

OBLICZENIA STATYCZNE

do

projektu budowlanego Remontu Wieży Wyciągowej
Sygnału "BARTOSZ" na terenie Nowego Muzeum
Historycznego w Katowicach przy ul. Kopackiej 6.

Obliczenia zawieszone 21 stron

obliczył: mgr inż. Bronisław Kozdraś
upr. bud. do projektowania
bez ograniczeń nr up. 612/66.



mgr inż. Bronisław Kozdraś
Uprawnienia Budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez
ograniczeń w specjalności konstrukcyjno-
inżynierskiej. Nr ewid. upr. 612-66 i 526/73/Kt
Katowice, ul. Modrzewiowa 15/32
tel. 259-88-76

Sprawdził: mgr inż. Barbara Czajerek
upr. bud. do proj. bez
ograniczeń nr 0/81 r.

mgr inż. Barbara Czajerek
Uprawnienia budowlane do
projektowania bez ograniczeń
w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej
nr ewid. upr 80/81

Katowice - maj - 2008 r.

SPIS ZAWARTOŚCI OBŁICZEN STATYCZNYCH.

Poz.	Wybrzeżenie	Strona
1.	Podstawowe normy i przepisy	3
1.1.	Polskie Normy	3
1.2.	Przepisy.	3
2.	Obliczenia statyczne	4
3.	Schemat 1. Obciążenie więzy ciężarem własnym	5
4.	Zestawienie oddziaływań oraz momentów zginających dla poszczeg. schematów obc. jednostkowych	7
5.	Wielkości statyczne dla poszczeg. schem. obciążeni-	7
5.1.	Ciepota słoty węgla	7
5.2.	Parcie wiatru z lewej	9
5.3.	Parcie wiatru na kon. prowadnicę	10
5.4.	Parcie wiatru na zastrot.	11
6.	Wielkości statyczne w konstrukcji nośnej	13
7.	Parcie wiatru w planie rzutu zastrotu	14
8.	Siłowno poprzeczna AB	16
9.	Siły w przelach zastrotu	17
10.	Sprawdzenie naprężeń w przelach zastrotu	19
11.	Zakotwienie zastrotu	19
12.	Sprawdzenie nośności belek rybowych	20

1. PODSTAWOWE NORMY I PRZEPISY.

1.1. POLSKIE NORMY.

1) OBŁAŻENIA BUDOWLI.

PN-82/B-02000, PN-82/B-02001

PN-82/B-02003, PN-82/B-02010/A21

PN-77/B-02011,

2) PN-90/B-03200 - Konstrukcje stalowe obciążenia statyczne i projektowanie

3) PN-G-03002 - Węzeł dybowe - Obciążenia

4) PN-G-05022 - 12 1997 - Konstrukcje węzł dybowych zrędy projektowania i obl. statycznych.

5) PN-81/B-03020 - Grunty budowlane. Posadowienie bezposrednie.

6) Normatyw techniczny projektowanie stalowych przę podrybowych Krkow - marce 1955 r.

1.2. Przepisy.

1.2.1. Ustawa - Prawo budowlane - Dz. U. Nr 207 z 5.12.03 poz. 2016. z późniejszymi zmianami.

1.2.2. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12.04.2004 r. Dz. U. Nr 76 poz 890 w sprawie Warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich istnienie z późniejszymi zmianami.

2. OBLICZENIA STATYCZNE

Do zastąpienia dybu i zamknięciu górnej dyby płyty żelbetony
należy wycofować bez muru i tym pozostaje jako
skeleton stalowy.

Wieżę nie użytkuje się od 2000 roku.

Z uwagi na brak konserwacji i nie użytkowanie
wieży, obiekt podlega zniszczeniu i dewastacji.

Należy go doprowadzić do dobrego i bezpiecznego
stanu technicznego.

W tym celu należy:

I) - wykonać obliczenia statyczne sprawozdanie
porównanie w elementach konstrukcji stalowej
wieży od obciążenia:

1) - ciężar własny wieży - Schemat 1

2) - parcie wiatru z prawej równoległe do
planu wieży - Schemat 2

3) - parcie wiatru z lewej równoległe do planu wieży
- Schemat 3

4) - parcie wiatru z lewej prostopadłe do koł
linowych - Schemat 4

5) - parcie wiatru z prawej prostopadłe do
planu koł linowych - Schemat 5.

II) - uzupełnić brakujące progi tronu wieży przy
zobaczyć, które dawne istniały oraz brakujące
progi w tronie wieży one są wysekalne.

