

INSTYTUT BUDOWNICTWA  
POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ  
Raport serii PRE nr.....9/2005....

**WPLYW NIEREGULARNOŚCI KONSTRUKCYJNYCH  
POWŁOKI RAMOWEJ BETONOWEGO  
BUDYNKU WYSOKIEGO NA JEJ SZTYWNOŚĆ**

Rafał PIEKARZ

Rozprawa Doktorska

PROMOTOR:

dr hab. inż. Sylwester KOBIELAK, prof. PWr.

SŁOWA KLUCZOWE:

budynek wysoki; betonowy ustrój ramowo-powłokowy; zarysowanie; sztywność

Wrocław, 2005

*Acti Labores Iucundi  
Ad Futuram Rei Memoriam*

## SPIS TREŚCI

Spis treści .....	5
Ważniejsze oznaczenia .....	9
Wybrane określenia .....	18
1. WSTĘP .....	21
1.1. Rola budownictwa wysokiego we współczesnym świecie.....	21
1.2. Geneza rozprawy doktorskiej.....	22
1.3. Przedmiot, cel i zakres pracy.....	25
2. POWŁOKOWE USTROJE NOŚNE BETONOWYCH BUDYNKÓW WYSOKICH – ANALIZA STANU WIEDZY.....	27
2.1. Rodzaje powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich....	27
2.2. Budowa powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich....	30
2.3. Obciążenia działające na budynki wysokie .....	32
2.4. Praca ustroju powłokowego pod obciążeniem pionowym i poziomym .....	35
2.5. Zarysowanie elementów konstrukcyjnych w ustrojach powłokowych i jego wpływ na sztywność przestrzenną budynku wysokiego .....	40
2.6. Nieliniowa analiza pracy ustrojów powłokowych betonowych budynków wysokich z zarysowanymi elementami konstrukcyjnymi .....	46
2.6.1. Wybrane metody określania sztywności zarysowanych elementów żelbetowych i wychylenia zarysowanego ustroju powłokowego betonowego budynku wysokiego .....	48
2.7. Podsumowanie .....	58
3. TEZY PRACY.....	61

4. BADANIA TEORETYCZNE .....	63
4.1. Założenia wstępne .....	63
4.2. Teoretyczno-doświadczalny model pracy ramowo-powłokowego ustroju nośnego .....	64
4.2.1. Zachowanie się ustroju nośnego poddanego działaniu obciążenia poziomego .....	64
4.2.2. Momenty przywęzłowe w słupach i ryglach ram powłoki ramowej równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego .....	68
4.2.3. Moment rysujący przekroje rygli ram ramowo-powłokowego ustroju nośnego .....	77
4.2.4. Sztywność efektywna zarysowanych elementów ryglowych ram powłokowego ustroju nośnego .....	78
4.2.5. Funkcje rozpatrywanych wielkości w modelu teoretyczno- doświadczalnym .....	79
4.2.6. Podsumowanie .....	83
5. BADANIA NUMERYCZNE .....	85
5.1. Przedmiot i cel badań .....	85
5.2. Metodyka i zakres badań .....	85
5.3. Parametry badawcze i ich poziomy zmienności .....	88
5.4. Obciążenie pionowe i poziome .....	91
5.5. Model dyskretny betonowego ramowo-powłokowym ustroju nośnego .....	94
5.5.1. Uproszczony schemat statyczny ustroju ramowo-powłokowego .....	96
5.5.2. Proces idealizacji układu .....	98
5.6. Model probabilistycznej sztywności efektywnej .....	104
5.6.1. Efektywny moment bezwładności zarysowanych słupów .....	107
5.6.2. Efektywny moment bezwładności zarysowanych rygli .....	115
5.6.3. Zastosowanie modelu probabilistycznej sztywności efektywnej .....	118
5.7. Obliczenia numeryczne .....	119
5.7.1. Procedura iteracji bezpośredniej w nieliniowej analizie konstrukcji powłokowego ustroju nośnego .....	120
5.8. Metodyka badań .....	122
5.8.1. Procedura badań .....	126
5.9. Zestawienia danych objętych programami badawczymi .....	128



5.10. Wyniki badań .....	160
5.10.1. Momenty zginające w słupach ram powłoki ustroju nośnego .....	161
5.10.2. Momenty zginające w ryglach ram powłoki ustroju nośnego .....	171
5.10.3. Rozkład obciążenia poziomego na słupy i rygle ram powłoki ramowej .....	180
5.10.4. Zarysowanie słupów ram powłoki ramowej .....	182
5.10.5. Zarysowanie rygli ram powłoki ramowej .....	186
5.10.6. Redystrybucja sił wewnętrznych w słupach i ryglach ram powłoki ustroju nośnego wywołana zarysowaniem rygli.....	200
5.10.7. Sztywność powłoki ramowej z zarysowanymi ryglami w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego .....	204
5.10.8. Podsumowanie. Wnioski z badań numerycznych.....	206
6. ANALIZY TEORETYCZNE .....	207
6.1. Wstęp .....	207
6.2. Wykorzystanie teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w standardowym programie komputerowym do obliczeń konstrukcji prętowych .....	207
6.3. Wykorzystanie teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w uproszczonej nieliniowej analizie ustrojów ramowo-powłokowych .....	208
6.3.1. Zastępczy model konstrukcji ramowo-powłokowego ustroju nośnego .....	209
6.3.2. Uproszczona metoda analizy konstrukcji ustroju ramowo-powłokowego .....	209
6.3.3. Przemieszczenia poziome .....	213
6.3.4. Przykłady zastosowania uproszczonej analizy konstrukcji ustrojów nośnych .....	215
6.3.5. Propozycja modyfikacji sztywności konstrukcji w metodzie uproszczonej Kwana .....	217
6.4. Przykłady zastosowania teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w liniowej i nieliniowej analizie ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich .....	219
6.4.1. Przykład 1 .....	219
6.4.1. Przykład 2 .....	227
6.5. Podsumowanie .....	235
7. WNIOSKI I UWAGI KOŃCOWE .....	237

<b>ZAŁĄCZNIK A</b>	241
<b>A. PRZEGLĄD USTROJÓW NOŚNYCH BETONOWYCH BUDYNKÓW WYSOKICH</b> .....	243
A.1. Podstawowe rodzaje ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich .....	243
A.2. Ustroje ramowe .....	243
A.3. Ustroje ścianowe .....	244
A.4. Ustroje trzonowe .....	245
A.5. Ustrój powłokowy .....	246
A.6. Ustroje mieszane .....	247
A.7. Podsumowanie .....	247
<b>ZAŁĄCZNIK B</b>	249
<b>B. SZTYWNOŚĆ USTROJÓW NOŚNYCH BETONOWYCH BUDYNKÓW WYSOKICH Z ZARYSOWANYMI ELEMENTAMI KONSTRUKCYJNYMI</b> .....	251
B.1. Sztywność ściany z szeregiem otworów z zarysowanymi nadprożami .....	251
B.2. Sztywność trzonu żelbetowego z zarysowanymi nadprożami .....	254
B.3. Sztywność ramowo-ścianowego budynku wysokiego z zarysowanymi ryglami i nadprożami .....	256
B.4. Podsumowanie .....	259
Bibliografia i Normy .....	261

## WAŻNIEJSZE OZNACZENIA

### DUŻE LITERY ŁACIŃSKIE

- $A$  - ścinane pole powierzchni zastępczej płyty ortotropowej w metodzie uproszczonej Kwana [44],
- $A_{b,p}$  - pole powierzchni przekroju poprzecznego rygla w  $G10K_i$ ,
- $A_{bxs}$  - sprowadzone pole powierzchni przekroju poprzecznego rygla w  $RG10K_i$ ,
- $A_{by,p}$  - zredukowane pole powierzchni przekroju rygla w  $G10K_i$  przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych  $\mathbf{xy}$ ) wzdłuż osi  $y$ ,
- $A_{bys}$  - zredukowane sprowadzone pole powierzchni przekroju rygla w  $RG10K_i$  przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych  $\mathbf{xy}$ ) wzdłuż osi  $y$ ,
- $A_{bz,p}$  - zredukowane pole powierzchni przekroju rygla w  $G10K_i$  przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych  $\mathbf{xz}$ ) wzdłuż osi  $z$ ,
- $A_{bzs}$  - zredukowane sprowadzone pole powierzchni przekroju rygla w  $RG10K_i$  przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych  $\mathbf{xz}$ ) wzdłuż osi  $z$ ,
- $A_{cx,p}$  - pole powierzchni przekroju poprzecznego słupa w  $G10K_i$  (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych),
- $A_{cxs}$  - sprowadzone pole powierzchni przekroju poprzecznego słupa w  $RG10K_i$  (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych),
- $A_{cy,p}$  - zredukowane pole powierzchni przekroju słupa w  $G10K_i$  przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych  $\mathbf{xy}$ ) wzdłuż osi  $y$ ,
- $A_{cys}$  - zredukowane sprowadzone pole powierzchni przekroju słupa w  $RG10K_i$  przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych  $\mathbf{xy}$ ) wzdłuż osi  $y$ ,
- $A_{cz,p}$  - zredukowane pole powierzchni przekroju słupa w  $G10K_i$  przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych  $\mathbf{xz}$ ) wzdłuż osi  $z$ ,
- $A_{czs}$  - zredukowane sprowadzone pole powierzchni przekroju słupa w  $RG10K_i$  przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych  $\mathbf{xz}$ ) wzdłuż osi  $z$ ,
- $A_k$  - pole powierzchni słupa narożnego w konstrukcji ramowo-powłokowego ustroju nośnego,
- $A_r$  - pole przekroju poprzecznego prętów rusztu modelującego strop płytowy ustroju nośnego,
- $B_o$  - sztywność elementu pod obciążeniem długotrwałym na podstawie [N9, N10],
- $B_{cr}$  - sztywność elementu, w którym wszystkie przekroje uległy zarysowaniu,
- $B_{eff}$  - efektywna sztywność elementu zarysowanego

- $B_I$  - sztywność w fazie I pracy przekroju nadproża na podstawie [N2],
- $B_{Ia}$  - sztywność w fazie Ia pracy przekroju elementu na podstawie [N2],
- $B_{II}$  - sztywność w fazie II pracy przekroju elementu na podstawie [N2],
- $B_o$  - sztywność elementu pod obciążeniem krótkotrwałym na podstawie [N9, N10],
- $B_{uncr}$  - sztywność niezarysowanego elementu,
- $C$  - współczynnik podatności konstrukcji na drgania dynamiczne,
- $E_a$  - moduł sprężystości podłużnej stali na podstawie normy [N2],
- $E_b$  - moduł sprężystości podłużnej betonu na podstawie normy [N2],
- $E_{cm}$  - moduł sprężystości podłużnej betonu na podstawie normy [N10],
- $E_f$  - moduł sprężystości podłużnej materiału zastępczej płyty półkowej (*flange panel*) wg [44],
- $EI$  - sztywność na zginanie konstrukcji ustroju nośnego,
- $E_m$  - normowy moduł sprężystości podłużnej materiału,
- $E_s$  - moduł sprężystości podłużnej stali na podstawie normy [N10],
- $E_w$  - moduł sprężystości podłużnej materiału zastępczej płyty środkowej (*web panel*),
- $F_a$  - powierzchnia przekroju zbrojenia rozciąganego w przekroju nadproża wg normy [N2],
- $F_{bc}$  - powierzchnia betonu strefy ściskanej w przekroju nadproża wg normy [N2],
- $G$  - zastępczy moduł sprężystości poprzecznej pojedynczego układu słupów i rygli w ramie wg [44],
- $G10K_i$  - grupa 10-ciu kondygnacji znajdujących się poniżej i powyżej rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji  $RG10K_i$  w badanych ustrojach nośnych betonowych budynków wysokich,
- $GA$  - sztywność na ścinanie zastępczej płyty ortotropowej dla pojedynczego układu słupów i rygli w ramie poddanej ścinaniu jednostkową siłą ścinającą  $Q$  na podstawie [44],
- $G_{cm}$  - moduł sprężystości poprzecznej betonu na podstawie [N10],
- $G_f$  - moduł sprężystości poprzecznej materiału zastępczej półkowej płyty ortotropowej wg [44],
- $G_{ki}$  - wartość charakterystyczna obciążenia stałego wg [N4],
- $G_w$  - moduł sprężystości poprzecznej materiału zastępczej środkowej płyty ortotropowej wg [44],
- $H_B$  - wysokość budynku wysokiego,
- $I_{bys,e}$  - sprowadzony moment bezwładności rygla w płaszczyźnie ramy z uwzględnieniem odkształceń postaciowych elementu i jego zeszywnień w węzłach ramy,
- $I_{czs,e}$  - sprowadzony moment bezwładności słupa w płaszczyźnie ramy z uwzględnieniem odkształceń postaciowych elementu i jego zeszywnień w węzłach ramy,
- $I_b$  - moment bezwładności przekroju elementu belkowego,
- $I_{b,eff}$  - efektywny moment bezwładności zarysowanego elementu belkowego,
- $I_{b,uncr}$  - moment bezwładności niezarysowanego elementu belkowego,
- $I_{bx,p}$  - moment bezwładności na skręcanie przekroju betonowego rygla w  $G10K_i$  (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych),
- $I_{bxs}$  - sprowadzony moment bezwładności na skręcanie przekroju poprzecznego słupa w  $RG10K_i$  (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych),
- $I_{by,p}$  - moment bezwładności przekroju betonowego rygla w  $G10K_i$  (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi  $y$ ,
- $I_{bys}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju poprzecznego rygla w  $RG10K_i$  (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi  $y$ ,

WPLÝW NIEREGULARNOŒCI KONSTRUKCYJNYCH POWŁOKI RAMOWEJ  
BETONOWEGO BUDYNKU WYSOKIEGO NA JEJ SZTYWNOŒĆ

- 
- $I_{bz,p}$  - moment bezwładności przekroju betonowego rygła w  $G10K_i$  (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi  $z$ ,
- $I_{bz}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju poprzecznego rygła w  $RG10K_i$  (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi  $z$ ,
- $I_{c,eff}$  - efektywny moment bezwładności zarysowanego elementu słupowego,
- $I_{c,uncr}$  - moment bezwładności niezarysowanego betonowego elementu słupowego,
- $I_{cr}$  - moment bezwładności przekroju w pełni zarysowanego,
- $I_{cx,p}$  - moment bezwładności na skręcanie przekroju betonowego słupa w  $G10K_i$  (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych),
- $I_{cx}$  - sprowadzony moment bezwładności na skręcanie przekroju poprzecznego słupa w  $RG10K_i$  (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych),
- $I_{cy,p}$  - moment bezwładności przekroju betonowego słupa w  $G10K_i$  (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi  $y$ ,
- $I_{cy}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju poprzecznego słupa w  $RG10K_i$  (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi  $y$ ,
- $I_{cys,cr}$  - sprowadzony moment bezwładności zarysowanego przekroju słupa w  $RG10K_i$  względem osi  $y$ ,
- $I_{cys,eff}$  - sprowadzony efektywny moment bezwładności zarysowanego elementu słupowego w  $RG10K_i$  względem osi  $y$ ,
- $I_{cys,uncr}$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju słupa w  $RG10K_i$  względem osi  $y$ ,
- $I_{cz,p}$  - moment bezwładności przekroju betonowego słupa w  $G10K_i$  (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi  $z$ ,
- $I_{cz}$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego słupa w  $RG10K_i$  względem osi  $z$ ,
- $I_{czs,cr}$  - sprowadzony moment bezwładności zarysowanego przekroju słupa w  $RG10K_i$  względem osi  $z$ ,
- $I_{czs,eff}$  - sprowadzony efektywny moment bezwładności zarysowanego słupa w  $RG10K_i$  względem osi  $z$ ,
- $I_{czs,uncr}$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju słupa w  $RG10K_i$  względem osi  $z$ ,
- $I_{eff}$  - efektywny moment bezwładności przekroju zarysowanego,
- $I^{GKm}_{bys,eff}$  - średnia wartość efektywnych momentów bezwładności rygli w  $RG10K_i$  względem osi  $y$  z uwzględnieniem zarysowania dla wszystkich rygli grupy kondygnacji  $GKm$  składającej się z  $m$  kondygnacji w ramie środkowej ramowo-powłokowego ustroju nośnego,
- $I^n_{bys,eff}$  - efektywny sprowadzony moment bezwładności przekroju rygła ramy na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej ustroju nośnego w  $RG10K_i$  względem osi  $y$ ,
- $I^n_{bys,eff,i}$  - efektywny sprowadzony moment bezwładności  $i$ -tego rygła na długości ramy  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej ustroju nośnego w  $RG10K_i$  względem osi  $y$ ,
- $I^n_{bys,uncr}$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju rygła w  $RG10K_i$  względem osi  $y$ ,
- $I^n_{bys,uncr,i}$  - sprowadzony moment bezwładności  $i$ -tego niezarysowanego przekroju rygła w  $RG10K_i$  względem osi  $y$ ,
- $I_{rx}$  - moment bezwładności na skręcanie przekroju prętów rusztu,
- $I_{ry}$  - moment bezwładności przekroju względem osi  $y$  prętów rusztu,
- $I_{rz}$  - moment bezwładności przekroju względem osi  $z$  prętów rusztu,
- $I_{uncr}$  - moment bezwładności przekroju niezarysowanego,
- $J_I$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju niezarysowanego wg [N9, N10],
- $J_{II}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju w pełni zarysowanego wg [N9, N10],
- $K$  - globalna macierz sztywności układu; niewiadomy wyraz funkcji potęgowej ustalany empirycznie,
-

- $K(V)$  - globalna macierz sztywności układu nieliniowego,
- $L_f$  - długość prostopadłej do kierunku działania obciążenia poziomego ramy powłoki ramowej,
- $L_w$  - długość równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramy powłoki ramowej,
- $M$  - moment zginający od obciążenia poziomego odkształcający oś konstrukcji; masa budynku; moment zginający w przekroju utwierdzenia nadproża,
- $M_{(i-1)-(i),p}$  - momenty zginające w konstrukcji na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$  wywołane równomiernie rozłożonym obciążeniem prostokątnym,
- $M_{(i-1)-(i),t}$  - momenty zginające w konstrukcji na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$  wywołane równomiernie rozłożonym obciążeniem trójkątnym,
- $M(x)$  - funkcja rozkładu momentu zginającego na długości rozpatrywanego elementu,
- $M_{by}$  - moment zginający w ryglu (nadprożu) na kierunku osi  $y$ ,
- $M_{by,cr}$  - moment rysujący przekrój rygla na kierunku osi  $y$ ,
- $M_{by,i}$  - moment zginający w ryglu w przekroju  $i$ ,
- $M_{by,j}$  - moment zginający w ryglu w przekroju  $j$ ,
- $M_{cg}$  - wypadkowy moment gnący dla ukośnego zginania przekroju słupa,
- $M_{cg,cr}$  - wypadkowy moment rysujący dla ukośnego zginania przekroju słupa,
- $M_{cr}$  - moment rysujący przekrój,
- $M_{cy}$  - moment zginający w słupie na kierunku osi  $y$ ,
- $M_{cz}$  - moment zginający w słupie na kierunku osi  $z$ ,
- $M_{fp}$  - moment rysujący przekrój nadproża [N2],
- $M_i$  - moment zginający w przekroju  $i$ ,
- $M_{max}$  - maksymalny moment zginający w elemencie,
- $M_{cz,e,i}^{n-d}$  - moment zginający w płaszczyźnie ramy w  $i$ -tym słupie na długości ramy w przekroju utwierdzenia w licu rygla poniżej węzła  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji,
- $M_{cz,e,i}^{n-g}$  - moment zginający w płaszczyźnie ramy w  $i$ -tym słupie na długości ramy w przekroju utwierdzenia w licu rygla powyżej węzła  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji,
- $M_{by}^n$  - moment zginający w ryglach w przekrojach utwierdzenia w węźle ramy  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji ustroju nośnego,
- $M_{by,cr}^n$  - moment rysujący przekroje rygli na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji ustroju nośnego,
- $M_{by,e}^n$  - moment zginający w ryglach w przekrojach utwierdzenia w licach słupów  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji ustroju nośnego,
- $M_{by,e,i,i}^n$  - moment zginający w płaszczyźnie ramy w  $i$ -tym ryglu na długości ramy w  $i$ -tym przekroju utwierdzenia w licu słupa na  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji ustroju nośnego,
- $M_{by,e,i,j}^n$  - moment zginający w płaszczyźnie ramy w  $i$ -tym ryglu na długości ramy w  $j$ -tym przekroju utwierdzenia w licu słupa na  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji ustroju nośnego,
- $M_{cz}^n$  - moment zginający w słupach w przekrojach utwierdzenia w węźle ramy,
- $M_{cz,e}^n$  - moment zginający w słupie w przekrojach utwierdzenia w licach rygli,
- $M_{\theta}^n$  - uogólniony moment węzłowy w węźle ramy na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej w ustroju nośnym,
- $M_{sd}$  - moment zginający w przekroju elementu,
- $M_u$  - nośność graniczna przekroju na zginanie określona według metody obciążeń krytycznych,

WPLÝW NIEREGULARNOŒCI KONSTRUKCYJNYCH POWŁOKI RAMOWEJ  
BETONOWEGO BUDYNKU WYSOKIEGO NA JEJ SZTYWNOŒĆ

- $M_{u,cr}$  - moment statyczny sprowadzonego przekroju zarysowanego względem lokalnej osi  $u$ ,
- $M_{v,cr}$  - moment statyczny sprowadzonego przekroju zarysowanego względem lokalnej osi  $v$ ,
- $N_{bx}$  - siła podłużna na kierunku osi  $x$  w ryglu (nadprożu),
- $N_{cx}$  - siła podłużna na kierunku osi  $x$  w słupie,
- $P$  - siła skupiona zaczepiona w wierzchołku konstrukcji,
- $P_{cr}$  - prawdopodobieństwo wystąpienia w elemencie przekrojów poprzecznych charakteryzujących się momentem bezwładności  $I_{cr}$  o wartości równej sprowadzonemu momentowi bezwładności przekroju w pełni zarysowanego,
- $P_{uncr}$  - prawdopodobieństwo wystąpienia w elemencie przekrojów poprzecznych charakteryzujących się momentem bezwładności  $I_{uncr}$  o wartości równej sprowadzonemu momentowi bezwładności przekroju niezarysowanego,
- $Q$  - obciążenie jednostkowe,
- $Q_i$  - osiowa siła ściskająca w słupie  $i$ -tej kondygnacji,
- $Q_{ki}$  - wartość charakterystyczna obciążenia zmiennego (ciężar stropu i wyposażenia przestrzeni użytkowej),
- $RG10K_i$  - rozpatrywana grupa 10-ciu kondygnacji w badanych budynkach wysokich,
- $RSW$  - wpływ redystrybucji sił wewnętrznych w elementach ram wywołany zarysowaniem rygli na wartość rzeczywistych momentów zginających w nich występujących i wywołujących w nich propagację efektu zarysowania,
- $S$  - wektor sił w węzłach układu; całkowite pole powierzchni wykresu momentów zginających w elemencie,
- $S'_{bys,e}$  - sprowadzona sztywność rygla w płaszczyźnie ramy z uwzględnieniem odkształceń postaciowych elementu i jego zeszywnień w węzłach ramy,
- $S'_{czs,e}$  - sprowadzona sztywność słupa w płaszczyźnie ramy z uwzględnieniem odkształceń postaciowych elementu i jego zeszywnień w węzłach ramy,
- $S'_{fs,e}$  - współczynnik sztywności słupa do rygla w ramie,
- $S'_{rs,e}$  - sprowadzony stosunek sztywności słupów do rygli w płaszczyźnie ramy z uwzględnieniem odkształceń postaciowych elementów i ich zeszywnień w węzłach ramy,
- $S_{cr}$  - pole powierzchni wykresu momentów zginających w elemencie, w którym moment zginający jest nie mniejszy od wartości momentu rysującego,
- $SGN$  - warunki normowe stanu granicznego nośności elementów [N9, N10],
- $S_{i-j,cr}$  - pole powierzchni wykresu momentów zginających na odcinku  $i-j$  dla  $M_{by,i-j}(x) \geq M_{by,cr}$ ,
- $S_{i-j,uncr}$  - pole powierzchni wykresu momentów zginających na odcinku  $i-j$  dla  $M_{by,i-j}(x) < M_{by,cr}$ ,
- $S_r$  - stosunek sztywności betonowego elementu słupowego do sztywności betonowego elementu ryglowego w ramach bez uwzględnienia zeszywnień węzłów ram rozpatrywanej grupy kondygnacji ( $RG10K_i$ ),
- $S_{rp}$  - stosunek sztywności betonowego elementu słupowego do sztywności betonowego elementu ryglowego w ramach kondygnacji  $G10K_i$  znajdujących się poniżej i powyżej rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ ) bez uwzględnienia zeszywnień węzłów ram,
- $S_{uncr}$  - pole powierzchni wykresu momentów zginających w elemencie, w którym moment zginający jest mniejszy od wartości momentu rysującego,
- $T$  - okres drgań własnych budynku; rozpiętość stropu (traktu) – przestrzeni użytkowej kondygnacji między zewnętrzną powłoką ramową a trzonem wewnętrznym,
- $T_k$  - siła działająca na krawędzi styku ram w węzle  $k$ ,
- $V$  - siła ścinająca od obciążenia poziomego odkształcająca oś konstrukcji ustroju nośnego; wektor

- przemieszczenia węzłów układu; uogólniona siła pozioma działająca na budynek wysoki; wypadkowa siła pozioma wywołana ruchami podłoża,
- $V(z)$  - suma wszystkich sił poziomych  $P_i$  powyżej rozpatrywanej kondygnacji na wysokości rzędnej  $z$  ustroju nośnego budynku wysokiego,
- $W$  - obciążenie wiatrem budowli,
- $W_{cys}$  - sprowadzony wskaźnik na zginanie przekroju słupa na kierunku osi  $y$ ,
- $W_{czs}$  - sprowadzony wskaźnik na zginanie przekroju słupa na kierunku osi  $z$ ,
- $W_{bys,unbr}^n$  - sprowadzony wskaźnik na zginanie niezarysowanego przekroju rygla na kierunku osi  $y$ ,
- $W_{czs,unbr}^n$  - sprowadzony wskaźnik na zginanie niezarysowanego przekroju słupa na kierunku osi  $z$ .

## MAŁE LITERY ŁACIŃSKIE

- $a$  - niewiadomy parametr ustalany empirycznie; przyspieszenie ruchu podłoża gruntowego,
- $b_b$  - szerokość przekroju poprzecznego rygla ramy w  $RG10K_i$ ,
- $b_c$  - szerokość przekroju poprzecznego słupa ramy w  $RG10K_i$ ,
- $b_{c,c}$  - szerokość przekroju poprzecznego słupa narożnego ramy w  $RG10K_i$ ,
- $b_{c,p}$  - szerokość przekroju poprzecznego słupa ramy w  $G10K_i$ ,
- $C$  - współczynnik aerodynamiczny budowli,
- $C_e$  - współczynnik ekspozycji terenu,
- $f_{ctm}$  - wytrzymałość średnia na rozciąganie betonu,
- $f_{yd}$  - średnia normowa wytrzymałość stali,
- $h_b$  - wysokość przekroju poprzecznego rygla w  $RG10K_i$ ,
- $h_c$  - wysokość przekroju poprzecznego słupa w  $RG10K_i$ ,
- $h_{c,c}$  - wysokość przekroju poprzecznego słupa narożnego ramy w  $RG10K_i$ ,
- $h_{c,p}$  - wysokość przekroju poprzecznego słupa ramy w  $G10K_i$ ,
- $k_j$  - macierz sztywności elementu  $j$ ,
- $l_{(i)-(i+1)}$  - długość rozpatrywanego odcinka  $(i)-(i+1)$ ,
- $l_c$  - długość osiowa słupów (wysokość kondygnacji),
- $m$  - empiryczna wartość stosunku wartości momentów  $M_{by,e}$  i  $M_{by,cr}$  po przekroczeniu którego sztywność elementu  $B$  ulega zmniejszeniu w wyniku zarysowania jego przekrojów,
- $m_f$  - względny parametr sztywności na ścinanie zastępczej półkowej płyty ortotropowej wg [44],
- $m_w$  - względny parametr sztywności na ścinanie zastępczej środkowej płyty ortotropowej wg [44],
- $n$  - empiryczna wartość stosunku wartości obu momentów  $M_{by,e}$  i  $M_{by,cr}$  po przekroczeniu którego efektywna sztywność elementu  $B$  ulega maksymalnej redukcji wywołanej zarysowaniem jego przekrojów,
- $n_b$  - liczba rygli na długości ramy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego,



- $n_c$  - liczba słupów na długości ramy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego,
- $p$  - wartość normowa obciążenia wiatrem na podstawie normy [N3],
- $p(x)$  - funkcja rozkładu gęstości prawdopodobieństwa na długości rozpatrywanego elementu,
- $q_k$  - charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru na podstawie normy [N3],
- $q_p$  - prostokątne obciążenie równomiernie rozłożone wzdłuż wysokości konstrukcji,
- $q_t$  - trójkątne obciążenie równomiernie rozłożone wzdłuż wysokości konstrukcji (wartość  $q_t$  obciążenie przyjmuje w wierzchołku konstrukcji, a przy podstawie 0),
- $r_b$  - miara zeszywnienia rygla w węźle ramy,
- $r_c$  - miara zeszywnienia słupa w węźle ramy,
- $s_c$  - rozstaw osiowy słupów (rozpiętość osiowa rygli),
- $s_j$  - wektor sił w węzłach elementu  $j$ ,
- $s_{n,min}$  - minimalne normowe [N9, N10] rozstawy prętów w rzędzie mierzone w ich świetle,
- $t$  - grubość ścinanej powierzchni zastępczej płyty ortotropowej wg [44],
- $u, v$  - współrzędne lokalnego układu odniesienia sprowadzonego przekroju zarysowanego,
- $u_{cn}, v_{cr}$  - współrzędne środka ciężkości sprowadzonego przekroju zarysowanego w lokalnym układzie odniesienia ( $u, v$ ),
- $v(u)$  - równanie osi obojętnej przekroju zarysowanego w lokalnym układzie odniesienia ( $u, v$ ),
- $v_j$  - wektor przemieszczenia węzłów elementu  $j$ ,
- $y$  - przemieszczenie poziome odkształconej osi konstrukcji ustroju nośnego,
- $y_{ct}$  - odległość od środka ciężkości do najbardziej wyężonego rozciąganego pasma przekroju sprowadzonego na kierunku osi  $y$ ,
- $y_i$  - równanie osi odkształconej konstrukcji na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ ,
- $y_{i-1}(z_{i-1})$  - przemieszczenie poziome konstrukcji w miejscu zmiany sztywności na długości konstrukcji (w początkowym punkcie rozpatrywanego odcinka z zakresu  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ ),
- $y_{i,p}$  - równanie osi odkształconej konstrukcji na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$  poddanej działaniu obciążenia prostokątnie równomiernie rozłożonego na długości rozpatrywanego odcinka,
- $y_{i,t}$  - równanie osi odkształconej konstrukcji na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$  poddanej działaniu obciążenia trójkątnie równomiernie rozłożonego na długości rozpatrywanego odcinka,
- $z_{bt}$  - odległość środka ciężkości do najbardziej wyężonego rozciąganego pasma przekroju na kierunku osi  $z$ ,
- $z_{ct}$  - odległość środka ciężkości do najbardziej wyężonego rozciąganego pasma przekroju sprowadzonego na kierunku osi  $z$ ,
- $z_t$  - odległość środka ciężkości do najbardziej rozciąganego pasma przekroju.

## LITERY GRECKIE

- $\alpha$  - współczynnik zwiększający moment rysujący  $M_{fp}$  na podstawie normy [N2],
- $\alpha(z)$  - współczynnik wpływu efektu *shear lag* oraz podatności rygli i słupów ram środnikowych na sztywność zastępczej płyty środnikowej (*web panel*) wg [44],
- $\alpha_1$  - wartość współczynnika wpływu efektu *shear lag* na sztywność zastępczej powłoki środnikowej (*web panel*) przy podstawie konstrukcji dla rzędnej  $z$  równej 0 wg [44],
- $\alpha_2$  - wartość współczynnika wpływu efektu *shear lag* na sztywność zastępczej powłoki środnikowej (*web panel*) przy wierzchołku konstrukcji dla rzędnej  $z$  równej  $H_B$  wg [44],
- $\alpha_{cg}$  - kąt nachylenia wektora wypadkowego momentu gnącego do osi  $y$  dla ukośnego zginania,
- $\alpha_{lim}$  - iloraz dopuszczalnego wychylenia budynku wysokiego,
- $\beta$  - współczynnik dynamicznego działania porywów wiatru wg [N3],
- $\beta(z)$  - współczynnik wpływu efektu *shear lag* oraz podatności rygli i słupów ram półkowych na sztywność zastępczej płyty półkowej (*flange panel*) wg [44],
- $\beta_1$  - wartość współczynnika wpływu efektu *shear lag* na sztywność zastępczej powłoki półkowej (*flange panel*) przy podstawie konstrukcji dla rzędnej  $z$  równej 0 wg [44]; współczynnik określany na podstawie normy [N9, N10],
- $\beta_2$  - wartość współczynnika wpływu efektu *shear lag* na sztywność zastępczej powłoki półkowej (*flange panel*) przy wierzchołku konstrukcji dla rzędnej  $z$  równej  $H_B$  wg [44]; współczynnik określany na podstawie normy [N9, N10],
- $\beta_{cg,cr}$  - kąt nachylenia osi obojętnej zarysowanego przekroju do osi  $y$  dla ukośnego zginania,
- $\beta_{cg,uncr}$  - kąt nachylenia osi obojętnej do osi  $y$  w niezarysowanego przekroju dla ukośnego zginania,
- $\gamma_{fi}$  - obliczeniowy współczynnik obciążenia,
- $\gamma_R$  - współczynnik redukcyjny,
- $A$  - całkowite przemieszczenie poziome ścinanego układu słupów i rygli,
- $A_b$  - przemieszczenie poziome układu słupów i rygli powstałe na wskutek ich odkształceń giętych,
- $\Delta B_{eff}^n$  - uśredniona redukcja efektywnych sztywności giętych rygli spowodowana ich zarysowaniem,
- $\delta_i^I$  - odkształcenie krawędzi ramy  $I$  w węźle  $i$ , wywołane siłami  $T_i$ ,
- $\delta_{i,k}^I$  - pionowe przemieszczenie węzła  $i$  wywołane siłą  $T=1$ , przyłożoną w węźle  $k$  na krawędzi ramy  $I$ ,
- $\delta_i^{II}$  - odkształcenie krawędzi ramy  $II$  w węźle  $i$ , wywołane siłami  $T_i$ ,
- $\delta_{i,k}^{II}$  - pionowe przemieszczenie węzła  $i$  wywołane siłą  $T=1$ , przyłożoną w węźle  $k$  na krawędzi ramy  $II$ ,
- $\delta_{wi}^{II}$  - odkształcenie krawędzi ramy  $II$  w węźle  $i$ , wywołane siłami  $P_i$ ,
- $A_s$  - przemieszczenie poziome układu słupów i rygli powstałe na wskutek ich odkształceń postaciowych,
- $\varepsilon$  - wymiar zbieżności rozwiązania metodą iteracji,
- $\Theta$  - kąt odkształcenia postaciowego ścinanego układu słupów i rygli poddanego działaniu jednostkowej siły ścinającej  $Q$ ,

- $\Theta^n$  - kąt odkształcenia postaciowego ścinanego układu słupów i rygli poddanego działaniu jednostkowej siły ścinającej  $Q$  na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej,
- $\lambda_B$  - smukłość budynku wysokiego,
- $\lambda_s$  - współczynnik kształtu przekroju poprzecznego poddanego działaniu sił ścinających (dla przekroju prostokątnego  $\lambda_s=1.2$ ),
- $\nu$  - współczynnik *Poissona* dla betonu na podstawie normy [N2, N9, N10],
- $\rho_s$  - stopień zbrojenia podłużnego w przekroju,
- $\sigma_b$  - naprężenia w przekroju rygla,
- $\sigma_c$  - naprężenia w przekroju słupa,
- $\sigma_{bs,t}$  - rozciągające naprężenie normalne w sprowadzonym przekroju rygla (nadproża),
- $\sigma_{cs,t}$  - rozciągające naprężenie normalne w sprowadzonym przekroju słupa,
- $\sigma_N$  - naprężenie osiowe w przekroju sprowadzonym elementu wywołane podłużną siłą ściskającą lub rozciągającą,
- $\varphi$  - kąt obrotu odkształconej osi konstrukcji; liniowy parametr doświadczalny w modelu Kuczyńskiego [41, 42, 43],
- $\varphi_{(i,M)}$  - równanie kąta obrotu osi odkształconej wywołanego odkształceniami giętnymi konstrukcji na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ ,
- $\varphi_i$  - równanie kąta obrotu osi odkształconej na odcinku konstrukcji  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ ,
- $\varphi_{i-1}(z_{i-1})$  - kąt obrotu osi odkształconej konstrukcji w miejscu zmiany sztywności na długości konstrukcji (w początkowym punkcie rozpatrywanego odcinka z zakresu  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ ),
- $\psi$  - wykładniczy parametr doświadczalny w modelu Kuczyńskiego [41, 42, 43],
- $\psi_a$  - współczynnik empiryczny na podstawie normy [N2],
- $\psi_{oi}$  - współczynnik jednoczesności obciążeń zmiennych na podstawie [N4].

## WAŻNIEJSZE OKREŚLENIA

**efekt *shear lag*** (*shear lag effect*) – efekt koncentracji sił osiowych w słupach stref narożnych i zmniejszenie sił osiowych w słupach wewnętrznych powłoki ramowej poddanej działaniu sił poziomych, spowodowane podatnością rygli

**plyta półkowa** (*flange panel*) – ortotropowa płyta o odpowiednich sztywnościach prostopadła do kierunku działania obciążenia poziomego w zastępczym modelu powłokowego ustroju nośnego

**plyta środkowa** (*web panel*) – ortotropowa płyta o odpowiednich sztywnościach równoległa do kierunku działania obciążenia poziomego w zastępczym modelu powłokowego ustroju nośnego

**powłoka ramowa** (*framed tube*) – konstrukcja nośna w ustrojach powłokowych budynków wysokich składająca się z ram ze sztywnymi ryglami przebiegającymi wokół budynku

**rama półkowa** (*flange frame*) – rama prostopadła do kierunku działania obciążenia poziomego w powłoce ramowej konstrukcji powłokowej, zachowująca się pod wpływem tego obciążenia podobnie jak półka zginanego przekroju skrzynkowego

**rama środkowa** (*web frame*) – rama równoległa do kierunku działania obciążenia poziomego w ramowej konstrukcji powłokowej, zachowująca się pod wpływem tego obciążenia podobnie jak środkik zginanego przekroju skrzynkowego

**ustrój dwupowłokowy** (*tube-in-tube structure* lub *hull-core structure*) – ustrój nośny składający się z powłoki zewnętrznej i powłoki wewnętrznej, przeważnie w postaci trzonu

**ustrój powłokowy ze stężeniami** (*braced-tube structure*) – ustrój nośny, w którym obciążenie poziome przenosi powłoka zewnętrzna składająca się z ram usztywnionych stężeniami usztywniającymi, zwykle o kierunkach diagonalnych

**ustrój powłokowy ze stężeniami w postaci wypełnień niektórych otworów okiennych** (*infilled braced-tube structure*) – ustrój nośny, w którym obciążenie poziome przenosi powłoka złożona z ram ze sztywnymi ryglami o niektórych polach (otworach okiennych) wypełnionych murem lub betonem, które tworzą stężenia usztywniające powłoki, zwykle o kierunkach diagonalnych

**ustrój powłokowy** (*tube structure*) – ustrój nośny zamknięty na obwodzie, utworzony ze ścian z otworami, ram ze sztywnymi ryglami, ram z dodatkowymi skratowaniami lub powłok perforowanych, który pod obciążeniem poziomym zachowuje się podobnie jak rura perforowana

**ustrój ramowo-powłokowy** (*framed-tube structure*) — ustrój nośny, w którym obciążenie poziome przenosi pojedyncza powłoka ramowa utworzona przez ramy ze sztywnymi ryglami, zamknięte na obwodzie budynku

**ustrój ramowo-ścianowy** (*shear wall-frame structure*) – ustrój nośny budynku, w którym obciążenie poziome przenoszą ramy połączone ze ścianami stropami lub sztywnymi ryglami

**ustrój ramowy** (*frame structure*) – ustrój nośny budynku, w którym obciążenie poziome przenoszą ramy ze sztywnymi węzłami

**ustrój trzonowo-powłokowy** (*hull-core structure*) - ustrój nośny składający się z zewnętrznej powłoki (*hull*) i wewnętrznego trzonu (*core*) (→**ustrój dwupowłokowy**)

**ustrój trzonowy** (*core structure*) – ustrój nośny budynku, w którym obciążenie poziome przenosi trzon żelbetowy

**ustrój wielopowłokowy** (*bundled-tube structure* lub *modular tube structure*) – ustrój nośny, w którym obciążenie poziome przenosi zespół powłok o budowie modularnej utworzony z połączonych ze sobą powierzchniami bocznymi dwu lub więcej powłok

**ustrój ze ścianami usztywniającymi** (*shear wall structure*) – ustrój nośny budynku, w którym obciążenie poziome przenoszą ściany usztywniające

## 1. WSTĘP

### 1.1. Rola budownictwa wysokiego we współczesnym świecie

Mimo że uważa się budynki wysokie za wytwór świata nam współczesnego, to od początków naszej cywilizacji na Ziemi istniało głęboko zakorzenione w ludzkiej naturze pragnienie budowania w kierunku chmur, sięgnięcia nieba i wzniesienia się ponad ziemski padół. Niech potwierdzeniem tych słów będzie historia biblijnej Wieży Babel – Rdz 11:04 – „Chodźcie, zbudujemy sobie miasto i wieżę, której wierzchołek będzie sięgał nieba, i w ten sposób uczynimy sobie znak, abyśmy się nie rozproszyli po całej ziemi.” [5]



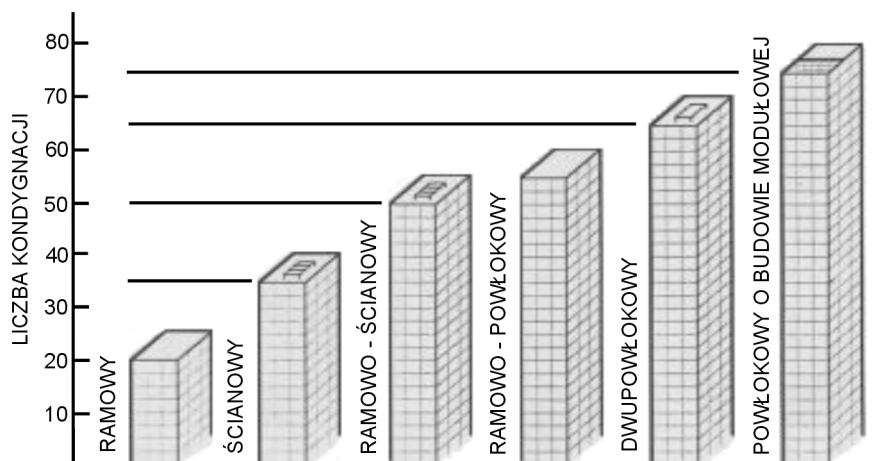
Rys.1.1. Budynki wysokie w centrach wielkich miast [52]

Zgodnie z powyższymi słowami współczesne nam budynki wysokie zlokalizowane w centrach wielkich miast stały się swoistymi wyróżnikami w topografii miasta oraz symbolami prestiżu różnych organizacji, miast i państw, na obszarze których zostały one wzniesione (rys.1.1). Szybki rozwój populacji miejskich, przy równoczesnym zapotrzebowaniu na ograniczoną powierzchnię, wywarł duży wpływ na rozwój współczesnych miast. Wysokie koszty terenu, żądania uniknięcia ciągłego rozrostu terenów miejskich oraz wymogi zachowania obszarów zielonych przyczyniły się do zwrócenia szczególnej uwagi na budynki wysokie. Nie bez znaczenia były tu też odwieczne ludzkie aspiracje.

## 1.2. Geneza rozprawy doktorskiej

Budynki wysokie, które w myśl polskich przepisów noszą nazwę budynków wysokościowych, tak jak wszystkie ustroje budowlane, na które działają zespoły sił, muszą spełniać cztery podstawowe kryteria: sztywności, stateczności, wytrzymałości i trwałości.

Projektowanie budynku wysokiego rozpoczyna się od kształtowania jego sztywności przestrzennej na działanie sił pionowych (grawitacyjnych) i poziomych (wiatr, siły sejsmiczne i parasejsmiczne). Wraz ze wzrostem wysokości budynku, wzrasta znaczenie sił poziomych w procesie doboru jego ustroju nośnego. Głównym problemem staje się tutaj wybór odpowiedniego rozwiązania konstrukcyjnego, które spełniałoby wymagania dotyczące stanów granicznych nośności (opisywane przez kryterium wytrzymałościowe) oraz stanów granicznych użytkowania (opisywane przez kryterium sztywności). Wybrany rodzaj ustroju nośnego budynku wysokiego musi charakteryzować się odpowiednią wytrzymałością umożliwiającą przeniesienie wszystkich obciążeń i oddziaływań oraz odpowiednią sztywnością określaną przez dopuszczalną wielkość wychylenia wierzchołka budynku wysokiego poddanego działaniu zadanego obciążenia poziomego.



Rys.1.2. Zakresy stosowalności ze względów techniczno-ekonomicznych i konstrukcyjnych wybranych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich w zależności od liczby kondygnacji [52]

Współczesne konstrukcje betonowych budynków wysokich składają się z jednego lub kilku podstawowych ustrojów nośnych: ramowego (*frame structure*), ścianowego (*shear wall structure*), trzonowego (*core structure*) lub powłokowego (*tube structure*). Z połączenia kilku ustrojów nośnych kształtowane są budynki wysokie o konstrukcjach mieszanych: ramowo-ścianowe (*shear wall-frame structure*), dwu- i wielopowłokowe (*tube-in-tube, modular tube*) [40, 52, 65, 70]. Zakres stosowalności poszczególnych rodzajów ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich ze względów techniczno-ekonomicznych i konstrukcyjnych

determinowany jest wysokością (liczbą kondygnacji) budynku wysokiego (rys.1.2). Wraz ze wzrostem wysokości budynku wysokiego, a wraz z nim wartości obciążenia poziomego, kryterium sztywności nabiera coraz większego znaczenia. W Załączniku A przedstawiono krótkie charakterystyki rodzajów ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich.

Sztywność ustroju nośnego uznać można za nadrzędne kryterium w kształtowaniu budynku wysokiego, a za jego miarę wielkość dopuszczalnego wychylenia jego wierzchołka. Ograniczenie wychylenia budynku wysokiego ma na celu nie tylko zapobieżenie i zminimalizowanie niekorzystnych wpływów efektów  $P-\Delta$  na konstrukcję budynku, ale także zabezpieczeniu przed awarią elementów niekonstrukcyjnych, tj. wind, drzwi, elementów elewacyjnych. Sztywność budynku wysokiego można też traktować jako pośredni wyznacznik jego podatności na oddziaływania dynamiczne. Duża sztywność przestrzenna zmniejsza wielkość przyspieszeń towarzyszących przemieszczeniom poziomym budynku wysokiego oraz zwiększa częstotliwość podstawowych drgań własnych konstrukcji, które to przy niskich wartościach mogą stwarzać zagrożenie dla konstrukcji i zdrowia użytkowników [20, 23, 57].

Określenie wartości wychylenia wierzchołka betonowego budynku wysokiego pod zadaniem obciążeniem poziomym ma istotne znaczenie w ocenie sztywności budynku wysokiego już na wstępnym (konceptyjnym) etapie projektowania. Ze względu na nieliniowe właściwości materiałowe betonu, metody mechaniki budowli oparte na klasycznych założeniach teorii sprężystości nie odzwierciedlają rzeczywistego charakteru pracy konstrukcji betonowych pod zadaniem obciążeniem. Na rozkład sił wewnętrznych w ustroju żelbetowym istotny wpływ mają takie czynniki, jak [30]:

- nieliniowa sprężystość, skurcz i pęcznienie betonu,
- uplastycznienie stali zbrojeniowej,
- zmiany sztywności żelbetowych elementów nośnych konstrukcji wywołane zarysowaniem ich przekrojów,
- zmiany schematu statycznego ustroju na wskutek powstawania przegubów plastycznych w najbardziej wyłożonych przekrojach elementów.

Na podstawie przeprowadzonego przeglądu badań modelowych [9, 10, 47, 75, 77] betonowych konstrukcji wielkowymiarowych (układów ramowych i ramowo-ścianowych) stwierdzić można, że o ile w fazie pracy konstrukcji przed zarysowaniem skurcz betonu jest dominującym czynnikiem wpływającym na nieliniową zależność deformacji konstrukcji od obciążenia, to w fazie pracy konstrukcji po zarysowaniu przekrojów elementu redukcja sztywności elementów wywołana zarysowaniem staje się głównym i dominującym czynnikiem wpływającym na nieliniową zależność deformacji konstrukcji od obciążenia.

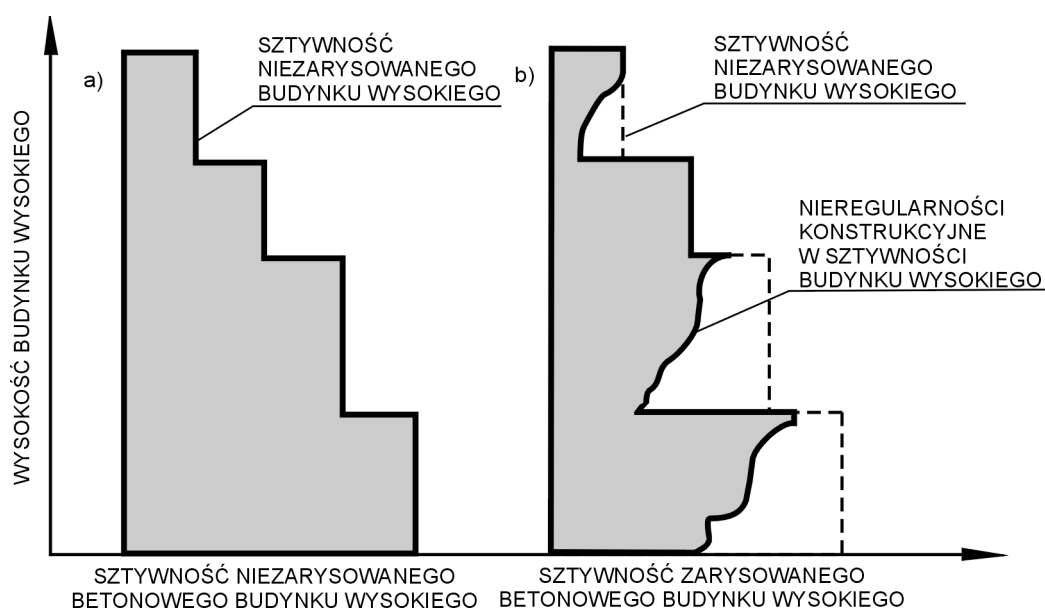
Ustroje nośne betonowych budynków wysokich tworzą układy elementów pionowych (ściany, słupy) i poziomych (nadproża, rygle). Sztywność przestrzenna betonowych budynków wysokich jest sumą sztywności tworzących go elementów i formy konstrukcyjnej złożonej z tych elementów. Zarysowanie elementów konstrukcyjnych zmniejsza ich własną sztywność giętą, a tym samym i sztywność całego ustroju nośnego. Zarysowanie zginanego przekroju żelbetowego następuje przed osiągnięciem nośności granicznej przekroju. Jest ono dopuszczalne przez obowiązującą normę [N10] i ma się z nim do czynienia w praktycznie każdym ekonomicznie zaprojektowanym zginanym przekroju żelbetowym.

Pionowe elementy konstrukcji nośnej (ściany, słupy) przenoszą znaczne obciążenia grawitacyjne, które przeciwdziałają powstawaniu rys spowodowanych zginaniem. Również spełnienie wymagania dotyczącego ograniczenia wychylenia wierzchołka budynku wysokiego jest w praktyce równoznaczne z niedopuszczeniem do zarysowania ścian i słupów. Najbardziej narażonymi na zarysowanie w betonowych budynkach wysokich poddanych działaniu obciążeń poziomych są elementy poziome: nadproża łączące pasma ścian oraz rygle



w ustrojach ramowych i powłokowych. Sztywności poziomych elementów konstrukcyjnych w powyższych ustrojach nośnych mają duży wpływ na sztywność całej budowli [26, 47, 60].

Zmniejszenie sztywności poziomych elementów konstrukcyjnych betonowych budynków wysokich zależy od wielu czynników: wartości obciążenia, wymiarów geometrycznych i cech materiałowych danych elementów, stopnia zbrojenia, lokalizacji elementów w konstrukcji i roli jaką pełnią one w ustroju nośnym, stopnia wyężenia przekrojów elementu, itp. Mnogość wymienionych powyżej czynników powoduje, że elementy poziome, o początkowych jednakowych sztywnościach giętnych określonych jak dla elementów niezarysowanych, ulegają redukcjom sztywności w różnym stopniu. Wywołuje to powstanie w ustroju nośnym pionowych (wzdłuż wysokości budynku wysokiego) i poziomych (na długości danej kondygnacji budynku wysokiego) nieregularności konstrukcyjnych, które bezpośrednio wpływają na miarę sztywności przestrzennej betonowego budynku wysokiego i jego pracę pod zadanym zespołem obciążeń (rys.1.3).



Rys.1.3. Graficzna interpretacja nieregularności konstrukcyjnych: a) sztywność niezarysowanego betonowego budynku wysokiego, b) sztywność zarysowanego betonowego budynku wysokiego

Nieregularności konstrukcyjne spowodowane zarysowaniem przekrojów elementów żelbetowych wpływają na redystrybucję sił wewnętrznych w elementach konstrukcji oraz na wzrost przemieszczenia całej konstrukcji, co negatywnie wpływa na pracę całej budowli. Zmniejszenie sztywności przestrzennej budynku powoduje zmniejszenie częstotliwości podstawowych drgań własnych konstrukcji i wzrost efektu  $P-\Delta$ , które wpływają na poziom bezpieczeństwa budynku wysokiego i obniżenie komfortu jego użytkowania. Wraz ze wzrostem wysokości budynku wysokiego i w miarę zwiększania obciążeń poziomych rośnie również znaczenie efektów nieliniowych, co jest szczególnie istotne w projektowaniu konstrukcji na obciążenia wyjątkowe, np. sejsmiczne i parasejsmiczne [62].

Wymienione powyżej zagrożenia wywołane zarysowaniem elementów żelbetowych w budynkach wysokich dotyczą wszystkich ustrojów nośnych, w których wykorzystuje się konstrukcje złożone ze ścian z szeregiem otworów, trzonów z nadprożami lub ram wielokondygnacyjnych. W Załączniku B przedstawiono dostępne w literaturze technicznej badania sztywności różnych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich z uwzględnieniem zarysowania tworzących je elementów konstrukcyjnych.

