

OR 2220-.../2003

BE 5 4

Starostwo Powiatowe
Pułtusk
Wydział Budownictwa i Architektury
PRACOWNIA ARCHYTEKTONICZNA
arch. Krystyny Gutkowskiej
00-227 Warszawa, ul. Freta 53/55 lok. 8 tel. 839-44-28
tel-fax. 635-68-75

Umowa Nr 41
Egz. Nr 1

OR. 3421-7/2003

RESTRUKTURYZACJA
BUDOWANEGO SZPITALA POWIATOWEGO
W PUŁTUSKU

INWESTOR : STAROSTWO POWIATOWE W PUŁTUSKU
06-100 PUŁTUSK, UL. BIAŁOWIEJSKA 5

PROJEKT BUDOWLANY
(WYKONAWCZY)

Niniejsze stanowi załącznik

KONSTRUKCJA ~~nr 1~~ ^{umieniony datą i powołaniem na budowę}

BLOK A1 I A2 ~~nr 1~~ ^{UAN. 7351-01 z dnia 2003-10-23}

123/98


podpis

PROJEKTANT KONSTRUKCJI :

inż. mgr. Cezary Nowakowski
upr. nr AB .II-Upr./2321/64

SPRAWDZIŁ:

inż. mgr. Bogdan Żywicki
upr. bud. nr St-73/83



Zawartość opracowania :

- I Opis techniczny
- II Obliczenia statyczne
- III Opinia techniczna
- 1. Rzut nowych fundamentów 1:100 rys nr 1
- 2. Konstrukcja fundamentów i słupów 1:25 rys nr 2
- 3. Konstrukcja gąbloty i słupów 1:50 rys nr 3
- 4. Marki stalowe do montażu gąbloty 1:100 rys nr 4
- 5. Konstrukcja zadaszzenia stal. wejścia głównego 1:50 rys nr 5
- 6. Słupki stalowe przy klatce K1-III 1:50 rys nr 6

OBIEKT

BLOK A₁ i A₂ - modernizacja

Str.

1

I. Opis techniczny.

1. Przedmiot opracowania.

Opracowanie stanowi projekt budowlano-wykonawczy konstrukcyjny modernizacji bloku A₁ i A₂ w kompleksie Szpitala Powiatowego w Puttusku w dzielnicy Popławy. Stosunek budynki Szpitala są wykonane w stanie surowym.

2. Podstawa opracowania.

1. Zlecenie Inwestora
2. Zależenia technologiczno-funkcjonalne
3. Dokumentacja archiwalna wykonanych budynków opracowana przez Spółkę "RODOM" Warszawa, ul. Gibraltaraska 13 w lipcu 1998r
4. Wiadza lokalna na budowie w Puttusku
5. Wiercenia geologiczne wykonane przez Z.U.G. Warszawa w roku 1998.

3. Warunki gwarantowo-wodne.

Badania geologiczne wykonane w 1998 roku przez Spółkę Z.U.G. Warszawa

3.1. Warunki wodne.

Poziom wody gwarantowej jest związany z poziomem wody w pobliskiej Narwi i waha się w granicach 1.15 - 2.30 poniżej poziomu pierwotnego gwarantu, a w otworach wierciszczy stabilizuje się na poziomie 81.2 - 81.3 m (i są to stawy wysokie)

3.2. Warunki gwarantowe

Pod warstwą humusu o grub. ~ 30 cm zalega piasek drobny z domieszką żwiru - luźny

na granicy średniozagręszczonych ($I_D = 0,30$) do głębokości $\approx 2,30$ m.
Poniżej zalegają piaski drobne z domieszką żwiru i kamieni - zagręszczone ($I_D = 0,55$)
Niżej nie sarytowano w opisie technicznego projektu archiwalnych konstrukcyjnych.

4. Krótki opis budynku.

Są to budynki przedzielone dyktacją, prostokątne o szerokości osiowej $27,00$ m i długości $43,20 + 46,80$ m o 4-ech kondygnacjach naziemnych i jednej podziemnej. Siatka słupów $3,60 - 6,60 - 7,20$ m. Dla celów komunikacji pionowej zaprojektowano 6 drzwigów osobowo-szpitalnych oraz trzy klatki schodowe. Dach wspólny 4-ospadowy o spadku połaci $\approx 20\%$ kryty wyciskaną dachówką papową. Poddasze dostępne z klatek schodowych częściowo użytkowe.

5. Konstrukcja

Budynek zaprojektowano w technologii monolitycznego żelbetu, jako szkielet ze ścianami wstijnymi i żelbetu.

- więźba dachowa mieszana stalowo-drewniana. Na płatwiach stalowych - drewniane krokwie iłaty pod dachówką papową.
- Stropy monolityczne płytowe żelbetowe o grubości jednolitej 25 cm bezpodcięgnowe
- Stupy żelbetowe o jednakowym przekroju 40×40 cm. Tylko w osi "D" w poziomie. I piętro

występują stopy okrągłe $\phi 60 \text{ cm}$.
 Połączenie stopów ze stropami poprzez „dybellistwy”. Tylko stopy łączące się ze ścianami żelbetowymi mają grzewce o grub. 15 cm pod stropem.
 Ściany usztywniające, szybów dźwigowych i klatek schodowych monolityczne, żelbetowe o grub. 20 cm .
 Klatki schodowe płytowe monolityczne z belkami spoczuikaniami.
 Fundamenty żelbetowe monolityczne - pod ściany tawy ciągłe, a pod stopy stopy schodkowe.

