

CZEŚĆ „A” :
EKSPERTYZA TECHNICZNA

1. PODSTAWA OPRACOWANIA

- zlecenie inwestora,
- dokumentacja archiwalna,
- badania geotechniczne podłoża pod fundamentami,
- odkrywki wybranych elementów konstrukcyjnych,
- wizja lokalna na przedmiotowym obiekcie,
- dokumentacja fotograficzna.

2. PRZEDMIOT I ZAKRES OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest budynek *Warsztatów kształcenia zawodowego* wchodzący w skład *Zespołu Szkół Drzewnych* im. Stanisława Staszica w Bydgoszczy przy ul. Toruńskiej 44. Budynek warsztatów składa się z trzech segmentów konstrukcji murowanej i wiaty konstrukcji stalowo-żelbetowej osłoniętej ścianami murowanymi i z płyt obornickich.

Zakres opracowania obejmuje ocenę istniejącego stanu technicznego wszystkich segmentów wraz z zaleceniami ich naprawy lub wzmocnienia w miejscach ich uszkodzenia.

3. ZAKRES ODDZIAŁYWANIA

Działka dz. Nr 37/1, 40/1, 41/1 i 42/3, jedn. ewid.: 046101_1 m. Bydgoszcz

4. LOKALIZACJA

Przedmiotowy budynek zlokalizowany jest w Bydgoszczy, w dzielnicy Babia Wieś przy ul. Toruńskiej 44. Stanowi oddzielny budynek *Zespołu Szkół Drzewnych*, w którym odbywa się praktyczna nauka zawodu. Teren Zespołu Szkół Drzewnych od północy graniczy z pasem drogowym ulicy Toruńskiej, a od strony południowej przylega do podnóża skarpy Wzgórza Wolności. Od strony zachodniej i wschodniej do terenu Z.S.D. przylegają inne działki z zagospodarowaniem terenu.

5. KSZTAŁT BUDYNKU I TEREN WOKÓŁ NIEGO

Obiekt składa się z trzech segmentów: „A”, „B” i „C” oraz wiaty, które razem w rzucie tworzą rozszerzoną literę „U”. Środkowy segment „B” usytuowano na kierunku południe-północ. Do szczytów tego segmentu na kierunku zachód-wschód przylegają; do południowego – segment „A” + wiaty, do północnego – segment „C”. Segmenty „A” i „C” do segmentu „B” „doklejone” są częścią zachodnią swej długości, ale nie na całej szerokości segmentu „B”. Wszystkie segmenty łącznie z wiatą są od siebie oddylatowane.

Segmenty „A” i „C” położone są równolegle do ulicy Toruńskiej biegnącej na kierunku zachód-wschód. Bliżej ul. Toruńskiej położony jest segment „C”. Segment „A” dalej położony od ulicy Toruńskiej (tuż przy skarpie) wydłużony jest w kierunku wschodnim o wiatę, obecnie obudowaną i rozbudowaną.

Teren na którym zrealizowano obiekt jest pochyły ze spadkiem od strony południowej (od podnóża skarpy Wzgórze Wolności) w kierunku północnym (ulicy Toruńskiej i rzeki Brdy). Realizacja obiektu zakłóciła naturalne pochylenie zbocza i wymusiła konieczność realizacji murów oporowych przy podnóżu skarpy w celu wpisania obiektu w istniejące pochylenie terenu.

Poziom *ppp* wszystkich segmentów jest na jednym poziomie. Jego rzędna wynosi $ppp = 44,60\text{m n.p.m.}$ Najprawdopodobniej punktem wyjściowym dla ustalenia rzędnej *ppp* był

segment „A” – najwyżej położony. Ulokowany został u podnóża skarpy, na tarasie prawie płaskim o średniej rzędnej wahającym się między 45,00m npm do 45,50m npm. Z uwagi na przyjęte *ppp* naturalny poziom terenu tarasu obniżono o ok. 0,40 do 1,0m, a wzdłuż podnóża skarpy (w odległości ok. 5,0m od segmentu „A”) wykonano ścianę oporową.

Naturalna pochyłość terenu zaczyna się poniżej tarasu na którym zrealizowano segment „A”. Na tej pochyłości usytuowano segment „B”. Różnica poziomów terenu między południowym, a północnym szczytem segmentu „B” dochodzi do 2,70m. Zatem wysokość położenia *ppp* w segmencie „B” jest zmienna w stosunku do istniejącego terenu i się zwiększa w kierunku północnym. W segmencie tym różnicę wysokości wewnątrz segmentu wyrównano zasypką gruntową (z pominięciem północnego fragmentu przylegającego do segmentu „C”, która ta część posiada przejście komunikacyjne pod przyziemiem, a dalej w kierunku północnym dodatkową kondygnację poniżej *ppp* nazwaną niskim przyziemiem). W najwyższym punkcie, grubość zasypki wewnątrz segmentu „B” przekracza 3,0m.

Od zachodniej strony segmentu „B” teren na odcinku od płaskiego tarasu przy podnóżu skarpy na którym posadowiono segment „A” (od południowego szczytu segmentu „B”), do wysokości przejścia komunikacyjnego w segmencie „B” został ukształtowany sztucznie i wyprofilowany w postaci łagodnie opadającej skarpy w kierunku północnym.

W segmencie „C” różnicę wysokości terenu wykorzystano na doprojektowanie dodatkowej kondygnacji poniżej *ppp* (dodatkową kondygnację doprojektowano też w północnym fragmencie segmentu „B” na odcinku przylegającym do segmentu „C” i dalej w kierunku skarpy do przejścia komunikacyjnego na drugą stronę segmentu, łącznie z przejściem).

Wszystkie segmenty powyżej *ppp* mają jedną kondygnację i są bez podpiwniczenia. W projekcie archiwalnym kondygnacje nadziemne w segmentach „A” i „B” nazwano przyziemiem, natomiast w segmencie „C” kondygnację położoną na tym samym poziomie co kondygnacje nadziemne segmentów „A” i „B” nazwano parterem, a dodatkową kondygnację pod tą kondygnacją (poniżej *ppp*) przyziemiem niskim.

Najwyższy poziom terenu, który przylega do budynku występuje przy południowej granicy działki (w pasie między segmentem „A”, a ścianą oporową). Ukształtowany jest z lekkim spadkiem w kierunku zachodnim. Przy szczycie wschodnim segmentu „A” rzędna terenu wynosi 44,50m npm, a przy zachodnim (przy styku z segmentem „B”) 44,25m npm. Teren wzdłuż zewnętrznej zachodniej ściany segmentu „B” obniża się w kierunku północnym i przy przejściu komunikacyjnym na drugą stronę segmentu „B” osiąga rzędną 42,10m npm. Rzędna terenu przy zewnętrznej stronie segmentu „C” (od strony ulicy Toruńskiej) kształtuje się od 42,10m npm przy szczycie zachodnim do 41,90m npm przy szczycie wschodnim i głównym wejściu do budynku. Z podanych rzędnych widać dużą deniwelację terenu między południową granicą działki, a wejściem głównym do budynku dochodzącą do 2,4m.

Teren wewnątrz między segmentami został ukształtowany sztucznie w formie większego tarasu i wyrównany do poziomu o średniej rzędnej 44,50m npm. Utwardzono go trylinką. Obecnie utwardzona powierzchnia tarasu jest bardzo zniszczona; występują nierówności i wgłębienia oraz wyłomy. Koniecznie wymaga odnowy.

Teren wewnętrznego tarasu gwałtownie obniża się przy segmencie „C”. Jest to pas szerokości ok. 10m biegnący przy segmencie „C” po jego południowej stronie na całej jego długości. Jego wysokość kształtuje się na średniej rzędnej bezwzględnej 42,10m npm. W pasie tym wykonano jezdnię z trylinki i krawężniki oraz chodnik z betonowych płytek chodnikowych. Pas ten kończy się przy segmencie „B” w którym istnieje przejście na drugą stronę segmentu. Powierzchnia utwardzająca jezdnię i chodnik wymaga również odnowy. Przejście

z tarasu wyższego na niższy pas komunikacyjny ukształtowano skarpą zakończoną u góry betonowym murem oporowym.

6. KONSTRUKCJA BUDYNKU

Przedmiotowy obiekt powstał w połowie lat sześćdziesiątych ubiegłego wieku. Wszystkie segmenty zostały zrealizowane metodą tradycyjną. Konstrukcję wszystkich segmentów zaprojektowano jako murowaną w układzie podłużnym trójnawowym. Dachy segmentów są płaskie, dwuspadowe, pełne ze spadkiem ok. 5% w kierunkach zewnętrznych ścian podłużnych.

Segment „B” o długości 60,51m i o rozpiętościach traktów; 6,0m, 3,0m i 9,0m posiada dach dwuspadowy na różnych poziomach. Połąć dachowa ze spadkiem w kierunku zachodnim przykrywa trakt o rozpiętości 9,0m i jest położona wyżej o ok. 1,25m w stosunku do połąci ze spadkiem w kierunku wschodnim przykrywającym trakty o rozpiętościach 3,0 i 6,0m. Różnicę wysokości wypełnia ściana międzyspadowa w której zaprojektowano naświetla doświetlające trakt zachodni. Segment „B” od przejścia komunikacyjnego w kierunku północnym posiada dodatkową kondygnację poniżej *ppp* tzw. przyziemie niskie.

Segment „A” o długości 58,16m posiada identyczny układ konstrukcyjny i dachowy jak segment „B”. Połąć dachowa ze spadkiem na kierunku południowym (od strony skarpy) jest niżej położona i przykrywa trakty o rozpiętościach 6,0m i 3,0m, a połąć dachowa ze spadkiem na kierunku północnym położona jest wyżej i przykrywa trakt o rozpiętości 9,0m.

Segment „A” jest wydłużony w kierunku wschodnim o wiatę konstrukcji żelbetowej. Szerokość wiaty obejmuje trakty o rozpiętościach 6,0m i 3,0m (trakty położone bliżej skarpy). Długość wiaty wynosi ok. 19,0m. Wiatę przykryto płytkami korytkowymi. W kilka lub kilkanaście lat po oddaniu obiektu w użytkowanie, wiatę od strony południowej i wschodniej osłonięto ścianami (bez tynków) grubości 25cm i 12cm wykonanymi z cegły ceramicznej i silikatowej, natomiast do podłużnego, północnego boku wiaty (od strony utwardzonego placu między segmentami) na całej jego długości dobudowano drugą wiatę konstrukcji stalowej. Boki i dach dobudowanej wiaty osłonięto płytami obornickimi. Szerokość dobudowanej wiaty jest równa rozpiętości trzeciego traktu o rozpiętości $L = 9,0m$. Obie wiaty tworzą jedno pomieszczenie, którego szerokość jest równa szerokości segmentu „A”. Pomieszczenie to jest nieogrzewane i obecnie wykorzystywane jak magazyn do przechowywania i suszenia tarcicy.

Segment „C” o długości 52,25m jest podobnej konstrukcji jak dwa pozostałe. Również jest o układzie podłużnym i posiada trzy trakty ale o rozpiętościach 6,0m, 3,0m i 6,0m. Dach dwuspadowy z kalenicą w osi podłużnej budynku. Spadki dachu w kierunku na zewnątrz od kalenicy. Jest obiektem dwukondygnacyjny, przy czym kondygnacja wyższa jest na tym samym poziomie co kondygnację (przyziemia) segmentów „A” i „B” i o tym samym *ppp*. Nazwano ją parterem, a kondygnację poniżej *ppp* nazwano niskim przyziemem.