Na podstawie przytoczonych w Załączniku B wyników badań zauważyć można, że:

- zarysowanie elementów poziomych (belek, rygli, nadproży) ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich jest dominującym czynnikiem wpływającym na utratę sztywności przestrzennej betonowych budynków wysokich,
- maksymalna wartość redukcji sztywności elementów poziomych wywołanych ich zarysowaniem może wynosić ok. 50% wartości ich sztywności określonych jak dla elementów niezarysowanych,
- wartość redukcji sztywności nie jest jednakowa dla wszystkich elementów w ustroju i zależy od lokalizacji danego elementu w badanej konstrukcji,
- powstają w ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego pionowe (wzdłuż wysokości budynku wysokiego) i poziome (na długości danej kondygnacji) nieregularności konstrukcyjne, które wpływają na sztywność przestrzenną całej budowli i jej pracę pod zadaniem obciążeniem poziomym,
- zmniejszenie sztywności przestrzennej budowli wywołane zarysowaniem jej elementów konstrukcyjnych powoduje wzrost przemieszczenia poziomego jej wierzchołka od kilkunastu do kilkudziesięciu procent,
- efekt wzrostu wychylenia budynku wysokiego wywołanego zarysowaniem, który jest miarą zmniejszenia jego sztywności, zależy od rodzaju ustroju nośnego – efekt ten jest większy w ustrojach ramowych i powłokowych, niż ścianowych z rzędem otworów czy trzonowych z nadprożami [9, 10],
- na prawidłową ocenę stopnia zmniejszenia sztywności budynku betonowego wywołanego zarysowaniem przekrojów elementów duży wpływ ma wybór odpowiedniej metodologii określania sztywności elementów zarysowanych.

Na tej podstawie wnioskować można, że negatywny wpływ pionowych i poziomych nieregularności konstrukcyjnych wywołanych zarysowaniem elementów ustroju na sztywność przestrzenną i pracę pod obciążeniem poziomym betonowych budynków wysokich jest najniekorzystniejszy w ustrojach nośnych, w których główną funkcję nośną pełnią wielokondygnacyjne ramy, tzn. w ustrojach ramowych, ramowo-ścianowych i powłokowych.

Przytoczona na wstępie Rozdziału 1 zależność mówiąca o rosnącym wraz z wysokością budowli znaczeniu kryterium sztywności w kształtowaniu budynku wysokiego każe zwrócić szczególną uwagę na liczną rodzinę powłokowych ustrojów nośnych, tzn. ustroje ramowo-powłokowe, dwu- i wielopowłokowe, trzonowo-powłokowe oraz powłokowe ze stężeniami diagonalnymi, składających się przeważnie z kilku płaskich ram wielokondygnacyjnych połączonych ze sobą w swoich narożach. Konstrukcje te znajdują zastosowanie jako ustroje nośne w najwyższych budynkach wysokich (rys.1.2). Ustroje te, składające się często z kilku lub kilkunastu tysięcy poziomych żelbetowych elementów konstrukcyjnych mogących ulec zarysowaniu, charakteryzują się szczególną wrażliwością na możliwość wystąpienia w nich nieregularności konstrukcyjnych i redukcję ich sztywności.

### 1.3. Przedmiot, cel i zakres pracy

Przedmiotem niniejszej rozprawy doktorskiej jest nieliniowa analiza pracy ustrojów powłokowych betonowych budynków wysokich z uwzględnieniem zarysowania. Badano zjawisko powstawania nieregularności konstrukcyjnych w powłoce ramowej betonowego budynku wysokiego wywołanych zarysowaniem jej elementów konstrukcyjnych, które bezpośrednio rzutują na ocenę sztywności przestrzennej budowli i wywołany tym efektem wzrost przemieszczeń poziomych budowli pod zadaniem obciążeniem poziomym oraz redystrybucję sił wewnętrznych w elementach konstrukcji.

Celem pracy jest określenie wpływu właściwości geometrycznych i materiałowych powłoki ramowej oraz tworzących ją elementów konstrukcyjnych na stopień i rozkład redukcji sztywności giętych poszczególnych elementów w konstrukcji nośnej betonowego budynku wysokiego wywołanych ich zarysowaniem (poziomych i pionowych nieregularności konstrukcyjnych). Praktycznym celem pracy jest opracowanie uproszczonych metod nieliniowej analizy powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich z uwzględnieniem zarysowania elementów konstrukcji nośnej. W rozprawie oparto się na aktualnie obowiązującej normie dotyczącej konstrukcji betonowych PN-B-03264:2002 [N10] oraz częściowo na normie ją poprzedzającej PN-B-03264:1999 [N9] z uwagi na rozpoczęcie przygotowań do badań numerycznych w 2001 roku, w którym obowiązywała poprzednia norma.

Dla osiągnięcia celów rozprawy doktorskiej przeprowadzono:

- analizę aktualnego stanu wiedzy, w którym omówiono budowę i pracę powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich poddanych działaniu obciążeń pionowych i poziomych; opisano metody liniowej i nieliniowej analizy pracy ustrojów powłokowych uwzględniającej wpływ zarysowania elementów konstrukcyjnych na zmniejszenie sztywności przestrzennych powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich i spowodowany tym efektem wzrost wychylenia wierzchołka budowli, który jest miarą jego sztywności; na podstawie danych dostępnych w literaturze technicznej dokonano analizy podatności wybranych rodzajów ustrojów powłokowych na zmniejszenie ich sztywności wywołane zarysowaniem poziomych elementów ich konstrukcji nośnych; na podstawie powyższej analizy porównawczej powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich wskazano ustrój ramowo-powłokowy jako najbardziej podatny na zmniejszenie sztywności wywołane zarysowaniem jego poziomych elementów konstrukcyjnych;
- badania teoretyczne, w których przedstawiono i omówiono założenia teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego poddanego działaniu symetrycznego obciążenia poziomego; rozpatrzono wpływy różnych parametrów geometrycznych i materiałowych żelbetowych elementów konstrukcyjnych powłoki ramowej na wartości momentów zginających w elementach ram środkowych powłoki ramowej wywołane obciążeniem poziomym oraz redukcję sztywności zarysowanych rygli;
- badania numeryczne, na podstawie których zweryfikowano założenia przedstawionego teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej poddanego działaniu zadanego obciążenia poziomego i w sensie statystycznym skorelowano zależności między parametrami rozpatrywanego modelu pracy oraz udowodniono postawione tezy pracy,
- analizy teoretyczne, w których podano praktyczne przykłady zastosowania przedstawionego teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w liniowej i nieliniowej analizie ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich poddanych działaniu symetrycznego obciążenia poziomego; porównano wyniki analiz pracy przykładowych konstrukcji ramowo-powłokowych ustrojów nośnych otrzymanych na podstawie proponowanego modelu pracy powłoki ramowej oraz liniowych i nieliniowych komputerowych metod numerycznych.

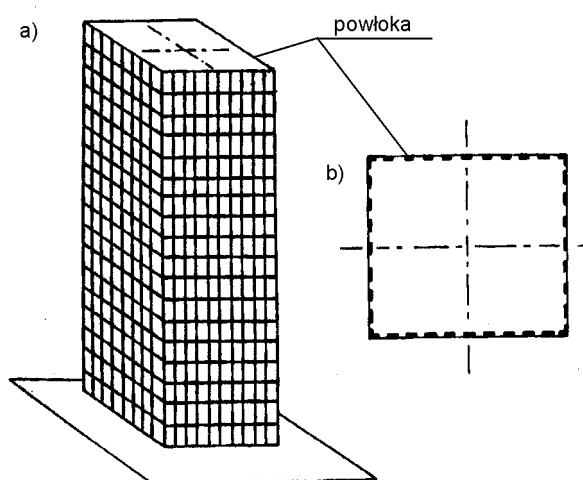
## 2. POWŁOKOWE USTROJE NOŚNE BETONOWYCH BUDYNKÓW WYSOKICH – ANALIZA STANU WIEDZY

### 2.1. Rodzaje powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich

W 1960 roku Fazlur Khan, na podstawie analizy pracy dotychczas stosowanych ramowo-ścianowych i trzonowych ustrojów nośnych, zaproponował nowy i bardziej efektywny ustrój nośny – ustrój powłokowy (*tube structure*) (rys.2.1). Khan, konstruktor znanych na całym świecie wielu budynków wysokich, m.in. John Hancock Building i Sears Tower (oba w Chicago, USA), był pionierem w dziedzinie rozwoju tego nowego ustroju nośnego i metod jego projektowania. Sam Khan [34] opisał nowy ustrój nośny następująco:

*„ ... to trójwymiarowa konstrukcja przestrzenna składająca się z trzech, czterech albo prawdopodobnie i z większej liczby zwykłych ram, ram ze stężeniami lub ścian połączonych ze sobą w swoich narożach lub w ich pobliżu w coś na kształt pionowego, ruro-podobnego ustroju konstrukcyjnego zdolnego do przeciwstawienia się siłom poziomym działającym z jakiegokolwiek kierunku dzięki swojemu wspornikowemu utwierdzeniu w fundamencie.”*

Ustrój powłokowy (*tube structure*) stanowi sztywny trzon zamknięty na obwodzie i utworzony ze ścian z otworami, ram ze sztywnymi ryglami, ram z dodatkowymi skratowaniami lub powłok perforowanych, który pod obciążeniem poziomym zachowuje się podobnie jak perforowana rura [65]. Układy stropów na każdej kondygnacji pełnią w ustrojach powłokowych rolę sztywnych w swojej płaszczyźnie przepon. Rozwiązania ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich w postaci powłok stosuje się w budynkach o liczbie kondygnacji od 40 do ponad 100 [52, 65, 70]. Zaprojektowany przez Fazlura Khana i ukończony w 1965 roku w Chicago DeWitt-Chestnut Apartment Building (rys.2.2) jest pierwszym na świecie budynkiem wysokim o powłokowym ustroju nośnym.



Rys.2.1. Ustrój powłokowy [70]:  
a) widok ogólny; b) rzut poziomy

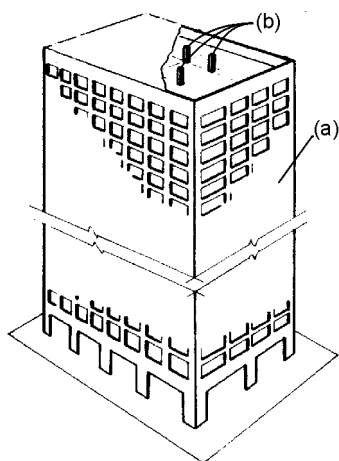


Rys.2.2. DeWitt-Chestnut Apartment Building w Chicago, USA [52]

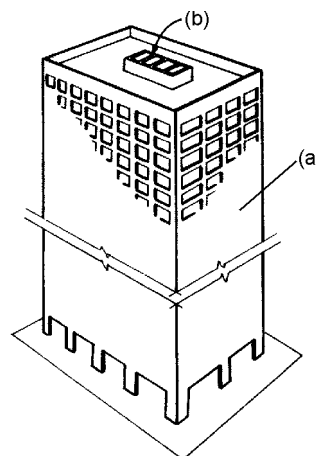
Koncepcja ustroju powłokowego idealnie nadaje się do kształtowania betonowych budynków wysokich spełniając warunki konstrukcyjne (cały ustrój nośny przeciwstawia się działaniu sił poziomych) i wymagania architektoniczne (otwory okienne stanowią ok. 50% powierzchni bocznej budynku umożliwiając swobodny dostęp światła słonecznego).

Wśród rodziny ustrojów powłokowych betonowych budynków wysokich wyróżnić można ustroje ramowo-powłokowe (*framed-tube structure*), dwupowłokowe (*tube-in-tube structure*), trzonowo-powłokowe (*hull-core structure*), wielopowłokowe o budowie modułowej (*bundled-tube* lub *modular tube structure*) i powłokowe ze stężeniami diagonalnymi (*braced-tube* i *infilled braced-tube structure*). Wybór rodzaju ustroju powłokowego zależy od projektowanej wysokości betonowego budynku wysokiego (rys.1.2).

Podstawowym powłokowym ustrojem nośnym jest ustrój jednopowłokowy, w którym trzon wewnętrzny przenosi tylko obciążenia grawitacyjne, a całość obciążenia poziomego, ze względu na dużo większą sztywność w stosunku do wewnętrznego trzonu, przenosi pojedyncza powłoka zewnętrzna. Obciążenia grawitacyjne ze stropów przekazywane są na zewnętrzną powłokę oraz na wewnętrzny trzon, w którym znajdują się ciągi komunikacyjne, (klatki schodowe, windy) i układy instalacyjne (instalacje wodno-kanalizacyjne, klimatyzacyjne, sanitariaty, zsypy). Przykładem jednopowłokowej konstrukcji nośnej budynku wysokiego jest ustrój ramowo-powłokowy składający się z powłoki ramowej utworzonej przez układ czterech ortogonalnych płaskich ram na obwodzie budowli (rys.2.3).



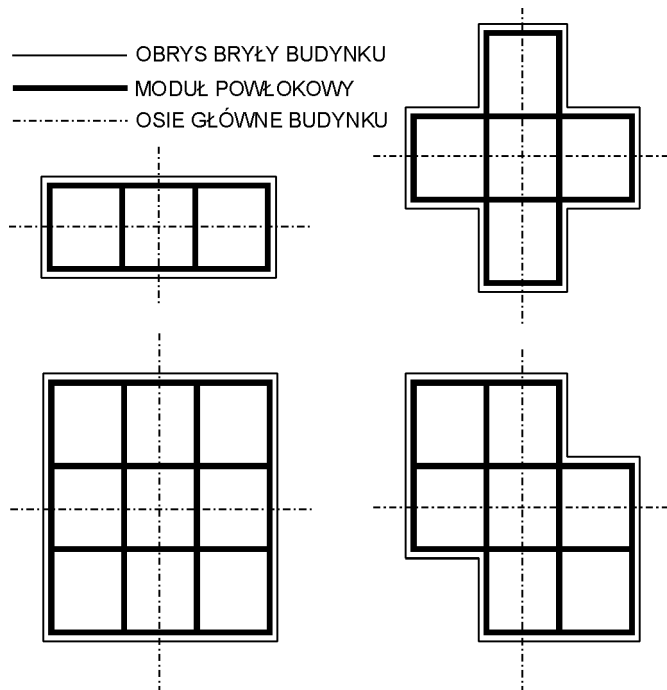
Rys.2.3. Ustrój ramowo-powłokowy [70]:  
(a) – zewnętrzna powłoka ramowa; (b) – trzon wewnętrzny przenoszący tylko obciążenie grawitacyjne



Rys.2.4 Ustrój dwupowłokowy [70]: (a) – zewnętrzna powłoka ramowa; (b) – trzon wewnętrzny przenoszący obciążenie grawitacyjne i horyzontalne

Odmianą przedstawionej powyżej jednopowłokowej konstrukcji nośnej jest ustrój dwupowłokowy (*tube-in-tube*) i trzonowo-powłokowy (*hull-core structures*) składający się z powłoki zewnętrznej, przeważnie ramowej, i wewnętrznej, często w postaci trzonu (*core*) (rys.2.4). Trzon wewnętrzny i zewnętrzna powłoka ramowa współpracują ze sobą w przeniesieniu obciążeń grawitacyjnych i poziomych za pośrednictwem łączących je stropów.

Ustroje wielopowłokowe o budowie modułowej (*bundled-tube* lub *modular tube structure*) składają się z połączonych ze sobą dwóch lub więcej modułów konstrukcji powłokowych (jednopowłokowych lub dwupowłokowych). Układy modułów powłokowych mogą tworzyć różne kształty o budowie ortogonalnej (rys.2.5). W układach wielopowłokowych o budowie modułowej możliwa jest również nieciągłość niektórych modułów powłokowych wzdłuż wysokości budynku, np. ze względów architektonicznych. Przykładem takiej budowli jest One Magnificent Mile Building (rys.2.6).

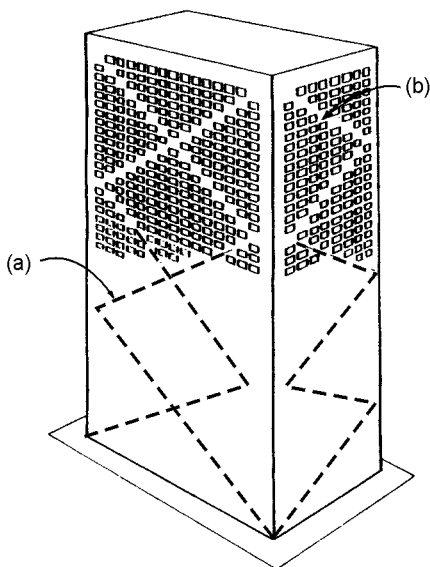


Rys.2.5. Przykłady różnych układów modułów powłokowych w ustrojach wielopowłokowych



Rys.2.6. One Magnificent Mile Building w Chicago, USA [52]

W wymienionych rodzajach ustrojów powłokowych można zastosować stężenia diagonalne w zewnętrznej powłoce ramowej, które zwiększają jej sztywność, np. w postaci zewnętrznych stężeń stalowych lub wypełnień niektórych otworów okiennych (*infilled braced-tube*) (rys.2.7). Pierwszym betonowym budynkiem wysokim ze stężeniami diagonalnymi w powłoce ramowej w postaci wypełnień niektórych otworów okiennych był wzniesiony w 1985 roku w Nowym Jorku (USA) 780 Third Avenue Building. Podobną konstrukcją charakteryzuje się budynek The Onterie Center w Chicago (USA) (rys.2.8).



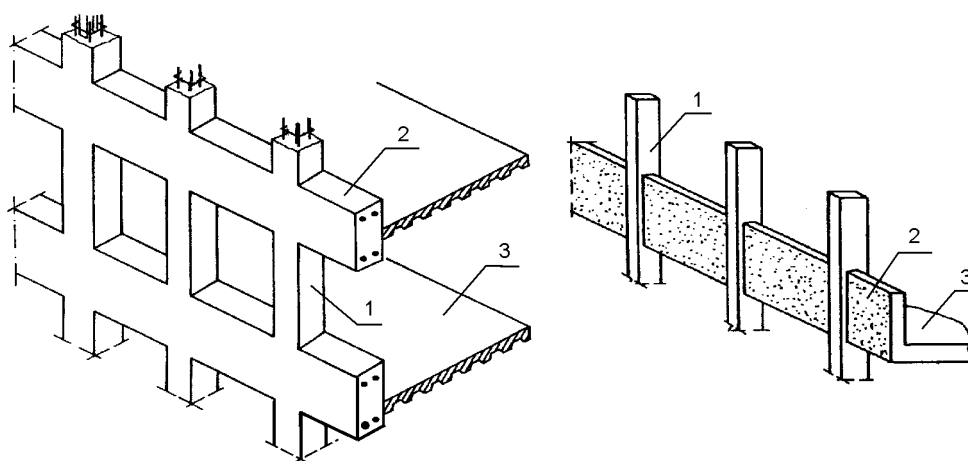
Rys.2.7. Ustrój powłokowy ze stężeniami diagonalnym (a) w postaci wypełnień otworów okiennych (b) [70]



Rys.2.8. Budynek The Onterie Center w Chicago, USA [52]

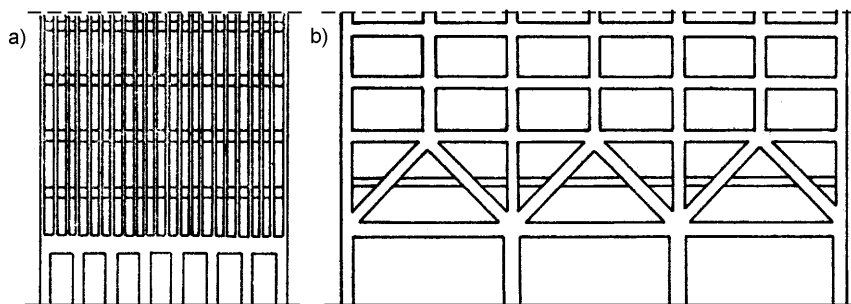
## 2.2. Budowa powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich

Najczęściej stosowaną w budownictwie wysokim formą powłoki zewnętrznej w ustroju powłokowym jest powłoka ramowa. Konstrukcja ta złożona jest z zespołu czterech płaskich ortogonalnych ram z wysokimi ryglami, które są połączone ze sobą w swoich narożach (rys.2.9). Powłoka ramowa połączona jest stropami z wewnętrznym trzonem na wysokości każdej kondygnacji. Ramy składają się ze słupów o rozstawach osiowych od 2 m do 4.5 m [65, 70] połączonych wysokimi ryglami na obwodzie budynku. Przy większych rozstawach słupów znacznie maleje sztywność całej powłoki ramowej. Przyjmuje się zwykle, że stosunek sztywności słupa do sztywności rygla nie powinien być większy od  $1 \div 2$  [65, 68].



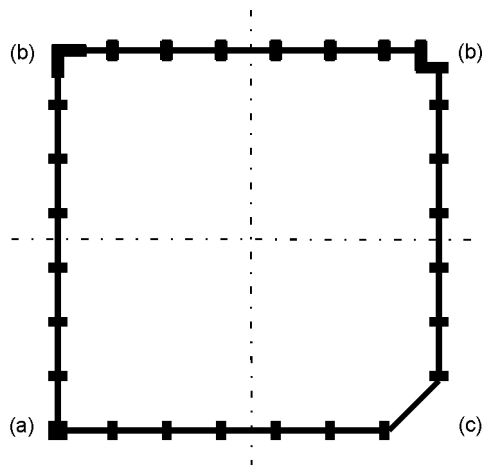
Rys.2.9. Rama powłoki ramowej betonowego budynku wysokiego o powłokowym ustroju nośnym [65]: 1-słup; 2-rygiel; 3-strop

Stosunkowo gęsty rozstaw słupów powoduje pewne utrudnienia w swobodnym dostępie do wejść i halli hoteli oraz budynków biurowych na poziomie przyziemia powłokowych budynków wysokich. W większości tego typu budynków poszerzenie przestrzeni wolnej od słupów osiąga się za pomocą wysokich dźwigarów belkowo-ścianowych zbierających obciążenia pionowe z gęsto rozstawionych słupów i przekazujących je na mniejszą liczbę słupów o większych wymiarach poprzecznych i o większym rozstawie osiowym na poziomie przyziemia budynku (rys.2.10.a oraz rys.2.2). Alternatywnym zabiegiem konstrukcyjnym jest zastąpienie dźwigarów belkowo-ścianowych zastrzałami transferującymi obciążenia pionowe na szerzej rozstawione słupy (rys.2.10.b).

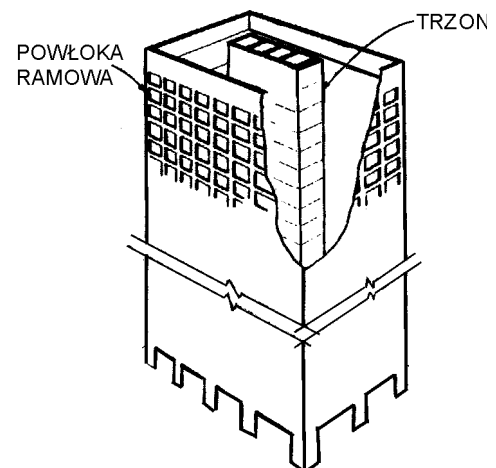


Rys.2.10. Rozwiązania konstrukcji ramy na kondygnacjach przyziemnych [66]:  
a) w postaci dźwigara belkowo-ścianowego; b) w postaci zastrzał słupów pośrednich

Na uwagę zasługuje również przyjrzenie się sposobom rozwiązania konstrukcji naroża budowli. Ze względu na rodzaj łącznika dwóch prostopadłych do siebie płaskich ram wielokondygnacyjnych rozwiązanie to może przybierać różne formy i kształty (rys.2.11). Na ogół jest to słup o przekroju kwadratowym, charakteryzujący się większą sztywnością w stosunku do pozostałych słupów powłoki (rys.2.11-a) lub układ ścian załamanych w planie (rys.2.11-b). Możliwe jest również rozwiązanie naroża powłoki ramowej przez usunięcie słupa lub ścian w narożu i ścięcie naroża powłoki (rys.2.11-c).

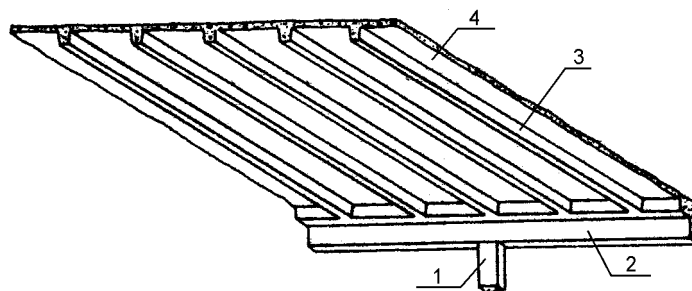


Rys.2.11. Naroża powłok ramowych: (a) słup kwadratowy; (b) ściana załamana w planie; (c) ścięcie naroża powłoki



Rys.2.12. Trzon wewnątrz powłoki ramowej w ustroju powłokowym [70]

Trzon wewnątrz budynków wysokich (rys.2.12) może być utworzony przez układ słupów, ścian z szeregiem otworów lub pasm ścian połączonych nadprożami. Wybór rozwiązania konstrukcji nośnej trzonu zależy od funkcji jaką będzie on pełnił w danym powłokowym ustroju nośnym: w ustroju ramowo-powłokowym będzie on przenosił tylko obciążenie grawitacyjne, a w ustroju dwupowłokowym i trzonowo-powłokowym będzie on współpracował z powłoką zewnętrzną w przenoszeniu obciążenia poziomego, a jego własna sztywność wnosić będzie istotny wkład do sztywności całej budowli.



Rys.2.13. Połączenie stropu płytowo-żebrowy z powłoką ramową [70]:  
1-słup; 2-rygiel; 3-żebro stropu; 4-płyta stropowa

Ze względu na gęsty rozstaw słupów powłoki ramowej najczęstszymi rozwiązaniami konstrukcji stropu łączącego wewnętrzny trzon z zewnętrzną powłoką ramową jest układ płytowy i płytowo-żebrowy (rys.2.13), w którym żebra oparte są na słupach i/lub ryglach powłoki ramowej oraz na wewnętrznym trzonie. Zamocowanie żeber i płyty stropu w trzonie

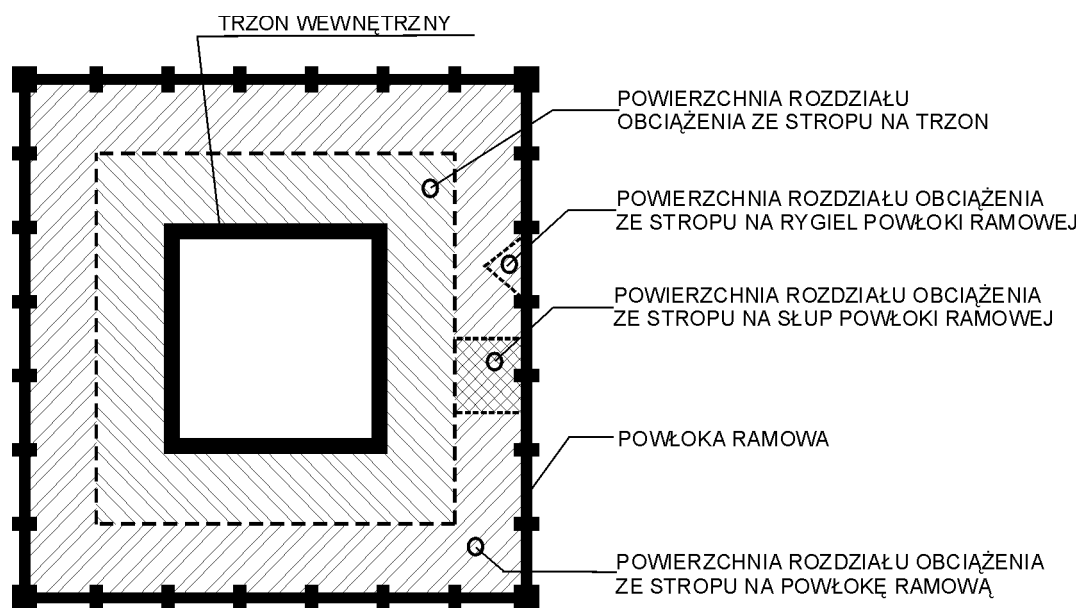


wewnętrzny i w powłoce ramowej może być przegubowe lub utwierdzone. Przęciętą rozpiętość stropów łączących trzon wewnętrzny z zewnętrzną powłoką wynosi 8÷12 m i tworzy ona wolną przestrzeń (trakt), która może być dowolnie kształtowana i swobodnie wykorzystywana przez użytkowników budynku.

### 2.3. Obciążenia działające na budynki wysokie

Na typowe budynki wysokie o biurowym lub hotelowym przeznaczeniu funkcjonalnym działają obciążenia geofizyczne, które podzielić można na obciążenia wywołane siłami i zmianami występującymi w przyrodzie: obciążenia wywołane grawitacją, tj. ciężarem własnym elementów i wyposażenia budynku, obciążeniem ludźmi, oraz obciążenia wywołane zjawiskami atmosferycznymi, takie jak ciśnienie wiatru, obciążenie śniegiem i lodem, różnicą temperatur występującą między wnętrzem budynku a światem zewnętrznym oraz stroną nasłonecznioną i stroną zacienioną budynku, jak również obciążenia sejsmiczne i parasejsmiczne wywołane ruchami podłoża gruntowego.

Obciążenia pionowe oddziałujące na ustrój powłokowy składają się głównie z ciężarów własnych tworzących go elementów konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych oraz obciążeń przekazywanych na nie z powierzchni stropu, tj. ciężar własny stropu i elementów wyposażenia dostępnej przestrzeni użytkowej, obciążenie ludźmi, itp (rys.2.14).



Rys.2.14. Powierzchnie rozdziału obciążeń grawitacyjnych przekazyjących się ze stropu płytowego na wewnętrzny trzon i na elementy zewnętrznej powłoki ramowej

W przypadku zwykłego stropu płytowego na pojedynczy słup powłoki ramowej przypada obciążenie z powierzchni stropu ograniczonej wymiarami równymi połowie rozpiętości stropu i połowom rozstawu osiowego słupów po obu jego stronach. Na pojedynczy rygiel przypada obciążenia ograniczone powierzchnią trójkąta o odpowiednich kątach w jego narożach. W przypadku stropu płytowo-żebrowego, gdy żebra oparte są na długości rygli, na pojedynczy rygiel przypada również reakcja z żebra stropu w miejscu jego połączenia z rygłem.

Obciążenia stropów wywołane obecnością i działalnością ludzi w pomieszczeniach budynku wysokiego określa się w formie obciążenia równomiernie rozłożonego na jednostkę

powierzchni stropu. Wartości tych obciążeń, nazywanych zgodnie z polską normą [N6] obciążeniem technologicznym, określa się w zależności od funkcji budynku i przeznaczenia pomieszczeń oraz sposobu ich użytkowania. W tabeli Tab.2.1 podano przykłady charakterystycznych wartości obciążeń technologicznych równomiernie rozłożonych na jednostkę powierzchni z kilku wybranych norm w zależności od rodzaju i przeznaczenia pomieszczeń w budynkach wysokich.

Tab.2.1. Obciążenia technologiczne pomieszczeń w wybranych normach [58, N6]

Funkcja budynku i przeznaczenie pomieszczeń	Norma amerykańska [ANSI A58.1-1972]	Norma brytyjska [CP3-CH.V PT.1:1967]	Norma japońska [AIJ Standard]	Norma radziecka [SN i PII-A.11-62]	Norma polska [PN-82/B-02003]
Budynki biurowe:	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
- biura	2,4	2,5	2,9	2,0	2,0
- korytarze	3,8	2,5	2,9	2,9	2,5
- halle	4,8	2,5	2,9	2,9	2,5
Budynki mieszkalne:	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
- mieszkania	1,9	1,5	1,8	1,5	1,5
- hotele	1,9	2,0	1,8	2,0	1,5
- korytarze	3,8	2,0	1,8	2,9	2,0
- sale zebrań, itp.	4,8	2,0	3,5	2,0	3,0

Obciążenie poziome, wywołane ciśnieniem wiatru lub ruchami podłoża gruntowego, jest głównym czynnikiem wpływającym na projektowanie i kształtowanie ustroju powłokowego budynku wysokiego. Oba rodzaje sił geofizycznych zależą od położenia geograficznego budowli na Ziemi. Ponadto siły sejsmiczne i parasejsmiczne zależą od budowy geologicznej w danym miejscu.

Oddziaływanie wiatru na budynki ma charakter dynamiczny i jego wartość zależy od porywistości wiatru oraz właściwości aerodynamicznych budowli. Powłokowe budynki wysokie charakteryzują się niską częstotliwością drgań własnych oraz małym tłumieniem drgań wymuszonych i dlatego są one bardzo wrażliwe na drgania, które mogą być niebezpieczne dla konstrukcji nośnej oraz negatywnie wpływać na komfort użytkowników go osób. Budynki takie określa się jako podatne na dynamiczne działanie wiatru, pod którego wpływem może nastąpić wzrost wyężenia przekrojów w elementach konstrukcji nośnej ponad wartość wynikającą z obciążenia statycznego.

Normy budowlane niektórych krajów zaliczają do budowli podatnych na wpływy dynamiczne budynki wysokie, które charakteryzują się następującymi właściwościami:

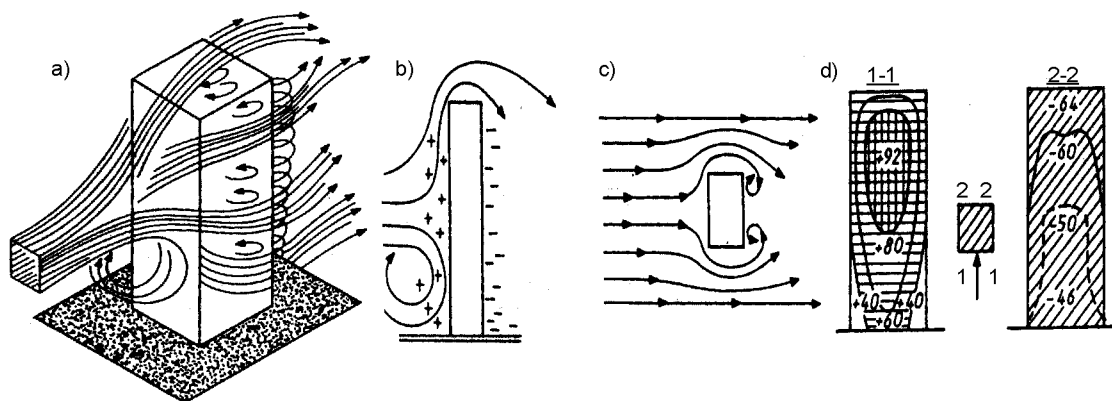
- wysokością ponad 100 m,
- smukłością większą od 4,
- częstotliwością pierwszej postaci drgań własnych mniejszą od 1 Hz.

Zgodnie z obowiązującymi w Polsce [N3] i w innych krajach normami, dynamiczny charakter obciążenia wiatru można przedstawić jako średnią (statyczną) wartość normową obciążenia wiatrem  $p$  w postaci iloczynu charakterystycznego obciążenia wiatrem  $q_k$  w miejscu lokalizacji budowli, współczynnika ekspozycji terenu  $C_e$  opisującego wysokość budowli i rodzaj terenu na którym jest ona zlokalizowana, współczynnika aerodynamicznego  $C$  określonego przez kształt budowli i proporcje jej wymiarów oraz współczynnika  $\beta$  dynamicznego działania porywów wiatru na konstrukcję budowli [2.1/].

$$p = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta \quad /2.1/$$

gdzie:  $p$  - charakterystyczna wartość normowa obciążenia wiatrem na podstawie normy [N3], [kPa],  
 $q_k$  - charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru, [kPa],  
 $C_e$  - współczynnik ekspozycji terenu, [-],  
 $C$  - współczynnik aerodynamiczny, [-],  
 $\beta$  - współczynnik dynamicznego działania porywów wiatru, [-].

Charakter rozkładu obciążenia wiatrem na ścianach budynków wysokich zależy od kierunku działania wiatru, proporcji budynku i turbulencji przepływu wiatru. Wielkość obciążenia wiatrem wzrasta wraz z wysokością budowli. Na rys.2.15 podano przykład przepływu wiatru przy ścianach budowli prostokątnej i rozkład ciśnień jaki wywiera wiatr na jego ściany. Wartości dodatnie określają parcie ciśnienia wiatru na budynek, a wartości ujemne jego ssanie.



Rys.2.15. Przepływ wiatru przy ścianach budynku [65, 80]: a) rzut aksonometryczny;  
 b) widok z boku; c) widok z góry; d) rozkład ciśnienia na ścianach budynku

Pod wpływem gwałtownych ruchów podłoża gruntowego budynek ulega przemieszczeniom, które wywołują powstanie w konstrukcji nośnej budynku sił masowych. Siły te działają na konstrukcję nośną budynku podobnie jak obciążenie poziome od wiatru. Wartość tych sił jest funkcją masy budynku  $M$  i przyspieszenia ruchu podłoża  $a$  /2.2/ [65, 70].

$$V = M \cdot a \cdot C \quad /2.2/$$

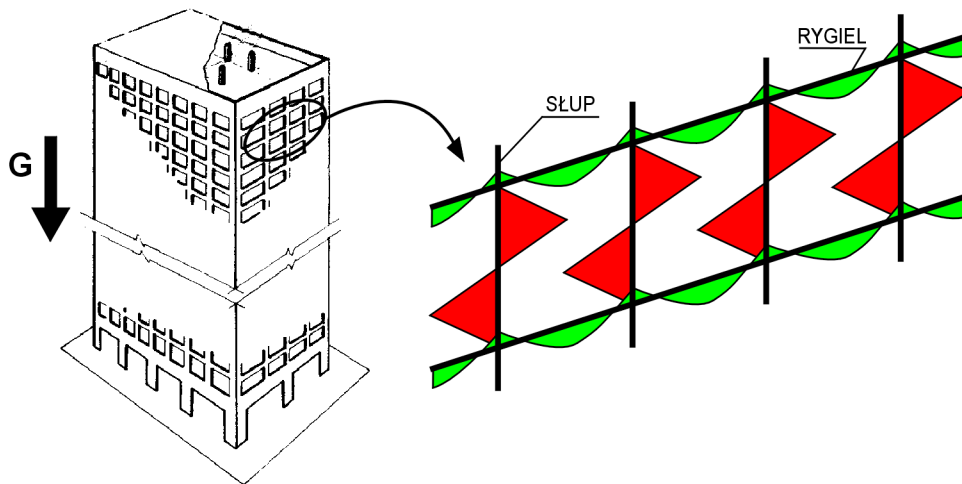
gdzie:  $V$  - wypadkowa siła pozioma wywołana ruchami podłoża gruntowego, [kN],  
 $M$  - masa budynku, [kg],  
 $a$  - przyspieszenie ruchu podłoża gruntowego, [m/s<sup>2</sup>],  
 $C$  - współczynnik podatności konstrukcji na drgania dynamiczne, [-].

Wartość sił masowych zależy również od stopnia podatności budynku  $C$  na drgania dynamiczne /2.2/. Im konstrukcja nośna budynku jest sztywniejsza, tym absorbuje ona w sobie większą energię wywołaną przez ruchy podłoża gruntowego. Powoduje to, że będzie ona poddana działaniu sił mniejszych od iloczynu masy  $M$  i przyspieszenia  $a$  [65, 70].

Normy dotyczące projektowania budynków i budowli na terenach sejsmicznych przyjmują do obliczeń powyższe podejście /2.2/. W normach tych poziomą wypadkową siłę statyczną  $V$  rozkłada się wzdłuż wysokości budynku na szereg sił skupionych  $V_i$  o wartościach odpowiednio rosnących wraz z wysokością budynku.

#### 2.4. Praca ustroju powłokowego pod obciążeniem pionowym i poziomym

Obciążenia pionowe, stanowiące sumę ciężarów własnych elementów i obciążeń użytkowych ze stropów, przekazywane są na słupy powłoki ramowej w postaci sił osiowych i momentów zginających na kierunkach prostopadłych do płaszczyzny ram (rys.2.16). Wartości sił osiowych w słupach rosną skokowo, co kondygnację, w kierunku podstawy budowli. Momenty zginające w słupie na kierunku z płaszczyzny ramy wywoływane są momentem utwierdzenia stropu (żebra) w słupie lub, w przypadku oparcia przegubowego żebra na słupie, mimośrodem reakcji pionowej ze stropu względem środka ciężkości przekroju poprzecznego słupa. Moment zginający w ryglu wywołuje obciążenie ze stropu przekazywane na rygiel przez płytę lub płytę i żebro, jeśli żebro stropu oparte jest na długości ryglu.

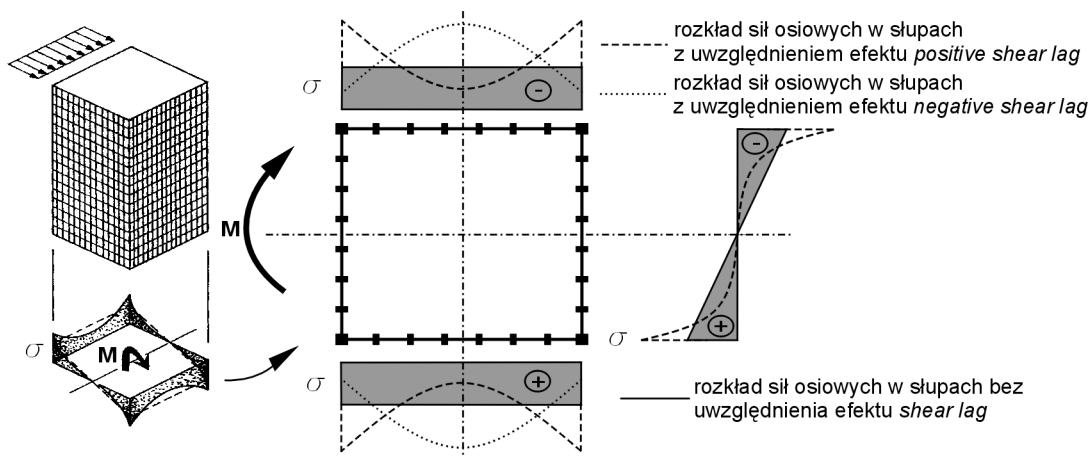


Rys.2.16. Momenty zginające w ryglach i słupach powłoki ramowej od obciążeń grawitacyjnych  $G$

W trzonie wewnętrznym składającym się ze ścian główną siłą wewnętrzną jest mimośrodowa siła ściskająca o wartościach wzrastających skokowo co kondygnację w kierunku podstawy budowli. W przypadku trzonu utworzonego przez szereg słupów połączonych płytą stropową lub belkami, układ taki zachowuje się w ogólnych zarysach podobnie jak zewnętrzna powłoka ramowa.

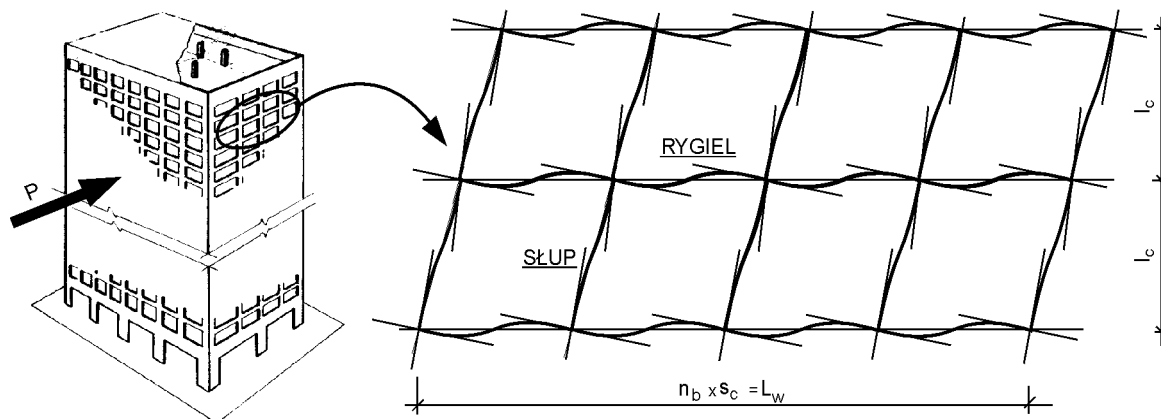
Pojedyncza powłoka ramowa poddana działaniu sił poziomych, wywołanych ciśnieniem wiatru albo wstrząsami sejsmicznymi lub parasejsmicznymi podłoża gruntowego i działających na kierunku równoległym do kierunku osi głównych budowli, zachowuje się w ogólnych zarysach jak zginana wspornikowo utwierdzona belka o przekroju skrzynkowym. Stosując analogię do belki o przekroju skrzynkowym, ramy powłoki prostopadłe do kierunku działania obciążenia poziomego nazywa się półkami (*flange frame*), a ramy równoległe do tego obciążenia środnikami (*web frame*). Wywołany obciążeniem poziomym moment zginający powoduje powstanie sił osiowych w słupach wszystkich czterech ram tworzących powłokę ramową. Wywołane obciążeniem poziomym siły ścinające są przenoszone przez słupy i rygle obu równoległych do kierunku działania sił poziomych ram powłoki ramowej, w których to elementach powstają momenty zginające na w/w kierunku, tj. w płaszczyźnie ramy.

Ze względu na podatność giętą i postaciową słupów i rygli następuje koncentracja sił osiowych w słupach narożnych i zmniejszenie sił osiowych w pośrednich słupach ram powłoki ramowej poddanej działaniu obciążenia poziomego, co powoduje wzrost wychylenia wierzchołka budynku wysokiego, a tym samym redukcję jego sztywności. Zjawisko to nosi nazwę efektu (*positive*) *shear lag* (rys.2.17) i wywołuje on również odkształcenia płyt stropowych, a w konsekwencji deformacje drugorzędnych elementów konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych. Zjawiskiem tym zajmowało się w swoich pracach wielu autorów [12, 14, 15, 44, 45, 65, 68, 70]. Na ich podstawie ocenić można, że, w porównaniu do klasycznych teorii wytrzymałościowych, efekt *shear lag* może wywoływać wzrost sił osiowych w słupach narożnych powłoki ramowej o 10÷100% wartości. Niektóre opracowania [68] wskazują na możliwość powstania efektu *negative shear lag*, w którym dopuszcza się zmniejszenie sił osiowych w słupach narożnych i wzrost sił osiowych w pośrednich słupach ram półkowych powłoki ramowej. Zagadnienia to nie zostało jednak jeszcze dokładnie opracowane w odniesieniu do powłok ramowych budynków wysokich. Siły osiowe, o podobnym jak w słupach powłoki rozkładzie zmienności od sił rozciągających do sił ściskających, występują również w ryglach, ale przyjmują one znacznie mniejsze wartości niż siły osiowe w słupach.



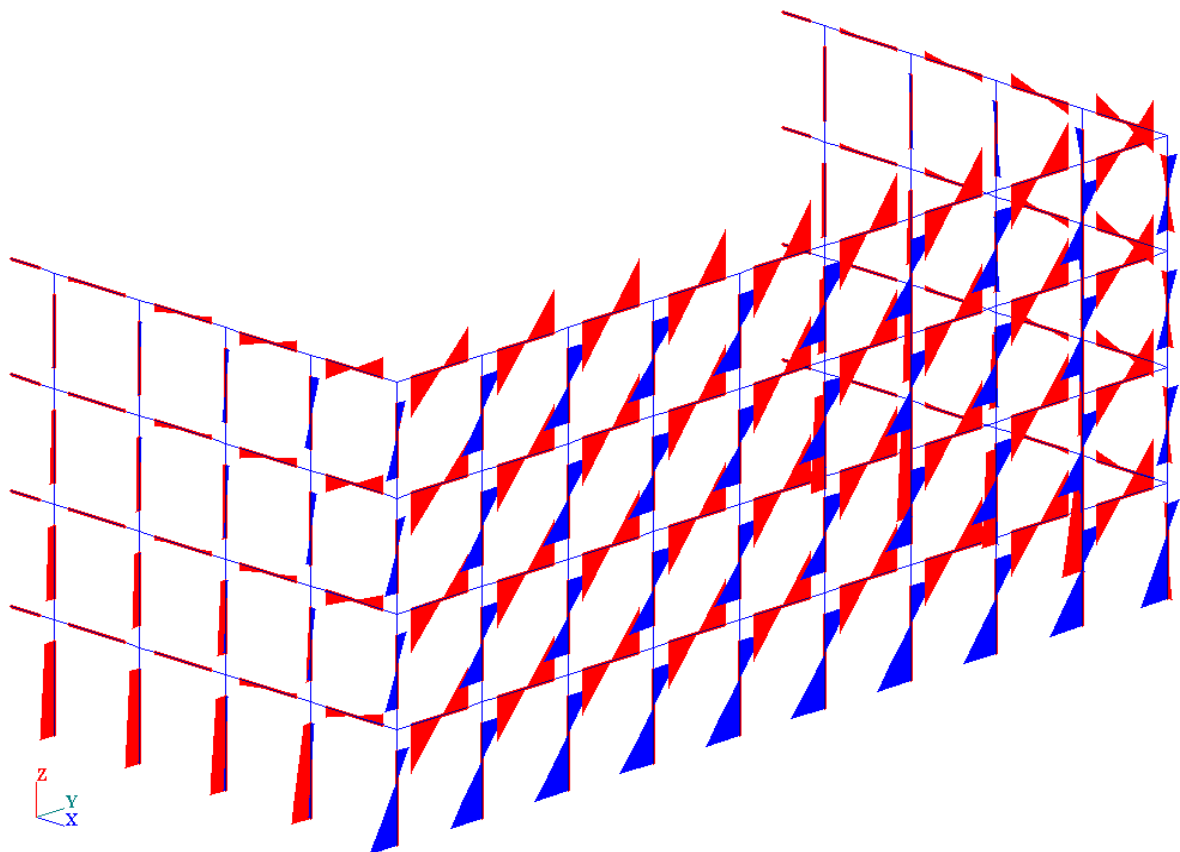
Rys.2.17. Siły osiowe w słupach powłoki ramowej poddanej działaniu sił poziomych [65]: linia przerywana – siły osiowe z uwzględnieniem efektu *shear lag*; linia ciągła – siły osiowe bez uwzględnienia efektu *shear lag*

Pod wpływem obciążenia poziomego słupy i rygle równoległych do kierunku działania tego obciążenia ram ulegają odkształceniom giętym i postaciowym (rys.2.18).



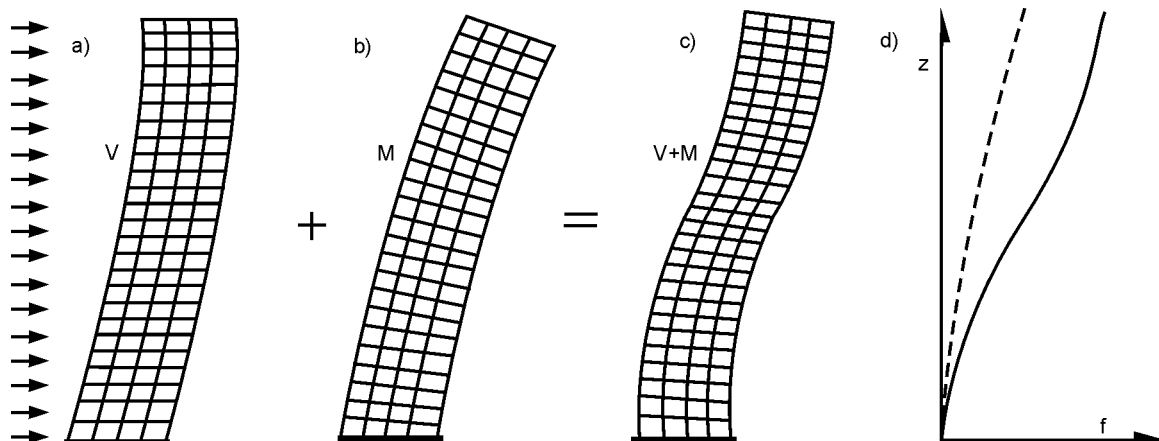
Rys.2.18. Odkształcenia ramy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego  $P$  w powłoce ramowej

Symetryczne obciążenie poziome wywołuje powstanie w płaszczyźnie ramy momentów zginających o znacznych wartościach w słupach i ryglach ram równoległych do kierunku tego obciążenia (rys.2.19). Największe wartości momentów zginających w słupach i ryglach na wysokości tej samej kondygnacji występują w elementach środkowych w/w ram, a mniejsze od nich o ok. 5÷20% ich wartości w elementach znajdujących się bliżej naroży ram. W ramach prostopadłych do kierunku obciążenia poziomego wartości momentów zginających w słupach i ryglach w płaszczyźnie ramy są znacznie mniejsze i maleją do zera w kierunku do elementów środkowych ram. W ramach półkowych na kilku pierwszych kondygnacjach powstają również znaczne wartości momentów zginających w słupach na kierunku z płaszczyzny ramy, które są spowodowane utwierdzeniem słupów w podstawie budowli.



Rys.2.19. Momenty zginające w słupach i ryglach powłoki ramowej na obu kierunkach osi bezwładności przekrojów wywołane obciążeniem poziomym powłoki działającym na kierunku osi Y na czterech pierwszych kondygnacjach przykładowego budynku wysokiego (na rysunku uwzględniono zeszywnienie węzłów ram):  
słupy – kolor czerwony – zginanie na kierunku z płaszczyzny ramy; słupy – kolor niebieski – zginanie w płaszczyźnie ramy; rygle – kolor czerwony – zginanie w płaszczyźnie ramy

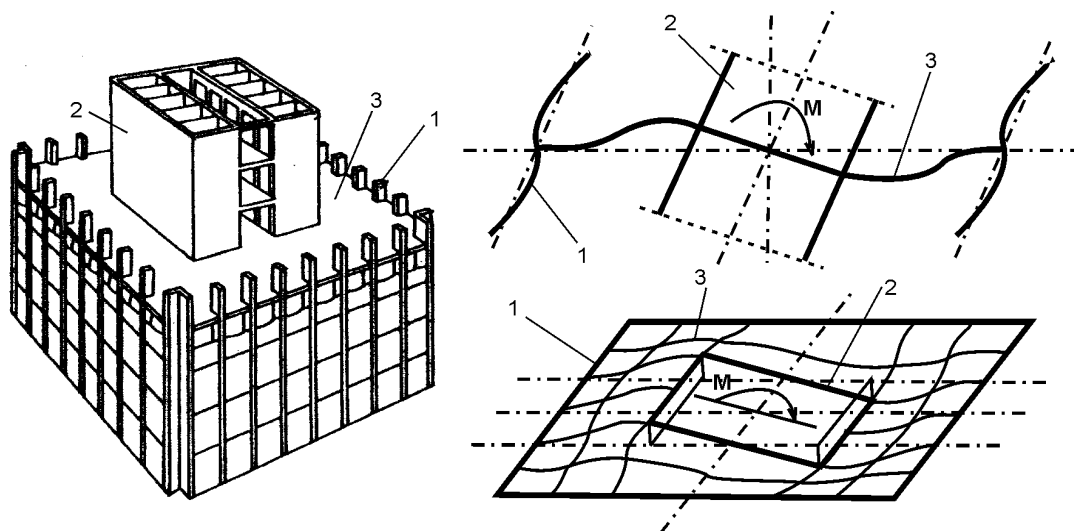
Poziome przemieszczenie powłoki ramowej wywołane działaniem sił poziomych jest funkcją dwóch rodzajów pracy konstrukcji: od czystego zginania, tj. wydłużeń i skróceń sprężystych słupów wszystkich czterech ram, i od czystego ścinania, tj. odkształceń giętych i postaciowych słupów i rygli ram środkowych (rys.2.20). Udział poszczególnych rodzajów pracy konstrukcji w całkowitym przemieszczeniu poziomym powłoki ramowej zależy od jej smukłości i stosunku sztywności słupów i rygli. Dla powłoki ramowej z wiotkimi ryglami i sztywnymi słupami udział czystego ścinania w całkowitym wychyleniu powłoki ramowej może wynosić nawet 80%, a udział czystego zginania tylko 20% [65].



