

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA.

A. KONSTRUKCJA – CZĘŚĆ OPISOWA	2
1. NORMY – PODSTAWA DO WYKONANIA OBLICZEŃ.	2
2. CEL OPRACOWANIA I ZAKRES OPRACOWANIA.	2
3. KONSTRUKCJA MASZTU.	3
3.1. ZASADNICZE DANE WYJŚCIOWE.	3
3.2. DANE PRZYJĘTE DO OBLICZEŃ STATYCZNYCH.	3
4. ELEMENTY MASZTU.	4
4.1. TRZON – DANE OGÓLNE.	4
4.2. ŚREDNICE SEGMENTÓW, DŁUGOŚCI, MASA CIĘŻARY.	4
4.3. ZAKOTWIENIE W FUNDAMENCIE.	5
4.4. DODATKOWE WYPOSAŻENIE.	5
4.5. ZABEZPIECZENIE ANTYKOROZYJNE.	5
4.6. WYMAGANIA DOTYCZĄCE WYKONAWSTWA.	5
5. FUNDAMENT.	5
5.1. WARUNKI GEOTECHNICZNE.	5
5.2. FUNDAMENT ŻELBETOWY.	7
6. WARUNKI TECHNOLOGICZNE.	7
B. KONSTRUKCJA – OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE.....	8
1. GEOMETRIA MASZTU FLAGOWEGO.	9
2. OBLICZENIA OKRESU DRGAŃ WŁASNYCH.	10
3. OBLICZENIE WSPÓŁCZYNNIKA DZIAŁANIA PORYWÓW WIATRU β .	11
4. OBCIĄŻENIA WIATREM.	12
5. ZEBRANIE OBCIĄŻEŃ OD WIATRU.	13
6. OBCIĄŻENIA PIONOWE.	15
7. OBLICZENIE SIŁ WEWNĘTRZNYCH W PRZEKROJACH POZIOMYCH.	17
8. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ELEMENTÓW MASZTU FLAGOWEGO.	20
8.1. TRZON MASZTU FLAGOWEGO.	20
8.2. POŁĄCZENIE TRZONU ZE STOPĄ FUNDAMENTOWĄ.	25
9. STOPA FUNDAMENTOWA.	27
9.1. SIŁY WEWNĘTRZNE NA POZIOMIE – 3,00 M.	28
9.2. ZBROJENIE STOPY.	30
9.3. SPRAWDZENIE NAPRĘŻEŃ POD STOPĄ PRZY DZIAŁANIU WIATRU Z KIERUNKU PRZEKĄTNYCH FUNDAMENTU.	32
10. STOPA FUNDAMENTOWA – WARIANT OSTATECZNY.	33
10.0. SCHEMAT.	33
10.1. SIŁY WEWNĘTRZNE NA POZIOMIE SPODU FUNDAMENTY.	33
10.2. NAPRĘŻENIA NA GRUNT.	35
10.3. SPRAWDZENIE STATECZNOŚCI KONSTRUKCJI.	36
10.4. GRANICZNY OPÓR PODŁOŻA GRUNTOWEGO.	37
10.5. WARTOŚCI OBCIĄŻEŃ I MOMENTU ZGINAJĄCEGO DO OBLICZENIA ZBROJENIA STOPY FUNDAMENTOWEJ.	39
11. PROJEKTOWANIE PRZEKROJU DLA ZGINANIA PROSTEGO.	41
C. KONSTRUKCJA – CZĘŚĆ RYSUNKOWA	42

l.p.	nazwa rysunku	skala rysunku	nr rysunku
01.	MASZT – WIDOK KONSTRUKCJI	1 : 100	K-1
02.	MASZT – FUNDAMENT	1 : 50	K-2

A. KONSTRUKCJA – CZĘŚĆ OPISOWA.

1. NORMY – PODSTAWA DO WYKONANIA OBLICZEŃ.

- | | |
|---|---|
| - PN-77/B-02011
PN-B-02011: 1977/Az1 | OBCIĄŻENIA W OBLICZENIACH STATYCZNYCH
OBCIĄŻENIE WIATREM |
| - PN-80/B-03200 | KONSTRUKCJE STALOWE
Obliczenia statyczne i projektowanie |
| - PN-93/B-03201
PN-B-03264 | KONSTRUKCJE BETONOWE, ŻELBETOWE I
SPRĘŻONE. Obliczenia statyczne i projektowanie |
| - PN-81/B-03020 | POSADOWIENIE BEZPOŚREDNIE BUDOWLI
Obliczenia statyczne i projektowanie |

2. CEL OPRACOWANIA I ZAKRES OPRACOWANIA.

Projekt podaje konstrukcję masztu: użyte materiały i profile stalowe, sposób fundamentowania, wielkość fundamentu, zabezpieczenia antykorozyjne, wytyczne technologiczne.

Projekt podaje obliczone wartości charakterystyczne zaprojektowanej konstrukcji oraz przyjęte wartości techniczne do obliczeń statycznych podane dalej w opisie.

Projekt przewiduje zastosowanie urządzeń do wznoszenia i opuszczania flagi. Ponieważ zakłada się, że dobór konkretnych mechanizmów przedstawią potencjalni wykonawcy masztu biorący udział w przetargu, ewentualne korekty projektu związane z tym wyborem znajdują się w fazie nadzoru autorskiego.

Zgodnie z przepisami, maszt podlega ochronie odgromowej. Przewidziane jest uziemienie masztu i zabezpieczenie przeciwporażeniowe; uziomem będzie zbrojenie fundamentów.

3. KONSTRUKCJA MASZTU.

3.1. ZASADNICZE DANE WYJŚCIOWE.

Maszt stalowy wysokości 35,00 m ponad teren wykonany z profili walcowanych zamkniętych (rurowych) złożony z rur – segmentów o średnicach zmniejszających się z odpowiednio do wysokości.

Maszt o schemacie wspornika z zakotwieniem w fundamencie żelbetowym o charakterze blokowo-płytowym.

Konstrukcja stalowa, spawana złożona z sześciu segmentów, wykonana ze stali St3SY z atestem hutniczym, segmenty o długości ok. 7,00 m.

Konstrukcja ocynkowana galwanicznie z uzupełnieniem przez malowanie farbami cynkowymi w miejscach uszkodzonych przez spawanie przy łączeniu segmentów.

Fundament żelbetowy z betonu B 25 – beton z dodatkiem środków uszczelniających, zbrojony stalą A-III. Otulina stali 10,0 cm – jako właściwa dla warunków narażonych na wpływ atmosferyczny i środowisko wody morskiej, to jest środowisko „4” określone w PN-B-03264: 1999. Wartość podana dotyczy prętów głównych, rozdzielczych i strzemion.

Fundament posadowiony na gruncie – rodzimym na głębokości 2,8 m powyżej zwierciadła swobodnego wody. Woda gruntowa na poziomie 3,10 m, z możliwością wahań stosownie do poziomu wody w Zatoce Gdańskiej.

3.2. DANE PRZYJĘTE DO OBLICZEŃ STATYCZNYCH.

Zasadniczym obciążeniem jest parcie wiatru na trzon masztu i obciążenie wynikłe z działania wiatru na flagę.

Stosownie do wymagań Norm Obciążeń Wiatrem wyliczono lub przyjęto:

- strefa obciążeń wiatrem II,
- obciążenie charakterystyczne wiatrem dla strefy II – $q_k = 0,42 \text{ kN/m}$,
- współczynnik opływu aerodynamicznego $C_x = 0,90$ (jak dla powierzchni walcowanych chropowatych),
- współczynnik ekspozycji zmienny stosownie do wysokości, obliczony dla terenu A – otwartego z nielicznymi przeszkodami,
- obliczony współczynnik dynamiczny działania porywów wiatru $\beta = 4,44$,
- obliczony okres drgań własnych $T = 1,94 \text{ sek.}$,
- obliczona częstość drgań własnych $\eta = 0,515 \text{ 1/sek.}$,
- budowla o projektowanej trwałości 50 lat,
- grubość profili rurowych przyjęto stosownie do obliczonych stanów granicznych obciążeń oraz z uwzględnieniem możliwej korozji konstrukcji,
- uwzględniono działanie korozji wg PN-93/B-3201, zagrożenie korozyjne $S = 0,5$, ubytek ścianki ze względu na korozję $\Delta = 0,1 \text{ mm/rok}$,
- ubytek grubości ścianki po 50 latach - 2,5 mm,
- konstrukcja masztu ze stali S 235 (St3SY) z atestem hutniczym.