5.1. Warunki posadowienia

Budynki posadowiono na stałej głębokości -3.30 , co przy założeniu $i:0,00 = 84.50 \text{ m}$ oznacza rzędną 81.20 m n.p.m. , a więc zagłębienie fundamentów w górnej strefie warstwy II.

5.2. Naciski grzewiczne na grunt

a) w poziomie posadowienia na projektach archiwalnych $q_{rs} = \frac{290}{312} \text{ kPa}$ ponieważ stopy nowe wypadają ekscentrycznie na płycie dennej ściany oporowej w osi (P) przyjęto naciski dop. zmniejszone:

$$q'_{rs} = 1.50 \text{ st} (0.15 \text{ MPa} = 150 \text{ kPa})$$

b) stopy pod zadaniem wjazdu głównego posadowienie płytkie $H = 1.00 \text{ m}$

przyjęto $\phi_1 = 22^\circ \rightarrow N_0 = 12.5 \quad N_3 = 2.8 \quad (c_k = 0)$
 $D_{\text{min}} = 1.0 \quad \beta = 0.72$

$$q_f = 1.5 \times 12.5 \times 0.72 \times 10 + 0.75 \times 1.0 \times 2.8 \times 0.72 \times 10 = 150.12 \text{ kPa}$$

$$q_{\text{min}} = 150.12 \times 0.9 \times 0.9 = 121 \text{ kPa}$$

przyjęto $q_{\text{min}} = 120 (0.12 \text{ MPa})$

OBIEKT

B. Modernizacja.

Budynki A₁ i A₂ wykonano w stanie surowym zamkniętym bez podłóg i tynków. Ścianki działowe częściowo wyekscelowano bez tynku i zamknięcia otworów.

Modernizacja polega na zastosowaniu nowej funkcji medycznej co wymaga duże zmiany we wnętrzu i ustawieniu ścianek działowych

1. Przy drugim ciągu otworów przy ścianie kratki schodowej K-III. wykonać podparcie słupkami stal. stropu 2. 2/100 co 150 cm od piwnicy do stropu.
2. Sporo otworów do wykonania w ścianach żelbetonowych i w stropach.

3. Wykonanie otworu pod dźwigią PROREHA KALEA o wymiarach 143x154 cm w stropie nad I pięciem w polu E-F/13-14.

4. Zabetonowanie otworu nad I p. po rozbiórce schodów w polu M-N/13-14.

5. Zabetonowanie otworu nad II p. po rozbiórce szybu dźwigowego na II p. w polu A-B/11-12.

6. Wykonanie gąbłoty żelbetowej w partii wejściowej przy osi "P".

7. Wykonanie zadaszewia stalowego przy głównym wejściu.

8. Wykucie dużych otworów w ścianie oporowej osi "P".

B. 1. Elementy konstrukcji.

ad 4) płyta żelbetowa grub 12 cm. między belkami stalowymi dwuteowymi co 150 cm. Belki zamontować w ścianach żelbetonowych w wykutych otworach.

ad 5) płyta żelbetowa grub. 10 cm. po rozbiórce ścian szybu na II p.

ad 6) konstrukcja żelbetowa ścianowa ze słupkami międzyokiennymi. Od zewnętrznej

podparcie na 4-ech słupach żelbetonowych $\phi 30$ cm oraz na elewacji budynku na elementach stalowych kotwionych żurkami M16 HSA.

ad 7) Dach kładzie blachę falowaną cynkową, krokwie, płatwie i podciągi główne stalowe z profili walcowanych. Podciągami oparte są na żelbetonowych słupach $\phi 30$.

Wszystkie słupy posadzone bezpośrednio na stopach żelbetonowych.

7. Założenia statyczne

1. Wiatr I strefa $p_w = 0,25 \text{ kN/m}^2$ wg PN-77/B-02011
2. Śnieg I strefa $p_s = 0,90 \text{ kN/m}^2$ wg PN-80/B-02010
3. Obciążenia stałe wg PN-82/B-02001
4. Obciążenia zmienne wg PN-82/B-02003

8. Założenia materiałowe

1. Beton konstr. klasy B-25
2. Podkład klasy B-10
3. Stal konstr. profil ST35X klasy A-I
4. Stal zbroj. gładka ST0 klasy A-0
5. Stal zbroj. zbroj. 34CS klasy A-III

9. Uwagi

1. Opinię na temat istniejącego budynku zawarto w rozdziale III.
2. Wykucie otworów w ścianie oporowej osi „P” nie wymaga wykonania nowych nadproży.

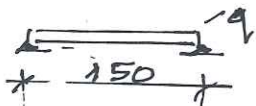
II. Obliczenia statyczne

1. Strop pośredni po klatce schodowej.

1.1. Płyta

obciążenie

obciążenie wól. $0.12 \cdot 2500 = 1.1$	=	330 daN/m
tynek cem. zap. $0.015 \cdot 1900 = 1.3$	≈	40 "
podłoga + warstwy $150 = 1.2$	=	180 "
użytkowe $500 = 1.3$	=	650 "
		<hr/>
		$q = 1200 "$



$$M = \frac{1200 \cdot 1.50^2}{8} = 338 \text{ daNm}$$

wymiarowanie

$$b = 100 \text{ cm} \quad h_0 = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

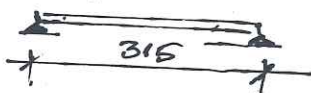
$$\beta_b = \frac{33800}{100 \cdot 10^2 \cdot 143} = 0.024 \quad [\gamma = 0.975]$$

$$F_{ra} = \frac{33800}{1900 \cdot 10 \cdot 0.975} = 1.83 \text{ cm}^2$$

przyjęto $\phi 6$ co 12.5 cm (2.26)

