x	punktläcka i fog
8	2 V	10° <sub>V</sub>	UK	2.2	0.3			
9	2 V	0°	UK	2.6	0.2			
10	2 V	15° <sub>H</sub>	UK	2.0	0.15			
11	3 Ö	10° <sub>H</sub>	UK	2.5	0.1		x	
12	3 Ö	0°	UK	ÖK	0.1		x	
13	3 Ö	5° <sub>V</sub>	UK	1.8	0.1		x	
14	3 V	0°				x	x	dålig gjutning
15	3 V	5° <sub>V</sub>	UK	2.5	0.15		x	
16	4 Ö	0°				x	x	dålig gjutning
17	4 Ö	5° <sub>H</sub>	UK	2.5	0.15			
18	5 Ö	0°	UK	ÖK	0.2			
19	6 V	0°	UK	2.2	0.1		x	
20	7 Ö	0°	UK	2.0	0.1		x	okontinuerlig
21	7 V	0°	UK	2.0	0.1		x	- " -

1 Nr.	2 Läge	3 $\alpha$	4 Början	5 Slut	6 Bredd	7 (fog)	8 Läcka	9 Anmärkning
22	8 ö	0°	UK	2.0	0.1		x	
23	8 v	0°	UK	ÖK	0.2			
24	8 v	0°	0.6	2.2	0.1			
25	9 ö	0°	UK	2.2	0.2		x	
26	9 ö	0°	UK	ÖK	0.25		x	
27	9 ö	0°	UK	2.3	0.15			
28	9 v	0°	UK	2.5	0.2			
29	9 v	0°	UK	2.1	0.2			
30	10 ö	20° <sub>v</sub>	UK	1.5	0.1			
31	10 ö	0°	UK	2.8	0.2			
32	10 ö	0°	UK	2.8	0.1			
33	10 ö	0°	UK	2.5	0.1			
34	10 v	0°	UK	2.0	0.1			
35	10 v	0°	UK	1.9	0.1			
36	10 v	0°	UK	2.2	0.2			
37	10 v	0°	UK	3.0	0.1			
38	10 v	0°	UK	2.0	0.1			
39	11 ö	0°	UK	1.6	0.2			
40	11 ö	0°	UK	1.8	0.1			
41	11 ö	0°	UK	2.5	0.2			
42	11 ö	0°	UK	3.0	0.3			
43	11 ö	0°	UK	2.0	0.2			
44	11 v	0°	UK	2.7	0.2			
45	11 v	0°	UK	1.1	0.1			



1 Nr.	2 Läge	3 $\alpha$	4 Början	5 Slut	6 Bredd	7 (fog)	8 Läcka	9 Anmärkning
63	21 N	0°	ÖK ursp.	0.1			x	*
64	21 N	0°V	ÖK ursp.	1.2			x	*
65	21 N	45°V	ÖK ursp.	0.3			x	*
66	21 N	40°V	ÖK ursp.	1.5				*
67	21 N	15°V	ÖK ursp.	1.0				*
68	21 N	20°V	ÖK ursp.	0.6				*
69	21 N	0°	ÖK ursp.	1.2			x	*
70	21 N	15°H	ÖK ursp.	2.8				*
71	21 N	15°H	ÖK ursp.	1.6				*
72	21 N	25°H	ÖK ursp.	1.0				*
73	21 S	0°	UK	2.0				
74	21 S	0°	UK	0.9			x	
75	21 S	0°	UK	1.1				
76	21 S	0°	UK	1.5				
77	22 N	0°H	ÖK ursp.	0.5			x	*
78	22 N	3°H	ÖK ursp.	0.6				*
79	22 N	35°H	ÖK ursp.	0.75				*
81	22 N	30°H	ÖK ursp.	ÖK			x	* bakom elskåp!
82	22 N	0°	UK	ÖK			x	*
83	22 N	0°	ÖK ursp.	ÖK	0.3		x	*
84	22 N	0°	ÖK ursp.	ÖK	0.3			*
85	22 S	0°	UK	1.6				
86	22 S	0°	UK	1.1				
87	22 S	0°	UK	1.7				
88	22 S	0°	UK	1.8			x	
89	22 S	0°	UK	0.8			x	
90	22 S	0°	UK	1.25				
91	22 S	0°	UK	1.0				





1 Nr.	2 Läge	3 $\alpha$	4 Början	5 Slut	6 Bredd	7 (fog)	8 Läcka	9 Anmärkning
109	24 N	0°	UK	1.4				
110	24 N	0°	UK	1.7				
111	24 N	0°	UK	1.4				
112	24 N	0°	UK	1.0				
113	24 N	0°	UK	1.8				
114	24 S	35°V	ÖK ursp.	0.5				*
115	24 S	15°V	ÖK ursp.	1.1				*
116	24 S	10°V	ÖK ursp.	ÖK	0.3			* diskontinuerlig
117	24 S	5°V	ÖK ursp.	ÖK	0.1			*
118	24 S	0°	ÖK ursp.	2.35				*
119	24 S	5°H	ÖK ursp.	2.7	0.1			*
120	24 S	0°	ÖK ursp.	3.0	0.4			*
121	24 S	10°H	ÖKursp.	1.1				*
122	24 S	15°H	ÖK ursp.	0.5				*
123	31	5°H	UK	2.2			x	
124	31	0°	UK	2.2			x	diskontinuerlig
125	31	10°H	UK	1.4			x	
126	31	5°V	UK	1.0			x	
127	31	0°	0.5	2.0				
128	31	5°V	UK	1.6			x	
129	31	0°	UK	1.5			x	
130	32	0°	UK	1.2				
131	32	0°	UK	2.1				
132	32	0°	UK	0.8				
133	32	0°	UK	0.9				

1 Nr.	2 Läge	3 $\alpha$	4 Början	5 Slut	6 Bredd	7 (fog)	8 Läcka	9 Anmärkning
201	1 ö	0°	UK	ÖK	0.1			
202	1 ö	0°	1.7	2.1	0.1	x		
203	1 ö	0°	UK	1.8	0.1			diskontinuerlig
204	1 ö	0°	UK	1.5	0.1			- " -
205	1 v	0°	UK	ÖK	0.1	x		
206	1 v	0°	1.0	ÖK	0.1	x		
207	1 v	0°	UK	2.7	0.2(1.5)			diskontinuerlig
208	1 v	0°	UK	ÖK	0.1	x		
209	2 ö	0°	UK	ÖK	0.1	x	vid UK	
210	2 ö	0°	UK	ÖK	0.2(1.7)		x	diskontinuerlig
211	2 ö	0°	UK	ÖK	0.1	x		
212	2 v	0°	UK	ÖK	0.1	x		diskontinuerlig
213	2 v	0°	UK	ÖK	0.1	x		
214	2 v	0°	UK	ÖK	0.1	x	vid UK	
215	2 v	0°	UK	3.0	0.5(1.6)		x	
216	2 v	0°	UK	2.5	0.4(1.4)		x	
217	3 ö	0°	UK	ÖK		x		
218	3 ö	0°	UK	ÖK		x		
219	3 ö	0°	UK	3.0	0.2-3(16)			diskontinuerlig
220	3 ö	10° <sub>H</sub>	UK	2.6	0.2-3(15)			diskontinuerlig
221	3 v	0°	UK	3.0	0.2(1.4)			- " -
222	3 v	0°	UK	ÖK	0.1	x		
223	3 v	5° <sub>H</sub>	UK	2.7	0.2+(1.7)			diskontinuerlig, mot blak
224	3 v	0°	UK	ÖK	0.1	x		

1 Nr.	2 Läge	3 $\alpha$	4 Början	5 Slut	6 Bredd	7 (fog)	8 Läcka	9 Anmärkning
225	4 ö	0°	UK	3.0	0.15(1.8)		x	diskontinuerlig
226	4 ö	0°	UK	ÖK	0.1	x	x	
227	4.ö	10° <sub>V</sub>	UK	2.5	0.2(1.7)		x	mot balk
228	4 ö	0°	UK	ÖK	0.1	x	x	
229	4 v	0°	UK	ÖK	0.2(1.75)	x		
230	4 v	0°	UK	ÖK	0.1	x		
231	4 v	15° <sub>H</sub>	UK	2.0	0.3(1.0)		x	
232	4 v	0°	UK	ÖK	0.4(1.7)	x	x	
233	4 v	10° <sub>V</sub>	UK	2.5	0.2(1.6)		x	
234	5 ö	0°	UK	ÖK	0.15(1.6)	x		
235	5 ö	0°	UK	ÖK	0.25(1.9)	x		
236	5 ö	30° <sub>V</sub>	UK	2.2	0.15(1.7)	x		diskontinuerlig
237	5 ö	0°	UK	ÖK	0.15(1.6)	x		
238	5 v	0°	UK	2.6	0.15(1.4)			diskontinuerlig
239	5 v	0°	UK	ÖK	0.1	x	x	
240	5 v	20° <sub>H</sub>	UK	2.6	0.2(1.5)		x	diskontinuerlig, mot balk
241	5 v	0°	UK	ÖK	0.15(1.7)	x		
242	5 v	0°	UK	2.8	0.2(1.4)			diskontinuerlig
243	6 ö	0°	UK	2.0	0.1		x	
244	6 ö	0°	UK	ÖK	0.1	x	x	
245	6 ö	20° <sub>V</sub>	UK	2.6	0.2(1.6)		x	diskontinuerlig, mot balk
246	6 ö	0°	UK	ÖK	0.1	x		
247	6.ö	0°	UK	3.5	0,25(1.3)		x	diskontinuerlig
248	6 v	90°	1,8	1,8	0,1-0.2			vågrät , 1,1 m lång (mellan fogar)
249	6 v	0°	UK	ÖK	0.1	x		
250	6 v	0°	UK	2.7	0.1			diskontinuerlig, mot balk
251	6 v	0°	UK	ÖK	0.25(1.4)	x		







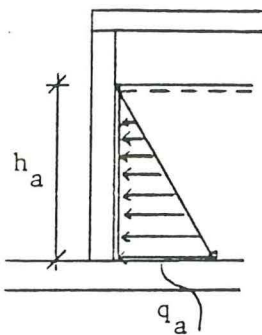




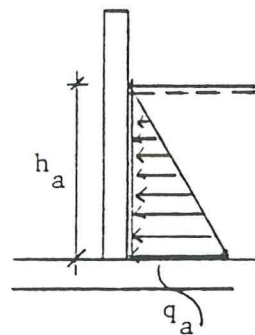
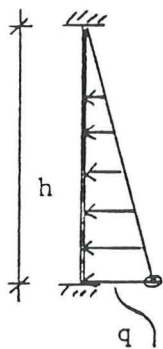


BERÄKNING AV EKVIVALENTA LASTER

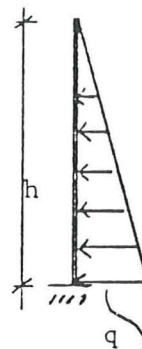
I vissa fall har lasterna räknats om, så att de passar "bättre" i vedertagna beräkningsmetoder.

