Analiza konstrukcji gruntowo-powłokowej

poddanej działaniu wody

prof. dr hab. inż. Dariusz Łydżba, dr inż. Adrian Różański, dr inż. Maciej Sobótka, mgr inż. Damian Stefaniuk, Politechnika Wrocławska,

mgr inż. Grzegorz Chudy, mgr inż. Tomasz Wróblewski, Hydroprojekt Wrocław Sp. z o.o.

Celem analiz numerycznych jest ocena możliwości użvtkowania mostu gruntowo--powłokowego zlokalizowanego w czaszy suchego zbiornika przeciwpowodziowego. Zamodelowano faze budowy oraz użytkowania obiektu przy różnych stanach piętrzenia: zbiornik suchy, maksymalne piętrzenie, opadanie wody w zbiorniku. Analizowano zmiany sił wewnętrznych i naprężenia w powłoce wywołane wskutek kilku cykli ruchomego, quasi-statycznego obciążenia taborem samochodowym.

Technologia konstrukcji gruntowo-powłokowych jest w ostatnich latach powszechnie stosowana do budowy mostów, wiaduktów czy ekologicznych przejść dla zwierząt. Do najważniejszych zalet tej technologii należą: stosunkowo niskie koszty budowy, krótki czas realizacji, bezobsługowa eksploatacja ze względu na brak łożysk czy urządzeń dylatacyjnych [1, 3, 6, 7]. Specyfika tego typu konstrukcji polega głównie na współdziałaniu podatnej powłoki i zasypki gruntowej [3, 6, 7]. W konsekwencji ilość użytego materiału konstrukcyjnego może być znacząco zredukowana w stosunku do innych technologii stosowanych w mostownictwie.

Wykorzystanie nośności gruntu wyraża się jednak także w innych aspektach – konstrukcje te wykazują znaczną wrażliwość na sposób i jakość zagęszczenia gruntu czy też jego wilgotność. Niektóre konsekwencje zastosowania gruntu jako materiału konstrukcyjnego należy uwzględnić już na etapie projektowania, tj. w modelowaniu zachowania takich obiektów pod obciążeniem. Ilustrują to praktyczne przykłady obliczeniowe zaprezentowane w tym artykule.

Charakterystyka analizowanego obiektu

W ramach projektów związanych z ochroną przeciwpowodziową Kotliny Kłodzkiej biuro projektowe Hydroprojekt Wrocław Sp. z o.o. opracowało projekt budowy suchego zbiornika przeciwpowodziowego Roztoki Bystrzyckie. Zbiornik został zaprojektowany w pobliżu miejscowości Roztoki w gminie Międzylesie, powiecie kłodzkim w województwie dolnośląskim. W stanie istniejącym teren projektowanego zbiornika przecinają: kablowa napowietrzna linia energetyczna, doziemny gazociąg, drogi gminne oraz droga powiatowa nr 3233D Roztoki – Goworów – Międzylesie wraz z mostem zlokalizowanym na potoku Nowinka. Elementy te planowano przełożyć tak, aby nie kolidowały z projektowaną inwestycją.

Projekt w zakresie przełożenia drogi Roztoki - Goworów – Międzylesie obejmował wybudowanie nowego odcinka drogi o długości 1,24 km wraz z budową nowego mostu na potoku Nowinka (rys. 1). Część istniejącej drogi powiatowej, kolidującej bezpośrednio z obiektami zbiornika, planowano rozebrać, a część przebiegającą po terenie przyszłej czaszy zbiornika – przekształcić na drogę wewnętrzną (obsługową). Nową drogę w projekcie poprowadzono po obrzeżach projektowanego zbiornika. Wyjątek stanowi przejście przez dolinę potoku Nowinka, gdzie droga przetnie czaszę zbiornika wypełnianą wodą w momencie wystąpienia wezbrania powodziowego. Na odcinku tym woda gromadzona w czaszy zbiornika będzie stopniowo nachodzić na skarpy nasypu drogowego oraz projektowanego mostu. Zgodnie z założeniami projektowymi niweleta drogi została wyniesiona powyżej maksymalnego poziomu piętrzenia wód gromadzonych w czaszy zbiornika, tak aby zapewnić jej dostępność w każdych warunkach pracy zbiornika. Drogę wraz z obiektem mostowym na potoku Nowinka zaprojektowano tak, aby mógł odbywać się po niej ruch samochodowy podczas:

I SUMMARY

Analysis of a soil-steel structure under varying water conditions

The planned construction of a dry reservoir Roztoki Bystrzyckie is a part of the flood control program in the Kłodzko Valley. The project includes, i.a., the construction of a new section of road with a soil-steel bridge over the Nowinka stream. The road crosses the reservoir basin, which can be filled with water during flood. The aim of the numerical analysis presented in the paper is the assessment of the possibility of using the structure under varying water conditions.