Tym powiększeniu nowej konstrukcji wieży

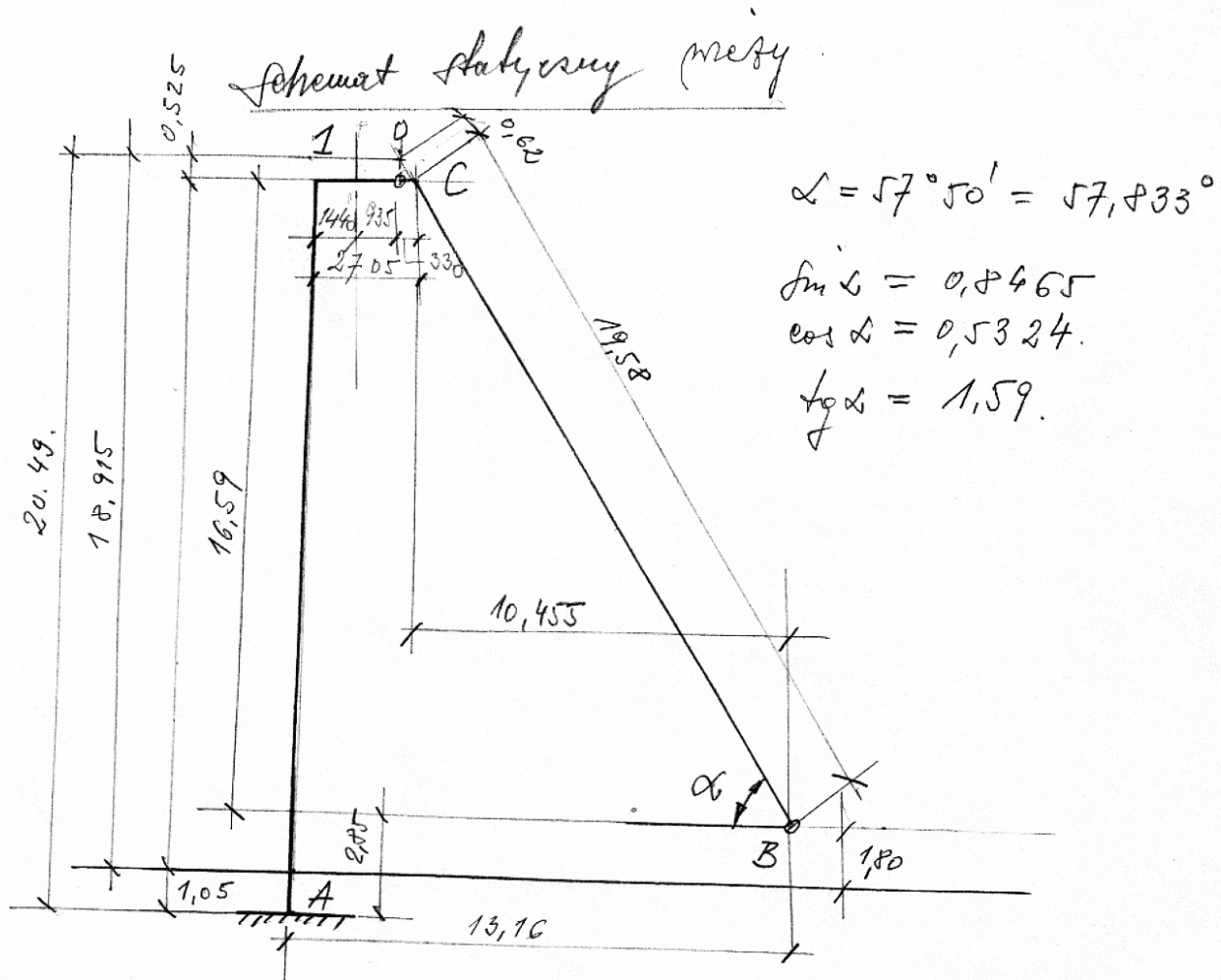
Ze stary stopyć się pójsciemu pitowane jch
w obiekcie podstawowym.

III. Należy zabezpieczyć wykopy, nie co
miesz.

IV Należy naprawić stopy zastobów.

V Należy odkopać pod zębem zastopu
syb i oczyścić i naprawić zastobienie
znowu miesz w głowie sybu.

3. Schemat 1. - obliczenie miesz od użyciu
własnego.



Ustalenie ciężaru (wagi) wycożowej ryby „Barłom”

1) Tron prowadzący - część dolna	-	6646 KG	✓
2) Tron prowadzący - część górna	-	9525 KG	✓
3) Podest prowadzący	-	1166 KG	✓
4) Łaszt - część dolna	-	7318 KG	
5) Łaszt - część górna	-	8035 KG	
6) Podest koł linowych	-	7582 KG	✓
7) Ciężar koł linowych 2x5400	-	10,800 KG	✓
8) Nadbudówka	-	3372 KG	✓

Całkowity ciężar wagi $G_1 = 54444 \text{ KG}$

Waga w czasie eksploatacji w roku 1967 była wzmacniata przez PMU G. Ciężar dodatkowej stali (wagi):

- Łaszt II.	-	4199 KG
- Łaszt I	-	1718 KG
- Nadbudówka	-	1477 KG
- Łasztowanie	-	3512 KG
- Kowal. wózeczka o II	-	1112 KG
- „I” o I	-	1983 KG
- Podchwyty	-	1617 KG
- Podest koł linowych	-	5782 KG

Razem $G_2 = 18401 \text{ KG}$

Ciężar stali wzmacniającej (wagi)
wymiary $G_3 = 4000 \text{ KG}$

Ogółem masa stali w wadze wymiar

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 54444 + 18401 + 4000 = 76845 \text{ KG}$$

72845.k5

4. Zestawienie obliczyci i momentów zginających dla poszczególnych schematów od obci. jednostkowych.

TABELA 1.