Rys.2.20. Przeszczenie powłoki ramowej: a) udział pracy od czystego ścinania  $V$ ; b) udział pracy od czystego zginania  $M$ ; c) przeszczenie całkowite  $V+M$ ; d) wykres przeszczenia powłoki ramowej: linia przerywana – bez uwzględnienia efektu *shear lag* i ścinania ram; linia ciągła – z uwzględnieniem efektu *shear lag* i z udziałem ścinania ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego

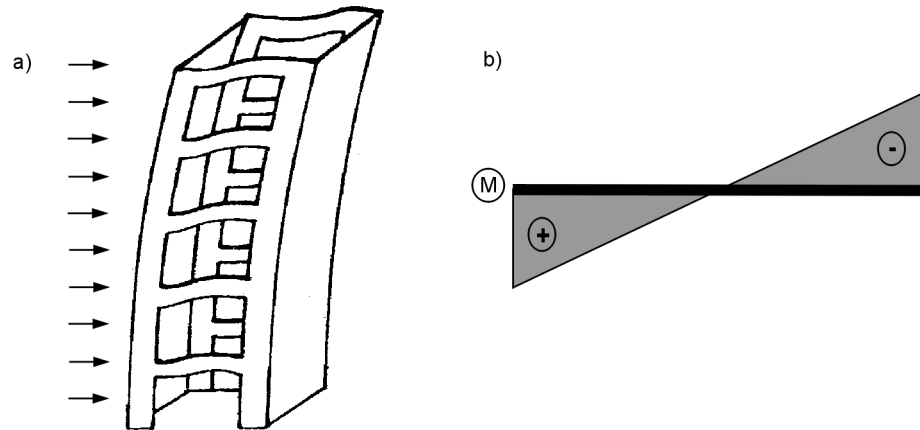
Przedstawiona na rys.2.20 analiza przeszczenia powłoki ramowej wskazuje, że spodziewane wychylenie (linia ciągła) wierzchołka ustroju ramowo-powłokowego składającego się z pojedynczej powłoki ramowej, z powodu występowania efektu *shear lag* w słupach powłoki ramowej oraz mniejszej sztywności na ścinanie ram środkowych w stosunku do pełnościennych środków analogicznej belki o przekroju skrzynekowym, jest znacznie większe od wychylenia (linia przerywana) odpowiadającej jej belki o przekroju skrzynekowym określonego na podstawie klasycznych teorii wytrzymałościowych (rys.2.20.d).

W bardziej złożonych ustrojach powłokowych, jakim niewątpliwie jest ustrój trzonowo-powłokowych (*hull-core structure*), obciążenie poziome przenoszone jest wspólnie przez wewnętrzny trzon i zewnętrzną powłokę ramową. Współpracę obu składowych konstrukcji nośnej budynku wysokiego umożliwia strop łączący zewnętrzną powłokę z wewnętrznym trzonem. Rozkład wielkości sił poziomych przenoszonych przez każde z obu składowych ustroju nośnego zależy od stosunku ich sztywności względem siebie oraz od sztywności samej płyty stropowej i rodzaju jej połączenia z powłoką i trzonem (rys.2.21) [16].



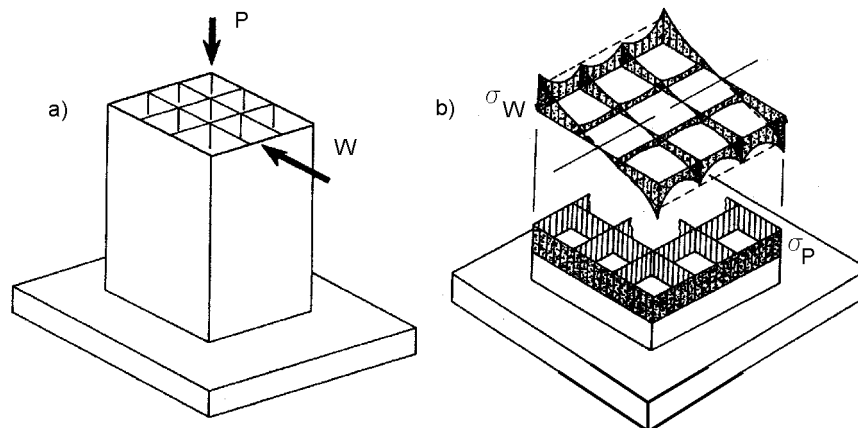
Rys.2.21. Praca płyty stropowej i ustroju trzonowo-powłokowego pod obciążeniem poziomym (strop utwierdzony w trzonie, a z powłoką połączony przegubowo) [16, 65]: 1-powłoka ramowa; 2-trzon; 3-strop

W ustrojach trzonowo-powłokowych trzon tworzony jest zwykle przez układ ścian połączonych ze sobą nadprożami (rys.2.22.a). Ich praca pod obciążeniem poziomym odpowiada pracy tradycyjnych ustrojów ścianowych i trzonowych z nadprożami przedstawionych w Załączniku A i B (rys.2.22.b).



Rys.2.22. Trzon ustroju trzonowo-powłokowego [30]:  
a) schemat pracy trzonu; b) wykres momentu zginającego w nadprożu

Ustroje wielopowłokowe (rys.2.23.a) o budowie modularnej tworzą konstrukcję nośną, którą można opisowo przedstawić jako konstrukcję ramowo-powłokową z wewnętrznymi przegrodami usztywniającymi w postaci ortogonalnych układów płaskich ram wielokondygnacyjnych ze sztywnymi ryglami. Zarówno ramy równoległe jak i prostopadłe do kierunku działania obciążenia poziomego znacznie redukują wpływ efektu *shear lag* na rozkład naprężeń osiowych w zewnętrznej powłoce ramowej (rys.2.23.b).



Rys.2.23. Ustrój wielopowłokowy [65]: a) schemat obciążenia; b) rozkład naprężeń osiowych w powłokach od obciążenia grawitacyjnego (P) i poziomego (W): linia ciągła – naprężenia osiowe z uwzględnieniem efektu *shear lag*; linia przerywana – naprężenia osiowe bez uwzględnienia efektu *shear lag*

Podobne efekty redukujące koncentrację sił osiowych w narożach ram powłoki ramowej wywołuje stężenie diagonalne powłoki ramowej. Wprowadzenie takich rozwiązań konstrukcyjnych wpływa na zwiększenie sztywności ustroju powłokowego budynku i zmniejszenie jego wychylenia ze względu na minimalny udział w jego przemieszczeniu odkształceń giętych i postaciowych usztywnionych elementów ram środkowych.



W przypadku niesymetrycznego działania sił poziomych na powłokowy budynek wysoki w poszczególnych słupach następuje zwiększenie lub zmniejszenie sił wewnętrznych. Skręcanie budynku ma miejsce, kiedy rzut budynku jest niesymetryczny względem osi równoległej do kierunku działania wypadkowej obciążenia poziomego (osie główne budynku nie są jednocześnie osiami symetrii budynku). Przypadek taki występuje również przy niesymetrycznym obciążeniu wiatrem i podczas oddziaływania sił sejsmicznych i parasejsmicznych na budowlę, jeżeli środek ciężkości mas i środek sztywności konstrukcji nie pokrywają się ze sobą.

## 2.5. Zarysowanie elementów konstrukcyjnych w ustrojach powłokowych i jego wpływ na sztywność przestrzenną budynku wysokiego

Zarysowanie elementów żelbetowych ma miejsce w chwili osiągnięcia przez beton granicznej wytrzymałości na rozciąganie w określonych przekrojach i strefach danych elementów. Najbardziej niekorzystne dla elementów konstrukcyjnych ustroju powłokowego są naprężenia pochodzące od zewnętrznych czynników mechanicznych (ciężar własny, obciążenia użytkowe, obciążenia poziome) [48].

Znaczne wartości sił ściskających w słupach powłok ramowych i ścianach trzonów przeciwstawiają się powstawaniu w ich przekrojach naprężeń rozciągających. Wartości sił ściskających są ściśle uwarunkowane rozstawem słupów i ścian oraz rozpiętością stropów, czyli wielkością powierzchni rozdziału obciążenia ze stropu na każdy z tych elementów. Mimo że zarysowanie betonu w ścianach trzonów jest mało prawdopodobne, to nie można wykluczyć, że w słupach wyższych kondygnacji powłoki ramowej mogą pojawić się naprężenia rozciągające wywołane dwukierunkowym zginaniem słupa, tj. w słupach ram środkowych zginaniem w płaszczyźnie ramy od obciążeń poziomych (rys.2.19) oraz zginaniem na kierunku z płaszczyzny ramy wywołanym obciążeniem pionowym ze stropu (rys.2.16), które nie zostaną zrównoważone odpowiednio dużymi wartościami naprężeń wywołanych działaniem ściskających sił pionowych od obciążeń grawitacyjnych /2.3/.

$$\sigma_{cs,t} = \frac{N_{cx}}{A_{cxs}} + \frac{M_{cy}}{W_{cys}} + \frac{M_{cz}}{W_{czs}} \geq f_{ctm} \quad /2.3/$$

gdzie:  $\sigma_{cs,t}$  - rozciągające naprężenie normalne w sprowadzonym przekroju słupa, [kPa],

$N_{cx}$  - siła podłużna na kierunku osi  $x$  w słupie, [kN],

$M_{cy}$  - moment zginający w słupie na kierunku osi  $y$ , [kNm],

$M_{cz}$  - moment zginający w słupie na kierunku osi  $z$ , [kNm],

$A_{cxs}$  - sprowadzone pole przekroju poprzecznego słupa, [m<sup>2</sup>],

$W_{cys}$  - sprowadzony wskaźnik na zginanie przekroju słupa na kierunku osi  $y$ , [m<sup>3</sup>],

$W_{czs}$  - sprowadzony wskaźnik na zginanie przekroju słupa na kierunku osi  $z$ , [m<sup>3</sup>],

$f_{ctm}$  - średnia wytrzymałość na rozciąganie betonu, [kPa].

Analizując wartości obciążeń grawitacyjnych i poziomych działających na rygle powłoki ramowej, a w przypadku ustrojów trzonowo-powłokowych działających również na nadproża ścian trzonów, należy stwierdzić, że moment zginający wywołany siłami poziomymi (rys.2.22) jest znacznie większy od momentu zginającego wywołanego obciążeniem grawitacyjnym (rys.2.16) przypadającym na każdy element poziomy z powierzchni rozdziału

obciążeń ze stropu (rys.2.14). Przy stosunkach rozpiętości nadproży i rygli ram powłoki ramowej do wysokości ich przekrojów poprzecznych mniejszych od 5, moment zginający wywołany obciążeniem pionowym działającym na nadproża i rygle powoduje powstanie stosunkowo małych naprężeń w ich przekrojach. Zwiększa się natomiast ich rola jako łącznika sąsiednich pasm ścian lub szeregu słupów na długości ramy [57].

Naprężenia rozciągające wywołujące zarysowanie przekrojów rygli ram i nadproży trzonów spowodowane są mimośrodowym rozciąganiem lub ściskaniem /2.4/. Z uwagi na wartości i rozkład momentów zginających w ryglach obwodowych powłoki ramowej (rys.2.22) najbardziej narażone na zarysowanie swoich przekrojów są rygle ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego oraz równoległe do tych ram nadproża wewnętrznych trzonów w ustrojach trzonowo-powłokowych.

$$\sigma_{bs,t} = \frac{N_{bx}}{A_{bxs}} + \frac{M_{by}}{W_{bys}} \geq f_{ctm} \quad /2.4/$$

gdzie:  $\sigma_{bs,t}$  - rozciągające naprężenie normalne w sprowadzonym przekroju rygla (nadproża), [kPa],

$N_{bx}$  - siła podłużna na kierunku osi x w ryglu (nadprożu), [kN],

$M_{by}$  - moment zginający w ryglu (nadprożu) na kierunku osi y, [kNm],

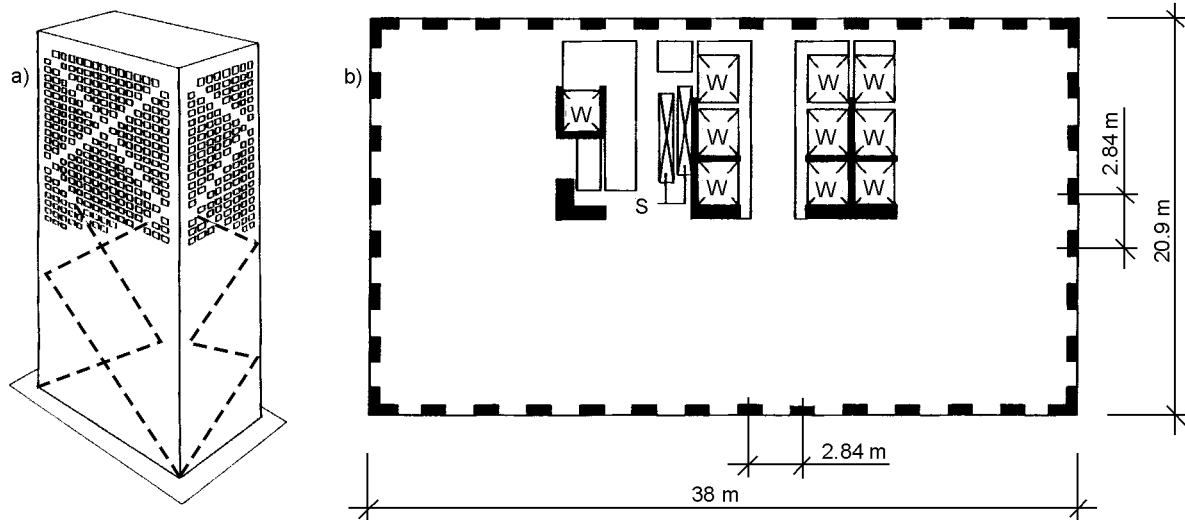
$A_{bxs}$  - sprowadzone pole przekroju poprzecznego rygla (nadproża), [m<sup>2</sup>],

$W_{bys}$  - sprowadzony wskaźnik na zginanie przekroju rygla (nadproża) na kierunku osi y, [m<sup>3</sup>],

$f_{ctm}$  - średnia wytrzymałość na rozciąganie betonu, [kPa].

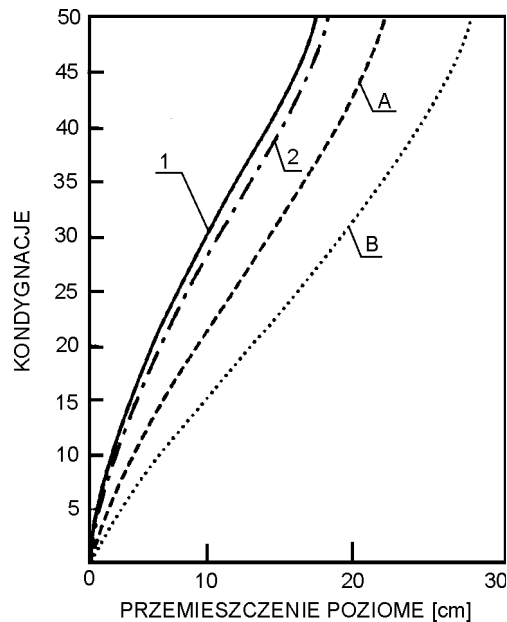
Omawiane obciążenie pionowe i poziome może doprowadzić do wystąpienia zarysowania przekrojów w rozpatrywanych powyżej elementach konstrukcyjnych ustrojów powłokowych betonowych budynków wysokich. Z przeprowadzonej analizy możliwości zarysowania przekrojów w różnych elementach konstrukcyjnych w ustrojach powłokowych zauważyć można, że najbardziej narażone na zarysowanie są przekroje elementów ram zewnętrznej powłoki ramowej i wewnętrznego trzonu, które są równoległe do kierunku działania obciążenia poziomego. Konsekwencją zarysowania jest zmniejszenie sztywności giętej elementów konstrukcyjnych, a tym samym zmniejszenie sztywności przestrzennej całego ustroju nośnego. Zmniejszenie sztywności przestrzennej prowadzi do wzrostu wychylenia całej budowli, a tym samym i zwiększenia niekorzystnego działania efektów P-Δ na konstrukcję ustroju nośnego. Wzrost całkowitego wychylenia zarysowanych ustrojów powłokowych betonowych budynków wysokich wywołany zostaje głównie wzrostem przemieszczenia od udziału pracy od czystego ścinania, tzn. spowodowany wzrostem odkształceń elementów równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego, a w mniejszym stopniu od udziału pracy od czystego zginania.

Wpływ zarysowania na wzrost przemieszczeń poziomych betonowych budynków wysokich zależy od rodzaju zastosowanego w nim rozwiązania ustroju powłokowego. Poniżej przedstawiono próbę porównania wpływu zarysowania elementów konstrukcyjnych na wzrost wychyleń budynków wysokich o trzech różnych rozwiązaniach ustroju powłokowego: ramowo-powłokowego (zewnętrzna powłoka ramowa z wewnętrznym trzonem przenoszącym tylko obciążenia grawitacyjne), dwupowłokowego (ustrój trzonowo-powłokowy, w którym trzon wewnętrzny współpracuje z zewnętrzną powłoką ramową w przenoszeniu obciążeń poziomych) i powłokowego ze stężeniami diagonalnymi (pojedyncza powłoka ramowa ze stężeniami diagonalnymi w postaci wypełnień niektórych otworów okiennych).



Rys.2.24. Budynek 780 Third Avenue (Nowy Jork, USA) [39]: a) schemat stężeń diagonalnych powłoki ramowej w postaci wypełnień niektórych otworów okiennych ; b) rzut kondygnacji: W-windy; S-schody

W pracach studialnych nad projektem 50-kondygnacyjnego budynku 780 Third Avenue (Nowy Jork, USA), pierwszego betonowego budynku wysokiego o ramowo-powłokowym ustroju nośnym ze stężeniami diagonalnymi w postaci wypełnień niektórych otworów okiennych, stwierdzono znaczny wzrost zarysowania rygli i redukcję koncentracji sił osiowych w narożach powłoki ramowej ze stężeniami (→efekt *shear lag*) w stosunku do analogicznej ramowo-powłokowej konstrukcji nośnej bez stężeń diagonalnych (rys.2.24).



Rys.2.25. Przemieszczenia konstrukcji [38]: 1-powłoka ramowa ze stężeniami (rygle niezarysowane); 2-powłoka ramowa ze stężeniami (rygle zarysowane); A-powłoka ramowa bez stężeń (rygle niezarysowane -  $I_{uncr}$ ); B-powłoka ramowa bez stężeń (rygle zarysowane -  $0.5 \cdot I_{uncr}$ )

Wynikiem prac studialnych nad wrażliwością na zarysowanie elementów betonowej powłoki ramowej wyżej wymienionego budynku wysokiego i ich wpływem na sztywność budowli było porównanie wzrostów przemieszczeń poziomych powłoki ramowej bez stężeń diagonalnych i ze stężeniami diagonalnymi, w których to rygle uległy zarysowaniu (rys.2.25).

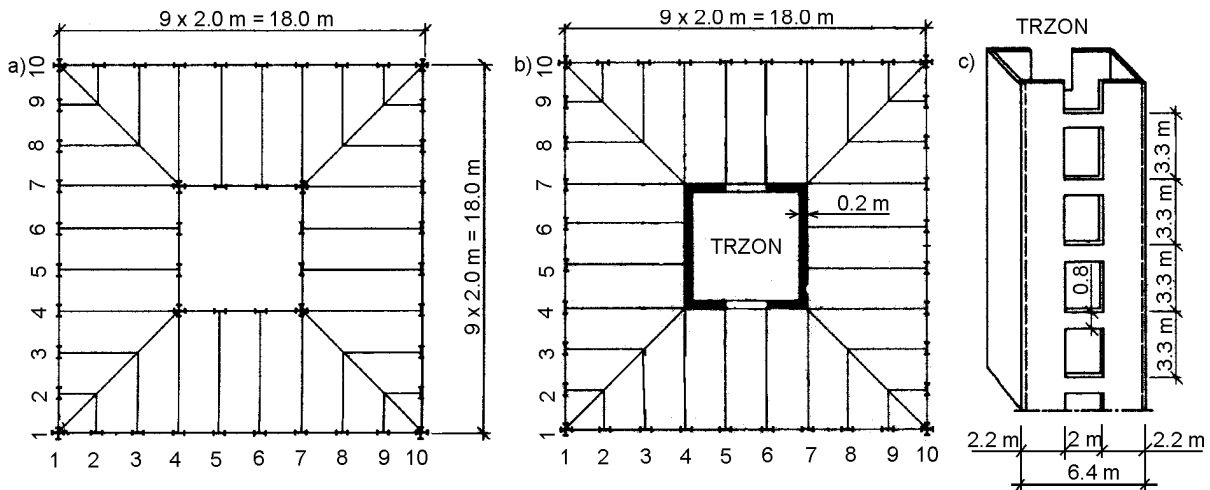
Na wykresie przedstawionym na rys.2.25 zauważyć można, że większe zmniejszenie sztywności występuje po zarysowaniu rygli w niestężonej powłoce ramowej (linia A i B), niż w przypadku takiej samej powłoki ramowej ze stężeniami diagonalnymi (linie 1 i 2). Zeszywniający charakter stężeń diagonalnych można wyraźnie zaobserwować porównując ze sobą wielkości wzrostów przemieszczeń oraz kształty linii przemieszczeń poziomych obu typów zarysowanych konstrukcji (linie 2 i B). W linii przemieszczenia powłoki ramowej bez stężeń (linia B) można zauważyć przeważający wpływ udziału pracy od czystego ścinania (→rys.2.20.a) na kształt i wielkość całkowitego przemieszczenia budowli, a punkt przegięcia znajduje się tutaj na wysokości odpowiadającej ok. 2/3 wysokości budynku. Przez punkt przegięcia należy tutaj rozumieć punkt zmiany kształtu linii przemieszczenia poziomego spowodowanego przeważającym wpływem udziału pracy od czystego ścinania (zginania) nad udziałem pracy od czystego zginania (ścinania) na kształt linii całkowitego przemieszczenia budowli. Trajektoria przemieszczenia poziomego stężonej powłoki ramowej (linia 2) ma bardziej giętki charakter (→rys.2.20.b) i znacznie wyżej położony punkt przegięcia. Na tej podstawie stwierdzić można, że udział pracy od czystego ścinania (tzn. odkształceń słupów i rygli ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego) w całkowitym przemieszczeniu poziomym konstrukcji został znacznie zredukowany przez rozważane stężenia diagonalne. W dalszej kolejności przekłada się to na minimalny wzrost całkowitego przemieszczenia budynku wysokiego nawet w przypadku dużych (50%) redukcji sztywności rygli wywołanych ich zarysowaniem. Niestężoną ramowo-powłokową konstrukcję nośną charakteryzuje natomiast bardzo duża podatność na utratę sztywności wywołaną zarysowaniem rygli (linia B).

Zgodnie z powyższymi wynikami badań studialnych można wyciągnąć wniosek, że w ustrojach powłokowych ze stężeniami sztywność giętka rygli, a tym samym i wysokość przekrojów rygli, pełni w tej konstrukcji nośnej rolę drugorzędą.

W ustrojach dwupowłokowych obie powłoki, zewnętrzna i wewnętrzna (trzon), współpracują ze sobą w przenoszeniu obciążeń poziomych, które przekazywane są z powłoki zewnętrznej na wewnętrzną za pośrednictwem płyty stropowej (→rys.2.21). Typowym przykładem takiej konstrukcji jest ustrój trzonowo-powłokowy.

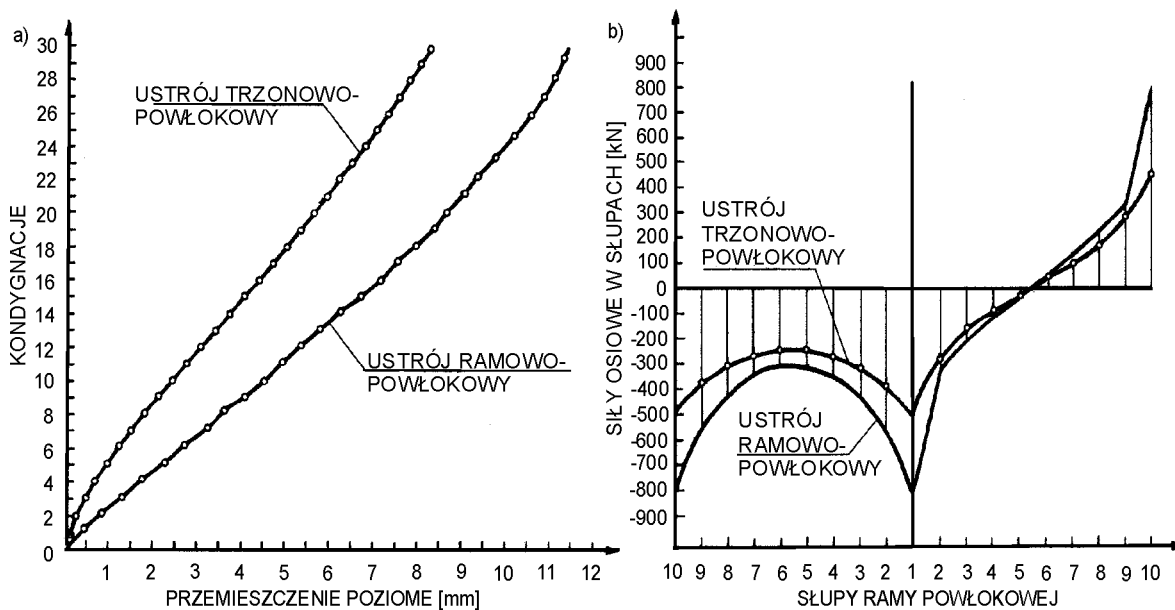
W ustrojach trzonowo-powłokowych rozdział obciążenia poziomego na obciążenie przenoszone przez zewnętrzną powłokę ramową i na obciążenie przenoszone przez trzon (powłokę wewnętrzną) zależy od stosunku sztywności obu konstrukcji nośnych. Stosunek sztywności zewnętrznej powłoki ramowej do sztywności wewnętrznego trzonu jest wielkością dość mocno indywidualną dla każdego przypadku ustroju trzonowo-powłokowego i brak jest tutaj wytycznych ich doboru w literaturze technicznej.

Rozpatrując skrajny przypadek ustroju trzonowo-powłokowego, w którym trzon wewnętrzny przenosi całość obciążenia poziomego ze względu na bardzo małą sztywność zewnętrznej powłoki ramowej, ma się w rzeczywistości do czynienia z ustrojem trzonowo-podporowym opisanym w Załącznikach A i B. Przyjmując odwrotne założenie, w którym zewnętrzna powłoka ramowa przenosi całość obciążenia poziomego, ze względu na bardzo małą sztywność wewnętrznego trzonu, ma się w rzeczywistości do czynienia z ustrojem ramowo-powłokowym. Wszystkie pośrednie przypadki stosunków sztywności wewnętrznego trzonu i zewnętrznej powłoki ramowej odpowiadają rzeczywistym przypadkom ustrojów trzonowo-powłokowych budynków wysokich.



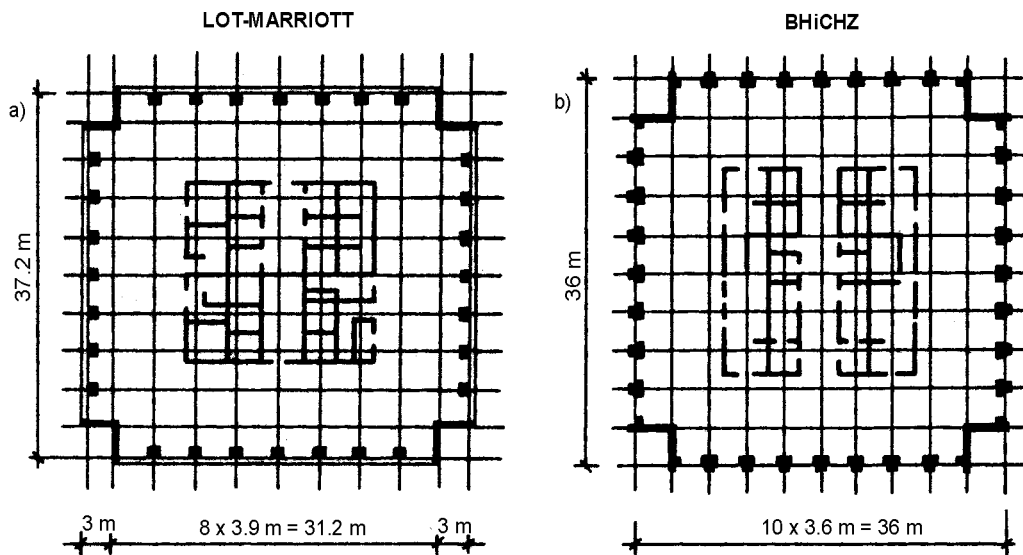
Rys.2.26. Powłokowe ustroje nośne [49]: a) ramowo-powłokowy; b) trzonowo-powłokowy; c) konstrukcja trzonu w ustroju trzonowo-powłokowym

Na rys.2.26 przedstawiono dwa różne 30-kondygnacyjne ustroje powłokowe, z których jeden posiada ustrój nośny ramowo-powłokowy, a drugi trzonowo-powłokowy. Na rys.2.27 zilustrowano wykresami porównanie ich pracy pod obciążeniem poziomym. Oba ustroje nośne posiadają taką samą zewnętrzną powłokę ramową i tą samą wysokość kondygnacji równą 3,0 m. Trzon ustroju ramowo-powłokowego (rys.2.26a) przenosi tylko obciążenia grawitacyjne. Wprowadzenie sztywnego wewnętrznego trzonu w ustroju trzonowo-powłokowym usztywnia cały ustrój nośny i powoduje zmniejszenie jego przemieszczenia w stosunku do przemieszczenia ustroju ramowo-powłokowego bez sztywnego trzonu (rys.2.27.a). Jak widać z wykresów podanych na rys.2.27.b w ustroju trzonowo-powłokowym występują mniejsze siły osiowe w słupach zewnętrznej powłoki ramowej wywołane obciążeniem poziomym, niż siły osiowe w słupach powłoki ustroju ramowo-powłokowego.



Rys.2.27. Porównanie pracy ustroju ramowo-powłokowego i ustroju trzonowo-powłokowego pod jednakowym obciążeniem poziomym [49]: a) porównanie przemieszczeń poziomych; b) porównanie przebiegu sił osiowych w słupach powłoki ramowej

W większości przypadków ustrojów trzonowo-powłokowych, trzon wewnętrzny utworzony przeważnie z układu masywnych ścian charakteryzuje się znacznie większą sztywnością w stosunku do zewnętrznej powłoki ramowej utworzonej z mniej lub bardziej wiotkich belek i słupów (rys.2.28). Przykładowo udział zewnętrznej powłoki ramowej w przenoszeniu sił poziomych w budynku Banku Handlowego i Centrali Handlu Zagranicznego „BHiCHZ” w Warszawie (rys.2.28.b) wynosi ok. 30÷33%, a w budynku należącym do kompleksu LOT-Marriott w Warszawie (rys.2.28.a) tylko ok. 8÷10% [63, 65, 67].



Rys.2.28. Rzuty budynków trzonowo-powłokowych [63, 65, 67]: a) kompleksu LOT-Marriott w Warszawie; b) Banku Handlowego i Centrali Handlu Zagranicznego w Warszawie

Wyniki badań [9, 10] odnośnie wpływu zarysowania elementów na sztywność różnych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich przedstawione w Załączniku B wykazały, że wpływ zarysowania żelbetonowych elementów konstrukcyjnych na wielkość zmniejszenia sztywności budynku wysokiego jest większy w ustrojach ramowych niż w ścianowych z rzędem otworów czy trzonowych z nadprożami. Stąd można założyć, że wpływ zarysowania elementów konstrukcyjnych na zmniejszenie sztywności budynku wysokiego będzie większy w przypadku ustroju ramowo-powłokowego, niż trzonowo-powłokowego. W przypadku pierwszego ustroju całość obciążenia poziomego przenosi zewnętrzna powłoka ramowa, podczas gdy w przypadku drugiego ustroju znaczną część obciążenia poziomego przenosi wewnętrzny trzon z nadprożami, w którym efekty zarysowania nadproży nie przekładają się w znacznym stopniu na wzrost przemieszczenia całego ustroju trzonowo-powłokowego. Jednocześnie może również zaistnieć w tym drugim ustroju taki przypadek, że w elementach ryglowych zewnętrznej powłoki ramowej, która przenosi zwykle tylko drobną część obciążenia poziomego (→budynki wysokie BHiCHZ i LOT-Marriott), naprężenia rozciągające w ich przekrojach wywołane tą drobną częścią przeniesionego obciążenia poziomego mogą nie osiągnąć granicy wytrzymałości betonu na rozciąganie i rygle zewnętrznej powłoki ramowej nie ulegną zarysowaniu, a tym samym powłoka ramowa zachowa swoją początkową sztywność. Porównanie pracy obu ustrojów nośnych potwierdza powyższe założenie, że ustrój trzonowo-powłokowy jest znacznie mniej podatny na zmniejszenie sztywności spowodowanej zarysowaniem swoich elementów konstrukcyjnych niż ustrój ramowo-powłokowy, a stopień jego podatności na wpływy efektów zarysowania elementów uzależniony jest od stosunku sztywności trzonu do sztywności powłoki ramowej.

Podsumowując powyższe rozważania nad możliwością zarysowania elementów konstrukcyjnych betonowych ustrojów powłokowych i jego wpływu na sztywność powłokowych budynków wysokich można sformułować kilka istotnych wniosków:

- najbardziej narażone na zarysowanie w wyniku działania obciążenia poziomego są rygle ram zewnętrznej powłoki ramowej i nadproża trzonów usytuowanych równoległe do kierunku działania obciążenia poziomego,
- może wystąpić stan zarysowania w przekrojach słupów wyższych kondygnacji ram powłoki, usytuowanych równoległe do kierunku działania obciążenia poziomego,
- wzrost wychylenia betonowego ustroju powłokowego z w/w zarysowanymi ryglami jest wynikiem zwiększenia w przemieszczeniu poziomym konstrukcji budynku wysokiego udziału pracy od czystego ścinania,
- w przypadku zarysowania rygli w betonowym budynku wysokim o ramowo-powłokowym ustroju nośnym ze stężeniami diagonalnymi w postaci wypełnień niektórych otworów okiennych, występujące nawet 50% redukcje sztywności giętnych w/w rygli ram zewnętrznej powłoki ustroju powodują minimalny wzrost wychylenia tego ustroju,
- zmniejszenie sztywności betonowego budynku wysokiego o trzonowo-powłokowym ustroju nośnym w wyniku zarysowania jego elementów zależy od stosunku sztywności wewnętrznego trzonu do sztywności zewnętrznej powłoki ramowej i ich udziałów w przenoszeniu obciążenia poziomego,
- najbardziej wrażliwe na zmniejszenie sztywności przestrzennej betonowych budynków wysokich o powłokowym ustroju nośnym w rezultacie zarysowania jego elementów żelbetowych są ramowo-powłokowe ustroje nośne bez stężeń diagonalnych i z trzonem wewnętrznym przenoszącym tylko obciążenia grawitacyjne.

## **2.6. Nieliniowa analiza pracy ustrojów powłokowych betonowych budynków wysokich z zarysowanymi elementami konstrukcyjnymi**

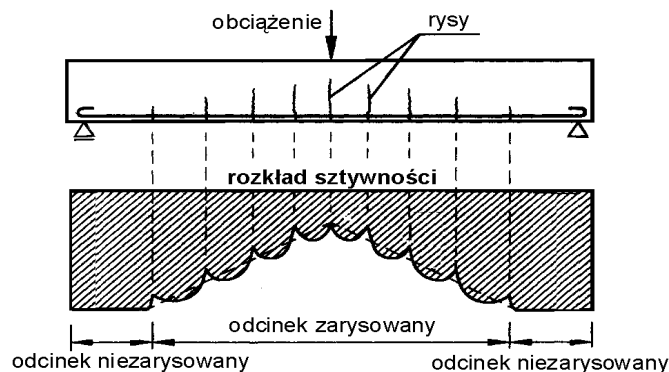
W procesie projektowania betonowych budynków wysokich kontrola przemieszczeń poziomych rozważanych konstrukcji ustrojów nośnych jest jednym z najważniejszych warunków stanu granicznego użytkowania budynków, która zapobiega nadmiernemu wzrostowi niekorzystnych efektów  $P-\Delta$  oraz umożliwia uniknięcie zniszczenia elementów niekonstrukcyjnych. Kryterium opisującym w/w warunek stanu granicznego użytkowania jest sztywność przestrzenna budynku, a jej miarą wartość wychylenia wierzchołka budynku.

Podstawowym zagadnieniem rozpatrywanym w rozprawie jest wpływ zarysowania elementów żelbetowych powłoki ramowej budynku wysokiego na zmiany sztywności budynku oraz metody jej określania i oceny. Zawarte w temacie niniejszej rozprawy nieregularności konstrukcyjne są zmianami (redukcjami) w sztywnościach zarysowanych elementów ustroju nośnego budynku wysokiego, w którym to stopień i rozkład w/w zmian na poziomie jednej kondygnacji, jak i wzdłuż wysokości budynku jest nieregularny. Redukcja sztywności zarysowanych elementów żelbetowych tworzących ustrój powłokowy bezpośrednio rzutuje nie tylko na zmniejszenie sztywności przestrzennej budynku wysokiego, ale również stanowi zagrożenie niespełnienia przedstawianego wcześniej warunku stanu granicznego użytkowania (nadmierny wzrost przemieszczeń poziomych, zwiększenie podatności na dynamiczne działania porywów wiatru oraz sił sejsmicznych i parasejsmicznych, wzrost znaczenia efektów  $P-\Delta$  w ocenie stateczności budynku wysokiego).

Nieliniowa analiza pracy ustroju uwzględniająca wpływ zarysowania elementów na zachowanie się betonowej konstrukcji nośnej powłokowych budynków wysokich ma udzielić odpowiedzi na pytanie o sztywność budynku z opisanymi powyżej nieregularnościami konstrukcyjnymi. Przyjmując za miarę sztywności budynku wysokiego wartość wychylenia jego wierzchołka, to różnicę w wartościach wychyleń wierzchołka budynku określonych na podstawie analizy liniowej i nieliniowej z uwzględnieniem zarysowania żelbetowych elementów konstrukcji można uznać za miarę zmniejszenia jego sztywności przestrzennej spowodowaną zarysowaniem.

Udzielając odpowiedzi na pytanie o sztywność zarysowanej konstrukcji betonowej pracującej pod zadaniem obciążenia lub zespołem obciążeń w stanie pozasprężystym staje się przed wyborem odpowiedniej metody określania sztywności zarysowanych elementów żelbetowych i oszacowania wielkości przemieszczeń poziomych zarysowanego ustroju nośnego. Wybór ten jest determinowany fazą projektu (projekt koncepcyjny, ofertowy, wstępny, techniczno-roboczy) oraz dokładnością obliczeń, jaką chce się uzyskać na potrzeby danej fazy projektu, tj.: obliczenia przybliżone w celu wyboru koncepcji rozwiązania ustroju nośnego, obliczenia dokładne w projekcie technicznym z wykorzystaniem w projektowaniu metod komputerowych lub obliczenia uproszczone służące sprawdzeniu obliczeń numerycznych.

W elemencie zarysowanym sztywność ulega zasadniczym zmianom na długości elementu żelbetowego, a wyraźne różnice w wielkościach sztywności przekroju zarysowanego zaobserwować można nawet w sąsiednich przekrojach (rys.2.29). Uwzględnienie rzeczywistych zmian sztywności na długości elementu wywołuje poważne komplikacje w obliczaniu konstrukcji nośnych. Z tego względu stosuje się w obliczeniach pewne założenia upraszczające polegające na uśrednianiu sztywności przekrojów na odcinku między rysami oraz sztywności w przekrojach przechodzących przez rysy. W jeszcze większym uproszczeniu możliwe jest uśrednianie sztywności na odcinku elementu lub założenie pewnej stałej wielkości redukcji sztywności dla całego elementu, np. w postaci tzw. sztywności efektywnej.



Rys.2.29. Wpływ zarysowania na redukcję sztywności giętej na długości elementu żelbetowego [48]

Wybór metody oceny wpływu zarysowania na sztywność elementu żelbetowego jest bezpośrednio powiązany z wyborem odpowiedniej metody oszacowania wielkości wychylenia wierzchołka zarysowanej konstrukcji nośnej betonowego budynku wysokiego oraz z dokładnością obliczeń jaką chcemy uzyskać na danym etapie projektu.

W kolejnym punkcie rozprawy przedstawione zostaną wybrane metody określania sztywności zarysowanych elementów żelbetowych oraz obliczania wychyleń ustrojów powłokowych pod zadaniem obciążeniem poziomym, czyli pośredniego określania sztywności zarysowanych betonowych budynków wysokich.



### 2.6.1. Wybrane metody określania sztywności zarysowanych elementów żelbetowych i wychylenia zarysowanego ustroju powłokowego betonowego budynku wysokiego

Liczne badania nad sztywnością różnych elementów żelbetowych, m.in. [27, 38], doprowadziły do opracowania szczegółowych wytycznych [71] odnośnie określania redukcji sztywności w poszczególnych elementach. Jednakże w budynkach wysokich, z wieloma tysiącami elementów o zróżnicowanych przekrojach, sztywnościach i stopniach zbrojenia podłużnego, które poddane są różnym stanom i wartościom obciążeń, podejście takie byłoby mało praktyczne i nie odzwierciedlałoby rzeczywistego charakteru pracy konstrukcji.

Coull i Stafford Smith [70], uznani autorzy licznych publikacji dotyczących budynków wysokich, jako odpowiedź na powyższe zastrzeżenia proponują przyjąć założenie /2.5/ uogólniające wpływ zarysowania przekrojów elementu na redukcję jego sztywności giętej w postaci stałego i równomiernego zmniejszenia wartości momentu bezwładności danego elementu belkowego na całej jego długości za pomocą współczynnika redukcyjnego 0.5, a dla elementu słupowego za pomocą współczynnika redukcyjnego 0.8.

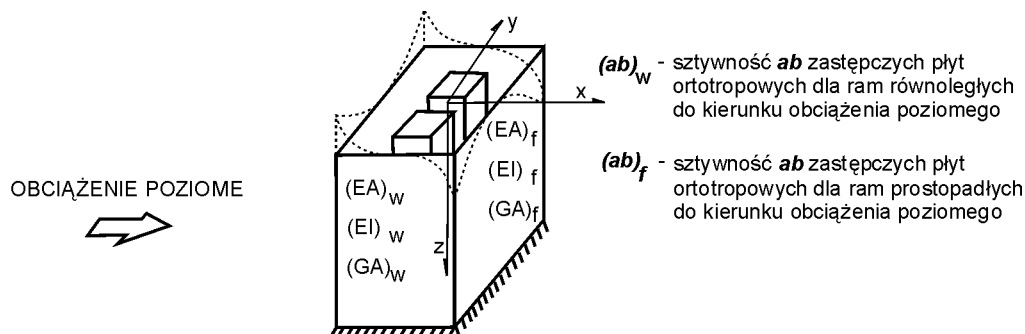
$$I_{b,eff} = 0.5 \cdot I_{b,uncr} \qquad I_{c,eff} = 0.8 \cdot I_{c,uncr} \qquad /2.5/$$

gdzie:  $I_{b,eff}$  - efektywny moment bezwładności zarysowanego elementu belkowego, [m<sup>4</sup>],  
 $I_{b,uncr}$  - moment bezwładności niezarysowanego elementu belkowego, [m<sup>4</sup>],  
 $I_{c,eff}$  - efektywny moment bezwładności zarysowanego elementu słupowego, [m<sup>4</sup>],  
 $I_{c,uncr}$  - moment bezwładności niezarysowanego elementu słupowego, [m<sup>4</sup>].

Redukcja sztywności /2.5/ jest rozważana jako stała wzdłuż wysokości całego ustroju powłokowego niezależnie od historii, typu i wartości obciążenia wywołującego zarysowanie elementów oraz jest niezależna od stopnia zbrojenia przekrojów w elementach. Metodę tą wykorzystano w pracach studialnych nad budynkiem 780 Third Avenue (→rys.2.24-25).

Założenie to można w prosty sposób wykorzystać w obliczeniach wychylenia ustroju powłokowego przeprowadzanych za pomocą większości standardowych programów komputerowych do obliczeń konstrukcji prętowych oraz za pomocą metod uproszczonych, które ze względu na swoją prostotę i krótki czas obliczeń oraz dostateczną dokładność wyników (błąd rzędu 5-15%) mogą zostać wykorzystane na wstępnym etapie projektowania.

W większości metod uproszczonych [12, 14, 15, 44, 45] poszczególne ramy powłoki ramowej zastępowane są płytami ortotropowymi o odpowiadających tym ramom sztywnościach osiowych  $EA$ , giętych  $EI$  i na ścinanie  $GA$ , a cały ustrój powłokowy traktowany jest jak wspornikowo utwierdzony element o przekroju skrzynkowym (rys.2.30).



Rys.2.30. Zastępcza płytowa konstrukcja powłoki ramowej [45]

W celu uproszczenia modelu obliczeniowego i analizy konstrukcji poddanej działaniu obciążenia poziomego przyjmuje się w powyższych metodach następujące założenia:

- płyty stropowe w konstrukcji są rozważane jako płaskie przepony powłoki ramowej sztywne w swojej płaszczyźnie; względne przemieszczenia poziome między trzonem wewnętrznym i zewnętrzną powłoką są pomijalnie małe,
- zachowanie się konstrukcji jest liniowo-sprężyste,
- nie występują lokalne zginania w miejscach połączeń zastępczych płyt ortotropowych oraz w samych płytach,
- rozstawy słupów i rygli są jednakowe wzdłuż całej wysokości budynku,
- przekroje poprzeczne słupów i rygli są stałe stałe wzdłuż całej wysokości konstrukcji (niektóre modele dopuszczają zmienność przekrojów wzdłuż wysokości budynku!),
- sztywności osiowe słupów i rygli w ramach są reprezentowane przez odpowiadające im sztywności  $EA$  i  $EI$  na kierunku horyzontalnym  $X$  lub  $Y$  oraz wertykalnym  $Z$  każdej z zastępczych płyt ortotropowych, a sztywności na zginanie i na ścinanie elementów ram przez odpowiadające im sztywności na ścinanie  $GA$  każdej z zastępczych płyt ortotropowych.

Metody te pozwalają oszacować tylko wartości sił osiowych w słupach wywołane obciążeniami poziomymi z uwzględnieniem efektu *shear lag* i wielkość wychylenia ustroju powłokowego wywołanego tymi obciążeniami, czyli określenia poszukiwanej wielkości sztywności ustroju powłokowego betonowego budynku wysokiego.

W tabeli Tab.2.2 zaprezentowano podstawowe charakterystyki wybranych metod uproszczonych. Uwzględnienie zarysowania elementów konstrukcyjnych sprowadza się w poniższych metodach do wprowadzenia odpowiednio zredukowanych, zgodnie ze założeniem /2.5/, sztywności giętnych danych elementów do wartości sztywności zastępczych płyt ortotropowych odpowiadających danym ramom z zarysowanymi ryglami i/lub słupami.

Tab.2.2. Charakterystyki wybranych metod uproszczonych

Charakterystyka metody uproszczonej	Coull, Ahmed [14] 1978	Connor, Pouangare [12] 1991	Kwan [44] 1994	Lee, Loo, Guan [45] 2001
Metodologia	zastępcze płyty ortotropowe posiadające sztywność osiową, giętną i na ścinanie	zastępcze płyty ortotropowe posiadające tylko sztywność na ścinanie i struny posiadające tylko sztywność osiową	zastępcze płyty ortotropowe posiadające sztywność osiową, giętną i na ścinanie	zastępcze płyty ortotropowe posiadające sztywność osiową, giętną i na ścinanie
Rodzaj ustroju powłokowego	ramowo-powłokowy	ramowo-powłokowy	ramowo-powłokowy	ramowo-powłokowy, wielotrzonowo-powłokowy
Przekroje słupów i rygli wzdłuż wysokości konstrukcji	stałe	stałe, zmienne	stałe, zmienne	stałe

Pomimo powszechnego stosowania założenia /2.5/ w nieliniowej analizie pracy konstrukcji betonowych badania przedstawione w pracach [9, 10] wskazują, że podejście takie jest nazbyt zachowawcze i nie zawsze gwarantuje oszacowanie prawidłowych wielkości wychylenia wierzchołka konstrukcji nośnych betonowych budynków wysokich ze względu na przyjmowanie maksymalnych wartości redukcji sztywności zarysowanych elementów bez względu na to, czy i w jakim stopniu ulegną one zarysowaniu.

Uwzględnienie postulatu zależności redukcji sztywności giętej zarysowanych elementów żelbetowych od wartości występujących w nim momentów zginających i przyjętego zbrojenia wymaga określenia sił przekrojowych w elementach konstrukcji nośnej, co w przypadku przedstawionych powyżej metod uproszczonych traktujących ramy jako płyty ortotropowe o odpowiednich sztywnościach jest niemożliwe.

W innych rozwiązaniach przybliżonych przyjmuje się założenie, że ramy równoległe do kierunku działania obciążenia poziomego w ustrojach ramowo-powłokowych przejmują całe obciążenie poziome [65]. W takiej sytuacji problem obliczania tych ustrojów nośnych budynków wysokich staje się zagadnieniem płaskim.

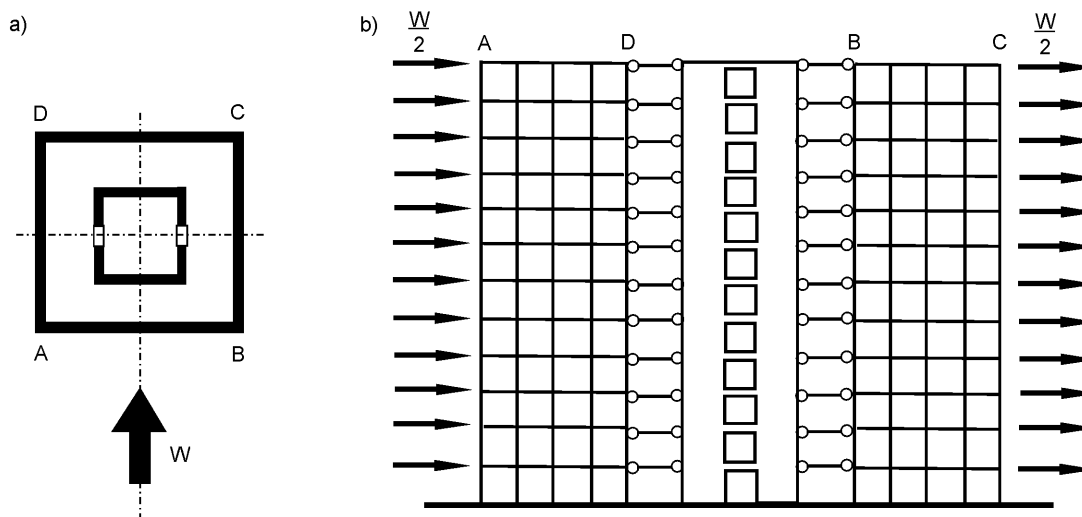
Podejście polegające na rozwiązaniu ustroju ramowo-powłokowego jako zagadnienia płaskiego umożliwia określenie wartości sił przekrojowych w słupach i ryglach ram od obciążenia poziomego korzystając z uproszczonych metod obliczania ram płaskich [65]:

- metody „sił poprzecznych w słupach”,
- metody „belki wspornikowej”,
- metody „sumowania sztywności węzłów”,
- metody „sumowania sztywności prętów”.

Można również określić wartości sił przekrojowych od obciążenia pionowego stosując następujące uproszczone metody [65]:

- metodę „prętów sztywno zamocowanych”,
- metodę „prętów zamocowanych sprężystie”.

W dwupowłokowych ustrojach nośnych (*tube-in-tube structure*) budynków wysokich, jeśli sztywność giętna stropów jest mała, można przyjąć założenie, że stropy będą przekazywały tylko siły poziome. Przy symetrycznej konstrukcji i symetrycznym obciążeniu obliczenia tego ustroju można również sprowadzić do zagadnienia płaskiego, w którym należy rozwiązać płaską ramo-ścianę (rys.2.31). Powłokę zewnętrzną zastępuje się wówczas dwiema ramami płaskimi równoległymi do kierunku obciążenia poziomego i łączy się je przegubowo z trzonem, który z kolei zastąpiono modelując ścianą z otworami [31, 65, 67].



Rys.2.31. Budynek o konstrukcji dwupowłokowej [31]: a) rzut poziomy; b) uproszczony model statyczny

Do obliczeń statycznych płaskich ramo-ścian stosowane są metody analogiczne do metod używanych do projektowania ścian z otworami [32, 60]. Pod wpływem działania sił poziomych w miejscach połączeń ścian i ram za pomocą stropów powstają siły wzajemnego oddziaływania o znacznych wartościach od podstawy do wierzchołka konstrukcji. Istotnym

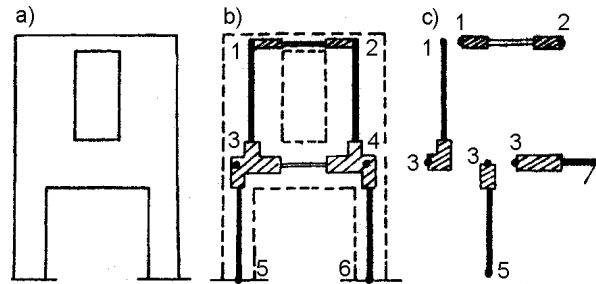
zagadnieniem w metodach obliczania rano-ścian jest problem obliczania sił wzajemnego oddziaływania rany i ściany. Rozwiązanie powyższego zagadnienia można osiągnąć korzystając z metod kontynualnych, ale tylko w przypadku dużej regularności ustroju. Ustroje nieregularne wymagają stosowania metod dyskretnych. Jedną z pierwszych metod zastosowanych do rozwiązania ustrojów nieregularnych była metoda iteracyjna Khana i Sbarounisa [35], ale ze względu na często występującą bardzo wolną zbieżność nie znalazła ona szerszego praktycznego zastosowania. Wielu autorów poszukiwało rozwiązania konstrukcji ramowo-ścianowych poddanych działaniu sił poziomych, pracujących tylko w fazie sprężystej. Z polskich autorów warto wymienić dwuetapową metodę obliczania tego typu konstrukcji opracowaną przez Sieczkowskiego [32]. Brak jest jednak prac przedstawiających rozwiązania tych konstrukcji pracujących w fazie pozasprężystej.

