



DIPL. - ING.

ΧΡΗΣΤΟΣ Μ. ΜΙΧΑΗΛ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
ΔΗΛ. ΠΟΛ. ΜΟΝΑΧΟΥ
Τ. ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΣ Ε. Μ. Π.
ΧΑΛΑΝΔΡΙ - ΤΗΛ. 682-520

DIPL. - ING.

CHRISTOS M. MICHAEL
BAUINGENIEUR
T. H. MUENCHEN
CHALANDRI - ATHEN TEL. 682-520

Ἐν Χαλανδρίῳ τῇ 19 Μαΐου 1961

Πρὸς τὴν Μεταξοβιομηχανικὴν & Ἐμπορικὴν Ἑταιρείαν

"Σβωλδπουλος Π. & Κουτρομπῆς Χρ." Α.Ε. "BOMBYS"

Ἑρμοῦ 52

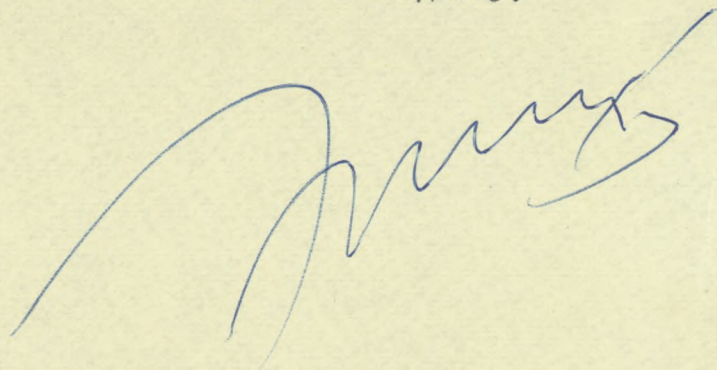
Εἰς Ἀθήνας

Κύριοι,

Παρακαλῶ ὅπως τὰ πληρωτέα ποσὰ διὰ τὴν οἰκοδομὴν
τὴν ἀνεγειρομένην ἐν τῷ ἐργοστασίῳ σας, τὰ καθοριζόμενα ἐκάστοτε
ὑπὸ τῶν πιστοποιήσεων τοῦ ἐπιβλέποντος Μηχανικοῦ-Ἀρχιτέκτονος
κ. Θύμιου Παπαγιάννη, καταβάλλητε εἰς τὸν Πατέρα μου κ. Μιχ.
Μιχαήλ, ὅστις θὰ εἶς ὑπογράφῃ ἀντ' ἐμοῦ τὰς σχετικὰς ἀποδείξεις.

Εὐχαριστῶ ὑμᾶς καὶ διατελῶ,

Μεθ' ὑπολήψεως,



ΕΠΕΚΤΑΣΙΣ ΕΡΓΟΣΤΑΣΙΟΥ "ΑΕ ΒΟΜΒΕ" - ΠΡΟΝΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ

Σκυρόδεμα Β 300

Κέλυσος	$(22) \times 3 \times 0,06 =$	87	M ³
Συνιόχυνος	$21 \times 8 \times 3 \times 0,02 =$	10	"
Περιμετρικαί δομοί κελύφους	$0,35 \times 0,50 \times 265 =$	46	"
Κεντρικαί δομοί κελύφους	$0,35 \times 0,50 \times 123 =$	21,5	"
Έξυπνοτάγος	$0,25 \times 0,4 \times 255 =$	25,5	
	<u>$190,0 \times 2200 =$</u>		418.000

Σκυρόδεμα Β 160

Υποδομώματα	$5 \times 12 \times (0,55) =$	18	M ³
Πέδιλα	$[2 \times 0,4 + 4 \times 0,9 \times 1,4 \times 0,5 \times 0,25] \times 12 =$	26,8	"
δομοί συνιόχυνος	$0,3 \times 0,5 \times 12 \times 2045 =$	36,7	"
Θερμάχον τσιχόποιϊκς εν διαφρόνους	$4 \times 2 \times 0,3 \times 0,3$	0,7	"
Σενάτ τσίμιντολίνων	$8 \times 20,3 (0,2) =$	6,5	"
Πρέμια		2,0	"
Πλάτς Βόνδρου	$3 \times 0,2 =$	1,8	"
Σατιέρι κιάνδρος	$0,1 \times 0,2 \times 136,5 =$	2,8	"
	<u>$95,3 \times 1100 =$</u>		104.800

Άσφαλτον σκυρόδεμα

Πέδιλα	$4 \times 3 \times 3 \times 0,7 =$	75,5	M ³
Δάπεδα	$3 (20,8) \times 0,12 =$	156,0	"
"	$2 \times 21 \times 2 \times 0,1 =$	8,4	"
Πεφροδρόμιον	$8 (22,2) \times 0,12 =$	21,5	"
	<u>$261,4 \times 300 =$</u>		79.000

Σίδηρος εν σκυρόδεμα	δαπέδου	$2 \text{ kg} \times 6,2 \times 1400 =$	17.500
		$2 \text{ kg} \times 6,2 \times 2 \times 21 =$	500

Έπαλσις Ενλοτύπου	διά Schelöl (Decoframe)		
	$1450 \times 26 \times 0,025 + \text{τόμοι κτύπου} \sim$		2.400

ΕΙΣ ΜΕΤΑΦΟΡΑΝ 622.200

ΕΚ ΜΕΤΑΦΟΡΑΣ

622.200

Μωσαϊκά ρετάρ αρμωγών αλουμινίου $3 \times (20,8)^2 \times 65 =$
 $+ 2 \times 21 \times 2 \times 65 = \sim$

84.500
 5.500

Επιχρίσματα: Γραφίων $14 \times 1 = 14 \text{ M}^2$
 WC $57,3 \times 2,35 = 135 \text{ "}$
 Περιμετρικοί τείχοι
 $2 \times 3,5 \times 8 \times 21 = 1180 \text{ "}$
 Εσωτερικοί " $2 \times 5,4 \times 58,5 = 630 \text{ "}$
 Θρόνοι 1450 "
 $3.409 \times 25 =$

85.000.-

Ξυλομαζαί Πέδιλα $4 \times 3 \times 3^2 \times 2,5 = 270 \text{ M}^3$
 Δοκοί συνδέσεως:
 $12 \times 21 \times 0,5 \times 0,5 = 63 \text{ "}$
 Μανδρότοιχοι
 $136,5 \times 0,5 \times 0,5 = 34 \text{ "}$
 Χάνδακας υδρευμάτων
 $10 \times 0,7 \times 0,5 = 3,5$
 $50 \times 0,6 \times 0,4 = 12$

 $382,5 \times 30 = \sim$

11.500

Στεγάστρα μεταλλικά $13 \text{ M}^2 \times 250 =$

3.250

Μόνωση κεγίφους (22) $\times 3 \times 0,08 \times 700 =$
 Betocel

81.000

Σιμεντόλιθοι 20 cm
 Εξωτερικοί τείχοι $8 \times 21 \times 2,8 = 470 \text{ M}^2$
 Διαφραγμάτων: $4 \times 3 = 12$
 $(2,3)^2 = 5,3$
 $2,3 \times 1,1 = 2,5$
 $19,8 \sim 20 \rightarrow -20 \text{ "}$
 $450 \times 70 =$

31.500

Εσωτερικοί τείχοι $18 \times 1 = 18 \text{ M}^2$
 $4 \times 4 = 16 \text{ "}$
 $2 \times 4 + 8 \times 5 + 20,8 \times 5 + 6 \times 4 + 16 \times 4 + 2 \times 15 = 270 \text{ "}$

Διαφραγμάτων: $2 \times (2,3)^2 = 10,6 \text{ M}^2$
 $2 \times 1,1 \times 2,3 = 5,1$
 $2 \times 1 \times 2,3 = 4,6$
 $20,3$

-20
 $284 \times 70 =$

20.000

Μανδρότοιχοι: $136,5 \times 2 \times 60 =$

16.400

ΕΙΣ ΜΕΤΑΦΟΡΑΝ

960.850

ΕΚ ΜΕΤΑΦΟΡΑΣ	960.850
Δρομική οπτοπλ. $(4 \times 1,5 \times 2,3 + 6 \times 0,5 \times 2,3) \times 50 =$	1.050
Κατασκευή παλαιού μανδροταίχου - μεταφορά υδριών $90 \times 0,50 \times 2 \times 30 =$	2.700
Θεμελίωση μανδροταίχου (λιδόδομη)	
$186,5 \times 1,3 \times 0,50 \times 160 =$	19.300
Επιχωμάτωσις $51 \times 50 \times 0,80 =$	2.050 M^3
$1400 \times 0,20 =$	280 "
	2.330 "
Μετ. θεμελίωσ. Βόθρο, Μάνδρα	200
	2.130 $\times 15 =$
	32.000
Διάστρωση δια Grader, Κυλινδρώσις ~	10.000

Χρωματισμοί: Συμροδέματα εξωτερικά

κέλυφος: $(22)^2 \times 3 =$	1450 M^2
περίφ. δομοί $4 \times 21,6 \times 0,5 \times 3 =$	130 "
κντρ. " $2 \times 3 \times 20,2 \times 1 =$	132 "
έδικοστρώσις $4 \times 3 \times 20,4 \times 0,45 =$	110 "
εναρτ. έδαφ.	33
	1855 $\times 5 =$
	9.275

Συμροδέματα εξωτερικά

δομοί $4 \times 21,6 \times 0,9 \times 3 =$	235 M^2
$8 \times 20,4 \times 0,65 =$	106 "
$9 \times 12 \times 0,3 =$	32,5
εναρτ. $12 \times 1,1 \times 3 = \sim$	400
	773,5 $\times 5 =$
	3.870

Σιφονόδεσες εξωτερικά

περίμετριοι	+ 450 M^2
εξωτερικοί τοίχοι $2 \times 284 =$	+ 568 "
αφααιρούνται ριποχάνια - 150	- 150 "
	868 $\times 4 =$
	3.472

Σιφονόδεσες εξωτερικά
 $450 M^2 \times 5 =$

2.250

ΕΙΣ ΜΕΤΑΦΟΡΑΝ

1.044.767

ΕΚ ΜΕΤΑΦΟΡΑΣ

1.044.767

ΣΥΝΕΧΕΙΑ ΧΡΩΜΑΤΙΣΜΩΝ

Υπόστρωμα $13 \times 1,5 \times 2 = 40 \text{ M}^2$
Κοχλός, δακτύλιος

$$\sim 10$$

$$\underline{50 \times 50 =}$$

2.500

Ριπολίνες: ως επίχρυσες $\sim 150 \text{ M}^2 \times 50 =$

7.500

Υαλοστάσια

$$2 \times 2 \times 14 = 56 \text{ M}^2$$

$$6 \times (0,5) \times 2 = 3$$

$$13,5 \times 0,5 \times 2 = 13,5 "$$

$$2 \times 140 = 280$$

$$\underline{352,5 \times 50 =}$$

17.625

Θύρες:

Εξωτερικές

$$2 \times 20 =$$

40

Εσωτερικές

$$2 \times 20 =$$

40

$$2 \times 2 \times 3 \times 4 =$$

48

$$2 \times (2,3) =$$

10,6

$$2 \times 1 \times 2,3 =$$

4,6

$$2 \times 0,6 \times 6 \times 2,3 =$$

16,5

$$\underline{1597 \times 50 \sim}$$

8.000

Βόλβος:

Ευκαρπής
Επένδυση

$$7 \text{ m } \phi 2,5 \rightarrow 50 \text{ M}^3 \times 40 =$$

2.000

$$55 \times 60 =$$

3.200

Μόνωση

γραφείου

$$3 \times 4 \times 40 = \sim$$

500

Φωταγωγός

πλαστιμούν

$$2,4 \times 22 \times 2 \times 260 =$$

27.000

Μαχιά

$$2 \times 22 \times 0,6 \times 350 =$$

9.300

Κάτω Ένωση

$$4 \times 22 \times 15 =$$

1.320

Σιδεριά

$$2,4 \times 22 \times 2 \times 100 =$$

10.600

Η τριγωνική

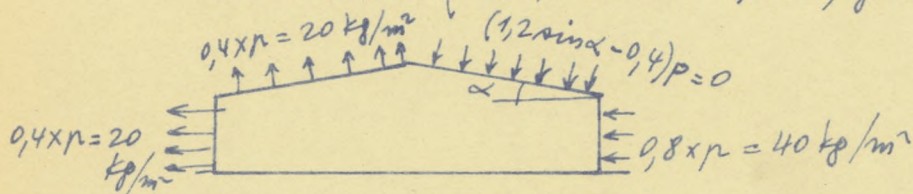
$$\text{Παράθυρα } 4 \times 2 \times 1 \times 0,5 \times 350 =$$

1.400

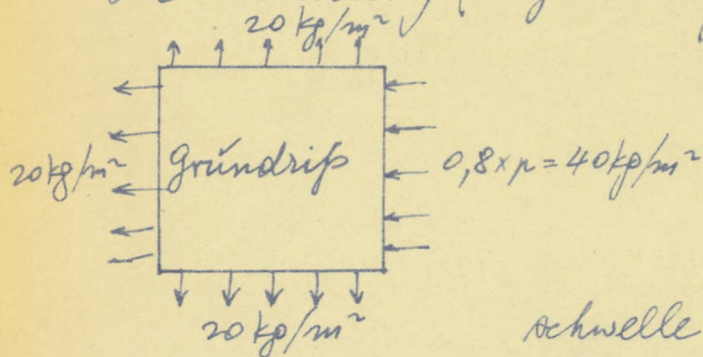
ΕΙΣ ΜΕΤΑΦΟΡΑΝ

1.135.712

- 1) Lasten: Eigengewicht des Stahlbetons: $2,4 \text{ t/m}^3$
 Isolierung (7 cm Porenbeton): 28 kg/m^2
 Schneelast (auf horizontaler Ebene): 50 kg/m^2
 Windlast (max. Höhe: 7,3 m, Geschw. $28,3 \text{ km/s} \rightarrow p = 50 \text{ kg/m}^2$)



Sir nehmen an, die Windlast wirkt nach dem Auftragen der Isolierung. (Sogwirkung gegen Eigengewicht + Isolierung)



Die Gefahr des Anpralls von Fahrzeugen gegen die Säulen wird berücksichtigt indem man besondere kräftige Bord-schwelle herum baut, auf die, die Räder des Fahrzeuges quer zu stoßen.

- 2) Probebelastung erfolgt mit $p = 75 + 28 = 100 \text{ kg/m}^2$ (vor dem Auftragen der Isolierung) 50 Tage nach dem Gießen des Betons. Notstützen aus Stahlröhren im Kreuzpunkt der mittleren Balken erlauben eine Durchbiegung von $\sim 10 \text{ cm}$. Belastung: symmetrisch, Entfernen der Auflast in unsymmetrischer Weise $\rightarrow$ gleicht einer symmetrischen Belastung. Probelaast (voll.) bleibt 24 h liegen. Vergleich der gemessenen Durchbiegungen mit den errechneten. Falls größere Durchbiegungen erscheinen, wird die Probebelastung wiederholt um das ganze elastische Verhalten zu prüfen.

3) Baugrüng Tonartig. Gründung auf Tiefe 2m. Bis Tiefe 5,5m $\sigma_{zul} \approx 0,35 \text{ kg/cm}^2$. Schichtung sehr gleichmäßig. Bis Tiefe 2m Kiesablagerungen vom Fluß (jetzt kanalisiert) Wasserspiegel unter $\sim 12\text{m}$.

4) Modelluntersuchung Maßstab 1:6 aus Beton (bewehrt) mit größter Genauigkeit in der Bewehrung (Netz- u. Längsbewehrung, Bügel, u.s.w.) wurde ausgefertigt. Leider weist die Schaltung größere Abweichungen gegenüber der Dicke ($d=1\text{cm}$) auf. Trotzdem wurde die ^{gesamte} Schale samt Balken in 6 Tagen ausgerüstet (Hochfester Zement!) und einer strengen Stützenabsenkungs-Prüfung mittels kleiner hydraulischer Pressen unterworfen - die Schale zeigte sich als sehr stabil. Ob das an die Steifigkeit oder die Elastizität liegt wird beim nächsten Versuch festgestellt und zwar nach der Erhärtung des Betons. Darauf wird die Schale vollbelastet, zuerst symmetrisch und dann unsymmetrisch.

5) Beton- u. Stahlgüte

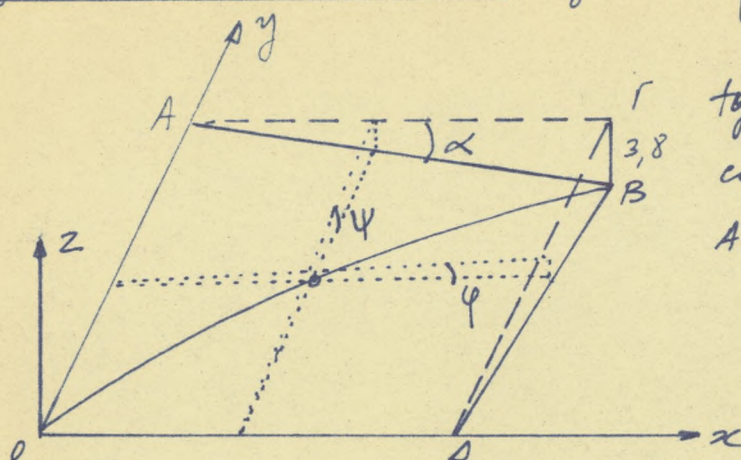
B225	St IV b	für die Schale
(B450	"Morandi"	Spannstahl für mittlere Balken)
B300	St III b	Rippen-Torstahl für (übrigen) Balken
B160	St III b	Rippen-Torstahl für Säulen
B120	St I	für Fundamente
Zugband: "Morandi" Spannstahl		

6) Ausrüsten: der Schale nach 1 Woche, der Balken nach 4 Wochen

7) Erdbeben-Belastung: 0,08 der lotrechten Belastung.

