




**ZAKŁAD
PROJEKTOWO-WYKONAWCZY
STANISŁAW SZEWCZYK**

Nowy Sącz, ul. Fabryczna 10

 (0-prefix-18) 442-11-33

PROJEKT BUDOWLANY
- obliczenia statyczne

Opracowanie : Budowlane .

Obiekt : Sala gimnastyczna i sale dydaktyczne .

Adres : Marcinkowice, szkoła podstawowa .

Inwestor : Urząd Gminy w Chelmcu .

STAROSTA NOWOSĄDECKI

Załącznik do decyzji - zaświadczenia

z dnia 26.04.2004r.

znak: AB. 7351-CHLT-20/4

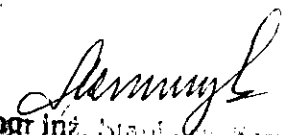
Z up. STAROSTY

mgr inż. Jacek Dzikowski
DYREKTOR WYDZIAŁU
Administr. Architektoniczno-Budowl.

Sprawdził:

mgr inż. Andrzej GOŁASZEWSKI
33-300 NOWY SĄCZ, UL. KUNEGUNDY 15
tel. (018) 442 12 34
Upr. bud. Nr 64/65 i 140/KW/73
do projektowania i kierowania robotami
budowlanymi bez ograniczeń w specjalności
konstrukcyjno-inżynierskiej

Autor opracowania :


mgr inż. Stanisław Szewczyk
upr. III 7204 - 64/65 i 140/KW/73
Dz. up. Proz. 10/100 - 11/100 - 12/100
ul. Fabryczna 10 - 33-300 Nowy Sącz
06-000 000 000

Nowy Sącz, grudzień 2003 r.

Opis techniczny

do projektu budowlanego konstrukcyjnego sali gimnastycznej wraz z salami dydaktycznymi w miejscowości Marcinkowice, gm. Chełmiec.

1. Sytuacja .

Przedmiotowy budynek sali gimnastycznej wybudowany będzie na działce gminnej i stanowi dobudowę do istniejącego budynku szkolnego łączącego go przewiązką, w której zaprojektowano sale dydaktyczne. Usytuowanie budynku dostosowano do położenia morfologicznego terenu dostosowując posadowienie budynku do poziomu posadowienia budynku istniejącego i warstwy nośnej gruntu .

2. Opis elementów konstrukcyjnych.

2.1. Dach.

Nad przewiązką wykonany będzie drewniany dach konstrukcji płatwiowo-kleszczowej, pokryty blachą dachówkową. Nad salą gimnastyczną dach stanowią więzary dachowe stalowe w rozstawie co 6.0 m.

Pod więzarami podwieszony zostanie strop za pomocą więzarów stalowych ułożonych pomiędzy dźwigarami głównymi. Pokrycie dachu stanowić będzie blacha dachówkowa mocowana do płatwi stalowych i ceowników NP. 160.

2.2. Stropy.

W praewiązce przewiduje się wykonanie stropów prefabrykowanych gęstożebrowych Teriva-I lub Teriva-I bis, opartych na ścianach nośnych za pomocą ław wieńcowych, lub na podciągach. W sali gimnastycznej strop stanowić będzie blacha trapezowa mocowana do pasa dolnego więzarów poprzecznych. Ocieplenie będzie ułożone na blasze. Od spodu strop wykończony płytami kartonowo gipsowymi na ruszcie stalowym..

2.3. Ściany i układ konstrukcyjny .

Układ nośny przewiązki stanowią ściany nośne ceramiczne z dociepleniem od zewnątrz styropianem. Wewnętrzne ściany wykonane będą z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej.

W części gimnastycznej układ nośny stanowią słupy żelbetowe i łącznikowe podciągi podłużne. Ściany w tej części wykonane będą jak w części zaplecza.

Ściany podziemia będą wykonane z betonu B-15 na ławach żelbetowych.

2.4. Nadproża.

Projektuje się nadproża żelbetowe wylewane na budowie, jako dwudzielne w ścianach zewnętrznych i pojedyncze w ścianach wewnętrznych.

2.5. Fundamenty.

Fundamenty budynku stanowią ławy posadowione płasko poniżej strefy przemarzania w dostosowaniu do nośnych warstw gruntu, oraz do poziomu posadowienia budynku istniejącego. W sali gimnastycznej słupy posadowiono na stopach żelbetowych.

3. Warunki gruntowe.

Podstawą przyjęcia danych geologicznych jest dokumentacja geologiczna wykonana przez „PROGEO” w październiku 2003 roku. Na jej podstawie stwierdza się, iż w miejscu lokalizacji budynku występuje pod warstwą humusu glina piaszczysta w stanie plastycznym, lub twardoplastycznym.. Posadowienie w warstwie glin nośnych.

Woda gruntowa występuje w formie sączeń jako wody infiltrujące z wód opadowych, stąd należy wykonać powierzchniowe ich odprowadzenie.

4. Podstawa opracowania.

Niniejsze opracowanie wykonano na podstawie:

- opracowania architektonicznego;
- opracowania branżowego;
- Polskich Norm Budowlanych;
- literatury technicznej.

5. Materiały.

Beton B-20 i B-15

Stal A-III i A-0

Strop prefabrykowany Terriva-I

Pustaki „MAX” klasy 100

Cegła pełna klasy 100

Zaprawa $R_z = 80$ at

Drewno K-27

Stal St3 SX

Autor opracowania:

Nowy Sącz, grudzień 2003 r.

Obliczenia statyczne

A. Zaplecze sali gimnastycznej i przewiązki.

1.1. Dach .

Projektuje się dach drewniany konstrukcji płatwiowo – kleszczowej oparty na stropach za pomocą podwalin oraz na ścianach nośnych za pomocą murłat kotwionych w wieńcu żelbetowym.

1.1.0. Obciążenia:

1.1.0.1. Stałe :

c. konstr. z pokryciem	$0.35 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.42 \text{ kN/m}^2$
folia	$0.02 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.02 \text{ kN/m}^2$

$$\text{razem } q_N = 0.37 \text{ kN/m}^2 \quad q_0 = 0.44 \text{ kN/m}^2$$

1.1.0.2. Śnieg – IV strefa $H = 290 \text{ m npm}$ $\alpha = 30^\circ$.

$$S_k = 1.2 * 0.9 = 1.04 \text{ kN/m}^2 * 1.4 = 1.46 \text{ kN/m}^2$$

1.1.0.3. Wiatr – III strefa .

$$q_k = 0.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{str. nawietrzna: } p_k = 0.18 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 0.23 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{str. zawietrzna: } p_k = -0.29 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = -0.38 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie prostopadłe do połaci dachu (str. nawietrzna) :

stałe	$0.37 * 0.866 = 0.32 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.38 \text{ kN/m}^2$
śnieg	$1.04 * 0.866 = 0.78 \text{ kN/m}^2 * 1.4 = 1.09 \text{ kN/m}^2$
wiatr	$0.18 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 0.23 \text{ kN/m}^2$

$$\text{razem } q_N = 1.28 \text{ kN/m}^2 \quad q_0 = 1.70 \text{ kN/m}^2$$

1.1.1. Łaty.

Przyjęto łaty o wymiarach $4 \times 5 \text{ cm}$.

1.1.2. Krokiew $l_{sr} = 2.8 \text{ m}$.

$$M_{\max} = 1.67 \text{ kNm}$$

Przyjęto krokiew $10 \times 12 \text{ cm}$ w rozstawie co 1.0 m .

1.1.3. Płatew $l_t = 2.8 \text{ m}$.

Obciążenie:

pionowe: $P = 5.96 * 0.866 = 15.48 \text{ kN/m}$

poziome: $H = 6.17 * 0.500 * 3.0 = 9.26 \text{ kN/m}$

$M_x = 12.99 \text{ kNm}$

$M_y = 7.77 \text{ kNm}$

Przyjęto płatew o wymiarach $20 \times 22 \text{ cm}$.

1.1.4. Murlaty.

Przyjęto murlaty o wymiarach $16 \times 16 \text{ cm}$.

1.1.5. Kleszcze.

Przyjęto kleszcze o wymiarach $2 \times 8 \times 16 \text{ cm}$.

1.1.6. Stolce.

Przyjęto stolce o wymiarach $16 \times 16 \text{ cm}$.

1.1.7. Podwaliny.

Przyjęto podwaliny o wymiarach $16 \times 16 \text{ cm}$.

2.1. Strop strychowy.

Projektuje się strop prefabrykowany gęstożebrowy Teriva-I i Teriva-I bis, oparty na ścianach nośnych za pomocą ław wieńcowych.

2.1.0. Obciążenie:

ciągle:

konstrukcja stropu	$3.57 \text{ kN/m}^2 * 1.1 = 3.93 \text{ kN/m}^2$
paroizolacja	$0.02 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.02 \text{ kN/m}^2$
wełna mineralna	$0.20 * 1.2 = 0.24 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.29 \text{ kN/m}^2$
wylewka 4 cm	$0.04 * 21.00 = 0.84 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 1.18 \text{ kN/m}^2$
wyprawa	$0.29 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 0.38 \text{ kN/m}^2$
<hr/>	
razem	$q_N = 4.96 \text{ kN/m}^2 \quad q_0 = 5.80 \text{ kN/m}^2$

skupione: z dachu poz. 1.1.3. : $P_0 = 15.48 \text{ kN}$

2.1.1. Belki na trakcie $l = 6.35 \text{ m}$ nieobciążone stolcami.

Przyjęto belki stropu Teriva-I bis o długości $l = 6.57 \text{ m}$ w rozstawie co 45 cm .

