



## **PRACOWNIA PROJEKTOWA SYSTEMÓW WODNO KANALIZACYJNYCH**

**dr inż. Tadeusz Gruszecki**  
**75-256 Koszalin ul. Stoczniowców 10**

**NIP 669-100-69-12**

**REGON 003802148**

**e-mail: tadgru\_xl@wp.pl tel. kom. 602 316 789**

## **OPINIA TECHNICZNA**

**„dotycząca istniejącego układu kanalizacji deszczowej w obrębie ul. A. Fredry i IV Dywizji Wojska Polskiego w Kołobrzegu wraz z elementami koncepcji modernizacji układu pracującego pod ciśnieniem”**

**Adres : Kołobrzeg ul. A. Fredry**

**Inwestor:** Gmina Miasto Kołobrzeg, ul .Ratuszowa 13 , 78-100 Kołobrzeg

### **Opracował**

dr inż. Tadeusz Gruszecki  
nr upr. A/PNB/8300/76/81  
specjalność sieci sanitarne

### **Data**

22.12.2020 r.

### **Podpis**

**Egz.3**

## Spis treści

<b>1.Podstawy formalne i merytoryczne opracowania opinii technicznej</b>	<b>5</b>
1.1 Nazwa przedsięwzięcia	5
1.2. Cel i zakres opracowania	5
1.3. Zamawiający	5
1.4. Autor opracowanej opinii	5
<b>2. Położenie , podział administracyjny i powierzchnia terenu</b>	<b>5</b>
<b>3. Kierunki zmian w zagospodarowaniu przestrzennym</b>	<b>6</b>
<b>4.0 Charakterystyka zlewni deszczowej i odbiorników wód opadowych i Roztopowych</b>	<b>6</b>
4.1. Podział zlewni na układy	6
4.2. Charakterystyka zlewni deszczowej	6
4.3. Odbiorniki opadów deszczowych	6
<b>5.0. Zależność między natężeniem, czasem trwania i prawdopodobieństwem wystąpienia deszczu</b>	<b>6</b>
5.1. Rozkład prawdopodobieństwa natężeń deszczu w zależności od czasu trwania	6
5.1.1. Formuły Błaszczyka	7
5.1.2. Zależność określona na podstawie obserwacji opadów deszczowych dla m. Kołobrzeg	7
<b>6.0.Obliczenia hydrauliczne istniejącej kanalizacji deszczowej</b>	<b>8</b>
6.1. Obliczenie odpływu ścieków deszczowych	8
6.1.1. Przepływ miarodajny ścieków deszczowych	8
6.1.2. Określenie zlewni kanałów oraz współczynnika spływu powierzchniowego	10
6.2. Założenia do obliczeń hydraulicznych istniejącej kanalizacji deszczowej	10
6.2.1.Dane wyjściowe do obliczeń kanałów	10
6.2.2. Układy podlegające obliczeniom hydraulicznym	11
6.2.3.Trasy kolektorów i kanałów w poszczególnych układach	11
6.2.4. Zagłębienia, spadki, średnice	11
6.3.Obliczenia hydrauliczne układów kanalizacji deszczowej	11
6.3.1. Układ kanałów dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu $p = 20 \%$	11
6.3.2. Układ kanałów dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu $p = 50 \%$	12
6.3.3. Układ kanałów dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu $p = 100 \%$	12
<b>7.0 Obliczenia hydrauliczne układów pracujących pod ciśnieniem z doбором nowych średnic nie powodujących pracy pod ciśnieniem</b>	<b>14</b>
7.1.Dane wyjściowe do obliczeń kanałów	14
7.2.1.Trasy kolektorów i kanałów	14
7.2.2. Zagłębienia, spadki, średnice	14
7.3.Obliczenia hydrauliczne projektowanych kanałów kanalizacji deszczowej dla przyjętych wariantów projektowanych kolektorów deszczowych	14
7.3.1 <b>Wariant I</b> : Kanały DN700, DN800 mm w liniach rozgraniczających ulicy A. Fredry i przejście pod torami DN700 mm dla $p=50\%$ i $p= 100 \%$	14
7.3.2 <b>Wariant II</b> : Kanał DN800 i DN900 mm w liniach rozgraniczających ulicy A. Fredry i przejście pod torami DN700 mm dla $p=50\%$ i $p = 100 \%$	15
<b>8.0. Zalecenia końcowe w formie koncepcji budowy kolektora deszczowego pod kątem eliminacji pracy pod ciśnieniem istniejącej kanalizacji deszczowej.</b>	<b>15</b>
8.1. Zalecane rozwiązanie do zastosowania przy budowie kolektora deszczowego	16

## 8.2. Nakłady inwestycyjne na budowę kolektorów deszczowych dla Wariantu I i Wariantu II. 16

### 9. Spis Tabel

- Tabela 1. Zestawienie powierzchni o różnym uszczelnieniu i obliczenie współczynnika spływu powierzchniowego
- Tabela 2.. Zestawienie natężeń deszczu wg. Formuły Błaszczyka i badań Gruszeckiego dla m. Kołobrzeg dla  $p=100$  i  $50\%$ .
- Tabela 3.1. Zestawienie parametrów zlewni i długości kanalizacji deszczowej i powierzchni cząstkowych dla kanałów w ul. A. Fredry i ul. Sikorskiego
- Tabela 3.2. Zestawienie parametrów zlewni i długości kanalizacji deszczowej i powierzchni cząstkowych dla kanałów w ul. A. Fredry i ul. Kasprowicz
- Tabela 3.3. Zestawienie parametrów zlewni i długości kanalizacji deszczowej i powierzchni cząstkowych dla kanałów w ul. 4 Dywizji Wojska Polskiego i ul. Jana Chodkiewicza
- Tabela 4.1 Obliczenia hydrauliczne kanalizacji deszczowej układu istniejącego dla  $p=100\%$
- Tabela 4.2 Obliczenia hydrauliczne kanalizacji deszczowej układu istniejącego dla  $p=50\%$
- Tabela 5.1. Obliczenia hydrauliczne kanalizacji deszczowej układu istniejącego i projektowanego - dwa przewody w ul. A. Fredry i przejście pod torami w ul. 4 Dywizji Wojska Polskiego dla  $p=100\%$
- Tabela 5.2. Obliczenia hydrauliczne kanalizacji deszczowej układu istniejącego i projektowanego - dwa przewody w ul. A. Fredry i przejście pod torami w ul. 4 Dywizji Wojska Polskiego dla  $p=50\%$
- Tabela 6.1. Obliczenia hydrauliczne kanalizacji deszczowej układu istniejącego i projektowanego - jeden przewód w ul. A. Fredry i przejście pod torami w ul. 4 Dywizji Wojska Polskiego dla  $p=100\%$
- Tabela 6.2. Obliczenia hydrauliczne kanalizacji deszczowej układu istniejącego i projektowanego - jeden przewód w ul. A. Fredry i przejście pod torami w ul. 4 Dywizji Wojska Polskiego dla  $p=50\%$
- Tabela 7. Zestawienie parametrów projektowanych elementów kanalizacji deszczowej dla Wariantu I i II.
- Tabela 8/1. Przedmiar robót dla Wariantu I
- Tabela 8/2. Koszty inwestycyjne budowy kanalizacji deszczowej dla Wariantu I
- Tabela 9/1. Przedmiar robót dla Wariantu II
- Tabela 9/2. Koszty inwestycyjne budowy kanalizacji deszczowej dla Wariantu II