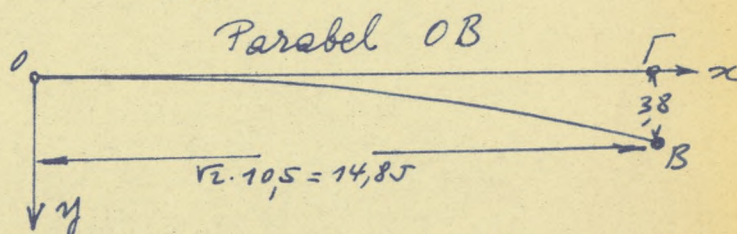
8. Geometrie der Schale Gleichung: $z = \frac{x \cdot y}{n} = \frac{x \cdot y}{29}$

3



$$\begin{aligned} \tan \alpha &= \frac{3,8}{10,5} = 0,36 & \alpha &= 19^\circ 48' \\ \cos \alpha &= 0,941 & \sin \alpha &= 0,338 \\ AB &= \frac{10,5}{0,941} = 11,15 \text{ m} \end{aligned}$$

$$y = \frac{4 \times 3,8 \times x (29,7 - x)}{(29,7)^2}$$



$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{30,4}{882} \quad \text{Krümmungshalbmesser } R \approx \frac{1}{\frac{d^2 y}{dx^2}} = 29 \text{ m}$$

Wir setzen $R \approx \text{Konstant}$

Wenn wir $\frac{\cos \psi}{\cos \varphi} = 1$ setzen, gehen wir den maxim. Fehler für $y=0$ und $x=10,5 \rightarrow \frac{1}{0,941} \sim 6\%$

9. Einspannen der Schale an den umfassenden Balken

für $d=10 \text{ cm}$, Randstörungen durch die Wellenlänge $\lambda = \frac{0,76 \sqrt{d}}{4 \sqrt{k_1^2 + k_2^2}}$ bestimmt. (Bettungsziffertheorie)

k_1, k_2 sind die Hauptkrümmungen im betrachteten Randpunkt, d die Dicke. $\rightarrow$ C. Vreedenburgh: Der

Philips-Pavillon auf der Brüsseler Weltausstellung

$$\lambda = \frac{0,76 \sqrt{910}}{4 \sqrt{\frac{2}{29^2}}} = 1,09 \text{ m} \quad \text{Einspannmoment: } m_0 = 0,5 \cdot 0,223 (1,09)^2$$

$$m_0 = 0,132 \text{ tm}$$

Auflagerreaktion je Längeneinheit: $1,09 \times 0,223 = 0,24 \text{ t/m}$

Bemessung der Schale: $k = 8,5 \sqrt{\frac{1}{0,132}} = 23 \rightarrow < 20/2000$

$$F_c = \frac{0,48 \times 0,132}{0,085} = 0,75 \text{ cm}^2 \quad \# \text{ T92 Baustahlgewebe } 15/15 \text{ cm}$$

$d=4,2 \text{ mm}$ $F_c=0,92 \text{ cm}^2$. Diese Bewehrung wird oben

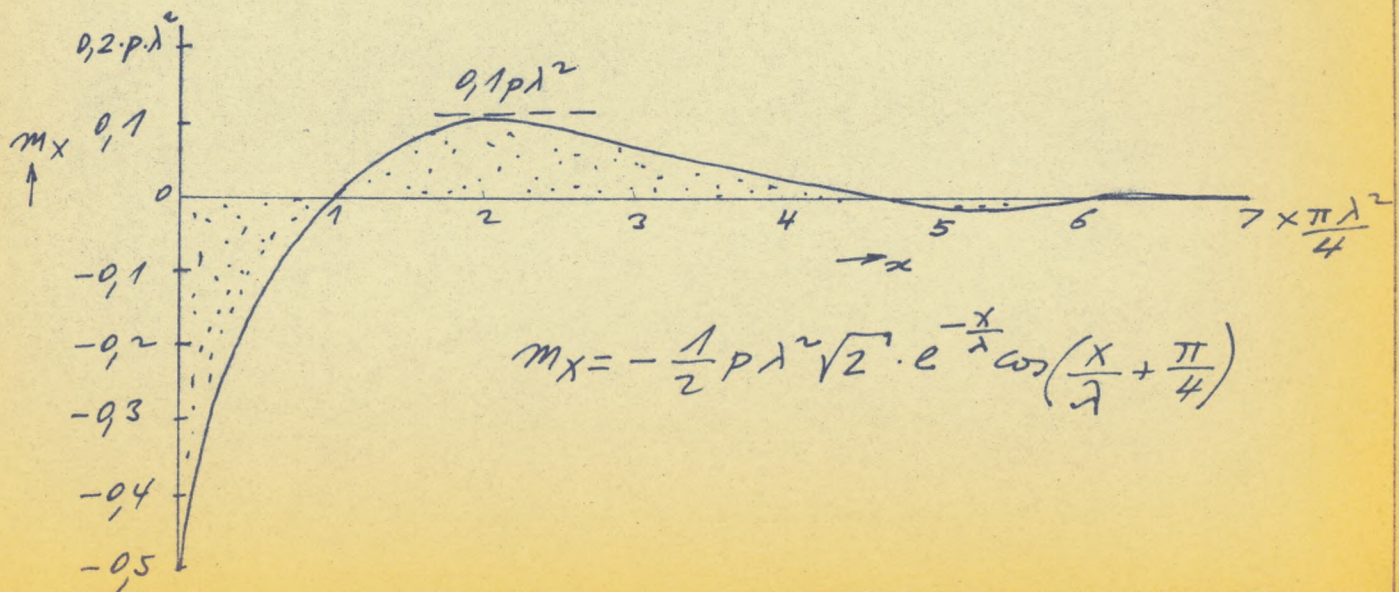
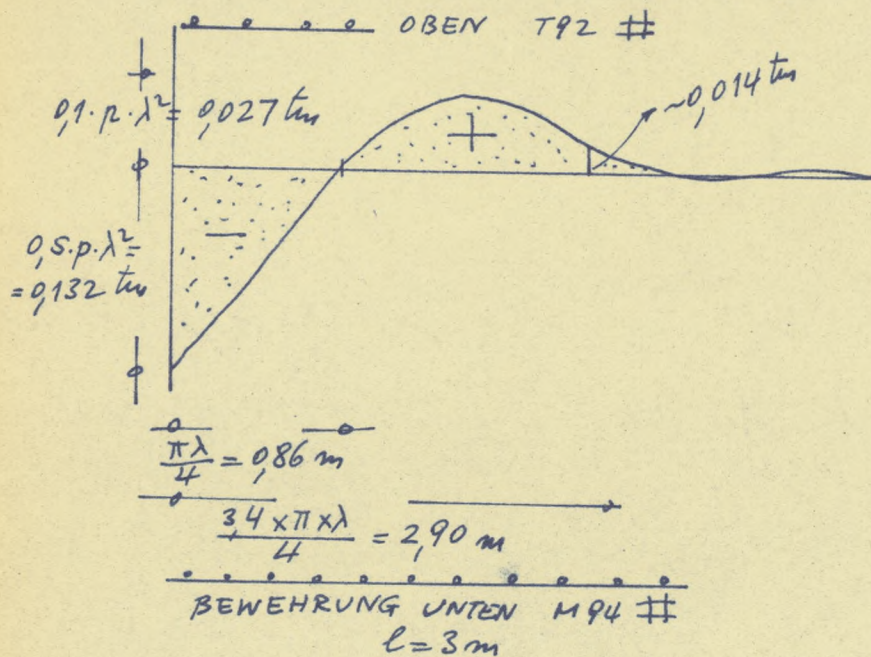
bis zu einer Entfernung von 1m vom Rande gesetzt.

Positive Momente $m = 0,1 \cdot p \cdot \lambda^2 = 0,1 \cdot 9,223 (1,09)^2 = 0,027 \text{ tm}$

In der Schale: für $d = 6 \text{ cm} \rightarrow W = \frac{6^3 \cdot 100}{6} = 600 \text{ cm}^3$

$\sigma_{\text{unbewehrt}} = \frac{70}{20} = 3,5 \text{ kg/cm}^2$. $M_{\text{zul}} = 3,5 \times 600 = 2.100 \text{ kgcm} = 0,021 \text{ tm}$. Dieses Moment kann von der unbewehrten Betonschale aufgenommen werden, wenn man auf die übrigen Spannungen N_x, N_y und T wegen Eigengewicht + Isolierung + Schnee absieht, wofür eine besondere Bewehrung in der mittleren Ebene der Schale gesetzt wird. Für Sicherheitsgründen setze ich unter Baustahl.

M 94 # 75/75 $d = 3 \text{ mm}$ $F_e = 2 \times 0,94 \text{ cm}^2$



10. Auflagerung der Schale auf den mittleren Balken ⁵

Die Schale wird als scharnierend gelagert angenommen

$$\text{für } d = 6 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{0,76 \sqrt{0,06}}{4 \sqrt{\frac{2}{282}}} = 0,844 \text{ m}$$

Positives max Schnittmoment in einer Entfernung von $0,785 \times 0,844 = 0,664 \text{ m}$ vom Randglied:

$$m_0 = 0,16 \cdot 0,223 (0,844)^2 = 0,025 \text{ tm}$$

Auflagerreaktion: $q_0 = 0,844 \times 0,223 = 0,188 \text{ t/m}$ von beiden ^{Seiten}
Das Moment kann leicht vom unbewehrten Beton aufgenommen werden, trotzdem wird eine untere Bewehrungsmatte 194 # Baustahlgewebe auf einer Streife von 1 m gesetzt.

11. Spannungen in der Schale

nach T. Tester: Hyperb.-Parab. Schalen, Ing. Archiv 16, 38 (1947)

2) Schneelast $N_x = N_y = 0$

$$T = \text{konstant} = 0,05 \times \frac{(10,5)^2}{2 \times 3,8} = 0,725 \text{ t/m}$$

Nachfolgend werden die Spannungen wegen Eigengewicht + Isolierung und getrennt für Windlast ermittelt. Eine kurze Ermittlung der Spannungstrajektorien erbrachte eine Neigung an den Rändern von 90° , um die Symmetriediagonale Neigungen zwischen $44^\circ 18'$ und 45° .

Bewehrung der Schale Baustahlgewebe, parallel zu den Erzeugenden. Die größten Spannungen (außer wegen Einspannung an den Rändern) treten im Punkt $x=y=10,5$ (Eigengewicht + Isolierung + Schneelast) auf:

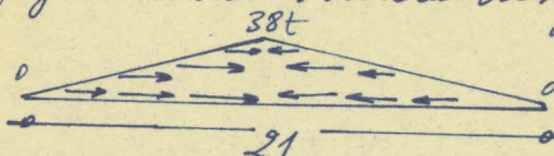
$$T = 1,5 + 0,725 = 2,225 \text{ t/m} \quad N_x = N_y = 0,63 \text{ t/m}$$

$$f_e = \frac{2,225 + 0,63}{2,6} = \frac{2,855}{2,6} = 1,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Baustahlgewebe, $\sigma_e = 2,6 \text{ t/cm}^2$  15 $d = 7 \text{ mm}$ $f_e = 2,57 \text{ cm}^2$ auf jeder Seite. Diese Bewehrung¹⁵ wird auf der ganzen Schale beibehalten, obwohl an den übrigen Punkten geringere Spannungen auftreten. Die Bewehrung wird in der mitte (der Dicke der Schale) gesetzt.

Mittlerer Kreuzbalken (Überzug) 35/50

a) Symmetrische Vollbelastung:



Für x oder $y=0 \rightarrow N_x = N_y = 0$

Mittlerer Schub von jeder Seite:

$$T = 1,0 \times 0,725 = 1,8 \text{ t/m}, \text{ Links u. Rechts } N=0, \text{ Mitte } N = 2 \cdot 1,8 \cdot 10,5 = 38 \text{ t}$$

b) Symmetrische Belastung infolge Eigengewicht der Schale:

$$T = \frac{0,145}{0,173} \cdot 1,0 = 0,84 \text{ t/m} \quad \text{Mitte: } N = 2 \times 0,84 \times 10,5 = 17,7 \text{ t}$$

c) Unsymmetrische Belastung kommt in unserem Klima nur wegen Windlast in Frage. $T_{\text{wind}} = 0$ für x oder $y=0$ außerdem $N_x = N_y = 0$

Lotrechte Lasten auf Balken:

Eigengewicht	0,42 t/m	0,42 t/m
aüs der Schale	0,19 "	0,13 "
$q_{\text{max}} =$	0,61 "	$q_{\text{min}} = 0,55 "$

Wegen q_{max} : $M = \frac{0,61(21)^2}{8} = 33,5 \text{ tm}$ $N = 38 \text{ t (Aüsmittig)}$

Tafeln von Mörsch-Pucher, Momente aüs den Druck- und Zügbewehrung-Lage bezogen: $M_e = +33 \text{ tm}$

$$M_e' = 33,5 - 38 \cdot 0,45 = +16,5 \text{ tm} \quad \rho = \frac{3300000}{35 \times 100 (47,5)^2} = 0,42 \quad \rho' = 0,21$$

Bewehrung: Rippenrostahl $\sigma_e = 2400$

$$\text{für } \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{2400}{100} = 24 \rightarrow Fe' = 0,95\% \rightarrow 16,6 \text{ cm}^2 \quad 5\phi 22 \rightarrow 19 \text{ cm}^2$$

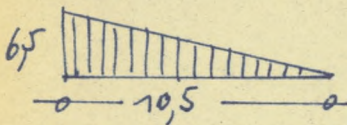
$$\text{für } \sigma_e = 1500 \text{ kg/cm}^2 \quad Fe = 2\% \rightarrow 10\phi 22 \text{ in zwei Lagen} \rightarrow 38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Wegen } q_{\min}: M = \frac{0,55(21)^2}{8} = 31 \text{ tm} \quad N = 17,5 \text{ (Aüsmittig)}$$

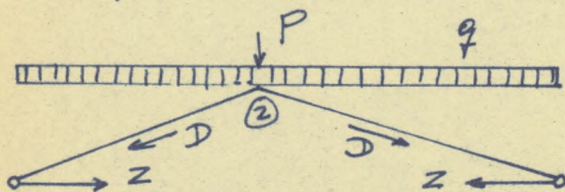
$M_e = +31 \text{ tm} \quad M_e' = 31 - 17,5 \times 0,45 = +23 \text{ tm}$. Dieser Fall ist ungünstiger, deshalb werden die Stahlrohr-Notstützen um die Mitte erst nach Auftragen der Isolierung entfernt.

$$\text{Schubssicherung Auflagerdruck } P = 10,5 \times 0,61 = 6,4 \text{ t}$$

$$\text{Schub aus Momenten: } \tau_{\max} = \frac{6400}{35 \times 0,9 \times 47,5} = 4,3 \text{ kg/cm}^2$$



Umfassende Balken



a. Lotrechte Kräfte

gleich last. aus d. Sohle	0,245 t/m
Eigengewicht d. Balkens	0,500 "
" Zugbands	0,200 "
	<u>0,945 "</u>

$$Z = \frac{0,156 \times 0,945 (21)^2}{3,8} = 17 \text{ t}$$

$$M_2 = -\frac{0,945 (21)^2}{2 \times 16} = 13 \text{ tm} \quad \max M = \frac{9}{256} \cdot \frac{0,945 (21)^2}{2} = 7,4 \text{ tm}$$

