

## Spis treści

I Podstawa opracowania.....	2
II. Cel i zakres koncepcji.....	2
1. Wstęp.....	2
2. Analiza potencjalnych koncepcji poboru wody do naśnieżania stoków Szyndzielni i Dębowca .....	3
2.1. Budowa zbiornika na potoku Olszówka.....	4
2.1.1. Obliczenie przepływów minimalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie nieosiągnięcia.....	4
2.2. Pobór wody ze studni wierconych .....	7
2.2.1. Warunki hydrogeologiczne .....	9
2.3. Pobór wody z ujęcia DW Transportowiec .....	10
2.4. Poboru wody ze zbiornika Wapienica (Wariant I).....	10
2.4.1. Charakterystyka hydrograficzna zlewni rzeki Wapienicy .....	11
2.4.2. Charakterystyka zapory i zbiornika retencyjnego w Wapienicy.....	13
2.4.3. Obliczenie przepływów minimalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie nieosiągnięcia.....	15
2.4.4. Techniczne warunki ujęcia i przesyłu wody (Wariant I) .....	19
2.5. Pobór wody z sieci wodociągowej AQUA S.A. w Bielsku-Białej (Wariant II) .....	22
2.5.1. Techniczne warunki ujęcia i przesyłu wody (Wariant II) .....	24
3. Wnioski .....	25

Wstępny kosztorys wybranych wariantów poboru wody do naśnieżania tras narciarskich

Część graficzna

## **I Podstawa opracowania**

Podstawą opracowania Koncepcji rzeczowej i finansowej zapewnienia wody do naśnieżania tras narciarskich na zboczach Szyndzielni i Dębowca w Bielsku-Białej była umowa nr FK-3105/0411/2008/OS z dnia 8.02.2008 r. zawarta pomiędzy Gminą Bielsko-Biała a Hydroconsult S.C. w Kozach.

## **II. Cel i zakres koncepcji**

Podstawowym celem koncepcji rzeczowo-finansowej jest ocena przedstawionych do analizy możliwości ujęcia wody do naśnieżania tras narciarskich na zboczach Dębowca i Szyndzielni oraz określenie kosztów budowy obiektów ujęć i przesyłu wody bez systemu naśnieżania (instalacje, armatki lance).

Zakres koncepcji obejmuje potencjalne możliwości pozyskania wody poprzez:

- a. budowę zbiornika retencyjnego na potoku Olszówka,
- b. pobór wody ze studni wierconych,
- c. pobór wody z ujęcia DW „Transportowiec”,

oraz przedstawione przez autorów opracowania warunki:

- a. poboru wody ze zbiornika Wapienica,
- b. poboru wody z sieci „AQUA” S.A. w Bielsku-Białej.

### **1. Wstęp**

Szybki rozwój aglomeracji bielskiej skłania do rozwoju bazy rekreacyjno-wypoczynkowej zarówno w okresie letnim jak i zimowym. W obrębie miasta istnieją atrakcyjne tereny na zboczach Dębowca i Szyndzielni do uprawiania sportów zimowych przez amatorów jak i profesjonalistów. Obecnie obiekty narciarskie z uwagi na zmienne warunki meteorologiczne muszą posiadać instalacje sztucznego naśnieżania. Efektywność systemu sztucznego naśnieżania, polega na wytworzeniu pokrywy śnieżnej przed okresem świątecznym. Przygotowanie tras zjazdowych w trzeciej dekadzie grudnia gwarantuje efektywność ekonomiczną i podnosi renomę obiektu.

System sztucznego naśnieżania jest inwestycją drogą, wymaga zatem szczegółowej analizy technicznej i ekonomicznej. System musi przede wszystkim posiadać zdolność wytworzenia warstwy śnieżnej o określonej grubości, która w przypadku wystąpienia dodatkowej

temperatury utrzyma się przez okres, w którym nasilenie narciarstwa jest stosunkowo duże. Niezbędna grubość warstwy sztucznego śniegu położona na dobrze przygotowane podłoże, wynosi minimalnie 0,3 m, a dla tras położonych powyżej 500 m n.p.m. i 0,4 m dla obiektów znajdujących się poniżej tej granicy. Jeżeli wystąpią wyjątkowo korzystne warunki (niska temperatura) grubość sztucznej pokrywy śnieżnej można zwiększyć do 1,0 m.

Dla obliczenia ilości wody, która musi być dostępna w momencie wystąpienia odpowiednich warunków do naśnieżania niezbędne jest oszacowanie kubatury śniegu na wybranych obiektach i hierarchia ich ważności. Ponieważ trasy zjazdowe mają różną szerokość, w obliczeniach należy przyjąć szerokość ok. 30 m. Obszar poza trasą będzie zaśnieżony naturalnie i częściowo sztucznie śniegiem rozproszonym przez wiatr. Podstawowymi czynnikami decydującymi w dużej mierze o efektywności naśnieżania obok nieograniczonego dostępu do wody są:

- konfiguracji terenu oraz warunki osłaniania tras zjazdowych (teren osłonięty lasem, ekra-ny), gdzie straty dla tras nieosłoniętych mogą dochodzić do 50 %.
- typu zastosowanych urządzeń do naśnieżania.

Przy określaniu niezbędnych zasobów wodnych do naśnieżania stoków i tras narciarskich na stokach Szyndzielni i Dębowca uwzględniono czas pracy armatek w okresie występowania ujemnych temperatur (poniżej  $-3^{\circ}\text{C}$ ) oraz straty eksploatacyjne. Ponieważ analizowane wykluczają naśnieżanie podczas uprawiania narciarstwa należy zaprojektować pola magazynowania śniegu w sąsiedztwie trasy zjazdowych.

W studium przeanalizowano wcześniej opracowane projekty, ekspertyzy i opinie określające możliwości poboru wody do naśnieżania tras na zboczach Dębowca i Szyndzielni oraz opracowano własne koncepcje ujęcia wody gwarantujące bezpieczeństwo dostępu do zasobów wodnych w okresach sprzyjających naśnieżaniu.

## **2. Analiza potencjalnych koncepcji poboru wody do naśnieżania stoków Szyndzielni i Dębowca**

W trakcie przygotowywania koncepcji programowo-przestrzennej zagospodarowania turystycznego Szyndzielni i Dębowca, która obejmowała również narciarskie wykorzystanie stoków, pojawiło się szereg wariantów pozyskania niezbędnej ilości wody do naśnieżania.

Wśród nich wyróżniono takie jak: budowa zbiornika retencyjnego na potoku Olszówka, pobór wody ze studni wierconych, które nie gwarantują uzyskania potrzebnej ilości wody

w okresie odpowiednim do naśnieżania. Po szczegółowej analizie opracowano własne rozwiązanie wariantowe oparte na istniejącej retencji. Do nich należy pobór wody ze zbiornika Wapienica lub pobór wody z sieci „AQUA” S.A. w Bielsku-Białej w oparciu o zbiorniki wyrównawcze na sieci.

## **2.1. Budowa zbiornika na potoku Olszówka**

Koncepcja budowy zbiornika retencyjnego w dolinie potoku Olszówka pojawiła się w aktualizacji koncepcji programowo-przestrzennej zagospodarowania turystycznego w tym narciarskiego stoków Szyndzielni i Dębowca w Bielsku-Białej opracowanej przez Karpla Kolsulting we wrześniu 2007 r. Przygotowując program założono, że do celów naśnieżania należy wybudować zbiornik retencyjny poza korytem potoku o pojemności 20000 m<sup>3</sup>, który miałby zaspokoić niezbędne potrzeby wodne.

Koncepcja ta jest błędna z uwagi na znikome zasoby wodne potoku Olszówka. Zbiornik o projektowanej pojemności napełniony w okresie wezbrania (głównie latem) po wypompowaniu wody nie będzie mógł być uzupełniony z uwagi na bardzo niskie przepływy w okresie zimowym (niżówki zimowe) kiedy przepływ spada poniżej nienaruszalnego i każda ilość wody musi odpływać korytem potoku poniżej zapory.

Inwestycja ta jest bardzo droga z uwagi nie tylko na koszty budowy zapory i zbiornika wodnego, ale również związana jest z niezbędnym wykupem gruntu pod czaszę zbiornika oraz teren ochronny, co w żaden sposób nie zrekompensuje niewielkich korzyści związanych jedynie z pierwszym naśnieżeniem stoków.

Decydującą o efektywności inwestycji w tym przypadku jest częstotliwość pojawiania się przepływów minimalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie nieosiągnięcia.

### **2.1.1. Obliczenie przepływów minimalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie nieosiągnięcia**

Przepływy minimalne roczne o określonym prawdopodobieństwie nieosiągnięcia informują o prognozowanej częstotliwości pojawiania się najniższych przepływów, które w sposób istotny wpływają na warunki eksploatacji ujęcia wody.

W zlewni potoku Olszówka w okresie długotrwałej suszy hydrologicznej należy spodziewać się podobnie jak w innych zlewniach fliszowych długotrwałych niżówek.