7. OPIS ROZWIĄZAŃ MATERIAŁOWYCH

Fundamenty – ławy i stopy fundamentowe żelbetowe wylewane na budowie, wysokość ław i stóp $h = 40cm$ (dane wg dokumentacji archiwalnej),

Ściany fundamentowe – betonowe grubości 45cm wylewane na budowie,

Ściany nadziemi – zewnętrzne i wewnętrzne grubości 38cm z cegły kratówki i ceramicznej pełnej klasy 7,5 na zaprawie cementowo-wapiennej, obustronnie otynkowane, ściany zewnętrzne bez warstwy docieplającej,

Filarki okienne – żelbetowe wylwane na budowie o wymiarach $b \times h = 38 \times 25 \text{ cm}$, od zewnątrz ocieplone bloczkami gazobetonowymi gr. 12 cm (bloczki gazobetonowe kształtują węgariki), rozstaw filarków $a = 3,0 \text{ m}$ – rozstaw przystosowany do oparcia belek dachowych na których oparto płytki korytkowe,

Belki i nadproża nad otworami – żelbetowe wylwane na budowie,

Belki dachowe – żelbetowe prefabrykowane (wg dokumentacji archiwalnej),

Stropy – w segmencie „C” nad przyziemem niskim oraz fragmentarycznie w poziomie dachu we wszystkich segmentach; gęstożebrowe typu Dz-3,

Wieńce – gr. 38 cm żelbetowe wylwane na budowie, wieńce występują tylko w poziomie stropów nad przyziemem segmentu „C” i częściowo segmentu „B”,

Schody – płytowe, żelbetowe wylwane na budowie, jednobiegowe lub dwubiegowe nawrotowe,

Dach – częściowo z płytek korytkowych i częściowo z gazobetonowych płyt dachowych opartych na poprzecznych belkach dachowych prefabrykowanych i na ścianach poprzecznych, fragmentarycznie gęstożebrowe typu Dz-3, dachy ocieplone są supremą grubości 5 cm,

Ścianki działowe – z cegły ceramicznej pełnej gr. 12 cm na zaprawie cementowo-wapiennej, pod ściankami wykonano ławy fundamentowe z gruzobetonu.

8. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE I PODSTAWOWE RZĘDNE

Wg dokumentacji archiwalnej oraz geotechnicznej wykonanej dla potrzeb wykonania niniejszej ekspertyzy, fundamenty obiektu zostały posadowione w gruntach niespoistych – piaski wilgotne średnie w stanie średnio zagęszczonym o uogólnionym stopniu zagęszczenia $I_D = 0,60$ (dane na podstawie otworów badawczych). Poziom wód gruntowych z wyraźnym nachyleniem zwierciadła w kierunku północnym tj. ulicy Toruńskiej i rzeki Brdy kształtuje się od kilkunastu do kilkudziesięciu centymetrów poniżej spodu posadowienia fundamentów. Poziom ten zasilany jest bezpośrednio przez infiltrację wód opadowych oraz oboczną infiltrację z wyższych partii gruntu z kierunku południowego.

Poziom podłogi na gruncie przyziemia segmentów „A” i „B” oraz stropu nad niskim przyziemem segmentu „C” położony jest na rzędnej 44,60 m npm, a spód posadowienia ław fundamentowych segmentu „A” (stały na całej długości) na rzędnej 43,50 m npm. Natomiast spód posadowienia fundamentów segmentu „B” jest zmienny (schodkowy) i wynosi: 43,50 m npm przy styku z segmentem „A” i obniża się w kierunku północnym osiągając przy przejściu komunikacyjnym segmentu „B” (przy styku z segmentem „C”) rzędną 40,90 m npm. Na tej ostatniej rzędnej posadowiono fundamenty segmentu „C” na całej jego długości.

Analizując projekt archiwalny rzędne posadowienia fundamentów i przyległego terenu do segmentów, średnia głębokość posadowienia fundamentów wszystkich segmentów w stosunku do najniższej przylegających do nich terenów waha się od ok. 1,0 m do 1,40 m (dane te wynikają z dokumentacji archiwalnej).

Zespół segmentów *Warsztatów kształcenia zawodowego* został zaprojektowany w taki sposób by można było go wpisać w istniejącą pochyłość terenu i jednocześnie nie zakłócać istniejącego otoczenia po zrealizowaniu obiektu. Dzięki usytuowaniu pierwszego z segmentów (seg. „A”) wzdłuż skarpy (na kierunku zachód-wschód) na prawie płaskim, niezbyt szerokim tarasie położonym u podnóża skarpy i ustalając wysokość położenia *ppp* dla wszystkich segmentów na takiej wysokości by w przeciwnym segmencie „C” (segment północny), gdzie teren jest już prawie wypłaszczony o rzędnych znacznie niższych w stosunku do terenu przy segmencie „A” można było zaprojektować dodatkową, na pełną wysokość kondygnację poniżej *ppp* bez potrzeby podniesienia lub obniżenia terenu przy tym segmencie,

osiągnięto bardzo korzystne warunki gruntowe dla posadowienia podłóg na gruncie w segmentach „A” i „C”. Podłogi w tych segmentach spoczywają na gruntach rodzimych nośnych w przeciwieństwie do segmentu „B” w którym podłogi na gruncie musiały zostać wykonane na gruntach nasypowych. Przyjęte *ppp*, w segmencie „A” skutkowało tym, że jest ono niżej położone w stosunku do ówczesnego poziomu tarasu o ok. 0,5 – 1,0m (patrz p. 5), co wymusiło obniżenie istniejącego terenu przy południowej ścianie segmentu „A” i zaprojektowanie ściany oporowej wzdłuż skarpy zabezpieczając ją przed osuwaniem. Natomiast przy segmencie „C” istniejący teren praktycznie pozostał bez zmian.

Otwór badawczy nr 2 wykonany w pomieszczeniu W-202 (segm. „B”) oraz odkrywka podłoża w tym pomieszczeniu wykazały, że podłoga parteru na gruncie w tym segmencie została wykonana na zasypce z gruntów współczesnych cechujących się niejednorodną budową i anizotropią parametrów geotechnicznych. Są to nasypy mieszaniny piasków i glin humusowych z domieszką żwiru, kamieni, gruzu, lokalnie w spągowych partiach z domieszką namulów. W segmencie „B” nasypy dochodzą do głębokości 3,0m (w najniższym punkcie).

Łagodnie opadająca skarpa wzdłuż zachodniej ściany segmentu „B” została ukształtowana również z tych samych gruntów co zasypka wewnątrz segmentu „B”. Potwierdza to otwór badawczy nr 1 wykonany od zachodniej strony zewnętrznej segmentu „B”, mniej więcej na wysokości otworu badawczego nr 2.

W segmentach „A” i „C” nie było wykonanego otworu badawczego dla potrzeb niżej ekspertyzy. Jednak z całą pewnością można przyjąć, że zasypka pod podłogi na gruncie w tych segmentach z gruntów niebudowlanych w ogóle nie występuje, a warstwy podłogowe położono na rodzimym gruncie nośnym. Wskazuje na to naturalne ukształtowanie terenu, przyjęte *ppp* i analiza rzędnych terenu odczytanych z archiwalnego projektu zagospodarowania terenu i rzędnych posadowienia fundamentów segmentów „A” i „C” (patrz trzy akapity wyżej). Potwierdza to też stan istniejących podłóg w tym segmentach, które nie są popękane, a przede wszystkim nie pozapadały się.

Współczesne nasypy niebudowlane generalnie pomija się jako potencjalne podłoża fundamentowe czy inne mające przejmować obciążenia. Takie grunty nie nadają się jako podłoża nośne pod żadną konstrukcję. Powinny być bezwzględnie usunięte aż do stropu warstwy nośnej, a następnie różnica poziomów wyrównana budowlaną zasypką piaskową dobrze zagęszczoną. Jeżeli jednak dopuszczono do wykonania zasypki pod podłogi na gruncie z gruntów niebudowlanych, to taka zasypka powinna być wykonywana w taki sam sposób jak z gruntów budowlanych, czyli warstwami o grubości nie przekraczającej 20 – 30cm z zagęszczeniem każdej warstwy.

Stan gruntu w zasypce jest zróżnicowany. Z uwagi na zróżnicowane zagęszczenie, zasypkę podzielono na dwie warstwy:

Warstwa Ia – nasypy niebudowlane w stanie luźnym o charakterystycznym stopniu zagęszczenia $I_D = 0,25$, miąższość warstwy wynosi od 1,7 – 2,3m,

Warstwa Ib – nasypy niebudowlane w stanie średnio zagęszczonym o charakterystycznym stopniu zagęszczenia $I_D = 0,40$, miąższość warstwy przekracza 1,3m, zalega pod warstwą Ia.

Układ konstrukcyjny segmentów wyraźnie wskazuje, że wykopy pod fundamenty powinny być wykonywane jako liniowe i punktowe. Dotyczy to głównie segmentu „B”. Za tem wierzchnią warstwę gruntu zdjęto na odkład tylko na wąskim pasie pod ławy fundamentowe i punktowo pod stopy fundamentowe. Wewnętrzną warstwę między ławami fundamentowymi prawdopodobnie pozostawiono, ewentualnie zdjęto tylko część porośniętą trawą, usunięto krzewy i drzewa itp. Wskazuje na to dolna część podłoża pod podłogi na gruncie (wg otworu badawczego nr 2 wykonanego w pomieszczeniu W202), która zbudowana jest z

gruntów współczesnych. Warstwa ta jest w stanie średnio zagęszczonym (stosunkowo wysoki stopień zagęszczenia tej warstwy prawdopodobnie ukształtował się po wieloletnim leżakowaniu gruntów współczesnych nie osłoniętych przed opadami atmosferycznymi). Natomiast wierzchnia warstwa zasypki (warstwa Ia) o tej samej budowie co warstwa Ib jest w stanie luźnym. To wskazuje, że została wykonana w trakcie realizacji obiektu z gruntów z odkładu. Jej stan zagęszczenia potwierdza, że podczas jej wykonywania nie była zagęszczana.

W przypadku segmentów „A” i „C” wszystko wskazuje na to, że wykopy realizowano w dwóch etapach. W pierwszym wykopy musiały zostać wykonane jako szerokoprzerzenne. A więc w całości zdjęto warstwy roślinne odkrywając warstwy nośne. Zagłębienie to potrzebne było dla wykonania warstw podłogowych. Dopiero w drugim etapie prowadzenia wykopów wykonano wykopy liniowe ale już w gruntach rodzimych nośnych.

9. STAN ISTNIEJĄCY

Podczas wizji lokalnej na przedmiotowym budynku stwierdzono:

1. Stan ścian konstrukcyjnych powyżej *ppp* we wszystkich segmentach jest dobry i nie wymaga napraw ani wzmocnień, wyjątek stanowi ściana podłużna segmentu „A” w pomieszczeniu W-301 dzieląca to pomieszczenie od sąsiadującego pomieszczenia w segmencie „B”, widać wyraźnie rozwarstwienie ściany od filarka okiennego, ale tylko w górnej części ściany, jest to miejscowy ubytek, którego należy uzupełnić zaprawą cementowo-wapienną.
2. Ogólny stan filarków okiennych nie budzi zastrzeżeń, filarki (słupy) są w dobrym stanie technicznym, nie są uszkodzone ani spękanе, nie wymagają napraw ani wzmocnień.
3. Dachowe płyty korytkowe posiadają ponad normatywne ugięcia. Poprzez odpadnięcie warstwy otulającej w wielu płytach widać zbrojenie żeberek płyt, które jest mocno skorodowane. Z uwagi na duże ugięcia płyt na obecnym etapie remontu nie należy ich dociążać dodatkowym obciążeniem przekraczającym masę 20kg/m^2 .
4. Belki dachowe obciążone płytkami korytkowymi są w dobrym stanie, belki nie są porysowane ani popękane, ugięcia belek są w normie. Na obecnym etapie nie wymagają wzmocnień, jednak w związku z przewidywanym dociepleniem dachu należy sprawdzić ich nośność czy są w stanie przenieść zwiększone obciążenia.
5. W segmencie „B”, w zachodniej ścianie podłużnej na długości od przejścia komunikacyjnego do szczytu południowego segmentu widać wyraźne pęknięcie poziome w tynku ściany na wysokości podłogi parteru na gruncie. Nie jest ono zagrożeniem dla konstrukcji budynku, podobne pęknięcia występują też po drugiej stronie segmentu oraz w segmencie „A”, ale z uwagi na wyższy poziom terenu są mało widoczne.
6. W tej samej ścianie w odległości ok. 5 – 6m od przejścia komunikacyjnego w kierunku południowym (w kierunku wznoszenia się terenu) wyraźnie widoczne jest pęknięcie ściany fundamentowej (poniżej *ppp*) biegnące z niewielkim skosem od wierzchu ściany fundamentowej w dół, prawdopodobnie aż do spodu tej ściany.
7. W tym samym segmencie poprzeczna ściana od strony części niepodpiwniczonej wydzielająca przejście komunikacyjne z terenu wewnętrznego na zewnętrzny posiada kilka pionowych pęknięć. Największe pęknięcia występują na styku połączeń tej ściany z zewnętrznymi ścianami podłużnymi (przy narożach), nieco mniejsze pęknięcia powstały na długości ściany. Łącznie naliczono 5 sztuk pęknięć. Wszystkie pęknięcia największe rozwarcie posiadają tuż pod stropem przejścia. Rozwarcia zmniejszają się pionowo w dół i przy posadzce przejścia są już bardzo małe. Odspojenie się zewnętrznych ścian podłużnych od ściany poprzecznej przy narożach spowodowało lekkie wychylenie się zewnętrznych ścian podłużnych na zewnątrz, a to pociągnęło za sobą odspojenie się obu skrajnych nadproży opartych na tych ścianach od stropu nad przejściem komunikacyjnym. Szczeliny są na ca-

łej długości nadproża (szerokości przejścia), przy czym przy przeciwległych podporach szczeliny praktycznie zanikają.