2.1.2. Belki na trakcie $l = 6.35 \text{ m}$ obciążone stolcami.

Na 1 żebro:

$$q_0 = 5.80 \cdot 0.45 = 2.61 \text{ kN/m}$$

$$P = 15.48 \cdot 0.5 = 7.74 \text{ kN}$$

Przyjęto 2 belki stropu Teriva-I bis o długości $l = 6.57 \text{ m}$ obok siebie.

2.1.3. Belki na trakcie $l = 3.0 \text{ m}$.

Przyjęto belki stropu Teriva-I o długości $l = 2.97 \text{ m}$ w rozstawie co 60 cm .

2.1.4. Belki na trakcie $l = 5.20 \text{ m}$.

Przyjęto belki stropu Teriva-I o długości $l = 5.37 \text{ m}$ w rozstawie co 60 cm .

2.1.5. Belki na trakcie $l = 5.20 \text{ m}$ pod podwalinę.

Przyjęto 2 belki stropu Teriva-I o długości $l = 5.37 \text{ m}$ obok siebie.

2.1.6. Belki na trakcie $l = 3.51 \text{ m}$.

Przyjęto belki stropu Teriva-I o długości $l = 4.17 \text{ m}$ w rozstawie co 60 cm .

2.1.7. Belki na trakcie $l = 3.51 \text{ m}$ pod podwalinę.

Przyjęto 2 belki stropu Teriva-I o długości $l = 4.17 \text{ m}$ obok siebie.

2.1.8. Belki na trakcie $l = 4.56 \text{ m}$.

Przyjęto belki stropu Teriva-I o długości $l = 4.77 \text{ m}$ w rozstawie co 60 cm .

2.1.9. Belki na trakcie $l = 4.56 \text{ m}$ pod podwalinę.

Przyjęto 2 belki stropu Teriva-I o długości $l = 4.77 \text{ m}$ obok siebie.

2.2.1. Podciąg w korytarzu $l = 2.03$ m.

Obciążenie :

z dachu	$1.70 * 2.65 * 0.5 * 0.866 / 2 * (5.2 + 3.49) * 0.5 =$	5.33 kN/m
ze stropu	$5.80 * (5.2 + 3.49) * 0.5 =$	25.20 kN/m
c. własny	$0.25 * 0.25 * 25.00 * 1.1 =$	1.72 kN/m
<hr/>		
razem		$q_0 = 32.25$ kN/m

$$M = 18.29 \text{ kNm}$$

Przyjęto podciąg o wymiarach 25 x 25 cm zbrojony 3 Φ 12 górą i dołem, strzemiona Φ 6 co 25 cm.

2.2.2. Nadproża zewnętrzne $l = 2.50$ m.

Obciążenie:

z dachu	$1.70 * 4.50 * 0.5 * 0.866 =$	3.31 kN/m
ze stropu	$5.80 * 6.35 * 0.5 =$	18.42 kN/m
c. ściany	$0.48 * 1.10 * 13.5 * 1.1 =$	7.84 kN/m
wieniec + c. własny	$0.55 * 0.3 * 25.00 * 1.1 =$	4.54 kN/m
<hr/>		
razem		$q_0 = 34.11$ kN/m

$$M = 29.60 \text{ kNm}$$

Przyjęto nadproże dwudzielne o wymiarach 25 x 29 cm, zbrojone 5 Φ 12 dołem i 3 Φ 12 górą, oraz o wymiarach 9 x 25 cm, zbrojone 2 Φ 12 górą i dołem, strzemiona Φ 6 co 25 cm.

2.2.3. Nadproże zewnętrzne $l = 2.03$ m.

Przyjęto nadproże dwudzielne o wymiarach 29 x 30 cm i 9 x 30 cm, zbrojone 3 Φ 12 górą i dołem, strzemiona Φ 6 co 25 cm.

2.2.4. Nadproże $l = 1.20$ m.

Przyjęto nadproże dwudzielne o wymiarach 29 x 20 cm i 9 x 20 cm, zbrojone 3 Φ 12 górą i dołem, strzemiona Φ 6 co 25 cm.

2.2.5. Nadproże wewnętrzne $l = 1.0$ m.

Przyjęto nadproże o wymiarach 25 x 20 cm, zbrojone 3 Φ 12 górą i dołem, strzemiona Φ 6 co 20 cm.

2.2.6. Nadproże wewnętrzne w korytarzu $l = 2.00$ m.

Przyjęto nadproże o wymiarach 29×25 cm, zbrojone $3 \Phi 12$ górą i dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 25 cm.

2.2.7. Podciąg przy klatce schodowej $l = 3.0$ m.

Obciążenie:

z dachu jak w poz. 1.1.3.	15.48 kN/m
ze stropu	$5.8 * (6.35 + 2.75) * 0.5 = 26.39$ kN/m
c. własny	$0.25 * 0.4 * 25.00 * 1.1 = 2.75$ kN/m

razem $q_0 = 44.62$ kN/m

$M = 55.34$ kNm

Przyjęto podciąg o wymiarach 25×40 cm, zbrojony $3 \Phi 12$ górą i $5 \Phi 12$ dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 25 cm.

3.1. Stropy międzykondygnacyjne.

Projektuje się strop prefabrykowany gęstożebrowy Teriva-I i Teriva-I bis, oparty na ścianach nośnych za pomocą ław wieńcowych.

3.1.0. Obciążenie:

konstrukcja stropu	$3.57 \text{ kN/m}^2 * 1.1 = 3.93$ kN/m ²
styropian 20 cm	$0.20 * 0.45 = 0.09 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.11$ kN/m ²
wylewka 4,5 cm	$0.045 * 21.00 = 0.95 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 1.23$ kN/m ²
wykładzina	$0.08 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.10$ kN/m ²
wyprawa 1,5 cm	$0.29 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 0.38$ kN/m ²
technologiczne	$2.00 \text{ kN/m}^2 * 1.4 = 2.80$ kN/m ²

razem $q_N = 6.98$ kN/m² $q_0 = 8.55$ kN/m²

3.1.1. Belki na trakcie $l = 6.35$ m nieobciążone ściankami.

Na 1 żebro:

$$q_N = 6.98 * 0.45 = 3.14 \text{ kN/m} < q_{dop} = 3.24 \text{ kN/m}$$

Przyjęto belki stropu Teriva-I bis o długości $l = 6.57$ m w rozstawie co 45 cm.

3.1.2. Belki na trakcie $l = 2.75$ m.

Przyjęto belki stropu Teriva-I o długości $l = 2.97$ m w rozstawie co 60 cm.

3.1.3. Zadaszenie nad wejściem $l = 1.30 \text{ m}$.

Obciążenie:

ciągłe:

c. własny	$0.12 * 25.00 = 3.00 \text{ kN/m}^2 * 1.1 = 3.30 \text{ kN/m}^2$
wylewka	$0.05 * 21.00 = 1.05 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 1.37 \text{ kN/m}^2$
plytki na kleju	$0.30 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.36 \text{ kN/m}^2$
2 x papa na lepiku	$0.05 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.06 \text{ kN/m}^2$
wyprawa	$0.29 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 0.38 \text{ kN/m}^2$
śnieg	$1.04 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 1.46 \text{ kN/m}^2$

$$\text{razem } q_N = 5.73 \text{ kN/m}^2 \quad q_0 = 6.93 \text{ kN/m}^2$$

skupione:

$$\text{c. ścianki } 0.12 * 0.52 * 25.00 = 1.56 \text{ kN} * 1.1 = 1.72 \text{ kN}$$

$$M = 8.42 \text{ kNm}$$

Przyjęto płytkę o grubości 10 cm, zbrojoną $\Phi 12$ co 15 cm, rozdzielcze $\Phi 6$ co 25 cm.

3.2.1. Podciąg w korytarzu $l = 2.75 \text{ m}$.

Obciążenie :

$$\text{ze stropu poz.2.1.3.} \quad 5.8 * 3.0 * 0.5 = 8.70 \text{ kN/m}$$

$$\text{c. własny} \quad 0.25 * 0.4 * 25.00 * 1.1 = 2.75 \text{ kN/m}$$

$$\text{razem} \quad q_0 = 11.45 \text{ kN/m}$$

$$M = 11.95 \text{ kNm}$$

Przyjęto podciąg o wymiarach 25 x 40 cm, zbrojony 3 $\Phi 12$ górą i dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 25 cm.

3.2.2. Nadproża zewnętrzne $l = 2.50 \text{ m}$.

Na podstawie poz. 2.2.2. przyjęto nadproże dwudzielne o wymiarach 29 x 25 cm zbrojone 5 $\Phi 12$ dołem i 3 $\Phi 12$ górą, oraz o wymiarach 9 x 25 cm zbrojone 2 $\Phi 12$ górą i dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 25 cm..

3.2.3. Nadproże zewnętrzne $l = 1.20 \text{ m}$.

Na podstawie poz. 2.2.4. przyjęto nadproże dwudzielne o wymiarach 29 x 20 cm i 9 x 20 cm, zbrojone 3 $\Phi 12$ górą i dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 25 cm.

3.2.4. Nadproże wewnętrzne $l = 1.80$ m.

Przyjęto nadproże o wymiarach 25×25 cm, zbrojone $4 \Phi 12$ górą i dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 25 cm.

3.2.5. Nadproże wewnętrzne $l = 1.0$ m.

Przyjęto nadproże o wymiarach 25×20 cm, zbrojone $3 \Phi 12$ górą i dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 25 cm.