Wielkości statyczne.				
V_A	0	-1,158	-0,0956	0,7545
H_A	0	-0,248	0,0621	0,1595
M_A	0	-2,070	0,435	1,305
V_B	0,8465	1,157	0,435	0,2455
H_B	0,533	0,752	0,0621	0,1595
M_{BC}	0,045	-0,368	-0,0309	-0,078
M_{01}	0	2,75	-0,773	-1,79
M_{0A}	0	-2,07	0,435	1,305

5. Wielkości statyczne dla poszczególnych schematów obciążen wiatru.

5.1. Ciężar staty wiatru.

Dla wszystkich przypadków obciążenia rozpatrujemy obciążenie przypadające z jednej strony układu. Ciężar główny $\frac{1}{2}$ kolumn prowadzącego

$$P_1 = \frac{1}{2} (6646 + 9525 + 1166) + 1477 + 3512 + 1617 + 2782 + 1112 + 1883 + 3000 = 8668,5 + 15483 = 24152 \text{ KG.}$$

Ciężar własny pokrywy dachowej:

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (7318 + 8035) = \frac{15353}{2} = 7677 \text{ KG.}$$

Cyżar ten rozkłada się na obciążenie zastawę od fundamentu do przegub.

Na obciążenie rurki przyszedł:

$$P_2 = \frac{7677}{10,785} = 712 \text{ KG/m} = 7,12 \text{ KN/m}$$

$$M = 0,125 \cdot 7,12 \cdot 10,785^2 = 103,52 \text{ KNm}$$

Reakcje

a) na przegub $P_2 = \frac{7677}{2} = 3838 \text{ KG,}$

b) na fundament $P_2 = 3838 \text{ KG;}$

Jako przykład z rysunku zastawczego cyżar
własny:

- podbudowlę
- podestę kół linowych
- oraz kół linowych

można przyjąć jako siłę skupioną zastawę
w przegubie

$$P_3 = \frac{1}{2} (7582 + 2 \cdot 5400 + 3372) = \frac{21754}{2} = 10877 \text{ KG}$$

Wielkości oddziaływania od cyżaru własnego

$$\begin{aligned} V_A &= 8668 + (3838 + 10877) \cdot 0,7545 + 15483 = \\ &= 24151 + 11103 = 35254 \text{ KG.} \end{aligned}$$

$$H_A = (3838 + 10877) \cdot 0,1595 = 2347,0 \text{ KG}$$

$$M_A = (3838 + 10877) \cdot 1,305 = 19203 \text{ KGm.}$$

$$V_B = 3838 + (3838 + 10877) \cdot 0,2455 = 7450 \text{ kg},$$

$$H_B = (3838 + 10877) \cdot 0,1525 = 2347 \text{ kg}$$

Momenty zginające.

$$M_c = (3838 + 10877) \cdot (-0,078) = -1148 \text{ kg m},$$

$$M_{01} = (3838 + 10877) \cdot (-1,73) = -26340 \text{ kg m},$$

$$M_{04} = (3838 + 10877) \cdot 1,305 = +19203 \text{ kg m},$$

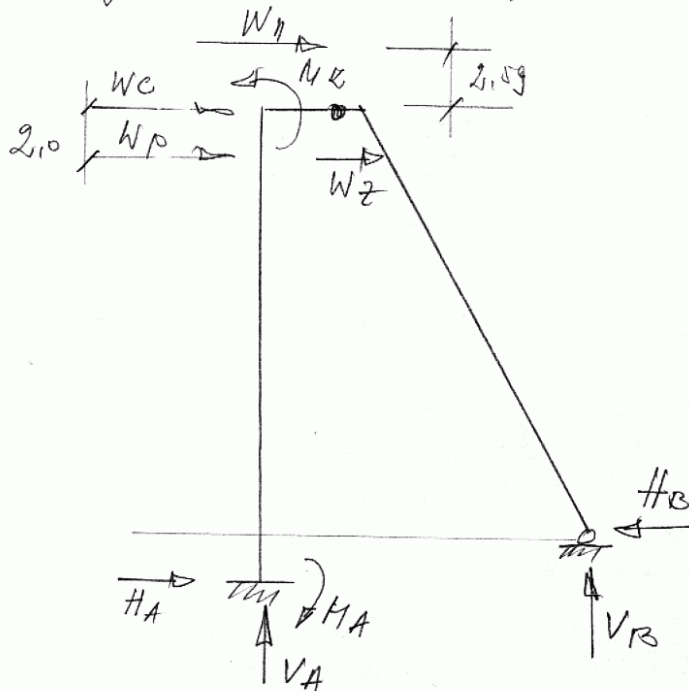
5.2. Parcie wiatru z lewej

Parcie wiatru nie podłużne

Pow. obrysu

$$A_1 = 2,50 \cdot 5,185 = 12,95 \text{ m}^2$$

Wzrost obrysu przyjął jako 25% powierzchni obrysu.



$$A = 0,25 A_1 = 0,25 \cdot 12,95 = 3,24 \text{ m}^2$$

Stę ścianą przednią przyjęto $K = 1,60$

alla średnicy słupowej

$$\frac{a}{h} = \frac{7020}{2500} = 2,81, \quad \psi = \frac{0,84 + 0,68}{2} = 0,76$$

Wsp. opływu alla obrotu tras. figury

$$K = 1,6 (1 + \psi) = 1,6 \cdot 1,76 = 2,82$$

Spochwie z chodząc pręcie podstawowe alla słupy I na wysokości 22m.

$$p = p_5 + \frac{130-85}{80} \cdot 2 = 85 + 1,13 = 86,13 \text{ kN/m}^2$$

Pręcie jednostkowe

$$W = K \cdot p = 2,82 \cdot 86,13 = 243 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie pręcie na podbudowę

$$N_n = W \cdot A = 243 \cdot 3,24 = 786 \text{ kN}$$

5.3 Pręcie wiatru na linii prowadzącej.

Z uwagi na to, że konstrukcje wieży muszą się w budynku możliwie wyżej podnieść pręcie wiatru tylko na części wystającej ponad budynek, która wynosi 4,0 m.

