

URZĄD MIASTA KRAKÓWA
WYDZIAŁ ARCHITEKTURY
I URBANISTYKI
30-533 Kraków, Rynek Podgórski 1

P R O I N W E S

30-039 Kraków, ul. Józefitów 6 tel. (012) 2946355 tel/fax (012) 2946356 e-mail: biuro@proinwes.pl; www.proinwes.pl
NIP: 676-10-40-453 BRE Bank S.A. 69 1140 2017 0000 4802 0295 6159 Rok zał. 1993

KARTA TYTUŁOWA

PROJEKT

ROZBUDOWA I NADBUDOWA BUDYNKU
NA POTRZEBY RODZINNEJ PLACÓWKI
OPIEKUNTCZO – WYCHOWAWCZEJ

ADRES

UL. DESZCZOWA 5 KRAKÓW
DZ. NR 73 OBR.37

INWESTOR

MIEJSKI OŚRODEK POMOCY SPOŁECZNEJ
UL. JÓZEFIŃSKA 14 KRAKÓW 30-529

ETAP

EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNA

BIURO PROJEKTOWE

PROINWES S.C.
30-039 KRAKÓW UL. JÓZEFITÓW 6

BRANŻA

KONSTRUCJA

PROJEKTANT

Mgr inż.. Wojciech Mucha
UAN UPR 330/90
MAP/BO/178/01

OPRACOWAŁ

Wojciech Mucha
Inż. Wojciech Mucha
Uprawnienia budowlane bez ograniczeń
do projektowania i kierowania robotami
budowlanymi w specjalności konstrukcje
budowlane
UAN-Upr. 330/90 RP-Upr. 222/91
MAP/BO/0178/01

DATA WYKONANIA

04.2005

SPIS ZAWARTOŚCI

1	Podstawa opracowania	2
2	Zakres opracowania	2
3	Lokalizacja	2
4	Opis stanu istniejącego	2
4.1	Opis ogólny	2
4.2	Warunki gruntowe	2
4.3	Opis szczegółowy	2
4.3.1	Fundamenty	3
4.3.2	Ściany nośne	3
4.3.3	Ściany działowe	3
4.3.4	Tynki	3
4.3.5	Strop nad podpiwniczeniem	3
4.3.6	Strop nad parterem	3
4.3.7	Posadzka	4
4.3.8	Stolarka okienna i drzwiowa	4
4.3.9	Wieżba dachowa	4
5	Opis proponowanych zmian	5
6	Obliczenia sprawdzające	5
6.1	Sprawdzenie nośności stropu nad parterem	5
6.1.1	Sprawdzenie nośności stropu dla obciążeń istniejących	5
6.1.2	Sprawdzenie nośności belki stropowej dla obciążeń istniejących	6
6.1.3	Sprawdzenie nośności stropu dla obciążeń projektowanych	7
6.1.4	Sprawdzenie nośności belki stropowej dla obciążeń projektowanych	8
6.2	Sprawdzenie nośności ławy fundamentowej	10
6.2.1	Sprawdzenie nośności ławy fundamentowej dla obciążeń istniejących	10
6.2.2	Sprawdzenie nośności ławy fundamentowej dla obciążeń projektowanych	12
7	Wnioski i zalecenia	14
	DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA	17

Ekspertyza techniczna dotycząca stanu technicznego i możliwości rozbudowy budynku jednorodzinnego w Krakowie przy ul. Deszczowej 5

1 Podstawa opracowania

- 1.1 Umowa z Miejskim Ośrodkiem Pomocy Społecznej nr...
- 1.2 Inwentaryzacja budowlana wykonana na potrzeby n/n opinii
- 1.3 Wizja lokalna ,ogłędziny budynku i wykonanych odkrywek
- 1.4 Badanie geologiczne podłoża gruntowego opracowane przez mgr Stanisława Klicha w lutym 2005r.
- 1.5 Koncepcja architektoniczna rozbudowy i modernizacji budynku
- 1.6 Obowiązujące normy i przepisy prawa budowlanego

2 Zakres opracowania

Opracowanie zawiera ocenę stanu technicznego budynku przy ul. Deszczowej 5 w Krakowie oraz ocenę możliwości wykonania jego rozbudowy na potrzeby rodzinnego domu dziecka. Ocena techniczna wykonana została na dzień 06.04.2005r.

3 Lokalizacja

Budynek zlokalizowany jest w Krakowie przy ul. Deszczowej 5

4 Opis stanu istniejącego

4.1 Opis ogólny.

Przedmiotowy budynek jest obiektem jednokondygnacyjnym częściowo podpiwniczonym z nie użytkowym poddaszem. Wymiary budynku w rzucie wynoszą : długość 10.10m szerokość 9.62m. Układ konstrukcyjny budynku podłużny - oparty jest na ścianach zewnętrznych i środkowej ścianie podłużnej. Posadowienie budynku bezpośrednio, na betonowych lawach fundamentowych. Ściany nośne murowane , stropy żelbetowe zbrojone jednokierunkowo.
Wieżba dachowa dwuspadowa płatwiowo stolcowa , kryta dachówka cementowa.
Budynek nie jest wyposażony w instalacje.

4.2 Warunki gruntowe

Budowę geologiczną tworzą osady rzeczne czwartorzędowe. Są to żwiry kilkumetrowej miąższości przykryte ok.2m warstwą piasków drobnych , na których zalega warstwa 2d 2.5m mad złożonych z glin często próchnicznych. Grunty podzielono na dwa zasadnicze pakiety:

Mady i grunty piaszczyste.

W poziomie posadowienia występują kolejno:

- twar doplastyczne gliny $I_L=0.25$ gęstość objętościowa $\rho=2.05t/m^3$; kat tarcia 16° ;
- spójność 20 kPa miąższość warstwy $h=0.8m$
- piły piaszczyste w stanie plastycznym $I_L=0.35$ miąższość warstwy ok. $h=1.2m$
- piaski pylaste , zaglinione w stanie luźnym do średnio-zagęszczonym $I_D=0.35$ gęstość objętościowa $\rho=1.85t/m^3$; kat tarcia 28° ; miąższość warstwy $h=2.0-2.5m$

Woda gruntowa występuje w serii utworów rzecznych piaszczysto-żwirowych o poziomie ok.2.0m ppt. Nadległa nad piaskami warstwa mad w części spagowej

zapiaszczona, jest okresowo nawadniana. Woda pojawia się w postaci sączenia
głębokości około 1.5m ppt.
Z uwagi na małe spadki terenu i trudno przepuszczalną podłoże teren zabudowy jest
okresowo zatapiaany wodami opadowymi.

