XXIV awarie budowlane
XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna
Szczecin-Międzyzdroje, 26-29 maja 2009

Prof. dr hab. inż. LECH WYSOKIŃSKI
Dr inż. MAREK ŚWIECA
Instytut Techniki Budowlanej

AWARIA ZESKOKU I ZABEZPIECZENIE OSUWISKA W WIŚLE MALINCE

DAMAGE OF THE LANDING AND PROTECTION OF LANDSLIDE IN WISŁA MALINKA

Streszczenie W sierpniu 2006 r. podczas budowy skoczni w Wiśle na zeskoku miało miejsce osuwisko. Zatrzymało ono roboty na ok. 1 rok (z przyczyn formalnych). W pracy opisano badania skał i analizy stateczności utworów fliszowych oraz opisano prace zabezpieczające i wzmacniające stok i konstrukcję skoczni. Są to gwoździe gruntowe, głębokie wiercone dreny poziome i wypełnienie ubytku po osuwisku styropianem.

Abstract On August 2006, during ski-jumping hill construction in Wisła, on its landing a landslide occurred. It stopped the works for period of about 1 year (because of formal reasons). In the paper are described the tests of the rocks and the analysis of flysch deposits stability as well as are described the protecting works and reinforcing of the slope and the hill structure. The used measures are: soil nails, deep bored horizontal drains and filling a loss of soil in place of landslide with a foamed polystyrene.

1. Wstęp

Skocznia Malinka w Wiśle powstała w latach 30 ubiegłego wieku. W latach 1957 i 1966 była modernizowana. Dzięki sukcesom Adama Małysza na początku roku 2005 zaprojektowano budowę nowej skoczni o punkcie kontrolnym 120 m (stara skoczna, na tym samym stoku, miała 105 m). W sierpniu 2006, w czasie budowy, miała miejsce katastrofa budowlana. Na zeskoku skoczni wystąpiło osuwisko, z możliwością uruchomienia dalszej części zbocza. W wyniku katastrofy osunęło się ok. 6 500 m^3 rumoszu skalnego, oraz została zniszczona część wykonanych robót. Katastrofa wstrzymała budowę na okres około 1 roku i podniosła znacznie koszty realizacji skoczni.

2. Opis zdarzenia

Zbocze, na którym zlokalizowano skocznie, zbudowane jest z typowych utworów fliszowych. Są to piaskowce i iłołupki występujące naprzemianlegle. Ławice piaskowców i iłołupków są cienkie, średnio 3–5 cm, sporadyczne ławice piaskowców mają miąższość 20–30 cm, zupełnie rzadko do 50 cm. Upad warstw jest w kierunku do zbocza i wynosi ok. 20°. Pozornie więc, warunki stateczności są zdecydowanie lepsze niż w przypadku np. zboczy konsekwentnych. Jak wykazały późniejsze badania ITB w osi skoczni znajduje się niewielki uskok.

Osuwisko powstało w czasie kształtowania zeskoku i ubierania mas gruntów u podstawy zbocza. W dolnej części osuwisko dotyczyło zwietrzelin, w górnej także niezwietrzanej skały. W terenie linia uskoku widoczna była, jako rynna wypełniona zwietrzeliną, co dawało dobre warunki do budowy skoczni. Wykrycie uskoku przy przykryciu zwietrzelinami było niemożliwe.

Powstanie osuwiska na zeskoku, oprócz podstawowej przyczyny (właściwie może nawet błędu), związanej z podcięciem dolnej i obciążeniem górnej części zbocza, miało jeszcze inne, równie istotne przyczyny. Były nimi:

1) niewykrycie ważnej predyspozycji osuwiskowej jaką był uskok i uwarunkowana nim duża miąższość koluwiów,
2) woda, a właściwie wpływ wody gruntowej (ze zbocza) z poziomu około 540 m,
3) duże opady deszczu, które nasyciły zwietrzeliny i przemieszczane po zboczu nasypy.

Analizowany stok ukształtowany został w wyniku naturalnych procesów osuwiskowych i znajduje się w wieloletniej chwiejnej równowadze. „Zapasy bezpieczeństwa" są tu niewielkie i każdy silniejszy impuls klimatyczny powoduje, w różnej skali odpowiednio do przyczyn, przemieszczenia mas ziemnych. Jest to widoczne w postaci „haków zboczowych" i pijanego lasu, który rośnie na stoku. Na zboczach takich mamy zwykle pogrzebane stare formy osuwiskowe z okresów klimatycznych bardzo niekorzystnych. Przy każdej ingerencji naturalnej (woda) czy sztucznej (człowiek) jest szansa, że procesy osuwiskowe mogą się odnawiać (rys. 1, rys. 2).