8. W stropie nad przejściem komunikacyjnym stwierdzono również pęknięcia. Pęknięcia te są jak gdyby przedłużeniem pęknięć ściany poprzecznej w części środkowej. Również w tym przypadku rozwarcie szczelin jest większe przy ścianie poprzecznej spękanej, które zanikają przy przeciwległej ścianie poprzecznej, która nie jest spękana.

10. PRZYPUSZCZALNE PRZYCZYNY POWSTANIA PEKNIĘĆ I RYS

10.1 POZIOME PEKNIĘCIA W ZACHODNIEJ ŚCIANIE SEGMENTU „B”

Pęknięcie poziome w ścianie podłużnej segmentu „B” może sugerować, że osiadła ściana fundamentowa, a ściana podokienne utrzymywana rozporem zawieszona jest między filarami okiennymi (słupami). Jednak takie przypuszczenie jest błędne, gdyż wykonana odkrywka pod jednym ze słupów w poziomie pęknięcia (skuto tynk) pokazała co innego.

Wg projektu archiwalnego, ściany fundamentowe od poziomu posadowienia do poziomu podłogi na gruncie powinny być wykonane jako betonowe gr. 45cm bez dodatkowej ławy fundamentowej. Projekt nie przewidywał też zakończenie ścian wieńcami. Żelbetowe filary okienne (słupy) szerokości 25cm od zewnętrznej krawędzi ściany fundamentowej powinny być odsunięte do wewnątrz o 13cm i ocieplone od zewnątrz na wysokości ściany podokiennej cegłą kratówką grubości 12cm, a powyżej ściany podokiennej bloczkami gazobetonowymi również grubości 12cm. Zewnętrzne lico ściany podokiennej projektowanej z cegły kratówki gr. 38cm powinno być w jednej płaszczyźnie z licem ściany fundamentowej.

Odkrywka pokazała, że w poziomie szczeliny znajduje się styk ściany fundamentowej ze ścianą podokienne, a w styku tych ścian biegnie izolacja przeciwwodna z jednej warstwy papy asfaltowej. Odkrywka wykazała, że lico ściany fundamentowej jest cofnięte do wewnątrz w stosunku do lica ściany podokiennej o ok. 4cm, a od wewnątrz lica ścian podokiennej i fundamentowej są w jednej płaszczyźnie, ale tylko na wysokości ok. 15cm. Poniżej ściana fundamentowa poszerza się o ok. 12cm. Zewnętrzny uskok styku ściany fundamentowej i podokiennej wyrównano silnym tynkiem cementowo-wapiennym tak, że wykończone lico ściany podokiennej i fundamentowej jest w jednej płaszczyźnie.

Na podstawie odkrywki nie stwierdzono, żeby filary okienne (słupy) zostały wykonane wcześniej jako oddzielne elementy konstrukcji, a ściana fundamentowa między wykonanymi filarami później. W ścianie fundamentowej brak jest śladów styku w betonowaniu na przedłużeniu filarów w dół. Nie stwierdzono również samoistnego wydzielenia się filarów w ścianie fundamentowej pionowymi rysami, które często powstają w ścianach betonowych i bez wieńca w przypadku przekazywania obciążeń skupionych i ciągłych o dużych różnicach obciążeń. Oględziny odkrywki potwierdzają, że ściany fundamentowe zostały wykonane jako jednolite i ciągłe, bez wydzielenia filarów i betonowane były jednorazowo. Zbrojenie filarów prawdopodobnie nie zostało zakotwione w ścianie fundamentowej, słupy (filary) ustawiono bezpośrednio na wcześniej wykonanej poziomej izolacji przeciwwodnej. Odkrywka pokazała też, że widoczne poziome pęknięcie od zewnątrz ściany występuje tylko w tynku, a nie w ścianie fundamentowej lub podokiennej.

Ponadto na podstawie odkrywki stwierdza się, że filary okienne od poziomu izolacji przeciwwodnej do wysokości wierzchu ściany podokiennej zostały ocieplone cegłą kratówką gr. 12cm, a powyżej bloczkami gazobetonowymi też o gr. 12cm.

Od zewnątrz widać szczelinę ciągłą, a nie odcinkową między filarami okiennymi. Położenie pęknięcia jest dokładnie w poziomie izolacji przeciwwodnej. To też potwierdza, że ściana fundamentowa jest ciągła, nie podzielona filarami okiennymi (słupami).

Rozwarcie poziomej szczeliny na swej długości jest zmienne. Największe rozwarcie występuje przy przejściu komunikacyjnym segmentu „B” które wynosi ok. 3 - 4mm. Posuwając się w kierunku południowym (w kierunku wznoszenia się terenu) rozwarcie szczeliny zmniejsza się i w pobliżu południowego końca segmentu szczelina praktycznie zanika. Takie wykształcenie się szczeliny wskazuje, że główną przyczyną powstania rysy jest termika, czyli zmienne warunki atmosferyczne w zakresie dużych różnic temperatury między okresem letnim, a zimowym (pęknięcie jest od strony zachodniej poddanej dużemu nasłonecznieniu). Duża różnica współczynnika rozszerzalności cieplnej między betonem a cegłą kratówką powoduje, że ściana fundamentowa w okresie zimowych, niskich temperatur więcej się kurczy (pociągając ze sobą dobrze trzymający się na niej tynk), niż ściana z cegły kratówki. Zmienne rozwarcie szczeliny można wytłumaczyć tym, że w części północnej segmentu (przy przejściu komunikacyjnym) ściana fundamentowa stykająca się z powietrzem zewnętrznym jest najwyższa (przekracza 2,5m), w przeciwieństwie do części południowej gdzie ściana fundamentowa wystaje ponad teren tylko kilka centymetrów, a to powoduje, że w okresie zimowym przy przejściu komunikacyjnym globalnie ściana fundamentowa znacznie więcej się skurczy aniżeli w okolicach południowego szczytu segmentu „B”, ale też więcej się rozszerzy w okresie letnim. Wskutek takich ruchów, tynk w najsłabszym miejscu musi pęknąć, a tym najsłabszym miejscem jest styk ściany betonowej z cegłą kratówką, różnica grubości tynków na tych ścianach oraz cienki pasek papy asfaltowej między ścianami wystający nieco poza lico ścian, który toruje powstanie samoistnej dylatacji w tynku.

Należy zaznaczyć, że podobne pęknięcia występują też po drugiej stronie segmentu, od strony podwórza oraz wokół segmentu „A”. Występują one również w poziomie izolacji przeciwwodnej. Są mało widoczne gdyż przylegający do ściany teren jest tylko kilka centymetrów poniżej izolacji. Szczeliny te są małe i też dotyczą tylko tynku.

10.2 PEKNIĘCIA PIONOWE W OBREBIE PRZEJŚCIA KOMUNIKACYJNEGO

Miejsca powstałych pęknięć pionowych w rejonie przejścia komunikacyjnego wskazują, że podłużna ściana fundamentowa na odcinku od jej pęknięcia do przejścia komunikacyjnego znacznie więcej osiadła aniżeli na pozostałej części. Szczególnie koniec tej ściany tworzący narożnik ze ścianą poprzeczną wyznaczającą przejście pod segmentem od strony części niepodpiwniczonej znacznie zagłębił się w grunt i kilka milimetrów wychylił na zewnątrz. Podobne zjawisko wystąpiło przy drugim narożniku od strony podwórza, tyle tylko, że w mniejszym stopniu. Wychylenie się zewnętrznych ścian podłużnych prawdopodobnie powstało od parcia zasyпки gruntowej wykonanej wewnątrz segmentu na ścianę zewnętrzną podłużną, której miąższość w tych miejscach jest największa (przekracza 3,0m), a brak wieńców w ścianie podłużnej i poprzecznej dopuścił do wychylenia się końcówek tych ścian na zewnątrz. Natomiast ściana poprzeczna nie została wepchnięta do wewnątrz przejścia, gdyż nie pozwolił na to strop DZ-3 na której oparto jego belki, ale powstałe pęknięcia wskazują, że nierówno osiadła na całej swej długości.

Wychylenie się fragmentów podłużnych ścian fundamentowych przy obu narożach przejścia komunikacyjnego (od strony zewnętrznej jak i od strony drogi dojazdowej do tego przejścia) na zewnątrz spowodowało oddzielenie się tych fragmentów ścian podłużnych od poprzecznej ściany dobijającej do nich (dowodzą temu pionowe szczeliny na styku ściany poprzecznej z zewnętrznymi ścianami podłużnymi na obu końcach ściany poprzecznej) oraz opuszczenie się w tym miejscu nadproży nad przejściem i przez wychylenie się podłużnych ścian na zewnątrz „odklejenie się” obu nadproży od stropu nad przejściem komunikacyjnym. Dowodem są szczeliny między nadprożami, a stropem DZ-3.

Powstałe szczeliny są niepostrzępione i o zmiennej szerokości – przy drugim końcu podparcia belek szczeliny zanikają. To dowodzi też, że dalsza część zewnętrznych ścian po-

dłużnych segmentu „B” za przejściem komunikacyjnym w kierunku północnym (te części ścian są zewnętrznymi ścianami niskiego parteru segmentu „B” i posiadają ławę fundamentową) osiadła w podobny sposób jak pozostałe fundamenty pod ścianami na których nie powstały rysy ani pęknięcia oraz, że ten odcinek ściany nie wychylił się na zewnątrz (w drugiej ścianie poprzecznej wyznaczającej szerokość przejścia nie zauważono żadnych pionowych pęknięć ani rys). Powstałe niepostrzeżone szczeliny między nadprożami a stropem nad przejściem komunikacyjnym wskazuje, że nadproża zostały wykonane przed stropem nad przejściem, a nie razem z nim.

Prawdopodobną przyczyną większego zagłębienia się tych fragmentów podłużnych ścian fundamentowych w grunt jest miejscowe, znacznie zwiększone obciążenie na narożnik ściany i słabsze parametry geotechniczne podłoża w tym miejscu. Zwiększone obciążenie na narożniki ścian wynika z przekazywania reakcji podporowej z belek nadprożowych nad otworem przejścia. Belki te przekazują nie tylko obciążenia z przyziemia ale poprzez filary okienne również z dachu.