Przedstawione powyżej metody obliczania sił przekrojowych w słupach i ryglach w równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ramach powłoki ramowej umożliwiają dokładne określenie redukcji sztywności tych elementów wywołanych ich zarysowaniem oraz późniejsze uwzględnienie tych sztywności w obliczaniu przemieszczeń zarysowanego ustroju powłokowego. Możliwość otrzymania dokładnych wartości redukcji sztywności elementów ram wymaga podejścia iteracyjnego do tego zagadnienia i kilku lub kilkunastu powtórzeń obliczeń rozważanej konstrukcji ze względu na redystrybucję sił wewnętrznych wywołaną zmianami sztywności elementów. Podejście takie w przeprowadzanej analizie nieliniowej zwiększa nakład czasu i pracy przy obliczeniach oraz wydatnie zwiększa stopień skomplikowania obliczeń, a czasami uniemożliwia stosowanie niektórych wymienionych metod uproszczonych w obliczaniu płaskich ram i rano-ścian.

Obliczając uśrednione wartości redukcji sztywności poszczególnych elementów na długościach ram środkowych dla danych kondygnacji lub grup kondygnacji konstrukcji ramowo-powłokowych i dwupowłokowych możliwe jest ich uwzględnienie w uproszczonych metodach obliczania przemieszczeń tych konstrukcji z uwzględnieniem zarysowania opartych na traktowaniu ram jako płyt ortotropowych o odpowiednich sztywnościach ( $\rightarrow$  Tab.2.2). Otrzymane na podstawie przedstawionych powyżej metod obliczania ram i rano-ścian wartości redukcji sztywności elementów ram środkowych powłok ramowych spełniają postulat zależności redukcji sztywności giętej elementu od wartości występującego w nim momentu zginającego i wielkości przyjętego zbrojenia. Pomimo licznych uproszczeń stosowanych w określeniu poszukiwanych wartości momentów zginających i sztywności giętej zarysowanych słupów i rygli są one jednak bliższe rzeczywistym wartościom redukcji sztywności tych elementów niż przyjęte założenie /2.5/ Coulla i Stafforda Smitha [70].

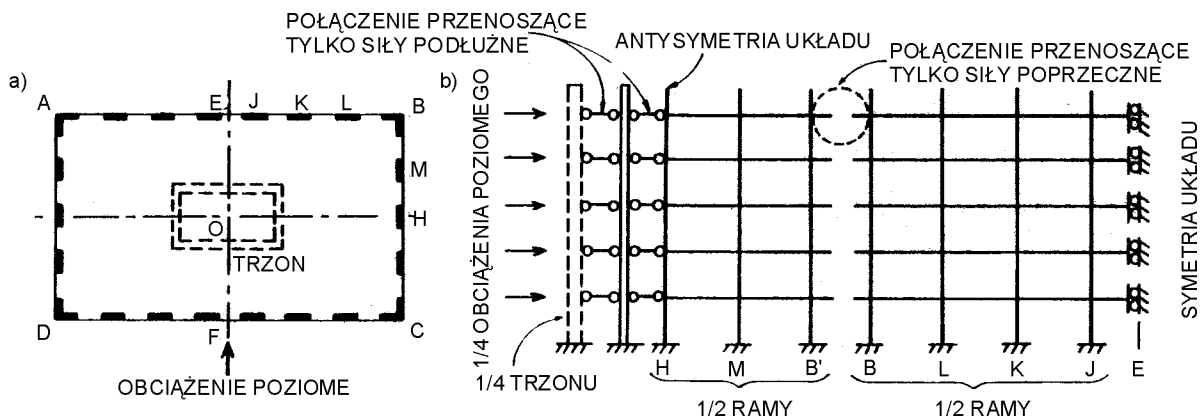
Istotnym mankamentem przedstawionej powyżej metodologii obliczeń przemieszczeń ustrojów powłokowych betonowych budynków wysokich z zarysowanymi elementami konstrukcyjnymi jest jej nadmierne skomplikowanie oraz praco- i czasochłonność. Nakład obliczeń przeprowadzanych tą drogą niekoniecznie musi się przekładać na możliwość otrzymania dokładnych wartości przemieszczeń poziomych budynku wysokiego ze względu na przyjmowanie nazbyt uproszczonego modelu pracy przestrzennej konstrukcji powłokowej w postaci pojedynczej płaskiej rany lub rano-ściany przejmującej całe obciążenie poziome. Rany prostopadłe do kierunku obciążenia poziomego, podobnie jak półki przekroju skrzynkowego, również biorą udział w przenoszeniu obciążenia poziomego. Głównymi oddziaływaniami między prostopadłymi do siebie ramami są pionowe siły w słupach narożnych. Rany półkowe poddane są wzdłuż swoich brzegów reakcjom pionowym, wywołanym przemieszczeniami ram równoległych do kierunku działania tego obciążenia. Wówczas analiza konstrukcji powłokowych staje się zagadnieniem przestrzennym wymuszającym uwzględnienie w obliczeniach wzajemnej współpracy wszystkich ram ustroju.

Standardowe programy do obliczeń konstrukcji prętowych i ramowych umożliwiają dwu- i trójwymiarową analizę pracy przestrzennej konstrukcji powłokowej składającej się tylko z prętowej powłoki ramowej, jak i z trzonu utworzonego ze ścian i nadproży, które mogą zostać zastąpione przez układy prętów o odpowiednich sztywnościach (rys.2.32).



Rys.2.32. Ramowy model ściany [31]: a) kształt ściany, b) model ramowy, c) rodzaje elementów ramy

Pomijanie wpływu przemieszczeń prostopadłych do płaszczyzny ram półkowych, które umożliwia rozpatrywanie problemu przestrzennej pracy konstrukcji powłokowej jako zagadnienia płaskiego, po raz pierwszy zostało podane przez Coulla i Subediego [17]. Zastosowali oni w narożach budynku elementy specjalnego typu przenoszące tylko siły poprzeczne. Khan i Amin [33] podali podobne rozwiązanie korzystając ze standardowego programu do rozwiązywania konstrukcji prętowych, zakładając w narożach przeguby dające również możliwość przesuwu w kierunku poziomym. W obu modelach wykorzystano symetrię i antysymetrię układu podstawowego, które umożliwiły modelowanie przestrzennych konstrukcji powłokowych, ramowo-powłokowych i trzonowo-powłokowych, w postaci płaskiego zredukowanego układu ram tworzącego  $\frac{1}{4}$  układu podstawowego (rys.2.33).

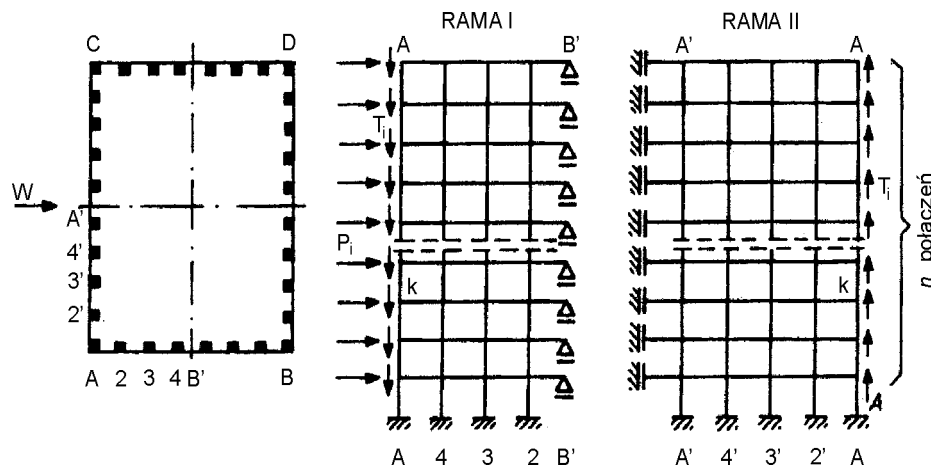


Rys.2.33. Ustrój ramowo-powłokowy lub trzonowo-powłokowy [69]:  
a) rzut konstrukcji; b) uproszczony zastępczy model statyczny

W metodzie Coulla i Subediego [17] przyjęto zerowe wartości na przekątnej macierzy sztywności elementu specjalnego, a w metodzie Khana i Amina [33] powierzchnie przekroju niektórych przekrojów przyjęto bliskie zero. Takie założenia sprawiają, że macierz sztywności konstrukcji staje się źle uwarunkowana i nie da się jej obliczyć za pomocą większości standardowych programów stosowanych do obliczeń konstrukcji prętowych. Przy dużej liczbie węzłów prowadzi to w każdym przypadku do zmniejszenia dokładności obliczeń.

Inną metodę przedstawili Ast i Schwaighofer [2]. W porównaniu do metody Coulla i Subediego [17] ich metoda dopuszcza osobne obliczanie ram powłoki ramowej, co umożliwia

rozpatrywanie konstrukcji kilkakrotnie większych. W metodzie tej również przyjęto do analizy układ zredukowany, stanowiący  $\frac{1}{4}$  układu podstawowego (rys.2.34).



Rys.2.34. Uproszczony model obliczeniowy konstrukcji ramowo-powłokowej [65]

W metodzie Asta i Schwaighofera [2] zgodność odkształceń obu ram na krawędzi AA przedstawiono za pomocą równania /2.6/:

$$\delta_i^I = \delta_{wi}^{II} + \delta_i^{II} \quad /2.6/$$

- gdzie:  $\delta_i^I$  - odkształcenie krawędzi ramy I w węźle  $i$ , wywołane siłami  $T_i$  [-],  
 $\delta_{wi}^{II}$  - odkształcenie krawędzi ramy II w węźle  $i$ , wywołane siłami  $P_i$  [-],  
 $\delta_i^{II}$  - odkształcenie krawędzi ramy II w węźle  $i$ , wywołane siłami  $T_i$  [-].

Odształcenie wywołane siłami  $T_i$  można zapisać równaniami /2.7-8/:

$$\delta_i^I = \delta_{i,1}^I \cdot T_1 + \delta_{i,2}^I \cdot T_2 + \dots + \delta_{i,k}^I \cdot T_k + \dots + \delta_{i,n}^I \cdot T_n \quad /2.7/$$

$$\delta_i^{II} = \delta_{i,1}^{II} \cdot T_1 + \delta_{i,2}^{II} \cdot T_2 + \dots + \delta_{i,k}^{II} \cdot T_k + \dots + \delta_{i,n}^{II} \cdot T_n \quad /2.8/$$

- gdzie:  $\delta_{i,k}^I$  - pionowe przemieszczenie węzła  $i$  wywołane siłą  $T=1$ , przyłożoną w węźle  $k$  na krawędzi ramy I,  
 $\delta_{i,k}^{II}$  - pionowe przemieszczenie węzła  $i$  wywołane siłą  $T=1$ , przyłożoną w węźle  $k$  na krawędzi ramy II,  
 $T_k$  - siła działająca na krawędzi styku ram w węźle  $k=1, 2, 3, \dots, n$ .

Wstawiając wyrażenia /2.7-8/ do równania /2.6/, z uwzględnieniem znaków sił w ramie I i w ramie II otrzymuje się następujące równania zgodności odkształceń obu ram /2.9/:

$$T_1 \cdot (\delta_{i,1}^I + \delta_{i,1}^{II}) + T_2 \cdot (\delta_{i,2}^I + \delta_{i,2}^{II}) + \dots + T_n \cdot (\delta_{i,n}^I + \delta_{i,n}^{II}) = \delta_{wi}^{II} \quad /2.9/$$

Równań typu /2.9/ buduje się tyle, ile jest kondygnacji. Po rozwiązaniu układu równań otrzymuje się nieznanne wartości sił  $T_i$ . Następnie oblicza się siły i momenty w ramach stosując jedną z prezentowanych powyżej metod obliczania płaskich ram.

Trójwymiarowa analiza pracy przestrzennej konstrukcji powłokowej umożliwia najdokładniejsze (bez uproszczeń) odwzorowanie rzeczywistego zachowania się ustroju powłokowego pod zadaniem obciążeniem, ale wymaga ona większych nakładów czasu i pracy.

Wykorzystując programy do obliczeń konstrukcji prętowych opartych na różnych przybliżonych lub dokładnych metodach obliczeniowych określa się siły wewnętrzne w każdym elemencie w zakresie sprężystej pracy konstrukcji. Dla określenia sił wewnętrznych w elementach dla pozasprężystej fazy pracy konstrukcji stosuje się metody iteracyjne uwzględniające zmiany sztywności giętej elementów żelbetowych spowodowane ich zarysowaniem i wynikającą z tego faktu redystrybucją sił wewnętrznych. Analizując pozasprężystą fazę pracy konstrukcji bardzo ważny jest wybór odpowiedniej metodologii określania sztywności elementu zarysowanego, na którego wartość mają wpływ wymiary przekroju poprzecznego elementu, stopnia zbrojenia podłużnego elementu, właściwości materiałowe betonu i stali, rozkład wartości sił przekrojowych w danym elemencie, itp. W pracy [29] przedstawiono przegląd metod określania sztywności zarysowanych elementów żelbetowych stosowanych w różnych normach krajowych i zagranicznych.

W obowiązującej normie polskiej dotyczącej konstrukcji betonowych, żelbetowych i sprężonych [N10] określa się sztywność elementu zarysowanego w zależności od wartości momentu zginającego w elemencie i przyjętego stopnia zbrojenia /2.10/:

$$B_{\infty} = \frac{E_{cm} \cdot J_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{sd}}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{J_{II}}{J_I}\right)} \quad /2.10/$$

gdzie:  $B_{\infty}$  - sztywność elementu zarysowanego przy obciążeniu krótkotrwałym, [kNm<sup>2</sup>],

$M_{cr}$  - moment rysujący, [kNm],

$M_{sd}$  - moment zginający w przekroju elementu, [kNm],

$J_I$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju niezarysowanego, [m<sup>4</sup>],

$J_{II}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju w pełni zarysowanego, [m<sup>4</sup>],

$\beta_1, \beta_2$  - współczynniki określone na podstawie normy [N10], [-],

$E_{cm}$  - moduł sprężystości betonu na podstawie normy [N10], [kPa].

W normie [N10], opartej na EC-2 [N1], założono, że sztywność zarysowanego elementu zginanego jest stała na całej długości elementu oraz że jej wartość należy obliczać w przekroju, w którym istnieje największy moment zginający. Podejście takie, nierozróżniające bezpośrednio w sztywności elementu zarysowanego odcinków niezarysowanych lub słabiej zarysowanych, pomimo znacznego uproszczenia obliczeń, budzi uzasadnione wątpliwości co do rzeczywistych wartości odkształceń giętych elementu i wychylenia całej konstrukcji [29].

W badaniach numerycznych przedstawionych w [30] i zaprezentowanych w pkt.B.2 (Załącznik B) porównano dwa modele określania sztywności elementu zarysowanego (rys.B.6): o zastępczej stałej wartości dla całego elementu zależnej od maksymalnej wartości momentu zginającego w elemencie (linia 2) oraz o zmiennej wartości na jego długości zależnej od wartości momentu zginającego w danym przekroju (linia 3). Na rys.B.6 zauważyć można, że wartości sztywności nadproży w przekrojach utwierdzenia w trzonie i wartości przemieszczeń trzonu określonych na podstawie obu modeli znacznie się od siebie różnią.

Przedstawione powyżej porównanie obu modeli określania sztywności elementów zarysowanych ukazuje, że celowe jest uwzględnianie wpływu na ugięcia pojedynczych

elementów ich niezarysowanych i słabiej zarysowanych odcinków, ponieważ ich suma stanowi o przemieszczeniu całej konstrukcji, a błędy wynikające z przyjętych uproszczeń również ulegają kumulacji [46]. Dla przypadku betonowej powłoki ramowej składającej się z dużej liczby elementów belkowych mogących ulec zarysowaniu rozróżnienie sztywności na długości elementu zarysowanego jest szczególnie istotne w ocenie wielkości jej wychylenia.

Innym podejściem jest określanie sztywności elementów bazując na wynikach badań doświadczalnych. Jednym z najczęściej wykorzystywanych wyrażeń na sztywność elementów zarysowanych jest wzór doświadczalny Bransona z 1963 roku [7] określający tzw. efektywny moment bezwładności przekroju /2.11/. Różne formy wzoru Bransona podane są w wielu normach dotyczących projektowania konstrukcji betonowych, np. amerykańskiej, kanadyjskiej oraz australijskiej.

$$I_{eff} = \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^n \cdot I_{uncr} + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^n \right] \cdot I_{cr} \quad /2.11/$$

- gdzie:  $I_{eff}$  - efektywny moment bezwładności żelbetowego elementu zarysowanego, [m<sup>4</sup>],  
 $M_{cr}$  - moment rysujący, [kNm],  
 $M_{max}$  - maksymalny moment zginający w elemencie, [kNm],  
 $I_{uncr}$  - moment bezwładności przekroju niezarysowanego, [m<sup>4</sup>],  
 $I_{cr}$  - moment bezwładności przekroju w pełni zarysowanego, [m<sup>4</sup>],  
 $n$  - wielkość wyznaczona doświadczalnie (np. 3 lub 4).

Bazując na powyższym wyrażeniu Polak [56] oraz Scanlon i Murray [61] rozwinęli metody numeryczne do analizy płyt betonowych ze zbrojeniem. W pracach [1] i [78] badano numerycznie i doświadczalnie wpływ rodzaju i typu obciążeń na efektywny moment bezwładności zginanych elementów belkowych. Techniki te oparte na wyrażeniu /2.11/ są proste i cechują się przy swojej prostocie wysoką dokładnością szacowania ugięć badanych elementów, ale ich użyteczność ograniczona jest do prostych belek i płyt [9].

Rozwiązaniem powyższego problemu jest propozycja modelu sztywności efektywnej elementu zarysowanego, w którym określono relacje między redukcją sztywności giętej zarysowanego elementu, a zmiennym momentem zginającym występującym na długości danego elementu. Model ten spełnia postulat uwzględniania odcinków niezarysowanych i słabiej zarysowanych w obliczeniach zastępczej sztywności elementu.

W 2000 roku Chun-Man, Mickleborough i Ning w pracach [9, 10, 51, 54] zaproponowali zastąpienie stosunków wielkości momentu rysującego do maksymalnego momentu zginającego w elemencie /2.11/ stosunkami pola powierzchni wykresów momentów, w którym moment zginający jest mniejszy lub nie mniejszy od wartości momentu rysującego, do całkowitego pola powierzchni wykresu momentów zginających występujących na całej długości rozpatrywanego elementu /2.12/.

$$I_{eff} = \left( \frac{S_{uncr}}{S} \right) \cdot I_{uncr} + \left( \frac{S_{cr}}{S} \right) \cdot I_{cr} \quad /2.12/$$

- gdzie:  $I_{eff}$  - efektywny moment bezwładności żelbetowego elementu zarysowanego, [m<sup>4</sup>],  
 $I_{uncr}$  - sprowadzony moment bezwładności żelbetowego przekroju niezarysowanego, [m<sup>4</sup>],



- $I_{cr}$  - sprowadzony moment bezwładności żelbetowego przekroju w pełni zarysowanego, [m<sup>4</sup>],
- $S_{uncr}$  - pole powierzchni wykresu momentów zginających w elemencie, w którym moment zginający jest mniejszy od wartości momentu rysującego, [kNm<sup>2</sup>],
- $S_{cr}$  - pole powierzchni wykresu momentów zginających w elemencie, w którym moment zginający jest nie mniejszy od wartości momentu rysującego, [kNm<sup>2</sup>],
- $S$  - całkowite pole powierzchni wykresu momentów zginających w elemencie, [kNm<sup>2</sup>].

Zintegrowanie jednego z algorytmów iteracyjnych z proponowanym modelem określania sztywności efektywnej żelbetowych elementów zarysowanych pozwoliło autorom tych prac na nieliniową analizę konstrukcji w standardowych programach do obliczeń konstrukcji prętowych przy założeniu materiału liniowo-sprężystego, np. w programach komputerowych opartych na metodzie przemieszczeń lub metodzie elementów skończonych. Chun-Man i współautorzy powyższy model teoretyczny zweryfikowali na podstawie własnych badań doświadczalnych na modelach konstrukcji ścianowych, ramowych i ramowo-ścianowych [9, 10, 51, 54] oraz porównań z wynikami badań doświadczalnych i numerycznych uzyskanych przez innych autorów [1, 77]. Zwrócili oni szczególną uwagę na użyteczność tej metody w nieliniowej analizie konstrukcji wielkowymiarowych, z naciskiem na ustroje nośne betonowych budynków wysokich.

Więcej informacji o założeniach w/w metody określania efektywnych momentów bezwładności elementów zarysowanych i przykładowym algorytmie iteracyjnym przedstawiono w Rozdziale 5.

Przykład wykorzystania przedstawionej powyżej metody określania sztywności elementów zarysowanych w nieliniowej analizie 40-kondygnacyjnego budynku wysokiego o ramowo-ścianowym ustroju nośnym przedstawiono w Załączniku B.

Inną koncepcję określania sztywności zarysowanych elementów prętowych prezentuje teoretyczno-doświadczalny model Kuczyńskiego [41, 42, 43], w którym założono kontynuálną ciągłość zmian sztywności elementu, aż do jego zniszczenia, w postaci zmiany sztywności elementu  $B$  w funkcji momentu zginającego  $M_i$  w danym przekroju. Kuczyński podał dwie formy matematycznego ujęcia tego procesu:

- hipotezę liniowych zmian sztywności, tzw. mutacja  $\varphi$ , /2.13/,
- hipotezę potęgowych zmian sztywności, tzw. mutacja  $\psi$ , /2.14/.

$$B = B_o \cdot \left( 1 - \varphi \cdot \frac{M_i}{M_u} \right) \quad /2.13/$$

$$B = B_o \cdot \left[ 1 - \left( \frac{M_i}{M_u} \right)^\psi \right] \quad /2.14/$$

- gdzie:  $B$  - sztywność przekroju zarysowanego, [kNm<sup>2</sup>],  
 $B_o$  - początkowa sztywność przekroju niezarysowanego, [kNm<sup>2</sup>],  
 $M_i$  - moment zginający w przekroju  $i$ , [kNm],  
 $M_u$  - nośność graniczna przekroju na zginanie określonej wg metody obciążeń krytycznych, [kNm],  
 $\varphi$  - liniowy parametr doświadczalny, [-],  
 $\psi$  - wykładniczy parametr doświadczalny, [-].

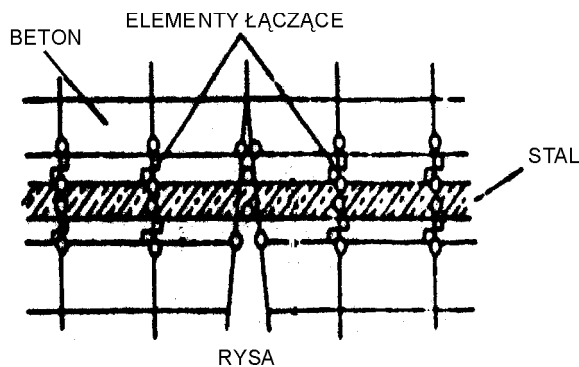
Mimo że obie hipotezy różnią się między sobą, wspólną cechą jest jednak jednoparametrowe przedstawienie zjawiska zginania we wszystkich fazach pracy belki żelbetowej. Parametry  $\varphi$  i  $\psi$  są parametrami doświadczalnymi i zależą od stopnia uplastycznienia i zarysowania elementu.

Model oparty na hipotezie potęgowych zmian sztywności /2.14/ znalazł szerokie zastosowanie w numerycznych metodach analizy odpowiedzi konstrukcji.

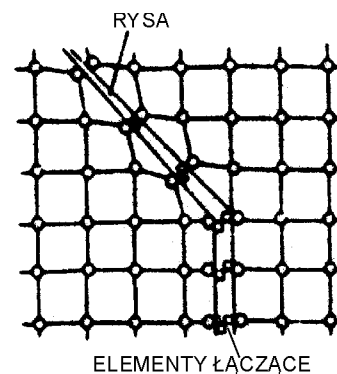
Kilka ostatnich dziesięcioleci przyniosło znaczący rozwój metodologii analizy pracy konstrukcji betonowych opartych na nieliniowych elementach skończonych. Techniki te różnią się między sobą w kilku aspektach: przyjętym modelem związków konstytutywnych dla materiału betonu ze zbrojeniem [11, 50, 74, 76], modelem rozkładu sztywności w elemencie, metodami iteracji, typem użytych elementów skończonych, rodzajem dyskretyzacji siatką elementów skończonych oraz modelem zarysowania betonu w ujęciu metody elementów skończonych [4, 6, 13, 22, 72]. Podstawy metodologii liniowej i nieliniowej wersji metody elementów skończonych przedstawiono w Rozdziale 5.

W analizie pracy konstrukcji betonowej opartej na elementach skończonych stosowane są dwa sposoby modelowania betonu i stali w konstrukcji: a) w postaci elementów mikroskopowych, b) w postaci elementów makroskopowych.

W podejściu opartym na elementach mikroskopowych stosuje się osobne elementy reprezentujące beton i stal. Beton reprezentują zwykle powierzchniowe i objętościowe elementy skończone, a zbrojenie prętowe elementy skończone, które są w węzłach połączone z elementami skończonymi reprezentującymi beton (rys.2.35).



Rys.2.35. Element mikroskopowy z rysą dyskretną



Rys.2.36. Szczegół modelu rysy dyskretnnej

Propagacja rysy w takim złożonym elemencie makroskopowym może być określona na podstawie modelu rysy dyskretnnej [28, 53] lub rysy rozmytej [3, 59].

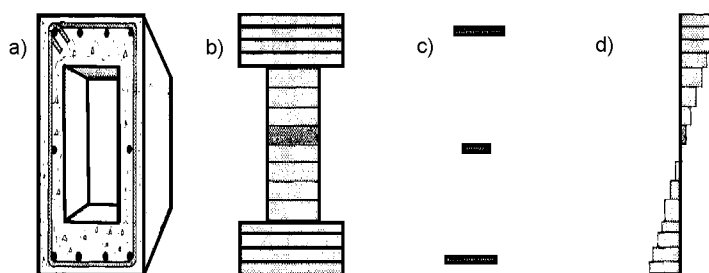
Koncepcja rysy dyskretnnej wprost oddaje ideę powstawania rysy i utratę ciągłości materiału przez utworzenie rysy rzeczywistej (rys.2.36). W tym przypadku stosuje się elementy połączeniowe reprezentujące dwa zestawy punktów w strefie przewidywanego pojawienia się zarysowania, które w miarę wzrostu naprężeń rozciągających tworzą fizyczną przerwę pomiędzy elementami. Koncepcja ta zakłada jednak, że w trakcie tworzenia modelu należy założyć przebieg rysy oraz wprowadzać zmiany topologii modelu w trakcie analizy iteracyjnej.

Odrębnym podejściem do zagadnienia zarysowania jest koncepcja rys rozmytych zaproponowana przez Rashida (1968) [59]. Podstawą koncepcji jest sprężysta relacja naprężeń do odkształceń w materiale izotropowym. Po utworzeniu się rysy materiał pozostaje ciągły, ale zmieniają się właściwości materiału odpowiadające właściwościom ortotropowym, przy czym osie ortotropii są określone przez kierunek zainicjowanej rysy. Dzięki takiemu

podejściu zapewniona jest niezmienność topologii modelu w trakcie analizy oraz zrealizowana jest naturalna koncepcja powstawania mechanizmu zarysowania w betonie.

Z kolei w analizie opartej na elementach makroskopowych, w których każdy element skończony reprezentuje jednocześnie obydwa materiały, tj. beton i stalowy pręt zbrojenia podłużnego, efekty zarysowania strefy rozciąganej i uplastycznienia strefy ściskanej przekroju zostają uwzględnione w macierzy sztywności makroelementu w postaci związków konstytutywnych [8, 11].

Dla materiału betonu ze zbrojeniem zaadaptowano model warstwowy [55, 77], w którym sztywność elementu jest wyznaczana na podstawie właściwości poszczególnych warstw (rys.2.37). Zbrojenie zazwyczaj stanowi rozmytą ortotropową warstwę.



Rys.2.37. Model warstwowy przykładowego elementu betonowego ze zbrojeniem [77]: a) przekrój poprzeczny elementu, b) pasma warstw betonu, c) pasma warstw zbrojenia, d) gradient odkształceń podłużnych

Przedstawione powyżej metody określania sztywności elementów żelbetowych oparte na elementach mikroskopowych i makroskopowych, mimo swojej wysokiej dokładności, są bardzo czasochłonne i pracochłonne w odniesieniu do nieliniowej analizy pracy wielkowymiarowych konstrukcji przestrzennych jakimi niewątpliwie są betonowe budynki wysokie o powłokowym ustroju nośnym i nadają się one tylko do nieliniowej analizy prostych konstrukcji prętowych (belki, proste ramy) lub powierzchniowych (tarcze, płyty, powłoki).

## 2.7. Podsumowanie

Przedstawione w Załączniku B porównania wyników badań numerycznych wpływu zarysowania elementów żelbetowych na wzrost wychylenia betonowych budynków wysokich o różnych ustrojach nośnych wykazała, że najbardziej narażonymi na utratę sztywności przestrzennej są ustroje nośne składające z dużej liczby elementów belkowych, tj. nadproży w ścianach, rygli ram, itp. [9, 10]. Autorzy powyższych badań [9, 10] wskazali na ważne konsekwencje zarysowania elementów belkowych, jakimi są wzrost przemieszczeń poziomych konstrukcji, wzrost znaczenia efektu  $P-\Delta$  oraz wzrost podatności konstrukcji na drgania dynamiczne, jak i na redystrybucję sił wewnętrznych w elementach.

Przyjmując założenie, że im wyższy budynek tym większe zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji i użytkowników budynku może wywołać zarysowanie jego elementów konstrukcyjnych, to wynikająca stąd możliwość zmniejszenia jego sztywności wymusza na projektancie zwrócenie szczególnej uwagi na betonowe budynki wysokie o ustroju nośnym składającym się z układów ramowych [9, 10] – np. ustrojów powłokowych.

W niniejszym rozdziale przeprowadzono analizę budowy i pracy stosowanych rozwiązań powłokowych ustrojów nośnych (ramowo-powłokowego, trzonowo-powłokowego, wielopowłokowego o budowie modularnej i ramowo-powłokowego ze stężeniami diagonalnymi w postaci wypełnień niektórych otworów okiennych) poddanych działaniom zespołów obciążeń pionowych i poziomych.

Wyróżniono dwie główne składowe całkowitego przemieszczenia statycznego ustroju powłokowego, a mianowicie sumę udziałów przemieszczeń ustroju nośnego od czystego zginania i od czystego ścinania konstrukcji nośnej oraz rozkład i proporcje wielkości sił wewnętrznych w elementach od różnych składowych obciążenia ustroju. Wskazano, że rygle w ramach równoległych do kierunku działania obciążenia powłoki ramowej i równoległe do nich nadproża w trzonie wewnętrznym są elementami najbardziej narażonymi na utratę sztywności giętej wywołanej ich zarysowaniem. Wskazano również możliwość powstania zarysowania przekrojów słupów ram środnikowych górnych kondygnacji powłoki ramowej.

Przeprowadzona próba porównania wpływu zarysowania elementów konstrukcji na zmniejszenie sztywności przestrzennej różnych rozwiązań konstrukcyjnych powłokowych ustrojów nośnych (ramowo-powłokowego, trzonowo-powłokowego i ramowo-powłokowego ze stężeniami diagonalnymi w postaci wypełnień niektórych otworów okiennych) betonowych budynków wysokich wykazała, że najbardziej podatne na zmniejszenie sztywności i w konsekwencji wzrost przemieszczeń poziomych są ramowo-powłokowe ustroje nośne.

Przegląd wybranych metod liniowej i nieliniowej analizy konstrukcji, ze szczególnym uwzględnieniem metod określania sztywności elementów zarysowanych i obliczania wychylenia zarysowanych ustrojów powłokowych, wykazał istnienie pewnych niedostatków w określaniu sztywności zarysowanych ustrojów powłokowych budynków wysokich.

Niewątpliwy postęp w rozwoju komputerowych technik obliczeniowych i wzrost mocy obliczeniowych samych komputerów spowodował znaczny postęp w obliczeniach numerycznych opartych na różnych uproszczonych (zredukowanych, płaskich) i dokładnych (przestrzennych) modelach konstrukcji i metodach obliczeniowych (metody przybliżone obliczania ram płaskich, metoda przemieszczeń, metoda liniowych i nieliniowych elementów skończonych). Metody te w powiązaniu z koniecznością iteracyjnego uwzględniania zmian sztywności giętych elementów i redystrybucji sił wewnętrznych cechują się jednak dużą czaso- i pracochłonnością, co ogranicza możliwość ich wykorzystanie na wstępnym, wariantowym etapie projektowania. Duży wpływ na wyniki przemieszczeń poziomych konstrukcji ma również wybór odpowiedniego modelu sztywności elementów zarysowanych.

Istniejące uproszczone metody określania przemieszczeń ustrojów powłokowych oparte na traktowaniu ram jako płyt ortotropowych o odpowiednich sztywnościach zostały opracowane dla sprężystego zakresu pracy konstrukcji, lecz można je również wykorzystać do oceny wpływu zarysowania na wzrost wychylenia konstrukcji oraz do oceny stopnia zmniejszenia sztywności rozpatrywanego budynku wysokiego. Istotnym mankamentem ograniczającym użyteczność stosowania powyższych metod uproszczonych w ocenie sztywności przestrzennej jest brak prostej i dostatecznie skutecznej przybliżonej metody określania redukcji sztywności giętej zarysowanych elementów ustroju powłokowego, która nie wymagałaby czaso- i pracochłonnych obliczeń sił wewnętrznych. Brakuje również prostej i efektywnej metody określania wartości momentów zginających w elementach powłoki ramowej. Zaproponowane przez Coulla i Stafforda Smitha [70] założenie /2.5/ jest niezależne od historii, typu i wartości obciążenia wywołującego zarysowanie tych elementów oraz jest niezależne od występującego w elementach stopnia zbrojenia. Istotne jest też tutaj stwierdzenie, że metoda ta nie uwzględnia budowy i charakteru pracy rozważanych konstrukcji nośnych. W pracy [9] przytoczono uwagę, że brak jest jednomyślności co do założenia /2.5/ Coulla i Stafforda Smitha [70] ze względu na nazbyt zachowawczy jak i skrajny charakter tego założenia oraz brak dostępnych w literaturze technicznej większej liczby wyników nieliniowej analizy pracy ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich z uwzględnieniem zarysowania, które umożliwiłyby opracowanie i rozwinięcie satysfakcjonującej metody szacowania sztywności zarysowanych elementów w tych ustrojach.

### 3. TEZY PRACY

Na podstawie przeprowadzonego w Rozdziale 2 przeglądu stanu wiedzy, w szczególności w zakresie problematyki analizy pracy powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich z uwzględnieniem zarysowania ich elementów konstrukcyjnych, zaproponowano następujące tezy pracy:

1. Istnieje możliwość opracowania efektywniejszych uproszczonych metod obliczania wartości momentów zginających w słupach i ryglach wywołanych symetrycznym obciążeniem poziomym w równoległych do kierunku działania tego obciążenia ramach powłoki w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego.
2. Istnieje możliwość opracowania uproszczonych metod obliczania wartości sztywności giętych zarysowanych elementów ryglowych poddanych działaniu symetrycznego obciążenia poziomego w równoległych do kierunku działania tego obciążenia ramach powłoki w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego.
3. W słupach wyższych kondygnacji powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego istnieje możliwość wystąpienia stanu zarysowania.
4. Przy zastosowaniu uproszczonych metod obliczania sztywności zarysowanych rygli ram powłoki ramowej w uproszczonych metodach szacowania przemieszczeń poziomych ramowo-powłokowych ustrojów nośnych pracujących pod zadaniem obciążeniem poziomym możliwe jest obliczanie przemieszczeń rozważanych ustrojów nośnych pod obciążeniem poziomym w pozasprężystej fazie pracy konstrukcji.
5. Nieuwzględnienie w obliczeniach wartości sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych powłoki ramowej pozasprężystej analizy pracy ustroju ramowo-powłokowego może doprowadzić do niespełnienia wymagań stanu granicznego nośności elementów konstrukcji powłoki ramowej.

## 4. BADANIA TEORETYCZNE

W niniejszym rozdziale przedstawiono własne badania teoretyczne nad zachowaniem się elementów ramowo-powłokowego ustroju nośnego betonowego budynku wysokiego poddanego działaniu symetrycznego obciążenia poziomego. Omówiono wpływ charakterystyk materiałowych i geometrycznych elementów ustroju nośnego na stan wyężenia ich przekrojów oraz stopień zarysowania rygli w równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ramach zewnętrznej powłoki ramowej.

### 4.1. Założenia wstępne

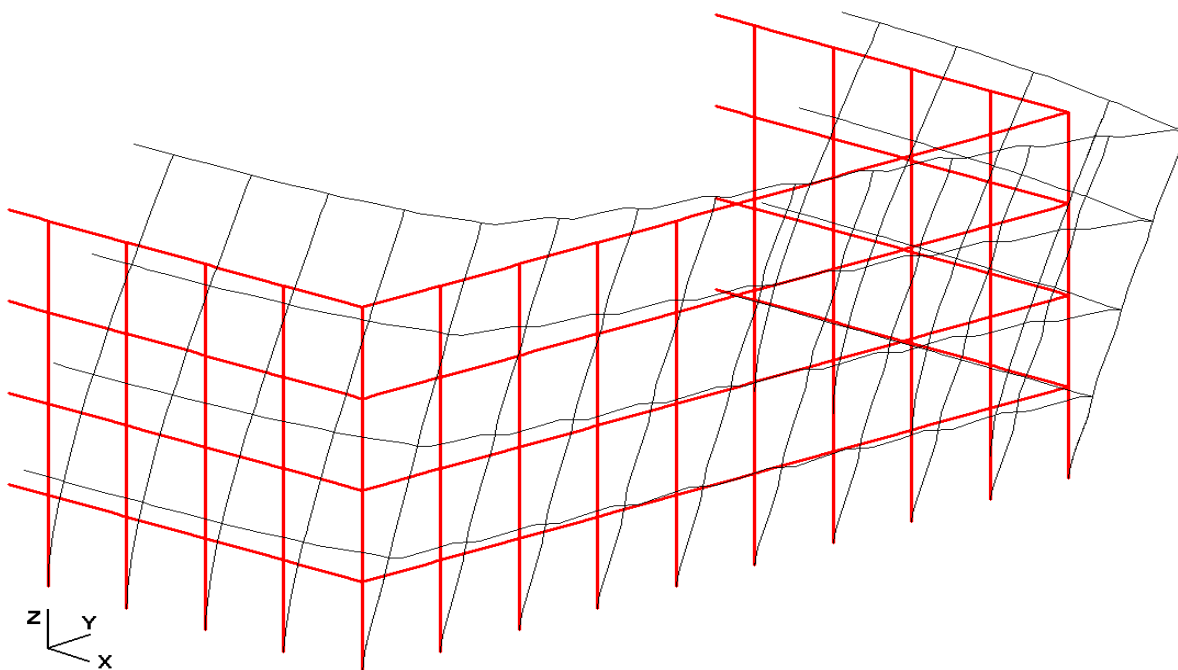
W omawianym teoretyczno-doświadczalnym modelu pracy betonowej powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym budynku wysokiego wprowadzono następujące założenia:

- zastosowanie modelu ograniczone jest do ramowo-powłokowego ustroju nośnego betonowego budynku wysokiego (*framed-tube structure*) o rzucie prostokątnym,
- rozstawy słupów i rozpiętości rygli mierzone w osiach słupów są stałe i jednakowe na całej wysokości budynku,
- dopuszcza się skokową zmienność wymiarów przekrojów poprzecznych, stopnia zbrojenia podłużnego i klasy betonu w słupach i ryglach powłoki ramowej co kilka kondygnacji na wysokości budynku wysokiego,
- zbrojenie w przekrojach słupów i rygli jest symetryczne, a stopień zbrojenia podłużnego na ich długościach jest stały,
- na ustroje działa tylko obciążenie poziome działające na kierunku równoległym do kierunku osi głównych ustroju nośnego, które nie wywołuje powstawania w konstrukcji sił skręcających,
- zarysowanie elementów i wywołana tym efektem redukcja sztywności giętej elementów ma miejsce tylko w ryglach ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego,
- siłą wewnętrzną wywołującą stan zarysowania rygli ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego są momenty zginające na kierunku płaszczyzny ramy przy pomijalnie małym udziale sił podłużnych, odpowiednio ściskających lub rozciągających,
- znaczne wartości ściskających sił podłużnych w słupach przeciwstawiają się powstawaniu w ich przekrojach naprężeń rozciągających mogących wywołać stan zarysowania,
- stropy w płaszczyźnie poziomej stanowią sztywne przepony ramowo-powłokowego ustroju nośnego.

## 4.2. Teoretyczno-doświadczalny model pracy ramowo-powłokowego ustroju nośnego

### 4.2.1. Zachowanie się ustroju nośnego poddanego działaniu obciążenia poziomego

Pod wpływem przyłożonego do konstrukcji obciążenia poziomego ramowo-powłokowy ustrój nośny budynku wysokiego ulega przemieszczeniu poziomemu (rys.4.1).

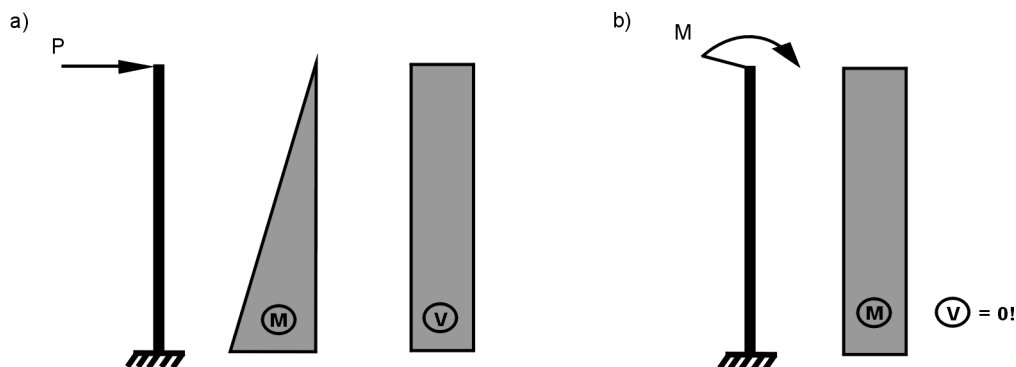


Rys.4.1. Przemieszczenie czterech pierwszych kondygnacji ramowo-powłokowego ustroju nośnego budynku wysokiego wywołane symetrycznym obciążeniem poziomym działającym na kierunku równoległym do osi Y

Na podstawie analizy pracy powłoki ramowej przedstawionej w Rozdziale 2 wartość przemieszczenia poziomego powyższej konstrukcji jest funkcją jej czystego zginania (wydłużenia i skrócenia sprężyste wszystkich słupów obwodowych powłoki ramowej) i czystego ścinania (odkształcenia giętne i postaciowe słupów i rygli równoległych do kierunku działania sił poziomych ram powłoki ramowej). Przyłożone do konstrukcji powłoki ramowej obciążenie poziome odkształca podłużnie, giętne i postaciowo tworzące ją elementy prętowe i wywołuje powstanie w nich sił wewnętrznych mogących wywołać stan zarysowania. Zgodnie z przyjętymi założeniami wywołana zarysowaniem redukcja sztywności giętnej ma miejsce tylko w ryglach ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego, a siłą wewnętrzną wywołującą ich zarysowanie jest tylko moment zginający w płaszczyźnie ramy.

Elementy słupowe i ryglowe ram środkowych uczestniczą w obu rodzajach pracy konstrukcji. W tym miejscu ważne jest określenie wpływu poszczególnych rodzajów pracy w/w ram powłoki ramowej na wartości sił wewnętrznych powstających w elementach ram. W tym celu przeprowadzono badania porównawcze pracy płaskiej 40-kondygnacyjnej ramy wielonawowej poddanej działaniom przyłożonego do jej wierzchołka obciążenia poziomego w postaci siły skupionej, pod wpływem której konstrukcja ramy zostaje poddana pracy od czystego zginania i czystego ścinania, oraz w postaci momentu skupionego, pod wpływem której konstrukcja zostaje poddana pracy tylko od czystego zginania. Na rys.4.2 przedstawiono interpretację tego zagadnienia w postaci wykresów sił wewnętrznych wspornikowo utwierdzonych słupów obciążonych wymienionymi powyżej obciążeniami.

Modele wspornikowo utwierdzonych słupów są uproszczonymi schematami statycznymi rozważanych ram 40-kondygnacyjnych. W Tab.4.1 podano parametry geometryczne elementów ram. Do obliczeń przyjęto beton o module sprężystości podłużnej 35 GPa i o module sprężystości poprzecznej 15 GPa.

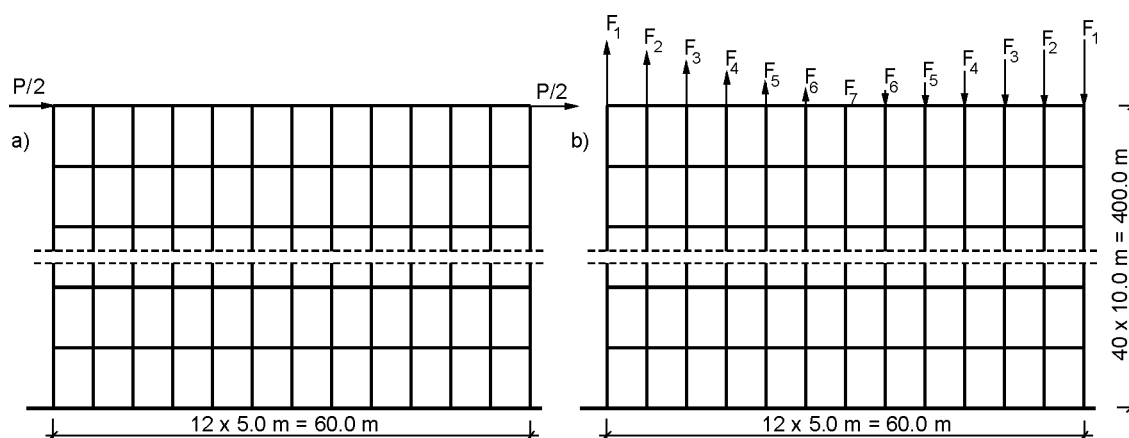


Rys.4.2. Uproszczone schematy statyczne ram: a) obciążenie w postaci siły skupionej  $P$ ; b) obciążenie w postaci momentu skupionego  $M$ :  $M$ -wykres momentów zginających;  $V$ -wykres sił tnących

Tab.4.1. Parametry geometryczne ramy

Parametr geometryczny	Liczba elementów na długości ramy	Długości osiowe elementów [m]	Przekroje poprzeczne [m × m]
Słupy	13	10	1.0 × 1.0
Rygle	12	5	1.0 × 1.0

Ramę obciążono zaczepioną w wierzchołku poziomą siłą skupioną  $P$  o wartości 300kN rozłożoną na dwie siły przyłożone na przeciwległych stronach ramy oraz skupionym momentem zginającym  $M$  o wartości  $175 \cdot 10^3$  kNm w postaci szeregu sił pionowych  $F_i$  o odpowiednich wartościach przyłożonych do węzłów ostatniej kondygnacji ramy (rys.4.3). Wartości obciążeń dobrano tak, aby otrzymać porównywalne wielkości wychylenia konstrukcji ramowej (ok.  $H/4500$ ). W obliczeniach przybliżono funkcją wielomianową 3-go rzędu krzywoliniowy rozkład wartości sił pionowych  $F_i$  uwzględniający wpływ efektu *shear lag* występującego w słupach na odkształcenia ramy. Uwzględniono wpływ odkształceń postaciowych na przemieszczenia ramy oraz pominięto wpływ zeszywnień węzłów ram.



Rys.4.3. Schematy obciążenia ramy: a) poziomą siłą skupioną  $P$ ; b) momentem skupionym  $M$  w postaci układu sił pionowych  $F_i$



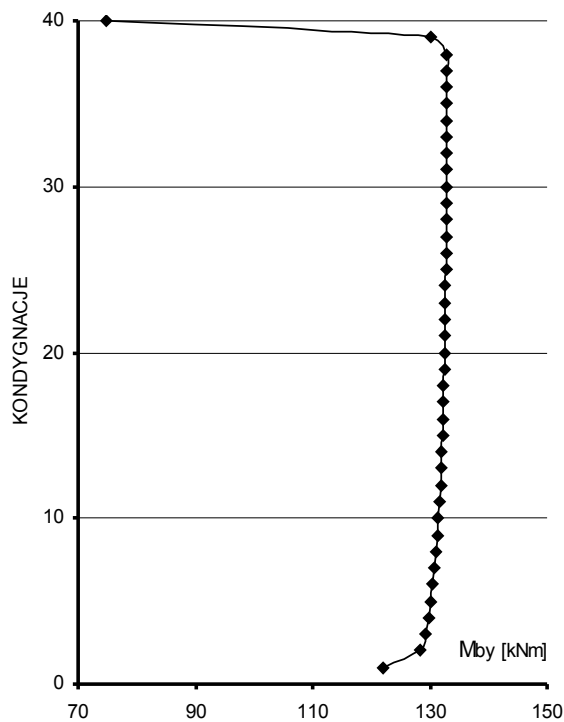
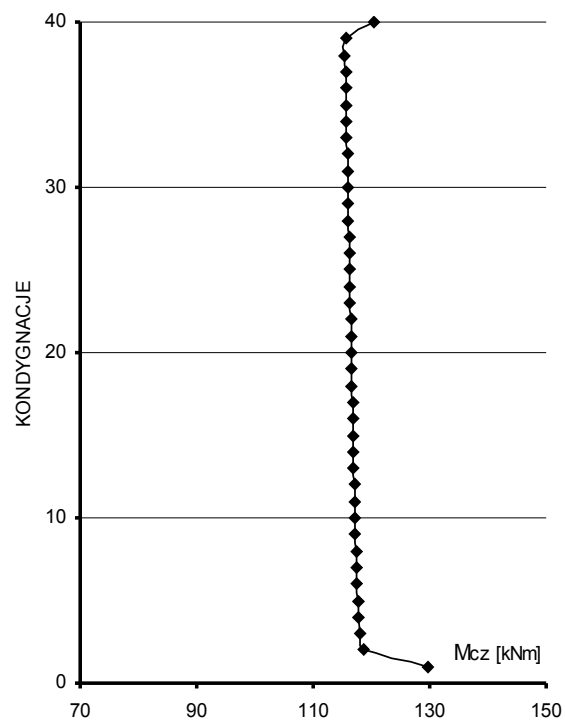
Tab.4.2. Pionowe siły skupione  $F_i$  reprezentujące skupiony moment  $M$ 

M	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>4</sub>	F <sub>5</sub>	F <sub>6</sub>	F <sub>7</sub>
[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
175·10 <sup>3</sup>	1671	1420	731,25	312.188	95.625	14.063	0

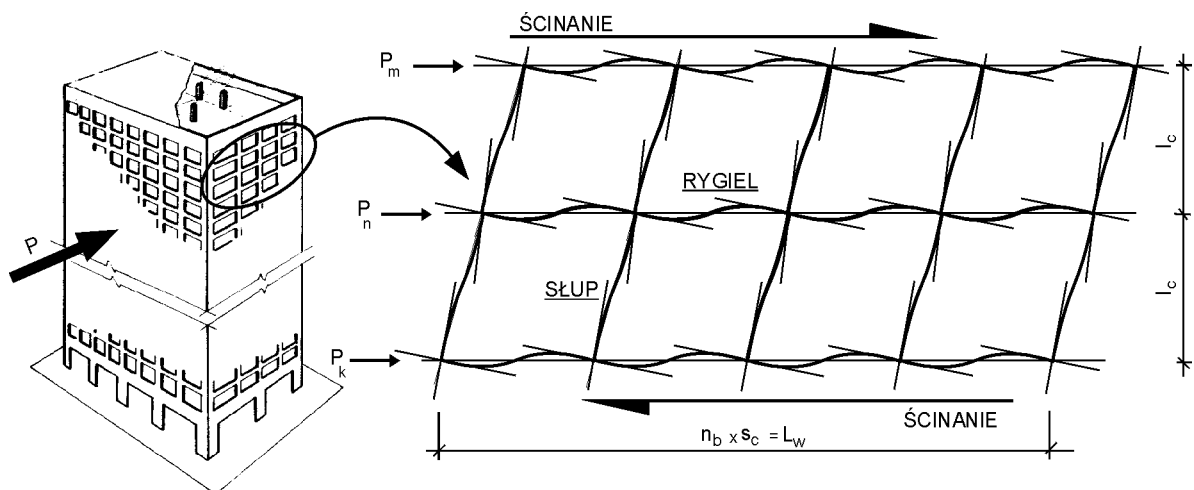
W Tab.4.3 porównano maksymalne wartości sił przekrojowych w ryglach (siła osiowa  $N_{bx}$  i moment zginający w płaszczyźnie ramy  $M_{by}$ ) i w słupach (siła osiowa  $N_{cx}$  i moment zginający w płaszczyźnie ramy  $M_{cz}$ ) rozważanej ramy, którą obciążono siłą skupioną  $P$  (praca ramy od czystego zginania i czystego ścinania) i momentem skupionym  $M$  (praca ramy tylko od czystego zginania). Na podstawie poniższej analizy porównawczej wnioskować można, że wpływ udziału pracy od czystego zginania na wartości momentów zginających  $M_{by}$  w ryglach i  $M_{cz}$  w słupach w płaszczyźnie ram środkowych powłok ramowych jest pomijalnie mały.

