*mgr inż. Piotr Kozioł**
*dr hab. inż. Wojciech Lorenc**

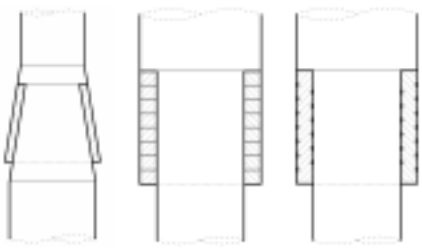
Konstruowanie strefy zakotwienia kształtownika stalowego w betonie

Design of anchorage zone for steel section connected to concrete

Streszczenie. Przedstawiono problem kształtowania połączenia elementu stalowego z betonem w tzw. strefie przejściowej, która znajduje się m.in. w konstrukcjach wież elektrowni wiatrowych, gdy dolna część wieży jest betonowa, a górna stalowa oraz w specyficznych dźwigarach zespolonych, w miejscu gdzie kończy się dźwigar zespolony, a zaczyna dźwigar betonowy. Problemem jest wykonstruowanie połączenia o odpowiedniej nośności granicznej i zmęczeniowej przy możliwie małym, w skrajnym przypadku zerowym, nakładzie prac spawalniczych.
Słowa kluczowe: konstrukcje zespolone, elektrownie wiatrowe, pękanie zmęczeniowe.

Abstract. The problem of transition zone by structural steel element connected to concrete is presented in the following article. This zone is located for instance in wind turbines, when the lower part of the structure is made of concrete and the upper one of steel or in specific composite girder, when the composite beam passes smoothly at concrete beam. The main problem is to design the connection with an appropriate load capacity and fatigue resistance with minimal, in extreme case of no, welding work effort.
Keywords: composite structure, wind turbine, fatigue cracking.

Zagadnienie zakotwienia elementu stalowego w betonie może być rozwiązane na wiele sposobów w zależności od rozpatrywanej konstrukcji. W przypadku, gdy chcemy zakotwić nie pojedynczy pręt o małym przekroju poprzecznym, ale cały kształtownik stalowy, wówczas wymagane są dyskretne łączniki ścinane. To generuje złożone stany naprężeń w zależności od przyjętego rozwiązania konstrukcyjnego. W praktyce sytuacja taka pojawia się m.in. w wieżach elektrowni wiatrowych, gdzie rurowy przekrój betonowy przechodzi na pewnej wysokości wieży w przekrój stalowy (rysunek 1) [1]. Analogiczny problem występuje, gdy chcemy połączyć dwie rury stalowe o różnej średnicy, wypełniając przestrzeń pomiędzy nimi betonem (stosowane w wiatrakach, a także np. w koncepcji posadowienia stalowych podpór mostu Golden Horn w Turcji). Prezentowane przypadki łączy problem skutecznego i bezpiecznego przekazania siły rozciągającej w aspekcie trwałości zmęczeniowej. O ile w przypadku stanu granicznego nośności zakłada się pełne uplastycznienie wszystkich łączników ścinanych, a wykonstruowanie połączenia o odpowiedniej nośności nie stanowi problemu, o tyle w przypadku zmęczenia zagadnienie jest o wiele bardziej skomplikowane. Problem zmęczenia (i ogólnej trwałości pod obciążeniami cyklicznymi) będzie kluczowy w przypadku wież wiatrowych i niektórych konstrukcji mostowych, gdy element stalowy jest rozciągany, natomiast staje się drugorzędny, gdy element stalowy jest ściskany, jak np. w przypadku wspomnianych podpór mostu Golden Horn.



Rys. 1. Przykłady rozwiązań strefy przejściowej w elektrowniach wiatrowych

* Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

Przyczyny i miejsca inicjowania pęknięć zmęczeniowych

W przypadku gdy siła rozciągająca przekazywana jest z elementu stalowego na element betonowy za pośrednictwem pojedynczego łącznika ścinanego, pojawia się problem koncentracji naprężeń przed łącznikiem od strony działania siły. Zagadnienie to dobrze ilustruje tzw. próba NPOT [3]. Jej podstawowym składnikiem jest rozciągana blacha stalowa z łącznikiem ścinanym, za pośrednictwem którego siła rozciągająca blachę przekazuje się na beton. Na fotografii przedstawiono zniszczoną pod obciążeniem cyklicznym część stalową próby NPOT o konstrukcji dokładnie takiej samej jak [3] i poddanej dokładnie takiemu samemu obciążeniu cyklicznemu. Pęknięcie zmęczeniowe pojawiło się nie w pobliżu łącznika (ten przypadek opisano w [3]), lecz w miejscu przyspawania blachy „wzmacniającej" na połączeniu z teowinkami. Niezależnie od kształtu łącznika, problem koncentracji naprężeń zawsze występuje. Odpowiednio dobrany kształt łącznika (a tym samym geometria karbu) powoduje mniejsze bądź większe wartości maksymalnych naprężeń głównych oraz wpływa na zmienność stanu naprężeń w obszarze karbu, co jest przyczyną powstawania pęknięć zmęczeniowych podczas obciążeń cyklicznych. Jeżeli pęknięcie zmęczeniowe już powstanie, to bardzo szybko propaguje ono w rozciąganym elemencie stalowym, prowadząc do jego całkowitego i nagłego zniszczenia (fotografia). Należy zwrócić uwagę, że spawanie dodatkowych elementów konstrukcyjnych