1.2. Belki

obciążenie $q_1 = 1200 \cdot 1.5 + 20 = 1820 \text{ daN/m}$



$$M = \frac{1820 \cdot 3.15^2}{8} = 2258 \text{ daNm}$$

wymiarowanie

przyjęto I 160 $W_x = 117 \text{ cm}^3$

$$\phi_L = 1.0$$

$$\frac{225800}{2150 \cdot 117} = 0.898 < 1.00$$

$$\text{wzrost } \gamma = \frac{5 \cdot 225800 \cdot 315^2}{48 \cdot 2050000 \cdot 1.25 \cdot 935} = 0.97 \text{ cm}$$

$$\frac{\gamma}{L} = \frac{0.97}{315} = \frac{1}{325} \approx \frac{1}{350} \text{ dop.}$$

2. Nowe otwory wejściowe w ścianach żelbet

Należy wycofać otwory bez konieczności wykonywania nowych nadproży.

OBIEKT

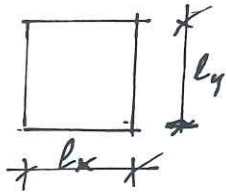
Str. 7

2A Płyta nad szybem dźwigowym
w polu A-B/11-12 po rozbiórze szybu
na poziomie II-go piętra.

Obciążenie

ciężar płyty $0.10 \cdot 2500 \cdot 1.1$	$= 275 \text{ daN/m}$
rozprawa	$\approx 35 \text{ "}$
posadka z ociepleniem	$\approx 180 \text{ "}$
wytkowe $500 \cdot 1.3$	$= 650 \text{ "}$
	<hr/>
	1140 "

płyta krzyżowo-zbrojona



$$l_x = 170 + 15 = 185 \text{ cm}$$

$$l_y = 190 + 15 = 205 \text{ cm}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{185}{205} = 0.900$$

$$\rightarrow \rho_x = 0.0452$$

$$\rho_y = 0.0291$$

$$M_x = 0.0452 \cdot 1140 \cdot 1.85^2 = 177 \text{ daNm}$$

$$M_y = 0.0291 \cdot 1140 \cdot 2.05^2 = 140 \text{ daNm}$$

Wymiarowanie

$$b = 100 \text{ cm} \quad h_0 = 10 - 2.5 = 7.5 \text{ cm}$$

$$s_b = \frac{17700}{100 \cdot 7.5^2} = 0.022$$

$$F_a = \frac{17700}{1000 \cdot 7.5 \cdot 0.95} = 1.21 \text{ cm}^2 \quad \eta = 0.95$$

przyjęto $\phi 6 @ 12.5 \# (3.26)$

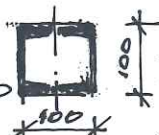
2B Stępki podpierające ciegłostrop
nowych przyziemia kł. schod K-III.

Przyjęto stępek 2L100 zespawane na przeciw-
kraj zamknięty, sytuowany w $\approx 110 \div 150 \text{ cm}$
stępki zakończone górgi dółem blachy podstawy
podklinające każdorazowo pod stropem.

OBIEKT

	Opis	Obliczenia	Wartość
III p.	obciążenie ze stropu 1.80 · 1.70 = 830	ścianka $q = 0.12 \cdot 1450 \cdot 1.1 + 0.02 \cdot 170 \cdot 1.3 = 241$	= 2540 dall
	strop		= 60 "
			<u>2600 "</u>
II p.	ze stropu j.w.		= 2540 "
	ścianka $241 \cdot 1.70 = 3.15$		= 1290 "
	strop		= 70 "
			<u>6500 "</u>
I p.	ze stropu j.w.		= 2540 "
	ścianka $241 \cdot 1.70 = 3.75$		= 1530 "
	strop		= 130 "
			<u>10300 "</u>
parter	ze stropu j.w.		= 2540 "
	ścianka $241 \cdot 1.70 = 3.15$		= 1290 "
	strop		= 70 "
			<u>14600 "</u>
podziemie	ze stropu j.w.		= 2540 "
	ścianka i strop j.w.		= 1360 "
			<u>18500 "</u>

III p.



Wymiary walcie

$F = 27.0 \text{ cm}$ $i_x = 2.91$
 $i_y = 3.75$
 $\lambda_y = \frac{375}{3.75} = 84$ $\lambda = \frac{84}{84} = 1.0$ $\varphi_y = 0.650$

$\frac{2600}{27 \cdot 2150 \cdot 0.65} = 0.069 < 1.0$

II p.

$\lambda_y = \frac{375}{3.75} = 100$ $\lambda = \frac{100}{84} = 1.19$ $\varphi_y = 0.530$

$\frac{6500}{27 \cdot 2150 \cdot 0.53} = 0.211 < 1.0$

I p.

$\lambda_y = 84$

$\frac{10700}{27 \cdot 2150 \cdot 0.65} = 0.283 < 1.0$

parter

$\lambda_y = 84$

$\frac{14600}{27 \cdot 2150 \cdot 0.65} = 0.387 < 1.0$

podziemie

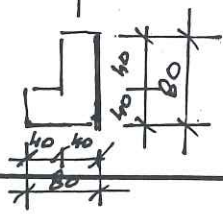
$\lambda_y = \frac{235}{3.75} = 62.67$ $\lambda = \frac{62.67}{84} = 0.746$ $\varphi_y = 0.810$

$\frac{18500}{27 \cdot 2150 \cdot 0.810} = 0.394 < 1.0$

Fundament.

ze stupa = 18500 dall
 fund. $1.0 \times 1.0 = 1.5 \cdot 2400 = 3600$ "
 $\frac{22100}{22100} = 1.0$ "