Rys. 1. Widok ogólny osuwiska

Rys. 2. Szczeliny osuwiskowe

Osuwisko powstało w trakcie realizacji robót mających za cel ukształtowanie w górotworze stromej powierzchni zeskoku o kącie nachylenia jego powierzchni do 37,8°. Upalne lato a potem ulewne deszcze przy nie wykonanym jeszcze drenażu były bezpośrednią przyczyną powstania osuwiska. Osuwisko obejmowało swym zasięgiem część zeskoku o wymiarach: szerokość około 25 m, długość w osi 44 m, prawdopodobna głębokość 8 – 10 m. Nisza osuwiska rozciągała się na długości ok. 30 m. Ponad niszą osuwiskową występowały pęknięcia sięgające jeszcze ok. 10 m. Była to strefa naruszonego górotworu. W górnej części powstały głębokie pęknięcia, a wzdłuż pionowej ściany niszy odspoił się, znacznych rozmiarów, blok górotworu na głębokość 6 – 10 m. Wskutek ruchu koluwium powstało zapadlisko w rejonie niszy na głębokości około 5 m, a poniżej stosunkowo niewielka wypukłość. Powierzchnia tego nabrzmienia łagodnie przechodzi w ukształtowaną już powierzchnię zeskoku. W centralnej części osuwiska występowały szczeliny i rowy o głębokości do 1,50 m.

3. Właściwości wytrzymałościowe fliszu

Flisz Karpacki jest bardzo specyficznym ośrodkiem gruntowym. Warstwowana struktura powoduje, że w wielu przypadkach o właściwościach wytrzymałościowych gruntów decydują cechy najsłabszych warstw ilastych. Tak się dzieje, zwłaszcza przy zapadaniu konsekwentnym warstw na zboczu w przypadku osuwisk. W sytuacjach dowolnego zorientowania warstw i nacięcia zbocza mamy różne wartości „współczynnika osłabienia masywu". Badane zbocze wykazuje małą zmienność warunków geomechanicznych, biegi warstw dla całego zbocza są bardzo podobne. Zbocze tworzy kąt z biegiem warstw ok. 45°. Warstwy zapadają w głąb zbocza pod kątem ok. 20°.

Należy zauważyć, że dokumentacja geotechniczna do projektu budowlanego [1] wykonana była do 2. kategorii geotechnicznej (co było formalnym błędem) i w bardzo ogólny sposób podawała warunki geologiczne. Nie wykryto uskoku w osi skoczni. Liczba pomiarów biegów i upadów warstw była bardzo mała, nie określono miąższości zwietrzelin. Także charakterystyka masywu fliszowego była uproszczona. We fliszu wytrzymałość zależy głównie od warstw piaskowcowych i ich udziału w masywie, nie określono stosunku piaskowiec: iłołupek.

Dane te zostały uzupełnione w wykonanej przez ITB dokumentacji geologiczno-inżynierskiej [7] przy założeniu 3. kategorii geotechnicznej.

Poniżej podane zostały stosunki piaskowca do iłołupka i miąższości warstw, które są istotną charakterystyką oceny masywu fliszowego.

Tablica 1. Zestawienie pomiarów stosunku piaskowiec/iłołupek na odcinkach długości 1 m

Odsłonięcie	Piaskowiec	Iłołupek	Uwagi
Odsł. 1 5 odcinków pomiarowych	15 37 50 80 70	85 63 50 20 30	podcięcie zbocza w obrębie dolnej stacji wyciągu, występuje kilka zróżnicowanych kompleksów.
Odsł. 2 2 odcinki	78 67	22 33	wyraźna przewaga piaskowca drobnowarstwowego
Odsł. 3	57	43	w odsłonięciu widoczna strefa spękanej i zwietrzałej skały, prawdopodobnie powstała w wyniku dawnych osuwisk
Odsł. 4	80	20	profil wewnątrz niszy osuwiska, grube ławice piaskowca o miąższości do 25 cm
Odsł. 5 3 badania	10 60 90	90 40 10	zachodnie zbocze zeskoku, profil o długości > 30 m
Odsł. 6	70	30	wschodnie zbocze zeskoku
Odsł. 7 2 badania	70 60	30 40	odsłonięcie zapełznięte, występują grube (20 cm) ławice piaskowca
Odsł. 8	70	30	flisz drobnorytmiczny, ławice piaskowca o śr. gr. 5 cm, ławice iłołupka o gr. ok. 2–3 cm
Odsł. 9	80	20	odsłonięcie w wykopie pod górną stację wyciągu, piaskowce średnioławicowe, gr. ok. 10–15 cm

Z punktu widzenia geotechnicznego w masywie skalnym wydzielono trzy strefy:
M – monolityczną
O – odprężeniową (skała rozluźniona)
Z – zwietrzelinową.