Tab.4.3. Porównanie udziałów pracy w ramach obciążonych siłą skupioną  $P$  lub momentem zginającym  $M$ 

$n$ -ta kondygnacja	1		15		wychylenie wierzchołka	
	P	M	P	M	P	M
rodzaj obciążenia						
rygle $n$ -tej kondygnacji	[kN, kNm]	[kN, kNm]	[kN, kNm]	[kN, kNm]	-	-
siła osiowa $N_{bx,max}$	±5.28	±0.08	±0.42	±0.19	1/4501	1/4444
moment zginający $M_{by,max}$	±142.37	±0.28	±163.18	±6.66		
słupy $n$ -tej kondygnacji	[kN, kNm]	[kN, kNm]	[kN, kNm]	[kN, kNm]		
siła osiowa $N_{cx,max}$	±976.14	±1763.65	±529.23	±1670.02		
moment zginający $M_{cz,max}$	±133.55	±3.30	±162.14	±8.63		

Rys.4.4. Średnie wartości momentów zginających  $M_{by}$  w ryglach w przekrojach utwierdzenia w węzłach ramy obciążonej w swoim wierzchołku siłą skupioną  $P$ Rys.4.5. Średnie wartości momentów zginających  $M_{cz}$  w słupach w przekrojach utwierdzenia w węzłach ramy obciążonej w swoim wierzchołku siłą skupioną  $P$

Na rys.4.4 i rys.4.5 przedstawiono wykresy średnich wartości momentów zginających  $M_{cz}$  w słupach i  $M_{by}$  w ryglach w przekrojach ich utwierdzenia w węzłach ramy obciążonej w płaszczyźnie ostatniej kondygnacji siłą skupioną  $P$ . Porównując powyższe wykresy zauważyć można zbieżność kształtów linii wykresów obu wielkości z rozkładem siły ścinającej wzdłuż wysokości konstrukcji w modelu wspornikowym ramy (rys.4.2.a). Posiłkując się również wykresem rozkładu momentów zginających w przekrojach utwierdzenia nadproży w trzonie przedstawionym w Załączniku B (rys.B.7) można wysunąć wniosek o proporcjonalnym wpływie rozkładu siły ścinającej wzdłuż wysokości konstrukcji na rozkład średnich wartości rozważanych wielkości  $M_{cz}$  w słupach i  $M_{by}$  w ryglach równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramy powłoki ramowej w ustroju ramowo-powłokowym. Na obu wykresach odnoszących się do powyższej ramy (rys.4.4 oraz rys.4.5) oraz na wykresie odnoszącym się do trzonu z nadprożami przedstawionym w Załączniku B (rys.B.7) zauważyć można, że rozkład rozważanych wartości momentów zginających w ryglach i nadprożach ma charakter liniowy wzdłuż prawie całej wysokości obu konstrukcji. Wyjątkiem jest tutaj odcinek paru pierwszych kondygnacji, w których wartości tych wielkości odbiegają od spodziewanego rozkładu liniowego. W ryglach i nadprożach można to wytłumaczyć jako efekt wpływu utwierdzenia konstrukcji w podstawie, przy której występują znacznie mniejsze wartości odkształceń elementów obu konstrukcji oraz możliwości jej przemieszczenia poziomego. Na zwiększenie wartości momentów zginających w słupach pierwszych kondygnacji również znaczny wpływ ma moment utwierdzenia słupów w podstawie konstrukcji, co można także zaobserwować na rys.2.19 odnoszącym się do pracy powłoki ramowej pod obciążeniem poziomym. Na wykresach na rys.4.4 i rys.4.5 zaburzenie rozkładu wartości momentów zginających  $M_{by}$  w ryglach i  $M_{cz}$  w słupach występuje również przy wierzchołku konstrukcji. Efekt ten należy wytłumaczyć warunkami podparcia konstrukcji z uwagi na swobodny koniec odpowiadającej tej ramie konstrukcji pręta wspornikowego.



Rys.4.6. Równoległa do kierunku działania obciążenia poziomego ścinana rama zewnętrznej powłoki ramowej

Wartości rozważanych sił wewnętrznych w słupach i ryglach równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ramowej są wynikiem udziału pracy konstrukcji tylko od czystego ścinania (rys.4.6). Zakładając, że całość obciążenia poziomego przejmują tylko w/w ramy oraz przyjmując, że praca obu równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ramowej poddanej działaniu symetrycznych sił poziomych jest sobie równa można stwierdzić, że wartości sił wewnętrznych w elementach ram są zależne od wartości siły ścinającej te ramy na wysokości  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji.

Na podstawie powyższych rozważań można przyjąć, że średnie wartości momentów zginających  $M_{cz}^n$  w słupach i  $M_{by}^n$  w ryglach w przekrojach ich utwierdzenia w węzłach każdej z równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ramowej na  $n$ -tej kondygnacji ustroju nośnego są wprost proporcjonalne do połowy sumy wszystkich sił poziomych  $P_i$  działających powyżej rozpatrywanej  $n$ -tej kondygnacji /4.1/ ( $\rightarrow$ rys.4.6).

$$\{M_{cz}^n(z), M_{by}^n(z)\} \propto \{0.5 \cdot V(z)\} \quad /4.1/$$

- gdzie:  $M_{cz}^n(z)$ , - moment zginający wywołany obciążeniem poziomym, odpowiednio w słupach i w ryglach, w płaszczyźnie ramy środkowej na  $n$ -tej kondygnacji zewnętrznej powłoki ramowej na wysokości rzędnej  $z$  ramowo-powłokowego ustroju nośnego, [kNm],  
 $M_{by}^n(z)$   
 $V(z)$  - suma wszystkich sił poziomych  $P_i$  powyżej rozpatrywanej  $n$ -tej kondygnacji na wysokości rzędnej  $z$  ramowo-powłokowego ustroju nośnego, [kN].

W powyższym wyrażeniu /4.1/ zawarta jest informacja o cechach geometrycznych powłoki ramowej i charakterze obciążenia: jego wartości i zmienności wzdłuż rzędnej  $z$ .

W przypadku obciążenia poziomego wywołanego ciśnieniem wiatru obciążenie to stanowi sumę sił parcia wiatru po stronie nawietrznej i jego ssania po stronie zawietrznej. Wartości tych sił uzależnione są nie tylko od wartości ciśnienia wiatru i rodzaju terenu, ale także od wysokości, szerokości i długości budynku wysokiego oraz jego podatności na dynamiczne porywy wiatru /4.2/.

$$V = V\{H_B, L_w, L_f, \beta\} \quad /4.2/$$

- gdzie:  $V$  - uogólniona siła pozioma działająca na budynek wysoki, [kN],  
 $H_B$  - wysokość całkowita budynku wysokiego, [m],  
 $L_w$  - długość równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramy powłoki ramowej, [m],  
 $L_f$  - długość prostopadłej do kierunku działania obciążenia poziomego ramy powłoki ramowej, [m],  
 $\beta$  - parametr podatności budowli na dynamiczne porywy wiatru, [-].

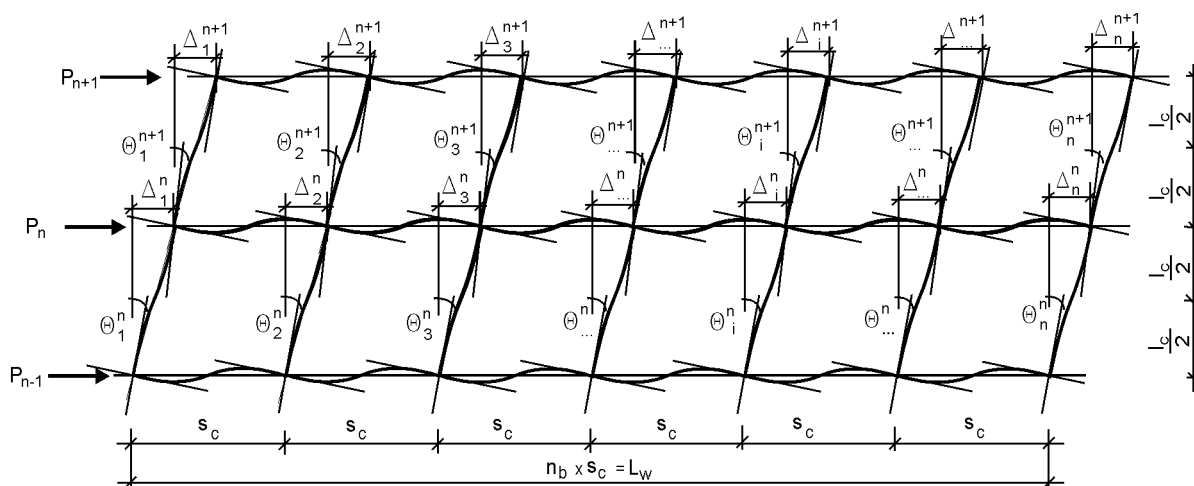
W przypadku obciążenia poziomego wywołanego ruchem podłoża gruntowego zawarta jest informacja o podatności budowli na wpływy dynamiczne oraz dane o cechach geometrycznych budynku wysokiego wyrażone tutaj pod postacią funkcji masy budowli /4.3/.

$$V = V\{C, M\} \quad /4.3/$$

- gdzie:  $V$  - siła pozioma działająca na budynek wysoki, [kN],  
 $C$  - parametr podatności budowli na drgania dynamiczne, [-],  
 $M$  - masa budowli, [kg].

#### 4.2.2. Momenty przywęzłowe w słupach i ryglach ram powłoki ramowej równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego

Siła tnąca oddziałuje na każdy pojedynczy układ słupów i rygli na długości ścinanej ramy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego (rys.4.7). Pod wpływem tej siły każdy z węzłów rozważanej ramy powłoki ramowej na wysokości  $n$ -tej kondygnacji ustroju doznaje odkształceń - ulega przemieszczeniu o pewną wartość  $\Delta^n_i$  i obrotowi o kąt  $\Theta^n_i$ .



Rys.4.7. Ścinanie układów słupów i rygli na długości rozpatrywanej ramy środkowej ustroju powłokowego

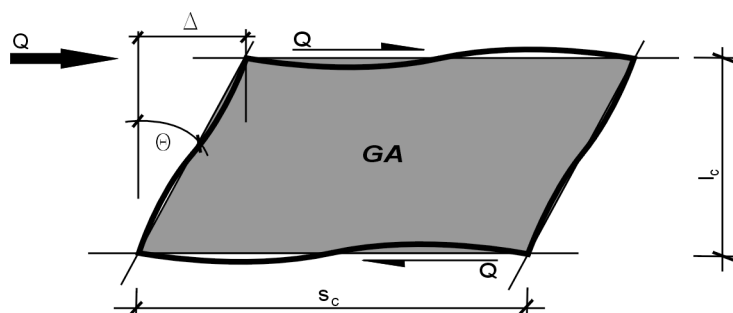
Wartości obydwu wielkości  $\Delta_i^n$  i  $\Theta_i^n$  są zmienne na długości ramy i zależą od:

- sztywności na ścinanie  $GA$  pojedynczego, myślowo wyciętego z rozważanej ramy, prostokątnego układu słupów i rygli składającego się z dwóch rygli i dwóch słupów (rys.4.8),
- liczby prostokątnych układów słupów i rygli na długości ramy ( $n_b$ ) (rys.4.7),
- lokalizacji danego  $i$ -tego węzła na długości rozważanej ramy,
- umiejscowienia punktów przegięcia słupów wzdłuż ich wysokości (rys.4.7),
- długości osiowej słupów ( $l_c$ ) (rys.4.7).

Ze względu na sporą liczbę powyższych wielkości i potrzebę uśrednienia ich wartości na długości rozpatrywanych ram powłoki ramowej w ustroju przyjęto następujące założenia:

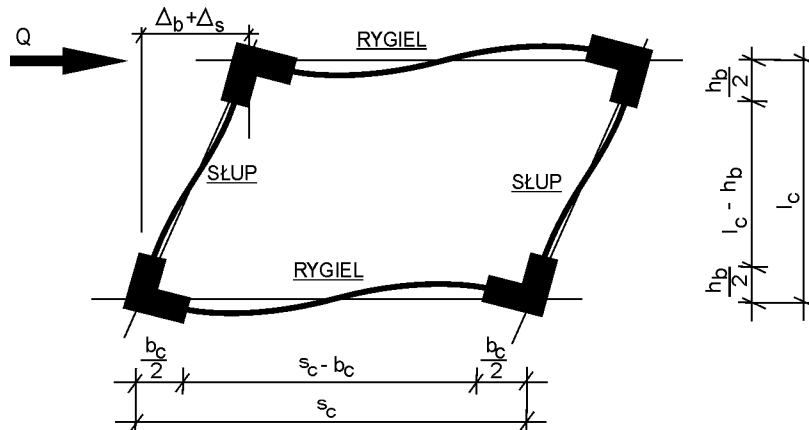
- punkty przegięcia słupów znajdują się w połowie ich wysokości ( $l_c/2$ ),
- $i$ -te węzły rozważanej ramy doznają przemieszczeń poziomych o uśrednioną wartość  $\Delta^n$  na wysokości  $n$ -tej kondygnacji i zajmują położenia na liniach prostych,
- $i$ -te pręty w poszczególnych  $i$ -tych węzłach na długości ramy na wysokości  $n$ -tej kondygnacji doznają tych samych obrotów o uśrednioną wartość  $\Theta^n$ .

Zgodnie przyjętymi powyżej założeniami każdy z układów słupów i rygli na długości ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej ustroju nośnego doznaje jednakowych odkształceń. Stosując, prezentowaną już w Rozdziale 2 analogię ścinanych pełnościennych środków przekrojów skrzynkowych, każdy z rozważanych układów ulega pod wpływem ścinającego go obciążenia odkształceniu postaciowemu o kąt  $\Theta$  o stałej wartości (rys.4.8).

Rys.4.8. Odkształcenie postaciowe układu słupów i rygli ścinanego jednostkową siłą ścinającą  $Q$

Wartość kąta odkształcenia postaciowego  $\Theta$  układu słupów i rygli zależy od wielu czynników opisujących cechy geometryczne i materiałowe słupów i rygli:

- rozstawów osiowych słupów,
- długości osiowych słupów,
- wymiarów poprzecznych elementów, pola ich przekrojów i momentów bezwładności w płaszczyźnie ścinanej ramy,
- modułów sprężystości podłużnej i poprzecznej betonu,
- stopnia zbrojenia podłużnego w rozważanych elementach żelbetowych,
- stopnia zeszywnienia węzłów.



Rys.4.9. Odkształcenia giętne i postaciowe elementów ścinanego układu słupów i rygli

Pod wpływem ścinającego jednostkowego obciążenia poziomego  $Q$  przyłożonego do pojedynczego układu słupów i rygli, tworzące go elementy słupowe i ryglowe doznają odkształceń giętnych  $\Delta_b$  i postaciowych  $\Delta_s$ , a ich suma  $\Delta$  stanowi o wielkości odkształcenia postaciowego całego układu. Kąt  $\Theta$  odkształcenia postaciowego układu jest w zakresie małych kątów równy tangensowi kąta  $\Theta$  odkształcenia postaciowego zastępczej płyty ortotropowej o sztywności  $GA$  ścinanej siłą  $Q/4.4/$  (rys.4.8 i rys.4.9). Istotny wpływ na wartość odkształcenia postaciowego układu mają zeszywnienia węzłów ramy, które dzielą każdy element układu na część odkształcalną (giętnie i postaciowo) i część nieodkształcalną (zeszywnioną w węzłach).

$$\Theta \approx \tan \Theta = \frac{Q}{GA} = \frac{\Delta}{l_c} = \frac{\Delta_b + \Delta_s}{l_c} \quad /4.4/$$

gdzie:  $\Theta$  - kąt odkształcenia postaciowego ścinanego układu słupów i rygli poddanego działaniu jednostkowej siły ścinającej  $Q$ , [rad],

$Q$  - obciążenie jednostkowe, [1 kN],

$GA$  - sztywność na ścinanie układu słupów i rygli, [kN],

$G$  - zastępczy moduł sprężystości poprzecznej, [kPa],

$A$  - zastępcze pole powierzchni ścinania, [m<sup>2</sup>],

$\Delta$  - całkowite przemieszczenie poziome ścinanego układu słupów i rygli, [m],

$l_c$  - długość osiowa słupów, [m],

$\Delta_b$  - wychylenie poziome układu powstałe na skutek odkształceń giętnych słupów i rygli, [m],

$\Delta_s$  - wychylenie poziome układu powstałe na skutek odkształceń postaciowych słupów i rygli, [m].

Sztywność na ścinanie  $GA$  układów słupów i rygli w ramie powłoki ramowej ustroju nośnego określić można na podstawie wyrażenia sztywności na ścinanie zastępczej płyty ortotropowej przedstawionego przez Kwana [44] dla uproszczonej metody obliczania przemieszczeń poziomych ustrojów ramowo-powłokowych. Kwan [44] określił sztywność na ścinanie układu słupów i rygli ramy z zależności od kąta  $\theta$  odkształcenia postaciowego zastępczej płyty ortotropowej, która pod wpływem przyłożonej do niej jednostkowej siły ścinającej  $Q$  uległa wychyleniu o wartość  $\Delta$ , która jest sumą odkształceń giętnych  $\Delta_b$  i postaciowych  $\Delta_s$  elementów słupowych i ryglowych.

Wychylenia wywołane odkształceniami giętymi  $\Delta_b$  /4.5/ i postaciowymi  $\Delta_s$  /4.6/ słupów i rygli określić można w postaci stosunku każdego z rodzajów przemieszczeń i jednostkowej siły ścinającej z następujących wzorów [44]:

$$\frac{\Delta_b}{Q} = \frac{(l_c - h_b)^3}{12 \cdot E_{cm} \cdot I_{czs}} + \left(\frac{l_c}{s_c}\right)^2 \cdot \frac{(s_c - b_c)^3}{12 \cdot E_{cm} \cdot I_{bys}} \quad /4.5/$$

$$\frac{\Delta_s}{Q} = \frac{(l_c - h_b) \cdot \lambda_s}{G_{cm} \cdot A_{cxs}} + \left(\frac{l_c}{s_c}\right)^2 \cdot \frac{(s_c - b_c) \cdot \lambda_s}{G_{cm} \cdot A_{bxs}} \quad /4.6/$$

- gdzie:  $\Delta_b$  - wychylenie poziome układu słupów i rygli powstałe w wyniku odkształceń giętnych słupów i rygli, [m],  
 $\Delta_s$  - wychylenie poziome układu słupów i rygli powstałe w wyniku odkształceń postaciowych słupów i rygli, [m],  
 $Q$  - jednostkowa siła ścinająca, [1 kN],  
 $l_c$  - długość osiowa słupów (wysokość kondygnacji), [m],  
 $s_c$  - rozstaw osiowy słupów (rozpiętość osiowa rygli), [m],  
 $E_{cm}$  - moduł sprężystości podłużnej betonu na podstawie [N10], [kPa],  
 $G_{cm}$  - moduł sprężystości poprzecznej betonu na podstawie [N10], [kPa],  
 $h_c$  - wysokość przekroju poprzecznego słupa, [m],  
 $b_c$  - szerokość przekroju poprzecznego słupa, [m],  
 $I_{czs}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju słupa w płaszczyźnie ścinanej ramy, [m<sup>4</sup>],  
 $A_{cxs}$  - sprowadzone pole przekroju poprzecznego słupa w ramie powłoki ramowej, [m<sup>2</sup>],  
 $h_b$  - wysokość przekroju poprzecznego rygla, [m],  
 $b_b$  - szerokość przekroju poprzecznego rygla, [m],  
 $I_{bys}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju rygla w płaszczyźnie ścinanej ramy, [m<sup>4</sup>],  
 $A_{bxs}$  - sprowadzone pole przekroju poprzecznego rygla w ramie, [m<sup>2</sup>],  
 $\lambda_s$  - współczynnik kształtu przekroju poprzecznego poddanego działaniu sił ścinających, np. dla przekroju prostokątnego  $\lambda_s=1.2$ , [-].

Grubość  $t$  ścinanej zastępczej płyty ortotropowej określa się ze wzoru /4.7/ [44]:

$$t = \frac{A_{cs}}{s_c} \quad /4.7/$$

Zastępcze pole powierzchni  $A$  ścinanej płyty ortotropowej określa się następująco ze wzoru /4.8/ [44]:

$$A = t \cdot s_c = \frac{A_{cs}}{s_c} \cdot s_c = A_{cxs} \quad /4.8/$$

- gdzie:  $t$  - grubość ścinanej powierzchni zastępczej płyty ortotropowej, [m],  
 $A_{cxs}$  - sprowadzone pole przekroju poprzecznego słupa ramy powłoki ramowej, [m<sup>2</sup>],  
 $s_c$  - rozstaw osiowy słupów, [m],  
 $A$  - ścinane pole powierzchni zastępczej płyty ortotropowej, [m<sup>2</sup>].

Na podstawie przekształceń równań /4.4/, /4.5/, /4.6/, /4.7/ i /4.8/ określono sztywność na ścinanie  $GA$  układu słupów i rygli w równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramie powłoki ramowej ustroju nośnego w następującej postaci /4.9/ [44]:

$$GA = \frac{l_c}{\left[ \frac{(l_c - h_b)^3}{12 \cdot E_{cm} \cdot I_{cxs}} + \left( \frac{l_c}{s_c} \right)^2 \cdot \frac{(s_c - b_c)^3}{12 \cdot E_{cm} \cdot I_{bys}} \right] + \left[ \frac{(l_c - h_b) \cdot \lambda_s}{G_{cm} \cdot A_{cxs}} + \left( \frac{l_c}{s_c} \right)^2 \cdot \frac{(s_c - b_c) \cdot \lambda_s}{G_{cm} \cdot A_{bxs}} \right]} \quad /4.9/$$

- gdzie:  $GA$  - sztywność na ścinanie zastępczej płyty ortotropowej dla prostokątnego układu słupów i rygli w ramie poddanej ścinaniu jednostkowej siły ścinającej  $Q$  na podstawie [44], [kN],

pozostałe wielkości jak w /4.4/, /4.5/, /4.6/, /4.7/ i /4.8/.

Siła tnąca oddziałuje na każdy układ słupów i rygli na długości ścinanej równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramy powłoki ramowej ustroju nośnego. Zgodnie z przedstawionymi powyżej założeniami, każdy z układów słupów i rygli doznaje pod wpływem ścinającej je siły tnącej jednakowych odkształceń o uśrednionym kącie obrotów  $\Theta$  i przemieszczeń  $\Delta$  węzłów (rys.4.7). Z założenia o równomierności odkształceń układów wynika, że rozkład siły ścinającej  $V(z)$  na długości ram środkowych jest równomierny i zależy on od liczby ścinanych układów słupów i rygli na długości ramy oraz odległości między punktami przegięcia odkształconych słupów dwóch kolejnych, następujących po sobie kondygnacji. Zgodnie z zasadami mechaniki budowli pod wpływem przypadającej na każdy z układów słupów i rygli części obciążenia poziomego uśrednione wartości przemieszczeń  $\Delta^n$  i kątów obrotów  $\Theta^n$  węzłów ramy na  $n$ -tej kondygnacji ustroju nośnego są odwrotnie proporcjonalne do liczby ścinanych układów słupów i rygli  $n_b$  na długości ramy oraz wprost proporcjonalne do odległości między punktami przegięcia  $l_c$  odkształconych słupów znajdujących się poniżej i powyżej rozpatrywanej  $n$ -tej kondygnacji /4.10/.

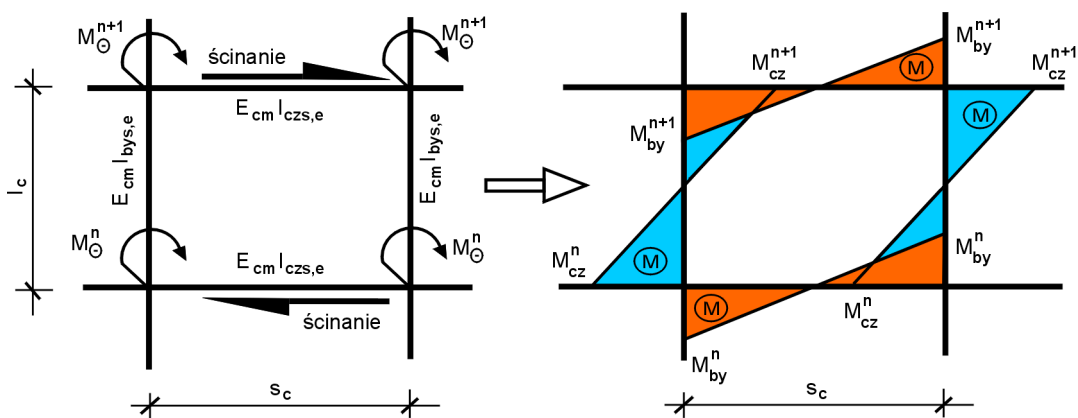
$$\{\Theta^n, \Delta^n\} \propto \left\{ l_c, \frac{1}{n_b} \right\} \quad /4.10/$$

- gdzie:  $\Theta^n$  - uśredniony kąt obrotu węzłów  $n$ -tej kondygnacji ramy powłoki ramowej, [rad],  
 $\Delta^n$  - uśredniona wartość przemieszczenia węzłów  $n$ -tej kondygnacji ramy powłoki ramowej, [m],  
 $l_c$  - długość osiowa słupów; wysokość kondygnacji; odległość punktów przegięcia słupów, [m],  
 $n_b$  - liczba rygli na długości ramy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego, [-].

Zgodnie z przyjętymi uproszczeniami każdy z układów słupów i rygli na  $n$ -tej kondygnacji ramy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego powłoki ramowej ulega jednakowym odkształceniom i wszystkie węzły układu na długości danej ramy doznają jednakowych obrotów o dany kąt  $\Theta^n$  ( $\rightarrow$ rys.4.8). We wszystkich węzłach na długości ramy środkowej na  $n$ -tej kondygnacji ustroju, w wyniku ich obrotów o kąty  $\Theta^n$  wymuszone przez ścinające ramę ustroju nośnego obciążenie poziome, powstają uogólnione momenty węzłowe  $M_\Theta^n$  (rys.4.10). Wartość momentu węzłowego  $M_\Theta^n$  jest wypadkową wpływu wartości siły ścinającej  $V(z)$ , sztywności na ścinanie pojedynczych układów słupów i rygli  $GA$ , ich liczby na długości ścinanej ramy  $n_b$  oraz odległości między punktami przegięcia odkształconych słupów dwóch następujących po sobie kondygnacji  $l_c$  na uśrednioną wartość kąta obrotu węzłów  $\Theta^n$  na  $n$ -tej kondygnacji rozpatrywanej ramy powłoki. Nie można również pominąć współpracy rozpatrywanej ramy z pozostałymi, prostopadłymi do kierunku działania obciążenia poziomego, ramami ustroju nośnego oraz pośredniego wpływu kątów obrotów  $\Theta^{n-i}$  i  $\Theta^{n+i}$  węzłów kondygnacji znajdujących się poniżej i powyżej rozpatrywanej  $n$ -tej kondygnacji na wartość uogólnionego momentu węzłowego  $M_\Theta^n$ , które powodują poważne komplikacje w uzyskaniu zamkniętego rozwiązania powyższego zagadnienia. Wartość uogólnionego momentu węzłowego  $M_\Theta^n$  można przedstawić jako funkcję powyższych wielkości /4.11/:

$$M_\Theta^n = M_\Theta^n \left\{ 0.5 \cdot V(z), (\Theta^{n-i}, \dots, \Theta^{n-1}, \Theta^n, \Theta^{n+1}, \dots, \Theta^{n+i}), l_c, \frac{1}{n_b}, \frac{L_w}{L_f} \right\} \quad /4.11/$$

- gdzie:  $M_\Theta^n$  - uogólniony moment wytworzony w węzłach ramy ramowo-powłokowego ustroju nośnego na  $n$ -tej kondygnacji na wysokości rzędnej z konstrukcji, [kNm],  
 $V(z)$  - suma wszystkich sił poziomych  $P_i$  (rys.4.6) powyżej rozpatrywanej kondygnacji na wysokości rzędnej z powłoki ramowej na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej, [kN],  
 $\Theta^n$  - kąt odkształcenia postaciowego ścinanego układu słupów i rygli o sztywności na ścinanie  $GA$  poddanego działaniu jednostkowej siły ścinającej  $Q$  na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej ustroju nośnego, [rad],  
 $l_c$  - długość osiowa słupów; wysokość kondygnacji; odległość punktów przegięcia słupów, [m],  
 $n_b$  - liczba rygli na długości ramy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego, [-],  
 $L_w$  - długość równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramy powłoki ramowej, [m],  
 $L_f$  - długość prostopadłej do kierunku działania obciążenia poziomego ramy powłoki ramowej, [m].



Rys.4.10. Momenty zginające w układzie słupów i rygli ramy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego powłoki ramowej ustroju nośnego



Zgodnie z zasadami mechaniki budowli uogólniony moment węzłowy  $M^{\theta}$  jest rozkładany na wszystkie pręty utwierdzone w danym węźle układu słupów i rygli ramy ustroju ramowo-powłokowego znajdującej się w płaszczyźnie równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego (rys.4.10). Rozkład momentu węzłowego  $M^{\theta}$  zależy od sztywności giętych elementów, ich długości oraz stosunków ich sztywności giętych względem siebie. Ze względu na stosunki rozpiętości rozpatrywanych elementów ram do wysokości ich przekrojów poprzecznych mniejsze od 5 ( $l_c/h_c < 5$  oraz  $s_c/h_b < 5$ ) oraz znaczny wpływ zeszywnień słupów i rygli w węzłach ram na wartości kąta  $\theta$  obrotu węzłów należy miarę sztywności giętych elementów określić z uwzględnieniem wpływu odkształceń postaciowych elementów oraz ich zeszywnień w węzłach ram.

Sztywności gięte  $S'_{czs,e}$  słupów i  $S'_{bys,e}$  rygli dochodzących do danego węzła ramy ustroju ramowo-powłokowego z uwzględnieniem odkształceń postaciowych w każdym z tych elementów oraz ich zeszywnień w węzłach ramy oraz stosunek obydwu powyższych sztywności  $S'_{rs,e}$  można określić z następujących wyrażen /4.12/, /4.13/ i /4.14/ [68]:

$$S'_{czs,e} = \frac{E_{cm} \cdot I'_{czs,e}}{l_c} \quad /4.12/$$

$$S'_{bys,e} = \frac{E_{cm} \cdot I'_{bys,e}}{s_c} \quad /4.13/$$

$$S'_{rs,e} = \frac{S'_{czs,e}}{S'_{bys,e}} = \frac{E_{cm} \cdot I'_{czs,e}}{E_{cm} \cdot I'_{bys,e}} \cdot \frac{s_c}{l_c} \quad /4.14/$$

- gdzie:  $S'_{czs,e}$  - sprowadzona sztywność słupa w płaszczyźnie ramy powłoki ramowej z uwzględnieniem odkształceń postaciowych elementu i zeszywnienia w węzłach ramy, [kNm],  
 $S'_{bys,e}$  - sprowadzona sztywność rygla w płaszczyźnie ramy powłoki ramowej z uwzględnieniem odkształceń postaciowych elementu i zeszywnienia w węzłach ramy, [kNm],  
 $S'_{rs,e}$  - stosunek sprowadzonych sztywności elementów układu słupów i rygli w płaszczyźnie ramy z uwzględnieniem odkształceń postaciowych elementów i ich zeszywnień w węzłach ramy, [-],  
 $I'_{czs,e}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju słupa w płaszczyźnie ramy z uwzględnieniem odkształceń postaciowych elementu i zeszywnienia w węzłach ramy, [m<sup>4</sup>],  
 $I'_{bys,e}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju rygla w płaszczyźnie ramy z uwzględnieniem odkształceń postaciowych elementu i zeszywnienia w węzłach ramy, [m<sup>4</sup>],  
 $E_{cm}$  - moduł sprężystości podłużnej betonu określony na podstawie normy [N10], [kPa],  
 $s_c$  - rozstaw osiowy słupów i osiowa rozpiętość rygli w ramach ustroju powłokowego, [m],  
 $l_c$  - długość osiowa słupów, [m].

Sprowadzone momenty bezwładności słupów  $I'_{czs,e}$  /4.15/ i rygli  $I'_{bys,e}$  /4.16/ [65, 70] ram są iloczynami ich sprowadzonych momentów bezwładności na zginanie w płaszczyźnie ramy (1-szy wyraz iloczynu), miary wpływu ich odkształceń postaciowych (2-gi wyraz iloczynu) oraz miary zeszywnienia danego elementu na jego długości (3-ci wyraz iloczynu).

$$I'_{czs,e} = I_{czs} \cdot \frac{1}{1 + 2,4 \cdot \left(\frac{h_c}{l_c - h_b}\right)^2 \cdot (1 + \nu)} \cdot \left(\frac{l_c}{l_c - h_b}\right)^3 \quad /4.15/$$

$$I'_{bys,e} = I_{bys} \cdot \frac{1}{1 + 2,4 \cdot \left(\frac{h_b}{s_c - b_c}\right)^2 \cdot (1 + \nu)} \cdot \left(\frac{s_c}{s_c - b_c}\right)^3 \quad /4.16/$$

gdzie:  $I'_{czs,e}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju słupa w płaszczyźnie ramy (1-szy wyraz iloczynu) z uwzględnieniem odkształceń postaciowych elementu (2-gi wyraz iloczynu) i zeszywnień w węzłach ramy (3-ci wyraz iloczynu), [m<sup>4</sup>],

$I_{czs}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju słupa w płaszczyźnie ramy, [m<sup>4</sup>],

$I'_{bys,e}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju rygła w płaszczyźnie ramy (1-szy wyraz iloczynu) z uwzględnieniem odkształceń postaciowych elementu (2-gi wyraz iloczynu) i zeszywnień w węzłach ramy (3-ci wyraz iloczynu), [m<sup>4</sup>],

$I_{bys,e}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju rygła w płaszczyźnie ramy, [m<sup>4</sup>],

$b_c$  - szerokość betonowego przekroju poprzecznego słupa, [m],

$h_b$  - wysokość betonowego przekroju poprzecznego rygła, [m],

$s_c$  - rozstaw osiowy słupów i osiowa rozpiętość rygli w ramach ustroju powłokowego, [m],

$l_c$  - długość osiowa słupów, [m],

$\nu$  - współczynnik *Poissona* dla betonu na podstawie normy [N10], [-].

Zgodnie z uproszczoną metodą określania momentów przywęzłowych w ramach obciążonych siłą poziomą opartą na sposobie sumowania sztywności węzłów [65], wielkości momentów przywęzłowych w osiach słupów i rygli ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ustroju powłokowego można przedstawić w następujących postaciach funkcyjnych /4.17/ i /4.18/:

$$M_{by}^n = M_{by}^n \left\{ M_{\Theta}^n, S'_{bys,e}, S'_{rs,e} \right\} \quad /4.17/$$

$$M_{cz}^n = M_{cz}^n \left\{ M_{\Theta}^n, S'_{czs,e}, S'_{rs,e} \right\} \quad /4.18/$$

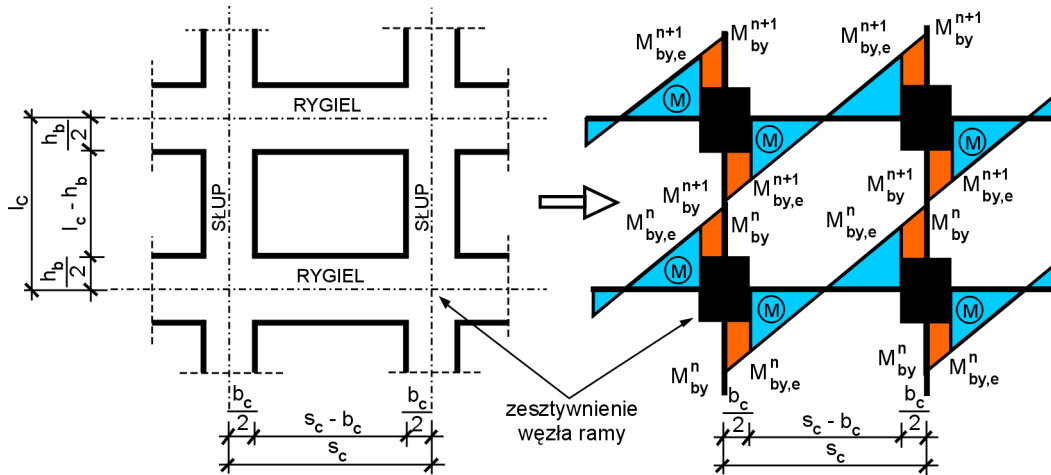
gdzie:  $M_{by}^n$  - przywęzłowy moment zginający w przekroju utwierdzenia rygła w węźle ramy, [kNm],

$M_{cz}^n$  - przywęzłowy moment zginający w przekroju utwierdzenia słupa w węźle ramy, [kNm],

$M_{\Theta}^n$  - uogólniony moment węzłowy w węźle ramy na  $n$ -tej kondygnacji ustroju powłokowego, [kNm],

pozostałe wielkości jak we wzorach /4.12/, /4.13/ i /4.14/.

Wartości momentów zginających w przekrojach utwierdzenia elementów w licach elementów do nich prostopadłych zależą od wartości momentu zginającego w przekrojach utwierdzenia w węźle ramy oraz od stosunku długości całkowitej elementu mierzonej między następującymi po sobie węzłami do długości ich części odkształcalnej mierzonej w świetle elementów prostopadłych do danego elementu, tj. od miary ich zeszywnień  $r_b$  i  $r_c$  w węzłach.

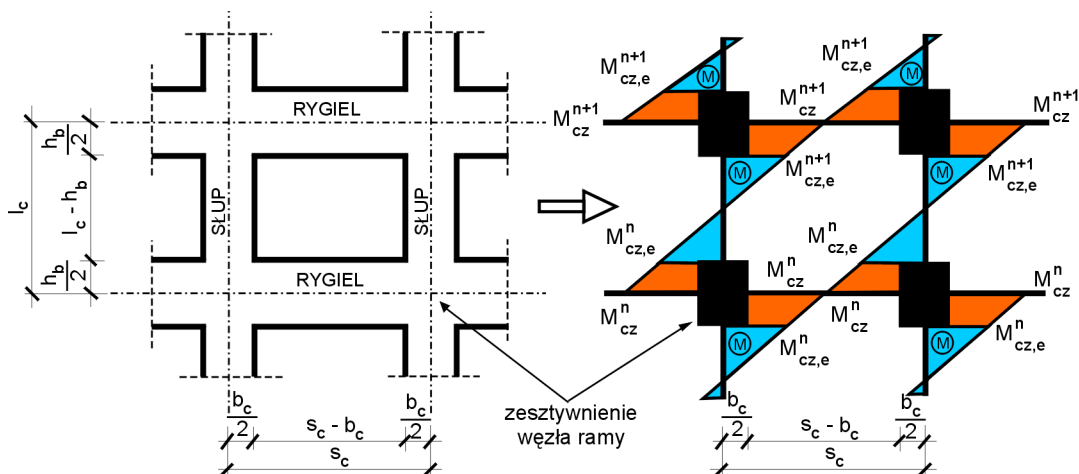


Rys.4.11. Moment zginający w ryglach w przekrojach utwierdzenia w licach słupów

Wielkość momentów zginających  $M^{n}_{by,e}$  w przekrojach utwierdzenia rygli w licach słupów (rys.4.11) na  $n$ -tej kondygnacji ustroju można przedstawić następująco /4.19/ [70]:

$$M^{n}_{by,e} = M^{n}_{by} \cdot r_b = M^{n}_{by} \cdot \left( \frac{s_c - b_c}{s_c} \right) \quad /4.19/$$

gdzie:  $M^{n}_{by,e}$  - moment zginający w ryglach w przekrojach utwierdzenia w licach słupów, [kNm],  
 $M^{n}_{by}$  - przywęzłowy moment zginający w ryglach w przekrojach utwierdzenia w węzle rami, [kNm],  
 $r_b$  - miara zeszywnienia rygla w węzle rami ustroju ramowo-powłokowego, [-],  
 pozostałe wielkości jak w /4.16/.



Rys.4.12. Moment zginający w słupach w przekrojach utwierdzenia w licach rygli

Z kolei wielkość momentów zginających  $M^{n}_{cz,e}$  w przekrojach utwierdzenia słupów w licach rygli (rys.4.12) na  $n$ -tej kondygnacji ustroju nośnego następująco /4.20/ [70]:

$$M_{cz,e}^n = M_{cz}^n \cdot r_c = M_{cz}^n \cdot \left( \frac{l_c - h_b}{l_c} \right) \quad /4.20/$$

gdzie:  $M_{cz,e}^n$  - moment zginający w słupie w przekrojach utwierdzenia w licach rygli, [kNm],  
 $M_{cz}^n$  - przywęzłowy moment zginający w słupach w przekrojach utwierdzenia w węźle ramy, [kNm],  
 $r_c$  - miara zeszywnienia słupa w węźle ramy ustroju ramowo-powłokowego, [-],  
 pozostałe wielkości jak w /4.15/.

#### 4.2.3. Moment rysujący przekroje rygli ram ramowo-powłokowego ustroju nośnego

Obciążenie poziome działające na rygle rozważanych ram ustroju ramowo-powłokowego wywołuje powstanie w nich sił osiowych  $N_{bx}$ , rozciągających lub ściskających, i momentów zginających  $M_{by}$  w płaszczyźnie ramy. Siły te wywołują powstanie w przekrojach rygli naprężeń rozciągających i ściskających. Gdy naprężenia rozciągające w przekroju, obliczone według poniższego wzoru /4.21/, osiągną granicę wytrzymałości betonu na rozciąganie  $f_{ctm}$  to przekrój elementu ulegnie zarysowaniu.

$$\sigma_{bs,t}(x) = \frac{N_{bx}}{A_{bxs}} + \frac{M_{by}(x)}{W_{bys}} \geq f_{ctm} \quad /4.21/$$

gdzie:  $\sigma_{bs,t}$  - naprężenia rozciągające w sprowadzonym przekroju rygla, [kPa],  
 $N_{bx}$  - osiowa siła podłużna w przekroju rygla, [kN],  
 $A_{bxs}$  - sprowadzone pole przekroju poprzecznego rygla, [m<sup>2</sup>],  
 $M_{by}$  - moment zginający w przekroju rygla, [kNm],  
 $W_{bys}$  - sprowadzony wskaźnik na zginanie przekroju rygla w płaszczyźnie ramy, [m<sup>3</sup>],  
 $f_{ctm}$  - średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie na podstawie normy [N10], [kPa].

Zgodnie z założeniami wstępnymi przedstawionymi w pkt.4.1 zakłada się stałą wartość i rozkład momentów gnących wywołanych obciążeniem poziomym w ryglach ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego. Ze względu na stosunkowo niewielki wpływ siły podłużnej (rozciągającej lub ściskającej) na wartości naprężeń rozciągających oraz potrzebę uśrednienia wartości momentu rysującego przekroje rygli na długości ramy na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej pominięto bezpośredni wpływ sił osiowych na wartość rozważanej wielkości. Wyrażenie momentu rysującego przekroje rygli ram powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym można przedstawić zgodnie z obowiązującą normą [N10] w następującej postaci /4.22/:

$$M_{by,cr}^n = W_{bys,uncr}^n \cdot f_{ctm} \quad /4.22/$$

gdzie:  $M_{by,cr}^n$  - moment rysujący przekroje rygli na  $n$ -tej kondygnacji ustroju ramowo-powłokowego, [kNm],  
 $W_{bys,uncr}^n$  - sprowadzony wskaźnik na zginanie niezarysowanego przekroju rygla w płaszczyźnie ramy ustroju ramowo-powłokowego, [m<sup>3</sup>],  
 $f_{ctm}$  - średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie na podstawie normy [N10], [kPa].

We wzorze /4.22/ wielkość sprowadzonego wskaźnika na zginanie  $W_{bys,uncr}^n$  niezarysowanego przekroju rygła z uwzględnieniem zbrojenia jest ściśle uwarunkowana z wielkością sprowadzonego momentu bezwładności na zginanie  $I_{bys,uncr}^n$  w płaszczyźnie ramy niezarysowanego przekroju rygła oraz odległością  $z_t$  środka ciężkości przekroju sprowadzonego do najbardziej wyężonego pasma przekroju rygła /4.23/. W przypadku założeń podanych w pkt.4.1, tj. symetrycznego rozkładu i stałego stopnia podłużnego zbrojenia ściskanego i rozciąganego na długości rozpatrywanych rygli, sprowadzony wskaźnik na zginanie  $W_{bys,uncr}^n$  niezarysowanego przekroju rygła określa się następująco /4.24/:

$$W_{bys,uncr}^n = \frac{I_{bys,uncr}^n}{z_t} \quad /4.23/$$

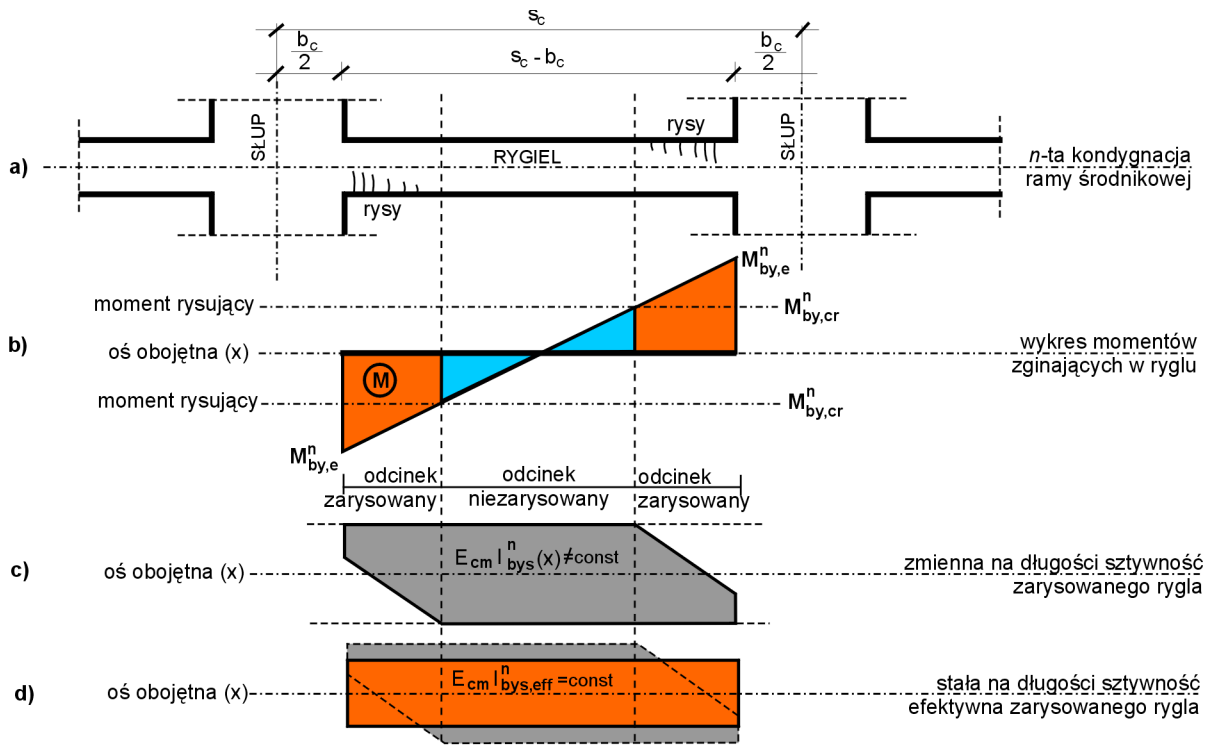
$$W_{bys,uncr}^n = \frac{I_{bys,uncr}^n}{0.5 \cdot h_b} \quad /4.24/$$

- gdzie:  $W_{bys,uncr}^n$  - sprowadzony wskaźnik na zginanie przekroju rygła w płaszczyźnie ramy, [m<sup>3</sup>],  
 $I_{bys,uncr}^n$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju rygła w płaszczyźnie ramy, [m<sup>4</sup>],  
 $z_t$  - odległość środka ciężkości przekroju do najbardziej rozciąganego pasma przekroju, [m],  
 $h_b$  - wysokość betonowego przekroju poprzecznego rygła, [m].

#### 4.2.4. Sztywność efektywna zarysowanych elementów ryglowych ram powłokowego ustroju nośnego

Sztywność zarysowanych rygli zależy od wartości momentu zginającego w danym przekroju elementu oraz od wartości momentu rysującego  $M_{by,cr}^n$ , który, zgodnie z przyjętymi w pkt.4.2.3 założeniami, jest stały na długości elementu (rys.4.13).

Zgodnie z przyjętym teoretycznym modelem pracy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramy ustroju powłokowego wartości momentów zginających w ryglach w przekrojach ich utwierdzenia w obydwu licach słupów  $M_{by,e}^n$  są sobie równe (rys.4.13.b). Kiedy wartości momentów zginających  $M_{by,e}^n$  występujących w ryglu osiągną wartość momentu rysującego  $M_{by,cr}^n$  to ulega on zarysowaniu na swojej długości i zmniejsza się jego sztywność giętna (rys.4.13.c). Redukcja sztywności zarysowanego elementu jest największa w przekrojach utwierdzenia w licach słupów i zmniejsza się ona w kierunku do punktów na wykresie momentów zginających, w których to wartość momentu zginającego jest mniejsza od wartości momentu rysującego  $M_{by,cr}^n$ . Na długości odcinka niezarysowanego elementu charakteryzuje się pełną sztywnością określoną jak dla przekroju niezarysowanego. Zaistniała zmienność w rozkładzie sztywności elementu zarysowanego na jego długości utrudnia wykorzystanie prezentowanych w Rozdziale 2 rozprawy metod uproszczonych w obliczaniu ustrojów ramowo-powłokowych. Ze względu na liniowy charakter rozkładu momentów zginających na długościach rygli, możliwe jest, przyjmując rozpatrywany model pracy powłoki ramowej, uwzględnienie wpływu niezarysowanych i zarysowanych odcinków elementów na ich sztywność w postaci wyrażenia określającego tzw. efektywną sztywność elementu zarysowanego o stałej wartości na ich długościach (rys.4.13.d). Umożliwia to uwzględnienie rzeczywistej charakterystyki sztywności elementu zarysowanego, który częściowo lub w całości uległ zarysowaniu na swojej długości.



Rys.4.13. Sztywność zarysowanych elementów ryglowych ramy w ramowo-powłokowym ustroju nośnym: a) schemat układu rygla między słupami w ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej, b) wykres momentów zginających w ryglu w płaszczyźnie ramy na odcinku w świetle słupów, c) wykres zmienności sztywności zarysowanego rygla, d) wykres sztywności efektywnej zarysowanego rygla na jego długości

Na podstawie przedstawionych założeń sztywność efektywną  $I^m_{bys,eff}$  zarysowanego rygla w ramie równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego na  $n$ -tej kondygnacji powłokowego ustroju nośnego poddanego działaniu rozpatrywanego obciążenia poziomego można wyrazić w postaci następującej funkcji /4.25/:

$$E_{cm} \cdot I^m_{bys,eff} = E_{cm} \cdot I^m_{bys,eff} \left\{ E_{cm} \cdot I^m_{bys,uncr}, E_{cm} \cdot I^m_{bys,cr}, M^m_{by,e}, M^m_{by,cr} \right\} \quad /4.25/$$

gdzie:  $I^m_{bys,eff}$  - efektywny sprowadzony moment bezwładności przekroju rygla na  $n$ -tej kondygnacji, który uległ na swojej długości częściowemu lub całkowitemu zarysowaniu, [m<sup>4</sup>],

$I^m_{bys,uncr}$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju rygla, [m<sup>4</sup>],

$I^m_{bys,cr}$  - sprowadzony moment bezwładności w pełni zarysowanego przekroju rygla, [m<sup>4</sup>],

$M^m_{by,e}$  - moment zginający w ryglach w przekrojach utwierdzenia w licach słupów, [kNm],

$M^m_{by,cr}$  - moment rysujący przekroje rygli, [kNm],

$E_{cm}$  - moduł sprężystości podłużnej betonu na podstawie normy [N10], [kPa].

#### 4.2.5. Funkcje rozpatrywanych wielkości w modelu teoretyczno-doświadczalnym

W prezentowanym teoretyczno-doświadczalnym modelu pracy powłoki ramowej ustroju nośnego poddanego działaniu symetrycznego obciążenia poziomego określono ogólny zapis funkcyjny wielkości momentów zginających  $M^m_{cz,e}$  /4.20/ w słupach i  $M^m_{by,e}$  /4.19/ w ryglach w przekrojach ich utwierdzenia w licach prostokątnych do nich elementów ram oraz

ogólny zapis funkcyjny sztywności efektywnej  $I_{bys,eff}^n$  /4.25/ zarysowanych rygli tej ramy. Ze względu na dużą trudność w otrzymaniu rozważanych wyrażeń w postaci zamkniętej na drodze analitycznej, określono na podstawie dociekań teoretycznych zmienne niezależne, które należy uwzględnić w rozważanych funkcjach poszukiwanych wielkości i skorelować ze sobą za pomocą pewnych stałych empirycznych na drodze doświadczalnej.

Na przedstawionych w punkcie 4.2.1 wykresach rozkładu uśrednionych wartości momentów zginających  $M_{cz}$  w słupach (rys.4.5) i  $M_{by}$  w ryglach (rys.4.4) w węzłach przykładowej ramy wielonawowej zaobserwować można omawianą już zbieżność przebiegu wykresu tych sił wewnętrznych z wykresem sił tnących  $V$ . Z uwagi na liniowy charakter rozkładu wartości sił ścinających  $V(z)$  wzdłuż wysokości powyższej ramy oraz stałą wartość pozostałych niezależnych zmiennych wchodzących w skład ogólnego zapisu funkcyjnego rozważanych wielkości /4.19/ i /4.20/ można przyjąć założenie, że funkcje opisujące rozkład uśrednionych wartości wielkości momentów zginających  $M_{by,e}^n$  w ryglach i w  $M_{cz,e}^n$  słupach również mają charakter funkcji liniowej. Na podstawie powyższych rozważań wielkości /4.19/ i /4.20/ można zapisać w następujących postaciach, odpowiednio /4.26/ i /4.27/:

$$M_{by,e}^n(z) = K \cdot 0.5 \cdot V(z) \cdot \left[ \left( \Theta^{n \pm i} \right)^a \cdot \left( l_c \right)^b \cdot \left( \frac{1}{n_b} \right)^c \cdot \left( \frac{L_w}{L_f} \right)^d \cdot \left( S^{n',bys,e} \right)^e \cdot \left( S^{n',rs,e} \right)^f \right] \cdot \left( \frac{s_c - b_c}{s_c} \right) \quad /4.26/$$

$$M_{cz,e}^n(z) = K \cdot 0.5 \cdot V(z) \cdot \left[ \left( \Theta^{n \pm i} \right)^a \cdot \left( l_c \right)^b \cdot \left( \frac{1}{n_b} \right)^c \cdot \left( \frac{L_w}{L_f} \right)^d \cdot \left( S^{n',bys,e} \right)^e \cdot \left( S^{n',rs,e} \right)^f \right] \cdot \left( \frac{l_c - h_b}{l_c} \right) \quad /4.27/$$

gdzie:  $M_{by,e}^n(z)$  - moment zginający w ryglach w przekrojach ich utwierdzenia w licach słupów w ramach równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego na  $n$ -tej kondygnacji ustroju powłokowego na wysokości rzędnej  $z$ , [kNm],

$M_{cz,e}^n(z)$  - moment zginający w słupach w przekrojach ich utwierdzenia w licach rygli w ramach równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego na  $n$ -tej kondygnacji ustroju powłokowego na wysokości rzędnej  $z$ , [kNm],

$K, a, b, c, d, e, f$  - wartości stałe przyjętych funkcji ustalane empirycznie, [-],

pozostałe wielkości jak we wzorach /4.11/, /4.12/, /4.13/, /4.14/, /4.19/, /4.20/ i /4.25/.

Zginany prętowy element betonowy ze zbrojeniem (rys.4.14), w którym na całej jego długości wartości momentów zginających  $M(x)$  są mniejsze od wartości momentu rysującego  $M_{cr}$ , charakteryzuje się sztywnością  $B_{uncr}$  o stałej wartości określonej jak dla przekroju niezarysowanego  $E_{cm} \cdot I_{uncr}$  /4.28/. W przypadku, gdy w którymkolwiek z przekrojów elementu na jego długości wartość momentu zginającego  $M(x)$  osiągnie lub przekroczy wartość momentu rysującego  $M_{cr}$ , to sztywność całego elementu  $B_{uncr}$  ulega zmniejszeniu do wartości  $B_{eff}$  /4.29/. Wraz ze stopniowym wzrostem wartości momentów zginających  $M(x)$  we wszystkich przekrojach na długości rozpatrywanego elementu ponad ustaloną wartość momentu rysującego  $M_{cr}$  wartość sztywności efektywnej  $B_{eff}$  elementu dąży się do poziomu wartości sztywności  $B_{cr}$  określonej jak dla przekroju w pełni zarysowanego  $E_{cm} \cdot I_{cr}$  /4.30/.