Einzellast $P = 6,5$ aus dem mittleren Balken

$$Z = \frac{6,5(10,5)}{4 \times 3,8} \left(3 - 4 \cdot \frac{10,5^2}{21^2} \right) \approx 9 \text{ t} \quad M_2 = \frac{6,5 \times 10,5}{2} - 9 \times 3,8 = 0$$

$$M_3 = \frac{6,5(10,5)^2}{21} - 9 \cdot 3,8 = 34 - 34 = 0$$

Aüsmittiger Druck aus der Sohle: im Mittel $N = 0,34 \text{ t/m}$
 " " $T = 1,30$
 $T_{\text{schnee}} = 0,73$

$$D = 2,37 \times 11,5 = 26,5 \text{ t}$$

$$Z = 26,5 \times 0,94 \approx 25 \text{ t}$$

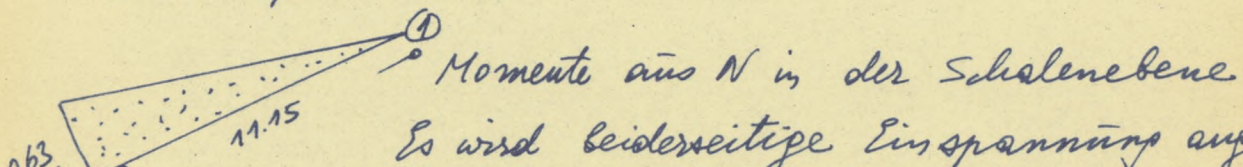
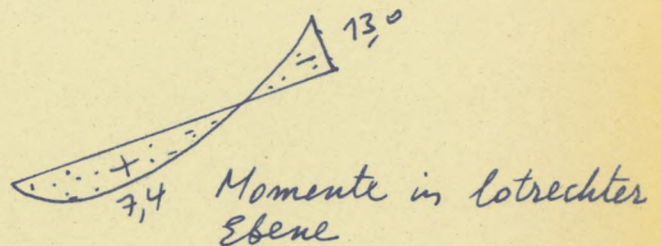
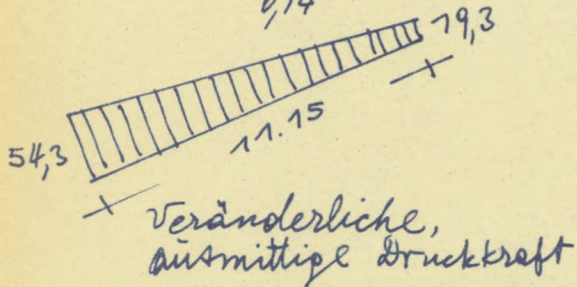
$$\underline{\underline{2,37}}$$

ZUGBAND: $\Sigma Z = 25 + 9 + 17 = 51t$ 2 Morandi Spannkabel
 $3 \times 16\phi 5$

Bemessung des Balkens

1/4 ② $P_1 = \frac{6,5}{0,338} = 19,3t$

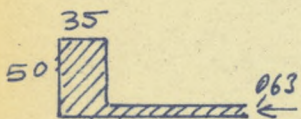
$P_2 = \frac{51}{0,94} = 54,3t$



Es wird beiderseitige Einspannung angenommen

$M_1 = \frac{0,63(11,15)^2}{2 \times 15} = 2,6 tm$ $M_2 = \frac{0,63(11,15)^2}{2 \times 10} = 4 tm$

$\max M = \frac{0,63(11,15)^2}{2 \times 23,3} = 1,67 tm$



Wegen Ausmittigkeit der N-Kräfte, wird der Balken auf Torsion beansprucht. $M = 0,63 \times 0,22 = 0,14 tm$

$\tau_{\max} = \frac{4,3 \times 0,14}{(0,35)^2 \times 0,50} = 1 kg/cm^2$

Knickung nach DIN 4114 BE 2, Ri 7.7 (Stahlbau)

$S_K = S \sqrt{\frac{1 + 0,93 \cdot N_0/N_1}{7,72}}$ wobei $N_0 < N_1$, $S_K = 11,15 \sqrt{\frac{1 + 0,93 \cdot \frac{19,3}{54,3}}{7,72}} = 4,60$

$\lambda = \frac{4,60}{0,35} = 13 \rightarrow w = 1$

In der Mitte des Balkens: $P \approx 37t$ $M = +7,4 tm$

$e = 0,225$ $M_e = 7,4 - 37 \cdot 0,45 = 7,4 - 16,6 = -9,2 tm$ (Drucker)

$M_e' = +7,4$ $\rho' = \frac{740000}{35 \cdot 90 (47,5)^2} = +0,10$ für $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{2600}{90} = 29$

$L = 0,4\%$ $\mu = 0$

Am Gipfel $M_e = +13 + 0,45 \times 19,3 = +21,7 tm$ $M_e' = +13$

$$\rho = \frac{2170000}{35 \cdot 90 (47,5)^2} = 0,30$$

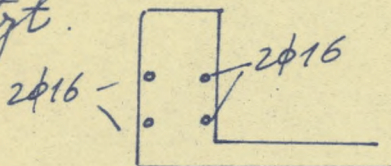
$$\rho' = \frac{1300000}{35 \cdot 90 (47,5)^2} = 0,18$$

$$I = I' = 1,1 \rightarrow 19 \text{ cm}^2$$

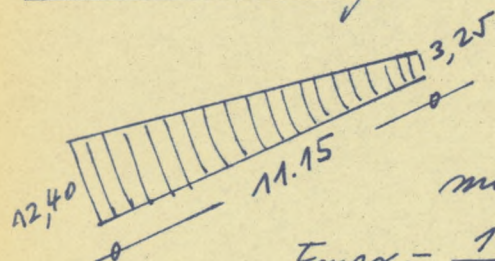
5 $\phi 22$ oben
u. unten

Im Auflager $P = 54,3 \text{ t} \rightarrow 35/50$ $P_{\text{zul}} = 113 \text{ t}$ (auch ohne Bewehrung)

Momente wegen waagerechter Kräfte: $M_{\text{max}} = 4 \text{ tm}$ sind schwer zu bemessen einerseits wegen der Veränderlichkeit ihrer Größe und andererseits wegen der Veränderlichkeit ihrer Neigung (Erscheinen auf der Sohlen-Ebene, deren Neigung zu den Balkenachsen nicht konstant ist). Für einfache Bewehrung wird geschätzt $F_c = \frac{0,42 \times 4}{0,325} = 5,1 \text{ tm}$. Im Auflager wo diese Bewehrung benötigt wird sind genug überzählige Stäbe vorhanden. Trotzdem werden beiderseitig je 2 $\phi 16$ durch die ganze Länge des Balkens gesetzt.



Schubsicherung



Links $Q = 3,25$ wegen $P = \frac{6,5}{2}$ aus dem mittleren Balken.

Rechts $Q = 12,4$ wegen P und gleichmäßiger Last

$$\tau_{\text{max}} = \frac{12400}{35 \times 78 \times 47,5} = 8,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cs} = \frac{(12,4 + 3,25) 10,15 \times 100}{2 \times 78 \times 47,5 \times 2,6} = 81 \text{ cm}^2$$

Bügel $\phi 8/20$
— 6 $\phi 22$

$$\begin{array}{r} 50 \text{ cm}^2 \\ 32,3 \\ \hline 82,3 \end{array}$$

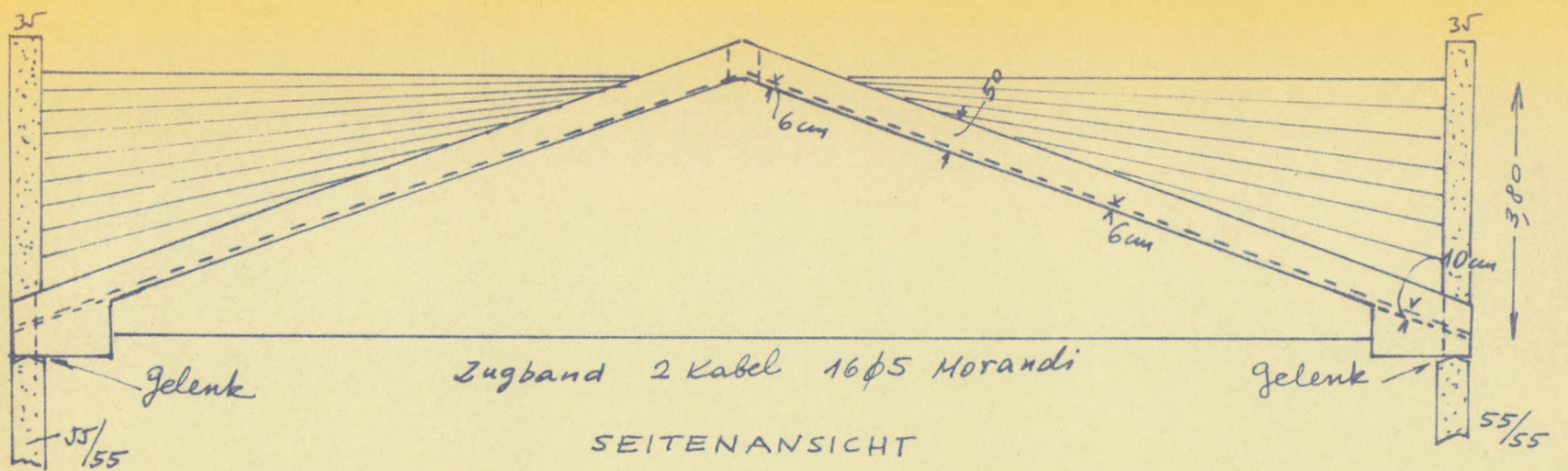
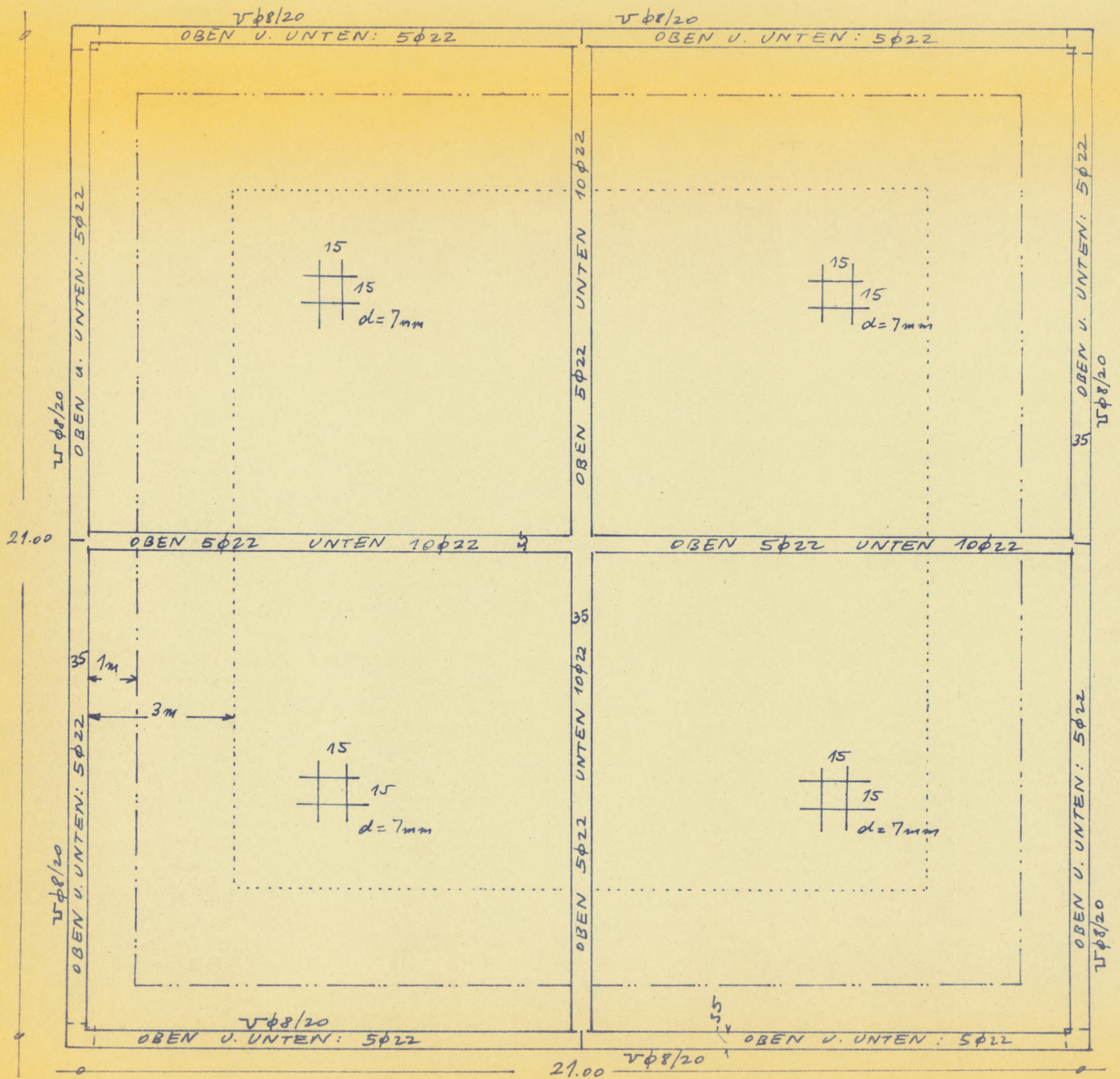
Bügel $\sigma_c = 2,6 \text{ t/m}^2$ aus Rippenroststahl.

Spannungen in der Sohle wegen Durchbiegungen der Sohle oder Stützeinsenkungen:

$$D = \frac{E \cdot t}{1 - \mu^2} = \frac{300.000 \times 6}{1 - \left(\frac{1}{6}\right)^2} = 1.850.000 \quad N = \frac{D \cdot W}{R} = \frac{1.850.000 \times 1}{2700} = 0,685 \text{ t/m}$$

Für 1 cm lotrechte Verschiebung

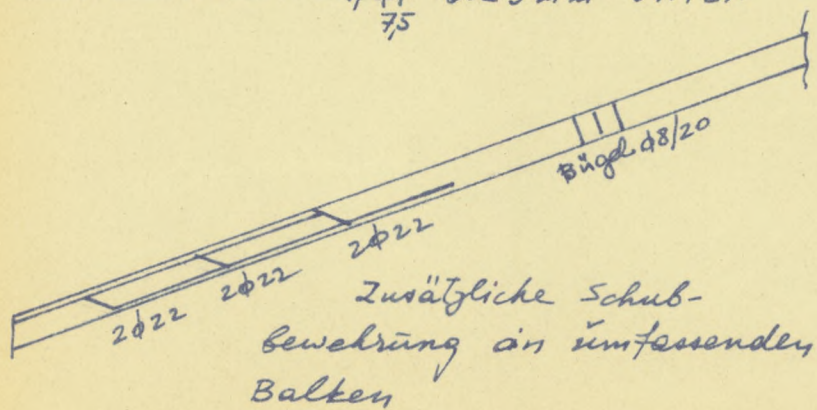
SICHT VON OBEN



ALLE BALKEN SIND "ÜBERZÜGE"!

VOM RANDE (UMFASSENDEM BALKEN) BIS:

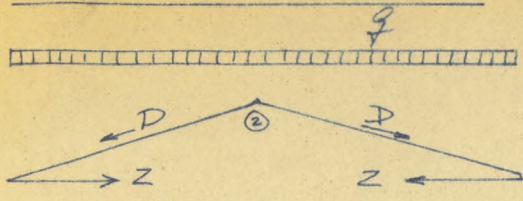
..... 15 d=4,2mm OBEN, Gleichzeitig d=10cm Schale
 75 d=3mm UNTEN



Betongüte: Schale B225, Balken: B300
 Stahlgüte: Schale IVb, Balken: St IIIb

Chalandri, den 17.3.1961
 Christos Michael

ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΑΙ ΔΟΚΟΙ



Καταπόνημα επί του κατακόρυφου επιπέδου

ομοιόμορπον εν κυρίως	0,245 t/m
Ι.Β. δαυού	0,500 "
έξωστέρ	0,200 "
	<u>0,945 "</u>

$Z' = \frac{0,7 \times 0,156 (21)^2}{3,8} = 12,7 \text{ t}$ (λόγω Ι.Β. δαυού + έξωστέρ)

$M_2 = -\frac{0,945 (21)^2}{2 \times 16} = 13 \text{ tm}$ $\max M = \frac{9}{256} \cdot \frac{0,945 (21)^2}{2} = 7,4 \text{ tm}$

Συγκεντρωτική φορτία εν κυρίως δαυού $P = 6,5 \text{ t}$

$M_2 = \frac{6,5 \times 10,5}{2} - 9 \times 3,8 = 34 - 34 = 0$ $Z' = \left[\frac{6,5 \times (10,5)}{4 \times 3,8} \left(3 - 4 \frac{(10,5)^2}{21^2} \right) \right] \times \frac{0,42}{0,61} = 6,2 \text{ t}$

$M_3 = \frac{6,5 (10,5)^2}{21} - 9 \times 3,8 = 0$

Διάτμηση εν κυρίως:

Χιόν	$T = 0,73 \text{ t/m}$
Ι.Β. + Μόνωσ	$T = 2,60 \text{ "}$
"	$N = 0,11 \text{ "}$
	<u>3,44</u>

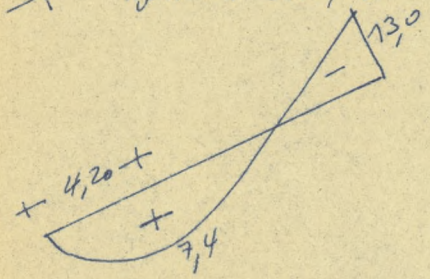
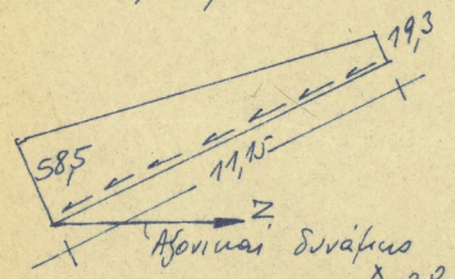
$D = 3,44 \times 11,15 = 38,4 \text{ t}$

$Z = 38,4 \times 0,94 = 36 \text{ t}$

$\Sigma Z = 36 + 6,2 + 12,7 = 55 \text{ t}$

Εν τῇ κορυφῇ $P = \frac{6,5}{0,338} = 19,3 \text{ t}$

Εν τῇ βῆρῃ $P = \frac{55}{0,94} = 58,5 \text{ t}$



Μεγίστη ροπή ἐν $x_m = \frac{3 \times 11,15 \times 2}{16} = 4,20 \text{ m}$

Εν τῷ μέσῳ τῆς δαυού $x = \frac{10,5}{2}$

$-M = 0,945 \times 10,5 \left(\frac{3}{8} \times 5,25 - \frac{(5,25)^2}{10,5} \right) = 5,8 \text{ tm}$

Ροπὴ ἐπὶ κατακόρυφου επιπέδου.