Poza tym występuje warstwa N – nasypów (grunty przemieszczone) zbudowana głównie ze zwietrzelin, lecz także niekiedy z odprężonych, rozluźnionych skał. W warstwie nasypów mamy średni udział piaskowców i łupków (ok. 50/50). Taki stosunek powoduje, że materiał nasypowy może mieć cechy gruntu spoistego. W zależności od udziału „starej" zwietrzeliny, która jest już iłem właściwości nasypu są bliższe gruntom spoistym lub rumoszom gruzowym. Dla rozdzielenia profilu pionowego wykonano badania geofizyczne metodą CSWS [8].

Tabela 2. Podziały wartości modułów ścinania z pomiarów geofizycznych [8]

Oznaczenie strefy	Opis	G	φ' [°] c = 0	Φ [°]	C [kPa]
N	Nasyp gruzowy	G_{max} < od około 150-200 MPa	30	30	–
Z	Strefa zwietrzeliny	G_{max} < 150 MPa	30	15	20
O	Strefa odprężenia – pośrednia	strefa zmiany wartości od ok. 200 do 250 MPa	35	–	–
M	Strefa monolityczna	G_{max} > 600 – 800 MPa w zależności od proporcji iłołupków do piaskowców	45	–	–

Maksymalne osiągnięte głębokości badania to 17 m. Największe wartości modułu ścinania G_{max} otrzymane dla strefy monolitycznej podłoża to blisko 1 400 MPa.

Wartość φ' = 30° jest bezpiecznym oszacowaniem materiału gruzowego. Prawdopodobnie wartość kąta tarcia w momencie równowagi gruzu zwietrzelinowego wynosi ok. 35–38°.

4. Obliczenia stateczności

Dostępne programy komputerowe nie pozwalają na wykonanie obliczenia osuwiska podobnego do omawianego. Dla takiego osuwiska jak na skoczni, mogła być przydatna tylko metoda 3D.

Wiadome było, że zaistniało osuwisko i zbocze znajdowało się w tym momencie w stanie równowagi chwiejnej. Do obliczeń ustalono „od końca" parametry, które odpowiadały współczynnikowi stateczności F = 1. Następnie założono wartość wymaganego współczynnika. Wartość F = 1,3 za wystarczającą w danym przypadku. Należało zaprojektować konstrukcję (lub sposób), która spowodowała by takie zwiększenie sił utrzymujących, aby ten warunek został spełniony. Do obliczenia stateczności przyjęto zsuwającą się bryłę koluwium (rys. 3). Wymiary bryły wynosiły: długość 35 m, wysokość 8 m i szerokość 28 m. Płaszczyzny boczne w przekroju poprzecznym nachylone były pod kątami β = 35 i 25,6 stopni. Nachylenie zbocza α = 34,2°. Przyjęto kąt tarcia koluwium na płaszczyznach bocznych równy φ = 15°, γ = 20 kN/m^3 (jest to bezpieczniejsze przyjęcie niż φ = 30°).

Masa zsuwającej się bryły materiału wynosi: W = 78 400 kN.

Siła wzdłuż stoku wynosi 78400×sin 34,2=44060 kN.