Aktuellt lastfall

eller

Beräkningsmodell

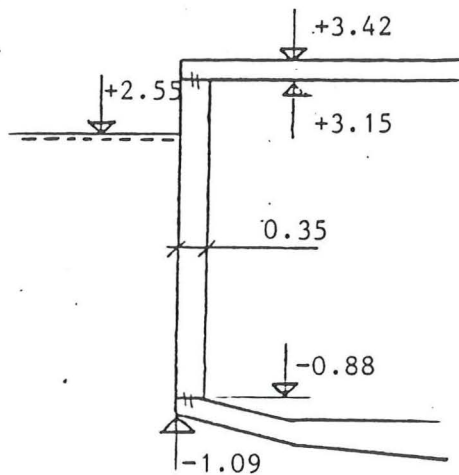
eller



I regel har halva plattjockleken räknats med. Lasten görs om på så sätt att

$$q_a \cdot h_a \cdot 1/2 = \{\text{arean}\} = q \cdot h \cdot 1/2$$

$$\text{Således } q = q_a \cdot h_a / h$$

FALL Z 1

Räkna om lasten enligt bilaga 2:1

Studera momenten i båda riktningarna.

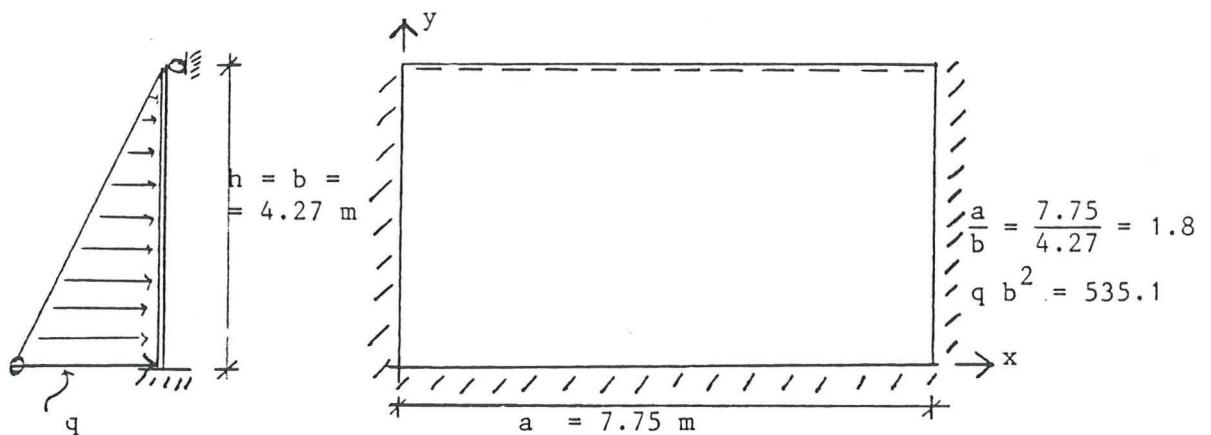
$$h_a = 2.55 + 1/2(1.09 + 0.88) = 3.54 \text{ m.}$$

$$h = 1/2(3.42 + 3.15 + 1.09 + 0.88) = 4.27 \text{ m.}$$

$$q_a = \rho \cdot g \cdot h_a = 10^3 \cdot 10 \cdot 3.54 = 35.4 \text{ kN/m}$$

$$q = q_a \cdot h_a / h = \frac{35.4 \cdot 3.54}{4.27} = 29.35 \text{ kN/m}$$

BYGG kap. 166:356

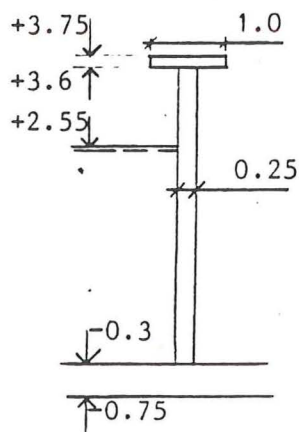


$$m_x^{\text{fält}} = q \cdot b^2 \cdot \alpha_2 = 535.1 \cdot 0.0075 = 4.0 \text{ kNm}$$

$$m_x^{\text{stöd}} = q \cdot b^2 \cdot \alpha_4 = 535.1 \cdot 0.039 = 20.9 \text{ kNm}$$

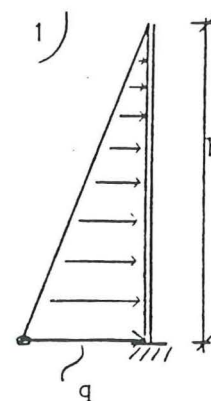
$$m_y^{\text{fält}} = q \cdot b^2 \cdot \beta_1 = 535.1 \cdot 0.021 = 11.2 \text{ kNm}$$

$$m_y^{\text{stöd}} = q \cdot b^2 \cdot \beta_3 = 535.1 \cdot 0.061 = 32.6 \text{ kNm}$$

FALL Z 2

Räkna om lasten enligt  
bilaga 2:1

Studera endast moment  
i längsled



$$h = \frac{1}{2}(3.75 + 3.6) + \frac{1}{2}(0.3 + 0.75) = 4.2 \text{ m}$$

$$h_a = 2.55 + 0.3 = 2.85 \text{ m}$$

$$q_a = 10^3 \cdot 10 \cdot 2.85 = 28.5 \text{ kN/m}$$

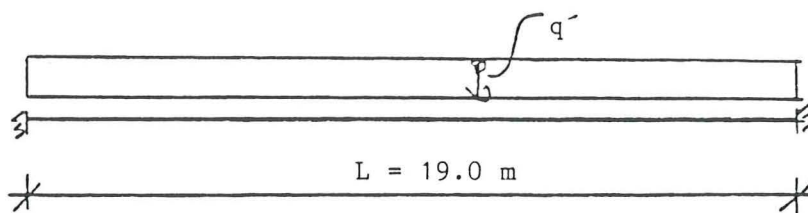
$$q = q_a \cdot h_a / h = 28.5 \cdot 2.85 / 4.2 = 19.3 \text{ kN/m}$$

Väggens längd är 19.0 m. Väggens kan därför räknas som en konsol. Därefter räknas en fiktiv belastning i längsled ut, med hjälp av konsolens utböjning. Denna beräkning är på den säkra sidan.

$$1) \quad M_i = \frac{1}{2} \cdot q \cdot h^2 / 3 = \frac{1}{6} \cdot q \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 19.3 \cdot 4.2^2 = 56.7 \text{ kNm/m}$$

$$y_{\max} = q \cdot h^4 / (30 \cdot E \cdot I) = 19.3 \cdot 4.2^4 / (30 \cdot E \cdot I) = 200.2 / (E \cdot I)$$

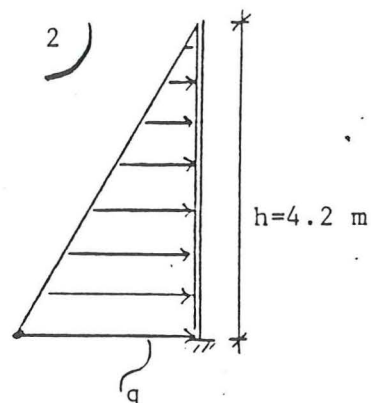
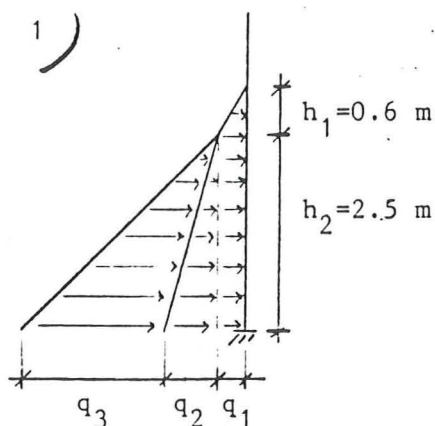
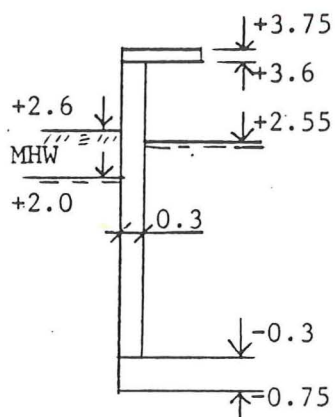
I längdriktningen:



$$y_{\max} = \frac{q \cdot L^4}{384 \cdot EI} = \frac{200.2}{EI} \quad \text{Således } q = \frac{200.2 \cdot 384}{19^4} = 0.59 \text{ kN/m}$$

$$M_i = \frac{q \cdot L^2}{12} = \frac{0.59 \cdot 19^2}{12} = 17.7 \text{ kNm/m}$$

$$M_f = \frac{1}{2} \cdot M_i = 8.9 \text{ kNm/m}$$

FALL Z 3

Jordens tunghet  $18 \text{ kN/m}^3$  ovan grundvattenytan  
 " "  $11 \text{ kN/m}^3$  under grundvattenytan  
 Jordtryckskoefficient  $0.32$

$$q_1 = 18 \cdot 0.32 \cdot 0.6 = 3.5 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 11 \cdot 0.32 \cdot 2.5 = 8.8 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 10 \cdot 2.5 = 25 \text{ kN/m}$$

Omvandla lasterna från fall 1 till en ekvivalent last i fall 2, genom att beräkna "areorna" för lastbilderna.

$$1) A = \frac{q_1 \cdot h_1}{2} + q_1 \cdot h_2 + \frac{q_2 \cdot h_2}{2} + \frac{q_3 \cdot h_2}{2} = 52.05$$