$\sigma_{max} = \frac{22100}{80 \cdot 170} = 1.63 \text{ at } q_{10}$



przyjeto fundament ciggly pod wszystkie stupy, zbrojony pretami $\phi 10$ cigglymi. stnemisna $\phi 6$ co 30 cm

OBIEKT

Str. 8

3. Dach partii wejściowej.

3.1. Pokrycie obciążenie

blacha nierdzewna	$\approx 10 \text{ daN/m}^2$
deskowanie	$\approx 30 \text{ "}$
podwieszania	$\approx 35 \text{ "}$
śnieg I stopnia $70 \cdot 1.4 = 2.5$	$= 245 \text{ "}$

przyjeto deski grub. 38 mm $q_y = 320 \text{ "}$

3.2. Płatwie. (ca 120 cm)

$$q_0 = 320 \cdot 1.20 + 26 = 410 \text{ daN/m}$$

na podporach ekscy $P = 100 \cdot 1.20 = 120 \text{ daN}$



$$M_1 = M_2 = 410 \frac{1.60^2}{2} + 120 \cdot 1.60 = 746 \text{ daNm}$$

$$M_{1-1} = \frac{410 \cdot 6.60^2}{8} - 746 = 1546.5 \text{ daNm}$$

przyjeto I HEB 120 $W_x = 144 \text{ cm}^3$

$$\lambda_y = 0.045 \sqrt{\frac{12 \cdot 250}{12 \cdot 1.1}} = 0.678 \rightarrow \varphi_y = 0.765$$

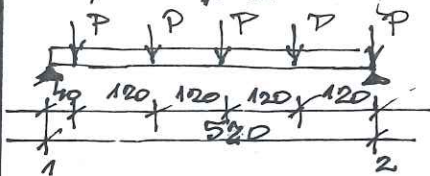
$$\frac{154650}{2150 \cdot 144 \cdot 0.765} = 0.641 < 1.00$$

$$\text{wzgięcie } \varphi \approx \frac{5 \cdot 154650 \cdot 660}{40 \cdot 2050000 \cdot 1.35 \cdot 854} \cdot 0.8 = 2.33 \text{ cm}$$

$$\frac{\varphi}{L} = \frac{2.33}{660} = \frac{1}{283} < \frac{1}{250} \text{ dop. (tzniki L50)}$$

3.3. Belki główne przy budynku.

obciążenie $q_1 = 60 \text{ daN/m}$
 $q_2 = 410 (1.65 + 3.30) \cdot 0.9 + 120 = 1950 \text{ daN}$



$$Q_2 = 1950 (0.4 + 1.60 + 2.8 + 4) = 3300$$

$$M_{\max} = 3300 \cdot 2.4 - 1950 \cdot 1.20 + \frac{60 \cdot 5.20^2}{8} = 5785 \text{ daNm}$$

przyjeto I 180 HEB $W_x = 426 \text{ cm}^3$

$$\lambda_y = 0.045 \sqrt{\frac{120 \cdot 18^2}{18 \cdot 1.4}} = 0.417 \rightarrow \varphi = 0.900$$

OBIEKT

Str. 9

$$\frac{578500}{2150 \cdot 426 \cdot 0,900} = 0,702 < 1,00 \text{ dop}$$

wygięcie: $y = \frac{5 \cdot 578500 \cdot 520^2}{48 \cdot 2050000 \cdot 3830 \cdot 1,35} = 1,60 \text{ cm}$

$$\frac{y}{L} = \frac{1,60}{520} = \frac{1}{325} < \frac{1}{250} \text{ dop.}$$

3.4. Belki główne dalej od budynku.

obciążenie jak poz. 3.3. $q = 60 \text{ dał/m}$

$P_1 = 410(1,65 + 3,30)0,8 + 120 = 1740 \text{ dał}$
 $P_2 = 0,7 \cdot 1740 \approx 1220 \text{ dał}$

$M = 1220 \cdot 1,5 + 60 \cdot \frac{1,5^2}{2} = 1900 \text{ dałm}$
 $Q_1 = 3480$

$M_{1-2} \approx 3480 \cdot 2,4 - 1740 = 1,2 + \frac{60 \cdot 6,00}{8} = 1900 = 6060 \text{ dałm}$

przyjęto belki j.w. I 180 HER.

$$\frac{606000}{2150 \cdot 426 \cdot 0,900} = 0,795 < 1,00$$

wygięcie: $y = \frac{5 \cdot 606000 \cdot 600^2}{48 \cdot 2050000 \cdot 3830 \cdot 1,35} = 2,13 \text{ cm}$

$$\frac{y}{L} = \frac{2,13}{600} = \frac{1}{280} < \frac{1}{250} \text{ dop.}$$

3.5. Stupy

wewnętrzny $3300 + 1950 \cdot 3 = 9150 \text{ dał}$
 ciężar wł. $\approx 1050 \text{ dał}$

skrajny $3 \cdot 1950 + 700$ $N_1 = 10200 \text{ dał}$

ciężar wł. $\approx 1050 \text{ dał}$
 $N_2 = 7600 \text{ dał}$

przyjęto stupy $\phi 30 \text{ cm}$ żelbetowe
 zbrojone konstr. pionowo po $6 \phi 12$.

