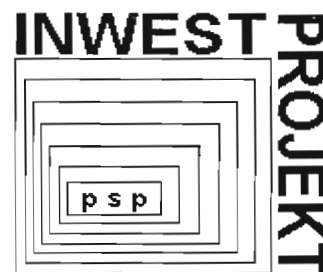


PRACOWNICZA SPÓŁDZIELNIA PRACY „INWESTPROJEKT”

01-518 WARSZAWA UL. GENERAŁA JÓZEFA ZAJĄCZKA 7
NIP: 525-000-33-15 TEL/FAX: 0 22 869-92-09



ZLECENIE Nr 48/2007 z dnia 21.09.2007. UMOWA Nr 1/10/PSP/2007 z dnia 10.10.2007.

INWESTOR : STAROSTWO POWIATU GRODZISKIEGO w GRODZISKU MAZOWIECKIM
ul. Kościuszki 30, 05-825 Grodzisk Mazowiecki.

TEMAT: PRZEBUDOWY Z ROZBUDOWĄ POMIESZCZEŃ ZNAJDUJĄCYCH
SIĘ NA I PIĘTRZE i W CZĘŚCI NA PARTERZE BUDYNKU POŁOŻONEGO
PRZY ULICY ŻYRARDOWSKIEJ 48 W GRODZISKU MAZOWIECKIM NA
POTRZEBY WYDZIAŁU GEODEZJI I GOSPODARKI NIERUCHOMOŚCIAMI
ORAZ POWIATOWEGO OŚRODKA DOKUMENTACJI GEODEZYJNEJ
I KARTOGRAFICZNEJ.

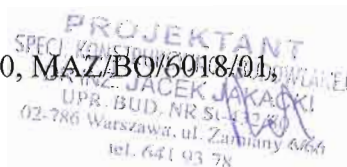
PROJEKT : BUDOWLANY.

BRANŻA : KONSTRUKCJA.

PROJEKTANCI: mgr inż. arch. JACEK WIŚNIEWSKI, upr. nr Wa-726/92, MA-0915,

mgr inż. arch. JAKUB WIŚNIEWSKI,

dr.inż. JACEK JAKACKI upr. nr ST-432/80, MAZ/BO/6018/01,



SPRAWDZIŁ: mgr inż. arch. STANISŁAW BIRULA-BIAŁYNICKI, upr. nr ST-479/81,
MA-0095, MAZ/BO/0281/04.

WARSZAWA, grudzień 2007.

Dr inż. Jacek Jakacki
02-786 Warszawa, ul. Zamiany 6 m. 66
Projektant; upr. nr ST-432/80, MAZ/BO/6018/01

Warszawa, grudzień 2007

OŚWIADCZENIE

Oświadczam, że projekt budowlany przebudowy z rozbudową pomieszczeń znajdujących się na I piętrze i w części na parterze budynku, położonego przy ul. Żyrardowskiej 48 w Grodzisku Mazowieckim na potrzeby Wydziału Geodezji i Gospodarki Nieruchomościami oraz Powiatowego Ośrodka Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej, został wykonany zgodnie z obowiązującymi przepisami i zasadami wiedzy technicznej.

PROJEKTANT
SPECJ. KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANY
DR INŻ. JACEK JAKACKI
UPR. BUD. NR ST-432/80
02-786 Warszawa, ul. Zamiany 6/66
tel. 641 93 78

**Budynek Geodezji i Kartografii w Grodzisku Mazowieckim
ul. Żyrardowska 48**

Spis treści:

0. Założenia ogólne	str. 2
1. Konstrukcja ponaddachowa wsporcza pod agregaty	str. 2
2. Stropodach	str. 3
3. Strop nad parterem	str. 4
4. Wieńce	str. 10
5. Schody	str. 11
6. Ławy fundamentowe	str. 13
7. Wzmocnienie podparcia stropów - cz. istniejąca budynku	str. 15
8. Nadproża w cz. istniejącej i w cz. projektowanej budynku	str. 19

Rysunki:

- Nr 1 Fundamenty
- Nr 2 Strop nad parterem
- Nr 3 Strop nad piętrem
- Nr 4 Schody
- Nr 5 Rama wzmacniająca

Zestawienia stali:

- Zestawienie stali zbrojeniowej
- Zestawienie stali kształtowej

0. Założenia ogólne

a/ Dane gruntowe

Projektuje się posadowienie bryły budynku w bezpośrednim sąsiedztwie budynku istniejącego.

W miejscu usytuowania projektowanego budynku, na głębokości 3,40 m ppt., występuje wilgotny piasek drobnoziarnisty o stopniu zagęszczenia $J_d = 0,5$, poniżej - warstwy pyłów z grupy geologicznej „C” o stopniu plastyczności $J_l = 0,3$.

Parametry piasku drobnoziarnistego wilgotnego:

$$\phi_u = 30,5^\circ, \quad \text{spójność } C_u = 0,00 \quad \gamma_D = 17,5 \text{ kN/m}^3$$

$$N_C = 24,8 \quad N_D = 13,9 \quad N_B = 5,1$$

Poziom wód gruntowych poniżej poziomu posadowienia fundamentów tj. na rz. „-2,45”m.

b/ Dane materiałowe

Beton żwirowy kl. B20 i B25 (C16 i C20).

Stal A-0 i A-I St0S, St3SX

Klasy odporności ogniowej	Budynek	“C”
	Stropy	Rei 60
	Dach	R 30

Klasa ekspozycji – wg PN-B-03264/2002 X 0

1. Ponaddachowa konstrukcja wsporcza pod agregaty

Poziom posadowienia konstrukcji 8,25 m ponad poz. 0,00 (poz. posadzki parteru) na ruszcie stalowym opartym bezpośrednio na ścianach budynku.

Element podłużny – kształtownik I 100, kotwiony mechanicznie do ścian ponad dachem.

Rozpiętość podłużnego oparcia – $l = 6,25$ m.

Ruszt poprzeczny - [100.

Obciążenia:

- agregat 10,6 kN
- orientacyjny ciężar konstrukcji wsporczej

$$l = 2 \times 2,20 + 3 \times 3,60 = 23,30 \text{ m} \times 10,6 \text{ kg/m} = 2,47 \text{ kN}$$

Obciążenie ścian

$$q = (10,6 + 2,47) \times 0,5 / 2,20 = 2,97 \text{ kN/m}$$

Sprawdzenie:

określenie klasy przekroju dla [100

stal $f_d = 215 \text{ MPa} \rightarrow \varepsilon = 1,0$ $b/t = 100/6 = 16,6 < 66 \cdot 1,0 = 66 \rightarrow$ przekrój kl. 1

obciążenia $q = 10,6/3 + 6,25 \times 0,01 = 4,0 \text{ kN/m}$

$$M_{\max} = 4,0 \times 6,25^2 \times 0,125 = 3,125 \text{ kN m}$$

$$W_x = 31250 / 2150 = 14,53 \text{ cm}^3 < W_x [100 = 41,23 \text{ cm}^3.$$

Konstrukcja pod agregat chłodniczy

Obciążenie użytkowe 10,8 kN

Konstrukcja analogiczna jak poprzednia ([100 i I 100) oparta na ścianach budynku.

Dodatkowo dopuszcza się możliwość ułożenia na konstrukcji pomostów z kratki typu Wema (typ IV - 50x100 cm, przekroje prętów nośnych 35x2 mm).

Waga 1 kratki - 15,8 kg, dop. obciążenie - 980 kg/m², dop. ugięcie - 0,38 cm.