$M_e = 5,8 - 39 \times 0,45 = 5,8 - 17,5 = 11,7 \text{ tm}$

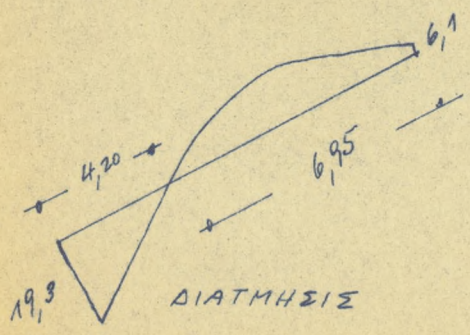
$M_e' = 5,8 \text{ tm}$ ἐν πλάκῃν Pucher

$\rho \leq 0,17$ $\rho' = +0,07$ $t = t' = 0$ δῆλον

ἀντὶς κατὰ 5φ22

Εν τῇ βῆρῃ $P = 58,5$ $M = 0$

διὰ $35/50 + 10\phi 22$ $P_{\text{crit.}} = 166 \text{ t}$



Διάτμηση ἐν τῇ βῆρῃ $Q = \Sigma Z \cdot \eta \alpha = 55 \times 0,34 = 19,3 \text{ t}$

Εν τῇ κορυφῇ $Q = 6,5 \times 0,94 = 6,1 \text{ t}$

$F_{ap} = \frac{420 \times 19,3}{2 \times 78 \times 47,5 \times 2,4} = 40,5 \text{ cm}^2$

Συνδ. $\phi 8/20 \rightarrow 21,1 \text{ cm}^2$

$\sim 4\phi 22 \rightarrow 27,5 \text{ cm}^2$

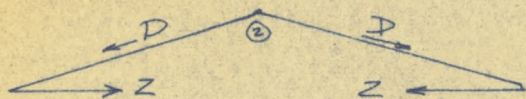
Ελεγχος διατμήσεων

[Signature]

ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΑΙ ΔΟΚΟΙ



Καταπόλινα επί του κατακόρυφου επιπέδου



ομοιόμορφον εν κυρίον
 Ι.Β. δοκού
 εσωτερ.

$$\begin{array}{r} 0,245 \text{ t/m} \\ 0,500 \text{ " } \\ 0,200 \text{ " } \\ \hline 0,945 \text{ " } \end{array}$$

$$Z' = \frac{0,7 \times 0,156 (21)}{3,8} = 12,7 \text{ t (λόγω Ι.Β. δοκού + εσωτερ.)}$$

$$M_2 = -\frac{0,945 (21)^2}{2 \times 16} = 13 \text{ tm}$$

$$\max M = \frac{q}{256} \cdot \frac{0,945 (21)^2}{2} = 7,4 \text{ tm}$$

Συμμετρικὰ φορτία εν κυρίον δοκού $P = 6,5 \text{ t}$ #

$$M_2 = \frac{6,5 \times 10,5}{2} - 9 \times 3,8 = 34 - 34 = 0 \quad Z' = \left[\frac{6,5 \times (10,5)}{4 \times 3,8} \left(3 - 4 \frac{(10,5)^2}{21^2} \right) \right] \times \frac{0,42}{0,61} = 6,2 \text{ t}$$

$$M_3 = \frac{6,5 (10,5)^2}{21} - 9 \times 3,8 = 0$$

Διατμήσεις εν κυρίον:

$$\begin{array}{rcl} \chi_{\text{ιν}} & T = & 0,73 \text{ t/m} \\ \text{Ι.Β. + Μόρφο} & T = & 2,60 \text{ " } \\ & N = & 0,11 \text{ " } \\ & & \underline{3,44} \end{array}$$

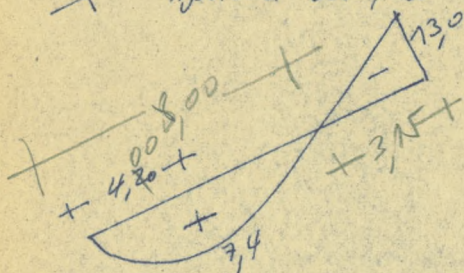
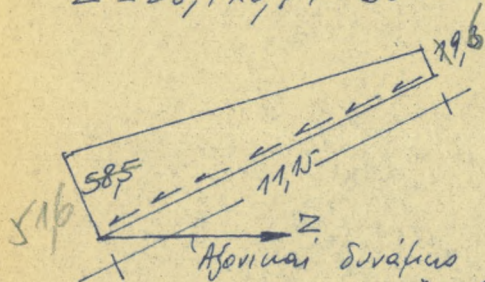
$$D = 3,44 \times 11,15 = 38,4 \text{ t}$$

$$Z = 38,4 \times 0,94 = 36 \text{ t}$$

$$\Sigma Z = 36 + 6,2 + 12,7 = 55 \text{ t}$$

$$\text{Εν τῷ κορυφῷ} \quad P = \frac{6,5}{2 \times 0,338} = 9,8 \text{ t}$$

$$\text{Εν τῷ βῆρῳ} \quad P = \frac{55 \times 0,94}{0,94} = 58,5 \text{ t} \quad 51,6$$



Ροπαί επί κατακόρυφου επιπέδου

$$\text{Μεγίστη ροπή} \quad \chi_m = \frac{3 \times 11,15 \times 2}{16} = 4,80 \text{ m}$$

$$\text{Εν τῷ κέντρῳ τῆς δοκού} \quad \alpha = \frac{10,5}{2}$$

$$-M = 0,945 \times 10,5 \left(\frac{3}{8} \times 5,25 - \frac{(5,25)^2}{19,5} \right) = 5,8 \text{ tm}$$

$$M_e = 5,8 - 39 \times 0,45 = 5,8 - 17,5 = 11,7 \text{ tm}$$

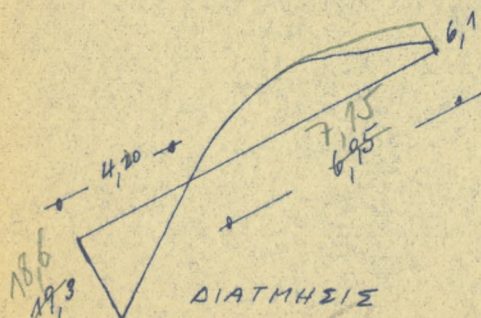
$$M_e' = 5,8 \text{ tm} \quad \text{Εν πλάκῃν Pucher}$$

$$\rho = 0,17 \quad \rho' = +0,07 \quad t = t' = 0 \quad \text{δῆλ}$$

$$\alpha \text{ καὶ } \alpha' \text{ κατὰ } 5\phi 22$$

$$\text{Εν τῷ βῆρῳ} \quad P = 58,5 \quad M = 0$$

$$\text{Διὰ } 35/50 + 10\phi 22 \quad P_{\text{χρησ.}} = 166 \text{ t}$$



ΔΙΑΤΜΗΣΙΣ

$$\begin{array}{l} \text{Διατμήσεις} \quad \text{Εν τῷ βῆρῳ} \quad Q = \Sigma Z \cdot \alpha = 55 \times 0,34 = 19,3 \text{ t} \\ \quad \text{Εν τῷ κορυφῷ} \quad Q = 6,5 \times 0,94 = 6,1 \text{ t} \end{array}$$

$$F_{ap} = \frac{420 \times 19,3}{2 \times 78 \times 47,5 \times 2,4} = 40,5 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l} \Sigma \text{ συν. } \phi 8/20 \rightarrow 21,1 \text{ cm}^2 \\ \quad \quad \quad \phi 22 \rightarrow 27,5 \text{ cm}^2 \end{array}$$

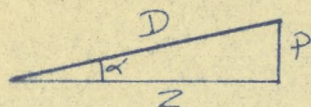
$$F_{\text{δέρμα}} \approx \frac{6,1 \times 695}{2 \times 78 \times 47,5 \times 2,4} = 21 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma \text{ συνδ. } \phi 8/20 \rightarrow 35,2 \text{ cm}^2$$

Έλεγχος κατακόρυφου φορτίου επί ενός υποστηρίγματος

Ι.Β. υδρίφους	$0,06 \times 2,4 \times (10,82) =$	17 t
ενισχύσεις	$2 \times 11,15 \times 0,02 \times 2,4 =$	1,1 "
δοκοί	$2 \times 11,15 \times 0,35 \times 0,5 \times 2,4 =$	9,4 "
	$10,5 \times 0,35 \times 0,5 \times 2,4 =$	4,4 "
Μόνωση	$(10,82)^2 \times 0,03 =$	3,5 "
Χιμύ	$(10,5)^2 \times 0,05 =$	5,5 "

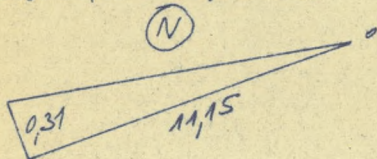
$$P = \underline{\underline{40,9}}$$



$$Z = \frac{P}{2 \times \cos \alpha} = \frac{41}{2 \times 0,36} = 57 \text{ t}$$

Διαφορά 2 σε τm επί τοις εκατό 9t ~ 3,5%
Καμινάκι MORANDI 15φ7 και μετά τm καμινάκι 2x9φ7

Εγκάρσια ροπή



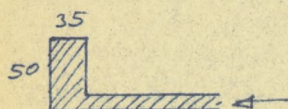
λόγω Ν και συγκέντρωσης υδρίφους. Θυμίζω πάντως είναι δύο ζυγές

$$M_1 = \frac{0,31(11,15)^2}{2 \times 15} = 1,28 \text{ tm} \quad M_{\text{max}} = \frac{0,31(11,15)^2}{2 \times 23,3} = 0,82$$

$$M_2 = \frac{0,31(11,15)^2}{2 \times 10} \approx 2,0 \text{ tm}$$

$$k = 32,5 \sqrt{\frac{0,50}{2}} = 16,3 \rightarrow 40/2400 \quad F_c = \frac{0,45 \times 2}{0,325} = 2,78 \text{ cm}^2$$

υπάρχει περίσσεια φ22 επί τm κατω στρίβειν όπου $M = 2 \text{ tm}$. Επί τm τμήμα τm δοκού τίθενται ενισχύσεις 2x 1φ16



λόγω συγκέντρωσης τm Ν έχομε στρίβειν επί δοκού

$$M_T = 0,31 \times 0,22 = 0,067 \text{ tm} \quad \text{διάτμηση}$$

$$\text{max } \tau = \frac{4,3 \times 0,067}{0,35 \times 0,50 \times 0,35} \ll 1 \text{ kg/cm}^2$$

Αριθμός ζυγών εξοχικών δυνάμεων

Θυμίζω πάντως επί τm κορυφών (επί τm πραγματικότητα υπάρχει περί υψώσεως και επί τm βίβιν)

$$S_K = 11,15 \sqrt{\frac{1 + 0,57 \times \frac{19,3}{6,6}}{3,09}} \approx 6,9 \text{ m}$$

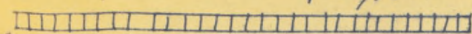
$$\lambda = \frac{6,90}{50} = 14 \rightarrow \omega = 1$$

κατά τm δ/βιν τm μικρότερο λειψό $b = 35 \text{ cm}$ δm δίνεται να στεγαστεί διότι συγκρατείται από τm κενόφωρο.

[Handwritten signature]

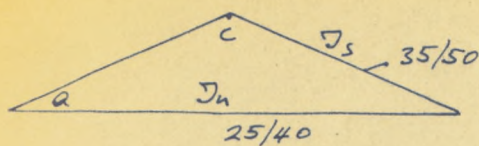
Περιμετρική δοκός

$q = 0,945$



1) Καταπόμβω επί του κατακόρυφου επιπέδου

Φορτία: ομοιόμορφα επί κεγύρους $0,245 \text{ t/m}$
I.B. δοκού $0,420 \text{ "}$
Συνολικά $0,280 \text{ "}$
 $0,945 \text{ "}$



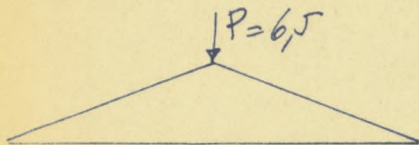
$\frac{D_s}{D_n} = 2,15 \quad K = \frac{21}{11,15} \times 2,15 = 4,06$

$L = 3(1 + 2 \cdot 4,06) = 27,5$

$H = \frac{3}{16} \cdot \frac{0,945(21)^2}{3,8 \times 27,5} (2 + 5 \times 4,06) = 16,6 \text{ t} \quad H' = 0,7 \times 16,6 = 11,6 \text{ t}$

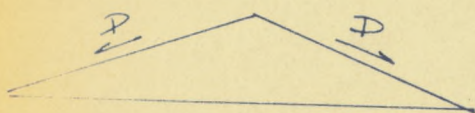
$M_a = -\frac{0,945 \cdot (21)^2}{16 \times 27,5} = -0,95 \text{ tm} \quad M_c = -\frac{0,945(21)^2}{16} \cdot \frac{(1 + 3 \cdot 4,06)}{27,5} = -12,3 \text{ tm}$

Χιτών $\frac{0,05}{0,945} \sim 1:19$



2) Συγκέντρωση φορτίων επί κεγύρους δοκού
 $\beta = 1 \quad W_D = 0 \quad \beta' = 0 \quad W'_D = 0$

$H = \frac{6,5 \times 21}{4 \times 3,8} = 9 \text{ t} \quad H' = \frac{0,42}{0,61} \times 9 = 6,2 \text{ t} \quad M_{\text{κεντρικός}} = 0$



3) Διάρκεια επί κεγύρους.

Χιτών $T = 0,73 \text{ t/m}$
I.B. + Μόνωσις $T = 2,60 \text{ "}$
 $N = 0,11 \text{ "}$
 $3,44 \text{ "}$

$D_{\text{max}} = 3,44 \times 11,15 = 38,4 \text{ t}$

$Z = 38,4 \times 0,94 = 36 \text{ t}$

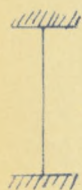
Εξισοζήτ $\Sigma Z = 36 + 6,2 + 11,6 = 53,87$
αν δεν ληφθῇ υπόψη ἡ πῶν

$\Sigma Z' = \frac{0,175}{0,225} \cdot 53,8 = 41,67 \quad \Delta Z = 12,27 \text{ δια } 25/40 \rightarrow G_b = 53,8 \text{ kg/m}^2$

Εξισοζήτ $2 \times 9,67 \text{ ἢ } 18,67 \text{ Morandi}$

ἀνάσπασις ἀνὰ 1 m.

