

dr hab. inż. Roman Wróblewski¹⁾

ORCID: 0000-0001-9472-2853

dr inż. Czesław Bywalski^{1)*}

ORCID: 0000-0003-0460-9000

mgr inż. Dawid Zmyślony¹⁾

ORCID: 0009-0004-4447-6972

Experimental verification of deflection models for balconies with thermal break joints

Doświadczalna weryfikacja modeli ugięć balkonów z łącznikami termicznymi

DOI: 10.15199/33.2025.09.01

Abstract. The purpose of the study was to analyse the stiffness of balcony connectors and to calibrate deflection models of cantilevered balconies using results of a proof load test. The calculated deflections overestimated the test deflection by approx. 10%. By measuring deflection, it was possible to estimate support stiffness in the FE model and determine requirements for incorporating stiffness into such models. These results enabled the accuracy of computational design models to be evaluated against the actual structure.

Keywords: balcony connectors; balcony; deflections; test loads; reinforced concrete structure; cantilever.

Streszczenie. W artykule zaprezentowano analizę sztywności łączników balkonowych oraz kalibrację modeli obliczeniowych ugięć balkonów wspornikowych, wykorzystując wyniki obciążenia próbnego. Obliczone ugięcia były większe o ok. 10% od zmierzonych. Pomiar ugięcia umożliwił oszacowanie sztywności podparcia w modelu MES oraz sformułowanie wymagań dotyczących przyjmowania sztywności w takich modelach. Wyniki pozwalają ocenić dokładność projektowych modeli obliczeniowych w odniesieniu do rzeczywistej konstrukcji.

Słowa kluczowe: łączniki balkonowe; balkon; ugięcia; obciążenia próbne; konstrukcja żelbetowa; wspornik.

The thermal insulation balcony joints [1÷5] consist of insulation material, structural reinforcement and, if necessary, concrete or high-strength mortar bearings (compressive shear bearings – CSBs) to transfer compressive and/or shear stress. The stainless steel structural reinforcement in the joint is welded to the reinforcing steel bars located in the ceiling and balcony slab, rather than being encased in concrete. These bars are connected with laps to the reinforcement in the ceiling and balcony slabs [6]. The insulation, which is 50–120 mm thick [7], consists of a layer of extruded polystyrene (XPS), expanded polystyrene (EPS) or mineral wool. In some types, the insulation is placed in a plastic casing. In addition to its thermal insulation properties, mineral wool also acts as a fire protection material [8].

A cantilever balcony connection, using thermal insulation joints, is particularly susceptible to failure because it is located in the area of greatest internal forces. Numerical simulations [8] and studies [7, 9] demonstrate the interaction between the bending moment and the shear force within the connectors. This has made it possible to identify critical load situations, including the decisive ratio of bending moment to shear force, among others. When this ratio is small, the CSB is destroyed by shear. In other cases, damage to the CSB occurred as a result of compression caused by the bending moment. It was also observed that the destruction pattern resulting from compression depends on the distance between the CSBs. Heidolf and Eligehausen [8] also provided analytical methods for determining load-bearing capacity. Studies [10, 11] have shown

Termoizolacyjne łączniki balkonowe [1÷5] składają się z izolacji termicznej, zbrojenia konstrukcyjnego i ewentualnie wkładek, względnie łożysk z betonu lub zaprawy o dużej wytrzymałości (compressive shear bearing – CSB) do przeniesienia naprężenia ściskającego i/lub ścinającego. Zbrojenie konstrukcyjne ze stali nierdzewnej w łączniku nie jest otulone betonem, lecz zgrzane z prętami ze stali zbrojeniowej, znajdującymi się w stropie i płycie balkonu. Pręty zbrojeniowe są natomiast połączone na zakład ze zbrojeniem umieszczonym w płytach stropowych i balkonowych [6]. Rolę izolacji, grubości 50–120 mm [7], pełni warstwa polistyrenu ekstrudowanego XPS, polistyrenu ekspandowanego EPS lub wełny mineralnej. W niektórych rozwiązaniach izolacja jest umieszczona w obudowie z tworzywa sztucznego. Oprócz działania termoizolacyjnego wełna mineralna pełni również funkcję materiału ogniochronnego [8].

Połączenie balkonu wspornikowego z wykorzystaniem łączników termoizolacyjnych jest szczególnie podatne na awarie, ponieważ znajduje się ono w miejscu największych sił wewnętrznych. Symulacje numeryczne [8] i badania [7, 9] wskazują na interakcję momentu zginającego i siły poprzecznej w łącznikach. Pozwoliły one zidentyfikować krytyczne sytuacje obciążeniowe, w tym m.in. decydujący stosunek momentu zginającego do siły ścinającej. W przypadku, gdy jest on niewielki, decydującym czynnikiem jest zniszczenie CSB z uwagi na ścinanie. W innych przypadkach uszkodzenie CSB następowało w wyniku ściskania wywołanego momentem zginającym. Zaobserwowano również, iż schemat zniszczenia w wyniku ściskania zależy od wzajemnej odległości pomiędzy CSB. Heidolf i Eligehausen [8] podali także metody analityczne wyznaczania nośności. W badaniach [10, 11] zaobserwowano, że przemieszczenie (ugięcie) balkonu wspornikowego

¹⁾ Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

^{*)} Adres do korespondencji: czeslaw.bywalski@pwr.edu.pl



that the displacement (deflection) of a cantilever balcony with analysed connectors is the sum of vertical displacement (shear effect) and rotation (bending effect) at the connection point, as well as slab deflection. The contribution of the shear and rotation effects depends on the ratio of the moment to the transverse force (M/V). Vertical displacements in the connector decrease as M/V increases [7]. Increasing M/V from 0.13 to 0.80 resulted in a reduction in vertical displacement of approximately 78%.

