



RADOSŁAW OLESZEK

Politechnika Warszawska
r.oleszek@il.pw.edu.pl



SŁAWOMIR KANAWKA

DHV POLSKA Sp. z o.o.
slawomir.kanawka@
rhdhv.com

Projektowanie jednoprzęsłowego ramowego wiaduktu żelbetowego

Wiadukty ramowe, a mosty integralne

Wiadukty ramowe należą do często stosowanych rozwiązań konstrukcyjnych obiektów mostowych o małej ($L < 20$ m) lub średniej ($20 \text{ m} < L < 60$ m) rozpiętości przęsła. Ustroje te stosowano w przeszłości powszechnie. W literaturze coraz częściej spośród tradycyjnych wiadukty ramowych wyodrębnia się grupę tzw. mostów integralnych (zintegrowanych), wzorując się na piśmiennic-

twie anglojęzycznym [3], [6], [10], [11], [12]. Ich specyfika polega na zastosowaniu podatnych podpór, które odkształcają się wraz z gruntem. Obiekty integralne obejmują szeroką gamę konstrukcji o różnych schematach statycznych (ramownice, jedno- lub wieloprzęsłowe) i różnorodnych rozwiązaniach ustrojów niosących (żelbetowe, zespolone stalowo-betonowe, zespolone typu beton-beton, sprężone etc.). Cechą znaną jest połączenie pomostu (rygla) z podatnymi podporami, w szczególności skrajnymi (przyczółkami), w sposób zapewniający zgodność przemieszczeń na styku tych elementów. Skutkuje to współpracą ustroju niosącego z otaczającym gruntem; konstrukcja, fundamenty i ośrodek gruntowy stanowią jedną całość. Nawet nieskomplikowane obiekty ramowe posadowione na palach (szczególnie w jednym rzędzie) wykazują cechy współpracy z gruntem. Dotyczy ona głównie ścian podporowych i stanowiących ich przedłużenie pali fundamentowych, których współodkształcalność z ośrodkiem gruntowym jest opisywana w piśmiennictwie [17]. Fundamenty palowe, w szczególności o średnicy nie przekraczającej 0,75 m lub stalowe (barety), usytuowane w jednym rzędzie, zapewniają dużą podatność na przemieszczenia poziome i obrót węzła łączącego je ze ścianą podporową, a tym samym węzła na styku rygla ze ścianą. W mostach ramowych ma to szczególne znaczenie, gdyż zastosowanie połączeń monolitycznych na styku rygla ze ścianą i ściany z palami zapewnia ciągłość momentów zginających w palach fundamentowych, ścianach podporowych i rygla ramy.

W artykule przedstawiono zagadnienia teoretyczne i projektowe, które napotkano podczas modelowania, analizy i konstruowania wiaduktu ramowego o rozpiętości 27,0 m, usytuowanego w skosie, współpracującego, poprzez pale fundamentowe, z ośrodkiem gruntowym. Obiekt ten zaliczyć

można do konstrukcji częściowo zintegrowanej, pośredniej między stosowanymi dawniej klasycznymi układami ramowymi, a preferowanymi obecnie mostami integralnymi [3].

Podstawy analizy statycznej

W projektowaniu i analizie mostów ramowych najczęściej integralność konstrukcji z podłożem i nasypem nie była uwzględniana [9]. Z reguły przeprowadzano niezależną analizę statyczną, wymiarowanie i sprawdzanie nośności konstrukcji, fundamentów i otaczającego gruntu.

Obecnie dąży się do tego, by obliczenia statyczne mostów ramowych uwzględniały wiernie oddziaływanie gruntu (parcie i odpór) na ściany podporowe oraz współpracę elementów posadowienia (pale, ławy, płyty fundamentowe) z ośrodkiem gruntowym. Sprawdzeniu podlega zarówno sama konstrukcja, jak i ośrodek gruntowy – szczególnie w poziomie posadowienia.

Analizę statyczną nieskomplikowanych obiektów ramowych przeprowadza się zwykle stosując uproszczone schematy statyczne w postaci prętowej ramy płaskiej (e^1, p^2). Obciążenia przestrzennej konstrukcji sprowadza się do zastępczych obciążeń układu płaskiego, wyznaczonych metodami rozdziału poprzecznego obciążeń (np. sztywnej lub rozciętej poprzeczniczy, rozkład prymitywny etc.). Postępowanie takie, jak wskazuje wieloletnia praktyka projektowa, jest dopuszczalne do obiektów o nieskomplikowanej geometrii (usytuowanie prostopadle do przeszkody, oddylatowanie skrzydeł od ścian podporowych itp.) oraz w przypadkach, gdy dominują obciążenia długotrwałe zbliżone do powierzchniowego (np. występuje nadsypka gruntowa rozkładająca obciążenia skupione). Sposób ten zwykle działa na korzyść bezpieczeństwa, jednak uniemożliwia uzyskanie informacji o przebiegu sił wewnętrznych w kierunku poprzecznym, a w ramach o większej rozpiętości prowadzi do przewymiarowania konstrukcji. W przypadku obiektów usytuowanych w skosie, o znacznej szerokości w stosunku do rozpiętości, może zafałszowywać prawdziwy obraz pracy ustroju. Szczególne znaczenie ma to przy szacowaniu wyężenia pomostów (rygla ramownic), które zwykle projektuje się jako płytowe. W celu pełniejszego ujęcia przestrzennej pracy konstrukcji ramowej posadowionej na palach, jako schematy statyczne przyjmuje się obecnie trójwymiarowe układy prętowe (e^1, p^3), modele zbudowane z elementów powłokowych (e^2, p^3) lub kombinacji elementów powłokowych i prętowych ($e^1 + e^2, p^3$) [9].

Obciążenia mostów ramowych

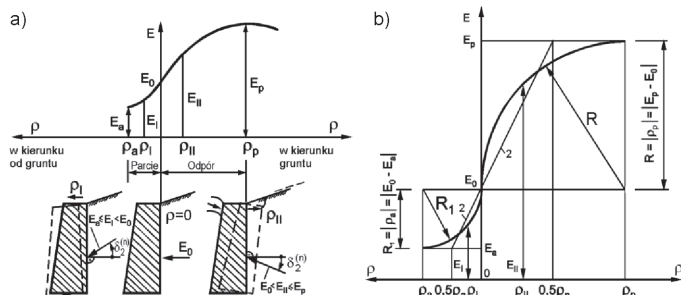
W celu zaprojektowania i zwymiarowania żelbetowych obiektów ramowych, posadowionych na palach, uwzględnia się następujące rodzaje obciążeń [1], [2], [3], [4], [17]:

- obciążenia stałe wywołane ciężarem własnym konstrukcji ramowej (g),
- obciążenie wyposażeniem (Δg_w) płyty pomostowej (rygla ramy) i płyt przejściowych, np. warstwa nadsypki gruntowej, warstwy nawierzchni drogowej, krawężniki, kapy chodnikowe, bariery, balustrady, urządzenia obce itp.,
- parcie gruntu ($E_o, E_a, E_p, E_i, E_{ii}$) na ściany podporowe,
- obciążenia termiczne: równomierne ogrzanie i oziębienie całego obiektu ($\pm T$), gradient temperatury na wysokości płyty pomostu (ΔT^h), ogrzanie płyty pomostu (ΔT^+),
- obciążenie wywołane skurczem płyty pomostu i ścian podporowych betonowanych zwykle w drugim etapie (modelowanym często jako ekwiwalentne oziębienie),
- obciążenie ruchome krótkotrwałe: tabor samochodowy, pojazdy K lub S , tłum pieszych, hamowanie lub przyspieszanie taboru bądź dodatkowe parcie gruntu (E_o) od obciążonego naziomu na dojazdach do obiektu,
- obciążenie różnicą osiadań fundamentów,
- dodatkowe obciążenie pionowe i poziome (parcie) na pale fundamentowe w obrębie przewarstwień gruntów słabonasywnych.

