Statyba

ISSN: 1392-1525 (Print) (Online) Journal homepage: https://www.tandfonline.com/loi/tcem19

VERIFICATION ANALYSIS OF CAST-IN-SITU REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF FRAMED MULTISTORY BUILDINGS

Alg. Kudzys

ISSN 1392-1525. STATYBA - CIVIL ENGINEERING 1999, V tomas, Nr. 3

DAUGIAAUKŠČIŲ PASTATŲ MONOLITINIŲ RĖMINIŲ GELŽBETONINIŲ KONSTRUKCIJŲ TIKRINAMASIS SKAIČIAVIMAS

Alg. Kudzys

1. Įžanga

Daugiaaukščių gyvenamųjų ir administracinių monolitinių gelžbetoninių pastatų sistemos dažnai yra besijės plokštinės ir rėminės. Pirmojo tipo pastatuose gravitacinių apkrovų ir vėjo gūsių slėgio poveikiams priešinasi standžiai sujungtos perdangų plokštės ir sienos, o antrojo tipo – rėmų sijos ir kolonos. Abiejų tipų pastatams taikoma vienoda gelžbetoninių konstrukcijų skaičiuojamoji schema, todėl vienoda yra jų įrąžų nustatymo bei stiprumo ir patikimumo vertinimo metodika.

Kai vėjo gūsių sukeltos įrąžos yra didelės, tai sienas ir kolonas veikia dideli kirpimo įtempiai. Todėl gelžbetoninio karkaso ne tik elementai, bet ir jų kerpamos sandūros turi būti pakankamai stiprios ir standžios. Vėjo gūsiai yra kintamojo dydžio ir krypties kartotinė apkrova, dėl kurios poveikio gelžbetoninių plokščių ir sienų bei rėmo sijų ir kolonų supleišėjusios jungtys gali staigiai ir netikėtai suirti. Plokščių, sijų, sienų ir kolonų išilginiai armatūros strypai yra jungčių kontūrinė armatūra. Todėl jungties tikrinamasis skaičiavimas neatskiriamas nuo sistemos elementų stiprumo vertinimo.

Gelžbetoninių konstrukcijų elementų atspariai ir išorinių poveikių sukeltos įrąžos yra atsitiktiniai vektoriai ir funkcijos, kurių tikimybių pasiskirstymo dėsniai yra skirtingi. Žinant, kad supleišėjusiose konstrukcijose elementų įrąžos persiskirsto, jų parametrų stochastiškumas yra gana didelis. Tikslinga atliekant konstrukcinių jungčių ir jų elementų tikrinamuosius skaičiavimus taikyti patikimumo teorijos principus. Dėl elementų ir jų jungčių būklės statistinių parametrų ir skaičiavimo modelių neapibrėžtumo tiksliai įvertinti konstrukcijos saugą yra labai sunku [1]. Neleistinų skaičiavimo paklaidų galima išvengti dirbtinai padidinus ribines akimirksninio ir ilgalaikio saugio arba tikimybinių skirstinių dispersijų vertes.

Šiame staipsnyje parodyta, kaip galima išvengti šių paklaidų įtakos ir kartu skaičiavimus atlikti pagal projektavimo normų „Eurocode 1" nuorodas bei rekomendacijas, taikant nesudėtingus patikimumo teorijos modelius ir algoritmus.

2. Elementų ir jų jungties įrąžos

Daugiaaukščių rėminių gelžbetoninių konstrukcijų elementų įrąžoms apskaičiuoti naudojami netiesinės histerezinės būklės modeliai. Jais įvertinamas mechaninis ir geometrinis konstrukcijos netiesiškumas bei sienų ir kolonų ašių nukrypimas nuo projektinės padėties. Stačiųjų elementų, t. y. sienų ir kolonų, laikomoji galia turi būti tokia, kad plastiniai lankstai galėtų formuotis tik gulsčiuose sistemos elementuose, t. y. perdangos plokštėse ir sijose, kaip rekomenduojama JAV, Naujosios Zelandijos ir Japonijos projektavimo normose [1, 2, 3].

Sistemos jungtyse veikianti išorinė šoninė vėjo gūsių slėgio ar tempimo jėga yra:

$$W_i = W_0 k_i, \tag{1}$$

W_0 – bazinė vėjo jėga, esanti žemės paviršiaus lygyje; k_i – bendras faktorius, kuriuo įvertinamos vėjo aerodinaminės ir pastato formos bei konstrukcinės savybės. Vėjo jėgos didėja dėl bokštinių ir aukštų pastatų svyravimų bei virpesių. Šių kintamos krypties jėgų dinaminės dedamosios dydis priklauso nuo rėminės konstrukcijos stamantrumo. Mažai stamantrių sistemų laikomoji arba energijos disipacijos galia gali labai sumažėti. Todėl turi būti didelė tikimybinė garantija, kad jų elementų armatūroje nebus plastinių deformacijų.