### 10. Spis rysunków

- Rys.1 Zagospodarowanie istniejącej kanalizacji deszczowej – ul. A. Fredry, W. Sikorskiego, T. Kościuszki , J. Kasprowicz
- Rys.2. Zagospodarowanie istniejącej kanalizacji deszczowej – ul. A. Fredry, IV Dywizji Wojska Polskiego, J. Chodkiewicza
- Rys. 3. Powierzchnie dróg i dachów - ul. A. Fredry, W. Sikorskiego, T. Kościuszki , J. Kasprowicz
- Rys. 4. Powierzchnie dróg i dachów - ul. A. Fredry, IV Dywizji Wojska Polskiego, J. Chodkiewicza
- Rys.5 Powierzchnie cząstkowe - ul. A. Fredry, W. Sikorskiego, T. Kościuszki , J. Kasprowicz
- Rys.6. Powierzchnie cząstkowe – ul. ul. A. Fredry, IV Dywizji Wojska Polskiego, J. Chodkiewicza
- Rys.7. Schemat obliczeniowy istniejącej i projektowanej kanalizacji deszczowej
- Rys.8. Profil podłużny kanału deszczowego A

Rys. 9. Profil podłużny kanału deszczowego A1 i A4

Rys.10. Projekt sytuacyjno-wysokościowy nowoprojektowanych kanałów deszczowych dla Wariantu II wraz z przejściem pod torami

Rys.11. Profil podłużny nowoprojektowanego kanału deszczowego dla wariantu II wraz z przejściem pod torami

## **1.Podstawy formalne i merytoryczne opracowania opinii technicznej kanalizacji deszczowej w obrębie ul. A. Fredry m. Kołobrzeg**

Opracowanie opinii technicznej kanalizacji deszczowej w Kołobrzegu wynika z podpisanej umowy pomiędzy Zamawiającym a Pracownią Projektową.

### **1.1.Nazwa przedsięwzięcia**

„Opinia techniczna istniejącego układu kanalizacji deszczowej w obrębie ul. A. Fredry i IV Dywizji Wojska Polskiego w Kołobrzegu wraz z elementami koncepcji modernizacji układu pracującego pod ciśnieniem”

### **1.2. Cel i zakres zadania**

Celem opracowania opinii technicznej jest określenie hydraulicznych warunków pracy do przeprowadzenia obliczeń hydraulicznych przepustowości istniejących kolektorów i kanałów bocznych pod kątem określenia przyczyn pracy pod ciśnieniem oraz możliwości dołączania dodatkowych zlewni wynikających ze Studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego miasta Koszalin<sup>1</sup>.

Zakres opracowania opinii technicznej istniejącej kanalizacji deszczowej obejmował:

- Opracowanie inwentaryzacji kanalizacji deszczowej w zakresie umożliwiającym wykonanie obliczeń hydraulicznych kolektorów i kanałów bocznych
- Wykonanie obliczeń hydraulicznych dotyczących warunków pracy kolektorów i kanałów bocznych dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu  $p=50\%$  ( $C=2$ ) i  $p=100\%$  ( $C=1$ )
- Na podstawie przeprowadzonych obliczeń hydraulicznych dla poszczególnych układów, określono które kanały pracują pod ciśnieniem
- Dla kanałów i kolektorów pracujących pod ciśnieniem przeprowadzono obliczenia hydrauliczne wskazując jakie powinny być nowe średnice powodujące, że układ nie pracuje pod ciśnieniem

Opinia nie dotyczy oceny stanu technicznego kolektorów, kanałów bocznych, wylotów i urządzeń podczyszczających.

**1.3.Zamawiający :** Gmina Miasto Kołobrzeg, ul .Ratuszowa 13 , 78100 Kołobrzeg

**1.4. Biuro Projektowe** Pracownia Projektowa Systemów Wodno-Kanalizacyjnych,  
Tadeusz Gruszecki, 75-256 Koszalin ul. Stoczniowców 10

## **2. Położenie , podział administracyjny i powierzchnia terenu**

Kołobrzeg leży w północno- środkowej części województwa zachodniopomorskiego. Kołobrzeg jest miastem o układzie zasadniczo koncentrycznym, którego rozwój przestrzenny trwa od średniowiecza , a od lat 20-tych XIX w., po rozbiórce muraw miejskich, najpierw głównie w kierunku wschodnim, a następnie we wszystkich pozostałych.

Pod względem funkcjonalno - przestrzennym na obszarze miasta wyróżnić można<sup>1</sup>:

- obszar centrum wydzielony pierścieniem obwodnicy, o koncentracji funkcji usługowych o znaczeniu ogólnomiejskim i regionalnym oraz funkcji mieszkaniowej;
- dzielnice mieszkaniowe położone w północnej i wschodniej części Kołobrzegu, z osiedlami wielo- i jednorodinnymi oraz związanymi z nimi usługami;

---

<sup>1</sup> Studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego miasta Kołobrzeg

- teren położony na południe od śródmieścia, charakteryzujący się przemieszaniem funkcji mieszkalnictwa jedno- i wielorodzinnego oraz funkcji produkcyjnej, składowo-magazynowej i terenów infrastruktury;
- obrzeża (obszary dawnych wsi) stanowiące tereny rozwojowe budownictwa jednorodzinnego,

### 3.0. Kierunki zmian w strukturze przestrzennej terenów<sup>1</sup>

Nie przewiduje się zmian w strukturze zagospodarowania przestrzennego terenu objętego opracowywaną opinią.