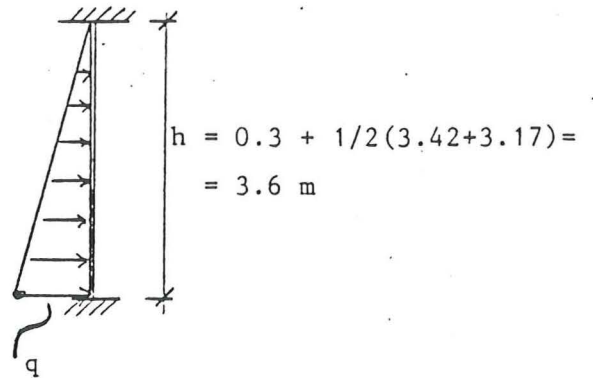
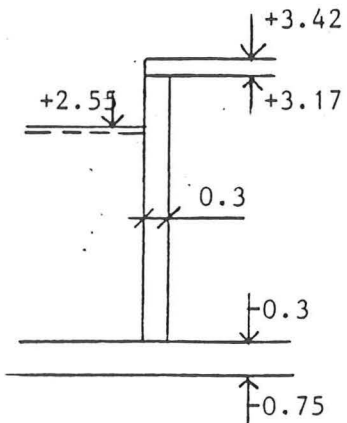
$$2) A = \frac{q \cdot h}{2} = 2.1 q$$

$$\text{Således } q = \frac{52.05}{2.1} = 24.8 \text{ kN/m}$$

Använd samma modell som i fall Z 2 ; samtliga moment förstoras med en faktor  $\frac{24.8}{19.3} = 1.28$

$$\therefore \text{Moment i längsled: } M_1 = 1.28 \cdot 17.7 = 22.8 \text{ kNm/m}$$

$$M_f = 1.28 \cdot 8.9 = 11.4 \text{ kNm/m}$$

FALL Z 4

$$q_a = 10 \cdot 2.85 = 28.5 \text{ kN/m}$$

$$h_a = 2.85 \text{ m}$$

$$q = q_a \cdot h_a / h = 28.5 \frac{2.85}{3.6} = 22.6 \text{ kN/m}$$

BYGG kap. 166:356

$$l = a = 19$$

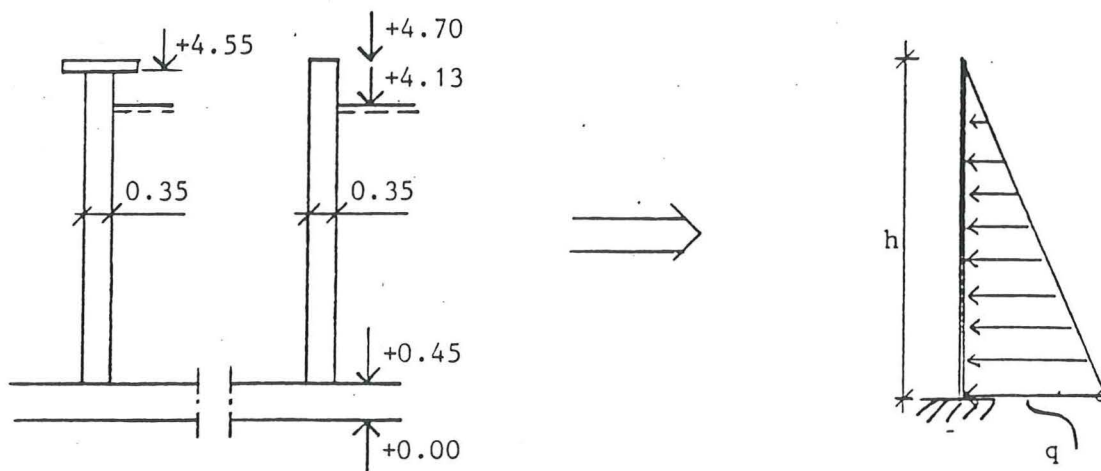
$$h = b = 3.6$$

$a/b = 5.3$  ; extrapolering

$$q b^2 = 22.6 \cdot 3.6^2 = 293$$

$$\text{fältmoment } m_{x2} = \alpha_2 \cdot q b^2 = 0.008 \cdot 293 = 2.3 \text{ kNm/m}$$

$$\text{stödmoment } m_{x4} = \alpha_4 \cdot q b^2 = 0.0425 \cdot 293 = 12.5 \text{ kNm/m}$$

FALL Y 1

Omvandla lasten enligt bilaga 2:1

$$h_a = 4.13 - 0.45 = 3.68 \text{ m}$$

$$q_a = 10 \cdot h_a = 36.8 \text{ kN/m}$$

$$h = 4.45 \text{ m}$$

$$\therefore q = \frac{36.8 \cdot 3.68}{4.45} = 30.4 \text{ kN/m}$$

Använd samma metod att beräkna momenten i längsled som i bilaga 2:3

$$L = 30 \text{ m}$$

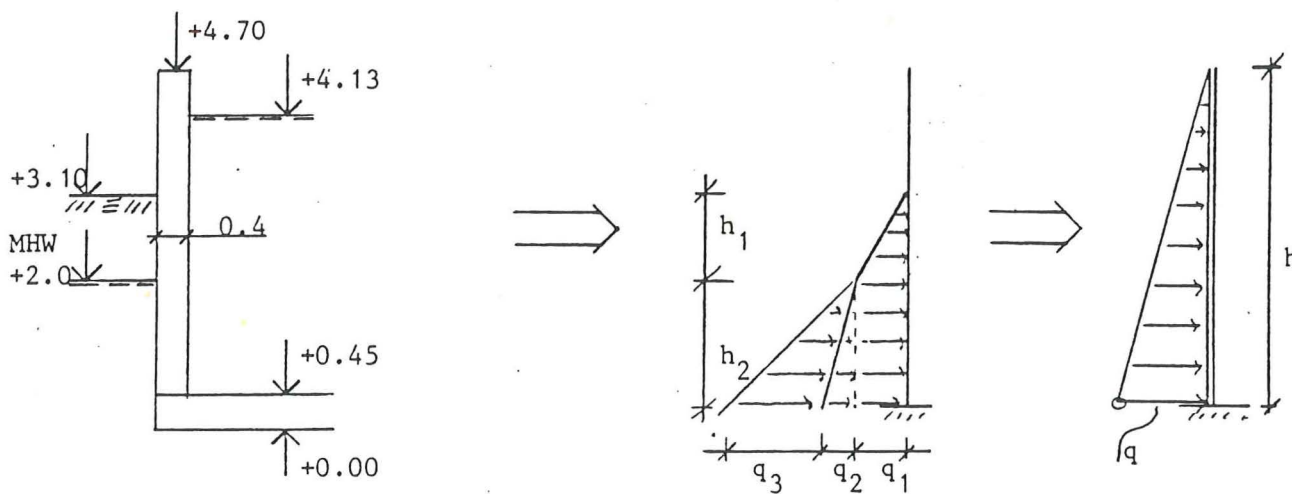
$$y_{\max} = \frac{qh^4}{30 \cdot EI} = \frac{30.4 \cdot 4.45^4}{30 \cdot EI} = \frac{397.4}{EI}$$

$$\underline{\text{I längsled:}} \quad y_{\max} = \frac{q \cdot L^4}{384 \cdot EI} = \frac{397.4}{EI}$$

$$\therefore q = \frac{397.4 \cdot 384}{30^4} = 0.19 \text{ kN/m}$$

$$M_i = \frac{q \cdot L^2}{12} = 14.1 \text{ kNm/m}$$

$$M_f = 1/2 \cdot M_i = 7.1 \text{ kNm/m}$$

FALL Y 2

Jordens tungnet 18 kN/m<sup>3</sup> ovan grundvattenytan  
 " " 11 kN/m<sup>3</sup> under grundvattenytan  
 Jordtryckskoefficient 0.32

$$h_1 = 1.1 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.75 \text{ m}$$

$$h = 4.45 \text{ m}$$

$$q_1 = 18 \cdot 1.1 \cdot 0.32 = 6.3 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 11 \cdot 1.75 \cdot 0.32 = 6.2 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 10 \cdot 1.75 = 17.5 \text{ kN/m}$$

Beräkna q med samma metod som i bilaga 2:4.

$$1) A = 1/2(q_1 \cdot h_1 + 2 \cdot q_1 \cdot h_2 + q_2 \cdot h_2 + q_3 \cdot h_2) =$$

$$= 1/2(1.1 \cdot 6.3 + 2 \cdot 6.3 \cdot 1.75 + 1.75 \cdot 6.2 + 1.75 \cdot 17.5) = 35.2$$

$$2) A = 1/2 \cdot h \cdot q$$

$$\therefore q = 7.9 \text{ kN/m}$$

Studera fall Y 1. Där är  $q = 30.4 \text{ kN/m} \gg 7.9 \text{ kN/m}$ . Detta innebär att samtliga moment i fall Y 2 blir lägre än i fall Y 1.

Beräkna  $\epsilon_{cs}$ , krympfaktorn, enligt ekvation ( A1.2.1 ):

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{co} \cdot \kappa_h \cdot \kappa_t$$

$$\text{Maximal stenstorlek } 25 \text{ mm} \Rightarrow \epsilon_{co} = 0.60 \cdot 10^{-3}$$

Den relativa luftfuktigheten antages ha varit i genomsnitt 40 % under den aktuella tidsperioden (vädret var mycket varmt och torrt under denna).

$\kappa_t$  och  $\kappa_h$  beräknas enligt figur 1 resp. figur 2 å bilaga 3:3

För att beräkna  $\kappa_t$  erfordras  $h_m$ , som beräknas enligt formel ( A1.2.2 ):

$$h_m = \frac{2A_c}{u}$$

För väggar exponerade mot luften med båda sidorna blir  $h_m = \frac{2h_l}{2l} = h$  (konstruktionens tjocklek).

Jag har antagit att väggarna gjöts 35 veckor = 245 dagar innan karteringen utfördes. Från bottenplattans krympning under samma tid bortses, eftersom dennas krymphastighet är mycket låg jämfört med väggarnas. Detta på grund av dess tjocklek samt att endast en sida är exponerad mot luften.

$$\kappa_h = 1.0 \text{ då RF} = 40 \%$$

Detta medför:	<u>h (tjocklek),m</u>	<u><math>\kappa_t</math></u>	<u><math>\epsilon_{cs} \cdot 10^3</math></u>
	0.25	0.47	0.28
	0.30	0.40	0.24
	0.35	0.32	0.19
	0.40	0.27	0.16

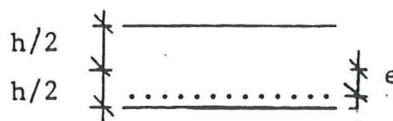


Beräkna de påkänningar som uppkommer av den fria krympningen.

Formel (f) sid A8:  $F = \frac{\alpha \rho_0}{1 + \alpha \rho_0} \epsilon_{cs} A_c E_c$  för symmetrisk armering.