4. Klatka schodowa.

Projektuje się klatkę schodową płytową opartą na spocznikach kotwionych w ścianach poprzecznych

4.1. Bieg schodowy.

Obciążenie:

c. płyty	$0.15 * 25.00 / 0.8945 = 4.19 \text{ kN/m}^2 * 1.1 = 4.61 \text{ kN/m}^2$
stopnie	$(0.5 * 0.15 * 0.3 * 24.00) / 0.30 = 1.80 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 2.34 \text{ kN/m}^2$
terrakota na kleju	$0.32 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.38 \text{ kN/m}^2$
wyprawa	$0.29 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 0.38 \text{ kN/m}^2$
technologiczne	$4.00 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 5.20 \text{ kN/m}^2$
razem	$q_N = 10.59 \text{ kN/m}^2 \quad q_0 = 12.91 \text{ kN/m}^2$

$M = 16.01 \text{ kNm}$

Przyjęto płytę grubości 15 cm, zbrojoną $\Phi 12$ co 15 cm, rozdzielcze $\Phi 6$ co 25 cm.

4.2. Spocznik $l = 3.0$ m.

Obciążenie:

z biegu poz. 4.1.	22.74 kN/m
c. własny	$0.15 * 25.00 * 1.1 = 4.13 \text{ kN/m}$
terrakota na kleju	0.38 kN/m
wyprawa	0.38 kN/m
technologiczne	5.20 kN/m
razem	$q_0 = 32.83 \text{ kN/m}$

$M = 40.71 \text{ kNm}$

Przyjęto płytę grubości 15 cm, zbrojoną $\Phi 12$ co 10cm górą i dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 25 cm.

4.3. Schody wyrównawcze w korytarzu $l = 2.75 \text{ m}$.

Projektuje się schody płytowe kotwione w ścianach korytarza.

Obciążenie:

c. płyty jak w poz. 4.2.	4.61 kN/m ²
stopnie jak w poz. 4.1.	4.13 kN/m ²
wyprawa + terrakota	0.76 kN/m ²
technologiczne	5.20 kN/m ²

$$\text{razem } q_0 = 12.43 \text{ kN/m}^2$$

$$M = 12.96 \text{ kNm}$$

Przyjęto płytę grubości 15 cm, zbrojoną $\Phi 12$ co 15 cm, rozdzielcze $\Phi 6$ co 25 cm.

5. Ławy fundamentowe.

Projektuje się ławy fundamentowe żelbetowe posadowione płasko z dostosowaniem schodkowym do usytuowania terenu. Nośność gruntu $q_{fn} = 1.5 \text{ at}$.

5.1. Ława pod ściany traktowe przewiązki.

Obciążenie:

z dachu	$(0.44 + 1.46 + 0.23) * (3.0 + 6.6) * 0.5 = 10.22 \text{ kN/m}$
ze stropu strychowego	$5.80 * (3.0 + 6.6) * 0.5 = 27.84 \text{ kN/m}$
ze stropu międzykondyg.	$8.55 * (3.0 + 6.6) * 0.5 = 40.80 \text{ kN/m}$
c. ściany nadziemna	$0.28 * 6.0 * 18.0 * 1.1 = 33.26 \text{ kN/m}$
c. ściany podziemna	$0.30 * 1.0 * 24.00 * 1.1 = 7.92 \text{ kN/m}$
c. własny	$0.4 * 1.0 * 25.00 * 1.1 = 11.00 \text{ kN/m}$

$$\text{razem } P_0 = 131.04 \text{ kN/m}$$

Przyjęto ławę o wymiarach 40 x 100 cm, zbrojoną 3 $\Phi 12$ górą i dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 50 cm.

5.2. Ława pod ścianę podłużną zewnętrzną sal dydaktycznych.

Obciążenie:

z dachu	$(0.44 + 1.46 + 0.23) * (6.6 * 0.5 + 1.1) = 9.37 \text{ kN/m}$
ze stropu strychowego	$5.80 * 6.6 * 0.5 = 19.14 \text{ kN/m}$
ze stropu międzykondyg.	$8.55 * 6.6 * 0.5 = 28.22 \text{ kN/m}$
c. ściany nadziemna	$0.48 * 7.0 * 13.5 * 1.1 = 49.89 \text{ kN/m}$
c. ściany podziemna	$0.48 * 1.0 * 24.00 * 1.1 = 12.67 \text{ kN/m}$

c. własny	$0.4 * 1.0 * 25.00 * 1.1 = 11.00 \text{ kN/m}$
razem	$P_0 = 130.29 \text{ kN/m}$

Przyjęto ławę o wymiarach 40 x 100 cm, zbrojoną 3 Φ 12 góra i dołem, strzemiona Φ 6 co 50 cm.

5.3. Ława pod ścianę podłużną przy korytarzu.

Obciążenie:

z dachu	$(0.44 + 1.46 + 0.23) * (3.0 * 0.5 + 1.1) = 5.54 \text{ kN/m}$
ze stropu strychowego	$5.80 * 6.0 * 0.5 = 17.40 \text{ kN/m}$
ze stropu międzykondyg.	$8.55 * 6.0 * 0.5 = 25.65 \text{ kN/m}$
c. ściany nadziemia	$0.28 * 6.0 * 18.0 * 1.1 = 33.26 \text{ kN/m}$
c. ściany podziemia	$0.30 * 1.0 * 24.00 * 1.1 = 7.92 \text{ kN/m}$
c. własny	$0.4 * 0.7 * 25.00 * 1.1 = 7.70 \text{ kN/m}$
razem	$P_0 = 97.47 \text{ kN/m}$

Przyjęto ławę o wymiarach 40 x 70 cm, zbrojoną 3 Φ 12 góra i dołem, strzemiona Φ 6 co 50 cm.

5.4. Ława pod ściany poprzeczne.

Obciążenie:

c. ściany nadziemia	$0.28 * 6.0 * 18.0 * 1.1 = 33.26 \text{ kN/m}$
c. ściany podziemia	$0.30 * 1.0 * 24.00 * 1.1 = 7.92 \text{ kN/m}$
c. własny	$0.4 * 0.5 * 25.00 * 1.1 = 5.50 \text{ kN/m}$
razem	$P_0 = 46.68 \text{ kN/m}$

Przyjęto ławę o wymiarach 40 x 50 cm, zbrojoną podłużnie 3 Φ 12 góra i dołem, strzemiona Φ 6 co 50 cm.

5.5. Ława pod ściany poprzeczne zaplecza.

Obciążenie:

z dachu	$(0.44 + 1.46 + 0.23) * (5.2 + 3.49) * 0.5 = 9.25 \text{ kN/m}$
ze stropu	$5.80 * (5.2 + 3.49) * 0.5 = 25.20 \text{ kN/m}$
c. ściany nadziemia	$0.28 * 2.6 * 18.0 * 1.1 = 14.41 \text{ kN/m}$
c. ściany podziemia	$0.30 * 2.5 * 24.00 * 1.1 = 19.80 \text{ kN/m}$
c. własny	$0.4 * 0.5 * 25.00 * 1.1 = 5.50 \text{ kN/m}$
razem	$P_0 = 74.16 \text{ kN/m}$

Przyjęto ławę o wymiarach 40 x 50 cm, zbrojoną podłużnie 3 Φ 12 górą i dołem, strzemiona Φ 6 co 50 cm.

5.6. Ława pod ścianę zewnętrzną podłużną.

Obciążenie:

z dachu	$(0.44 + 1.46 + 0.23) * 2.62 * 0.5 = 2.79 \text{ kN/m}$
c. ściany nadziemia	$0.48 * 2.6 * 13.5 * 1.1 = 18.53 \text{ kN/m}$
c. ściany podziemia	$0.48 * 2.5 * 24.00 * 1.1 = 31.68 \text{ kN/m}$
c. własny	$0.4 * 0.5 * 25.00 * 1.1 = 5.50 \text{ kN/m}$
<hr/>	
razem	$P_0 = 58.50 \text{ kN/m}$

Przyjęto ławę o wymiarach 40 x 50 cm, zbrojoną podłużnie 3 Φ 12 górą i dołem, strzemiona Φ 6 co 50 cm.

5.7. Ława pod ściany zewnętrzne pozostałe.

Obciążenie:

z dachu	$(0.44 + 1.46 + 0.23) * (4.56 * 0.5 + 1.1) = 7.20 \text{ kN/m}$
ze stropu strychowego	$5.80 * 4.56 * 0.5 = 13.22 \text{ kN/m}$
ze stropu międzykondyg.	$8.55 * 4.56 * 0.5 = 19.49 \text{ kN/m}$
c. ściany nadziemia	$0.48 * 5.0 * 13.5 * 1.1 = 35.84 \text{ kN/m}$
c. ściany podziemia	$0.48 * 1.0 * 24.00 * 1.1 = 12.67 \text{ kN/m}$
c. własny	$0.4 * 0.7 * 25.00 * 1.1 = 7.70 \text{ kN/m}$
<hr/>	
razem	$P_0 = 96.12 \text{ kN/m}$

Przyjęto ławę o wymiarach 40 x 70 cm, zbrojoną 3 Φ 12 górą i dołem, strzemiona Φ 6 co 50 cm.

5.8. Ława pod ścianę wewnętrzną podłużną przy szatni.

Obciążenie:

c. ściany nadziemia	$0.28 * 2.6 * 18.0 * 1.1 = 14.41 \text{ kN/m}$
c. ściany podziemia	$0.3 * 1.0 * 24.00 * 1.1 = 7.92 \text{ kN/m}$
c. własny	$0.4 * 0.4 * 25.00 * 1.1 = 4.40 \text{ kN/m}$
<hr/>	
razem	$P_0 = 26.73 \text{ kN/m}$

Przyjęto ławę o wymiarach 40 x 40 cm, zbrojoną podłużnie 3 Φ 12 górą i dołem, strzemiona Φ 6 co 50 cm.