## 4.0. Charakterystyka zlewni deszczowej i odbiorników wód opadowych i roztopowych

### 4.1. Podział zlewni na układy

Teren na którym wybudowana jest kanalizacja deszczowa można podzielić na teren odwadniany przez kanały deszczowe przyporządkowany do istniejących kanałów bocznych i kolektorów deszczowych. Uwzględniając konfigurację terenu oraz średnicę kanału za kolektory przyjęto kanały o średnicy  $\geq$  DN/OD lub DN/ID 600 mm których trasa przebiega w liniach rozgraniczających ulic lub przez tereny zielone, niezabudowane. Uwzględniając powyższe uwarunkowania kolektorami istniejącymi są dwa kanały w ul. A. Fredry DN600 mm i kanał odpływowy do morza DN900 mm. Pozostałe kanały zlokalizowane w ul. W. Sikorskiego, T. Kościuszki, J. Kasprówicza, IV Dywizji Wojska Polskiego, J. Chodkiewicza oraz na terenie poszczególnych działek zaliczono do kanałów deszczowych bocznych,  $DN \leq 500$  mm

### 4.2. Charakterystyka zlewni deszczowej

Kanalizacja deszczowa wybudowana jest w jednostkach planistycznych oraz zgodnie z układem komunikacyjnym ze „*Studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego miasta Kołobrzeg*”

Sumaryczna powierzchnia zlewni z której odprowadzane są wody opadowe wynosi  $F = 34,4$  ha

Średni współczynnik spływu dla całej zlewni wynosi  $\psi = 0,39$ , stąd sumaryczna powierzchnia zredukowana wynosi  $F_{zr} = 13,3$  ha. Obliczenia współczynnika spływu powierzchniowego zamieszczono w Tabeli 1.

Teren osiedla ma charakter typowo mieszkalno – wypoczynkowy i usługowy. W okresie perspektywicznym pełnić będzie następujące funkcje:

- Mieszkalniową - wypoczynkową
- Obsługi ludności w zakresie usług handlu, rzemiosła usługowego, zdrowia

### 4.3. Odbiorniki wód opadowych<sup>2</sup>

Z terenu objętego opinią wody opadowe odprowadzane są po podczyszczeniu do morza bałtyckiego kolektorem deszczowym DN/D900 mm w km :

## 5.0. Zależność między natężeniem, czasem trwania i prawdopodobieństwem wystąpienia deszczu

Zagadnienie obliczenia przepływów deszczowych w sieci kanalizacyjnej sprowadza się do wyznaczenia:

- deszczu miarodajnego i jego natężenia w celu określenia ilości opadu przypadające j na

<sup>2</sup> Studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego miasta Kołobrzeg

powierzchnię odwadnianą;

- współczynnika spływu w celu określenia, jaka część opadu spłynie do kanału;
- maksymalnego obliczeniowego przepływu, potrzebnego do wymiarowania kanału w danym punkcie sieci.
- spadku dna kanału umożliwiającego obliczenie średnicy, wypełnienia i prędkości przepływu w celu sprawdzenia wartości natężenia przepływu

Wysokość opadu przypadającą na jednostkę czasu nazywamy intensywnością deszczu i określamy w zależności:

$$I = h / t \text{ , mm/min}$$

gdzie:

h - wysokość opadu , mm

t - czas trwania opadu, min,

Intensywność deszczu można podać w jednostkach objętości jako natężenie deszczu wg związku:

$$q = 166,7 * I \text{ , l/s ha}$$

Podane parametry deszczu wyznacza się na podstawie obserwacji ombrometrycznych, przeprowadzanych, są pomocą przyrządów pomiarowych lub oblicza z formuł empirycznych.

### 5.1. Formuła Błaszczyka

Natężenie deszczu w zależności od czasu trwania deszczu i prawdopodobieństwa wystąpienia można obliczyć z zależności<sup>3</sup>

$$Q = 6,63 (H^2 * C)^{0,333} / t^{0,67} \text{ , l/s ha}$$

Gdzie :

- ✓ H = normalny opad z wielolecia , mm , dla Kołobrzegu H = 609 mm
- ✓ C- częstotliwość wystąpienia deszczu , C = 100/p
- ✓ P- prawdopodobieństwo wystąpienia deszczu
- ✓ T- czas trwania deszczu, min

Wartości natężenia deszczu dla p = 100, 50 i 20 % i przyjętego czasu trwania zamieszczono w Tabeli 2.

### 5.2. Zależność określona na podstawie obserwacji opadów deszczowych m. Kołobrzeg.

#### 5.2.1. Charakterystyka materiału obserwacyjnego

Do ustalenia zależności  $q = f / t, p/$  posłużyły 28-let-nie obserwacje pluwiograficzne prowadzone w Kołobrzegu w latach 1960 - 1988 z tym, że zapisy te dotyczyły tylko miesięcy letnich, od maja do września włącznie.

Taki wybór serii obserwacyjnej wynika stąd, że obiekty kanalizacyjne wymiarowane są na podstawie maksymalnych, sekundowych natężeń przepływów, które wywołują deszcze o stosunkowo krótkim czasie trwania i o dużym natężeniu, występujące właśnie w tych miesiącach,

Zbiorcze zestawienie maksymalnych fazowych natężeń deszczu w poszczególnych miesiącach i w okresie letnim jest zamieszczone w materiałach

<sup>3</sup> W.Błaszczyk , H.Stamatello, P.Błaszczyk : Kanalizacja , Arkady , Warszawa 1983:

niepublikowanych<sup>4</sup>

### 5.2.2. Rozkład prawdopodobieństwa natężeń deszczu w zależności od czasu trwania

W pracy rozkład<sup>5</sup> prawdopodobieństwa maksymalnego natężenia deszczu dla określonego czasu trwania, został dokonany w oparciu o rozkład Pearsona, przy czym parametry rozkładu określono metodą kwantyli opracowaną przez Z. Kaczmarską

W zasadzie typ III rozkładu Pearsona opiera się jedynie na "dopasowaniu" rozkładu do dystrybucji empirycznej, uzyskanej na podstawie W-letniego okresu obserwacji.

W praktycznym zastosowaniu przyjmuje się uproszczoną tezę, iż zgodność /ściślejszą niesprzeczność/ założonego rozkładu z dystrybucją empiryczną w obszarze przeprowadzonych pomiarów, pozwala wnioskować o prawidłowości rozkładu w całym obszarze zmienności maksymalnych natężeń.

Prawdopodobieństwo wystąpienia natężeń, deszczu zamieszczonych w pracy<sup>4</sup> dla poszczególnych cząstkowych czasów trwania obliczono wg wzoru

$$P = k/(N+1) \cdot 100 \quad , \quad \%$$

gdzie:

p - empiryczne prawdopodobieństwo wystąpienia deszczu o określonym natężeniu q i czasie trwania t, %

K - k-ty wyraz w ciągu rozdzielczym

N - liczebność ciągu rozdzielczego.