Formel (g) sid A10:  $F = \frac{\alpha \rho_0}{1 + \alpha \rho_0 (1 + 12 (\frac{e}{h})^2)}$  för ensidig armering,

där:



Därvid blir  $\sigma_c = (1 + 6 \frac{e}{h}) \cdot \frac{F}{A_c}$

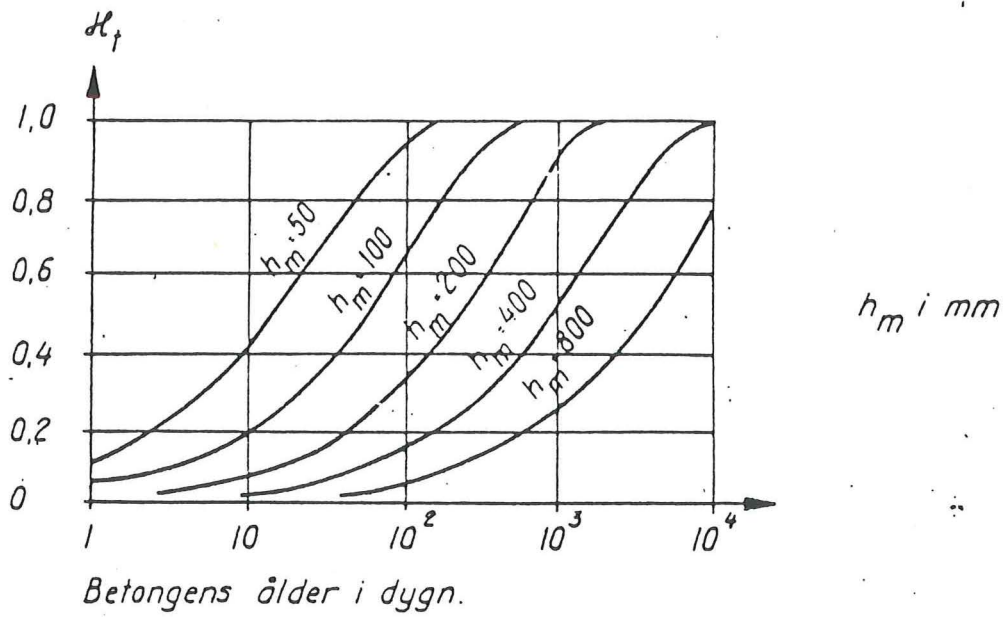
Då en dubbelsidig, osymmetrisk armering förekommer, delas den upp i ett dubbelsidigt, symmetriskt fall och i ett enkelsidigt. Krafterna från respektive fall summeras sedan.

I samtliga fall kommer enbart ev. uppkomst av lodräta sprickor att undersökas.

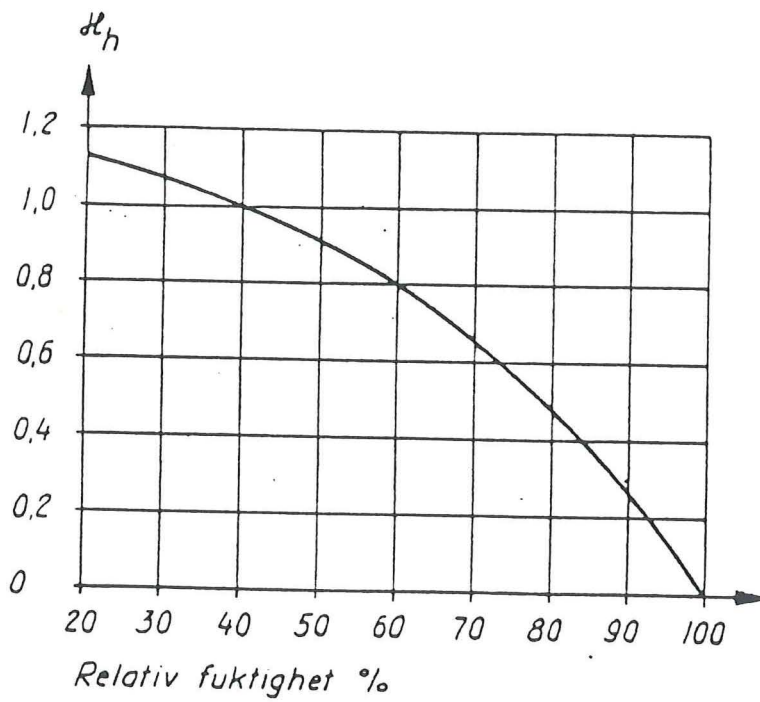
#### Materialförutsättningar

$$E_s = 200 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

Betongkvalitet	$E_c \cdot 10^{-3}, \text{ MPa}$	$f_{cb}, \text{ MPa}$	$\alpha (= E_c / E_s)$
K40	32	1.95	6.25
K55	35	2.40	5.71



Figur 1.



Figur 2.

FALL Z 1

Horisontell armering:

Fält, ena sidan :  $\phi 12$  c 180

Fält, andra sidan:  $\phi 12$  c 200

Stöd, ena sidan :  $\phi 12$  c 100 +  $\phi 12$  c 180

Stöd, andra sidan:  $\phi 12$  c 100

$$h = 0.35 \text{ m} \Rightarrow A_c = 0.35 \text{ m}^2 = 350 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \epsilon_{cs} = 0.19 \cdot 10^{-3}$$

Gör beräkningen vid stöd (störst armeringsmängd).

1) Symmetriskt fall:  $\phi 12$  c 180  $\Rightarrow A_s = 2262 \text{ mm}^2$

K40  $\Rightarrow F_1 = 0.083 \text{ MN}$

K55  $\Rightarrow F_1 = 0.083 \text{ MN}$

Eftersom resultatet för de olika betongkvaliteterna blir så lika studerar jag i fortsättningen endast K40.

2) Ensidigt fall:  $\phi 12$  c 180  $\Rightarrow A_s = 628 \text{ mm}^2$

$e = 0.35/2 - 0.030 - 0.012/2 = 0.139 \text{ m}$

$F_2 = 0.023 \text{ MN}$

$$\sigma_s = \frac{F_1 + F_2}{A_s} = \frac{(0.083 + 0.023)}{(2262 + 628)} 10^6 = 37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{F_1}{A_c} + \frac{F_2}{A_c} \left(1 + 6 \frac{e}{h}\right) = 0.46 \text{ MPa}$$

FALL Z 2

Horisontell armering i fält:  $\phi 10$  c 200 båda sidor  $\Rightarrow A_s = 785 \text{ mm}^2$   
 $h = 0.25 \text{ m} \Rightarrow A_c = 0.25 \text{ m}^2$   
 $\Rightarrow \epsilon_{cs} = 0.28 \cdot 10^{-3}$

$F = 0.043 \text{ MN}$

$\sigma_c = 0.17 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 55 \text{ MPa}$

FALL Z 3

Horisontell armering i fält:  $\phi 12$  c 250 båda sidor  $\Rightarrow A_s = 905 \text{ mm}^2$   
 $h = 0.30 \text{ m} \Rightarrow A_c = 0.30 \text{ m}^2$   
 $\Rightarrow \epsilon_{cs} = 0.24 \cdot 10^{-3}$

$F = 0.043 \text{ MN}$

$\sigma_c = 0.14 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 47 \text{ MPa}$

FALL Z 4

Horisontell armering i fält:  $\phi 12$  c 200 båda sidor  $\Rightarrow A_s = 1131 \text{ mm}^2$   
 $h = 0.30 \text{ m} \Rightarrow A_c = 0.30 \text{ m}^2$   
 $\Rightarrow \epsilon_{cs} = 0.24 \cdot 10^{-3}$

$F = 0.053 \text{ MN}$

$\sigma_c = 0.18 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 47 \text{ MPa}$

FALL Y 1

Horisontell armering i fält:  $\phi 12$  c250 båda sidor  $\Rightarrow A_s = 905 \text{ mm}^2$

$$h = 0.35 \text{ m} \Rightarrow A_c = 0.35 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \epsilon_{cs} = 0.19 \cdot 10^{-3}$$

$$F = 0.034 \text{ MN}$$

$$\sigma_c = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 37 \text{ MPa}$$

FALL Y 2

Horisontell armering i fält:  $\phi 12$  c 250 båda sidor  $\Rightarrow A_s = 905 \text{ mm}^2$

$$h = 0.40 \text{ m} \Rightarrow A_c = 0.40 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \epsilon_{cs} = 0.16 \cdot 10^{-3}$$

$$F = 0.029 \text{ MN}$$

$$\sigma_c = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 32 \text{ MPa}$$

FALL Z 1

Verksam längd mellan fogar  $L = 11.9 \text{ m}$

$h = 0.25 \text{ m} \Rightarrow \epsilon_{cs} = 0.28 \cdot 10^{-3}$  enligt bilaga 3:1

$\therefore$  Total teoretisk sprickvidd  $T = 11.9 \cdot 10^3 \cdot 0.28 \cdot 10^{-3} = 3.3 \text{ mm}$

FALL Z 3, Z 4

$L = 11.9 \text{ m}$

$h = 0.30 \text{ m} \Rightarrow \epsilon_{cs} = 0.24 \cdot 10^{-3}$

$T = 11.9 \cdot 0.24 = 2.9 \text{ mm}$

FALL Y 1

$L = 17.7 \text{ m}$

$h = 0.35 \text{ m} \Rightarrow \epsilon_{cs} = 0.19 \cdot 10^{-3}$

$T = 17.7 \cdot 0.19 = 3.4 \text{ mm}$

FALL Y 2

$L = 17.7 \text{ m}$

$h = 0.4 \text{ m} \Rightarrow \epsilon_{cs} = 0.16 \cdot 10^{-3}$

$T = 17.7 \cdot 0.16 = 2.8 \text{ mm}$

## JÄMFÖRELSE MELLAN AKTUELLA OCH BERÄKNADE, TEORETISKA SPRICKVIDDER

## 1) Z-Byggnaden

Bassäng	Väggsida	Spricka nr.	Vidd, mm	T, mm	Bassäng	Väggsida	Spricka nr.	Vidd, mm	T, mm
1	V	1	0.1	3.3	2	Ö	4	0.15	3.3
		2	0.1				5	0.25	
		3	0.2				6	-	
		$\Sigma$	0.4				$\Sigma$	0.4	
2	V	7	-	3.3	3	Ö	11	0.1	3.3
		8	0.3				12	0.1	
		9	0.2				13	0.1	
		10	0.15				$\Sigma$	0.3	
3	V	14	-	3.3	4	Ö	16	-	3.3
		15	0.15				17	0.15	
		$\Sigma$	0.15				$\Sigma$	0.15	
31	Ö	123	0.1	3.3	5	Ö	18	0.2	3.3
		124	0.1				$\Sigma$	0.2	
		125	0.1						
		$\Sigma$	0.3						
31	V	129	0.2	3.3	7	Ö	20	0.1	3.3
		$\Sigma$	0.2				$\Sigma$	0.1	
6	V	19	0.1	3.3	8	Ö	22	0.1	3.3
		$\Sigma$	0.1				$\Sigma$	0.1	
7	V	21	0.1	3.3					
		$\Sigma$	0.1				$\Sigma$	0.1	
8	V	23	0.2	3.3					
		24	0.1						
		$\Sigma$	0.3						
9	Ö	25	0.2	3.3					
		26	0.25						
		27	0.15						
		$\Sigma$	0.6						