3.6. Stopy fundamentowe

3.6.1. Stopa zewnętrzna
 obciążenie

ze stupa 10200 dał
 stopa + ziemia $1,2^3 \cdot 2400 = 4200 \text{ dał}$
 14400 dał

przyjęto $120 \times 120 \text{ cm}$ $\sigma_{gr} = \frac{14400}{120 \cdot 120} = 1,00 \text{ at} < q_{gr, \text{min}}$

Zbrojenie konstr. $\phi 12 \text{ co } 20 \text{ cm} \# =$

OBIEKT

3.6.2. Stopa słupowa

o obciążeniu

z $q = 700$ daN

stopa + ziemia $1.0 \times 1.2 \times 2400 = 2900$ "

10500 "

przyjęto 100×100 cm

$$\sigma = \frac{10500}{100 \times 100} = 1.05 \text{ at } < q_{\text{min}}$$

zbrojenie konstr. $\phi 12$ co 20 cm #

4. Gablota w szczycie bloku A2

4.1. Płyta dachowa

obciążenia

plyta żalbetowa $0.12 \times 2500 \times 1.1 = 330 \text{ daN/m}^2$

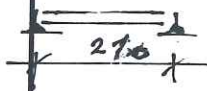
pokrycie + gródź = 52 "

wyprowadzenie $0.015 \times 1900 \times 1.3 = 37$ "

ocieplenie $0.10 \times 300 \times 1.2 = 36$ "

śnieg $70 \times 1.4 \times 2.5 = 245$ "

$l_{\text{max}} = 2.40 \times 1.05 = 2.21 \text{ m}$ $q = 700$ "



$$M = \frac{700 \times 2.21^2}{8} = 428 \text{ daNm}$$

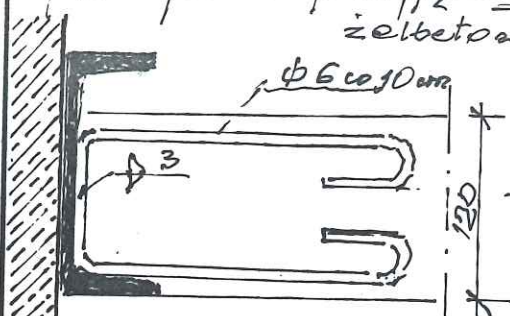
$h_0 = 10$

$$F_a = \frac{42800}{1900 \times 10 \times 0.95} = 2.37 \text{ cm}^2$$

przyjęto $\phi 6$ co 10 cm (2.83)

Do bokach przy mniejszej rozpiętości uzbite płyty $\phi 6$ co 15 cm.

4.1.5 Podparcie płyty na elewacji budynku istniejącego. przyjęto $\text{L } 150$ mocowany do słupów żalbetowych



$$q_1 = 1.10 \times 700 + 30 = 800 \text{ daN/m}$$



z równania ciępyżona

$$2 M_2 (3.60 + 6.60) + M_2' \cdot 6.60 = -6 \cdot 800 (3.60^2 + 6.60^2)$$

$$M_2 = M_2'$$

24

OBIEKT

$$(20,40 + 6,60) M_c = 200 \cdot 334,15 \quad M_2 = -2475 \text{ daNm}$$

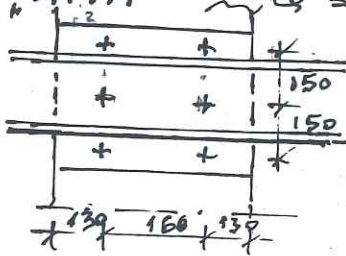
$$M_{2-2'} = \frac{800 \cdot 6,60^2}{8} - 2475 \cdot 0,8 = 2376 \text{ daNm}$$

ze względu na zabetonowanie płyty
przyjeto $\varphi = 1,0$

$$\frac{247500}{2150 \cdot 110 \cdot 1,0} \approx 0,992 < 1,00$$

Mocowanie do słupa kotwami mechanicznymi

"Hilti" $Q = 800 \left(\frac{3,60 + 6,60}{2} \right) = 4080 \text{ daN}$



$$N_{1max} = 1450 \cdot 0,81 \cdot 0,77 = 904 \text{ daN}$$

$$\Sigma N_{max} = 6 \cdot 904 = 5424 > Q$$

przyjeto 6 kotełw "Hilti" H3A

skrajne podparcie po 4 kotełw "Hilti"

4.2. Nadproże ciągłe - obciążenie

z dachu $\sim 700 \cdot 0,90 = 630 \text{ daN/m}$

ciężar wł. $0,2 \cdot 1,40 \cdot 2500 = 1,1 = 770 \text{ "}$

elevacja + ciepł. $130 \cdot 1,6 = 208 \text{ "}$

$q = 1608 \text{ "}$

$$M = \frac{1620 \cdot 3,60^2}{11} = 1905 \text{ daNm}$$

$$h_0 \geq 110 \text{ cm} \quad F_a = \frac{190500}{1900 \cdot 110 \cdot 0,85} = 1,07 \text{ cm}^2$$

przyjeto po 2 $\phi 10$ górą i dół (1,57)

$$Q_{min} = 0,75 \cdot 10,3 \cdot 20 \cdot 110 = 17000 \text{ daN} > 1620 \cdot 3,60$$

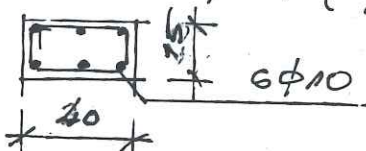
4.3. Filary międzyokienne.

$$N = 1620 \cdot 3,6 + 0,15 \cdot 0,3 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 6130 \text{ daN}$$

zbrojenie pionowe przyjeto 3 \cdot 2 $\phi 10$

$$\frac{l}{h} = \frac{365}{40} = 9,125 \quad \frac{e_0}{h} = 0,05 \quad \frac{l_1}{b} = \frac{200}{15} = 13,3 \quad \varphi = 0,75$$

$$N_{dop} = 0,75 (37,15 \cdot 143 \cdot 0,85 + 6 \cdot 0,785 \cdot 1900) = 57300 > N$$



