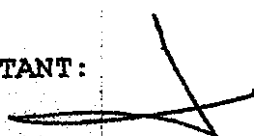



# Prac. Projektow A

JERZY ŁYJAK Radom Jagiellońska 2/20 048 - 3459218  
0 - 502729660

OBIEKT	Rozbudowa Publicznej Szkoły Podstawowej w Małęczynie - sala gimnastyczna. Nr.dz.275
RODZAJ OPRACOWANIA	Projekt budow.- wykon. konstrukcyjny
INWESTOR	Zespół Ekonomiczno-Administracyjny Szkoł w Gozdzie. 26-634 Gózd ul. Radomska 7

PROJEKTANT :	 inż. bud. ląd. <b>TADEUSZ SOKOŁOWSKI</b> Uprawnienia budowlane do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej i w ograniczonym zakresie w specjalności: architektonicznej Nr ewid. WBP-II-K-8386/108/79 06.2005
SPRAWDZ. :	 mgr inż. <b>Krzysztof Wicherek</b> Upr. budowlane do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń w specjalności Konstrukcyjno-budowlanej Nr UAN-II-K-8386/97/86 06.2005

## TECZKA ZAWIERA

### I/ OPIS TECHNICZNY + OBLICZENIA STATYCZNE.

### II/ RYSUNKI:

1. Rzut ław i stóp fundamentowych. Przekroje ław fundamentowych.
2. Stopa fundamentowa „ST – 1” + wykaz stali dla stopy.
3. Stopa fundamentowa „ST – 2” + wykaz stali dla stopy.
4. Stopa fundamentowa „ST – 3” + wykaz stali dla stopy.
5. Stopa fundamentowa „ST – 4 + wykaz stali dla stopy.
6. Stopa fundamentowa „ST – 5” + wykaz stali dla stopy.
7. Stopa fundamentowa „ST – 6 + wykaz stali dla stopy.
8. Stopa fundamentowa „ST – 7” + wykaz stali dla stopy.
9. Stopa fundamentowa „ST – 8” + wykaz stali dla stopy.
10. Stopa fundamentowa „ST – 9” + wykaz stali dla stopy.
11. Stopa fundamentowa „ST – 10” + wykaz stali dla stopy,
12. Rozplanowanie elementów konstr. w stropie nad parterem.
13. Wieńce stropowe nad parterem (przekroje).
14. Dodatkowe zbrojenie dla płyt o  $L > 6,26$  m.
15. Wylewka stropowa „WL – 1”.
16. Wylewka stropowa „WL – 2”.
17. Wylewka stropowa „WL – 3”.
18. Wylewka stropowa „WL – 4”.
19. Wylewka stropowa „WL – 5”.
20. Wylewka stropowa „WL – 6”.
21. Wylewka stropowa „WL – 7”.
22. Słup żelbetowy „SŁŻ – 1.1”.
23. Słup żelbetowy „SŁŻ – 1.2”.
24. Słup żelbetowy „SŁŻ – 2”.
25. Słup żelbetowy „SŁŻ – 3”.
26. Słup żelbetowy „SŁŻ – 4”.
27. Słup żelbetowy „SŁŻ – 5”.
28. Słup żelbetowy „SŁŻ – 6”.
29. Słup żelbetowy „SŁŻ – 7.1”.
30. Słup żelbetowy „SŁŻ – 7.2”.
31. Słup żelbetowy „SŁŻ – 7.3”.
32. Słup żelbetowy „SŁŻ – 8.1”.
33. Słup żelbetowy „SŁŻ – 8.2”.
34. Słup żelbetowy „SŁŻ – 8.3”.
35. Słup żelbetowy „SŁŻ – 8.4”.
36. Słup żelbetowy „SŁŻ – 9.1”.

37. Słup żelbetowy „SŁŻ –9.2”.
38. Słup żelbetowy „SŁŻ –9.3”.
39. Słup żelbetowy „SŁŻ –9.4”.
40. Słup żelbetowy „SŁŻ –9.5”.
41. Słup żelbetowy „SŁŻ –10.1”.
42. Słup żelbetowy „SŁŻ –10.2”.
43. Słup żelbetowy „SŁŻ –10.3”.
44. Słup żelbetowy „SŁŻ –10.4”.
45. Słup żelbetowy „SŁŻ –10.5”.
46. Słup żelbetowy „SŁŻ –10.6”.
47. Schody żelbetowe wewnętrzne.
48. Belka stalowa „BS – 2”.
49. Belka żelbetowa „N-1”.
50. Belka żelbetowa „N-2”.
51. Belka żelbetowa „BŻ-1”.
52. Belka żelbetowa „BŻ-2”.
53. Belka żelbetowa „BŻ-3”.
54. Belka żelbetowa „BŻ-4”.
55. Belka żelbetowa „BŻ-5”.
56. Belka żelbetowa „BŻ-6”.
57. Belka żelbetowa „BŻ-7”.
58. Belka żelbetowa „BŻ-8”.
59. Belka żelbetowa „BŻ-9”.
60. Belka żelbetowa „BŻ-10 a i b”.
61. Rozplanowanie elementów konstr. w stropie nad pętrek.
62. Wieńce stropowe I piętra (przekroje).
63. Wylewka stropowa „WL – 8”.
64. Wylewka stropowa „WL – 9”.
65. Wylewka stropowa „WL – 10”.
66. Belka stalowa „BS – 1”.
67. Trzpień żelbetowy w ścianie podłużnej poddasza „TR – 1a”.
68. Trzpień żelbetowy w ścianie poddasza „TR – 1b”.
69. Trzpień żelbetowy w ścianie parteru „TR – 2a”.
70. Trzpień żelbetowy w ścianie parteru „TR – 2b”.
71. Trzpień żelbetowy w ścianie parteru „TR – 2c”.
72. Trzpień żelbetowy w ścianie parteru „TR – 2d”.
73. Rozplanowanie elementów konstr. w ścianie zach. Sali gimnastycznej.
74. Dźwigar stalowy „DS.- 1”.
75. Stężenie pościowe „SD-1” ; „SD-1A” oraz stężenie międzydźwigarowe „SP-1” ; „SP-1Asz” „SP-1A”.
76. Śruba fajkowa typ „W” M 20.
77. Wykaz stali dla „DS – 1”.
78. Wykaz stali dla „SD – 1” i „SD – 1A”.

79. Wykaz stali dla „SP – 1” i „SP – 1A”.
80. Wykaz stali dla „SP – 1Asz” oraz płatwi dachowych „P – 1,2”.
81. Cokół dachowy pod wentylator „BD – RP5”.
82. Nadproże stalowe „NS-1” w budynku istniejącym.
83. Płytki nad kanałem c.o. „P – 1”.
84. Płytki nad kanałem c.o. „P – 2”.
85. Trpienie żelbetowe dla ław wspornikowych przy budynku istniejącym „Tż – 1”

## **1. Dane ogólne o inwestycji.**

### **1.1 Podstawa prawna i materiały wyjściowe.**

- decyzja o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu
- program inwestora
- badania techniczne podłoża gruntowego wykonane przez Pracownię Ochrony Środowiska „EKO” w czerwcu 2005 r.
- podkłady z poszczególnych branż

### **1.2 Przedmiot projektowanej inwestycji i układ opracowania.**

Jest część konstrukcyjna projektu budowlanego rozbudowy Szkoły Podstawowej i realizacja sali gimnastycznej w Małęczynie.

Projekt składa się z:

- opisu technicznego
- obliczeń statycznych obejmujących statykę i wymiarowanie elementów stalowych oraz pozostałych elementów wykonywanych na mokro na budowie.
- rysunków konstrukcyjnych elementów stalowych i żelbetowych.

## **2. OPIS TECHNICZNY**

### **2.1 Opis ogólny budynku.**

Projektowanym obiektem jest rozbudowa Szkoły Podstawowej oraz realizacja sali gimnastycznej.

Wysokość sali gimnastycznej – 7,20 m.

### **2.2 Opis ogólny konstrukcji.**

Konstrukcja budynków tradycyjna doprzemysłowiona.

Sztywność przestrzenną w budynku dydaktycznym zapewniają ściany konstrukcyjne podłużne i poprzeczne, zaś w budynku sali gimnastycznej słupy żelbetowe wylewane na placu budowy.

### **2.3 Obliczenia statyczne wykonano w oparciu o normy:**

PN-82/B-02001(3)	- Obciążenie stałe i zmienne
PN-82/B-02010	- Obciążenie śniegiem
PN-77/B-02011	- Obciążenie wiatrem
PN- B-03264: 1999	- Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone
PN-90/B-03200	- Konstrukcje stalowe
PN-81/B-03020	- Posadowienia bezpośrednie

## 2.4 Szczegółowy opis techniczny konstrukcji.

### A. Rozbudowa budynku Szkoły Podstawowej wraz z zapleczem sali gimnastycznej.

#### 2.4.1 Dachy.

Przyjęto dach trójspadowy drewniany. Drewno sosnowe o wilgotności 15% klasy K27. Krokwie nie podcięte o wymiarach 7x14 cm.. Murłaty mocować do wieńcy żelbetowych lub ściany przy pomocy kotew stalowych  $\phi$  16 co 1,5 m.

#### 2.4.2 Komunikacja

##### 2.4.2.1 Schody wewnętrzne.

Projektowane schody wykonać wylewane na placu budowy z betonu B-15 i zazbroić stalą A-0 i A-III. W czasie betonowania obsadzić marki stalowe celem późniejszego obsadzenia balustrad. Rozstaw marek wg. rozstawu słupków (patrz projekt arch.)

#### 2.4.3 Stropy.

Przyjęto stropy prefabrykowane z płyt kanałowych.

Nad parterem przyjęto płyty kanałowe rozpiętości do 6,6 m., wysokości konstrukcyjnej 24,0 cm i o obciążeniu charakterystycznym zewnętrznym równomiernie rozłożonym 7,5 kN/m<sup>2</sup>.

Nad piętrem przyjęto płyty kanałowe rozpiętości do 6,6 m., wysokości konstrukcyjnej 24,0 cm i o obciążeniu charakterystycznym zewnętrznym równomiernie rozłożonym 4,5 kN/m<sup>2</sup>.

Składowanie elementów stropowych, oraz wykonanie stropu powinno odbywać się zgodnie z instrukcją producenta od którego zostały kupione elementy stropowe.

Rozplanowanie płyt stropowych wykonać zgodnie z rysunkami wykonawczymi.

##### 2.4.3.1 Wylewki stropowe

Do szerokości 30 cm przyjęto wylewki betonowe. Wylewki wylać z betonu żwirowego B-20 wg rysunków wykonawczych..

#### 2.4.4 Ściany nośne.

##### 2.4.4.1 Zewnętrzne.

I piętra i parteru przyjęto warstwowe (błoczki gazobetonowe kl 8 „800” gr. 24,0 cm + styropian gr. 12,0 cm wzmocnione trzpieniami żelbetowymi ).

Filarki międzyokienne przyjęto warstwowe ( cegła kl. min. 15 MPa na zaprawie cementowej min  $R_z = 5$  Mpa gr. 25,0 cm lub beton B-15+ styropian gr. 11,0 cm ).

Podziemia pełne z bloczków betonowych B-20 MPa gr. 24,0 cm na zaprawie cem. o  $R_z = 5$  MPa.

#### **2.4.4.2 Wewnętrzne.**

Ip i parteru przyjęto z bloczków gazobetonowych kl. 8 gr. 24,0 cm.  
Podziemia z bloczków betonowych B-20 MPa gr. 24,0 cm na zaprawie cem.  
o Rz = 3 MPa.

#### **2.4.5 Wieńce.**

Przyjęto na ścianach o gr. min. 24,0 cm z betonu B-15 i zbrojone stalą A-III (4 pręty podłużne  $\phi$  12 mm, oraz strzemiona  $\phi$  6 mm co 25,0 cm).

#### **2.4.6 Belki, słupy, trzpienie i ramy.**

##### **2.4.6.1 Żelbetowe.**

Przyjęto wylewane żelbetowe z betonu B-20 i zbrojone stalą A-O i A-III .  
Przekroje belek jak i średnice prętów patrz rysunki wykonawcze.

##### **2.4.6.2 Stalowe.**

Przyjęto ze stali St3SX o wielkości, sposobie zamocowania jak i zabezpieczenia ppoż patrz rysunki wykonawcze.

#### **2.4.7 Nadproża żelbetowe**

Do rozpiętości otworów 2,4 m. przyjmując typowe belki nadprożowe typu „L 19” wg. KB1-31.3.4/1/-69, zaś powyżej rozpiętości 2,4 m. wylewane wg. rysunków wykonawczych. Przyjęto nadproża wylewane z betonu B-20 i zbrojone stalą A-O i A-III.

#### **2.4.8 Płytki żelbet. nad kanałami c.o.**

Przyjęto żelbetowe wylewane na placu budowy zbrojone stalą A-O i A-III.  
Przekroje płyt, belek jak i średnice prętów patrz rysunki wykonawcze.

#### **2.4.9 Fundamenty.**

Pod ściany przyjęto ławy a pod słupy stopy o wym. jak na rys. nr 1.  
Ławy i stopy wylewane na placu budowy z betonu B-15 zbrojone stalą A-0 i A-III..