Ponieważ w przekroju ujęcia wody nie dysponowano dostatecznie długim ciągiem obserwacyjnym przepływy minimalne roczne o określonym prawdopodobieństwie nieosiągnięcia obliczono wzorem Punzeta.

$$Q_{min\ p\%} = Q_{min\ 50\%} \cdot \varphi_{min\ p\%} \quad (2.1)$$

gdzie:

$Q_{min\ p\%}$  - przepływ minimalny roczny o prawdopodobieństwie  $p$  w  $m^3 s^{-1}$ ,

$Q_{min\ 50\%}$  - przepływ minimalny roczny o prawdopodobieństwie  $p = 50\%$  w  $m^3 s^{-1}$ ,

$\varphi_{min\ p\%}$  - funkcja zależna od prawdopodobieństwa.

Dla określenia wartości  $Q_{min\ 50\%}$  zlewnie w metodzie Punzeta podzielono na górskie oraz pozostałe (wyżynne i równinne). Zlewnię górską zdefiniowano jako zlewnię o średniej wysokości  $H > 500\ m\ n.p.m.$  lub zlewnię położoną na wysokości  $500 > H > 300\ m\ n.p.m.$ , jeżeli umowny spadek cieków  $I > 18\ ‰$ .

Umowny spadek zlewni określa się ze wzoru:

$$I = \frac{W_{zr} - W_p}{L} \quad (2.2)$$

gdzie:

$I$  – umowny spadek zlewni w ‰,

$W_{zr}$  – wysokość najwyższych położonych źródeł w badanej zlewni w m n.p.m.

$W_p$  – wysokość przekroju zamykającego w badanej zlewni w m n.p.m.

$L$  – odległość od przekroju zamykającego do najdalej położonego źródła w zlewni w km.

Średni spływ jednostkowy z  $km^2$  oblicza się dla zlewni górskich o powierzchni  $A < 300\ km^2$  ze wzoru:

$$q_{sr\ min} = \frac{8,07 \cdot 10^{-3} H^{1,21815} I^{0,3273} P^{0,1722}}{N^{1,0504}} \quad (2.3)$$

gdzie:

$q_{sr\ min}$  – średni minimalny spływ jednostkowy w  $dm^3 s^{-1}$  z  $km^2$ ,

$I$  – umowny spadek zlewni w ‰,

$P$  – opad średni roczny w zlewni w mm,

$N$  – współczynnik nieprzepuszczalności gleb w % określono z odpowiedniej tabeli.

$H$  – średnie wzniesienie zlewni obliczone ze wzoru:

$$H = \frac{W_{zr} + W_p}{2} \quad (2.4)$$

Oznaczenia jak we wzorze (2.2).

Średni spływ jednostkowy z km<sup>2</sup> dla zlewni wyżynnych i równinnych o powierzchni  $A < 300$  km<sup>2</sup> oblicza się natomiast ze wzoru:

$$q_{sr\ min} = \frac{0,247 \cdot 10^{-3} H^{0,7462} P^{1,182}}{N^{1,0504} I^{0,2321}} \quad (2.5)$$

Oznaczenia jak we wzorze (2.3)

Funkcje  $\varphi_{min\ p\%}$  dla całego dorzecza górnej Wisły w zależności od współczynnika zmienności  $c_v$  określa się z odpowiedniej tabeli:

$$c_v = \frac{0,2653 H^{0,194}}{q_{sr\ min}^{0,3979} A^{0,097}} \quad (2.6)$$

Przepływ minimalny roczny o prawdopodobieństwie  $p = 50\%$  obliczamy ze wzoru:

$$Q_{min\ 50\%} = 10^{-3} q_{sr\ min} A \quad (2.7)$$

gdzie:

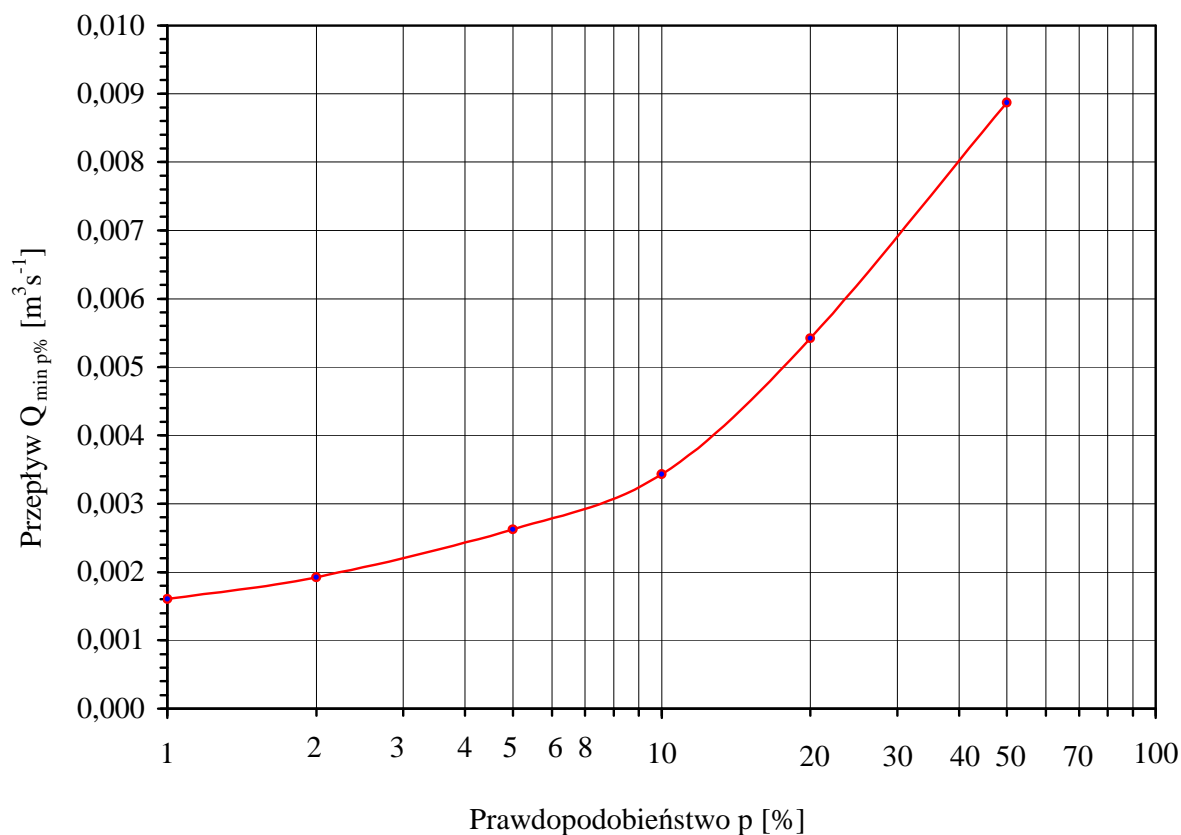
$A$  – powierzchnia zlewni w km<sup>2</sup>.

Obliczone wartości zestawiono w tabeli 2.1 i pokazano na rys 2.1.

**Tabela 2.1. Przepływy minimalne roczne o określonym prawdopodobieństwie**

Prawdopodobieństwo $p$ [%]	Wartości funkcji $\varphi_{min}$	Przepływy minimalne roczne $Q_{min\ p\%}$ [m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> ]
50	1	0,0089
20	0,6111	0,0054
10	0,3869	0,0034
5	0,2956	0,0026
2	0,2167	0,0019
1	0,1808	0,0016

Z analizy wynika, że średnio raz na dwa lata może zdarzyć się przepływ, który ograniczy pobór wody w przekroju ujęcia.



**Rys. 2.1. Krzywa prawdopodobieństwa przepływów minimalnych rocznych**

Jak wynika z analizy nawet przy przepływie minimalnym ( $p = 50\%$ ), który pojawia się średnio raz na 2 lata wystąpi brak jakichkolwiek możliwości powtórnego napełnienia zbiornika retencyjnego na potoku Olszówka w okresie zimowym, mając na uwadze innych użytkowników oraz dodatkowy warunek pozostawienia w potoku przepływu nienaruszalnego, który wynosi  $Q_{\min} = 0,014 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  ( $13,6 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1}$ ).

## 2.2. Pobór wody ze studni wierconych

Obszar potencjalnego poboru wód podziemnych leży w zachodniej części Karpat Fliszowych, w obrębie jednostki śląskiej, w strefie kontaktu płaszczowiny godulskiej z płaszczowiną cieszyńską. Przypowierzchniowe partie terenu zbudowane są z dwóch formacji skalnych: podłoża fliszowego i pokrywy czwartorzędowej. Podłoże fliszowe w rejonie ujęcia tworzą, w kolejności stratygraficznej, następujące rodzaje utworów wieku kredowego:

- łupki wierzowskie. W dolnej części seria ta składa się z czarnych marglistych lub bitumicznych łupków z wkładkami syderytów i przewarstwieniami cienkoławicowych piaskowców wapnistych i krzemionkowych oraz mułowców. W górnej części serii występują czarne mułowce przekładane łupkami, a sporadycznie cienkoławicowymi piaskowcami laminowanymi,
- warstwy lgockie dolne, złożone w dolnej części serii z średnioławicowych piaskowców krzemionkowych, przewarstwionych czarnymi łupkami, a w górnej części z rogowców mikuszowickich,
- warstwy godulskie dolne, złożone przeważnie z grubo- i średnioławicowych piaskowców glaukonitowych i krzemionkowych z wkładkami zlepieńców. Piaskowce przekładane są cienkimi ławicami czarnych łupków ilastych,
- warstwy godulskie środkowe, wykształcone w postaci cienkoławicowych piaskowców glaukonitowych, przeławiconych zielonymi łupkami ilastymi.