B. Sala gimnastyczna.

1.1. Dach.

Konstrukcja dachu projektowana jest w formie więzarów stalowych wspartych na słupkach żelbetowych. Pokrycie stanowić będzie blacha dachówkowa na płatwiach stalowych.

Warstwy stropowe w poziomie pasa dolnego mocowane są do kratownic stalowych poprzecznych w poziomie pasa dolnego.

1.1.0. Obciążenie:

1.1.0.1. Stałe pasa dolnego:

c. własny	$[2.0/2.2 + 0.12 * (0.79 + 0.5)] * 6.0 * 10^{-2} = 1.28 \text{ kN/m}^2 * 1.1 = 1.40 \text{ kN/m}^2$
wełna mineralna	$0.20 * 1.2 = 0.24 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.29 \text{ kN/m}^2$
blacha trapezowa	$0.08 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.10 \text{ kN/m}^2$
folia	$0.02 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.02 \text{ kN/m}^2$
płyty KG na ruszcie stalowym	$0.45 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.54 \text{ kN/m}^2$
technologiczne	$0.50 \text{ kN/m}^2 * 1.4 = 0.70 \text{ kN/m}^2$

razem $q_N = 2.57 \text{ kN/m}^2 \quad q_0 = 3.05 \text{ kN/m}^2$

Obc. na 1 kratownicę: $q_0 = 3.05 * 2.2 = 6.71 \text{ kN/m}$

Siła skupiona w węźle: $P_0 = 6.71 * 1.5 * 2.0 = 21.78 \text{ kN}$

1.1.0.2. Obciążenie pasa górnego:

konstrukcja z pokryciem	$0.35 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.42 \text{ kN/m}^2$
folia	$0.02 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.02 \text{ kN/m}^2$

razem $q_N = 0.37 \text{ kN/m}^2 \quad q_0 = 0.44 \text{ kN/m}^2$

1.1.0.3. Śnieg – IV strefa $\alpha = 21^\circ \quad H = 300 \text{ m npm}$

$S_k = 0.9 * 0.96 = 0.86 \text{ kN/m}^2 * 1.4 = 1.21 \text{ kN/m}^2$

1.1.0.4. Wiatr – III strefa .

$q_k = 0.40 \text{ kN/m}^2$

$p_k = 0.40 * 1.0 * 0.11 * 1.8 = 0.08 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 0.10 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie prostopadłe do połaci dachu:

stałe	$0.37 * 0.9336 = 0.35 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.42 \text{ kN/m}^2$
śnieg	$0.86 * 0.9336^2 = 0.75 \text{ kN/m}^2 * 1.4 = 1.05 \text{ kN/m}^2$
wiatr	$0.08 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 0.10 \text{ kN/m}^2$

$$\text{razem} \quad q_N = 1.18 \text{ kN/m}^2 \quad q_0 = 1.57 \text{ kN/m}^2$$

1.1.1. Płatew $l = 6.0 \text{ m}$.

Obciążenie na 1 mb płatwi: $q_0 = 1.57 * 2.20 / 0.9336 = 3.72 \text{ kN/m}$

$$M = 16.74 \text{ kNm}$$

Przyjęto ceownik NP. 160.

1.1.2. Kratownica poprzeczna.

Obciążenie:

w węźle z poz. 1.1.0.1. $P_0 = 21.78 \text{ kN}$

Obliczenia dokonano komputerowo – obliczenia w załączeniu. Przyjęto:

- pas górny : 2 kątowniki $65 \times 65 \times 6 \text{ mm}$;
- pas dolny, słupki i krzyżulce: 2 kątowniki $50 \times 50 \times 5 \text{ mm}$.

Łączenie za pomocą blach węzłowych o grubości 8 mm spawem ciągłym.

1.1.3. Węzlar kratowy główny.

Obciążenie całkowite pasa górnego:

stałe	$0.37 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.42 \text{ kN/m}^2$
śnieg	$0.86 \text{ kN/m}^2 * 1.4 = 1.05 \text{ kN/m}^2$
wiatr	$0.08 \text{ kN/m}^2 * 1.3 = 0.10 \text{ kN/m}^2$

$$\text{razem} \quad q_N = 1.20 \text{ kN/m}^2 \quad q_0 = 1.59 \text{ kN/m}^2$$

siła pozioma w węźle: $P_0 = 1.59 * 2.20 * 6.0 * 0.9336 = 19.56 \text{ kN}$

siła pionowa w węźle: $H_0 = 1.59 * 2.2 * 6.0 * 0.3584 = 7.52 \text{ kN}$

ssanie: $0.4 * 2.2 * 6 / 0.9336 = 5.65 \text{ kN}$

Obciążenie pasa dolnego:

z kratownicy poz 1.1.2. $P = 40.26 \text{ kN}$

Obliczenia dokonano komputerowo – obliczenia w załączeniu. Przyjęto:

- pas górny: 2 kątowniki 80 x 80 x 8 mm ;
- pas dolny: 2 kątowniki 80 x 80 x 8 mm ;
- krzyżulce i słupki: kątownik 60 x 60 x 6 mm ;
- słupki i krzyżulce przy podporach: 2 kątowniki 75 x 75 x 6 mm ;
- stężenie połączeniowe: kątownik 60 x 60 x 6 mm .

Łączenie za pomocą blach węzłowych o grubości 12 mm spawami ciągłymi.

1.1.4. Zadaszenie $l = 1.2$ m.

Na podstawie poz. A. 3.1.3. przyjęto płytę grubości 10 cm, zbrojoną $\Phi 12$ co 15 cm, rozdzielcze $\Phi 6$ co 25 cm.

1.2.1. Nadproża wewnętrzne $l = 1.80$ m.

Przyjęto nadproża żelbetowe wylewane o wymiarach 48 x 20 cm, zbrojone 3 $\Phi 12$ górami i dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 25 cm.

1.2.2. Nadproża zewnętrzne $l = 3.0$ m.

Przyjęto nadproża dwudzielne żelbetowe o wymiarach 29 x 20 cm, zbrojone 4 $\Phi 12$ górami i dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 25 cm i od strony zewnętrznej o wymiarach 9 x 20 cm, zbrojone 2 $\Phi 10$ górami i dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 25 cm.

1.2.3. Nadproża zewnętrzne $l = 1.80$ m

Przyjęto nadproża dwudzielne o wymiarach 29 x 20 cm i 9 x 20 cm, zbrojone 3 $\Phi 12$ górami i dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 25 cm.

2.1. Słupy pod kratownicę.

Obciążenie:

pionowe:

wg. obliczeń 234.52 kN

c. własny $0.5 * 0.75 * 8.4 * 25.00 * 1.1 = 86.63$ kN

razem $N_0 = 321.15$ kN

poziome: $9.23 * 3 + 3.75 + 6.58 + 5.65 * 3 = 54.97$ kN

Przyjęto słup o przekroju 50 x 75 cm zbrojony dwustronnie 5 $\Phi 16$, strzemiona $\Phi 6$ co 20 cm.

2.2. Wieniec.

Projektuje się wieniec o wymiarach 90 x 30 cm, zbrojony 6 Φ 12 dwustronnie, strzemiona Φ 6 co 25 cm.

3. Ławy fundamentowe.

Projektuje się ławy i stopy żelbetowe posadowione płasko w dostosowaniu do lokalnych warunków gruntowych. Grunty nośne sięgają ok. 2.2 m pod terenem istniejącym.

3.1. Ława pod ściany szczytowe.

Obciążenie:

c. ściany nadziemia	$0.48 * 8.0 * 13.5 * 1.1 = 57.02 \text{ kN/m}$
c. ściany podziemia	$0.45 * 1.6 * 24.00 * 1.1 = 19.01 \text{ kN/m}$
c. własny	$0.4 * 0.6 * 25.00 * 1.1 = 6.60 \text{ kN/m}$

razem $P_0 = 82.63 \text{ kN/m}$

Przyjęto ławę o wymiarach 40 x 60 cm.

3.2. Ława pod ściany podłużne.

Obciążenie:

c. ściany nadziemia	$0.48 * 6.0 * 13.5 * 1.1 = 42.77 \text{ kN/m}$
c. ściany podziemia	$0.45 * 1.6 * 24.00 * 1.1 = 19.01 \text{ kN/m}$
c. własny	$0.4 * 0.6 * 25.00 * 1.1 = 6.60 \text{ kN/m}$

razem $P_0 = 68.38 \text{ kN/m}$

Przyjęto ławę o wymiarach 40 x 60 cm.

3.3. Stopa pod słup.

Obciążenie:

z podciagu poz. 2.1.	317.02 kN
c. własny	$1.0 * 2.5 * 0.6 * 25.00 * 1.1 = 41.25 \text{ kN}$

razem $N = 358.27 \text{ kN}$

Moment od wiatru : $M = 174.27 \text{ kNm}$

Przyjęto stopę o wymiarach 100 x 250 x 60 cm zbrojoną Φ 12 co 10 cm w obu kierunkach.

C. Przebudowa części istniejącej.

1.1.1. Nadproże w ścianie grubości 38 cm, $l = 1.4$ m.

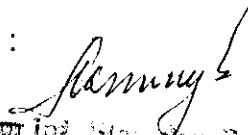
Przyjęto nadproże stalowe z 3 dwuteowników NP. 140 wyszpaldowane z zewnątrz i wewnątrz.