The structure under consideration is a three-span soil-steel bridge made of corrugated steel sheets. 2D calculations are carried out assuming elasticplastic behavior of soil and varying pore pressure distributions. First, the construction stage is modelled. This includes laying and compaction of the backfill. Then, the bridge in operation is investigated under three different water conditions: normal use (dry reservoir), maximum water level (flood) and lowering of the water level in the reservoir. The main part of the analysis concerns mainly the variation of both internal forces and stress in the shell due to quasi--static live load.

Keywords: soil-steel structure, soil-steel bridge

- normalnego użytkowania zbiornika brak piętrzenia wody w zbiorniku;
- podnoszenia wody w zbiorniku spowodowanego rozpoczęciem piętrzenia;
- utrzymywania wody w zbiorniku do poziomu maksymalnego piętrzenia;
- opadania wody w zbiorniku powrót do normalnych warunków pracy zbiornika.

Most na potoku Nowinka zaprojektowano jako trzyprzęsłowy o konstrukcji gruntowo-powłokowej z wykorzystaniem blachy falistej (rys. 2). Przęsło środkowe o rozpiętości 12,0 m przeprowadzono nad korytem potoku Nowinka. Przęsła boczne o rozpiętości 8,0 m każde będą pełnić dwojaką funkcję: korytarz przyrodniczy zapewniający możliwość przemieszczania się zwierząt, a w momencie piętrzenia wody w zbiorniku umożliwią swobodny jej ruch w górę i w dół doliny potoku Nowinka. Podstawowe parametry projektowanego obiektu mostowego nad potokiem Nowinka to:

- klasa nośności wg PN-85/S-10030: C,
- światło poziome netto: 8 + 12 + 8 = 28 m,
- długość całkowita budowli: 38,3 m,
- szerokość całkowita budowli: 29,0 m,
- ukos konstrukcji budowli: 90°,
- wzniesienie spodu konstrukcji ponad Q_{kontrolne}: 1,12 m (0,87 m),
- klasa techniczna drogi: Z,
- prędkość projektowa: V_p = 40 km/h,

Naprężenie $\sigma_{_{\chi}}$ [MPa] dla pkt referencyjnego			
1	2	3	4
87,60	126,9	117,8	108,3
87,57	137,8	158,7	151,6
97,10	147,5	152,4	144,1
	Napręże 1 87,60 87,57 97,10	Naprężenie σ_x [MPa] d 1 2 87,60 126,9 87,57 137,8 97,10 147,5	Naprężenie σ _x [MPa] dla pkt referenterenterenterenterenterenterenter

Tab. 1. Ekstremalne wartości napreżenia

szerokość pasa ruchu: 3,25 m,

• kategoria obciążenia ruchem: KR2.

W oparciu o warunki Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej [2] określono:

- warunki gruntowe proste;
- kategorie geotechniczną obiektu drugą; wysokość projektowanego nasypu ziemnego na odcinku przejścia doliną potoku Nowinka jest większa niż 3,0 m.

Konstrukcje powłok budowli mostowej posadowiono na 4 ławach fundamentowych wspartych na palach. Zaprojektowano pale typu CFA (pale wiercone świdrem ciągłym) o średnicy Ø 60 cm. Zaprojektowano pale o długości 8,0 m, rozstawione równomiernie pod konstrukcją ław fundamentowych. Pod ławami środkowymi (bliżej koryta) pale rozmieszczono mijankowo, a pod ławami skrajnymi – liniowo. Górna część pali zaopatrzono w stalowe głowice wykonane z ceowników 180 mm kotwiące się w konstrukcje ław fundamentowych (rys. 3).