2. Stropodach

Typ stropu - Ackerman, maksymalna rozpiętość $l = 5,75 \text{ m}$.

Wysokość pustaków - 220 mm

$$l_w = 5,75 \times 1,05 = 6,04 \text{ m}$$

Beton B25 $f_{cd} = 13,3 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,0 \text{ MPa}$

Stal A-I $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$

Zestawienie obciążeń:

– Tkanina filtracyjna z geowłókniny + płyta styropianowa	$0,20 \times 0,45 \times 1,3 =$	$0,12 \text{ kN/m}^2$
– Izolacja p/wilg.	$0,2 \times 11,0 \times 1,1 =$	$0,07 \text{ kN/m}^2$
– Płyta betonowa niezbrojona	$0,03 \times 24,0 \times 1,1 =$	$0,79 \text{ kN/m}^2$
– Żeberka stropu	$0,5(0,08+0,06) \times 19,0 \times 25,0 \times 1,1 / 0,31 =$	$1,18 \text{ kN/m}^2$
– Pustaki Ackermana	$0,09(0,25 \times 0,31) \times 1,2 =$	$1,39 \text{ kN/m}^2$
– Beton komórkowy izolacyjny	$0,12 \times 6,0 \times 1,2 =$	$0,86 \text{ kN/m}^2$
– Gładź cementowa wyrównawcza	$0,015 \times 21,0 \times 1,3 =$	$0,41 \text{ kN/m}^2$
– Tynk cementowo-wapienny	$0,015 \times 19,0 \times 1,3 =$	$0,37 \text{ kN/m}^2$

	Razem	$5,15 \text{ kN/m}^2$
– Obciążenie śniegiem (I strefa)	$0,5 \times 0,8 \times 1,4 =$	$0,56 \text{ kN/m}^2$
– Obciążenie zmienne	$2,50 \times 1,4 =$	$3,50 \text{ kN/m}^2$

	Ogółem	$9,25 \text{ kN/m}^2$

$$p_1 = 0,31 \times 9,25 = 2,87 \text{ kN/m}$$

$$M = M_{sd} = 2,87 \times 6,04^2 \times 0,125 = 13,08 \text{ kNm}$$

Wymiarowanie stropu

Przyjęto $\phi 20 \text{ mm}$, $A = 3,14 \text{ cm}^2$, otulina $c = 15 \text{ mm}$

Żebro wymiarowane jako belka pozornie teowa o wymiarach

$$b_{\text{eff}} \times d = 310 \times 200 \text{ mm}$$

$$A_{S \text{ min}} = 0,6 \times 0,06 \times 0,20 \times 10^4 / 240 = 0,30 \text{ cm}^2 > 0,015 \times 0,06 \times 0,20 = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$S_c = (13,08 \times 10^3) / (0,85 \times 0,31 \times 0,20^2 \times 13,3 \times 10^6) = 0,093 \rightarrow \zeta = 0,950$$

$$A_{S1} = 13,08 \times 10 / (0,950 \times 0,20 \times 210) = 3,28 \text{ cm}^2 > 0,30 \text{ cm}^2$$

Przyjęto 1 pręt $\phi 20 \text{ mm} \rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2$.

Przy podporze 4 strzemiona $\phi 4,5 \text{ mm}$ co 330 mm oraz odgięty co 3-ci pręt zbrojenia głównego, ze względu na możliwość częściowego utwierdzenia w wieńcu.

Sprawdzenie ugięcia stropu

$l_{\text{eff}} / d = 6,04/0,20 = 30,2 < 32$ (przyjęta wartość dla betonu B25, stali A-I i przekryć dachowych - belki swobodnie podparte).

3. Strop nad parterem

3.1. Płyta stropowa żebrowa o wymiarach 6,65 m x 4,55 m i długości żeber 4,55 m

Beton B25, Stal A-I.

Rozpiętość płyty pomiędzy żebrami – **a = 200 cm**

Grubość płyty – 10 cm

Wymiary żebra – 20x 40 cm

Zestawienie obciążeń:

– Posadzka tarkett Toro		0,07 kN/m ²
– Wylewka betonowa zbrojona, gr. 4 cm		
	$0,04 \times 1,0 \times 25 \times 1,1 =$	1,10 kN/m ²
– Styropian twardy gr 5 cm	$0,05 \times 0,45 \times 1,4 =$	0,03 kN/m ²
– Płyta żelbetowa	$0,10 \times 25 \times 1,1 =$	2,75 kN/m ²
– Tynk cem.-wap.	$0,015 \times 1,0 \times 19,0 \times 1,3 =$	0,37 kN/m ²

	Razem	4,32 kN/m ²
– Obciążenie zmienne	$5,0 \times 1,3 =$	6,50 kN/m ²

Wymiarowanie:

Momenty zginające w płycie, dla $l_n = 200$ cm

$$M_1 = 0,0909 \times (4,32 + 6,50) \times 2,0^2 = 3,93 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 0,0625 \times (4,32 + 6,50) \times 2,0^2 = 2,70 \text{ kNm}$$

Najmniejszy moment zginający w środku przęseł pośrednich

$$M_{\min} = (3,93-2,70) \times 0,5 + (4,32+6,50/4) \times 2,0^2 \times 0,125 = -0,34 \text{ kNm}$$

Zastępczy moment ujemny w przęsłach pośrednich

$$M = 0,33 \times (-0,34 - 3,93) = -1,41 \text{ kNm}$$

Zasięg momentu ujemnego w przęśle skrajnym

$$a = (4,32+6,50) \times 2,02/8(4,32+6,50/4) = 1,83 \text{ m}$$

Wysokość użyteczna przekroju:

otulina 20 mm, pręty ϕ 8 mm, $\Delta c = 5$ mm.

$$d = 10 - 2 - 0,5 \times 0,8 - 0,5 = 7,1 \text{ cm}$$

Przęsło skrajne i podpora „B”

$$\mu_{sc} = 393 / (100 \times 7,1^2 \times 1,33) = 0,059 \rightarrow \zeta = 0,970$$

$$A_{sc1} = 393 / (0,970 \times 7,1 \times 21,0) = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{przyjęto } \phi 6/8 \text{ co } 140 \text{ mm } A_s = 2,81 \text{ cm}^2 > 2,72 \text{ cm}^2$$

Przęsła i podpory pośrednie:

$$\mu_{sc} = 270 / (100 \times 7,1^2 \times 1,33) = 0,040 \rightarrow \zeta = 0,980$$

$$A_{sc1} = 270 / (0,980 \times 7,1 \times 21,0) = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{przyjęto } \phi 6 \text{ co } 150 \text{ mm } A_s = 1,89 \text{ cm}^2 > 1,85 \text{ cm}^2$$

Zbrojenie na zastępczy moment ujemny:

$$\mu_{sc} = 141 / (100 \times 7,1 \times 1,33) = 0,021 \rightarrow \zeta = 0,980$$

$$A_{sc1} = 141 / (0,980 \times 7,1 \times 21,0) = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{przyjęto } \phi 6 \text{ co } 200 \text{ mm } A_s = 1,41 \text{ cm}^2 > 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1 \min} = 0,013 \times 100 \times 7,1 = 0,92 \text{ cm}^2 < 1,85 \text{ cm}^2$$

Zbrojenie żebra

Obciążenie:

– Posadzka Tarket	$0,03 \times 22,0 \times 2,0 \times 1,3 =$	1,71 kN/m
– Wylewka betonowa, zbrojona	$0,04 \times 25,0 \times 2,0 \times 1,1 =$	2,20 kN/m
– Styropian	$0,05 \times 0,45 \times 2,0 \times 1,4 =$	0,63 kN/m