1.1.2. Nadproże w ścianie grubości 38 cm, $l = 2.42$ m.

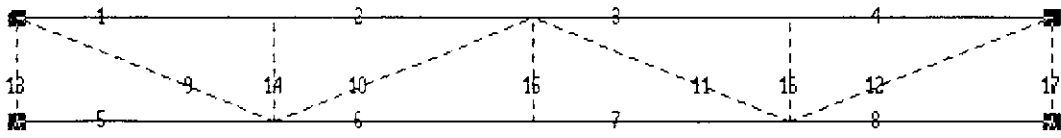
Przyjęto 3 dwuteowniki NP. 160 wyszpaldowane z zewnątrz i wewnątrz.

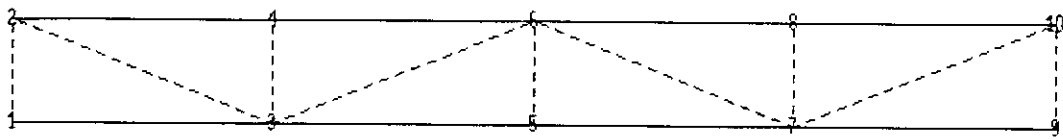
Sprawdził:

Autor obliczeń :


mgr inż. Stanisław Szewczyk
ul. 11 Października 13, 33-100 Nowy Sącz, 1, 33-100
H. 11 Października 13, 33-100 Nowy Sącz, 1, 33-100
ul. 11 Października 13, 33-100 Nowy Sącz, 1, 33-100
ul. 11 Października 13, 33-100 Nowy Sącz, 1, 33-100

Nowy Sącz, grudzień 2003 r.





Projekt :

Autor :

G E O M E T R I A

węzeł	X[m]	Y[m]	typ węzła
1	0.000	0.000	podparty, nieprzesuwany
2	0.000	0.600	stężony
3	1.500	0.000	
4	1.500	0.600	
5	3.000	0.000	
	3.000	0.600	
/	4.500	0.000	
8	4.500	0.600	
9	6.000	0.000	podparty, przesuwany poziomo
10	6.000	0.600	stężony

numer pręta	węzły		długość teoret. [mm]	numer przekroju	A [cm ²]	max. odł. przew. [mm]
1	2	4	1500	2	23.10	
2	4	6	1500	2	23.10	
3	6	8	1500	2	23.10	
4	8	10	1500	2	23.10	
5	1	3	1500	1	9.70	
6	3	5	1500	1	9.70	
7	5	7	1500	1	9.70	
8	7	9	1500	1	9.70	
9	3	2	1616	1	9.70	
10	3	6	1616	1	9.70	
11	7	6	1616	1	9.70	
12	7	10	1616	1	9.70	
13	1	2	600	1	9.70	
14	3	4	600	1	9.70	
15	5	6	600	1	9.70	
16	7	8	600	1	9.70	
17	9	10	600	1	9.70	

STAŁE MATERIAŁOWE

moduł Younga = 205.0GPa

ciężar objętościowy = 78.50kN/m3

wsp. rozszerz. liniowej = 1.2e-05 1/°

CIĘŻAR KRATY

Gk = 2.3kN

O B C I A Ź E N I A

SCHEMAT 1: Obciążenie stałe (Typ: Stałe)

wsp. obciążenia min = 1.000

wsp. obciążenia max = 1.000

nr węzła	Gx[kN]	Gy[kN]
3	0.000	-21.780
5	0.000	-21.780
7	0.000	-21.780

TABLICA KOINCYDENCJI OBCIĄŻEŃ (powiązania między schematami)

	Stowarzyszone	Alternatywne	Wykluczone
1. Obciążenie stałe	- - - - -	- - - - -	-

P R Z E K R O J E

PRZEKRÓJ NUMER 1

Dwa kątowniki 50*50*5

blacha górna 10*1mm

a = 8mm

A = 9.70 cm2

Ix = 22.21 cm4 Iy = 53.11 cm4

yd = 36.15 mm yg = 14.85 mm

fd = 215 MPa

PRZEKRÓJ NUMER 2

PRZEKRÓJ NUMER 2

Dwa kątowniki 75*75*8

blacha górna 10*1mm

a = 8mm

A = 23.10 cm²I_x = 119.07 cm⁴ I_y = 265.83 cm⁴y_d = 53.79 mm y_g = 22.21 mmf_d = 215 MPa

PRZEMIESZCZENIA WĘZŁÓW
(rozwiązanie liniowe)
(obciążenia charakterystyczne)

schemat 1

numer węzła	x [mm]	y [mm]
1	0.00	0.00
2	1.37	-0.10
3	0.00	-5.51
4	1.11	-5.51
5	0.84	-8.34
6	0.84	-8.27
7	1.68	-5.51
8	0.58	-5.51
9	1.68	0.00
10	0.31	-0.10

EKSTREMALNE PRZEMIESZCZENIA WĘZŁÓW
(kombinacja podstawowa wg PN-82/B-02000)

węzeł	x max	x min	y max	y min
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.37	1.37	-0.10	-0.10
3	0.00	0.00	-5.51	-5.51
4	1.11	1.11	-5.51	-5.51
5	0.84	0.84	-8.34	-8.34
6	0.84	0.84	-8.27	-8.27
7	1.68	1.68	-5.51	-5.51
8	0.58	0.58	-5.51	-5.51

węzeł	x max	x min	y max	y min
9	1.68	1.68	0.00	0.00
10	0.31	0.31	-0.10	-0.10

S I Ł Y W P R Ę T A C H [kN]
 (rozwiązanie liniowe)
 (obciążenia obliczeniowe)

pręt/schemat	1(MAX)	1(MIN)
1	-83.76	-83.76
2	-83.76	-83.76
3	-83.76	-83.76
4	-83.76	-83.76
5	0.00	0.00
6	111.67	111.67
7	111.67	111.67
8	0.00	0.00
9	90.21	90.21
10	-30.07	-30.07
11	-30.07	-30.07
12	90.21	90.21
13	-33.72	-33.72
14	-0.29	-0.29
15	21.92	21.92
16	-0.29	-0.29
17	-33.72	-33.72

EKSTREMALNE SIŁY PODŁUŻNE W PRĘTACH
 (kombinacja podstawowa wg PN-82/B-02000)

UWAGA: - nie uwzględniono współczynników jednoczesności obciążeń

pręt	N min[kN]	N max[kN]	schematy
1	-83.76		1
		-83.76	1
2	-83.76		1
		-83.76	1

pręt	N min[kN]	N max[kN]	schematy
3	-83.76		1
		-83.76	1
4	-83.76		1
		-83.76	1
5	0.00		1
		0.00	1
6	111.67		1
		111.67	1
7	111.67		1
		111.67	1
8	0.00		1
		0.00	1
	90.21		1
		90.21	1
10	-30.07		1
		-30.07	1
11	-30.07		1
		-30.07	1
12	90.21		1
		90.21	1
13	-33.72		1
		-33.72	1
14	-0.29		1
		-0.29	1
15	21.92		1
		21.92	1
	-0.29		1
		-0.29	1
17	-33.72		1
		-33.72	1

REAKCJE PODPÓR (rozwiązanie liniowe)

nr węzła	charakterystyczne		obliczeniowe	
	Rx[kN]	Ry[kN]	Rx[kN]	Ry[kN]

nr węzła	charakterystyczne		obliczeniowe	
	Rx[kN]	Ry[kN]	Rx[kN]	Ry[kN]
SCHEMAT 1: Obciążenie stałe (Typ: Stałe)				
1	-0.00	33.80	-0.00	33.80
			-0.00	33.80
9	-	33.80	-	33.80
			-	33.80

EXTREMALNE REAKCJE PODPÓR (obliczeniowe)

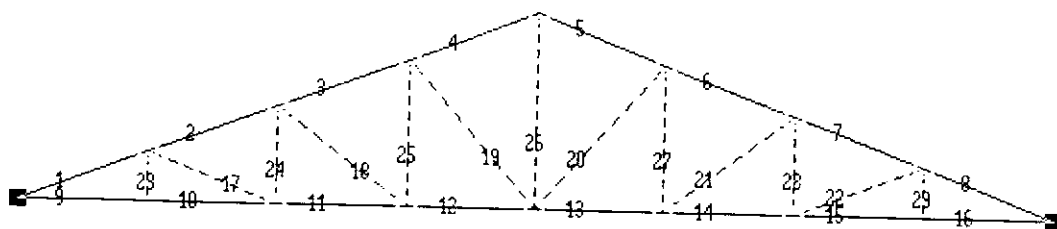
	MIN		MAX	
1	-0.00	33.80	-0.00	33.80
9	-	33.80	-	33.80

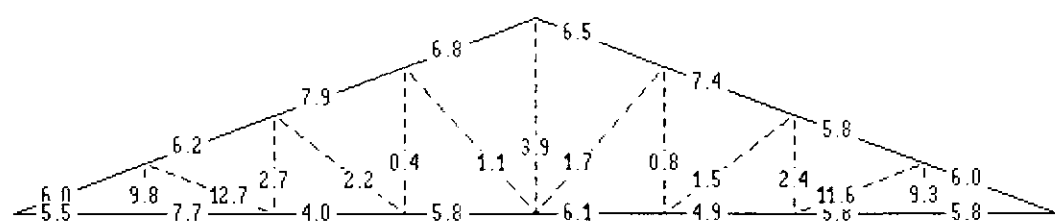
N O Ś N O Ś C I P R Ę T Ó W
(rozwiązanie liniowe)

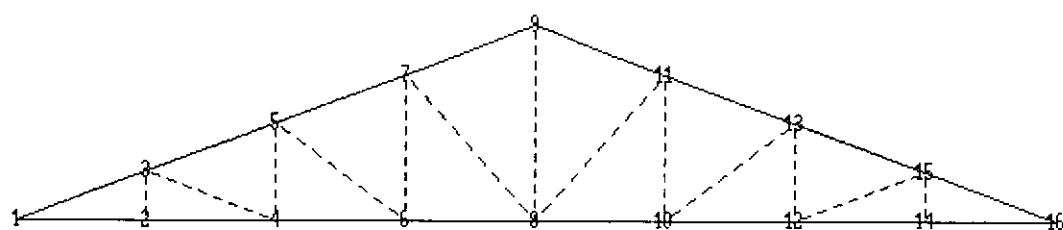
UWAGA !