Bassäng	Väggsida	Spricka nr.	Vidd, mm	T, mm	Bassäng	Väggsida	Spricka nr.	Vidd, mm	T, mm
9	V	28	0.2	3.3	10	Ö	30	0.1	3.3
		29	0.2				31	0.2	
							32	0.1	
							33	0.1	
		Σ	0.4				Σ	0.5	
10	V	34	0.1	3.3	11	Ö	39	0.2	3.3
		35	0.1				40	0.1	
		36	0.2				41	0.2	
		37	0.1				42	0.3	
		38	0.1				43	0.2	
		Σ	0.6				Σ	1.0	
11	V	44	0.2	3.3	12	Ö	46	0.2	3.3
		45	0.1				47	0.5	
							Σ	0.7	
		Σ	0.3				Σ	0.7	
12	V	48	0.2	3.3	32	Ö	130	0.1	3.3
							131	0.1	
							132	0.1	
		Σ	0.2				Σ	0.3	
32	V	133	0.1	3.3	13	Ö	49	0.1	3.3
							50	0.1	
							Σ	0.2	
		Σ	0.1				Σ	0.2	
13	V	51	0.1	3.3	14	Ö	52	0.1	3.3
							53	0.1	
							Σ	0.2	
		Σ	0.1				Σ	0.2	
14	V	54	0.1	3.3	15	Ö	56	0.1	3.3
		55	0.1				57	0.2	
							Σ	0.3	
		Σ	0.2				Σ	0.3	
15	V	58	0.1	3.3	16	Ö	61	0.1	3.3
		59	0.1				62	0.1	
		60	0.1						
		Σ	0.3				Σ	0.2	

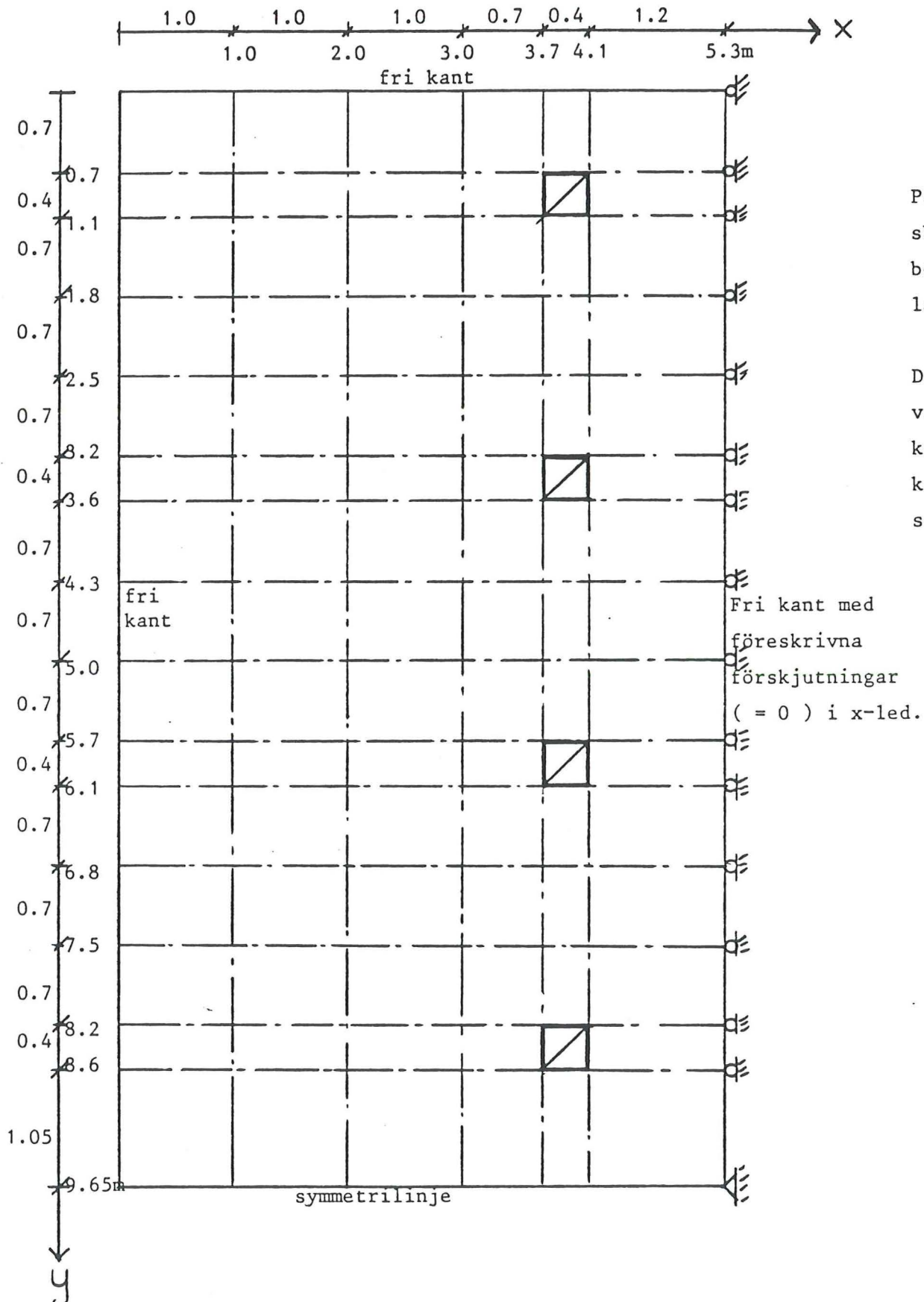


## 2) Y-Byggnaden

Bassäng	Väggsida	Spricka nr.	Vidd, mm	T, mm	Bassäng	Väggsida	Spricka nr.	Vidd, mm	T, mm
1	Ö	203	0.1	3.4					
		204	0.1						
		$\Sigma$	0.2						
1	V	207	0.2	3.4	2	Ö	210	0.2	3.4
		208	0.1				211	0.1	
		$\Sigma$	0.3				$\Sigma$	0.3	
2	V	214	0.1	3.4	3	Ö	218	0.1	3.4
		215	0.5				219	0.3	
		216	0.4				220	0.3	
		$\Sigma$	1.0				$\Sigma$	0.7	
3	V	223	0.2	3.4	4	Ö	227	0.2	3.4
		224	0.1				228	0.1	
		$\Sigma$	0.3				$\Sigma$	0.3	
4	V	231	0.3	3.4	5	Ö	236	0.15	3.4
		232	0.4				237	0.15	
		233	0.2				$\Sigma$	0.3	
		$\Sigma$	0.9						
5	V	240	0.2	3.4	6	Ö	245	0.2	3.4
		241	0.15				246	0.1	
		242	0.2				247	0.25	
		$\Sigma$	0.55				$\Sigma$	0.55	
6	V	250	0.1	3.4	7	Ö	255	0.1	3.4
		251	0.25				256	0.25	
		$\Sigma$	0.35				$\Sigma$	0.35	
7	V	261	0.3	3.4	8	Ö	270	0.3	3.4
		262	0.25				271	0.25	
		263	0.3				272	0.3	
		264	0.25				273	0.25	
		265	0.3				274	0.3	
		$\Sigma$	1.4				$\Sigma$	1.4	

Bassäng	Väggsida	Spricka nr.	Vidd, mm	T, mm	Bassäng	Väggsida	Spricka nr.	Vidd, mm	T, mm
8	V	279	0.2	3.4	9	Ö	287	0.2	3.4
		280	0.1				288	0.1	
		281	0.1				289	0.15	
		282	0.1				290	0.1	
		Σ	0.5				Σ	0.55	
9	V	295	0.1	3.4	10	Ö	304	0.1	3.4
		296	0.1				305	0.1	
		297	0.1				307	0.1	
		298	0.1				Σ	0.3	
		Σ	0.4				Σ	0.3	
10	V	311	0.1	3.4	11	Ö	319	0.1	3.4
		312	0.1				320	0.1	
		313	0.1				321	0.1	
		314	0.1				322	0.1	
		Σ	0.4				323	0.1	
11	V	327	0.1	3.4	12	Ö	332	0.25	3.4
		328	0.2				333	0.1	
		Σ	0.3				334	0.3	
		Σ	0.3				Σ	0.65	
		12	V				337	0.2	
338	0.3								
Σ	0.5								

## ELEMENTINDELNING FÖR DATABERÄKNING

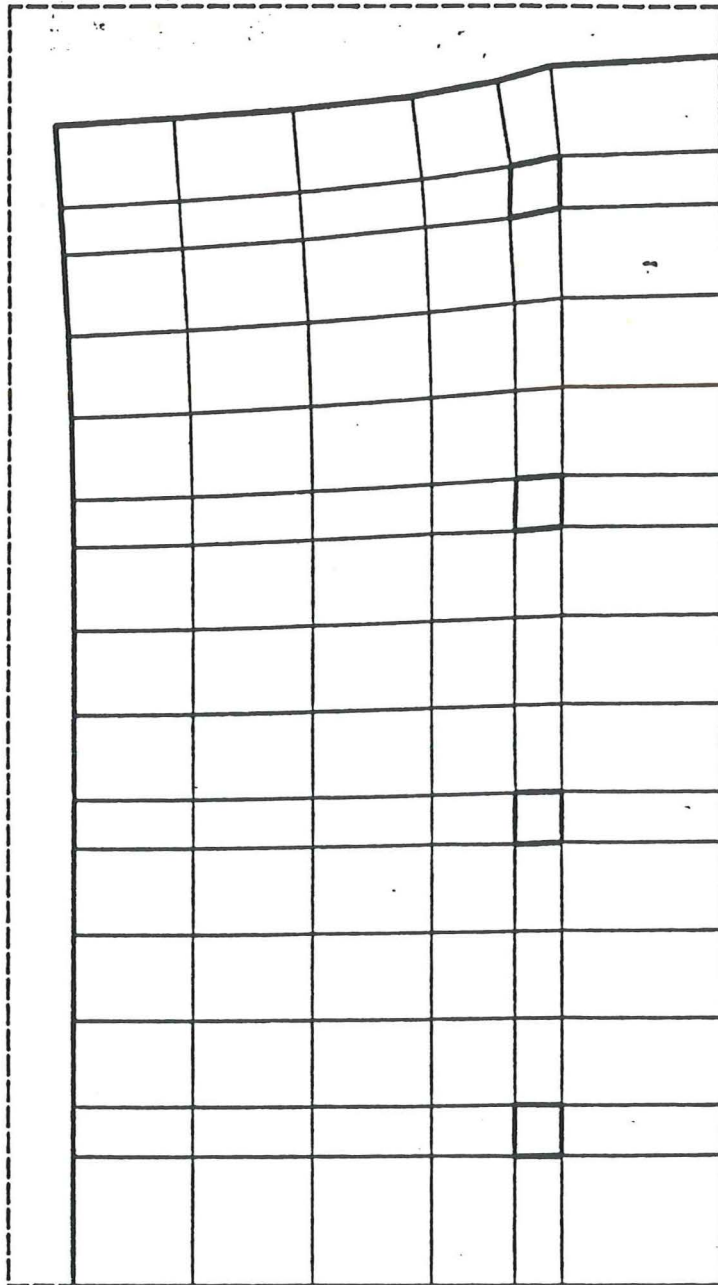


På denna del av skivan är krympbelastning pålagd.

