

ODDZIAŁYWANIA WYJĄTKOWE W MOSTACH DROGOWYCH ORAZ ODDZIAŁYWANIA WIATREM I ODDZIAŁYWANIA TERMICZNE W MOSTACH wg PN-EN¹

Krzysztof STURZBECHER
Politechnika Poznańska

W pracy zbiorowej [1] przedstawiono ogólne zasady ustalania oddziaływań taborem w mostach drogowych i kolejowych. W zaprezentowanym poniżej opracowaniu zostaną omówione oddziaływania wyjątkowe w mostach drogowych wg PN-EN 1991-2 i PN-EN 1991-1-7 i oddziaływania wiatrem oraz oddziaływania termiczne, które zawarte są w częściach 4 i 5 normy 1991-1:

- oddziaływania wiatrem PN-EN 1991-1-4,
- oddziaływania termiczne PN-EN 1991-1-5.

Słowa kluczowe: Mosty drogowe, obciążenia wyjątkowe, obciążenia wiatrem, oddziaływania temperatury.

1. WPROWADZENIE

Oddziaływania wyjątkowe do projektowania mostów drogowych ujęte są w następujących normach europejskich [5-8]:

Eurokod 1.Część 2. Obciążenie ruchome mostów - PN-EN 1991-2,

Część 1-7: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wyjątkowe – PN-EN 1991-1-7.

Oddziaływania wiatrem i oddziaływania termiczne ujęte są w Eurokodzie 1 w częściach 4 i 5:

- oddziaływania wiatrem PN-EN 1991-1-4,
- oddziaływania termiczne PN-EN 1991-1-5.

Ogólne zasady ustalania oddziaływań taborem w mostach drogowych i kolejowych wg PN-EN 1991-2[5] zostały omówione w pracy zbiorowej [1]. Poniżej zostaną omówione oddziaływania wyjątkowe w mostach drogowych, oddziaływania wiatrem oraz oddziaływania termiczne. Oddziaływania termiczne, w odniesieniu do mostów zespolonych, zostały omówione w pracach [2–4],

¹ DOI 10.21008/j.1897-4007.2017.24.24

natomiast tutaj zostaną przedstawione kompleksowo, niezależnie od rodzaju konstrukcji a w szczególności zostaną przedstawione w czytelny sposób, niewyraźnie pokazane w Eurokodzie [7], wykresy zalecanych zmian temperatury.

2. ODDZIAŁYWANIA WYJĄTKOWE

2.1. Rodzaje oddziaływań

Obciążenia wyjątkowe wywołane pojazdami drogowymi należy uwzględnić, jako spowodowane:

- uderzeniem pojazdu w podpory, spód mostu lub pomosty,
- uderzeniem pojazdu w bariery
- uderzeniem pojazdu w elementy konstrukcyjne,
- uderzeniem w krawężniki,
- obecnością ciężkich kół lub pojazdu na chodnikach jeżeli nie są zabezpieczone sztywnymi barierami ochronnymi,
- wykolejeniem pociągu poniżej lub w sąsiedztwie konstrukcji.

Ponadto w przypadku filarów w rzekach, portach lub w morzu należy również rozpatryć oddziaływania wyjątkowe spowodowane ruchem w rzekach lub kanałach oraz uderzenia statków pełnomorskich.

2.2. Uderzenia pojazdu w podpory

Wg PN-EN 1991-2[5] w przypadku filarów sztywnych zalecane są następujące wartości minimalne uderzenia pojazdu w podpory:

Siła uderzenia: w kierunku przejazdu pojazdu -1 000 kN lub 500 kN w kierunku do niego prostopadłym;

Wysokość ponad poziomem sąsiadującej powierzchni gruntu: 1,25 m,

W PN-EN 1991-1-7[8] znajdują się dodatkowe informacje dotyczące uderzenia pojazdów; m.in. rozkład siły na wysokości podpory co pokazano na rys., 1

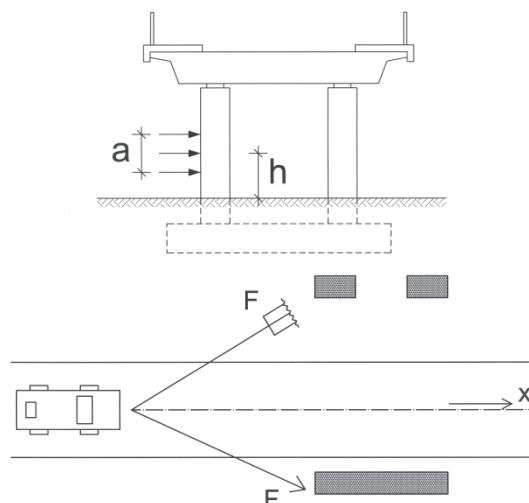
W PN-EN 1991-2[5] rozpatrywane jest tylko uderzenie od samochodów ciężarowych, wobec czego można też przyjąć odpowiednią dla tego obciążenia wartość wysokości „a”. Położenie wypadkowej siły zderzenia zostało przyjęte jako równe 1,25m od poziomu nawierzchni.

2.3. Uderzenia pojazdu w ustrój nośny nad jezdnią

W normie [8] podane są również zasady wyznaczania oddziaływań spowodowanych uderzeniem pojazdów w ustrój nośny położony nad jezdnią. Generalnie, w normie dla oddziaływań dotyczących mostów, ten rodzaj oddziaływania nie występuje, natomiast, jeżeli zajdzie potrzeba uwzględnienia takiego obciążenia wyjątkowego, np. dla kładek dla pieszych to można z tych informacji skorzystać.

Można z nich również skorzystać do zaprojektowania konstrukcji chroniącej przed uderzeniem.

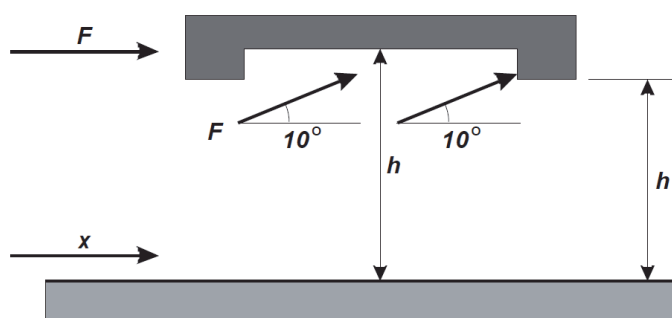
W normie [8] znajdują się również szczegółowe dalsze obszernie informacje dotyczące zależnych od parametrów drogi sił wywołanych uderzeniem.



Oznaczenia:

- a – wysokość zalecanego pola rozłożenia siły. Zakresy: od 0,25m dla samochodów osobowych do 0,5m dla samochodów ciężarowych.
- h – położenie wypadkowej siły zderzenia F ponad poziom jezdni; zakresy: od 0,5m dla samochodów osobowych do 1,5m dla samochodów ciężarowych.
- X – oś środkowa pasa ruchu.

Rys. 1 Siła zderzenia w sąsiedztwie pasm ruchu na konstrukcje podporowe mostów [8]



Oznaczenia:

- x – kierunek ruchu,
- h – wysokość mierzona do spodu konstrukcji od poziomu jezdni.

Rys. 2. Uderzenia pojazdów w spód konstrukcji [8]

2.4. Uderzenia pojazdu w bariery

Zgodnie z normą[5] w projektowaniu należy uwzględniać poziome i pionowe siły przekazywane na pomost przez bariery ochronne. Bezpośrednio obciążone są kapy chodnikowe, które dalej przekazują to obciążenie na pomost. Znajomość tych sił jest potrzebna np. wtedy, gdy zachodzi konieczność zaprojektowania płytkiego fundamentu dla barier, które nie mogą zostać wbite w podłoże.

Zalecane są 4 klasy wartości siły poziomej przekazywanej przez bariery. Zostały one zestawione w tablicy. 1.