### **B. Budynek sali gimnastycznej.**

#### **2.4.1 Dźwigar stalowy dwuspadowy L=20,44m ; B=3,0m**

##### **2.4.1.1. Opis konstrukcji dźwigara.**

Dźwigary dwuspadowe łączone w środku rozpiętości zaprojektowano w postaci stalowych wiązarów kratowych o pochyleniu górnych pasów wynoszących 17°. Dźwigary przystosowane są do przekryć bezświetlikowych.  
Pod względem statycznym dźwigary są belkami jednoprzęsłowymi, zewnątrz i wewnątrz statycznie wyznaczalnymi.

Pasy górne dźwigarów zaprojektowane są z profili 2 ceowników, dolne 2 kątowników, a wszystkie pręty wewnętrzne (słupki i krzyżulce) z 2 kątowników.

**Stężenia pionowe** zaprojektowano w postaci lekkich krat z profili walcowanych na gorąco.

**Stężenia połaciowe** zaprojektowano dla dźwigarów przystosowanych do krycia płatwiowego.

#### **2.4.1.2 Materiały.**

Dźwigary zaprojektowano ze stali o następujących gatunkach:

- pas górny ze stali St3SX
- pas dolny „ „ St3SX
- krzyżulce i blachy węzłowe ze stali St3SX

Stężenia pionowe, połaciowe i inne elementy uzupełniające ze stali St3SX.

Do spawania stosować elektrody typu ER – 2.46.

#### **2.4.1.3. Połączenia.**

W środku rozpiętości dźwigara zaprojektowano połączenie spawane jak i pozostałe połączenia w elementach należy wykonać spawane.

Wszystkie połączenia stężeń pionowych, połaciowych z dźwigarami zaprojektowano jako skręcane przy użyciu śrub.

#### **2.4.1.4. Warunki wykonania i odbioru.**

Dźwigary stalowe, stężenia oraz elementy uzupełniające należy wykonać zgodnie z normą PN - 77/B - 06200 „Konstrukcje stalowe budowlane”

- Wymagania i badania techniczne przy odbiorze.

Konstrukcja winna spełniać „Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych cz. III - „Konstrukcje stalowe” wydane przez Ministerstwo Budownictwa - Urząd Techniki. Powinny być także spełnione wszystkie warunki wykonania podane na poszczególnych rysunkach.

Szczególne uwagi należy zwrócić na zachowanie geometrii więzara i staranne wykonanie spoin.

Elementy konstrukcji należy zabezpieczyć przed uszkodzeniem w czasie transportu. Wiązary należy transportować w pozycji pionowej na podkładach drewnianych, zabezpieczone przed utratą stateczności i deformacją.

Pręty stężeń zaleca się transportować w wiązkach połączonych obejmami lub taśmą metalową zabezpieczyć przed otarciem powłok malarskich za pomocą podkładek z drewna.

Przed rozpoczęciem montażu należy sprawdzić kompletność i prawidłowość wykonania konstrukcji, prawidłowość rozmieszczenia słupów oraz usunąć zauważone usterki.

Montaż konstrukcji zaleca się wykonać za pomocą żurawia samojezdnego.



Typ żurawia należy dobrać w zależności od warunków miejscowych z uwzględnieniem wymaganego wysięgu i wysokości podnoszenia. Wiązary należy podnosić w pozycji pionowej za pomocą zawiesia belkowego lub linowego. Zawiesie należy zaczepiać w węzłach pasa górnego. Montaż należy rozpocząć od pary wiązarów a następnie zmontować między nimi stężenia pościowe i pionowe. Montaż kolejnych wiązarów prowadzić sukcesywnie.

#### **2.4.1.5. Zabezpieczenie antykorozyjne.**

Dokonać przez pomalowanie jednokrotnie farbą olejną podkładową na pyłe cynkowym (przeciwrdzewna Cynkol) lub farbą rdzochronną tlenkową żelazową chromianową o symbolach 11/93/08; 23/23/08; 23/61/08, a następnie pomalować dwukrotnie farbą nawierzchniową ogólnego stosowania syntetyczną o symbolach 22/XX/09 lub 240 /XX/09.

W wytwórni elementy konstrukcji należy oczyścić do II stopnia czystości i gruntować dwukrotnie farbą miniową 60%.

Malowanie podkładowe wykonać bezpośrednio po oczyszczeniu (czas dzielący malowanie od czyszczenia nie powinien przekraczać 6 godz.).

Na budowie należy skontrolować starannie jakość gruntowania i czystość powierzchni. Konstrukcję zanieczyszczoną pyłem i błotem należy zmyć wodą i wysuszyć, a miejsce zatłuszczone przetrzeć czyścikiem nasyconym benzyną do lakierów. Miejsca uszkodzeń powłoki gruntującej należy oczyścić i uzupełnić tą samą farbą. Po wyschnięciu uzupełniających powłok podkładowych, elementy konstrukcji należy pomalować dwukrotnie emalią ftalową ogólnego stosowania. Kolor farby obu warstw powinien różnić się odcieniem dla ułatwienia kontroli czy nałożono jedną czy dwie warstwy farby.

Druga warstwa farby może być nakładana dopiero po całkowitym wyschnięciu i sprawdzeniu jakości pierwszego malowania.

Jakość wykonanego pokrycia należy sprawdzić w zakresie wyglądu zewnętrznego i grubości powłok.

Łączna grubość powłok powinna być nie mniejsza niż 120 mikrometrów.

#### **2.4.2 Dach.**

Stosuje się blachodachówkę na łątach i kontrłątach przymocowanych do krokwi drewnianych które wspierają się na płatwiach stalowych .

#### **2.4.3 Słupy.**

Projektuje się wylewane o wymiarach 30,0 x 50,0 cm, oraz 30,0 x 37,0 cm oraz 37,0 x 37,0 cm.z betonu B-20 i zbrojone stalą A-III.

W czasie betonowania słupa należy pamiętać o zabetonowaniu śrub fajkowych służących do mocowania wiązarów stalowych.

Przed zabetonowaniem kotew należy sprawdzić rozstaw śrub szablonem jak i również prawidłowy rozstaw śrub w stosunku do osi modularnej.

**2.4.4 Nadproża – wieńce (sala gimnastyczna).**

Projektuje się wylewane na placu budowy z betonu B-15 i zbrojone stalą A-O i A-III.

**2.4.5 Wieńce (zaplecza).**

Przyjęto z betonu B-15 i zbrojone stalą A-O. W wieńcach przyjęto pręty podłużne z 4 x 12mm. Zakład łączących się prętów powinien wynosić min. 60,0 cm.

**2.4.6 Ściany.**

Jak przy rozbudowie Szkoły Podstawowej.

**2.4.7 Fundamenty.**

Ławy i stopy fundamentowe żelbetowe z betonu B-15. Szerokość ław i stóp obliczono dla gruntu jednorodnego, piaski drobne.

W miejscu orientacyjnie zaznaczonym na rys. ław fundamentowych wybrać nasyp niebudowlany (piasek zmieszany z humusem) na gł. ok. 0,5 m. Brakujący grunt pod fundamenty uzupełnić piaskiem gruboziarnistym ubijanym na mokro warstwami co 20,0 cm do stopnia zagęszczenia  $I_D > 0,5$  lub uzupełnić betonem B-7,5.

Opis wykonał :

**ST. PROJEKTANI**

  
inż. Tadeusz Sokołowski

Radom ; dn. 27. 06. 2005 r

## OŚWIADCZENIE


Zgodnie z art. 20 ust. 4 – Prawa Budowlanego (Dz. U. Nr 207 z 2003 r. Poz. 2016 z późniejszymi zmianami) oświadczam jako projektant, że opracowany projekt budowlano-wykonawczy

**„Sali gimnastycznej wraz z rozbudową Szkoły Podstawowej w Małęczynie ”**

został sporządzony zgodnie z obowiązującymi Polskimi Normami i przepisami oraz zgodnie ze sztuką i wiedzą budowlaną .

*mgr inż. Krzysztof Wicherek*  
Up. budowlane do nadziewania i kierowania  
robotami budowlanymi bez ograniczeń  
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej  
Nr ewid. WBP-II-K-8386/108/79

*inż. bud. ląd. TADEUSZ SOKOŁOWSKI*  
Uprawnienia budowlane do projektowania  
i kierowania robotami budowlanymi bez  
ograniczeń w specjalności:  
konstrukcyjno-budowlanej i w ograniczonym  
zakresie w specjalności: architektonicznej  
Nr ewid. WBP-II-K-8386/108/79

  
.....  
(podpis projektanta)

Nr WBP-II-K-8386/108/79

## STWIERDZENIE PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO

do pełnienia samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie

Na podstawie § 5 ust. 1, § 6 ust. 3, § 7, § 13 ust. 1 pkt 2.  
i § 13 ust. 1 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)

stwierdza się, że:

OBYWATEL TADEUSZ RYSZARD SOKOŁOWSKI

inżynier budownictwa lądowego

(wymienić tytuł zawodowy)

urodzony dnia 28 października 1950 r. w Radomiu

posiada przygotowanie zawodowe, upoważniające do wykonywania samodzielnej funkcji

projektanta oraz kierownika budowy i robót

w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

OBYWATEL TADEUSZ RYSZARD SOKOŁOWSKI

jest upoważniony do:

- 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,

- verte -

3/ kierowania, nadzorowania i kontrolowania budowy i robót, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego w zakresie wszelkich budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i wodnomelioracyjnych.

Otrzymuje :

Ob. Tadeusz Ryszard Sokółowski  
ul. Kolberga 20 m 96  
26 - 600 Radom



2 up. Wojewody  
Stanisław Mielicki Województwa  
mgr inż. arch. Jerzy Filiptuk



MAZOWIECKA  
OKRĘGOWA  
I Z B A  
INŻYNIERÓW  
BUDOWNICTWA

Warszawa, 7 grudnia 2004

### Zaświadczenie

*Pan TADEUSZ SOKOŁOWSKI*

miejsce zamieszkania:

*ANTONIÓWKA 104D*

*26-630 JEDLNA LETNISKO*

jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

o numerze ewidencyjnym: *MAZ/BO/6302/03*

i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia: *31 grudnia 2005*

MAZOWIECKA OKRĘGOWA IZBA  
INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA  
Z-os PRZEWODNICZĄCEGO

mgr inż. Jerzy Kotowski

00-050 Warszawa ul. Świętokrzyska 14, klatka B, VI/p. tel. (+48 22) 336 14 02, -03, -04, -08; fax 336 14 03 w. 18. Komisja Kwalifikacyjna: tel/fax 336 12 48 w. 23  
Biuro Przyręć: klatka A, IV/p. tel. 336 14 05, fax 336 14 14, tel/fax 826 11 05. E-mail: biuro@maz.pitb.org.pl, www.maz.pitb.org.pl

Nr UAN-II-K-8386/97/86

## STWIERDZENIE PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO

do pełnienia samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie

Na podstawie § 13 ust. 1 pkt 2, § 6 ust. 3, § 4 ust. 2, § 7

i § 13 ust. 1 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)

stwierdza się, że:

OBYWATEL KRZYSZTOF OLGIERD WICHEREK

magister inżynier budownictwa  
(wymienić tytuł zawodowy)

urodzony dnia 04 października 1950 r. w Radomiu

posiada przygotowanie zawodowe, upoważniające do wykonywania samodzielnej funkcji

projektanta

w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

OBYWATEL KRZYSZTOF OLGIERD WICHEREK

jest upoważniony do

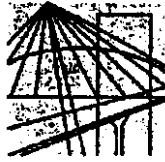
- 1/ sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno - budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i melioracji wodnych,
- 2/ sporządzania w budownictwie 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,
- 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.

Otrzymuje :

Ob. Krzysztof Olgierd Wicherek  
ul. Traugutta 17 a m 1  
26 - 600 Radom



*Włodzimierz Koczyna*  
mgr inż. arch. Włodzimierz Koczyna



MAZOWIECKA  
OKRĘGOWA  
I Z B A  
INŻYNIERÓW  
BUDOWNICTWA

Warszawa, 8 lipca 2004

## Zaświadczenie

*Pan KRZYSZTOF OLGIERD WICHEREK*

miejsce zamieszkania:

*CHROBREGO 13A/22*

*26-600 RADOM*

jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

o numerze ewidencyjnym: *MAZ/BO/6894/03*

i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia: *30 czerwca 2005*

MAZOWIECKA OKRĘGOWA IZBA  
INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA  
Z-ca PRZEWODNICZĄCEGO

*mgr inż. Jerzy Kotowski*



**OBLICZENIA STATYCZNE**

sali gimnastycznej i rozbudowy budynku SP w Małęczynie.