- Należy przeanalizować, czy długości wyboczeniowe odpowiadają przyjętym rozwiązaniom konstrukcyjnym !
- Sprawdzić nośność prętów dla przekroju netto !

pręt	dług. wyb[mm]		smukłości		psi	fi	nośności obl.		stan	-N/Nc +N/Nt
	lex	ley	lambda	lambda1			Nt[kN]	Nc[kN]		
1	1500	6000	176.9	-	1.000	0.198	496.7	98.5	D	0.851
2	1500	6000	176.9	-	1.000	0.198	496.7	98.5	D	0.851
3	1500	6000	176.9	-	1.000	0.198	496.7	98.5	D	0.851
4	1500	6000	176.9	-	1.000	0.198	496.7	98.5	D	0.851
5<	1500	6000	256.4	-	1.000	0.102	208.6	21.2	D	0.000
6<	1500	6000	256.4	-	1.000	0.102	208.6	21.2	D	0.535
7<	1500	6000	256.4	-	1.000	0.102	208.6	21.2	D	0.535
8<	1500	6000	256.4	-	1.000	0.102	208.6	21.2	D	0.000
9	1292	1616	85.4	-	1.000	0.552	208.6	115.1	D	0.433
10	1292	1616	85.4	-	1.000	0.552	208.6	115.1	D	0.261







Ciezar kraty: 11.2 [kN]

Projekt :

Autor :

G E O M E T R I A

węzeł	X[m]	Y[m]	typ węzła
1	0.000	0.000	stężony
2	2.317	0.000	podparty, nieprzesuwany
3	2.317	0.875	stężony
4	4.635	0.000	stężony
5	4.635	1.750	stężony
6	6.953	0.000	stężony
7	6.953	2.625	stężony
8	9.270	0.000	stężony
9	9.270	3.500	stężony
10	11.588	0.000	stężony
11	11.588	2.625	stężony
12	13.905	0.000	stężony
13	13.905	1.750	stężony
14	16.223	0.000	podparty, przesuwany poziomo
15	16.223	0.875	stężony
16	18.540	0.000	stężony

numer pręta	węzły		długość teoret.[mm]	numer przekroju	A [cm ²]	max. odł. przew. [mm]
1	1	3	2477	7	24.90	
2	3	5	2477	7	24.90	
3	5	7	2477	7	24.90	
4	7	9	2477	7	24.90	
5	9	11	2477	7	24.90	
6	11	13	2477	7	24.90	
7	13	15	2477	7	24.90	
8	15	16	2477	7	24.90	
9	1	2	2318	1	24.90	
10	2	4	2318	1	24.90	
11	4	6	2318	1	24.90	
12	6	8	2318	1	24.90	
13	8	10	2318	1	24.90	
14	10	12	2318	1	24.90	

numer pręta	węzły		długość teoret.[mm]	numer przekroju	A [cm ²]	max. odł. przew. [mm]
i	j					
15	12	14	2318	1	24.90	
16	14	16	2318	1	24.90	
17	4	3	2477	6	17.76	
18	6	5	2904	3	14.12	
19	8	7	3502	3	14.12	
20	8	11	3502	3	14.12	
21	10	13	2904	3	14.12	
22	12	15	2477	6	17.76	
23	2	3	875	6	17.76	
24	4	5	1750	3	14.12	
25	6	7	2625	3	14.12	
	8	9	3500	3	14.12	
27	10	11	2625	3	14.12	
28	12	13	1750	3	14.12	
29	14	15	875	6	17.76	

STAŁE MATERIAŁOWE

moduł Younga = 205.0GPa

ciężar objętościowy = 78.50kN/m³

wsp. rozszerz. liniowej = 1.2e-05 1/°

CIEŻAR KRATY

Gk = 11.2kN

O B C I A Ź E N I A

SCHEMAT 1: Obciążenie stałe (Typ: Stałe)

wsp. obciążenia min = 1.000

wsp. obciążenia max = 1.000

nr węzła	Gx[kN]	Gy[kN]
1	-2.830	-51.060
3	-5.650	-21.600
4	0.000	-40.260
5	-5.650	-19.590
6	0.000	-40.260
7	-5.650	-19.590

nr węzła	Gx[kN]	Gy[kN]
8	0.000	-40.260
9	-6.580	-19.590
10	0.000	-40.260
11	-7.520	-19.590
12	0.000	-40.260
13	-7.520	-19.590
15	-7.520	-21.600
16	-3.760	-51.060

TABLICA KOINCYDENCJI OBCIĄŻEŃ (powiązania między schematami)

	Stowarzyszone	Alternatywne	Wykluczone
1. Obciążenie stałe	- - - - -	- - - - -	-

P R Z E K R O J E

PRZEKRÓJ NUMER 1

Dwa kątowniki 80*80*8
 blacha górna 30*1mm
 a = 12mm
 A = 24.90 cm²
 I_x = 146.18 cm⁴ I_y = 346.04 cm⁴
 y_d = 57.68 mm y_g = 23.32 mm
 f_d = 215 MPa

~~PRZEKRÓJ NUMER 2~~

Dwa kątowniki 100*100*8
 blacha górna 30*1mm
 a = 12mm
 A = 31.30 cm²
 I_x = 292.31 cm⁴ I_y = 636.05 cm⁴
 y_d = 72.87 mm y_g = 28.13 mm
 f_d = 215 MPa

PRZEKRÓJ NUMER 3

PRZEKRÓJ NUMER 3

Dwa kątowniki 60*60*6

blacha górna 30*1mm

a = 12mm

A = 14.12 cm²Ix = 46.49 cm⁴ Iy = 118.30 cm⁴

yd = 43.47 mm yg = 17.53 mm

fd = 215 MPa

~~PRZEKRÓJ NUMER 4~~

JL 120

blacha górna 30*1mm

blacha dolna 30*1mm

a = 12mm

A = 34.60 cm²Ix = 749.96 cm⁴ Iy = 250.86 cm⁴

yd = 61.00 mm yg = 61.00 mm

przekrój bez naprężeń spawalniczych

fd = 215 MPa

~~PRZEKRÓJ NUMER 5~~

Dwa kątowniki 100*100*8

blacha górna 30*1mm

a = 12mm

A = 31.30 cm²Ix = 292.31 cm⁴ Iy = 636.05 cm⁴

yd = 72.87 mm yg = 28.13 mm

fd = 215 MPa

PRZEKRÓJ NUMER 6

Dwa kątowniki 75*75*6

blacha górna 30*1mm

a = 12mm

A = 17.76 cm²Ix = 93.10 cm⁴ Iy = 214.64 cm⁴

yd = 54.85 mm yg = 21.15 mm

fd = 215 MPa

PRZEKRÓJ NUMER 7

PRZEKRÓJ NUMER 7

Dwa kątowniki 80*80*8

blacha górna 30*1mm

a = 12mm

A = 24.90 cm²I_x = 146.18 cm⁴ I_y = 346.04 cm⁴y_d = 57.68 mm y_g = 23.32 mmf_d = 215 MPaPRZEMIESZCZENIA WĘZŁÓW
(rozwiązanie liniowe)
(obciążenia charakterystyczne)

schemat 1

numer węzła	x [mm]	y [mm]
1	0.61	-5.88
2	0.00	0.00
3	-0.64	-0.56
4	-0.85	-6.93
5	1.13	-7.32
6	-0.41	-10.23
7	1.21	-10.15
8	0.22	-10.58
9	0.09	-9.45
10	0.90	-10.34
11	-1.00	-10.17
12	1.44	-7.04
13	-0.87	-7.38
14	0.80	0.00
15	1.00	-0.53
16	0.16	-4.73

EKSTREMALNE PRZEMIESZCZENIA WĘZŁÓW
(kombinacja podstawowa wg PN-82/B-02000)

węzeł	x max	x min	y max	y min
1	0.61	0.61	-5.88	-5.88
2	0.00	0.00	0.00	0.00

węzeł	x max	x min	y max	y min
3	-0.64	-0.64	-0.56	-0.56
4	-0.85	-0.85	-6.93	-6.93
5	1.13	1.13	-7.32	-7.32
6	-0.41	-0.41	-10.23	-10.23
7	1.21	1.21	-10.15	-10.15
8	0.22	0.22	-10.58	-10.58
9	0.09	0.09	-9.45	-9.45
10	0.90	0.90	-10.34	-10.34
11	-1.00	-1.00	-10.17	-10.17
12	1.44	1.44	-7.04	-7.04
13	-0.87	-0.87	-7.38	-7.38
14	0.80	0.80	0.00	0.00
15	1.00	1.00	-0.53	-0.53
16	0.16	0.16	-4.73	-4.73