[Fot. W. Lorenc]

Pęknięcie elementu stalowego próby NPOT w miejscu koncentracji spoin

w celu wzmocnienia może, zamiast poprawić, znacznie pogorszyć sytuację. Cechą wspólną obu pęknięć zaobserwowanych w próbie NPOT jest to, że występują w miejscach, w których chcemy przekazać siłę pomiędzy stalowymi częściami za pośrednictwem ścinania (odnosząc się do kierunku działania siły). W przypadku narastającego obciążenia monotonicznego, mechanizm zniszczenia najprawdopodobniej polegałby na uplastycznieniu materiału pomiędzy stalowymi elementami pod wpływem ścinania, tak jak w klasycznej próbie POST [4]. Natomiast przy obciążeniach cyklicznych zniszczenie polegało w obu przypadkach na propagacji pęknięcia zmęczeniowego prowadzącej do całkowitego rozerwania rozciąganego elementu stalowego w taki sam sposób – jedynie inicjacja pęknięcia znajduje się w różnych miejscach rozciąganej blachy.

Przedstawiona analiza odnosi się do sytuacji, gdy występuje tylko jeden łącznik. W przypadku wielu łączników pojawia się problem rozdziału całkowitej siły rozciągającej działającej na element stalowy na poszczególne łączniki (ścinane). Gdy łączniki są spawane bezpośrednio do blachy rozciąganej, to o nośności całego połączenia pod obciążeniem cyklicznym decyduje pierwszy łącznik od strony działania siły rozciągającej na element stalowy. Nawet przy założeniu równomiernego rozdziału sił na wszystkie łączniki w połączeniu (tak jak w stanie granicznym nośności), to właśnie w miejscu jego zamocowania występują największe naprężenia rozciągające w blasze, do której jest przyspawany (lub którego jest częścią w przypadku wycinania łączników). Następuje wówczas koncentracja naprężeń u podstawy łącznika będąca efektem sumowania się naprężeń od ścinania łącznika oraz od rozciągania przekroju całego elementu stalowego, co dobrze oddaje wzór zaproponowany do obliczenia łączników typu „composite dowels" w belkach zespolonych [3]:

$$\sigma_s = \frac{1}{A_{el}}\left(\mathbf{V}\cdot\frac{S_y}{I_y\cdot t_w}\right)+\beta\left(\mathbf{M}\cdot\frac{z}{I_y}+\mathbf{N}\cdot\frac{1}{F}\right) \quad (1)$$

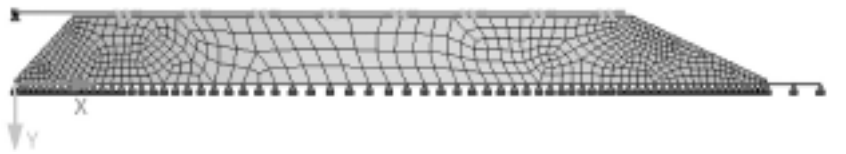
gdzie:
V, M i N oznaczają siłę poprzeczną, moment zginający i siłę osiową w belce;
I_y, S_y i F – moment bezwładności przekroju zespolonego, moment statyczny stalowej części przekroju i pole przekroju zespolonego;
t_w – grubość środnika stalowego;
z – odległość poziomu podstawy zęba od osi bezwładności przekroju zespolonego.

Współczynniki A_{el} i β we wzorze (1) wg [3] charakteryzują karb zależnie od kształtu łącznika [6]. Pierwszy człon wzoru (1) przedstawia naprężenia ścinające, a drugi człon rozciągające.