**I. Sala gimnastyczna.****1. Obliczenie płatwi stalowych dachowych.**

Strefa śniegowa 1

Strefa wiatrowa 1

**1.1 Wielkości geometryczne :**

$$\alpha = 17^\circ \quad \sin \alpha = 0.292$$

$$\cos \alpha = 0.956$$

$$L1 = 273 \text{ cm} \quad L2 = 273 \text{ cm}$$

**1.2 Zestawienie obciążeń na 1m<sup>2</sup>**

- ciężar pokrycia :

- blachodachówka + krokwie

$$g = 0.121 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie śniegiem

$$S = S_k * \gamma_f ; S_k = Q_k * c ; \gamma_f = 1.4 ; C2 = 0.85$$

$$\alpha = 17^\circ \quad C1 = 0.8$$

$$Q_k = 0.7 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{n1} = Q_k * C2 * \gamma_f = 0.836 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie wiatrem

$$\gamma_f = 1.3 \quad q_k = 0.25 \text{ kN/m}^2 \quad \beta = 1.8$$

$$\text{Rodzaj dachu : dwuspadowy} \quad C = 0.055$$

$$\text{Rodzaj terenu : A} \quad C_e = 1.0$$

$$p_k = q_k * C_e * C * \beta = 0.025 \text{ kN/m}^2$$

$$p = p_k * \gamma_f = 0.032 \text{ kN/m}^2 \quad \text{prostopadle do połaci dachu}$$

**1.3 Obliczenie płatwi.****1.3.1 Zestawienie obciążeń na 1 m<sup>2</sup>**

Obciążenia	Obciążenie $\perp$ do połaci	Obciążenie $\parallel$ do połaci
Ciężar pokrycia	$q * \cos \alpha = 0.116$	$q * \sin \alpha = 0.035$
Śnieg	$S_{n1} * \cos^2 \alpha = 0.765$	$S_{n1} * \sin \alpha * \cos \alpha = 0.234$
Wiatr	$p = 0.032$	
	$q'_x = 0.913$	$q'_y = 0.269$
	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>

$$\text{Przyj. płatwie z C 100} \quad W_x = 41.2 \text{ cm}^3 ; W_y = 8.49 \text{ cm}^3$$

$$G = 0.106 \text{ kN/m} ; a_1 = 2.72 \text{ m.}$$

Obciążenie na 1 mb płatwi .

$$q_x = q_x * a_1 + G = 2.589 \text{ kN/m.} \quad L = 3.00 \text{ m.}$$

$$q_y = q_y * a_1 = 0.732 \text{ kN/m.}$$

$$M_x = 0.125 * q_x * L^2 = 2.912 \text{ kNm.} \quad T_x = 0.5 * q_x * L = 3.883 \text{ kN}$$

$$M_y = 0.125 * q_y * L^2 = 0.823 \text{ kNm.} \quad T_y = 0.5 * q_y * L = 1.098 \text{ kN}$$

Sprawdzenie naprężeń:

$$\text{Stal St3SX: } f_d = 21.5 \text{ kN/cm}^2 \quad J_x = 206 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_p = 1 \quad M_{Rx} = \alpha_p W_x f_d = 885.8 \text{ kNcm} = 8.858 \text{ kNm}$$

$$M_{Py} = \alpha_p W_y f_d = 182.5 \text{ kNcm} = 1.83 \text{ kNm}$$

$$h = 10.00 \text{ cm.} \quad \beta = 1 \quad b = 5.00 \text{ cm}$$

$$t = 0.60 \text{ cm}$$

$$\lambda_L = 0.045 * \sqrt{L * h * \beta * f_d / b} / 215 = 0.56 \text{ ceowniki zwiększyć wartość o 25\%}$$

Przyjęto  $\varphi_L = (1 + \lambda^{-2n})^{-1/n} = 0,9534137$  dla  $n = 2,0$  (krzywa a)

$M_x / \varphi_L M_{Rx} + M_y / M_{Ry} < 1$ :

$$M_x / \varphi_L M_{Rx} + M_y / M_{Ry} = 0,796 < 1$$

Ugięcie:

$$f_{dop} = 1 \times L / 250 = 1.200 \text{ cm}$$

$$f_n = 5/384 \times q L^4 / E J_x = 0.647 \text{ cm}; < f_{dop} = 1.200 \text{ cm}$$

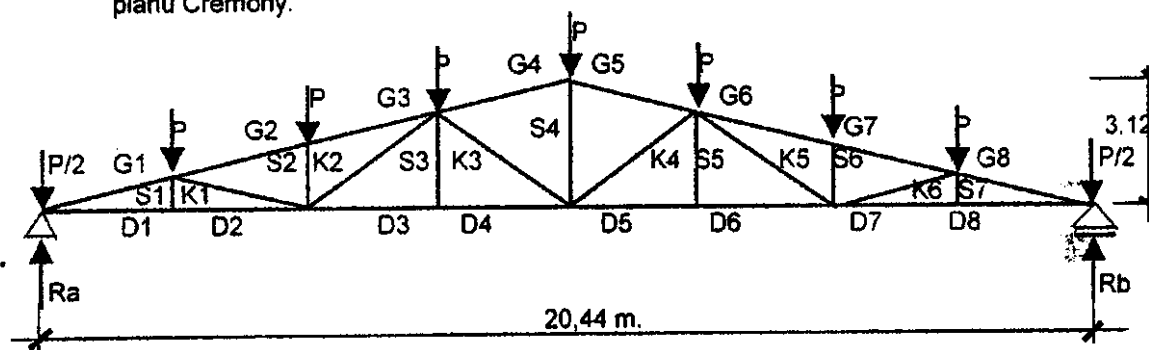
## 2. Wiązar stalowy.

Sily obciążające węzły wiązara.

- z poz. 2 $2 \times T_x =$	7,77 kN
- c. wł. wiązara $G/8 \times 1,1 =$	1,93 kN
- sufit + ocieplenie $0,45 \times 10,22/4 \times 3,0 =$	3,52 kN
- instalacja oświetleniowa $0,12 \times 10,22/4 \times 3,0 =$	0,94 kN
- wentylacja $0,17 \times 10,22/4 \times 3,0 =$	1,33 kN
<b>P =</b>	<b>15,49 kN</b>

$$R_A = R_B = 0,5 \times 8 \times P = 61,9408 \text{ kN}$$

Sily w prętach kratownicy wyznaczono mł. wykreślą za pomocą planu Cremony.



ZESTAWIENIE SIŁ W PRĘTACH KRATOWNICY

Lp	PRĘT	SIŁA [kN]	DŁUGOŚĆ [m.]
1	2	3	4
7	D1	175,85	2,555
8	D2	175,85	2,555
9	D3	125,61	2,555
10	D4	125,61	2,555
11	D5	125,61	2,555
12	D6	125,61	2,555
13	D7	175,85	2,555
14	D8	175,85	2,555
22	G1	-183,93	2,671
1	G2	-157,65	2,671
2	G3	-157,65	2,671
3	G4	-105,10	2,671
4	G5	-105,10	2,671
5	G6	-157,65	2,671
6	G7	-157,65	2,671

29	G8	-183.93	2,671
15	S1	0.00	0,781
16	S2	-15.40	1,561
17	S3	0.00	2,340
18	S4	46.20	3,120
19	S5	0.00	2,340
20	S6	-15.40	1,561
21	S7	0.00	0,781
23	K1	-26.28	2,672
24	K2	34.13	3,465
25	K3	-34.13	3,465
26	K4	-34.13	3,465
27	K5	34.13	3,465
28	K6	-26.28	2,672
	Ra=Rb	61,94	
	P	15,49	

Wymiarowanie:

Stal St3SX

$$f_d = 21,50 \text{ kN/cm}^2$$

**2.1 Pas górny.**

Założono, że pręty pasa górnego będą w węzłach stężone płatwiami dachowymi, stąd długości wybocheniowe prętów w płaszczyźnie x i y będą jednakowe.

$$\text{Max siła ściskająca } N = G_1 = -183,93 \text{ kN} \quad l_w = 267,1 \text{ cm}$$

Pole wymagane:

$$A = N_c / 0,75 / f_d = 11\,40651 \text{ cm}^2$$

$$\text{Przyjęto 2 C 100} \quad A = 27,00 \text{ cm}^2; \quad i_x = 3,91 \text{ cm}$$

$$h = 10,00 \text{ cm}; \quad t_f = 0,85 \text{ cm}; \quad i_y = 3,75 \text{ cm}$$

$$R = 0,85 \text{ cm}; \quad t_w = 0,6 \text{ cm}$$

Klasa przekroju:

$$\text{średnik } (h - t_f - R) / t_w = 13,833333 < 14$$

Przekrój jest klasy 3.

Współczynnik długości wybocheniowej:

$$x_1 = 1,0 \quad x_2 = 1/1 = 1,000 \quad \lambda_p = 84$$

$$\mu = 1,000; \quad \lambda_y = l_w \times \mu / i = 71,23; \quad \bar{\lambda} = \lambda / \lambda_p = 0,8479$$

$$\text{Przyjęto } \varphi = (1 + \bar{\lambda}^{2n})^{-1/n} = 0,8119206 \quad \text{dla } n = 2,0 \text{ (krzywa a)}$$

$$N_{RC} = A \times f_d = 580,5 \text{ kN}$$

$$N / \varphi \times N_{RC} = 0,390245 < 1,00$$

**2.2 Pas dolny.**

$$\text{Max siła rozciąg. } N = D_2 = 175,85 \text{ kN}$$

Przyjęto 2 L 65 x 65 x 6

$$A = 15,1 \text{ cm}^2$$

$$N < N_R = A \times f_d \quad 175,85 \text{ kN} < N_R = 324,65 \text{ kN}$$

**2.3 Krzyżulce.**

$$\text{Max siła ściskająca } N = K_3 = -34,13 \text{ kN} \quad l_w = 346,500 \text{ cm}$$

$$\text{Przyjęto 2 L 65x65x6} \quad A = 15,10 \text{ cm}^2; \quad i_x = 1,97 \text{ cm}$$

$$h = 6,50 \text{ cm}; \quad t_f = 0,6 \text{ cm}; \quad i_y = 3,03 \text{ cm}$$

$$R = 0,9 \text{ cm}; \quad t_w = 0,6 \text{ cm}$$

Klasa przekroju:

$$\text{średnik } (h - t_f - R)/t_w = 8,3333333 < 14$$

Przekrój jest klasy 3.

Współczynnik długości wybocheniowej:

$$x_1 = 1,0 \quad x_2 = 1/1 = 1,000 \quad \lambda_p = 84$$

$$\mu = 1,000; \quad \lambda_x = t_w \times \mu / i = 175,89; \quad \bar{\lambda} = \lambda / \lambda_p = 2,0939$$

$$\text{Przyjęto } \varphi = (1 + \bar{\lambda}^{2n})^{-1/n} = 0,2223681 \quad \text{dla } n = 2,0 \text{ (krzywa a)}$$

$$N_{RC} = A \times f_d = 324,65 \text{ kN}$$

$$N / \varphi \times N_{RC} = 0,472768 < 1,00$$

$$N = K_1 = -26,28 \text{ kN} \quad l_w = 267,200 \text{ cm}$$

$$\text{Przyjęto 2 L } 60 \times 60 \times 5 \quad A = 11,80 \text{ cm}^2; \quad i_x = 1,82 \text{ cm}$$

$$h = 6,00 \text{ cm}; \quad t_f = 0,5 \text{ cm}; \quad i_y = 2,81 \text{ cm}$$

$$R = 0,8 \text{ cm}; \quad t_w = 0,5 \text{ cm}$$

Klasa przekroju:

$$\text{średnik } (h - t_f - R)/t_w = 9,4 < 14$$

Przekrój jest klasy 3.

Współczynnik długości wybocheniowej:

$$x_1 = 1,0 \quad x_2 = 1/1 = 1,000 \quad \lambda_p = 84$$

$$\mu = 1,000; \quad \lambda_x = l_w \times \mu / i = 146,81; \quad \bar{\lambda} = \lambda / \lambda_p = 1,7478$$

$$\text{Przyjęto } \varphi = (1 + \bar{\lambda}^{2n})^{-1/n} = 0,3111158 \quad \text{dla } n = 2,0 \text{ (krzywa a)}$$

$$N_{RC} = A \times f_d = 253,7 \text{ kN}$$

$$N / \varphi \times N_{RC} = 0,332953 < 1,00$$

### 3.0 Belki żelbetowe "BŻ - 10".

Obciążenia:

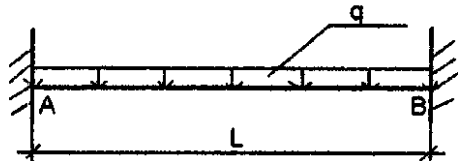
$$\text{- ściana } 0,38 \times 2,4 \times 18,0 \times 1,1 =$$

$$18,06 \text{ kN/m.}$$

$$\text{- ciężar wł. belki } b \times h \times 24,0 \times 1,1 =$$

$$2,41 \text{ kN/m.}$$

$$q = \frac{18,06 \text{ kN/m.} + 2,41 \text{ kN/m.}}{20,47 \text{ kN/m.}}$$



$$L_1 = 2,7 \times 1,05 = 2,84 \text{ m.}$$

$$M = 0,084 \times q \times L_1^2 = 13,82 \text{ kNm} \quad R = 0,5 \times q \times L_1 = 29,01 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

$$\text{Beton B - 20, Stal A - III (34GS).} \quad b = 0,38 \text{ m.}$$

$$h = 0,24 \text{ m.} \quad h_0 = 0,21 \text{ m.}$$

$$A = M / b \times h_0^2 = 824,48 \text{ z tb. odczyt.} \quad \mu = 0,245$$

$$F_s = \mu \times b \times h_0 \times 100 = 1,96 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto góra i dołem } 2 \phi 12 \cup F_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