4.3 Opis szczegółowy

4.3.1 Fundamenty

Budynec posadowiony jest bezpośrednio na gruntach nośnych za pośrednictwem betonowych law fundamentowych. Głębokość posadowienia ok. 1,10m ppt. Wysokość ławy fundamentowej 25cm. Odsadzka ławy 8cm – łączna szerokość ławy 40cm+2x8=56cm. Zagłębienie fundamentu poniżej poziomu posadzki -30cm Nie stwierdzono w odkrywce fundamentowej wykonania warstwy chudego betonu i izolacji poziomej.

Stan techniczny fundamentów i ścian fundamentowych – ogólnie należy uznać jako dobry. Betonowe ściany noszą ślady drobnych lokalnych spękań o charakterze skurczowym nie mających jednak wpływu na bezpieczeństwo konstrukcji. Brak oznak nierównomiernego osiadania lub innej nieprawidłowej pracy fundamentów. W trakcie oględzin nie stwierdzono żadnej izolacji poziomej i pionowej fundamentów.

4.3.2 Ściany nośne

Ściany nośne budynku zewnętrzne z materiałów mieszanych cegła ceramiczna, pustaki żużlobetonowe. Grubość ściany zewnętrznej 38cm. Ściany nie otynkowane. Na skutek erozji atmosferycznej w ścianach od zewnątrz widoczne duże ubytki w wypełnieniu spoin.
Ściany wewnętrzne ceramiczne gr.38cm otynkowane.

4.3.3 Ściany działowe

Ściany działowe ceramiczne, gr.12cm otynkowane.

4.3.4 Tynki

Ściany i sufity w budynku otynkowane tynkiem cementowo-wapiennym. Tynki noszą ślady lokalnych spękań i wielokrotnych napraw związanych z wykonywanymi wcześniej remontami. Na fragmentach w pobliżu posadzek tynki ścian noszą ślady lokalnego zawilgocenia. Powierzchnia tynków nierówna i pofalowana, przy badaniu przez opukiwanie na fragmentach nie związana z podłożem. Generalnie stan tynków należy uznać jako zły.

4.3.5 Strop nad podpiwniczeniem

Strop nad podpiwniczeniem żelbetowy gr. 12cm. Stan techniczny stropu zadawalający. Brak widocznych zarysowań i ugięć świadczących o złej pracy statycznej czy przeciążeniu.

4.3.6 Strop nad parterem

Strop żelbetowy płytowo-belkowy. Grubość płyty stropowej 12cm. Wysokość całkowita belki 24cm. Belki dołem zlicowane z płytą stropową. Rozstaw belek ok.225cm osiowo. Długość belek 430cm w świetle podpór. W stropie nad parterem wykonano odkrywkę w celu określenia nośności stropu i ew. wykorzystania jako stropu poddasza. W trakcie oględzin odkrywki stwierdzono: zbrojenie płyty stropowej prętami $\phi 8$ co 10cm gładkimi ze stali A-0; zbrojenie rozdzielcze $\phi 6$ w rozstawie 20-

URZĄD MIASTA KRAKÓWA
12 Wyższe stałogrodzie/A-0RY
22cm. Zbrojenie belki dołem 2 pręty $\phi 20$; górą 2 pręty $\phi 12$ ze stałogrodzie/A-0RY
strzemiona $\phi 6$ rozstawu nie określono. Płyta stropowa nie wykazuje pęknięć lub
nadmiernych zarysowań mogących świadczyć o awaryjnej pracy konstrukcji.
30-33 Kraków, Rynek Główny 100, 31-001 Kraków, woj. małopolski 1

4.3.7 Posadzka

Istniejące posadzki w budynku są wykonane z desek drewnianych. Posadzki drewniane są mocno zniszczone i zawilgocone. Pod wpływem obciążenia ulegają nadmiernym odkształceniom. Na części podpiwniczenia poprzedni użytkownik usunął stare posadzki drewniane i wykonał posadzkę cementową o grubości ok. 10cm w której częściowo starał się ukryć fragmenty nowych instalacji wodociągowej lub c.o. Między nowo wykonanymi fragmentami i starą posadzką brak korelacji wysokościowych.

4.3.8 Stolarka okienna i drzwiowa

Budynek wyposażony jest okna drewniane typu skrzynekowego. Od strony zewnętrznej zabezpieczone kratami. Stan techniczny okien spowodowany warunkami eksploatacji /budynek nie był użytkowany i ogrzewany przez wiele lat/ jest zły. Okna wykazują brak szczelności i poważne spaczenia utrudniające otwieranie i zamykanie

Stolarka drzwiowa została w budynku częściowo zdemontowana. Pozostawione drzwi i framugi znajdują się w stanie znacznego zniszczenia.

4.3.9 Więźba dachowa

Budynek przykryty jest więźba drewnianą dwuspadową o konstrukcji płatownio-stolcowej. Kąt nachylenia połaci 34° . Pokrycie dachu –dachówka cementowa ułożona bezpośrednio na łątach. W trakcie oględzin zidentyfikowano przekroje elementów więźby:

Łaty- 40x50mm

Krokwie - 95x120mm

Płatew – 180x150mm

Słup – 120x120mm

Tramy – 180x160mm

Miecze - $\phi 100$ mm

Murlata – 150x180mm

Rozstaw krokwi 90-100cm, rozpiętość wiązarów $l=8.90$ m, rozstaw wiązarów pełnych nieregularny od 2.50m do 3.90m

Więzbę dachowa wykonano z drewna niskiej jakości. Przekroje elementów drewnianych nieregularne, zaokrąglone, o dużej ilości sęków, spękań. Drewno nosi ślady częstego zawilgocenia wywołanego nieszczelnością pokrycia dachowego ślady korozji biologicznej. Nie zauważono na elementach więźby grzybów korodujących lub niszczących, jedynie grzyby typu pleśniowego i sinizny. W trakcie oględzin zauważono ślady zniszczenia drewna spowodowane zerowaniem szkodników najprawdopodobniej spuszczeli

Odwodnienie połaci dachu wykonane zostało przy pomocy rynien mocowanych hakami do końcówek krokwi, oraz rur spustowych. Rury spustowe zakończone są ok. 30cm nad teren i odprowadzają wodę bezpośrednio na przyległy do budynku teren

5 Opis proponowanych zmian

W związku z zamiarem modernizacji budynku i przystosowaniem ^{30.533 Kraków Rybnicki} budynku w kierunku zachodnim rodzinnego domu dziecka przewidziano (rozbudowę) budynku na potrzeby ^{ski 1} na szerokości 5m oraz adaptację poddasza dla celów mieszkalnych. Przewidywana rozbudowa wymagać będzie dobudowy zewnętrznych ścian, fragmentu stropu, oraz przebudowy więźby dachowej. Z uwagi na zmianę sposobu użytkowania poddasza w następnych punktach opinii wykonano obliczenia sprawdzające przydatność istniejącego stropu poddasza dla nowych obciążeń użytkowych oraz nośność fundamentu pod ścianę zewnętrzną dociążoną nowo projektowanym stropem.