Kai pučia labai stiprus vėjas, sistemos pusiausvyros sąlyga yra:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\mathbf{U} = \mathbf{L}, \tag{2}$$

M – masės matrica; **C** – slopinamoji matrica; **K** –

standžių matrica; $\ddot{\mathbf{U}}, \dot{\mathbf{U}}$ ir $\mathbf{U}$ – sistemos jungčių pagreičių, greičių ir poslinkių vektoriai; $\mathbf{L}$ – suminės apkrovos vektorius [3]. Kai galima nepaisyti pastato dinaminių savybių, tai vektoriai $\ddot{\mathbf{U}} = \dot{\mathbf{U}} = 0$.

Bet kurio sistemos elemento suminė ir vėjo apkrovos sukeltoji įrąža atitinkamai yra:

$$S_j \equiv \left(M_j, N_j, V_j\right) = \boldsymbol{\alpha}_j \mathbf{L}, \tag{3}$$

$$S_{jw} \equiv \left(M_{jw}, N_{jw}, V_{jw}\right) = \boldsymbol{\alpha}_j \mathbf{L}_w, \tag{4}$$

čia $\boldsymbol{\alpha}_j$ yra įrąžų influentinės matricos $\boldsymbol{\alpha}$ eilutė. Taigi gravitacinių poveikių sukeltoji įrąža yra:

$$S_{jp} = S_j - S_{jw} \equiv \left(M_j - M_{jw}, N_j - N_{jw}, V_j - V_{jw}\right), \tag{5}$$

čia suminės įrąžos S_j dedamosios S_{jw} ir S_{jp} yra stochastiškai nepriklausomi atsitiktiniai vektoriai.

Perdangos plokštės ar sijos pavojingame atraminiame pjūvyje (1 pav.) esančių lenkimo momentų tikimybių skirstinio vidurkis ir dispersija yra:

$$M_{1m} = \boldsymbol{\alpha}_1 \mathbf{L}_m; \sigma^2 M_1 = \sigma^2 M_{1w} + \sigma^2 M_{1p}, \tag{6}$$

$$M_{1wm} = \boldsymbol{\alpha}_1 \mathbf{L}_{wm}; \sigma^2 M_{1w} = \left(\delta W_0 \cdot M_{1wm}\right)^2, \tag{7}$$

$$M_{1pm} = M_{1gm} + M_{1qm} = \boldsymbol{\alpha}_1 \left(\mathbf{L}_{gm} + \mathbf{L}_{qm}\right) = M_{1m} - M_{1wm}$$
$$\sigma^2 M_{1p} = \left(\delta g \cdot M_{1gm}\right)^2 + \left(\delta q \cdot M_{1qm}\right)^2, \tag{8}$$

čia $\delta W_0, \delta g$ ir δq yra bazinės vėjo jėgos W_0, apkrovų g ir q tikimybių skirstinių variacijos koeficientai.

Kadangi lenkimo momentai $M_{2p} \approx M_{1p}$ ir $M_{2w} \approx M_{1w}$, tai plokštės ar sijos tarpatramyje esančių suminių ir vėjo apkrovų sukeltų lenkimo momentų tikimybių skirstinio parametrai yra:

$$M_{sp,m} \approx \frac{p_m l^2}{8} + \frac{2M_{1wm}^2}{p_m l^2} - M_{1pm}, \tag{9}$$

$$\sigma^2 M_{sp} \approx \left(\frac{4M_{1wm}}{p_m l^2}\right)^2 \sigma^2 M_{1w} +$$
$$+\left(\frac{l^2}{8} - \frac{2M_{1wm}^2}{p_m^2 l^2}\right)^2 \sigma^2 p + \sigma^2 M_{1p}, \tag{10}$$

$$M_{sp,wm} \approx 4M_{1wm} / \left(p_m l^2\right), \tag{11}$$

$$\sigma^2 M_{sp,w} \approx \left[8M_{1w} / \left(pl^2\right)\right]^2 \sigma^2 M_{1m} + \left(\frac{4M_{1w}^2}{p_m^2 l^2}\right)^2 \sigma^2 p, \tag{12}$$