Introduced in 2018, the European Technical Assessment (ETA) [12] sets out the requirements for fasteners and the methods used to test and assess them. It also presents the assumptions used in analytical calculation models, including those relating to rotation in the fastener. The manufacturer incorporates the calculation method into the ETA. The laboratory testing method, on the other hand, is used for certification purposes and to determine the parameters of calculation models, rather than in real-life conditions. For this reason, non-standardised test loads [13÷15] were used to test built-in balconies. According to [15], for example, the tested element is statically loaded with a uniformly distributed load equal to the design (ULS) load, which is maintained for 24 hours. The load is applied at least in four increments of similar values. The tested element must meet two sets of acceptance criteria. The first set concerns a visual assessment: no spalling or crushing of the concrete in the compressed zone, and no excessive deflections visible to the naked eye, are permitted. The second set of criteria relates to the maximum deflection measurement results, which must meet either condition (1) or (2). If conditions (1) or (2) are not met, the test load may be repeated, but not before 72 hours have elapsed. In this case, the permanent deflection must meet condition (3).

$$\Delta_{\max} \leq \frac{l_t^2}{20\,000\,h} \quad (1)$$

$$\Delta_{r\max} \leq \frac{\Delta_{\max}}{4} \quad (2)$$

$$\Delta_{r\max} \leq \frac{\Delta_{f\max}}{5} \quad (3)$$

gdzie: h i l_t are respectively cross-section height and span of the tested slab in inches, $\Delta_{\max}$ and $\Delta_{r\max}$ are respectively, maximum measured residual deflection and $\Delta_{f\max}$ maximum measured deflection in the repeated test.

According to [14], test loads are divided into three types, depending on the testing purpose and method: Type A: checking whether the structure has been constructed correctly and behaves in accordance with the design assumptions. Type B: answering the question of whether the structure can safely carry the anticipated load of the facility's usage programme. Type C: similar to Type B, except the load-bearing capacity of the structure is assessed based on measurements of the material's deformations.

This article presents the results of Type A test loads, where the load is assumed to be no greater than the total permanent and live loads specified in the design. The test load must rest on the tested structure for a sufficiently long time, and the

z analizowanymi łącznikami jest sumą przemieszczenia pionowego (efekt ścinania) i obrotu (efekt zginania) w połączeniu oraz ugięcia płyty. Udział efektów ścinania i obrotu zależy od ilorazu momentu do siły poprzecznej (M/V). Przemieszczenia pionowe w łączniku zmniejszają się wraz ze wzrostem M/V [7]. Zwiększenie M/V z 0,13 m do 0,80 m powodowało redukcję przemieszczeń pionowych o ok. 78%.

Wprowadzona w 2018 r. Europejska Ocena Techniczna (ETA) [12] określa wymagania dotyczące łączników, metod ich badania i oceny, a także przedstawia założenia do analitycznych modeli obliczeniowych, w tym także obrotu w łączniku. Metodę obliczeniową producent zamieszcza w Europejskiej Ocenie Technicznej (ETA). Z kolei metoda badań laboratoryjnych służy do celów atestacyjnych oraz wyznaczania parametrów modeli obliczeniowych i nie jest stosowana w warunkach rzeczywistych. Z tego powodu do badań balkonów wbudowanych wykorzystano obciążenia próbne, które nie są ustandaryzowane [13÷15], np. wg [15] badany element obciążany jest statycznie obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości obciążenia projektowego (obliczeniowego), które jest utrzymywane przez 24 h. Obciążenie przykładane jest w co najmniej czterech przyrostach o zbliżonych wartościach. Sprawdzany element musi spełniać dwa zestawy kryteriów akceptacji. Pierwszy dotyczy oceny wizualnej – nie dopuszcza się odprysków i zmiażdżenia betonu w strefie ściskanej ani nadmiernych ugięć widocznych okiem nieuzbrojonym. Drugi zestaw kryteriów dotyczy wyników pomiarów maksymalnych ugięć, które powinny spełniać warunek (1) lub (2). Jeśli warunki (1) lub (2) nie są spełnione, dozwolone jest powtórzenie obciążenia próbnego, ale nie wcześniej niż po 72 h. Wówczas ugięcie trwałe musi spełniać warunek (3).

$$\Delta_{\max} \leq \frac{l_t^2}{20\,000\,h} \quad (1)$$

$$\Delta_{r\max} \leq \frac{\Delta_{\max}}{4} \quad (2)$$

$$\Delta_{r\max} \leq \frac{\Delta_{f\max}}{5} \quad (3)$$

gdzie: h i l_t – odpowiednio wysokość i rozpiętość płyty w calach; $\Delta_{\max}$ i $\Delta_{r\max}$ – odpowiednio maksymalne zmierzone i trwałe ugięcia; $\Delta_{f\max}$ – maksymalne zmierzone ugięcie w powtórzonym teście obciążeniowym.