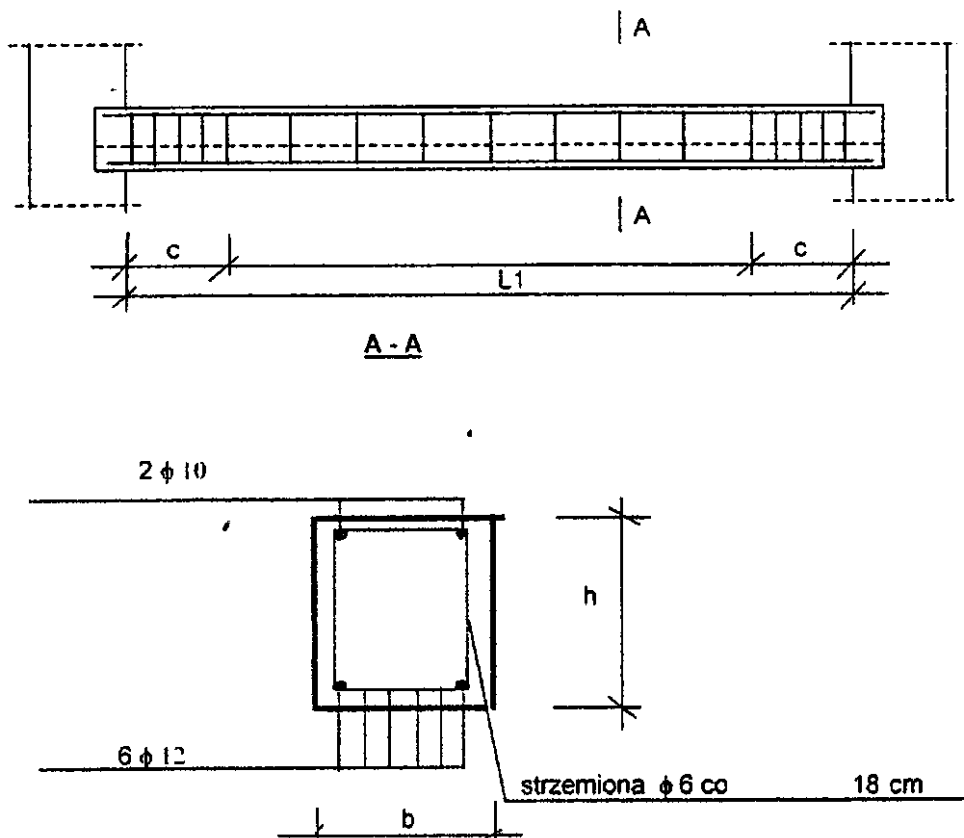
$$\text{przyjęto strzemiona } \phi 6 \text{ co } 18 \text{ cm}$$

Ścinanie:

$$Q_{min} = 0,75 \times 750 \times b \times h_0 = 44,89 \text{ kN} > R = 29,01 \text{ kN}$$

$$\text{strzemiona zagęszcenię konstrukcyjnie co } 8 \text{ cm przy podporach}$$

$$\text{na odcinkach } c = 54 \text{ cm}$$



#### 4. Słupy żelbetowe sali gimnastycznej.

##### 4.1 Słupy żelbet. w ścianie podłużnej zewnętrznej sali gimnastycznej.

Obciążenie pionowe:

- z wiązara poz.2	R =	61,94 kN
- z nadproża poz. 3.0	2 x R =	58,02 kN
- c. wł. słupa 0,3 x 0,5 x 9,20 x 24,0 x 1,1 =		36,432 kN
	<b>N =</b>	<b>156,39 kN</b>

Obciążenie poziome:

- obciążenie wiatrem (wg PN-77/B-0,2011):

$$\gamma_f = 1,3 \quad q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2 \quad \beta = 1,8$$

$$C = 1,1$$

$$\text{Rodzaj terenu : B} \quad C_e = 0,8$$

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,396 \text{ kN/m}^2$$

$$p = p_k \cdot \gamma_f = 0,515 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie na 1 mb słupa:

$$p_o = 1,5444 \text{ kN/m.} \quad L = 9,2 \text{ m.}$$

$$L_o = 2 \cdot L = 18,4 \text{ m.} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$M = 0,5 \times p_o \times 8,0^2 = 49,4208 \text{ kNm} \quad h = 50 \text{ cm}$$

$$e_n = 9200/600 = 15,33333 \text{ mm;} \quad e_n = h/30 = 16,66667 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } e_n = 16,66667 \text{ mm;} \quad R_b = 1,15 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{B - 20}$$

$$L_o/h = 36,8 > 10 \text{ należy sprawdzić z uwzględnieniem wpływu smukłości}$$

$$e_s = M/N = 31,60062 \text{ cm} \quad e_o = e_n + e_s = 48,26729 \text{ cm}$$

$$n_o = N/R_b b h = 0,090662 \quad n_1 = n_o (L_o/h)^2 = 122,778$$

$$k_d = 1 + N_d/N = 2 \quad m_o = n_o \times e_o/h = 0,08752$$

$$e_y/h = 0,965346 > n_o = 0,090662$$

$$\text{dla } m_o = 0,08752 \quad k_d = 2 \quad n_1 = 122,778$$

Tb. 2-6 "Kledzik"

$$\eta = 1,61 \quad e/h = \eta e_o/h = 1,554207$$

Tb 2-10

$$\alpha_a = \alpha_{ac} = 0,13$$

$$R_a = 35 \text{ kN/cm}^2 \quad \gamma_{b2} = 1,15$$

$$F_a = F_{ac} = \alpha_a R_b b h / \gamma_{b2} R_a = 5,5714286 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } 4 \phi 18 \text{ o } F_a = 10,18 \text{ cm}^2$$

**4.2 Słupy żelbet. w ścianie podłużnej wewnętrznej sali gimnastycznej.**

Obciążenie pionowe:

- z wiazara poz.2	R =	61,94 kN
- z nadproża poz. 3.0	2 x R =	58,02 kN
- c. wt. słupa	0,3 x 0,38 x 9,2 x 24,0 x 1,1 =	27,69 kN
	<b>N =</b>	<b>147,65 kN</b>

Obciążenie poziome:

- obciążenie wiatrem (wg PN-77/B-0.2011):

$$\gamma_f = 1,3 \quad q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2 \quad \beta = 1,8$$

$$C = 1,1$$

$$\text{Rodzaj terenu: B} \quad C_e = 0,8$$

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,396 \text{ kN/m}^2$$

$$p = p_k \cdot \gamma_f = 0,515 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie na 1 mb słupa:

$$p_o = 0 \text{ kN/m.} \quad L = 9,2 \text{ m.}$$

$$L_o = L = 9,2 \text{ m.} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$M = 0,5 p_o L^2 = 0 \text{ kNm} \quad h = 38 \text{ cm}$$

$$e_n = 10300/600 = 17,16667 \text{ mm; } e_n = h/30 = 12,66667 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } e_n = 17,16667 \text{ mm; } R_b = 1,15 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{B - 20}$$

$$L_o/h = 24,21053 > 10 \text{ należy sprawdzić z uwzględnieniem wpływu smukłości}$$

$$e_o = M/N = 0 \text{ cm} \quad e_o = e_n + e_s = 17,16667 \text{ cm}$$

$$n_o = N/R_b b h = 0,112623 \quad n_1 = n_o (L_o/h)^2 = 66,01367$$

$$k_d = 1 + N_d/N = 2 \quad m_o = n_o \times e_o/h = 0,050878$$

$$e_o/h = 0,451754 > n_o = 0,1126226$$

$$\text{dla } m_o = 0,050878 \quad k_d = 2 \quad n_1 = 66,01367$$

Tb. 2-6 "Kledzik"

$$\eta = 1,30 \quad e/h = \eta e_o/h = 0,587281$$

Tb 2-10

$$\alpha_a = \alpha_{ac} = 0,13$$

$$R_a = 35 \text{ kN/cm}^2 \quad \gamma_{b2} = 1,15$$

$$F_a = F_{ac} = \alpha_a R_b b h / \gamma_{b2} R_a = 4,2342857 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } 4 \phi 18 \text{ o } F_a = 10,18 \text{ cm}^2$$

**4.3 Słupy żelbet. w ścianach szczytowych sali gimnastycznej.**

Obciążenie poziome:

$$\text{- z poz. 4.1} \quad p_o = 1,5444 \text{ kN/m.} \quad L = 10,5 \text{ m.}$$

$$M = 0,5 p_o L^2 = 85,13505 \text{ kNm}$$

Wymiarowanie:

$$\text{Beton B - 20. Stal A - III (34GS), } b = 0,30 \text{ m.}$$

$$h = 0,38 \text{ m.} \quad h_o = 0,35 \text{ m.}$$

$$A = M/b \times h_o^2 = 2316,60 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,748$$

$$F_a = \mu \cdot x b h_o \times 100 = 7,85 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto symetrycznie } 4 \phi 18 \text{ o } F_a = 10,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{przyjęto strzemiona } \phi 6 \text{ co } 20,0 \text{ cm}$$

**5. Fundamenty sali gimnastycznej.**

Wylewane z betonu żwirowego B-20, zbrojone podłużnie 4φ12(StOS). Strzemiona φ 6 co 25,0 cm. Wysokość ław h = 30 cm.

Obliczenie jednostkowego oporu obliczeniowego podłoża wg. PN-81/B-03020 dla ław fundamentowych.

Wg. dokumentacji geotechnicznej oprac. przez Pracownię Ochrony Środowiska Radom, czerwiec 2005 r w poziomie posadowienia ław fundamentowych występują piaski drobne średnio-zagęszczone (warstwa II a).

$$D_{min} = 0,7 \text{ m}; J_D = 0,50 \quad ; \quad \varphi' = 30 \times 0,9 = 27$$

$$C_u' = 0 \times 0,9 = 0 \quad ; \quad N_D = 13,9$$

$$N_C = 24,8$$

$$N_B = 5,06$$

$$\rho' = 1,75 \times 0,9 = 1,575 \text{ t/m}^3; g = 9,81 \text{ m./s}^2; B/L = 0;$$

$$B = 0,6 \text{ m.}$$

$$q_r = (1 + 0,3 \times B/L) \times N_C \times C_u' + (1 + 1,5 \times B/L) \times N_D \times D_{min} \times \rho' \times g + (1 - 0,25 \times B/L) \times N_B \times B \times \rho' \times g = 197,24 \text{ kPa}$$

$$mq_r = 0,9 \times 0,9 \times q_r = 159,77 \text{ kPa}$$

Uwaga: W otworze nr 3 w poziomie posadowienia ław i stóp fundamentowych występuje grunt nasypowy nie nadający się do posadowienia budynku.

**5.1 Stopy pod słupy podłużne zewnętrzne. „ ST-7”**

Przyjęto stopę o wym :  $a = 2,6 \text{ m.}$   
 $b = 1,3 \text{ m.}$   
 $h = 0,7 \text{ m.}$

Obciążenie pionowe :

- z poz. 4.1

$$156,39 \text{ kN}$$

- c. ściany  $0,38 \times 3,1 \times 1,1 \times 18,0 \times 1,1 =$

$$25,66 \text{ kN}$$

- c. wł. stopy + grunt  $a \times b \times 1,7 \times 20,0 \times 1,2 =$

$$137,90 \text{ kN}$$

$$N = \frac{156,39 + 25,66 + 137,90}{1} = 319,95 \text{ kN}$$

Obciążenie poziome:

- od wiatru z poz. 4.1

$$M = 49,42 \text{ kNm}$$

$$W = b \times a^2 / 6 = 1,464667 \text{ m}^3$$

$$\sigma_1 = N/axb + M./W = 128,40 \text{ kPa} < mq_r = 159,77 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = N/axb - M./W = 60,92 \text{ kPa} < mq_r = 159,77 \text{ kPa}$$

Zbrojenie stopy:

Beton B-20; Stal A-III:

$$c = 1,05 \text{ m}; \quad \text{tg}\beta = h/c = 0,667 > 0,5 \quad \text{potrzebne zbrojenie}$$

$$M = \sigma \times c' \times a/2 = 184,03 \text{ kNm}; \quad h_0 = 0,64 \text{ m.} \quad b = 1,00 \text{ m.}$$

$$A = M./b \times h_0^2 = 345,61 \quad \text{z tb. odczyt.} \quad \mu = 0,16$$

$$F_a = \mu \times b \times h_0 = 10,24 \text{ cm}^2 \quad \text{przyjęto } \phi 14 \text{ co } 15,0 \text{ cm o } F_a = 10,25 \text{ cm}^2$$

w obu kierunkach stopy

**5.2 Stopy pod słupy podłużne wewnętrzne. „ ST-9 i ST-8”**

Przyjęto stopę o wym :  $a = 1,25 \text{ m.}$

$$b = 1,25 \text{ m.}$$

$$h = 0,6 \text{ m.}$$

Obciążenie pionowe :

- z poz. 4.2	147,65 kN
- c. ściany $0,25 \times 4,0 \times 1,1 \times 18,0 \times 1,1 =$	21,78 kN
- c. wł. stopy + grunt $a \times b \times 1,7 \times 20,0 \times 1,2 =$	63,75 kN
<b>N =</b>	<b>233,18 kN</b>

Obciążenie poziome:

- od wiatru z poz. 4.2

$$M = 0,00 \text{ kNm}$$

$$W = b \times a^2 / 6 = 0,325521 \text{ m}^3$$

$$\sigma_1 = N/axb + M./W = 149,23 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = N/axb - M./W = 149,23 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$$