Parcie gruntu na ściany podporowe

W oporowych konstrukcjach geotechnicznych, do których zaliczyć można ściany podporowe ramownic, trudne jest określenie rzeczywistego parcia gruntu. Teoretycznie może wystąpić graniczne parcie czynne – E_a , spoczynkowe – E_o lub graniczne parcie bierne (odpór gruntu) – E_p . W realnych konstrukcjach występuje tzw. parcie pośrednie (E_i) lub odpór pośredni (E_{ii}) uzależniony od formy odkształcenia ściany i wartości granicznego przemieszczenia (ρ) mobilizującego określony rodzaj parcia oraz od tego czy konstrukcja jest podatna (np. ścianki szczelne), czy sztywna (masywne żelbetowe mury oporowe i ściany podporowe) [4], [5], [6]. Przebieg wykresu ilustrującego korelację $E(\rho)$ lub $K(\rho)$ przedstawiono na rysunku 1a [4].

Przemieszczenie ρ i forma odkształcenia ściany podporowej ustroju ramowego zależy od proporcji sztywności po-



Rys. 1. Współzależność parcia gruntu od przemieszczeń ściany [4]: a) schemat ideowy, b) konstrukcja graficzna do szacowania parcia lub odporu pośredniego

mostu i ścian podporowych, wydłużenia pomostu wywołanego obciążeniami termicznymi, a także przyjętego układu pali fundamentowych [12], [13], [14], [15]. Parcie gruntu jest funkcją tzw. współczynnika parcia bocznego $K(\rho)$, który jest współzależny od przemieszczeń konstrukcji oporowej. Wzory podawane w piśmiennictwie i normach najczęściej dotyczą granicznych wartości parcia czynnego E_a lub biernego E_p .

Przykładowo, wg Eurokodów parcie spoczynkowe (E_o) w gruntach normalnie skonsolidowanych przyjmuje się przy przemieszczeniach ściany oporowej $\rho < 5 \cdot 10^{-4} \cdot H$ (H – wysokość ściany) [6]. W niektórych opracowaniach, np. [5] przytacza się wartości orientacyjne granicznych przemieszczeń mobilizujących określony rodzaj parcia, bez uwzględnienia postaci odkształcenia ściany, np.: $\rho \approx 0,005 \cdot H$ dla parcia czynnego (E_a), $\rho \approx 0,0001 \cdot H$ dla parcia spoczynkowego (E_o), $\rho \approx 0,05 \cdot H$ dla parcia biernego (odpór, E_p). Przemieszczenia graniczne wartości $\rho = \pm 0,0001 \cdot H$, przy których można przyjmować parcie spoczynkowe (K_o), mogą być realne w przypadku zamkniętych ramownic skrzynkowych, symetrycznie obciążonych budowli zagłębionych w gruncie, podziemnych ścian wewnętrznych budynków, obsypywanych tuneli lub monolitycznych murów oporowych posadowionych na palach [5], [6].

Współczynnik parcia bocznego gruntu K uzależniony jest także od spójności gruntu, którą norma [4] nakazuje uwzględniać tylko w szczególnych przypadkach, rzadko spotykanych w praktyce (grunt rodzimy, nie narażony na przemarzanie). Za ścianami podporowymi ram występuje na ogół grunt zasypowy, a w nielicznych przypadkach rodzimy (ściany szczelinowe). Jest nim przeważnie nasyp drogowy, dodatkowo zagęszczony, i dlatego należy przyjmować zwiększoną wartość parcia spoczynkowego [4], [6]. Współczynnik parcia spoczynkowego określa się wówczas ze wzoru [4]:

$$K_o = [0,5 - \xi_4 + (0,1 + 2\xi_4)(5I_s - 4,15)\xi_5](1 + 0,5\text{tg}\epsilon) \quad (1)$$

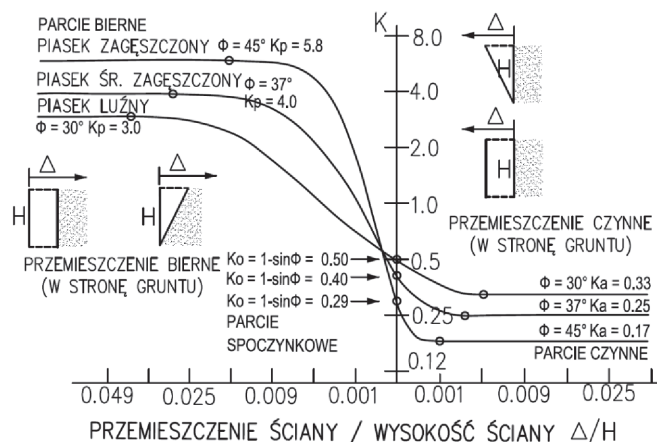
w którym:

I_s – wskaźnik zagęszczenia gruntu zasypowego,

ξ_4 – współczynnik zależny od rodzaju gruntu zasypowego,

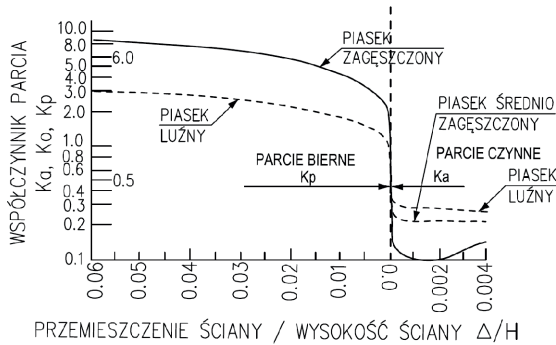
ξ_5 – współczynnik uwzględniający technologię zagęszczania,

ϵ – kąt nachylenia naziomu do poziomu.



Rys. 2. Kształt krzywych współczynnik parcia – przemieszczenia $K(\rho)$ zalecanych w [11]

Z punktu widzenia projektowego istotna jest możliwość szybkiego oszacowania współczynnika parcia, bez konieczności wnikania w zawile wywody teoretyczne. W pracy [11] przywołano wykresy współzależności współczynników parcia bocznego $K(\rho)$ od przemieszczeń (ρ) i formy odkształcenia ściany oporowej, w przypadku popularnych gruntów zasypowych, zalecanych przez National Cooperative Highway Research Program (NCHRP, rys. 2.) oraz Canadian Foundation Engineering Manual według Canadian Geotechnical Society (CGS, rys. 3).