Zgodnie z [14], obciążenia próbne dzieli się na trzy rodzaje w zależności od celu i sposobu prowadzenia badań: A – sprawdzające, czy konstrukcja wykonana została prawidłowo i zachowuje się zgodnie z założeniami projektu; B – dające odpowiedź na pytanie, czy konstrukcja może bezpiecznie przenosić obciążenie przewidywane przez program użytkowy obiektu; C – mające podobny cel jak w przypadku B, z tym jednak, że ocena nośności konstrukcji następuje na podstawie pomiaru odkształceń jednostkowych materiału, z którego wykonano konstrukcję.

W artykule przedstawiono wyniki obciążeń próbnych rodzaju A, w których obciążenie przyjmuje się jako nie większe od całkowitych obciążeń stałych i użytkowych ustalonych w projekcie. Czas, przez jaki obciążenie próbne spoczywa



permanent deflection y_t must be measured after a sufficiently long time, for the deflection increase to stabilise. The measured total deflection y_o of the element and the calculated permanent deflection must meet the conditions [14]:

$$y_o \leq \begin{cases} y_{adm} \\ 1,1y_{cal} \end{cases} \quad (4)$$

$$y_t \leq 0,15y_o \quad (5)$$

where: y_{adm} – assumed in the design a limit of deflection, y_{cal} – calculated deflection based on the maximum load in the test, $y_t = y_o - y_{el}$, y_{el} – measured elastic deflection.

Materials And Methods

Characteristics of joints and balcony slab. The cantilevered, precast reinforced concrete balcony slabs (Figure 1) were manufactured using C30/37 concrete with $\phi 12/150$ mm top reinforcement made of RB500W steel and Q188 bottom reinforcing mesh. The plastic cassette connectors featured $\phi 12$ S460 stainless steel bars with a design yield strength of $f_{yd} = 418$ MPa, extended by reinforcing steel bars with $f_{yd} = 435$ MPa. High-strength mortar CSB were used in the joints. The joints in question had a height of 200 mm, while the reinforcement cover assumed 30 mm.

Load tests. The maximum uniformly distributed load on the balcony was determined in accordance with the design, which assumed the maximum variable loads applied to balconies in accordance with PN-EN 1991-1-1 [16] $q_k = 4$ kN/m². The loads were applied using sandbags with a mass of approximately 25 kg each (see Photo 1). The load-bearing capacity and predicted maximum deflection (approximately 5 mm) were verified by calculation prior to the commencement of the tests. The loading process was subdivided into nine stages: 1) load 0, 2) load 1 kPa, 3) load 2 kPa, 4) load 3 kPa, 5) load 4 kPa. Stages 6÷9 exhibited a reversion to load 0, following the identical pattern as in the stages 1÷4. The load test was of a short-term nature and lasted for a period of 4.5 hours.

During the test, displacement was measured using four dial gauges with a measurement resolution of 0.01 mm, which were

na badanej konstrukcji i czas, po upływie którego mierzy się wartość ugięcia trwałego y_t musi być odpowiednio długi, aby ustabilizował się przyrost ugięcia. Zmierzone ugięcie całkowite y_o elementu i obliczone ugięcie trwałe powinny spełniać warunki [14]:

$$y_o \leq \begin{cases} y_{adm} \\ 1,1y_{cal} \end{cases} \quad (4)$$

$$y_t \leq 0,15y_o \quad (5)$$

gdzie: y_{adm} – dopuszczalne ugięcie przyjęte w projekcie; y_{cal} – ugięcie obliczone w przypadku całkowitego obciążenia próbnego; $y_t = y_o - y_{el}$, y_{el} – zmierzone ugięcie sprężyste.

Materiały i metody

Charakterystyka łączników i płyty balkonu. Do wykonania wspornikowych, żelbetonowych, prefabrykowanych płyt balkonowych (rysunek 1) wykorzystano beton C30/37 i zbrojenie górne $\phi 12/150$ mm ze stali RB500W oraz dolne Q188 (siatki zbrojeniowe). W łącznikach w postaci kasety z tworzywa sztucznego zastosowano pręty $\phi 12$ ze stali nierdzewnej S460 o obliczeniowej granicy plastyczności $f_{yd} = 418$ MPa, a ich przedłużeniem są pręty ze stali zbrojeniowej o $f_{yd} = 435$ MPa.

W łącznikach zastosowano CSB z zaprawy o dużej wytrzymałości. Łączniki miały wysokość 200 mm, a otuliny zbrojenia wynosiły 30 mm.

Obciążenia próbne.