6 Obliczenia sprawdzające

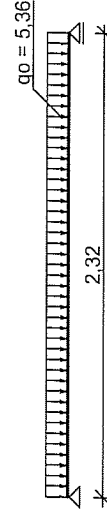
6.1 Sprawdzenie nośności stropu nad parterem

6.1.1 Sprawdzenie nośności stropu dla obciążeń istniejących

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.cha	γ_f	k_d	Obc.obl.
<i>r.</i>					
1.	Płyta żelbetowa gr. 12 cm	3,00	1,10	--	3,30
2.	tynek 1,5cm 0,015*19,0	0,29	1,30	--	0,38
3.	obciążenie użytkowe	1,20	1,40	--	1,68
		$\Sigma:$	4,49	1,19	5,36

Schemat statyczny płyty



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 2,32$ m

Wyniki obliczeń statycznych:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 3,60$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 3,02$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny długostrwały $M_{Sk,lt} = 3,02$ kNm/m

Reakcja obliczeniowa lewa $R_A = 6,21$ kN/m

Reakcja obliczeniowa prawa $R_B = 6,21$ kN/m

Dane materiałowe :

Grubość płyty 12,0 cm

Klasa betonu B15

Stal zbrojeniowa A-0 (St0S-b)

Zbrojenie przęsłowe 1 ϕ 8 co 10,0 cm

Otulina zbrojenia przęsłowego c = 2,0 cm

Sprawdzenie:

Przęsło: Nośność przekroju $M_s = 8,50$ kNm $>$ $M_{Sd} = 3,60$ kNm

Szerokość rozwarcia rys $w_k = 0,000$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$ $a(M_{Sk,lt}) = 1,54$ mm $<$ $a_{lim} = 11,60$ mm

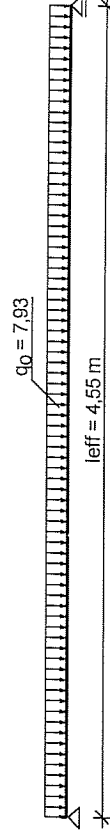
Nośność pyły jest wystarczająca

6.1.2 Sprawdzenie nośności belki stropowej dla obciążeń stałych

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/ml]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.ch ar.	γ_f	k_d	Obc.obl	Zasięg [m]
1.	Ciężar własny belki	1,56	1,10	--	1,72	cała belka
2.	obciążenie z płyty stropowej	6,21	1,00	--	6,21	cała belka
		Σ : 7,77	1,02		7,93	

Schemat statyczny belki



Rozpiętość obliczeniowa belki $l_{eff} = 4,55$ m

Wyniki obliczeń statycznych:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 20,52$ kNm
 Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 20,11$ kNm
 Moment przęsłowy charakterystyczny długości $M_{Sk,lt} = 20,11$ kNm
 Reakcja obliczeniowa $R_{Sd} = 18,04$ kN

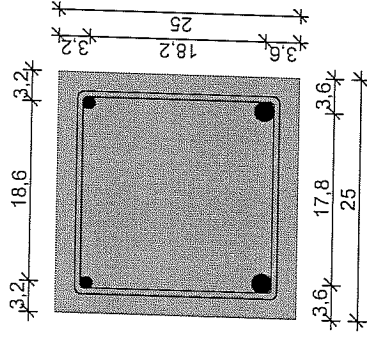
Dane materiałowe:

Klasa betonu **B15**
 Stal zbrojeniowa A-0 (**St0S-b**)
 Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**)
 Stal zbrojeniowa montażowa A-0 (**St0S-b**)
 Wilgotność środowiska RH = 50%
 Czas działania obciążenia nieograniczony
 Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni
 Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Założenia obliczeniowe:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$
 Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm
 Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/250$ - jak dla belek (tabela 10)

Wymiarowanie:



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0$ cm, $h = 25,0$ cm
otulina zbrojenia $c = 20$ mm

Zginanie (metoda uproszczona):

Przekrój podwójnie zbrojony

Przyjęto górą $2\phi 12$ o $A_{s2} = 2,26$ cm²

Przyjęto dołem $2\phi 20$ o $A_{s1} = 6,28$ cm² ($\rho = 1,17\%$)

Warunek nośności na zginanie $M_{Sd} = 20,52$ kNm < $M_{Rd} = 21,73$ kNm

Ścinanie:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemiionami dwuciętymi $\phi 6$ co 160 mm na całej długości belki

Warunek nośności na ścinanie $V_{Sd} = 15,35$ kN < $V_{Rd3} = 31,84$ kN

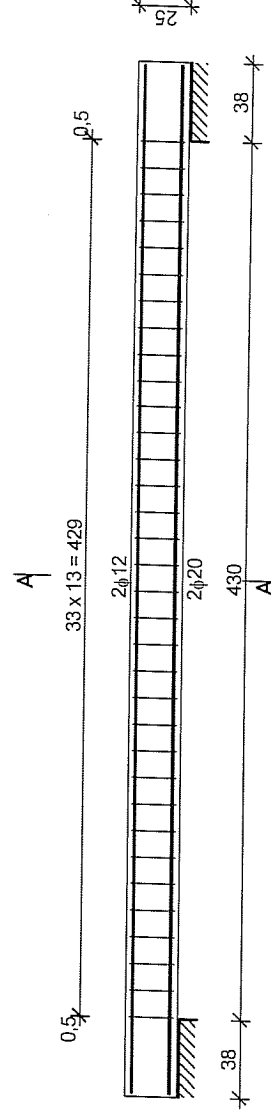
SGU:

Szerokość rozwarcia rys prostopadłych $w_k = 0,297$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm

Szerokość rozwarcia rys ukośnych $w_k = 0,000$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,it}$ $a(M_{Sk,it}) = 17,89$ mm < $a_{lim} = 22,75$ mm

Propozycja zbrojenia:



Nośność belki jest wystarczająca

6.1.3 Sprawdzenie nośności stropu dla obciążeń projektowanych

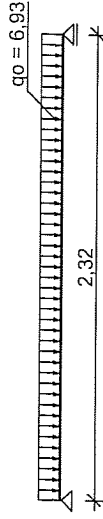
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.cha	γ_f	K_d	Obc.obl.
1.	Płyta żelbetowa gr. 12 cm	3,00	1,10	--	3,30
2.	panele podłogowe	0,10	1,20	--	0,12
		Σ			

3. wylewka cementowa 3cm
4. stropian gr. 12cm
5. tynk 1,5cm 0,015*19,0
6. obciążenie użytkowe

	0,75		1,30
	0,05		0,98
	0,29		0,06
	1,50		0,38
Σ:	5,69	1,22	6,93

Schemat statyczny płyty



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 2,32$ m

Wyniki obliczeń statycznych:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 4,66$ kNm/m
 Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 3,83$ kNm/m
 Moment przęsłowy charakterystyczny długości $M_{Sk,lt} = 3,83$ kNm/m
 Reakcja obliczeniowa lewa $R_A = 8,04$ kN/m
 Reakcja obliczeniowa prawa $R_B = 8,04$ kN/m

Dane materiałowe :

Grubość płyty 12,0 cm
 Klasa betonu **B15**
 Stal zbrojeniowa A-0 (**St0S-b**)
 Zbrojenie przęsłowe **1φ8 co 10,0 cm**
 Otolina zbrojenia przęsłowego $c = 2,0$ cm

Sprawdzenie wg PN-B-03264:1999 :

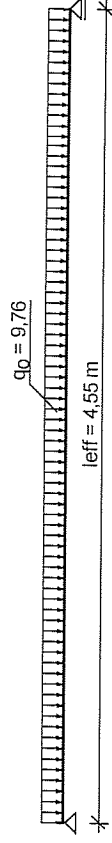
Przęsło: Nośność przekroju $M_s = 8,50$ kNm $> M_{Sd} = 4,66$ kNm
 Szerokość rozwarcia rys $w_k = 0,000$ mm $< w_{lim} = 0,3$ mm
 Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$ $a(M_{Sk,lt}) = 1,95$ mm $< a_{lim} = 11,60$ mm
 Nośność pyty jest wystarczająca

6.1.4 Sprawdzenie nośności belki stropowej dla obciążeń projektowanych.

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.ch ar.	γ_f	k_d	Obc.obl	Zasięg [m]
1.	Ciężar własny belki	1,56	1,10	--	1,72	cała belka
2.	obciążenie z płyty stropowej	8,04	1,00	--	8,04	cała belka
Σ:		9,60	1,02		9,76	

Schemat statyczny belki



Rozpiętość obliczeniowa belki $l_{\text{eff}} = 4,55 \text{ m}$

Wyniki obliczeń statycznych:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{\text{Sd}} = 25,25 \text{ kNm}$
 Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{\text{Sk}} = 24,84 \text{ kNm}$
 Moment przęsłowy charakterystyczny długostrwały $M_{\text{Sk,II}} = 24,84 \text{ kNm}$
 Reakcja obliczeniowa $R_{\text{Sd}} = 22,19 \text{ kN}$

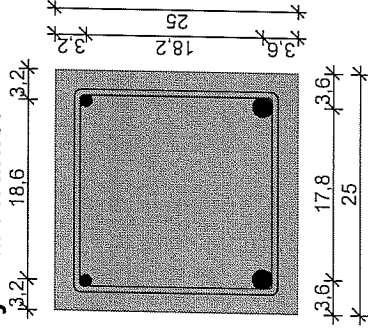
Dane materiałowe:

Klasa betonu **B15**
 Stal zbrojeniowa A-0 (**St0S-b**)
 Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**)
 Stal zbrojeniowa montażowa A-0 (**St0S-b**)
 Wilgotność środowiska RH = 50%
 Czas działania obciążenia nieograniczony
 Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni
 Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$

Założenia obliczeniowe:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$
 Graniczna szerokość rys $w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$
 Graniczne ugięcie $a_{\text{lim}} = l_{\text{eff}}/250$ - jak dla belek (tabela 10)

Wymiarowanie:



$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 25,0 \text{ cm}$
 otulina zbrojenia $c = 20 \text{ mm}$

Przyjęte wymiary przekroju:

Zginanie (metoda uproszczona):

Przekrój podwójnie zbrojony
 Przyjęto górą **2φ12** o $A_{s2} = 2,26 \text{ cm}^2$
 Przyjęto dołem **2φ20** o $A_{s1} = 6,28 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,17\%$)
 Warunek nośności na zginanie $M_{\text{Sd}} = 25,25 \text{ kNm} > M_{\text{Rd}} = 21,73 \text{ kNm}$
 (!!!)

Ścinanie:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 160 mm na całej

długości belki

Warunek nośności na ścinanie $V_{sd} = 18,89 \text{ kN} < V_{Rd3} = 31,84 \text{ kN}$

SGU:

Szerokość rozwarcia rys prostopadłych $w_k = 0,369 \text{ mm} > w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
(!!!)

Szerokość rozwarcia rys ukośnych $w_k = 0,000 \text{ mm} > w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$ $a(M_{Sk,lt}) = 22,13 \text{ mm} < a_{lim} = 22,75 \text{ mm}$

Nośność belki z uwagi na zginanie i szerokość rozwarcia rys prostopadłych jest nie wystarczająca.

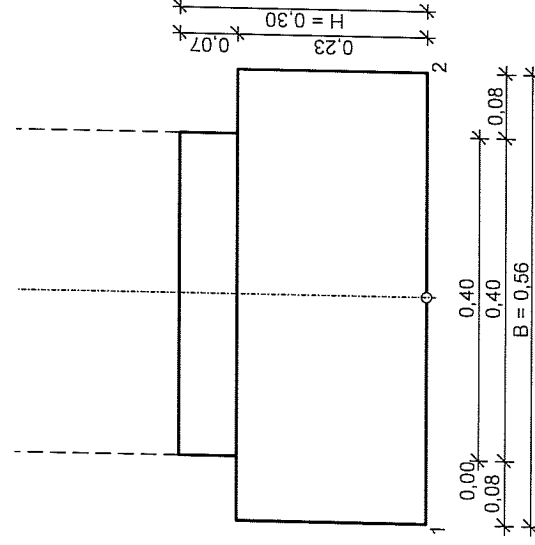
6.2 Sprawdzenie nośności ławy fundamentowej