Denna del av skivan förutsätts  $\epsilon$  krympa. Medverkande bredd är satt till 1.0 m.

PLATE PROBLEM NO 1

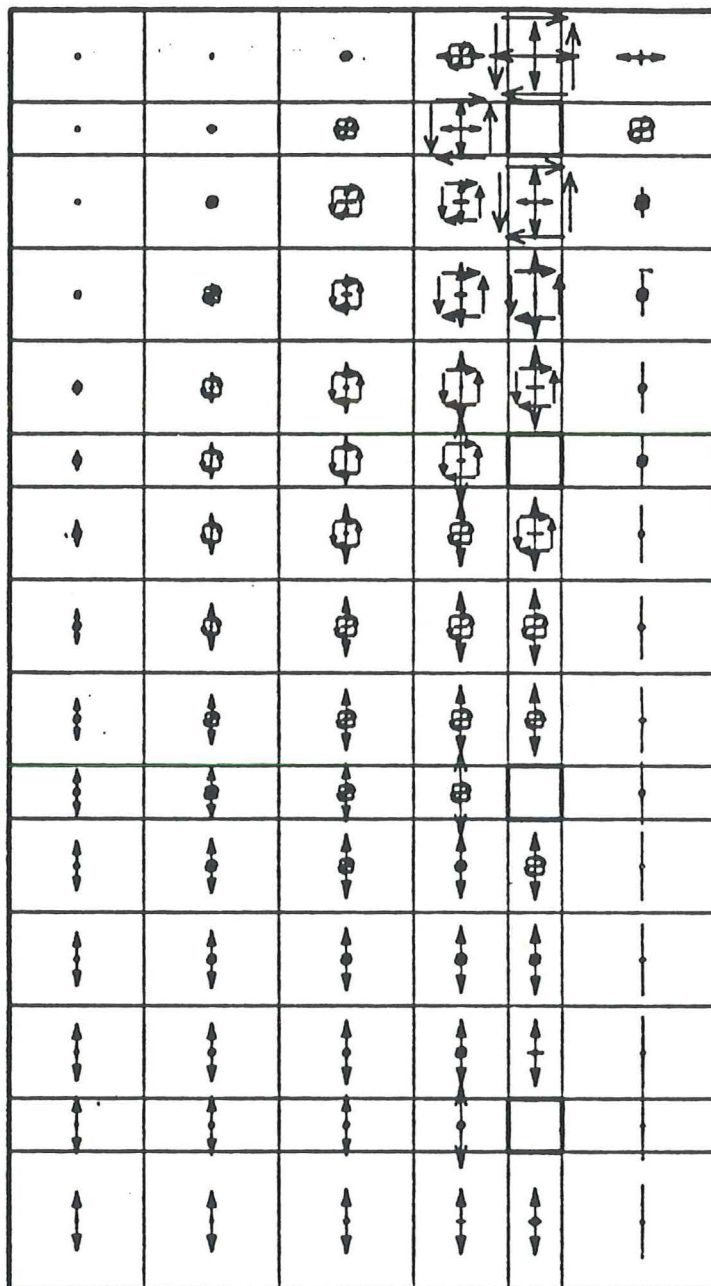
LOAD CASE NO 1



DISPLACEMENT SCALE  0 0.001 m.