Maksymalne obciążenie równomiernie rozłożone balkonu ustalono zgodnie z projektem, w którym przyjęto maksymalne obciążenia zmienne stosowane na balkonach wg PN-EN 1991-1-1 [16] $q_k = 4$ kN/m². Obciążenia realizowano z wykorzystaniem worków z piaskiem o masie ok. 25 kg każdy (fotografia 1). Nośność i prognozowane maksymalne ugięcie (ok. 5 mm) zweryfikowano obliczeniowo przed badaniami. Obciążanie podzielono na 9 etapów: 1) odciążenie 0; 2) obciążenie 1 kPa; 3) obciążenie 2 kPa; 4) obciążenie 3 kPa; 5) obciążenie 4 kPa. Etapy 6÷9 stanowiły powrót do obciążenia 0 wg takiego samego schematu, jak w etapach 1÷4. Obciążenia próbne miały charakter doraźny i trwały 4,5 h.

Podczas obciążeń mierzono przemieszczenie, wykorzystując 4 czujniki zegarowe o roz-

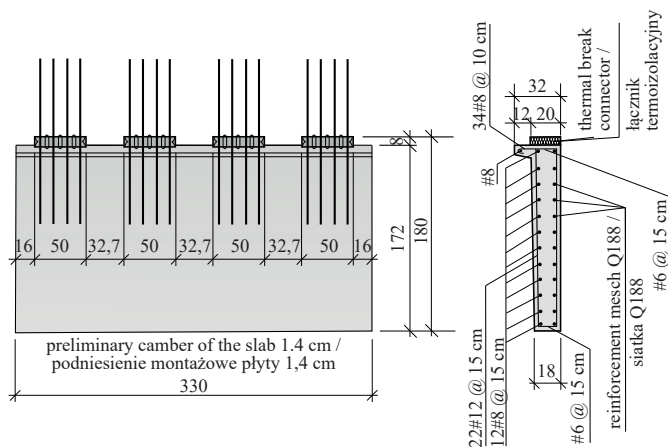


Fig. 1. Balcony slab with connectors
Rys. 1. Płyta balkonowa z łącznikami



Photo 1. Load on the balcony at stage 4
Fot. 1. Obciążenie balkonu w etapie 4

placed around the perimeter of the slab (see Photo 2). Immediately, subsequent to loading, measurements were taken, with subsequent measurements taken at intervals of approximately 600 seconds. The load level was modified subsequent to the stabilisation of the readings, i.e. when their increments approached the resolution and met condition (5). Due to technical constraints, deflection measurements were not obtained at the wall and at the edge of the balcony slab (see Photo 2). Consequently, the deflection of the full-length cantilever was extrapolated based on the measurement results.

Characteristics of calculation models. The rotation of the balcony slab in the joint can be calculated using the model provided in ETA [1÷4, 12] or a numerical model with a flexible balcony connection using elastic springs. In both cases, the deformations are elastic. The ETA model [12] is based on the elongation of the tensile reinforcement and the shortening of the connection in the compression zone in the joint and in the interaction zones in the floor and balcony slabs. However, it does not take into account vertical displacement. The numerical model allows for the incorporation of a flexible vertical connection. The deflection of the balcony slab is determined in accordance with the regulations featured in PN-EN 1992-1-1 [17].

The numerical model enables the configuration of connectors across the slab width, thereby facilitating the determination of the distribution of internal forces in the balcony slab in two directions and the precise values of the reactions at the supports (e.g., in scenarios where the slab is subjected to non-uniform loading by heavy side walls). The ETA model [12] is applicable to uniformly loaded balconies, where the reactions between connectors vary only marginally. It is also possible to combine both methods and utilise [12] solely to ascertain the rotation in the connector based on the reactions obtained from the numerical analysis.

In the case under analysis, both of the aforementioned possibilities were employed. In the numerical model (Figure 2), the finite element method (FEM) was employed to calibrate the stiffness of the elastic springs, with this calibration being based on the test results. In the ETA model [12], no modifications were made. The utilisation of both models was instrumental in verifying the test results and ascertaining the predicted deflections in a quasi-permanent combination, in accordance with PN-EN 1990 [18]. For live loads, a combination factor $\psi_2 = 0.3$ was employed, and the calculations encompassed the weight of the balustrade situated on three edges (1.0 kN/m), and information regarding the

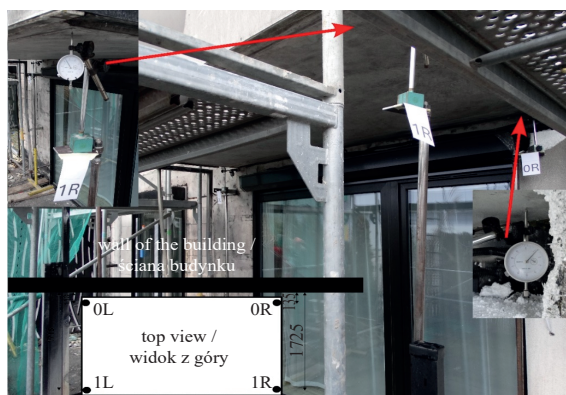


Photo 2. Arrangement of sensors
Fot. 2. Rozmieszczenie czujników

dzielczości pomiaru 0,01 mm, rozmieszczone na obwodzie płyty (fotografia 2). Pomiar odbywał się bezpośrednio po obciążeniu, a następnie w odstępach ok. 600 s. Zmiana poziomu obciążenia następowała po stabilizacji odczytów, czyli w chwili, kiedy ich przyrosty były bliskie rozdzielczości i spełniały warunek (5). Ze względów technicznych pomiarów ugięć nie wykonywano przy ścianie i na krawędzi płyty balkonu (fotografia 2). W konsekwencji na podstawie wyni-

ków pomiarów ekstrapolowano ugięcie wspornika o pełnej długości.