Tablica 1. Zalecane klasy siły poziomej przekazywanej przez bariery ochronne

Klasa	Siła pozioma (kN)
A	100
B	200
C	400
D	600

Bardzo sztywne połączenie bariery z konstrukcją odpowiada sile poziomej klasy D. Najmniejsza siła pozioma wynika z pomiarów systemu bariery ochronnej ze słabym zamocowaniem. Takie systemy są często stosowane w przypadku systemów stalowych barier ochronnych zgodnie z klasą użytkową H2 według PN-EN 1317-2 [9]. Bardzo słabe połączenie może odpowiadać sile poziomej klasy A.

Siła pionowa działająca jednocześnie z poziomą siłą uderzenia może być określona w załączniku krajowym. Zalecana wartość wynosi $0,75\alpha_{Q1}Q_{1k}$. Działająca poprzecznie siła pozioma może być przyłożona 100 mm poniżej górnej krawędzi wybranego systemu bariery ochronnej lub 1,0 m powyżej poziomu jezdni lub chodnika, w zależności od tego, który z tych punktów jest niżej położony. Siła ta, rozłożona jest wzdłuż bariery na odcinku 0,5m. Konkretnie wymagania szczegółowe mogą być zamieszczone w załączniku krajowym.

Zalecane jest, by konstrukcja podtrzymująca barieroporęcz była projektowana na lokalne przeniesienie efektu obciążenia wyjątkowego odpowiadającego co najmniej 1,25-krotnej lokalnej wytrzymałości charakterystycznej barieroporęczy (np. wytrzymałość połączenia barieroporęczy z konstrukcją). Ten efekt obciążenia obliczeniowego można określić w załączniku krajowym.

2.5. Uderzenia pojazdu w elementy konstrukcyjne

Należy uwzględniać siły uderzenia pojazdów w niezabezpieczone elementy konstrukcyjne ponad poziomem jezdni lub obok jezdni np. wieszaki w mostach łukowych.

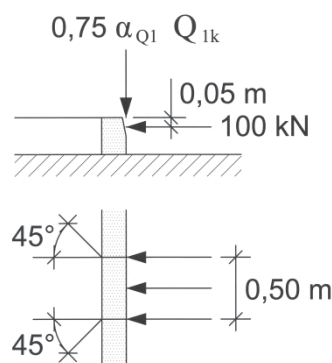
Zalecane jest, by wartości tych sił były takie same jak określa się je dla podpór; jako działające na wysokości 1,25 m ponad poziomem jezdni. Jednakże, jeśli przewidziano dodatkowe środki zabezpieczające między jezdnią a tymi elementami, to siłę tę można zredukować w indywidualnej dokumentacji technicznej.

Jest zalecane aby te siły nie były uwzględniane jako działające jednocześnie z innym obciążeniem zmiennym.

W przypadku niektórych elementów pośrednich, gdy uszkodzenie jednego z nich nie powodowałoby katastrofy (np. wieszaków lub słupków), można określić mniejsze siły w indywidualnej dokumentacji technicznej.

2.6. Siły uderzenia w krawężniki

Oddziaływanie od uderzenia pojazdu w krawężniki lub występy nawierzchni należy przyjmować w postaci siły bocznej równej 100 kN działającej na wysokości 0,05 m poniżej wierzchu krawężnika (rys.3).



Rys. 3. Siły uderzenia działające na krawężnik

Siłę poziomą należy przyjmować za działającą na odcinku o długości 0,50 m i przekazywaną przez krawężniki na podtrzymujące je elementy konstrukcyjne. W sztywnych elementach konstrukcyjnych zaleca się przyjmować, że kąt rozkładu obciążenia wynosi 45°. Gdy jest to niekorzystne, to z ww. siłą uderzenia powinno być uwzględnione, działające jednocześnie, pionowe obciążenie równe $0,75 \alpha_{Q1} Q_{1k}$.

2.7. Pojazd na chodnikach i ścieżkach rowerowych mostów drogowych

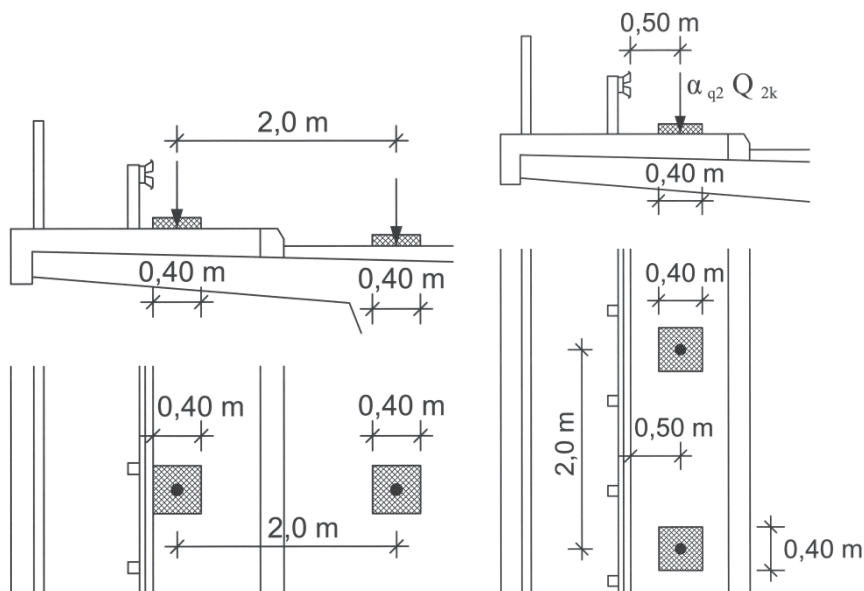
Pojazd może znaleźć się na chodniku, jeżeli nie jest on zagrodzony lub jest zagrodzony podatną barierą ochronną o niewystarczającej efektywności. Poziomy efektywności barier ochronnych określono w PN-EN 1317-2[9]. Stosowane

bariery stalowe na mostach o parametrach np. H2W2, H2W3, nie spełniają wymogu wystarczającej efektywności, wobec czego należy rozpatrywać pojawienie się pojazdu przy krawędzi chodnika.

Należy wówczas przyjąć, że na chodniku znajduje się obciążenie wyjątkowe pojedynczą osią pojazdu Q_{2k} , która może być ustawiona wzdłuż lub poprzecznie do kierunku podłużnego. Na rys.4 pokazano dwa przypadki ustawienia obciążenia na chodniku. Wartość obciążenia przypadająca na oś wynosi $\alpha_{Q2}Q_{2k}$.

Jeśli jest niemożliwe ustawienie pełnej osi, to można ustawić jedno koło. Tego obciążenia osią nie należy przyjmować jednocześnie z innym obciążeniem zmiennym na pomoście.

Jeśli przewidywana jest bariera ochronna o wystarczającej efektywności, np. betonowa, to nie jest konieczne rozpatrywanie obciążenia kołem lub pojazdem poza tym zabezpieczeniem.



Rys. 4. Obciążenie wyjątkowe na chodniku

UWAGA. Poza barierą ochronną, niezależnie od obciążenia wyjątkowego, jeśli trzeba, należy uwzględnić charakterystyczne zmienne obciążenie skupione Q_{fwk} równe 10 kN.

2.8. Oddziaływania wyjątkowe spowodowane wykojeniem poniżej lub w sąsiedztwie konstrukcji

Generalnie nie musi być brane pod uwagę uderzenie pociągu w ustrój nośny na skutek wykojenia pociągu.

Uderzenie pociągu w podpory można uwzględniać zgodnie z normą 1991-1-7, jeżeli takie ryzyko istnieje.

Zgodnie z przepisami PKP Id-2[10], jeżeli konstrukcja podpory jest w odległości mniejszej niż 2,5m od osi toru, wymagane jest stosowanie odbojnic na torze jako ochronę przed skutkami wykolejenia pociągu. Np. wg przepisów austriackich jeżeli uwzględnia się położenie zwrotnicy względem przyczołka i prędkość ruchu, to wówczas nie potrzeba przeprowadzać analizy ryzyka uderzenia i jego skutków.