Przedczwartorzędowe wychodnie łupków wierzowskich i warstw lgockich występują w dolnych partiach zbocza, po zachodniej i po wschodniej stronie terenu ujęcia. W terenie lokalizacji ujęcia i w wyższych partiach zbocza występują warstwy godulskie dolne. Średnio-warstwy godulskie budują szczytowe partie wzniesień Stefanki i Koziej Góry.

Ławice utworów fliszowych wchodzi w skład północnego skrzydła synklinalnej formy fałdowej. Jest to struktura silnie zaburzona tektonicznie, z licznymi małymi uskokami o generalnym przebiegu w linii N – S. Ławice zapadają w kierunku południowym i południowo-wschodnim pod kątem upadu w granicach  $15^{\circ}$  –  $30^{\circ}$ .

Na podstawie obserwacji występujących w tym rejonie nielicznych naturalnych odsłonień przyjmuje się, że pokrywę czwartorzędową na zboczu obejmującym rozpatrywane ujęcie tworzą utwory zwietrzelinowe. Są one wykształcone w postaci glin: przeważnie pylistych, a miejscami piaszczystych.

Gliny zawierają domieszki okruchów skalnych (przeważnie piaskowcowych). Ilość i rozmiary okruchów skalnych w zwietrzelinie zmieniają się lokalnie i zależą od składu litologicznego macierzystych utworów fliszowych. Ponadto zawartość i rozmiary tych okruchów w określonym miejscu terenu z reguły wzrastają w kierunku spągu pokrywy zwietrzelinowej.

Na podstawie głębokości studzienek rewizyjnych (studni szybowych) i przypuszczalnej głębokości posadowienia drenów ocenia się, że w miejscach lokalizacji systemu drenów ujęcia miąższość pokrywy zwietrzelinowej dochodzi do około 2 m.

### 2.2.1. Warunki hydrogeologiczne

Na zboczu Dębowca, występują dwa poziomy wodonośne. Ze względu na zasobność, główny poziom wód podziemnych o znaczeniu użytkowym, występujący w przypowierzchniowych partiach terenu, związany jest z utworami fliszowymi.

Są to wody szczelinowo-porowe. Porowatość skał jest czynnikiem warunkującym zasobność utworów wodonośnych, natomiast szczelinowatość decyduje o ich przepuszczalności i wydajności. Głównym składnikiem wodonośnym fliszu są zatem kompleksy piaskowcowe. Kompleksy łupkowe stanowią wkładki nieprzepuszczalne lub o znacznie mniejszej przepuszczalności i wodonośności niż piaskowce.

Poszczególne kompleksy wodonośne stanowią albo oddzielne zbiorniki, albo poprzez spękania w kompleksach łupkowych łączą się w większe systemy zbiorników wodonośnych.

W rozpatrywanym rejonie zasobne zbiorniki występują przede wszystkim w warstwach godulskich dolnych i, w mniejszym zakresie, w warstwach Igockich.

Wody poziomu fliszowego są zasilane przez infiltrację opadów poprzez pokrywę utworów zwietrzelinowych. Mają one miejscami zwierciadło swobodne, miejscami napięte. W stanie naturalnym są one dobrej jakości. W opracowanej przez A. Kleczkowskiego mapie zbiorników wód podziemnych Polski poziom fliszowy tego rejonu należy do jednego z głównych zbiorników wód podziemnych (GZWP „Godula” w Beskidzie Śląskim).

Podrzędny pod względem zasobności poziom wodonośny związany jest w rejonie ujęcia z utworami pokrywy zwietrzelinowej. Występują w nim wody przesączające się głównie w spągowej partii pokrywy, szczególnie w strefie kontaktu zwietrzeliny z macierzystym podłożem fliszowym, gdzie podwyższona przepuszczalność utworów zwietrzelinowych wiąże się z większą zawartością rumoszu skalnego.

Przyjmuje się, że zasilanie poziomu pokrywy zwietrzelinowej odbywa się z dwóch źródeł. Jedno z nich stanowi bezpośrednia infiltracja opadów atmosferycznych. Drugie źródło stanowi dopływ wód z poziomu fliszowego. Brak odpowiednich badań uniemożliwia oszacowanie udziału wymienionych źródeł w zasilaniu poziomu.

Na podstawie ogólnych przesłanek hydrogeologicznych zakłada się, że generalny przepływ wody w pokrywie zwietrzelinowej w formie przypowierzchniowego strumienia filtracyjnego lub sączeń śródglinowych odbywa się w kierunku podnóża zbocza. Lokalnie wody te wypływają na powierzchnie terenu w postaci wysięków i źródełek.

Za podstawowe kryterium oceny tych zasobów przyjęto najniekorzystniejsze warunki meteorologiczne zasilania ujęcia, wyrażone długością okresu bezopadowego, w którym opady atmosferyczne nie docierają do zbiornika wód podziemnych, zasilającego źródłisko.

Jako miarodajną wartość okresu bezopadowego przyjęto do obliczeń okres o 95% prawdopodobieństwie wystąpienia. Długość tego okresu przypadającego na sezony zimowe określono na 86 dni.

Na podstawie przeprowadzonej w dokumentacji związku wydajności ujęcia z opadami atmosferycznymi zasoby eksploatacyjne ujęcia oszacowano na  $Q_e = 3,44 \text{ m}^3\text{h}^{-1}$ .

Studnie wiercone o udokumentowanych zasobach eksploatacyjnych w tym rejonie mają bardzo małą wydajność.

- Ujęcie wody ze źródła dla Schroniska PTTK na Szyndzielni –  $Q_e = 2,5 \text{ m}^3\text{h}^{-1}$ .
- Ujęcie wody dla szpitala w Bystrej Krakowskiej –  $Q_e = 5,1 \text{ m}^3\text{h}^{-1}$  przy głębokości 19m.
- Ujęcie wody dla szpitala „Stalownik” w Mikuszowicach dwie studnie wiercone :
  - $Q_e = 4,4 \text{ m}^3\text{h}^{-1}$  głębokość 35 m,
  - $Q_e = 0,2 \text{ m}^3\text{h}^{-1}$  głębokość 60 m.

Jak wynika z analizy materiałów archiwalnych brak jest możliwości dostarczenia niezbędnej ilości wody do naśnieżania stoków w oparciu o zasoby wód podziemnych

### **2.3. Pobór wody z ujęcia DW Transportowiec**

DW Transportowiec zaopatrywany jest w wodę z ujęcia powierzchniowego na potoku Olszówka. Wnioskowany w operacie wodnoprawym maksymalny pobór wody  $Q_z = 0,24 \text{ dm}^3\text{s}^{-1}$  ma niską gwarancję. Brak zatem możliwości dodatkowego poboru wody z tego ujęcia do naśnieżania tras narciarskich.

### **2.4. Poboru wody ze zbiornika Wapienica (Wariant I)**

Racjonalne rozwiązania zapewnienia dostatecznej ilości wody do naśnieżania tras narciarskich na stokach Szyndzielni i Dębowca muszą opierać się na zgromadzonych wcześniej zasobach wodnych, gwarantujących pobór przez cały okres sezonu narciarskiego. Optymalne warunki można uzyskać opierając się na retencji zbiornika Wapienica lub pojemności zbiorników wyrównawczych na sieci wodociągowej AQUA S.A. w Bielsku-Białej.

### 2.4.1. Charakterystyka hydrograficzna zlewni rzeki Wapienicy

Rzeka Wapienica o długości 23,00 km jest prawobrzeżnym dopływem rzeki Iłownicy. Zlewnia o powierzchni 55,53 km<sup>2</sup> położona jest w górnej części w północno-zachodniej części Beskidu Śląskiego, a w części środkowej i dolnej na terenie Pogórza Śląskiego w województwie bielskim.

Dorzecze rzeki Wapienicy ograniczone jest linią wododziałową przechodzącą przez najwyższe szczyty górskie: Szyndzielnię (1028,3 m n.p.m.), Klimczok (1117,3 m n.p.m.), Trzy Kopce (1081,7 m n.p.m.), Stołów (1035,2 m n.p.m.), Błatnią (917,1 m n.p.m.) Przykrą (818,5 m n.p.m.).

Potokami źródłowymi rzeki Wapienicy są Barbara i Błatnia (Wapienica), których zlewnie położone są na północnych stokach Klimczoka i Błatniej. Poniżej zbiornika retencyjnego Wielka Łąka do Wapienicy dopływa potok Żydowski.

W górnej części zlewni powierzchnia jest zalesiona, na tym obszarze wyznaczono granicę Bioregionu Doliny Wapienicy. Pozostały obszar zajmują łąki, pastwiska, pola uprawne i osadnictwo skupione i rozproszone Wapienicy, obecnie dzielnicy Bielska-Białej.

Profil hydrologiczny rzeki Wapienicy przedstawiono w tabeli 2.2. i na rys 2.2.

Zagospodarowanie zlewni i stopień eksploatacji zasobów wodnych decyduje w dużej mierze o rozkładzie czasowo-przestrzennej zmienności przepływu i jej jakości.

W górnej części zlewni do zbiornika retencyjnego występują quasi-naturalne warunki formowania się odpływu.