Szerokość linii prowadzącej $b = 2,54 \text{ m}$

Powierzchnia obrysu.

$$A_1 = 2,54 \cdot 4,0 = 10,16 \text{ m}^2$$

Powierzchnię efektywną przyjąć wskazywano jako 35% powierzchni obrysu

$$A = 0,35 \cdot A_1 = 0,35 \cdot 10,16 = 3,56 \text{ m}^2$$

Dla ścian pionowych $K = 1,60$,
dla ścian łebowej

$$\frac{e}{h} = \frac{2,88}{2,54} = 1,133, \quad \psi = \frac{0,55 + 0,35}{2} = 0,45$$

Współczynnik opływu dla obu ścian
Tęsame

$$K = 1,6 (1 + \psi) = 1,6 (1 + 0,45) = 2,32$$

Ładunek podstawowy na wysokość 20 m
 $p = 85 \text{ kG/m}^2$

Ładunek jednostkowy.

$$W = K \cdot p = 2,32 \cdot 85 = 197 \text{ kG/m}^2$$

Ładunek powierzchniowy na tynk powierzchni

$$W_p = W \cdot A = 197 \cdot 3,56 = 700 \text{ kG}.$$

5.4. Ładunek tynku na zachrob.

Możliwe jest, że ładunek przypadający tylko na część
zachrobu występuje ponad budynki mieszkalne, które
mają około 4,0 m.

Średnia wysokość zachrobu $b = 3,10 \text{ m}$

Powierzchnia obrysu

$$A_1 = 4 \cdot 3,10 = 12,40 \text{ m}^2$$

Wzrost efektywny przytęgnięto dookoła
około 35% powierzchni obrysu

$$A = 0,35 \cdot 12,4 = 4,34 \text{ m}^2$$

Dla ścian pionowych $K = 1,60$

Stożki słupowej

$$\frac{e}{h} = \frac{0,35}{3,7} = 0,242 \quad \rightarrow \quad \gamma = 0,45$$

Współczynnik opływu dla obu stron Tętna

$$K = 1,6(1 + \gamma) = 1,6(1 + 0,45) = 2,32$$

Pręci podstawowe $p = 85 \text{ kg/m}^2$

Pręci jednostkowe

$$W = K \cdot p = 2,32 \cdot 85 = 197 \text{ kg/m}^2$$

Całkowite pręci na żacht

$$W_z = W \cdot A = 197 \cdot 4,34 = 854 \text{ kg}$$

Stożki słupowej obliczeń (wynikanie słup
sprawdzamy do ryglu poziomego z momentem.

$$W_c = W_n + W_p + W_z = 786 + 700 + 854 = 2340 \text{ kg},$$

$$\begin{aligned} M_{oc} &= (W_p + W_z) \cdot 3 - W_n \cdot 2,59 = (700 + 854) \cdot 2,0 - 786 \cdot 2,59 = \\ &= 3108 - 2040 = 1068 \text{ kg m}, \end{aligned}$$

Obciążenie

$$V_A = -2340 \cdot 1,158 + 1068 \cdot 0,0956 = -2710 + 102 = -2608 \text{ kg},$$

$$H_A = -2340 \cdot 0,248 - 1068 \cdot 0,0621 = -580 - 66 = -644 \text{ kg},$$

$$M_A = -2340 \cdot 2,07 - 1068 \cdot 0,435 = -4840 - 464 = -5304 \text{ kg m}$$

$$V_B = 2340 \cdot 1,157 - 1068 \cdot 0,0956 = +2700 - 102 = 2598 \text{ kg}.$$

$$H_B = 2340 \cdot 0,753 - 1068 \cdot 0,0621 = 1760 - 66 = 1694 \text{ kg}.$$

Momenty zginające:

$$M_c = 2340 \cdot 0,368 + 1068 \cdot 0,0304 = -860 + 32 = -828 \text{ kg m}$$

$$M_1 = 2340 \cdot 2,750 + 1068 \cdot 0,773 = 6425 + 825 = 7250 \text{ kg m}$$

$$M_A = -2340 \cdot 2,07 - 1068 \cdot 0,439 = -4840 - 464 = -5304 \text{ kg m}$$

6. Wielkości statyczne w ustroju nośnym archy.

TABELA 2.