# PLATE PROBLEM NO 1

## LOAD CASE NO 1



←→ TENSION

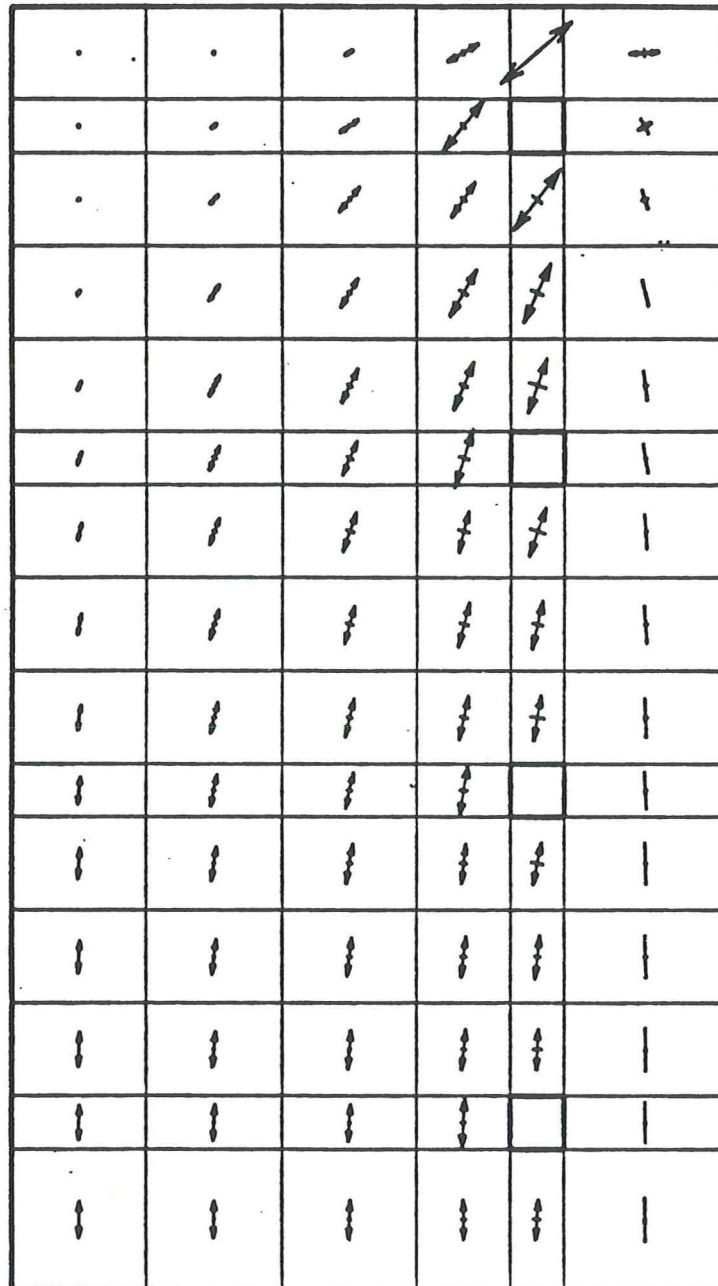
— COMPRESSION

↻ DIRECTION OF SHEAR STRESS

STRESS SCALE 0 ————— 10 MPa

# PLATE PROBLEM NO 1

## LOAD CASE NO 1



↔ TENSION

— COMPRESSION

STRESS SCALE  10 MPa

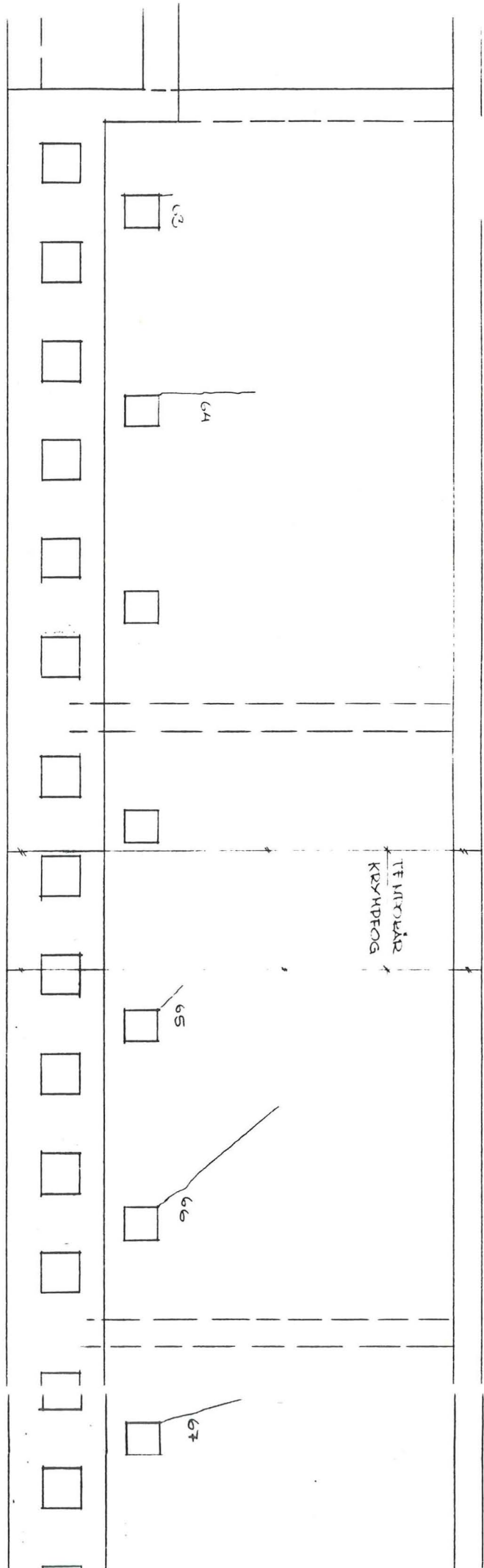
LOAD CASE 1

MULTIPLY PRINTED VALUES BY 10 RAISED TO -3 MPa

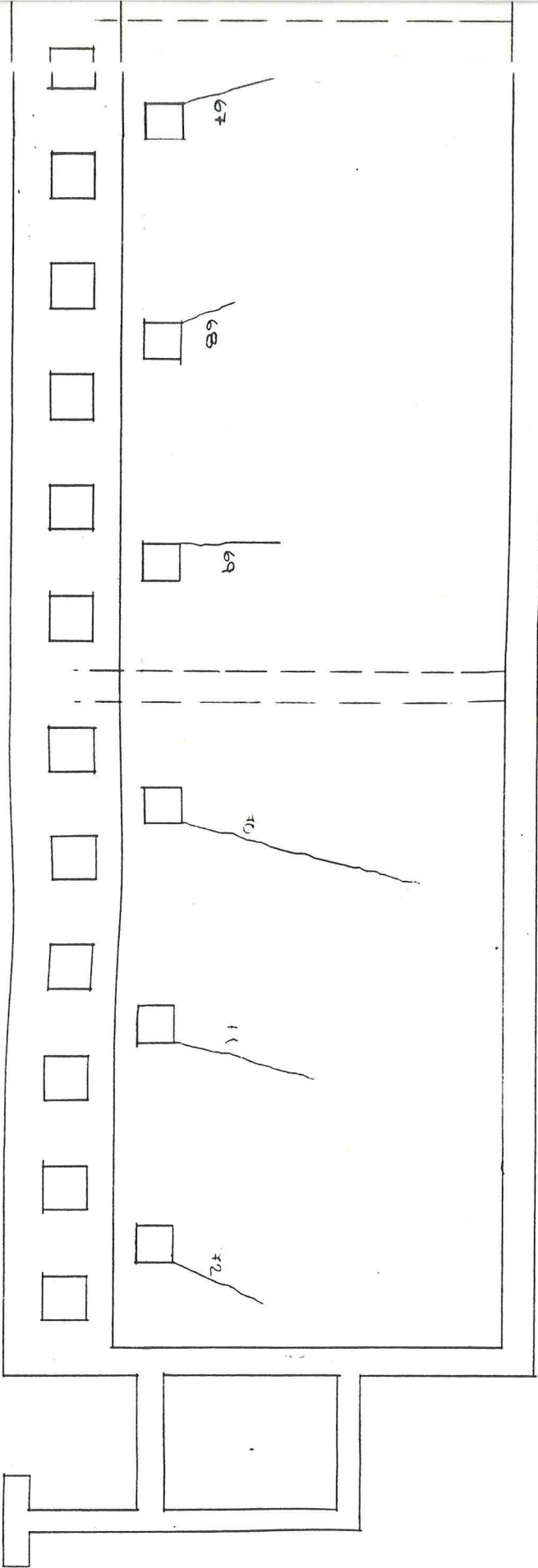
( 1, 1)	( 1, 2)	( 1, 3)	( 1, 4)	( 1, 5)	( 1, 6)	( 1, 7)
19	63	596	2660	7193	2133	
( 2, 1)	( 2, 2)	( 2, 3)	( 2, 4)	( 2, 5)	( 2, 6)	( 2, 7)
77	417	1633	5020	0	1053	
( 3, 1)	( 3, 2)	( 3, 3)	( 3, 4)	( 3, 5)	( 3, 6)	( 3, 7)
105	798	2366	3101	5863	387	
( 4, 1)	( 4, 2)	( 4, 3)	( 4, 4)	( 4, 5)	( 4, 6)	( 4, 7)
302	1333	2483	4030	4934	-93	
( 5, 1)	( 5, 2)	( 5, 3)	( 5, 4)	( 5, 5)	( 5, 6)	( 5, 7)
619	1646	2808	3909	4397	-304	
( 6, 1)	( 6, 2)	( 6, 3)	( 6, 4)	( 6, 5)	( 6, 6)	( 6, 7)
882	1911	2795	4713	0	-164	
( 7, 1)	( 7, 2)	( 7, 3)	( 7, 4)	( 7, 5)	( 7, 6)	( 7, 7)
1176	2031	3037	3112	3855	-202	
( 8, 1)	( 8, 2)	( 8, 3)	( 8, 4)	( 8, 5)	( 8, 6)	( 8, 7)
1517	2235	2868	3377	3686	-325	
( 9, 1)	( 9, 2)	( 9, 3)	( 9, 4)	( 9, 5)	( 9, 6)	( 9, 7)
1836	2329	2909	3307	3408	-305	
( 10, 1)	( 10, 2)	( 10, 3)	( 10, 4)	( 10, 5)	( 10, 6)	( 10, 7)
2042	2452	2778	4137	0	-189	
( 11, 1)	( 11, 2)	( 11, 3)	( 11, 4)	( 11, 5)	( 11, 6)	( 11, 7)
2221	2492	2972	2930	3189	-195	
( 12, 1)	( 12, 2)	( 12, 3)	( 12, 4)	( 12, 5)	( 12, 6)	( 12, 7)
2393	2605	2870	3062	3209	-255	
( 13, 1)	( 13, 2)	( 13, 3)	( 13, 4)	( 13, 5)	( 13, 6)	( 13, 7)
2529	2639	2915	3003	3025	-203	
( 14, 1)	( 14, 2)	( 14, 3)	( 14, 4)	( 14, 5)	( 14, 6)	( 14, 7)
2596	2706	2770	3886	0	-137	
( 15, 1)	( 15, 2)	( 15, 3)	( 15, 4)	( 15, 5)	( 15, 6)	( 15, 7)
2641	2707	2916	2926	3009	-177	
( 16, 1)	( 16, 2)	( 16, 3)	( 16, 4)	( 16, 5)	( 16, 6)	( 16, 7)