Zbrojenie stopy:

Beton B-20; Stal A-III;

$$c = 0,44 \text{ m}; \quad \text{tg}\beta = h/c = 1,379 > 0,5 \quad \text{potrzebne zbrojenie}$$

$$M = \sigma \times c^2 \times a/2 = 17,65 \text{ kNm}; \quad h_0 = 0,55 \text{ m.} \quad b = 1,00 \text{ m.}$$

$$A = M./b \times h_0^2 = 46,68 \text{ z tb. odczyt.} \quad \mu = 0,11$$

$$F_a = \mu \times b \times h_0 = 6,05 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm o } F_a = 6,28 \text{ cm}^2$$

w obu kierunkach stopy

### 5.3 Stopy pod słupy szczytowe. „ ST- 40”.

Przyjęto stopę o wym :

$$a = 2,6 \text{ m.}$$

$$b = 1,1 \text{ m.}$$

$$h = 0,7 \text{ m.}$$

Obciążenie pionowe :

- c. słupa $0,3 \times 0,38 \times 10,5 \times 24,0 \times 1,2 =$	34,47 kN
- c. ściany $0,38 \times 10,8 \times 1,1 \times 18,0 \times 1,1 =$	89,39 kN
- c. wł. stopy + grunt $a \times b \times 1,7 \times 20,0 \times 1,2 =$	75,50 kN
<b>N =</b>	<b>199,36 kN</b>

Obciążenie poziome:

- od wiatru z poz. 4.3

$$M = 85,14 \text{ kNm}$$

$$W = b \times a^2 / 6 = 1,239333 \text{ m}^3$$

$$\sigma_1 = N/axb + M./W = 138,40 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = N/axb - M./W = 1,01 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$$

Zbrojenie stopy:

Beton B-20; Stal A-III;

$$c = 1,11 \text{ m}; \quad \text{tg}\beta = h/c = 0,631 > 0,5 \quad \text{potrzebne zbrojenie}$$

$$M = \sigma \times c^2 \times a/2 = 221,68 \text{ kNm}; \quad h_0 = 0,65 \text{ m.} \quad b = 1,00 \text{ m.}$$

$$A = M./b \times h_0^2 = 476,99 \text{ z tb. odczyt.} \quad \mu = 0,19$$

$$F_a = \mu \times b \times h_0 = 12,16 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 12 \text{ co } 9 \text{ cm o } F_a = 12,56 \text{ cm}^2$$

w obu kierunkach stopy



**II. Zaplecze sali gimnastycznej.****1. Obliczenie krokwi.****1.1 Założenia**Rozstaw wiązarów  $a = 0,00 \text{ m}$ "- krokwi  $a_1 = 0,89 \text{ m}$ 

Pokrycie dachu blachą dachówkopodobną

Strefa śniegowa 1

Strefa wiatrowa 1

**1.2 Wielkości geometryczne :** $\alpha = 17^\circ \quad \sin \alpha = 0,292$  $\cos \alpha = 0,956$  $L_1 = 400 \text{ cm} < 4,5 \text{ m} \quad L_2 = 440 \text{ cm} < 2,7 \text{ m}$ **1.3 Zestawienie obciążeń na  $1 \text{ m}^2$** 

- ciężar pokrycia blachodachówką z krokwiami (wg PN-82/B-02001) :

 $g_0 = g \times 1,2 = 0,264 \text{ kN/m}^2 \quad g = 0,22 \text{ kN/m}^2$ 

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-0,2010):

 $S = S_k \cdot \gamma_f ; S_k \leq Q_k \cdot c ; \gamma_f = 1,4 ; C_2 = 0,85$  $\alpha = 17^\circ \quad C_1 = 0,8$  $Q_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$  $S_{n1} = Q_k \cdot C_2 \cdot \gamma_f = 0,836 \text{ kN/m}^2$ 

- obciążenie wiatrem (wg PN-77/B-0,2011):

 $\gamma_f = 1,3 \quad q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2 \quad \beta = 1,8$ Rodzaj dachu : jednospadowy  $C = 0,14$ Rodzaj terenu : B  $C_e = 0,8$  $p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,050 \text{ kN/m}^2$  $p = p_k \cdot \gamma_f = 0,066 \text{ kN/m}^2$  prostopadłe do połaci dachu**1.4 Obliczenie krokwi****1.4.1 Zestawienie obciążeń na  $1 \text{ m}^2$** 

Obciążenia	Obciążenie $\perp$ do połaci	Obciążenie $\parallel$ do połaci
Ciężar pokrycia	$g \cdot \cos \alpha = 0,252$	$g \cdot \sin \alpha = 0,077$
Śnieg	$S_{n1} \cdot \cos^2 \alpha = 0,765$	$S_{n1} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha = 0,234$
Wiatr	$p = 0,066$	
	$q'_x = 1,083$	$q'_y = 0,311$

- obciążenie prostopadłe do połaci (charakterystyczne)  $q_{xch} = g \cos \alpha + S_k \cos^2 \alpha + p_k =$  $= 0,80712 \text{ kN/m}^2$ 

Obciążenie na 1 mb krokwi :

 $q_x = q'_x \cdot a_1 = 0,958 \text{ kN/mb} \quad q_{xch} = q_{xch} \cdot a_1 = 0,714301 \text{ kN/mb}$  $q_y = q'_y \cdot a_1 = 0,275 \text{ kN/mb}$ **1.4.2 Obliczenie wielkości statycznych :** $M_x = (q_x \cdot l^2) / 8 = 1,917 \text{ kNm}$ Przyjęto przekrój :  $b \times h$ gdzie :  $b = 7 \text{ cm}$  $h = 14 \text{ cm}$ 

Przyjęto drewno sosnowe o wilgotności 15 % klasy K 27 o wytrzymałości

na zginanie  $R_{dm} = 1,3 \text{ kN/cm}^2$ na ściskanie wzdłuż włókien  $R_{dc} = 1,15 \text{ kN/cm}^2$  $W_x = (b \cdot h^2) / 6 = 228,67 \text{ cm}^3$  $A = b \cdot h = 98 \text{ cm}^2$  $I_x = (b \cdot h^3) / 12 = 1600,67 \text{ cm}^4$  $i_x = \sqrt{I_x / A} = 4,04 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 N &= (q_y \cdot l_1) / 2 = && 0,55 \text{ kN} \\
 \eta_2 &= 0,004 && \lambda_c = l_1 / i_x = && 98,97 \\
 k_e &= (\pi^2 \cdot E_k) / (R_{kc} \cdot \lambda_c^2) = && 0,353 \\
 Z &= [1 + (1 + \eta_2 \cdot \lambda_c \cdot (R_{dc}/R_{dm})) \cdot k_e] = && 1,476 \\
 k_w &= 0,5 \cdot (Z - \sqrt{Z^2 - 4 \cdot k_e}) = && 0,300 && m = && 1,00 \\
 \sigma_c &= (N / (A \cdot k_w) + [(M_x \cdot R_{dc}) / (W_x \cdot R_{dm})] \cdot [(1 / (1 - (k_w/k_e) \cdot (N/A) \cdot (1/R_{kc}))]) < R_{dc} \cdot m \\
 \sigma_c &= && 0,762 \text{ kN/cm}^2 < R_{dc} \cdot m = && 1,15 \text{ kN/cm}^2
 \end{aligned}$$

Sprawdzenie ugięcia :

$$\begin{aligned}
 f &= (5 / 384) \cdot (q_{ch} \cdot l^4) / (E \cdot I_x) = && 1,653 \text{ cm} \\
 f &= && 1,653 \text{ cm} < f_d = l_1 / 200 = && 2,0 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

## 2 Sprawdzenie nośności stropów.

### 2.1 Strop ostatniej kondygnacji.

Obciążenie:

- z dachu poz. 1.4	0,81 kN/m <sup>2</sup>		1,08 kN/m <sup>2</sup>
- od ścianki działowej	1,25 kN/m <sup>2</sup>	x 1,1 =	1,38 kN/m <sup>2</sup>
- ciężar własny stropu	3,92 kN/m <sup>2</sup>	x 1,1 =	4,31 kN/m <sup>2</sup>
- wełna mineralna	0,18 kN/m <sup>2</sup>	x 1,2 =	0,22 kN/m <sup>2</sup>
- tynk od spodu 0,015*19,0 =	0,285 kN/m <sup>2</sup>	x 1,3 =	0,37 kN/m <sup>2</sup>
- obciążenie użytkowe	1,50 kN/m <sup>2</sup>	x 1,4 =	2,10 kN/m <sup>2</sup>
$q_{ch} =$	<u>7,94 kN/m<sup>2</sup></u>	$q =$	<u>9,46 kN/m<sup>2</sup></u>

Przyjęto strop z prefabrykowanych żelbetowych typowych płyt kanałowych typu "S" oraz "S" o wysokości konstrukcyjnej stropu 24 cm o dopuszczalnym obciążeniu zewnętrznym równomiernie rozłożonym 4,50 kN/m<sup>2</sup>. Rozpiętość do 6,6 m.

$$q_{ch} - 3,92 = 4,02 \text{ kN/m}^2 < 4,50 \text{ kN/m}^2.$$

### 2.2 Stropy pod salami lekcyjnymi.

Obciążenie:

- podłoga 1,0*1,2=	1,00 kN/m <sup>2</sup>	x 1,2 =	1,20 kN/m <sup>2</sup>
- strop	3,92 kN/m <sup>2</sup>	x 1,1 =	4,31 kN/m <sup>2</sup>
- tynk od spodu	0,285 kN/m <sup>2</sup>	x 1,3 =	0,37 kN/m <sup>2</sup>
- użytkowe 2,0*1,3=	2,00 kN/m <sup>2</sup>	x 1,3 =	2,60 kN/m <sup>2</sup>
$q_{ch} =$	<u>7,21 kN/m<sup>2</sup></u>	$q =$	<u>8,48 kN/m<sup>2</sup></u>

Przyjęto strop z prefabrykowanych żelbetowych typowych płyt kanałowych typu "S" o wysokości konstrukcyjnej stropu 24 cm o dopuszczalnym obciążeniu zewnętrznym równomiernie rozłożonym 7,5 kN/m<sup>2</sup>. Rozpiętość do 6,6 m.

$$q_{ch} - 3,92 = 3,29 \text{ kN/m}^2 < 7,50 \text{ kN/m}^2.$$

### 2.3 Strop pod biblioteką.

Obciążenie:

- podłoga 1,0*1,2=	1,00 kN/m <sup>2</sup>	x 1,2 =	1,20 kN/m <sup>2</sup>
- strop	3,92 kN/m <sup>2</sup>	x 1,1 =	4,31 kN/m <sup>2</sup>
- tynk	0,285 kN/m <sup>2</sup>	x 1,3 =	0,37 kN/m <sup>2</sup>
- użytkowe 5,0*1,3=	5,00 kN/m <sup>2</sup>	x 1,3 =	6,50 kN/m <sup>2</sup>
$q_{ch} =$	<u>10,21 kN/m<sup>2</sup></u>	$q =$	<u>12,38 kN/m<sup>2</sup></u>

Przyjęto strop z prefabrykowanych żelbetowych typowych płyt kanałowych typu "S" o wysokości konstrukcyjnej stropu 24 cm o dopuszczalnym

obciążeniu zewnętrznym równomiernie rozłożonym  $7,50 \text{ kN/m}^2$ . Rozpiętość do 6,6 m.

$$q_{ch} - 3,92 = 6,29 \text{ kN/m}^2 < 7,50 \text{ kN/m}^2.$$

## 2.4 Stropy pod korytarzem

Obciążenie:

- podłoga	1,00 $\text{kN/m}^2$	x 1,2 =	1,20 $\text{kN/m}^2$
- strop	3,92 $\text{kN/m}^2$	x 1,1 =	3,63 $\text{kN/m}^2$
- tynk	0,285 $\text{kN/m}^2$	x 1,3 =	0,37 $\text{kN/m}^2$
- użytkowe $2,0 \times 1,3 =$	2,00 $\text{kN/m}^2$	x 1,3 =	2,60 $\text{kN/m}^2$
$q_{ch} =$	<u>7,21 <math>\text{kN/m}^2</math></u>	$q =$	<u>7,80 <math>\text{kN/m}^2</math></u>

Przyjęto strop z prefabrykowanych żelbetowych typowych płyt kanałowych typu "S" o wysokości konstrukcyjnej stropu 24 cm o dopuszczalnym obciążeniu zewnętrznym równomiernie rozłożonym  $7,50 \text{ kN/m}^2$ . Rozpiętość do 6,6 m.

$$q_{ch} - 3,92 = 3,29 \text{ kN/m}^2 < 7,50 \text{ kN/m}^2.$$

## 3. Elementy konstrukcyjne w poz. piętra.

### 3.1 Trzpień żelbetowe w ścianie poddasza.

#### 3.1.1 "TR - 1".

Obciążenie pionowe:

- c. wł. trzpienia $b \times h \times L \times 24,0 \times 1,1 =$	<u>1,14 kN</u>
$N =$	1,14 kN

Obciążenie poziome:

- obciążenie wiatrem (wg PN-77/B-0.2011):

$\gamma_f = 1,3$	$q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$	$\beta = 1,8$
		$C = 1,1$
Rodzaj terenu: B		$C_e = 0,8$