Wielkość N	Ciepłota własny KG	Wiatr & lewy KG	Suma extr. KG
V _A	19778	-2608	19778
H _A	2345	-644	2345
M _A	19200	-5304	19200
V _B	7448	2598	10046
H _B	2345	1694	4039
M _{OC}	-1149	-828	1977
M _{O1}	-26300	7250	-26300
M _A	19200	-5304	19200

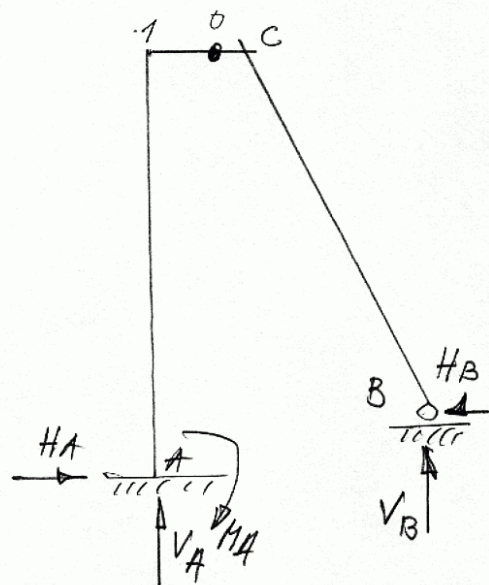


TABELA 3.

Wielkość	Ciepłota własny KG	Wiatr & prawy KG	Suma extr. KG
V _A	19778	+2608	22386
H _A	2345	+644	2989
M _A	19200	+5304	24504
V _B	7448	-2598	7448
H _B	2345	-1694	2345
M _{OC}	-1149	+828	1149
M _{O1}	-26300	-7250	33550
M _A	19200	+5304	24504

7. Porcie wiatru w planyżmie zaskrobu.

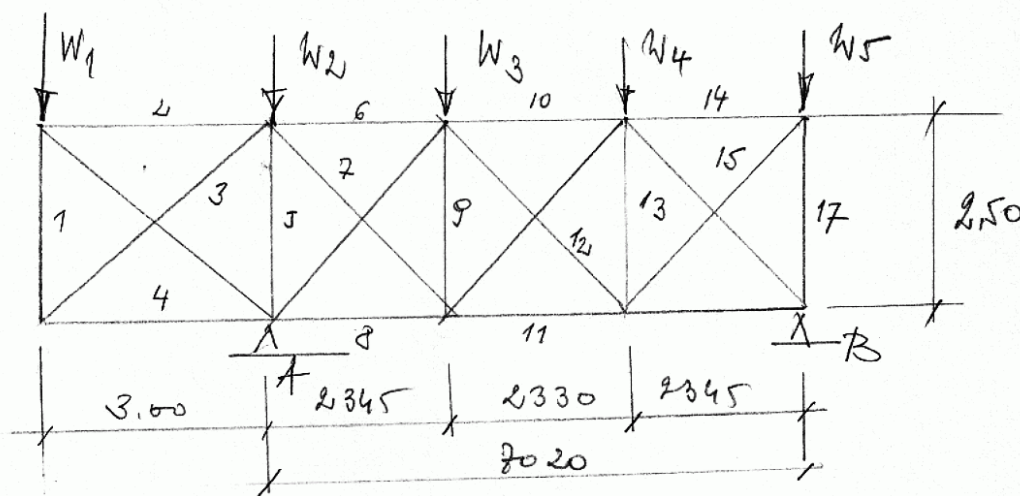
Wiatr działa tylko na górne pole zaskrobu oraz słupczy wieży

63

Porcie na słupczy wieży

16

schemat słupczy wieży



Porcie podstawowe na W_{45} . 22 m

$$p = 85 + \frac{130 - 85}{80} z = 8.5 + 1.13 = 86.13 \text{ kg/m}^2$$

Obręzanie jednostkowe

$W = K \cdot p$ - K wsp. opływu strumienia w porcie na ścianę przednią i tylną.

Porcie zewnętrzne obręzy ścian zewnętrznych

$$A_1 = 7.02 \cdot 5.185 + \frac{1}{2} 3.0 \cdot 4.435 = 36.3 + 6.65 = 43.0 \text{ m}^2$$

Przyjm efekt. pow. 25% pow. obręzy.

$$A = 0.25 \cdot 43.0 = 10.75 \text{ m}^2$$

Dla ścian przednich $K = 1.60$

Dla ścian tylnych

$$\frac{q}{z} = \frac{2500}{1185} = 0.489 \quad \psi = \frac{0.75 + 0.55}{2} = \frac{1.3}{2} = 0.65$$

$$K = 1,6 (1 + \psi) = 1,6 (1 + 0,65) = 2,64$$

$$W = K \cdot p = 2,64 \cdot 86,13 = 228 \text{ K\%}z$$

Z części górnej wiatu przenosi się na słupki poziome. Z części dolnej na poprzeczny kot linowy.

Obejrzmy słupki poziomego.

$$Q = \left(0,75 + \frac{2,18 + 2,255}{2} \right) 1,025 \cdot 228 = 169 \text{ K\%}mb$$

Na podporach

$$\frac{Q}{2} = \frac{169}{2} = 85 \text{ K\%}mb$$

$$W_1 = 85 \cdot \frac{3,0}{2} = 128 \text{ K\%}$$

$$W_2 = 85 \cdot \frac{3,0}{2} + 169 \cdot 1,18 = 328 \text{ K\%}$$

$$W_3 = 169 (1,165 + 1,165) = 394 \text{ K\%}$$

$$W_4 = 169 \cdot 1,165 \cdot 2 = 394 \text{ K\%}$$

$$W_5 = 169 \cdot 1,18 = 200 \text{ K\%}$$

Reakcje

$$R_A = 903 \text{ K\%},$$

$$R_B = 539 \text{ K\%},$$

Maksymalne siły w posadach

$$S_{14} = 350 \text{ K\%}$$

W słupkach:

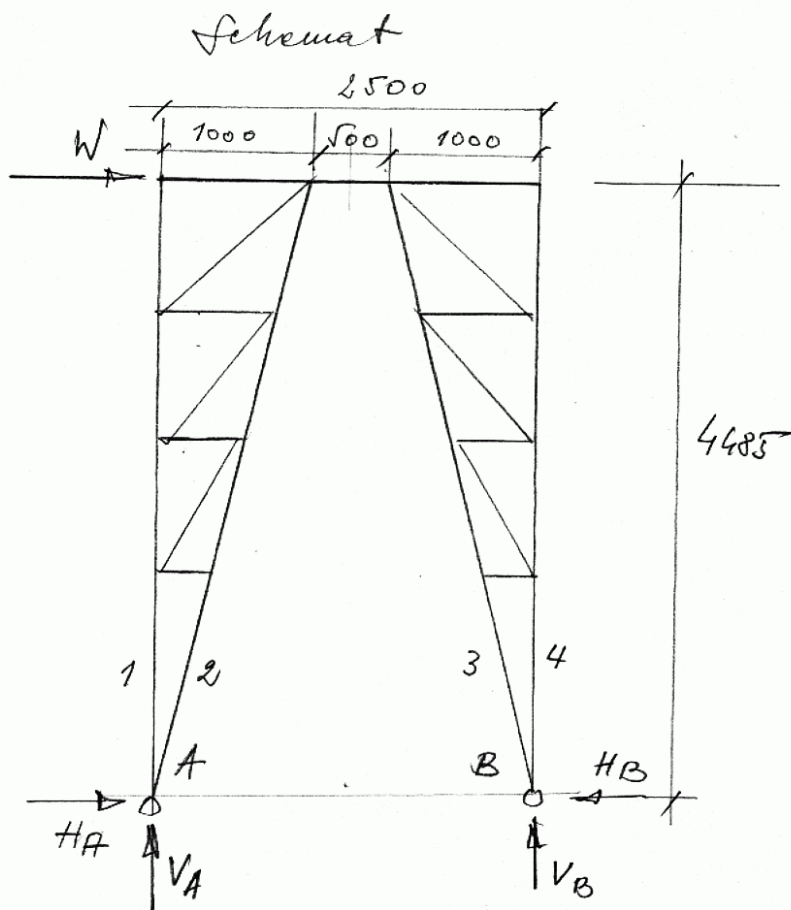
$$S_r = 903 \text{ K\%}$$

W koryzuleach:

$$S_7 = 620 \text{ K\%}$$

Прлы прыго тоустр. з увагі на моаб тлг.

Р. Схема' папмерна АВ.



Оберземе: $W = 903 \text{ KG}$

$$V_A = -V_B = \frac{903 \cdot 4,435}{2,50} = 1600 \text{ KG},$$

$$H_A = -H_B = \frac{W}{2} = \frac{903}{2} = 450 \text{ KG}.$$

Максимальна сіла $S_2 = 2050 \text{ KG}$,

Пры монтэжу кол $S_2 = 3545 \text{ KG}$.

Прлы 2 і 3 выканаю 8 $\angle 120$, $F = 17 \text{ см}^2$

$$i_x = 4,62 \text{ см}$$

$$i_y = 1,59 \text{ см}$$

$$l = 4.54 \text{ m} \quad \lambda = \frac{454}{4.62} = 98 \rightarrow \beta = 0.564$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2545}{17 \cdot 0.564} = 370 \text{ kg/cm}^2 = 37 \text{ MPa} < 175 \text{ MPa}$$

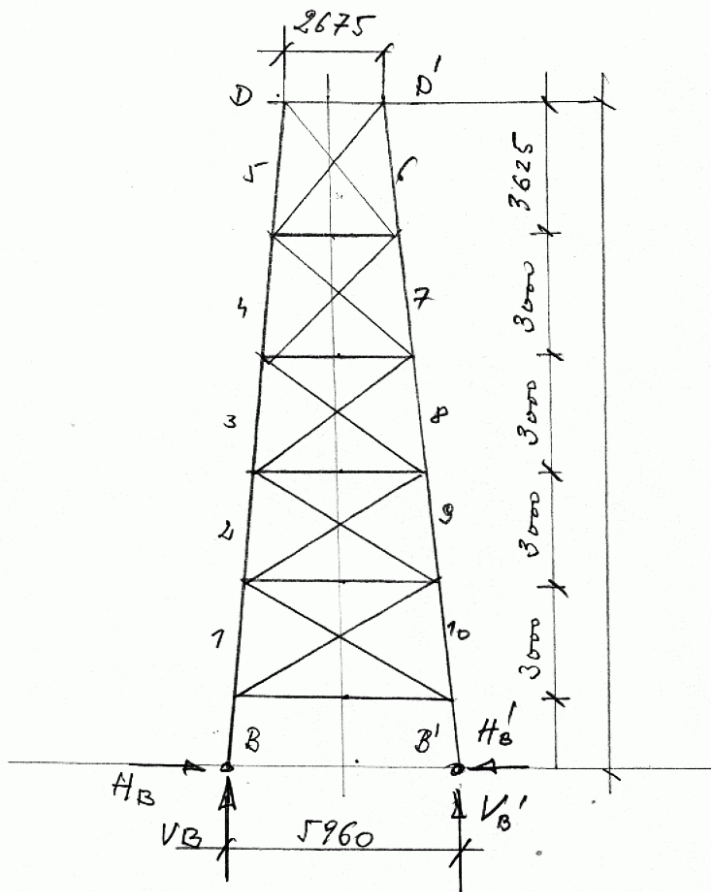
для стали St35.