– Płyta żelbetowa	$0,10 \times 25,0 \times 2,0 \times 1,1 =$	5,50 kN/m
– Tynk na żebrze i płycie	$0,015 \times (0,8+2,0) \times 19,0 \times 1,3 =$	1,04 kN/m

	Razem	10,51 kN/m
– Obciążenie zmienne	$5,0 \times 2,0 \times 1,3 =$	13,00 kN/m

	Ogółem	23,51 kN/m

Rozpiętość efektywna żebra

$$a_n = 0,5 \times 0,2 = 0,10 \text{ m} \quad l_{\text{eff}} = 4,55 + 2 \times 0,10 = 4,75 \text{ m}$$

Wartość obliczeniowa maksymalnego momentu zginającego

$$M = 0,125 \times 23,51 \times 4,75^2 = 66,30 \text{ kNm}$$

Szerokość efektywna półki przekroju

$$b_{\text{eff}} = 20 + 475/5 = 115 \text{ cm} < 200 \text{ cm}$$

przyjęto $b_{\text{eff}} = 115 \text{ cm}$

Wysokość użyteczna przekroju

otulina $c = 20 \text{ mm}$, $\Delta c = 5 \text{ mm}$, zbrojenie $\phi 16 \text{ mm}$, strzemiona $\phi 6 \text{ mm}$

$$d = 40 - 2 \times 0,6 - 0,5 \times 1,6 - 0,5 = 36,1 \text{ cm}$$

Moment gnący przenoszony przez przekrój

$$x_{\text{eff}} = h_f = 10 \text{ cm}$$

$$M_f = 1,33 \times 115 \times 10 \times (36,1 - 0,5 \times 10) = 475,67 \text{ kNm} > 66,30 \text{ kNm}$$

Przekrój pozornie teowy, o wymiarach $b_{\text{eff}} \times h$

$$\mu_{\text{sc}} = 6630 / (115 \times 36,12 \times 1,33) = 0,033 \rightarrow \zeta = 0,980$$

$$A_{\text{sc1}} = 6630 / (0,980 \times 36,1 \times 21,0) = 8,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{przyjęto } 4 \phi 20 \text{ mm} \quad A_s = 12,57 \text{ cm}^2 > 8,92 \text{ cm}^2$$

3.2. Płyta stropowa żebrowa o wymiarach 3,60 m x 5,75 m i długości żeber 5,75 m

Beton B25, Stal A-I

Rozpiętość płyty pomiędzy żebrami – **a = 150 cm**

Grubość płyty = 10 cm

Wymiary żebra 20x40 cm

Zestawienie obciążeń

- Obciążenia obliczeniowe 4,32 kN/m²
- Obciążenia zmienne 6,50 kN/m²
- Obciążenie od biegu schodowego (dla rozpiętości 1,50 m)
 - obciążenie od płyty biegowej 11,30 kN/m²
 - obciążenie od spocznika 8,77 kN/m²

łącznie obciążenie schodami, na szerokości 1,50 m:

$$q = (11,30 \times 1,55 + 8,77 \times 1,50 \times 0,5) \times 0,5 = 12,07 \text{ kN/m}$$

stąd przy rozpiętości żebra $l = 5,75$ m przyjęto obciążenie stropu schodami $1,50 \times 12,07 / 5,75 = 3,30$ kN/m

Wymiarowanie:

Momenty zginające w płycie dla $l_n = 150$ cm

$$M_1 = 0,0909 \times (4,32 + 6,50) \times 1,50^2 = 2,21 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 0,0625 \times (4,32 + 6,50) \times 1,50^2 = 1,52 \text{ kNm}$$

Najmniejszy moment zginający w środku przęseł pośrednich

$$M_{\min} = (-2,21 - 1,52) \times 0,5 + (4,32 + 6,50 / 4) \times 1,50^2 \times 0,125 = -0,19 \text{ kNm}$$

Zastępczy moment ujemny w przęsłach pośrednich

$$M = 0,33 \times (-0,19 - 2,21) = -0,79 \text{ kNm}$$

Zasięg momentu ujemnego w przęsle skrajnym

$$a = (4,32 + 6,50) \times 1,50^2 / 8(4,32 + 6,50 / 4) = 0,51 \text{ m}$$

Wysokość użyteczna przekroju:

otulina 20 mm, pręty ϕ 8 mm, $\Delta c = 5$ mm

$$d = 10 - 2 - 0,5 \times 0,8 - 0,5 = 7,1 \text{ cm}$$

Przęsło skrajne i podpora „B”:

$$\mu_{sc} = 221 / (100 \times 7,1^2 \times 1,33) = 0,033 \rightarrow \zeta = 0,980$$

$$A_{sc1} = 221 / (0,980 \times 7,1 \times 21,0) = 1,51 \text{ cm}^2$$

przyjęto ϕ 8 co 200 mm $A_s = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,51 \text{ cm}^2$

Przęsła i podpory pośrednie:

$$\mu_{sc} = 152 / (100 \times 7,1^2 \times 1,33) = 0,023 \rightarrow \zeta = 0,980$$

$$A_{sc1} = 152 / (0,980 \times 7,1 \times 21,0) = 1,04 \text{ cm}^2,$$

$$\text{przyjęto } \phi 8 \text{ co } 200 \text{ mm} = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,04 \text{ cm}^2$$

Zbrojenie na zastępczy moment ujemny:

$$\mu_{sc} = -79 / (100 \times 7,1^2 \times 1,33) = 0,012 \rightarrow \zeta = 0,980$$

$$A_{sc1} = -79 / (0,980 \times 7,1 \times 21,0) = 0,54 \text{ cm}^2,$$

$$\text{przyjęto } \phi 8 \text{ co } 200 \text{ mm} = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{sI} = 1,04 \text{ cm}^2 > A_{sI \text{ min}} = 0,013 \times 100 \times 7,1 = 0,92 \text{ cm}^2$$

Zbrojenie żebra

Obciążenie:

– Posadzka Tarket	$0,03 \times 22,0 \times 1,5 \times 1,3 =$	1,29 kN/m
– Wylewka betonowa, zbrojona	$0,04 \times 25,0 \times 1,50 \times 1,1 =$	1,65 kN/m
– Styropian	$0,05 \times 0,45 \times 1,5 \times 1,4 =$	0,05 kN/m
– Płyta żelbetowa	$0,10 \times 25,0 \times 1,50 \times 1,1 =$	4,12 kN/m
– Tynk na żebrze i płycie	$0,015 \times (0,8+1,5) \times 19,0 \times 1,3 =$	0,85 kN/m

	Razem	7,96 kN/m
– Obciążenie zmienne	$5,0 \times 1,50 \times 1,3 =$	9,75 kN/m

	Ogółem	17,71 kN/m

Rozpiętość efektywna żebra

$$a_n = 0,5 \times 0,2 = 0,10 \text{ m} \quad l_{\text{eff}} = 5,75 + 2 \times 0,10 = 5,95 \text{ m}$$