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,396 \text{ kN/m}^2$$

$$p = p_k \cdot \gamma_f = 0,515 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie na 1 mb słupa:

Trzpień w rozstawie  $c_0$  3,00 m.

$$p_0 = 1,5444 \text{ kN/m.} \quad L = 2,00 \text{ m.}$$

$$L_0 = 2,0 \cdot L = 4 \text{ m.} \quad b = 12 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$M = - p_0 \cdot L^2 / 2 = -3,0888 \text{ kNm}$$

$$e_n = L/600 = 3,333333 \text{ mm.} \quad e_n = h/30 = 6 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } e_n = 6 \text{ mm.} \quad R_b = 0,87 \text{ kN/cm}^2$$

$L_0/h = 22,22222 > 10$  należy sprawdzić z uwzględnieniem wpływu smukłości

$$e_s = M/N = 270,8333 \text{ cm} \quad e_0 = e_n + e_s = 271,4333 \text{ cm}$$

$$e_s > 3,5 \cdot h \quad 270,83 > 63 \quad \text{to udział siły podłużnej pomijamy}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 15. Stal A - III (34GS).

$$h_0 = 0,155 \text{ m.}$$

$$A = M / b \cdot h_0^2 = 1071,38 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,32$$

$$F_a = \mu \cdot b \cdot h_0 \cdot 100 = 0,60 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto symetrycznie } 2 \phi 8 \text{ o } F_a = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{przyjęto strzemiona } \phi 6 \text{ co } 15,0 \text{ cm}$$

#### 3.1.2 "TR - 2".

Obciążenie pionowe:

- c. wł. trzpienia  $b \times h \times L \times 24,0 \times 1,1 =$

$$N = \frac{2,51 \text{ kN}}{2,51 \text{ kN}}$$

Obciążenie poziome:

- obciążenie wiatrem (wg PN-77/B-0,2011):

$$\gamma_f = 1,3 \quad q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2 \quad \beta = 1,8$$

$$C = 1,1$$

Rodzaj terenu : B

$$C_e = 0,8$$

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,396 \text{ kN/m}^2$$

$$p = p_k \cdot \gamma_f = 0,515 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie na 1 mb słupa:

Trzpienie w rozstawie co 3,00 m.

$$p_o = 1,5444 \text{ kN/m.} \quad L = 3,3 \text{ m.}$$

$$L_o = 2,0 \cdot L = 6,6 \text{ m.} \quad b = 12 \text{ cm}$$

$$h = 24 \text{ cm}$$

$$M = -p_o \cdot L^2 / 2 = 8,409258 \text{ kNm}$$

$$e_n = L/600 = 5,5 \text{ mm;} \quad e_n = h/30 = 8 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } e_n = 8 \text{ mm;} \quad R_b = 0,87 \text{ kN/cm}^2$$

$$L_o/h = 27,5 > 10 \text{ należy sprawdzić z uwzględnieniem wpływu smukłości}$$

$$e_s = M/N = 335,1563 \text{ cm} \quad e_o = e_n + e_s = 335,9563 \text{ cm}$$

$$e_s > 3,5 \cdot h \quad 335,16 > 84 \quad \text{to udział siły podłużnej pomijamy}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 15, Stal A - III (34GS),

$$h_o = 0,22 \text{ m.}$$

$$A = M/b \times h_o^2 = 1447,88 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,44$$

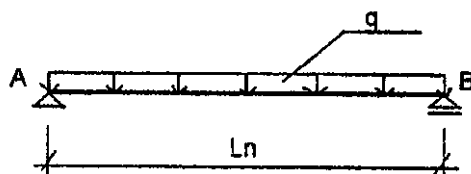
$$F_a = \mu \cdot b \times h_o \times 100 = 1,16 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto symetrycznie } 2 \phi 10 \text{ o } F_a = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{przyjęto strzemiona } \phi 6 \text{ co } 15,0 \text{ cm}$$

### 3.2 Belka żelbetowa "N - 2".

Obciążenie:

Strop nad $l_p$ poz. 2.1 $q \cdot L \cdot 0,5 =$	26,21		31,21
Ściana $l_p$ $0,24 \cdot 0,37 \cdot 18,0 =$	1,60	1,1	1,76
Ociepl. ściany $0,12 \cdot 0,61 \cdot 2,0 =$	0,1464	1,2	0,18
Tynk $0,02 \cdot 0,61 \cdot 19,0 =$	0,23	1,3	0,30
Wieniec $0,24 \cdot 0,24 \cdot 24,0 =$	1,38	1,1	1,52
Belka $b \cdot h \cdot 25,0 =$	1,80	1,1	1,98
<b>Razem</b>	<b><math>q_{ch} = 31,37</math></b>		<b><math>q_{obl} = 36,94</math></b>
	[kN/m]		[kN/m]



Największy moment zginający.

$$\text{Głębok. podpory} = 0,50 \text{ m.} \quad L_n = 2,10 \text{ m.}$$

$$\text{Gł. oparcia na podporach} \quad a_i = 0,5t = 0,25 \text{ m.}$$

$$\text{Rozpiętość efektywna belki} \quad L_{eff} = L_n + 2a_i = 2,6 \text{ m.}$$

Największa wartość obliczeniowa momentu zginającego:

$$M_{sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 31,215862 \text{ kNm} = 3121,586 \text{ kNcm}$$

$$V_{sd} = 0,5(g + q)L_n = 38,788941 \text{ kN}$$

**Wysokość użyteczna belki.**

Założono szerokość belki	$b =$	24 cm	
Założono stopień zbrojenia podłużnego	$\rho_1 =$	0,0070	
Beton kl. B15	$\sigma_{f_{cd}} =$	8,00 MPa =	0,800 kN/cm <sup>2</sup>
	$\tau_{Rd} =$	0,18 MPa =	0,018 kN/cm <sup>2</sup>
	$f_{ck} =$	12,00 MPa	
Stal kl. A-III	$\sigma_{f_{yd}} =$	350,00 MPa =	35,000 kN/cm <sup>2</sup>

$$\xi_{eff} = f_{yd} \cdot \rho_1 / a \cdot f_{cd} = 0,361703 < \xi_{eff,lim} = 0,53$$

Z tb. 4-6 przy  $\xi_{eff} = 0,361703$  odczytano  $1 / \sqrt{\mu_{sc}} = 1,84$

$$d = 1 / \sqrt{\mu_{sc}} \cdot \sqrt{M_{sd} / b \cdot a \cdot f_{cd}} = 25,448 \text{ cm}$$

Przyjęto wysokość belki  $h = 30,00 \text{ cm}$   $h/b = 1,25$   
 otulinę  $c = 15 \text{ mm}$  (tb 2-6, środowisko klasy 1 wg tb 1-1)  
 dopuszczalną odchyłkę otuliny  $\Delta = 5 \text{ mm}$   
 średnicę prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$   
 średnicę strzemion  $\phi_1 = 6 \text{ mm}$

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c - \phi_1 - 0,5\phi - \Delta = 26,8 \text{ cm}$$

Pole przekroju zbrojenia  $A_{s1}$ .

$$\mu_{sc} = M_{sd} / b \cdot d^2 \cdot a \cdot f_{cd} = 0,2663088 \text{ z tb 4-6 } \zeta = 0,845$$

$$A_{s1} = M_{sd} / \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 3,938363 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie 4  $\phi 12$   $\sigma_{A_{s1}} = 4,52 \text{ cm}^2$

**Sprawdzenie:**

Stopień zbrojenia przekroju  $\rho_1 = A_{s1} / b \cdot d = 0,007027 > 0,0015$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff} = f_{yd} \cdot \rho_1 / a \cdot f_{cd} = 0,361703 < \xi_{eff,lim} = 0,53$$

**Zbrojenie poprzeczne stosując tylko strzemiona (bez prętów odgiętych).**Założono doprowadzenie do podpory wszystkich prętów z przęsła 4  $\phi 12$ 

$$V_{Rd1} = [1,4k \cdot \tau_{Rd}(1,2+40\rho_1)+0,15\sigma_{cp}]b_w \cdot d = 31,9767$$

$$k = 1,6 - d = 1,332 > 1 \quad \sigma_{cp} = 0,00$$

Długość odcinka drugiego rodzaju

$$c_s = V_{Sd} - V_{Rd1} / g + q = 0,1844 \text{ m.}$$

Siła poprzeczna, którą mają przenieść strzemiona

$$V_{Rd3} = V_{Sd} = V_{Sd} - (g + q)d = 28,888525 \text{ kN}$$

Wymagany odstęp strzemion dwuramiennych  $\phi 6$  ze stali klasy A - 0

$$s_1 = A_{sw1} \cdot f_{ywd1} \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / V_{Rd3} = 17,77 \text{ cm}$$

$$A_{sw1} = 2 \cdot 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2 \quad z = 0,9d = 24,12 \text{ cm}$$

$$f_{ywd1} = 190,0 \text{ MPa} = 19 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{ctg}\theta = 2$$

Graniczna siła poprzeczna  $V_{Rd2}$  ze względu na ukośne ściskanie

$$V_{Rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 118,5546 > V_{Sd} = 38,78894 \text{ kN}$$

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,64$$

Rozmieszczenie strzemion

Maksymalny dopuszczalny odstęp strzemion  $s_{max}$ 

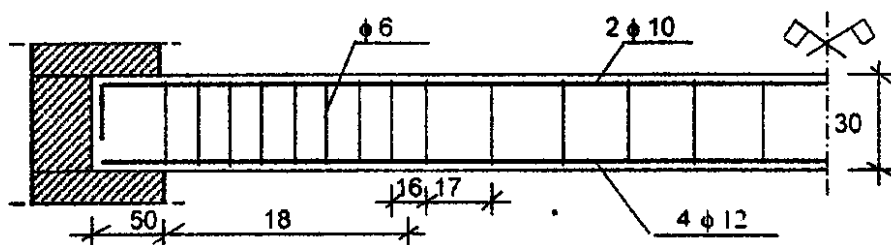
$$s_{max} = 0,6d = 16,08 \text{ cm} < 30 \text{ cm. gdyż}$$

$$0,2V_{Rd2} = 23,71092 \text{ kN} < V_{Sd} = 38,788941 \text{ kN} < 0,667 V_{Rd2} = 79,07593 \text{ kN}$$

Maksymalny rozstaw strzemion  $s_{max}$  ze względu na wymagany minimalny stopień zbrojenia na ścinanie strzemionami (wg tb 4-3, beton B25, stal A - 0)

$$\rho_w = 0,0014$$

$$s_{max} = A_{sw1} / \rho_{w1} * b_w = 16,666667 \text{ cm}$$



#### Sprawdzenie szerokości rys prostopadłych.

W środkowisku kl.2a graniczna szer. rys wynosi (tb 3-1)  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Wartość obciążenia belki w kombinacji obciążeń długotrwałych wynosi:

w domach mieszkalnych  $\psi_d = 0,35$

obciąż. zmienne  $p = 9$

obciąż. charakterystyczne  $g = 22,37 \text{ kN/m}$ ,  $q = 3,15 \text{ kN/m}$ .

Największa wartość momentu zginającego dla kombinacji obciążeń długotrwałych

$$M_{Sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 21,562705 \text{ kNm} = 2156,271 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 0,5(g + q)L_n = 26,793894 \text{ kN}$$

Naprężenia  $\sigma_s$  w zbrojeniu rozciągającym

$$\rho_1 = 0,702736 \% \quad \zeta = 0,85 \text{ gdy } \rho_1 < 1,0 \% \text{ str.148}$$

$$\sigma_s = M_{Sd} / \zeta * d * A_{s1} = 24,034425 \text{ kN/cm}^2 = 240,3443 \text{ MPa}$$

Warunek  $d/h = 0,85$  do  $0,95$  jest spełniony, gdyż  $d/h = 0,893333$

Tak więc max średnica prętów zbrojenia, przy której szerokość rys prostopadłych można uważać za ograniczoną do  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ , odczytana z tb 4-8

(przy  $\sigma_s = 240,3443 \text{ MPa}$  i  $\rho_1 = 0,7027363 \%$ ; wynosi  $26 \text{ mm}$ )

Zaprojektowano pręty o średnicy  $\phi = 12 \text{ mm}$ , a zatem szerokość rys prostopadłych będzie mniejsza od szerokości granicznej.

#### Sprawdzenie szerokości rys ukośnych - zbrojenie strzemionami.

$$s_1 = 17,77 \text{ cm} \quad \phi_1 = 6 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } s_1 = 16,0 \text{ cm}$$

$$\rho_{w1} = A_{sw1} / s_1 * b_w = 0,001458 \quad \lambda = \beta_1 * \phi_1 / 3 \rho_{w1} = 1371,429 \text{ mm}$$

$$w_k = 4\tau^2 * \lambda / \rho_{w1} * E_s * f_{ck} = 0,2719849 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$$

$$\tau = V_{Sd} / b_w * d = 0,041657 \text{ kN/cm}^2 = 0,416572 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Szerokość rys ukośnych będzie więc mniejsza od szerokości granicznej.