### 5.3. Wartości natężenia deszczu

Do ustalenia zależności  $q = f(t,p)$  wykorzystano maksymalne natężenie deszczu określone wzorem<sup>4</sup>

$$q_p = d_5 [1 + C_v \cdot f(p,s)] \quad l/s.ha$$

Formuły opisujące zależność  $q = f(k)$  wyprowadzono dla prawdopodobieństwa wystąpienia  $p=5, 8, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 70, 80, 90, 100$ .

Wartości natężenia deszczu dla  $p = 100, 50$  i  $20\%$  zestawiono w Tabeli 2

### 6.0. Obliczenia hydrauliczne istniejącej kanalizacji deszczowej

Obliczeniom hydraulicznym podlegały kolektory i kanały ze zlewni wyszczególnionej poniżej : kolektor A, kanały : A 1, A2, A3, A4, A5, A6, A7 ,A8,A9, A10,A11, A12,A13, A14, A15, A16, A17, A18

Kolektorami istniejącymi są dwa kanały w ul. A. Fredry DN600 mm i kanał odpływowy do morza DN900 mm. Pozostałe kanały zlokalizowane w ul. W. Sikorskiego, T. Kościuszki , J. Kasprówicza , IV Dywizji Wojska Polskiego, J. Chodkiewicza oraz na terenie poszczególnych działek zaliczono do kanałów deszczowych bocznych ,  $DN \leq 500$  mm

### 6.1. Obliczenie odpływu opadów deszczowych

#### 6.1.1. Przepływ miarodajny opadów deszczowych

Obliczenia odpływu opadów deszczowych dokonano metodą granicznych natężeń ( MGN) wykorzystując program SOD opracowany w Instytucie Inżynierii Środowiska Politechniki Wrocławskiej.

<sup>4</sup> T.Gruszecki : Zbiornice zestawienie maksymalnych fazowych natężeń deszczu w poszczególnych miesiącach i w okresie letnim przykładzie m. Kołobrzegu. Politechnika Koszalińska, WILŚIG , Praca niepublikowana

<sup>5</sup> D. Kowalczyk : Zależność natężenia deszczu od czasu trwania i prawdopodobieństwa wystąpienia na przykładzie m. Kołobrzegu. Praca dyplomowa magisterska , promotor dr inż. T.Gruszecki, Praca niepublikowana



Program służy do obliczania natężenia przepływu wód opadowych i wymiarowania kanalizacji deszczowej z uwzględnieniem retencji terenowej i kanałowej oraz nierównomierności przestrzennej opadu.

Odpływ wód opadowych ze zlewni obliczano przy następujących założeniach brzegowych:

1. Natężenie deszczu zmienia się w zależności od czasu trwania deszczu
2. Dla określonego czasu trwania natężenie jest stałe, a deszcz obejmuje swym zasięgiem całą odwadnianą zlewnię obliczeniową
3. Czas trwania deszczu równa się czasowi przepływu, liczonemu od początku kanału do punktu obliczeniowego, powiększonemu o czas retencji kanałowej i terenowej
4. Współczynnik spływu powierzchniowego jest stały dla zlewni obliczeniowej w czasie trwania opadu

Natężenie odpływu obliczane jest wg wzoru:

$$Q = q_m \cdot \psi_{sr} \cdot F \quad [l/s]$$

gdzie:

$q$  - Natężenie opadu miarodajnego obliczane jest dla każdego „i-tego” odcinka sieci z zależności  $q(C, t)$  dla czasu deszczu równego czasowi przepływu powiększonemu o czas potrzebny na wypełnienie sieci ściekami deszczowymi oraz o czas koncentracji terenowej, Uwzględniona jest w ten sposób rzeczywista retencja sieci kanalizacyjnej. Wzór na czas trwania deszczu miarodajnego ma postać:

$$t_i = \frac{1,2}{60} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{v_i} + t_k \quad [\text{min}]$$

Powyższe natężenie dla warunków Kołobrzegu zostało określone w pkt.5

Zgodnie z PN EN 752-2 <sup>6</sup>:1996 zalecane projektowane częstotliwości występowania deszczu nawalnego należy przyjmować  $C=2$  ( 1 raz na dwa lata) dla terenów mieszkaniowych.

$\psi_{sr}$  – średni ważony współczynnik spływu zależny od rodzaju powierzchni zlewni,  
 $F$  – powierzchnia zlewni w ha.

Na podstawie obliczonego natężenia przepływu ścieków opadowych i spadku określany jest wymiar kanału wg wzoru Maninnga tak, aby przepustowość kanału była większa od prognozowanego natężenia przepływu.

Natężenie opadu miarodajnego obliczane jest dla każdego „i-tego” odcinka sieci z zależności  $q(C, t)$  dla czasu deszczu równego czasowi przepływu powiększonemu o czas potrzebny na wypełnienie sieci ściekami deszczowymi oraz o czas koncentracji terenowej, Uwzględniona jest w ten sposób rzeczywista retencja sieci kanalizacyjnej. Wzór na czas trwania deszczu miarodajnego ma postać:

gdzie:

- $t_i$  – czas deszczu miarodajnego dla „i-tego” odcinka sieci w minutach,  
 $l_i$  – długość odcinka kanału w m,  
 $v_i$  – prędkość przepływu na „i-tym” odcinku kanału w m/s,  
 $t_k$  – czas koncentracji terenowej ( $5 \div 10$  min).

Czas trwania deszczu określany jest metodą kolejnych przybliżeń, gdyż do jego obliczania niezbędne jest założenie wymiaru kanału, przewidywanego natężenia i prędkości przepływu ścieków deszczowych.

Dla każdego odcinka obliczeniowego sieci określano :

<sup>6</sup> PN-EN 752:2 Zewnętrzne systemy kanalizacyjne. Wymagania

- numer węzła górnego i dolnego,
- $f$  – powierzchnia zlewni (przyrost na odcinku), [ha],
- $\psi$  – współczynnik spływu, [-],
- $l$  – długość odcinka kanału, [m],
- $i$  – spadek kanału, [‰],
- $C$  – częstość opadu, [lata], obliczenia wykonano dla  $C=1$  i  $2$

### 6.1.2. Określenie zlewni kanałów deszczowych oraz współczynnika spływu

Granice zlewni kanałów deszczowych określono poprzez wyznaczenie dwusiecznych kątów między osiami kanałów z uwzględnieniem granic wododziałów oraz kierunków spływów wód deszczowych z powierzchni.