Wartość obliczeniowa maksymalnego momentu zginającego

$$M = 0,125 \times 17,71 \times 5,95^2 = 117,89 \text{ kNm}$$

Szerokość efektywna półki przekroju

$$b_{\text{eff}} = 20 + 595/5 = 139 \text{ cm} < 150 \text{ cm}$$

przyjęto $b_{\text{eff}} = 139 \text{ cm}$

Wysokość użyteczna przekroju

otulina $c = 20$ mm, $\Delta c = 5$ mm, zbrojenie $\phi 16$ mm, strzemiona $\phi 6$ mm

$$d = 40 - 2 \cdot 0,6 - 0,5 \times 1,6 - 0,5 = 36,1 \text{ cm}$$

Moment gnący przenoszony przez przekrój

$$x_{\text{eff}} = h_f = 10 \text{ cm}$$

$$M_f = 1,33 \times 139 \times 10 \times (36,1 - 0,5 \times 10) = 574,95 > 117,89 \text{ kNm}$$

Przekrój pozornie teowy, o wymiarach $b_{\text{eff}} \times h$

$$\mu_{\text{sc}} = 11789 / (139 \times 36,1^2 \times 1,33) = 0,049 \rightarrow \zeta = 0,980$$

$$A_{\text{sc1}} = 11789 / (0,980 \times 36,1 \times 21,0) = 15,87 \text{ cm}^2$$

przyjęto $4\phi 20$ mm $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$ oraz $2\phi 16$ mm $A_s = 4,02 \text{ cm}^2 \rightarrow$ łącznie

$$A_s = 16,59 \text{ cm}^2 > 15,87 \text{ cm}^2$$

4. Wieńce

W ścianach zewnętrznych wieńce żelbetowe wylewane:

- na poz. +3,57 m - o wymiarach $h \times s = 230 \times 230$ mm
- na poz. +7,23 m - o wymiarach $h \times s = 270 \times 230$ mm

zbrojone $4\phi 12$ (2 dołem + 2 góra), strzemiona zamknięte $\phi 4,5$ co 330 mm.

W ścianie wewnętrznej wieńce żelbetowe wylewane:

- na poz. +3,57 m - o wymiarach $h \times s = 230 \times 400$ mm
- na poz. +7,23 m - o wymiarach $h \times s = 270 \times 400$ mm

zbrojone $6\phi 12$ (3 dołem + 3 góra), strzemiona zamknięte $\phi 4,5$ co 330 mm.

Przekrój przez wieńce pokazano na rysunkach konstrukcyjnych stropów.

Dodatkowo w ścianach zewnętrznych żelbetowe wieńce wylewane o wymiarach $h \times s = 340 \times 250$ mm, kotwiące wspornikową konstrukcję schodów wzdłuż biegów schodowych, zbrojone $4\phi 12$ (2 dołem + 2 góra), strzemiona zamknięte co 300 mm.

5. Schody

Schody 3-biegowe wspornikowe, kotwione w ścianach, szerokość biegów 1,50 m. Konstrukcja żelbetowa, wylewana. **Beton B20,** **Stal A-I**

I bieg: z poz. 0,00 na poz. +1,19

7 stopni 17x30 cm

długość biegu 1,85 m

II bieg: z poz. +1,19 na poz. +2,88

10 stopni 17x30,5 cm

długość biegu 2,75 m

III bieg: z poz. +2,88 na poz. 3,90

6 stopni 17x31 cm

długość biegu 1,55 m

Spoczniki o wymiarach 1,50x1,50 m na poz. +1,19 i +2,88.

Beton B20 → $f_{cd} = 10,5$ MPa, $f_{ctd} = 0,87$ MPa, $f_{ck} = 16,0$ MPa

Stal A-I → $f_{yd} = 210$ MPa, $f_{yk} = 240$ MPa

Obciążenie zmienne 3,0 kN/m²

Grubość płyty biegowej 15 cm

Grubość płyty spocznikowej 15 cm

Stopnie $h \times b = 17 \times 30$ cm → $\operatorname{tg} \alpha = 17/30 = 0,56$ → $\alpha = 29^{\circ}30'$ → $\cos \alpha = 0,8704$

Szerokość przyjęta do obliczeń $b = 1,0$ m

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia stałe płyty biegowej:

– ciężar stopni	$(0,17 \times 0,30) / 2 \times 24,0 \times 1,1 / 0,30 =$	2,24 kN/m ²
– ciężar płyty	$0,15 \times 25,0 \times 1,1 / 0,8704 =$	4,74 kN/m ²
– tynk	$0,015 \times 19,0 \times 1,3 / 0,8704 =$	0,42 kN/m ²

	Razem:	7,40 kN/m ²

Obciążenie zmienne płyty biegowej $3,0 \times 1,3 =$ 3,90 kN/m²

Obciążenie całkowite płyty biegowej: 11,30 kN/m²

Obciążenie stałe płyty spocznikowej:

– ciężar płyty $0,15 \times 25,0 \times 1,1 =$ $4,13 \text{ kN/m}^2$

– tynk cem.-wap. $0,015 \times 19,0 \times 1,3 =$ $0,37 \text{ kN/m}^2$

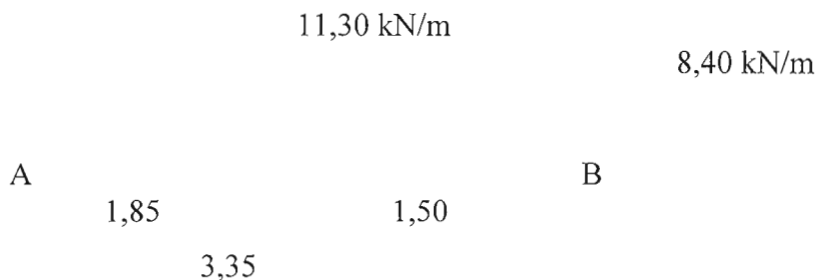
Razem: $4,50 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie zmienne płyty spocznikowej $3,0 \times 1,3 =$ $3,90 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie całkowite płyty spocznikowej 8,40 kN/m²

Schody z poz. 0,00 do poz. +1,19

$$l = 1,85 + 1,50 = 3,35 \text{ m}$$



$$R_B = 15,58 \text{ kN}$$

Max. moment zginający

$$M_{\max} = (11,30 \times 3,35^2) / 8 = 15,85 \text{ kNm}$$

$$d = 150 - (15 + 5) = 0,122 \text{ m}$$

$$A_{S1\min} = (0,6 \times 1,0 \times 0,122 \times 10^4) / 240 = 3,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,0015 \times 1,0 \times 0,122 \times 10^4 = 1,83 \text{ cm}^2$$

$$S_c = (15,85 \times 10^3) / (0,85 \times 1,0 \times 0,122^2 \times 10,6 \times 10^6) = 0,118 \rightarrow \zeta = 0,937$$

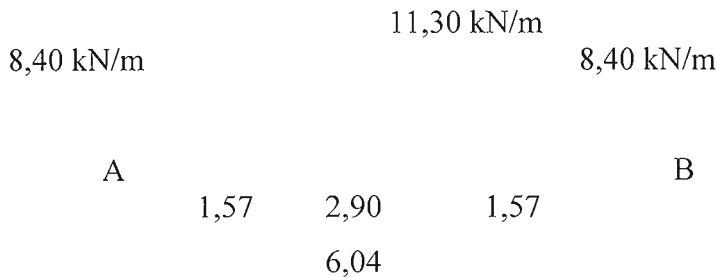
$$A_{S1} = (15,85 \times 10) / (0,937 \times 0,122 \times 210) = 6,60 \text{ cm}^2$$

Dla biegu I przyjęto $\phi 12$ co 160 mm $A_s = 7,07 \text{ cm}^2 > 6,60 \text{ cm}^2$