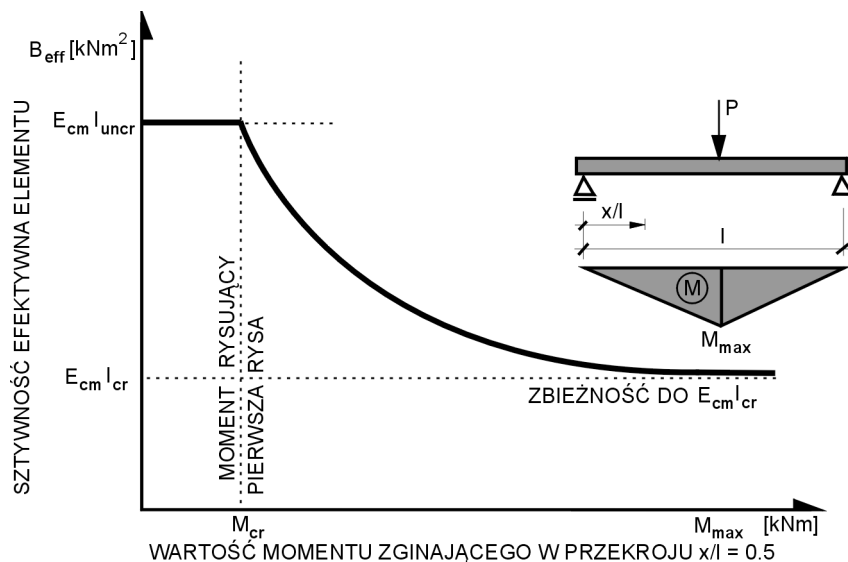
$$\text{dla } \bigwedge_x M(x) < M_{cr} \quad B_{eff} = B_{uncr} = E_{cm} \cdot I_{uncr} \quad /4.28/$$

$$\text{dla } \bigvee_x M(x) \geq M_{cr} \quad B_{uncr} = E_{cm} \cdot I_{uncr} > B_{eff} > E_{cm} \cdot I_{cr} = B_{cr} \quad /4.29/$$

$$\text{dla } \bigwedge_x M(x) \geq M_{cr} \quad B_{eff} = B_{cr} = E_{cm} \cdot I_{cr} \quad /4.30/$$

- gdzie:  $M(x)$  - moment zginający w danym przekroju na długości elementu, [kNm],  
 $M_{cr}$  - moment rysujący przekrój, [kNm],  
 $B_{uncr}$  - sztywność niezarysowanego elementu prętowego, [kNm<sup>2</sup>],  
 $B_{eff}$  - efektywna sztywność częściowo zarysowanego elementu prętowego, [kNm<sup>2</sup>],  
 $B_{cr}$  - sztywność w pełni zarysowanego elementu prętowego, [kNm<sup>2</sup>],  
 $E_{cm}$  - moduł sprężystości podłużnej betonu na podstawie normy [N10], [kPa],  
 $I_{uncr}$  - moment bezwładności przekroju niezarysowanego, [kNm<sup>2</sup>],  
 $I_{cr}$  - moment bezwładności przekroju w pełni zarysowanego, [kNm<sup>2</sup>].

Sztywność  $B_{eff}$  elementu dla przedziałów wartości momentów zginających  $M(x)$ , w których żaden z przekrojów na długości elementu nie uległ zarysowaniu /4.28/ lub w których wszystkie przekroje zostały w pełni zarysowane /4.30/, charakteryzuje się stałą wartością. Przedział pośredni /4.29/, uwzględniający w swojej sztywności odcinki zarysowane i niezarysowane, charakteryzuje się pewną zmiennością w zależności od udziałów sztywności poszczególnych odcinków elementu w sztywności  $B_{eff}$  całego elementu. Bezpośrednio zależy ona od wartości obciążeń oddziałujących na dany element i wywołujących momenty zginające w poszczególnych przekrojach elementu. Wraz ze wzrostem obciążeń sztywność  $B_{eff}$  elementu staje się zbliżona do wartości  $B_{cr}$  (rys.4.14). Na podstawie licznych badań (m.in. Kuczyńskiego [41, 42, 43]) nad wpływem wartości momentu zginającego wywołującego zarysowanie na sztywność  $B_{eff}$  częściowo zarysowanego elementu, można stwierdzić, że po zarysowaniu pierwszego przekroju w elemencie zmienność sztywności elementu  $B_{eff}$  i jej zbliżenie do  $B_{cr}$  w zależności od wzrastającej wartości obciążenia i momentów zginających w przekrojach elementu ma charakter funkcji krzywoliniowej.



Rys.4.14. Krzywa zależności redukcji sztywności efektywnej  $B_{eff}$  belki od wartości momentu zginającego  $M_{max}$

W rozpatrywanym teoretyczno-doświadczalnym modelu pracy ram powłoki ramowej ustroju założono potęgowy charakter funkcji krzywoliniowej określającej zmienność sztywności  $B_{eff}$  zarysowanych rygli w równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ramach ramowo-powłokowego ustroju nośnego betonowego budynku wysokiego. Zmienność sztywności  $B_{eff}$  zarysowanego elementu ryglowego wyrazić można, podobnie jak u



Kuczyńskiego [41, 42, 43], w postaci stosunku wartości momentu zginającego  $M_{by,e}$  w przekroju utwierdzenia rygła w licu słupa określonego zgodnie z /4.26/ do wartości momentu rysującego  $M_{by,cr}$  określonego zgodnie z /4.22/ następująco /4.31/:

$$B_{eff} = E_{cm} \cdot I_{bys,eff} = K \cdot \left( \frac{M_{by,e}}{M_{by,cr}} \right)^a \cdot E_{cm} \cdot I_{bys,uncr} \quad /4.31/$$

- gdzie:  $B_{eff}$  - efektywna sztywność zarysowanego elementu ryglowego, [kNm<sup>2</sup>],  
 $I_{bys,eff}$  - efektywny moment bezwładności zarysowanego rygła, [m<sup>4</sup>],  
 $I_{bys,uncr}$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju rygła, [m<sup>4</sup>],  
 $M_{by,e}$  - moment zginający w ryglach w przekrojach utwierdzenia w licach słupów /4.26/, [kNm],  
 $M_{by,cr}$  - moment rysujący przekroje rygli /4.22/, [kNm],  
 $E_{cm}$  - moduł sprężystości podłużnej betonu na podstawie normy [N10], [kPa],  
 $K$  - niewiadomy współczynnik funkcji potęgowej ustalany empirycznie, [-],  
 $a$  - niewiadomy wykładnik funkcji potęgowej ustalany empirycznie, [-].

Ze względu na formę wyrażenia /4.31/ należy również na drodze empirycznej ustalić zakresy jego stosowalności w zależności od stosunku obydwu wartości momentu zginającego. Zakresy te podano za pomocą poniższych wyrażen /4.32-33/, a ich graficzną interpretację przedstawiono na rys.4.15.

$$\text{dla } 0 < \frac{M_{by,e}^n}{M_{by,cr}^n} < m \quad B_{eff}^n = B_{uncr}^n = E_{cm} \cdot I_{bys,uncr}^n \quad /4.32/$$

$$\text{dla } m \leq \frac{M_{by,e}^n}{M_{by,cr}^n} < n \quad B_{eff}^n = E_{cm} \cdot I_{bys,eff}^n = K \cdot \left( \frac{M_{by,e}^n}{M_{by,cr}^n} \right)^a \cdot E_{cm} \cdot I_{bys,uncr}^n \quad /4.33/$$

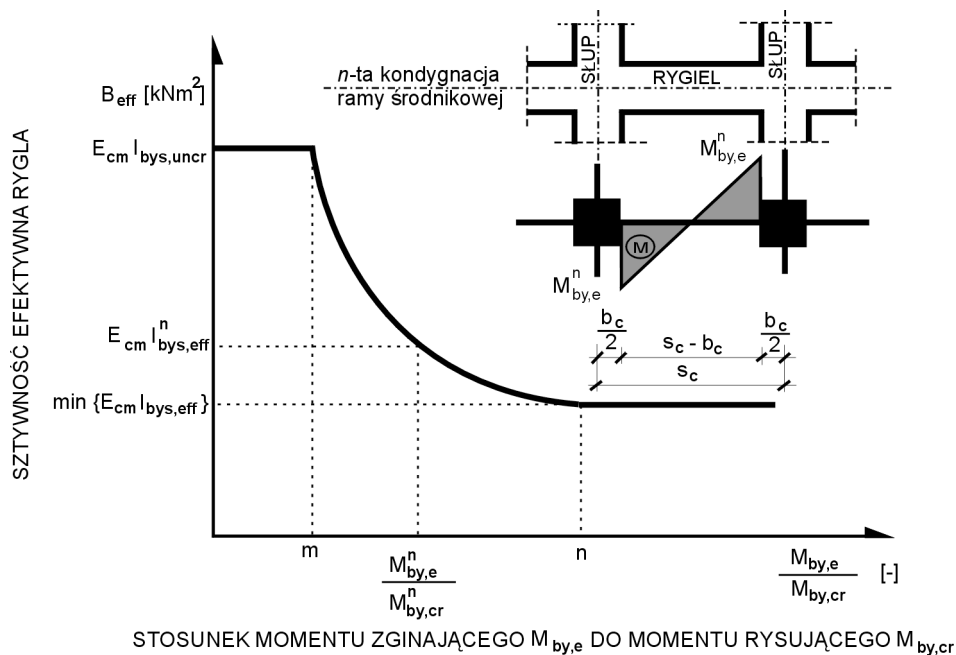
$$\text{dla } \frac{M_{by,e}^n}{M_{by,cr}^n} \geq n \quad B_{eff}^n = \min \left\{ K \cdot \left( \frac{M_{by,e}^n}{M_{by,cr}^n} \right)^a \cdot E_{cm} \cdot I_{bys,uncr}^n \right\} \quad /4.34/$$

- gdzie:  $B_{eff}^n$  - sztywność efektywna rygli na  $n$ -tej kondygnacji ustroju powłokowego, [kNm<sup>2</sup>],  
 $I_{bys,eff}^n$  - efektywny moment bezwładności zarysowanego rygła, [m<sup>4</sup>],  
 $M_{by,e}^n$  - moment zginający w ryglach w przekrojach utwierdzenia w licach słupów, [kNm],  
 $M_{by,cr}^n$  - moment rysujący przekroje rygli, [kNm],  
 $I_{bys,uncr}^n$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju rygła, [m<sup>4</sup>],  
 $K$  - niewiadomy współczynnik funkcji potęgowej ustalany empirycznie, [-],  
 $a$  - niewiadomy wykładnik funkcji potęgowej ustalany empirycznie, [-],  
 $m$  - empiryczna wartość stosunku wartości obu momentów  $M_{by,e}$  i  $M_{by,cr}$  po przekroczeniu którego sztywność elementu  $B_{eff}$  ulega zmniejszeniu z powodu zarysowania, [-],  
 $n$  - empiryczna wartość stosunku wartości obu momentów  $M_{by,e}$  i  $M_{by,cr}$  po przekroczeniu którego sztywność elementu  $B_{eff}$  ulega maksymalnej redukcji wywołanej jego zarysowaniem, [-],  
 pozostałe wielkości jak we /4.28-30/.

Korzystając ze wzoru /4.33/ można otrzymać wyrażenie na wielkość uśrednionego stopnia redukcji  $\Delta B_{eff}^n$  sztywności giętych zarysowanych rygli w ramie środkowej powłoki na  $n$ -tej kondygnacji ustroju ramowo-powłokowego obciążonego siłami poziomymi /4.35/.

$$\Delta B_{eff}^n = \frac{B_{eff}^n}{B_{uncr}^n} = \frac{E_{cm} \cdot I_{bys,eff}^n}{E_{cm} \cdot I_{bys,uncr}^n} = \frac{I_{bys,eff}^n}{I_{bys,uncr}^n} = K \cdot \left( \frac{M_{by,e}^n}{M_{by,cr}^n} \right)^a \in \langle K \cdot n^a, 1 \rangle \quad /4.35/$$

gdzie:  $\Delta B_{eff}^n$  - uśredniony stopień redukcji sztywności efektywnej rygli ram środkowych wywołany zarysowaniem ich przekrojów na  $n$ -tej kondygnacji ramowo-powłokowego ustroju nośnego, [-],  
pozostałe wielkości jak we wzorze /4.31/.



Rys.4.15. Redukcja sztywności giętej rygli równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego w zależności od stosunku wartości momentu zginającego  $M_{by,e}^n$  do wartości momentu rysującego przekroje rygli  $M_{by,cr}^n$

#### 4.2.6. Podsumowanie

Przedstawiona w Rozdziale 2 analiza stanu wiedzy oraz powyższe rozważania teoretyczne na temat modelu pracy ram ramowo-powłokowego ustroju nośnego betonowego budynku wysokiego poddanego działaniu symetrycznego obciążenia poziomego umożliwiające uproszczone określanie uśrednionych wartości momentów zginających w ryglach i słupach równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki w ich przekrojach utwierdzenia w licach elementów do nich prostopadłych wykazały, że istnieje duża trudność w uzyskaniu rozwiązania zamkniętego tego zagadnienia na drodze analitycznej. Przeprowadzone badania teoretyczne umożliwiły określenia pewnych wielkości i zależności między nimi, które wpływają na wartości poszukiwanych wielkości momentów zginających w słupach i ryglach. Określenie w sensie statystycznym korelacji między nimi na drodze empirycznej umożliwi kalibrację wyrażen /4.26/ i /4.27/ oraz /4.31/ i /4.32-34/ w rozważanych zagadnieniach oraz dobór pewnych stałych empirycznych zawartych w tych wyrażeniach.

## 5. BADANIA NUMERYCZNE

Przedmiotem niniejszego rozdziału są badania numeryczne, których celem jest potwierdzenie tez pracy przedstawionych w Rozdziale 3 oraz weryfikacja teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym budynku wysokiego opisującego pracę rygli i słupów w płaszczyźnie ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego. Ze względów praktycznych badania poniższe ograniczono do najczęściej stosowanych rozwiązań konstrukcyjnych powłoki ramowej oraz do wybranych rodzajów obciążeń poziomych.

### 5.1. Przedmiot i cel badań

Przedmiotem badań są 40- i 60-kondygnacyjne betonowe budynki wysokie o rzucie kwadratowym poddane działaniu obciążeń pionowych i symetrycznych obciążeń poziomych działających w płaszczyźnie równoległej do jednej z osi głównych ustroju nośnego. Przy wyborze liczb kondygnacji budynków wysokich kierowano się zakresem stosowności ramowo-powłokowych ustrojów nośnych ze względów techniczno-ekonomicznych podanych przez Khana [18, 34, 36, 39, 40] (→rys.1.2).

Aktualne w poniższej analizie pozostają ograniczenia i założenia przedstawione w pkt.4.1 dotyczące teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej.

Celem badań jest ocena wpływu różnych parametrów geometrycznych i materiałowych ramowo-powłokowego ustroju nośnego poddanego działaniu zespołów obciążeń pionowych i poziomych na stopień redukcji sztywności jego elementów oraz weryfikacja tez pracy i teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej.

### 5.2. Metodyka i zakres badań

Badaniami numerycznymi objęto 40- i 60-kondygnacyjne betonowe budynki wysokie o ramowo-powłokowym ustroju nośnym o rzucie kwadratowym poddanym działaniu zespołów obciążeń pionowych (ciężar własny elementów powłoki ramowej, stropu i wyposażenia przestrzeni użytkowej każdej kondygnacji oraz obciążenie technologiczne pomieszczeń przestrzeni użytkowej) i symetrycznych obciążeń poziomych. W badaniach przyjęto obciążenie poziome w postaci obciążenia ciśnieniem wiatru o wielkościach występujących w wybranych normowych strefach wiatrowych na obszarze Polski i działającym na kierunku równoległym do kierunku osi głównych budowli [79, N3]. Pozostałe obciążenia również określono na podstawie norm krajowych [N4, N5, N6, N8].

Ze względu na zmienność wyężenia elementów konstrukcji nośnej wzdłuż wysokości budynku wysokiego wprowadzono skokową zmianę cech geometrycznych i materiałowych elementów konstrukcji (sztywności konstrukcji) co 10 kondygnację. Każda grupa 10-ciu kondygnacji o stałej sztywności wchodzącej w skład budynku 40-kondygnacyjnego (grupy kondygnacji 1÷10, 11÷20, 21÷30, 31÷40) i budynku 60-kondygnacyjnego (grupy kondygnacji 1÷10, 11÷20, 21÷30, 31÷40, 41÷50, 51÷60) rozpatrywana jest na podstawie odrębnego programu badawczego, jako myślowo wycięty fragment ustroju nośnego betonowego budynku wysokiego. Elementy rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji (*RG10K<sub>i</sub>*) w danym badaniu

numerycznym ustroju nośnego obciążonego zadaniem zespołem obciążeń pracują w zakresie sprężystym i pozasprężystym. Elementy pozostałych grup 10-ciu kondygnacji ( $G10K_i$ ) ustroju nośnego budynku wysokiego w danym badaniu numerycznym, które znajdują się poniżej i powyżej rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ ), pracują tylko w zakresie sprężystym. Podział taki umożliwia dobór przekrojów poprzecznych elementów i ich zbrojenia w zależności od rzeczywistych sił wewnętrznych w elementach zlokalizowanych na danych wysokościach konstrukcji oraz osobną analizę pracy różnych grup kondygnacji ustroju nośnego wzdłuż wysokości budynku wysokiego. Przyjęto stały i jednakowy stopień zbrojenia dla wszystkich słupów i rygli w rozpatrywanej grupie 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ ). Do dalszych rozważań w przeprowadzonych poniżej badaniach numerycznych przyjęto odpowiednie oznaczenia (Tab.5.1) poszczególnych grup kondygnacji w zależności od ich usytuowania wzdłuż wysokości budynku oraz zakresu pracy jej elementów w danym badaniu.

Tab.5.1. Oznaczenia grup kondygnacji

Grupy kondygnacji	1÷10	11÷20	21÷30	31÷40	41÷50	51÷60
rozpatrywana grupa 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ ) w danym badaniu numerycznym	$RG10K_1$	$RG10K_2$	$RG10K_3$	$RG10K_4$	$RG10K_5$	$RG10K_6$
grupa 10-ciu kondygnacji poniżej i powyżej rozpatrywanej grupy kondygnacji ( $G10K_i$ )	$G10K_1$	$G10K_2$	$G10K_3$	$G10K_4$	$G10K_5$	$G10K_6$

Założono stałą dopuszczalną linię przemieszczenia budowli wzdłuż jej wysokości pod zadaniem obciążeniem poziomym dla sprężystej fazy pracy ustroju nośnego budynku wysokiego odpowiadającą linii przemieszczenia budynku LOT-u w Warszawie [65] (rys.5.1).



Rys.5.1. Wykresy zakresów dopuszczalnych przemieszczeń poziomych budynków wysokich wzdłuż ich wysokości: a) 60-kondygnacyjnego, b) 40-kondygnacyjnego

W tabeli Tab.5.2 określono przyjęte wartości dopuszczalnych zakresów przemieszczeń poziomych kondygnacji ustroju nośnego na różnych wysokościach budynku wysokiego. Parametry określające dopuszczalną linię przemieszczenia poziomego budynku ( $\rightarrow$ rys.5.1) spełniają warunek dopuszczalnego zakresu różnic przemieszczeń poziomych dwóch następujących po sobie kondygnacji –  $l_c/200 \div l_c/1000$ , gdzie  $l_c$  to wysokość kondygnacji.

Tab.5.2. Dopuszczalne przemieszczenia poziome budynków wysokich przyjęte w badaniach numerycznych

Grupa kondygnacji	1÷10 <sup>#</sup>	11÷20 <sup>#</sup>	21÷30 <sup>#</sup>	31÷40 <sup>#</sup>	41÷50 <sup>#</sup>	51÷60 <sup>#</sup>
60-kondygnacyjny budynek wysoki	$\frac{35\% \cdot z}{\alpha_{lim}}$	$\frac{50\% \cdot z}{\alpha_{lim}}$	$\frac{65\% \cdot z}{\alpha_{lim}}$	$\frac{75\% \cdot z}{\alpha_{lim}}$	$\frac{88\% \cdot z}{\alpha_{lim}}$	$\frac{100\% \cdot z}{\alpha_{lim}}$
40-kondygnacyjny budynek wysoki	$\frac{42\% \cdot z}{\alpha_{lim}}$	$\frac{73\% \cdot z}{\alpha_{lim}}$	$\frac{88\% \cdot z}{\alpha_{lim}}$	$\frac{100\% \cdot z}{\alpha_{lim}}$		

<sup>#</sup>zakresy wartości przemieszczeń poziomych podano w zależności od rzędnej  $z$  danej kondygnacji

Badania numeryczne obejmują analizę wpływu następujących parametrów na wartości momentów zginających w słupach i ryglach ram powłoki ramowej ustroju oraz na stopień i rozkład redukcji sztywności giętej elementów ramowo-powłokowego ustroju nośnego:

- smukłości ramowo-powłokowego ustroju nośnego,
- dopuszczalnego wychylenia ustroju nośnego pod zadaniem obciążeniem poziomym,
- charakterystycznej wartości ciśnienia parcia wiatru [N3],
- klasy betonu [N9, N10],
- stosunku długości osiowych słupów i rygli w ramach ustroju nośnego,
- stosunku wysokości do szerokości przekroju poprzecznego słupa,
- stosunku sztywności betonowego elementu słupowego do sztywności betonowego elementu ryglowego w ramie powłoki ramowej,
- stosunku wysokości do szerokości przekroju poprzecznego rygla,
- rozpiętości stropu (przestrzeni użytkowej kondygnacji między zewnętrzną powłoką ramową, a wewnętrznym trzonem przenoszącym tylko obciążenie grawitacyjne),
- stopnia zbrojenia podłużnego w elementach powłoki ramowej,
- stosunku długości ramy powłoki równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego do długości ramy do niej prostopadłej.

Wybór powyższych parametrów umożliwi weryfikację tezy pracy i przedstawionego w Rozdziale 4 teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej na drodze eksperymentu (dobór wartości parametrów podano w pkt. 5.3 rozprawy).

W badaniach zastosowano metodę planowania eksperymentu Taguchiego [73]. Przyjęto ortogonalny plan eksperymentu  $L_{18}(2^1 \times 3^7)$ . Metoda ta pozwala na przeprowadzenie optymalizacji badań, tzn. uzyskanie żądanej informacji przy ograniczonej liczbie badań. Przyjęty plan eksperymentu podano w tabeli Tab.5.7.

Obliczenia numeryczne przeprowadzono w standardowym programie komputerowym opartym na liniowej wersji metody elementów skończonych. W zakresie pozasprężystej pracy konstrukcji posłużono się metodami iteracyjnymi. Sztywność elementów zarysowanych określono w postaci probabilistycznej sztywności efektywnej elementu uwzględniającej wpływ na sztywność zarysowanego elementu odcinków niezarysowanych [9, 10, 54]. Szczegóły modelu probabilistycznej sztywności efektywnej zarysowanego elementu i przyjętej metody iteracyjnej podano w pkt. 5.6 i 5.7 rozprawy.

### 5.3. Parametry badawcze i ich poziomy zmienności

Ze względu na znaczną liczbę parametrów geometrycznych i materiałowych określających budowę oraz kształt powłoki ramowej i tworzących ją elementów słupowych i ryglowych oraz potrzebę ograniczenia możliwych kombinacji parametrów w planie eksperymentu podzielono je na parametry zmienne (Tab.5.3) i stałe (Tab.5.4).

Tab.5.3. Zmienne parametry badawcze

L.p.	Opis parametru zmiennego	Oznaczenie	Jednostka
1.	smukłość budynku wysokiego	$\lambda_B = \frac{H_B}{L_w}$	[-]
2.	iloraz dopuszczalnego wychylenia budynku wysokiego	$\alpha_{lim}$	[-]
3.	charakterystyczna wartość ciśnienia parcia wiatru działającego równoległe do kierunku osi głównej budynku wysokiego na podstawie normy [N3]	$q_k$	[kPa]
4.	klasa betonu ( $m$ ) elementów słupowych i ryglowych ram powłoki ramowej rozpatrywanej grupy kondygnacji ( $RG10K_i$ ) ustroju nośnego na podstawie normy [N10]	$B_{mn}$	[-]
5.	stosunek rozpiętości osiowych rygli do długości osiowych słupów w ramach powłoki ramowej ustroju nośnego	$\frac{s_c}{l_c}$	[-]
6.	stosunek wysokości do szerokości przekrojów poprzecznych słupów w ramach powłoki ramowej rozpatrywanej grupy kondygnacji ( $RG10K_i$ ) ustroju nośnego	$\frac{h_c}{b_c}$	[-]
7.	stosunek sztywności giętej betonowego elementu słupowego określonego w płaszczyźnie ramy do sztywności giętej betonowego elementu ryglowego określonego w płaszczyźnie ramy w ramach powłoki ramowej bez uwzględnienia wpływu odkształceń postaciowych obydwu elementów i zesztynień w węzłach ram rozpatrywanej grupy kondygnacji ( $RG10K_i$ ) ustroju nośnego budynku wysokiego	$S_r = \frac{E_{cm} \cdot I_{cz}}{E_{cm} \cdot I_{by}} \cdot \frac{s_c}{l_c}$	[-]
8.	stosunek wysokości do szerokości przekrojów poprzecznych rygli w ramach powłoki ramowej rozpatrywanej grupy kondygnacji ( $RG10K_i$ ) ustroju nośnego	$\frac{h_b}{b_b}$	[-]

Tab.5.4. Stałe parametry badawcze

L.p.	Opis parametru stałego	Oznaczenie	Jednostka
1.	stosunek długości ramy powłoki ramowej równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego do długości ramy do niej prostopadłej w ustroju nośnym	$\frac{L_w}{L_f} = 1$	[-]
2.	liczba kondygnacji budynku wysokiego	$n_k$	[-]
3.	wysokość kondygnacji (długość osiowa słupów powłoki ramowej)	$l_c$	[m]
4.	rozpiętość stropu (traktu) – przestrzeni użytkowej kondygnacji między zewnętrzną powłoką ramową a trzonem wewnętrznym	$T$	[m]
5.	klasa betonu stropów i elementów słupowych i ryglowych ram powłoki ramowej kondygnacji ( $G10K_i$ ) znajdujących się poniżej i powyżej rozpatrywanej grupy kondygnacji ( $RG10K_i$ )	$B55$	[-]

L.p.	Opis parametru stałego	Oznaczenie	Jednostka
6.	stosunek wysokości do szerokości przekrojów poprzecznych słupów narożnych ram powłoki ramowej ustroju nośnego rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ )	$\frac{h_{c,c}}{b_{c,c}} = 1$ $h_{c,c} = b_{c,c} = \sqrt{h_c \cdot b_c}$	[-] [m]
7.	stosunek wysokości do szerokości przekrojów poprzecznych słupów w ramach powłoki ramowej kondygnacji $G10K_i$ znajdujących się poniżej i powyżej $RG10K_i$ w ustroju nośnym	$\frac{h_{c,p}}{b_{c,p}} = 1$	[-]
8.	stosunek sztywności giętej betonowego elementu słupowego określonego w płaszczyźnie ramy do sztywności giętej betonowego elementu ryglowego określonego w płaszczyźnie ramy w ramach powłoki ramowej kondygnacji $G10K_i$ znajdujących się poniżej i powyżej rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ ) bez uwzględnienia odkształceń postaciowych obydwu elementów i zeszywnień w węzłach ram ustroju nośnego budynku wysokiego	$S_{r,p} = \frac{E_{cm,p} \cdot I_{cz,p}}{E_{cm,p} \cdot I_{by,p}} \cdot \frac{s_c}{l_c} \leq 2$	[-]
9.	właściwości materiałowe podłużnych prętów zbrojeniowych odpowiadające klasie A-III na podstawie normy [N10]	$E_s = 200$ GPa	[GPa]
		$f_{yd} = 350$ MPa	[MPa]

Na podstawie zaleceń konstrukcyjnych dotyczących kształtowania betonowych powłokowych ustrojów nośnych budynków wysokich zawartych w literaturze technicznej oraz dostępnych danych dotyczących charakterystyk zrealizowanych betonowych budynków wysokich o powłokowym ustroju nośnym dobrano poziomy zmienności wartości parametrów zmiennych (Tab.5.5) i wartości parametrów stałych (Tab.5.6) [16, 39, 65, 66, 67, 70].

Tab.5.5. Poziomy zmienności zmiennych parametrów badawczych

L.p.	Zmienny parametr badawczy	Zmienność A	Zmienność B	Zmienność C
1a.	smukłość budynku 60-kondygnacyjnego	5	7	-
1b.	smukłość budynku 40-kondygnacyjnego	4.8	-	-
2.	parametr dopuszczalnego wychylenia budynku wysokiego	1/2000	1/1000	1/1500
3.	charakterystyczna wartość ciśnienia prędkości wiatru [N3]	0.350 kPa	0.450 kPa	0.550 kPa
4.	klasa betonu słupów i rygli ram powłoki ramowej rozpatrywanej grupy kondygnacji ( $RG10K_i$ ) [N10]	B37	B55	B70
5.	stosunek rozpiętości osiowej rygli do długości osiowej słupów w ramach powłoki ramowej	0.660	0.920	1.180
6.	stosunek wysokości do szerokości przekrojów poprzecznych słupów w ramach powłoki ramowej rozpatrywanej grupy kondygnacji ( $RG10K_i$ ) w ustroju nośnym	0.667	1.000	1.500
7.	stosunek sztywności giętej betonowego elementu słupowego do sztywności giętej betonowego elementu ryglowego w ramach powłoki ramowej bez uwzględnienia wpływu odkształceń postaciowych obydwu elementów i zeszywnień w węzłach ram rozpatrywanej grupy kondygnacji ( $RG10K_i$ ) ustroju nośnego	0.500	1.000	2.000 (0.200) <sup>#</sup>
8.	stosunek wysokości do szerokości przekrojów poprzecznych rygli w ramach powłoki ramowej rozpatrywanej grupy kondygnacji ( $RG10K_i$ ) w ustroju nośnym	1.000	2.000	3.000

<sup>#</sup> dla grup rozpatrywanych kondygnacji 41÷50 i 51÷60 w budynku 60-kondygnacyjnym

Tab.5.6. Wartości stałych parametrów badawczych

L.p.	Stały parametr badawczy	Wielkość
1.	rozpiętość stropu	$T = 10 \text{ m}$
2.	wysokość kondygnacji	$l_c = 3.8 \text{ m}$

Zastosowano metodę planowania eksperymentu Taguchiego [72] i przyjęto ortogonalny plan eksperymentu  $L_{18}(2^1 \times 3^7)$  z 1 parametrem zmiennym o dwóch poziomach zmienności ( $A, B$ ) i z 7 parametrami zmiennymi o trzech poziomach zmienności ( $A, B, C$ ) dla badanych 60-kondygnacyjnych budynków wysokich. Pozwoliło to na przeprowadzenie optymalizacji badań i ograniczenie liczby kombinacji różnych poziomów zmienności rozpatrywanych parametrów zmiennych do liczby 18 badań dla każdej rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ ). Program badań numerycznych podano w tabeli Tab.5.7.

Tab.5.7. Plan badań numerycznych 60-kondygnacyjnych budynków wysokich

Parametr	$\lambda_B$	$\alpha_{lim}$	$q_k$	klasa betonu	$\frac{s_c}{l_c}$	$\frac{h_c}{b_c}$	$S_r$	$\frac{h_b}{b_b}$
Nr badania	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
1	5	2000	0,35 kPa	B37	0,660	0,67	0,5	1
2	5	2000	0,45 kPa	B55	0,920	1,00	1	2
3	5	2000	0,55 kPa	B70	1,180	1,50	2 (0,2) <sup>#</sup>	3
4	5	1000	0,35 kPa	B37	0,920	1,00	2 (0,2) <sup>#</sup>	3
5	5	1000	0,45 kPa	B55	1,180	1,50	0,5	1
6	5	1000	0,55 kPa	B70	0,660	0,67	1	2
7	5	1500	0,35 kPa	B55	0,660	1,50	1	3
8	5	1500	0,45 kPa	B70	0,920	0,67	2 (0,2) <sup>#</sup>	1
9	5	1500	0,55 kPa	B37	1,180	1,00	0,5	2
10	7	2000	0,35 kPa	B70	1,180	1,00	1	1
11	7	2000	0,45 kPa	B37	0,660	1,50	2 (0,2) <sup>#</sup>	2
12	7	2000	0,55 kPa	B55	0,920	0,67	0,5	3
13	7	1000	0,35 kPa	B55	1,180	0,67	2 (0,2) <sup>#</sup>	2
14	7	1000	0,45 kPa	B70	0,660	1,00	0,5	3
15	7	1000	0,55 kPa	B37	0,920	1,50	1	1
16	7	1500	0,35 kPa	B70	0,920	1,50	0,5	2
17	7	1500	0,45 kPa	B37	1,180	0,67	1	3
18	7	1500	0,55 kPa	B55	0,660	1,00	2 (0,2) <sup>#</sup>	1

<sup>#</sup> dla grup rozpatrywanych kondygnacji 41÷50 i 51÷60 w 60-kondygnacyjnym budynku wysokim o ramowo-powłokowym ustroju nośnym

Jako badanie kontrolne przeprowadzono badania budynków wysokich o mniejszej liczbie kondygnacji. Rozpatrzono cztery 10-kondygnacyjne grupy 40-kondygnacyjnego budynku wysokiego o ramowo-powłokowym ustroju nośnym o stałej wartości parametru smukłości budynku wynoszącym 4,8. Za podstawę planu badań numerycznych budynków 40-kondygnacyjnych przyjęto połowę planu badań budynków 60-kondygnacyjnych (Tab.5.8).



Tab.5.8. Plan badań numerycznych 40-kondygnacyjnych budynków wysokich

Parametr	$\lambda_B$	$\alpha_{lim}$	$q_k$	klasa betonu	$\frac{s_c}{l_c}$	$\frac{h_c}{b_c}$	$S_r$	$\frac{h_b}{b_b}$
Nr badania	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
1 (10) <sup>#</sup>	4,8	2000	0,35 kPa	B70	1,180	1,00	1	1
2 (11) <sup>#</sup>	4,8	2000	0,45 kPa	B37	0,660	1,50	2	2
3 (12) <sup>#</sup>	4,8	2000	0,55 kPa	B55	0,920	0,67	0,5	3
4 (13) <sup>#</sup>	4,8	1000	0,35 kPa	B55	1,180	0,67	2	2
5 (14) <sup>#</sup>	4,8	1000	0,45 kPa	B70	0,660	1,00	0,5	3
6 (15) <sup>#</sup>	4,8	1000	0,55 kPa	B37	0,920	1,50	1	1
7 (16) <sup>#</sup>	4,8	1500	0,35 kPa	B70	0,920	1,50	0,5	2
8 (17) <sup>#</sup>	4,8	1500	0,45 kPa	B37	1,180	0,67	1	3
9 (18) <sup>#</sup>	4,8	1500	0,55 kPa	B55	0,660	1,00	2	1

<sup>#</sup> w nawiasach podano numer badania wg L<sub>18</sub>(2<sup>1</sup>×3<sup>7</sup>)

Programy badań obejmują łącznie 144 konstrukcje ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich: 6×18 konstrukcji budynków 60-kondygnacyjnych i 4×9 konstrukcji budynków 40-kondygnacyjnych.

#### 5.4. Obciążenie pionowe i poziome

W badaniach numerycznych uwzględniono stałe obciążenia pionowe od ciężaru własnego elementów konstrukcyjnych ustroju ramowo-powłokowego, ciężaru konstrukcji stropu i wyposażenia przestrzeni użytkowej oraz zmienne obciążenie technologiczne przestrzeni użytkowych kondygnacji w postaci obciążenia równomiernie rozłożonego. Pominięto mały wpływ zmiennego obciążenia śniegiem ostatniej kondygnacji budynku wysokiego na sumę całkowitego obciążenia pionowego przypadającego na słupy niższych kondygnacji. Obciążenie poziome przyjęto w postaci zmiennego obciążenia ciśnieniem prędkości wiatru działającego na kierunku równoległym do kierunku osi głównych budowli. Do obliczeń przyjęto ciężar objętościowy betonu zbrojonego o wartości 24 kN/m<sup>3</sup>.

Do badań przyjęto powtarzalny strop płytowo-żebrowy o żebrach połączonych monolitycznie w osiach słupów z powłoką ramową i z trzonem wewnętrznym. Płyta połączona jest przegubowo z ryglami na ich długościach - połączenie typu *pin*. Konstrukcja stropu obciążona jest stałym ciężarem własnym elementów niekonstrukcyjnych (elementy wykończeniowe i wyposażenia przestrzeni użytkowej kondygnacji) i zmiennym obciążeniem użytkowym odpowiadającym obciążeniu technologicznemu jak dla pomieszczeń biurowych [N6].

W tabeli Tab.5.9 zestawiono obciążenia stałe i zmienne przypadające na jednostkę powierzchni stropu.

Tab.5.9. Zestawienie obciążeń stałych i zmiennych stropu

Rodzaj i charakter obciążenia		Obciążenie charakterystyczne	Wsp. $\gamma > 1$	Wsp. $\gamma < 1$	Obciążenie obliczeniowe ( $\gamma > 1$ )	Obciążenie obliczeniowe ( $\gamma < 1$ )
L.p.	[opis warstwy stropu]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
1	panele podłogowe	0,23	1,20	0,90	0,28	0,21
2	gładź cementowa	0,42	1,30	0,80	0,55	0,34
3	folia izolacyjna	0,01	1,20	0,90	0,01	0,01
4	plyta pilśniowa	0,07	1,20	0,90	0,08	0,06
5	strop płytowo-żebrowy <sup>#</sup>	4,90	1,10	0,90	5,39	4,41
6	sufit podwieszony	0,50	1,20	0,90	0,60	0,45
7	plyty gipsowo-kartonowe	0,002	1,20	0,90	0,00	0,002
8	ścianki działowe	1,08	1,20	0,90	1,29	0,97
RAZEM		7,20	1,14	0,90	8,20	6,45
9	zmiennie obciążenie użytkowe	2,00	1,4		2,80	2,80
RAZEM		9,21	1,19	1,00	11,00	9,25

<sup>#</sup> strop płytowo-żebrowy w postaci żeber o wymiarach 0.6 m × 0.4 m i o rozstawach osiowych 2.5 m połączonych monolitycznie z płytą żelbetową o grubości 0.20 m

Zmienne obciążenie poziome /2.1/ przyjęto w postaci obciążenia wiatrem dla trzech poziomów zmienności wartości charakterystycznego ciśnienia prędkości wiatru – 0.35 kPa, 0.45 kPa i 0.55 kPa. Przyjęto, na podstawie normy [N3] i [80], że budynki wysokie zlokalizowane są na obszarze zabudowanym przy wysokości istniejących budynków powyżej 10 m, co odpowiada usytuowaniu, zgodnie z powyższą normą [N3], na terenie typu C. Przyjęto, że rozważane budowle są podatne na dynamiczne działania porywów wiatru, a okres drgań własnych budynków określono na podstawie uproszczonego wzoru /5.1/ [N3].

$$T = 0.09 \cdot \frac{H_B}{\sqrt{L_w}} \quad /5.1/$$

gdzie:  $T$  - okres drgań własnych budynku, [s],

$H_B$  - wysokość budynku, [m],

$L_w$  - szerokość budynku (wymiar równoległy do kierunku działania obciążenia poziomego), [m].

Na podstawie normy [N3] określono współczynnik ekspozycji  $C_e$ , współczynnik aerodynamiczny budowli  $C$  i współczynnik działania dynamicznych porywów wiatru  $\beta$ . Współczynnik ekspozycji określono w postaci rozkładu liniowo zmiennego zależnego od wysokości ponad poziomem terenu. Współczynnik aerodynamiczny określono osobno dla wszystkich czterech powierzchni bocznych budynku wysokiego: nawietrznej (parcie), zawietrznej (ssanie) i obu równoległych do kierunku działania wiatru (ssanie). Wartości współczynnika działania porywów wiatru  $\beta$  dla budowli o różnych smukłościach określono w przedziale 2.0÷2.5.

W tabeli Tab.5.10 zestawiono przyjęte obciążenie pionowe i poziome oraz współczynniki obciążenia (częściowe współczynniki bezpieczeństwa) i współczynniki jednoczesności obciążeń zmiennych.

Tab.5.10. Zestawienie przyjętych obciążeń działających na budynek wysoki

L.p.	Rodzaj obciążenia	Oznaczenie	Współczynnik obciążenia		Współczynnik jednoczesności obciążenia zmiennego
obciążenia stałe		$G_{ki}$	$\gamma_{fi}$		
1.	ciężar własny elementów konstrukcyjnych ramowo-powłokowego ustroju nośnego	$G_{k1}$	$\gamma_{f1}=1.1$	$\gamma_{f1}=0.9$	
2.	ciężar stropu i wyposażenia przestrzeni użytkowej	$G_{k2}$	$\gamma_{f2}=1.14$	$\gamma_{f2}=0.9$	
obciążenia zmienne		$Q_{ki}$	$\gamma_{fi}$		$\psi_{oi}$
3.	obciążenie użytkowe stropu	$P$	1.4		1.0
4.	obciążenie wiatrem budowli	$W$	1.3		1.0

Kombinację podstawową dla stanu granicznego nośności przyjęto zgodnie z normą [N4] /5.2/:

$$\sum_1^m (\gamma_{fi} \cdot G_{ki}) + \sum_1^n (\psi_{oi} \cdot \gamma_{fi} \cdot Q_{ki}) \quad /5.2/$$

gdzie:  $\gamma_{fi}$  - współczynnik obciążenia,  
 $\psi_{oi}$  - współczynnik jednoczesności obciążeń zmiennych,  
 $G_{ki}$  - wartość charakterystyczna obciążenia stałego,  
 $Q_{ki}$  - wartość charakterystyczna obciążenia zmiennego.

Kombinację podstawową dla stanu granicznego użytkowania przyjęto zgodnie z normą [N4] /5.3/:

$$\sum_1^m G_{ki} + Q_{ki} \quad /5.3/$$

gdzie:  $G_{ki}$  - wartość charakterystyczna obciążenia stałego,  
 $Q_{ki}$  - wartość charakterystyczna obciążenia zmiennego.

Siły wewnętrzne w elementach konstrukcyjnych ramowo-powłokowego ustroju nośnego betonowego budynku wysokiego dla stanu granicznego nośności (SGN) elementów określono na podstawie analizy liniowej konstrukcji nośnej poddanej działaniu wszystkich możliwych normowych kombinacji obciążeń stałych i zmiennych (Tab.5.11).

Analizę liniową i nieliniową dla stanu granicznego użytkowania (SGU) z uwzględnieniem możliwości wystąpienia stanu zarysowania betonu w przekrojach elementów konstrukcji nośnej przeprowadzono dla kombinacji obciążeń stałych i zmiennego obciążenia wiatrem (Tab.5.11).

Tab.5.11. Normowe kombinacje obciążeń dla SGN i SGU

L.p.	STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI (SGN)	STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA (SGU)
1.	$1.1 \cdot G_{kl} + 1.14 \cdot G_{k2}$	$G_{kl} + G_{k2} + W$
2.	$1.1 \cdot G_{kl} + 1.14 \cdot G_{k2} + 1.0 \cdot 1.4 \cdot P$	
3.	$1.1 \cdot G_{kl} + 1.14 \cdot G_{k2} + 1.0 \cdot 1.4 \cdot P + 1.0 \cdot 1.3 \cdot W$	
4.	$1.1 \cdot G_{kl} + 1.14 \cdot G_{k2} + 1.0 \cdot 1.3 \cdot W$	
5.	$0.9 \cdot G_{kl} + 0.9 \cdot G_{k2}$	
6.	$0.9 \cdot G_{kl} + 0.9 \cdot G_{k2} + 1.0 \cdot 1.4 \cdot P$	
7.	$0.9 \cdot G_{kl} + 0.9 \cdot G_{k2} + 1.0 \cdot 1.4 \cdot P + 1.0 \cdot 1.3 \cdot W$	
8.	$0.9 \cdot G_{kl} + 0.9 \cdot G_{k2} + 1.0 \cdot 1.3 \cdot W$	

Przedstawione w Tab.5.11 zestawienie kombinacji dla stanu granicznego nośności (SGN) umożliwi dobór wymiarów przekrojów poprzecznych elementów konstrukcji nośnej i określenie stopnia ich zbrojenia podłużnego w rozpatrywanych modelach numerycznych budynków wysokich, które swoimi wartościami będą odpowiadały rzeczywistym wartościom poszukiwanych wielkości. Kombinacja dla stanu granicznego użytkowania (SGU) umożliwi na podstawie analizy liniowej sprawdzenie warunku dopuszczalnego wychylenia budynku oraz projektowanego przemieszczenia poziomego budynku wzdłuż jego wysokości (rys.5.1).

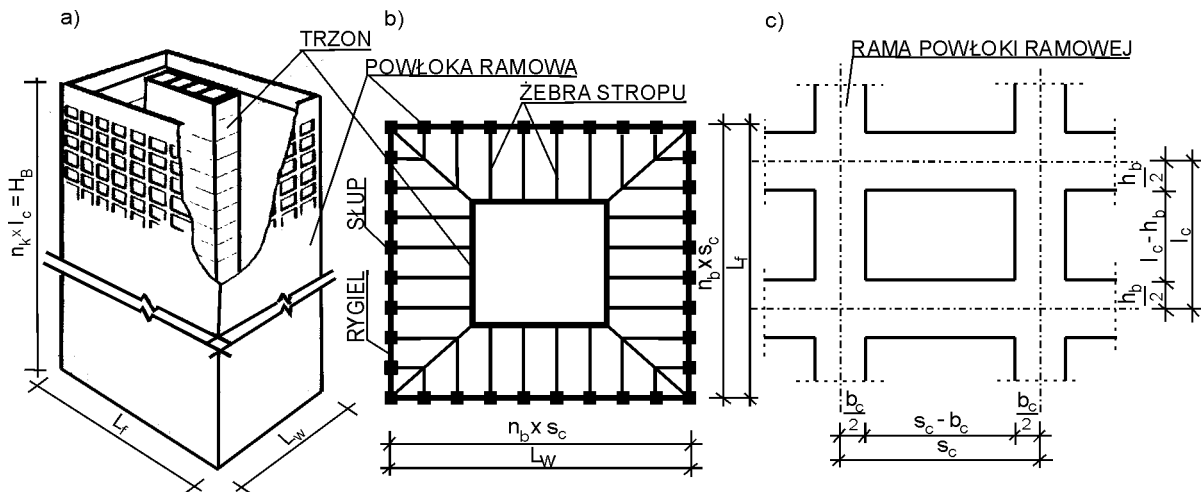
Analiza nieliniowa ustroju nośnego poddanego działaniu kombinacji SGU umożliwi określenie stanu zarysowania w ryglach, w których, jak przedstawiono to w Rozdziale 2, dominującym obciążeniem wywołującym zarysowanie ich przekrojów jest obciążenie poziome (tutaj obciążenie wiatrem). Jednocześnie kombinacja ta umożliwi rozpatrzenie przypadku możliwości powstania stanu zarysowania w przekrojach słupów wyższych kondygnacji powłoki ramowej ustroju nośnego, w których występują mniejsze wartości sił ściskających (tylko od ciężaru własnego i stropu) przeciwstawiających się powstawaniu naprężeń rozciągających w przekrojach tych słupów.

### 5.5. Model dyskretny betonowego ramowo-powłokowego ustroju nośnego

Na podstawie analizy stanu wiedzy przeprowadzonej w Rozdziale 2, ustrój ramowo-powłokowy betonowego budynku wysokiego tworzy zewnętrzna powłoka ramowa połączona na każdej kondygnacji stropami z wewnętrznym trzonem przenoszącym tylko obciążenie grawitacyjne (rys.5.2). Przyjęto rozwiązanie konstrukcji stropu w postaci stropu płytowo-żebrowego. Żebra stropu są monolitycznie połączone z zewnętrzną powłoką ramową w osiach słupów i z wewnętrznym trzonem, a płyta połączona jest przegubowo z ryglami obwodowymi powłoki ramowej na ich długościach w połowie wysokości przekrojów rygli i płyty (połączenie typu *pin*). Strop jest sztywny w swojej płaszczyźnie.

Budowę modelu konstrukcji i jego numeryczną analizę pracy pod zadaniem zespołem obciążeń przeprowadzono w oparciu o metodę elementów skończonych [19, 29, 79].

Pierwszym etapem analizy konstrukcji jest dyskretyzacja układu polegająca na zastąpieniu rzeczywistej konstrukcji modelem zbudowanym ze skończonej liczby elementów połączonych ze sobą w węzłach. Dyskretyzacja konstrukcji połączona z idealizacją charakterystyk geometrycznych elementów i charakterystyk fizycznych materiału oraz warunków podparcia i obciążenia nazywa się procesem idealizacji układu.



Rys.5.2. Ramowo-powłokowy ustrój nośny betonowego budynku wysokiego: a) widok ogólny, b) rzut kondygnacji powtarzalnej, c) elementy słupowe i ryglowe zewnętrznej powłoki ramowej

Drugim etapem jest ustalenie zależności między uogólnionymi siłami, a uogólnionymi przemieszczeniami w węzłach elementu skończonego. Na podstawie powyższych zależności buduje się macierze sztywności poszczególnych elementów układu. Związek ten zapisać można równaniem /5.4/:

$$s_j = k_j \cdot v_j \quad /5.4/$$

gdzie:  $s_j$  - wektor sił w węzłach elementu  $j$ ,  
 $k_j$  - macierz sztywności elementu  $j$ ,  
 $v_j$  - wektor przemieszczenia węzłów elementu  $j$ .

Trzecim etapem metody elementów skończonych jest analiza konstrukcji. Etap ten polega na połączeniu poszczególnych elementów składowych układu w całość. Korzysta się tutaj z warunków zgodności przemieszczeń i warunków równowagi węzłów /5.5/:

$$S = K \cdot V \quad /5.5/$$

gdzie:  $S$  - wektor sił w węzłach układu,  
 $K$  - globalna macierz sztywności układu,  
 $V$  - wektor przemieszczenia węzłów układu.

Rozwiązując układy równań /5.5/ otrzymuje się uogólnione przemieszczenia węzłów, które są podstawowymi niewiadomymi w metodzie elementów skończonych. Znajomość tych wielkości umożliwia określenie sił węzłowych każdego elementu skończonego, a w konsekwencji sił przekrojowych na długości elementu skończonego.

Wyrażenie /5.5/ obowiązuje dla zagadnień liniowych i nieliniowych. Ma to szczególne znaczenie w analizie pracy konstrukcji żelbetowych, które, ze względu na specyficzne właściwości betonu, powinny być rozpatrywane z uwzględnieniem ich fizycznej i geometrycznej nieliniowości. Cała informacja o materiale i geometrii, jak również i o ich nieliniowych właściwościach, zawiera się w macierzy sztywności układu  $K$ .

Globalna macierz sztywności układu jest zbiorem sztywności poszczególnych elementów układu. W przypadku nieliniowym, rozpatrywanym w niniejszej rozprawie, macierz sztywności  $K$  zależy od wielkości sił przekrojowych (określonych na podstawie przemieszczeń węzłów układu) w każdym elemencie układu, które mogą wywołać w nich stan zarysowania i redukcję ich sztywności. Na tej podstawie wyrażenie /5.5/ można przedstawić następująco /5.6/:

$$S = K(V) \cdot V \quad /5.6/$$

gdzie:  $S$  - wektor sił w węzłach układu,  
 $K(V)$  - globalna macierz sztywności układu nieliniowego,  
 $V$  - wektor przemieszczenia węzłów układu.

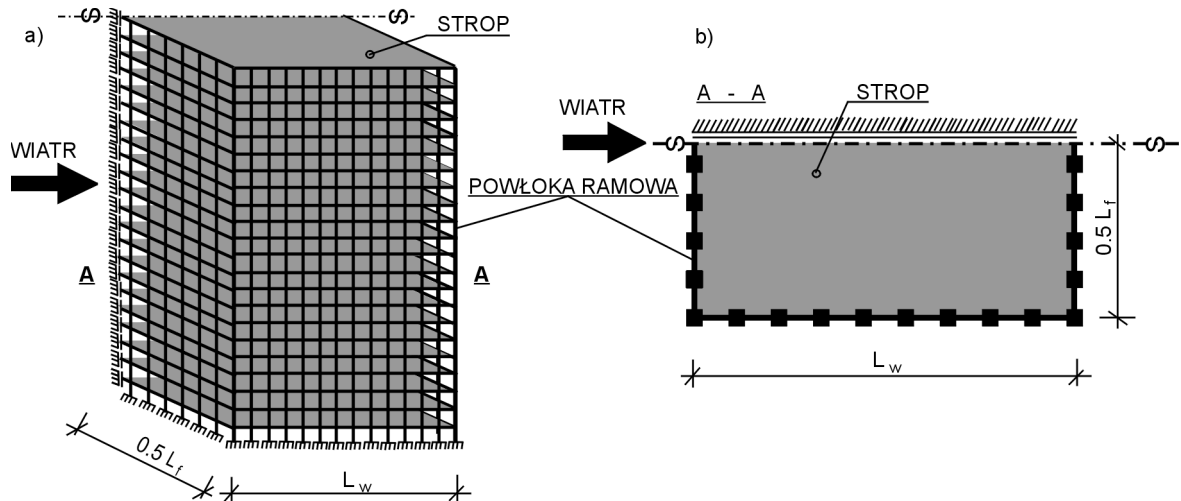
Zalgorytmizowanie całego zagadnienia i sprowadzenie go do szeregu prostych operacji arytmetycznych i decyzji logicznych umożliwiło opracowanie komputerowych programów do obliczania konstrukcji opartych na algorytmie metody elementów skończonych w wersji liniowej i nieliniowej.

Pomimo wysokiego poziomu mocy obliczeniowych współczesnych komputerów klasy PC analiza pracy skomplikowanych wielkowymiarowych konstrukcji przestrzennych opartych na algorytmach nieliniowej wersji metody elementów skończonych gwałtownie zwiększa czas uzyskania rozwiązania. Przyczyną jest tutaj częsty brak możliwości uzyskania rozwiązania układu nieliniowych równań algebraicznych w postaci zamkniętej i potrzeba stosowania procedur iteracyjnych, jak np.: zmodyfikowaną metodę Newtona-Rawsona, metodę iteracji bezpośredniej, metod przyrostowych, modyfikujących co  $n$ -ty krok iteracji globalną macierz sztywności układu  $K$ .

Ze względu na powyższe trudności w rozwiązaniach układów nieliniowych oraz dużą liczbę badań ( $\rightarrow$ pkt.5.3) w niniejszej rozprawie posłużono się programem komputerowym opartym na liniowym algorytmie metody elementów skończonych (Robot Millennium). Nieliniowe właściwości elementów ustroju nośnego wywołane zarysowaniem ich przekrojów symulowano modyfikując odpowiednio sztywność giętną elementów w zależności od poziomu wyężenia ich przekrojów oraz stosując metodę iteracyjną uwzględniającą redystrybucję sił wewnętrznych w elementach konstrukcji i wpływ tej redystrybucji na końcową sztywność zarysowanych elementów. Do analizy pracy elementów w fazie sprężystej i pozasprężystej przyjęto materiał liniowo-sprężysty. Na podobnych metodach i założeniach oparto obliczenia numeryczne przykładowych analiz ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich z uwzględnieniem zarysowania przedstawionych w Załączniku B.