4. ELEMENTY MASZTU.

4.1. TRZON – DANE OGÓLNE.

Zastosowano profile stalowe walcowane o przekroju rurowym, kołowym dla sześciu segmentów łączonych w trzon masztu. Wszystkie segmenty długości mniejszej od 7,00 m.

Połączenie segmentów następuje przez spawanie, po wcześniejszym przyspawaniu do segmentów górnych w ich dolnym końcu pierścieni kołowych wypełniających luz dystansowy między wewnętrzną średnicą segmentu następnego – górnego.

Wzajemna długość wsunięcia segmentów wynosi od 600 do 1000 mm.

Połączenie segmentów spawane.

4.2. ŚREDNICE SEGMENTÓW, DŁUGOŚCI, MASA CIĘŻARY.

Segment	Dług. mm	Średnica zewn. D (mm)	Grubość ścianki mm	Średnica wewn. mm	Luz Δ/2 promien. między segm. mm	Masa kg/mb	Przybliżony ciężar profilu kg
M6 segm. górny	6600	610/6 ³	6,3	597,4		93,8	619
					42,50		
M5 segm. pośredni	6600	711/8	8	695		139,0	917
					17,50		
M4 segm. pośredni	6800	762/8	8	746		149,0	1013
					13,50		
M3 segm. pośredni	6800	813/12	12	789		237,0	1612
					34,50		
M2 segm. pośredni	7000	914/16	16	882		354,0	2478
					35,00		
M1 segm. dolny	5260	1016/16	16	984		395,0	2078

8717

Pierścienie dystansowe plus elementy podstawy trzonu masztu - 2800

Razem około : 11517

4.3. ZAKOTWIENIE W FUNDAMENCIE.

Segment dolny trzonu masztu jest kotwiony w fundamencie żelbetowym.

Segment dolny zostanie zakotwiony w fundamencie przy pomocy kotwi. Podstawę segmentu dolnego stanowią dwa poziome zewnętrzne kołnierze z pionowym uźebrowaniem.

Kotwie typu płytkowego M 42 ze stali S355 sztuk 24, wg PN-B-03215:1998

Kotwy zabetonowane w fundamencie.

Po spionowaniu trzonu i zakotwieniu dolna część segmentu zostanie zabetonowana jako nadbudowa żelbetowego trzonu fundamentu. Pierścienie dystansowe.

4.4. DODATKOWE WYPOSAŻENIE.

W dolnym i górnym segmencie masztu zostaną wykonane otwory do mocowania wewnętrznych mechanizmów podnoszenia i opuszczania flagi.

Oslabienie przekroju otworem włazowym (400 x 1000mm) zostanie częściowo zniwelowane przez przyspawanie po obwodzie otworu płaskownika 20 x 100mm.

Wielkość otworów zostanie uściślona w trybie nadzoru autorskiego na podstawie doboru konkretnych mechanizmów przedstawionych przez potencjalnych wykonawców masztu biorący udział w przetargu (lina/taśma wewnątrz masztu oraz wciągarka), z zaleceniem stosowania urządzeń małej średnicy dla ograniczenia szerokości otworów.

4.5. ZABEZPIECZENIE ANTYKOROZYJNE.

Poszczególne segmenty winny być oczyszczone przez piaskowanie do stopnia czystości Sa2 wg PN ISO 8501-1:1996. Piaskowanie wykonać w warunkach warsztatowych a następnie poddać ocynkowaniu galwanicznemu. Grubość powłoki cynkowej 80µm.

4.6. WYMAGANIA DOTYCZĄCE WYKONAWSTWA.

Elementy konstrukcji należy wykonać, montować i odbierać zgodnie z postawieniami normy PN-B-06200:2002.

Klasa wadliwości spoin co najmniej 3 wg PN-87/M-69772

5. FUNDAMENT.

5.1. WARUNKI GEOTECHNICZNE.

Warunki gruntowe określa dokumentacja geotechniczna (przywołana w pkt. 2.3).

Wykonano otwór geotechniczny w miejscu projektowanego posadowienia trzonu masztu.

Dodatkowo wykonano sondowanie sondą udarową.

Budowa geologiczna dokumentowanego terenu wykazuje małe zróżnicowanie.

Stwierdzono występowanie utworów czwartorzędowych holocenówskich reprezentowanych przez glebę, nasypy niekontrolowane, nasypy budowlane, piaski grube.

Układ warstw:

- 0÷0,3 m p.p.t. gleba brunatna
- 0,3÷1,5 m p.p.t. nasyp niekontrolowany (piasek drobny, piasek gliniasty, glina, glina piaszczysta, gruz)
- 1,5÷1,7 m p.p.t. nasyp budowlany (piasek średni, szary, kamienie) szary
- 1,7÷2,9 m p.p.t. nasyp budowlany (piasek gruby, żwir, kamienie) szary
- 2,9÷3,6 m p.p.t. piasek gruby, kamienie, szary
- 3,6÷4,0 m p.p.t. piasek gruby przewarstwiony żwirem, szary
- 4,0÷5,2 m p.p.t. piasek gruby przewarstwiony żwirem, szary
- 5,2÷8,0 m p.p.t. piasek gruby przewarstwiony żwirem, szary

Woda gruntowa na poziomie 3,10 m p.p.t. to jest w poziomie – jak poziom wody Zatoki Gdańskiej.

Wahania poziomu wód gruntowych szacowane na $\pm 0,5$ m, w stosunku do poziomu 3,10 m (jak w dokumentacji)

Warunki gruntowo-wodne są niekorzystne ze względu na:

- agresywny charakter wód gruntowych,
- niewielkie zagęszczenie gruntów sypkich.

Badanie określa za możliwe wykonanie posadowienia w gruntach warstw I, to jest od poziomu 1,70 m p.p.t.

Ze względu na zapewnienie koniecznej stateczności fundamentu (na obrót), oraz ze względu na niedopuszczenie do wystąpienia odrywania fundamentu (naprężenia ujemne) przyjęto posadowienie na poziomie 2,8 m poniżej gruntu, to jest 10 cm powyżej spodu nasypów.

Nasypy pozostałe zdjęć bezpośrednio przed wykonaniem 15,0-to centymetrowej warstwy chudego betonu podkładowego.

Poniżej nasypów winien występować grunt rodzimy: piasek gruby, kamienie szary – wg karty dokumentacyjnej otworu.

Duży rozbudowany fundament spełnia warunki stateczności i utrzymanie pod stopą naprężeń ściskających.

Po wykonaniu wykopu należy sprawdzić zgodność stanu podłoża z dokumentacją geotechniczną.

Występujące przypadkowe fragmenty nasypów zagęścić mechanicznie do stopnia $J^{(n)}_D > 0,80$.

Obliczone wymiary fundamentu dotyczą projektowanego posadowienia na poziomie - 2,80 m od terenu, to jest około 30 cm powyżej średniego poziomu wody gruntowej.

Przy wystąpieniu wyższego poziomu niezbędne będzie podniesienie spodu fundamentów (ok. 20 cm) i skorygowanie wielkości fundamentu na podstawie obliczeń.

W tym przypadku należy bezwarunkowo zagęścić grunt poniżej fundamentu mechanicznie do stopnia zagęszczenia $J^{(n)}_D > 0,80$.

5.2. FUNDAMENT ŻELBETOWY.

Projektuje się stopę fundamentową żelbetową monolityczną o wymiarach w poziomie posadowienia 7,20 x 7,20 m.

Stopa o przekroju pionowym, trapezowym z blokiem – trzonem kotwiącym o przekroju poziomym kwadratu o wymiarze boku 2,50 m.

Zakończenie trzonu ponad teren – o rzucie kołowym.

Beton B 25 z dodatkiem środków uszczelniających.

Zbrojenie stalą żebrową A-III (34GS).

Przed montażem zbrojenia należy pogłębić wykop do poziomu 2,95 (powyżej poziomu wody gruntowej) i wykonać podłoże z betonu B 15 grubości 15 cm.

Nie należy dopuścić do zalania wykopu wodą i tym samym zalania i zanieczyszczenia zbrojenia.

Stosować beton gęsto-plastyczny towarowy.

Na powierzchnię górną podkładu betonowego B15 należy ułożyć izolację przeciwwodną.