Rys. 3. Kształt krzywych współczynnika parcia – przemieszczenia $K(\rho)$ zalecanych w [11]

W opracowaniach zagranicznych różnicuje się wartości współczynnika parcia K na wysokości ściany podporowej, posadowionej na palach, bazując na wartościach współczynników parcia spoczynkowego K_0 i granicznego biernego K_p (rys. 4) [10], [12]. W wyniku ogrzania rygła ramy następuje jego wydłużenie, które generuje przemieszczenie górnego węzła ściany podporowej w kierunku gruntu, mobilizując pewną część parcia biernego (oporu). Przeciążenie ściany dodatkowym parciem, wynikającym z przeszywnienia gruntu w rejonie oddziaływań cyklicznych, określa się przez modyfikację współczynnika parcia na wysokości ściany. Uzależnia się go od amplitudy wydłużeń rygła od obciążeń termicznych, wyznaczając tzw. współczynnik parcia z przeciążeniem K^* według alternatywnych wzorów [10], [11], [12]:

$$K^* = (d/0,05H)^{0,4} K_p \quad (2)$$

$$K^* = K_0 + (d/0,03H)^{0,6} K_p \quad (3)$$

$$K^* = K_0 + (d/0,025H)^{0,4} K_p \quad (4)$$

w których:

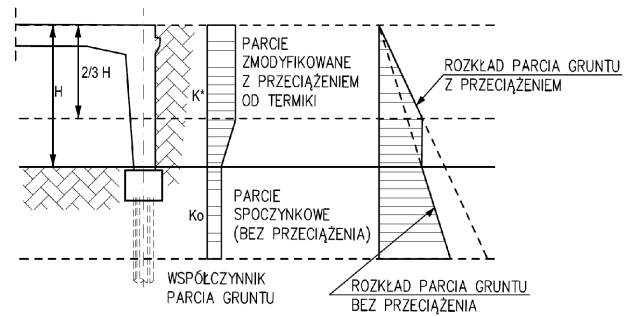
d – amplituda przemieszczeń (wydłużeń) rygła ramy zależna od obciążeń termicznych i podatności podpór,

H – wysokość ściany podporowej,

K_0 – współczynnik parcia spoczynkowego,

K_p – współczynnik parcia biernego.

Zależność (2) dotyczy ram i pełnościennych przyczółków o wysokości przekraczającej $H > 3$ m oraz ścian utwierdzonych w gruncie. Wartość K^* odnosi się do parcia w górnej części ściany ($\sim 2/3 \cdot H$), przy czym dolną część obciąża się parciem spoczynkowym K_0 (rys. 4). W ramach, w których ściany podporowe połączone są z fundamentem w sposób przegubowy, wartości parcia oblicza się z zależności (3). Wzór (4) stosuje się natomiast do ścian podporowych o małej wysokości $H < 3$ m i posadowionych bezpośrednio.



Rys. 4. Przykład różnicowania współczynnika parcia bocznego oraz parcia na ściany podporowe [10]

W zagranicznych instrukcjach projektowania przyczółków zintegrowanych z ustrojami nośnymi (mosty integralne) [21] odchodzi się od założenia liniowej zmienności wykresu parcia gruntu, na rzecz wykresu parabolicznego, w szczególności w odniesieniu do mobilizowanego przez odkształcenie przyczółka parcia biernego (rys. 5b,c).

W celu wyznaczenia powstałego przez przemieszczenie ściany w kierunku gruntu odporu $K_{p,mob}$ (parcia biernego), zaleca się stosowanie dwóch alternatywnych metod [21]:

- z przyjęciem liniowego wykresu parcia gruntu (rys. 5a) zgodnie z EN 1997-1, przy czym wartość współczynnika powstałego odporu oblicza się z zależności:

$$K_{p,mob} = K_0 + (K_p - K_0) \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{v_{max}}{v_p} \right)^{1,45} \right)^{0,7} \quad (5)$$

w której:

K_0, K_p – współczynnik parcia spoczynkowego i biernego, v_{max}/v_p – stosunek przemieszczenia maksymalnego ściany do przemieszczenia granicznego dla parcia biernego.

- z przyjęciem parabolicznego wykresu parcia gruntu (rys. 5b,c) zgodnie z DIN 4085:2007-10, przy czym wartość współczynnika powstałego odporu, uzmiennionego na wysokości ściany, oblicza się z zależności:

$$K_{p,mob}(z) = K_0 + (K_p - K_0) \cdot \frac{v(z)}{a \cdot z + v(z)} \quad (6)$$

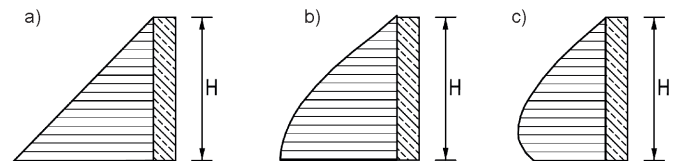
w której:

$v(z)$ – uzmiennione na wysokości ściany przemieszczenie,

K_0, K_p – współczynnik parcia spoczynkowego i biernego,

$a = 0,1$ przy zasypce nie zagęszczonej,

$a = 0,01$ przy zasypce zagęszczonej.



Rys. 5. Rozkłady parcia biernego przyjmowane w przypadku przemieszczeń przyczółka w stronę gruntu [21]: a) przy dominującym przesunięciu równoległym ściany w stronę gruntu wg EN 1997-1, b) przy przesunięciu równoległym w stronę gruntu wg DIN 4085:2007-10, c) przy dominującym obrocie podstawy ściany

W ustrojach ramowych częściowo zintegrowanych z ośrodkiem gruntowym (pale), specyfika pracy ściany podporowej (np. postać deformacji, rozkład sił wewnętrznych) odbiega od schematów pracy „klasycznych” ścian oporowych. Wystąpienie granicznych wartości parcia (oporu) możliwe jest tylko przy pewnych określonych układach obciążeń (np. ogrzanie, oziębienie rygla). Oznacza to, że parcie nie jest wielkością stałą i podlega cyklicznym zmianom. Wobec tego w „praktycznym” projektowaniu, bezpieczne szacowanie parcia gruntu, oddziaływującego na ściany podporowe ramownic, powoduje konieczność analizy dwóch „skrajnych” schematów obciążeń parciem. Stosowaną przez polskich projektantów praktyką jest analizowanie dwóch sytuacji obliczeniowych – wariant z działaniem parcia spoczynkowego (E_0) oraz przypadek z możliwie najmniejszą wartością parcia, tj. połową granicznego parcia czynnego ($1/2 E_a$) lub dla minimalnego współczynnika parcia $K_a^{min} = 0,2$. Czasami oszacowanie parcia pośredniego dokonuje się różnicując „udział” poszczególnych rodzajów parcia np.: $E_1 = 0,75 \cdot E_0 + 0,25 \cdot E_a$ (ściany sztywne), $E_1 = 0,50 \cdot E_0 + 0,50 \cdot E_a$, $E_1 = 0,25 \cdot E_0 + 0,75 \cdot E_a$ (ściany wiotkie).