Для вычисления конструкции $L 50 \times 50 \times 6$.

Сначала проверим прочность стержней
на прочность максимальную внутри стержня
сжатия от комбинированных.

9. Сила в стержне сжатия.

Схема стержней.



Кот максимальная сила сжатия
вычисл $\beta = 5^\circ 29'$

Sily w przekłach zastnoby.

Ciężar własny konstrukcji.

Kąt pochylenia zastnoby $\alpha = 57,50^\circ$

Sila ciężaru w płaszczyźnie zastnoby

$$S = V_B \cdot \sin \alpha + H_B \cdot \cos \alpha = 7448 \cdot 0,8465 + 2345 \cdot 0,5324 = \\ = 6300 + 1250 = \underline{7550 \text{ kG}} \quad \checkmark$$

$$\underline{V_B = V'_B = S = 7550 \text{ kG}}$$

$$H_B = H'_B = S \cdot \tan \alpha = 7550 \cdot 0,096 = \underline{724 \text{ kG}}, \quad \checkmark$$

Sily w przekłach. $S_1 = S_2 = S_3 = S_4 \dots S_{10} = \frac{S}{\cos \alpha} = 7550 \text{ kG}$

Sily w górnym węzle

$$S_r = S \cdot \tan \alpha = 7550 \cdot 0,096 = 724 \text{ kG}$$

Sily w pozostałych przekłach są równe.

Sta przewidziane obciążenia

Sily od obc. zwozinych plynosig:

$$V_D = 177366 \text{ kG} \quad V'_D = 263000 \text{ kG};$$

$$\underline{V_B = V'_B = 220183 \text{ kG}}$$

$$H_B = H'_B = 39000 \text{ kG}$$

Terme matri w planowaniu zastnoby

$$V_B = -V'_B = 1160 \text{ kG}$$

$$H_B = H'_B = 1421 \text{ kG}$$

10 Sprawdzenie naprężeń w przekroju zastroby.

Moment zginający od ciężaru własnego zastroby

$$M_{max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{712 \cdot 10,785^2}{8} = 10300 \text{ kNm} = 103,0 \text{ kNm}.$$

Pręty 3 i 8

$$V_{max} = 7550 + 8160 = 15710 \text{ KG. } \left(\overset{\text{obe. awaryjne}}{N_{max}} = 271980 \text{ KG} \right)$$

Co stanowi około 6% obezwaznienia.

Dane geometryczne przekroju

$$J_x = 490000 \text{ cm}^4, \quad J_y = 8350 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 9550 \text{ cm}^3, \quad F = 213,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{15710 \cdot 10}{0,858 \cdot 213,5} + \frac{10300 \cdot 10^3}{9550} = 8,6 + 10,78 = 19,38 \text{ MPa}$$

$$< 165 \times 0,9 = 148 \text{ MPa. Co stanowi}$$

$$\frac{19,38 \cdot 100}{148} = 13,1 \% \text{ nośności.}$$

11. Zakotwienie zastroby.

Jedną nogę zastroby zakotwiczone jest

$$4 \text{ prętkami } M64. - F = 4 \times 34,6 = 138,4 \text{ cm}^2$$

jest to pole przekroju całego pręta.

Pręty klasy 48 (9) - $R_{yk} = 420 \text{ MPa}$

$$f_{cd} \approx 225 \text{ MPa. } N_d = \frac{225 \cdot 138,4}{10} = 3114 \text{ kN.}$$

Maksymalna siła wywołująca od pręta ciętna

wynosi: $V_B = 25,98 \text{ kN} \leq 3114 \text{ kN}$.

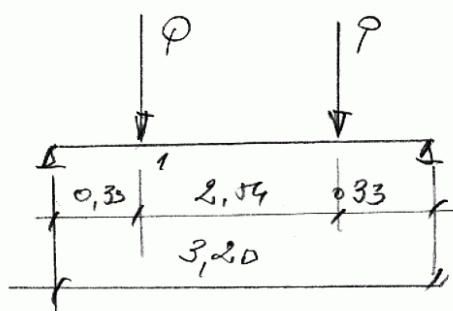
co stanowi około 1% nośności śrub.

12. Sprawdzenie nośności belek dybowych.

$$V_A = -16,548 - 3,144 = -19,693 \text{ T}$$

$$H_A = \frac{700 \cdot 19,44}{2 \cdot 2,88} = 2,36 \text{ T}$$

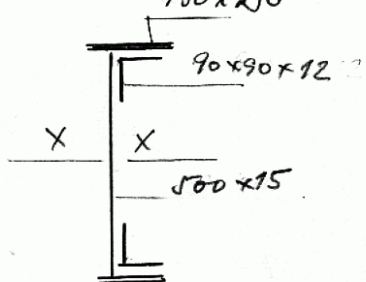
Schemat belki



$$P = V_A = 19,69 \text{ T}$$

$$M_1 = 19,69 \cdot 0,33 = 6,50 \text{ kNm}$$

Przekrój belki wg skicun



$$I_x = 50800 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 1880 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{max} = \frac{6,50 \cdot 10^3}{1880} = 3,46 \text{ MPa}$$