čia

$\sigma^2 M_{1w} = \left(\delta M_{1w} \cdot M_{1wm}\right)^2$, $\sigma^2 M_{1p} = \left(\delta M_{1p} \cdot M_{1pm}\right)^2$ ir $\sigma^2 p$ yra lenkimo momentų M_{1w} bei M_{1p} ir gravitacinės apkrovos tikimybių skirstinių dispersijos; δM_{1w} ir δM_{1p} yra šių lenkimo momentų tikimybių skirstinių variacijos koeficientai. Jeigu momentas $M_{1w} = 0{,}25 pl^2$, tai $M_{sp} = M_2$.

Iš 1 pav. b schemos matyti, kad gelžbetoninių elementų jungties įstrižosios jėgos ir jų komponentai gali būti apskaičiuoti iš formulių:

$$F = \left[\left(C_1 + T_2 - V_4\right)^2 + \left(C_4 + T_3 - V_1\right)^2\right]^{1/2}, \tag{13}$$

$$F_w = \left[\left(C_{1w} + T_{2w} - V_{4w}\right)^2 + \left(C_{4w} + T_{3w} - V_{1w}\right)^2\right]^{1/2}, \tag{14}$$

$$F_p = F - F_w, \tag{15}$$

čia vidinės jėgos yra:

$$C_1 = M_1 / z_b + 0{,}5N_1;\ C_{1w} = M_{1w} / z_b + 0{,}5N_{1w}; \tag{16}$$

$$T_2 = M_2 / z_b - 0{,}5N_2;\ T_{2w} = M_{2w} / z_b - 0{,}5N_{2w}; \tag{17}$$

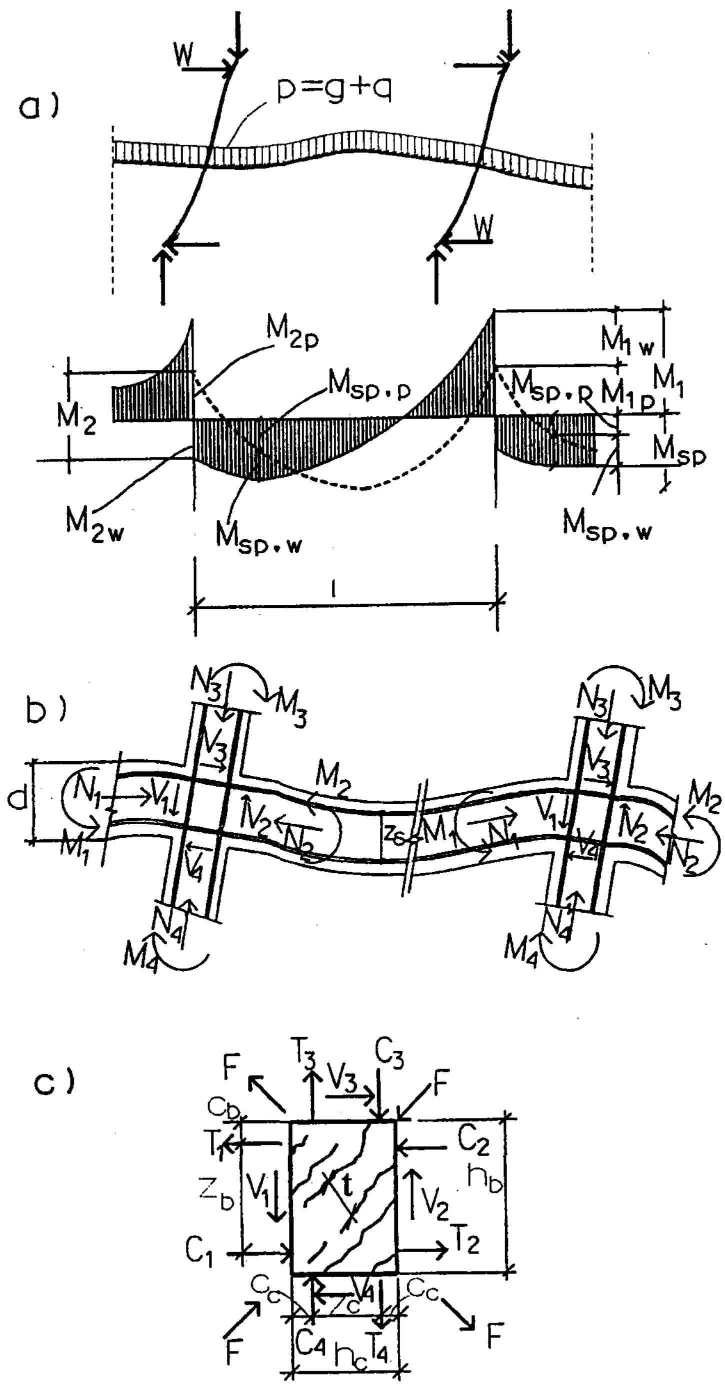
$$C_4 = M_4 / \left(h_c - 2c_c\right) + 0{,}5N_4; C_{4w} = = M_{4w} / \left(h_c - 2c_c\right) + 0{,}5N_{4w}; \tag{18}$$