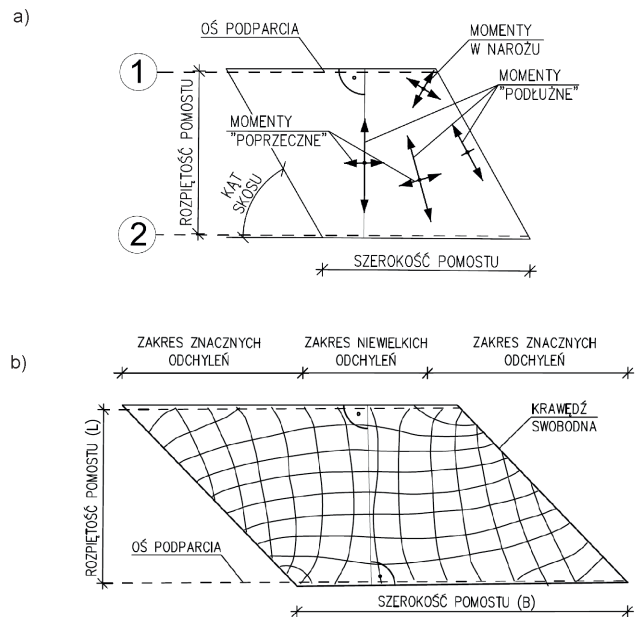
Zginanie płyt w skosie i ich zbrojenie

Mosty w skosie projektowano dawniej stosując przybliżone metody obliczeń lub na podstawie badań modelowych. Obecnie, z uwagi na rozwój sprzętu komputerowego i oprogramowania, analizę wiaduktów ramowych rutynowo przeprowadza się wykorzystując MES.

W mostach skośnych zginanie występuje w kierunku najkrótszego odcinka prostopadłego do osi podparć (rys. 5a). W pomostach belkowych skutkuje to pojawieniem się dodatkowych momentów skręcających w dźwigarach (M_θ), które najczęściej są przejmowane przez strzemiona obwodowe. Występowanie momentów skręcających w płytach (M_{xy}) jest zjawiskiem naturalnym, jednak przy zginaniu skośnym ulega zwielokrotnieniu – znacznemu odchyleniu od kierunków krawędzi płyty ulegają kierunki główne sił przekrojowych (rys. 6b) [8]. Dodatkowo ekstremum momentów przęsłowych ulega przesunięciu w stronę podparcia przy narożu rozwartym.

O zbrojeniu płyt prostokątnych decydują momenty M_{xx} (w kierunku dłuższego boku) i M_{yy} (w kierunku krótszego boku), wpływ momentów skręcających M_{xy} jest niewielki i zwykle pomijany. Momenty M_{xy} powodują w środkowych partiach nieznaczne odchylenie kierunków głównego zginania od kierunków krawędzi płyty, przy obciążeniu zbliżonym do równomiernego. Do przeniesienia lokalnych sił w narożach płyt zwykle stosuje się zbrojenie konstrukcyjne. Ze względu na kształt ukośnych dźwigarów płytowych oraz charakterystykę obciążenia ruchomego (zmiennie położenie na pomoście) zaprojektowanie zbrojenia dostosowanego do kierunków głównych (trajektorialnego) jest nierealne.

Ułatwienie wymiarowania krzyżowo zbrojonych pomostów skośnych umożliwia popularna w projektowaniu, uproszczona metoda zastępczych, „wymiarujących”, prostopadłych momentów zginających zaproponowana przez Wooda-Armerę, przyjęta m.in. w programie *Robot Millennium* [16], [19], [20]. Opiera się na koncepcji uproszczonego wymiarowania dźwigarów powierzchniowych, przeprowadzanego dla fikcyj-



Rys. 6. Specyfika pracy statycznej pomostów skośnych obciążonych równomiernie: a) kierunki i proporcje pracy statycznej (momentów zredukowanych – głównych), b) przykładowe kierunki (trajektorie) przebiegu momentów głównych w pomoście o $B/L = 1,4$

nie wydzielonych, z elementu płytowego, tarczy górnej i dolnej. Obie tarcze są obciążone w swoich płaszczyznach środkowymi siłami normalnymi i stycznymi (siły styczne zwykle pomijają się). Siły normalne, w każdej z wydzielonych tarcz, są wypadkowymi brył naprężeń normalnych, równoważącymi momenty zginające M_{xx} i M_{yy} i skręcające M_{xy} , przy założeniu jednakowego ramienia wszystkich sił wewnętrznych. Korzystając z modelu kratownicowego stanu granicznego nośności obu fikcyjnych tarcz, uzyskuje się zależności umożliwiające określenie miarodajnych wartości momentów zginających do wymiarowania górnej (M_{luxg} , M_{uyg}) i dolnej (M_{luxd} , M_{uyd}) siatki zbrojenia. W przypadku konstrukcji poddanych czystemu zginaniu metoda, najprościej rzecz ujmując, polega na konwersji momentów podłużnych M_{xx} , poprzecznych M_{yy} i skręcających M_{xy} na ortogonalny zestaw momentów „wymiarujących”. Umożliwia oszacowanie wpływu momentów skręcających M_{xy} w płytach, przez zwiększenie wartości momentów podłużnych M_{xx} i poprzecznych M_{yy} . Jej zastosowanie ogranicza się do konstrukcji z elementów płytowych lub powłokowych z włączaną opcją czystego zginania, tj. w szacowaniu zbrojenia nie są uwzględniane siły podłużne w ryglu ramy. Według metody dla wybranego kierunku (np. wzdłuż krawędzi obiektu) i odpowiadającego mu kierunku prostopadłego obliczane są momenty „wymiarujące” dolne M_{xd} i M_{yd} (rozciąganie dolnych włókien płyty) oraz górne M_{xg} , M_{yg} (rozciąganie górą, momenty ujemne). Ogólne wzory na graniczne momenty „wymiarujące” to:

$$M_{ux} = M_{xx} \pm |M_{xy}| \quad (7)$$

$$M_{uy} = M_{yy} \pm |M_{xy}| \quad (8)$$

We wzorach (7) i (8) znaki dodawania stosuje się do wymiarowania zbrojenia dolnego, natomiast znak odejmowania dotyczy zbrojenia górnego. Jeśli którykolwiek z otrzymanych

momentów „wymiarujących” M_{ux} i M_{uy} , w przypadku zbrojenia dolnego jest ujemny, a w przypadku zbrojenia górnego dodatni, przyjmuje się wartość zerową momentu, gdyż zmiana znaku momentów powodowałaby wymiarowanie zbrojenia dla zamienionej siatki górnej z dolną [20]. Z tego powodu wzory (7) i (8) ulegają modyfikacjom w zależności od relacji (znaku) momentów M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} i ich wartości bezwzględnych. Przy zmianie znaków momentów „wymiarujących” stosuje się następujące zależności [20]:

$$M_{ux} = M_{xx} \pm \frac{M_{xy}^2}{M_{yy}} \text{ oraz } M_{uy} = 0 \quad (9)$$

lub:

$$M_{uy} = M_{yy} \pm \frac{M_{xy}^2}{M_{xx}} \text{ oraz } M_{ux} = 0 \quad (10)$$

Podobnie obliczane są zastępcze („wymiarujące”) siły osiowe N_x , N_y w konstrukcjach tarczowych w płaskim stanie naprężenia. Przy złożonych stanach naprężeń, w których występują momenty gnące i siły membranowe (podłużne) nie ma opracowanego algorytmu uproszczonego. Oszacowania zbrojenia w złożonym stanie naprężenia można dokonać przez obliczenie momentów „wymiarujących” M_{ux} , M_{uy} i nałożeniu na nie sił podłużnych N_x , N_y , tzn. „złożenie” zbrojenia stanu tarczowego i płytowego.