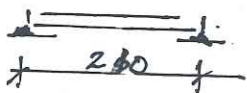
OBIEKT

Str. 12

4.4. Płyta drenażowa

obciążenie
ocieplenie + podłoga = 150 daN/m²
płyta 0.12 · 2500 · 1.1 = 330 "
wyprawa = 40 "
wzrostkowe 500 · 1.3 = 650 "

$q = 1170 "$



$M = \frac{1170 \cdot 2.10^2}{8} = 845 \text{ daNm}$

wymiarowanie $q_b =$

$b = 100 \text{ mm}, h_0 = 12 - 2 = 10 \text{ mm}$

$S_b = \frac{84500}{100 \cdot 10^2 \cdot 143} = 0.059$

$f = 0.970$

$F_a = \frac{84500}{1900 \cdot 10 \cdot 0.970} = 3.50 \text{ cm}^2$

przyjeto $\phi 10$ co 15 cm (3.23)

4.4A. Oparcie na ścianie żelb. istniejącej

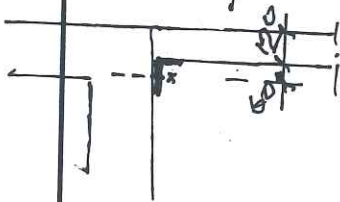
przyjeto L 120 · 80 · 8 mocowany do ściany

kotwkami „Hilti” M16 co 140 cm (HSA) $k_n = \frac{223}{12 - 2.85} = 28.10$

$M \approx \frac{1170 \cdot 1.20^2}{10} = 170 \text{ daNm}$ $q_L = 200$

$\frac{17000}{2150 \cdot 28.10 \cdot 1.0} = 0.282 < 1.00$

kotasy $N = 1170 \cdot 1.1 = 1285 \text{ daN}$ $N_{max} = 1450 - 0.9 = 1305$

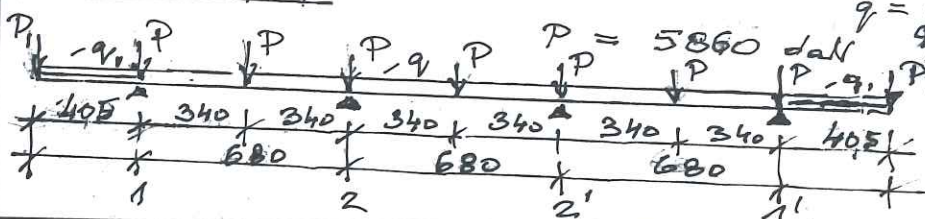


4.5. Podciąg główny (kuk w planie)

obciążenie

z płyty drenażowej 1.00 · 1070 = 1160 daN/m
ciszar wt 0.20 · 1.20 · 2500 · 1.1 = 660 "
elewacja + ociepl. 2.50 · 130 = 330 "

$q = 2100 "$
 $q_1 = 530 + 990 = 1520$



OBIEKT

Na końcu wspornika przyjęto pełną siłę P
ponieważ narożnik gąbłoty obciąża również
ścianka prostopadła.

$$M_1 = M_1^D = \frac{1520 \cdot 4.05^2}{2} + 5860 \cdot 4.05 = 36200 \text{ daNm}$$

$$M_1^D = 0.85 \cdot 36200 = 30800 \text{ daNm}$$

$$M_2 = 0.100 \cdot 2100 \cdot 6.80^2 + 0.15 \cdot 5860 \cdot 6.80 - 30800 \cdot 0.16 =$$

$$= 15690 - 4930 = 10760 \text{ daNm}$$

$$M_{1-2} = 0.08 \cdot 2100 \cdot 6.80^2 + 0.175 \cdot 5860 \cdot 6.80 - 30800 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{8} \right) =$$

$$= 14775 - 11550 = 3225 \text{ daNm}$$

$$M_{2-2'} = 0.0417 \cdot 2100 \cdot 6.80^2 + 0.100 \cdot 5860 \cdot 6.80 + 4930 \cdot 0.5 \cdot 2 =$$

$$= 12960 \text{ daNm}$$

$$Q_w = 4.05 \cdot 1520 + 5860 = 12020 \text{ daN}$$

$$Q_1 = 2100 \cdot 0.65 \cdot 6.80 + 5860 = 15140 \text{ daN}$$

Wymiar osi x

$$b = 20 \text{ t}_0 = 112 \text{ cm}$$

$$\text{wspornik} \quad \delta_b = \frac{3620000}{20 \cdot 112^2 \cdot 143} = 0.100 \quad J = 0.945$$

$$F_a = \frac{3620000}{3500 \cdot 112 \cdot 0.945} = 9.77 \text{ cm}^2$$

przyjęto $5\phi 16$ (10.05)

pozostałe podp. i przęśła

$$\delta_b = \frac{1296000}{20 \cdot 112^2 \cdot 143} = 0.036 \quad J = 0.975$$

$$F_a = \frac{1296000}{3500 \cdot 112 \cdot 0.975} = 3.39 \text{ cm}^2$$

przyjęto konst. $4\phi 12$ (4.52)

$$Q_{\min} = 0.75 \cdot 20 \cdot 112 \cdot 10.3 = 17304 \text{ daN}$$

przyjęto przy podporach i przęśłach
 $\phi 6$ co 20 cm + dalej co 30 cm.