Na wartość współczynnika spływu wpływa przede wszystkim rodzaj pokrycia powierzchni oraz elementu zagospodarowania przestrzennego.

Zlewnia na której wybudowana jest kanalizacja deszczowa obejmuje teren budownictwa mieszkaniowego, czasowego, rehabilitacyjnego, ciągów komunikacyjnych, terenów sportu i rekreacji, parków i zieleni.

Sumaryczna powierzchnia zlewni z której odprowadzane są wody opadowe wynosi  $F = 34,4$  ha

Średni współczynnik spływu dla całej zlewni wynosi  $\psi = 0,39$ , stąd sumaryczna powierzchnia zredukowana wynosi  $F_{zr} = 13,3$  ha

Powierzchnie zlewni przynależne do poszczególnych kanałów zestawiono w Tabelach 3.1 – 3.2-3.3. W tabelach podano także średnie współczynniki spływu powierzchniowego przyjęte dla poszczególnych zlewni oraz przynależną powierzchnię zredukowaną  $F_{zr}$ .

Powierzchnie cząstkowe przynależne do poszczególnych układów przedstawiono graficznie na rys.5 i rys.6

Powierzchnię zredukowaną przynależną do poszczególnych kanałów obliczano z zależności:

$$F_{zri} = \sum (f_{ji} * \Psi_{ji}) \quad , \text{ ha}$$

Gdzie :  $f_{ji}$  – powierzchnia zlewni przynależna do j-tego kanału o  $i$ -tym współczynniku spływu  
 $\Psi_{ji}$  – współczynnik spływu powierzchniowego odpowiadający  $i$ -tej zabudowie

Zbiornicze zestawienie powierzchni całkowitej i zredukowanej dla poszczególnych układów zamieszczono w Tabeli 3.1.- 3.3 .

## 6.2 Obliczenia hydrauliczne istniejących kanałów deszczowych

### 6.2.1. Dane wyjściowe do obliczeń hydraulicznych kanałów

Do obliczeń hydraulicznych kanałów wykorzystano następujące dane:

- mapy sytuacyjno-wysokościowe terenu objętego opracowaniem,
- zależność  $q = f(t, p)$ , pkt.5.0
- powierzchnie cząstkowe dla poszczególnych odcinków sieci,
- współczynniki spływu powierzchniowego uzależnione od rodzaju elementu zagospodarowania przestrzennego.
- prawdopodobieństwo ( $p$ ) wystąpienia deszczu, przyjęto  $p=100\%$  i  $50\%$
- obliczone średnie spadki dna kanału na podstawie wykonanej inwentaryzacji
- istniejące długości i średnice kanałów na podstawie wykonanej inwentaryzacji

### 6.2.2. Układy podlegające obliczeniom hydraulicznym

Obliczenia hydrauliczne kanałów przeprowadzono programem SOD dla przyjętego układu kanałów

**Przyjęto następujące wartości wyjściowe :**

c- częstotliwość występowania deszczu,  $C = 1, 2$

$q = f(t, p)$  – wg. pkt.5.3 – Gruszecki – Tabela 2

$F$  – powierzchnie cząstkowe zlewni deszczowej [ha] wg. rys. 5,6 i Tabela 3/1, 3/2, 3/3

$\Psi$  - współczynnik spływu powierzchniowego wg. Tabeli 1

### 6.2.3. Trasy kolektorów i kanałów bocznych

Trasy kolektorów i kanałów bocznych przyjęto zgodnie z inwentaryzacją kanalizacji deszczowej i przedstawiono na rys.1, 2 . Schemat obliczeniowy przedstawiono na rys.7

### 6.2.4. Zagłębienia , spadki i średnice

Zagłębienia kanałów wynikają z rzędnych posadowienia i nie podlegały zmianie. Zgodnie z PN EN 752-4 spadek dna kanału powinien być możliwie mały, lecz z uwzględnieniem warunków:

- uzyskania prędkości przepływu zapewniającej tzw. samooczyszczanie kanału,
  - możliwości dokładnego wykonania małych spadków dna kanału,
  - uzyskania co najmniej minimalnego zagłębienia kanału na całej jego długości.
- Powyższe warunki dotyczą kanałów nowoprojektowanych , w obliczeniach układów istniejących spadek wynikał z rzędnych posadowienia i długości kanału i obliczany był jako spadek średni dla całego odcinka obliczeniowego wg. zależności

$$i = (R_{dwg} - R_{dwd}) / L_{odc}$$

gdzie:

$R_{dwg}$ - rzędna dna kanału w węźle górnym, m nrm

$R_{dwd}$  – rzędna dna kanału w węźle dolnym , m nrm

$L_{odc}$  – długość odcinka obliczeniowego , m

W przypadku wystąpienia spadku ujemnego ( spadek przeciwny do kierunku przepływu ) ze względów obliczeniowych przyjmowano spadek dna kanału zgodny z kierunkiem przepływu o wartości odpowiadającej obliczeniu  $i = 0,01/L_{odc}$

Zgodnie z normą PN EN752-3<sup>7</sup> wymiary kanałów powinny być dobierane nie tylko pod kątem spełnienia wymagań hydraulicznych, ale także pod kątem zminimalizowania ryzyka zatkania kanału oraz umożliwienia dostępu do kanału w celu prowadzenia czynności eksploatacyjnych. Uwzględniając powyższe uwarunkowania oraz zalecenia zamieszczone w pracy<sup>8</sup> w obliczeniach uwzględniono kanały istniejące o średnicy  $\geq DN200$  mm . Schemat obliczeniowy przedstawiono na rys.7

## 6.3. Obliczenia hydrauliczne istniejących układów kanalizacji deszczowej

### 6.3.1. Układ kanałów istniejących dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu $p = 20 \%$

<sup>7</sup> PN EN 752-3 Zewnętrzne systemy kanalizacyjne. Planowanie

<sup>8</sup> . Gruszecki T., Kanarek J.: Wpływ projektowanych spadków, prędkości przepływu i średnic kanałów w kanalizacji ściekowej na warunki eksploatacyjne. Konferencja naukowo-techniczna MWiK-BAŁTYK-ŚRODOWISKO ” W trosce o czystość wód „, Kołobrzeg 5-6.06.2007 r

Sumaryczna powierzchnia zlewni z której odprowadzane są wody opadowe wynosi  $F = 34,4$  ha

Średni współczynnik spływu dla całej zlewni wynosi  $\psi = 0,39$ , stąd sumaryczna powierzchnia zredukowana wynosi  $F_{zr} = 13,3$  ha

Sumaryczna długość kanałów deszczowych o średnicach  $\geq 0,20$  m wynosi ok. 5 382,0 m .  
Wody opadowe poprzez istniejący kanał DN900 mm i wylot W odprowadzane są do morza bałtyckiego

Obliczenia wykonano dla częstotliwości wystąpienia deszczu 1 raz na pięć lat ( $C=5$ ,  $p=20\%$ ) co umożliwiło ustalenie warunków pracy kolektora i kanałów bocznych pod kątem przepływu grawitacyjnego i pracy pod ciśnieniem.