6. WARUNKI TECHNOLOGICZNE.

6.1. Każdy wbudowany element trzonu winien być udokumentowany atestem stali. Powyższe dotyczy również zbrojenia do betonu oraz blach węzłowych podstawy, śrub kotwiących tulei łącznikowych segmentów.

6.2. Wykonanie fundamentu musi odbywać się bez przerw roboczych, do poziomu ustawienia podstawy masztu.

6.3. Wykonanie wykopu musi nastąpić krótko przed wykonaniem robót betonowych, aby uniknąć zalania wykopu.

6.4. Po okresie ok. 7 dni od ułożenia betonu stopy należy wykonać izolację przeciwwodną na bocznych płaszczyznach płyty fundamentowej.

6.5. Po ok. 14 dniach od ułożenia betonu stopy fundamentowej należy wykonać pełną izolację przeciwwodną na całej powierzchni fundamentu – do poziomu przerwy roboczej przed nadbudowaniem trzonu kotwiącego segment dolny.

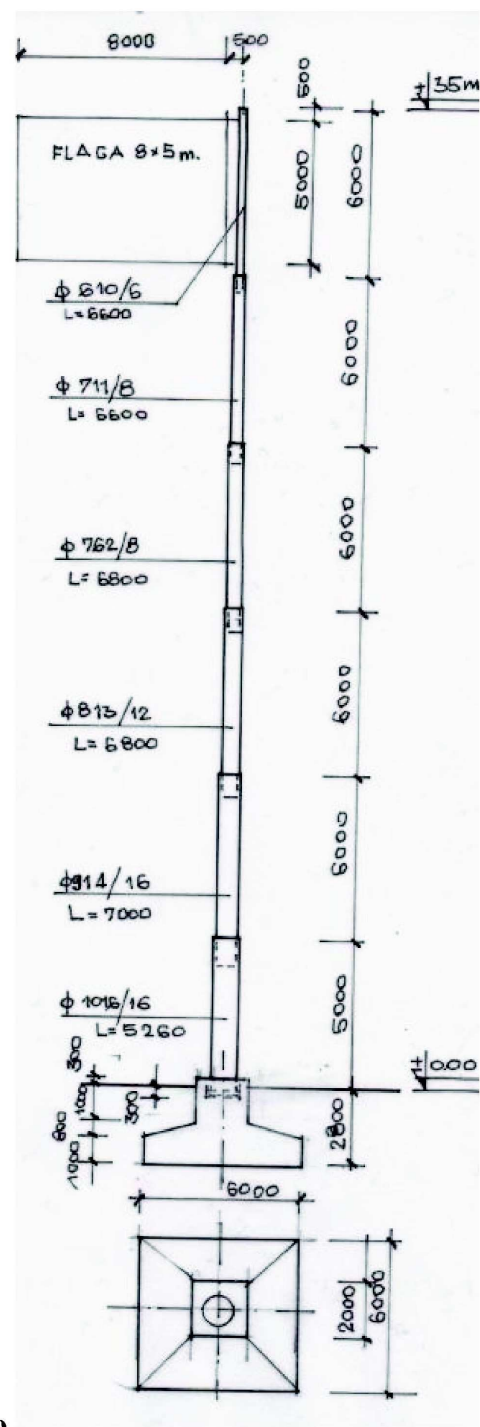
6.6. Trzon fundamentu od górnego poziomu do 0,6 m poniżej wykonać w szalowaniu stalowym kołowym. Część kołowa bez izolacji przeciwwodnej.

6.7. Zasypanie fundamentu wykonać warstwami z ubijaniem – zagęszczeniem mechanicznym układanego gruntu rodzimego warstwami grub. max 15 cm. Do zasypania użyć grunt z wykopu z głębokości poniżej 1,70 m określony w dokumentacji geotechnicznej jako nasyp budowlany (piasek gruby, żwir, kamienie). Zagęścić go do $J^{(n)}_D > 0,7$.

6.8. Ostatnią - górną warstwę zasypową wykonać grub. 30 cm z wcześniej odłożonej rodzimej warstwy gleby.

B. KONSTRUKCJA

OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE.



1. Geometria masztu flagowego.

2. Obliczenie okresu drgań własnych

Częstość drgań własnych obliczona została wg PN-93/B-03201
załącznik 3.

Obliczenia drgań wykonane zostały dla stanu początkowego.

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{Q^3}{3EJ}}$$

$$H = 35\text{m}$$

$$Q^3 = \sum Q_i h_i^3 / H + 33Q^3 / 140$$

Q_i – masa poszczególnego segmentu

h_i – odległość segmentu i od podstawy

Zestawienie ciężaru własnego masztu flagowego.

Trzon.

Poziom 35 – 29m.

Rura 610/6	658kg
------------	-------

Poziom 29 - 23 m.

Rura 711/8	1112kg
------------	--------

Poziom 23 – 17m.

Rura 762/8	1554kg
------------	--------

Poziom 17.00– 11m.

Rura 813/12 1659kg

Poziom 11.00– 5m.

Rura 914/16 2478kg

Poziom 5.00– 0.00m.

Rura 1016/16 2172kg

Pozostałe elem. trzonu 1847kg

Razem 11480kg

$$\Sigma Q_i h_i / H = 4.2$$

$$33Q^{1/40} = 2.706$$

$$J_{xx} = 305000 \text{ cm}^3$$

$$T = 2 \pi \sqrt{Q^{1/3} * H / g} \quad 3EJ$$

$$T = 1.94 \text{ sek}$$

$$n = 1/T = 0.515 \text{ 1/sek}$$

3. Obliczenie współczynnika działania porywów wiatru β

$$\beta = 1 + \psi \sqrt{r(K_b + K_r) / C_e}$$

$$\psi = 3.55 \quad \text{dla } n = 0.515$$

$$r = 0.08 \quad \text{teren typu A}$$

$$C_e = 1.425 \quad \text{dla } H = 35\text{m}$$

$$K_b = 1.38 \quad \text{dla } L/H = 0.029$$

$$K_r = 2 \pi K_l * K_o / \Delta = 15.38$$

$$\Delta = 0.04$$

$$K_l = 0.35 \quad \text{dla } n_r = n * H / V = 0.515 * 35.0 / 31 = 0.35$$

$$V_h = V \sqrt{C_e} = 31.$$

$$K_o = 0.28 \quad \text{dla } n / V_h = 0.0614$$

$$\beta = 1 + \psi \sqrt{r(K_b + K_r) / C_e} = 4.44$$

przyjęto $\beta = 4.44$

4. Obciążenie wiatrem.

Wg PN-77/B- 02011, PN-B- 02011:1977/Az1

Wiatr dla strefy II

Teren A

$$V_k = 26\text{m/sek}$$

$$q_k = 42\text{kN/m}^2$$

C_e

Dla $h < 2\text{m}$

$$C_e = 0.6$$

$$\text{Dla } h < 10\text{m}$$

$$C_e = 1.0$$

$$\text{Dla } h = 17\text{m}$$

$$C_e = 1.14$$

$$\text{Dla } h = 23\text{m}$$

$$C_e = 1.245$$

$$\text{Dla } h = 29\text{m}$$

$$C_e = 1.335$$

$$\text{Dla } h = 35\text{m}$$

$$C = 1.425$$

$$\gamma_f = 1.5$$

$$C_x = 0.9$$

5. Zebranie obciążeń od wiatru.

Trzon masztu.

$$p_{obl.} = q_k * \gamma_f * C_e * C_x * \beta * F \quad [\text{kN/mb}]$$

$$F = D_{zew.}$$

$$\text{Poziom } 0.00$$

$$p = 1.53 \text{ kN/mb}$$

Poziom 5.00

$$p = 2.56 \text{ kN/mb}$$

Poziom 5.00 - 11.0

$$p = 2.28 \text{ kN/mb}$$

Poziom 11.00 – 17.00m

11.0m.

$$p = 2.09 \text{ kN/mb}$$

17.0m.

$$p = 2.33 \text{ kN/mb}$$

Poziom 17.00 - 23m

17.0m.

$$p = 2.18 \text{ kN/mb}$$

23.0m.

$$p = 2.38 \text{ kN/mb}$$

Poziom 23.00 - 29.00m

23.0m.

$$p = 2.22 \text{ kN/mb}$$

29.0m.

$$p = 2.38 \text{ kN/mb}$$

Poziom 29.00 – 35.00m

29.0m.

$$p = 2.04 \text{ kN/mb}$$

35.0m.

$$p = 2.19 \text{ kN/mb}$$

Obciążenie od flagi.