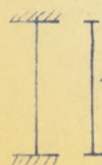
Κεντρικὸν ἐπὶ πλάτος ποσὴ φόρτωση ἀνέμου $M = \frac{(3,6)^2 \times 0,04}{12} = 0,043 \text{ tm}$



40 kg/m $N = 280 \text{ kg}$ (I.B. εξισοζήτωσης + ἀφαιρέσεως)

δια $\frac{50}{50} \quad G = \frac{280}{5,66} \pm \frac{4300}{3,36} = 50 \pm 1280 < 1400 \text{ kg/cm}^2$

αυθαίρετα ἐπιμήκη



$M = \frac{(1,8)^2 \cdot 0,04}{12} = 0,011 \text{ tm}$

δια $\frac{40}{40} \quad G = \frac{280}{3,77} \pm \frac{1100}{1,84} = 75 \pm 600 = -525 \text{ kg/cm}^2$

[Handwritten signature]

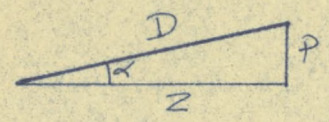
$F_{\text{αερί}} \approx \frac{6,1 \times 695}{2 \times 78 \times 47,5 \times 2,4} = 21 \text{ cm}^2$

Συνδ. φ8/20 → 35,2 cm²

Έλεγχος κατακόρυφου φορτίου επί ενός υποτυπώματος

Ι.Β. υψύφους	$0,06 \times 2,4 \times (10,82)^2 =$	17 t
επιχρύβω	$2 \times 11,15 \times 0,002 \times 2,4 =$	1,1 "
δομοί	$2 \times 11,15 \times 0,35 \times 0,5 \times 2,4 =$	9,4 "
	$10,5 \times 0,35 \times 0,5 \times 2,4 =$	4,4 "
Μόνωση	$(10,82)^2 \times 0,03 =$	3,5 "
Χιών	$(10,5)^2 \times 0,05 =$	5,5 "

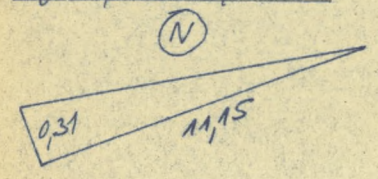
$P = \underline{\underline{40,9}}$



$z = \frac{P}{2 \times \alpha} = \frac{41}{2 \times 0,36} = 57 \text{ t}$

Διαφορά 2 cm τῶ ἐπιπέδῳ 9t ~ 3,5%
Καθίστα ΜΟΡΑΝΙ 15φ7 καὶ μετὰ τῆ κλίμα
ἑστῶν 2x9φ7

Εγκάρσιες ροτῆς



λόγω Ν καὶ συγκέντρωσιν υψύφους. Θυμῶ πάντως ἐπὶ τὰ δύο ὅρη

$M_1 = \frac{0,31(11,15)^2}{2 \times 15} = 1,28 \text{ tm}$ $M_{\text{max}} = \frac{0,31(11,15)^2}{2 \times 23,3} = 0,82$

$M_2 = \frac{0,31(11,15)^2}{2 \times 10} \approx 2,0 \text{ tm}$

$k = 325 \sqrt{\frac{0,50}{2}} = 16,3 \rightarrow 40/2400 \text{ Fa} = \frac{0,45 \times 2}{0,325} = 2,78 \text{ cm}$

ὑπάρχει περίσσεια φ22 ἐπὶ τῆ μετῶ ἐπίρριπν ὅπου $M = 2 \text{ tm}$. ἐπὶ τὸ μέσον τῶ δομοῦ τίθενται ἐνισχυτῶν 2x 1φ16



λόγω συγκέντρωστος τῶ Ν ἔχοντες ἐστῆσιν ἐπὶ δομοῦ

$M_T = 0,31 \times 0,22 = 0,067 \text{ tm}$ διατῆμῳ

$\text{max} \tau = \frac{4,3 \times 0,067}{0,35 \times 0,50 \times 0,35} < 1 \text{ kg/cm}^2$

Πυκνὸς λόγος ἔξοχιων δυνάμεως

ὑμνοῦμεν πάντως ἐπὶ τῶ κορυφῶν (ἐπὶ τῶ πραγματικότητων ὑπάρχει κρι-
κὴ πάντως καὶ ἐπὶ τῶ βάσιν)

$S_K = 11,15 \sqrt{\frac{1 + 0,57 \times \frac{19,3}{66}}{309}} \approx 6,9 \text{ m}$ $\lambda = \frac{6,90}{50} = 14 \rightarrow \omega = 1$

κατὰ τῶ Δ/διν τῶ μικροτέρῳ ὅρῳ $b = 35 \text{ cm}$ δὲν δύναται νὰ μετεμνηδῇ διότι συγκαταίεται ἀπὸ τοῦ κενύφους.

[Handwritten signature]

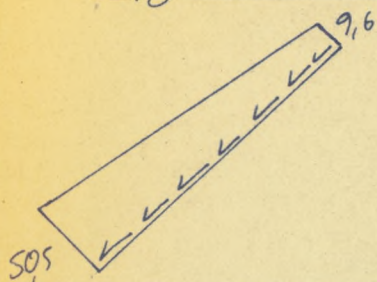
Δύναμς απορρόδσεως

$$P = 53,8 \times 1,15 = \underline{\underline{62 \text{ t}}}$$

-11-

$$\frac{18 \phi 7}{\text{ή } 2 \times 9 \phi 7}$$

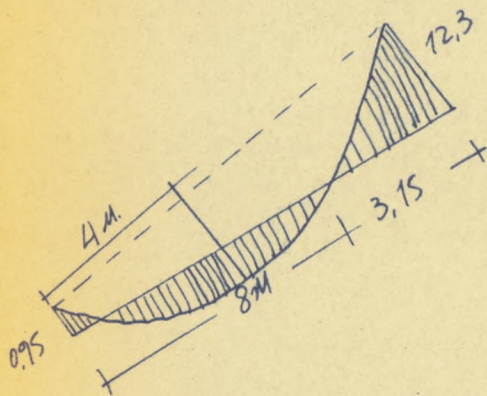
Άξονικαί συνάψεις.



Εἰς τὴν κορυφὴν $P = \frac{6,5}{2 \times 0,338} = 9,6 \text{ t}$

Εἰς τὴν ἐξήρῃξιν $P = 53,8 \times 0,94 = 50,5$

50 t



Ρομαί κατάψεως.

$$\max M = \frac{q}{256} \cdot \frac{0,945(21)^2}{2} = +7,4 \text{ t.m.}$$

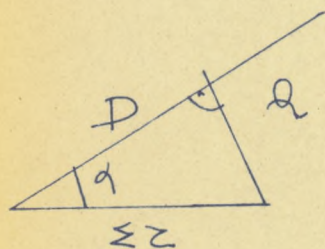
Εἰς $x = \frac{3}{16} \times 10,5 = 4 \text{ m.}$

$$M = 0 \rightarrow \left(\frac{3}{8}x - \frac{x^2}{e} \right) = 0 \rightarrow x \approx 8 \text{ m.}$$

Διάρκῃξιν.

Εἰς τὴν ἐξήρῃξιν $Q = \Sigma Z \cdot \eta$

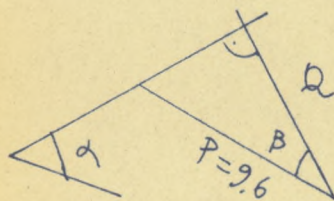
$$Q = 53,8 \times 0,338 = 18,2$$



Εἰς τὴν κορυφὴν

$$B = 90 - 20 = 50^\circ 24'$$

$$Q = P \cdot \sin \alpha = 9,6 \cdot 0,637 = 6,1 \text{ t.}$$



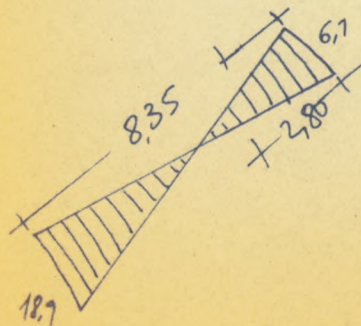
Ὀμολογῶς διαρκῃξιν

$$F_8 = \frac{6,1 \times 280}{2 \times 718 \times 47,5 \times 2,4} = 8,6 \text{ cm}^2$$

Συνδ. $\phi 8/20$

$$F_{ap} = \frac{18,2 \times 835}{2 \times 718 \times 47,5 \times 2,4} = 75 \text{ cm}^2$$

$$14,1 \text{ cm}^2$$



Συνδ. $\phi 8/20$

12 $\phi 16$

$$\frac{34,1 \text{ cm}^2}{42,2} = 76,3 \text{ cm}^2$$

Οριζόντιο Ροπήν Κορυφή

$$M = 12,3 \quad P = 9,6 \text{ t} \quad \text{Πιρουνό Pucher}$$

$$M_e = 12,3 + 9,6 \times 0,45 = 12,3 + 4,3 = +16,6 \text{ tm} \quad M_e' = +12,3 \text{ tm}$$

$$\rho = \frac{1660000}{110 \times (47,5)^2 \times 35} = 0,19 \quad \rho' = 0,14 \quad \mu = \mu' = 0,5\% \rightarrow 8,75 \text{ cm}^2$$

5φ16 άνω & κάτω.

Συμπίκνωση μεγίστου ροπής

$$M = 7,4 \quad P = (50,5 - 9,6) \times \frac{7,5}{11,15} + 9,6 = 35,6 \text{ t}$$

$$M_e = 7,4 - 35,6 \times 0,45 = 7,4 - 16 = -8,6 \quad M_e' = +7,4 \text{ tm}$$

αυτιότροφη τή ουσία

$$\rho' = - \frac{740000}{110 \times (47,5)^2 \times 35} = -0,085 \quad \rho = +0,10 \quad \mu = \mu' = 0$$

όψιως 5φ16 άνω & κάτω

²Έλεγχος Διατμήσεως εν όστρίβιν: $D = 53,9 \text{ t}$

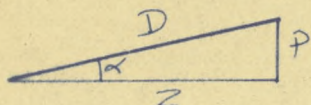
$$\text{δία } \sigma_c = 2,4 \text{ t/cm}^2 \quad F_c = \frac{53,9}{2,4} = 22,5 \text{ cm}^2 \quad \text{— } 8\phi 16 \rightarrow 22,8 \text{ cm}^2$$

Μιχαήλ

Έλεγχος κατακόρυφου φορτίου επί ενός υποστηρίγματος

Ι.Β. υαλύφους	$0,06 \times 2,4 \times (10,82) \approx$	17 t
ενίχρύβας	$2 \times 11,15 \times 0,02 \times 2,4 =$	1,1 "
δουοί	$2 \times 11,15 \times 0,35 \times 0,5 \times 2,4 =$	9,4 "
	$10,5 \times 0,35 \times 0,5 \times 2,4 =$	4,4 "
Μόνωβας	$(10,82)^2 \times 0,03 =$	3,5 "
Χιόν	$(10,5)^2 \times 0,05 =$	5,5 "

$P = \underline{\underline{40,9}}$

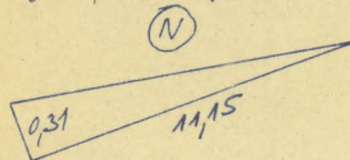


$Z = \frac{P}{2 \times \mu_{\text{αφ}}} = \frac{41}{2 \times 0,36} = 57 \text{ t}$

Διαφορά 2 m τῶν ἐπιδόσεων ~ 5%

Καθόδια MORANDI 18φ7 καὶ μετὰ τὴν ἀπάν
Δωρὸν 2x9φ7

Ευνοήματα ρογκί



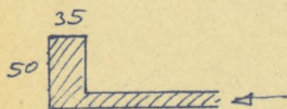
λόγω Ν καὶ ἐπιπέδου υαλύφους. Θυμῶ καὶ τῶν
ἐπὶ τὰ δύο δωρῶν

$M_1 = \frac{0,31(11,15)^2}{2 \times 15} = 1,28 \text{ tm}$ $M_{\text{max}} = \frac{0,31(11,15)^2}{2 \times 23,3} = 0,82$

$M_2 = \frac{0,31(11,15)^2}{2 \times 10} \approx 2,0 \text{ tm}$

$k = 32,5 \sqrt{\frac{0,50}{2}} = 16,3 \rightarrow 40/2400$ $F_e = \frac{0,45 \times 2}{0,325} = 2,78 \text{ cm}$

υἰάρχει περίσσεια φ16 ἐν τῇ κατῶ στέρξει
ὅπου $M = 2 \text{ tm}$. Ἐν τῷ ἑξῶν τῶ δουοῦ τιδέντες
ἐνιστρίων 2x 1φ16



λόγω συγκεντρώσεως τῶ Ν ἔχον στέρξιν ἐν δουοῦ

$M_T = 0,31 \times 0,22 = 0,067 \text{ tm}$ διατρίψιν

$\sigma_{\text{max T}} = \frac{4,3 \times 0,067}{0,35 \times 0,50 \times 0,35} \ll 1 \text{ kg/cm}^2$

Λυγρότης λόγω ἔξοικων δυνάμεων

Ἐμπούμεν πάντως ἐν τῇ κορυφῇ (ἐν τῇ πραγματικότητι υἰάρχει καὶ
ἐν πάντως καὶ ἐν τῇ βῆσιν)

$S_K = 11,15 \sqrt{\frac{1 + 0,57 \times \frac{19,3}{66}}{3,09}} \approx 6,9 \text{ m}$ $\lambda = \frac{6,90}{50} = 14 \rightarrow \omega = 1$

κατὰ τῇ Δ/611 τῶ κυροτέρω Δωρῶ $b = 35 \text{ cm}$ δὲν δύναται
νὰ ἑστειμνῇ διότι συγκαταίτες ὑπὸ τοῦ ἐαλύφους.

[Handwritten signature]

Katá Künt Beyer, συνάεδα κτὰ κεχόμενος προσέειπεν
ὅτι ἀρχήν ὅτι ἐάν τὰ ~~αἰσθητά~~ κίον τὰ παύσαν
 $M=0$

Didymopanax unguipens $P = \frac{(10,5)^2 \times 0,223}{2 \times 3,8 \times 0,94} = 34,4t$

$2 \times 3,0 \times 1,18$
 ô tô d'operação em usinagem: $g = 0,245 \text{ t/m}$
 " " l.B. em sono $\underline{0,500 \text{ t/m}}$
 $\underline{0,745}$

~~$$P_2 = 0,2 \times 0,35 \times 2,4 \times 1,80 = 0,30 \text{ t}$$~~

$$P_2 = 4 \times 2,8 = 0,47$$

$$P_3 = 1 \times 3,8 = 3,8$$

$$P_1 = 0,2 \times 0,35 \times 2,4 \times 1,80 + 0,35 \times 0,5 \times 2,4 \times 2,8 = 0,3 + 1,2 = 1,5 \text{ t}$$

$$P_2' = \text{"} \times 2,8 + \text{"} = 0,47 + 1,2 = 1,67$$

$$P_3 = 1 \times 3,8 + 11 = 0,64 + 1,2 = 1,84$$

Συμμετρεφόμενα ποσά α) της αγοράς $P = 6,5t$

$$J_a = J_b = \frac{(0,5 \times 0,35^3)}{12} = 0,00365 \text{ m}^4 \quad F_a = F_b = 9,35 \times 0,5 = 4,675 \text{ m}$$

$$J_h = \frac{(0,2)^3 \cdot 0,35}{12} = 0,00023 \text{ m}^4 \quad F_h = 0,2 \times 0,35 = 0,07 \text{ m}^2$$

$$\frac{J_b}{F_a} = \frac{9,00365}{0,175} = 0,021 \quad \frac{J_b}{F_b} = 0,021 \quad \frac{J_b}{F_h} = \frac{9,00365}{0,07} = 0,021$$

$$J_{h_0} = \infty \quad F_{h_0} = \infty \quad \frac{c}{S_k^a} = 0.94 = \Sigma \text{ independent}$$

$$K = 1,2 \quad \frac{E}{G} = 2 \quad V_0 = 0 \quad V_1 = V_2 = V_3 = V_4 = V_5 = 1,2 \times 2 \times 0,051 = 0,123$$

$$h'_0 = h'_6 = 0 \quad h'_1 = \frac{1,80}{0,00023} = 7.850 \quad h'_2 = \frac{2,80}{0,00023} = 12.200$$

$$h'_3 = \frac{3,80}{0,00023} = 16.500 \quad h'_4 = h'_2 \quad h'_5 = h'_1$$

$$f'_k = \frac{\cos \alpha}{2} \left[1 + \frac{1}{(\cos \alpha)^2} \right] = \frac{0,94}{2} \left[1 + \frac{1}{(0,94)^2} \right] \approx 1,00$$

$$\begin{aligned} \delta_{11} = \frac{1}{3} & \left[2 \times 2,8 \left(\frac{0,8^2}{1,8^2} + \frac{0,8}{1,8} + 1 \right) + 7850 + \frac{12}{1,8^2} (0 + 0,123 \cdot 1,8) + \right. \\ & \left. + 12 \cdot \frac{2,8}{1,8^2} \left(0,021 + \frac{1}{0,94} \cdot 1 + 0,021 \right) \right] \approx \frac{7876,7}{3} = \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{22} = \frac{1}{3} & \left[2 \times 2,8 \left(\frac{1,8^2}{2,8^2} + \frac{1,8}{2,8} + 1 \right) + \frac{1,8^2}{2,8^2} \cdot 7.850 + 12.200 + \right. \\ & \left. + \frac{12}{2,8^2} (0,123 \cdot 1,8 + 0,123 \cdot 2,8) + 12 \cdot \frac{2,8}{2,8^2} \left(0,021 \cdot \frac{1}{0,94} \cdot 1 + 0,021 \right) \right] = \\ & = \frac{15.457}{3} = \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{33} = \frac{1}{3} & \left[2 \times 2,9 \left(\frac{2,8^2}{3,8^2} + \frac{2,8}{3,8} + 1 \right) + \frac{2,8^2}{3,8^2} \cdot 12.200 + 16.500 + \right. \\ & \left. + \frac{12}{3,8^2} (0,123 \cdot 2,8 + 0,123 \cdot 3,8) + 12 \cdot \frac{2,9}{3,8^2} \left(0,021 \cdot \frac{1}{0,94} \cdot 1 + 0,021 \right) \right] = \\ & = \frac{23.134}{3} = \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{44} = \frac{1}{3} & \left[2 \times 2,9 \left(\frac{3,8^2}{2,8^2} + \frac{3,8}{2,8} + 1 \right) + \frac{3,8}{2,8} \cdot 16.500 + 12.200 + \right. \\ & \left. + \frac{12}{2,8^2} (0,123 \cdot 3,8 + 0,123 \cdot 2,8) + 12 \cdot \frac{2,9}{2,8^2} \left(0,021 \cdot \frac{1}{0,94} \cdot 1 + 0,021 \right) \right] = \\ & = \frac{34.626}{3} = \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{55} &= \frac{1}{3} \left[2 \times 2,8 \left(\frac{2,8^2}{1,8^2} + \frac{2,8}{1,8} + 1 \right) + \frac{2,8^2}{1,8^2} \cdot 12 \cdot 200 + 7.850 + \right. \\ &\quad \left. + \frac{12}{1,8^2} (0,123 \cdot 2,8 + 0,123 \cdot 1,8) + \frac{12 \cdot 2,8}{1,8^2} \left(0,021 \cdot \frac{1}{0,94} \cdot 1 + 0,021 \right) \right] = \\ &= \frac{37.380,2}{3} = \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{66} &= \frac{1}{3} \left[2 \cdot 2,8 \left(\frac{1,8^2}{0,8^2} + \frac{1,8}{0,8} + 1 \right) + \frac{1,8^2}{0,8^2} \cdot 7.850 + 0 + \right. \\ &\quad \left. + \frac{12}{0,8^2} (0,123 \cdot 1,8 + 0,123 \cdot 0,8) + \frac{12 \cdot 2,8}{0,8^2} \left(0,021 \cdot \frac{1}{0,94} \cdot 1 + 0,021 \right) \right] = \\ &= \frac{39.804,8}{3} = \end{aligned}$$

$$\delta_{12} = -\frac{1}{3} \left(\frac{1,8}{2,8} \times 7.850 + 12 \cdot 0,123 \cdot \frac{1}{2,8} \right) = -\frac{5.050,85}{3}$$

$$\delta_{23} = -\frac{1}{3} \left(\frac{2,8}{3,8} \times 12 \cdot 200 + 12 \cdot 0,123 \cdot \frac{1}{3,8} \right) = -\frac{9.000,31}{3}$$

$$\delta_{34} = -\frac{1}{3} \left(\frac{3,8}{2,8} \times 16.500 + 12 \cdot 0,123 \cdot \frac{1}{2,8} \right) = -\frac{22.400}{3}$$