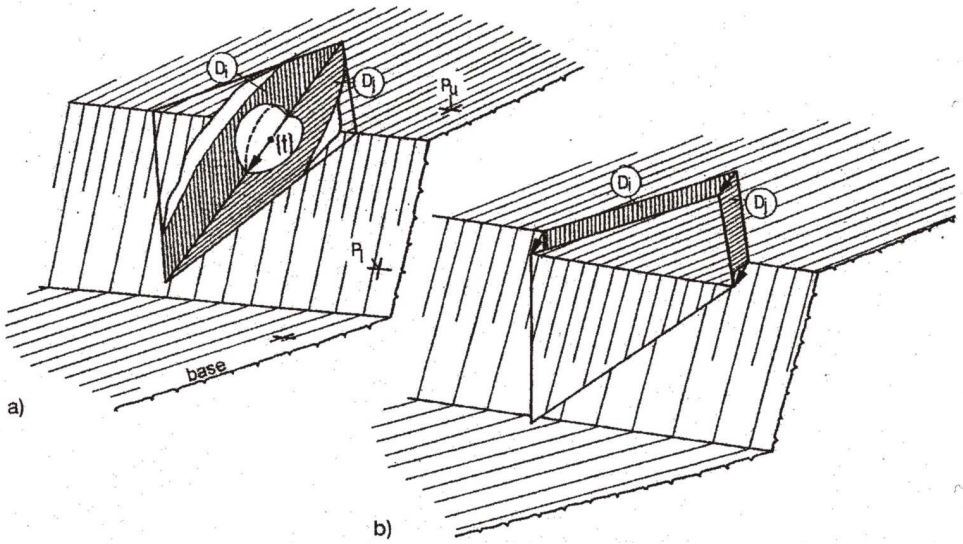
Siły utrzymujące na płaszczyznach bocznych:

– W cos α cos β tg φ

78400×cos 34,2(cos 25,6+cos 35)×tg 15 = 29887 kN

29887 < 44060

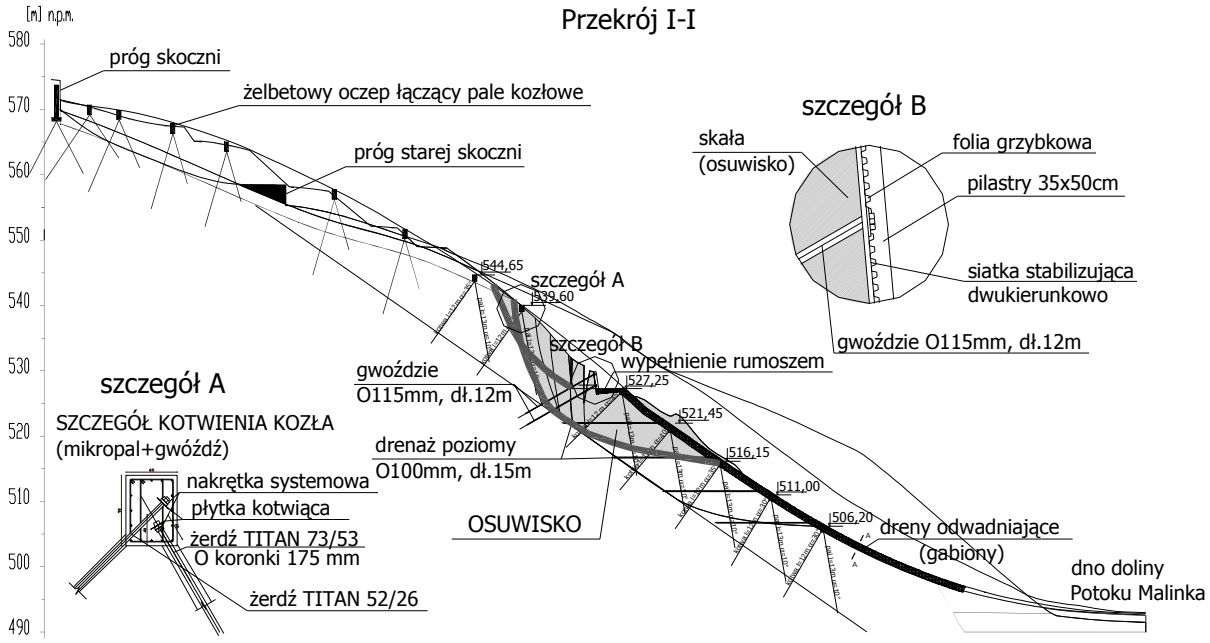
Przyjęcie wartości kąta φ = 21,6° prowadzi do równowagi F = 1. Przy φ = 21,6° siła jest zwiększona o 30% = 44060×0,3 = 13 218 kN



Rys. 3. Założenia obliczeń stateczności (3D)

W celu zabezpieczenia i stabilizacji zsuwającej się masy koluwium zaprojektowano konstrukcję kotwiącą złożoną z kotwionych kozłów palowych wykonanych warstwicowo w rzędach i połączonych belkami oczepowymi. Na odcinku osuwiska zaprojektowano 6 rzędów zakotwienia (podparcia) po 8 kozłów w rzędzie (złożonych z pala i kotwy). Na jeden kozioł przypada siła działająca pod kątem 38° równa: 13218/6 = 2203 kN /8 = 275 kN na kozioł (przy 48 kozłach).