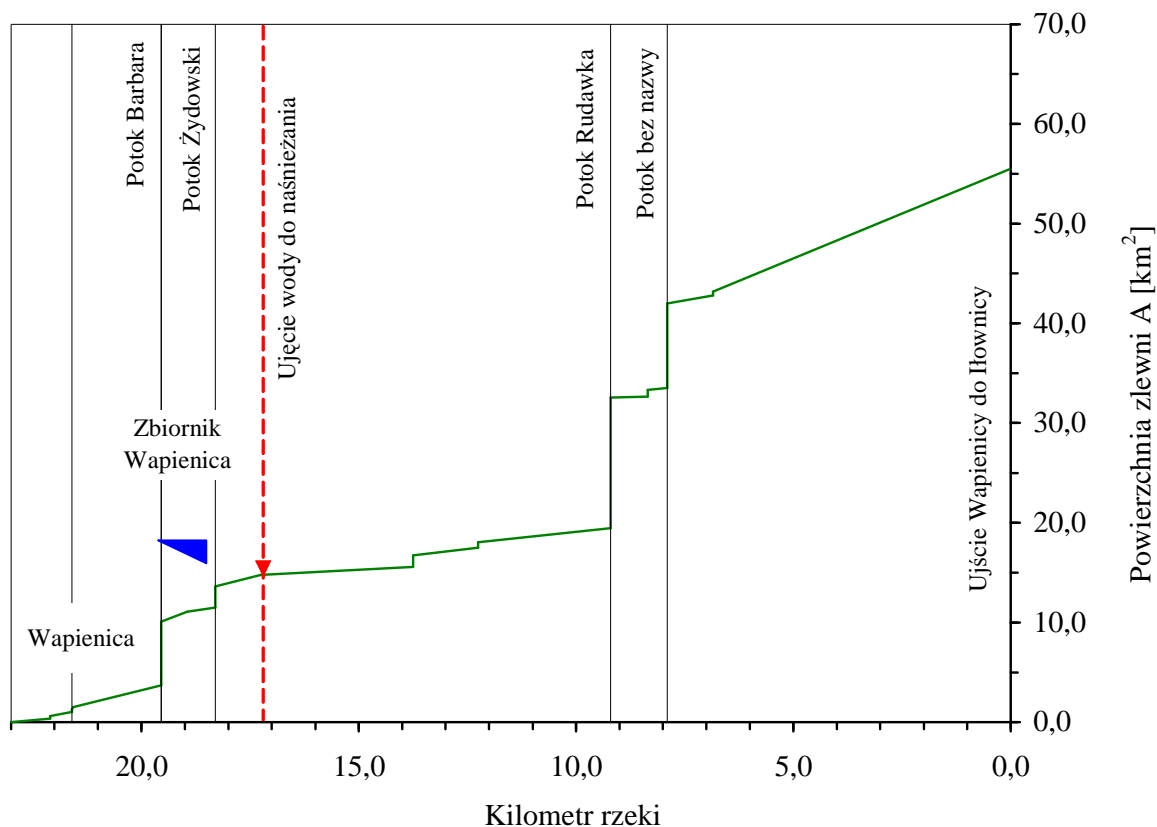
Do przeważających gatunków drzew należą: buk, jawor, jesion i świerk, a w dolinach potoków w postaci niewielkich płatów występuje las łęgowy, w którym dominują: jesion i jawor, można tam również spotkać wiąz i olsze.

Od przekroju zapory wodnej zasoby wód powierzchniowych rzeki Wapienicy oraz potoku Żydowskiego eksploatowane są przez AQUA S.A. w Bielsku-Białej. Przepływ rzeki Wapienicy poniżej zapory wodnej w dużej mierze zależy od aktualnego poboru wody.

W środkowej i dolnej części koryto rzeki jest uregulowane, w zanieczyszczonej wodzie zanika życie w ekosystemie i do minimum ograniczone są procesy samooczyszczania.

**Tabela 2.2. Profil hydrologiczny rzeki Wapienicy**

Lp	Nazwa dopływu rzeki Wapienicy	Długość cieków głównego L [km]	Powierzchnia zlewni A [km <sup>2</sup> ]	Powierzchnia sumaryczna $\Sigma A$ [km <sup>2</sup> ]
1	Źródła Wapienicy	0	0	0
2	L0	0,900	0,364	0,364
3	L1	0,900	0,243	0,607
4	R1	1,400	0,409	1,016
5	L2	1,400	0,292	1,308
6	L3	1,425	0,200	1,508
7	R2	3,450	2,182	3,690
8	Potok Barbara	3,450	6,390	10,080
9	Zapora Wapienica	4,050	1,012	11,092
10	Rx	4,700	0,390	11,482
11	Potok Żydowski	4,700	2,122	13,604
12	Ujęcie Tartak	5,750	1,185	14,789
13	Ujęcie do naśnieżania	5+650	1,185	14,789
14	R3	9,250	0,791	15,580
15	P3	9,250	1,120	16,700
16	R4	10,750	0,810	17,510
17	P4	10,750	0,530	18,040
18	R5	13,800	1,420	19,460
19	Potok Rudawka	13,800	13,100	32,560
20	R6	14,650	0,090	32,650
21	L8	14,650	0,680	33,330
22	R7	15,100	0,190	33,520
23	Potok bez nazwy	15,100	8,460	41,980
24	R8	16,150	0,820	42,800
25	P6	16,150	0,390	43,190
26	Ujście do rzeki Hownicy	23,000	12,340	55,530



**Rys. 2.1. Profil przyrostu zlewni rzeki Wapienicy**

#### 2.4.2. Charakterystyka zapory i zbiornika retencyjnego w Wapienicy

Zapora betonowa w Wapienicy o długości 310,0 m, wysokości 32 m i szerokości w koronie 2,75 m przegradza wąską dolinę rzeki poniżej połączenia dwóch potoków źródłowych Barbary i Błatniej (Wapienicy) w km 17+770, tworząc zbiornik retencyjny o pojemności 1,10 hm<sup>3</sup>, którego podstawowym zadaniem jest zaopatrzenie w wodę aglomeracji bielskiej.

Korona zapory znajduje się na wysokości 478.60 m n.p.m. i wznosi się na wysokość 21 m ponad dnem doliny. Stopa zapory posadowiona jest na głębokości od 465.00 do 448.00 m n.p.m. na piaskowcach serii godulskiej o lepszczu wapiennym z wkładkami ciemnych łupków. Ściana odpowietrzna zapory posiada nachylenie 1:0,75, które u podstawy przechodzi w nachylenie 1:0.97, a ściana odwodna na całej wysokości nachylona jest w stosunku 1:0.05. W korpusie zapory znajduje się galeria kontrolno-pomiarowa o długości 233,0 m i przekroju prostokątnym 1,40 x 2,00 m. Całkowita kubatura zapory wynosi 70 dam<sup>3</sup>.

Zapora wodna posiada dwa spusty denne oraz sekcję przelewową. Wloty do spustów dennych znajdują się w specjalnych studzienkach na wysokości 456.60 m n.p.m. w blokach po obydwu stronach przylegających do sekcji przelewowej. Długość każdego spustu o średnicy  $\phi$  750 mm wynosi 28.0 m, a ich wyloty znajdują się w niecce wypadowej na wysokości 455.20 m n.p.m. Spusty denne zamykane są zasuwami płaskimi umieszczonymi w galeriach poprzecznych. Maksymalny wydatek spustów wynosi  $13,2 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$  i za ich pomocą można opróżnić zbiornik w ciągu 7,5 doby.

Sekcja przelewowa składa się z sześciu elementów o szerokości 5,30 m, których korona znajduje się na wysokości 476.60 m n.p.m. Piętrzenie na przelewie zostało powiększone o 1 m poprzez przegrodzenie trzech przęsł ścianką betonową i trzech ścianką z belek drewnianych.

Poszczególne sekcje przelewowe oddzielone są filarami o szerokości 1 m, na których spoczywa konstrukcja mostowa. Maksymalny wydatek przelewów przy spiętrzeniu wody do rzędnej 478.10 m n.p.m. wynosi  $23,3 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ .

Stanowisko dolne stanowi prostokątna niecka wypadowa o wymiarach 38.0 x 7.30 m z progiem usytuowanym w połowie szerokości, który dzieli nieckę na dwie równe części. Po wytraceniu energii woda wypływa do uregulowanego koryta rzeki Wapienicy poprzez prostokątny przelew. Podstawowe parametry zapory i zbiornika retencyjnego w Wapienicy przedstawiono w tabeli 2.3.

**Tabela 2.3. Podstawowe parametry zapory i zbiornika retencyjnego w Wapienicy**

Parametry zapory i zbiornika	
Rzeka	Wapienica
Kilometr	17+770
Powierzchnia zlewni	11,1 km <sup>2</sup>
Wysokość zapory	24,0 m
Długość zapory	310 m
Szerokość korony zapory	2,70 m
Minimalny poziom piętrzenia	463,00 m.n.p.m.
Maksymalny poziom piętrzenia	478,10 m n.p.m.
Normalny poziom piętrzenia	477,60 m n.p.m.
Pojemność użytkowa	1,04 mln m <sup>3</sup>
Pojemność martwa	0,60 mln m <sup>3</sup>

Aktualnie prowadzone są prace remontowe zapory wodnej, polegające głównie na uszczelnieniu korpusu i podłoża.