Charakterystyka modeli obliczeniowych. Obrót płyty balkonu w łączniku można obliczyć, wykorzystując model zamieszczony w ETA [1÷4, 12] lub model numeryczny z połączeniem podatnym balkonu za pomocą więzi sprężystych. W obu przypadkach deformacje są sprężyste. Model ETA [12] zawsze bazuje na wydłużeniu zbrojenia rozciąganego i skróceniu połączenia w strefie ściskanej w łączniku i w strefach współpracy w stropie oraz płycie balkonu, natomiast nie uwzględnia przemieszczenia pionowego. W modelu numerycznym możliwe jest wprowadzenie podatnej więzi pionowej. Ugięcie płyty balkonu określa się wg zasad opisanych w PN-EN 1992-1-1 [17].

Model numeryczny umożliwia uwzględnienie układu łączników na szerokości płyty i pozwala uzyskać wyniki w postaci rozkładu sił wewnętrznych w płycie balkonu w dwóch kierunkach oraz dokładne wartości reakcji na podporach (np. przy nierównomiernym obciążeniu płyty ciężkimi ścianami bocznymi). Z kolei model ETA [12] jest odpowiedni w przypadku balkonów równomiernie obciążonych, w których reakcje pomiędzy łącznikami niewiele się różnią. Możliwe jest również połączenie obu metod i wykorzystanie [12] tylko do określenia obrotu w łączniku na podstawie reakcji uzyskanych z analizy numerycznej.

W analizowanym przypadku wykorzystano obie opisane możliwości. W modelu numerycznym (rysunek 2), wykorzystując metodę elementów skończonych (MES), wykonano kalibrację sztywności więzi sprężystych na podstawie wyników badań. W modelu ETA [12] nie wprowadzono modyfikacji. Oba modele wykorzystano do weryfikacji wyników badań oraz do wyznaczenia prognozowanych ugięć w kombinacji quasi-stałej wg PN-EN 1990 [18]. W przypadku obciążeń użytkowych zastosowano współczynnik kombinacyjny $\psi_2 = 0.3$, a w obliczeniach uwzględniono ciężar balustrady znajdującej się na trzech krawędziach (1,0 kN/m) oraz informację o podnie-

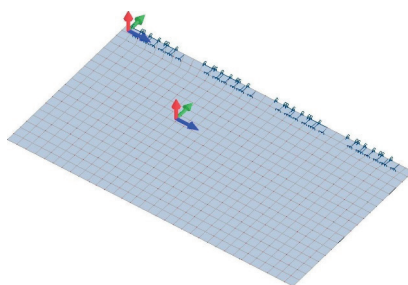


Fig. 2. FEM model with flexible rotational and vertical supports

Rys. 2. Model MES z podatnymi podporami obrotowymi i pionowymi



installation camber $a_m = 14$ mm. It was assumed that the effective span in both models would be $l_{eff} = 1.89$ m. The calculations took into account the increase in the deflection of the balcony slab due to creep by modifying the modulus of elasticity to $E_{c,eff} = E_{cm}/(1 + \varphi)$, estimating the creep coefficient $\varphi = 1.2$, a value determined through the assumption of the load test conducted approximately five years subsequent to the slab's manufacture, and the age of the concrete at the time of the initial self-weight load being approximately 6 weeks.

Results and Discussion

Load tests. The maximum deflection value obtained during the measurements was $a_q = 4.64$ mm (Figure 3), which is slightly less than the predicted deflection value. To obtain the total deflection from all the loads, a_g must be increased by the deflection resulting from the dead load and balustrade ($a_g = 4.89$ mm from calculations) and reduced by the installation camber $a_m = 14$ mm. The total deflection was therefore $a = a_q + a_g - a_m = 4.64 + 4.89 - 14 = -4.47$ mm (balcony raised upwards). Thus, both conditions (4) were met.

The study showed that the relationship between load and generalised displacement is not proportional for vertical displacement and rotation. Residual deformations were also observed (Figure 3), which were particularly significant in the case of vertical displacement. These phenomena are most likely due to creep in the lap connections where the joint reinforcement overlaps with the balcony and ceiling reinforcement, as well as in the compression zone, including the CSB.

In cantilever balconies with uniform loading, the M/V ratio is always $l_{eff}/2$, and in the tested balcony, it is approximately 0.95 m. According to [7], this is the value at which rotation dominates. This may explain why vertical displacements were omitted from the models according to [12].

Calibration of the FEM model. Based on the measurement results obtained during the test, the rotational and vertical stiffness of the supports were estimated for load increases and decreases between 0 and approximately 4.0 kN/m² (Figure 3). Vertical stiffness was calculated by dividing the vertical reaction ($F_z \approx 29.5$ kN/m) by the measured vertical displacement. Rotational stiffness was calculated by dividing the restraint moment ($M_x \approx 30.5$ kNm/m) by the angle of rotation. The stiffness values per unit width of the connector obtained in this way were: rotational $C_{\varphi x} = \min. 2,677$ and max. 3,024 kNm/rad/m, and vertical $C_z = \min. 36,992$ and max. 51,874 kN/m/m.