Ciepota płyty żelbetonowej dybowej

$$G = 5,202 \times 3,909 \cdot 0,37 \cdot 24, = 180,2 \text{ kN}$$

$$B_1 = \frac{180,2}{4} = 45,05 \text{ kN}$$

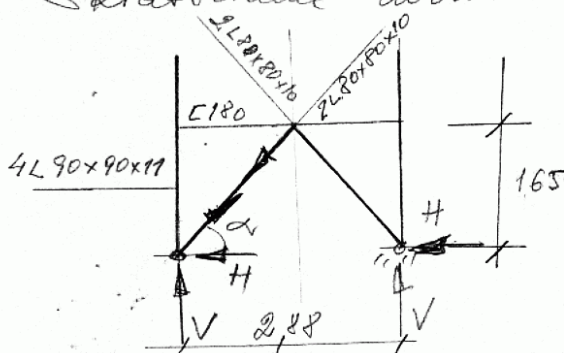
$$P_1 = 19,69 + 45,05 = 64,74 \text{ kN}$$

$$M_{max1} = 64,74 \cdot 0,33 = 21,36 \text{ kNm}.$$

$\sigma_{\max} = \frac{21,36 \cdot 10^3}{1880} = 11,40 \text{ MPa} < \sigma_{\text{el}} = 115 \text{ MPa}$; σ_{el} przy ϵ_0 promieniowa-
ne 0,30% z stosunku do pełnej osiowej $\epsilon_{\text{el}} = 165 \cdot 0,7 = 115 \text{ MPa}$.

Belki kotłownicze przewidziane obciążenie z. wody.
Po osuszeniu żelaznego belek można dopracować korozję
materiału podstawowego do 40%

Skratowanie dooltkowe.



объёмные материалы

$$V = 19.61 \text{ kN}, \quad H_{\text{comp}} = 14.21 \text{ kN}$$

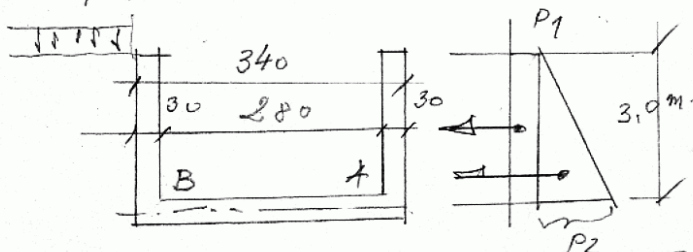
$$\tan \alpha = \frac{1,65}{1,44} = 1,1458 \rightarrow \alpha = 48,99^\circ \cdot \cos \alpha = 0,6575$$

$$S = \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{14.21}{0.6575} = 21.61 \text{ kN. } [2161 \text{ kg}]$$

Sprawozdanie możliwości młot $\phi 22$ stal St2N.

$N_1 = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \rho_{\text{ж}} = \frac{3,14 \cdot 2,20^2}{4} \cdot 7500 = 5700 \text{ кг}; \text{ и } \text{мкс} = \frac{21,61}{5,7} = 0,38 \text{ сек.} \cdot 2 \text{ мкс.}$

Zagłębienie pod przyciskiem myśli. $\varphi_{\text{rent. glin-pras.}} = 2,10 \text{ Tm}^3$
 $\varphi = 27^\circ$.



$$p_1 = 10 \cdot 0,375 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

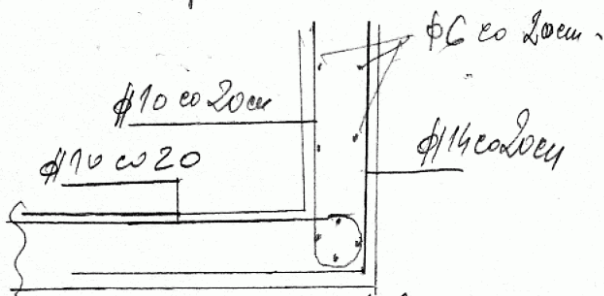
$$p_2 = \rho \cdot h \cdot g \left(\frac{2}{45} - \frac{c}{2} \right) = 210 \cdot 3 \cdot 0,375 = 23,63 \text{ kN/m}^2$$

$$M_A = 0,5 \cdot 3,75 \cdot 3,0^2 + \frac{1}{6} \cdot 23,63 \cdot 3,0^2 = 16,88 + 35,45 = 52,33 \text{ kNm}$$

Hy microwave Before clay 820, steel 2600. $A-II$. $h = 30 \text{ cm}$ $h_0 = 25 \text{ cm}$.
 $\sigma = 20.25 = 70 \text{ cm}^2$

$A = \frac{52,33 \cdot 10}{25^2} = 0,837$ — $\epsilon = 0,2\%$ $F_2 = 0,28 \cdot 25 = F_1^{out}$

100, 25 L #14 co 20 cm (7.07 cm^2)



Koum'e, obl. Sahyessuy⁴
Koborie maj' 2008.

mgr inż. Bronisław Kozdraś
Upewnienia Budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez
ograniczeń w specjalności konstrukcyjno-
inżynierskiej. Nr ewid. upr. 612 66 i 526/73/Kt
Katowice, ul. Modrzewiowa 15/32
tel. 259-88-76