Sprawdzenie ugięcia wspornika

$$M = \frac{10.05}{20 \cdot 112} = 0.0044866$$

$$M_n = M \frac{2050000}{300000} = 0.03$$

$$\text{Moment charakt. } M_{ch} = 30800 \frac{1}{1.2} = 25670 \text{ daNm}$$

$$\alpha_k = 2.4 \left(1 + 1.64 \frac{-30800 + 3225}{-3 \cdot 30800} \right) = 3.575$$

$$\alpha_9 = \frac{5}{48} \cdot 3.575 = 0.372$$

$$L_3 = \frac{2567000}{20 \cdot 112^2 \cdot 185} = 0.055$$

$$\eta_{11} = 0.017$$

zbrojenie na ściskanie $4\phi 12$ ($F_{ac} = 2.52$)

$$\gamma' = \frac{2 \cdot 4.52 \cdot 6.85}{20 \cdot 112} = 0.028 \rightarrow \eta_{12} = 1.52$$

sztywność

$$B_{III} = 0.3 \cdot 10^6 \cdot 20 \cdot 112^3 \cdot 0.017 \cdot 1.52 = 21782 \cdot 10^7$$

$$y_3 = 0.372 \cdot \frac{2567000 \cdot 405^2}{B_{III}} = 0.72 \text{ cm}$$

$$\frac{y}{L} = \frac{0.72}{405} = \frac{1}{562} < \frac{1}{200} \text{ dop.}$$

4.6 Ściany boczne gabloty.

Grubość 20 cm i zbrojenie $\phi 10$ co 20 cm obustronnie pionowo. Poziomo $\phi 6$ co 25 obustronnie, ze zbrojeniem wieńca po $4\phi 12$ górą i dołem w poziomie płyty górnej i dolnej.

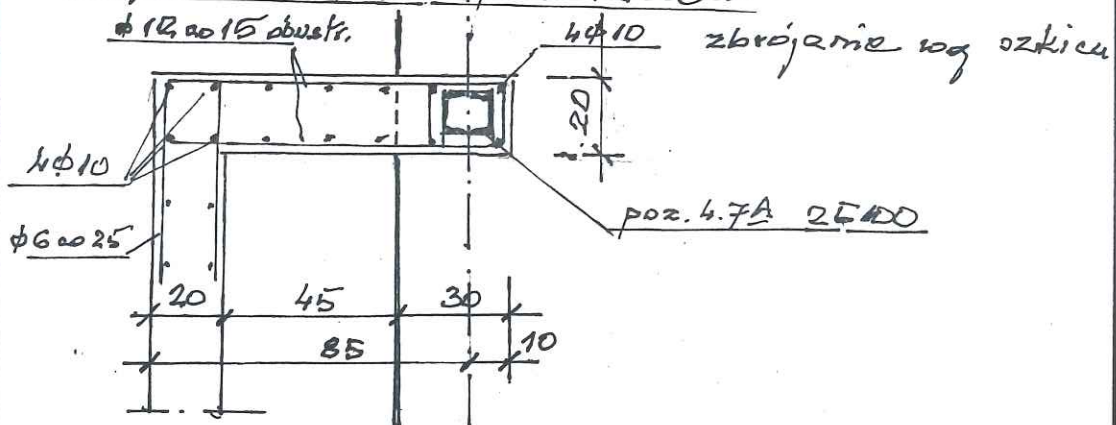
4.7. Podparcie ścian z tyłu.

4.7.A Stup stalowy []

Przyjęto 2L100 zesparwane zakotwiczone górą i dołem w tropie żelbetonowym. Dołem - na płycie stal. grub. 10 mm 4-ma kotwami „Hilti” M16.

Górą na płycie stal. j.w. z ewentualnymi podkładkami również kotwiczone 4 M16.

4.7.B. Ścianka wspornikowa



OBIEKT

Str. 15.

4.8. Podpory słupowe

4.8.1. Słupy zewnętrzne ϕ 30
obciążenie

z podciągą $2100 \cdot 6.80 + 2 \cdot 5860 = 26600$ daN
 ciężar wł. $0.3^2 \cdot 3.14 \cdot 0.25 \cdot 5.45 \cdot 2500 = 1.1 \approx 1100$ "
 z belki daszku (poz. 3.3) $= 4500$ "
 $N_1 = 31600$

$\frac{L_0}{d} = \frac{545}{30} = 18.17$

$\rightarrow \varphi_z = 0.66$

przyjęto zbroj. $6\phi 12$

$N_{gran} = (143 \cdot 24^2 \cdot 3.14 \cdot 0.25 \cdot 0.85 + 6 \cdot 1.13 \cdot 3500) \cdot 0.66 =$
 $= 51950$ daN $> N_1$

4.8.2 Słupy zewnętrzne ϕ 30
obciążenie

z podciągą $1520 \cdot 4.05 + 2100 \cdot 3.4 \cdot 1.1 + 2.5 \cdot 5860 \cdot 1.1 =$
 $= 30120$ daN
 ciężar wł. $= 1100$ "
 $N_2 = 31220$ "

przyjęto zbrojenie $6\phi 12$ wg 4.8.1.