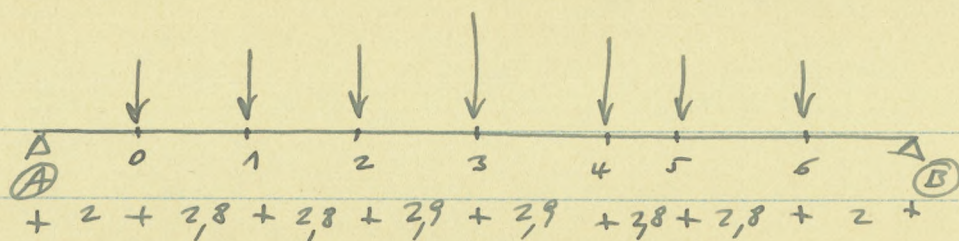
$$\delta_{45} = -\frac{1}{3} \left(\frac{2,8}{1,8} \times 12 \cdot 200 + 12 \cdot 0,123 \cdot \frac{1}{1,8} \right) = -\frac{18.970}{3} =$$

$$\delta_{21} = -\frac{1}{3} \left(\frac{1,8}{2,8} \times 7.850 + 12 \cdot 0,123 \cdot \frac{1}{2,8} \right) = \delta_{12}$$

$$\delta_{32} = -\frac{1}{3} \left(\frac{2,8}{3,8} \times 12 \cdot 200 + 12 \cdot 0,123 \cdot \frac{1}{3,8} \right) = \delta_{23}$$

$$\delta_{43} = -\frac{1}{3} \left(\frac{3,8}{2,8} \times 16.500 + 12 \cdot 0,123 \cdot \frac{1}{2,8} \right) = \delta_{34}$$

$$\delta_{54} = -\frac{1}{3} \left(\frac{2,8}{1,8} \times 12 \cdot 200 + 12 \cdot 0,123 \cdot \frac{1}{1,8} \right) = \delta_{45}$$



$$P_0 = \frac{2+2,8}{2} \times 0,745 + \frac{0,8 \times 2}{4} \times 0,35 \times 0,745 \times 2,4 = 2,4$$

$$P_1 = 2,8 \times 0,745 + 1,5 = 3,6$$

$$P_2 = 2,85 \times 0,745 + 1,67 = 3,77$$

$$P_3 = 2,9 \times 0,745 + 1,84 + 6,5 = 10,50$$

$$A = B = 15,0 \text{ t}$$

$$M_A = 0$$

$$M_0 = 15 \times 2 = 30 \text{ t}_m \quad M_1 = 4,8 \times 15 - 2,8 \times 2,4 = 65,3$$

$$M_2 = 7,6 \times 15 - 5,6 \times 2,4 - 2,8 \times 3,6 = 90,6$$

$$M_3 = 10,5 \times 15 - 8,5 \times 2,4 - 5,7 \times 3,6 - 2,9 \times 3,77 = 106$$

k =	A	0	1	2	3	4	5	6	B
V _{k0} =	0	12,6	0,126	5,23	10,23	9,04	12,64	12,64	-15
M _{k0} =	0	30	65,3	90,6	106	90,6	65,3	30	0

	$\frac{M_{k0}}{V_{k0}}$	$\frac{M_{k0}}{V_{k0}} \frac{h_k - h_{k-1}}{h_k C_k} - 1$	J_k''	J_k'''	J_{k0}
1	5,18	1,03	-0,03	2,03	1,06
2	10,05	1,28	-0,28	2,28	1,05
3	20,3	1,84	-0,84	2,84	1,03
4	-17,2	2,19	-0,19	3,19	1,03
5	-7,22	1,43	-0,43	2,43	1,02
6	-2,37	1,06	-0,06	2,06	1,05

$$J_k'' = \left(1 - \frac{M_{k0}^b}{V_{k0}} \frac{h_k - h_{k-1}}{h_k C_k} \right) \quad J_k''' = \left(1 + \frac{M_{k0}^b}{V_{k0}} \frac{h_k - h_{k-1}}{h_k C_k} \right)$$

$$J_{k0} = \frac{C_k}{S_k^a} \left[1 + \frac{V_{k0}}{M_{k0}^b} \frac{J_k''}{2} \frac{h_k}{C_k} (h_k - h_{k-1}) \right]$$

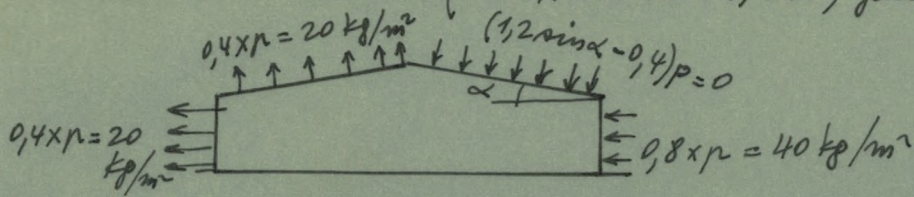
9

$$\delta_{k0} = V_{k0} \frac{J_k''}{6} \frac{C_k}{h_k} \left[\lambda_k' (2h_{k-1} + h_k) + h_{k-1}' h_{k-1} + 12v_{k-1} \right]$$

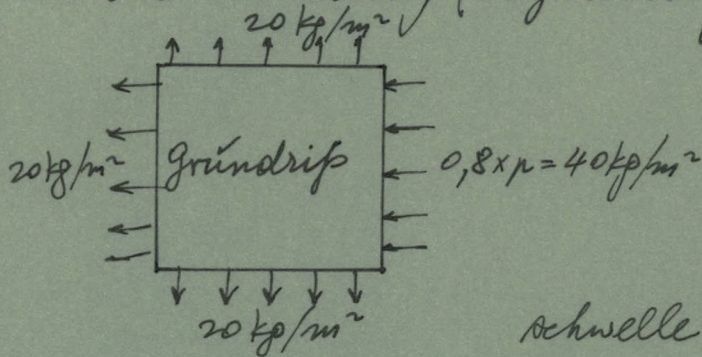
$$- V_{(k+1)0} \frac{J_{k+1}''}{6} C_{k+1} \left(h_k' + 12 \frac{v_k}{h_k} \right) + 2 \frac{C_k}{h_k^2} \left(\frac{J_c}{F_k^q} \frac{S_k^q}{C_k} \right)$$

$$\cdot \left(M_{k0}^b J_{k0} \cdot J_k' + \frac{J_c}{F_k^b} M_{k0}^a \right)$$

- 1) Lasten: Eigengewicht des Stahlbetons: $2,4 \text{ t/m}^3$
 Isolierung (7 cm Porenbeton): 28 kg/m^2
 Schneelast (auf horizontaler Ebene): 50 kg/m^2
 Windlast (max. Höhe: 7,3 m, Geschw. $28,3 \text{ km/s} \rightarrow p = 50 \text{ kg/m}^2$)



Wir nehmen an, die Windlast wirkt nach dem Auftragen der Isolierung. (Sogwirkung gegen Eigengewicht + Isolierung)



Die Gefahr des Anpralls von Fahrzeugen gegen die Säulen wird berücksichtigt indem man besondere kräftige Bord-schwelle herum baut, auf die, die Räder des Fahrzeuges querst stoßen.

- 2) Probebelastung erfolgt mit $p = 75 + 28 \approx 100 \text{ kg/m}^2$ (vor dem Auftragen der Isolierung) 50 Tage nach dem Gießen des Betons. Notstützen aus Stahlröhren im Kreuzpunkt der mittleren Balken erlauben eine Durchbiegung von $\sim 10 \text{ cm}$. Belastung: symmetrisch, Entfernen der Auflast in unsymmetrischer Weise $\rightarrow$ gleicht einer symmetrischen Belastung. Probelaast (voll.) bleibt 24 h liegen. Vergleich der gemessenen Durchbiegungen mit den errechneten. Falls größere Durchbiegungen erscheinen, wird die Probebelastung wiederholt um das ganze elastische Verhalten zu prüfen.

3) Baugründung Tonartig. Gründung auf Tiefe 2m. Bis Tiefe 5,5m $\sigma_{zul} \approx 0,35 \text{ kg/cm}^2$. Schichtung sehr gleichmäßig. Bis Tiefe 2m Kiesablagerungen vom Fluß (jetzt kanalisiert) Wasserspiegel unter $\sim 12\text{m}$.

4) Modelluntersuchung Maßstab 1:6 aus Beton (bewehrt) mit größter Genauigkeit in der Bewehrung (Netz- u. Längsbewehrung, Bügel, u.s.w.) wurde ausgefertigt. Leider weist die Schaltung größere Abweichungen gegenüber der Dicke ($d=1\text{cm}$) auf. Trotzdem wurde die ^{gesamte} Schale samt Balken in 6 Tagen ausgerüstet (Hochfester Zement!) und einer strengen Stützensabsenkungs-Prüfung mittels kleiner hydraulischer Pressen unterworfen - die Schale zeigte sich als sehr stabil. Ob das an die Steifigkeit oder die Elastizität liegt wird beim nächsten Versuch festgestellt und zwar nach der Erhärtung des Betons. Darauf wird die Schale vollbelastet, zuerst symmetrisch und dann unsymmetrisch.

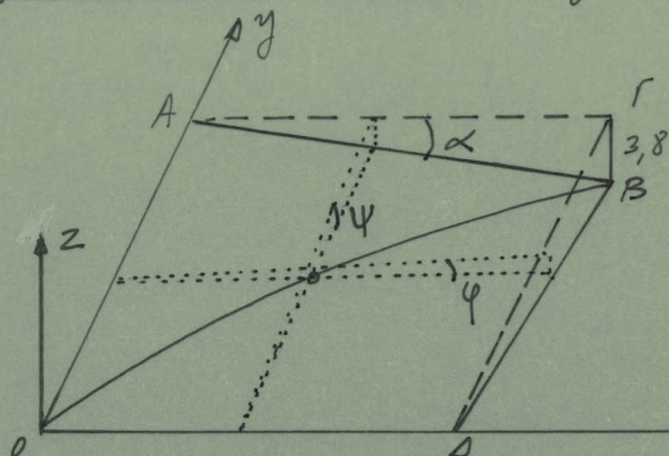
5) Beton- u. Stahlgüte

B225	ST IV b	für die Schale
(B450	"Morandi"	Spannstahl für
		mittlere Balken)
B300	ST III b	Rippen-Torstahl
		für (übrigen) Balken
B160	ST III b	Rippen-Torstahl
		für Säulen
B120	ST I	für Fundamente
		Zugband: "Morandi" Spannkabel

6) Ausrüsten: der Schale nach 1 Woche, der Balken nach 4 Wochen

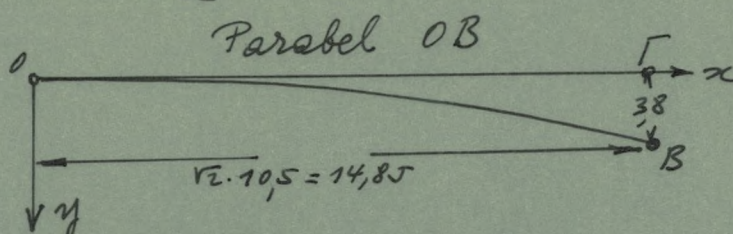
7) Erdbeben-Belastung: 0,08 der lotrechten Belastung.

8. Geometrie der Schale Gleichung: $z = \frac{x \cdot y}{n} = \frac{x \cdot y}{29}$



$$\begin{aligned} \tan \alpha &= \frac{3,8}{10,5} = 0,36 & \alpha &= 19^\circ 48' \\ \cos \alpha &= 0,941 & \sin \alpha &= 0,338 \\ AB &= \frac{10,5}{0,941} = 11,15 \text{ m} \end{aligned}$$

$$y = \frac{4 \times 3,8 \times x (29,7 - x)}{(29,7)^2}$$



$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{30,4}{882} \quad \text{Krümmungshalbmesser } R \approx \frac{1}{\frac{d^2 y}{dx^2}} = 29 \text{ m}$$

Wir setzen $R \approx \text{Konstant}$

Wenn wir $\frac{\cos \psi}{\cos \varphi} = 1$ setzen, gehen wir den max. Fehler für $y=0$ und $x=10,5 \rightarrow \frac{1}{0,941} \sim 6\%$

9. Einspannen der Schale an den umfassenden Balken

für $d=10 \text{ cm}$, Randstörungen durch die Wellenlänge $\lambda = \frac{0,76 \sqrt{d}}{4 \sqrt{k_1^2 + k_2^2}}$ bestimmt. (Bettungsziffertheorie)

k_1, k_2 sind die Hauptkrümmungen im betrachteten Randpunkt, d die Dicke. $\rightarrow$ C. Vreedenburgh: Der Philips-Pavillon auf der Brüsseler Weltausstellung 1959
 $\lambda = \frac{0,76 \sqrt{0,10}}{4 \sqrt{\frac{2}{29^2}}} = 1,09 \text{ m}$ Bauen + Wohnen 10/1959
 Einspannmoment: $m_0 = 0,5 \cdot 0,223 (1,09)^2$
 $m_0 = 0,132 \text{ tm}$

Auflagerreaktion je Längeneinheit: $1,09 \times 0,223 = 0,245 \text{ t/m}$

Bemessung der Schale: $k = 8,5 \sqrt{\frac{1}{0,132}} = 23 \rightarrow < 20/2000$

$F_c = \frac{0,48 \times 0,132}{0,085} = 0,75 \text{ cm}^2$ $\#$ T92 Baustahlgewebe 15/N cm

$d = 4,2 \text{ mm}$ $F_c = 0,92 \text{ cm}^2$. Diese Bewehrung wird oben

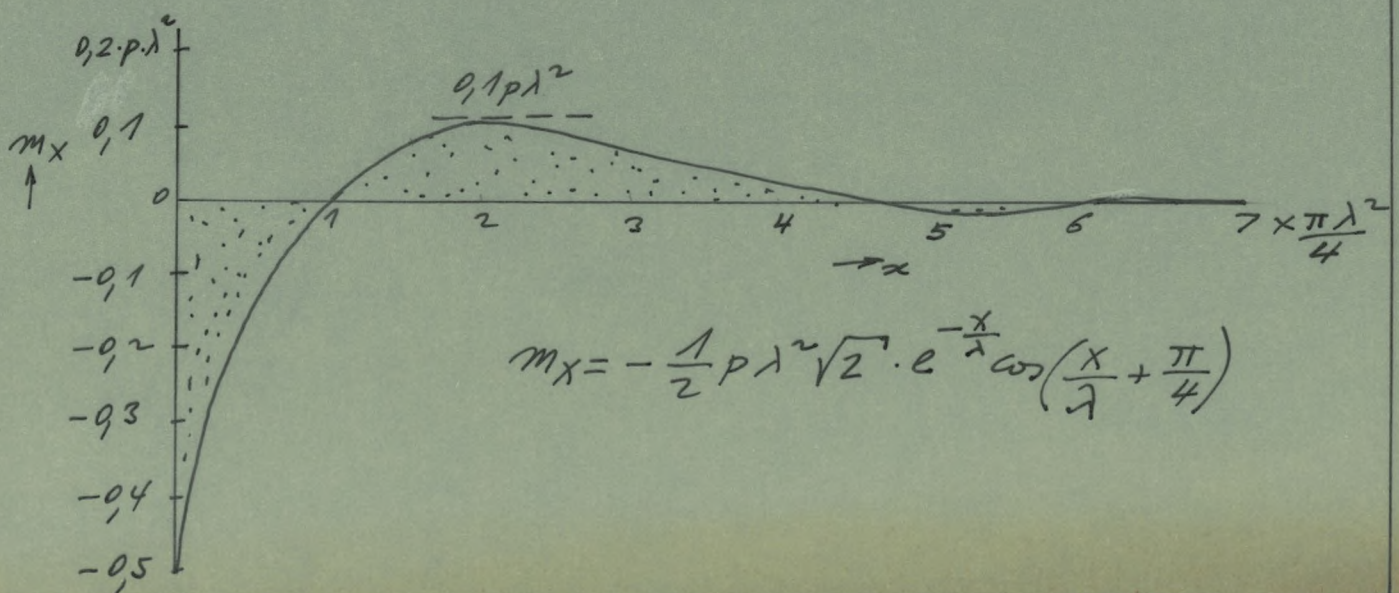
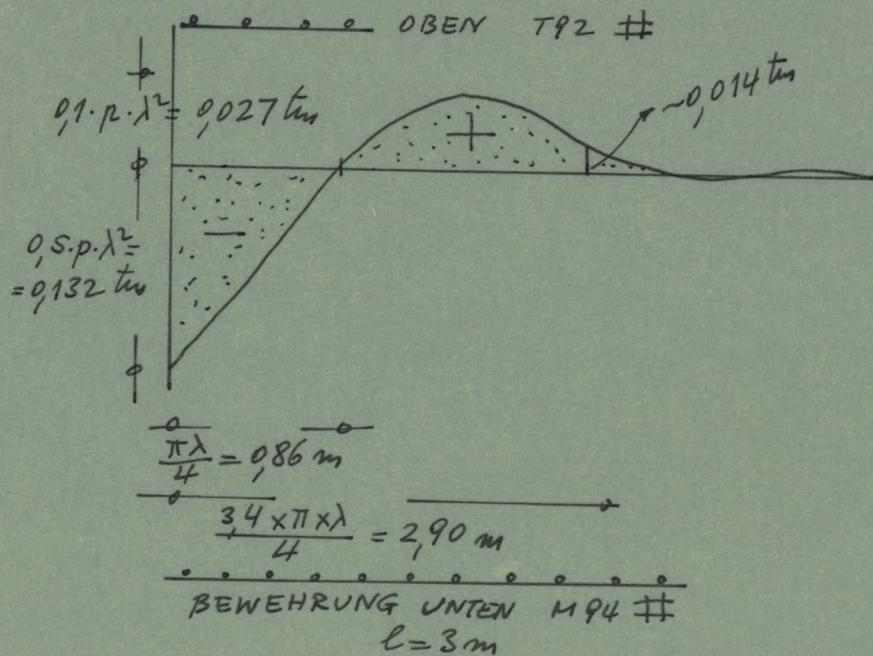
bis zu einer Entfernung von 1m vom Rande gesetzt.