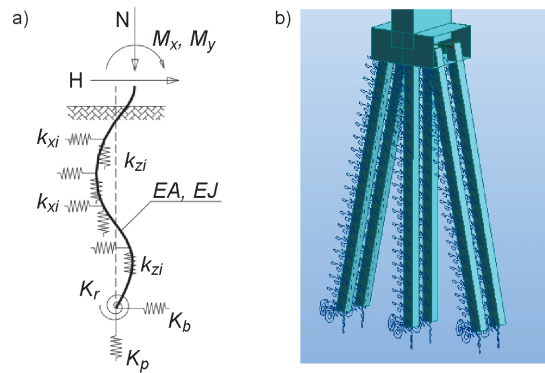
Wymiarowanie zbrojenia pomostów ramownic przeprowadza się stosując obwiednie momentów zginających M_{xx} , M_{yy} stowarzyszonych z normalnymi siłami ściskającymi ($M_{\max/\min} + N$) w pomostach (ryglach ram). Z uwagi na niepewność co do wartości parcia gruntu na ściany podporowe, a tym samym wartości sił osiowych (membranowych) w ryglu, bezpieczne wydaje się wymiarowanie zbrojenia jedynie na zginanie.

Współpraca konstrukcji z gruntem w poziomie posadowienia

Metody klasyczne analizy ustrojów palowych traktują pale jak pręty znajdujące się w ośrodku, nie wykazującym żadnej reakcji na przemieszczanie się w nim konstrukcji. W rzeczywistości pale zagłębione są i otoczone gruntem, który jest ośrodkiem o określonej sztywności i reaguje na przemieszczenia zagłębionej w nim konstrukcji [13], [14], [15], [17]. Wpływa to na rozkład sił wewnętrznych w palach i elementach samej ramownicy (pomost, ściany podporowe).

Obecnie, w analizie ustrojów palowych często stosuje się metodę uogólnioną opracowaną przez M. Koseckiego [17]. W myśl tej metody pal jest poddany złożonym obciążeniom (siła pionowa N , siła pozioma H , momenty zginające M_x , M_y) przekazywanym z głowicy zwieńczającej, połączonej sztywno ze ścianami konstrukcji ramowej, a także dowolnym obciążeniami pobocznymi, w obrębie uwarstwionego podłoża (rys. 7a).

W modelu numerycznym pal zagłębiony w podłożu współpracuje z gruntem za pomocą podpór sprężystych (rys. 7b). Ośrodek gruntowy odwzorowany jest na długości pali za pomocą poziomych (k_{xi}) i pionowych (k_{zi}) podpór sprężystych, sprężyn imitujących sztywność podłużną K_p , poprzeczną K_b



Rys. 7. Pal fundamentowy wg M. Koseckiego [17]: a) schemat mechaniczny, b) model numeryczny grupy pali

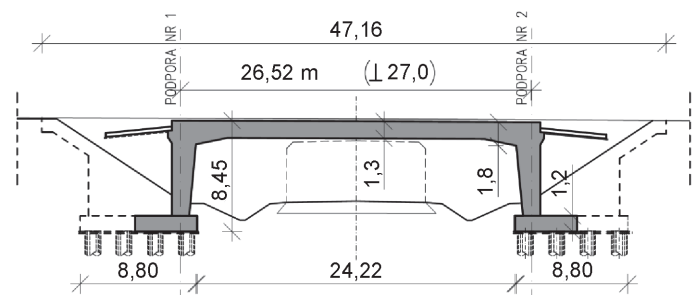
podstawy pala oraz sztywność utwierdzenia na obrót podstawy pala K_r . Wielkości te uzależnione są od kilku współczynników korekcyjnych (m_1 , m_2 , a_2 , φ , S_s , S_w) określonych na podstawie geometrii układu pali, ich rodzaju i parametrów geotechnicznych podłoża. Poza analizą zginania pali, dodatkowo określa się obliczeniowy boczny odpór graniczny gruntu wzdłuż pala q_{gr} , po przekroczeniu którego, przy znacznych przemieszczeniach poziomych pali, dochodzi do jego uplastycznienia (oszacowanie nośności „bocznej” pali) [14], [15], [17].

Pracochłonne obliczenia parametrów podparć sprężystych (k_{xi} , k_{zi} , K_p , K_b , K_r) w przypadku uwarstwionego podłoża mogą być „zautomatyzowane” za pomocą popularnych arkuszy kalkulacyjnych np. MS Excel, MathCad lub darmowego kalkulatora KxGenerator firmy KappaProjekt.

Projekt wiaduktu WG-01 w ciągu obwodnicy Iłży

W latach 2008–2009 opracowano w biurze DHV POLSKA Sp. z o.o. projekt częściowo zintegrowanego obiektu ramowego o symbolu WG-1, usytuowanego na obwodnicy Iłży w ciągu drogi krajowej Radom-Barwinek.

Wiadukt drogowy WG-1 jest obiektem mostowym złożonym z dwóch segmentów – wschodniego i zachodniego, zlokalizowanych w węźle „Iłża Północ” w ciągu drogi krajowej nr 9 Radom – Barwinek. Wiadukty zaprojektowano jako jednoprzęsłowe, ramowe o rozpiętości teoretycznej $L_t = 27,0$ m (rys. 8). Podpory (przyczółki) zaprojektowano w formie ścian



Rys. 8. Przekrój podłużny i wiaduktu WG-1

żelbetowych, połączonych monolitycznie z pomostem o grubości 1,3 m w prześle i 1,8 m przy podporach. Obiekt zaprojektowano na klasę „A” i dodatkowo na obciążenie pojazdem specjalnym wg STANAG 2021 kl. 150 [1]. Ustrój usytuowany jest w stosunku do osi przeszkody pod kątem 79,15°.