Schody z poz. 1,19 do poz. +2,88

$$l = 1,50 + 2,75 + 1,50 = 5,75 \text{ m}$$

$$l_{\text{eff}} = 1,05 \times 5,75 = 6,04 \text{ m}$$



$$R_A = R_B = 29,57 \text{ kN}$$

Max. moment zginający

$$M_{\max} = 29,57 \times 3,02 - 8,40 \times (3,02^2/2) - (11,30 - 8,40) \times (3,02 - 1,57)^2/2 = 47,96 \text{ kNm}$$

$$d = 150 - (15 + 5) = 130 \text{ mm} = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{S1\min} = 3,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,83 \text{ cm}^2$$

$$S_c = (47,96 \times 10^3) / (0,85 \times 1,0 \times 0,13^2 \times 10,6 \times 10^6) = 0,358 \rightarrow \zeta = 0,765$$

$$A_{S1} = (47,96 \times 10) / (0,765 \times 0,13 \times 210) = 24,47 \text{ cm}^2$$

Dla biegu II przyjęto $\phi 16$ co 80 mm $A_s = 26,12 \text{ cm}^2 > 24,47 \text{ cm}^2$

Schody z poz. +2,88 do poz. +3,90



$$R_B = 15,58 \text{ kN}$$

Max. moment zginający

$$M_{\max} = (11,30 \times 3,05^2) / 8 = 13,14 \text{ kNm}$$

$$d = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{S1\min} = 3,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,83 \text{ cm}^2$$

$$S_c = (13,14 \times 10^3) / (0,85 \times 1,0 \times 0,13^2 \times 10,6 \times 10^6) = 0,098 \rightarrow \zeta = 0,948$$

$$A_{S1} = (13,14 \times 10) / (0,948 \times 0,13 \times 210) = 5,41 \text{ cm}^2$$

Dla biegu III przyjęto $\phi 12$ co 160 mm $A_s = 7,07 \text{ cm}^2 > 5,41 \text{ cm}^2$

Biegi schodowe oraz spoczniki utwierdzono w ścianach, kotwiąc zbrojenie poprzeczne schodów w żelbetowych wieńcach, biegnących na styku z konstrukcją schodów. Wysokość wieńców $h = 300 \text{ mm}$.

6. Ławy fundamentowe

Konstrukcja żelbetowa, wylewana. Beton B25, Stal A-I.

Izolacja p/wilgociowa pozioma i pionowa – 2 x papa bitumiczna typu Icopal.

Zestawienie obciążeń:

- od urządzeń ponaddachowych $2,97 \times 1,3 = 3,86 \text{ kN/m}$
 - od stropodachu $6,65 \times 9,25 \times 1,05 \times 0,5 = 32,29 \text{ kN/m}$
 - od stropu nad parterem
 $(4,32 + 6,50) \times 6,65 \times 1,05 \times 0,5 = 39,66 \text{ kN/m}$
 - od schodów $12,70 \times 0,5 = 6,35 \text{ kN/m}$
 - od wieńców żelbetowych $2 \times 0,2 \times 0,2 \times 25 \times 1,1 = 2,20 \text{ kN/m}$
 - od ściany o wysokości $h = 9,30 \text{ m}$
 - ściana z cegły „Max” $0,4 \times 14,0 \times 1,1 \times 9,30 = 57,29 \text{ kN/m}$
 - styropian $0,15 \times 0,45 \times 1,2 \times 0,30 = 0,75 \text{ kN/m}$
 - tynk cem-wap. $0,015 \times 2 \times 19,0 \times 1,3 \times 9,30 = 6,90 \text{ kN/m}$
- Razem: $149,29 \text{ kN/m}$

Przyjęto $Q_f = 150,0 \text{ kN/m}$

W obliczeniach założono szerokość ławy $B = 1,10 \text{ m}$

jednostkowy opór podłoża $q_f = 150,0/1,1^2 = 0,124 \text{ MPa}$

średni ciężar objętościowy ławy $\gamma_g = 2,0 \text{ kN/m}^3$

głębokość posadowienia ławy $h = 2,45 \div 1,05 \text{ m} = 1,40 \text{ m ppt.}$

Niezbędna szerokość ławy

$$B = (150,0 \times 10^3) / (0,124 \times 10^6 - 22,0 \times 10^3 \times 1,40) = 1,60 \text{ m}$$

wysięg wspornika ławy $c = (1,60 - 0,40) \times 0,5 = 0,60 \text{ m}$

Moment zginający wspornik

$$M = 0,124 \times 10^6 \times 1,0 \times 0,60^2 \times 0,5 = 22,32 \text{ kNm}$$

$$A_{S1\min} = 0,0015 \times 1,0 \times 0,35^2 \times 10^4 = 5,25 \text{ cm}^2 > 0,6 \times 1,0 \times 0,35 \times 10^4 / 210 = 10,0 \text{ cm}^2$$

gdzie $h_f = 35 \text{ cm}$, f_{yd} dla stali A-I $\rightarrow 210 \text{ MPa}$.

$$S_c = 22,32 \times 10^3 / 0,85 \times 1,0 \times 0,35^2 \times 10,6 \times 10^6 = 0,020 \rightarrow \zeta = 0,980$$

$$A_{s1} = 22,32 \times 10 / (0,980 \times 0,35 \times 210) = 3,10 \text{ cm}^2$$

Dla ławy fundamentowej przyjęto zbrojenie $\phi 8$ co 160 mm.

7. Wzmocnienie podparcia stropów - cz. istniejąca budynku

7.1. Konstrukcja

Zestawienie obciążeń:

• Dachowa płyta stropowa	$0,14 \times 25,0 \times 1,1 =$	$3,85 \text{ kN/m}^2$
• Beton komórkowy	$0,12 \times 6,0 \times 1,2 =$	$0,86 \text{ kN/m}^2$
• Gładź cementowa	$0,015 \times 21,0 \times 1,3 =$	$0,41 \text{ kN/m}^2$
• Tynk cem-wapienny	$0,015 \times 19,0 \times 1,3 =$	$0,37 \text{ kN/m}^2$
• Sufit podwieszony	$0,3 \times 1,1 =$	$0,33 \text{ kN/m}^2$
• Obciążenie śniegiem	$0,5 \times 0,8 \times 1,4 =$	$0,56 \text{ kN/m}^2$
• Obciążenia użytkowe	$1,2 \times 1,2 =$	$1,44 \text{ kN/m}^2$

Razem		$7,82 \text{ kN/m}^2$

Projektuje się podparcie w postaci ramy stalowej o wysokości podparcia $h = 3,00 \text{ m}$ i rozpiętości $l = 4,47 \text{ m}$, ze stali StOS o $f_d = 215 \text{ MPa}$, w technologii spawanej.

Elementy projektowanej konstrukcji:

– słupy → przekrój $\text{Ø}100/5 \text{ mm}$

$$A = 14,92 \text{ cm}^2, \quad i = 3,36 \text{ cm}, \quad W_x = 35,54 \text{ cm}^3 \quad J_y = 168,8 \text{ cm}^4$$

– rygiel → $2 \times [240$

$$W_x = 245 \text{ cm}^3, \quad i_x = 8,48 \text{ cm}, \quad t = 13 \text{ mm}, \quad g = 9,5 \text{ mm}$$

– oparcie w węzłach i na stropie - poprzez blachy $300 \times 300 \times 5 \text{ mm}$ (podstawa i głowica).