Konstrukcję nośną mostu zaprojektowano z zastosowaniem typowych kształtów powłok systemowych firmy ViaCon [1]. Powłokę SC-10NA o rozpiętości 12,0 m przeprowadzono nad korytem głównym potoku Nowinka. Po obu jej stronach zlokalizowano konstrukcję o rozpiętości 8,0 m. Jako konstrukcje powłok zastosowano blachy faliste SuperCor $380 \times 140 \times$ 7. Wszystkie konstrukcje zaprojektowano z żebrami wzmocnionymi na całym obwodzie powłoki.

Skarpy nasypu zaproponowano zabezpieczyć brukiem kamiennym. W związku z powyższym wzdłuż stalowych konstrukcji powłok zaprojektowano drenaże odciążające mające na celu jak najszybsze odprowadzenie wody z zasypki konstrukcji. Drenaże zlokalizowano obustronnie względem każdej powłoki. Spadki rur drenarskich zaprojektowano dwukierunkowo – od osi mostu ku wylotom z pochyleniem równym 1,0%. Zaprojektowanie dwóch wylotów zapewni odprowadzenie wody z rur nawet w przypadku jednostronnego zablokowania odpływu.

Procedura symulacji numerycznych

Na zlecenie biura projektowego Hydroprojekt Wrocław Sp. z o.o. Politechnika Wrocławska wykonała obliczenia konstrukcji mostowej. Celem przeprowadzonej analizy jest ocena możliwości użytkowania obiektu gruntowo-powło-



Rys. 1. Widok w planie projektowanego mostu

kowego oraz nasypu drogowego poddanych działaniom wody. Zakres analiz obejmuje symulację 2D, w płaskim stanie odkształcenia, zachowania się obiektu pod ruchomym obciążeniem quasi-statycznym z uwzględnieniem różnych warunków piętrzenia wody w zbiorniku. Obliczenia zrealizowano w zakresie sprężysto-plastycznej pracy ośrodka gruntowego z uwzględnieniem ciśnień porowych, wygenerowanych w gruncie w czasie wezbrania powodziowego. Obliczenia przeprowadzono z wykorzystaniem pakietu numerycznego Z_Soil, bazującego na metodzie elementów skończonych (MES) [8]. Związek konstytutywny dla zasypki przyjęto jako sprężysto-plastyczny z warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra i niestowarzyszonym prawem plastycznego płynięcia. Parametry materiałowe zasypki gruntowej odpowiadają zagęszczonemu piaskowi średniemu. Powłokę stalową zamodelowano z wykorzystaniem elementów belkowych, przyjmując model liniowo sprężysty. Zamocowanie powłok na fundamencie przyjęto jako przegubowe. Ponadto powłoka została połączona z zasypką poprzez elementy kontaktowe umożliwiające wystąpienie zjawiska poślizgu oraz separacji (odrywania) na styku zasypki i blachy.

W analizie numerycznej rozważa się trzy fazy pracy konstrukcji gruntowo-powłokowej:

- fazę I układanie i zagęszczanie zasypki gruntowej,
- fazę II normalne użytkowanie obiektu mostowego brak piętrzenia wody w zbiorniku,
- fazę III dalsze użytkowanie dla trzech różnych schematów piętrzenia wody w zbiorniku.





W modelowaniu fazy I (formowanie zasypki) uwzględniono historię obciążenia, w szczególności etapów budowy, prowadzących m.in. do wypiętrzenia powłoki. Uwzględniono w szczególności zasypywanie powłoki kolejnymi warstwami gruntu o miąższości ok. 0,5 m. Na powierzchniach kolejnych warstw zadawano odcinkowo obciążenie o intensywności q = 50,0 kPa, symetrycznie względem środkowej powłoki. Model zadania dla poszczególnych etapów układania wybranej warstwy zasypki przedstawiono na rys. 4.