W rejonie korony osuwiska zaprojektowano wykonanie wyłomu, o prawie pionowej ścianie zakotwionej 30 kotwami. Rozstaw oczepów na kozłach wzdłuż stoku wynosi średnio 9,3 m. Powyżej niszy osuwiskowej wykonano jeszcze dwa oczepy po 7 kozłów uzupełniające pierwotne wzmocnienie. Rozmieszczenie kozłów i belek przedstawia rys 4.



Rys. 4. Zabezpieczenie osuwiska zeskoku skoczni mikropalami

Odwodnienie osuwiska, mające podstawowe znaczenie dla jego stabilizacji, zaprojektowano w postaci wgłębnego drenażu poziomego oraz w osi brzegów i wzdłuż zeskoku.

Przewidziano usunięcie przemieszanego materiału fliszowego w koronie osuwiska na całej szerokości niszy osuwiskowej oraz umocnienie stromych skarp niszy wyrobiska za pomocą kotew typu Titan. Rozstaw kotew w pionie 2,0 m, w poziomie 2,0 m. Zakotwienie w postaci płyt systemowych i siatki Geobrugg Kotwy zostały połączone żelbetowymi belkami pionowymi w rozstawie 2,0 m. Wymiary belek 35×50 cm.

Pomiędzy belkami, na siatce Geobrugg zamocowano folię grzybkową sprowadzająca wodę do systemu drenażowego. Dno niszy zostało wyprofilowane ze spadkiem w kierunku stoku. Cały wyłom zabudowano blokami styropianowymi o wytrzymałości na ściskanie ≥ 200 kPa. Styropian ułożono na 10 cm warstwie żwiru (warstwa drenażowa). Bloki ukształtowały projektowaną powierzchnię zjazdu z pozostawieniem rezerwy na pokrycie styropianu betonem natryskowym. Ogółem zastosowano ok. 400 m^3 styropianu. Wypełnienie styropianem zmniejszyło obciążenie stoku i wyeliminowało ok. 300 m kotew i mikropali. Przyspieszyło też tempo prac w porównaniu z wypełnianiem niszy materiałem skalnym, który należało by przewozić i układać na stromym stoku (rys. 5, rys. 6).

Rys. 5. Zachodnie skrzydło uskoku po odsłonięciu w wyniku wykonywania robót ziemnych

Rys. 6. Odbudowa zeskoku blokami styropianowymi

5. Odwodnienie

System drenażowy zjazdu składa się z kamiennych drenaży stokowych i wgłębnych drenów poziomych. Dreny kamienne wykonano w środku zjazdu i na dwóch brzegach rynny zjazdowej. Dreny poziome wykonano w otworach wiertniczych o długości ok. 15 m, pod niewielkim kątem w stosunku do płaszczyzny poziomej. Średnica otworu 115 mm, a średnica rury drenażowej (rura perforowana, karbowana) wprowadzonej do otworu wynosi 50 mm. Otwory wykonano w środkowym „drenie kamiennym".

Prace były wykonywane w wyjątkowo trudnych warunkach. Wykonawca był zmuszony wycinać platformy robocze w skale oraz konstruować przenośne pomosty, na których pracowały m.in. wiertnice i ciężki sprzęt mechaniczny (rys. 7). W strefie korony osuwiska, należało usunąć duże masy naruszonego materiału metodami mechanicznymi i ręcznie. Wiele prac, takich jak profilowanie zeskoku, musiało być wykonywane ręcznie na bardzo stromym zboczu.

W trakcie prac stwierdzono niewystarczające zabezpieczenie wieży sędziowskiej przed osuwiskiem.

Wieża sędziowska jest budynkiem o konstrukcji żelbetowej monolitycznej w formie trzonu komunikacyjnego. Ściany żelbetowe wylewane o grubości 25 cm. Na szczycie wieży jest taras

widokowy. Fundamentem obiektu jest płyta żelbetowa o grubości 1,50 m i wymiarach 12,0×10,0 m. Obliczenie stateczności wieży na działanie wiatru wykazuje, że fundament ten zapewnia wystarczający zapas bezpieczeństwa oraz że naprężenia pod fundamentem nie przekraczają założonych w projekcie.

Dodatkowe badania w pobliżu wieży sędziowskiej wykazały miąższość powierzchniowej warstwy zwietrzelin wynosi 2 m. Pod nią miąższość strefy odprężonej wynosi 5,80 m, a poniżej znajduje się skała monolityczna.