O zasobach dyspozycyjnych decydują głównie przepływy minimalne roczne o określonym prawdopodobieństwie nieosiągnięcia.

### 2.4.3. Obliczenie przepływów minimalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie nieosiągnięcia

Ekstrapolowany z przekroju wodowskazowego cieku analoga ciąg przepływów minimalnych rocznych do przekroju ujęcia wody, uporządkowano w ciąg rozdzielczy. Wartościom przepływu przyporządkowano prawdopodobieństwo empiryczne. Obliczone wartości przedstawiono w tabeli 2.4.

**Tabela 2.4. Szereg rozdzielczy przepływów minimalnych rocznych i obliczone prawdopodobieństwo empiryczne**

Lp	Rok	Przepływ minimalny $Q_{min}$ [m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> ]	Prawdopodobieństwo empiryczne $p$ [%]
1	1976	0,026	3,60
2	1983	0,026	7,10
3	1988	0,026	10,70
4	1994	0,026	14,30
5	1984	0,031	17,90
6	1985	0,031	21,40
7	1989	0,031	25,00
8	1979	0,036	28,60
9	1982	0,036	32,10
10	1993	0,036	35,70
11	1995	0,036	39,30
12	1969	0,041	42,60
13	1970	0,041	46,40
14	1975	0,041	50,00
15	1987	0,041	53,60

16	1990	0,041	57,10
17	1992	0,041	60,70
18	1971	0,047	66,40
19	1973	0,047	67,90
20	1978	0,047	71,40
21	1968	0,057	75,00
22	1980	0,057	78,60
23	1974	0,062	82,10
24	1977	0,062	85,70
25	1991	0,062	89,30
26	1981	0,077	92,90
27	1986	0,093	96,40

Teoretyczną krzywą prawdopodobieństwa oparto na rozkładzie Fishera-Tippeta. Przepływy minimalne obliczono ze wzoru:

$$Q_{min\ p\%} = 1 - \exp\left(\frac{X - \varepsilon}{\Theta - \varepsilon}\right)^K \quad (2.8)$$

gdzie:

$Q_{min\ p\%}$  - przepływ minimalny roczny o określonym prawdopodobieństwie  $p$  w %,

$\varepsilon$  - absolutnie najniższy przepływ w  $m^3s^{-1}$ ,

$\Theta$  - charakterystyczna niżówka w  $m^3s^{-1}$ ,

$K$  - parametr modelu

Określono w oparciu o wartość średnią przepływów minimalnych rocznych, odchylenie standardowe i najmniejszy zaobserwowany przepływ przedstawiono w tabeli 2.5.

Przepływ średni roczny obliczono ze wzoru:

$$Q_{min\ sr} = \frac{\sum_{j=1}^N Q_{min\ j}}{N} \quad (2.9)$$

Odchylenie standardowe określono z równania:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N Q_{min\ j}^2}{N} - Q_{min\ sr}^2} \quad (2.10)$$

Najmniejszy obserwowany przepływ w przekrojach ujęć wody wynosi  $Q_{\min 1} = 0,026 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$

Parametr  $k = \frac{1}{\lambda}$  określono na podstawie estymatora  $\tau$  oraz długości ciągu  $N$  ze wzoru:

$$\tau(\lambda, N) = \frac{Q_{\min sr} - Q_{\min 1}}{\sigma} \quad (2.11)$$

Absolutnie najniższy przepływ obliczono z równania:

$$\varepsilon = Q_{\min 1} - \frac{Q_{\min sr} - Q_{\min 1}}{N^\lambda - 1} \quad (2.12)$$

Przepływ określony jako charakterystyczna niżówka obliczono ze wzoru:

$$\Theta = \frac{Q_{\min sr} - \varepsilon}{\Gamma(1 + \lambda)} + \varepsilon \quad (2.13)$$

Wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli 2.5.

**Tabela 2.5. Parametry rozkładu Fishera-Tippeta**

Parametry	Rzeka Wapienica Przekrój zapory
$Q_{\min sr}$	$0,044 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$
$\sigma$	$0,018 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$
$Q_{\min 1}$	$0,026 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$
$\tau$	1,00
$\lambda$	0,957
$\varepsilon$	$0,025 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$
$\Theta$	$0,044 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$

Ponieważ wartość  $\varepsilon$  jest ujemna ( $\varepsilon < 0$ ) to do dalszych obliczeń przyjęto absolutnie najniższy przepływ  $\varepsilon = 0$  i określono  $\tau_1$  ze wzoru:

$$\tau_1(\lambda_1) = \frac{Q_{\min sr}}{\sigma} \quad (2.14)$$

Natomiast charakterystyczną niżówkę określono z równania:

$$\Theta_I = \frac{Q_{min_{sr}}}{\Gamma(1 + \lambda_I)} \quad (2.15)$$

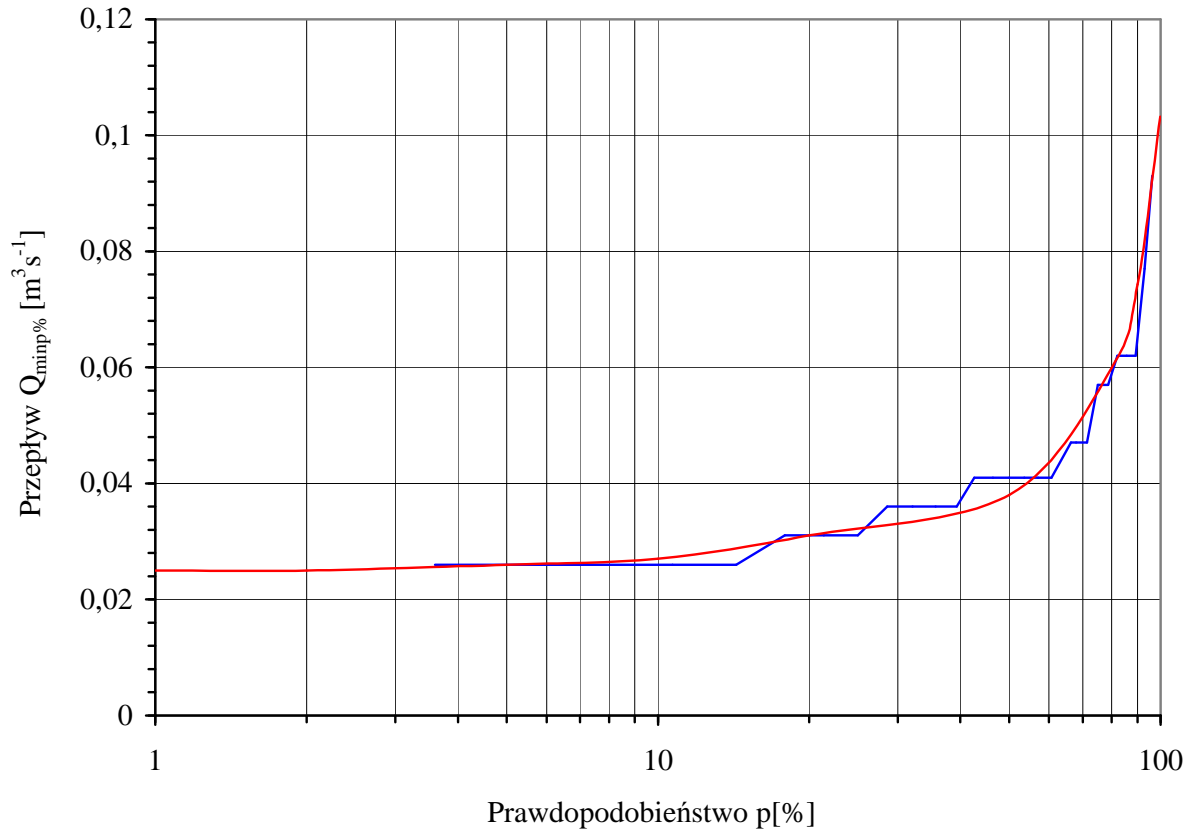
Przepływy minimalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia obliczono w tym przypadku ze wzoru:

$$Q_{min_{p\%}} = \Theta_I e^{\lambda_I y_p} \quad (2.16)$$

Obliczone wartości przepływów minimalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie nieosiągnięcia w przekroju ujęcia wody zestawiono w tabeli 2.6 i naniesiono na podziałkę, odpowiednią dla rozkładu Fishera-Tippeta (rys. 2.3).

**Tabela 2.6. Przepływy minimalne roczne o określonym prawdopodobieństwie nieosiągnięcia**

Prawdopod. $p$ [%]	Kwantyl rozkładu $y_p$	Funkcja $\lambda_I y_p$	Przepływ minimalny $Q_{min_{p\%}}$ [m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> ]
1	-4,6013	-1,71	0,025
2	-3,9024	-1,45	0,025
5	-2,97	-1,10	0,026
10	-2,2503	-0,83	0,027
20	-1,4999	-0,56	0,031
50	-0,3665	-0,14	0,038
80	0,4759	0,18	0,071
90	0,834	0,31	0,082
99,9	2,4435	0,91	0,112



**Rys. 2.3. Przeptywy minimalne roczne o określonym prawdopodobieństwie**

W oparciu o analizę przepływów minimalnych rocznych stwierdzono, że w przekroju zapory zbiornika retencyjnego Wapienica przepływ o prawdopodobieństwie  $p = 99,9\%$  wynosi  $Q_{\min p\%} = 0,110 m^3 s^{-1}$ , co przy odpowiedniej ilości wody zmagazynowanej w zbiorniku gwarantuje niezbędny pobór wody w ciągu całego okresu zimowego.