$$T_3 = M_3 / \left(h_c - 2c_c\right) - 0{,}5N_3; T_{3w} = = M_{3w} / \left(h_c - 2c_c\right) - 0{,}5N_{3w}. \tag{19}$$

Šiose formulėse V_1, V_{1w} ir V_4, V_{4w} yra jungties elementų šlyties jėgos.

Įstrižųjų jėgų parametrai F_m, F_{wm}, $\sigma^2 F$ ir $\sigma^2 F_w$ apskaičiuojami statistinio modeliavimo ar Teiloro skleidinio metodais. Tada komponento F_p tikimybių skirstinio vidurkis ir dispersija yra:

$$F_{pm} = F_m - F_{wm} \text{ ir } \sigma^2 F_p = \sigma^2 F - \sigma^2 F_w. \tag{20}$$



1 pav. Perdangos plokščių arba rėmo sijų apkrovų bei lenkimo momentų diagramos (a), elementų jungties skaičiuojamoji schema (b) ir jų vidinės jėgos (c)

Fig 1. Loads and bending moment diagrams of floor slabs or frame beams (a); calculation scheme of members joint (b) and their inner forces (c)

3. Lenkiamų elementų stiprumo įvertinimas

Dvigubai armuoto stačiakampio skerspjūvio atspario R tikimybių skirstinio vidurkis ir dispersija atitinkamai gali būti apskaičiuoti iš formulių:

$$R_m = f_{sm}\left(A_s d_m - A_s' c'\right) - \frac{f_{sm}^2\left(A_s - A_s'\right)^2}{f_{cm} b\alpha}, \qquad (21)$$

$$\sigma^2 R \approx$$

$$\approx \left(f_{sm} A_s\right)^2 \sigma^2 d + \left[A_s d_m - \frac{2 f_{sm}\left(A_s - A_s'\right)^2}{f_c b\alpha} - A_s' c'\right]^2 \sigma^2 f_s. \qquad (22)$$

Šiose formulėse armatūros tempiamasis stipris f_s ir naudingasis skerspjūvio aukštis d yra atsitiktiniai dydžiai. Betono gniuždomasis stipris f_c, armatūrų skerspjūvio plotai A_s ir A'_s, gniuždomosios zonos armatūros atstumas nuo viršaus c', skerspjūvio plotis b ir betono įtempių diagramos parametras $\alpha \leq 2$ nagrinėjami kaip determinuotieji dydžiai.

Elementų atspario bei suminių gravitacinių jėgų tikimybių pasiskirstymo dėsniai yra artimi normaliajam [4, 5, 6]. Daugiaaukščių pastatų saugai pavojingos yra ekstreminės vėjo gūsių jėgos. Jų metinių ekstreminių verčių tikimybių skirstiniai paklūsta Gumbelio arba Fišerio ir Tipeto pasiskirstymo dėsniams [7, 8]. Elementų saugai apskaičiuoti taikomi dinaminiai patikimumo teorijos modeliai (2 pav.).

Per visus ilgus pastato eksploatavimo metus gelžbetoninė konstrukcija turi būti pakankamai stamantri. Jeigu, tarkim, lenkiamo elemento atsparis nesikeičia, t. y. $R=const$, tai jo ilgalaikis saugis apskaičiuojamas iš formulės:

$$\mathrm{P}\{T \geq t_r\} = \int_0^{\infty} g_R(R) \cdot \left[\int_0^{M} g_M(M) \cdot dM \right]^r dR, \quad (23)$$

$g_R(R)$ ir $g_M(M)$ – atitinkamai elemento atspario ir lenkimo momento tikimybių tankio funkcijos; $r=t_r$ yra elemento efektyvumo funkcijos $Z=R-M$ atsitiktinės sekos pjūvių skaičius. Saugis $\mathrm{P}\{T \geq t_r\}$ turi būti ne mažesnis kaip ribinė jo vertė P_{lim}, teikiama projektavimo normų „Eurocode“ [9, 10] su pataisa dėl modelių neapibrėžtumo.