Faza II odpowiada normalnemu użytkowaniu obiektu i stanowi kontynuację modelowania przeprowadzonego w fazie I. Uwzględnia się obciążenie ruchome taborem samochodowym K i q dla klasy C [5], przyjmując współczynnik obciążenia $\gamma_{\rm f}$ = 1,5. Ruch pojazdu zrealizowany jest jako sekwencja kolejnych ustawień obciążenia, przy czym po przesunięciu pojazdu K o pewien mały dystans zagadnienie jest za każdym razem rozwiązywane. Odległość pomiędzy kolejnymi ustawieniami obciążenia wynosi 0,2 m. Przejazd pomiędzy skrajnymi położeniami (x = -26,0 m; x = +26,0 m) został zamodelowany jako 260 kolejnych ustawień. Symulowane jest zachowanie konstrukcji poddanej cyklicznemu obciążeniu ruchomemu, w którym przez cykl obciążenia rozumie się przejazd pojazdu K"tam i z powrotem". Realizowane są dwa cykle obciążenia następujące bezpośrednio po fazie I. W dalszej części analizy (faza III) rozpatruje się kolejne dwa cykle obciążenia dla następujących scenariuszy (schematów obliczeniowych) podanych niżej:

- schemat I: dalsze użytkowanie konstrukcji przy zbiorniku niewypełnionym wodą; odpowiada to normalnej pracy obiektu (rys. 5);
- schemat II: dalsze użytkowanie konstrukcji przy zbiorniku wypełnionym wodą; odpowiada to pracy obiektu w sytuacji wezbrania powodziowego (konstrukcja zalana wodą do poziomu 421,70 m n.p.m. (rys. 6);
- schemat III: jest kontynuacją schematu II, w którym dodatkowo analizuje się sposób pracy konstrukcji przy obniżaniu poziomu zwierciadła wody w zbiorniku; odpowiada to sytuacji, w której woda wciąż utrzymuje się w zasypce gruntowej, natomiast od zewnątrz na konstrukcję (powłokę) nie działa już parcie wody (rys. 7).

Wyniki obliczeń

Rozwiązując sekwencję zagadnień sprężysto-plastyczności opisanych powyżej, uzyskano stan deformacji ośrodka gruntowego oraz pole przemieszczenia powłok stalowych. Określono również siły wewnętrzne (moment zginający $M_{z'}$ siła osiowa $N_{x'}$ siła tnąca T_{y}) w elementach belkowych modelujących powłokę z blachy falistej. W dalszej kolejności na podstawie uzyskanych wartości sił wewnętrznych wyznaczono maksymalne wartości naprężeń normalnych w skrajnych włóknach każdej powłoki zgodnie z zależnością:

$$\sigma_x = \frac{\left|N_x\right|}{A_x} + \frac{\left|M_z\right|}{W_z} \tag{1}$$

)





Rys. 4. Procedura symulacji zagęszczania wybranej warstwy zasypki



Rys. 5. Stopień nasycenia porów gruntu wodą oraz obciążenia: faza III – schemat I



Rys. 6. Stopień nasycenia porów gruntu wodą oraz obciążenia: faza III – schemat II



504 Project 3 sa

Rys. 7. Stopień nasycenia porów gruntu wodą oraz obciążenia: faza III – schemat III



Rys. 8. Lokalizacja punktów referencyjnych



Rys. 9. Przemieszczenie, moment zginający, siła osiowa oraz naprężenie w punkcie referencyjnym 2 w zależności od ustawienia pojazdu K na obiekcie – schemat I

gdzie M_z i N_x oznaczają moment zginający i siłę osiową, natomiast A_{v} i W_{z} to charakterystyki geometryczne, odpowiednio: pole powierzchni przekroju oraz wskaźnik zginania. Do analizy uzyskanych rezultatów wybrano cztery punkty referencyjne zlokalizowane w kluczu oraz w ociosie powłok. Lokalizację tych punktów zaprezentowano na rys. 8.

Należy tu podkreślić, że ocenę wytężenia stalowej powłoki przeprowadzono jedynie dla fazy III, w poszczególnych schematach odpowiadających różnym stanom piętrzenia wody w zbiorniku. Wyniki uzyskane dla fazy I oraz II nie

są tu omawiane; stanowią one jednak "wsad" (w sensie pełnej historii wznoszenia i obciążenia ruchem konstrukcji gruntowo-powłokowej) do dalszych analiz prowadzonych dla fazy III.

Faza III – schemat I

Wyniki uzyskane dla fazy III przedstawiono na rys. 9-12. Na rys. 9 i 10 przedstawiono wykresy przemieszczenia, sił wewnętrznych (M., N.) oraz maksymalnego naprężenia w zależności od położenia pojazdu K na obiekcie. Wykresy te zaprezentowano dla punktów referencyjnych 2 oraz 3.