#### **2.4.4. Techniczne warunki ujęcia i przesyłu wody (Wariant I)**

Woda do naśnieżania odpływać będzie ze zbiornika Wapienica korytem rzeki do przekroju położonego poniżej ujęcia „Tartak”, gdzie na prawym brzegu czaszy zapory przeciwrumowskiej planowana jest budowa pompowni. Aby zapora przeciwrumowska spełniała dodatkową funkcję zbiornika dla pompowni musi być zmodernizowana. Zaporę należy zaopatrzyć w zamknięcia okienek odsączających, celem utrzymania żądanego poziomu wody. Czasza zbiornika musi być tak wykształcona, aby utrzymać przy normalnym piętrze stałą pojemności wody (ok.  $500 m^3$ ). Przegląd ogólny stanu technicznego zapory przeciwrumowskiej w km 5+650 predysponują ją do przeprowadzenia modernizacji korpusu i wykształce-

nia odpowiedniej geometrii czaszy oraz uzyskania odpowiedniej szczelności obwałowania cofkowego zbiornika.

Ujęcie typu brzegowego zlokalizowane będzie na brzegu prawym w bezpośrednim sąsiedztwie korpusu zapory, posiadać będzie konstrukcję żelbetową w formie przyczółka skarpowego zaopatrzonego w kratę wlotową. Komorę pompowni z przyczółkiem wlotowym ujęcia łączyć będzie rurociągiem o średnicy min.  $\varnothing 1000$  mm z rur z PE spiro.

Przy ujęciu zlokalizowana zostanie pompownia tłocząca wodę rurociągiem wzdłuż lokalnych dróg w okolicę projektowanego parkingu poniżej stoku Dębowca (rys. 2.4.). Pompownia będzie konstrukcją żelbetową podziemną o kubaturze ok.  $50 \text{ m}^3$ . Wyposażona zostanie w układ 4 pomp w dwóch parach w tym jedna pompa rezerwowa. Całkowity wydatek pompowni będzie wynosił ma  $600 \text{ m}^3\text{h}^{-1}$  ( $167 \text{ dm}^3\text{s}^{-1}$ ). Woda pompowana będzie rurociągiem o średnicy  $\varnothing 300$  mm. Obliczenia hydrauliczne rurociągu, oraz profil jego trasy dały możliwość określenia wysokości podnoszenia pomp, uwzględniając morfologię terenu i straty ciśnienia w rurociągu, które razem wynoszą 73 m. Powyższe dane pozwoliły na dobór pomp. Przyjęto pompy firmy GRUNDFOS typ SP-160-6 (pompy głębinowe) o mocy 75 kW. Pompy w komorze umieszczone i mocowane będą poziomo.

Zasilanie w energię elektryczną oraz układ sterowania pompami i zaworami wraz z systemem ostrzegania o awariach umieszczony będzie w budynku sterowni zlokalizowanym nad zbiornikiem pompowni. Przestrzeń nad pompami musi być wolna od zabudowy dla swobodnego montażu i demontażu pomp (długość 3 m, masa 302 kg). Energia elektryczna zostanie dostarczona poprzez przebudowany transformator i budowę przyłącza o długości ok. 200 m. Teren ujęcia, pompowni oraz budynek sterowni będą oświetlone.

Tranzyt wody z ujęcia do zbiornika w okolicach parkingu przy ul. Karbowej pod Dębowcem, będzie odbywał się rurociągiem PE100, PN 10, SDR-17 (do wody pitnej) o średnicy  $\varnothing 315$  mm (grubość ścianki 18,65 mm, średnica wewnętrzna 277,6 mm). Dobór rur zdominowany został metodą ułożenia w terenie – częściowo przewiert sterowany. Rurociąg będzie układany pod powierzchnią terenu na głębokości ok. 1,5 m w celu uniknięcia ryzyka zamrażania wody w przewodzie. Sposób układania rurociągu w wykopie będzie zależał od możliwości lokalizacyjnych, i tak przewidziano na odcinku:

- komora pompowni – ul. Smocza – rozkop – 22 m,
- ul. Smocza – wykop wąskoprzestrzenny – 143 m,
- ul. Skarpowa – wykop wąskoprzestrzenny – 720 m,
- ul. Karpacka – przewiert sterowany – 1.586 m,
- ul. Karbowa – przewiert sterowany – 395 m,

- ul. Karbowa – zbiornik przy parkingu kompleksu Dębowiec – rozkop – 57 m.

Całkowita długość rurociągu wyniesie 3.302 m. Ul. Karpacka i Karbowa w roku 2008 będą całkowicie przebudowane. Cykl realizacyjny projektowanego zagospodarowania stoków Szyndzielni i Dębowca rozpocznie się nie wcześniej niż w 2010 roku. Te fakty były między innymi przesłankami, do wyboru wariantu posadowienia rurociągów. Rurociąg wprowadzony zostanie do zbiornika buforowego w rejonie parkingu przy ul. Karbowej poniżej Dębowca.

Zbiornik buforowy przy kompleksie Dębowiec będzie zbiornikiem ziemnym otwartym z uwagi na potrzebę utrzymania jak najniższej temperatury wody. Rozważano również wykonanie zbiornika zamkniętego żelbetowego o pojemności 300 – 600 m<sup>3</sup>, usytuowanego pod płytą parkingu. Z uwagi na tarasowe położenie parkingu zbiornik posiadałby przystropowe otwory wentylacyjne powodujące wymianę chłodnego powietrza z zewnątrz. Zbiornik otwarty o powierzchni ok. 3 ar może być ukształtowany w nawiązaniu do projektowanych elementów zagospodarowania terenu w okolicy parkingu z możliwością wykorzystania go do celów rekreacyjnych w okresie letnim.

Kolejnym etapem, wariantu I jest tranzyt wody na stoki i pokonanie różnic poziomów pomiędzy parkingiem, a schroniskiem na Dębowcu. Z tego względu zaproponowano wykonanie kolejnej pompowni zlokalizowanej bezpośrednio przy zbiorniku „parking”. Ujęcie wody oraz pompownia będą wykonane w sposób identyczny jak przy zaporze przeciwrumiskowej w rejonie ul. Smoczej. Z uwagi na znaczne różnice wysokości podnoszenia wody przyjęto inny typ pomp. Obliczenia hydrauliczne rurociągu, oraz profil trasy pozwoliły określić wysokość podnoszenia pomp, uwzględniającą morfologię terenu i straty ciśnienia rurociągu, która wynosi 131 m. Dane te pozwoliły na dobór pomp. Przyjęto pompy firmy GRUNDFOS typ SP-215-5 (pompy głębinowe) o mocy 92 kW. Pompy w komorze umieszczone i mocowane będą poziomo.

Zasilanie w energię elektryczną oraz układ sterowania pompami i zaworami wraz z systemem ostrzegania o awariach umieszczony będzie w budynku sterowni zlokalizowanym nad zbiornikiem pompowni. Przestrzeń nad pompami musi być również wolna od zabudowy w celu swobodnego montażu i demontażu pomp (długość 3,5 m, masa 364 kg). Energia elektryczna zostanie dostarczona poprzez przebudowany transformator i budowę przyłącza o długości ok. 200 m. Teren ujęcia, pompowni oraz budynek sterowni będą oświetlone.

Tranzyt wody ze zbiornika w okolicach parkingu przy ul. Karbowej do pompowni wysokociśnieniowej zlokalizowanej przy schronisku na Dębowcu, będzie realizowany rurociągiem PE100, PN 10, SDR-17 (do wody pitnej) o średnicy 315 mm (grubość ścianki 18,65 mm, średnica wewnętrzna 277,6 mm). Rurociąg będzie układany pod powierzchnią terenu na

głębokości ok. 1,5 m w celu uniknięcia ryzyka zamarzania wody w przewodzie. Rurociąg układany będzie w wykopie metodą rozkopową.

Podziemny zbiornik żelbetowy przy schronisku na Dębowcu o pojemności ok. 20-30 m<sup>3</sup> obsługiwać będzie oddzielnie pompownie dla kompleksów Szyndzielnia i Dębowiec.

Kompleks Dębowiec będzie zasilany przez dwie pompy wysokociśnieniowe o wydajności 120 m<sup>3</sup>, natomiast kompleks Szyndzielnia przez pompy o wydajności 200 m<sup>3</sup>. Oba kompleksy będą zaopatrzone w wodę rurociągami wysokiego ciśnienia, układanymi w gruncie na głębokości poniżej 1,5 m. Na rurociągach zostaną zamontowane hydranty wraz z rozdzielnią energetyczną. Do każdego układu hydrant – rozdzielnia energetyczna można będzie podłączyć armaty śniegowe. Zasilanie energetyczne pompowni wysokociśnieniowej oraz armat śnieżnych i oświetlenia stoku zostanie wykonane od podstaw.

Cały system naśnieżania stoków od zbiornika retencyjnego na potoku Wapienica, aż do ostatniego agregatu naśnieżającego wyposażony zostanie w układ automatycznego sterowania.