4.9. Fundamenty

4.9.1 Stopa wewnętrzna
obciążenie

ze stupa $= 31600$ daN
 stopa + ziemia $3.0 \cdot 2.1 \cdot 2.1 \cdot 2400 = 34800$ "
 63400 "

przyjęto stopę 210×210 cm

$\sigma = \frac{63400}{210 \cdot 210} = 1.44$ at $< q_{1.5}^1$

$R_{d,1.5} = 25 \cdot 1000 \cdot 0.001$

zbrojenia konstr. $\phi 12$ w 20 cm #

4.9.2. Stopy zewnętrzne

obciążenie j.w. ≈ 63400

ze względu na posadowienie na ścianie
opornej istniejącej wższy bok stopy nie
może przekroczyć 120 cm.

definitywnie przyjęto stopę 120×370 cm

$$\sigma = \frac{63400}{120 \times 370} = 1.43 \text{ at} < q_{12}$$


zbrojenie podłużne $\bar{q}_y = 7200 \times 1.85 \times 0.5 =$
 $= 12320$

$$h_0 = 60 \text{ cm} \quad F_n = \frac{1232000}{3500 \times 60 \times 0.85} = 6.89 \text{ cm}^2$$


przyjęto $\phi 12.00 \times 12.5$ (9.04)

KONIEC

Sprawdził


(mgr. inż. Bohdan Zyrnicki)
Warszawa, listopad 2002

opracował


naucz. wyższy-konstrukcje budowlane
mgr inż. Cezary Nowakowski
upr. nr AB. II-Upr./2321/63

OBIEKT

III. Opinia Techniczna

na temat konstrukcji bloku A₁ i A₂.

1. Podstawa opracowania.

- 1) Projekty archiwalne szpitala Powiatowego w Pułtusku opracowane przez Spółkę Projektową „RODOM” Warszawa, ul. Gibraltarska 13 w lipcu 1998 roku
- 2) Wizja lokalna na budowie w Pułtusku
- 3) Projekt konstrukcyjny modernizacji bloków A₁ i A₂.

2. Stan istniejącej budowy.

Budynki A₁ i A₂ zostały wzniesione w stanie surowym zamkniętym bez tynków posadzek, ale z wymurowanymi w większości ściankami działowymi. Nie wykonano żadnych instalacji. Pokrycie dachu jest prawie ukończone. Ukształtowanie terenu wokół budynków jeszcze nie rozpoczęto.

3. Opis budynków i konstrukcja

Patrz poz 4 i poz 5 rozdziału I.

4. Stan techniczny konstrukcji:

Konstrukcja stalowa i drewniana dachów znajduje się w bardzo dobrym stanie. Pokrycie dachu nowe.

Konstrukcja żelbetonowa stropów, ścian i słupów oraz nadproży znajduje się w bardzo dobrym stanie.

Nie stwierdzono żadnych rys, pęknięć czy odkształceń konstrukcji.

Osiadań fundamentów również nie zauwa-

5. Nośność stropów.

Do przestudowania obliczeń statycznych archiwalnych stwierdzono:

1. Przemienne płyty bezpodcigłowe o grubości 25 cm oparte na słupach 40x40 cm zaprojektowano z betonu klasy B-30.

2. Przyjęte w projekcie obciążenia

stropy	$0.25 \cdot 2500 \cdot 1.1$	$\approx 688 \text{ daN/m}^2$
śr. posadzki	$1000 \cdot 0.15 \cdot 1.2$	$= 180 \text{ "}$
zmienne	$500 \cdot 1.3$	$\approx 650 \text{ "}$
		$q = 1518 \text{ "}$

Jest to obciążenie wystarczające dla zaprojektowanych zmian, tym bardziej, że większość to przesunięcia niewielkie ścianek, bez zmiany obciążeń użytkowych. Jedyną ciężką urządzenie to Tomograf komputerowy (Gr=1542 daN) mieszczący się w polu O-P/13-14, który to pas skrajny (O-P) jest nepodpiwiczony.

6. Wnioski.

1. Stan techniczny budynków jest bardzo dobry.
2. Nośność konstrukcji jest wystarczająca dla nowej i modernizowanej funkcji, pod warunkiem dobrej jakości robót i materiałów użytych zgodnie z projektem archiwalnym.
3. Wobec powyższego niniejszy projekt modernizacji może być realizowany bezpiecznie.

Warszawa, grudzień 02. Koniec

opracował:

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

Na podstawie art. 18, art. 19, ust. 1, pkt. 1 i art. 20, ust. 1 ustawy z dnia 31 stycznia 1961 r. – prawo budowlane (Dz. U. nr 7, poz. 46) oraz § 29 i § 6 ust. 1, p. 1 i 2 rozporządzenia Przewodniczącego Komitetu Budownictwa, Urbanistyki i Architektury z dnia 10 września 1962 r. w sprawie kwalifikacji fachowych osób wykonujących funkcje techniczne w budownictwie powszechnym (Dz. U. nr 53, poz. 266)
Ob. CEZARY STEFAN NOWAKOWSKI s. Józefa
magister inżynier budownictwa lądowego
urodzony dnia 17 maja 1932 r. w Warszawie

o t r z y m u j e

w specjalności konstrukcyjno-inżynierskiej
uprawnienia budowlane do 1/ sporządzania projektów budowlanych konstrukcyjnych wszelkich obiektów budowlanych, projektów instalacji i urządzeń sanitarnych z wyjątkiem skomplikowanych urządzeń i instalacji oraz następujących projektów budowlanych architektonicznych:
a/ wszelkich obiektów budowlanych inżynierskich zaliczanych do budownictwa powszechnego,
b/ obiektów budowlanych o prostej architekturze /§ 1 ust. 3/,
c/ budynków przemysłowych o charakterze wyłącznie produkcyjnym lub składowym,
2/ kierowania robotami budowlanymi na budowie obiektów budowlanych z wyjątkiem robót obejmujących skomplikowane instalacje i urządzenia sanitarne oraz instalacje i urządzenia elektryczne.

za zgodności z oryginałem
arch. Krzysztof Zurkowski
upr. Nr 455/67



2-cy Wiceprezesa Architekta Warszawy

mgr inż. arch. Stanisław Łasota