2.9 Uderzenia statków w podpory na rzekach śródlądowych

Uderzenie statku o podporę rozpatruje się jako uderzenie twarde z energią kinetyczną rozpraszaną przez jego plastyczną lub sprężystą deformację. W przypadku braku analizy dynamicznej uderzenia statku o podporę, można przyjąć wskaźnikowe wartości sił dynamicznych spowodowanych uderzeniem.

Śródlądowe drogi wodne dzielą się na klasy, określa się je w zależności od maksymalnych parametrów statków, jakie mogą być dopuszczone do żeglugi, wielkości minimalnego prześwitu pod mostami, rurociągami i innymi urządzeniami krzyżującymi się z drogą wodną. Śródlądowe drogi wodne w zależności od klasy dzielą się na drogi wodne o znaczeniu regionalnym i międzynarodowym. Zostały one podzielone na siedem klas:

- I klasa – < 400 t
- II klasa – 400-650 t
- III klasa – 650-1000 t
- IV klasa – 1000-1500 t
- Va klasa – 1500-3000 t
- Vb klasa – > 3000 t

Ponadto istnieją jeszcze klasy VI i VII.

Siły uderzenia działające w kierunku podłużnym i poprzecznym do nurtu rzeki, w zależności od klasy drogi wodnej, podane są w tablicy C3 normy[9].

2.9. Kombinacje oddziaływań w wyjątkowych (nie sejsmicznych) sytuacjach obliczeniowych

Wartość obliczeniowa oddziaływań E_d w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej, przy przyjęciu zgodnie z zaleceniami normy PN-EN-1990, że współczynniki częściowe dla wszystkich oddziaływań są równe 1, można wyrazić w postaci:

$$\sum G_{k,j} \gamma_{P,j} \gamma_{A_d,j} (\psi_{1,1} \text{ lub } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \gamma_{\psi_{2,i}} Q_{k,i} \text{ dla } i \geq 1 \quad (1)$$

Oznaczenia:

Σ – kombinacja oddziaływań wskutek

$G_{k,j}$ – wartość charakterystyczna oddziaływań stałych ($G_{k,j,\text{sup}}$ lub $G_{k,j,\text{inf}}$)

P – miarodajna wartość reprezentatywna oddziaływania sprężającego

A_d – wartość obliczeniowa wiodącego oddziaływania wyjątkowego

$Q_{k,l}$ – wartość charakterystyczna jednego dominującego oddziaływania zmiennego

Q_{ki} – wartość charakterystyczna towarzyszących (nie dominujących) oddziaływań zmiennych

A – oddziaływania wyjątkowe

Wartość głównego oddziaływania zmiennego można wyznaczać uważając je za oddziaływanie częste.

Pominięto pożar i sytuację sejsmiczną.

Może być uwzględnione tylko jedno oddziaływanie wyjątkowe i nie może równocześnie być uwzględniane oddziaływanie wiatrem lub śniegiem.

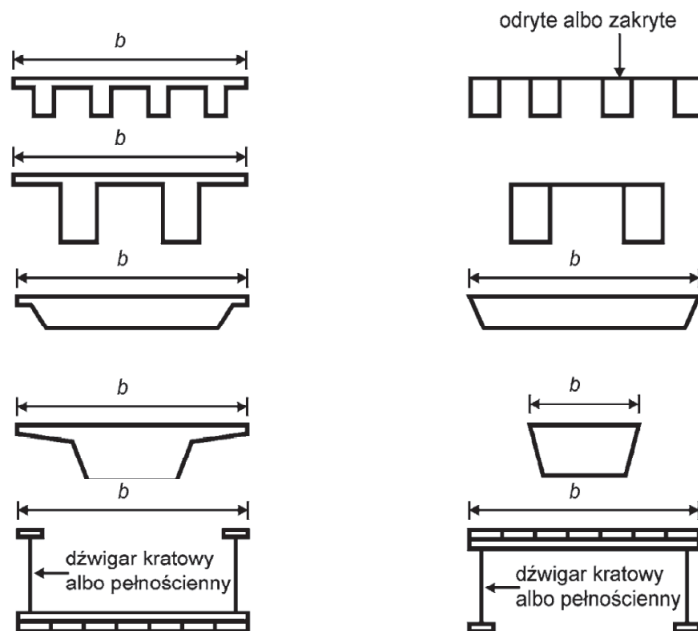
W przypadku wyjątkowej sytuacji obliczeniowej od ruchu drogowego lub kolejowego pod mostem, obciążenia wynikające z ruchu na moście powinny być uwzględniane z towarzyszącymi oddziaływaniami o ich wartości częstej.

Zaleca się, aby kombinacje oddziaływań dla wyjątkowych sytuacji obliczeniowych dotyczyły albo:

- wyłącznie oddziaływania wyjątkowego A ,
- sytuacji zaistniałej po wydarzeniu wyjątkowym ($A=0$).

3. ODDZIAŁYWANIA WYWOŁANE WIATREM

3.1. Informacje ogólne

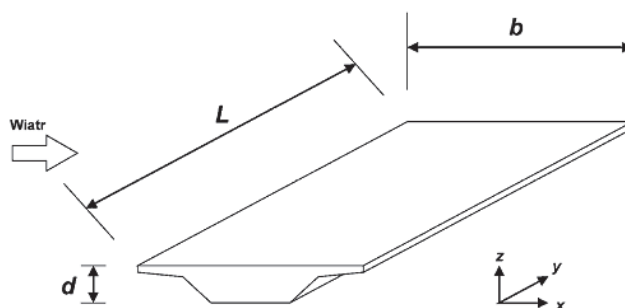


Rys. 5. Typowe konstrukcje urządzeń nośnych dla których na ogół nie jest wymagana procedura określania odpowiedzi dynamicznej [6]

Oddziaływania na konstrukcje wywołane wiatrem ujęte są w normie PN-EN 1991-4[6]. Oddziaływanie wiatrem może spowodować powstanie drgań w ustroju nośnym lub w niektórych elementach konstrukcyjnych. Z tego względu należy ocenić czy procedura odpowiedzi dynamicznej jest potrzebna w obliczeniach mostów. W załączniku krajowym nie podano zasad tej oceny oraz nie zamieszczono odpowiedniej procedury.

Dla ustrojów nośnych typowych mostów drogowych i kolejowych o rozpiętości mniejszej niż 40 m procedura odpowiedzi dynamicznej na ogół nie jest wymagana. Przekroje poprzeczne takich konstrukcji pokazano na rys. 5.

Oddziaływanie wiatru na konstrukcje mostu można rozpatrywać w trzech kierunkach, co zostało pokazane na rys. 6.



Rys. 6. Kierunki oddziaływania wiatru [6]

3.2. Obliczanie oddziaływania

Jeżeli oceniono, że procedury obliczenia odpowiedzi dynamicznej nie trzeba uwzględniać, to można stosować tzw. metodę uproszczoną, w której obciążenie wiatrem F_w działające na konstrukcję i pojazdy w kierunku x (poprzecznie do osi podłużnej mostu) oblicz się wg wzoru:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 \cdot C \right] A_{ref,x} \quad (2)$$

gdzie:

ρ – gęstość powietrza.

v_b – bazowa prędkość wiatru ,

C – współczynnik obciążenia wiatrem ,

$C = c_e \cdot c_{fx}$,

gdzie c_e jest współczynnikiem ekspozycji ;

c_{fx} jest współczynnikiem oporu dynamicznego

$A_{ref,x}$ powierzchnia odniesienia ,

Wyrażenie w nawiasie kwadratowym przedstawia ciśnienie wiatru na jednostkę powierzchni.

Gęstość powietrza – na ten temat, brak jest bliższych danych, w normie 1991-4, jedynie podana jest wartość, którą można przyjmować i jest ona równa $1,25 \text{ kg/m}^3$

Bazowa prędkość wiatru – jest to wartość średnia 10-cio minutowa, o rocznym prawdopodobieństwie przekroczenia 0,02, niezależnie od kierunku wiatru, na wysokości 10 m nad płaskim, otwartym terenem rolniczym, w razie potrzeby z uwzględnieniem wpływu wysokości nad poziomem morza i o pojedynczych przeszkodach oddalonych od siebie na odległość przynajmniej 20-krotnej ich wysokości.