Rys. 11. Momenty zginające w powłokach – schemat I



Piśmiennictwo

- Janusz L., Madaj A.: Obiekty inżynierskie z blach falistych: projektowanie i wykonawstwo. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, 2009.
- Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 27 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych dla podłoża i projektowanej budowli.
- Machelski C.: Modelowanie mostowych konstrukcji gruntowo-powłokowych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2008.
- 4. Machelski C., Antoniszyn G., Michalski B.: *Live load effects on a soil-steel bridge founded on elastic supports.* "Studia Geotechnica et Mechanica", 28, 2-4 (2006), s. 65-82.
- 5. PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- Sobótka M.: Wieloskalowe modelowanie numeryczne współpracy zasypki z powłoką w konstrukcjach gruntowo-powłokowych. Praca doktorska, Politechnika Wrocławska, 2016.
- Sobótka M.: Numerical simulation of hysteretic live load effect in a soil-steel bridge. "Studia Geotechnica et Mechanica", 36.1 (2014), 103-109.
- 8. *ZSoil manual*. Elmepress and Zace Services Limited, Lausanne, Switzerland 2014.



Rys. 13. Przemieszczenie, moment zginający, siła osiowa oraz naprężenie w punkcie referencyjnym 2 w zależności od ustawienia pojazdu K na obiekcie – schemat II



Rys. 14. Przemieszczenie, moment zginający, siła osiowa oraz naprężenie w punkcie referencyjnym 3 w zależności od ustawienia pojazdu K na obiekcie – schemat II



Rys. 15. Momenty zginające w powłokach – schemat II



Rys. 16. Siły osiowe w powłokach – schemat II

Na wykresach tych wartości na osi poziomej x odpowiadają lokalizacji obciążenia K na obiekcie; x = 0 oznacza, że oś obciążenia pokrywa się z osią obiektu. Symbol Δ oznacza wartość przemieszczenia na kierunku normlanym do powłoki; wartość dodatnia oznacza przemieszczenie powłoki w stronę gruntu; ujemna – przemieszczenie od gruntu. Linie ciągłe odpowiadają wynikom dla pierwszego z rozważanych cykli obciążenia; przerywane drugiemu. Kolory czerwony oraz niebieski oznaczają odpowiednio: przejazd w prawo oraz powrót w lewo. Na rys. 11-12 przedstawiono wykresy sił wewnętrznych (momenty zginające M_{2} i siły osiowe N_{2}) w powłokach. Przedstawione na tych wykresach rozkłady sił wewnętrznych odpowiadają takiemu ustawieniu obciążenia K, które wywołuje największą wartość naprężenia w powłokach.

Faza III – schemat II

Jak wspomniano wcześniej, uzyskane dla tego schematu wyniki odpowiadają użytkowaniu konstrukcji przy zbiorniku wypełnionym wodą (rys. 6). Wyniki dla schematu II przedstawione są na rys. 13-16 w analogicznym układzie jak dla schematu I.

Faza III – schemat III

Faza III odpowiada opróżnianiu zbiornika, tj. sytuacji, w której woda wciąż utrzymuje się w zasypce gruntowej, natomiast od zewnątrz na konstrukcję nie działa już parcie hydrostatyczne wody (rys. 7). Wyniki przedstawiono analogicznie jak w schematach I oraz II.

Analiza uzyskanych rezultatów

Na podstawie uzyskanych rezultatów można stwierdzić, że we wszystkich schematach w zależności od położenia obciążenia *K* następuje redystrybucja sił wewnętrznych (a w konsekwencji również naprężeń) w powłokach stalowych. Ponadto wyniki uzyskane dla poszczególnych punktów referencyjnych wykazują tzw. efekt histerezy [3, 4, 6, 7], tj. gałęzie poszczególnych wykresów, odpowiadające przejazdom pojazdu *K* w przeciwnych kierunkach, nie pokrywają się – są przesunięte względem siebie. Dodatkowo można zauważyć efekt powstawania trwałych przemieszczeń, będący konsekwencją kolejnych przejazdów. Są to typowe cechy zachowania obiektów gruntowo-powłokowych [3, 4, 6, 7].