Obliczenie rygla ramy wzmacniającej:

Przyjęte obciążenia od pasa stropu zadaszania o szerokości

$$b = 4,70 \times 0,5 + 3,60 \times 0,5 = 4,15 \text{ m}$$

stad $q = 7,82 \times 4,15 = 32,45 \text{ kN/m}$

Orientacyjny ciężar rygla ramy $q_1 = 0,36 \times 1,1 \times 2 = 0,80 \text{ kN/m}$

Obciążenie rygla ramy $q = 32,8 + 0,8 = 33,2 \text{ kN/}$

Do obliczeń przyjęto (ze względu na możliwość podczepienia przewodów instalacyjnych) $q = 40 \text{ kN/mb}$

$$M_{\max} = 40,0 \times 4,47^2/8 = 99,90 \text{ kNm}$$

$$W_x = 9990/21,5 = 464,6 \text{ cm}^3$$

Przyjęto 2 [240 o $W_x = 2 \times 245 = 490 \text{ cm}^3 > 464,6 \text{ cm}^3$

Wymiarowanie:

Dla stali StOS $\rightarrow \varepsilon = 1,0$

Ustalenie klasy przekroju dla [240

dla stopki: $b/t = 85/13 = 6,54 < 9 \varepsilon = 9,0$

dla środka: $b/t = 184,4/9,5 = 19,4 < 33 \varepsilon = 33,0$

Przekrój należy do klasy „1”. Maksymalny moment zginający $M = 99,9 \text{ kNm}$, stad na pojedynczy element rygla przypada $M_1 = 50,0 \text{ kNm}$

Maksymalna siła poprzeczna w ryglu wynosi $Q = 40,0 \times 4,47 = 178,8 \text{ kN}$,

stad dla pojedynczego elementu rygla $Q_1 = 90,0 \text{ kN}$.

Nośność obliczeniowa przekroju belki przy zginaniu i ścinaniu:

$$M_R = \alpha_p \cdot W_x \cdot f_d = 1,07 \times 245 \times 21,5 = 5636 \text{ kN cm}$$

$$V_R = 0,58 \times 24,0 \times 0,95 \times 21,5 = 284,3 \text{ kN}$$

Ponieważ $V = 178,8 \text{ kN} < 0,6 \times 284,3 = 170,6 \text{ kN}$ - nie trzeba redukować nośności obliczeniowej przekroju belki za względu na ścinanie środka.

Obie projektowane belki [240 należy połączyć ze sobą spawem podłużnym, tj. w sposób uniemożliwiający swobodne skręcanie ($\varphi_1 = 1,0$).

Dopuszczalne graniczne ugięcie belek wzmacniających strop (nadproża) w odniesieniu do obciążeń równomiernych ($\gamma_2 = 1,25$):

$$\alpha_1 = (1,0 \times 0,40 \times 447^4) / (384 \times 1,25 \times 20\,500 \times 3600) = 0,45 = \alpha_{gr} .$$

Dwa przyjęte kształtowniki spełniają warunki stanu granicznego nośności i użytkowania, zgodnie z PN-90/B-03200.

Proponuje się wykonać dodatkowe stężenie poprzeczne belek śrubami M12, rozstawionymi co 700 mm i osadzonymi w otworach w połowie wysokości średników belek.

Obliczenie słupów ramy wzmacniającej:

Projektuje się konstrukcję stalową o przekroju rurowym $\varnothing 100/5$ mm i wysokości $H_{\max} = 3,00 - 0,24 = 2,76$ m

$$\lambda_x = 103/3,36 = 30,6 \quad \lambda_p = 84 \quad \lambda_1 = 30,6/84 = 0,365 \rightarrow \varphi = 0,979$$

Istniejące obciążenie słupa $Q = 40,0 \times 4,47 \times 0,5 = 89,4$ kN

Projektowana nośność słupa $N_{RC} = 14,92 \times 21,5 = 320,78$ kN > 89,4 kN

nośność z uwzględnieniem wyboczenia $N = 320,78 \times 0,979 = 314,04$ kN

Uwaga. Zakłada się usztywnienia poprzeczne słupa poprzez zakotwienie go w istniejącej ścianie na poziomie ca 1,20 m powyżej posadzki.

7.2. Wytyczne wykonania prac wzmacniających strop

Konieczność fragmentarycznego wzmocnienia konstrukcji stropu nad I piętrzem w istniejącej części budynku wynika z likwidacji części podpierających go ścian. W konsekwencji powiększenia niektórych istniejących otworów drzwiowych uzyskano dodatkową powierzchnię komunikacyjną, w obrębie której zaprojektowano zamiennie podparcie stropu jednonawową spawaną ramą stalową.

Przed przystąpieniem do prac rozbiórkowych części ścian należy:

- w przewidzianych do wyburzenia ścianach zdemontować wszelkie instalacje podtynkowe i natynkowe;
- wykonać tymczasowe konstrukcje wsporcze stropu, ustawiając je po obu stronach demontowanych ścian;
- w celu doraźnego podparcia stropu w pomieszczeniach na parterze budynku, usytuowanych bezpośrednio pod wyburzanymi ścianami pietra, zdemontować istniejącą zabudowę stropu i prowadzić jego obserwację; w

przypadku pojawienia się na stropie pęknięć lub wykruszeń - przerwać prace rozbiórkowe i powiadomić o zaistniałym fakcie projektanta.

Prace rozbiórkowe wykonywać przy ograniczonym użyciu ciężkiego sprzętu, poczynając od fragmentu ściany bezpośrednio pod stropem, a następnie przechodząc do poszerzenia otworu.

Przystępując do prac montażowych konstrukcji stalowej należy:

- w miejscu sytuowania podpór pionowych montowanej konstrukcji ramy odsłonić istniejącą posadzkę do warstwy nośnej w stropie nad parterem;
- przygotować elementy kształowników zgodnie z dokumentacją projektową, aktualizując długość każdego z elementów pomiarami z natury;
- usytuować i wstępnie zakotwić blachę podstawy słupów ramy stalowej;
- zamontować słupy, pamiętając o spionowaniu ich oraz dowiązaniu do pozostałego fragmentu ściany;
- zamontować belkowania rygla ramy, opierając je na słupach poprzez ułożone w miejscach oparc blachy węzłowe;
- po sprawdzeniu pionu, poziomu i poprawności zakotwienia zamontowanej konstrukcji - całość pospawać;
- całość konstrukcji stalowej przewidziano docelowo do osiatkowania i otynkowania, zgodnie z założeniami architektonicznymi modernizowanych pomieszczeń.

Powyższe prace należy wykonywać pod nadzorem osoby uprawnionej, z zachowaniem przepisów bezpieczeństwa i sztuką budowlaną.

Dodatkowe obciążenie stalowej konstrukcji podpierającej (np. przewodami instalacyjnymi) wymaga każdorazowo akceptacji projektanta.

W przypadku pojawienia się dodatkowych uszkodzeń podpieranej i demontowanej konstrukcji, prowadzone prace należy przerwać i o zaistniałym fakcie powiadomić projektanta.