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad (3)$$

C_{dir} – współczynnik kierunkowy, zalecana wartość wynosi 1,0

C_{season} – współczynnik sezonowy zalecana wartość wynosi 1,0.

$V_{b,0}$ – wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru

Czyli można przyjąć że:

$$V_b = V_{b,0} \quad (4)$$

Poniżej zamieszczono tablicę NA.1 zacytowaną wprost z normy [6], w której przedstawione są podstawowe wartości bazowej prędkości i ciśnienia wiatru wg załącznika krajowego dla, pokazanych na rys. 7, stref 1, 2, 3.

Tablica NA.1 – Wartości podstawowe bazowej prędkości wiatru i ciśnienia prędkości wiatru w strefach

Strefa	$v_{b,0}$ (m/s)	$v_{b,0}$ (m/s)	$q_{b,0}$ (kN/m ²)	$q_{b,0}$ (kN/m ²)
	$A \leq 300 \text{ m}$	$A > 300 \text{ m}$	$A \leq 300 \text{ m}$	$A > 300 \text{ m}$
1	22	$22 \cdot [1 + 0,0006 (A - 300)]$	0,30	$0,30 \cdot [1 + 0,0006 (A - 300)]^2$
2	26	26	0,42	0,42
3	22	$22 \cdot [1 + 0,0006 (A - 300)]$	0,30	$0,30 \cdot [1 + 0,0006 (A - 300)]^2 \cdot \left[\frac{20000 - A}{20000 + A} \right]$

UWAGA: A – wysokość nad poziomem morza (m)



Rys. 7. Podział Polski na strefy obciążenia wiatrem wg [6]

Jeżeli obciążenie drogowe brane jest w kombinacji z towarzyszącym obciążeniem zmiennym od oddziaływania wiatru to zalecaną wartością podstawowej wartości bazowej prędkości, którą oznacza się jako v_b^* jest 23m/s. Odpowiednio dla mostów kolejowych, oznaczona jako v_b^{**} , wynosi ona 25m/s.

Współczynnik obciążenia wiatrem

$$C = c_e \cdot c_{fx}, \tag{5}$$

Zalecane wartości współczynnika obciążenia wiatrem C dla mostów przedstawiono poniżej w, zacytowanej wprost z normy 1991-4, tablicy 8.2.

Tablica 8.2 – Zalecane wartości współczynnika obciążenia wiatrem C dla mostów

b/d_{tot}	$z_e \leq 20$ m	$z_e = 50$ m
$\leq 0,5$	6,7	8,3
$\geq 4,0$	3,6	4,5

Wartości podane w tablicy wynikają z następujących założeń:

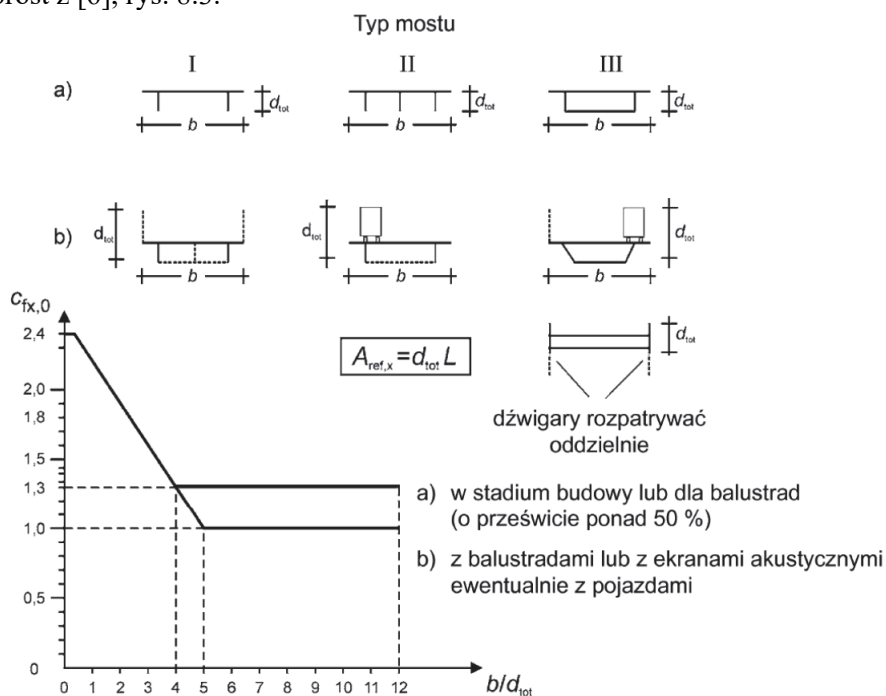
- kategoria terenu II według Tablicy 4;
- współczynnik oporu aerodynamicznego $c_{f,x}$ według 8.3.1 (1);
- $c_o = 1,0$;
- $k_1 = 1,0$.

Dla wartości pośrednich b/d_{tot} i z_e można stosować interpolację liniową.

Z_e – wysokość odniesienia do obliczania ciśnienia wiatru, można ją określać jako odległość od terenu do środka wysokości ustroju nośnego

B - szerokość konstrukcji

d_{tot} – wysokość określana przy pomocy zamieszczonego niżej, zacytowanego wprost z [6], rys. 8.3.

Rysunek 8.3 – Współczynnik siły dla mostów, $c_{fx,0}$

Kategorie i parametry terenu zestawiono w tablicy 2.

Tablica 2. Kategorie terenu wg [6]

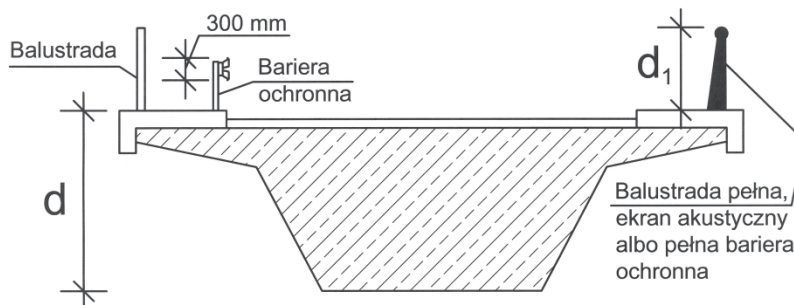
Kategoria terenu	z_0 [m]	z_{min} [m]
0 Obszary morskie i przybrzeżne wystawione na otwarte morze	0,003	1
I Jeziora lub tereny płaskie, poziome, o nieznacznej roślinności i bez przeszkód terenowych	0,01	1
II Tereny o niskiej roślinności, takiej jak trawa, i o pojedynczych przeszkodach (drzewa, budynki) oddalonych od siebie na odległość równą co najmniej ich 20 wysokościom	0,05	2
III Tereny regularnie pokryte roślinnością lub budynkami albo o pojedynczych przeszkodach, oddalonych od siebie najwyżej na odległość równą ich 20 wysokościom (takie jak wsie, tereny podmiejskie, stałe lasy)	0,3	5
IV Tereny, których przynajmniej 15 % powierzchni jest pokryte budynkami o średniej wysokości przekraczającej 15 m	1,0	10

UWAGA Kategorie terenu pokazano w Załączniku A.1.

W tablicy 2.:

z_0 – wymiar chropowatości.

A_{fx} – powierzchnie odniesienia – jej wysokość wyznacza się zgodnie z zasadami podanymi na rys. 8 i zacytowanej wprost z normy [6] tablicy 8.1.