W tych miejscach (pod narożami) ściany fundamentowe powinny posiadać fundament szerszy od grubości ściany fundamentowej, który przejąłby miejscowo zwiększone obciążenie. Niestety, projekt nie przewidywał w tym miejscu takiego rozwiązania i ściany fundamentowe nie posiadają przynajmniej odcinkowej ławy lub stopy fundamentowej. Wykonana odkrywka pod narożem przejścia komunikacyjnego od strony zewnętrznej przy części niepodpiwniczonej potwierdziła, że istniejąca podłużna ściana fundamentowa nie posiada fundamentu ale jest posadowiona na podkładzie betonowym wykonanym z gruzobetonu o grubości ok. 30cm. Podkład ten wykonano bezpośrednio w wykopie bez deskowania w gruntach jeszcze nienośnych, ale spód podkładu spoczywa na wierzchu stropu gruntu już nośnego na głębokości ok. 1,15m poniżej istniejącego terenu. Wg dokumentacji archiwalnej mniej więcej na tej głębokości powinien spoczywać spód ściany fundamentowej, a nie podkład betonowy którego projekt nie przewidywał. Można przyjąć, że podobne posadowienie występuje pod narożem od strony drogi dojazdowej do przejścia.

Odkrywka pokazała też, że na całej szerokości przejścia tj. od przedmiotowego narożnika do przeciwległego narożnika ściany (z częścią gdzie zaprojektowano niski parter) na wysokości zagłębienia ściany fundamentowej w grunt, wykonano betonową ścianę fundamentową. W projekcie archiwalnym ściana ta nie była projektowana, ale w tym miejscu biegnie kanał c.o.. Wysokość tej ściany wynosi 90cm, pod nią nie wykonano ławy fundamentowej ani też podkładu betonowego, a jej spód posadowiono na warstwie gr. ok. 20cm gruntów niebudowlanych w stanie luźnym (tych samych co w zasypkach). Jej wierzch jest w poziomie posadzki przejścia komunikacyjnego i przylegającego terenu do segmentu od strony zewnętrznej. Wszystko wskazuje na to, że ta schowana w gruncie ściana jest zawieszona na analizowanej ścianie fundamentowej (nie stwierdzono pęknięcia między tą ścianą a ścianą wyprowadzoną ponad teren tworzącą naroże przejścia) i pełni ona rolę ściany osłonowej kanału c.o.. Zatem występuje dodatkowe dociążenie przedmiotowego narożnika.

Przyjmuje się wersję, że wzdłuż zewnętrznej ściany podłużnej od strony drogi dojazdowej taka ściana nie występuje, gdyż tam nie ma kanału c.o..

Pod zewnętrznymi ścianami podłużnymi w części niepodpiwniczonej segmentu „B” na odcinkach o nieustalonych długościach licząc od naroży przejścia komunikacyjnego w kierunku południowym (wznoszenia się terenu), podkład betonowy został wykonany bezpośrednio na stropie gruntów nośnych. Jest to bardzo duży błąd wykonawczy. Sztuka budowlana wymaga, by po zdjęciu wierzchniej warstwy humusowej zostało wykonane zagłębienie posadowienia fundamentów lub podkładu betonowego w warstwę nośną na taką głębokość by

usunąć w całości najczęściej luźną wierzchnią warstwę gruntu nośnego lub przemieszaną z warstwą humusową. Zapewnia to stabilne posadowienie fundamentów.

Góra podkładu z gruzobetonu pod ścianą fundamentową wystaje poza zewnętrzne li- co ściany fundamentowej o ok. 25cm, ale spód podkładu już tylko kilka centymetrów.

Pod podkładem z gruzobetonu zalegają piaski średnie i grube w stanie średnio za- gęszczonym o uogólnionym stopniu zagęszczenia $I_D = 0,60$. A więc są to te same grunty jakie stwierdzono w otworze badawczym nr 1.

11. OCENA TECHNICZNA OBIEKTU

11.1 OCENA ŚCIANY PODŁUŻNEJ ZEWNĘTRZNEJ I POPRZECZNEJ

Obecny stan techniczny obiektu ocenia się jako bezpieczny. Powstałe pęknięcia w ścianie fundamentowej segmentu „B” dla przewidywanych robót remontowych nie zagrażają bezpieczeństwu budynku, życia i zdrowia ekip wykonawczych jak i jego użytkowników.

Poziome, zewnętrzne pęknięcia w poziomie styku ścian fundamentowych ze ściana- mi nadziemnymi okalające segment „B” części niepodpiwniczonej, ale również cały segment „A” nie mają wpływu na konstrukcję tych segmentów, gdyż dotyczą one tylko i wyłącznie tynku i powstały z powodów termicznych.

Widoczne pionowe pęknięcia w okolicach naroży zewnętrznych ścian podłużnych i ściany poprzecznej oraz samej ściany poprzecznej przejścia komunikacyjnego od strony czę- ści niepodpiwniczonej segmentu „B” są bardzo stare. Powstały kilka do nawet kilkadziesiąt lat wstecz. Świadczy o tym stan szczelin, które są bardzo zabrudzone. Prawdopodobną przy- czyną ich powstania jest zwiększone obciążenie przekazywane na naroża tych ścian przez belki nadprożowe, które przekazują obciążenia ze ścian parteru i dachu, dodatkowe obciąże- nie od ściany fundamentowej schowanej w gruncie, braku ławy fundamentowej lub stopy fundamentowej pod tymi narożami oraz niskie parametry nośności wierzchniej warstwy pod- łoża nośnego na której posadowiono ściany (podkład betonowy wykonano bezpośrednio na wierzchu stropu warstwy nośnej, która mogła być w stanie luźnym lub przemieszana z war- stwą humusową, albo została rozluźniona podczas prowadzenia robót ziemnych). W takim przypadku naroże ma prawo więcej osiąść niż na pozostałym odcinku, gdzie obciążenie ciągle jest mniejsze i na całej długości ścian równomiernie rozłożone. Z uwagi na stan pęknięć (bar- dzo stare) można przyjąć, że podłoże w tym miejscu po kilkudziesięciu latach użytkowania, na stałe już się skonsolidowało (dogęściło) na tyle, że dalszego osiadania, które by dalej de- gradowało konstrukcję budynku nie będzie. Wskazuje na to brak „młodszych” (bardziej czys- tych) pęknięć i rys w pobliżu istniejących starych pęknięć.

Praktyka wykazała, że podłoże gruntowe pod fundamentem po zrealizowaniu obiek- tu pod wpływem jego ciężaru stopniowo dogęszcza się. W gruntach niespoistych proces ten trwa bardzo krótko. Zaczyna się już w trakcie jego wznoszenia i trwa nie dłużej niż rok po je- go zakończeniu. W gruntach spoistych okres „ugniatania” się glin trwa znacznie dłużej, gdyż zazwyczaj przekracza dziesięć lat. Kiedy osiadanie budynku zakończy się, oznacza to, że sto- pień zagęszczenia gruntów niespoistych pod fundamentem znacznie wzrósł, a stopień pla- styczności w gruntach spoistych zmalał. Dzięki temu parametry geotechniczne nośności grun- tów pod fundamentem podnoszą się, a to pozwala na możliwość zwiększenia obciążenia pod- łoża uprzednio obciążonego, czyli na dodatkowe dociążenie fundamentów bez potrzeby ich poszerzania.

Zjawisko dogęszczania się podłoża pod fundamentem jest bardzo korzystne dla kon- strukcji budynku. Pod fundamentami, gdy podłoże gruntowe dogęszcza się w każdym punk-

cie obszaru objętym obciążeniem budowli, wzrasta jego nośność do takiej wartości, że jest w stanie przeciwdziałać siłom nacisku przekazywanym z fundamentu z dużą nadwyżką. W tym stanie nie występuje wypieranie gruntu spod fundamentu, które powoduje osiadanie budynku, a podłoże gruntowe nie osiąga stanu granicznego naprężeń, które uważa się za zagrożenie dla budowli lub jej części (o ile nie wystąpią inne warunki zakłócające stateczność podłoża np.: podniesienie się swobodnego lustra wód gruntowych powyżej posadowienia fundamentów, dodatkowe znaczne obciążenie terenu w bliskiej odległości od budynku, wykonanie głębokich wykopów w pobliżu budynku itp.). Jednak osiadanie musi odbywać się równomiernie pod wszystkimi fundamentami. Wówczas nie dochodzi do spękań i rys.

O tym czy rzeczywiście pod przedmiotowymi narożami jak i pod spękaną ścianą poprzeczną podłoże uległo pełnej konsolidacji należy się upewnić. W tym przypadku fragment zewnętrznej ściany fundamentowej jak i spękanej ściany poprzecznej segmentu należy poddać czasowej obserwacji poprzez założenie plomb szklanych na pęknięciach.

11.2 OCENA TECHNICZNA STANU DACHU

W oparciu o oględziny zewnętrzne konstrukcji dachowej stwierdza się niepokojące oznaki uszkodzenia płaszczyzny nośnej dachu – płyt korytkowych oraz nadmiernego ich wytwężenia. W wielu płytkach, w żeberkach nośnych odpadła dolna warstwa otulająca zbrojenie – zbrojenie widoczne jest gołym okiem. Stwierdzono ponadnormatywne ugięcia płytek co świadczy o przekroczeniu stanu granicznego użytkowalności, a stan graniczny nośności jest już na pograniczu.

Wg archiwalnych danych nośność płytek korytkowych produkowanych w okresie realizacji obiektu wynosiła 180 kg/m^2 lub 200 kg/m^2 (odpowiada to $1,8 \text{ kN/m}^2$ i $2,0 \text{ kN/m}^2$). Nie ma informacji jakie płytki dachowe zostały wbudowane.

W trakcie użytkowania obiektu dach był wielokrotnie remontowany, dokładano docieplenie i kolejne warstwy pokrycia dachowego z różnych rodzajów pap. W tym wypadku koniecznym staje się kolejna naprawa dachu i jego wzmocnienie w taki sposób, by był w stanie przenieść zwiększone obciążenie wynikające z docieplenia dachu i nowego pokrycia.

12. WZMOCNIENIA KONSTRUKCJI OBIEKTU

12.1 WZMOCNIENIA PIONOWYCH SPEKAŃ W ŚCIANACH W SEGMENTCIE „B”

Zgodnie z zaleceniami geologa oraz szczegółową analizą przyczyn pęknięć w zachodniej ścianie zewnętrznej podłużnej segmentu „B” i poprzecznej dobijającej do niej, konstrukcję ścian wzmacnia się dwukierunkowo.

Pierwszym kierunkiem jest zapobiegnięcie ewentualnemu, dalszemu niekontrolowanemu osiadaniu naroży zewnętrznych ścian podłużnych ze ścianą poprzeczną przejścia komunikacyjnego od strony części niepodpiwniczonej segmentu „B”. W tym przypadku należy wykonać odcinkowe pogłębienie posadowienia istniejącej ściany fundamentowej. Długość pogłębienia nie powinna być mniejsza niż 1,2m licząc od naroża przejścia w kierunku południowym (wznoszenia się terenu). Takie samo pogłębienie należy wykonać pod drugim narożem (od strony drogi dojazdowej do przejścia).

Podobne pogłębienie posadowienia należy wykonać pod poprzeczną ścianą fundamentową na całej jej długości. Pogłębienie to należy wykonać odcinkami w kilku etapach. Długość każdego odcinka nie może przekraczać 80cm. Jednorazowo można wykonać kilka odcinków pod warunkiem, że odstęp między wykonywanymi odcinkami jest nie mniejszy niż trzy odcinki (przynajmniej 2,4m) które będą wykonywane po wykonaniu wcześniejszych.

Styki odcinków podchwytyjących ściany fundamentowe nie mogą pokrywać się z pęknięciami. Przesunięcie tych styków w stosunku do pęknięć powinno wynosić przynajmniej 30cm.

Podkopując spody istniejących posadowień, głębokość wykopu nie powinna być mniejsza niż 40cm poniżej spodu istniejącego posadowienia (poniżej podkładu z gruzobetonu), a zasięg w kierunku grubości ściany (pod ścianą) nie mniejszy niż 3/4 jej grubości i nie mniejszy niż 30cm. Poza lico ściany w kierunku zewnętrznym dodatkowy fundament powinien wystawać nie mniej niż 30cm.

Wykonane wykopy wypełnić betonem zwykłym klasy C16/20 (B20) do wysokości ok. 5cm poniżej spodu istniejącego podkładu. Po stwardnieniu betonu pozostałą część wypełnić zaprawą ekspansywną (pęczniącą) np.: PCI Repaflo.