6.2.1 Sprawdzenie nośności ławy fundamentowej dla obciążeń istniejących

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.cha r.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Obciążenie z dachu	6,50	1,00		6,50
2.	Ściana kolankowa ceglana $h=0,50\text{m}$	2,25	1,10	--	2,48
3.	Obciążenie ze stropu $4,3*0,5\text{m}$	11,52	1,00	--	11,52
4.	Ciążar ściany zewnętrznej $gr.38\text{cm } h=2,9$	19,84	1,10		21,82
5.	Tynk wewnętrzny na ścianie	0,83	1,30		1,07
6.	Ściana fundamentowa bet. $Gr.40\text{cm}$ $h=2,00\text{m}$	19,20	1,10		21,12
		Σ:	4,49	1,19	64,51

DANE:



$V = 0,16 \text{ m}^3/\text{mb}$

Opis fundamentu:

Typ: ława schodkowa

Wymiary:

B = 0,56 m H = 0,30 m w = 0,23 m
 B_g = 0,40 m B_t = 0,08 m
 B_s = 0,40 m e_B = 0,00 m

URZĄD MIASTA KRAKÓWA
 WYDZIAŁ ARCHITEKTURY
 I URBANISTYKI
 30-533 Kraków, Rynek Podgórski 1

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D_{min} = 0,30 m

Opis podłoża:

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawod niona	$\rho_o^{(m)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(f)}$ [°]	$c_u^{(f)}$ [kPa]	M _o [kPa]	M [kPa]
1	Gliny pylaste	0,80	nie	2,00	0,90	1,10	14,40	18,00	26317	43871
2	Pyły piaszczyste	1,20	tak	1,05	0,90	1,10	11,20	10,71	21284	35480

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 210,0 kPa

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	64,50	0,00	0,00	0,00	0,00

Materiały :

Zasyпка:

ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³
 współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$

Beton:

klasa betonu: **B15**
 ciężar objętościowy: 24,00 kN/m³
 współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

klasa stali: A-0 (**St0S-b**)
 otulenie zbrojenia c = 85 mm

Założenia obliczeniowe :

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego:

- dla nośności pionowej m = 0,81
- dla stateczności na przesunięcie m = 0,72
- dla stateczności na obrót m = 0,72

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: f = 0,50

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda=1,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k
 N/N_k = 1,20

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: kombinacja nr 1

Decyduje nośność w poziomie: z = 0,80 m

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{IN} = 123,6 \text{ kN}$
 $N_r = 84,7 \text{ kN} < m \cdot Q_{IN} = 100,1 \text{ kN}$ (84,61%)
Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FT} = 22,7 \text{ kN}$

$T_r = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{FT} = 16,4 \text{ kN}$ (0,00%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Naprężenie maksymalne $\sigma_{\max} = 132,8 \text{ kPa}$

$\sigma_{\max} = 132,8 \text{ kPa} < \sigma_{\text{dop}} = 210,0 \text{ kPa}$ (63,26%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący

$M_{uB,2} = 20,09 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_{uB,2} = 14,5 \text{ kNm/mb}$ (0,00%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s'' = 0,39 \text{ cm}$, wtórne $s''' = 0,01 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,40 \text{ cm}$

$s = 0,40 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 1,00 \text{ cm}$ (40,15%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebiecie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebiecie

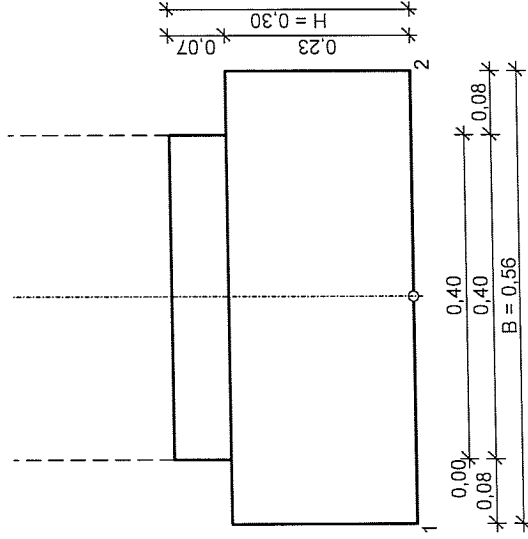
Nośność istniejącego fundamentu jest wystarczająca.

6.2.2 Sprawdzenie nośności ławy fundamentowej dla obciążeń projektowanych.

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.cha	γ_f	k_d	Obc.obl.
		r.			
1.	Obciążenie z dachu	0	1,00		0
1a	Obciążenie ze stolcow przeliczone na 1mb ściany	8,70	1,00		8,70
2.	Ściana kolankowa ceglana $h=0,50\text{m}$	0	1,10	--	0
3.	Obciążenie ze stropu $4,3 \times 0,5 \text{m} \times 6,93$	14,90	1,00	--	14,90
3a	Obciążenie ze stropu dobudowanego $l=5,10 \times 0,5 \text{m} \times 6,93$	17,67	1,00		17,67
4.	Ciężar ściany zewnętrznej gr.38cm $h=2,9$	19,84	1,10		21,82
5.	Tynk wewnętrzny na ścianie	0,83	1,30		1,07
5a	Ciężar ściany gr.25cm $h=2,60$	11,60	1,10		11,60
6.	Ściana fundamentowa bet. Gr.40cm $h=2,00\text{m}$	19,20	1,10		21,12
		$\Sigma:$	4,49	1,19	96,88

DANE:



$V = 0,16 \text{ m}^3/\text{mb}$

Opis fundamentu:

Typ: **ława schodkowa**

Wymiary:

$B = 0,56 \text{ m}$ $H = 0,30 \text{ m}$ $w = 0,23 \text{ m}$
 $B_g = 0,40 \text{ m}$ $B_t = 0,08 \text{ m}$
 $B_s = 0,40 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,10 \text{ m}$ $D_{\min} = 0,30 \text{ m}$

Opis podłoża:

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawod niona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\phi_u^{(f)}$ [°]	$c_u^{(f)}$ [kPa]	M_o [kPa]	M [kPa]
1	Gliny pylaste	0,80	nie	2,00	0,90	1,10	14,40	18,00	26317	43871
2	Pyły piaszczyste	1,20	tak	1,05	0,90	1,10	11,20	10,71	21284	35480

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 210,0 kPa

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

r	typ obc.	N [kN/m]	T_B [kN/m]	M_B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	96,88	0,00	0,00	0,00	0,00

Materiały:

Zasyпка:

ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³
 współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,20$

Beton:

klasa betonu: **B15**
 ciężar objętościowy: 24,00 kN/m³
 współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,10$

Założenia obliczeniowe:

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$

- dla stateczności na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$
Współczynnik redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda=1,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k
 $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE: WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **$z = 0,80$ m**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FN} = 124,0$ kN

$$N_r = 117,1 \text{ kN} > m \cdot Q_{FN} = 100,4 \text{ kN} \quad (116,59\%)$$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FT} = 31,1$ kN

$$T_r = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{FT} = 22,4 \text{ kN} \quad (0,00\%)$$

Nośność fundamentu przekroczona o 17%

7 Wnioski i zalecenia

7.1 Oględziny budynku pozwalają na stwierdzenie, że przez znaczny okres czasu nie był on użytkowany i zamieszkały. Wnętrze budynku świadczy o rozpoczęciu i wykonywaniu chaotycznego remontu.