Rys. 8 Wyznaczanie powierzchni odniesienia[6]

Tablica 8.1 – Wysokość (grubość) konstrukcji do wyznaczenia $A_{ref,x}$

System ochrony drogi	Po jednej stronie	Po dwóch stronach
Balustrada lub barierka ażurowa	$d + 0,3$ m	$d + 0,6$ m
Balustrada lub barierka pełnościenna	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Balustrada i barierka ażurowa	$d + 0,6$ m	$d + 1,2$ m

Powierzchnie odniesienia oblicza się wg następujących zasad:

MOST NIEOBCIĄŻONY (kombinacja obciążeń bez obciążenia od ruchu):

a) w przypadku pomostów z dźwigarami pełnościennymi jako sumę

1. Powierzchni czołowej głównego dźwigara nawietrznego;
 2. Powierzchni czołowej tych części innych dźwigarów głównych, które wystają poniżej dźwigara nawietrznego;
 3. Powierzchni czołowej jednego gzymsu albo chodnika lub podkładu pasa ruchu, wystających powyżej dźwigara nawietrznego;
 4. Powierzchni czołowej pełnych barier ochronnych lub osłon akustycznych, tam gdzie jest to istotne, powyżej powierzchni opisanej w 3) albo, jeżeli brak takiego wyposażenia, 0,3 m dla każdej otwartej balustrady lub bariery.
- b) dla pomostów z dźwigarami kratowymi jako sumę:
1. Powierzchni czołowej jednego gzymsu albo chodnika lub podkładu pasa ruchu;
 2. Tych pełnych części wszystkich dźwigarów kratowych, rzutowanych na płaszczyznę pionową, usytuowanych powyżej lub poniżej powierzchni opisanej w 1);
 3. Powierzchni czołowej pełnych barier ochronnych lub osłon akustycznych, tam gdzie jest to istotne, powyżej powierzchni opisanej w 1) albo, jeżeli brak takiego wyposażenia, 0,3 m dla każdej otwartej balustrady lub bariery.

Jednakże, całkowita powierzchnia odniesienia nie powinna być większa niż powierzchnia rzutu belki pełnościennej o tej samej wysokości, obejmującej wszystkie rzutowane części.

MOST OBCIĄŻONY TABOREM

Wysokość taboru w mostach kolejowych wynosi 4 m licząc od główki szyny a 2 m mierzac od nawierzchni w mostach drogowych.

Nie uwzględnia się następujących powierzchni:

- w przypadku pomostów z dźwigarami pełnościennymi:
Powierzchni czołowej jednego gzymsu albo chodnika lub podkładu pasa ruchu, wystających powyżej dźwigara nawietrznego;
Powierzchni czołowej pełnych barier ochronnych lub osłon akustycznych, tam gdzie jest to istotne, powyżej powierzchni opisanej w 3) albo, jeżeli brak takiego wyposażenia, 0,3 m dla każdej otwartej balustrady lub bariery.
- dla pomostów z dźwigarami kratowymi
Powierzchni czołowej pełnych barier ochronnych lub osłon akustycznych, tam gdzie jest to istotne, powyżej powierzchni opisanej w 1) albo, jeżeli brak takiego wyposażenia, 0,3 m dla każdej otwartej balustrady lub bariery.
Jeżeli siła wiatru działa jednocześnie z innymi obciążeniami ruchomymi to zalecana jest podstawowa wartość bazowa prędkości wiatru wynosi 25m/s.

Jednostki: $[\text{kgm/s}^2]/\text{m}^2 \times H(A_{\text{ref},x}) = \text{kN/mb}$.

Współczynniki kombinacyjne ψ_0 dla obciążenia wiatrem w stałej sytuacji obliczeniowej:

Most drogowy: $\psi_0 = 0,6$

Most kolejowy: $\psi_0 = 0,75$ ale siła od oddziaływania wiatru nie może być większa od siły wyznaczonej zgodnie ze wzorem (2), którą się oblicza dla $v_{b,0}^{**}$.

4. ODDZIAŁYWANIA TERMICZNE

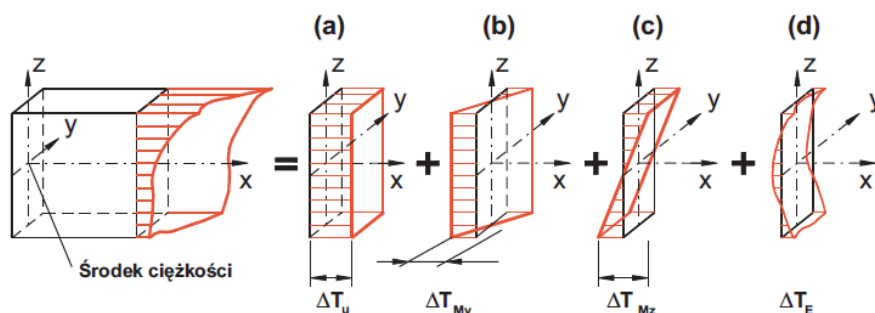
4.1. Postanowienia ogólne

Oddziaływania termiczne ujęte są w normie PN-EN 1991-1-5 [7].

Należy uwzględnić oddziaływania zmian temperatury na całą konstrukcję oraz na jej poszczególne elementy.

Charakterystyczna wartość temperatury powietrza określona jest, jak dla innych zmiennych w czasie oddziaływań, dla czasu powrotu 50 lat.

Rozkład temperatury w elemencie konstrukcyjnym można przedstawić w postaci czterech składowych, co pokazano na rys. 9.



Rys. 9 Składowe oddziaływania temperatury [7]

Elementy konstrukcji nośnych powinny być sprawdzane w celu stwierdzenia:

- czy oddziaływania termiczne nie spowodują powstania naprężeń przekraczających wytrzymałość materiałów konstrukcyjnych,
- czy zapewniona jest swoboda przemieszczeń w wyniku zastosowania dylatacji lub
- czy uwzględniono te efekty w projekcie.

Współczynniki rozszerzalności liniowej wynoszą:

dla stali: $0,000012 \text{ m}^0\text{K}$,

dla betonu: $0,000010 \text{ m}^0\text{K}$,

W konstrukcjach zespolonych można przyjąć ten sam współczynnik dla obydwu materiałów; jak dla betonu.

Rozważane są następujące rodzaje pomostów:

- Rodzaj 1 Pomost stalowy: – stalowy dźwigar skrzynkowy,
– stalowa kratownica lub blachownica,
- Rodzaj 2 Pomost zespolony
- Rodzaj 3 Pomost betonowy: – płyta betonowa,
– belka betonowa,
– betonowy dźwigar skrzynkowy.

4.2. Składowa równomierna temperatury (rys. 9a)

4.2.1. Dla konstrukcji

Składowa równomierna temperatury zależy od minimalnej i maksymalnej temperatury mostu. W rezultacie można określić zakres zmienności składowej równomiernej temperatury, który powoduje zmianę długości elementu konstrukcji o zapewnionej swobodzie odkształceń.

Jeśli jest to istotne dla analizy pracy konstrukcji, to zaleca się uwzględnianie następujących efektów:

- ograniczenie wydłużeń lub skróceń w zależności od rodzaju konstrukcji (np. rama portalowa, łuk, łożyska elastomerowe),
- tarcie w łożyskach wałkowych i ślizgowych,
- nieliniowe efekty geometryczne (efekty II-ego rzędu),
- wpływ wzajemnego oddziaływania między konstrukcją mostu kolejowego spowodowanego zmianą temperatury pomostu i szyn, który może wywołać dodatkowe siły poziome w łożyskach (i dodatkowe siły w szynach).

Przy obliczaniu łożysk należy uwzględnić obciążenie poziome łożyska stałego wywołane tarcie w pozostałych łożyskach ruchomych (μV).

Wartości minimalnej i maksymalnej równomiernej składowej temperatury mostu potrzebne do obliczenia sił wynikających z ograniczeń swobody przemieszczeń należy określać na podstawie minimalnej (T_{\min}) i maksymalnej (T_{\max}) temperatury powietrza w cieniu.

Minimalna temperatura powietrza w cieniu (T_{\min}) i maksymalna temperatura powietrza w cieniu (T_{\max}) dla konkretnej lokalizacji mostu powinna być określana na podstawie map izotermicznych (przedstawione są w załączniku krajowym).

Zaleca się, aby temperatura początkowa T_0 była przyjmowana jako temperatura elementu konstrukcji w odpowiednim stanie ograniczenia swobody odkształceń. Jeśli ta nie jest do przewidzenia, to zaleca się przyjmowanie średniej temperatury w czasie realizacji obiektu.