Szczegóły wykonania podchwycenia ław fundamentowych patrz *Projekt robót naprawczych* i rysunki robocze.

Drugi kierunek wzmocnienia ścian fundamentowych to zabezpieczenie przed dalszym wychylaniem się zewnętrznych ścian podłużnych przy narożach przejścia komunikacyjnego na styku ze ścianą poprzeczną przy części niepodpiwniczonej. Zabezpieczenie wykonać ściągami z kształtownika otwartego – [120. Powinien się on składać z trzech odcinków; dwóch skrajnych i jeden środkowy. Odcinki skrajne ściągów mocować do ściany poprzecznej kilka centymetrów poniżej stropu nad przejściem komunikacyjnym, odcinek środkowy tuż pod skrajnymi. Końce ściągów odcinka środkowego muszą zachodzić za końce odcinków skrajnych przynajmniej po 1,5m z każdej strony.

Ściąg do ściany poprzecznej mocować za pomocą kotew wykonanych z prętów gwintowanych średnicy Ø16mm kl. 8.8 osadzonych w ścianie metodą chemiczną. Kotwy w ścianie poprzecznej osadzać w rozstawie co 1,0m, a w czole zewnętrznej ściany podłużnej zamontować dwie kotwy w rozstawie 12cm, przy czym odległość skrajnej kotwy do zewnętrznej krawędzi naroża nie może być mniejsza niż 10cm. Otwory w ściągach do ich przykręcenia nawiercać w osi podłużnej ceownika.

Zabezpieczeniu należy poddać też ewentualne dalsze powiększanie się pęknięć poprzez zamontowanie klamer przeciwdziałających rozszerzaniu się powstałych szczelin.

Klamry wykonać z pręta stalowego średnicy Ø10mm ze stali żebrowanej (np. 34GS). Końcówki pręta o długościach ok. 5cm wygięte pod kątem prostym w tym samym kierunku osadzić w ścianie metodą chemiczną. Klamrę montować w położeniu prostopadłym do pęknięcia, tak by krzyżowała się z pęknięciem w pobliżu połowy swej długości. Zasięg klamry za pęknięcie nie powinien być mniejszy niż 30cm, a rozstaw klamer nie większy niż 50cm.

Szczegóły wykonania i montażu ściągów oraz klamer spinających patrz *Projekt robót naprawczych* i rysunki robocze.

12.2 WZMOCNIENIA DACHÓW

W związku z projektowanym dociepleniem dachów obiektu, co zwiększy jego obciążenie, nie można dopuścić do przekroczenia stanu granicznego nośności istniejących płytek korytkowych (stan graniczny użyteczności został już przekroczony). Dla bezpieczeństwa samej konstrukcji dachu jak i osób przebywających w nim należy zwiększyć jego nośność. Bezpiecznym rozwiązaniem będzie dodatkowe poszycie dachowe, które należy wykonać bezpośrednio na istniejącym poszyciu jakim są płytki korytkowe. W tym przypadku obowiązkowo należy zdjąć wszystkie warstwy dachowe aż do odkrycia górnych powierzchni płytek. Dodatkowe poszycie wykonać z blach trapezowych o symbolu T60 i grubości blachy 0,70mm

(Blachy Pruszyński) lub równoważnych TR 60/235 i grubości blachy 0,75mm. Blachy rozłożyć na istniejącym poszyciu dachowym (płytkach korytkowych) ale w taki sposób, by obciążenia z dodatkowego poszycia przekazywane były na podpory na których oparte są płytki korytkowe. Dodatkowe poszycie przenosić będzie obciążenia projektowanych nowych warstw dachowych + śnieg. Zamieniając wszystkie istniejące warstwy dachowe na dodatkowe poszycie z nowymi warstwami dachowymi, dach zostanie nieco odciążony.

Wykonawca, który obecnie prowadzi roboty remontowe pierwszego etapu modernizacji obiektów zakomunikował, że płyty korytkowe na belkach dachowych zostały ułożone na suchu i bez zalania styków międzypłytowych. Jeżeli to prawda, to po zdjęciu wszystkich warstw dachowych w pierwszej kolejności należy wszystkie styki międzypłytowe wypełnić na równo z górną powierzchnią płytek zaprawą cementową klasy M10.

Arkusze blachy trapezowej na istniejących płytkach korytkowych układać „pozytywem” (krótszą falą od spodu) długościami arkuszy równolegle do długości segmentu. Długości montowanych blach trapezowych muszą posiadać wielokrotność rozstawu belek dachowych (wynosi on: $l_s = 3,0\text{m}$). Zatem ich długości odpowiednio powinny wynosić; 6,0m, 9,0m lub 12,0m. W układzie statycznym są to belki dwu-, trzy- i czteroprzęsłowe. Na dużych połaciach nie należy stosować układu jednoprzęsłowego. Najbardziej zalecany układ to belka czteroprzęsłowa. Układ jednoprzęsłowy dopuszcza się wyłącznie nad korytarzami.

Układając blachy trapezowe nad korytarzem, jeden koniec blachy opierać w poziomej bruździe wykutej w ścianie ponad dachowej połaci niższej, a drugi na styku płytek korytkowych nad korytarzem z płytkami przykrywającymi pomieszczenia. Bruzda powinna mieć głębokość ok. 8cm i taką samą wysokość.

Łączenie blach trapezowych na długości możliwe jest tylko na podporach na których oparte są istniejące płyty dachowe. Odkryta górna powierzchnia istniejących płytek korytkowych pozwoli na dokładne ustalenie podparć zamontowanych płytek korytkowych, do których za pomocą rozporowych kołków stalowych należy przymocować dodatkowe poszycie dachowe. Do mocowania blach stosować stalowe kołki rozporowe średnicy $\varnothing 6/80\text{mm}$, natomiast oparcie w bruździe usztywnić poprzez wypełnienie przestrzeni między wierzchem blachy trapezowej a górną płaszczyzną bruźdy pianką poliuretanową.

12.3 NAPRAWA PEKNIĘĆ POZIOMYCH

Poziome pęknięcie w tynku zewnętrznym zewnętrznej ściany podłużnej zachodniej segmentu „B” naprawić poprzez skucie odpowiedniej szerokości pasów tynku nad i pod pęknięciem, a następnie nałożyć nowy tynk cementowo-wapienny wzmocniony siatką Rabbita.

Projektant konstrukcji:

Inż. Leszek Kusiak

Upr. bud.: WBPP-NB-7210/250/83

DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA



Odkrywka w poziomego pęknięcia zachodniej ściany segmentu „B” – widoczna izolacja pozioma z 1x papy asfaltowej, pod nią cofnięta o 4cm betonowa ściana fundamentowa, a nad nią ściana podokienna z c. kratówki, pęknięcie biegnie prawie przez całą długość segmentu



Odkrywka naroża zachodniej ściany zewnętrznej podłużnej z poprzeczną segmentu „B” przy przejściu komunikacyjnym. Koniec miarki pokazuje podkład betonowy wykonany z gruzobetonu, po lewej od naroża ściana kanału c.o. posadowiona na warstwie gruntów nienośnych, brak wyraźnego oddzielenia się tej ściany od ściany fundamentowej co świadczy że jest ona zawieszona na ścianie fundamentowej



Pęknięcia w ścianie poprzecznej przejścia komunikacyjnego. Prawa szczelina wskazuje na odspojenie się zachodniej ściany fundamentowej w narożu przejścia od poprzecznej i wychylenie się górnej części ściany na zewnątrz



To samo pęknięcie przy narożu co na poprzednim zdjęciu dokumentujące również odspojenie się nadproża od stropu nad przejściem i wychyleniem na zewnątrz pociągniętym przez ścianę



Ta sama szczelina między nadprożem a stropem ale przy przeciwległej ścianie poprzecznej przejścia – widać zmniejszającą się rozwartość szczeliny przy tej ścianie



Pęknięta ściana poprzeczna wydzielająca przejście od strony niepodpiwniczonej segmentu „B” w odległości ok. 5,75m od naroża zachodniego



Odspojenie podłużnej ściany fundamentowej wschodniej od poprzecznej wydzielającej przejście komunikacyjne od strony części niepodpiwniczonej segmentu „B”



Widoczne pęknięcie to odspojenie się nadproża wschodniego nad przejściem komunikacyjnym w segme

CZEŚĆ „B”:

PROJEKT WZMOCNIENIA

KONSTRUKCJI SEGMENTÓW „A” i „B”

OPINIA GEOTECHNICZNA

Warunki gruntowe i kategorię geotechniczną projektowanej budowli ustalono na podstawie Rozporządzenia M. T., B. i G. W. z dnia 25-04-2012r w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U. 2012.463).

Warunki gruntowe

Wg *Opinii Geotechnicznej* dotyczącej warunków gruntowo-wodnych opracowanej dla potrzeb modernizacji budynku warsztatowego Z. S. D. przy ul. Toruńskiej 44 w Bydgoszczy – II-gi etap, wykonanej we wrześniu 2018r oraz aneksu do tej opinii z grudnia 2018r, wykonanych przez Pracownię Geologiczną „Gruntownia” – Krzysztof Gul z Bydgoszczy, w poziomie posadowienia istniejącego budynku zalegają osady okresu czwartorzędowego – plejstocen w postaci utworów sypkich fluwialnych. Jest to kompleks piasków drobnych i średnich przemieszanych żwirem i kamieniami w stanie średnio zagęszczonym o uśrednionym stopniu zagęszczenia $I_D = 0,60$. Piaski są w stanie wilgotnym, a średni poziom wód gruntowych w obrębie wykonanych otworów badawczych kształtuje się średnio ok. 60cm poniżej spodu istniejących fundamentów. Zaznacza się wyraźne nachylenie zwierciadła wód w kierunku północnym, tj. do rzeki Brdy, która drenuje niniejszy poziom. Jest on zasilany bezpośrednio przez infiltrację wód opadowych oraz oboczną infiltrację z kierunku południowego. Należy przyjąć, że podobne nachylenie posiada strop gruntów nośnych co potwierdza archiwalna dokumentacja budowlana w której fundamenty segmentu „B” zaprojektowano schodkowo.

Stwierdza się, że podłoże pod istniejącymi fundamentami genetycznie i litologicznie charakteryzuje się jednorodnością i nie obejmuje gruntów słabonośnych, organicznych czy nasypów niekontrolowanych, przy zwierciadle wody poniżej projektowanych fundamentów. Zgodnie z przywołanym rozporządzeniem warunki gruntowe zalicza się do **prostych**.

Kategoria geotechniczna

W przedmiotowym budynku projektuje się ławy fundamentowe tylko w jednym, wybranym miejscu – pod poprzeczną ścianę fundamentową segmentu „B”, która stanowi wydzielenie przejścia komunikacyjnego od strony części niepodpiwniczonej i na krótkich odcinkach pod zewnętrzne ściany podłużne dobijające do tej ściany. Ławy posadowione będą bezpośrednio na gruncie rodzimym w prostych warunkach gruntowych. Głębokość wykopów nie przekroczy 1,6m. Wykopy i ławy pod ścianę fundamentową będą wykonywane odcinkami nie przekraczającymi 0,90m – będzie to tzw. podchwycenie istniejącej ściany fundamentowej. Zaprojektowanie ław wymaga ilościowej i jakościowej analizy i oceny danych geotechnicznych podłoża gruntowego. W związku z powyższym zgodnie z przywołanym rozporządzeniem, projektowane ławy fundamentowe zalicza się do **drugiej kategorii geotechnicznej**.

Projekt geotechniczny

1. Prognoza zmian właściwości podłoża gruntowego w czasie

Projektowane fundamenty posadowione będą na gruntach uprzednio już obciążonych. Po kilkudziesięciu latach eksploatacji obiektu, obciążone podłoże na tyle się ustabilizowało i dogęściło, że dodatkowe obciążenie ciężarem własnym projektowanych ław fundamentowych nie będzie miało żadnego wpływu na zmianę właściwości podłoża (zwiększone obciążenie na grunt nie przekroczy 1%). Nie wystąpi wtórne osiadanie podłoża.