7.2 W trakcie oględzin fundamentów stwierdzono zbyt płytkie zagłębienie względem posadzki piwnicy /ok.30cm /wobec wymaganych przez warunki min. głębokości przemarzania tj. 1m /piwnica jest pomieszczeniem nie ogrzewanym z nie zabezpieczonym otworem okiennym/.

Z uwagi na fakt rozbudowy budynku istniejąca piwnica znajduje się w środku budynku, za wyjątkiem fragmentu ściany szczytowej.

Pod warunkiem docieplenia tej ściany i wykonania zbrojonej posadzki gr.10cm możliwe będzie pozostawienie płytkiego posadowienia względem posadzki piwnicy.

7.3 Oględziny budynku nie wykazały śladów po izolacji pionowej i poziomej ścian fundamentowych. Stwierdzono natomiast wykonanie izolacji poziomej między częścią betonową i murowaną ścian zewnętrznych

Z tego powodu zewnętrzne ściany fundamentowe należy odkopać, oczyścić wykonać izolację poziomą i pionową.

Proponuje się wykonanie izolacji poziomej przy pomocy preparatu „penetron” stosując nawiercanie ściany betonowej od strony piwnicy i zalewanie preparatem wg. Instrukcji stosowania. Izolacja pionowa z 1 warstwy papy termozgrzewalnej na wszystkich ścianach zewnętrznych budynku. Dodatkowa zewnętrzna ścianę piwnicy

należy dodatkowo ocieplić np. styrodurem gr. 10cm /lub innym rodzajem styropianu/ odpornego na wilgoć/

7.4 Nowoprojektowane ściany należy łączyć z istniejącymi na strzypia , góra zwieńczyć wieńcami

Ławy i ściany fundamentowe należy połączyć z istniejącymi betonowymi za pomocą stalowych łączników $\phi 16$, klejanych np. przy pomocy żywicy Hilti, zapobiegających ew. nierównomiernym osiadaniom i zapewniającymi odpowiednią i pełną współpracę nowej i starej części budynku.

7.5 Z uwagi na znaczne zniszczenie warstw posadzkowych na parterze należy istniejące warstwy usunąć i wykonać nowe zgodnie z obecnie obowiązującymi standardami jakości. /odpowiednia trwałość, izolacja p.wilgociowa, termiczna./ Uwaga ta dotyczy zarówno istniejących podłóg drewnianych na części nie podpiwniczonej jak również 10cm wylewki cementowej na stropie nad piwnicą. W nowo zaprojektowanych warstwach podłogowych można będzie wykonać rozproszona instalacji wodociągowych i c.o.

7.6 Ściany działowe z uwagi na stan techniczny i nowy podział funkcji budynku należy wyburzyć i wykonać na nowo zgodnie z projektem. Nowe ścianki działowe należy murować na 2 warstwach papy izolacyjnej.

7.7 Tynki ze ścian nośnych odbić i odtworzyć na nowo

7.8 Stolarka okienna oraz drzwiowa nie spełnia obecnych norm technicznych i jakościowych . Jej stan techniczny jest zły i z tego powinna być wymieniona na nową.

7.9 Z względów technicznych i ekonomicznych i użytkowych konieczna jest termomodernizacja istniejącej części budynku polegająca na dociepleniu istniejących ścian zewnętrznych oraz wymianę stolarki okiennej na nową o odpowiednich parametrach technicznych
Istniejące kominy otynkować tynkiem cementowym i zabezpieczyć betonowymi czapkami.

7.10 Teren wokół budynku należy uporządkować i ukształtować ze spadkami od budynku tak aby zapobiec gromadzeniu się wody opadowej na dzałce . Szczególną uwagę trzeba zwrócić na właściwe odprowadzenie wody opadowej z polaci dachu a teren wokół budynku zabezpieczyć opaską. wodę odprowadzić +opaska wokół budynku

7.11 Stan więźby dachowej pod względem pracy statycznej statyczny jest zadawalający . Jednak z uwagi na ślady obecności szkodników (najprawdopodobniej spuszczeli) i postępująca korozje biologiczna – należy określić jako zły i wymagający pilnego remontu. Z uwagi na projektowaną rozbudowę i funkcje poddasza istniejącą więźbę dachową należy rozebrać. Nie zaleca się wykorzystywać drewna z rozbiórki do wykonania nowej z uwagi na pozaklasowy charakter drewna i obecność w nim szkodników . Drewno z rozbiórki może być wykorzystane jako materiał opalowy.

7.12 Istniejące kominy otynkować tynkiem cementowym i zabezpieczyć betonowymi czapkami.

7.13 Nośność istniejącego stropu i dla obecnych obciążeń jest wystarczająca. ↕
W przypadku obciążeń projektowanych nośność płyty stropowej jest wystarczająca a jedynie nośność belek jest przekroczone o 16% . Belki stropowe wymagają wzmocnienia. Proponuje się wzmocnienie belek np. za pomocą profili stalowych.

7.14 Nośność fundamentów jest dla obecnych obciążeń wystarczająca. Oględziny budynku i fundamentów wskazują na ich prawidłową pracę . Potwierdzają to obliczenia sprawdzające.

Dla projektowanej rozbudowy obciążenia na fundament mogą wzrosnąć . W efekcie nośność fundamentu może zostać przekroczone o 17% . Z uwagi na prawdopodobną konsolidację gruntu pod fundamentami na skutek długotrwałego działania obciążenia przekroczenie naprężeń do 20% jest możliwe .

Dla bezpieczeństwa budynku wskazane jest jednak takie przyjęcie schematu statycznego projektowanego stropu aby nie dociążyć istniejącego fundamentu.