W obliczeniach uwzględniono istniejący kolektor i główne kanały w zakresie średnic DN0,20 m do DN 0,90 m .

Obliczenia hydrauliczne przedstawiono w Tabeli 4.3 dla  $C = 5$

Ilość opadów deszczowych odprowadzanych ze zlewni układu do morza wynosi

- dla  $C=5$   $Q_d = 1\,938,9$  l/s
- dla  $q=15,0$  l/sha  $Q = 199,5$  l/s

**Obliczenia hydrauliczne wykazały, że dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu  $p=20\%$  wszystkie kanały w zlewni pracują pod ciśnieniem.**

Oznacza to, że brak jest rezerwy w przepustowości kanału i możliwości podłączenia nowych zlewni lub zwiększenia doszczelnienia zlewni.

Praca kolektorów pod ciśnieniem powoduje podpiętrzanie wód opadowych w kanałach bocznych- dotyczy wszystkich kanałów w obrębie ul. Kościuszki, Kasprówic, , kanał A5, ul. A.Fredry – boczna, IV Dywizji Wojska Polskiego, J. Chodkiewicza

### 6.3.2. Układ kanałów istniejących dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu $p = 50\%$

Obliczenia wykonano dla częstotliwości wystąpienia deszczu 1 raz na dwa lata ( $C=2$ ,  $p=50\%$ ) co umożliwiło ustalenie warunków pracy kolektora i kanałów bocznych pod kątem przepływu grawitacyjnego i pracy pod ciśnieniem.

W obliczeniach uwzględniono istniejący kolektor i główne kanały w zakresie średnic DN0,20 m do DN 0,90 m .

Obliczenia hydrauliczne przedstawiono w Tabeli 4.2 dla  $C = 2$

Ilość opadów deszczowych odprowadzanych ze zlewni układu do morza wynosi

- dla  $C=2$   $Q_d = 1\,218,25$  l/s
- dla  $q=15,0$  l/sha  $Q = 199,5$  l/s

Obliczenia hydrauliczne wykazały, że dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu  $p=50\%$  kanały deszczowe :

- ✓ DN900 mm od węzła nr 5 do wylotu
- ✓ DN600 mm od węzła 5 do węzła 54 w ul. A.Fredry
- ✓ DN600 mm od węzła 16 do węzła 32 w ul. A. Fredry

pracują pod ciśnieniem.

Oznacza to, że nadal jest brak rezerwy w przepustowości kanału i możliwości podłączenia nowych zlewni lub zwiększenia doszczelnienia zlewni pomimo zmniejszenia się odpływu wód opadowych o 37,1 %.

Należy podkreślić, że ilość pracujących kanałów bocznych pod ciśnieniem w stosunku do odpływu wywołanego deszczem o prawdopodobieństwie  $p=20\%$  jest mniejsza

Praca kolektorów pod ciśnieniem w dalszym ciągu powoduje podpiętrzanie wód opadowych w kanałach bocznych- dotyczy kanałów w ul. Kościuszki, Kasprowicz, , kanał A5, ul. A.Fredry – boczna, IV Dywizji Wojska Polskiego, J. Chodkiewicza

Z powyższego wynika, że dla  $c=2$  nastąpiło zmniejszenie odpływu wód opadowych w stosunku do  $C=5$  o  $\Delta Q = 720,0 \text{ l/s}$  czyli o 37,1 %

### 6.3.3. Układ kanałów istniejących dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu $p = 100 \%$

Obliczenia wykonano dla częstotliwości wystąpienia deszczu 1 raz na rok ( $C=1, p=100 \%$ ) co umożliwiło ustalenie warunków pracy kolektora i kanałów bocznych pod kątem przepływu grawitacyjnego i pracy pod ciśnieniem.

W obliczeniach uwzględniono istniejący kolektor i główne kanały w zakresie średnic DN0,20 m do DN 0,90 m.

Obliczenia hydrauliczne przedstawiono w Tabeli 4.1 dla  $C = 1$

Ilość opadów deszczowych odprowadzanych ze zlewni układu do morza wynosi

- dla  $C=1$   $Q_d = 1023,56 \text{ l/s}$
- dla  $q=15,0 \text{ l/sha}$   $Q = 199,5 \text{ l/s}$

Obliczenia hydrauliczne wykazały, że dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu  $p=100 \%$  kanały deszczowe :

- ✓ DN900 mm od węzła nr 5 do wylotu
- ✓ DN600 mm od węzła 5 do węzła 54 w ul. A.Fredry
- ✓ DN600 mm od węzła 16 do węzła 32 w ul. A. Fredry

pracują pod ciśnieniem.

Oznacza to, że nadal brak jest rezerwy w przepustowości kolektorowi możliwości podłączenia nowych zlewni lub zwiększenia doszczelnienia zlewni.

Praca kolektorów pod ciśnieniem powoduje podpiętrzanie wód opadowych w kanałach bocznych- dotyczy kanałów w ul. Kościuszki, Kasprowicz, , kanał A5, ul. A.Fredry – boczna, IV Dywizji Wojska Polskiego, J. Chodkiewicza

Należy podkreślić, że ilość pracujących kanałów bocznych pod ciśnieniem w stosunku do odpływu wywołanego deszczem o prawdopodobieństwie  $p=20 \%$  i  $p=50 \%$  jest znacznie mniejsza ale nadal negatywnie wpływa na pracę całego układu w pasie rozgraniczającym ul. A. Fredry

## 7.0 Obliczenia hydrauliczne układów pracujących pod ciśnieniem z doborem nowych średnic kolektorów

### 7.1.Dane wyjściowe do obliczeń hydraulicznych

Do obliczeń hydraulicznych istniejących kanałów i projektowanych kolektorów wykorzystano następujące dane:

- mapy sytuacyjno-wysokościowe terenu objętego opracowaniem,
- zależność  $q = f(t, p)$  dla m. Kołobrzeg wg. danych zamieszczonych w Tabeli 2
- powierzchnie cząstkowe dla poszczególnych odcinków sieci,
- średni współczynnik spływu powierzchniowego obliczony dla rozpatrywanej zlewni w Tabeli 1.
- prawdopodobieństwo ( $p$ ) wystąpienia deszczu, przyjęto  $p= 50 \%$  i  $100\%$
- obliczono średnie spadki dna kanału na podstawie wykonanej inwentaryzacji
- istniejące długości i średnice kanałów oraz przynależne powierzchnie cząstkowe - Tabela 3/1, 3/2, 3/3

## 7.2. Układy podlegające obliczeniom hydraulicznym.

### 7.2.1. Trasy kolektorów i kanałów bocznych

Trasę projektowanych kolektorów deszczowych i kanałów bocznych przyjęto zgodnie z układem sieci kanalizacji deszczowej -rys. 1 i 2 . Schemat obliczeniowy przedstawiono na rys.7.