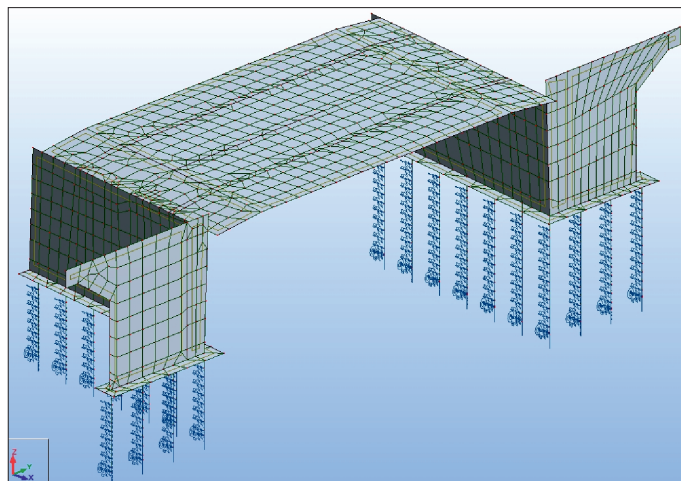
Posadowienie, ze względu na znaczne siły rozporu, przyjęto na palach wierconych o średnicy $\varnothing 120$ cm, wprowadzonych w warstwę wapieni na głębokość min. 2,0 m. Pale przyjęto pod ścianami podporowymi (korpusami) i ścianami bocznymi ze skrzydełkami, w rozstawach 2,4 m i 2,65 m. Ściany boczne „przyczółków” (podpory ramy) ze skrzydełkami zaprojektowano jako żelbetowe, grubości 0,7 m oddylatowane od korpusów, a połączone monolitycznie z ławą fundamentową (oczepem palowym).

Tabela 1. Zestawienie obciążeń przyjętych w analizie obiektu

Nr	Przypadek obciążenia	Wartość
1	Ciężar własny	35,1–48,6 kN/m ² – płyta
2	Wyposażenie	8,2–10,2 kN/m ² – kapa 2,25 kN/m ² – nawierzchnia
3	Obciążenie taborem kl. A	4,0 kN/m ²
4	Przejazd ciągnika K-800	8 × 122 kN (ze współczynnikiem dynamicznym)
5	Obustronne hamowanie na pomoście	0,78 kN/m ²
6	Tłum pieszych	2,5 kN/m ²
7	Przejazd pojazdu STANAG	196 kN + 2×374 kN + 2×285 kN (na oś)
8	Oziębienie/ogrzanie płyty pomostu i częściowo ścian podporowych	T+ = + 25°C – 10°C = 15°C T– = –10 °C – 10°C = –20 (zmiennie liniowo na ścianach)
9	Parcie czynne na ściany boczne ze skrzydełkami	$e_a = 0 \div 42,6$ kPa
10	Zredukowane parcie czynne na ściany podporowe (korpus)	$e_a = 0 \div 21,3$ kPa
11	Parcie spoczynkowe na korpus	$e_o = 0 \div 89,0$ kPa
12	Parcie na korpus od ciągnika K-800 ustawionego na dojeździe	9,5 kPa
13	Parcie gruntu od hamowania taboru na dojazdach	12,8 kPa
	Parcie od pojazdu K-800 na ściany boczne ze skrzydełkami	4,3 ÷ 9,2 kPa
14	Ustawienie koła pojazdu K na skrzydle	$F_z = 60$ kN
15	Osiadania podpór	przemieszczenie podpory sprężystej
16	Skurcz betonu	ekwiwalentne obciążenie termiczne

Model numeryczny konstrukcji (rys. 9), wykonany w systemie *Robot Millennium* przyjęto w postaci przestrzennego ustroju prętowo-powłokowego ($e^1 + e^2, p^3$). Płytę pomostu (rygiel), ściany podporowe, ściany boczne ze skrzydełkami oraz ławy fundamentowe modelowano 3- i 4-węzłowymi elementami powłokowymi. W węzłach elementów występuje 6 stopni swobody: trzy przemieszczenia liniowe (u, v, w) oraz

trzy przemieszczenia kątowe ($\varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$). Przemieszczenia poziome (u, v) odpowiedzialne są za stan tarczowy, a przemieszczenie pionowe (w) oraz kątowe (φ_x, φ_y) za stan zgięciowy (płyty). Zamodelowanie płyty pomostowej elementami o podanych parametrach umożliwia pełne ujęcie specyfiki pracy rygli płytowych, w konstrukcjach ramowych, poddanych działaniu siły osiowej od parcia gruntu na ściany i hamowania na pomoście (stan tarczowy) oraz zginania pomostu od obciążeń pionowych długotrwałych i ruchomych (stan płytowy).



Rys. 9. Model numeryczny ramownicy zbudowany z elementów powłokowych i belkowych ($e^1 + e^2, p^3$)

Pale fundamentowe odwzorowano za pomocą elementów prętowych, z zadanymi w węzłach, podporami sprężystymi. Charakterystyki mechaniczne sprężyn ($k_{xi}, k_{zi}, K_p, K_b, K_i$) określono na podstawie zależności w metodzie uogólnionej w arkuszu kalkulacyjnym [17].

Przyjęte obciążenia (tab. 1) wprowadzono adekwatnie do analizowanego modelu numerycznego. Ciężar własny określany jest przez system automatycznie na podstawie geometrii paneli (powłok); wyposażenie, tłum pieszych i tabor samochodowy przyjęto jako równomiernie rozłożone (kN/m^2), pojazd K-800 modelowano zestawem sił skupionych (kN) przemieszczających się krokiem 1,0 m.

W szczególny sposób wprowadzono obciążenie termiczne. W celu uniknięcia znacznych sił rozciągających w poprzek obiektu, na skutek różnicy odkształceń termicznych na styku płyty pomostowej obciążonej termicznie (ogrzanie, oziębienie) i nieobciążonej ściany podporowej, należało zastosować liniowe „płynne przejście” między temperaturą pomostu i ścian. Wynika to stąd, że w ustrojach przestrzennych modelowanych powłokami, odkształcenia termiczne i skurczowe występują w dwóch ortogonalnych kierunkach, tj. wzdłuż i w poprzek obiektu. W tradycyjnym modelowaniu ramownic (prętowa rama płaska) efekt skurczu i zmian termicznych pomostu uwzględniany jest jedynie w kierunku podłużnym.

Parcie gruntu. Na podstawie zdefiniowanych w modelu obciążeń termicznych odczytano amplitudę przemieszczeń poziomych węzłów styku rygla ze ścianą $d = 0,8$ cm. Zgodnie z zależnościami normy [1] oszacowano współczynnik