Wymiary flagi:

$$L = 8\text{m}$$

$$h = 5\text{m.}$$

$$\text{Pobl.} = q_k * \gamma_f * C_e * (0.03h + 0.65 \varepsilon) L * \beta \quad [\text{kN}]$$

$$\varepsilon = 0.505$$

$$\text{Pobl.} = q_k * \gamma_f * C_e * (0.03h + 0.65 \varepsilon) L * \beta = 1.89 \quad [\text{kN}]$$

6. Obciążenia pionowe.

Sytuacja obliczeniowa -I końcowa faza użytkowania po

50 latach eksploatacji.

Uwzględniono działanie korozji wg PN-93/B-3201

Wg tablicy 2.

Przyjęto zagrożenie korozyjne $s = 0.5$

Ubytek gr. ścianki ze względu na korozję:

$$\Delta = 0.1 \cdot s \text{ mm/rok}$$

Czas użytkowania – 50lat.

Ubytek gr. ścianki w 50 roku – 2.5mm

Poziom 36m. (przedział 36 – 40m.)

	A[cm] ²	g [kg/mb]	G[g h]	N[G*1.1]kN
Rura 610/3.5	66.65	52.5	367.4	4.4

Poziom 29 - 23 m.

Rura 711/5.5	122	96	672	7.4
--------------	-----	----	-----	-----

Poziom 23 – 17m.

Rura 762/5.5	131	102.8	720	7.9
--------------	-----	-------	-----	-----

Poziom 17.00– 11m.

Rura 813/9	227	180	1262	13.9
------------	-----	-----	------	------

Poziom 11.00– 5m.

Rura 914/10.5	297.8	234	1641	18.1
Poziom 5.00– 0.00m.				
Rura 1016/13.5	486.9	286	1547	17
Pierścienie pomiędzy rurami				
i podstawa masztu	954	562	2807	31
Razem				99.1kN

7. Obliczenie sił wewnętrznych w przekrojach poziomych.

7.1 Schemat statyczny i obciążenia.

Sytuacja obliczeniowa - końcowa faza użytkowania po 50 latach eksploatacji.

Obciążenia obliczeniowe.

Poziome od parcia wiatrem na trzon i flagę wg poz.5.

Pionowe od obciążeń ciężarem własnym wg poz. 6.

Schemat statyczny – trzon zamocowany w stopie fundamentowej.

7.2. Siły wewnętrzne.

Przekrój na poziomie dolnej krawędzi otworu włączowego.

Poziom +1.5m

Momenty gnące.

Od parcia wiatru na flagę

$$M1 = 1.89 \times (35 - 1.5 - 2.5) = 58.6 \text{ kNm}$$

Od parcia wiatru na trzon masztu.

$$M2 = 1261.8 \text{ kNm}$$

$$\text{Razem} \quad 1320.8 \text{ kNm}$$

Siły tnące V

$$V = 74.27 \text{ kN}$$

Uwzględnienie teorii II rzędu.

Wg PN-93/B-03201

$$M^{\wedge} = M \times (1 + \varepsilon / 8)^2$$

$$\varepsilon = H \sqrt{N_o / E J_o}$$

$$H = 35 \text{ m}$$

$$N_o = N = 99.1 \text{ kN}$$

$$E = 20500 \times 100^2 \text{ kN/m}^2$$

$$J_o = J_{xxn} = 434871 / 100^4 \text{ m}^4$$

$$\varepsilon = H \sqrt{N_o / E J_o} = 0.37$$

$$M = 1320.8 \text{ kNm}$$

$$M^{\wedge} = M \times (1 + \varepsilon / 8)^2 = 1343.3 \text{ kNm}$$

Przekrój na poziomie styku trzonu ze stopą fundamentową.

Poziom - 0.3m

Momenty gnące.

Od parcia wiatru na flagę

$$M1 = 1.89 \times (35 + 0.3) = 66.7 \text{ kNm}$$

Od parcia wiatru na trzon masztu.

$$M2 = 1378.0 \text{ kNm}$$

$$\text{Razem} \quad 1444.7 \text{ kNm}$$

Siły tnące V

$$V = 75.42 \text{ kN}$$

Uwzględnienie teorii II rzędu.

Wg PN-93/B-03201

$$M^{\wedge} = M \times (1 + \varepsilon / 8)^2$$

$$\varepsilon = H \sqrt{N_0 / E J_0}$$

$$H = 35\text{m}$$

$$N_o = N = 99.1\text{kN}$$

$$E = 20500 \times 100^2 \text{ kN/m}^2$$

$$J_o = J_{xxn} = 609434/100^4 \text{ m}^4$$

$$\varepsilon = H \sqrt{N_o/EJ_o} = 0.30$$

$$M = 1444.7 \text{ kNm}$$

$$M^{\wedge} = M \times (1 + \varepsilon/8) = 1460.9\text{kNm}$$

8. Sprawdzenie nośności elementów masztu flagowego.

8.1. Trzon masztu flagowego.

Wielkości geometryczne przekroju poziomego trzonu.

Sytuacja obliczeniowa I (końcowa faza użytkowania po 50 latach eksploatacji.)

Uwzględniono działanie korozji wg PN-93/B-3201

Wg tablicy 2.

Przyjęto zagrożenie korozyjne $s = 0.5$

Ubytek gr. ścianki ze względu na korozję:

$$\Delta = 0.1 \cdot s \text{ mm/rok}$$

Czas użytkowania –50lat.

Ubytek gr. ścianki w 50 roku – 2.5mm

Poziom 0.00m.

Dzew.=1016mm

Dla gr. płaszcza 13.5mm, Dzew. =1016mm

t= 13.5mm

Dw = 989mm

$$A = \pi(Dzew^2 - Dwew^2)/4 = 424.96cm^2$$

$$I_{xx} = \pi(Dzew^4 - Dwew^4)/64 = 533955.8cm^4$$

$$W_{xx} = 10510.94cm^3$$

Przekrój na poziomie otworu włazowego.

Otwór o wym. 450 x 1000mm (szer. x wys.)

Dla gr. płaszcza 13.5mm,

Dzew.=1016mm

t= 13.5mm

Dw = 989mm

d =450mm (szer. otworu właz.)

$$A_n = \pi(D_{zew}^2 - D_{wew}^2)/4 - t \times d = 364.19 \text{ cm}^2$$

$$I_{xxn} = \pi(D_{zew}^4 - D_{wew}^4)/64 - [d \times t/12 + d \times t\{(D_z/2 + D_w/2)/2\}]^2 = 381308.2 \text{ cm}^4$$

$$W_{xxn} = 7506.1 \text{ cm}^3$$

Stan granicznej nośności trzonu masztu flagowego.

Sytuacja obliczeniowa (końcowa faza użytkowania po 50 latach ekspl.)

Poziom 0.00m.

Dla gr. płaszcza 13.5mm,

$D_{zew} = 1016 \text{ mm}$

$t = 13.5 \text{ mm}$

$D_w = 989 \text{ mm}$

$$A = \pi(D_{zew}^2 - D_{wew}^2)/4 = 424.96 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = \pi(D_{zew}^4 - D_{wew}^4)/64 = 533955.8 \text{ cm}^4$$

$$W_{xx} = 10510.94 \text{ cm}^3$$

$$E = 20500 \text{ KN/cm}^2$$

$$i_{xx} = \sqrt{I_{xx}/A} = 35.45 \text{ cm}$$

Klasa przekroju

$$D/t = 101.6/1.35 = 75.26 < 100 \quad \text{klasa 3}$$

Wytrzymałość stali.

Stal S 235 (St3SY)

$$f_d = 215 \text{ MPa}$$

$$E = 205 \text{ GPa}$$

Współczynnik niestateczności miejscowej.

Przekrój kl.3.

Siły wewnętrzne.

$$M. = 1460.9 \text{ kNm}$$

$$N = 99.1 \text{ kN}$$

$$V = 75.42 \text{ kN}$$

$$L_o = 35 \text{ m.} \quad L_e = 2 \times L_o = 70 \text{ m.} \quad \lambda = 197.46 \quad \lambda_{p.} = 84$$

$$\lambda/\lambda_{p.} = 2.35 \quad \rightarrow \varphi = 0.174$$

Sprawdzenie możliwości zwichrzenia.

$$L = 100 \times b_o \sqrt{215/f_d} = 101.6 \text{ m.} > H = 35 \text{ m.} \rightarrow \varphi_L = 1$$

$$b_o = D_z = 1.016 \text{ m}$$

$$N_r = A \times f_d = 424.96 \times 21.5 = 9136.6 \text{ kN}$$

$$M_r = W \times f_d = 225985.2 \text{ kNm.}$$

Sprawdzenie nośności.

$$N/\varphi N_r + M/\varphi L M_r =$$

$$99.1/0.174 \times 9136.6 + 146090/225985.2$$

$$0.0624 \quad 0.6464 = 0.7087 < 1$$

Przekrój na poziomie otworu wjazdowego.