Positive Momente $m = 0,1 \cdot p \cdot \lambda^2 = 0,1 \cdot 9,223 (1,09)^2 = 0,027 \text{ tm}$

In der Schale: für $d = 6 \text{ cm} \rightarrow W = \frac{6^3 \cdot 100}{6} = 600 \text{ cm}^3$

$\sigma_{\text{unbewehrt}} = \frac{70}{20} = 3,5 \text{ kg/cm}^2$. $M_{\text{zul}} = 3,5 \times 600 = 2.100 \text{ kgcm} = 0,021 \text{ tm}$. Dieses Moment kann von der unbewehrten Betonschale aufgenommen werden, wenn man auf die übrigen Spannungen N_x, N_y und T wegen Eigengewicht + Isolierung + Schnee absieht, wofür eine besondere Bewehrung in der mittleren Ebene der Schale gesetzt wird. Für Sicherheitsgründen setze ich unter Baustehlg.

M 94 # 75/75 $d = 3 \text{ mm}$ $F_c = 2 \times 0,94 \text{ cm}^2$



10. Auflagerung der Schale auf den mittleren Balken ⁵

Die Schale wird als scharnierend gelagert angenommen,

für $d = 6 \text{ cm}$ $\lambda = \frac{0,76 \sqrt{0,06}}{4 \sqrt{\frac{2}{282}}} = 0,844 \text{ m}$

Positives max Schnittmoment in einer Entfernung von $0,785 \times 0,844 = 0,664 \text{ m}$ vom Randglied:

$$m_0 = 0,16 \cdot 0,223 (0,844)^2 = 0,025 \text{ tm}$$

Auflagerreaktion: $q_0 = 0,844 \times 0,223 = 0,188 \text{ t/m}$ von beiden ^{Seiten}

Das Moment kann leicht vom unbewehrten Beton aufgenommen werden, trotzdem wird eine untere Bewehrungsmatte 1194 # Baustahlgewebe auf einer Streife von 1 m gesetzt.

11. Spannungen in der Schale

nach T. Tester: Hyperb.-Parab. Schalen, Ing. Archiv 16, 38 (1947)

2) Schneelast $N_x = N_y = 0$

$$T = \text{konstant} = 0,05 \times \frac{(10,5)^2}{2 \times 3,8} = 0,725 \text{ t/m}$$

Nachfolgend werden die Spannungen wegen Eigengewicht + Isolierung und getrennt für Windlast ermittelt. Eine kurze Ermittlung der Spannungstrajektorien erbrachte eine Neigung an den Rändern von 90° , um die Symmetriediagonale Neigungen zwischen $44^\circ 18'$ und 45° .

Bewehrung der Schale Baustahlgewebe, parallel zu den Erzeugenden. Die größten Spannungen (außer wegen Einspannung an den Rändern) treten im Punkt $x=y=10,5$ (Eigengewicht + Isolierung + Schneelast) auf:

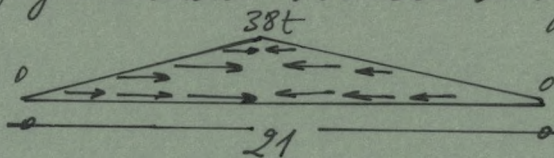
$$T = 1,5 + 0,725 = 2,225 \text{ t/m} \quad N_x = N_y = 0,63 \text{ t/m}$$

$$f_e = \frac{2,225 + 0,63}{2,6} = \frac{2,855}{2,6} = 1,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Baustahlgewebe, $\sigma_e = 2,6 \text{ t/cm}^2$ $\# 15$ $d = 7 \text{ mm}$ $F_e = 2,57 \text{ cm}^2$ auf jeder Seite. Diese Bewehrung¹⁵ wird auf der ganzen Schale beibehalten, obwohl an den übrigen Punkten geringere Spannungen auftreten. Die Bewehrung wird in der mitte (der Dicke der Schale) gesetzt.

Mittlerer Kreuzbalken (Überzug) 35/50

a) Symmetrische Vollbelastung:



Für x oder $y=0 \rightarrow N_x = N_y = 0$

Mittlerer Schub von jeder Seite:

$$T = 1,0 \times 0,725 = 1,8 \text{ t/m}, \text{ Links u. Rechts } N = 0, \text{ Mitte } N = 2 \cdot 1,8 \cdot 10,5 = 38 \text{ t}$$

b) Symmetrische Belastung infolge Eigengewicht der Schale:

$$T = \frac{0,145}{0,173} \cdot 1,0 = 0,84 \text{ t/m} \quad \text{Mitte: } N = 2 \times 0,84 \times 10,5 = 17,7 \text{ t}$$

c) Unsymmetrische Belastung kommt in unserem Klima nur wegen Windlast in Frage. $T_{\text{wind}} = 0$ für x oder $y=0$ außerdem $N_x = N_y = 0$

Lotrechte Lasten auf Balken:

Eigengewicht	0,42 t/m	0,42 t/m
aus der Schale	0,19 "	0,13 "
$q_{\text{max}} =$	0,61 "	$q_{\text{min}} =$ 0,55 "

$$\text{Wegen } q_{\text{max}}: M = \frac{0,61(21)^2}{8} = 33,5 \text{ tm} \quad N = 38 \text{ t (Aussmittig)}$$

Tafeln von Mörsch-Pucher, Momente aus den Druck- und Zügbewehrung-Lage bezogen: $M_e = +33 \text{ tm}$

$$M_e' = 33,5 - 38 \cdot 0,45 = +16,5 \text{ tm} \quad \rho = \frac{3300000}{35 \times 100 (47,5)^2} = 0,42 \quad \rho' = 0,21$$

Bewehrung: Rippenrostahl $\sigma_e = 2400$

$$\text{für } \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{2400}{100} = 24 \rightarrow Fe' = 0,95\% \rightarrow 16,6 \text{ cm}^2 \quad 5\phi 22 \rightarrow 19 \text{ cm}^2$$

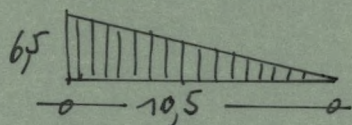
$$\text{für } \sigma_e = 1500 \text{ kg/cm}^2 \quad Fe = 2\% \rightarrow 10\phi 22 \text{ in zwei Lagen} \rightarrow 38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Wegen } q_{\min}: M = \frac{0,55(21)^2}{8} = 31 \text{ tm} \quad N = 17,5 \text{ (Ausschnitt)}$$

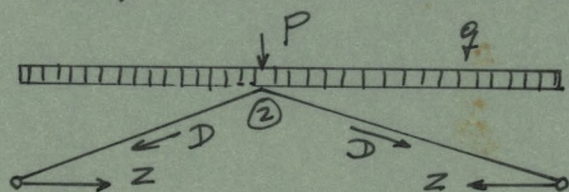
$M_e = +31 \text{ tm} \quad M_e' = 31 - 17,5 \times 0,45 = +23 \text{ tm}$. Dieser Fall ist ungünstiger, deshalb werden die Stahlrohr-Notstützen um die Mitte erst nach Auftragen der Isolierung entfernt.

Schubicherung Auflagerdruck $P = 10,5 \times 0,61 = 6,4 \text{ t}$

Schub aus Momenten: $\tau_{\max} = \frac{6400}{35 \times 0,9 \times 47,5} = 4,3 \text{ kg/cm}^2$



Umfassende Balken



a. Lotrechte Kräfte

Gleichlast: aus d. Sohle	0,245 t/m
Eigengewicht d. Balkens	0,500 "
" Zugbands	0,200 "
	<u>0,945 "</u>

$$Z = \frac{0,156 \times 0,945 (21)^2}{3,8} = 17 \text{ t}$$

$$M_2 = -\frac{0,945 (21)^2}{2 \times 16} = 13 \text{ tm} \quad \max M = \frac{9}{256} \cdot \frac{0,945 (21)^2}{2} = 7,4 \text{ tm}$$

Einzellast $P = 6,5$ aus dem mittleren Balken

$$Z = \frac{6,5(10,5)}{4 \times 3,8} \left(3 - 4 \cdot \frac{10,5^2}{21^2} \right) = 9 \text{ t} \quad M_2 = \frac{6,5 \times 10,5}{2} - 9 \times 3,8 = 0$$

$$M_3 = \frac{6,5(10,5)^2}{21} - 9 \cdot 3,8 = 34 - 34 = 0$$

Ausschnittiger Druck aus der Sohle: im Mittel $N = 0,34 \text{ t/m}$
 " " $T = 1,30$
 $T_{\text{Schnee}} = 0,73$

$$D = 2,37 \times 11,5 = 26,5 \text{ t}$$

$$Z = 26,5 \times 0,94 \approx 25 \text{ t}$$

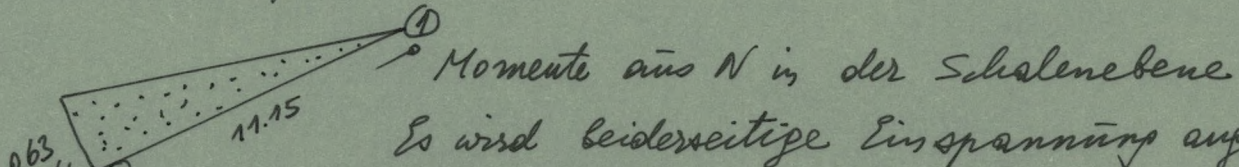
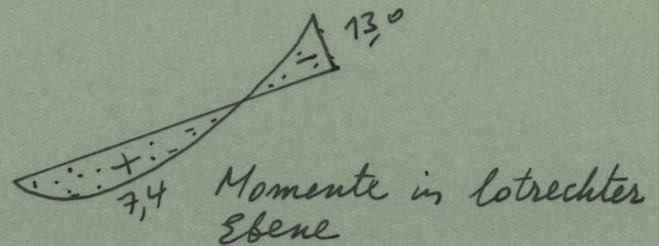
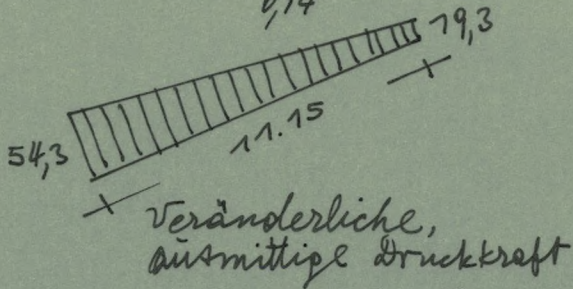
$$\underline{\underline{2,37}}$$

ZUGBAND: $\Sigma Z = 25 + 9 + 17 = 51t$ 2 Morandi Spannkabel
3 x 16 p 5

Bemessung des Balkens

In ② $P_1 = \frac{6,5}{0,338} = 19,3t$

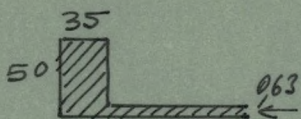
$P_2 = \frac{51}{0,94} = 54,3t$



Es wird beiderseitige Einspannung angenommen

$M_1 = \frac{0,63(11,15)^2}{2 \times 15} = 2,6 tm$ $M_2 = \frac{0,63(11,15)^2}{2 \times 10} = 4 tm$

$max M = \frac{0,63(11,15)^2}{2 \times 23,3} = 1,67 tm$



Wegen Ausmittigkeit der N-Kräfte, wird der Balken auf Torsion beansprucht. $M = 0,63 \times 0,22 = 0,14 tm$

$\tau_{max} = \frac{4,3 \times 0,14}{(0,35)^2 \times 0,50} = 1 kg/cm^2$

Knickung an DIN 4114 B2, Ri 7.7 (Stahlbau)

$S_K = S \sqrt{\frac{1 + 0,93 \cdot N_0/N_1}{7,72}}$ wobei $N_0 < N_1$, $S_K = 11,15 \sqrt{\frac{1 + 0,93 \cdot \frac{19,3}{54,3}}{7,72}} = 4,60$

$\lambda = \frac{4,60}{0,35} = 13 \rightarrow w = 1$

In der Mitte des Balkens: $P \approx 37t$ $M = +7,4 tm$

$e = 0,225$ $M_e = 7,4 - 37 \cdot 0,45 = 7,4 - 16,6 = -9,2 tm$ (Drucker)

$M_e' = +7,4$ $\rho' = \frac{740000}{35 \cdot 90 (47,5)^2} = +0,10$ für $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{2600}{90} = 29$

$L = 0,4\%$ $\mu = 0$

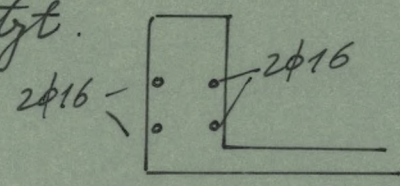
Am Gipfel $M_e = +13 + 0,45 \times 19,3 = +21,7 tm$ $M_e' = +13$

$$\rho = \frac{2170000}{35 \cdot 90 (47,5)^2} = 0,30 \quad \rho' = \frac{1300000}{35 \cdot 90 (47,5)^2} = 0,18 \quad t = t' = 1,1 \rightarrow 19 \text{ cm}$$

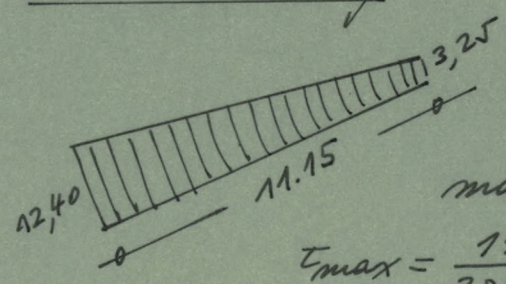
5φ22 oben
u. unten

Im Auflager $P = 54,3 \text{ t} \rightarrow 35/50$ $P_{\text{zul}} = 113 \text{ t}$ (auch ohne Bewehrung)

Momente wegen waagerechter Kräfte: $M_{\text{max}} = 4 \text{ tm}$ sind schwer zu bemessen einerseits wegen der Veränderlichkeit ihrer Größe und andererseits wegen der Veränderlichkeit ihrer Neigung (Erscheinen auf der Schalen-Ebene, deren Neigung zu den Balkenachsen nicht konstant ist). Für einfache Bewehrung wird geschätzt $F_c = \frac{0,42 \times 4}{0,325} = 5,1 \text{ tm}$. Im Auflager wo diese Bewehrung benötigt wird sind genug überzählige Stäbe vorhanden. Trotzdem werden beiderseitig je 2φ16 durch die ganze Länge des Balkens gesetzt.



Schubsicherung



Links $q = 3,25$ wegen $P = \frac{6,5}{2}$ aus dem mittleren Balken.