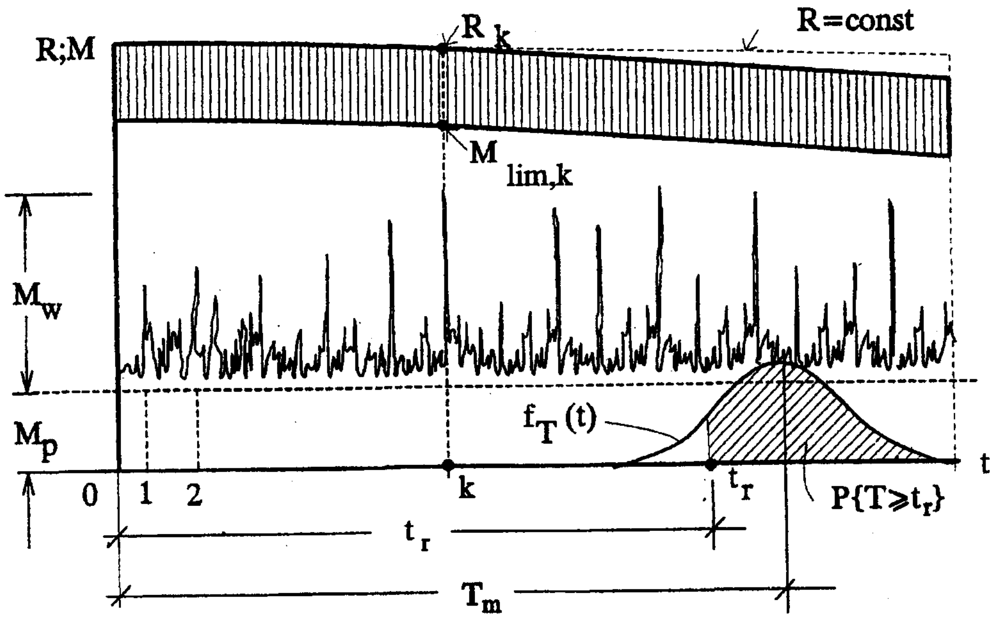
Jeigu dėl agresyvios aplinkos ar kitų priežasčių elemento atsparis mažėja, tai jo saugio skaičiavimas yra sudėtingas dar ir todėl, kad sunku įvertinti dinaminio modelio neapibrėžtumą. Pasirinkus gravitacinių ir vėjo apkrovos jėgų sukeltų įrąžų suvestinę tikimybių skirstinio funkciją, sunku išvengti didelių paklaidų. Todėl, esant didelėms šoninėms jėgoms, daugiaaukščių pastatų konstrukcijų saugai apskaičiuoti taikytinas ribinės trumpalaikės įrąžos metodas.

Ribinis trumpalaikis lenkimo momentas elemento atraminiame pjūvyje yra:

$$M_{1lim} = R_{1m} - M_{1pm} - t_p\left(\sigma^2 R_1 + \sigma^2 M_{1p}\right)^{1/2}, \quad (24)$$

R_{1m} $\sigma^2 R_1$ ir M_{1pm}, $\sigma^2 M_{1p}$ yra elemento lenkiamojo stiprio ir lenkimo momento skirstinių vidurkiai ir dispersijos; t_p yra standartinio suvestinio normaliojo skirstinio kvantilis. Jo vertė priklauso nuo vėjo sukeltų įrąžų skirstinio parametrų. Kai lenkimo momentų vidurkių santykis $M_{wm}/M_m \geq 0{,}5$ ir variacijos koeficientas δM_w=30...20%, tai kvantilis t_p=1,5...2,5. Jo tikslesnei vertei nustatyti reikia papildomų specialių tyrimų.