8. Nadproża w cz. istniejącej i w cz. projektowanej budynku

Poza wzmocnieniami w postaci ram stalowych nad projektowanymi otworami - w ścianach budynku projektuje się nadproża typowe L-19 wg poniższej klasyfikacji:

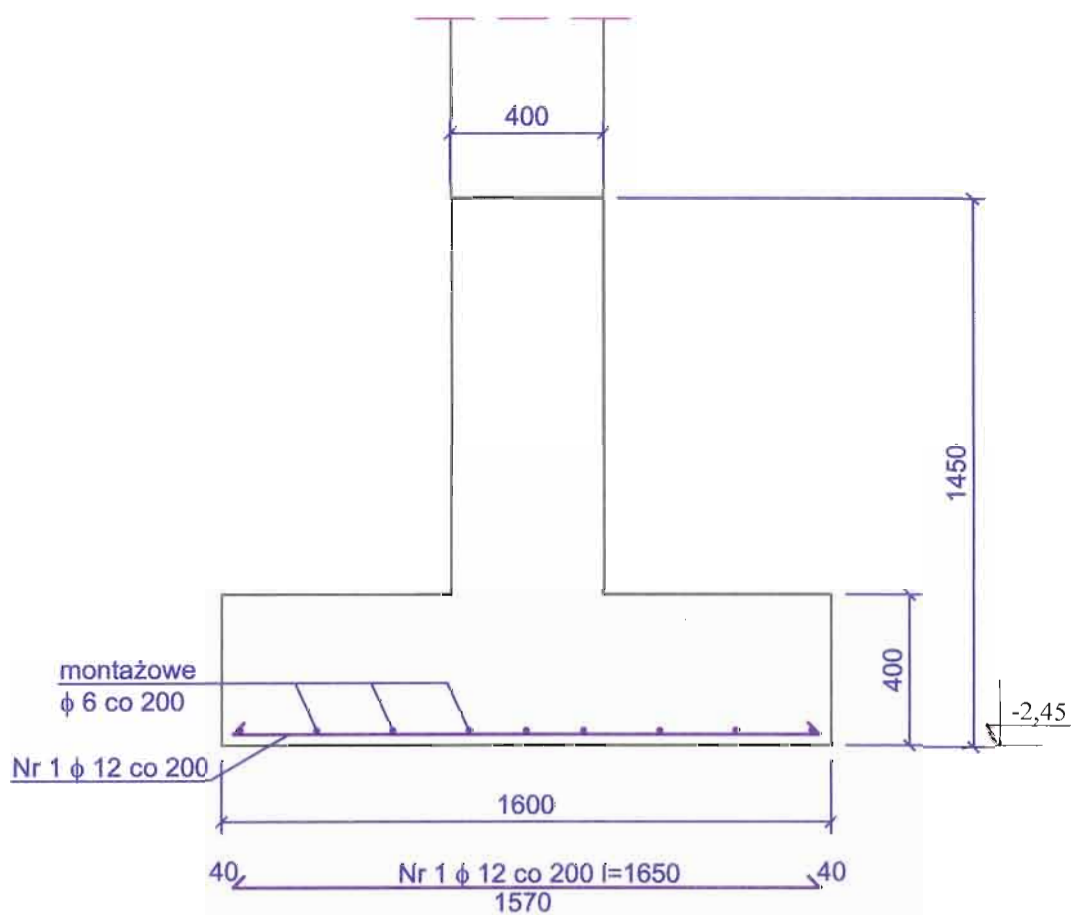
- typ D - drzwiowe, dla długości 1,19 m, 1,49 m i 1,79 m
- typ N - okienne, w ścianach zewnętrznych obciążonych stropami, dla długości 1,49 m, 1,79 m, 2,09 m, 2,39 m i 2,69 m
- typ S - okienne, w ścianach wewnętrznych obciążonych stropami, o długościach analogicznych jak dla typu N.

Nadproża L-19 powinny być wykonane z betonu min. B20 i zbrojone stalą A-III (pręty nośne) oraz A-0 (pręty montażowe).

Nośność nadproży typu „D” i „N” pozwala na ich bezpieczne stosowanie przy stropach o rozpiętości do 6,0 m i obciążeniach użytkowych $4,5 \text{ kN/m}^2$.

PROJEKTANT
SPECJ. KONSTRUKCJO - BUDOWLANEJ
DR INŻ. JACEK JAKACKI
UPR. BUD. NR 51-432/80
02-786 Warszawa, ul. Zamiatny 6/66
tel. 641 93 78

PRZEKRÓJ FUNDAMENTU 1:20




STAL A-I
BETON B25

PROJEKTANT
SPECJ. KONSTRUKCJI I INO. BUDOWLANEJ
DR. INŻ. JERZY DEK WAKARSKI
UPR. 0010, NR 51-4241
01-786 Warszawa, ul. Zamiany 1/266
tel. 641 93 78

GRODZISK MAZ., ul. Żyrardowska 48
PRZEBUDOWA - BRANŻA BUDOWLANA
GRUDZIEŃ 2007
FUNDAMENT SKALA 1:20





Rys. nr 1

WYKAZ ZBROJENIA dla fundamentów

Nr pręta	Kształt pręta	Ø [mm]	Dług. pręta [m]	Liczba prętów	Długość ogólna [m]				
							A-I	A-I	
							Ø8	Ø12	
1		8	-	-			262,00		
2	Montażowe	12	1,65	88				145,20	
Długość ogólna wg średnic				mb	--	--	262,00	145,20	--
Masa 1 mb pręta				kg	--	--	0,395	0,888	--
Masa prętów wg średnic				kg	--	--	103,50	129,00	--
Masa całkowita				kg			232,50		

PROJEKTANT
 SPECJ. KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ
 DR INŻ. JACEK JAKACKI
 UPR. BUD. NR 51-432/80
 02-786 Warszawa, ul. Zamłynie 6/66
 tel. 641 93 78

WYKAZ ZBROJENIA dla wieńców

Nr pręta	Kształt pręta	Ø [mm]	Dług. pręta [m]	Liczba prętów	Długość ogólna [m]				
					A-I		A-I		
					Ø4,5		Ø12	Ø16	
Poz. +3,57m		12						147,00	
		4,5	0,84	120	100,80				
Poz. +7,23m		12						147,00	
		4,5	0,92	120	110,40				
Długość ogólna wg średnic				mb	211,20	--	--	294,00	--
Masa 1 mb pręta				kg	0,125	--	--	0,888	--
Masa prętów wg średnic				kg	26,40	--	--	261,10	--
Masa całkowita				kg	287,50				







PROJEKTANT
 SPECJ. KONSTRUKCYJNO-OBOWIĄZANEJ
 DR INŻ. JACEK JAKACKI
 UPR. BUD. NR SI-432/80
 02-786 Warszawa, ul. Zamiatany 6/66
 tel. 641 93 78

WYKAZ ZBROJENIA dla stropu nad parterem

Nr pr.	Kształt pręta	Ø [mm]	Dług. pręta [m]	Licz. pręt.	Długość ogólna [m]				
					A-I	A-I	A-I	A-I	A-I
					Ø4,5	Ø6	Ø8	Ø16	Ø20
1		6	3,00	16		48,00			
2		8	2,23	16			35,70		
3		6	3,28	16		52,50			
4		8	2,51	16			40,2		
5		6	1,94	32		62,10			
6		6	2,43	32		77,80			
7		6	4,24	32		135,70			
8		8	2,25	58			130,50		
9		8	1,60	29			46,40		
10		20	26,00	4					104,00
11		16	--	--				67,00	
12	Strzemiona żeber	4,5	1,12	1070	1198,40				
13	Pręty montażowe	8					330,00		
Długość ogólna wg średnic				mb	1198,40	376,10	582,80	67,00	104,00
Masa 1 mb pręta				kg	0,125	0,222	0,395	1,579	2,466
Masa prętów wg średnic				kg	149,80	83,50	230,21	105,80	256,50
Masa całkowita				kg	825,81				