Deflection calculations for the load test were performed based on the ETA model and the FEM model, which were also

sieniu montażowym $a_m = 14$ mm. Rozpiętość efektywną w obu modelach przyjęto jako $l_{eff} = 1,89$ m. W obliczeniach uwzględniono przyrost ugięcia płyty balkonu na skutek pełzania przez modyfikację modułu sprężystości do wartości $E_{c,eff} = E_{cm}/(1 + \varphi)$. Przyjęto szacunkowo współczynnik pełzania $\varphi = 1,2$, wyznaczony przy założeniu przeprowadzenia obciążenia próbnego po ok. pięciu latach od wykonania płyty oraz wieku betonu, w chwili pierwszego obciążenia ciężarem własnym, ok. 6 tygodni.

Wyniki i dyskusja

Obciążenia próbne. Największa wartość ugięcia podczas pomiarów wyniosła $a_q = 4,64$ mm (rysunek 3), czyli nieco mniej niż ugięcie prognozowane. W celu uzyskania ugięcia od wszystkich obciążeń, należy a_q powiększyć o ugięcie wynikające z obciążenia ciężarem własnym i balustradą a_g (z obliczeń $a_g = 4,89$ mm) oraz zmniejszyć o podniesienie montażowe $a_m = 14$ mm. Całkowite ugięcie wyniosło więc $a = a_q + a_g - a_m = 4,64 + 4,89 - 14 = -4,47$ mm (balkon uniesiony w górę). Zatem oba warunki (4) zostały spełnione.

Badanie pokazało, że zależność pomiędzy obciążeniem a uogólnionym przemieszczeniem nie jest proporcjonalna zarówno w przypadku przemieszczeń pionowych, jak i obrotu. Zaobserwowano również deformacje trwałe (rysunek 3), szczególnie duże w przypadku przemieszczeń pionowych.

Oba zjawiska wynikają najprawdopodobniej z pełzania betonu w strefach zakładów zbrojenia łącznika ze zbrojeniem balkonu i stropu oraz z pełzania w strefie ściskanej, w tym także w CSB.

W balkonach wspornikowych obciążonych równomiernie proporcja M/V wynosi zawsze $l_{eff}/2$, a w badanym balkonie ok. 0,95 m. Jest to wg [7] wartość, przy której dominuje obrót, co może wyjaśniać pominięcie przemieszczeń pionowych w modelach według [12].

Kalibracja modelu MES. Na podstawie wyników pomiarów w trakcie badania oszacowano sztywność obrotową i pionową podpór w przypadku zwiększenia i spadku obciążenia pomiędzy 0 a ok. 4,0 kN/m² (rysunek 3). Sztywność pionową obliczono z ilorazu reakcji pionowej ($F_z \approx 29,5$ kN/m) i zmierzonego przemieszczenia pionowego, zaś obrotową z ilorazu momentu utwardzenia ($M_x \approx 30,5$ kNm/m) i kąta obrotu. Tak uzyskane wartości sztywności na jednostkę szerokości łącznika wyniosły: obrotowa $C_{\varphi x} = \min. 2677$ i max. 3024 kNm/rad/m; pionowa $C_z = \min. 36992$ i max. 51874 kN/m/m.

Obliczenia ugięć w przypadku obciążeń próbnych wykonano na podstawie modelu ETA oraz modelu MES, któ-

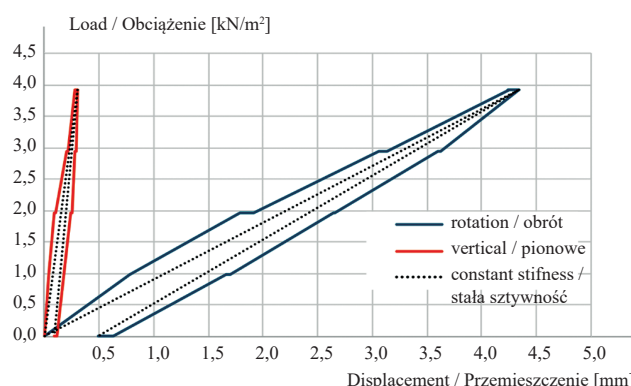


Fig. 3. Average vertical and rotational displacements in the connector at the outer edge of the balcony

Rys. 3. Średnie przemieszczenia pionowe i wynikające z obrotu w łączniku na krawędzi zewnętrznej balkonu

used to predict deflections in the serviceability limit state (SLS). Assuming a quasi-permanent combination from the finite element model (FEM), the reactions from the loads are estimated to be $M \approx 25 \text{ kNm/m}$ and $V \approx 24.5 \text{ kN/m}$. The deflections are predicted to be $a = 10.88 \text{ mm}$ from the FEM model (for minimum support stiffness) and $a = 11.32 \text{ mm}$ from the ETA model. It is important to note that, given the installation camber of 14 mm , **the balcony remained raised in both cases.**

In the FEM model, the linear stiffness of the supports was modified (Figure 3), and in both models, the modulus of elasticity of concrete was assumed to be E_{cm} or $E_{c,eff}$. The stiffness range and the possible range of deflections were estimated in this manner (Figure 4). The ETA model overestimated the measured deflections by approximately 10%, while the results from the MES model show a large spread. The assumption of minimum support stiffness and $E_{c,eff}$ gave the same overestimation.