Stan wód gruntowych uznaje się za normalny w rocznym cyklu ich wahań. Maksymalny piezometryczny poziom zwierciadła wód tego horyzontu może być wyższy o ok. 60cm

w stosunku do stwierdzonego. Jednak to nie wpłynie na właściwości podłoża gruntowego. Okresowo projektowane fundamenty mogą przebywać w gruncie nawodnionym.

2. Określenie obliczeniowych parametrów geotechnicznych

Pod projektowanymi fundamentami zalegają piaski drobne i średnie o następujących charakterystycznych parametrach geotechnicznych. Zostały wyznaczone metodą „B” w związku z tym stosuje się współczynnik materiałowy $\gamma_m = 0,9$:

- stopień zagęszczenia I_D	$0,60 \times 0,9 = 0,54$
- kąt tarcia wewnętrznego ϕ_u	$31,0 \times 0,9 = 27,9^\circ$
- gęstość objętościowa	$1,75 \times 0,9 = 1,57 \text{ t/m}^3$
- enometryczny moduł ścisłości pierwotnej	$74,0 \times 0,9 = 66,6 \text{ MPa}$
- enometryczny moduł ścisłości wtórnej	$92,5 \times 0,9 = 83,3 \text{ MPa}$

3. Określenie częściowych współczynników bezpieczeństwa do obliczeń geotechnicznych

- współcz. korekcyjny przy stosowaniu teorii stanów granicznych $m = 0,9$
- współcz. korekcyjny przy sprawdzaniu I-go stanu gran. dla fund. pasm.: $m = 0,75 \times 0,81$

4. Określenie oddziaływań od gruntu

- ciężar gruntu i wody,
- naprężenia w podłożu,
- parcie gruntu i wody gruntowej,
- obciążenia stałe i zmienne przyłożone do budowli.

5. Przyjęcie projektowego przekroju geotechnicznego

Do wymiarowania ław fundamentowych przyjmuje się przekrój podłoża jako jednowarstwowe, jednorodne o normalnej wilgotności i parametrach geotechnicznych jak dla warstwy IIa (piaski drobne) wg przywołanej *Opinii Geotechnicznej* w pdp. „Warunki gruntowe”.

6. Ustalenie danych niezbędnych do zaprojektowania fundamentów

- stopień zagęszczenia I_D	0,54
- kąt tarcia wewnętrznego ϕ_u	$27,9^\circ$
- gęstość objętościowa poniżej fundamentu ρ_B	$1,57 \text{ t/m}^3$
- gęstość objętościowa powyżej fundamentu ρ_D	$1,71 \text{ t/m}^3$
- współczynnik nośności N_D dla $\phi_u = 27,9^\circ$	14,57
- współczynnik nośności N_B dla $\phi_u = 27,9^\circ$	5,39

7. Obliczenie nośności podłoża gruntowego

Nośność podłoża pod fundamentami pasmowymi (ławami) wyznaczono wg wzoru:

$$q_f = (14,57 \times 1,75 D_{\min} + 5,39 \times 1,90 B) \times 9,81 = 250,1 D_{\min} + 100,5 B \text{ [kPa]}$$

$$q_{\text{dop}} = 0,75 \times 0,81 \times (250,1 D + 100,5 B) = 151,9 D_{\min} + 61,1 B \text{ [kPa]}$$

8. Specyfikacja badań niezbędnych do zapewnienia wymaganej jakości robót ziemnych i specjalistycznych robót geotechnicznych

- Przy wykonywaniu robót ziemnych należy sprawdzić zgodność występujących gruntów z dokumentacją geotechniczną będącą podstawą do obliczeń fundamentów. Dno wykopu powinno zostać odebrane i skonfrontowane z dokumentacją geotechniczną przez geotechnika.
- Nie wymaga się podkładu betonowego (chudego betonu) pod projektowane ławy fundamentowe, gdyż są to wyłącznie ławy betonowe wykonywane odcinkami.

- Wykopy pod projektowane ławy fundamentowe wykonywać w okresie letnim, w suchej porze roku. Ponieważ ława będzie wykonywana odcinkowo, w żadnym wypadku nie wolno wykonywać wykopów wyprzedzająco by stały otwarte przez kilka dni.
- Natychmiast po wykonaniu jakiegokolwiek odcinka wykopu i jego odebraniu wypełnić go betonem zgodnie z projektem wzmocnienia konstrukcji segmentów „A” i „B”.
- Należy bezwzględnie usunąć i całkowicie wybrać z dna wykopów naruszone części dna wykopu i ewentualne grunty niebudowlane mogące stanowić przewarstwienia warstwy nośnej podłoża lub dostać się na dno z obsunięcia się skarpy wykopu. W tym przypadku przegłębienie dna wykopu wypełnić betonem jaki zostanie użyty do ław betonowych.
- W przypadku pojawienia się wody w dnie wykopu, to nie należy jej pompować bezpośrednio z dna wykopu, lecz odprowadzić rowkiem poza wykop do dodatkowego zagłębienia i z niego pompować do kanalizacji deszczowej.
- Odcinki wykopów wzdłuż zewnętrznych ścian podłużnych segmentu „B” należy chronić przed zalaniem opadami atmosferycznymi.
- Roboty ziemne i fundamentowe wykonywać pod ścisłym nadzorem geotechnicznym. Prowadzić je zgodnie z aktualnie obowiązującymi normami i przepisami bhp zwracając szczególną uwagę na zachowanie stateczności skarp wykopu.

9. Określenie szkodliwości oddziaływań wód gruntowych na obiekt budowlany i sposoby przeciwdziałania tym zagrożeniom

Przywołana *Opinia Geotechniczna* i aneks do niej nie podają stanu agresywności wód gruntowych. Należy zatem przyjąć, że wody gruntowe nie są agresywne. Takie założenie potwierdza fakt braku widocznej agresji chemicznej na zewnętrznych płaszczyznach odsłoniętych ścian fundamentowych stykających się z gruntem, które nie są zaizolowane przeciwwodnie (ściany te nie mają również poziomej izolacji na podkładzie gruzobetonowym). Zatem środowisko w którym będą przebywać projektowane fundamenty jest przyjazne dla betonów i nie ma potrzeby chronić je przed agresją wód podziemnych.

10. Określenie zakresu niezbędnego monitorowania wybudowanego obiektu budowlanego, obiektów sąsiadujących i otaczającego gruntu niezbędnego do rozpoznania zagrożeń mogących wystąpić w trakcie robót budowlanych lub w ich wyniku oraz w czasie użytkowania obiektu budowlanego

Na etapie wykonawstwa należy zwrócić uwagę na stateczność zboczy wykopów oraz bacznie obserwować zachowanie się każdego podkopywanego odcinka ściany poprzecznej, która jest mocno popękana. W przypadku zauważenia powstawania rys na ścianie, natychmiast przerwać pracę i powiadomić kierownika budowy celem wykonania zabezpieczeń (np. poprzez podstemplowanie stropu nad przejściem komunikacyjnym). Należy zaznaczyć, że przystępując do podłapywania ścian fundamentowych najpierw muszą być wykonane ich wzmocnienia poprzez zamontowanie ściągu, założenie na pęknięciach klamer spinających i wypełnienie spękań zaprawą szczepną.

W okresie ponaprawczym przynajmniej przez rok należy obserwować czy na naprawionych i wzmocnionych ścianach nie pojawiają się nowe rysy i pęknięcia. Jeżeli po tym okresie nie pojawi się żadna rysa należy uznać, że roboty naprawcze zostały wykonane poprawnie i spełniają wymagania w nich założone.

Projektant konstrukcji:

Inż. Leszek Kusiak

Upr. bud.: WBPP-NB-7210/250/83

OPIS TECHNICZNY

Do robót naprawczych konstrukcji budynku *Warsztaty kształcenia zawodowego*
przy Zespole Szkół Drzewnych w Bydgoszczy

1. WZMOCNIENIA PIONOWYCH SPEKAŃ W ŚCIANACH W SEGMENTCIE „B”

W celu zapobiegnięciu ewentualnemu, dalszemu niekontrolowanemu osiadaniu naroża zewnętrznej ściany podłużnej ze ścianą poprzeczną przejścia komunikacyjnego od strony części niepodpiwniczonej segmentu „B”, projektuje się odcinkowe pogłębienie posadowienia istniejącej ściany fundamentowej. Długość pogłębienia powinno być na odcinku o łącznej długości ok. 1,2m licząc od naroża przejścia w kierunku południowym (wznoszenia się terenu). Odcinek ten należy wykonać w dwóch etapach; jako pierwszy wykonać odcinek długości 0,7m oddalony od naroża o 0,5m w kierunku południowym, a następnie drugi pod samym narożem ściany podłużnej i poprzecznej. Przerwa między wykonaniem pierwszego odcinka a drugim nie powinna być krótsza niż 3 dni. Pogłębienie posadowienia należy wykonać pod obydwiema zewnętrznymi ścianami podłużnymi.

Podobne pogłębienie posadowienia należy wykonać pod ścianą fundamentową poprzeczną na całej jej długości. Pogłębienie to należy wykonać odcinkami nie większymi jak 90cm w kilku etapach w kolejności wg załączonego rysunku.

Głębokość wykopu do pogłębienia posadowienia nie powinna być mniejsza niż 40 do 45cm poniżej spodu istniejącego posadowienia. Wg odkrywki ściana fundamentowa stoi na podkładzie wykonanym z gruzobetonu. Grubość podkładu wynosi ok. 30cm i wystaje on w poziomie spodu ściany fundamentowej poza lico ściany o ok. 25cm, a w poziomie styku z gruntem już tylko ok. 5cm. Odkryty podkład gruzobetonowy nie należy skuwać, gdyż może to doprowadzić do dodatkowego opuszczenia się ściany fundamentowej.

Zasięg podkopu w kierunku grubości ściany fundamentowej (pod ścianą) nie powinien być mniejszy niż 3/4 jej grubości i nie mniejszy niż 30cm. Poza lico ściany w kierunku zewnętrznym dodatkowy fundament powinien wystawać nie mniej niż 30cm do 35cm.

Wykonane wykopy do wysokości ok. 5cm poniżej spodu istniejącego posadowienia (podkłady gruzobetonowego) wypełnić betonem zwykłym klasy C16/20 (B20), a po jego stwardnieniu pozostałą część wypełnić zaprawą ekspansywną (pęczniejącą) np. PCI Repa-flow. Wypełnienie wykonać tylko na tej części wykonanej ławy, która będzie miała styczność z podkładem gruzobetonowym, z pominięciem części wystającej wykonanej ławy.

Zabezpieczeniu należy poddać też ewentualne dalsze wychylanie się zewnętrznych ścian podłużnych przy narożach ze ścianą poprzeczną przy części niepodpiwniczonej. Zabezpieczenie polega na przymocowaniu wzdłużnie do ściany poprzecznej i do czoł zewnętrznych ścian podłużnych ściągu zaprojektowanego z kształtownika otwartego – [120. Ściąg wykonać z trzech odcinków; skrajny od strony zachodniej o długości $l_1 = 8,80m$, skrajny od strony wschodniej o długości $l_2 = 6,0m$ i środkowy o długości $l_3 = 7,0m$. Odcinki skrajne ściągu mocować do ściany poprzecznej nie niżej niż 6cm i nie wyżej niż 4cm od spodu stropu nad przejściem. Odcinek środkowy na styk półkami pod zamontowanymi wcześniej ściągi skrajnymi. Końce ściągu środkowego zamontowanego pod skrajnymi ściągi muszą zachodzić za końce ściągów skrajnych przynajmniej po 1,5m z każdej strony.

Ściagi do ściany poprzecznej mocować za pomocą kotew wykonanych z prętów gwintowanych średnicy Ø16mm kl. 8.8 osadzonych w ścianie metodą chemiczną. Kotwy w ścianie poprzecznej osadzać w rozstawie nie większym niż 1,0m, a w czole zewnętrznej ściany podłużnej zamontować dwie kotwy w rozstawie 15cm, przy czym odległość skrajnej ko-

twy do zewnętrznej krawędzi naroża nie może być mniejsza niż 10cm. Do osadzonych kotew przykręcić ściąg z [120 półkami na zewnątrz, dwoma nakrętkami M16 kl. 8 z podkładką zgrubną. Otwory w ściągach do ich przykręcenia nawiercać w osi podłużnej ceownika.