Rechts $q = 12,4$ wegen P und gleichmäßiger Last

$$t_{\text{max}} = \frac{12400}{35 \times 7,8 \times 47,5} = 8,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cs} = \frac{(12,4 + 3,25) 10,15 \times 100}{2 \times 7,8 \times 47,5 \times 2,6} = 81 \text{ cm}^2$$

Bügel φ8/20	50 cm ²
6 φ22	32,3 "
	<u>82,3 "</u>

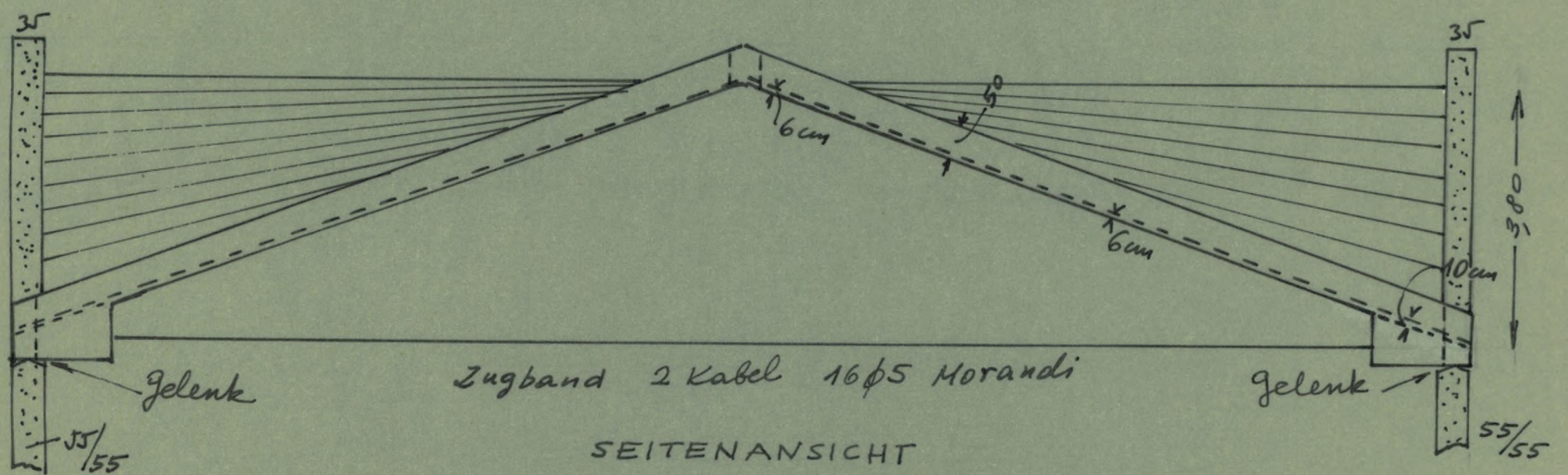
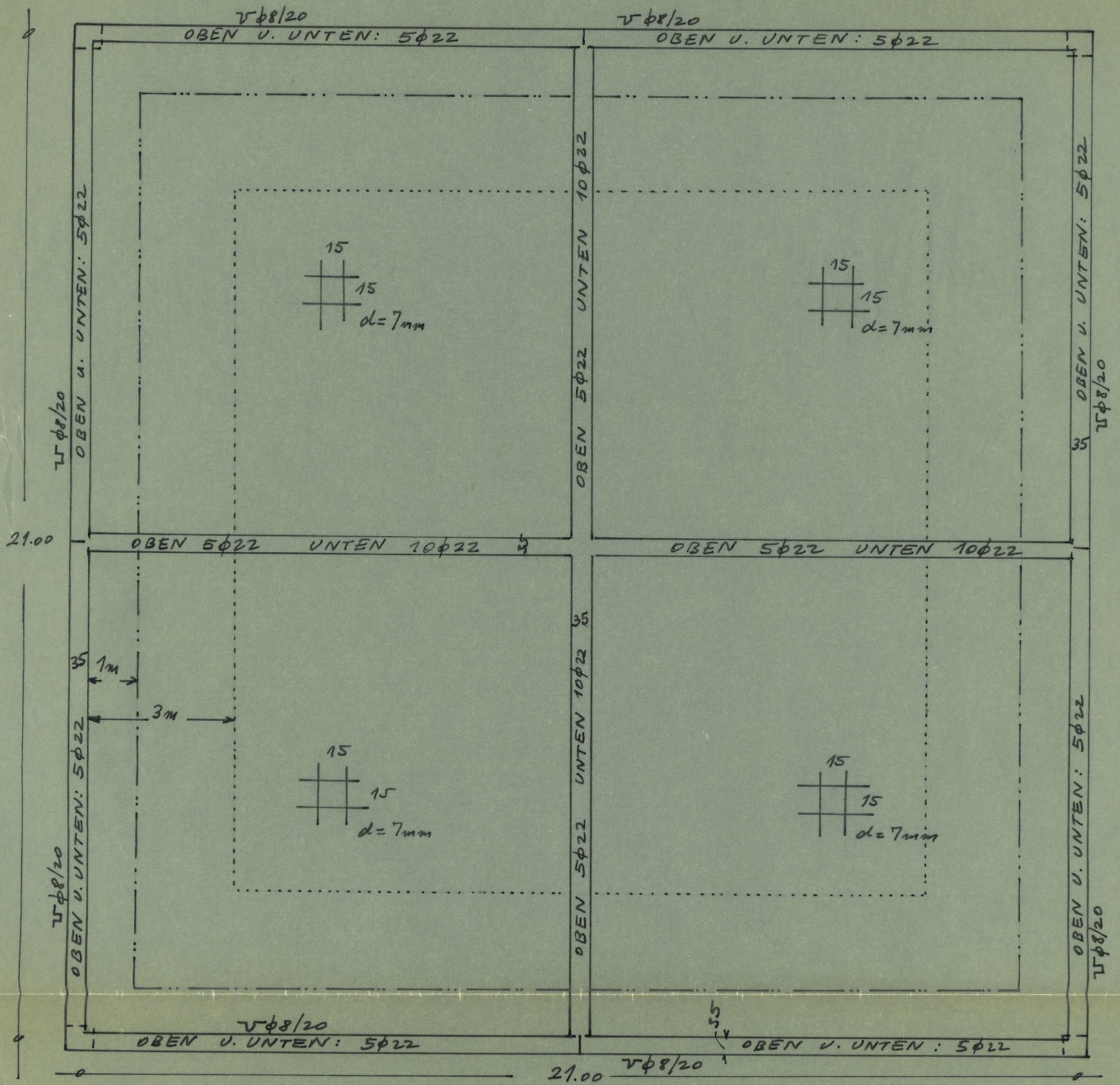
Bügel $\sigma_c = 2,6 \text{ t/m}^2$ aus Rippenroststahl.

Spannungen in der Schale wegen Durchbiegungen der Schale oder Stützeinsenkungen:

$$D = \frac{E \cdot t}{1 - \mu^2} = \frac{300.000 \times 6}{1 - (\frac{1}{6})^2} = 1.850.000 \quad N = D \cdot \frac{w}{R} = \frac{1.850.000 \times 1}{2700} = 0,685 \text{ t/m}$$

Für 1 cm lotrechte Verschiebung

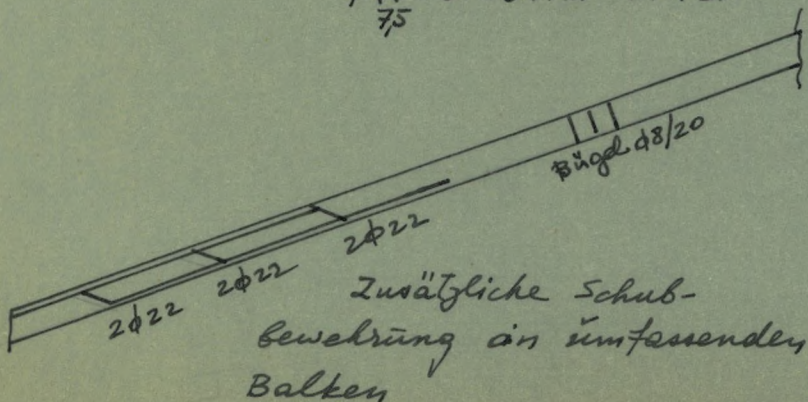
SICHT VON OBEN



ALLE BALKEN SIND "ÜBERZÜGE"!

VOM RANDE (UMFASSENDEM BALKEN) BIS:

15 15 $d = 4,2mm$ OBEN, Gleichzeitig $d = 10cm$ Schale
 $7,5$ $7,5$ $d = 3mm$ UNTEN

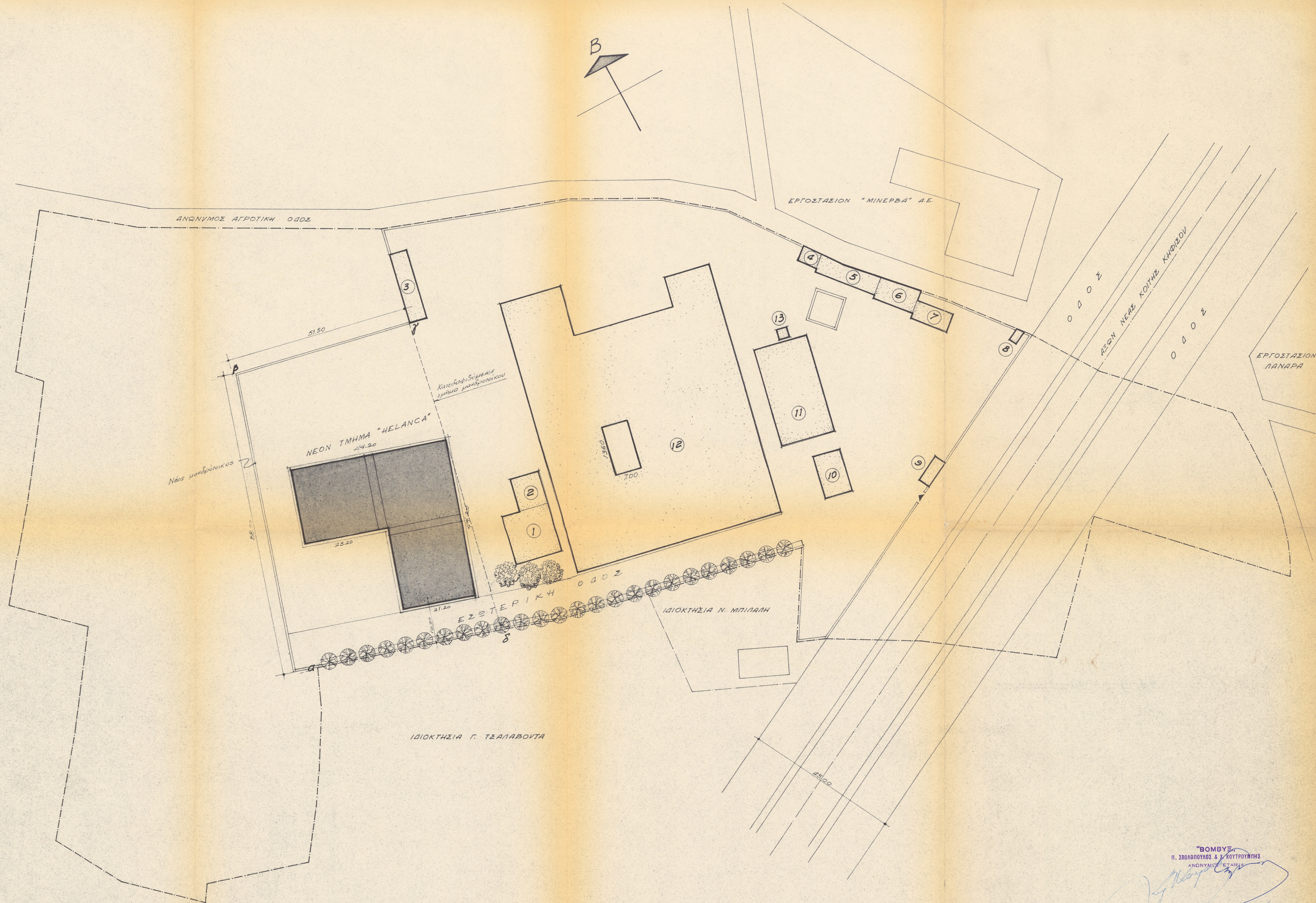


Betongüte: Schale B225, Balken: B300
 Stahl: Schale IVb, Balken: St III b

Chalandri, den 17.3.1961

Christof Michael

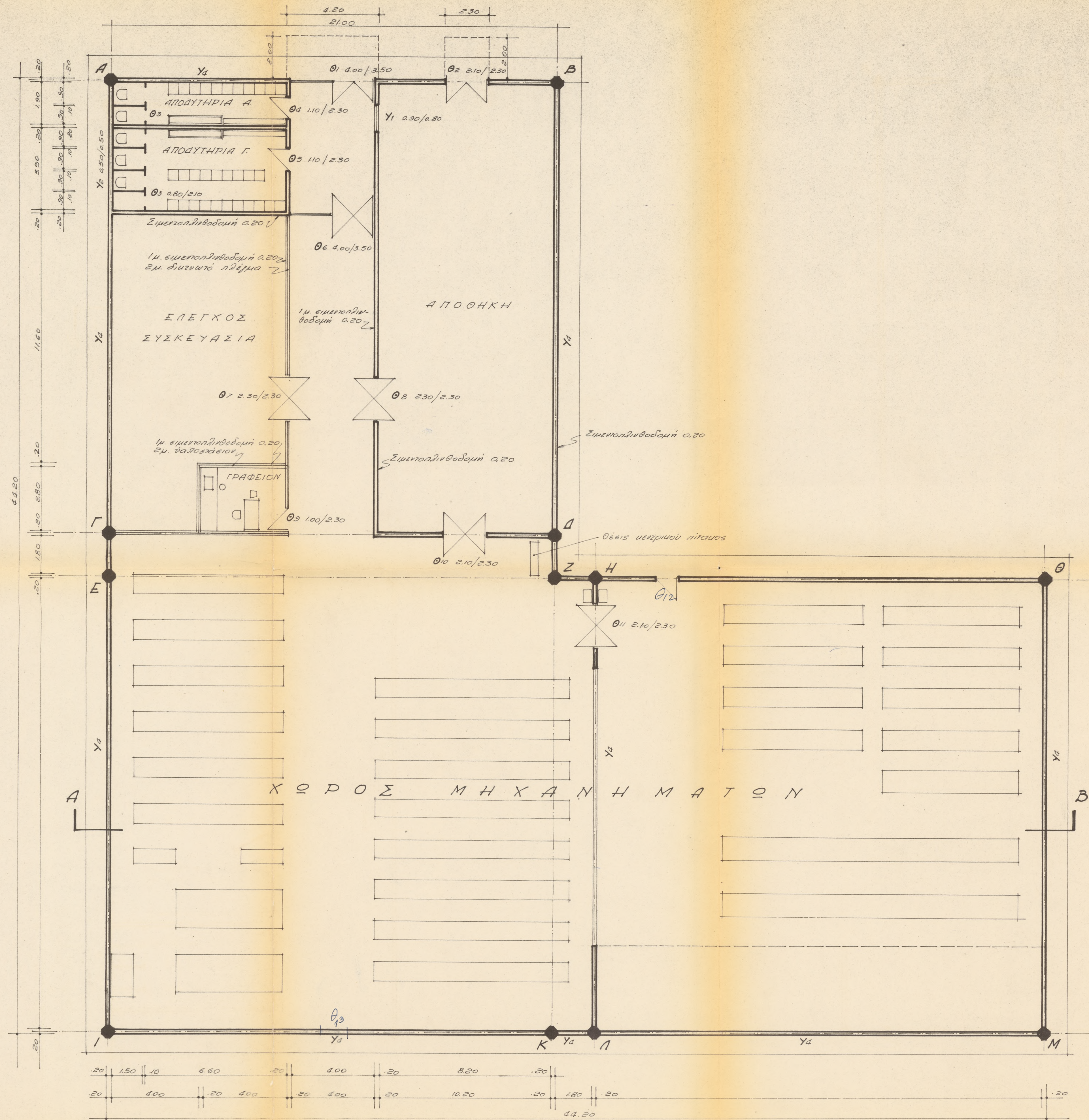
ΙΔΙΟΚΤΗΣΙΑ ΠΙΛΚΟΝ



ΙΔΙΟΚΤΗΣΙΑ Γ. ΤΣΑΛΑΒΟΥΤΑ

ΕΥΘΥΜΙΟΣ ΠΑΠΑΓΙΑΝΝΗΣ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΥΧΟΣ Ε.Μ.Π., Μ.Ι.Τ.
ΑΘΗΝΑΙ
Ζωσιμαίου 4
Αγ. Μην. Π.Α.Π. 3755 *Αγ. Τηλ. 614-659

ΒΟΜΒΥΣ Α.Ε. - ΗΕΛΑΝΚΑ 45
ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΟΝ 1'
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝ
ΕΥΘΥΜΙΟΣ ΠΑΠΑΓΙΑΝΝΗΣ 4



ΕΥΘΥΜΙΟΣ ΠΑΠΑΓΙΑΝΝΗΣ
 Π. ΣΧΟΛΟΠΟΥΛΟΣ & Χ. ΚΟΥΤΡΟΥΜΠΗΣ
 ΑΝΘΩΝΙΟΣ ΒΑΛΙΑ
[Handwritten signature]

ΕΥΘΥΜΙΟΣ ΠΑΠΑΓΙΑΝΝΗΣ
 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
 ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΥΧΟΣ Ε.Μ.Π. Μ.Ι.Τ.
 ΑΘΗΝΑ
 1961

BOMBIZ A.E. HELANCA		45
KATOWIS		2'
Κ/1/100	ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝ	Α
ΕΥΘΥΜΙΟΣ ΠΑΠΑΓΙΑΝΝΗΣ		