7.15 Możliwa jest rozbudowa i modernizacja istniejącego budynku przy spełnieniu wszystkich wynikających z powyższych wniosków zaleceń ↙

-----koniec-----

Kraków, marzec 2005r.

opracował: mgr inż. Wojciech Mucha



Oświadczenie o sporządzeniu projektu budowlanego, zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

Ja niżej podpisany/podpisana

WOJCIECH MUCHA

legitymujący / legitymująca się dowodem osobistym nr

AAC 607920

zamieszkały / zamieszkała

30-066 KRAKÓW UL. BENIOWSKIEGO 37

Nr uprawnień

UAN UPR 330 / 90

Po zapoznaniu się z przepisami ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane (Dz. U. Z 2003 r. Nr 207, poz. 2016, z późn. zm.) zgodnie z art. 20 ust. 4 pkt 2 tej ustawy

Oświadczam, że sporządziłem / sporządziłam projekt budowlany:

ROZBUDOWA I NADBUDOWA BUDYNKU NA POTRZEBY RODZINNEJ

PLACÓWKI OPIEKUŃCZO WYCHOWAWCZEJ W KRAKOWIE UL. DESZCZOWA

zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

Świadomy odpowiedzialności karnej za podanie w niniejszym oświadczeniu nieprawdy, zgodnie z art. 233 Kodeksu karnego, potwierdzam własnoręcznym podpisem prawdziwość złożonego oświadczenia.

Kraków dn. 19.04.2005

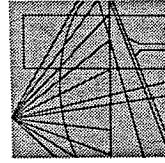


podpis

mgr Wojciech Mucha
Uprawnienia budowlane bez ograniczeń
do projektowania i kierowania robotami
budowlanymi w specjalności konstrukcje
budowlane

UAN-Upr. 330/90 RP-Upr. 222/91
MAP/BC/0178/01

URZĄD MIASTA KRAKÓWA
WYDZIAŁ ARCHITEKTURY
I URBANISTYKI
30-533 Kraków, Rynek Podgórski 1



MAŁOPOLSKA
OKRĘGOWA
I Z B A
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

22 grudzień 2004
Kraków,

www.map.pilb.org.pl, e-mail: map@pilb.org.pl

Zaświadczenie

Pan/Pani.....
Wojciech Mucha
ul. Beniowskiego 37
30-066 Kraków
.....
miejsce zamieszkania.....
.....

jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa
MAP/BO/0178/01
o numerze ewidencyjnym

i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
1 styczeń 2005 r.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od dnia

31 grudzień 2005 r.
do dnia

PRZEWODNICZĄCY
MAŁOPOLSKIEJ OKRĘGOWEJ IZBY
INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
Krakówie

dr inż. Zygmunt Rawicki

(pieczęć i podpis przewodniczącego OIIB)

MAŁOPOLSKA OKRĘGOWA IZBA
INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
w KRAKOWIE

588/1604

ZA ZGODNOŚĆ Z ORYGINAŁEM

Biurowisko "PILB" w Krakowie
Wojciech Mucha

Urząd Miasta Krakowa
81-847 Kraków (tel. 8.11-20-22)
ul. K. Kordylewskiego 11

Nr UAN-Upr. 330/90

URZĄD MIASTA KRAKOWA
WYDZIAŁ ARCHITEKTURY

Kraków, dnia 25 kwietnia 1990r.
KRAKÓW, Rynek Podgórski 1

DECYZJA O STWIERDZENIU PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO
DO PEŁNIENIA SAMODZIELNYCH FUNKCJI TECHNICZNYCH
W BUDOWNICTWIE

Na podstawie § 4 ust. 2, § 6 ust. 3, § 7 i § 13 ust. 1 pkt. 2
rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony
Środowiska z dnia 20 lutego 1975r. w sprawie samodzielnych
funkcji technicznych w budownictwie /Dz.U. Nr 8, poz. 46/

stwierdza się, że:

Pan Wojciech MUCHA

magister inżynier budownictwa

urodzony dnia 13 lipca 1962r. w Krakowie

posiada przygotowanie zawodowe upoważniające do wykonywania
samodzielnej funkcji projektanta
w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

Pan Wojciech MUCHA jest upoważniony od:

- 1/ 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 i melioracji wodnych.
 2. 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 realizacją tych budynków
 - b/ budowli nie będących budynkami
- W budownictwie osób fizycznych - do kierowania, nadzorowania
i kontrolowania budowy, kierowania i kontrolowania wytwarzania
konstrukcyjnych elementów budowli budowlanych oraz oceniania
i badania stanu technicznego obiektów budowlanych.

Otrzymują:

1. mgr inż. Wojciech MUCHA
2. a/a

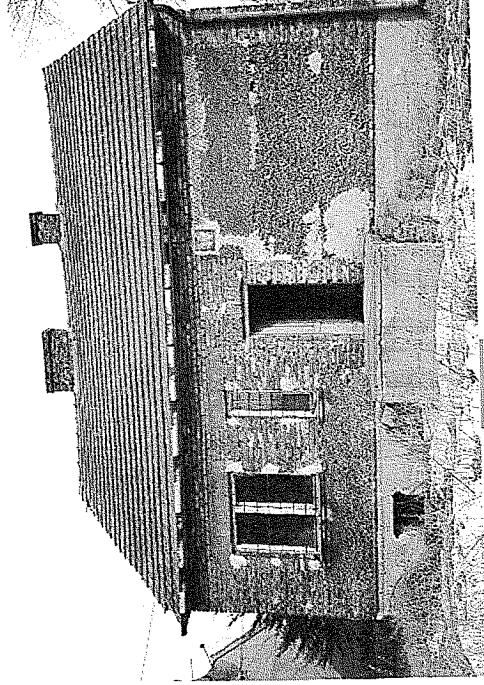


mgr inż. arch. Stefan Tabor

mgr inż. arch. Stefan Tabor

Urząd Miasta Krakowa
Wydział Architektury
Załącznik nr 1 do UAN-Upr. 330/90

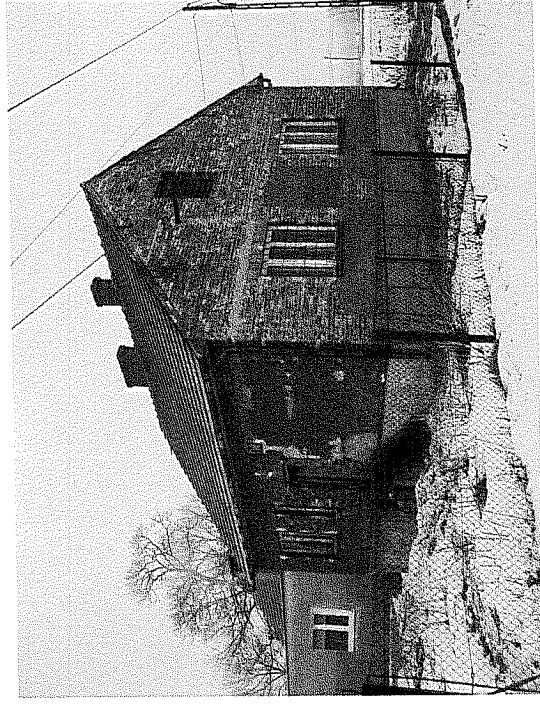
UNIWERSYTET
KRAKÓW
WYDZIAŁ
DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA
WYDZIAŁ ARCHITEKTURY
I URBANISTYKI
30-533 Kraków, Rynek Podgórski 1