Otwór o wym. 450 x 1000mm (szer. x wys.)

Dla gr. płaszcza 13.5mm

$$D_{zew.} = 1016 \text{ mm}$$

$$t = 13.5 \text{ mm}$$

$$D_w = 989 \text{ mm}$$

$$d = 450 \text{ mm (szer. otworu wjazd.)}$$

$$A_n = \pi (D_{zew.}^2 - D_w^2) / 4 - t \times d = 364.19 \text{ cm}^2$$

$$I_{xxn} = \pi (D_{zew.}^4 - D_w^4) / 64 - [d \times t^3 / 12 + d \times t \{ (D_z/2 + D_w/2)^2 \}] =$$

$$= 381308.2 \text{ cm}^4$$

$$W_{xxn} = 7506.1 \text{ cm}^3$$

$$i_{xxn} = \sqrt{I_{xxn}/A_n} = 32.36 \text{ cm}$$

Siły wewnętrzne.

$$M. = 1320.8 \text{ kNm}$$

$$N = 99.1 \text{ kN}$$

$$V = 74.27 \text{ kN}$$

$$L_o = 35 \text{ m.} \quad L_e = 2 \times L_o = 70 \text{ m.} \quad \lambda = 216.3 \quad \lambda_{p.} = 84$$

$$\lambda / \lambda_{p.} = 2.57 \quad \rightarrow \varphi = 0.147$$

Sprawdzenie możliwości zwiczenia.

$$L = 100 \times b_o \sqrt{215 / f_{dt}} = 101.6 \text{ m.} > H = 35 \text{ m.} \rightarrow \varphi L = 1$$

$$b_o = D_z = 1.016 \text{ m}$$

$$N_r = A_n \times f_d = 364.2 \times 21.5 = 7830.3 \text{ kN}$$

$$M_r = W_n \times f_d = 161381.1 \text{ kNcm.}$$

Sprawdzenie nośności.

$$N / \varphi N_r + M / \varphi L M_r =$$

$$99.1 / 0.147 \times 7830.3 + 1320.8 / 161381.1 =$$

$$0.086 + 0.818 = 0.904 < 1$$

8.2. Połączenie trzonu ze stopą fundamentową.

Wg. PN-B-03215:1998, zał. A.

Siły wewnętrzne na poziomie styku trzonu ze stopą

fundamentową.

Sytuacja obliczeniowa (końcowa faza użytkowania po 50 latach eksploatacji).

$$V = 75.42 \text{ kN}$$

$$M = 1460.9 \text{ kNm}$$

$$N = 99.17 \text{ kN}$$

Stopa fundamentowa.

Beton B20

$$f_b = 11.5 \text{ Mpa} \quad E_b = 27000 \text{ Mpa}$$

Kotwy M42 sztuk 24 (stal S355)

$$A_s = 11.2 \text{ cm}^2 \quad S_r = 319 \text{ kN}$$

Pierścień podstawy o szerokości

$$D_{zew.} = 1620 \text{ mm}$$

$$D_{wew.} = 900 \text{ mm}$$

$$b_c = 360 \text{ mm} \quad \text{promień środkowy pierścienia podst. } r = 630 \text{ mm}$$

Zastępcza szerokość pierścienia podstawy w strefie rozciąganej

$$b_t = n \times A_s / 2\pi r = 0.68 \text{ cm}$$

$$n = 24$$

$$\text{dla : } k = 100bt \times E/bc \times E_c = 14.34 \quad \text{ i } \varphi = M/r \times N = 31.1$$

wg. A.2

$$\alpha = 57 \text{ stopni}$$

$$\text{dla : } \alpha = 57 \quad \text{ i } \quad k = 14.34$$

wg. A.3

$$\tilde{v} = 15$$

naprężenia docisku w betonie:

$$\sigma_c = N \times \tilde{v}/r \times bc = 0.63 \text{ kN/cm}^2 < f_b = 1.15 \text{ kN/cm}^2$$

naprężenie w kotwach:

$$\sigma_s = E \times \sigma_c (1 + \cos \alpha) / E_c (1 - \cos \alpha) = 16.22 \text{ kN/cm}^2$$

$$n = 2\pi r/bc = 10.99$$

przyjęto $n = 24$ sztuk,

Grubość blachy pierścienia:

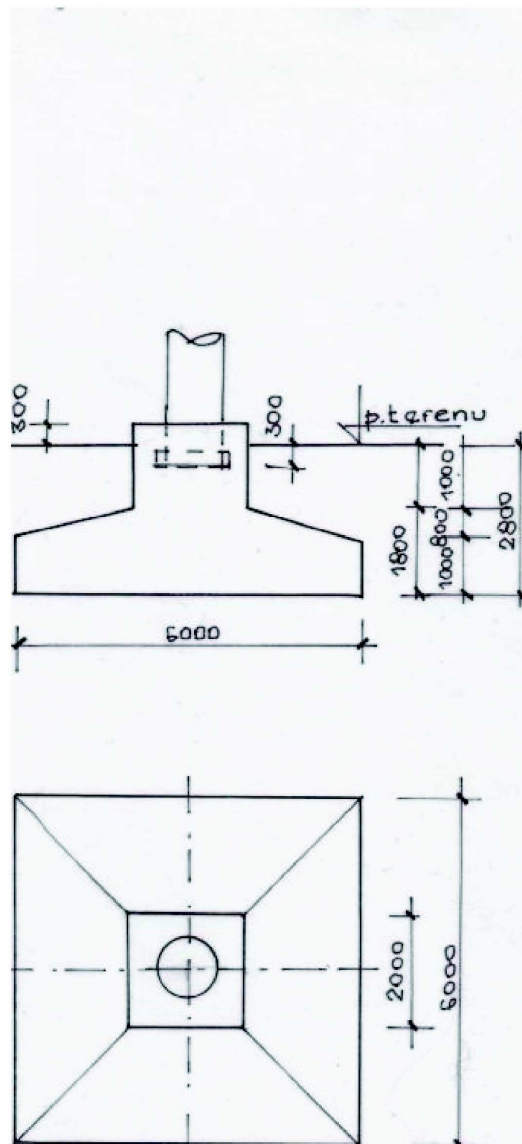
$$t = > 1.2 \sqrt{c \times S_{rt}/b_s \times f_d} = 3.9 \text{ cm} . \text{ Przyjęto } t = 40 \text{ mm}$$

$$c = 48 \text{ mm}, \quad b_s = 90 \text{ mm}, \quad f_d = 215 \text{ Mpa}$$

9. Stopa fundamentowa.

Stopa fundamentowa posadowiona na głębokości -2.80m

na warstwie chudego betonu on gr.20cm



9.1. Siły wewnętrzne na poz. -3.00m

$$V = 75.42 \text{ kN}$$

$$N = 99.1 \text{ kN}$$

$$M_w = 1460.9 + V (3 - 0.3) = 1664.5 \text{ kNm}$$

Wymiary stopy.

Stopa o wym. $6 \times 6\text{m}$

$$A_{\text{stopy}} = 36\text{m}^2$$

$$W_{xx} \text{ stopy} = 36\text{m}^3$$

Głębokość posadowienia 3.0m.

Grubość płyty 1.8 – 1.0m.

Moment zginający na poziomie styku płyty z gruntem:

$$M_w = 1460.9 + V(3 - 0.3) = 1664.5\text{kNm}$$

Obciążenia od ciężaru własnego stopy i gruntu.

Gbet.kon.

Płyta gr. 1m	864kN
--------------	-------

Część trapezowa pł.	153.6kN
---------------------	---------

Trzon	201.2kN
-------	---------

Gbet.chud.	79.2kN
------------	--------

Gziemi = $(36 - 4) \times 1.4 \times 16.5 =$	739.2KN
--	---------

Razem	2037.2kN
-------	----------

$$N_{\text{max}} = 2037.2 + 99.1 = 2136.3\text{kNKN}$$

$$\sigma = N_{\text{max}} / A + M_w / W = -59.34 + 46.24 = -105.57 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$= -13.1 \text{ [KN/m.]}^2$$

Sprawdzenie stateczności konstrukcji.