#### Sprawdzenie ugięcia

Z tb 4-9 (jeśli  $\rho_1 = 0,703 \%$ , a beton jest klasy B15) odczytuje się, że dla belek swobodnie podpartych  $L_{eff} / d = 20$

Uwzględniając mnożnik  $250/\sigma_s = 1,0401746$  ze względu na naprężenie w zbrojeniu rozciągającym, otrzymuje się

$$L_{eff} / d = 9,701493 < 20,803493$$

Oznacza to, że ugięcie tej belki nie przekroczy wartości granicznej (tb 3-2).

### 3.3 Belka stalowa "BS - 1".

Obciążenie:

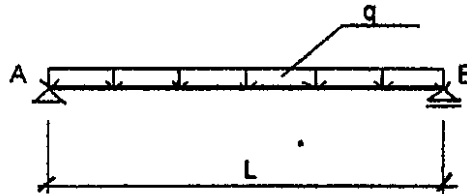
$$\text{z dachu } q \times L \times 0,5 =$$

$$3,22 \text{ kN/m.}$$

$$\text{- c. wł.belki I 240 } 1,1 \times G =$$

$$0,40 \text{ kN/m.}$$

$$q = \frac{3,22 \text{ kN/m.} + 0,40 \text{ kN/m.}}{3,62 \text{ kN/m.}}$$



$$L = 7,90 \text{ m.}$$

#### 1. Dobór "próbnego" przekroju poprzecznego

Wymagany moment bezwładności obliczono

$$M = 0,125 \times q \times L^2 = 28,23 \text{ kNm}$$

$$n_{gr} = 250$$

$$I = 0,051 \times n_{gr} \times M \times L = 2843,112 \text{ cm}^4$$

$$\text{przyjęto I } 240 \quad \text{o } W_x = 354 \text{ cm}^3; \text{ Stal St3S; } f_d = 21,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$J_x = 4250 \text{ cm}^4; G = 0,362 \text{ kN/m.}$$

$$b_f = 106 \text{ mm} \quad t_f = 13,1 \text{ mm}$$

$$R = 8,7 \text{ mm} \quad t_w = 8,7 \text{ mm}$$

#### 2. Klasa przekroju

$$\text{Pas: } b/t_f = 3,382 < 9 < 14$$

$$\text{Środek: } b/t_w = 22,575 < 78$$

Przekrój spełnia warunki przekrojów klasy 2.

#### 3. Nośność obliczeniowa przekroju belki na zginanie

$$\text{Przyjęto: } \alpha_p = 1,07$$

$$M_R = \alpha_p W f_d = 8143,77 \text{ kNcm} = 81,4377 \text{ kNm}$$

#### 4. Nośność belki

Nośność belki jednokierunkowo zginanej. Belka będzie przez krokwie konstrukcyjnie w sposób ciągły zabezpieczona przed zwichrzeniem.

$$\text{Przyjęto: } \phi_L = 1$$

$$M / (\phi_L M_R) < 1; \quad M / (\phi_L M_R) = 0,347 < 1$$

#### 5. Nośność belki przy ścinaniu

$$V = 14,29189 \text{ kN}$$

Nośność obliczeniowa przekroju ścinanego

$$V_R = 0,58 \times A_v \times f_d = 260,3736 \text{ kN}$$

$$V / V_R = 0,05489 < 1$$

#### 6. Ugięcie belki

$$f_{dop} = 1 \times L/350 = 2,257 \text{ cm}$$

$$f_n = 5/48 \times M L^2 / E J_x = 2,106 \text{ cm} < f_{dop} = 2,257 \text{ cm}$$

### 3.4 Wylewki stropowe.

#### 3.4.1 "WL - 8"

##### A. Płyta żelbetowa.

Obciążenia :

- z poz. 1.5				1,13	kN/m <sup>2</sup>
- wylewka betonowa	0,045 × 22,0 =	0,99	× 1,3 =	1,29	"
- wełna mineralna	0,18 × 2,0 =	0,36	× 1,2 =	0,22	"
- wypeł. gruzob. et.	0,18 × 18,0 =	3,24	× 1,3 =	4,21	"
- ciężar własny płyty	0,06 × 24,0 =	1,44	× 1,1 =	1,58	"
- tynk od spodu	0,015 × 19,0 =	0,29	× 1,3 =	0,37	"
- obc. użytkowe		1,20	× 1,4 =	1,68	"
			q =	10,48	kN/m <sup>2</sup>

$$L = 0,4 \times 1,05 = 0,42 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L^2 = 0,23 \text{ kNm}$$

Wymiarowanie :

Beton B-15, Stal A-O (StOS), b=1,0 m

$$h = 0,06 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,045 \text{ m}$$

$$A = M / (b \times h_0^2) = 114,14 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,180$$

$$F_a = \mu \times 100 \times h_0 = 0,81 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 6 \text{ co } 12,0 \text{ cm} \quad \text{o } F_a = 2,36 \text{ cm}^2$$

pręty rozdzielcze  $\phi 6$  co 30,0 cm

##### B. Żebro żelbetowe.

Obciążenia:

- z poz. 3.4.1A	q × L × 0,5 =	2,10	kN/m.
- ciężar wł. żebra	b × h × 24,0 × 1,1 =	1,27	" "
	q =	3,36	kN/m.

$$L_1 = 5,4 \times 1,05 = 5,67 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L_1^2 = 13,52 \text{ kNm}$$

$$R = 0,5 \times q \times L_1 = 9,54 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 15, Stal A - III (34GS), b= 0,20 m.

$$h = 0,24 \text{ m.} \quad h_0 = 0,21 \text{ m.}$$

$$A = M / (b \times h_0^2) = 1532,57 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,51$$

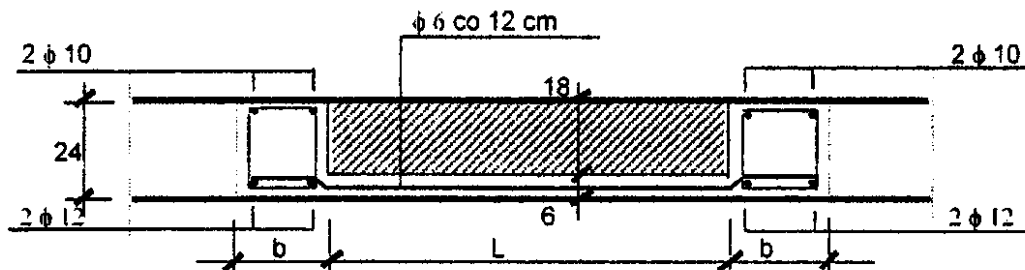
$$F_a = \mu \times 100 \times b \times h_0 = 2,14 \text{ cm}^2 \text{ przyj. } 2 \phi 12 \quad \text{o } F_a = 2,26 \text{ cm}^2$$

przyjęto strzemiona  $\phi 6$  co 18 cm

Ścinanie:

$$Q_{min} = 0,75 \times 750 \times b \times h_0 = 23,63 \text{ kN} > R = 9,54 \text{ kN}$$

strzemiona zagęścić konstrukcyjnie co 8 cm przy podporach  
na odcinkach c = 108 cm





## 3.4.2 "WL - 9".

## A. Płyta żelbetowa.

Obciążenia :

- z poz. 1.5				1,13	kN/m <sup>2</sup>
- wylewka betonowa	0,045 x 22,0 =	0,99	x 1,3 =	1,29	"
- wełna mineralna	0,18 x 2,0 =	0,36	x 1,2 =	0,22	"
- wypeł. gruzob. et.	0,18 x 18,0 =	3,24	x 1,3 =	4,21	"
- ciężar własny płyty	0,06 x 24,0 =	1,44	x 1,1 =	1,58	"
- tynk od spodu	0,015 x 19,0 =	0,29	x 1,3 =	0,37	"
- obc. użytkowe		1,20	x 1,4 =	1,68	"
			q =	10,48	kN/m <sup>2</sup>

$$L = 1,4 \times 1,05 = 1,47 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L^2 = 2,83 \text{ kNm}$$

Wymiarowanie :

Beton B-15. Stal A-O (StOS),  $b=1,0 \text{ m}$ 

$$h = 0,06 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,045 \text{ m}$$

$$A = M / (b \times h_0^2) = 1398,23 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,820$$

$$F_a = \mu \times 100 \times h_0 = 3,69 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 8 \text{ co } 12,0 \text{ cm} \text{ o } F_a = 4,19 \text{ cm}^2$$

pręty rozdzielcze  $\phi 6$  co 30,0 cm

## B. Żebro żelbetowe.

Obciążenia:

- z poz. 3.4.1A	$q \times L \times 0,5 =$	7,34	kN/m.
- ciężar wł. żebra	$b \times h \times 24,0 \times 1,1 =$	0,63	"
	q =	7,97	kN/m.

$$L_1 = 2,66 \times 1,05 = 2,79 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L_1^2 = 7,77 \text{ kNm}$$

$$R = 0,5 \times q \times L_1 = 11,13 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 15. Stal A - III (34GS),

$$b = 0,10 \text{ m.}$$

$$h = 0,24 \text{ m.}$$

$$h_0 = 0,21 \text{ m.}$$

$$A = M / (b \times h_0^2) = 1762,54 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,58$$

$$F_a = \mu \times 100 \times b \times h_0 = 1,22 \text{ cm}^2 \text{ przyj. } 2 \phi 12 \text{ o } F_a = 2,26 \text{ cm}^2$$

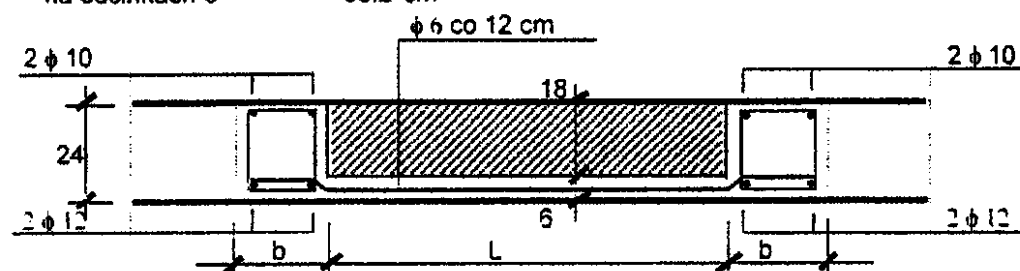
$$\text{przyjęto strzemiona } \phi 6 \text{ co } 18 \text{ cm}$$

Ścinanie:

$$Q_{\min} = 0,75 \times 750 \times b \times h_0 = 11,81 \text{ kN} > R = 11,13 \text{ kN}$$

strzemiona zągęścić konstrukcyjnie co 8 cm przy podporach

$$\text{na odcinkach } c = 53,2 \text{ cm}$$



## 3.4.3 "WL - 10".

## A. Płyta żelbetowa.

Obciążenia :

- z poz. 1.5				1,13	kN/m <sup>2</sup>
- wylewka betonowa	0,045 x 22,0 =	0,99	x 1,3 =	1,29	"
- wełna mineralna	0,18 x 2,0 =	0,36	x 1,2 =	0,22	"
- wypeł. gruzob. et.	0,18 x 18,0 =	3,24	x 1,3 =	4,21	"

- ciężar własny płyty	0,06 x 24,0 =	1,44	x 1,1 =	1,58	"
- tynk od spodu	0,015 x 19,0 =	0,29	x 1,3 =	0,37	"
- obc. użytkowe		1,20	x 1,4 =	1,68	"
			q =	10,48	kN/m <sup>2</sup>

$$L = 0,2 \times 1,05 = 0,21 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L^2 = 0,06 \text{ kNm}$$

Wymiarowanie :

Beton B-15, Stal A-O (StOS),  $b=1,0 \text{ m}$   $h=0,06 \text{ m}$ 

$$h_0 = 0,045 \text{ m}$$

$$A = M / (b \times h_0^2) = 28,54 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,180$$

$$F_s = \mu \times 100 \times h_0 = 0,81 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 6 \text{ co } 12,0 \text{ cm} \quad \circ F_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

pręty rozdzielcze  $\phi 6$  co 30,0 cm

**B. Żebro żelbetowe.**

Obciążenia:

$$\text{- z poz. 3.4.1A} \quad q \times L \times 0,5 =$$

$$1,05 \text{ kN/m.}$$

$$\text{- ciężar wł. żebra } b \times h \times 24,0 \times 1,1 =$$

$$0,63 \text{ "}$$

$$q = \frac{1,05 + 0,63}{1,68} \text{ kN/m.}$$

$$L_1 = 2,66 \times 1,05 = 2,79 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L_1^2 = 1,64 \text{ kNm}$$

$$R = 0,5 \times q \times L_1 = 2,35 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 15, Stal A - III (34GS),  $b=0,10 \text{ m.}$ 

$$h = 0,24 \text{ m.} \quad h_0 = 0,21 \text{ m.}$$

$$A = M / (b \times h_0^2) = 371,87 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,11$$

$$F_s = \mu \times 100 \times b \times h_0 = 0,23 \text{ cm}^2 \text{ przyj. } 2 \phi 12 \quad \circ F_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