Naudodamiesi metinių ekstreminių vėjo jėgų skirstiniais, galime taikyti Puasono ir Gumbelio dėsnį elemento saugiui apskaičiuoti, nes nėra stochastinio ryšio tarp jo efektyvumo funkcijos $Z_1=M_{1lim} - M_w$ atsitiktinės sekos pjūvių 1, 2, ...r (2 pav.). Todėl



2 pav. Dinaminis modelis lenkiamo elemento saugai apskaičiuoti įprastu ir ribinės laikinosios įrąžos metodu
Fig 2. Dynamical model for structural safety analysis by ordinary and limit transient action effect methods

pavojingo atraminio pjūvio ilgalaikio saugio sąlyga yra:

$$\mathbf{P}_1\{T \geq t_r\} = \exp\left[-\sum_{k=1}^{r} \exp\left(\frac{a - M_{1lim,k}}{b}\right)\right] \geq \mathbf{P}_{lim}, \quad (25)$$

čia Gumbelio skirstinio parametrai $a=M_{1wm} - 0{,}578b$ ir $b=0{,}78\,\sigma M_{1w}$. Todėl ši sąlyga gali būti užrašyta taip:

$$\mathbf{P}_1\{T \geq t_r\} = $$
$$= \exp\left[-\sum_{k=1}^{r} \exp\left(\frac{M_{1wm} - M_{1lim,k}}{0{,}78\sigma M_{1w}} - 0{,}578\right)\right] \geq \mathbf{P}_{lim}. \quad (26)$$

$\mathbf{P}_1\{T \geq t_r\}$ – tikimybinis ilgalaikis elemento saugis; M_{1wm} ir $\sigma^2 M_{1w}$ – ekstreminių metinių vėjo gūsių sukelto lenkimo momento skirstinio vidurkis ir dispersija; $M_{1lim,k}$ yra ribinis laikinasis momentas iš (24); $\mathbf{P}_{lim}$ – ribinė saugio vertė pagal projektavimo normas „Eurocode“ [9, 10].

Pavojingo tarpatraminio pjūvio saugai patikrinti taikomos analogiškos skaičiavimo formulės.

Pateiktos skaičiavimo formulės yra universalios. Jeigu pastatuose šonines jėgas perima standumo diafragmos, tai šios formulės tinka nekarpytųjų plokščių ir sijų patikimumui apskaičiuoti, kai viena iš gravitacinių jėgų yra didelė epizodinė apkrova q_w. Pakanka laikyti, kad atraminius M_{1w} ir tarpatraminius $M_{sp,w}$ lenkimo momentus kaip tik ir sukelia ši apkrova. Jeigu apkrovos q_w nėra, tai formulės labai supaprastėja. Pavyzdžiui, kai atraminis lenkimo momentas M_{1m} = $= 0{,}0625\ p_m l^2$, tai iš (9) ir (10) formulių tarpatraminio lenkimo momento statistiniai įverčiai yra $M_{sp,\ m}$ = $= 0{,}0625\ p_m l$; $\sigma^2 M_{sp} = l^4 \sigma p$.

Jeigu nėra šoninių jėgų ir perdangoje įrąžas sukelia nuolatinė ir ilgalaikė laikinoji apkrova $p=g+q$ arba žinomi šios ir epizodinės apkrovos q_w suminių ekstreminių verčių $p=g+q+q_w$ statistiniai parametrai, tai lenkiamo elemento ilgalaikis saugis apskaičiuojamas suvestinio koreliacijos koeficiento metodu [8].

Kai perdangos nuolatinės apkrovos p, o kartu ir lenkimo momento M skirstinys yra artimas normaliajam, tai tikslinga šį tikimybinio pasiskirstymo dėsnį taikyti ir elemento stiprio R skirstiniui. Todėl elemento stiprumo sąlyga gali būti užrašyta taip:

$$R_m \geq M_m + \beta_{lim}\left(\sigma^2 R + \sigma^2 M\right)^{1/2} =$$
$$= M_m + \beta_{lim}\left(\delta^2 R \cdot R_m^2 + \delta^2 p \cdot M_m^2\right)^{1/2}, \quad (27)$$

δR ir δp – elemento atspario ir nuolatinės apkrovos tikimybių skirstinių variacijos koeficientai.

Kai šio elemento lenkimo momentui ir atspariui taikomas logaritmiškai normalus tikimybių pasiskirstymo dėsnis, tai vietoj jų skirstinių vidurkių M_m ir R_m skaičiavimams naudojamos medianos M_{me} ir R_{me}. Šiuo atveju elemento stiprumo sąlyga yra:

$$\ln R_{me} \geq \ln M_{me} + \beta_{lim}\left[\ln\left(1+\delta^2 R\right) + \ln\left(1+\delta^2 p\right)\right]^{1/2} \quad (28)$$

arba

$$\ln R_{me} \geq \exp\left\{\begin{array}{l}\ln M_{me} + \\ + \beta_{lim}\left[\ln\left(1+\delta^2 R\right) + \ln\left(1+\delta^2 p\right)\right]^{1/2}\end{array}\right\}. \quad (29)$$

Formulėse (27), (28) ir (29) ribinis saugos rodiklis β_{lim} paimtas iš projektavimo normų [9] ir analitinio straipsnio apie tikimybinį projektavimą pagal europines projektavimo normas [10].