### 5.5.1. Uproszczony schemat statyczny ustroju ramowo-powłokowego

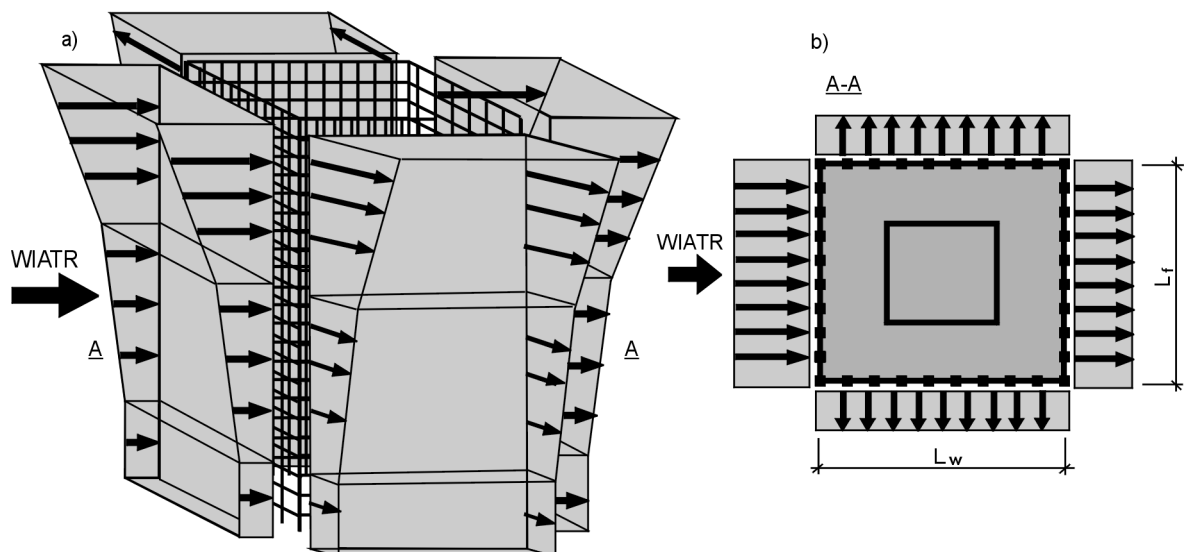
Dla uproszczenia analizy pracy ustroju nośnego poddanego zespołom obciążeń poziomych i pionowych wykorzystano symetrię układu i do obliczeń numerycznych przyjęto tylko połowę ustroju nośnego (rys.5.3). Ze względu na pomijalnie mały udział wewnętrznego trzonu w przenoszeniu obciążeń poziomych pominięto go w obliczeniach. Konstrukcja słupowo-ryglowa powłoki ramowej jest sztywno utwierdzona w poziomie terenu budynku wysokiego. Strop przyjęto w postaci zastępczej płyty o stałej grubości (30 cm), która połączona jest na całym swoim obwodzie z ryglami i słupami zewnętrznej powłoki ramowej.



Rys.5.3. Schemat statyczny ramowo-powłokowego ustroju nośnego: a) widok ogólny, b) rzut poziomy

Ze względu na pominięcie w uproszczonym schemacie statycznym konstrukcji trzonu wewnętrznego oraz ze względu na stosunki rozpiętości rygli ram do wysokości ich przekrojów ( $s_c/h_b < 5$ ) powodujące, że moment zginający spowodowany obciążeniem pionowym ze stropu działającym na rygle wywołuje stosunkowo małe naprężenia w ich przekrojach [58], wspomniany ciężar własny stropu i część obciążenia ze stropu przypadający na powłokę ramową przykładane są w postaci sił reakcji stropu w węzłach ram powłoki ramowej, tj. w miejscach połączenia żeber stropu ze słupami. Wartości sił reakcji stropu zależą od wielkości powierzchni rozdziału obciążenia ze stropu przypadający na każdy słup powłoki ramowej ( $\rightarrow$ rys.2.17). Przyjęcie takiego schematu statycznego umożliwi scharakteryzowanie konstrukcji stropu odpowiednią sztywnością płytową i uniknięcie zaburzenia rzeczywistego charakteru pracy powłoki ramowej ustroju nośnego poddanej działaniom obciążenia pionowego przypadającego na jednostkę powierzchni stropu.

Obciążenie poziome od wiatru przyjęto w postaci liniowo zmiennego obciążenia zależnego od wysokości ponad poziomem terenu i rozłożonego na wszystkie powierzchnie boczne powłoki ramowej ustroju nośnego (rys.5.4).



Rys.5.4. Obciążenie wiatrem działające na budynek wysoki: a) widok ogólny, b) rzut poziomy

### 5.5.2. Proces idealizacji układu

Do obliczeń numerycznych przyjęto model dyskretny konstrukcji powłoki ramowej i płyty stropowej złożony z prętowych elementów skończonych (jednowymiarowe elementy skończone) o 6 stopniach swobody połączonych ze sobą w węzłach. Model dyskretny określono dla uproszczonego schematu statycznego ramowo-powłokowego ustroju nośnego betonowego budynku wysokiego przedstawionego w pkt. 5.5.1 rozprawy.

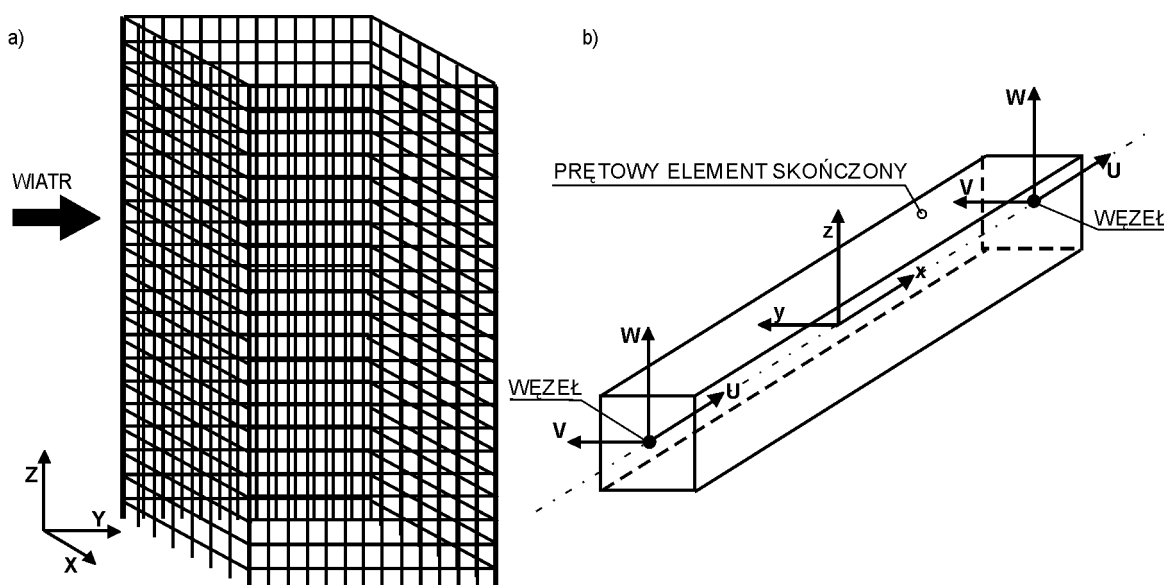
Model dyskretny konstrukcji określono w odpowiednich układach współrzędnych. Rozróżniono trzy rodzaje prostokątnych układów odniesienia (rys.5.5):

- globalny o osiach  $X, Y, Z$ ,
- węzłowy o osiach  $U, V, W$ ,
- lokalny o osiach  $x, y, z$ .

W globalnym układzie  $X, Y, Z$  określono współrzędne węzłów struktury dla całego modelu dyskretnego. Osie  $X$  i  $Y$  określają płaszczyznę rzutu modelu, a oś  $Z$  jego wysokość.

Przyjęto, że układ węzłowy jest określony osiami  $U, V, W$  odpowiednio równoległymi do osi  $X, Y, Z$  układu globalnego.

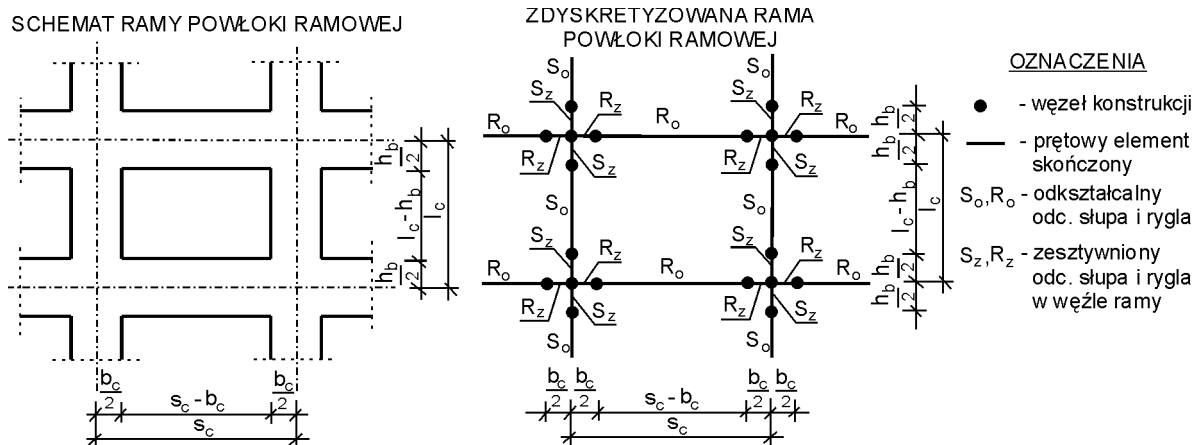
W układach lokalnych przyjęto oś  $x$  pokrywającą się z osią podłużną elementu, a osie  $y$  i  $z$  pokrywają się z osiami bezwładności przekroju poprzecznego pręta. W poziomych elementach prętowych powłoki ramowej (rygle) i płyty stropowej zorientowano lokalną oś  $z$  elementów równoległe do kierunku osi  $Z$  układu globalnego. W pionowych elementach prętowych powłoki ramowej (słupy) zorientowano lokalną oś  $y$  elementów w płaszczyźnie rami, którą współtworzą, a lokalną oś  $z$  elementów na kierunku  $z$  płaszczyzny rami, tzn. na kierunku do wnętrza konstrukcji powłoki ramowej.



Rys.5.5. Układy odniesienia modelu dyskretnego: a) globalny dla całej konstrukcji o osiach  $X, Y, Z$ , b) węzłowy dla każdego węzła o osiach  $U, V, W$  i lokalny dla każdego elementu prętowego o osiach  $x, y, z$

Model dyskretny powłoki ramowej ustroju nośnego tworzą elementy prętowe reprezentujące słupy i rygle. Słupy i rygle składają się na swojej długości z trzech elementów prętowych reprezentujących dwa odcinki nieodkształcalne elementu zeszywnione w węzłach ram i odcinek odkształcalny pomiędzy zeszywnieniami w węzłach ram (rys.5.6).

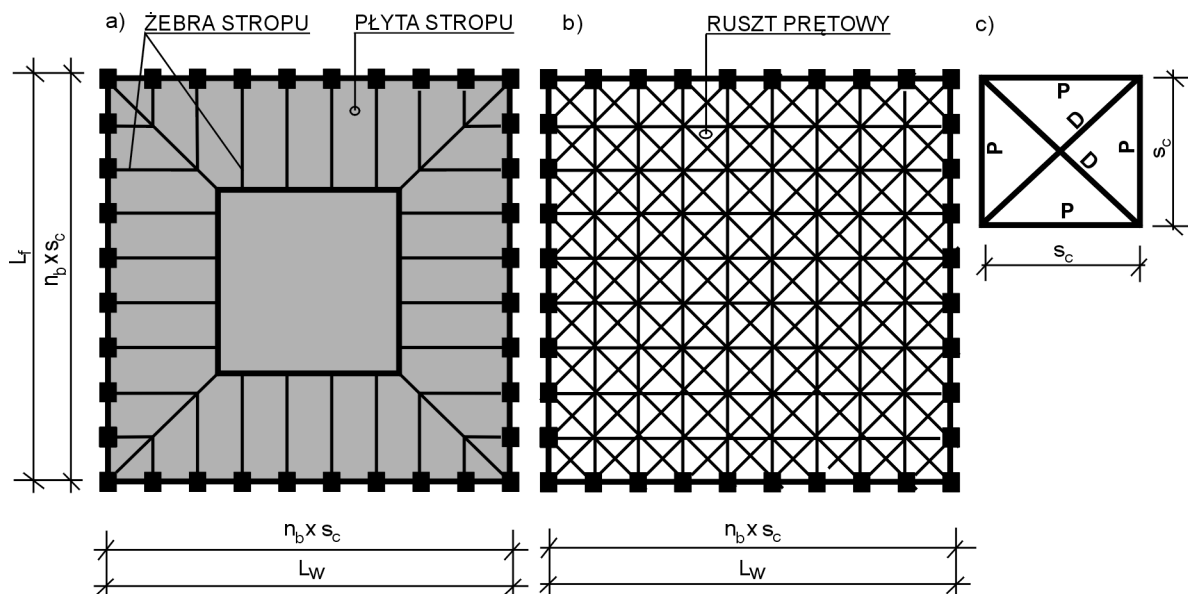




Rys.5.6. Dyskretyzacja ram powłoki ramowej ustroju nośnego na prętowe elementy skończone

Słupy składają się z dwóch pionowych elementów prętowych o długościach równych połowie wysokości przekroju poprzecznego rygla kondygnacji poniżej i powyżej danego słupa oraz z jednego pionowego elementu prętowego między nimi o długości równej rozpiętości słupa między licami rygli kondygnacji poniżej i powyżej rozpatrywanego słupa. Suma długości tych trzech pionowych elementów prętowych równa jest długości osiowej słupa (wysokości kondygnacji). Rygle składają się z dwóch poziomych elementów prętowych o długościach równych połowie szerokości przekroju poprzecznego słupa danej kondygnacji oraz z jednego poziomego elementu prętowego między nimi o długości równej rozpiętości rygla między licami słupów danej kondygnacji. Suma długości tych trzech poziomych elementów prętowych równa jest rozpiętości osiowej rygla (osiowy rozstaw słupów).

Model dyskretny płyty stropowej tworzy zastępczy płaski układ prętowy (ruszt) złożony z poziomych prętów podłużnych, poprzecznych i diagonalnych połączonych ze sobą w węzłach (rys.5.7). Prostokątny element płyty o stałej grubości  $t$  oraz o wymiarach w planie  $s_c \times s_c$  zastąpiono układem sześciu elementów prętowych [37].

Rys.5.7. Dyskretyzacja płyty stropowej w postaci zastępczego rusztu prętowego: a) schemat stropu płytowo-żebrowego w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego; b) ruszt prętowy; c) układ prętowy o wymiarach w planie  $s_c \times s_c$ : P-pręt podłużny i poprzeczny, D-pręt diagonalny

Przyjęte skończone elementy prętowe charakteryzują się następującymi wielkościami geometrycznymi i materiałowymi: długością, polem powierzchni przekroju poprzecznego, zredukowanym polem powierzchni przekroju na ścinanie, momentami bezwładności przekroju na skręcanie względem osi lokalnej  $x$  i na zginanie względem osi lokalnych  $y$  i  $z$ , modułem sprężystości podłużnej i poprzecznej oraz współczynnikiem *Poissona*.

Ze względu na specyfikę programu badań rozróżniono charakterystyki geometryczne i materiałowe elementów prętowych tworzących zastępczy ruszt płyty stropowej, słupy i rygle ram powłoki tworzącej rozpatrywaną grupę 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ ) w danym badaniu oraz słupy i rygle ram powłoki grup 10-ciu kondygnacji ( $G10K_i$ ) znajdujących się poniżej i powyżej rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ ) w danym badaniu.

Dla elementów prętowych zastępczego rusztu płyty stropowej oraz słupów i rygli ram powłoki ramowej należących do grup 10-ciu kondygnacji  $G10K_i$  znajdujących się poniżej i powyżej rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ ) określono charakterystyki materiałowe odpowiadające właściwościom betonu klasy B55 [N10], a charakterystyki geometryczne odpowiadające betonowym przekrojom poprzecznym (Tab.5.12-13).

Ze względu na automatyczne nadawanie elementom obciążenia ciężarem własnym przez komputerowy program obliczeniowy na podstawie ciężaru objętościowego materiału elementów i ich wymiarów geometrycznych (długości i pola przekroju poprzecznego), dla elementów prętowych, odpowiadających odcinkom długości zeszywnienia rygli w ramach powłoki ramowej, określono pole powierzchni przekroju betonowego bliskie zeru. Ciężar własny węzłów ram uwzględniono nadając prętom reprezentującym odcinki zeszywnione słupów rzeczywiste charakterystyki pól powierzchni przekrojów poprzecznych. Wielkości charakterystyk geometrycznych określono jak dla materiału liniowo-sprężystego [19, 48].

Tab.5.12. Charakterystyki materiałowe i geometryczne prętów rusztu

L.p.	Charakterystyki materiałowe i geometryczne	Oznaczenie	Jednostka
1.	moduł sprężystości podłużnej betonu klasy B55 [N10]	$E_{cm}=36$	[GPa]
2.	moduł sprężystości poprzecznej betonu klasy B55 [N10]	$G_{cm}=15$	[GPa]
3.	współczynnik <i>Poissona</i> dla betonu [N10]	$\nu=0.2$	[-]
4.	pole przekroju poprzecznego	$A_r$	[m <sup>2</sup> ]
5.	moment bezwładności przekroju względem osi lokalnej $x$ na skręcanie	$I_{rx}$	[m <sup>4</sup> ]
6.	moment bezwładności przekroju względem osi lokalnej $y$ na zginanie	$I_{ry}$	[m <sup>4</sup> ]
7.	moment bezwładności przekroju względem osi lokalnej $z$ na zginanie	$I_{rz}$	[m <sup>4</sup> ]

Wielkości charakterystyk geometrycznych elementów prętowych określono dla prętów podłużnych i poprzecznych rusztu /5.7-9/ oraz prętów diagonalnych /5.10-12/ [37]:

$$A_r = s_c \cdot t \quad /5.7/$$

$$I_{rx} = \frac{s_c \cdot t^3 \cdot (1 - 3 \cdot \nu)}{12 \cdot (1 - \nu)} \quad /5.8/$$

$$I_{ry} = I_{rz} = \frac{s_c \cdot t^3}{24 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot (1 - \nu) \quad /5.9/$$

gdzie: wielkości jak w Tab.5.12

$$A_r = 0.0001 \approx 0 \quad /5.10/$$

$$I_{rx} = 0.0001 \approx 0 \quad /5.11/$$

$$I_{ry} = I_{rz} = \frac{\nu \cdot t^3}{24 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{(s_c^2 + s_c^2)^{1.5}}{s_c^2} \quad /5.12/$$

gdzie: wielkości jak w Tab.5.12

Przedstawiony powyżej dobór wielkości charakterystyk geometrycznych zapewnia dobre odwzorowanie pracy stropu płytowego stanowiącego sztywną przeponę powłoki ramowej ustroju nośnego na wysokości każdej kondygnacji betonowego budynku wysokiego.

Tab.5.13. Charakterystyki materiałowe i geometryczne słupów i rygli ram powłoki grup 10-ciu kondygnacji ( $GI0K_i$ ) znajdujących się poniżej i powyżej rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ )

L.p.	Charakterystyki materiałowe i geometryczne	Oznaczenie	Jednostka
1.	moduł sprężystości podłużnej betonu klasy B55 [N10]	$E_{cm}=36$	[GPa]
2.	moduł sprężystości poprzecznej betonu klasy B55 [N10]	$G_{cm}=15$	[GPa]
3.	współczynnik <i>Poissona</i> dla betonu [N10]	$\nu=0.2$	[-]
4.	pole powierzchni przekroju poprzecznego słupa (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych)	$A_{cx,p}$	[m <sup>2</sup> ]
5.	zredukowane pole powierzchni przekroju słupa przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych $\mathbf{xy}$ ) wzdłuż osi lokalnej $\mathbf{y}$	$A_{cy,p}$	[m <sup>2</sup> ]
6.	zredukowane pole powierzchni przekroju słupa przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych $\mathbf{xz}$ ) wzdłuż osi lokalnej $\mathbf{z}$	$A_{cz,p}$	[m <sup>2</sup> ]
7.	moment bezwładności na skręcanie przekroju betonowego słupów (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi lokalnej $\mathbf{x}$	$I_{cx,p}$	[m <sup>4</sup> ]
8.	moment bezwładności przekroju betonowego słupa (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi lokalnej $\mathbf{y}$	$I_{cy,p}$	[m <sup>4</sup> ]
9.	moment bezwładności przekroju betonowego słupa (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi lokalnej $\mathbf{z}$	$I_{cz,p}$	[m <sup>4</sup> ]
10.	pole powierzchni przekroju poprzecznego rygla (odcinków odkształcalnych)	$A_{b,p}$	[m <sup>2</sup> ]
11.	pole powierzchni przekroju poprzecznego rygla (odcinków zeszywnionych)	$A_{b,p}=0.0001$	[m <sup>2</sup> ]
12.	zredukowane pole powierzchni przekroju rygla przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych $\mathbf{xy}$ ) wzdłuż osi lokalnej $\mathbf{y}$	$A_{by,p}$	[m <sup>2</sup> ]
13.	zredukowane pole powierzchni przekroju rygla przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych $\mathbf{xz}$ ) wzdłuż osi lokalnej $\mathbf{z}$	$A_{bz,p}$	[m <sup>2</sup> ]
14.	moment bezwładności na skręcanie przekroju betonowego rygla (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi lokalnej $\mathbf{x}$	$I_{bx,p}$	[m <sup>4</sup> ]
15.	moment bezwładności przekroju betonowego rygla (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi lokalnej $\mathbf{y}$	$I_{by,p}$	[m <sup>4</sup> ]
16.	moment bezwładności przekroju betonowego rygla (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi lokalnej $\mathbf{z}$	$I_{bz,p}$	[m <sup>4</sup> ]
17.	współczynnik kształtu prostokątnego przekroju poprzecznego elementu prętowego poddanego działaniu sił ścinających względem osi lokalnych $\mathbf{y}$ i $\mathbf{z}$	$\lambda_s=1.2$	[-]

Dla elementów prętowych reprezentujących słupy i rygle ram powłoki ramowej rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ ) określono charakterystyki materiałowe odpowiadające właściwościom materiałowym betonu w danym badaniu numerycznym (Tab.5.7-8), a charakterystyki geometryczne odpowiadające sprowadzonym przekrojom poprzecznym z uwzględnieniem zbrojenia podłużnego (Tab.5.14).

Ze względu na automatyczne nadawanie elementom obciążenia ciężarem własnym przez komputerowy program obliczeniowy na podstawie ciężaru objętościowego materiału elementów i ich wymiarów geometrycznych (długości i pola przekroju poprzecznego), dla elementów prętowych, odpowiadających odcinkom długości zeszywnienia rygli w ramach powłoki ramowej, określono pole powierzchni przekroju bliskie zero. Ciężar własny węzłów ram uwzględniono nadając prętom reprezentującym odcinki zeszywnione słupów rzeczywiste charakterystyki pól powierzchni przekrojów poprzecznych. Wielkości sprowadzonych charakterystyk geometrycznych określono jak dla materiału liniowo-sprężystego z uwzględnieniem zbrojenia podłużnego elementów [19, 48].

Tab.5.14. Charakterystyki materiałowe i geometryczne słupów i rygli ram powłoki ramowej rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ )

L.p.	Charakterystyki materiałowe i geometryczne	Oznaczenie	Jednostka
1.	moduł sprężystości podłużnej betonu na podstawie normy [N9, N10]	$E_{cm}$	[GPa]
2.	moduł sprężystości poprzecznej betonu na podstawie normy [N9, N10]	$G_{cm}$	[GPa]
3.	współczynnik <i>Poissona</i> dla betonu na podstawie normy [N9, N10]	$\nu=0.2$	[-]
4.	sprowadzone pole powierzchni przekroju poprzecznego słupa (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych)	$A_{cxs}$	[m <sup>2</sup> ]
5.	zredukowane sprowadzone pole powierzchni przekroju słupa przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych <b>XY</b> ) wzdłuż osi lokalnej <b>y</b>	$A_{cys}$	[m <sup>2</sup> ]
6.	zredukowane sprowadzone pole powierzchni przekroju słupa przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych <b>XZ</b> ) wzdłuż osi lokalnej <b>z</b>	$A_{czs}$	[m <sup>2</sup> ]
7.	sprowadzony moment bezwładności na skręcanie przekroju poprzecznego słupa (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi lokalnej <b>x</b>	$I_{cxs}$	[m <sup>4</sup> ]
8.	sprowadzony moment bezwładności przekroju poprzecznego słupa (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi lokalnej <b>y</b>	$I_{cys}$	[m <sup>4</sup> ]
9.	sprowadzony moment bezwładności przekroju poprzecznego słupa (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi lokalnej <b>z</b>	$I_{czs}$	[m <sup>4</sup> ]
10.	sprowadzone pole powierzchni przekroju poprzecznego rygla (odcinków zeszywnionych)	$A_{bxs}=0.0001$	[m <sup>2</sup> ]
11.	sprowadzone pole powierzchni przekroju poprzecznego rygla (odcinków odkształcalnych)	$A_{bxs}$	[m <sup>2</sup> ]
12.	zredukowane sprowadzone pole powierzchni przekroju rygla przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych <b>XY</b> ) wzdłuż osi lokalnej <b>y</b>	$A_{bys}$	[m <sup>2</sup> ]
13.	zredukowane sprowadzone pole powierzchni przekroju rygla przy uwzględnianiu wpływu sił ścinających (dla obliczeń odkształceń kątowych <b>XZ</b> ) wzdłuż osi lokalnej <b>z</b>	$A_{bzs}$	[m <sup>2</sup> ]
14.	sprowadzony moment bezwładności na skręcanie przekroju poprzecznego słupa (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi lokalnej <b>x</b>	$I_{bxs}$	[m <sup>4</sup> ]

L.p.	Charakterystyki materiałowe i geometryczne	Oznaczenie	Jednostka
15.	sprowadzony moment bezwładności przekroju poprzecznego rygla (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi lokalnej $y$	$I_{bys}$	$[m^4]$
16.	sprowadzony moment bezwładności przekroju poprzecznego rygla (odcinków odkształcalnych i zeszywnionych) względem osi lokalnej $z$	$I_{bzs}$	$[m^4]$
17.	współczynnik kształtu prostokątnego przekroju poprzecznego elementu prętowego poddanego działaniu sił ścinających względem osi lokalnych $y$ i $z$	$\lambda_s=1.2$	$[-]$

Sprowadzone sztywności na zginanie elementów prętowych reprezentujących słupy i rygle ram powłoki ramowej ustroju nośnego na ich odcinkach odkształcalnych, na których mogą one na swojej długości ulec zarysowaniu pod wpływem oddziałujących na nie obciążeń, obliczono na podstawie modelu probabilistycznej sztywności efektywnej elementu prętowego ( $\rightarrow$ pkt.5.6) opracowanego i zweryfikowanego doświadczalnie przez Chun-Mana, Mickleborougha i Ninga [9, 10, 51, 54].

Węzły jednowymiarowych elementów skończonych (prętów) posiadają sześć stopni swobody, po trzy stopnie swobody reprezentujące odpowiednio przemieszczenia liniowe i kątowe na kierunkach osi  $U$ ,  $V$ ,  $Z$  układów odniesienia węzłów. W omawianym tutaj modelu dyskretnym rozróżniono tzw. stopnie swobody ruchome, na które nie nałożono żadnych więzów, i stałe (nieruchome), na które składowe przemieszczenia węzła nałożono określone więzy geometryczne dwustronne.

Nałożono więzy geometryczne na wszystkie stopnie swobody węzłów elementów prętowych reprezentujących odcinki zeszywnione słupów i rygli, wchodzące w skład węzła ramy powłoki ramowej, w celu zamodelowania rzeczywistego zeszywnienia węzłów ram. Węzły w/w elementów prętowych posiadają takie same przemieszczenia liniowe i kątowe z uwagi na sztywny ruch całego połączenia. Zdefiniowanie połączenia sztywnego pomiędzy tymi węzłami jest równoważne wprowadzeniu warunków sztywnej kompatybilności na wszystkie przemieszczenia w tych węzłach – grupa tych węzłów jest porównywalna z ciałem sztywnym (nieodkształcalnym).

Nałożono więzy geometryczne na wszystkie stopnie swobody węzłów słupowych elementów prętowych na poziomie podstawy modelu dyskretnego modelując sztywne utwierdzenie słupów powłoki ramowej w fundamencie na poziomie przyziemia budynku.

Na węzły znajdujące się na linii osi symetrii układu nałożono więzy geometryczne na stopnie swobody węzłów elementów prętowych słupów, rygli i rusztu prętowego modelującego płytę stropową na poziomie każdej kondygnacji rozpatrywanego modelu dyskretnego w celu zamodelowania przyjętego do obliczeń zredukowanego schematu statycznego wykorzystującego symetrię układu. W tabeli Tab.5.15 przedstawiono więzy geometryczne nałożone na stopnie swobody węzłów znajdujących się na linii osi symetrii układu na każdej kondygnacji modelu dyskretnego.

Tab.5.15. Więzy geometryczne nałożone na węzły na linii osi symetrii układu

Więzy	Przemieszczenia liniowe			Przemieszczenia kątowe		
	$U$	$V$	$Z$	$U$	$V$	$Z$
stopień swobody	nieruchomy	ruchomy	ruchomy	ruchomy	nieruchomy	nieruchomy

Model dyskretny obciążono wybranymi rodzajami obciążeń pionowych i poziomych przedstawionych w pkt. 5.4 rozprawy. Ciężar własny elementów powłoki ramowej został określony przez komputerowy program do obliczeń konstrukcji oparty na metodzie

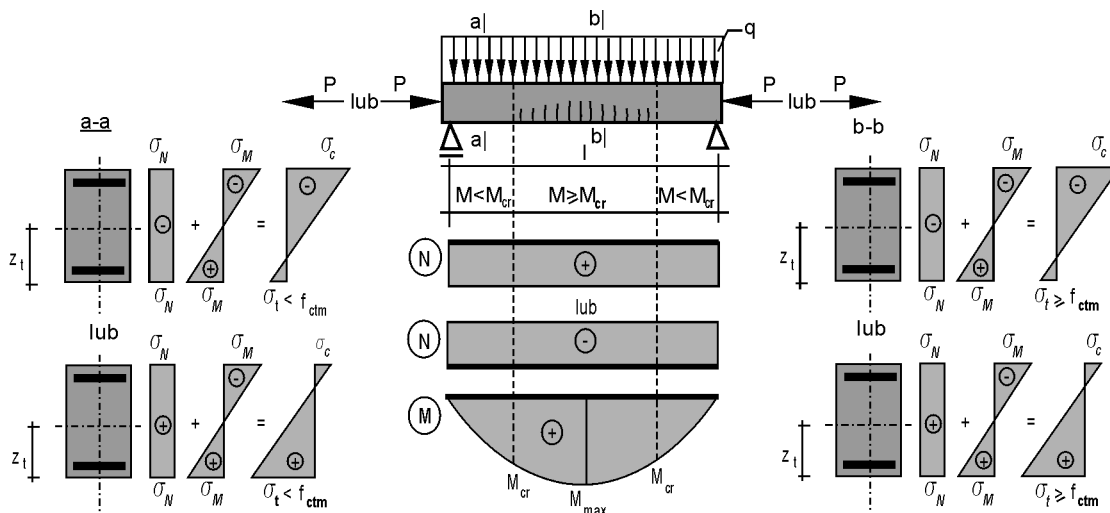
elementów skończonych na podstawie przyjętych właściwości materiałowych (ciężaru objętościowego betonu zbrojonego) i charakterystyk geometrycznych elementów prętowych (pola powierzchni przekrojów poprzecznych i ich długości).

Obciążenie pionowe ze stropu (ciężar własny konstrukcji stropu i zmienne obciążenie technologiczne powierzchni użytkowej zebrane z powierzchni rozdziału obciążenia) przyłożono w postaci sił reakcji żebra stropu, tj. siły skupionej i momentu zginającego, do węzłów słupów na każdej kondygnacji modelu dyskretnego w poziomie stropów.

Przyjęte obciążenie poziome od wiatru w postaci liniowo zmiennego obciążenia zależnego od wysokości ponad poziomem terenu rozłożonego na powierzchni bocznej powłoki ramowej przyłożono w węzłach słupów na każdej kondygnacji modelu dyskretnego w poziomie stropu w postaci poziomych sił skupionych. Wartości sił skupionych określono na podstawie wartości siły wywieranej przez ciśnienie wiatru na danej wysokości budynku wysokiego ponad poziomem terenu na daną powierzchnię boczną budowli oraz wartości pola powierzchni rozdziału obciążenia poziomego określonego przez długości osiowe słupów i rygli ram powłoki ramowej ustroju nośnego.

### 5.6. Model probabilistycznej sztywności efektywnej

Sprowadzone momenty bezwładności na zginanie przekrojów elementów prętowych reprezentujących słupy i rygle ram powłoki ramowej ustroju nośnego na ich odcinkach odkształcalnych obliczono na podstawie modelu probabilistycznej sztywności efektywnej elementu prętowego Chun-Mana, Mickleborougha i Ninga [9, 10, 51, 54]. Model ten wprowadza zastępczy moment bezwładności dla całego elementu prętowego uwzględniający odcinki zarysowane i niezarysowane elementu oraz wpływ siły podłużnej w elemencie na wartości powstających w jego przekrojach naprężeń normalnych.



Rys.5.8. Naprężenia w wybranych przekrojach elementu prętowego poddanego działaniu obciążenia  $q$  równomiernie rozłożonego na długości  $l$  elementu i osiowej siły  $P$  ściskającej lub rozciągającej

Na rys.5.8 przedstawiono przykład swobodnie podpartego elementu prętowego obciążonego osiową siłą podłużną  $P$  (ściskającą lub rozciągającą) i obciążeniem  $q$  równomiernie rozłożonym w płaszczyźnie pręta. Pod wpływem przyłożonego do niego obciążenia w elemencie prętowym powstają naprężenia rozciągające  $\sigma_t$ , które mogą wywołać zarysowanie jego przekrojów na długości rozpatrywanego elementu.

Moment rysujący  $M_{cr}$  /5.13/ [9, 10, 51, 54] przekroje przykładowego elementu prętowego określono z przekształcenia wyrażenia /2.4/:

$$M_{cr} = \frac{(f_{ctm} - \sigma_N) \cdot I_{un-cr}}{z_t} \quad /5.13/$$

gdzie:  $M_{cr}$  - moment rysujący, [kNm],

$f_{ctm}$  - wytrzymałość średnia na rozciąganie betonu na podstawie normy [N9, N10], [kPa],

$\sigma_N$  - naprężenie osiowe w przekroju sprowadzonym elementu wywołane podłużną osiową siłą ściskającą lub rozciągającą, [kPa],

$I_{un-cr}$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju elementu prętowego, [m<sup>4</sup>],

$z_t$  - odległość środka ciężkości przekroju do najbardziej rozciąganego pasma przekroju sprowadzonego, [m].

We wzorze /5.13/ wyrażenie  $\sigma_N$  przyjmuje wartości ujemne dla osiowego ściskania i dodatnie dla rozciągania osiowego.

Element prętowy na odcinkach niezarysowanych, w których moment zginający  $M(x)$  jest mniejszy od momentu rysującego  $M_{cr}$ , charakteryzuje się momentem bezwładności  $I_{un-cr}$ , który jest sprowadzonym momentem bezwładności przekroju niezarysowanego. W obszarze zarysowanym na długości elementu prętowego, w którym moment zginający  $M(x)$  jest większy lub równy momentowi rysującemu  $M_{cr}$ , naprężenia rozciągające osiągają i przekraczają wartość wytrzymałości średniej betonu na rozciąganie  $f_{ctm}$  i pojawiają się rysy w rozciąganych pasmach przekroju poprzecznego elementu. Stopniowo przesuwają się one w kierunku osi obojętnej elementu i powodują zmniejszenie momentu bezwładności przekroju poprzecznego elementu w obszarze zarysowanym do wartości  $I_{cr}$ , który jest sprowadzonym momentem bezwładności przekroju w pełni zarysowanego.

Pojawienie się rys w przekrojach elementu prętowego zależne jest nie tylko od wartości momentu zginającego, ale również od kształtu i wielkości pola wykresu momentów zginających wywołanych zewnętrznym obciążeniem. Im większa jest wielkość pola wykresu momentów zginających, tym większe jest prawdopodobieństwo pojawienia się rys. Kształt i wielkość pola wykresu momentów zginających są głównymi czynnikami wpływającymi na prawdopodobieństwo uformowania się rys w elemencie betonowym ze zbrojeniem podłużnym.

Funkcję gęstości prawdopodobieństwa  $p(x)$  [9, 10, 51, 54], która określa wystąpienie zmiennej losowej dla przypadku, kiedy moment zginający jest większy niż pewna określona wartość można wyrazić następująco /5.14/:

$$p(x) = \frac{M(x)}{S} \quad /5.14/$$

gdzie:  $p(x)$  - funkcja rozkładu gęstości prawdopodobieństwa na długości rozpatrywanego elementu, [1/m],

$M(x)$  - funkcja rozkładu momentu zginającego na długości rozpatrywanego elementu, [kNm],

$S$  - całkowite pole powierzchni wykresu momentów zginających na długości elementu, [kNm<sup>2</sup>].

Prawdopodobieństwo wystąpienia w elemencie momentu zginającego o wartości większej od wartości momentu rysującego  $M_{cr}$  można określić powiązując ze sobą funkcję

gęstości prawdopodobieństwa  $p(x)$  z odcinkami zarysowanymi na długości rozpatrywanego elementu, w których moment zginający  $M(x) \geq M_{cr}/5.15/$  [9, 10, 51, 54]:

$$P_{cr} [M(x) \geq M_{cr}] = \int_{M(x) \geq M_{cr}} \frac{M(x)}{S} dx = \frac{S_{cr}}{S} \quad /5.15/$$

gdzie:  $P_{cr}$  - prawdopodobieństwo wystąpienia w elemencie przekrojów poprzecznych charakteryzujących się momentem bezwładności  $I_{cr}$  o wartości równej sprowadzonemu momentowi bezwładności przekroju w pełni zarysowanego, [-],

$M(x)$  - funkcja rozkładu momentu zginającego na długości rozpatrywanego elementu, [kNm],

$S_{cr}$  - pole powierzchni wykresu momentów zginających elementu, w którym moment zginający jest nie mniejszy od wartości momentu rysującego, [kNm<sup>2</sup>],

$S$  - całkowite pole powierzchni wykresu momentów zginających na długości elementu, [kNm<sup>2</sup>].

Prawdopodobieństwo wystąpienia momentu zginającego o wartości mniejszej od momentu rysującego  $M_{cr}$  określa się na podstawie analogicznych zależności /5.16/ [9, 10, 51]:

$$P_{uncr} [M(x) < M_{cr}] = \int_{M(x) < M_{cr}} \frac{M(x)}{S} dx = \frac{S_{uncr}}{S} \quad /5.16/$$

gdzie:  $P_{uncr}$  - prawdopodobieństwo wystąpienia w elemencie przekrojów poprzecznych charakteryzujących się momentem bezwładności  $I_{uncr}$  o wartości równej sprowadzonemu momentowi bezwładności przekroju niezarysowanego, [-],

$M(x)$  - funkcja rozkładu momentu zginającego na długości rozpatrywanego elementu, [kNm],

$S_{uncr}$  - pole powierzchni wykresu momentów zginających elementu, w którym moment zginający jest mniejszy od wartości momentu rysującego, [kNm<sup>2</sup>],

$S$  - całkowite pole powierzchni wykresu momentów zginających na długości elementu, [kNm<sup>2</sup>].

Na tej podstawie można określić sprowadzony moment bezwładności dla całego elementu prętowego, który na swojej długości posiada odcinki zarysowane i niezarysowane, w postaci tzw. efektywnego momentu bezwładności /5.17-18/ [9, 10, 51, 54]:

$$I_{eff} = P_{uncr} \cdot I_{uncr} + P_{cr} \cdot I_{cr} = (1 - P_{cr}) \cdot I_{uncr} + P_{cr} \cdot I_{cr} \quad /5.17/$$

$$I_{eff} = \left( \frac{S_{uncr}}{S} \right) \cdot I_{uncr} + \left( \frac{S_{cr}}{S} \right) \cdot I_{cr} = \left( 1 - \frac{S_{cr}}{S} \right) \cdot I_{uncr} + \left( \frac{S_{cr}}{S} \right) \cdot I_{cr} \quad /5.18/$$

gdzie:  $I_{eff}$  - efektywny sprowadzony moment bezwładności przekroju zarysowanego [m<sup>4</sup>],  
pozostałe wielkości jak w /5.14-16/.

Prezentowany model określa sztywność efektywną elementu zarysowanego  $E_{cm} I_{eff}$  w formie prawdopodobieństwa pojawienia się rys na długości elementu. Prawdopodobieństwo to jest zdefiniowane jako stosunek pola powierzchni wykresu momentów zginających, w którym wartość tego momentu jest nie mniejsza od wartości momentu rysującego, do całkowitego pola powierzchni wykresu momentów zginających w elemencie /5.19/.



$$B_{eff} = E_{cm} \cdot I_{eff} = E_{cm} \cdot \left[ \left( 1 - \frac{S_{cr}}{S} \right) \cdot I_{unscr} + \left( \frac{S_{cr}}{S} \right) \cdot I_{scr} \right] \quad /5.19/$$

- gdzie:  $B_{eff}$  - efektywna sztywność elementu prętowego, który uległ zarysowaniu na swojej długości, [kNm<sup>2</sup>],  
 $I_{eff}$  - efektywny sprowadzony moment bezwładności elementu zarysowanego, [m<sup>4</sup>],  
 $E_{cm}$  - moduł sprężystości betonu na podstawie [N10], [kPa],  
 $S_{cr}$  - pole powierzchni wykresu momentów zginających elementu, w którym moment zginający jest nie mniejszy od wartości momentu rysującego, [kNm<sup>2</sup>],  
 $S$  - całkowite pole powierzchni wykresu momentów zginających na długości elementu, [kNm<sup>2</sup>],  
 $I_{unscr}$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju elementu prętowego, [m<sup>4</sup>],  
 $I_{scr}$  - sprowadzony moment bezwładności zarysowanego przekroju elementu prętowego, [m<sup>4</sup>].

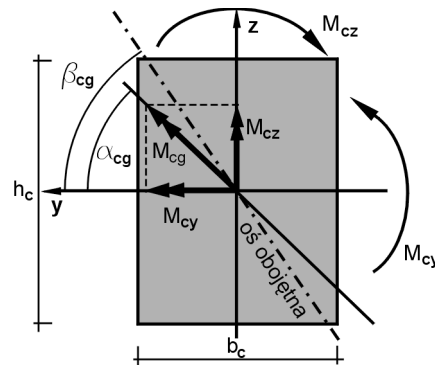
Autorzy tego modelu zweryfikowali jego prawdziwość na podstawie własnych badań doświadczalnych różnych rzeczywistych modeli konstrukcji belkowych, ramowych (ramy o sztywnych węzłach) i ramowo-ścianowych poddanych działaniu różnych zespołów obciążeń [9, 10, 51, 54]. Porównali również powyższy model z wynikami badań innych autorów dostępnych w publikacjach technicznych. Na ich podstawie określono wysoką zgodność wyników numerycznych analiz pracy różnych konstrukcji otrzymanych za pomocą komputerowych programów do obliczania konstrukcji opartych na liniowej wersji metody elementów skończonych, proponowanym modelu probabilistycznej sztywności efektywnej i iteracji rozwiązania nieliniowego z wynikami pracy rzeczywistych modeli konstrukcji żelbetowych w skali rzeczywistej, potwierdzając tym samym przydatność w/w modelu sztywności efektywnej do nieliniowej analizy pracy konstrukcji wielkowymiarowych.

Chun-Man, Mickleborough i Ning zwracają szczególną uwagę na przydatność powyższego modelu w nieliniowej analizie pracy konstrukcji nośnych betonowych budynków wysokich. We wnioskach zwracają oni również uwagę, że w zakresie wielkości obciążenia użytkowego redukcja sztywności giętej elementów z powodu zarysowania (nieliniowość geometryczna) jest dominującym czynnikiem nieliniowego przebiegu ścieżek równowagi statycznej konstrukcji betonowych, tj. wykresów zależności przemieszczeń konstrukcji od wielkości obciążenia. Poza zakresem obciążenia użytkowego nieliniowe właściwości materiału zaczynają mieć znacznie większy wpływ na zachowanie się konstrukcji betonowych.

### 5.6.1. Efektywny moment bezwładności zarysowanych słupów

Słupy powłok ramowych, na które oddziałują zespoły obciążeń poziomych i pionowych, pracują w złożonym stanie naprężenia, tzn. poddane są dwukierunkowemu mimośrodowemu ściskaniu, który można opisać wzorem /2.3/. Osiągnięcie przez naprężenia rozciągające granicy wytrzymałości betonu na rozciąganie wywołuje zarysowanie przekrojów słupa.

W słupie występują momenty zginające na kierunkach obu osi bezwładności przekroju ( $M_{cy}$  i  $M_{cz}$ ) oraz osiowa siła podłużna ( $N_{cx}$ ). Pomijając bezpośredni wpływ osiowej siły podłużnej na stan naprężenia, przekrój podlega zginaniu ukośnemu. Dla przypadku, gdy żaden z obu momentów zginających  $M_{cy}$  i  $M_{cz}$  nie jest równy zero, kierunek wektora wypadkowego momenty gnącego  $M_{cg}$  nie pokrywa się z kierunkiem jednej z osi bezwładności przekroju słupa (rys.5.9).



Rys.5.9. Zginanie ukośne przekroju poprzecznego

Na rys.5.9 przedstawiono przekrój poprzeczny pręta o osiach bezwładności  $y$  i  $z$ , którego wektor wypadkowego momentu gnącego  $M_{cg}$  nachylony jest do osi  $y$  pod kątem  $\alpha_{cg}$  i który można rozłożyć na dwa momenty składowe /5.20-21/:

$$M_{cy} = M_{cg} \cdot \cos \alpha_{cg} \quad /5.20/$$

$$M_{cz} = M_{cg} \cdot \sin \alpha_{cg} \quad /5.21/$$

- gdzie:  $M_{cg}$  - wypadkowy moment gnący w przekroju poprzecznym słupa, [kNm],  
 $M_{cy}$  - moment gnący na kierunku osi  $y$  w przekroju poprzecznym słupa, [kNm],  
 $M_{cz}$  - moment gnący na kierunku osi  $z$  w przekroju poprzecznym słupa, [kNm],  
 $\alpha_{cg}$  - kąt nachylenia wektora wypadkowego momentu gnącego do osi  $y$ , [deg].

Kąt  $\alpha_{cg}$  nachylenia wektora wypadkowego momentu gnącego  $M_{cg}$  do osi  $y$  wyrazić można następująco /5.22/:

$$\tan \alpha_{cg} = \left| \frac{M_{cz}}{M_{cy}} \right| \quad /5.22/$$

- gdzie:  $M_{cy}$  - moment gnący na kierunku osi  $y$  w przekroju poprzecznym słupa, [kNm],  
 $M_{cz}$  - moment gnący na kierunku osi  $z$  w przekroju poprzecznym słupa, [kNm],  
 $\alpha_{cg}$  - kąt nachylenia wektora wypadkowego momentu gnącego do osi  $y$  w przekroju słupa, [deg].

A kąt  $\beta_{cg, uncr}$  nachylenia osi obojętnej do osi  $y$  w przekroju niezarysowanym /5.23/:

$$\tan \beta_{cg, uncr} = \frac{I_{czs, uncr}}{I_{cys, uncr}} \cdot \tan \alpha_{cg} \quad /5.23/$$

- gdzie:  $\beta_{cg, uncr}$  - kąt nachylenia osi obojętnej do osi  $y$  w niezarysowanym przekroju słupa, [deg],  
 $I_{cys, uncr}$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju słupa względem osi  $y$ , [m<sup>4</sup>],  
 $I_{czs, uncr}$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju słupa względem osi  $z$ , [m<sup>4</sup>],  
 $\alpha_{cg}$  - kąt nachylenia wektora wypadkowego momentu gnącego do osi  $y$  w przekroju słupa, [deg].

Ze względu na aspekt dwukierunkowego mimośrodowego ściskania wyrażenie /2.3/ można przekształcić do postaci /5.13/ uwzględniając wyrażenia /5.20-22/. Po przekształceniach otrzymano wypadkowy moment rysujący  $M_{cg,cr}$  przekroje słupa /5.24/:

$$M_{cg,cr} = (f_{ctm} - \sigma_N) \cdot \left( \frac{z_{ct} \cdot \cos \alpha_{cg}}{I_{cys,uncr}} + \frac{y_{ct} \cdot \sin \alpha_{cg}}{I_{czs,uncr}} \right)^{-1} \quad /5.24/$$

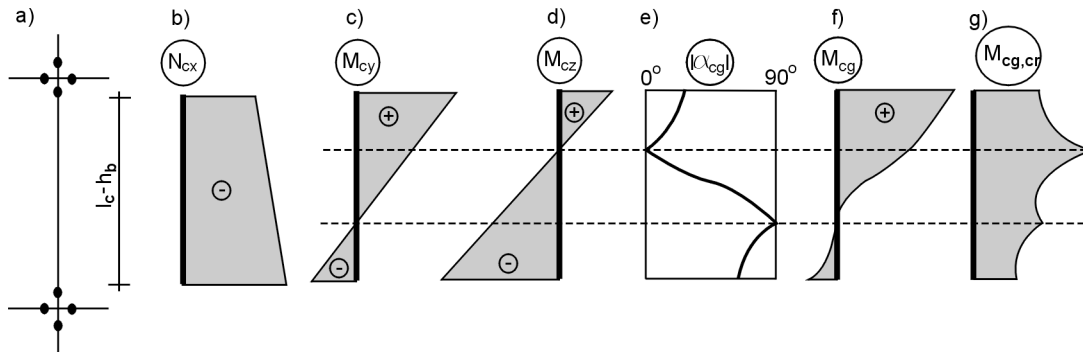
- gdzie:  $M_{cg,cr}$  - wypadkowy moment rysujący dla ukośnego zginania, [kNm],  
 $f_{ctm}$  - wytrzymałość średnia na rozciąganie betonu na podstawie normy [N9, N10], [kPa],  
 $\sigma_N$  - naprężenie osiowe w przekroju sprowadzonym słupa wywołane podłużną siłą ściskającą lub rozciągającą, [kPa],  
 $I_{cys,uncr}$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju słupa względem osi y, [m<sup>4</sup>],  
 $I_{czs,uncr}$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju słupa względem osi z, [m<sup>4</sup>],  
 $z_{ct}$  - odległość środka ciężkości przekroju do najbardziej wyężonego rozciąganego pasma przekroju sprowadzonego na kierunku osi z, [m],  
 $y_{ct}$  - odległość środka ciężkości przekroju do najbardziej wyężonego rozciąganego pasma przekroju sprowadzonego na kierunku osi y, [m],  
 $\alpha_{cg}$  - kąt nachylenia wektora wypadkowego momentu gnącego do osi y, [deg].

Na podstawie analizy składników wyrażeń /5.20-23/ zauważyć można, że dla przypadku zmienności rozkładu tylko jednego ze składowych wypadkowego momentu gnącego  $M_{cg}$  na długości rozpatrywanego elementu, wartość wypadkowego momentu rysującego ulega zmianie na długości x tego elementu w zależności od kąta  $\alpha_{cg}$  /5.25/.

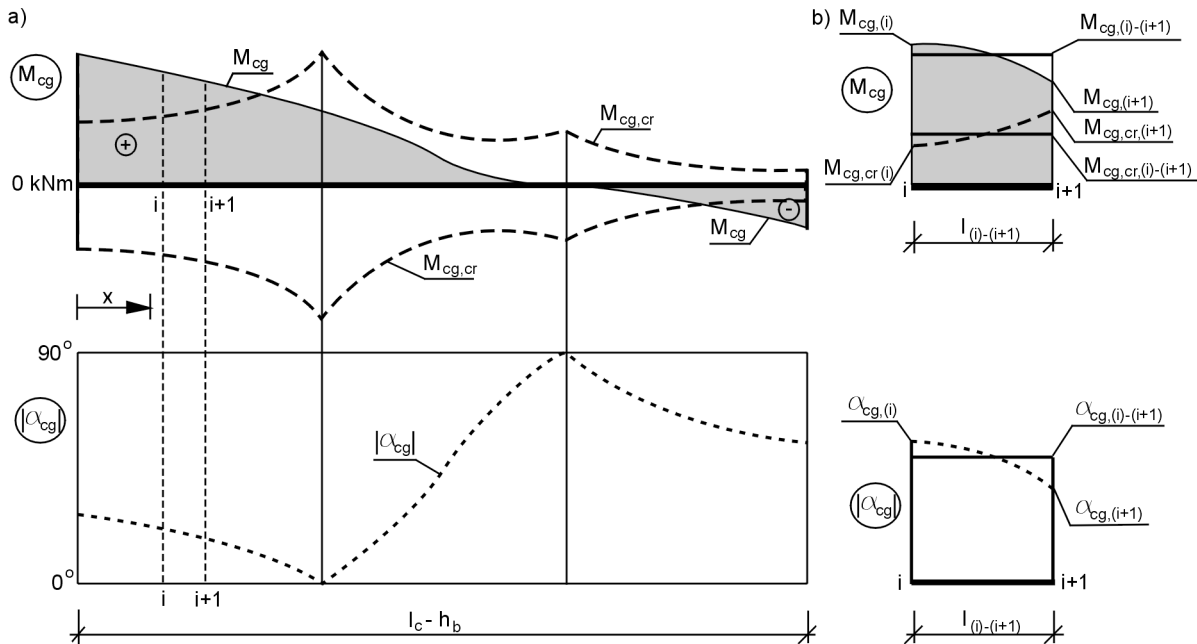
$$M_{cg,cr} = M_{cg,cr}(\alpha_{cg}, x) \quad /5.25/$$

- gdzie:  $M_{cg,cr}$  - wypadkowy moment rysujący dla ukośnego zginania, [kNm].