### 7.2.2. Zagłębienia , spadki i średnice

Zagłębienia kanałów wynikają z rzędnych posadowienia i nie podlegały zmianie. Zgodnie z PN EN 752-4<sup>9</sup> spadek dna kanału powinien być możliwie mały, lecz z uwzględnieniem warunków:

- uzyskania prędkości przepływu zapewniającej tzw. samooczyszczanie kanału,
  - możliwości dokładnego wykonania małych spadków dna kanału,
  - uzyskania co najmniej minimalnego zagłębienia kanału na całej jego długości.
- Powyższe warunki dotyczą kolektorów nowoprojektowanych , w obliczeniach układów istniejących spadek wynikał z rzędnych posadowienia i długości kanału i obliczany był jako spadek średni dla całego odcinka obliczeniowego wg. zależności

$$i = (R_{dwg} - R_{dwd}) / L_{odc}$$

gdzie:

$R_{dwg}$ - rzędna dna kanału w węźle górnym, m npm

$R_{dwd}$  – rzędna dna kanału w węźle dolnym , m npm

$L_{odc}$  – długość odcinka obliczeniowego , m

Zgodnie z normą PN EN752-3<sup>10</sup> wymiary kanałów powinny być dobierane nie tylko pod kątem spełnienia wymagań hydraulicznych, ale także pod kątem celu zminimalizowania ryzyka zatkania kanału oraz umożliwienia dostępu do kanału w celu prowadzenia czynności eksploatacyjnych. Uwzględniając powyższe uwarunkowania oraz zalecenia zamieszczone w pracy<sup>11</sup> w obliczeniach pozostawiono kanały istniejące o średnicy  $\geq$  DN200 mm i  $\leq$  DN500.

Na odcinkach gdzie występowały kanały DN600 mm , które pracowały pod ciśnieniem projektuje się nowe kanały o średnicach większych zapewniających pracę pełnym przekrojem , przy czym spadki dna kolektorów nowoprojektowanych przyjęto jako średnie na odcinku od podłączenia do istniejącego kanału do włączenia do istniejącego kanału DN900 mm .

W ten sposób możliwe jest wyeliminowanie przeciw spadków dna kanału na niektórych istniejących kanałach w ul. A, Fredry i na przejściu pod torami lecz nie spowoduje to zwiększenia średniego spadku dna kanału na rozpatrywanych odcinkach co usprawniło by pracę układu kanałów deszczowych

## 7.3. Obliczenia hydrauliczne kanałów kanalizacji deszczowej dla przyjętych wariantów projektowanych kolektorów deszczowych

Analiza wyników przeprowadzonych obliczeń hydraulicznych istniejącego układu kanalizacji deszczowej pozwala rozważyć możliwość zwiększenia średnic istniejących kanałów deszczowych DN600 w ul. A. Fredry co powinno umożliwić zmniejszenia długości pracujących

<sup>9</sup> PN-EN 752-4:2002, Zewnętrzne systemy kanalizacyjne. Część 4. Obliczenia hydrauliczne i oddziaływanie na środowisko

<sup>10</sup> PN EN 752-3 Zewnętrzne systemy kanalizacyjne. Planowanie

<sup>11</sup> . Gruszecki T., Kanarek J.: Wpływ projektowanych spadków, prędkości przepływu i średnic kanałów w kanalizacji ściekowej na warunki eksploatacyjne. Konferencja naukowo-techniczna MWiK-BAŁTYK-ŚRODOWISKO ” W trosce o czystość wód „, Kołobrzeg 5-6.06.2007 r

istniejących kanałów deszczowych pod ciśnieniem i zabezpieczyć przed wylaniem wód opadowych na teren.

### **7.3.1 Wariant I : Dwa kanały DN700 i jeden kanał DN900 mm w liniach rozgraniczających ulicy A. Fredry i przejście pod torami kanałem DN700 mm dla $p=50\%$ i $p=100\%$**

Trasę kolektorów deszczowych i przejścia pod torami kolejowymi przedstawiono na rys. 10 oraz na profilu podłużnym, rys.11.

Obliczenia hydrauliczne dla całego układu Wariantu I wykonano dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu  $p=100\%$ ,  $p=50\%$  i zamieszczono w Tabeli 5/1 –  $p=100\%$ , Tabela 5/2 –  $p=50\%$ , poniżej podano wartości końcowe :

Ilość opadów deszczowych odprowadzanych ze zlewni układu do morza wynosi

- dla  $C=1$   $Q_d = 1072,5 \text{ l/s}$
- dla  $C=2$   $Q_d = 1598,1 \text{ l/s}$

Analiza wyników przeprowadzonych obliczeń hydraulicznych istniejącego układu kanalizacji deszczowej pozwala stwierdzić, że zmiana średnic dwóch kolektorów w ul. A. Fredry z istniejącej średnicy DN600 na dwa kanały DN700 mm i jeden DN600 mm na DN900 mm umożliwia wyeliminowania pracy pod ciśnieniem kolektorów nowoprojektowanych i ograniczenie ilości istniejących kanałów deszczowych pod ciśnieniem

Nie dotyczy to istniejącego kolektora DN900 mm odprowadzającego wody opadowe do morza, który jest podtopiony wodami z morza bałtyckiego. Nie wpływa to jednak na pracę układu kanałów deszczowych w zakresie średnic DN200 – DN300 mm, które w większości przypadku opadów deszczowych są podtopione i pracują pod ciśnieniem.

### **7.3.2 Wariant II : Kanał DN700 i DN900 mm w liniach rozgraniczających ulicy A. Fredry i przejście pod torami DN700 mm dla $p=50\%$ i $p=100\%$**

Trasę kolektorów deszczowych i przejścia pod torami kolejowymi przedstawiono na rys. 12 oraz na profilu podłużnym, rys.13.