Należy również zabezpieczyć ewentualne powiększanie się pęknięć w ścianie poprzecznej przejścia komunikacyjnego przy części niepodpiwniczonej poprzez zamontowanie klamer przeciwdziałających zwiększaniu się szczelin. Klamry wykonać z pręta stalowego średnicy #10mm ze stali żebrowanej (np. 34GS). Długość przyciętego pręta powinna wynosić ok. 70cm. Końcówki pręta o długościach ok. 5cm wygiąć pod kątem prostym w tym samym kierunku. Wygięte końcówki klamer osadzać w ścianie metodą chemiczną.

Przystępując do naprawy pęknięć w pierwszej kolejności z obu stron wzdłuż szczeliny skuć pasma tynku o szerokości ok. 5cm, a następnie prostopadle do pęknięcia wykuć w tynku bruzdy szerokości ok. 2,5 – 3,0cm i długości ok. 65cm. Środek długości bruzdy powinien znajdować się nad szczeliną. Na końcach bruzd wykorzystując wcześniej przygotowane klamry nawiercić otwory średnicy Ø12mm i głębokości ok. 7cm, które posłużą do osadzenia odgiętych końcówek klamer. Rozstaw bruzd dla klamer nie powinien być większy niż 50cm.

Po zbiciu tynku wzdłuż szczeliny, szczelinę oczyścić z luźnych kawałków spękania i ją odkurzyć, a następnie przemyć silnym strumieniem wody. Następnie szczelinę wypełnić materiałem szczepnym np. MAXRITE 500 lub SPERRMORTEl wyrównując równo z powierzchnią ściany (a nie tynku na ścianie). Po stwardnieniu zaprawy szczepnej przystąpić do montażu klamer. Wygięte końcówki klamer osadzić metodą chemiczną we wcześniej nawierconych otworach na końcach bruzdy. Między klamrą, a powierzchnią ściany w bruzdzie pozostawić prześwit ok. 0,5cm. Po zamontowaniu klamer otynkować pasma skutego tynku wzdłuż szczeliny jak również bruzdy tynkiem cementowo-wapiennym z zatarciem na gładko.

Takie same klamry i w taki sam sposób założyć na pionowym pęknięciu zachodniej ściany fundamentowej segmentu „B”.

Roboty wzmacniające fundamentowych ścian zewnętrznych podłużnych i poprzecznej przy przejściu komunikacyjnym segmentu „B” rozpocząć od przymocowania ściągów do ściany poprzecznej i czół ścian podłużnych, następnie zamontować klamry przeciwdziałające rozszerzaniu się pęknięć w ścianie poprzecznej, a na końcu pogłębienie posadowienia ścian podłużnych i poprzecznej.

2. WZMOCNIENIA DACHÓW

Wzmocnienie połączy dachowej projektuje się poprzez wykonanie dodatkowego poszycia dachowego z blachy trapezowej położonej na istniejącym poszyciu dachowym jakim są płytki korytkowe. Wymagane jest by dodatkowe poszycie dachowe przekazywało swoje obciążenia na te same podpory na jakie przekazują istniejące płytki korytkowe. Dlatego blachy trapezowe nad pomieszczeniami należy układać długością równoległą do długości segmentu (prostopadle do belek dachowych), a długości montowanych blach muszą posiadać wielokrotność rozstawu belek dachowych, który wynosi $l_s = 3,0m$. Zatem ich długości powinny odpowiednio wynosić; 6,0m, 9,0m lub 12,0m. W układzie statycznym są to belki dwu-, trzy- i czteroprzęsłowe. Nie należy stosować układu jednoprzęsłowego. Najbardziej zalecany układ to belka czteroprzęsłowa.

Układ jednoprzęsłowy dopuszcza się wyłącznie nad korytarzami. Układając blachy trapezowe w tym paśmie, w ścianie ponad dachowej połączy niższej (jest to ściana wewnętrzna podłużna wystająca ponad połączy dachową niżej położoną z nasświetlami dla traktu o $L = 9,0m$) w poziomie wierzchu odkrytych płytek korytkowych na całej długości ściany wykuć poziomą bruzdę o głębokości ok. 8cm i wysokości również 8cm. W bruzdę tę wpuścić jeden koniec

blachy trapezowej dla układu jednoprzęsłowego. Przestrzeń między wierzchem blachy trapezowej, a górną powierzchnią bruzdy wypełnić pianką poliuretanową. Drugi koniec tej blachy powinien sięgać styku płytek korytkowych ułożonych nad korytarzem z płytkami przykrywającymi pomieszczenia – w tym miejscu biegnie druga ściana podłużna wewnętrzna nie wystająca ponad dach (układ istniejących płytek ułożonych nad korytarzem w stosunku do płytek ułożonych nad pomieszczeniami jest obrócony o 90°).

Blachy trapezowe układać krótszą falą od spodu. Łączenie blach trapezowych na długości możliwe jest tylko na podporach na których oparte są istniejące płytki dachowe. Odkryta górna powierzchnia istniejących płytek korytkowych pozwoli na dokładne ustalenie podparć istniejących płytek korytkowych, do których mocować nowe poszycie dachowe.

Blachy trapezowe do podpór mocować stalowymi kołkami rozporowymi średnicy Ø6mm i długości l=80mm. Na podporach pośrednich blachę mocować dwoma kołkami w rozstawie 6cm, nad skrajnymi po jednym kołku w odległości 3cm od krawędzi blachy. Do podpory musi być przymocowana każda dolna fala blachy trapezowej.

Dodatkowe poszycie przenosić będzie obciążenia projektowanych nowych warstw dachowych + śnieg. Na nowe poszycie przyjęto (wg obliczeń) blachę trapezową o symbolu T60 o gr. 0,70mm (Blachy Pruszyński) lub równoważną TR 60/235 gr. 0,75mm.

Z informacji uzyskanej od wykonawcy, który obecnie prowadzi roboty remontowe pierwszego etapu modernizacji obiektów wynika, że płytki korytkowe na belkach dachowych zostały ułożone na sucho i bez zalania styków międzypłytowych zarówno na podporach jak i na długości płytek. Jeżeli rzeczywiście tak jest, to po zdjęciu wszystkich warstw dachowych należy w pierwszej kolejności wypełnić wszystkie styki międzypłytowe zaprawą cementową klasy M10 w stanie nie rzadszym niż plastycznym. Przed zalaniem styków, przestrzenie międzypłytowe należy dokładnie oczyścić z różnych stałych ale luźnych kawałków betonu i innych luźnych odpadów, które mogły dostać się w styki podczas demontażu warstw dachowych, a następnie przemysłowym odkurzaczem odkurzyć. Wszystkie przestrzenie w stykach wypełnić na równo z górną powierzchnią płytek korytkowych.

Przed montażem blach trapezowych powierzchnię istniejących płytek korytkowych należy dokładnie oczyścić z gruzu który mógł pozostać podczas usuwania starych warstw dachowych, z powierzchni dachowej usunąć wystające fragmenty betonu oraz całą powierzchnię odkurzyć odkurzaczem przemysłowym.

3. NAPRAWA PĘKNIĘĆ POZIOMYCH

Poziome pęknięcie w tynku zewnętrznym zewnętrznej ściany podłużnej zachodniej segmentu „B” naprawić poprzez wypełnienie zaprawą cementową. Wcześniej skuć pasma istniejącego tynku szerokości 20 – 25cm nad i pod pęknięciem. Następnie na całej długości pęknięcia zamontować pas stalowej siatki Rabbita. Siatkę przymocować kołkami rozporowymi do ściany podokiennej i fundamentowej w taki sposób by była oddalona od powierzchni ścian o ok. 1cm. Otynkować na nowo skuty pas tynku tynkiem cementowo-wapiennym i wygładzić na równo z istniejącym tynkiem.

Projektant konstrukcji:

Inż. Leszek Kusiak

Upr. bud.: WBPP-NB-7210/250/83

OBLICZENIA STATYCZNE I SPRAWDZAJĄCE

WYMIAROWANIE

1. DOBÓR BLACHY TRAPEZOWEJ

Projektowane nowe poszycie dachowe obciążone będzie następującymi warstwami: paraizolacja z folii budowlanej PE, skalna wełna mineralna twarda (hardrock) gr. 25cm, 1xpapa podkładowa zgrzewalna, 1xpapa nawierzchniowa zgrzewalna + śnieg strefy nr 2.

Tablica 1. OBCIĄŻENIA WARSTW DACHOWYCH

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie śniegiem połaci dachu jednospadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> $Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$, nachylenie połaci 5,0 st. -> $C_1=0,8$) [0,720kN/m ²]	0,72	1,50	0,00	1,08
2.	3xpapa (3x0,06) [0,180kN/m ²]	0,18	1,20	--	0,22
3.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 25 cm (0,25x1,80) [0,450kN/m ²]	0,45	1,20	--	0,54
Σ :		1,35	1,36	--	1,84

Dla doboru blachy trapezowej korzystano z tablic: *Tabelaryczne zestawienia dopuszczalnych obciążeń dla blach trapezowych*” sporządzonych dla firmy Pruszyński wg algorytmu opracowanego przez dr hab. inż. R. J. Garncarka, profesora Politechniki Białostockiej. Wybrano blachę trapezową oznaczoną symbolem T60 o grubości blachy 0,70mm. Z tablicy *Blacha trapezowa T60* dla grubości blachy 0,70mm i dla belki dwuprzęsłowej o rozstawie podpór $l_b = 3,0\text{m}$ w położeniu „pozytyw” odczytano:

- obliczeniowe dopuszczalne obciążenie zewnętrzne:

$$q_{dop} = 2,17 \text{ kN/m}^2 > q = 1,84 \text{ kN/m}^2$$

- dopuszczalne ugięcie od obciążenia charakterystycznego dla L/300:

$$q_{k.dop} = 1,81 \text{ kN/m}^2 > q_k = 1,35 \text{ kN/m}^2$$

2. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI BELEK DACHOWYCH

Istniejące płyty korytkowe lub gazobetonowe dachowe gr. 10cm oparto na prefabrykowanych belkach dachowych. Występują dwa rodzaje belek dachowych. Pierwszy to belki o rozpiętości obliczeniowej $l_o = 8,70\text{m}$ o przekroju: $b \times h = 20 \times 55\text{cm}$ ze zbrojeniem 4#16mm ze stali klasy A-III znaku 34GS, drugi to belki o rozpiętości obliczeniowej $l_o = 6,0\text{m}$ o przekroju $b \times h = 15 \times 35\text{cm}$ ze zbrojeniem 3#16mm ze stali klasy A-III znaku 34GS.

Beton z upływem czasu zwiększa swoją nośność na ściskanie. Po upływie ok. 10 lat eksploatacji w warunkach normalnych jego nośność na ściskanie podwaja się, ale w następnych latach przyrost nośności jest już prawie niezauważalny. Obiekt został wykonany w latach sześćdziesiątych ubiegłego wieku, a więc ponad 50 lat temu. Zatem bez większego błędu można przyjąć, że obecnie jego wytrzymałość wzrosła dwukrotnie. Zakładając, że belki dachowe zostały wykonane z betonu przynajmniej marki $R_w = 170 \text{ kG/cm}^2$, to obecnie jego marka powinna wynosić $R_w = 340 \text{ kG/cm}^2$. Relacja klasy betonu B do marki R_w w przybliżeniu wynosi: $B \approx 0,9R_w$. Zatem wg normy PN-B-03264:2002 po przeliczeniu marki betonu na klasę betonu, w belce dachowej beton powinien mieć klasę: $B = 0,9R_w = 0,9 \times 340 = 306 \rightarrow B30$. Obecny zapis tej klasy to C25/30. Do obliczeń sprawdzających dla bezpieczeństwa konstrukcji przyjmuje się niższą klasę betonu niż wyżej wyliczono, a mianowicie C20/25 (B25).