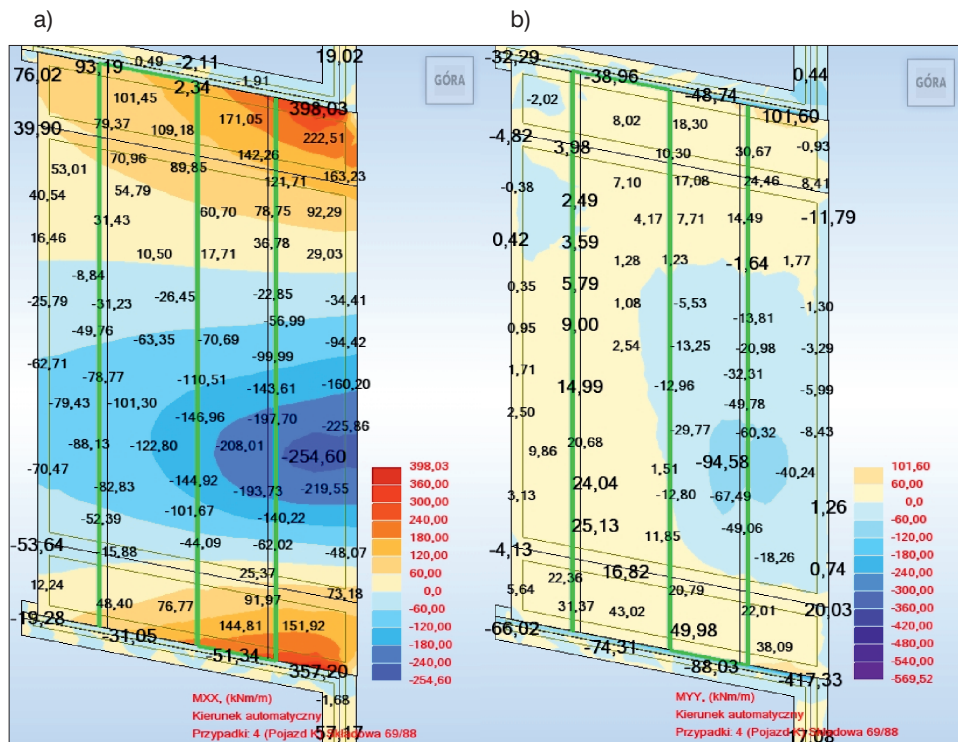
parcia biernego: $K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ + 16^\circ) = 3,25$. Na tej podstawie określono współczynnik parcia z przeciążeniem wg wzoru (2), tj. $K^* = (d/0,05H)^{0,4} \cdot K_p = (8/0,05 \cdot 845)^{0,4} \cdot 3,25 = 0,66$. Korzystając z zależności normowej wg [4] oszacowano współczynnik parcia spoczynkowego, uwzględniającego zagęszczanie zasyпки $K_0 = 0,63$. Z uwagi na zbliżone wartości współczynników parcia K_0 wg (1) oraz K^* wg (2), ostatecznie rozpatrzono dwie sytuacje obliczeniowe. W analizie statycznej ramy uwzględniono możliwość wystąpienia parcia spoczynkowego o pełnej wartości z $K_0 = 0,63$ oraz minimalną wartość parcia, równą połowie parcia granicznego czynnego ($0,5 \cdot E_a$), tj. przy $K_a^{min} = 0,16$. Druga sytuacja obliczeniowa uwzględni ewentualną niekontrolowaną konsolidację gruntu za przyczółkiem oraz nie do końca zbadane odciażające oddziaływanie płyty przejściowej.

Rezultaty obliczeń statycznych obejmowały, między innymi, zestawienia (tab. 2) i wykresy momentów

zginających (rys. 10) w płycie pomostu, miarodajne do wymiarowania zbrojenia, wykresy momentów i przemieszczeń pali, a także trajektorie momentów głównych od obciążenia długotrwałego (ciężar własny, parcie, wyposażenie). Zbrojenie dolne i górne pomostu (rygla ramy) oszacowano na podstawie map momentów „wymiarujących” dolnych M_{uxd} i górnych M_{uxg} , wyznaczonych metodą Wooda-Armera (rys. 11). Jako miarodajne przyjęto przypadki obciążeniowe generujące ekstremalne wartości momentów zginających (tab. 2), wyznaczone z kombinacji SGN. W celach porównawczych, przeprowadzono dodatkowe wymiarowanie krytycznych przekrojów w autorskich arkuszach. Analizując wyniki komputerowe wyznaczania zbrojenia pamiętać należy o prawidłowym zorientowaniu lokalnych układów współrzędnych w elementach powłokowych modelujących ustrój.

Z uwagi na nietypową pracę statyczną ustroju ramowego posadowionego na palach, wynikającą z występowania w palach oprócz sił podłużnych (N) także momentów zginających w dwóch kierunkach (M_{xx} , M_{yy}), przekazywanych ze ścian podporowych na pale, istotne jest prawidłowe wykonanie zbrojenia oczepu palowego, stanowiącego węzeł „uciągający” ściany ramy i pale fundamentowe.

W szerokich skośnych pomostach, obciążonych lokalnie ciężkimi pojazdami (rys. 10), zwrócić uwagę należy na zginanie (momenty M_{yy}) poprzeczne powstające w konstrukcji. Wymuszają one zastosowanie dodatkowego zbrojenia poprzecznego, w ilości większej niż rozdzielcze zbrojenie konstrukcyjne, przewidziane w normach [2]. Warto zaznaczyć, że zalecenia z piśmiennictwa i normowe, sugerujące stosowanie zbrojenia poprzecznego, w ilości ok. 20% zbrojenia podłużnego (głównego), opierają się na rozwiązaniach najprostszego przypadku płyty – prostokątnej, swobodnie pod-



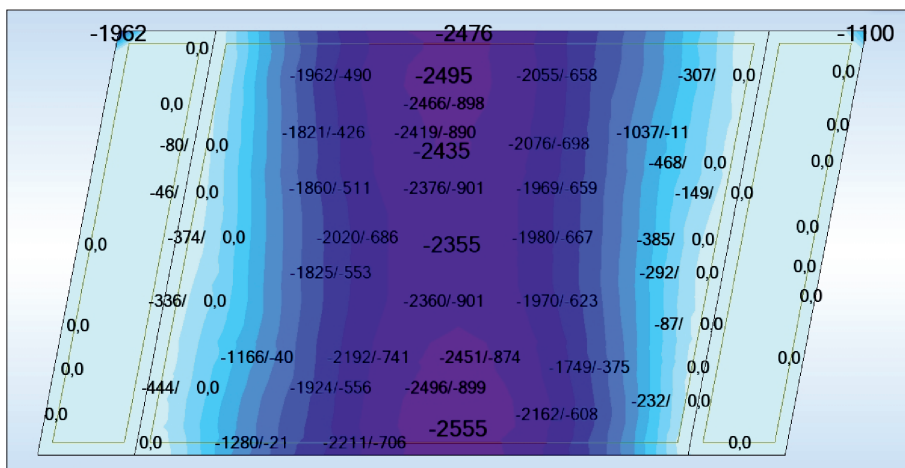
Rys. 10. Przykład prezentacji wyników – mapy momentów zginających podłużnych M_{xx} (a) i poprzecznych M_{yy} (b), w pomoście płytowym, do jednego z ustawień pojazdu K-800 (wartości charakterystyczne)

partej i obciążonej powierzchniowo równomiernie. Oznacza to, że praktycznie mają zastosowanie do części momentów zginających od obciążeń długotrwałych (np. ciężar własny). W przypadku płyt skośnych czy obciążonych lokalnie ciężkim pojazdem (np. K, S wg [1]), prowadzą do niedoszacowania zbrojenia poprzecznego. Z doświadczeń autorów, przy projektowaniu podobnych obiektów ramowych wynika, że momenty poprzeczne M_{yy} , od ciężkich pojazdów „normalnych”, stanowią ok. 20–70% momentów podłużnych M_{xx} ,

Tabela 2. Zestawienie ekstremalnych sił wewnętrznych

Miarodajne siły wewnętrzne		Wartość siły wewnętrznej uzyskana z obwiedni	Współczynnik zapasu bezpieczeństwa SGN/SGU
Obliczeniowe	Charakterystyczne		
Przekrój przęsłowy			
SGN	M_{max}^{obl}	2555 kNm	$\gamma_i^{global} = 1,302$
SGU	M_{max}^{char}	1962 kNm	
SGN	N_{odp}^{obl}	551 kN	$\gamma_i^{global} = 1,230$
SGU	N_{odp}^{char}	448 kN	
Przekrój podporowy			
SGN	M_{max}^{obl}	-3655 kNm	$\gamma_i^{global} = 1,277$
SGU	M_{max}^{char}	-2863 kNm	
SGN	N_{odp}^{obl}	1339 kN	$\gamma_i^{global} = 1,267$
SGU	N_{odp}^{char}	1057 kN	

Uwaga: W tabeli zestawiono ekstremalne wartości momentów zginających i odpowiadających (stowarzyszonych) ściskających sił normalnych w rygłu ramy



Rys. 11. Mapy ekstremalnych zastępczych momentów „wymiarujących” zbrojenie dolne w płycie (M_{uxd}) w SGN

przy czym ich udział w całkowitych siłach wewnętrznych jest mniejszy.