Obliczenia hydrauliczne dla całego układu Wariantu I wykonano dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu  $p=100\%$ ,  $p=50\%$  i zamieszczono w Tabeli 5/3 –  $p=100\%$ , Tabela 5/4 –  $p=50\%$ , poniżej podano wartości końcowe :

Ilość opadów deszczowych odprowadzanych ze zlewni układu do morza wynosi

- dla  $C=1$   $Q_d = 1\,120,4 \text{ l/s}$
- dla  $C=2$   $Q_d = 1\,614,3 \text{ l/s}$

Analiza wyników przeprowadzonych obliczeń hydraulicznych istniejącego układu kanalizacji deszczowej pozwala stwierdzić, że zmiana średnic dwóch kolektorów w ul. A. Fredry z istniejącej średnicy DN600 na jeden kanał DN700 mm i na DN900 mm umożliwia wyeliminowania pracy pod ciśnieniem kolektorów nowoprojektowanych i ograniczenie ilości istniejących kanałów deszczowych pod ciśnieniem

Nie dotyczy to istniejącego kolektora DN900 mm odprowadzającego wody opadowe do morza, który jest podtopiony wodami z morza bałtyckiego. Nie wpływa to jednak na pracę układu kanałów deszczowych w zakresie średnic DN200 – DN300 mm, które w większości przypadku opadów deszczowych są podtopione i pracują pod ciśnieniem.

## **8.0. Zalecenia końcowe w formie koncepcji budowy kolektora deszczowego pod kątem eliminacji pracy pod ciśnieniem istniejącej kanalizacji deszczowej.**

### **8.1. Zalecane rozwiązanie do zastosowania przy budowie kolektora deszczowego**

#### **➤ Wariant I**

Przejęcie kanałem deszczowym pod torami kolejowymi projektuje się wykonać kanałem o średnicy DN700 mm w rurze ochronnej DN 800 mm o długości  $l = 63,2$  m i połączyć z projektowanym kanałem DN700 mm po trasie starego kanału DN600 mm

Długość nowoprojektowanych kanałów deszczowych wynosi  $L = 1\,138,2$  m w tym

✓ Kanał DN700 mm  $l = 831,6$  m

✓ Kanał DN900 mm  $l = 306,6$  m

Do budowy kanałów można zastosować rury żelbetowe kielichowe, GRP, SN10 lub PEHD do przepływów grawitacyjnych, SN8.

Stosować studzienki kanalizacyjne DN/ID1500 mm z elementów betonowych lub z GRP ( dla rur GRP )

#### **➤ Wariant II**

Przejęcie kanałem deszczowym pod torami kolejowymi projektuje się wykonać kanałem o średnicy DN700 mm w rurze ochronnej DN 800 mm o długości  $l = 63,2$  m i połączyć do projektowanego kanału DN900 mm

Długość nowoprojektowanych kanałów deszczowych wynosi  $L = 882,9$  m w tym

✓ Kanał DN700 mm  $l = 305,4$  m

✓ Kanał DN900 mm  $l = 577,5$  m

Do budowy kanałów można zastosować rury żelbetowe kielichowe, GRP, SN10 lub PEHD do przepływów grawitacyjnych, SN8.

Stosować studzienki kanalizacyjne DN/ID1500 mm z elementów betonowych lub z GRP ( dla rur GRP )

***W Wariacie II odcinek istniejącego kanału DN600 pomiędzy węzłem 21 – a węzłem 15 adaptować na zbiornik retencyjny z którego wody opadowe wykorzystywane będą do podlewania terenów zielonych.***

### **8.2. Nakłady inwestycyjne na budowę kolektorów deszczowych dla Wariantu I i Wariantu II.**

Nakłady inwestycyjne na budowę kanałów dla Wariantu I i II obliczono metodą wskaźników skalonych przy wykorzystaniu cen materiałów, robocizny i sprzętu z publikacji Sekocembudu.

#### **Wariant I**

obliczenia zamieszczono w Tabeli 8/1 – Przedmiar a w Tabeli 8/2 Kosztorys. Poniżej podano nakłady całkowite

netto 1 985 372,41 zł

VAT 456 635,65 zł

Brutto 2 442 008,06 zł

#### **Wariant II**

obliczenia zamieszczono w Tabeli 8/1 – Przedmiar a w Tabeli 8/2 Kosztorys. Poniżej podano nakłady całkowite

netto 1 815 573,56 zł

VAT 417 581,92 zł

Brutto 2 233 155,48 zł



*Przeprowadzone obliczenia hydrauliczne kanałów deszczowych pozwalają wyciągnąć wniosek ogólny, że istniejące kanały w rozpatrywanych układach, przy deszczach obliczeniowych dla prawdopodobieństwa wystąpienia  $p=50\%$  i  $p=100\%$  pracują pod ciśnieniem, przy czym linia ciśnienia leży poniżej punktu krytycznego usytuowanego 0,5 m pod terenem. . Oznacza to, że brak jest rezerwy w przepustowości kanałów i możliwości podłączenia nowych zlewni lub zwiększenia doszczelnienia zlewni szczególnie w górnych odcinkach kanalizacji.*

*Jednym ze sposobów zwiększenia przepustowości kanałów i wyeliminowanie pracy pod ciśnieniem jest budowa kanałów odciążających i w maksymalnym stopniu wykorzystywanie retencji na terenie działek.*

*Należy podkreślić, że budowa nowych kanałów w miejsce kanałów pracujących pod ciśnieniem jest rozwiązaniem kosztownym i w warunkach miasta Kołobrzeg w pasie rozgraniczającym ul. A. Fredry wykonalna tak dla Wariantu I lub II.*

*Natomiast przyjmując wersję zerową, tzn. pozostawiając poszczególne układy kanalizacji deszczowej w stanie istniejącym brak jest możliwości podłączania dodatkowych zlewni lub zmiany uszczelnienia terenu w poszczególnych zlewniach. W przypadku zmiany zabudowy części terenu w poszczególnych zlewniach ilość odprowadzanych wód opadowych z tego terenu nie może być większa od odpływu przed zmianą zabudowy. Powyższe należy rozwiązać poprzez retencjonowanie wód opadowych na terenie działki .*

***Uwzględniając powyższe wyjaśnienia oraz uwzględniając koszt inwestycyjny oraz możliwość wykorzystania istniejącego kanału DN600 mm jako zbiornika retencyjnego do podlewania zieleni, do zastosowania proponuję przyjąć rozwiązanie przedstawione w Wariantcie II.***