Tablica 2. OBCIĄŻENIA DACHU NA 1m² RZUTU PO JEGO PRZEBUDOWIE

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Warstwy dachowe wg. tbl. 1	1,35	1,36	--	1,84
2.	Blacha trapezowa T60	0,10	1,20	--	0,12
3.	Istniejące płytki korytkowe z zalaniem styków	0,95	1,10	--	1,05
4.	Sufit podwieszony	0,10	1,20	--	0,12
Σ :		2,5	1,25	--	3,13

2.1 NOŚNOŚĆ BELKI O ROZPIĘTOŚCI $L_0 = 870\text{m}$

DANE WYJŚCIOWE:

Rozstaw belek dachowych: $l_b = 3,0\text{m}$, przekrój belki: $b \times h = 20 \times 55\text{cm}$, dolne zbrojenie zamontowane w belce: $4\#16\text{mm} \rightarrow A_{sI} = 8,04\text{cm}^2$ ze stali klasy A-III znaku 34GS $\rightarrow f_{yd} = 350\text{MPa}$, odległość osi prętów zbrojenia od spodu belki: $a_I = 2,5\text{cm}$, wysokość obliczeniowa przekroju: $d = h - a_I = 55 - 2,5 = 52,5\text{cm}$, na podstawie badań ustalono, że beton w belce odpowiada klasie B25 (C20/25) $\rightarrow f_{cd} = 13,3\text{MPa}$,

Graniczna wartość względnej wysokości strefy ściskanej przekroju (tbl. 9 PN-B-03264:2002) – dla stali klasy A-III $\rightarrow \xi_{eff.lim} = 0,53$

OBLICZENIE NOŚNOŚCI BELKI DACHOWEJ

Wysokość strefy ściskanej w belce:

$$x_{eff} = f_{yd} \times A_{sI} / f_{cd} \times b = 350 \times 8,04 / 13,3 \times 20 = 10,58\text{cm} < x_{eff.lim} = \xi_{eff.lim} \times d = 0,53 \times 52,5 = 27,825\text{cm}$$

Dopuszczalny obliczeniowy moment zginający belkę:

$$M_{dop} = f_{yd} \times A_{sI} (d - 0,5x_{eff}) = 350 \times 8,04 (52,5 - 0,5 \times 10,58) 10^{-3} = 132,8 \text{ kNm}$$

OBCIĄŻENIA CIĄGŁE NA JEDNĄ BELKĘ

Rozstaw belek dachowych: $l_b = 3,0\text{m}$, przekrój belki: $b \times h = 20 \times 55\text{cm}$

Tablica 3. OBCIĄŻENIE CIĄGŁE NA BELKĘ Z UWZGLĘDNIENIEM CIĘŻARU BELKI I GŁADZI

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Warstwy dachowe wg. tbl. 2 (2,50x3,0) [7,500kN/m]	7,50	1,25	--	9,38
2.	Gładź gipsowa na belce [0,03x(0,20+0,55x2)x12,0] [0,470kN/m]	0,47	1,30	--	0,61
3.	Ciężar belki (0,20x0,55x25,0) [2,750kN/m]	2,75	1,10	--	3,03
Σ :		10,72	1,21	--	13,01

Całkowity moment obliczeniowy zginający belkę:

$$M_{l=8,70} = 0,125q \times l_0^2 = 0,125 \times 13,0 \times 8,70^2 = 123,0 \text{ kNm} < M_{dop} = 132,8 \text{ kNm}$$

Wykorzystanie nośności belki:

$$n = (123,0 / 132,8) 100\% = 92,6\%$$

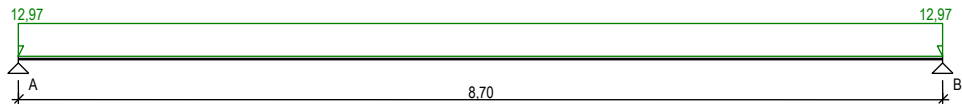
SPRAWDZENIE TEJ SAMEJ BELKI PROGRAMEM SPECBUD

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie śniegiem połaci dachu jednospadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> $Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$, nachylenie połaci 5,0 st. -> $C_1=0,8$) szer.3,00 m [0,720kN/m ² ·3,00m]	2,16	1,50	0,00	3,24	cała belka

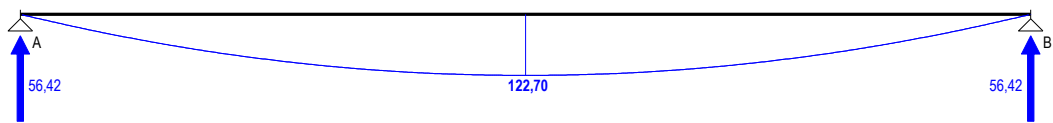
2. Warstwy dachowe + sufit podwieszony wg tbl. 1 + 2 [(0,63+0,10)x3,0] [2,190kN/m]	2,19	1,20	--	2,63	cała belka
3. Istniejące płytki korytkowe + blacha trapezowa [(0,95+0,10)x3,0] [3,150kN/m]	3,15	1,10	--	3,47	cała belka
4. Gładź gipsowa na belce [(0,20+0,55x2)x0,03x12,0] [0,470kN/m]	0,47	1,30	--	0,61	cała belka
5. Ciężar własny belki [0,20m·0,55m·25,0kN/m ³]	2,75	1,10	--	3,03	cała belka
Σ:	10,72	1,21		12,97	

Schemat statyczny belki



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm] i reakcje podporowe [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 122,70$ kNm

Przyjęto indywidualnie dołem 4φ16 o $A_s = 8,04$ cm² ($\rho = 0,77\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 122,70$ kNm < $M_{Rd} = 131,80$ kNm (93,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = 55,12$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 390 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = 55,12$ kN < $V_{Rd1} = 59,37$ kN (92,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{sk} = 101,42$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{sk,lt} = 80,99$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,148$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (49,3%)

Maksymalne ugięcie od $M_{sk,lt}$: $a(M_{sk,lt}) = 32,24$ mm < $a_{lim} = 8700/250 = 34,80$ mm (92,6%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{sk,lt} = 36,38$ kN

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

2 NOŚNOŚĆ BELKI O ROZPIĘTOŚCI $L_o = 6,00$ m

DANE WYJŚCIOWE:

Rozstaw belek dachowych: $l_b = 3,0$ m, przekrój belki: $b \times h = 15 \times 35$ cm, dolne zbrojenie zamontowane w belce: 3#16mm $\rightarrow A_{s1} = 6,03$ cm² ze stali klasy A-III znaku 34GS $\rightarrow f_{yd} = 350$ MPa, odległość osi prętów zbrojenia od spodu belki: $a_1 = 2,5$ cm, wysokość obliczeniowa przekroju: $d = h - a_1 = 35 - 2,5 = 32,5$ cm, na podstawie analizy czasu użytkowania obiektu ustalono, że beton w belce odpowiada klasie B25 (C20/25) $\rightarrow f_{cd} = 13,3$ MPa,

Graniczna wartość względnej wysokości strefy ściskanej przekroju (tbl. 9 PN-B-03264:2002) – dla stali klasy A-III $\rightarrow \xi_{eff,lim} = 0,53$

Wysokość strefy ściskanej w belce:

$$x_{eff} = f_{yd} \times A_{s1} / f_{cd} \times b = 350 \times 6,03 / 13,3 \times 15 = 10,58 \text{ cm} < x_{eff,lim} = \xi_{eff,lim} \times d = 0,53 \times 32,5 = 17,225 \text{ cm}$$

Dopuszczalny obliczeniowy moment zginający belkę:

$$M_{dop} = f_{yd} \times A_{s1} (d - 0,5x_{eff}) = 350 \times 6,03 (32,5 - 0,5 \times 10,58) 10^{-3} = 57,4 \text{ kNm}$$

OBCIĄŻENIA CIĄGŁE NA JEDNĄ BELKĘ

Rozstaw belek dachowych: $l_b = 3,0\text{m}$, przekrój belki: $b \times h = 15 \times 35\text{cm}$

Tablica 4. OBCIĄŻENIE CIĄGŁE NA BELKĘ Z UWZGLĘDNIENIEM CIĘŻARU BELKI I GŁADZI

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Warstwy dachowe wg tbl. 2 (2,50x3,0) [7,500kN/m]	7,50	1,25	--	9,38
2.	Gładź gipsowa na belce [0,03x(0,20+0,55x2)x12,0] [0,470kN/m]	0,47	1,30	--	0,61
3.	Ciężar belki (0,15x0,35x25,0) [1,310kN/m]	1,31	1,10	--	1,44
Σ :		9,28	1,23	--	11,43

Całkowity moment obliczeniowy zginający belkę:

$$M_{l=6,00} = 0,125q \times l_o^2 = 0,125 \times 11,43 \times 6,0^2 = 51,4 \text{ kNm} > M_{dop} = 57,4 \text{ kNm}$$

Wykorzystanie nośności belki:

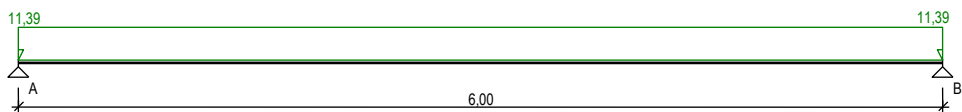
$$n = (51,4/57,4) 100\% = 89,6\%$$

SPRAWDZENIE TEJ SAMEJ BELKI PROGRAMEM SPECBUD

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

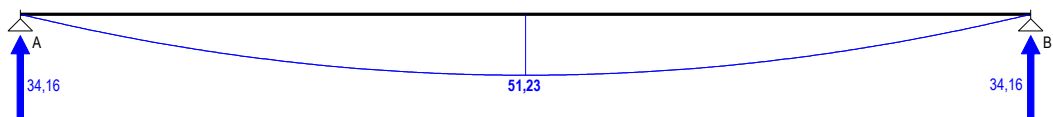
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie śniegiem połaci dachu jednospadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> $Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$, nachylenie połaci 5,0 st. -> $C_1=0,8$) szer.3,00 m [0,720kN/m ² ·3,00m]	2,16	1,50	0,00	3,24	cała belka
2.	Warstwy dachowe + sufit powieszony wg tbl. 1 + 2 [(0,63+0,10)x3,0] [2,190kN/m]	2,19	1,20	--	2,63	cała belka
3.	Istniejące płytki korytkowe + blacha trapezowa [(0,95+0,10)x3,0] [3,150kN/m]	3,15	1,10	--	3,47	cała belka
4.	Gładź gipsowa na belce [(0,20+0,55x2)x0,03x12,0] [0,470kN/m]	0,47	1,30	--	0,61	cała belka
5.	Ciężar własny belki [0,15m·0,35m·25,0kN/m ³]	1,31	1,10	--	1,44	cała belka
Σ :		9,28	1,23		11,39	

Schemat statyczny belki



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm] i reakcje podporowe [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 51,23 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $3\phi 16$ o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,25\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 51,23 \text{ kNm} < M_{Rd} = 56,63 \text{ kNm}$ (90,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)29,36 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 240 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)29,36 \text{ kN} < V_{Rd1} = 34,49 \text{ kN} \quad (85,1\%)$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 41,76 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 32,04 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,123 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm} \quad (40,9\%)$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 26,66 \text{ mm} < a_{lim} = 6000/200 = 30,00 \text{ mm} \quad (88,9\%)$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 20,65 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Obliczenia sprawdzające wykazały, że nośność obydwu typów istniejących belek jest wystarczająca dla projektowanych obciążeń – stany graniczne nośności (SGN) nie zostały przekroczone. Ich nośność wykorzystana będzie w granicach nieco ponad 90% przy maksymalnym obciążeniu jakie może wystąpić w okresie zimowym.

Podobnie stany graniczne użytkowości (SGU) nie zostaną przekroczone od maksymalnych obciążeń jakie mogą wystąpić w okresie zimowym.

Obie belki spełniają wymogi obecnej normy PN-B-03264:2002.

Projektant konstrukcji :

Inż. Leszek Kusiak

Upr. bud.: WBPP-NB-7210/250/83