Alternatywnym dla tego rozwiązaniem dla naśnieżania jest bezpośredni pobór wody z sieci wodociągowej AQUA S.A.

## **2.5. Pobór wody z sieci wodociągowej AQUA S.A. w Bielsku-Białej (Wariant II)**

W pobliżu pras narciarskich na Dębowcu przebiega sieć wodociągowa AQUA S.A. w Bielsku-Białej. W rejonie skrzyżowania ul. Gościnnej i ul. Kolistej znajduje się końcówka rurociągu o średnicy Ø 400 mm. Rurociąg ten połączony jest z magistralą Ø 1100 mm w rejonie ul. Andersa. W systemie zaopatrzenia ludności i przemysłu w wodę aglomeracji bielskiej kluczowe znaczenie mają zbiorniki wyrównawcze na sieci. Zbiorniki wyrównawcze przy ul. Langiewicza mają łączną pojemność 37600 m<sup>3</sup>, a zbiorniki przy ul. Lotniczej 3000 m<sup>3</sup>. Maksymalny dopływ uzdatnionej wody do zbiorników przy ul. Langiewicza z ujęć na Sole wynosi 3500 m<sup>3</sup>h<sup>-1</sup> (0,972 m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>). Zatem system naśnieżania bazujący na sieci wodociągowej spełnia warunki bezpiecznej eksploatacji w okresie optymalnym do naśnieżania.

System oparty na zretencjonowanej wodzie w zbiorniku Wapienica lub zbiornikach wyrównawczych nie wymaga dodatkowego jej magazynowania. Zatem koncepcje zakładające budowę innych zbiorników retencyjnych w dolinie potoku Olszówka lub potoku Gościnnego nie są uzasadnione względami technicznymi i ekonomicznymi, wpłyną na zwiększenie kosztów inwestycji.



### 2.5.1. Techniczne warunki ujęcia i przesyłu wody (Wariant II)

W wariantcie II założono, że ujęcie wody do naśnieżania kompleksów Szyndzielni i Dębowca nastąpi z wodociągowej sieci miejskiej z rurociągu o średnicy  $\varnothing$  400 mm, którego końcówka znajduje się na skrzyżowaniu ul. Gościnniej i Kolistej (rys. 2.4). Woda doprowadzana będzie istniejącą siecią magistralną ze zbiorników wyrównawczych na osiedlu Złote Łany przy ul. Langiewicza i zbiorników przy ul. Lotniczej. Na trasie rurociągu sieciowego zostanie wybudowana pompownia (w rejonie zbiorników wyrównawczych przy ul. Lotniczej) o takich parametrach, aby podnieść wodę do zbiornika buforowego w rejonie parkingu przy ul. Karbowej, tym samym w sieci zostanie znacznie zwiększone ciśnienie. Sieć na odcinku od pompowni (zlokalizowanej w rejonie skrzyżowaniu ul. Szarotki i Lotnicza) będzie musiała ulec modernizacji przez zamontowanie nowych reduktorów na przyłączach do odbiorców lokalnych (z uwagi na zwiększone ciśnienie).

Pompownia będzie konstrukcją żelbetową podziemną o kubaturze ok.  $50 \text{ m}^3$ . Wwyposażona będzie w układ 4 pomp w dwóch parach w tym jedna pompa będzie rezerwowa. Całkowity wydatek pompowni wyniesie  $600 \text{ m}^3\text{h}^{-1}$  ( $167 \text{ dm}^3\text{s}^{-1}$ ). Woda pompowana będzie rurociągiem o średnicy  $\varnothing$  300 mm. Obliczenia hydrauliczne rurociągu, oraz profil trasy pozwoliły określić wysokość podnoszenia pomp, uwzględniającą morfologię terenu i straty ciśnienia rurociągu, która wynosi 53 m. Przyjęto pompy firmy GRUNDFOS typ SP-160-6 (pompy głębinowe) o mocy 75 kW, które w komorze umieszczone i mocowane będą poziomo.

Zasilanie w energię elektryczną oraz układ sterowania pompami i zaworami wraz z systemem ostrzegania o awariach umieszczony będzie w budynku sterowni zlokalizowanym nad zbiornikiem pompowni. Przestrzeń nad pompami musi być wolna od zabudowy w celu swobodnego montażu i demontażu pomp (długość 3 m, masa 302 kg). Energia elektryczna zostanie dostarczona poprzez przebudowany transformator i budowę przyłącza o długości ok. 200 m. Teren pompowni oraz budynek sterowni będą oświetlone.

Tranzyt wody z rurociągu do zbiornika buforowego w okolicach parkingu przy kompleksie Dębowiec, będzie realizowany rurociągiem PE100, PN 10, SDR-17 (do wody pitnej) o średnicy  $\varnothing$  315 mm (grubość ścianki 18,65 mm, średnica wewnętrzna 277,6 mm). Dobór rur zdominowany został sposobem jego wbudowania w teren – częściowo przewiert sterowany. Rurociąg będzie układany pod powierzchnią terenu na głębokości ok. 1,5 m w celu uniknięcia ryzyka zamarzania wody w przewodzie. Sposób układania rurociągu w wykopie zależy od możliwości lokalizacyjnych, i tak na odcinku:

- ul. Gościnna – przewiert sterowany – 393 m,

- ul. Karpacka – przewiert sterowany – 753 m,
- ul. Karbowa – przewiert sterowany – 424 m,
- ul. Karbowa – zbiornik przy parkingu kompleksu Dębowiec – rozkop – 57 m.

Całkowita długość rurociągu wyniesie 1.627 m. Ul. Karpacka i Karbowa w roku 2008 będą całkowicie przebudowane. Zatem przedstawiony wariant II systemu naśnieżania stoków narciarskich jest rozwiązaniem optymalnym

System tranzytu wody od zbiornika buforowego w pobliżu parkingu do zbiornika w rejonie schroniska na Dębowcu będzie taki sam jak w wariantcie I.

### **3. Wnioski**

Po szczegółowej analizie wielu proponowanych koncepcji poboru wody do naśnieżania tras narciarskich na zboczach Szyndzielni i Dębowca oraz po opracowaniu własnych wariantów ujęcia wody sformułowano następujące wnioski:

1. Stoki Szyndzielni i Dębowca były zawsze tradycyjnym miejscem letniego wypoczynku i amatorskiego uprawiania sportów zimowych (biegi, zjazdy). Z uwagi na różnorodność tras stwarzały duże możliwości rekreacji zimowej dla mieszkańców aglomeracji bielskiej o różnym stopniu przygotowania. Dla początkujących dostępna była polana pod Dębowcem, średnio zaawansowanych nartostrada z Szyndzielni przez Kołowrót czy dla zaawansowanych stok Sahary.
2. Obecnie trudno wyobrazić sobie trasy narciarskie bez instalacji sztucznego naśnieżania. Budowa systemu sztucznego naśnieżania, sprowadza się do wytworzenia nawierzchni śnieżnej już w trzeciej dekadzie grudnia i utrzymania jej przez możliwie długi okres.
3. Ponieważ okresy zimowe, w których naśnieżanie jest efektywne, z uwagi na temperaturę i wilgotność powietrza są krótkie, system musi opierać się na dużej lub w pełni odnawialnej retencji wody.
4. Analizując różne koncepcje poboru wody (potok Olszówka i Gościnnny, studnie wiercone, lokalne źródła oraz istniejące ujęcia wody) stwierdzono, że żadna z tych koncepcji nie spełnia podstawowego warunku jakim jest nieograniczony dostęp do zasobów wodnych w okresie potencjalnego naśnieżania. Koncepcje te należy wyeliminować z dalszych analiz i prac studialno-projektowych.
5. Na podstawie wstępnej oceny technicznych możliwości ujmowania wody do naśnieżania stoków Szyndzielni i Dębowca spełniających warunki niezawodności systemu opracowano rozwiązania wariantowe.

6. W wariantcie I system naśnieżania opiera się na zasobach wodnych rzeki Wapienicy. Pojemność zbiornika retencyjnego przy zmianie instrukcji utrzymania i eksploatacji pozwala na zmagazynowanie niezbędnej ilości wody do naśnieżania tras narciarskich w okresie gdy warunki naturalne nie pozwolą na właściwe utrzymanie stoków. Problemem w tym przypadku jest budowa stosunkowo długiego rurociągu przez teren zagospodarowany.
7. W wariantcie II wykorzystano możliwość poboru wody z sieci wodociągowej AQUA S.A. w Bielsku-Białej. W tym przypadku system opiera się na zasobach wodnych zgromadzonych w zbiornikach wyrównawczych na sieci z możliwością uzupełnienia wody z ujęć na rzece Sole i Wapienicy. W wariantcie II zmniejsza się radykalnie długość rurociągu, a w perspektywie budowy nowej drogi łączącej ulicę Gościnną z Karbową koncepcja ta jest rozwiązaniem optymalnym.
8. Żaden z analizowanych wariantów nie przewiduje budowy dodatkowego zbiornika retencyjnego. Pojawiające się koncepcje budowy lub adaptacji obiektów magazynujących wodę w dolinie potoku Gościnnego są bezzasadne. Renowacja istniejących obiektów hydrotechnicznych zwiększy znacznie koszt inwestycji i w żaden sposób nie wpłynie na niezawodność systemu naśnieżania.
9. Poniżej każdego obiektu piętrzącego czy magazynującego wodę musi być utrzymany przepływ nienaruszalny, który zgodnie z prawem jest znacznie większy od przepływu średniego niskiego SNQ. W okresie zimowym, gdy przepływ jest niski z uwagi na ograniczone zasilanie wodami podziemnymi, znaczna część zgromadzonej w takich zbiornikach wody musiałaby być odprowadzona do koryta jako przepływ nienaruszalny.