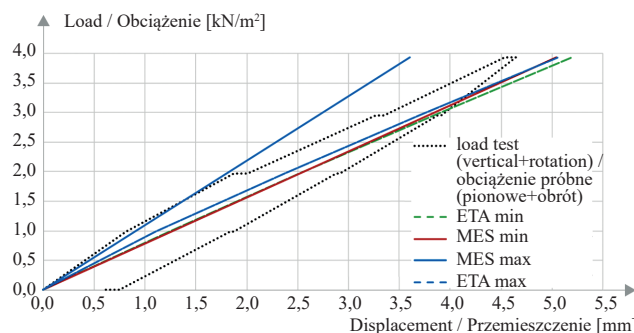


Fig. 4. Comparison of the displacements obtained from the tests with the calculated ones

Rys. 4. Porównanie przemieszczeń na końcu wspornika uzyskanych z badań z obliczonymi

re dodatkowo posłużyły do prognozy ugięć w stanie granicznym użyteczności (SGU). Reakcje od obciążeń, przy założeniu kombinacji quasi-stałej z modelu MES, wynoszą $M \approx 25 \text{ kNm/m}$ i $V \approx 24,5 \text{ kN/m}$, natomiast ugięcia $a = 10,88 \text{ mm}$ z modelu MES (dla minimalnej sztywności podpór) i $a = 11,32 \text{ mm}$ z modelu ETA. Biorąc pod uwagę podniesienie montażowe (14 mm), **balcon w obu przypadkach pozostał uniesiony do góry.**

W modelu MES modyfikowano liniową sztywność podpór (rysunek 3) i w obu modelach moduł sprężystości betonu przyjmowano jako E_{cm} lub $E_{c,eff}$. W ten sposób oszacowano przedział sztywności i możliwy zakres ugięć (rysunek 4). Model ETA zawyżył zmierzone ugięcia o ok. 10%, natomiast wyniki z modelu MES wykazują duży rozrzut, przy czym przyjęcie minimalnej sztywności podpór i $E_{c,eff}$ daje takie samo zawyżenie.

Conclusions

The investigation revealed that the ETA and MES models facilitated the estimation of maximum deflections with a satisfactory degree of accuracy when compared to the values obtained during the load test (a discrepancy of approximately 10%), with the MES model requiring calibration. It is recommended that joint manufacturers determine the stiffness of supports, as specified in the design guidelines, based on test results obtained on models tested under conditions similar to actual conditions. Alternatively, manufacturers should clearly state the assumptions on which these values were based.

The balcony connection with the thermal insulation joints, was found to be sufficiently stiff to satisfy the SLS requirements. According to PN-EN 1992-1-1 [17], the limit deflection under long-term loading is $a_{lim} = l_{eff}/250 \approx 7,6 \text{ mm}$. In the case being discussed, the installation camber effectively eliminates concerns about exceeding a_{lim} . However, without it, the limit deflections would be exceeded.

Limit deflections are verified in designs based on a quasi-permanent load combination, in which the combination value of the live load is less than its maximum value (4.0 kN/m^2). It was determined that the effects associated with concrete creep were negligible during the test loads. Therefore, it can be concluded that the maximum deflections determined in the tests correspond to the deflections from live loads resulting from a quasi-permanent load combination. Assuming that concrete creep can increase deflections by a factor of 2–3, the combination factor, ψ_2 , can be equal to the inverse of this number, i.e. $\psi_2 \approx 0.3 - 0.5$.

Wnioski

Stwierdzono, że modele ETA i MES umożliwiły zadowalające oszacowanie maksymalnych ugięć w porównaniu z wartościami uzyskanymi podczas obciążeń próbnych (różnica ok. 10%), przy czym model MES wymagał kalibracji. Wskazane jest, aby producenci łączników ustalali sztywność podpór, podawaną w wytycznych do projektowania, na podstawie wyników badań uzyskanych na modelach badanych w warunkach zbliżonych do rzeczywistych lub jednoznacznie podawali założenia, na podstawie których wartości te zostały wyznaczone.

Zamocowanie balkonu za pomocą łączników termoizolacyjnych okazało się wystarczająco sztywne, aby balkon spełnił wymagania SGU. Zgodnie z PN-EN 1992-1-1 [17], dopuszczalne ugięcie przy obciążeniu długotrwałym wynosi $a_{lim} = l_{eff}/250 \approx 7,6 \text{ mm}$. W omawianym przypadku, podniesienie montażowe skutecznie niweluje obawy przed przekroczeniem a_{lim} , ale bez niego ugięcia dopuszczalne byłyby przekroczone.