Rys. 7. Konstrukcja przenośnego pomostu

Rys. 8. Wzmocnienie wieży sędziowskiej

Teren poniżej wieży sędziowskiej został podcięty w związku z budową dolnej stacji wyciągu. Wcięcie w górotwór ma wysokość prawie 10 m i jest prawie pionowe. Z obliczeń wynika, że istniało niebezpieczeństwo osuwiska przy występowaniu deformacji nieciągłych w zboczu. Droga wykuta w skale poniżej wieży, którą okresowo spływa woda, także sprzyja powstaniu osuwiska w rejonie wieży (rys. 8).

W związku z tym zdecydowano zabezpieczyć zbocze pod wieżą metodą mikropalowania.

Zaprojektowano przecięcie ewentualnych powierzchni poślizgu rzędami mikropali. Pracują one na ścinanie połączone ze zginaniem i wyciąganiem – stały się rodzajem zakotwienia odprężonego materiału skalnego w niżej leżącym masywie. Mikropale przesunęły powierzchnie potencjalnego poślizgu poniżej ich spodu, gdzie współczynnik bezpieczeństwa wynosi, jak wykazały obliczenia jest większy od F = 1,5.

Zabezpieczenie zbocza, na którym usytuowana jest wieża, wykonano za pomocą dwóch rzędów pali. Wyższy, 10 pali, usytuowany na półce przy płycie fundamentowej wieży od strony stoku (południowej) i niższy około 30 m poniżej na półce skalnej 15 pali o długości 12 m.

6. Podsumowanie

Sprawą, która spowodowała ponad roczny przestój na budowie była zła kwalifikacja kategorii geotechnicznej. Dla uniknięcia zatwierdzania dokumentacji uznano problem za 2. kategorię, gdy z Rozporządzenia wyraźnie wynika, że problemy ze statecznością należą do 3. kategorii geotechnicznej, dla której należy wykonać dokumentację geologiczno-inżynierską. Te względy formalne doprowadziły do konieczności uzupełnienia dokumentacji. Względy formalne „odkryto” po zaistnieniu zdarzenia. Należało też dokonać zmiany projektu, który wobec powstania osuwiska stał się nieaktualny. W sumie doprowadziło to do opóźnienia o ponad rok wykonania inwestycji i wzrost kosztów o ponad 10 mln zł.

Literatura

1. Dokumentacja Geotechniczna Wisła-Malinka – Skocznia Narciarska opracowana przez P.P.H.U. „GEOBUD Sp. z o.o. z Katowic, kwiecień 2003.
2. Projekt wykonawczy zamienny – Budowa skoczni narciarskiej fundamentów Wiśle Malince. Analiza posadowienia fundamentów na palach i nasypu pod bulą. Przedsiębiorstwo Badań i Realizacji Konstrukcji Geotechnicznych „Geokonstrukcja" s.c., Kraków, czerwiec 2005.
3. Projekt wykonawczy zamienny – analiza posadowienia fundamentów na palach i nasypu pod bulą. Geokonstrukcja, czerwiec 2005.
4. Ekspertyza geotechniczna „Przebudowa i modernizacja skoczni narciarskiej w Wiśle-Malince – części zeskokowej skoczni w związku z powstałym osuwiskiem. Przedsiębiorstwo Budowlane „KOBUD". Kraków, październik 2006.
5. Ekspertyza techniczna posadowienia obiektów budowlanych zrealizowanych w ramach zamierzenia budowlanego „Przebudowa i modernizacja skoczni narciarskiej K-120 Wisła Malinka". Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, kwiecień 2007.
6. Projekt naprawczy dla zjazdu skoczni w ramach zamierzenia budowlanego „Przebudowa i modernizacja skoczni narciarskiej K-120 Wisła Malinka". Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, maj 2007.
7. Wysokiński L. z zespołem: Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla skoczni narciarskiej K-120 w Wiśle Malince (w ramach przebudowy i modernizacji), Warszawa, listopad 2007.
8. Barański M., Szczepański A.: Wyniki profilowania geofizycznego metodą CSWS (Continuous Surface Wave System), wrzesień 2007 (na zlecenie ITB).
9. Wysokiński L., Świeca M.: Projekt wykonawczy prac w ramach zadania „Przebudowa i modernizacja skoczni narciarskiej K-120 Wisła Malinka'. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, maj 2007.