Moment wywracający.

$$M_w = 1664.5 \text{ kNm}$$

Moment utrzymujący.

$$\begin{aligned} M_u &= 6 \times 6 \times 1.4 \times 24 \times 3 = 3628.8 \text{ kNm} \\ &99.1 \times 3. = 297.3 \text{ kNm} \\ &2 \times 2 \times 1.3 \times 3 \times 24 = 374.4 \text{ kNm} \\ &1.4 \times 2 \times 6 \times 5 \times 16.5 = 1386 \text{ kNm} \\ &1.4 \times 2 \times 6 \times 1 \times 16.5 = 277 \text{ kNm} \\ &2 \times 1.4 \times 2 \times 2 \times 3 \times 16.5 = 554.4 \text{ kNm} \\ \text{Razem} &= 6517.9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u / M_w = 3.9$$

9.2. Zbrojenie stopy.

Beton B20. $R_b = 15 \text{ Mpa}$

Stal A-I $R_a = 210 \text{ Mpa}$

Grubość płyty 180 cm

$$\sigma_{sr} = 88.015 \text{ kN/m}^2$$

$$a = 6 \text{ m}$$

$$b = 2m$$

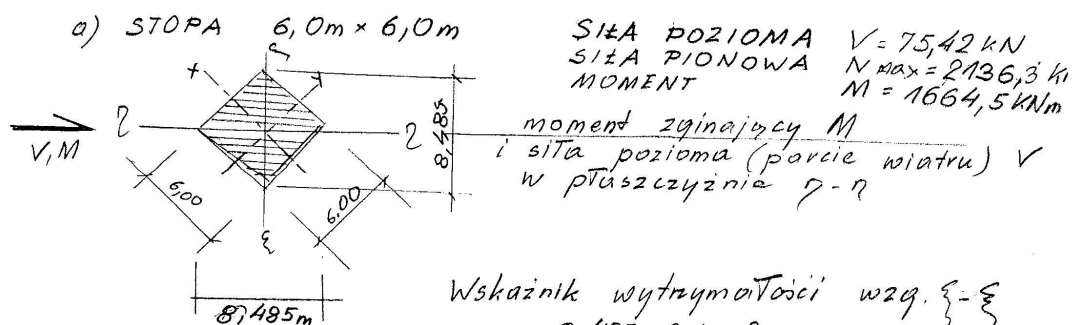
$$M_{\phi} = \sigma_{sr} \times (a + b) \times b/2 \times 2 = 352.06 kNm$$

$$S_b = M_{\phi} / b \times h \times h \times R_b = 0.00135 \quad \zeta = 0.98$$

$$F_a = M_{\phi} / \zeta \times h_o \times R_a = 10.06 cm$$

Przyjęto 8 sztuk $\emptyset 16$.

9.3. SPRAWDZENIE NAPREŻEN POD STOPĄ, PRZY DZIAŁANIU WIATRU Z KIERUNKU PRZĘKĄTNYCH FUNDAMENTU



$$W_3 = \frac{8,485 \times 8,485^2}{24} = 25,453 \text{ m}^3$$

napięcia $\sigma = -\frac{N_{\text{max}}}{A} \pm \frac{M}{W_3}$

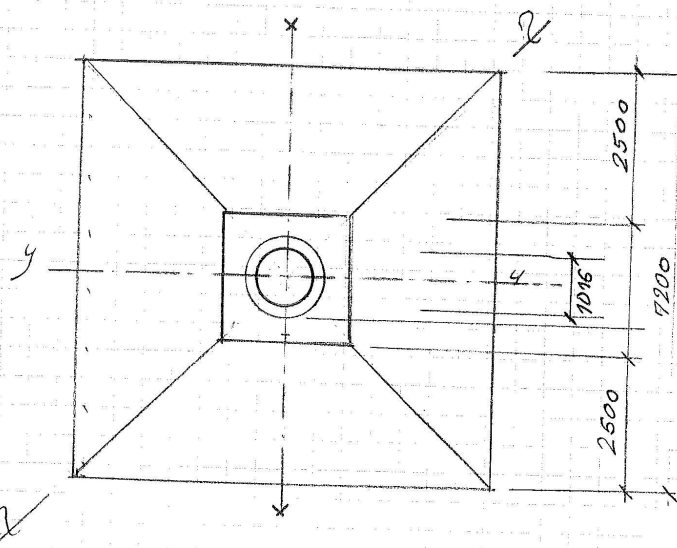
$$\sigma = -\frac{2136,30}{6,0 \times 6,0} \pm \frac{1664,5}{25,453}$$

$$\sigma = -59,340 \pm 65,395$$

$$\sigma_1^{\text{max}} = (-) 124,735 \text{ kN/m}^2 = (-) 1,24 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_2^{\text{min}} = +6,055 \text{ kN/m}^2 = (+) 0,065 \text{ daN/cm}^2$$

WYSTĘPIA, NAPREŻENIA RÓŻNYCH ZNAKÓW,
TO JEST ODRYWANIE CZĘŚCI STOPY OD
PODŁOŻA. Z UWAGI NA MOŻLIWE ZMIENNY POZ. WODY GRUNT,
PRZYSZŁOŚCIOWE ZAINSTALOWANIE DRABINY,
WĘZÓWEJ, POMOSTU I SYGNALIZACJI ŚWIETLNEJ
ZDECYDOWANO O POWIĘKSZENIU WYMIARÓW STOPY $\approx 7,20\text{m} \times 7,20\text{m}$



(-2,60 m, n.p.m) - to jest 50 cm powyżej poziomu wody gruntowej

$$M_w = 1460,90 + V(3,0-0,3) = 1664,50 \text{ kNm}$$

WYMIARY STOPY

stopa o wymiarach w rzucie $7,20 \times 7,20 \text{ m}$

A stopy $7,20 \times 7,20 = 51,84 \text{ m}^2$

Wxg stopy $\frac{7,20 \times 7,20^2}{6} = 62,208 \text{ m}^3$

$W_{r,g} = \frac{(1,41 \times 7,20) \times (1,41^{10,152} \times 7,20)^2}{24} = 43,596 \text{ cm}^3$

Głębokość posadowienia

WARIANT (A)

WARIANT (B)

- wariant A - poziom - 2,80m

- wariant B - poziom

- 2,60m

Grubość płyty

1,0 ÷ 1,35m

1,0 ÷ 1,35m

Moment zginający na poziomie styku płyty z gruntem $M_w =$

$\frac{1664,5}{\text{KNm}}$

$\frac{1664,5}{\text{KNm}}$

Ciężar betonu konstrukcyjnego

$24,00 \times (0,9) \text{ KN}$

$24,00 \times 0,9 \text{ KN}$

Ciężar gruntu zasypowego

$18,50 \times 0,9 = 16,65 \text{ KN}$

$16,65 \text{ KN}$

CIEŻARY - OBCIĄŻENIA NA FUNDAMENT

a) płyta żelbetowa

$(7,20 \times 7,20) \times 1,00 \times 24,00 \times 0,9 = 1119,744 \text{ KN}$

$1119,744 \text{ KN}$

b) część trapezowa płyty

$4 \times \left[\frac{(2,50 + 7,20) \times 0,5}{2} \right] \times 2,35 \times (0,35 \times 0,5) \times 24,00 \times 0,9 = 172,330 \text{ KN}$

$172,330 \text{ KN}$

c) trzon fundamentowy

wersja (A): $2,50 \times 2,50 \times (2,80 + 0,30 - 1,0) \times 24,0 \times 0,9 = 283,50 \text{ KN}$

$283,50 \text{ KN}$

wersja (B):

$2,50 \times 2,50 \times (2,60 + 0,30 - 1,0) \times 24,0 \times 0,9 = 256,500 \text{ KN}$

$256,500 \text{ KN}$

d) ciężar gruntu

wersja A: $\left\{ (7,20 \times 7,20 \times 1,80) - (2,50 \times 2,50 \times 1,80) - 4 \times \left[\frac{(2,50 + 7,20) \times 0,5}{2} \right] \times 2,35 \times (0,35 \times 0,5) \right\} \times 18,50 \times 0,9 = 1233,46 \text{ KN}$