UWAGA: Wartość T_0 została określona w załączniku krajowym i wynosi $8\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Wartości temperatury konstrukcji T_e dla wyznaczonej temperatury powietrza odczytuje się z rys.10.

W przypadku stalowych kratownic i blachownic wartości maksymalne określone dla pomostu stalowego (ustroju nośnego) można zredukować o $3\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Zaleca się, aby wartość charakterystyczna maksymalnej zmiany składowej równomiernej temperatury mostu $\Delta T_{N,con}$, odpowiedzialnej za skrócenie konstrukcji, była określana jako:

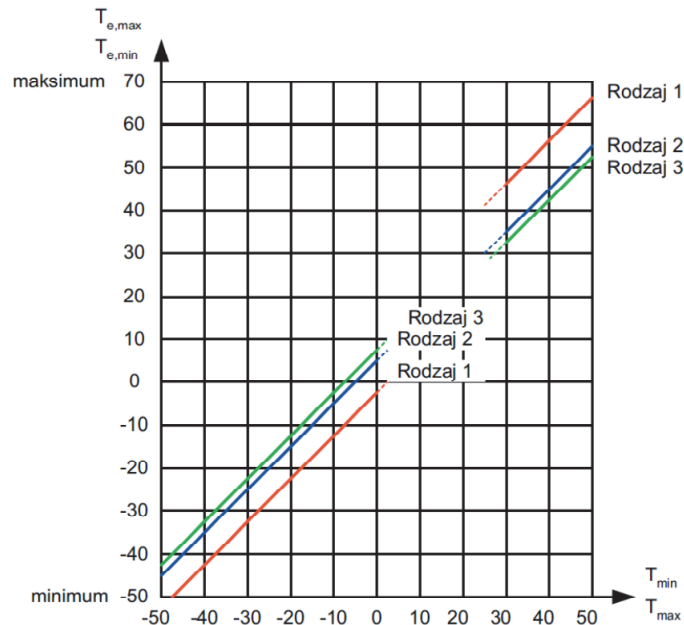
$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

a charakterystyczna maksymalna wartość zmiany składowej równomiernej temperatury mostu $\Delta T_{N,exp}$, odpowiedzialnej za wydłużenie, była określana jako

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

Całkowity zakres zmiany składowej równomiernej temperatury mostu wynosi:

$$\Delta T_n = T_{e,max} - T_{e,min}$$



Rys 10. Wykres do odczytywania składowej równomiernej temperatury konstrukcji w zależności od temperatury powietrza[7]

4.2.2. Dla łożysk

Dla łożysk i urządzeń dylatacyjnych maksymalny zakres zmiany składowej równomiernej temperatury przy wydłużaniu i skracaniu konstrukcji może być określony w załączniku krajowym, chyba że wymagane jest spełnienie innych warunków. Zalecane wartości to $(\Delta T_{N,exp} + 20)^\circ\text{C}$ i $(\Delta T_{N,con} + 20)^\circ\text{C}$.

Jeżeli temperatura montażu łożysk i urządzeń dylatacyjnych jest określona, to zaleca się przyjęcie następujących wartości: $(\Delta T_{N,exp} + 10)^\circ\text{C}$ i $(\Delta T_{N,con} + 10)^\circ\text{C}$.

4.3. Składowe różnicy temperatury między krawędzią dolną i górną pomostu (rys. 9c)

W określonym przedziale czasu nagrzewanie i stygnięcie górnej powierzchni pomostu mostowego powoduje zmianę rozkładu temperatury od maksymalnego ogrzania (górna powierzchnia cieplejsza) do maksymalnego schłodzenia (dolna powierzchnia cieplejsza).

Pionowa różnica temperatury może wywołać efekty wewnątrz konstrukcji spowodowane:

- ograniczeniem swobody zmiany krzywizny wynikającym z układu konstrukcyjnego (np. rama portalowa, belki ciągłe etc);
- tarciami w łożyskach zapewniających obrót;
- nieliniowymi efektami geometrycznymi (efekty II-ego rzędu).

W przypadku budowy mostu metodą wspornikową, w momencie zwarcia konstrukcji, może być wymagane uwzględnienie początkowej różnicy temperatury.

Liniowa wartość różnicy temperatury na zewnętrznych krawędziach konstrukcji (górnej i dolnej) ma bardzo duży wpływ na wartości sił wewnętrznych. Przy braku ograniczeń odkształceń konstrukcja się zakrzywia. zgodnie ze wzorem:

$$v = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{h}$$

Dla mostów zespolonych można przyjąć, że stal i beton mają taki sam współczynnik rozszerzalności liniowej równy 0,00001m/K.

Rzeczywista różnica temperatur zależy od rodzaju konstrukcji i materiału. W mostach stalowych powstają większe różnice temperatur niż w mostach betonowych.

Wg normy wyróżnia się dwa modele określające składową pionową liniową różnicę temperatury: **model 1**, w którym zmiany są liniowe i **model 2** uwzględniający efekty nieliniowe.

Model 1.

Efekt pionowych różnic temperatury zaleca się uwzględniać, stosując równoważną składową liniową różnicę temperatury (z $\Delta T_{M,heat}$ i $\Delta T_{M,cool}$). Zaleca się, aby przyjmowane wartości dotyczyły temperatur na górnej i dolnej powierzchni pomostu.

Wartości zalecane $\Delta T_{M,heat}$ i $\Delta T_{M,cool}$ podane są w tablicy 2. Wartości dodatnie dotyczą cieplejszej górnej powierzchni.

Przy grubości nawierzchni innej niż 50mm, lub podsypki tłuczniowej na mostach kolejowych, jak również przy mocowaniu bezpośrednim, podane wartości należy zmodyfikować poprzez pomnożenie przez współczynnik k_{sur} .

W przypadku konstrukcji takich jak łuki, kraty należy również przyjąć niekorzystną różnicę temperatur pomiędzy poszczególnymi elementami, np. pomiędzy pasem dolnym i górnym. W takich przypadkach należy przyjąć różnicę temperatur równą 15K.

Tablica 2: Zalecane wartości składowej liniowej różnicy temperatury dla różnych rodzajów pomostów mostów drogowych, kolejowych i kładek dla pieszych [7]

Rodzaj pomostu	Powierzchnia górna cieplejsza niż dolna	Powierzchnia dolna cieplejsza niż górna
	$\Delta T_{M,heat}$ (K)	$\Delta T_{M,cool}$ (K)
Rodzaj 1 pomost stalowy	18	-13
Rodzaj 2: Pomost zespolony	15	-18
Rodzaj 3: Pomost betonowy:		
– dźwigary skrzynkowe	10	-5
– belki typu T	15	-8
– płyty	15	-8
UWAGA 1: Wartości podane w tablicy przedstawiają górne graniczne wartości składowej liniowo zmiennej różnicy temperatury dla reprezentatywnych rodzajów mostów. UWAGA 2: Wartości podane w tablicy zostały określone przy założeniu grubości nawierzchni 50 mm w mostach drogowych i kolejowych. Dla innych grubości nawierzchni wartości te zaleca się pomnożyć przez współczynnik k_{sur} . Zalecane wartości współczynnika k_{sur} podano w tablicy 6.2.		

Model 2

Efekt pionowych różnic temperatury zaleca się uwzględniać łącznie ze składową nieliniową różnicą temperatury (patrz 6.1.2.2 PN-EN 1991-1-5). Ten model stosowany jest wyjątkowo, np. dla określenia stanu istniejących konstrukcji oraz dla mostów zespolonych (rozkład uproszczony) oraz dla wysokich dźwigarów skrzynkowych. Problematyka dotycząca mostów zespolonych została przedstawiona w pracach [2-4].