Ugięcia dopuszczalne są w projektach weryfikowane przy założeniu quasi-stałej kombinacji obciążeń, w której wartość kombinacyjna obciążenia użytkowego jest mniejsza niż jego wartość maksymalna ($4,0 \text{ kN/m}^2$). W związku z tym, że przy obciążeniach próbnych efekty związane z pętlaniem betonu wystąpiły w niewielkim zakresie, można w uproszczeniu przyjąć, że wyznaczone w badaniach ugięcia maksymalne odpowiadają ugięciom od obciążeń użytkowych, wynikającym z quasi-stałej kombinacji obciążeń, ponieważ przyjmując, że pętlanie betonu może zwiększyć ugięcia 2–3-krotnie, to współczynnik kombinacyjny ψ_2 może być równy odwrotności tej liczby, a więc $\psi_2 \approx 0,3 - 0,5$.



From a pragmatic standpoint, the deflection of a conventional balcony with a light balustrade, subjected to uniform loading, is predominantly influenced by rotation in the joint, with vertical displacement being of secondary significance. However, there is a lack of experimental research on the influence of the rotational flexibility of the lintel under the balcony and simple methods of taking it into account, and it may be of significant importance.

Photos: authors

Received: 30.04.2025

Revised: 17.06.2025

Published: 19.09.2025

Z praktycznego punktu widzenia, na ugięcie typowego balkonu z lekką balustradą, obciążonego równomiernie, największy wpływ ma obrót w łączniku, a drugorzędny przemieszczenie pionowe. Brakuje natomiast badań doświadczalnych nad wpływem podatności obrotowej nadproża znajdującego się pod balkonem i prostych metod jej uwzględniania, a może ona mieć istotne znaczenie.

Fotografie: autorzy

Artykuł wpłynął do redakcji: 30.04.2025 r.

Otrzymano poprawiony po recenzjach: 17.06.2025 r.

Opublikowano: 19.09.2025 r.

References

- [1] Niemiecki Instytut Techniki Budowlanej, „ETA 18/0189 HALFEN łącznik z izolacją termiczną HIT-HP/HIT-SP”, 9 grudnia 2021, Berlin.
- [2] Niemiecki Instytut Techniki Budowlanej, „ETA-17/0262 Schöck Isokorb® with steel compression elements”, 20 stycznia 2021, Berlin.
- [3] Niemiecki Instytut Techniki Budowlanej, „ETA-17/0466 Plattenanschluss ISOPRO IP und ISOMAXX IM”, 2022.
- [4] Niemiecki Instytut Techniki Budowlanej, „ETA-19/0046 Egcobox® termoizolacyjny łącznik do balkonów”, 31 stycznia 2023, Berlin.
- [5] Instytut Techniki Budowlanej, „Krajowa Ocena Techniczna ITB -KOT-2017/0146 Wydanie 4 – Łączniki zbrojeniowe FB, FBS, FBZ, FBE, FBSE i FBZE z izolacją termiczną”, 30 grudnia 2024, Warszawa.
- [6] Susorova I, Stephens B, Skelton B. „The effect of balcony thermal breaks on building thermal and energy performance: Field experiments and energy simulations in Chicago, IL”, *Buildings*, t. 9, nr 9, wrz. 2019, doi: 10.3390/buildings9090190.
- [7] Abdallah M, Heng P, Somja H, Billard R. „Design model for shear keys used as thermal break systems in balcony-slab joints under combined shear and bending loads”, *Eng Struct*, t. 321, grudz. 2024, doi: 10.1016/j.engstruct.2024.119015.
- [8] Heidolf T, Eligehausen R. „Design concept for load bearing thermal insulation elements with compression shear bearings”, *Beton- und Stahlbetonbau*, t. 108, nr 3, s. 179–187, mar. 2013, doi: 10.1002/best.201200073.
- [9] Le Bloa G, Somja H, Palas F. „Experimental study on the m-v interaction of a hybrid steel connection used in concrete floor-to-balcony junction”, w *fib Symposium, fib. The International Federation for Structural Concrete*, 2018, s. 2407–2414. doi: 10.1007/978-3-319-59471-2_274.
- [10] Keller T, Riebel F, Zhou A. „Multifunctional all-GFRP joint for concrete slab structures”, *Constr Build Mater*, t. 21, nr 6, s. 1206–1217, cze. 2007, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2006.06.003.
- [11] Keller T, Riebel F, Zhou A. „Multifunctional Hybrid GFRP/Steel Joint for Concrete Slab Structures”, *Journal of Composites for Construction*, t. 10, nr 6, s. 550–560, grudz. 2006, doi: 10.1061/(asce)1090-0268(2006)10:6(550).
- [12] „EAD 050001-00-0301 Load Bearing Thermal Insulating Elements Which Form a Thermal Break Between Balconies and Internal Floors”, 2018.
- [13] Standard AA. „Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)”. [Online]. Dostępne na: www.concrete.org.
- [14] Lewicki B. „Obciążenia próbne konstrukcji istniejących budynków: metodyka postępowania i kryteria oceny”, Warszawa, 1997.
- [15] Masetti F, Galati N, Nehil T, Nanni A. (2006), „In-situ load test: a case Study”, *Federation Internationale du Beton, Proceedings of the 2nd International Congress, Naples, Italy*, 2006.
- [16] PN-EN 1991-1-1:2004: Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach”, 2004, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.
- [17] PN-EN 1992-1-1:2008: Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, 2008, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.
- [18] PN-EN 1990:2004: Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji, 2004, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.