S I Ł Y W P R Ę T A C H [kN]
(rozwiązanie liniowe)
(obciążenia obliczeniowe)

pręt/schemat	1(MAX)	1(MIN)
1	145.88	145.88
2	-150.75	-150.75
3	-189.75	-189.75
4	-164.26	-164.26
5	-157.23	-157.23
6	-178.81	-178.81
7	-139.02	-139.02
8	145.88	145.88
9	-133.65	-133.65
10	-186.33	-186.33
11	96.83	96.83
12	138.97	138.97
13	148.48	148.48
14	118.78	118.78
15	-140.24	-140.24
16	-140.24	-140.24
17	302.67	302.67
18	52.80	52.80

pręt/schemat	1(MAX)	1(MIN)
19	-27.49	-27.49
20	-41.86	-41.86
21	37.22	37.22
22	276.86	276.86
23	-234.00	-234.00
24	-65.93	-65.93
25	9.20	9.20
26	93.29	93.29
27	18.59	18.59
28	-56.81	-56.81
29	-220.75	-220.75

EKSTREMALNE SIŁY PODŁUŻNE W PRĘTACH

(kombinacja podstawowa wg PN-82/B-02000)

UWAGA: - nie uwzględniono współczynników jednoczesności obciążeń

pręt	N min[kN]	N max[kN]	schematy
1	145.88		1
		145.88	1
2	-150.75		1
		-150.75	1
3	-189.75		1
		-189.75	1
4	-164.26		1
		-164.26	1
5	-157.23		1
		-157.23	1
6	-178.81		1
		-178.81	1
7	-139.02		1
		-139.02	1
8	145.88		1
		145.88	1
9	-133.65		1
		-133.65	1
10	-186.33		1
		-186.33	1

pręt	dług. wyb[mm]		smukłości		psi	fi	nośności obl.		stan	-N/Nc +N/Nt
	lex	ley	lambda	lambda1			Nt[kN]	Nc[kN]		
11	1292	1616	85.4	-	1.000	0.552	208.6	115.1	D	0.261
12	1292	1616	85.4	-	1.000	0.552	208.6	115.1	D	0.433
13	600	600	39.7	-	1.000	0.880	208.6	183.6	D	0.184
14	480	600	31.7	-	1.000	0.926	208.6	193.1	D	0.002
15	480	600	31.7	-	1.000	0.926	208.6	193.1	D	0.105
16	480	600	31.7	-	1.000	0.926	208.6	193.1	D	0.002
17	600	600	39.7	-	1.000	0.880	208.6	183.6	D	0.184

S P O I N Y P A C H W I N O W E

UWAGA !

- Wyniki obliczeń są poprawne tylko dla typów połączeń wyszczególnionych w instrukcji użytkownika programu KRATA !
- Obliczone przekroje spoin dotyczą prętów zakończonych w węźle !
- Do obliczeń przyjęto wytrzymałość obliczeniową materiału pręta, przy wykonywaniu spoin w warsztacie !

Minimalne przekroje spoin

numer pręta	e1[mm]	fs1[cm2]	e2[mm]	fs2[cm2]
1	22.21	3.45	53.79	1.42
2	22.21	3.45	53.79	1.42
3	22.21	3.45	53.79	1.42
4	22.21	3.45	53.79	1.42
5	14.85	0.00	36.15	0.00
6	14.85	4.60	36.15	1.89
7	14.85	4.60	36.15	1.89
8	14.85	0.00	36.15	0.00
9	14.85	3.72	36.15	1.53
10	14.85	1.24	36.15	0.51
11	14.85	1.24	36.15	0.51
12	14.85	3.72	36.15	1.53
13	14.85	1.39	36.15	0.57
14	14.85	0.01	36.15	0.00
15	14.85	0.90	36.15	0.37
16	14.85	0.01	36.15	0.00
17	14.85	1.39	36.15	0.57

pret	N min[kN]	N max[kN]	schematy
11	96.83		1
		96.83	1
12	138.97		1
		138.97	1
13	148.48		1
		148.48	1
14	118.78		1
		118.78	1
15	-140.24		1
		-140.24	1
16	-140.24		1
		-140.24	1
	302.67		1
		302.67	1
18	52.80		1
		52.80	1
19	-27.49		1
		-27.49	1
20	-41.86		1
		-41.86	1
21	37.22		1
		37.22	1
22	276.86		1
		276.86	1
23	-234.00		1
		-234.00	1
	-65.93		1
		-65.93	1
25	9.20		1
		9.20	1
26	93.29		1
		93.29	1
27	18.59		1
		18.59	1
28	-56.81		1
		-56.81	1
29	-220.75		1
		-220.75	1

REAKCJE PODPÓR (rozwiązanie liniowe)

nr węzła	charakterystyczne		obliczeniowe	
	Rx[kN]	Ry[kN]	Rx[kN]	Ry[kN]
SCHEMAT 1: Obciążenie stałe (Typ: Stałe)				
2	52.68	234.52	52.68	234.52
			52.68	234.52
14	-	221.26	-	221.26
			-	221.26

EXTREMALNE REAKCJE PODPÓR (obliczeniowe)

	MIN		MAX	
2	52.68	234.52	52.68	234.52
14	-	221.26	-	221.26

NOŚNOŚCI PRĘTÓW (rozwiązanie liniowe)

UWAGA !

- Należy przeanalizować, czy długości wyboczeniowe odpowiadają przyjętym rozwiązaniom konstrukcyjnym !
- Sprawdzić nośność prętów dla przekroju netto !

pręt	dług. wyb[mm]		smukłości		psi	fi	nośności obl.		stan	-N/Nc +N/Nt
	lex	ley	lambda	lambda1			Nt[kN]	Nc[kN]		
1	2477	2477	102.2	-	1.000	0.451	535.4	241.3	D	0.272
2	2477	2477	102.2	-	1.000	0.451	535.4	241.3	D	0.625
3	2477	2477	102.2	-	1.000	0.451	535.4	241.3	D	0.787
4	2477	2477	102.2	-	1.000	0.451	535.4	241.3	D	0.681
5	2477	2477	102.2	-	1.000	0.451	535.4	241.3	D	0.652

pręt	dług. wyb[mm]		smukłości		psi	fi	nośności obl.		stan	-N/Nc +N/Nt
	lex	ley	lambda	lambda1			Nt[kN]	Nc[kN]		
6	2477	2477	102.2	-	1.000	0.451	535.4	241.3	D	0.741
7	2477	2477	102.2	-	1.000	0.451	535.4	241.3	D	0.576
8	2477	2477	102.2	-	1.000	0.451	535.4	241.3	D	0.272
9	2318	2318	95.6	-	1.000	0.488	535.4	261.2	D	0.512
10	2318	2318	95.6	-	1.000	0.488	535.4	261.2	D	0.713
11	2318	2318	95.6	-	1.000	0.488	535.4	261.2	D	0.181
12	2318	2318	95.6	-	1.000	0.488	535.4	261.2	D	0.260
13	2318	2318	95.6	-	1.000	0.488	535.4	261.2	D	0.277
14	2318	2318	95.6	-	1.000	0.488	535.4	261.2	D	0.222
15	2318	2318	95.6	-	1.000	0.488	535.4	261.2	D	0.537
16	2318	2318	95.6	-	1.000	0.488	535.4	261.2	D	0.537
17	1982	2477	86.6	-	1.000	0.544	381.8	207.9	D	0.793
18	2323	2904	128.0	-	1.000	0.332	303.6	100.9	D	0.174
19	2801	3502	154.4	-	1.000	0.249	303.6	75.5	D	0.364
20	2801	3502	154.4	-	1.000	0.249	303.6	75.5	D	0.554
21	2323	2904	128.0	-	1.000	0.332	303.6	100.9	D	0.123
22	1982	2477	86.6	-	1.000	0.544	381.8	207.9	D	0.725
23	875	875	38.2	-	1.000	0.889	381.8	339.6	D	0.689
24	1400	1750	77.2	-	1.000	0.608	303.6	184.7	D	0.357
25	2100	2625	115.7	-	1.000	0.384	303.6	116.4	D	0.030
26	2800	3500	154.3	-	1.000	0.249	303.6	75.6	D	0.307
27	2100	2625	115.7	-	1.000	0.384	303.6	116.4	D	0.061
28	1400	1750	77.2	-	1.000	0.608	303.6	184.7	D	0.308
29	875	875	38.2	-	1.000	0.889	381.8	339.6	D	0.650

S P O I N Y P A C H W I N O W E

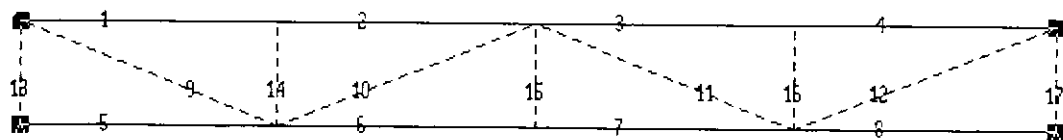
UWAGA !

- Wyniki obliczeń są poprawne tylko dla typów połączeń wyszczególnionych w instrukcji użytkownika programu KRATA !
- Obliczone przekroje spoin dotyczą prętów zakończonych w węźle !
- Do obliczeń przyjęto wytrzymałość obliczeniową materiału pręta, przy wykonywaniu spoin w warsztacie !