ELEVATION AV SERVICEGÅNG 21

1:50

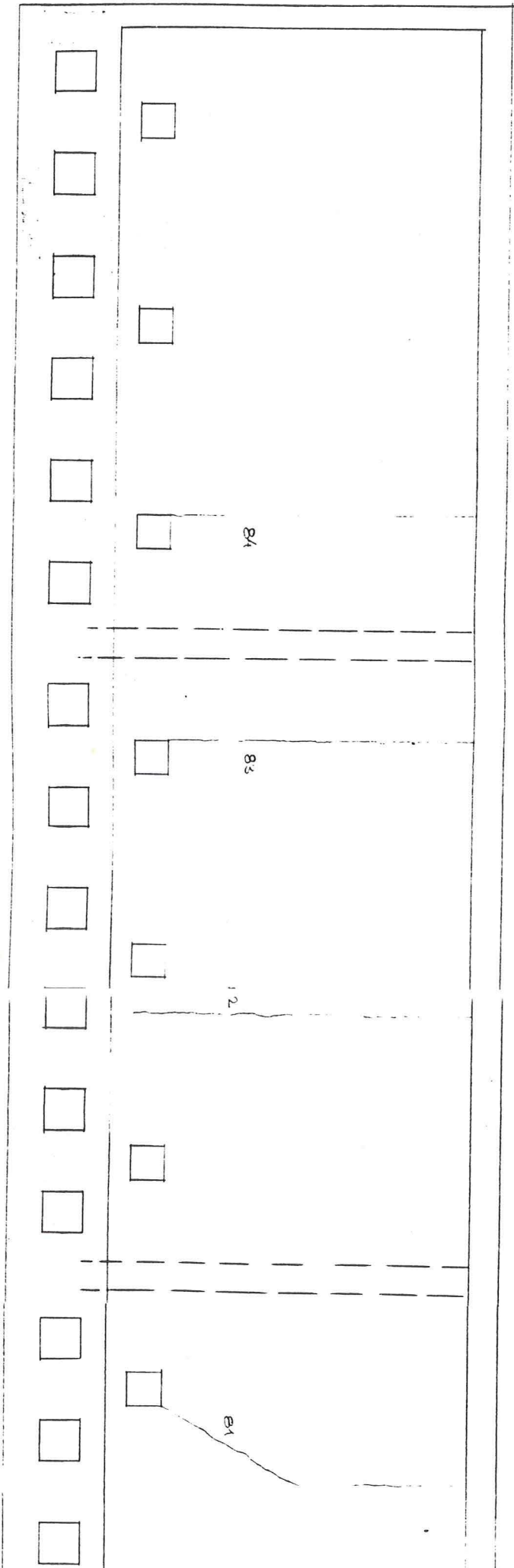


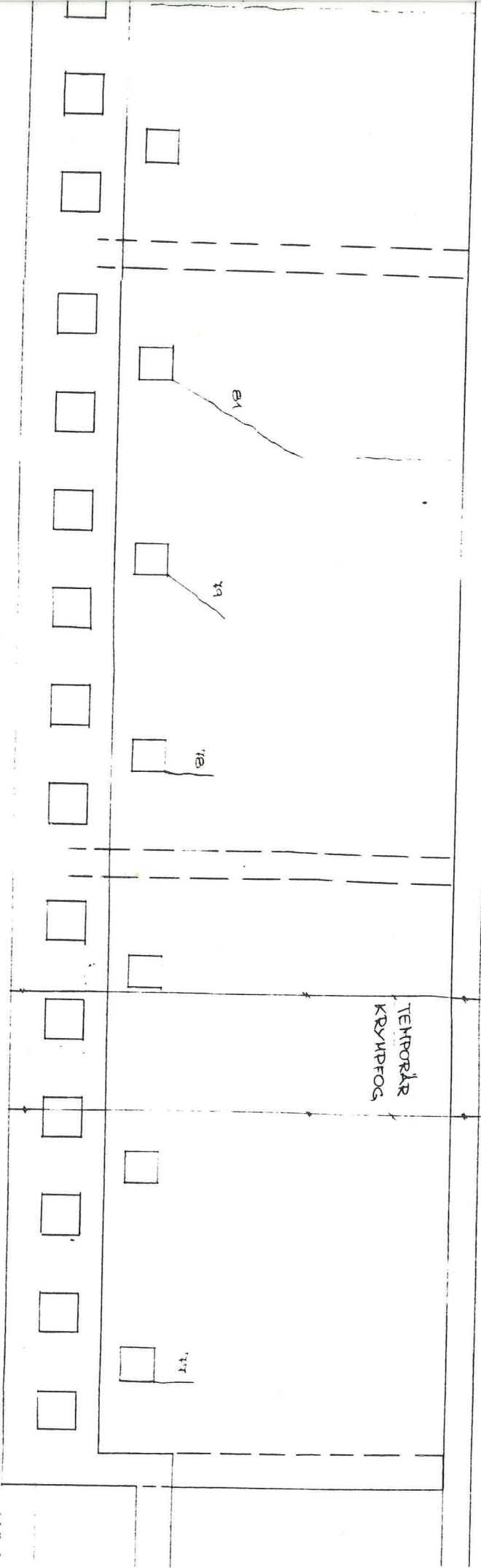




ELEVATION AND SERVICE GRADING 22

1:50





ТЕМПОРАР  
КРЪМРОГО

ya

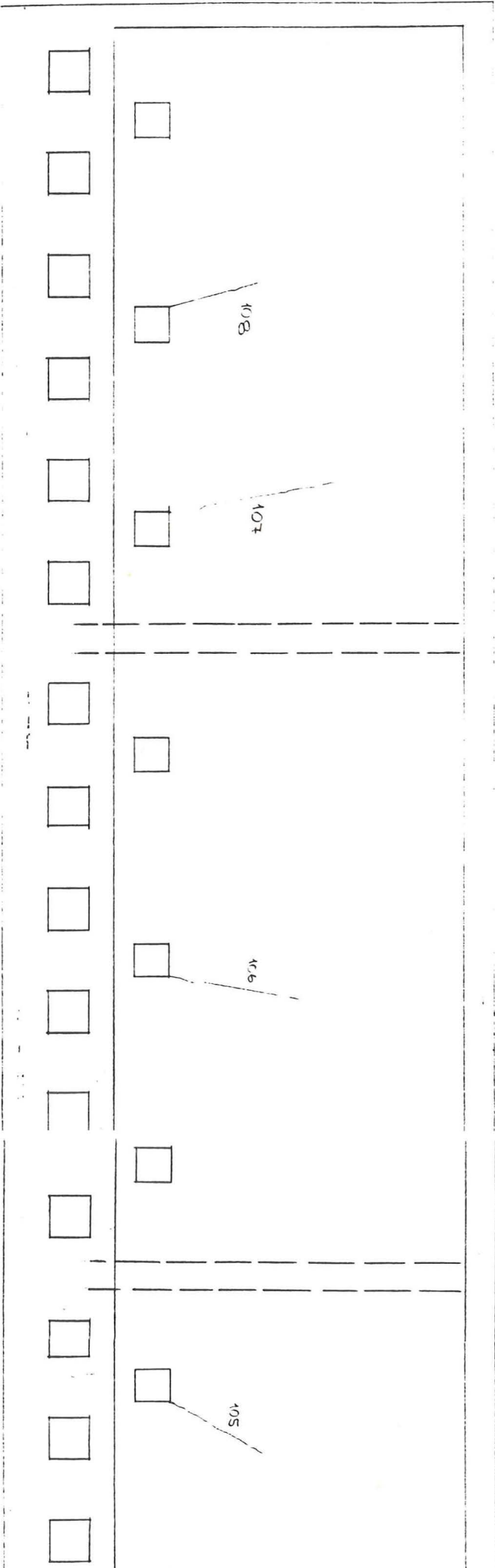
bi

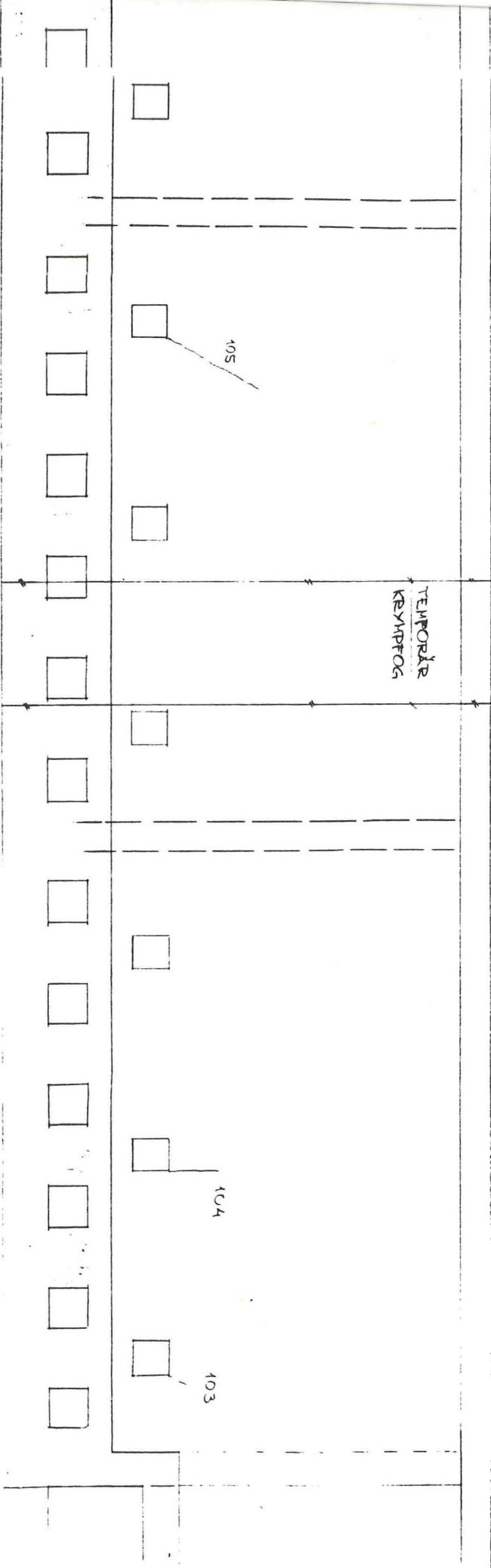
ai

ti

ELEVATION AV SERVICEGÅNG 23

1:50





TEMPORARY  
RECEPTION

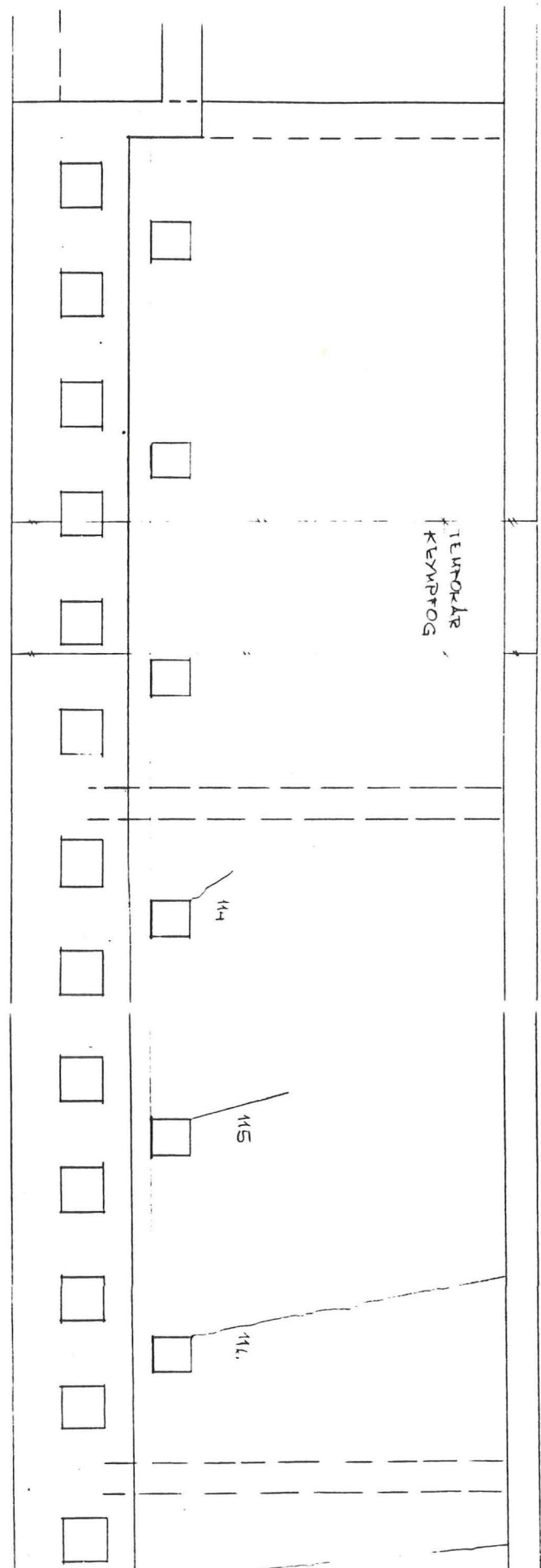
105

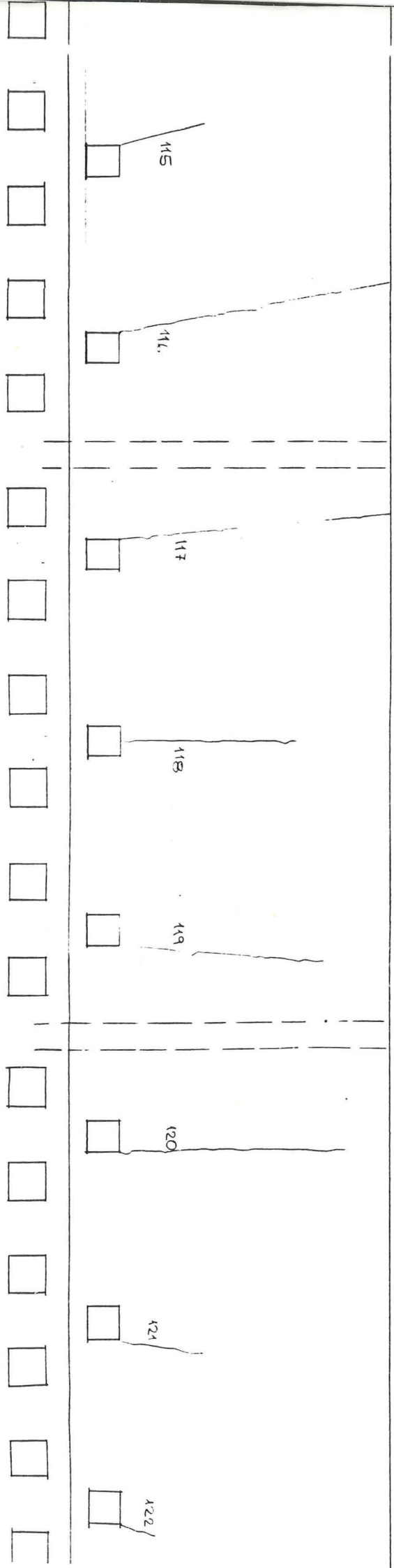
104

103

ELEVATION AV SERVICEGÅNG 2A

A:1:0





115

116

117

118

119

120

121

122