$1233,46 \text{ KN}$

wersja B: $\left\{ (7,20 \times 7,20 \times 1,60) - (2,50 \times 2,50 \times 1,60) - 4 \times \left[\frac{(2,50 + 7,20) \times 0,5}{2} \right] \times 2,35 \times (0,35 \times 0,5) \right\} \times 18,50 \times 0,9 = 1060,84 \text{ KN}$

$1060,84 \text{ KN}$

A = 2809,034 B = 2609,414

RAZEM OBCIĄŻENIA NA GRUNT
(OBCIĄŻENIA PIONOWE)

WERSJA (A) - posadowienie na poz. - 2,80m

$$N_{\max}^{2,80} = 2809,034 + 99,10 = \underline{2908,134 \text{ kN}}$$

WERSJA (B) - posadowienie na poziomie - 2,60m

$$N_{\max}^{2,60} = 2609,414 + 99,100 = \underline{2708,514 \text{ kN}}$$

10.2. NAPIĘŻENIA NA GRUNT

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{A} \pm \frac{M_w}{W}$$

WERSJA (A) - poziom posadowienia - 2,80m

$$\begin{aligned} \sigma^{x-x} &= \frac{2908,134}{7,20 \times 7,20} \pm \frac{1664,00}{62,08} = \\ &= 56,100 \pm 26,804 = \sigma_1^{x,y} = +82,902 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{(A)} \end{aligned}$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{2,83}{1}$$

$$\sigma_2^{x,y} = +29,295 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sprawdzenie wzgl. osi przekątnej fundamentu

$$\begin{aligned} \sigma^{2,3} &= \frac{2908,134}{7,20 \times 7,20} \pm \frac{1664,00}{(1,41 \times 7,20)^2 \times \frac{1}{24}} = \text{kN/m}^2 \\ &= 56,100 \pm \frac{1664,00}{43,596} = \sigma_1^{2,3} = 88,269 \\ &= 56,100 \pm 38,169 \rightarrow \sigma_2^{2,3} = 17,931 \\ \frac{\sigma_1}{\sigma_2} &= \frac{88,269}{17,931} = \frac{4,92}{1,0} \end{aligned}$$

WERSJA (B) - poziom posadowienia - 2,60m

$$\begin{aligned} \sigma^{x-y} &= \frac{2708,514}{7,20 \times 7,20} \pm \frac{1664,00}{62,08} = 52,248 \pm 26,80 \\ \sigma_1 &= +79,052 \quad \sigma_2 = 25,448 = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 3,106 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma^{2,3} &= \frac{2708,514}{7,20 \times 7,20} \pm \frac{1664,00}{43,596} = \\ &= 52,248 \pm 38,169 \\ \sigma_1 &= +90,417 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_2 = +14,079 \\ \frac{\sigma_1}{\sigma_2} &= \frac{90,417}{14,079} = \frac{6,42}{1} \end{aligned}$$

10.3. SPRAWDZENIE STATECZNOŚCI KONSTRUKCJI

SPRAWDZENIE DLA POSADOWIENIA
NA POZIOMIE - 2,80

WERSJA

(A)

Moment wywołujący $M_w = 1664,50 \text{ KNm}$

Moment utrzymujący M_u

$M_{u1} = 99,1 \times 3,60 = \text{obciążenie od masztu} = 356,76 \text{ KNm}$

$M_{u2} \text{ od płyty fundamentu } 1149,744 \times 3,60 = 4031,08$

$M_{u3} \text{ od skosów nad płytą } 172,330 \times 3,60 = 620,39$

$M_{u4} \text{ od trzonu fundamentu } 283,50 \times 3,60 = 1020,60$

$\Sigma M_u = 6028,83$

$M_{u5} \text{ od gruntu } 1233,46 \times 3,60 = 4440,56 \text{ KNm}$

Stan utrzymania bez ciężaru gruntu

$$\frac{M_{utr}}{M_{wyw}} = \frac{6028,83}{1664,50} = 3,62$$

Stan utrzymania z ciężarem gruntu zasypow.

$$\frac{M_{utr}}{M_{wyw}} = \frac{6028,83 + 4440,56}{1664,50} = \frac{10469}{1664} = 6,29$$

SPRAWDZENIE DLA POSADOWIENIA - WERSJA (B)
NA POZIOMIE - 2,60 m

Moment wywołujący $M_w = 1664,50 \text{ KNm}$

Moment utrzymujący M_u

- od masztu M_1 - jak wyżej 356,76

- od płyty fundamentowej M_2 - jak wyżej 4031,08

- od skosów nad płytą M_3 - jak wyżej 620,39

- od trzonu fundamentu $256,50 \times 3,60 = M_4 = 923,40$

$\Sigma M = 5931,63$

- od gruntu $1060,84 \times 3,6 = M_5 = 3819,02$

Stan utrzymania bez ciężaru gruntu

$$\frac{\Sigma M_{utr}}{M_w} = \frac{5931,63}{1664,50} = 3,56$$

Stan utrzymania z ciężarem gruntu

$$\frac{M_{utr}}{M_{wyw}} = \frac{5931,63 + 3819,02}{1664,50} = 5,86$$

10.4. GRANICZNY OPÓR PODŁOŻA GRUNTOWEGO

DANE FUNDAMENTOWE

STOPA FUNDAMENTOWA pojedyncza

Wymiary w rzucie $720 \times 720 \text{ cm}$

Zagłębienie $D_{\min} = 260 \text{ cm}$

$$\frac{B}{L} = \frac{720}{720} = 1$$

DANE GRUNTOWE

- określono jak dla warstwy I
(wg. badań geotechnicznych są to
nasypy budowlane z piasków
średnich i grubych, wilgotnych i nawo-
dionych, luźnych i średniozagęszczonych
o stopniu $J_D^{(n)} = 0,43$.

Warunkuje się po wykonaniu wykopu
do poziomu posadowienia zagęszczenie
mechaniczne do stopnia $J_D^{(n)} = 0,7$

Najwyższy poziom posadowienia ustalono
na rzędnej $(-) 2,60 \text{ m}$, to jest 30 cm
powyżej gruntów rodzimych i piasków
grubych, kamieni i piasków przewarstwionych
zwirem.

Woda gruntowa na rzędnej $- 3,10 \text{ m}$

z możliwą wahań $\pm 0,5 \text{ m}$ (t.j. max. $- 2,60 \text{ m.n.p.t.}$)

Wartości charakterystyczne wg. badań geotech.:

$$J_D = 0,43 \quad , \quad W_n = 14/22\% \quad , \quad \gamma = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 32,5^\circ \quad M = 88\,000 \text{ kPa}$$

$$C_u = 0,00$$

OBLICZENIE q_{fr}^o - wartości obliczeniowej
granicznego oporu gruntowego
wg. PN-81/B-03020

z tablicy 21-10

$$\phi^o = 32,5^\circ \quad \phi^r = 0,9 \times 32,5^\circ = 29,25^\circ \quad \begin{matrix} N^p = 16,44 \\ N^c = 18,28 \\ N^B = 6,70 \end{matrix}$$

$$q_{fr} = 0,9 \cdot 0,9 \cdot \left[\left(1 + 1,5 \frac{B}{L} \right) \times N_D \times \gamma \times D_{\min} + \left(1 - 0,25 \frac{B}{L} \right) \times \gamma \times B \right]$$

wzór. 21-2 - z pominięciem członu dotyczącego
kohesji

$$q_{fr} = 0,81 \times \left[\left(1 + 1,5 \times \frac{720}{720} \right) \times 16,44 \times (1,85 \times 0,9) \times 2,60 + \right. \\ \left. + \left(1 - 0,25 \times \frac{720}{720} \right) \times (1,85 \times 0,9) \times 720 \right] =$$

$$\begin{aligned}
 q_{fr} &= 0,81 \left[\overset{N_D}{(2,5)} \cdot \overset{KN/m^2}{16,44} \cdot \overset{D_{min}}{(16,65)} \cdot 2,60 + \right. \\
 &\quad \left. + (0,75) \cdot \overset{KN/m^3}{(16,65)} \cdot 7,20 \right] = \\
 &= 0,81 \cdot [1779,22 + 89,91] = 0,81 \cdot [1869,13] = 1514,00 \text{ } \overset{KN/m^2}{\text{}} \\
 &= \frac{151400 \text{ daN}}{10 \cdot 1000 \text{ cm}^2} = 15,14 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