Tablica 3: Zalecane wartości współczynnika korygującego k_{sur} ze względu na różne grubości nawierzchni dla mostów drogowych, kolejowych i kładek dla pieszych [7]

Grubość nawierzchni [mm]	Rodzaj 1- stalowe		Rodzaj 2-zespolone		Rodzaj 3-betonowe	
	Powierzchnia górna cieplejsza niż dolna	Powierzchnia dolna cieplejsza niż górna	Powierzchnia górna cieplejsza niż dolna	Powierzchnia górna cieplejsza niż dolna	Powierzchnia dolna cieplejsza niż górna	Powierzchnia górna cieplejsza niż dolna
	k_{sur}					
Bez nawierzchni	0.7	0.9	0.9	1.0	0.8	1.1
Pokrycie izolacją wodoszczelną	1.6 ¹⁾	0.6	1.1	0.9	1.5 ¹⁾	1.0
50	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
100	0.7	1.2	1.0	1.0	0.7	1.0
150	0.7	1.2	1.0	1.0	0.5	1.0
Balast (750 mm)	0.6	1.4	0.8	1.2	0.6	1.0

¹⁾Wartości te przedstawiają górne wartości graniczne dla kolorów ciemnych.

Wartości pionowych różnic temperatury w pomostach do stosowania w kraju mogą zostać określone w załączniku krajowym. Wartości zalecane zostały podane w tablicach 4,5 i 6 [7]. Na rysunkach w tych tablicach „ogrządanie” odnosi się do takich warunków, w których promieniowanie słoneczne i inne czynniki powodują wprowadzenie strumienia ciepła przez górną powierzchnię pomostu. i odwrotnie, „stygądanie” odnosi się do warunków, gdy następuje wypływ strumienia ciepła przez górną powierzchnię pomostu jako rezultat wypromieniowania i innych czynników. W różnicy temperatury ΔT zawarte są ΔT_M i ΔT_E łącznie z niewielką częścią składowej ΔT_N ; jej pozostała część zawarta jest w składowej równomiernej temperatury.

Niektóre wartości różnic temperatury pokazano na rysunkach zawartych w tablicach 4, 5 i 6.

4.4. Składowa pozioma (rys. 9b)

Jeżeli inne informacje są niedostępne i nie ma przesłanek dla stosowania większych wartości, wartością zalecaną poziomej różnicy temperatury między zewnętrznymi krawędziami mostu niezależnie od jego szerokości może być 5 °C.

4.5. Składowe różnicy temperatury między średnikami betonowych dźwi-garów skrzynkowych

Przy projektowaniu dużych skrzynkowych mostów betonowych należy zwrócić szczególną uwagę na występowanie znacznych różnic temperatury między wewnętrznymi i zewnętrznymi średnikami takich

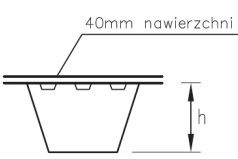
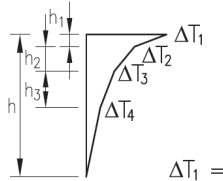
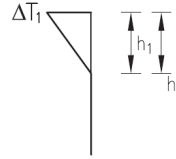
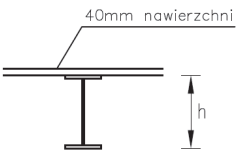
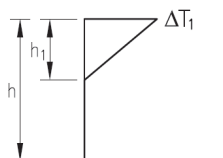
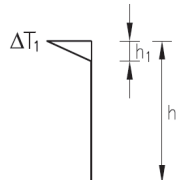
Zalecana wartość liniowej różnicy temperatury wynosi 15 °C.

4.6. Jednoczesność występowania składowej równomiernej i składowej różnicy temperatury

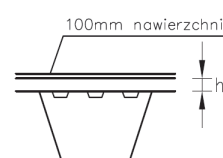
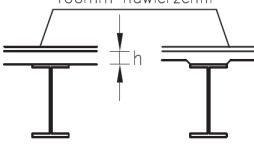
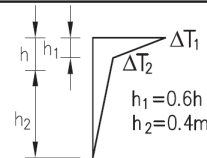
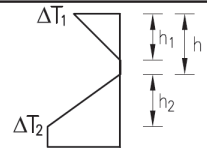
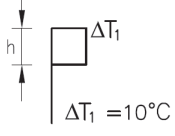
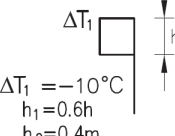
Jeśli konieczne jest uwzględnienie jednoczesnego działania składowej różnicy temperatury $\Delta T_{M,heat}$ (lub $\Delta T_{M,cool}$) i składowej maksymalnego zakresu równomiernej składowej temperatury mostu $\Delta T_{N,exp}$ (lub $\Delta T_{N,con}$) (np. w przypadku konstrukcji ramowych), można stosować następujące wyrażenie (które zaleca się interpretować jako kombinację obciążeń):

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (lub } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (lub } \Delta T_{N,con}) \text{ lub} \\ \omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (lub } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (lub } \Delta T_{N,con}).$$

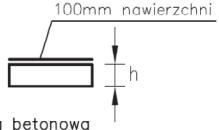
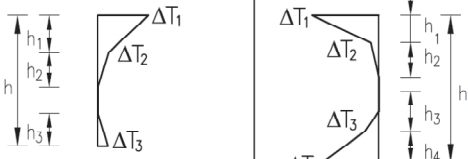
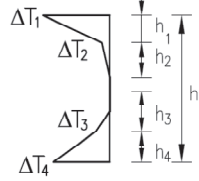
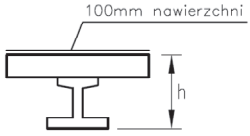
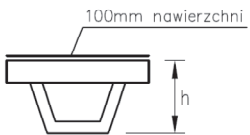
Tablica 4: Różnice temperatury w pomostach – Rodzaj 1: Pomosty stalowe

Rodzaj konstrukcji	Różnica temperatury (ΔT)	
	(a) Ogrzanie	(b) Stygnięcie
 <p>1a. Pomost stalowy na stalowym dźwigarze skrzynkowym</p>	 <p> $\Delta T_1 = 24^\circ\text{C}$ $\Delta T_2 = 14^\circ\text{C}$ $\Delta T_3 = 8^\circ\text{C}$ $\Delta T_4 = 4^\circ\text{C}$ </p> <p> $h_1 = 0.1\text{m}$ $h_2 = 0.2\text{m}$ $h_3 = 0.3\text{m}$ </p>	 <p> $\Delta T_1 = -6^\circ\text{C}$ $h_1 = 0.5\text{m}$ </p>
 <p>1b. Pomost stalowy na kratownicy lub dźwigarach blachownicowych</p>	 <p> $h_1 = 0.5\text{m}$ $\Delta T_1 = 21^\circ\text{C}$ </p>	 <p> $\Delta T_1 = -5^\circ\text{C}$ $h_1 = 0.1\text{m}$ </p>

Tablica 5: Różnice temperatury w pomostach – Rodzaj 2: Pomosty zespolone

Rodzaj konstrukcji	Różnica temperatury (ΔT)																									
	(a) Ogrzanie	(b) Stygnięcie																								
  <p>2. Pomost betonowy na stalowym dźwigarze skrzynkowym, kratownicy lub dźwigarze blachownicowym</p>	<p>Procedura normalna</p>  <p> $h_1 = 0.6h$ $h_2 = 0.4h$ </p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> </tr> <tr> <td>m</td> <td>$^\circ\text{C}$</td> <td>$^\circ\text{C}$</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.2</td> <td>13</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>0.3</td> <td>16</td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	m	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$	0.2	13	4	0.3	16	4	 <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> </tr> <tr> <td>m</td> <td>$^\circ\text{C}$</td> <td>$^\circ\text{C}$</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.2</td> <td>-3.5</td> <td>-8</td> </tr> <tr> <td>0.3</td> <td>-5.0</td> <td>-8</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	m	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$	0.2	-3.5	-8	0.3	-5.0	-8
	h	ΔT_1	ΔT_2																							
m	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$																								
0.2	13	4																								
0.3	16	4																								
h	ΔT_1	ΔT_2																								
m	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$																								
0.2	-3.5	-8																								
0.3	-5.0	-8																								
<p>Proc. uproszczona</p>  <p> $\Delta T_1 = 10^\circ\text{C}$ </p>	 <p> $\Delta T_1 = -10^\circ\text{C}$ $h_1 = 0.6h$ $h_2 = 0.4h$ </p>																									
<p>UWAGA! Dla mostów zespolonych może być używana procedura uproszczona, która stanowi górne oszacowanie wpływów termiczne. Wartości ΔT w tej procedurze są orientacyjne i mogą być używane dopóki dokładne wartości nie zostaną podane w załączniku krajowym.</p>																										