Minimalne przekroje spoin

numer pręta	e1[mm]	fs1[cm2]	e2[mm]	fs2[cm2]
1	23.32	6.04	57.68	2.44

numer pręta	e1[mm]	fs1[cm2]	e2[mm]	fs2[cm2]
2	23.32	6.24	57.68	2.52
3	23.32	7.86	57.68	3.18
4	23.32	6.80	57.68	2.75
5	23.32	6.51	57.68	2.63
6	23.32	7.40	57.68	2.99
7	23.32	5.76	57.68	2.33
8	23.32	6.04	57.68	2.44
9	23.32	5.53	57.68	2.24
10	23.32	7.71	57.68	3.12
11	23.32	4.01	57.68	1.62
12	23.32	5.75	57.68	2.33
13	23.32	6.15	57.68	2.49
14	23.32	4.92	57.68	1.99
15	23.32	5.81	57.68	2.35
16	23.32	5.81	57.68	2.35
17	21.15	12.70	54.85	4.90
18	17.53	2.19	43.47	0.88
19	17.53	1.14	43.47	0.46
20	17.53	1.73	43.47	0.70
21	17.53	1.54	43.47	0.62
22	21.15	11.62	54.85	4.48
23	21.15	9.82	54.85	3.79
24	17.53	2.73	43.47	1.10
25	17.53	0.38	43.47	0.15
26	17.53	3.87	43.47	1.56
27	17.53	0.77	43.47	0.31
28	17.53	2.35	43.47	0.95
29	21.15	9.26	54.85	3.57



Opis techniczny

do projektu technicznego osadnika ścieków przy szkole w Marcinkowicach , gm. Chelmiec.

1. Podstawa opracowania.

Niniejsze opracowanie wykonano na podstawie:

- projektu zagospodarowania terenu;
- technicznego badania podłoża gruntowego wykonanego przez „PROGEO” z Nowego Sącza z października 2003 r.;
- Polskich Norm Budowlanych;
- literatury technicznej.

2. Przedmiot opracowania.

Przedmiotem niniejszego opracowania jest projekt budowlany osadnika ścieków przy szkole w Marcinkowicach .

3. Zakres opracowania.

Opracowanie obejmuje obliczenia statyczne jednokomorowego osadnika ścieków.

4. Obciążenia.

Zmienne : 9.0 kN/m^2

Obc. gruntem wg. obliczeń statycznych.

5. Opis konstrukcyjny.

Zbiornik projektuje się jako jednokomorowy zamknięty podziemny. Grubość wszystkich ścian oraz płyty górnej przyjęto 20 cm. Ściany boczne oraz płytę górną i denną policzono jako płyty krzyżowo zbrojone.

Zbiornik winien być wykonany z betonu o starannym doborze kruszywa i cementu marki 350 z dodatkiem środka wodoszczelnego, jak hydrobet, lub inne środki patentowe.

Izolację z zewnątrz należy wykonać abizolem R+G.

Od wewnątrz należy otynkować ściany wyprawą wodoszczelną w trzech narzutach:

- narzut z zagęszczonego zaczynu,
- podkład w stosunku 1:1,5
- wyprawa wygładzona paczką żeliwno-filcową.

Na płycie górnej należy wykonać izolację z dwóch warstw papy na lepiku, przykrytą nadbetonem w spadku 2%.

Zbiornik należy posadowić na chudym betonie grubości 15 cm i dwóch warstwach papy na lepiku. Wejście do zbiornika za pomocą włazu ciężkiego, na krawędzi którego w płycie należy zagęścić pręty. Po zabetonowaniu ścian zbiornika nie wolno wykonać żadnych przekuć.

6. Materiały.

Beton B-15, B-10

Stal A-0

Obliczenia statyczne

dla osadnika ścieków o wymiarach wewnętrznych 2.50 x 4.00 x 2.50 m. Ściany boczne oraz płytą górną i denną policzono jako płyty krzyżowo zbrojone.

Ciężar gruntu: $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$

Kąt tarcia wewnętrznego: $\phi = 37^\circ$

Obciążenie zmienne normowe: 9.0 kN/m^2

1.1. Płyta przekrycia.

Obciążenia:

c. ziemi	$0.83 * 19.0 = 15.77 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 18.92 \text{ kN/m}^2$
c. własny płyty	$0.25 * 25.00 = 6.25 \text{ kN/m}^2 * 1.1 = 6.88 \text{ kN/m}^2$
2x papa na lepiku	$0.12 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 0.14 \text{ kN/m}^2$
nadbeton	$0.05 * 24.00 = 1.20 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 1.44 \text{ kN/m}^2$
obc. zmienne	$9.00 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 10.80 \text{ kN/m}^2$

$$\text{razem} \quad q_N = 32.43 \text{ kN/m}^2 \quad q_0 = 37.98 \text{ kN/m}^2$$

Momenty przesłowe:

$$M_x = 2.34 \text{ kNm} \quad M_y = 9.66 \text{ kNm}$$

Momenty podporowe:

$$M_x = -9.31 \text{ kNm} \quad M_y = -20.29 \text{ kNm}$$

Przyjęto płytę o grubości 20 cm zbrojoną w przęsle i na podporze $\Phi 10$ co 15 cm w obu kierunkach.

1.2. Ściany pionowe zbiornika.

$$\text{wys. zastępcza } h = 9.00 / 19.00 = 0.47 \text{ m}$$

$$q_1 = 2.69 + 4.88 + 19.53 = 24.41 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 24.41 + 5.38 = 29.79 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 24.41 + 2/3 * 5.38 = 28.00 \text{ kN/m}$$

Momenty przesłowe:

$$M_x = 2.72 \text{ kNm} \quad M_y = 6.57 \text{ kNm}$$

Momenty podporowe:

$$M_x = -5.97 \text{ kNm} \quad M_y = -14.54 \text{ kNm}$$

Przyjęto ściany pionowe grubości 20 cm zbrojone w przęśle i nad podporą Φ 10 co 15 cm w obu kierunkach.

1.3. Płyta denna.

Obciążenie stałe + zmienne: 37.98 kN/m^2

Odpór gruntu od ciężaru konstrukcji:

$$q = 37.98 + (0.2 * 2.7 * 25.0 * 4.2) / 2.7 * 4.2 = 42.98 \text{ kN/m}^2$$

Momenty przęsłowe:

$$M_x = 4.17 \text{ kNm} \quad M_y = 10.09 \text{ kNm}$$

Momenty podporowe:

$$M_x = -9.16 \text{ kNm} \quad M_y = -22.32 \text{ kNm}$$

Przyjęto płytę o grubości 20 cm zbrojoną w przęśle i nad podporą Φ 10 co 15 cm w obu kierunkach

1.4. Sprawdzenie zbiornika na wypór przez wodę gruntową.

Założono, że zwierciadło wody gruntowej sięga do poziomu terenu.

Pole powierzchni rzutu zbiornika wynosi $F = 4.40 * 2.90 = 12.76 \text{ m}^2$.

Siła wyporu wynosi $W = 405.96 \text{ kN}$.

Siła przeciwdziałająca wyporowi $G = 505.77 \text{ kN}$

Współczynnik stabilności wynosi $G/W = 1.25$ zatem nie nastąpi wypłynięcie zbiornika pustego.

1.5. Uwagi.

- Zaleca się wykonanie zbiornika w okresie o niskim poziomie wód gruntowych.
- Metoda realizacji w wykopie otworowym z ciągłym pompowaniem wody. Nachylenie skarpy 1 : 1.

Autor obliczeń:



Nowy Sącz, grudzień 2003 r.

Ekspertyza techniczna

o stanie technicznym pomieszczeń kotłowni w budynku szkoły w Marcinkowicach, gmina Chełmiec .

1. Podstawa opracowania .

Niniejsze opracowanie wykonano na podstawie:

- inwentaryzacji budynku;
- projektu budowlanego przebudowy kotłowni
- badań makroskopowych materiałów budowlanych;
- wizji lokalnej;
- opinii technicznej z lutego 2003 r.;
- literatury technicznej;
- Polskich Norm Budowlanych.

2. Cel i zakres opracowania .

Celem niniejszej ekspertyzy jest zbadanie stanu technicznego elementów konstrukcyjnych budynku w pomieszczeniach istniejącej kotłowni .

3. Ogólne dane o istniejącej kotłowni .

Istniejąca kotłownia została zlokalizowana w części podpiwniczonej budynku szkoły . Zakres opracowania adaptacyjnego obejmuje tylko pomieszczenie kotłowni i składu opałowego. W tej części budynek posiada ściany murowane o grubości 38 i 51 cm, które są oparte na ławach fundamentowych betonowych. Posadzka istniejąca kotłowni jest obniżona w stosunku do pomieszczeń przyległych o 83 cm..

Stropy nad przedmiotowymi pomieszczeniami wykonane zostały jako żelbetowe systemu TK .

4. Projektowane zmiany .

W wyniku projektowanych zmian zostaną rozebrane schody wyrównawcze i pochylnia, a poziom posadzki będzie podniesiony do poziomu przylegających pomieszczeń poprzez zasypanie posadzki gruzem i wykonanie nowej posadzki w poziomie -2.78 m. Nadto zostanie wykonany fundament pod kotły olejowe centralnego ogrzewania. Należy także wykonać nowy komin centralnego ogrzewania w istniejących ścianach. W pomieszczeniu składu opału zostanie wykonana wanna żelbetowa na zbiorniki oleju opałowego .

5. Stan techniczny elementów budynku .

Wszystkie elementy konstrukcyjne w obrębie projektowanej kotłowni i składu opału posiadają dobry stan techniczny. Ściany nośne nie wykazują pęknięć i zarysowań oraz ugięć .

6. Wnioski .

Wobec dobrego stanu technicznego elementów budynku wszystkie projektowane zmiany mogą być wykonane, gdyż nie mają wpływu na zmianę stateczności budynku i nie wpłyną na sposób użytkowania pomieszczeń .

Autor :



Nowy Sącz , grudzień 2003 r .