Równocześnie na podstawie

„TABLIC DO WYZNACZANIA WIELKOŚCI
OBLICZENIOWEGO OPORU JEDNOSTKOWEGO
JEDNOWARSTWOWEGO PODŁOŻA POD
FUNDAMENTEM - wg PN-81/B-03020
wg wzoru Z1-10

odczytano dla analogicznych danych
- z tablicy 10 dla

$$\begin{aligned}
 q_{fr} &= 1536 \text{ kPa} \\
 &\left(\begin{array}{l} 10 \text{ kPa} = 0,10 \text{ kg/cm}^2 \\ 100 \text{ kPa} = 1 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right)
 \end{aligned}$$

$$q_{fr} = 1536 \text{ kPa} = 15,36 \text{ daN/cm}^2$$

Obliczone największe wartości obciążenia na
grunt pod stopą wynoszą $90,417 \text{ kN/m}^2 =$

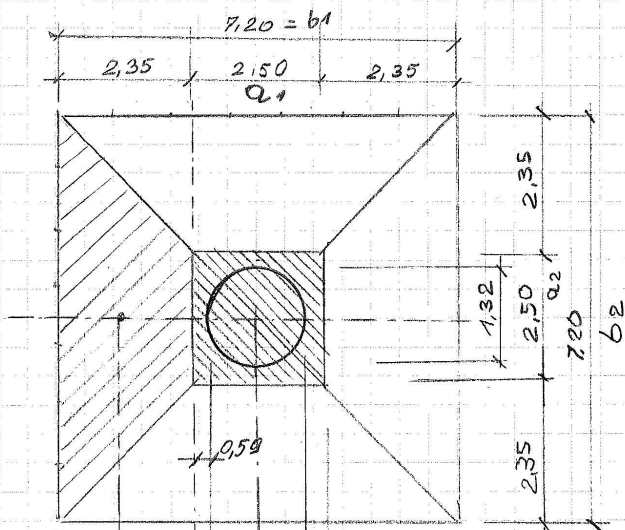
$$= \frac{9041,7}{10 \cdot 1000} \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} = 0,904 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{max} = 0,904 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \ll q_{fr} = 15,36 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

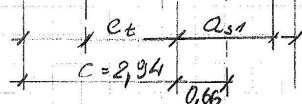
O WIELKOŚCI FUNDAMENTU DECYDUJE
PRZYJĘCIE POD STOPĄ, WYŁĄCZNIE NAPREŻENÍ
SCIŚKAJĄCYCH

10.5.

WARTOŚCI OBCIĄŻEN I MOMENTU
ZGINAJĄCEGO DO OBLICZENIA
ZBROJENIA STOPY FUNDAMENTOWEJ



$$\begin{aligned} a_1 &= a_2 = 2,50 \text{ m} \\ a_{s1} &= 1,320 \text{ m} \quad \text{w osi zakotwienia} \\ c &= 3,60 - 0,66 = 2,94 \text{ m} \\ b_1 &= b_2 = 7,20 \\ a_{s2} &= 1,32 \\ \sigma &= 0,904 \text{ okN/cm}^2 \\ &= 90,40 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



Wzór [9-34] z „Konstrukcji Żelbetowych”
J. Kobiak, -W. Stachurski, 1967

$$M_{d-\alpha} = \frac{(b_1 - a_{s1})^2 \cdot (2b_2 + a_{s2})}{24} \times \sigma$$

$$M = \frac{(7,20 - 1,320)^2 \times (2 \times 7,20 + 1,320)}{24} \times 90,40 =$$

$$M = \frac{5,88^2 \times 15,72}{24} \times 90,40 =$$

$$M = \frac{34,574 \times 15,72}{24} \times 90,40 =$$

$$M = 22,646 \times 90,40 = 2047,2 \text{ kNm} / a_{s1}$$

Moment zginający na 1,0 mb

$$M = 2047,20 \times \frac{1}{1,32} = 1551 \text{ kN/mb}$$

Siła poprzeczna w przekroju d-α (na długość as1 = as2)

$$Q = \frac{(b_2 + a_{s2}) \times (b_1 - a_{s1})}{4} \times \sigma \quad (\text{Wzór 9-35 - Konstrukcji Żelbetowych Kobiak, Stachurski})$$

$$Q = \frac{(7,20 + 1,32) \times (7,20 - 1,32)}{4} \times 90,40 =$$

$$Q = 8,52 \times 5,88 \times \frac{1}{4} \times 90,40 = 1132 \text{ kN}$$

$$Q_{d,m} = 1132 \times \frac{1}{1,32} = 857,73 \text{ kN}$$

SPRAWDZENIE PRZEBICIA STOPY

$$M = 2047,2 \text{ kN}$$

$$Q = 1132 \text{ kN}$$

$$h_{stopki} = 1,35 \text{ m}, \quad h_1 = 1,25 \text{ m}$$

$$a_s = 1,32 \text{ m}, \quad a_z = 2,50$$

$$\sigma_g = \frac{Q}{a_z \times 0,9 h_1} - \frac{M \cdot \eta}{a_z \times 0,9 \times h_1^2} \quad [\text{wzór 9-35}]$$

$$\sigma_g = \frac{1132,0}{2,50 \times 0,9 \times 1,25} - \frac{2047,20 \times 0,459}{2,50 \times 0,9 \times 1,25^2} =$$

$$\eta = \frac{2H}{b_1 - a_{s1}} = \frac{1,35 \times 2}{7,20 - 1,32} = 0,459$$

$$\sigma_g = 447,21 - 267,28 = 179,93 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{179,93,0 \cdot \text{daN}}{10\,000 \text{ cm}^2} = 1,7993 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_g = 1,793 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < R_{bz} = 10,03 \text{ dla B25 (beton B25)}$$

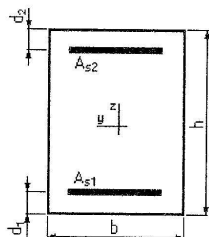
Projektowanie przekroju dla zginania prostego

1. Założenia:

- Beton klasy B25 Stal klasy A-III $f_{yk} = 410.0$ (MPa)
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002

2. Przekrój:

$b = 100.0$ (cm) $h = 135.0$ (cm)
 $d_1 = 10.0$ (cm) $d_2 = 10.0$ (cm)



3a. Obciążenia: Moment obliczeniowy $M = 2047,2/1,32 = 1551.00$ (kN*m)

4a. Wyniki: Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 36.8$ (cm²) 15 $\phi 18 = 38.2$ (cm²) $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Stopień zbrojenia: $\mu = 0.29$ (%) Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, min} = 0.14$ (%)

Wyniki szczegółowe dla SGN: $M_y = 1551.00$ (kN*m)

Położenie osi obojętnej: $y = 12.1$ (cm)

Ramię sił wewnętrznych: $z = 120.2$ (cm)

Względna wysokość strefy ściskanej: $\xi = 0.10$

Graniczna wysokość strefy ściskanej: $\xi_{gr} = 0.67$

Naprężenia w betonie ściskanym: $\sigma_c = 13.3$ (MPa) , $\alpha_{cc} = 1.00$

Naprężenia w stali zbrojeniowej: rozciągające: $\sigma_s = 350.3$ (MPa)

3b. Obciążenia: Moment obliczeniowy $M = 2047,2/2,5 = 819.00$ (kN*m)

4b. Wyniki: Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 19.2$ (cm²) 8 $\phi 18 = 20.4$ (cm²) $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Stopień zbrojenia: $\mu = 0.15$ (%) Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, min} = 0.14$ (%)

Wyniki szczegółowe dla SGN: $M_y = 819.00$ (kN*m)

Położenie osi obojętnej: $y = 7.4$ (cm)

Ramię sił wewnętrznych: $z = 122.0$ (cm)

Względna wysokość strefy ściskanej: $\xi = 0.06$

Graniczna wysokość strefy ściskanej: $\xi_{gr} = 0.67$

Naprężenia w betonie ściskanym: $\sigma_c = 11.3$ (MPa) , $\alpha_{cc} = 0.85$

Naprężenia w stali zbrojeniowej: rozciągające: $\sigma_s = 350.3$ (MPa)

C. KONSTRUKCJA CZĘŚĆ RYSUNKOWA.

<i>l.p.</i>	<i>nazwa rysunku</i>	<i>skala rysunku</i>	<i>nr rysunku</i>
01.	MASZT – WIDOK KONSTRUKCJI	1 : 100	K-1
02.	MASZT – FUNDAMENT	1 : 50	K-2