Symulowanie zachowania się konstrukcji w trakcie wezbrania powodziowego (schematy II oraz III) prowadzi do wzrostu wytężenia konstrukcji stalowej względem schematu I (normalne użytkowanie obiektu, bez piętrzenia wody). Porównanie wartości maksymalnego naprężenia w stali w poszczególnych schematach dla punktów referencyjnych 1-4 przedstawiono w tab. 1.

Podczas wezbrania powodziowego maksymalne naprężenie w powłoce wzrasta o ok. 20-25%. Efekt nasycenia zasypki gruntowej wodą jest zatem niekorzystny dla konstrukcji. Ponadto wyniki uzyskane w trakcie symulacji wezbrania powodziowego (schemat II) charakteryzują się zdecydowanie bardziej "wyraźnym" efektem histerezy niż w schemacie I. Gałęzie poszczególnych wykresów, odpowiadające kolejnym przejazdom pojazdu *K* przez obiekt mostowy, są bardziej przesunięte względem siebie w porównaniu do wyników uzyskanych dla normalnej pracy konstrukcji (schemat I).

Warto również zwrócić uwagę, że po fazie I (układanie zasypki) powłoki skrajne ulegają wstępnemu wypiętrzeniu, tj. przemieszczenie w kluczu skierowane jest ku górze. W powłoce środkowej występuje sytuacja odwrotna – przemieszczenie w kluczu jest w dół (od gruntu). W konsekwencji tego w pkt. 1 i 2, zlokalizowanych na powłoce skrajnej, obserwuje się przyrost maksymalnego naprężenia w kolejnych schematach (II i III). W powłoce środkowej – odwrotnie – najbardziej niekorzystny jest schemat II, w którym uwzględnia się parcie wody na powłoki (por. rys. 6).

Wnioski

Wykorzystanie nośności gruntu w obiektach gruntowopowłokowych pozwala znacznie zredukować ilość użytego materiału konstrukcyjnego w porównaniu z innymi technologiami stosowanymi w mostownictwie. Pociąga to jednak za sobą dalsze konsekwencje. Wytworzenie korzystnego efektu współpracy zasypki i powłoki uwarunkowane jest odpowiednim podejściem zarówno do projektowania, jak i wykonawstwa. Konstrukcje tego typu wykazują bowiem znaczną wrażliwość na sposób i jakość zagęszczenia gruntu, a także na stan nasycenia wodą zasypki. Wyniki analiz numerycznych, prezentowanych w niniejszym artykule pozwalają sformułować następujące wnioski:

 W celu uzyskania realnych wartości sił wewnętrznych w modelu numerycznym należy uwzględnić historię formowania i obciążenia obiektu. Jak zilustrowano w przykładzie obliczeniowym, w zależności od kształtu powłoki, na etapie formowania zasypki może dojść bądź do wstępnego wypiętrzenia powłoki, bądź do sytuacji odwrotnej – przemieszczenia w kluczu skierowanego w dół.





Rys. 17. Przemieszczenie, moment zginający, siła osiowa oraz naprężenie w punkcie referencyjnym 2 w zależności od ustawienia pojazdu K na obiekcie – schemat III

Rys. 18. Przemieszczenie, moment zginający, siła osiowa oraz naprężenie w punkcie referencyjnym 3 w zależności od ustawienia pojazdu K na obiekcie – schemat III





Rys. 20. Siły osiowe w powłokach – schemat III

2. Obserwowany zarówno w badaniach [3, 4], w obliczeniach [6, 7], jak i stwierdzony w niniejszej analizie efekt histerezy wskazuje na niesprężyste zachowanie się konstrukcji. Gałęzie wykresów odpowiadające kolejnym przejazdom pojazdu K przez obiekt mostowy nie pokrywają się – są przesunięte względem siebie. Dotyczy to w szczególności maksymalnych wartości naprężenia, które determinują wytężenie powłoki. Wartości te mogą być różne w kolejnych cyklach obciążenia.

3. Jak pokazano w obliczeniach dla faz II i III, stan nasycenia wodą zasypki otaczającej powłokę ma istotny wpływ na pracę konstrukcji: naprężenie w stali w przypadku wystąpienia piętrzenia wody wzrasta o ok. 20-25% względem fazy I (normalna praca konstrukcji).