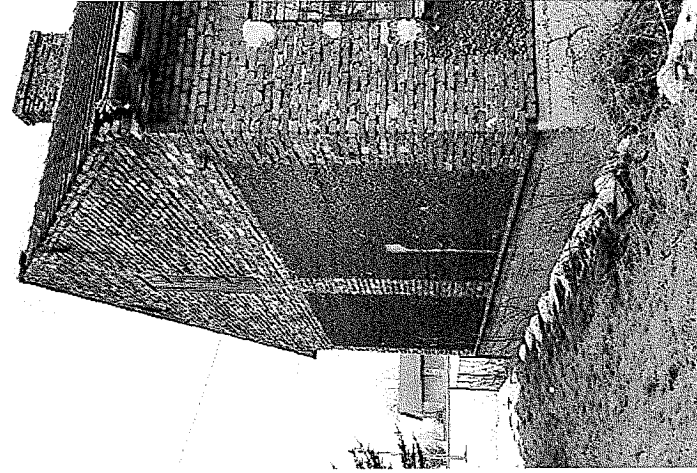
ELEWACJA ZACHODNIA



ELEWACJA WSCHODNIA



ELEWACJA POŁUDNIOWA



ELEWACJA POŁNOCNA

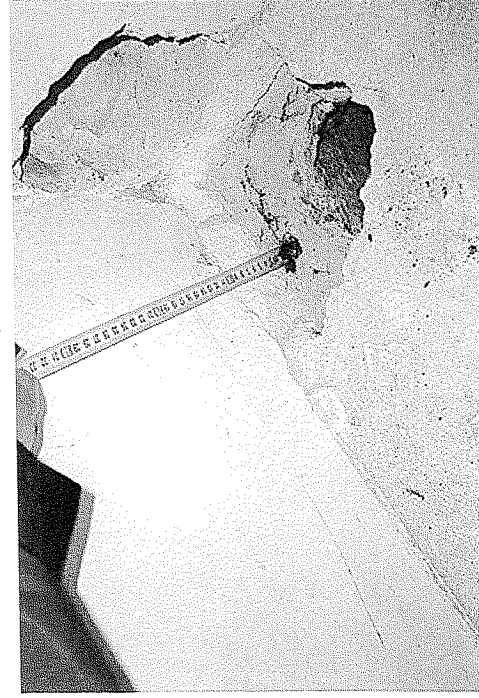
URZĄD MIASTA KRAKÓWA
WYDZIAŁ ARCHITEKTURY
I URBANIS'TYKI
30-533 Kraków, Rynek Podgórski 1



ODKRYWKA FUNDAMENTU PRZY ŚCIANIE
ZACHODNIEJ



PODPIWNICZENIE



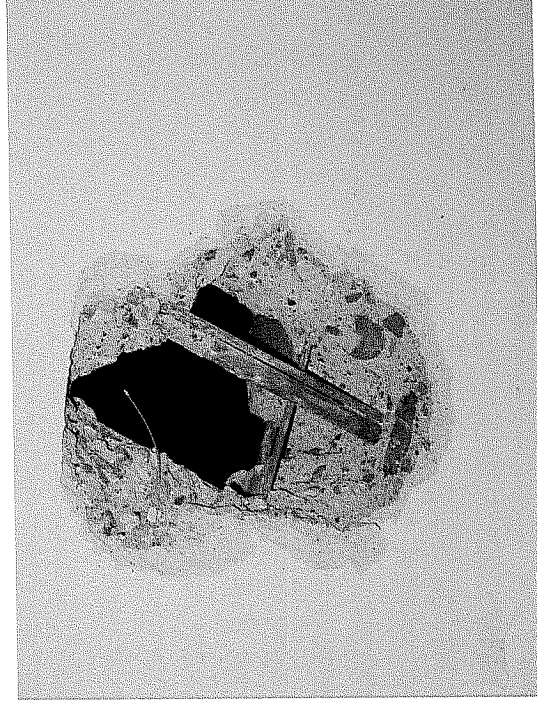
WARSTWY POSADZKI
WYKONANE NA STROPIE NAD
PIWNICĄ



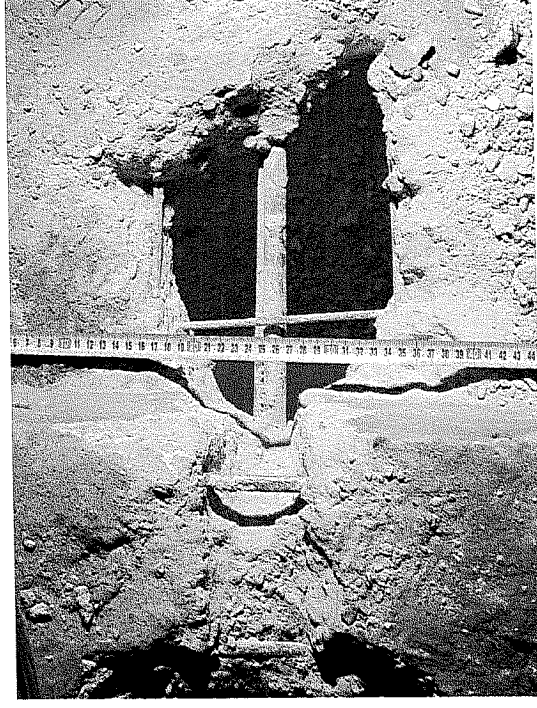
WNĘTRZE BUDYNKU



WIEŻBA DACHOWA



ODKRYWKA STROPU NAD
PARTEREM - WIDOK OD DOŁU



ODKRYWKA STROPU NAD
PARTEREM - WIDOK OD GÓRY