Podsumowując, podczas prac projektowych należało przeanalizować następujące zagadnienia:

- oszacować bezpiecznie parcie gruntu, zapewniające częściowe przenoszenie (redukcję) znacznych sił rozporowych – analizowano dwie skrajne sytuacje obliczeniowe ($1/2 \cdot E_a$ lub E_0), wydłużenia termiczne pomostu były mniejsze od przemieszczeń mobilizujących graniczne parcie bierne,
- oszacować dodatkowe zbrojenie w narożach oraz zbrojenie poprzeczne, wynikające ze specyfiki pracy pomostu płytowego, o znacznej szerokości usytuowanego w skosie – analizowano model powłokowy konstrukcji,
- wykonstruować zbrojenie węzłów (naroże, oczep palowy), zapewniające ciągłość sił wewnętrznych na styku paleściana oraz ściana-pomost,
- możliwie najwierniej odzwierciedlić współpracę pali fundamentowych z gruntem (wpływ na rozkład sił wewnętrznych w ramie) – przyjęto model belki z zadanymi podporami sprężystymi wg metody uogólnionej [17].

Uwagi końcowe

Stosowane, dawniej powszechnie, uproszczone metody analizy ustrojów ramowych, utrudniały precyzyjne oszacowanie wyężenia konstrukcji usytuowanych w skosie, współpracujących z ośrodkiem gruntowym poprzez pale fundamentowe. Mimo opracowania metody elementów skończonych (MES) przez prof. Zienkiewicza, na przełomie lat 60. i 70. ubiegłego wieku, metoda ta nie była stosowana na taką skalę jak obecnie. Dostępne wówczas oprogramowanie i sprzęt komputerowy wymagały znacznie większego nakładu pracy w przygotowaniu danych i analizie wyników. Popularne dzisiaj systemy MES-owskie do analizy konstrukcji inżynierskich (np. *Robot Millennium*, *SOFiSTiK*, *ABC Rama*, *ABC Płyta*, *RM-WIN 3D*), umożliwiają wierne odwzorowanie całej konstrukcji ramowej, z wykorzystaniem powłokowych elementów skończonych, w układzie przestrzennym, wraz z palami fundamentowymi. Istotna jest możliwość dokładniejszego

go, z technicznego punktu widzenia, oszacowania wszystkich sił wewnętrznych, tj. sił osiowych N_x , N_y i ścinających T_{xz} , T_{yz} , momentów zginających podłużnych M_{xx} , i poprzecznych M_{yy} oraz, istotnych w przypadku pomostów skośnych, momentów skręcających M_{xy} (płytkowych lub belkowych). Przyjęcie przestrzennych modeli prętowo-powłokowych umożliwiło precyzyjne zamodelowanie obciążeń termicznych (wzdłuż i w szerz obiektu), mających duży wpływ na odkształcenia konstrukcji, a tym samym wartości parcia działającego na ściany podporowe. Graficzna forma wyników, w postaci np. map lub warstwicy sił wewnętrznych, trajektorii momentów lub naprężeń, ułatwia podjęcie decyzji o sposobie układania i konstruowania zbrojenia pomostów.

Bibliografia

- [1] PN-85/S-10030. *Obiekty mostowe. Obciążenia*
- [2] PN-91/S-10042. *Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie*
- [3] PN-B-024821 *Nośność pali i fundamentów palowych*
- [4] PN-83-B-03010. *Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*
- [5] M. Rybak: *Obciążenia mostów. Komentarz do PN-85/S-10030*. WKiŁ, Warszawa 1989
- [6] B. Rymśa: *Parcie spoczynkowe gruntu przy warstwowym zagęszczaniu zasyпки*. „Inżynieria i budownictwo” nr 6/2004
- [7] W. Trochymiak, L. Dobrowolski, W. Jarominiak, T. Szurowski: *O projekcie integralnego, skośnego, żelbetowego wiaduktu drogowego*. „Inżynieria i budownictwo” nr 9/2001
- [8] M. Cichocki: *Dopuszczalny kąt odchylenia zbrojenia od kierunków głównych momentów zginających w ukośnych płytach pomostowych*. „Inżynieria i budownictwo” nr 10/1983
- [9] R. Oleszek, B. Markocki, P. Zakrzewski: *Praktyczne aspekty projektowania jednoprzęsłowych mostów ramowych*. „Mosty” nr 3/2012
- [10] R.J. Lock: *Integral bridge abutments*. CUED/D-SOILS/TR320. M. Eng. Project report. June 2002
- [11] B. Shah, D. Peric, A. Email: *Effects of ambient temperature changes on integral bridges*. Project report. Kansas State University. September 2008
- [12] R.S. Coke: *The concept and construction of integral bridges*. Seminar on design of integral bridges. Kuala Lumpur, July 2003
- [13] A. Krasieński: *Na jakich palach posadawiać podpory obiektów mostowych?* „Inżynieria i budownictwo” nr 6/2004
- [14] K. Gwizdała: *Projektowanie fundamentów na palach*. XX Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji. Wiśła/Ustroń 2005
- [15] A. Krasieński: *Obliczenia statyczne fundamentów palowych*. Seminarium „Zagadnienia posadowień na fundamentach palowych”. Gdańsk 2004
- [16] J.B. Deaton: *A finite element approach to reinforced concrete slab design*. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, 2005
- [17] M. Kosecki: *Statyka ustrojów palowych*. Szczecin 2006
- [18] K. Furtak, B. Wrana: *Mosty zintegrowane*. WKiŁ. Warszawa 2000
- [19] J.E. O'Brien, D.L. Keogh: *Bridge deck analysis*. E & FN Spon of Taylor & Francis Group, London 2005
- [20] M. Shin, A. Bommer, J. Deaton, B. Almedar: *Twisting moments in two-way slabs. Design methods for torsion in slabs using finite elements analysis*. Concrete International, 2009
- [21] M. Feldman, J. Naumas, D. Park, M. Velikovic, J. Eriksen, O. Heachler, N. Popa, G. Seidl, A. Braun: *Design Guide. Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments*. RWTH Aachen University. Germany 2010 ■