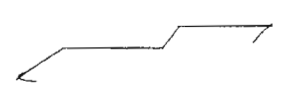

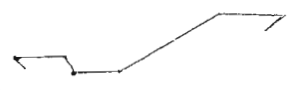

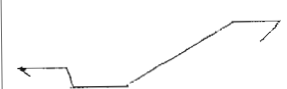


PROJEKTANT
 SPECJ. KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ
 DR INŻ. JACEK JAKACKI
 UPR. BUD. NR 12/80
 02-786 Warszawa, ul. Zamłany 6/66
 tel. 641 93 78

WYKAZ ZBROJENIA dla stropu nad I piętrzem - Ackerman

Nr pręta	Kształt pręta	Ø [mm]	Dług. pręta [m]	Liczba prętów	Długość ogólna [m]				
					A-I		A-I	A-I	A-I
					Ø4,5	Ø6	Ø8	Ø12	Ø20
1		20	6,08	14					85,20
2		20	6,98	7					48,90
3.	Wieszak 	4,5	0,51	450	339,50				
4		20	5,08	14					71,20
5		20	5,78	7					40,50
6	Żebro rozdzielcze	12	--	--				28,00	
7	Zbrojenie wylewki	8	--	--			45,00		
8	Strzemiona wylewki 	4,5	0,68	33	22,50				
Długość ogólna wg średnic				mb	252,00	--	45,00	28,00	345,80
Masa 1 mb pręta				kg	0,125	--	0,395	0,888	2,466
Masa prętów wg średnic				kg	31,50	--	17,80	24,90	606,20
Masa całkowita				kg	680,40				

PROJEKTANT
 SPECJ. KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ
 DR INŻ. JACEK JAKOBSKI
 UPR. BUD. NR 51-432/80
 02-786 Warszawa, ul. Zamiany 6/66
 tel. 641 93 78

WYKAZ ZBROJENIA dla schodów

Nr pręta	Kształt pręta	Ø [mm]	Dług. pręta [m]	Liczba prętów	Długość ogólna [m]				
					A-I		A-I		A-I
					Ø4,5	Ø6	Ø8	Ø12	Ø16
1		12	3,57	4				14,30	
2		12	3,87	5				19,40	
3		12	1,92	4				7,70	
4		12	1,96	5				9,80	
5		16	5,76	9					51,90
6		16	5,80	9					52,20
7		12	4,18	4				16,70	
8		12	4,22	5				21,10	
9	Pręty montażowe	6	---			75,00			
10		12	2,03	40				81,20	
	Strzemiona stopni 	4,5	0,87	100	87,00				
	Wieniec schodów (ława)	12	--	4				57,00	
	Strzemiona wieńca	4,5	1,06	50	53,00				
Długość ogólna wg średnic				mb	140,0	75,00	--	89,00	204,10
Masa 1 mb pręta				kg	0,125	0,222	--	0,888	1,579
Masa prętów wg średnic				kg	17,50	16,70	--	79,10	322,27
Masa całkowita				kg	435,57				

PROJEKTANT
 SPECJ. KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANE
 DR INŻ. JACEK JASICKI
 UPR. BUD. NR 91-432/A
 02-786 Warszawa, ul. Zamiany 6/66
 tel. 641 93 78

ZBIORCZE ZESTAWIENIE STALI ZBROJENIOWEJ

Element	Długość w elemencie [m] /masa [kg]								
	A-I	A-I	A-I	A-I	A-I	A-I	A-I	A-I	
Fundament	Ø4,5	Ø6	Ø8	Ø12	Ø16	Ø20			
	--	--	262,00/ 103,50	145,20/ 129,00	--	--	--	--	
Wieńce	211,20/ 26,40	--	--	294,00/ 261,10	--	--	--	--	
Strop nad parterem	1198,40/ 149,80	376,10/ 83,50	582,80/ 230,21	--	67,00/ 105,80	104,00/ 256,50			
Strop nad piętrem (stropodach)	252,00/ 31,50	--	45,00/ 17,80	28,00/ 24,90	--	345,80/ 606,20			
Schody	140,00/ 17,50	75,00/ 16,70	--	89,00/ 79,10	204,10/ 322,30	--			
Długość ogólna wg średnic	1801,60	451,10	889,80	556,20	271,10	449,80			
Masa wg średnic ogólna	225,20	100,20	351,51	494,10	428,10	862,70			
Masa całkowita							2461,81		

PROJEKTANT
 SPECJ. KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANY
 DR INŻ. JACEK JAKACKI
 L.P.R. BUD. NR 51-42/86
 02-286 Warszawa, ul. Zamiatny 6/86
 tel. 641 93 78

ZESTAWIENIE STALI KSZTAŁTOWEJ (podparcie stropu)

L.p.	Kształtownik	Długość 1 elem. [mm]	Ilość elem. [szt.]	Masa		
				jedn. [kg/m]	1 elem. [kg]	Razem [kg]
1	Ø 100/5	2750	2	11,70	32,17	64,34
2	[240	4470	2	33,20	148,04	296,80
3	Blacha 300x5	300	4	11,78	3,53	14,12
4	Śruby M20	200	6	---	0,52	3,12
Razem :						378,38

PROJEKTANT
 SPECJ. KONSTRUKCYJNO - BUDOWLANEJ
 DR INŻ. JAROSŁAW JAKOBIK
 UPR. BUD. NR 31432/80
 02-786 Warszawa, ul. Zaklady 6/66
 tel. 641 93 78



MAZOWIECKA
OKRĘGOWA
I Z B A
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

Warszawa, 5 grudnia 2007

Zaświadczenie

Pan JACEK JAKACKI

miejsce zamieszkania:

ZAMIANY 6 m 66

02-786 WARSZAWA

jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

o numerze ewidencyjnym: MAZ/BO/6018/01

i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia: 31 grudnia 2008 r.

MAZOWIECKA OKRĘGOWA IZBA
INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
Z-ca PRZEWODNICZĄCEGO

mgr inż. Jerzy Kotowski

00-050 Warszawa ul. Świętokrzyska 14 klatka B, Vlp, tel. 022 336 14 02, -03, -04, fax w. 18
Dział Członkowski: tel. 022 336 14 05, 022 826 11 05 w. 24, 25, 31, fax w. 26. Komisja Kwalifikacyjna: tel. 022 336 14 08 w. 23, 35, fax w. 29
E-mail: biuro@maz.pilb.org.pl, www.maz.pilb.org.pl

Warszawa, dnia 20 listopada 1980

Nr ewidencyjny St-432

STWIERDZENIE POSIADANIA PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO
do pełnienia samodzielnej funkcji technicznej w budownictwie

Na podstawie art. 18 ust. 5 i art. 57 ust. 3 ustawy z dnia 24 października 1974 r. - Prawo budowlane (Dz. U. Nr 38, pozycja 229) oraz § 2 ust. 1 pkt 1, § 4 ust. 2, § 6 ust. 3, § 7, § 13 ust. 1 pkt 2 rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 8, poz. 46).

STWIERDZAM

ze Ob. Jacek Bogumił JAKACKI s. Józefa

inżynier budownictwa lądowego

urodzony(a) dnia 14.06.1944 w Wołominie

posiada przygotowanie zawodowe do pełnienia samodzielnej funkcji

projektanta

w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

- 1/ do sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych melioracji wodnych,
- 2/ do sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych:
 - a/ budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów typowych i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z wybudowaniem tych budynków,
 - b/ budowli nie będących budynkami,
- 3/ w budownictwie osób fizycznych - do kierowania, nadzorowania i kontrolowania budowy, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego obiektów budowlanych.



WZGLĘDNY PRZYJĘTY

1-cz. Maciejewski, 10.11.1980