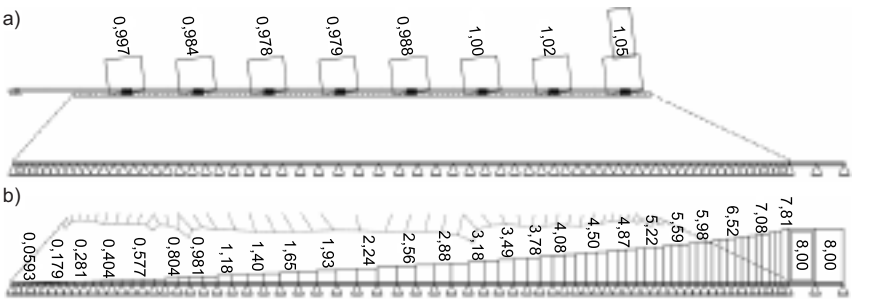
Nośność połączenia z zastosowaniem wielu łączników

W przypadku rzeczywistych konstrukcji zakłada się stosowanie wielu łączników i wówczas występuje problem typowy w konstrukcjach stalowych dla tzw. połączeń długich [5], polegający na nierównomiernym rozdziale siły pomiędzy łączniki. Należy pamiętać, że im większa jest sztywność łączników, tym większe przeciążenie łącznika skrajnego, np. w przypadku sworznia średnicy 19 mm można przyjąć sztywność 100 kN/mm. Najbardziej niekorzystna sytuacja ma miejsce, gdy łączniki są mocowane bezpośrednio do rozciąganego elementu stalowego, np. sworznie spawane bezpośrednio do płaszcza wieży. W takim przypadku skrajny łącznik jest najbardziej przeciążony. Korzystniej jest, gdy zastosujemy dodatkowy element o skończonej sztywności postaciowej pomiędzy łącznikami a stalowym elementem rozciąganym, co umożliwia zmniejszenie dysproporcji sił w poszczególnych łącznikach. Takim elementem może być np. zwykła blacha. W celu zilustrowania problemu zamodelowano układ klasy e1 + e2, p3, w którym prętowy element stalowy o przekroju 100 cm^2 (modelujący np. wycinek płaszcza wieży stalowej lub pas dolny belki zespolonej) zamocowany jest do elementu prętowego o przekroju 1882 cm^2 (beton C50) za pośrednictwem 8 łączników w rozstawie 180 mm. Model pokazano na rysunku 2. Łączniki nie są mocowane bezpośrednio do stalowego elementu prętowego, lecz za pośrednictwem blachy stalowej grubości 30 mm i wysokości ok. 180 mm, zamodelowanej elementami powierzchniowymi. Łączniki modelowane są elementami jednowymiarowymi o zadanej sztywności osiowej (tzw. sprężyny). Aby uniknąć lokalnego zaburzenia stanu deformacji elementów modelujących blachę, w pobliżu łączników zastosowano dodatkowy stalowy element prętowy o przekroju 21 cm^2 łączący wszystkie węzły górnej krawędzi blachy na poziomie łączników. Nie analizuje się na tym etapie kształtu samej blachy. Ze względu na występującą w niej koncentrację naprężeń przyjęto proste krawędzie. Warunki brzegowe zadano tak, aby umożliwić wzajemne przemieszczenie (na kierunku X) pomiędzy prętem stalowym obciążonym siłą skupioną na swoim prawym końcu a elementem betonowym zamocowanym na swoim lewym końcu. Dodatkowo element stalowy podparto na kierunku pionowym (oś Y). Obciążenie stanowi siła o wartości 8 MN przyłożona na prawym końcu pręta dolnego (rysunek 2). Średnia wartość siły ścinającej w łączniku wynosi 1 MN. Na rysunkach 3 i 4 przedstawiono zmienność wartości sił w łącznikach i siły rozciągającej w pręcie dolnym w zależności od sztywności łączników oraz od podatności elementu znajdującego się pomiędzy łącznikami a prętem rozciąganym.

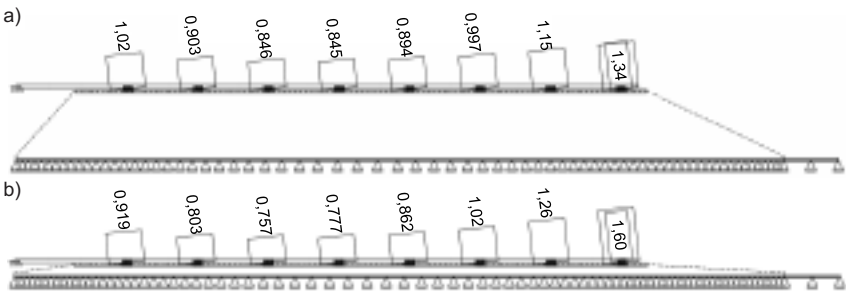
Analizowane przypadki odpowiadają sytuacji, gdy występują sworznie (k_x = 100 kN/mm, mała nośność połączenia w SGN) oraz sztywne połączenie typu composite dowels (k_x = 1000 kN/mm, duża nośność połączenia w SGN). Wartość zmodyfikowanych naprężeń głównych u podstawy łącznika jest miarą odporności połą-



Rys. 2. Model połączenia klasy e1 + e2, p3



Rys. 3. Siły wewnętrzne dla sztywności pojedynczego łącznika k_x = 100 kN/mm: a) siły ścinające w łącznikach; b) siły osiowe w pręcie stalowym rozciąganym