Tablica 6: Różnice temperatury w pomostach – Rodzaj 3: Pomosty betonowe

Rodzaj konstrukcji	Różnica temperatury (ΔT)																																																																	
	(a) Ogrzanie	(b) Stygnięcie																																																																
 <p>3a. Płyta betonowa</p>	 <p> $h_1 = 0.3h$ ale $\leq 0.15m$ $h_2 = 0.3h$ ale $\geq 0.10m$ ale $\leq 0.25m$ $h_3 = 0.3h$ ale $\leq 0.10m +$ grubość nawierzchni w metrach (dla cienkich płyt h_1, jest ograniczone przez $h - h_1 - h_2$) </p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> <th>ΔT_3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>m</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>≤ 0.2</td> <td>8.5</td> <td>3.5</td> <td>0.5</td> </tr> <tr> <td>0.4</td> <td>12.0</td> <td>3.0</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>0.6</td> <td>13.0</td> <td>3.0</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>≥ 0.8</td> <td>13.0</td> <td>3.0</td> <td>2.5</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	m				≤ 0.2	8.5	3.5	0.5	0.4	12.0	3.0	1.5	0.6	13.0	3.0	2.0	≥ 0.8	13.0	3.0	2.5	 <p> $h_1 = h_2 = 0.20h$ ale $\leq 0.25m$ $h_2 = h_3 = 0.25h$ ale $\geq 0.20m$ </p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> <th>ΔT_3</th> <th>ΔT_4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>m</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>≤ 0.2</td> <td>-2.0</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-1.5</td> </tr> <tr> <td>0.4</td> <td>-4.5</td> <td>-1.4</td> <td>-1.0</td> <td>-3.5</td> </tr> <tr> <td>0.6</td> <td>-6.5</td> <td>-1.8</td> <td>-1.5</td> <td>-5.0</td> </tr> <tr> <td>0.8</td> <td>-7.6</td> <td>-1.7</td> <td>-1.5</td> <td>-6.0</td> </tr> <tr> <td>1.0</td> <td>-8.0</td> <td>-1.5</td> <td>-1.5</td> <td>-6.3</td> </tr> <tr> <td>≥ 1.5</td> <td>-8.4</td> <td>-0.5</td> <td>-1.0</td> <td>-6.5</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4	m					≤ 0.2	-2.0	-0.5	-0.5	-1.5	0.4	-4.5	-1.4	-1.0	-3.5	0.6	-6.5	-1.8	-1.5	-5.0	0.8	-7.6	-1.7	-1.5	-6.0	1.0	-8.0	-1.5	-1.5	-6.3	≥ 1.5	-8.4	-0.5	-1.0	-6.5
h		ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3																																																														
m																																																																		
≤ 0.2	8.5	3.5	0.5																																																															
0.4	12.0	3.0	1.5																																																															
0.6	13.0	3.0	2.0																																																															
≥ 0.8	13.0	3.0	2.5																																																															
h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4																																																														
m																																																																		
≤ 0.2	-2.0	-0.5	-0.5	-1.5																																																														
0.4	-4.5	-1.4	-1.0	-3.5																																																														
0.6	-6.5	-1.8	-1.5	-5.0																																																														
0.8	-7.6	-1.7	-1.5	-6.0																																																														
1.0	-8.0	-1.5	-1.5	-6.3																																																														
≥ 1.5	-8.4	-0.5	-1.0	-6.5																																																														
 <p>3b. Dźwigary betonowe</p>																																																																		
 <p>3c. Skrzynka betonowa</p>																																																																		

Z powyższych kombinacji zaleca się wybór oddziaływania najbardziej niekorzystnego.

UWAGA 1: Załącznik krajowy może określać wartość liczbową ω_N i ω_M . Jeśli inne informacje są niedostępne, zaleca się przyjmowanie następujących wartości ω_N i ω_M :

$$\omega_N = 0,35 \qquad \omega_M = 0,75$$

Wobec tego należy rozpatrzyć następujące kombinacje równoczesnego oddziaływania temperatur

$$\Delta T_M + 0,35 \Delta T_N \text{ lub } \Delta T_N + 0,75 \Delta T_M.$$

4.7. Różnice w składowej równomiernej temperatury między różnymi elementami konstrukcji

W konstrukcjach, w których różnice w składowej równomiernej temperatury między różnymi elementami mogą powodować niekorzystne efekty obciążeniowe, zaleca się uwzględnianie tych różnic.

Zalecaną wartością jest $15 \text{ }^\circ\text{C}$ pomiędzy głównymi elementami konstrukcji (np. między ściągami i łukiem); oraz $10 \text{ }^\circ\text{C}$ i $20 \text{ }^\circ\text{C}$, odpowiednio dla jasnego i ciemnego koloru, między linami mostów wiszących i podwieszonych oraz pomostem (lub pylonem).

Efekty te zaleca się uwzględniać jako dodatkowe do efektów wynikających z działania składowej równomiernej temperatury we wszystkich elementach

4.8. Podpory mostowe

4.8.1. Zalecenia dotyczące stosowania poszczególnych składowych oddziaływań termicznych

W obliczeniach należy uwzględniać różnice temperatury pomiędzy zewnętrznymi powierzchniami podpór mostowych (pełnych lub z otworami).

Procedura obliczeniowa może zakładać tę różnicę jako równoważną liniową różnicę temperatury.

Całkowite oddziaływania termiczne na podpory zaleca się uwzględniać, jeśli mogą one prowadzić do powstania sił wewnętrznych lub przemieszczeń w sąsiadujących konstrukcjach.

4.8.2. Różnice temperatury

Dla filarów betonowych (pełnych lub z otworami) zaleca się uwzględnianie liniowych różnic temperatury między przeciwnie położonymi powierzchniami zewnętrznymi. W przypadku braku szczegółowych danych zalecaną wartością jest 5 °C, a dla ścian 15°C.

LITERATURA

1. Projektowanie mostów zgodnie z systemem norm PN-EN. Wybrane zagadnienia Wyd. PP. Poznań 2015.
2. Karlikowski J., *Wpływ temperatury według PN-EN na siły wewnętrzne i naprężenia w mostowych dźwigarach zespolonych*, IX Konferencja Naukowa „Konstrukcje zespolone”, Zielona Góra, 29-30 czerwca 2011, 77–88.
3. Karlikowski J., *Wpływ temperatury według PN-EN 1991-1-5 na siły wewnętrzne i naprężenia w mostowych dźwigarach zespolonych*, Inżynieria i Budownictwo nr 12/2011, 656–659.
4. Karlikowski J., *Oddziaływania termiczne w mostach zespolonych wg PN-EN*, Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej (XXII Seminarium „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów”), Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 14/2012, 109–126.
5. PN-EN 1991-2 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenie ruchome mostów
6. PN-EN 1991-1-4 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne Oddziaływania wiatru
7. PN-EN 1991-1-5. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne
8. PN-EN 1991-1-7. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-7: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wyjątkowe
9. PN-EN 1317-2 Systemy ograniczające drogę – Część 2: Klasy działania, kryteria przyjęcia badań zderzeniowych i metody badań barier ochronnych i balustrad

10. Id-2(D2) Warunki Techniczne dla kolejowych obiektów inżynierskich. PKP PLK S.A. Warszawa 2005.

**ACCIDENTAL LOADS ON ROAD BRIDGES WIND
AND THERMAL LOADS ON BRIDGES AT PN-EN**

Summary

In the paper accidental, wind and thermal loads on road bridges have been discussed according to following standards:

accidental loads	PN-EN 1991-2 and PN-EN 1991-1-7
wind loads	PN-EN 1991-1-4
thermal loads	PN-EN 1991-1-5