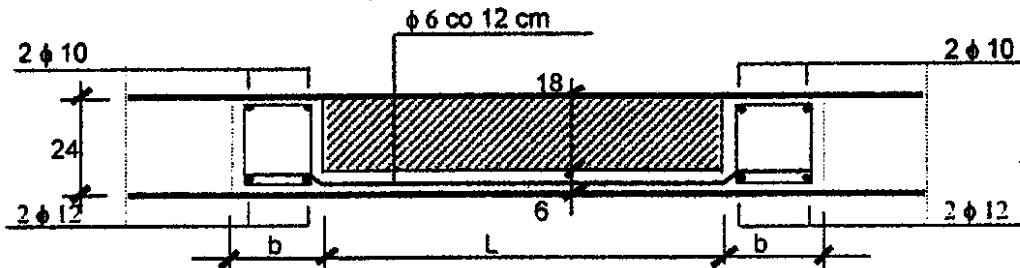
$$\text{przyjęto strzemiona } \phi 6 \text{ co } 18 \text{ cm}$$

Ścinanie:

$$Q_{min} = 0,75 \times 750 \times b \times h_0 = 11,81 \text{ kN} > R = 2,35 \text{ kN}$$

strzemiona zagęścić konstrukcyjnie co 8 cm przy podporach

$$\text{na odcinkach } c = 53,2 \text{ cm}$$

**4. Elementy konstrukcyjne w poz. parteru.****4.1 Nadproże żelbetowe "N - 1".**  $L = 2,10 \text{ m.}$ 

Rozpiętość obliczeniowa nadproża:

$$L_0 = 1,05 \times L = 2,205 \text{ m.}$$

Wysokość trójkąta obciążenia utworzonego nad nadprożem:

$$H = 0,5 \times L_0 \times \sqrt{3} = 1,9096 \text{ m.}$$

Zestawienie obciążeń:

$$\text{- ciężar nadproża } b \times h \times 24,0 \times 1,1 =$$

$$1,90 \text{ kN/m.}$$

$$\text{- " stropu } q \times L_1 =$$

$$33,68 \text{ kN/m.}$$

$$q_1 = 35,58 \text{ kN/m.}$$

$$\text{- " muru } 0,24 \times H \times 18,0 \times 1,1 =$$

$$q_2 = 9,07 \text{ kN/m.}$$

Momenty:

$$M_1 = 0,125 \times q_1 \times L_0^2 = 21,62 \text{ kNm}$$

$$M_2 = q_2 \times L_0^2 : 12 = 3,68 \text{ kNm}$$

Siła poprzeczna:

$$Q = 0,5 \times q_1 \times L_0 + 0,25 \times q_2 \times L_0 = 44,23 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 20; Stal A-III;  $b = 0,24 \text{ m.}$   $h = 0,30 \text{ m.}$   
 $h_0 = 0,27 \text{ m.}$

$$A = (M_1 + M_2) / b \times h_0^2 = 1445,98 \text{ z tb. } \mu = 0,44$$

$$F_a = \mu \times 100 \times b \times h_0 = 2,85 \text{ cm}^2 \text{ przy } 3 \phi 12 \text{ o } F_a = 3,39 \text{ cm}^2$$

Ścinanie:

$$Q_1 = 0,75 \times 830 \times b \times h_0 = 40,338 \text{ kN} > Q = 44,23 \text{ kN}$$

Strzemiona przyjęto  $\phi 6$  co 22,5 cm przy podporach zagęścić konstrukcyjnie  
na odcinku  $c = 42 \text{ cm}$  co 10 cm

## 4.2 Belki żelbetowe.

### 4.2.1 Belka żelbetowa "BŻ - 1".

Obciążenie:

Ściana lp  $0,24 \times 3,38 \times 18,0 = 14,60$  1,1 16,06

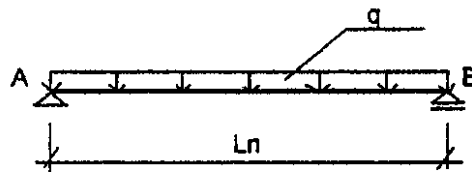
Ociepl. ściany  $0,12 \times 3,62 \times 2,0 = 0,87$  1,2 1,04

Tynk  $0,02 \times 3,62 \times 19,0 = 1,38$  1,3 1,79

Wieniec  $0,24 \times 0,24 \times 24,0 = 1,38$  1,1 1,52

Belka  $b \times h \times 25,0 = 2,40$  1,1 2,64

Razem  $q_{ch} = 20,63$   $q_{obl} = 23,05$   
[kN/m] [kN/m]



Największy moment zginający.

Głębok. podpory = 0,30 m.  $L_n = 5,10 \text{ m.}$

Gł. oparcia na podporach  $a_i = 0,5t = 0,15 \text{ m.}$

Rozpiętość efektywna belki  $L_{eff} = L_n + 2a_i = 5,4 \text{ m.}$

Największa wartość obliczeniowa momentu zginającego:

$$M_{sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 84,02906 \text{ kNm} = 8402,906 \text{ kNcm}$$

$$V_{sd} = 0,5(g + q)L_n = 58,785762 \text{ kN}$$

Wysokość użyteczna belki.

Założono szerokość belki  $b = 24 \text{ cm}$

Założono stopień zbrojenia podłużnego  $\rho_1 = 0,0092$

Beton kl. B20  $\sigma_{f_{cd}} = 10,60 \text{ MPa} = 1,060 \text{ kN/cm}^2$

$\tau_{Rd} = 0,20 \text{ MPa} = 0,02 \text{ kN/cm}^2$

$f_{ck} = 16,00 \text{ MPa}$

Stal kl. A-III  $\sigma_{f_{yd}} = 350,00 \text{ MPa} = 35,000 \text{ kN/cm}^2$

$$\xi_{s,eff} = f_{yd} \cdot \rho_1 / a \cdot f_{cd} = 0,355555 < \xi_{s,eff,lim} = 0,53$$

Z tb. 4-6 przy  $\xi_{s,eff} = 0,355555$  odczytano  $1 / \sqrt{\xi_{s,eff}} = 1,85$

$$d = 1 / \sqrt{\mu_{sc}} \cdot \sqrt{M_{sd} / b \cdot a \cdot f_{cd}} = 36,469 \text{ cm}$$

Przyjęto wysokość belki  $h = 40,00 \text{ cm}$   $h/b = 1,666667$   
 otulinę  $c = 15 \text{ mm}$  (tb 2-6, środowisko klasy 1 wg tb 1-1)  
 dopuszczalną odchyłkę otuliny  $\Delta = 5 \text{ mm}$   
 średnicę prętów  $\phi = 16 \text{ mm}$   
 średnicę strzemion  $\phi_1 = 6 \text{ mm}$

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:  
 $d = h - c - \phi_1 - 0,5\phi - \Delta = 36,6 \text{ cm}$

Pole przekroju zbrojenia  $A_{s1}$ .  
 $\mu_{sc} = M_{sd} / b \cdot d^2 \cdot a \cdot f_{cd} = 0,290089$  z tb 4-6  $\zeta = 0,825$

$$A_{s1} = M_{sd} / \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 7,951086 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie  $4 \phi 16$   $\sigma_{As1} = 8,04 \text{ cm}^2$

Sprawdzenie:  
 Stopień zbrojenia przekroju  $\rho_1 = A_{s1} / b \cdot d = 0,009153 > 0,0015$   
 Względna wysokość strefy ściskanej  
 $\zeta_{eff} = f_{yd} \cdot \rho_1 / a \cdot f_{cd} = 0,355555 < \zeta_{eff,lim} = 0,53$

**Zbrojenie poprzeczne stosując tylko strzemiona (bez prętów odgiętych).**

Założono doprowadzenie do podpory wszystkich prętów z przęsła  $4 \phi 16$

$$V_{Rd1} = [1,4k \cdot \tau_{Rd}(1,2+40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] b_w \cdot d = 47,5325$$

$$k = 1,6 - d = 1,234 > 1 \quad \sigma_{cp} = 0,00$$

Długość odcinka drugiego rodzaju  
 $c_s = V_{sd} - V_{Rd1} / g + q = 0,4881 \text{ m}$

Siła poprzeczna, którą mają przenieść strzemiona  
 $V_{Rd3} = V'_{sd} = V_{sd} - (g + q)d = 50,348276 \text{ kN}$

Wymagany odstęp strzemion dwuramiennych  $\phi 6$  ze stali klasy A - 0  
 $s_1 = A_{sw1} \cdot f_{ywd1} \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / V_{Rd3} = 13,92 \text{ cm}$

$$A_{sw1} = 2 \cdot 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2 \quad z = 0,9d = 32,94 \text{ cm}$$

$$f_{ywd1} = 190,0 \text{ MPa} = 19 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{ctg}\theta = 2$$

Graniczna siła poprzeczna  $V_{Rd2}$  ze względu na ukośne ściskanie  
 $V_{Rd2} = \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 207,8224 > V_{sd} = 58,78576 \text{ kN}$   
 $\nu = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,62$

**Rozmieszczenie strzemion**

Maksymalny dopuszczalny odstęp strzemion  $s_{max}$

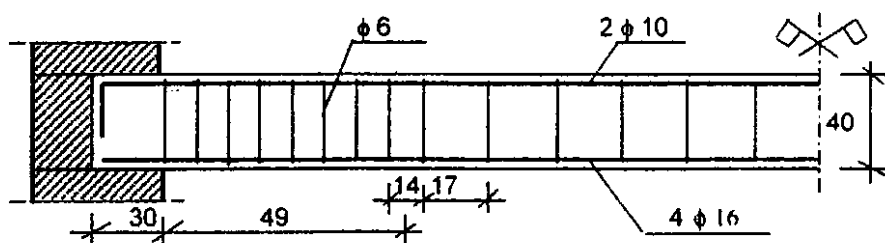
$$s_{max} = 0,6d = 21,96 \text{ cm} < 30 \text{ cm, gdyz}$$

$$0,2V_{Rd2} = 41,56448 \text{ kN} < V_{sd} = 58,785762 \text{ kN} < 0,667 V_{Rd2} = 138,6175 \text{ kN}$$

Maksymalny rozstaw strzemion  $s_{max}$  ze względu na wymagany minimalny stopień zbrojenia na ścinanie strzemionami (wg tb 4-3, beton B25, stal A - 0)

$$\rho_w = 0,0014$$

$$s_{max} = A_{sw1} / \rho_{w1} \cdot b_w = 16,666667 \text{ cm}$$

**Sprawdzenie szerokości rys prostopadłych.**

W środkowisku kl.2a graniczna szer. rys wynosi (tb 3-1)  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Wartość obciążenia belki w kombinacji obciążeń długotrwałych wynosi:

w domach mieszkalnych  $\psi_d = 0,35$

obciąż. zmienne  $\rho = 9$

obciąż. charakterystyczne  $g = 11,63 \text{ kN/m}$ .  $q = 3,15 \text{ kN/m}$ .

Największa wartość momentu zginającego dla kombinacji obciążeń długotrwałych

$$M_{sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 53,867268 \text{ kNm} = 5386,727 \text{ kNcm}$$

$$V_{sd} = 0,5(g + q)L_n = 37,68492 \text{ kN}$$

Naprężenia  $\sigma_s$  w zbrojeniu rozciągającym

$$\rho_1 = 0,915301 \% \quad \zeta = 0,85 \text{ gdy } \rho_1 < 1,0 \% \text{ str.148}$$

$$\sigma_s = M_{sd} / \zeta * d * A_{s1} = 21,777023 \text{ kN/cm}^2 = 217,7702 \text{ MPa}$$

Warunek  $d/h = 0,85$  do  $0,95$  jest spełniony, gdyż  $d/h = 0,915$

Tak więc max średnica prętów zbrojenia, przy której szerokość rys prostopadłych można uważać za ograniczoną do  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ . odczytana z tb 4-8

(przy  $\sigma_s = 217,7702 \text{ Mpa}$  i  $\rho_1 = 0,9153005 \%$ : wynosi  $32 \text{ mm}$ )

Zaprojektowano pręty o średnicy  $\phi = f 16 \text{ mm}$ , a zatem szerokość rys. prostopadłych będzie mniejsza od szerokości granicznej.

**Sprawdzenie szerokości rys ukośnych - zbrojenie strzemionami.**

$$s_1 = 13,92 \text{ cm} \quad \phi_1 = 6 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } s_1 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\rho_{w1} = A_{sw1} / s_1 * b_w = 0,001728 \quad \lambda = \beta_1 * \phi_1 / 3 \rho_{w1} = 1157,143 \text{ mm}$$

$$w_k = 4\tau^2 * \lambda / \rho_{w1} * E_s * f_{ck} = 0,1540297 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$$

$$\tau = V_{sd} / b_w * d = 0,042902 \text{ kN/cm}^2 = 0,429018 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Szerokość rys ukośnych będzie więc mniejsza od szerokości granicznej.

**Sprawdzenie ugięcia**

Z tb 4-9 (jeśli  $\rho_1 = 0,915 \%$ , a beton jest klasy B20) odczytuje się, że dla

belek swobodnie podpartych  $L_{eff} / d = 19$

Uwzględniając mnożnik  $250/\sigma_s = 1,147999$  ze względu na naprężenie w zbrojeniu rozciągającym, otrzymuje się

$$L_{eff} / d = 14,7541 < 21,81198$$

Oznacza to, że ugięcie tej belki nie przekroczy wartości granicznej (tb 3-2).

**4.2.2 Belka żelbetowa "BŻ - 2".**

Obciążenie:

Strop nad lp z poz. 2.1 $q * L * 0,5$	21,44		25,53
Strop nad parterem z poz. 2.3 $q * L * 0,5$	27,55		33,43
Ściana lp $0,24 * 3,38 * 18,0 =$	14,60	1,1	16,06