Rys. 4. Siły wewnętrzne dla sztywności pojedynczego łącznika k_x = 1000 kN/mm: a) siły ścinające w łącznikach; b) siły ścinające w łącznikach w przypadku, gdy zmieniono wysokość blachy do 30 mm

czenia na pękanie zmęczeniowe. W przypadku łączników typu listwowego w formie zębów stalowych (lub innych łączników o indywidualnej geometrii) wartość tę można wyznaczyć, korzystając np. ze wzoru (1), przyjmując współczynniki A_{el} i β wg [3] lub [6] dla zadanego kształtu łącznika. W przypadku standardowych sworzni procedura jest podana wprost w Eurokodzie 4. Korzystając ze wzoru (1), w miejsce składnika w pierwszym nawiasie wzoru należy przyjąć siłę w pojedynczym łączniku podzieloną przez rozstaw łączników, a w miejsce drugiego składnika w nawiasie siłę osiową w rozciąganym pręcie stalowym podzieloną przez pole pręta. Im większa jest siła w pierwszym łączniku, tym mniejsza jest nośność połączenia ze względu na zmęczenie.

Podsumowanie

Przedstawiono problem kształtowania połączenia elementu ze stali konstrukcyjnej z konstrukcją betonową w tzw. strefie przejściowej w aspekcie trwałości zmęczeniowej oraz wskazano negatywne aspekty spawania w tej strefie. Zmęczenie jest kluczowym zagadnieniem w przypadku elektrowni wiatrowych, a także konstrukcji niektórych innowacyjnych mostów zespolonych, np. typu VFT-WIB. Pokazano, w jakim kierunku należy kształtować konstrukcję oraz jednoznacznie zidentyfikowano podstawę pierwszego łącznika, jako rejon decydujący o nośności całego połączenia w zasadzie niezależnie od jego sztywności. W przyszłości planuje się badania mające na celu zaproponowanie konkretnych rozwiązań konstrukcyjnych.

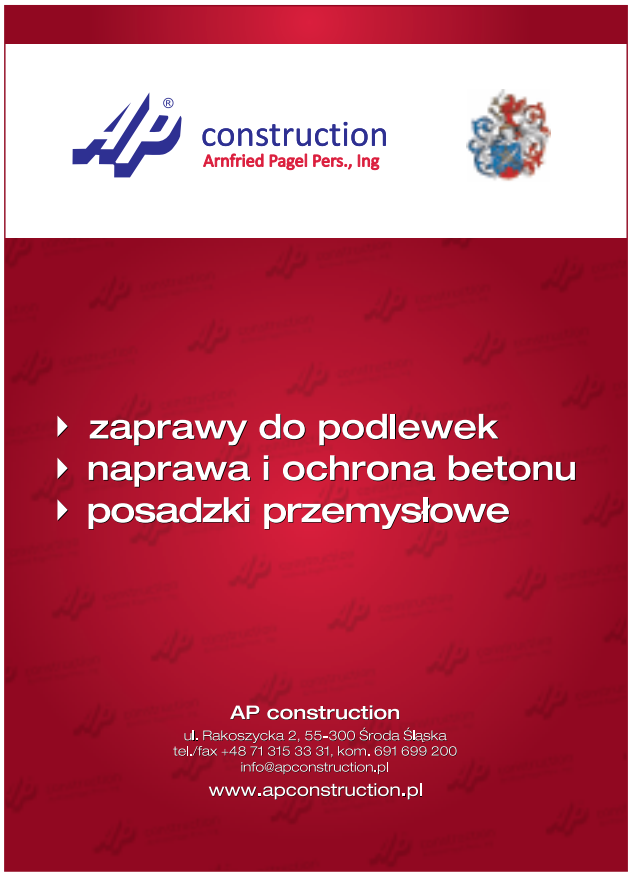
Literatura

[1] Löhning T., Muurholm U., Finite Element-Based Design of Grouted Connections with Shear Keys for Offshore Wind Turbines, Structural Engineering International, Vol. 23, 3/2013, str. 295 – 302.

[2] Kołakowski T., Kosecki W., Lorenc W., Leusz R., Nowatorska konstrukcja wiaduktu drogowego, MOSTY 1/2010.

[3] Lorenc W. Nośność ciągłych łączników otwartych w zespolonych konstrukcjach stalowo-betonowych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. Wrocław, 2011.

[4] Lorenc W., Kożuch M., Seidl G., Zur Grenztragfähigkeit von Verbunddübeln mit Klothoidenform. Stahlbau 82 (2013), Heft 3: 196 – 207.

[5] PN-EN 1993-1-8 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów.

[6] Berthellemy J., Lorenc W., Mensinger M., Rauscher S., Seidl G., Zum Tragverhalten von Verbunddübeln, Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung. Stahlbau 80 (2011), Heft 3: 172 – 184.