4. Jungties stiprumo įvertinimas

Rėminio tipo karkasuose besijų perdangų plokščių ir sienų ar rėmo sijų ir kolonų jungtyse atsiradę įstrižieji plyšiai yra labai pavojingi (1 pav. c). Atsitiktinio atstumo tarp šių plyšių skirstinio parametrai apskaičiuojami iš formulių:

$$t_m = \chi\left(z_{bm}^2 + z_{cm}^2\right)^{1/2}, \quad (30)$$

$$\sigma^2 t \approx \frac{\chi^2\left[z_{bm}^2\left(\sigma^2 h_b + 4\sigma^2 c_b\right) + z_{cm}^2\left(\sigma^2 h_c + 4\sigma^2 c_c\right)\right]}{z_{bm}^2 + z_{cm}^2}, \quad (31)$$

χ – koeficientas, kurio vertė priklauso nuo sujungiamų elementų skerspjūvio matmenų; z, h ir c yra geometriniai jungties elementų matmenys.

Jungties sąlyginės betoninės prizmės atspario skirstinio parametrai yra:

$$R_{jm} = b_m t_m f_{cm} \gamma_c, \quad (32)$$

$$\sigma^2 R_j = \left(b_m f_{cm} \gamma_c\right)^2 \sigma^2 t + \left(b_m t_m \gamma_c\right)^2 \sigma^2 f_c +$$
$$+ \left(t_m f_{cm} \gamma_c\right)^2 \sigma^2 b, \quad (33)$$

b_m, $\sigma^2 b$ ir f_{cm}, $\sigma^2 f_c$ – atitinkamai sienos ar kolonos skerspjūvio pločio ir supleišėjusios jungties betono stiprio skirstinių parametrai; γ_c – koeficientas, kuriuo įvertinama supleišėjusio betono įtaka jo gniuždomajam stiprumui.

Ribinė laikinoji įstrižoji jėga, kurios didumą viršijus elementų jungtyje pradeda vystytis pavojingi plyšiai, yra:

$$F_{lim} = R_{jm} - F_{pm} - t_p\sqrt{\left(\sigma^2 R_j + \sigma^2 F_p\right)}, \tag{34}$$

F_{pm}, ir $\sigma^2 F_p$ jungties įstrižosios jėgos F iš (13) komponentės F_p tikimybių skirstinių vidurkis ir dispersija.

Todėl elementų jungties tikimybinis ilgalaikis saugis yra:

$$\mathbf{P}_j\{T \geq t_r\} = \exp\left[-\sum_{k=1}^{r} \exp\left(\frac{F_{wm} - F_{lim,k}}{0{,}78\sigma F_w} - 0{,}578\right)\right]. \tag{35}$$

Šis saugis turi būti ne mažesnis kaip ribinis $\mathbf{P}_{lim}$, numatytas europinių projektavimo normų [9, 10].

5. Išvados

1. Apskaičiuojant daugiaukščių gyvenamųjų ir administracinių pastatų monolitinių rėminių gelžbetoninių konstrukcijų inžinerinį patikimumą tikslinga ir nesunku taikyti Europos Sąjungos projektavimo normų „Eurocode 1" tikimybinio vertinimo principus ir patikimumo teorijos metodus.

2. Gravitacinėmis ir didelėmis šoninėmis jėgomis apkrauto pastato besijų perdangų ir rėmų sijų bei jų jungčių su sienomis ir kolonomis ilgalaikį saugį $\mathbf{P}\{T \geq t_r\}$ tikslinga apskaičiuoti iš formulių (26) ir (35) ribinės trumpalaikės įrąžos metodu, leidžiančiu supaprastinti skaičiavimą ir įvertinti jo fizinių ir statistinių modelių neapibrėžtumą.

3. Siūlomos lenkiamų gelžbetoninių elementų stiprumo sąlygos (27) ir (28) leidžia nesudėtingais skaičiavimais įvertinti jų stiprio ir lenkimo momento tikimybių skirstinių parametrus.