**Wstępny kosztorys wybranych wariantów poboru wody  
do naśnieżania tras narciarskich**

Tabela I Wstępny kosztorys inwestycji (Wariant I)

L.p.	Rodzaj robót	Jednostka	Ilość	Wartość jedn. netto w zł	Wartość netto w zł
<b>1</b>	<b>Ujęcie wody - brzegowe z czaszy zapory przeciwrumowiskowej</b>				
1.1	Modernizacja zapory przeciwrumowiskowej dla zapewnienia:				
	- utrzymania żądanego poziomu zwierciadła wody,	kpl	1	25 000,00	25 000,00
	- możliwości oczyszczenia czaszy z naniesionego rumowiska,	kpl	1	50 000,00	50 000,00
	- remont - poprawa stanu technicznego zapory i obwałowania cofkowego zapory,	kpl	1	100 000,00	100 000,00
1.2	Przyczółek wlotowy żelbetowy	kpl	1	10 000,00	10 000,00
1.3	Kraty na wlocie	kpl	1	5 000,00	5 000,00
1.4	Łącznik pomiędzy przyczółkiem, a komorą pompowni	m	15	20 000,00	300 000,00
				<b>RAZEM 1</b>	<b>490 000,00</b>
<b>2</b>	<b>Pompownia - przy zaporze przeciwrumowiskowej; <math>Q_{\max} = 600 \text{ m}^3/\text{h}</math> (<math>167 \text{ dm}^3/\text{s}</math>); <math>H_{\max} = 39,1 \text{ m}</math>, całkowita strata ciśnienia <math>S = 72,96 \text{ m}</math> (do zbiornika "parking"))</b>				
2.1	Żelbetowa komora KP1	kpl	1	55 000,00	55 000,00
2.2	Pompy zabezpieczone układem rezerwowym (GRUNDFOS SP-160-6 moc 75 kW)	szt	4	38 500,00	154 000,00
2.3	Mocowanie pomp	szt	4	2 500,00	10 000,00
2.4	Automatyka	kpl	1	30 000,00	30 000,00
2.5	Budynek sterowniczy: zasilania energetycznego i sterowania automatyką	kpl	1	80 000,00	80 000,00
2.6	Zasilanie energetyczne:				
	- przebudowa transformatora	szt	1	100 000,00	100 000,00
	- budowa przyłącza kablowego długości ok. 200 m	m	200	100,00	20 000,00
	- opomiarowanie układu	kpl	1	10 000,00	10 000,00
2.7	Oświetlenie ujęcia	kpl	1	15 000,00	15 000,00
				<b>RAZEM 2</b>	<b>474 000,00</b>

<b>3</b>	<b>Tranzyt wody na odcinku zaporą p.rumowiskowa - zbiornik "parking", rurociągiem PE 100, PN 10 SDR-17 (do wody pitnej) o średnicy zewnętrznej Dn 315 mm, gr. ścianki 18,65 mm.</b>				
3.1	Komora pompowni - ul. Smocza (rozkop)	m	22,0	450,00	9 900,00
3.2	ul. Smocza (wykop wąskoprzestrzenny)	m	142,5	750,00	106 875,00
3.3	ul. Dębowiec (wykop wąskoprzestrzenny)	m	720,0	750,00	540 000,00
3.4	ul. Skarpowa (wykop wąskoprzestrzenny)	m	1585,5	750,00	1 189 125,00
3.5	ul. Karpacza (przewiert sterowany)	m	395,0	1 100,00	434 500,00
3.6	ul. Karbowa (przewiert sterowany)	m	379,0	1 100,00	416 900,00
3.7	ul. Karbowa - zbiornik wyrównawczy "parking" (rozkop)	m	57,0	450,00	25 650,00
		<b>Razem m</b>	<b>3301,0</b>		
3.8	Armatura na trasie rurociągu				
	- zasuwy	szt	10	6 500,00	65 000,00
	- klapy zwrotne	szt	3	8 200,00	24 600,00
	- odpowietrzniki	szt	2	6 300,00	12 600,00
	- odmulacze	szt	3	6 500,00	19 500,00
	- zawory cyrkulacyjne	szt	2	9 400,00	18 800,00
3.9	Studnie rewizyjno-kontrolne	szt	15	10 000,00	150 000,00
				<b>RAZEM 3</b>	<b>3 013 450,00</b>
<b>4</b>	<b>Zbiornik wyrównawczy "parking" - żelbetowy, kryty pod płytą parkingu, rzut 30 x 20 m, wysokość komory do 2,5 m, V<sub>uz. z</sub> = 1000 m<sup>3</sup></b>				
4.1	Żelbetowa komora KP2	kpl	1	750 000,00	750 000,00
4.2	Wyposażenie zbiornika: włazy, drabiny, klapy itp.	kpl	1	50 000,00	50 000,00
				<b>RAZEM 4</b>	<b>800 000,00</b>
<b>5</b>	<b>Dokumentacja projektowa i nadzory autorskie - 10%</b>				
	Razem 1 - 4	zł	4 777450,0	10,0%	477 745,00
				<b>RAZEM 13</b>	<b>477 745,00</b>
<b>6</b>	<b>Koszty nieprzewidziane - 20%</b>				
	Razem 1 - 4	zł	4 777450,0	20,0%	955 490,00
				<b>RAZEM 14</b>	<b>955 490,00</b>
				<b>OGÓLEM NETTO</b>	<b>6 210 685,00</b>

Tabela II Wstępny kosztorys inwestycji (Wariant II)

L.p.	Rodzaj robót	Jednostka	Ilość	Wartość jedn. netto w zł	Wartość netto w zł
<b>1</b>	<b>Ujęcie wody wodociągowej z sieci miejskiej na skrzyżowaniu ulic: Gościnną i Kolistą</b>				
1.1	Modernizacja sieci wodociągowej miejskiej na trasie zbiorniki na osiedlu Złote Łany - skrzyżowanie ulic Gościnną i Kolistą (zwiększenie ciśnienia lub wariantowo budowa na sieci pompowni podbijającej ciśnienie, na tyle by wynieść wodę na poziom zbiornika przy kompleksie "Dębowiec"):				
a	wymiana reduktorów przyłączy	kpl	1	300 000,00	300 000,00
b	lub pompownia na sieci	kpl	1	700 000,00	700 000,00
				<b>RAZEM 1</b>	<b>1 000 000,00</b>
<b>2</b>	<b>Tranzyt wody od skrzyżowania ulic Gościnną i Kolistą - Zbiornik "parking", rurociągiem PE100, PN 10 SDR-17 (do wody pitnej) o średnicy zewnętrznej 315 mm, gr. ścianki 18,65 mm.</b>				
2.1	ul. Gościnną (przewiert sterowany)	m	393,0	750,00	294 750,00
2.2	ul. Karpacką (przewiert sterowany)	m	753,0	1 100,00	828 300,00
2.3	ul. Karbowa (przewiert sterowany)	m	424,0	1 100,00	466 400,00
2.4	ul. Karbowa - zbiornik wyrównawczy "parking" (rozkop)	m	57,0	450,00	25 650,00
		Razem m	<b>1627,0</b>		
2.5	Armatura na trasie rurociągu				
	- zasuwy	szt	10	6 500,00	65 000,00
	- klapy zwrotne	szt	3	8 200,00	24 600,00
	- odpowietrzniki	szt	2	6 300,00	12 600,00
	- odmulacze	szt	3	6 500,00	19 500,00
	- zawory cyrkulacyjne	szt	2	9 400,00	18 800,00
2.6	Studnie rewizyjno-kontrolne	szt	15	10 000,00	150 000,00
				<b>RAZEM 3</b>	<b>1 905 600,00</b>

<b>3</b>	<b>Zbiornik wyrównawczy "parking" - żelbetowy, kryty pod płytą parkingu, rzut 30 x 20 m, wysokość komory do 2,5 m, V<sub>uż. z</sub> = 1000 m<sup>3</sup></b>				
3.1	Żelbetowa komora KP2	kpl	1	750 000,00	750 000,00
3.2	Wyposażenie zbiornika: włazy, drabiny, klapy itp.	kpl	1	50 000,00	50 000,00
				<b>RAZEM 4</b>	<b>800 000,00</b>
<b>4</b>	<b>Dokumentacja projektowa i nadzory autorskie - 10%</b>				
Razem 1 - 3		zł	3 705 600,00	10,0%	370 560,00
				<b>RAZEM 13</b>	<b>370 560,00</b>
<b>5</b>	<b>Koszty nieprzewidziane - 20%</b>				
Razem 1 - 3		zł	3 705 600,00	20,0%	741 120,00
				<b>RAZEM 14</b>	<b>741 120,00</b>
				<b>OGÓŁEM NETTO</b>	<b>4 817 280,00</b>

# ***CZEŚĆ GRAFICZNA***

***(WARIANT II)***