Literatūra

1. J. O. Jirsa, N. W. Hanson. Recommendations for design of beam - column joints in monolithic reinforced concrete structures // Journal of the ACI. July, 1976, p. 375-393.
2. ACI - ASCE Committee 352 Recommendations for design of beam - column joints in monolithic reinforced concrete structures // Journal of the ACI, May - June, 1985, p. 266-283.
3. CEB. RC Frames Under Earthquake Loading // State of the art report. Thomas Telford, 1996, 304 p.
4. В. Д. Райзер. Теория надежности в строительном проектировании. Москва: Стройиздат, 1998. 302 с.
5. Пособие по проектированию стальных конструкций. Москва: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. 302 с.
6. E. Rosenblueth. Safety and structural design // Reinforced Concrete Engineering, V. 1/Materials,Structural Elements, Safety. John Wiley and Sons, 1974, p. 407-516.
7. S.-T. Quek, H.-F. Cheong. Prediction of extreme 3-sec. gusts accounting for seasonal effects // Structural Safety, V. 11, No. 2, 1992, p. 121-129.
8. A. Kudzys, V. Vaitkevičius. Structural safety of welded steel structures // Strength, Durability and Stability of Materials and Structures. Materials of International Conference, Kaunas, Lithuania, 1996, p. 224-231.
9. ENV 1991-1: CEN. Basis of Design and Action on Structures. Eurocode 1, Part 1, 1994, 85 p.
10. L. Taerwe. Survey and background of the semi probabilistic design method for concrete structures according to Eurocodes EC1 and EC2 // Studi e riserche, Italcementi S. p. A., Bergamo, 1996, p. 351-390.

Įteikta 1999 05 25

VERIFICATION ANALYSIS OF CAST-IN-SITU REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF FRAMED MULTISTORY BUILDINGS

Alg. Kudzys

S u m m a r y

The reliability of reinforced concrete structures of multistory residential and office buildings subjected to gravity and reiterated lateral loading is under consideration.

Slab-wall and beam-column structures and their joints of reinforced concrete buildings should be designed to resist normal and shear action effects resulting from gravity forces caused by permanent and useful live loads and lateral forces caused by reiterated short duration episodic wind gusts or seismic actions (Fig 1).

A random loading and overloading of relatively rigid joints by reiterated and variable in time transient lateral forces are very dangerous in reliability sense. Therefore, the strength analysis of flexural members of redundant systems must be formulated and solved in the probabilistic approach methods. Nonlinear behaviour of members are caused by material and geometrical non-linearity and depends on the inelastic hysteretic response of the slabs and beams in bending and shear.

The equilibrium equation of the non-linear hysteretic system is presented in formula (2) where $\mathbf{M}$ is the mass matrix; $\mathbf{C}$ is the damping matrix; $\mathbf{K}$ is the stiffness matrix; $\mathbf{L}$ is the load vector; $\mathbf{U}, \dot{\mathbf{U}}, \ddot{\mathbf{U}}$ are the model

accelerations, velocities and displacements vectors. The action effect of horizontal or vertical members can be evaluated by the formulae (3,4,5), where α_j is the transposed row of the influence matrix α.

The probability distribution of member's strength and gravity forces is close to the normal one [4, 5, 6]. The probability distribution of annual extreme values of wind gusts obey Gumbel or Fisher-Tipet distribution laws [7, 8]. Therefore, for structural safety analysis of flat floor slabs, frame beams, and joint cores of their connections to walls and columns can be adjusted by the method of limit transient action effect based on the compound Poisson-Gumbel distribution law.

The long duration safety factor for flexural members can be evaluated by formulae (26), (28) and (37). Here "r" is the number of reiteration episodic lateral loads.

The method of limit transient action effect as simplified and rather accurate probabilistic approach to the verification analysis and structural quality estimation of reinforced concrete slab-wall and beam-column structural members and their joints permit to enlarge the successive progressive versions of Eurocode 1.

Algirdas Kudzys. Doctor of technical science (Lithuania), Doctor of Engineering (Japan), Associate Professor. Dept. of Building Structures, Faculty of Architecture, Vilnius Gediminas Technical University (VGTU), Saulėtekio al. 11, Vilnius 2040, Lithuania. e-mail: kudzys@ar.vtu.lt

First degree in Construction Engineering at Vilnius Civil Engineering Institute (now VGTU), 1979. Instructor (1985), Senior Lecturer (1986), Associate Professor (1990). Research visit: Hokkaido University (Japan) 1990-92. Doctoral course research at Hokkaido University (Japan) 1992-95.

Author of more than 50 articles and manuals, more than 30 conference reports. Research interests: joints of load-bearing structures; computer simulation and design of reinforced concrete structures; renovation of buildings.