Na rys.5.10 przedstawiono przykładowe wykresy rzeczywistych momentów zginających na obu kierunkach płaszczyzny zginania przekroju występujących w słupach równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ramowej oraz odpowiadający im wykres wypadkowego momentu gnącego na długości słupa. Takiemu rozkładowi momentów gnących  $M_{cy}$  i  $M_{cz}$  odpowiada wykres rozkładu kąta  $\alpha_{cg}$  na długości rozpatrywanego elementu. Na podstawie zmienności kąta  $\alpha_{cg}$  na długości elementu określono zmienność wypadkowego momentu rysującego  $M_{cg,cr}$  z uwzględnieniem osiowej siły podłużnej  $N_{cx}$ . Zauważyć można, że linie wykresów kąta nachylenia wektora wypadkowego momentu gnącego  $\alpha_{cg}$ , wypadkowego momentu gnącego  $M_{cg}$  i wypadkowego momentu rysującego  $M_{cg,cr}$  na długości elementu charakteryzują się przedziałami zmienności i że nie mają one charakteru monotonicznego. Zmienność taka komplikuje porównywanie wypadkowego momentu gnącego  $M_{cg}$  z odpowiadającym mu w danym przekroju na długości słupa wypadkowemu momentowi rysującemu  $M_{cg,cr}$  oraz obliczanie pól powierzchni  $S_{cr}$ ,  $S_{uncr}$  i  $S$  wykresów momentów zginających. Dla uproszczenia przyjęto wykres wypadkowego momentu gnącego  $M_{cg}$  i rysującego  $M_{cg,cr}$  oraz kąta  $\alpha_{cg}$  w postaci krzywej łamanej (schodkowej) dzieląc element na jego długości na  $n$  jednakowych odcinków o stałych i uśrednionych wartościach w/w wielkości na każdym z podzielonych  $n$  odcinków (rys.5.11).



Rys.5.10. Wykresy sił wewnętrznych na długości słupa: a) schemat rozpatrywanego odcinka słupa ramy; b) wykres osiowej siły podłużnej  $N_{cx}$ ; c), d) wykresy momentów zginających na kierunkach osi głównych przekroju poprzecznego  $M_{cy}$  i  $M_{cz}$ ; e) wykres kąta  $\alpha_{cg}$  nachylenia wektora wypadkowego momentu gnącego do osi  $y$ ; f) wykres wypadkowego momentu gnącego dla ukośnego zginania  $M_{cg}$ ; g) wykres wypadkowego momentu rysującego z uwzględnieniem siły podłużnej  $M_{cg,cr}$



Rys.5.11. Wykresy: a) zmiennego wypadkowego momentu gnącego  $M_{cg}$  i zmiennego wypadkowego momentu rysującego  $M_{cg,cr}$  na długości elementu; b) przyjętych do analizy uśrednionych wartości wypadkowego momentu gnącego  $M_{cg}$  i wypadkowego momentu rysującego  $M_{cg,cr}$  na długości danego odcinka  $(i)-(i+1)$

Dzieląc wykres na krzywe łamane otrzymuje się pojedyncze odcinki o stałych, uśrednionych wartościach momentów zginających  $M_{cg}$ ,  $M_{cg,cr}$  i kąta  $\alpha_{cg}$  na długości danego odcinka  $(i)-(i+1)$  zapisane następującymi wyrażeniami /5.26-28/:

$$M_{cg,(i)-(i+1)} = 0.5 \cdot (M_{cg(i)} + M_{cg(i+1)}) \quad /5.26/$$

$$M_{cg,cr(i)-(i+1)} = 0.5 \cdot (M_{cg,cr(i)} + M_{cg,cr(i+1)}) \quad /5.27/$$

$$\alpha_{cg,(i)-(i+1)} = 0.5 \cdot (\alpha_{cg(i)} + \alpha_{cg(i+1)}) \quad /5.28/$$

gdzie: wyrażenia jak w /5.20-24/ w punktach  $(i)$  i  $(i+1)$  oraz na długości odcinka  $(i)-(i+1)$  danego elementu.

Dla tak przyjętych wielkości /5.26-28/ zachodzą na długości odcinka  $(i)-(i+1)$  tylko dwie jednoznaczne sytuacje: element na tym odcinku uległ na całej swojej długości zarysowaniu  $M_{cg,(i)-(i+1)} \geq M_{cg,cr(i)-(i+1)}$  lub nie został zarysowany  $M_{cg,(i)-(i+1)} < M_{cg,cr(i)-(i+1)}$  /5.29-32/.

$$\text{dla } M_{cg,(i)-(i+1)} < M_{cg,cr,(i)-(i+1)} \quad \text{dla } M_{cg,(i)-(i+1)} \geq M_{cg,cr,(i)-(i+1)} \quad /5.29.a-b/$$

$$S_{(i)-(i+1), uncr} = M_{cg,(i)-(i+1)} \cdot l_{(i)-(i+1)} \quad S_{(i)-(i+1), uncr} = 0 \quad /5.30.a-b/$$

$$S_{(i)-(i+1), cr} = 0 \quad S_{(i)-(i+1), cr} = M_{cg,(i)-(i+1)} \cdot l_{(i)-(i+1)} \quad /5.31.a-b/$$

$$S_{(i)-(i+1)} = M_{cg,(i)-(i+1)} \cdot l_{(i)-(i+1)} \quad S_{(i)-(i+1)} = M_{cg,(i)-(i+1)} \cdot l_{(i)-(i+1)} \quad /5.32.a-b/$$

gdzie:  $l_{(i)-(i+1)}$  - długość rozpatrywanego odcinka  $(i)-(i+1)$ , [m],

pozostałe wielkości jak w /5.14-24/ dla odcinka  $(i)-(i+1)$  na długości rozpatrywanego elementu.

Na tej podstawie określono efektywny moment bezwładności /5.18/ w następującej postaci ogólnej dla zarysowanego elementu dwukierunkowo zginanego /5.33/:

$$I_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (S_{(i)-(i+1), uncr} \cdot I_{(i)-(i+1), uncr})}{\sum_{i=1}^n (S_{(i)-(i+1)})} + \frac{\sum_{i=1}^n (S_{(i)-(i+1), cr} \cdot I_{(i)-(i+1), cr})}{\sum_{i=1}^n (S_{(i)-(i+1)})} \quad /5.33/$$

gdzie: wyrażenia jak w /5.14-24/ dla odcinka  $(i)-(i+1)$  na długości rozpatrywanego elementu.

Na podstawie założeń przedstawionych w pkt.4.1 rozprawy przyjęto symetryczne zbrojenie podłużne w elemencie na obu głównych kierunkach zginania słupa oraz stały stopień zbrojenia na długości elementu. Na tej podstawie można określić sprowadzony moment bezwładności względem każdej z osi bezwładności przekroju niezarysowanego z uwzględnieniem zbrojenia podłużnego jako stały na długości elementu, tj. na długościach wszystkich odcinkach  $(i)-(i+1)$  /5.34/.

$$I_{uncr} = I_{(i)-(i+1), uncr} = const \quad /5.34/$$

gdzie:  $I_{uncr}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju niezarysowanego, [m<sup>4</sup>].

Sprowadzony moment bezwładności względem każdej z osi głównych przekroju zarysowanego z uwzględnieniem zbrojenia podłużnego jest zmienny na długości elementu i przyjmuje wartość na długości danego odcinka  $(i)-(i+1)$  w zależności od uśrednionego kąta  $\alpha_{cg}$  nachylenia wektora wypadkowego momentu zginającego do osi  $y$  przyjętego dla rozpatrywanego odcinka  $(i)-(i+1)$  elementu /5.35/:

$$I_{(i)-(i+1), cr} = I_{(i)-(i+1), cr} \left\{ \alpha_{cg,(i)-(i+1)} \right\} \quad /5.35/$$

gdzie:  $I_{cr}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju zarysowanego, [m<sup>4</sup>],

$\alpha_{cg}$  - kąt określony wyrażeniem /5.22/, [deg].

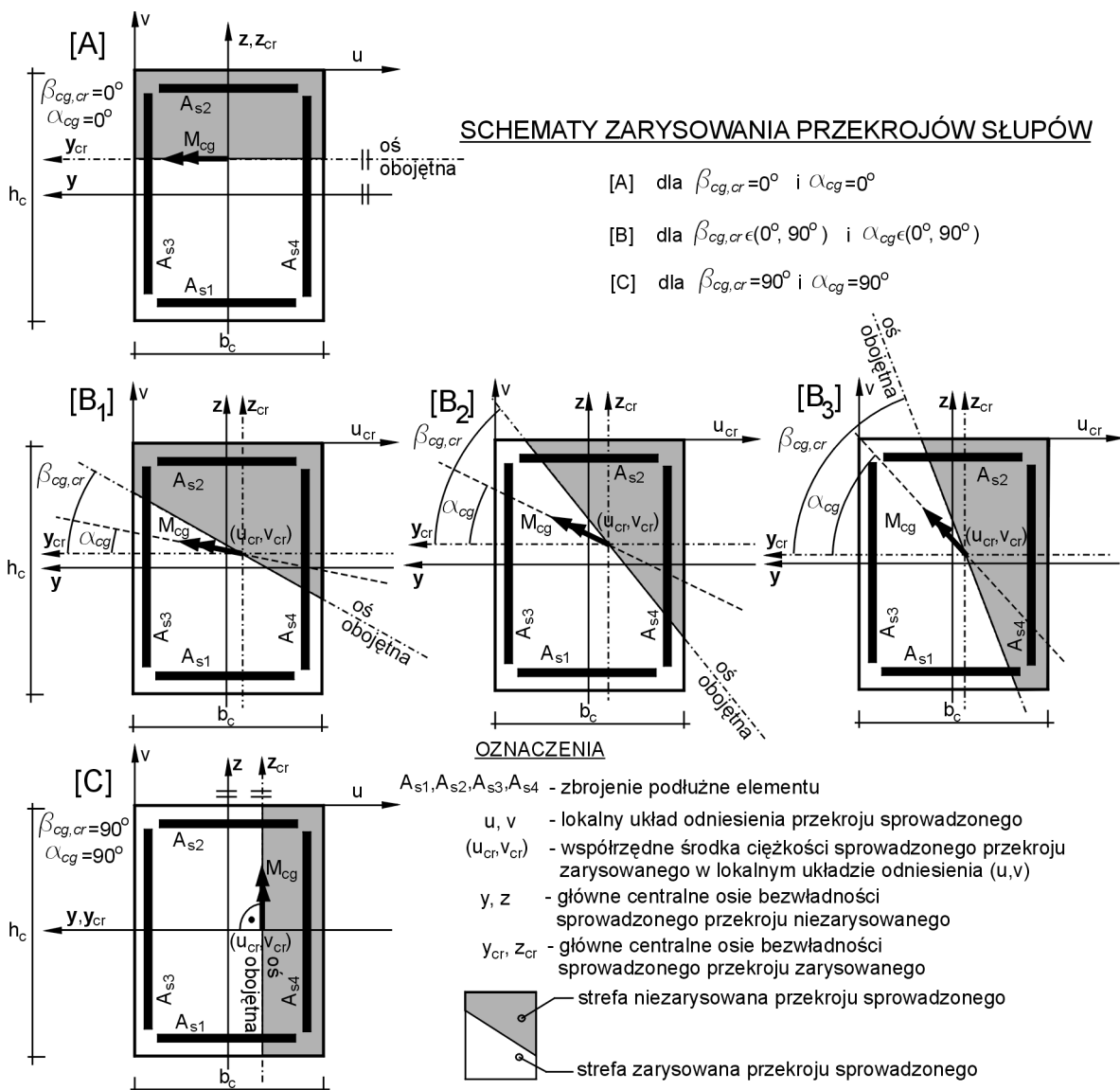
Na podstawie cytowanego powyżej założenia przedstawionego w pkt.4.1 rozprawy przyjęto trzy podstawowe schematy zarysowania przekroju poprzecznego słupa w zależności od wartości zmiennego na długości elementu kąta  $\alpha_{cg}(x)$  nachylenia wektora wypadkowego momentu gnącego do osi  $y$  /5.36-38/ (rys.5.12).

schemat [A]  $|M_{cy}| > 0$  ,  $M_{cz} = 0$  ,  $\beta_{cg,cr} = 0^\circ$  /5.36/

schematy [B<sub>1</sub>], [B<sub>2</sub>], [B<sub>3</sub>]  $|M_{cy}| > 0$  ,  $|M_{cz}| > 0$  ,  $\beta_{cg,cr} \in (0^\circ, 90^\circ)$  /5.37/

schemat [C]  $M_{cy} = 0$  ,  $|M_{cz}| > 0$  ,  $\beta_{cg,cr} = 90^\circ$  /5.38/

gdzie:  $M_{cy}$  - moment zginający w przekroju na kierunku osi  $y$ , [kNm],  
 $M_{cz}$  - moment zginający w przekroju na kierunku osi  $z$ , [kNm],  
 $\beta_{cg,cr}$  - kąt nachylenia osi obojętnej zarysowanego przekroju do osi  $y$ , [deg].



Rys.5.12. Schematy zarysowania ukośnie zginanego przekroju sprowadzonego słupa

Dla tak przyjętych schematów zarysowania przekrojów poddanych ukośnemu zginaniu określono sprowadzone momenty bezwładności przekroju zarysowanego z uwzględnieniem zbrojenia podłużnego względem każdej z osi  $\mathbf{y}_{cr}$  i  $\mathbf{z}_{cr}$  układu odniesienia przekroju zarysowanego. Obliczenia przeprowadzono na podstawie układu równań sumy momentów statycznych przekroju zarysowanego względem osi lokalnych  $\mathbf{u}$  i  $\mathbf{v}$  /5.39-40/ oraz równania kąta nachylenia osi obojętnej  $\beta_{cr}$  przekroju zarysowanego do osi  $\mathbf{y}_{cr}$  /5.41/. Wielkości te określono jak dla materiału liniowo-sprężystego zgodnie z wymaganiami II fazy wyężenia przekroju, tj. pominięto strefę rozciąganego betonu z uwagi na zarysowanie.

$$\sum (M_{u, cr}) - v_{cr} \cdot A_{cxs, cr} = 0 \quad /5.39/$$

$$\sum (M_{v, cr}) - u_{cr} \cdot A_{cxs, cr} = 0 \quad /5.40/$$

$$\tan \alpha_{cg} \cdot \frac{I_{cys, cr}}{I_{czs, cr}} - \tan \beta_{cg, cr} = 0 \quad /5.41/$$

- gdzie:  $M_{u, cr}$  - moment statyczny sprowadzonego przekroju zarysowanego względem lokalnej osi  $\mathbf{u}$ , [ $\text{m}^3$ ],  
 $M_{v, cr}$  - moment statyczny sprowadzonego przekroju zarysowanego względem lokalnej osi  $\mathbf{v}$ , [ $\text{m}^3$ ],  
 $v_{cr}$   $u_{cr}$  - współrzędne środka ciężkości sprowadzonego przekroju w pełni zarysowanego w lokalnym układzie odniesienia  $(\mathbf{u}, \mathbf{v})$ , [m],  
 $A_{cxs, cr}$  - pole powierzchni sprowadzonego przekroju w pełni zarysowanego, [ $\text{m}^2$ ],  
 $I_{cys, cr}$  - moment bezwładności sprowadzonego przekroju zarysowanego względem osi  $\mathbf{y}_{cr}$ , [ $\text{m}^4$ ],  
 $I_{czs, cr}$  - moment bezwładności sprowadzonego przekroju zarysowanego względem osi  $\mathbf{z}_{cr}$ , [ $\text{m}^4$ ],  
 $\alpha_g$  - kąt nachylenia wypadkowego momentu gnącego do osi  $\mathbf{y}$ , [deg],  
 $\beta_{cg, cr}$  - kąt nachylenia osi obojętnej sprowadzonego przekroju zarysowanego do osi  $\mathbf{y}$  i  $\mathbf{u}$ , [deg].

Rozwiązaniem układu równań /5.39-41/ są współrzędne środka ciężkości  $\mathbf{u}_{cr}$  i  $\mathbf{v}_{cr}$  zarysowanego przekroju sprowadzonego w lokalnym układzie odniesienia  $(\mathbf{u}, \mathbf{v})$  oraz kąt  $\beta_{cr}$  nachylenia osi obojętnej tego przekroju do osi  $\mathbf{y}$  dla danego kąta  $\alpha_g$  nachylenia wypadkowego momentu gnącego do osi  $\mathbf{y}$ . Na ich podstawie określić można przebieg osi obojętnej /5.42/ sprowadzonego przekroju zarysowanego w lokalnym układzie odniesienia  $(\mathbf{u}, \mathbf{v})$  następująco:

$$v(u) = \tan \beta_{cg, cr} \cdot (u - u_{cr}) + v_{cr} \quad /5.42/$$

- gdzie:  $v(u)$  - równanie osi obojętnej przekroju zarysowanego w lokalnym układzie odniesienia  $(\mathbf{u}, \mathbf{v})$ , [m],  
 $\beta_{cg, cr}$  - kąt nachylenia osi obojętnej sprowadzonego przekroju zarysowanego do osi  $\mathbf{y}$  i  $\mathbf{u}$ , [deg],  
 $v_{cr}$   $u_{cr}$  - współrzędne środka ciężkości sprowadzonego przekroju w pełni zarysowanego w lokalnym układzie odniesienia  $(\mathbf{u}, \mathbf{v})$ , [m].

Określenie przypadku schematu zarysowania typu  $A$  i  $C$  można wyznaczyć jednoznacznie na podstawie zależności /5.36/ i /5.38/. Rodzaj schematu zarysowania typu  $B$  (dla zakresu wartości kąta  $0^\circ < \beta_{cr} < 90^\circ$ ) wyznaczono na podstawie następujących warunków geometrycznych określających przebieg linii osi obojętnej /5.43-45/ obliczonych na podstawie równania osi obojętnej /5.42/:

schemat $B_1$	dla $u=0 \rightarrow v(u) \in (0, h_c)$	/5.43/
	dla $u=b_c \rightarrow v(u) \in (0, h_c)$	
schemat $B_2$	dla $v=0 \rightarrow u(v) \in (0, b_c)$	/5.44/
	dla $u=b_c \rightarrow v(u) \in (0, h_c)$	
schemat $B_3$	dla $v=0 \rightarrow u(v) \in (0, b_c)$	/5.45/
	dla $v=h_c \rightarrow u(v) \in (0, b_c)$	

gdzie:  $u, v$  - współrzędne lokalnego układu odniesienia sprowadzonego przekroju zarysowanego, [m],  
 $b_c, h_c$  - szerokość i wysokość przekroju poprzecznego słupa, [m].

Na podstawie znajomości przebiegu osi obojętnej sprowadzonego przekroju zarysowanego określono momenty bezwładności zarysowanego przekroju sprowadzonego względem każdej z osi układu odniesienia ( $y_{cr}, z_{cr}$ ), które odpowiadają kierunkom obu płaszczyzn zginania ( $y, z$ ) przekroju zgodnie z wymaganiami II fazy pracy [N9, N10]. Strefa rozciągana betonu została pominięta z uwagi na zarysowanie.

Po uwzględnieniu wyrażen /5.34-5.41/ efektywne sprowadzone momenty bezwładności zarysowanych słupów /5.33/ obliczone względem każdej z głównych płaszczyzn zginania elementów  $y$  i  $z$  przybierają następujące postacie /5.46-47/:

$$I_{cys, eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (S_{(i)-(i+1), uncr} \cdot I_{cys, uncr})}{\sum_{i=1}^n (S_{(i)-(i+1)})} + \frac{\sum_{i=1}^n (S_{(i)-(i+1), cr} \cdot I_{cys, (i)-(i+1), cr})}{\sum_{i=1}^n (S_{(i)-(i+1)})} \quad /5.46/$$

$$I_{czs, eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (S_{(i)-(i+1), uncr} \cdot I_{czs, uncr})}{\sum_{i=1}^n (S_{(i)-(i+1)})} + \frac{\sum_{i=1}^n (S_{(i)-(i+1), cr} \cdot I_{czs, (i)-(i+1), cr})}{\sum_{i=1}^n (S_{(i)-(i+1)})} \quad /5.47/$$

gdzie:  $I_{cys, eff}$  - efektywny moment bezwładności sprowadzonego elementu zarysowanego względem osi  $y$ , [m<sup>4</sup>],

$I_{czs, eff}$  - efektywny moment bezwładności sprowadzonego elementu zarysowanego względem osi  $z$ , [m<sup>4</sup>],

$I_{cys, uncr}$  - moment bezwładności sprowadzonego przekroju niezarysowanego względem osi  $y$ , [m<sup>4</sup>],

$I_{czs, uncr}$  - moment bezwładności sprowadzonego przekroju niezarysowanego względem osi  $z$ , [m<sup>4</sup>],

$I_{cys, cr}$  - moment bezwładności sprowadzonego przekroju w pełni zarysowanego względem osi  $y$ , [m<sup>4</sup>],

$I_{czs, cr}$  - moment bezwładności sprowadzonego przekroju w pełni zarysowanego względem osi  $z$ , [m<sup>4</sup>],

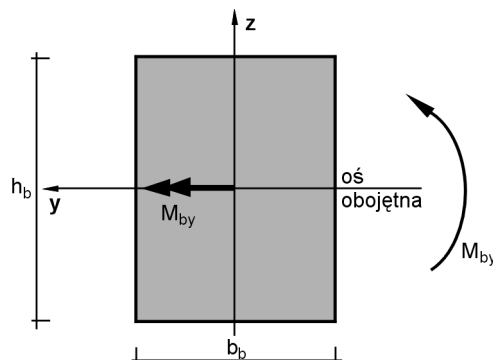
pozostałe wyrażenia jak w /5.14-24/ dla odcinka  $(i)-(i+1)$  na długości rozpatrywanego elementu.

W przyjętych momentach bezwładności oś obojętna na długości elementu jest osią teoretyczną i nie pokrywa się z linią, na której naprężenia normalne są równe zero.



### 5.6.2. Efektywny moment bezwładności zarysowanych rygli

W ryglach występują momenty zginające tylko na kierunku jednej osi bezwładności przekroju  $M_{by}$  oraz osiowa siła podłużna  $N_{bx}$ . Pomijając bezpośredni wpływ osiowej siły podłużnej na stan naprężenia, przekrój ulega zginaniu prostemu (rys.5.13).



Rys.5.13. Zginanie proste przekroju ryglu

W wyniku tego zarysowanie przekroju ryglu ma postać schematu zarysowania A /5.36/ określonego jak dla szczególnego przypadku ukośnie zginanego przekroju poprzecznego słupa ( $\rightarrow$ rys.5.12). Zgodnie z założeniem zawartym w pkt. 4.1 rozprawy zbrojenie w przekroju jest symetryczne i stałe na całej długości elementu. Na tej podstawie określono moment rysujący  $M_{by,cr}$  /5.48/ przekroje rygli w następującej postaci:

$$M_{by,cr} = (f_{ctm} - \sigma_N) \cdot \left( \frac{I_{bys,uncr}}{z_t} \right) \quad /5.48/$$

- gdzie:  $M_{by,cr}$  - moment rysujący sprowadzony przekrój ryglu, [kNm],  
 $f_{ctm}$  - wytrzymałość średnia na rozciąganie betonu na podstawie [N9, N10], [kPa],  
 $\sigma_N$  - naprężenie osiowe w przekroju sprowadzonym ryglu wywołane podłużną siłą ścisającą lub rozciągającą, [kPa],  
 $I_{bys,uncr}$  - moment bezwładności sprowadzonego przekroju niezarysowanego na kierunku osi y, [m<sup>4</sup>],  
 $z_{bt}$  - odległość środka ciężkości przekroju sprowadzonego do najbardziej wyężonego rozciąganego pasma przekroju na kierunku osi z, [m].

Na rys.5.14 przedstawiono wykresy sił podłużnych  $N_{bx}$  oraz momentów zginających  $M_{by}$  i momentu rysującego  $M_{by,cr}$  na długości ryglu. Przebieg linii wykresu momentu rysującego  $M_{by,cr}$  jest stały i niezmienny na całej długości elementu. Odpowiadający mu wykres momentów zginających na długości elementu ma charakter linearny i monotoniczny. Na tej podstawie można określić dla I fazy pracy przekroju moment bezwładności  $I_{uncr}$  /5.49/ względem każdej z osi bezwładności sprowadzonego przekroju niezarysowanego i dla II fazy pracy przekroju moment bezwładności  $I_{cr}$  /5.50/ względem każdej z osi bezwładności sprowadzonego przekroju zarysowanego jako stały na długości rozpatrywanego elementu  $i-j$ .

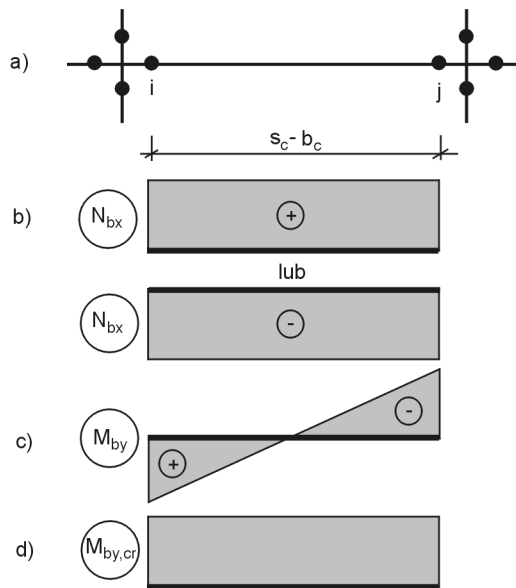
Wielkości sprowadzonych momentów bezwładności danych przekrojów określono na podstawie zalecanej przez [N10] teorii sprężystości liniowej w funkcji położenia osi obojętnej przekroju dla danej fazy pracy.

$$I_{uncr} = I_{i-j, uncr} = const \quad /5.49/$$

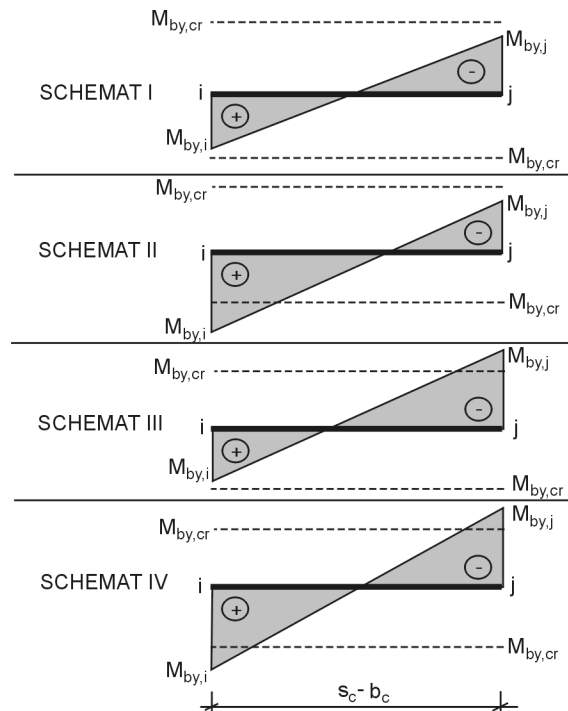
$$I_{cr} = I_{i-j, cr} = const \quad /5.50/$$

gdzie:  $I_{uncr}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju niezarysowanego z uwzględnieniem zbrojenia podłużnego, [m<sup>4</sup>],

$I_{cr}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju w pełni zarysowanego z uwzględnieniem zbrojenia podłużnego, [m<sup>4</sup>].



Rys.5.14. Siły wewnętrzne na długości odcinka  $i-j$  rygła: a) schemat rozpatrywanego odcinka  $i-j$  rygła ramy, b) wykres osiowej siły podłużnej  $N_{bx}$ , c) wykres momentu zginających  $M_{by}$ , d) wykres momentu rysującego z uwzględnieniem siły podłużnej  $M_{by,cr}$



Rys.5.15. Schematy rozkładu momentów zginających na długości rygła na odcinku  $i-j$ :  $M_{by,i}$  i  $M_{by,j}$  – momenty zginające w ryglu w przekrojach ich utwierdzenia w licach słupów,  $M_{by,cr}$  – moment rysujący przekroje rygła na odcinku  $i-j$

Uwzględniając możliwość występowania niejednakowych wartości bezwzględnych momentów zginających  $M_{by,i}$  i  $M_{by,j}$  w obydwu przekrojach  $i$  i  $j$  utwierdzenia rygła w licach słupów, wyróżniono cztery schematy rozkładu momentu zginającego  $M_{by}$  (rys.5.15) /5.51-54/:

schemat I  $|M_{by,i}| < M_{by,cr} , |M_{by,j}| < M_{by,cr} , M_{by,i} \cdot M_{by,j} < 0 \quad /5.51/$

schemat II  $|M_{by,i}| \geq M_{by,cr} , |M_{by,j}| < M_{by,cr} , M_{by,i} \cdot M_{by,j} < 0 \quad /5.52/$

schemat III  $|M_{by,i}| < M_{by,cr} , |M_{by,j}| \geq M_{by,cr} , M_{by,i} \cdot M_{by,j} < 0 \quad /5.53/$

schemat IV  $|M_{by,i}| \geq M_{by,cr} , |M_{by,j}| \geq M_{by,cr} , M_{by,i} \cdot M_{by,j} < 0 \quad /5.54/$

gdzie:  $M_{by,i}$  - moment zginający w ryglu w przekroju  $i$ , [kNm],

$M_{by,j}$  - moment zginający w ryglu w przekroju  $j$ , [kNm],

$M_{by,cr}$  - moment rysujący przekroje rygła określony na podstawie /5.47/, [kNm].

Pola powierzchni wykresów momentów zginających  $M_{by}$  dla modelu probabilistycznej sztywności efektywnej określono dla schematów I, II, III i IV przebiegu wykresu momentów zginających  $M_{by}$  na długości rygla z następujących wzorów /5.55-66/:

$$S_{i-j, uncr} = \frac{(M_{by,i})^2 + (M_{by,j})^2}{2 \cdot |M_{by,i} - M_{by,j}|} \cdot l_{i-j} \quad /5.55/$$

schemat I

$$S_{i-j, cr} = 0 \quad /5.56/$$

$$S_{i-j} = \frac{(M_{by,i})^2 + (M_{by,j})^2}{2 \cdot |M_{by,i} - M_{by,j}|} \cdot l_{i-j} \quad /5.57/$$

$$S_{i-j, uncr} = \frac{(M_{by,cr})^2 + (M_{by,j})^2}{2 \cdot |M_{by,i} - M_{by,j}|} \cdot l_{i-j} \quad /5.58/$$

schemat II

$$S_{i-j, cr} = \frac{(M_{by,i})^2 - (M_{by,cr})^2}{2 \cdot |M_{by,i} - M_{by,j}|} \cdot l_{i-j} \quad /5.59/$$

$$S_{i-j} = \frac{(M_{by,i})^2 + (M_{by,j})^2}{2 \cdot |M_{by,i} - M_{by,j}|} \cdot l_{i-j} \quad /5.60/$$

$$S_{i-j, uncr} = \frac{(M_{by,i})^2 + (M_{by,cr})^2}{2 \cdot |M_{by,i} - M_{by,j}|} \cdot l_{i-j} \quad /5.61/$$

schemat III

$$S_{i-j, cr} = \frac{(M_{by,j})^2 - (M_{by,cr})^2}{2 \cdot |M_{by,i} - M_{by,j}|} \cdot l_{i-j} \quad /5.62/$$

$$S_{i-j} = \frac{(M_{by,i})^2 + (M_{by,j})^2}{2 \cdot |M_{by,i} - M_{by,j}|} \cdot l_{i-j} \quad /5.63/$$

$$S_{i-j, uncr} = \frac{(M_{by,cr})^2}{|M_{by,i} - M_{by,j}|} \cdot l_{i-j} \quad /5.64/$$

schemat IV

$$S_{i-j, cr} = \frac{(M_{by,i})^2 + (M_{by,j})^2 - 2 \cdot (M_{by,cr})^2}{2 \cdot |M_{by,i} - M_{by,j}|} \cdot l_{i-j} \quad /5.65/$$

$$S_{i-j} = \frac{(M_{by,i})^2 + (M_{by,j})^2}{2 \cdot |M_{by,i} - M_{by,j}|} \cdot l_{i-j} \quad /5.66/$$

gdzie:  $M_{by,i}$  - moment zginający rygiel w przekroju  $i$ , [kNm],

$M_{by,j}$  - moment zginający rygiel w przekroju  $j$ , [kNm],

$M_{by,cr}$  - moment rysujący przekroje rygla wg /5.47/, [kNm],

$l_{i-j}$  - długość rozpatrywanego odcinka  $i-j$  rygla, [m],

$S_{i-j,cr}$  - pole powierzchni wykresu momentów zginających na odcinku  $i-j$  dla  $M_{by,i-j}(x) \geq M_{by,cr}$ , [kNm<sup>2</sup>],

$S_{i-j,uncr}$  - pole powierzchni wykresu momentów zginających na odcinku  $i-j$  dla  $M_{by,i-j}(x) < M_{by,cr}$ , [kNm<sup>2</sup>],

$S$  - całkowite pole powierzchni wykresu momentów zginających na długości elementu, [kNm<sup>2</sup>].

Po uwzględnieniu wyrażeń /5.55-5.66/ efektywne momenty bezwładności /5.18/ sprowadzonych przekrojów zarysowanego rygla przybierają następującą postać /5.67-68/:

$$I_{bys,eff} = \left( \frac{S_{i-j,uncr}}{S_{i-j}} \right) \cdot I_{bys,i-j,uncr} + \left( \frac{S_{i-j,cr}}{S_{i-j}} \right) \cdot I_{bys,i-j,cr} \quad /5.67/$$

$$I_{bzs,eff} = \left( \frac{S_{i-j,uncr}}{S_{i-j}} \right) \cdot I_{bzs,i-j,uncr} + \left( \frac{S_{i-j,cr}}{S_{i-j}} \right) \cdot I_{bzs,i-j,cr} \quad /5.68/$$

- gdzie:  $I_{bys,eff}$  - efektywny sprowadzony moment bezwładności zarysowanego rygla względem osi  $y$ , [m<sup>4</sup>],  
 $I_{bzs,eff}$  - efektywny sprowadzony moment bezwładności zarysowanego rygla względem osi  $z$ , [m<sup>4</sup>],  
 $I_{bys,uncr}$  - moment bezwładności sprowadzonego przekroju niezarysowanego rygla względem osi  $y$ , [m<sup>4</sup>],  
 $I_{bzs,uncr}$  - moment bezwładności sprowadzonego przekroju niezarysowanego rygla względem osi  $z$ , [m<sup>4</sup>],  
 $I_{bys,cr}$  - moment bezwładności sprowadzonego przekroju rygla w pełni zarysowanego względem osi  $y_{cr}$ , [m<sup>4</sup>],  
 $I_{bzs,cr}$  - moment bezwładności sprowadzonego przekroju rygla w pełni zarysowanego względem osi  $z_{cr}$ , [m<sup>4</sup>],

pozostałe wielkości jak w /5.14-24/ dla rozpatrywanego elementu  $i-j$ .

W przyjętych efektywnych momentach bezwładności rygli oś obojętna na długości elementów jest osią teoretyczną i nie pokrywa się z linią, na której naprężenia normalne są równe zero.

### 5.6.3. Zastosowanie modelu probabilistycznej sztywności efektywnej

W oparciu o przedstawiony model probabilistycznej sztywności efektywnej w pkt.5.6.1-2 oraz algorytmy służące obliczaniu efektywnych momentów bezwładności przekrojów sprowadzonych zarysowanych słupów i rygli napisano własny komputerowy program numeryczny wspomagający obliczanie sztywności efektywnej elementów powłoki ramowej składającej się od kilku do kilkunastu tysięcy słupów i rygli, które mogły na swojej długości ulec zarysowaniu pod wpływem przyłożonego do konstrukcji nośnej obciążenia.

Momenty bezwładności przekrojów sprowadzonych słupa względem obu osi  $y$  i  $z$  na całej długości danego elementu słupowego są stałe i określa się je za pomocą następujących wyrażeń /5.69-71/:

$$\text{dla } \bigwedge_{(i)-(i+1)} M_{g,(i)-(i+1)} < M_{g,cr} \quad \text{dla } \bigvee_{(i)-(i+1)} M_{g,(i)-(i+1)} \geq M_{g,cr} \quad /5.69.a-b/$$

$$I_{cys} = I_{cys,uncr} \quad I_{cys} = I_{cys,eff} \quad /5.70.a-b/$$

$$I_{czs} = I_{czs,uncr} \quad I_{czs} = I_{czs,eff} \quad /5.71.a-b/$$

gdzie: wielkości jak w /5.46-47/.

Momenty bezwładności przekrojów sprowadzonych rygła względem obu osi  $y$  i  $z$  na całej długości danego elementu ryglowego są stałe i określa się je za pomocą następujących wyrażień /5.72-74/:

$$\text{dla } |M_{by,i}| \wedge |M_{by,j}| < M_{by,cr} \qquad \text{dla } |M_{by,i}| \vee |M_{by,j}| \geq M_{by,cr} \qquad /5.72.a-b/$$

$$I_{bys} = I_{bys,uncr} \qquad I_{bys} = I_{bys,eff} \qquad /5.73.a-b/$$

$$I_{bzs} = I_{bzs,uncr} \qquad I_{bzs} = I_{bzs,eff} \qquad /5.74.a-b/$$

gdzie: wielkości jak w /5.67-68/.

Zgodnie z założeniami o symetryczności i stałości rozłożenia stopnia zbrojenia (grupy zbrojenia  $A_{s1}=A_{s2}$  i  $A_{s3}=A_{s4}$ ) na długości elementów, do obliczeń momentów rysujących przyjęto następujące odległości środków ciężkości przekrojów sprowadzonych do najbardziej rozciąganych pasm przekrojów /5.75-76/:

przekrój poprzeczny słupa	przekrój poprzeczny rygła	
$y_{ct} = 0.5 \cdot b_c$	-	/5.75/

$z_{ct} = 0.5 \cdot h_c$	$z_{bt} = 0.5 \cdot h_b$	/5.76.a-b/
--------------------------	--------------------------	------------

W obliczeniach efektywnych momentów bezwładności słupów przyjęto podział na długości słupa na 20 odcinków  $(i)-(i+1)$ . Taki podział umożliwia dokładne odwzorowanie przebiegu krzywoliniowego momentu gnącego  $M_{cg}$  i rysującego  $M_{cg,cr}$  za pomocą krzywej łamanej (schodkowej).

## 5.7. Obliczenia numeryczne

Obliczenia numeryczne wykonano w standardowym programie komputerowym opartym na liniowej wersji metody elementów skończonych. Nieliniową analizę pracy konstrukcji ustroju nośnego ramowo-powłokowego betonowego budynku wysokiego przeprowadzono dla materiału liniowo-sprężystego. W pozasprężystym zakresie pracy konstrukcji wykorzystano metodę iteracji bezpośredniej.

W metodzie iteracji bezpośredniej do równania /5.5/ wprowadzona jest początkowa wartość przemieszczenia  $V=V^0$ . W kolejnych krokach iteracji (indeks  $n$ ) rozwiązywany jest układ równań /5.77/, w którym za każdym razem dokonuje się modyfikacji macierzy sztywności  $K$  ze względu na wprowadzone zmiany sztywności elementów zarysowanych.

Błąd końcowy obliczeń numerycznych określany jest z wyrażenia /5.78/. Stanowi on warunek kontynuowania procedury. Każda iteracja wymaga obliczenia macierzy sztywności  $K$  i rozwiązania równania /5.77/.

$$V^n = [K(V^{n-1})]^{-1} \cdot S \qquad /5.77/$$

$$\varepsilon \geq |V^n - V^{n-1}| \qquad /5.78/$$

gdzie:  $\varepsilon$  - wymiar zbieżności rozwiązania metodą iteracji,  
 $n$  - krok iteracji.

### 5.7.1. Procedura iteracji bezpośredniej w nieliniowej analizie konstrukcji powłokowego ustroju nośnego

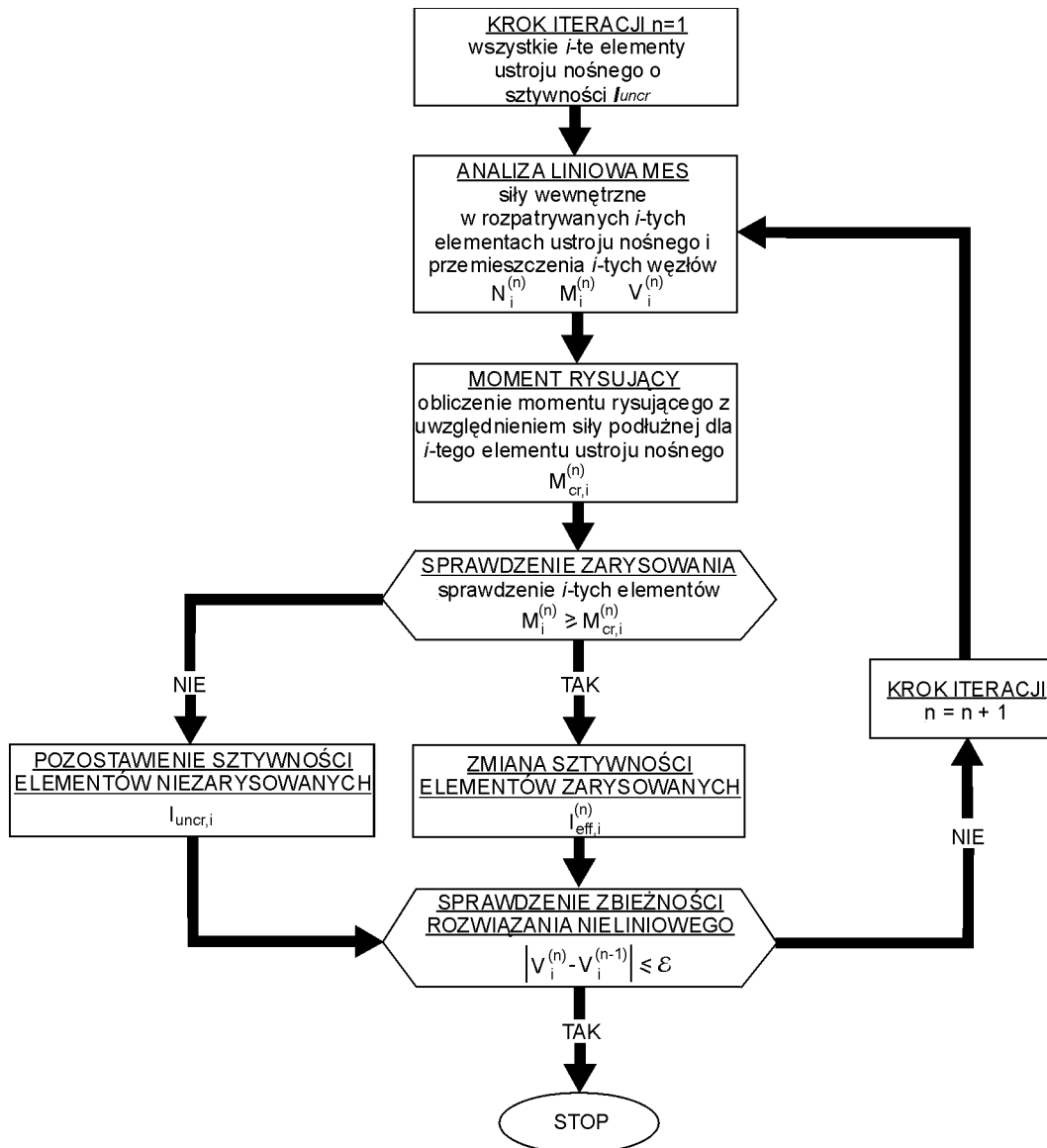
Inicjująca iterację analiza liniowa konstrukcji przeprowadzona zostaje dla stanu pełnego obciążenia użytkowego. Pozwala to na pełną identyfikację elementów, które uległy zarysowaniu, oraz umożliwia określenie ich sztywności efektywnych na podstawie ich bieżących wartości momentów zginających i sił podłużnych wykorzystując do tego celu formuły i algorytmy przedstawione w pkt.5.6. Zmiany w sztywnościach zarysowanych elementów powodują redystrybucję części wartości ich momentów zginających i sił podłużnych do elementów niezarysowanych charakteryzujących się większą sztywnością niż elementy zarysowane. Efektem redystrybucji części sił wewnętrznych jest możliwość zarysowania niezarysowanych dotąd elementów. W kolejnych krokach iteracji konstrukcja zostaje poddana powtórnej analizie liniowej, która umożliwia uwzględnienie wpływu redystrybucji sił wewnętrznych na zmianę (zwiększenie lub zmniejszenie) sztywności tych elementów.

Metoda iteracji bezpośredniej umożliwia śledzenie wpływu redystrybucji sił wewnętrznych na ciągłe zmiany w sztywnościach elementów dopóki nie osiągnie się stabilizacji procesu redystrybucji sił wewnętrznych pomiędzy elementami konstrukcji. Kolejne kroki iteracji, czyli powtórne analizy pracy konstrukcji z uwzględnieniem zmian w sztywnościach elementów, są procesem zbieżności odpowiedzi całej konstrukcji na działania zespołów sił pionowych i poziomych dążących do zarysowania jej elementów składowych. Metoda ta może symulować całościowy proces interakcji między zarysowaniem elementów i redystrybucją sił wewnętrznych występujących w konstrukcji betonowej.

Poniżej przedstawiono szczegółowy plan wykorzystanej w niniejszej rozprawie procedury iteracyjnej [9] oraz odpowiadający mu schemat blokowy (rys.5.16).

#### PROCEDURA ITERACJI BEZPOŚREDNIEJ ROZWIĄZANIA NIELINIOWEGO

- KROK 1. Dla  $n=1$ , gdzie  $n$  jest numerem kolejnej iteracji: wszystkie żelbetowe elementy ustroju nośnego charakteryzują się sztywnością giętą określoną jak dla elementów niezarysowanych - /5.70.a/, /5.71.a/, /5.73.a/, /5.74.a/.
- KROK 2. Do ustroju nośnego przyłożono całość obciążenia określonego jak dla stanu granicznego użytkowania ( $\rightarrow$ Tab.5.10). Na podstawie liniowej analizy pracy ustroju nośnego z wykorzystaniem programu komputerowego opartego na liniowej wersji metody elementów skończonych uzyskano wartości sił wewnętrznych w słupach ( $N^{(n)}_{cx}$ ,  $M^{(n)}_{cy}$ ,  $M^{(n)}_{cz}$ ) i ryglach ( $N^{(n)}_{bx}$ ,  $M^{(n)}_{by}$ ) rozpatrywanej grupy kondygnacji ( $RG10K_i$ ) oraz wartość przemieszczenia poziomego ustroju nośnego ( $V_i^{(n)}$ ) w wybranych punktach wzdłuż wysokości ustroju nośnego.
- KROK 3. Obliczenie momentów rysujących przekroje sprowadzone słupów /5.24/ i rygli /5.48/ rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ ) z uwzględnieniem sił podłużnych.
- KROK 4. Jeżeli zachodzi warunek /5.69.b/ dla rozpatrywanych elementów słupowych lub /5.72.b/ dla rozpatrywanych elementów ryglowych, to odpowiadające tym warunkom dane elementy powłoki ramowej ulegają na swojej długości zarysowaniu, a ich sprowadzone sztywności giętne o początkowej wartości obliczonej jak dla elementów niezarysowanych ulegają redukcji do wartości sztywności efektywnych - /5.70.b/, /5.71.b/, /5.73.b/, /5.74.b/.



Rys.5.16. Schemat blokowy procedury iteracyjnej [9, 10]

KROK 5. Jeżeli zachodzi warunek /5.69.a/ dla danych elementów słupowych i /5.72.a/ dla danych elementów ryglowych rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji, to odpowiadające tym warunkom dane elementy powłoki ramowej nie ulegają na swojej długości zarysowaniu, a ich sprowadzone sztywności giętne odpowiadają początkowej wartości określonej jak dla elementów niezarysowanych - /5.70.a/, /5.71.a/, /5.73.a/, /5.74.a/.

KROK 6. Dla numeru iteracji  $n=n+1$ : bieżące wartości sztywności giętych każdego elementu powłoki ramowej określono z uwzględnieniem warunku wystąpienia zarysowania na ich długościach, a ustrój nośny obciążony daną kombinacją obciążenia poddano powtórnej analizie liniowej. Uzyskano wartości sił wewnętrznych w słupach ( $N_{cx}^{(n)}$ ,  $M_{cy}^{(n)}$ ,  $M_{cz}^{(n)}$ ) i w ryglach ( $N_{bx}^{(n)}$ ,  $M_{by}^{(n)}$ ) rozpatrywanej grupy kondygnacji ( $RG10K_i$ ) oraz wartość przemieszczenia poziomego ustroju nośnego ( $V^{(n)}$ ) w wybranych węzłach wzdłuż wysokości rozważanego budynku wysokiego.

KROK 7. Wartości przemieszczenia poziomego ustroju nośnego ( $I^{(n)}$ ) w wybranych punktach wzdłuż wysokości ustroju nośnego otrzymane dla bieżącej iteracji  $n$  są porównywane z wartościami przemieszczeń poziomych tych punktów otrzymanych dla bezpośrednio poprzedzającej ją iteracji  $n-1$ . Jeżeli zachodzi warunek /5.78/, gdzie  $\varepsilon$  jest kryterium zbieżności rozwiązania, to proces iteracji rozwiązania nieliniowej pracy ustroju nośnego doprowadził do otrzymania informacji o końcowej i ostatecznej odpowiedzi danego ustroju nośnego poddanego działaniu danej kombinacji obciążenia z uwzględnieniem zarysowania tworzących go elementów słupowych i ryglowych. Jeżeli powyższy warunek nie zostaje spełniony to proces iteracji rozwiązania nieliniowego jest kontynuowany w postaci powtórzenia całego cyklu od kroku 3.

Powyższa procedura pozwala na ciągłą modyfikację sztywności giętych elementów powłoki ramowej ustroju nośnego ze względu na zarysowanie ich przekrojów na długościach danych elementów, dopóki nie osiągnie się zadowalającej zbieżności rozwiązania nieliniowego w postaci różnic przemieszczeń poziomych w punktach wzdłuż wysokości konstrukcji nośnej dla dwóch kolejnych następujących po sobie cyklach iteracji. W badaniach numerycznych w niniejszej rozprawie doktorskiej przyjęto kryterium zbieżności różnicy przemieszczeń poziomych  $\varepsilon$  w rozpatrywanych punktach wzdłuż wysokości budynku wysokiego na poziomie wartości 0.01 cm.

W rozprawie przyjęto odrębne rozpatrywanie możliwości zarysowania słupów i rygli ram ustroju powłokowego. Rodzaje wybranych obciążeń stałych i zmiennych uwzględnianych w procedurze iteracyjnej dotyczącej słupów i rygli przedstawiono w pkt.5.4 rozprawy.

## 5.8. Metodyka badań

Rozpatrywane 40- i 60-kondygnacyjne betonowe budynki wysokie o ramowo-powłokowym ustroju nośnym podzielono wzdłuż ich wysokości na, odpowiednio, 4 i 6 segmenty składające się z grup 10-ciu kondygnacji o stałych i jednakowych wymiarach poprzecznych przekrojów betonowych słupów i rygli oraz stałych i jednakowych wartościach charakterystyk geometrycznych i właściwościach materiałowych betonu, z którego są wykonane. Taki podział budynku wysokiego umożliwia zamodelowanie rzeczywistego charakteru pracy ustroju nośnego z uwzględnieniem zmienności obciążeń pionowych i poziomych wzdłuż jego wysokości.

Rozpatrywane 60- i 40-kondygnacyjne betonowe ustroje ramowo-powłokowe, scharakteryzowane parametrami geometrycznymi i materiałowymi przedstawionymi w tabelach Tab.5.5-7 i opisanymi wyrażeniami /5.79.a-c/, składają się z jednej rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji  $RG10K_i$  i, odpowiednio, 5 i 3 grup 10-ciu kondygnacji  $G10K_i$  znajdujących się poniżej i powyżej rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji  $RG10K_i$  w  $k$ -tym numerze badania określonego na podstawie przyjętego programu badań ( $\rightarrow$ Tab.5.7-8).

$$\left\{ n_k, l_c, H_B, \frac{L_w}{L_f}=1, T, E_s, f_{yd} \right\}_{G10K_i \cup RG10K_i} \cup \dots \quad /5.79.a/$$

$$\dots \cup \left\{ B55, \frac{h_{c,p,i}}{b_{c,p,i}}=1, 1 \leq \frac{h_{b,p,i}}{b_{b,p,i}} \leq 3, S_{r,p,i} \leq 2 \right\}_{G10K_i} \cup \dots \quad /5.79.b/$$



$$\dots \cup \left\{ \lambda_B, \alpha_{lim,i}, q_{k,i}, Bnn_i, \left( \frac{s_c}{l_c} \right)_i, \frac{h_{c,i}}{b_{c,i}}, \frac{h_{b,i}}{b_{b,i}}, S_{r,i}, h_{c,c,i} = b_{c,c,i} = \sqrt{h_{c,i} \cdot b_{c,i}} \right\}_{RG10K_i}^{k\text{-ty nr badania}} \quad /5.79.c/$$

gdzie: wielkości jak w Tab.5.3-4 i Tab.5.7-8.

Wymiary poprzeczne przekrojów betonowych słupów i rygli grup kondygnacji  $G10K_i$  powłoki ramowej znajdujących się poniżej i powyżej rozpatrywanej grupy kondygnacji  $RG10K_i$  określono na podstawie założeń przyjętych w Tab.5.3 i spełniają one warunki określone wyrażeniem /5.80/. Wymiary poprzeczne przekrojów betonowych elementów słupowych i ryglowych rozpatrywanej grupy kondygnacji  $RG10K_i$  w  $k$ -tym numerze badania określonego na podstawie programu badań  $L_{18}(2^1 \times 3^7)$  przyjęto jak w Tab.5.7-8 i spełniają one warunki określone wyrażeniem /5.81/.

$$\left\{ h_{c,p,i}, b_{c,p,i}, h_{b,p,i}, b_{b,p,i} \right\}_{G10K_i} = \left\{ \frac{h_{c,p,i}}{b_{c,p,i}} = 1, S_{r,p,i} \leq 2, 1 \leq \frac{h_{b,p,i}}{b_{b,p,i}} \leq 3 \right\} \quad /5.80/$$

$$\left\{ h_{c,i}, b_{c,i}, h_{b,i}, b_{b,i} \right\}_{RG10K_i}^{k\text{-ty nr badania}} = \left\{ \frac{h_{c,i}}{b_{c,i}}, S_{r,i}, \frac{h_{b,i}}{b_{b,i}} \right\}^{k\text{-ty nr badania}} \quad /5.81/$$

gdzie: wielkości jak w Tab.5.3-4 i Tab.5.7-8.

Na podstawie przyjętych wymiarów poprzecznych przekrojów betonowych wszystkich słupów i rygli budynku wysokiego można określić wartość siły osiowej w słupie powłoki ramowej od obliczeniowych obciążeń pionowych na niego przypadających – ciężarów własnych słupów i rygli, ciężaru własnego stropów oraz obciążeń stałych i użytkowych działających na stropy znajdujące się powyżej poziomu rozpatrywanej kondygnacji danego słupa według wzoru /5.82/:

$$Q_i = \sum (G_{k1} \cdot \gamma_{fl}) + n_i \cdot (G_{k2} \cdot \gamma_{f2} + P \cdot \gamma_{fl}) \cdot s_c \cdot \frac{T}{2} \quad /5.82/$$

- gdzie:  $Q_i$  - osiowa siła ściskająca w słupie  $i$ -tej kondygnacji, [kN],  
 $G_{k1}$  - ciężar własny słupów i rygli znajdujących się powyżej  $i$ -tej kondygnacji, [kN],  
 $G_{k2}$  - ciężar własny stropu i wyposażenia, [kN/m<sup>2</sup>],  
 $P$  - obciążenie użytkowe stropu, [kN/m<sup>2</sup>],  
 $n_i$  - liczba kondygnacji znajdujących się powyżej  $i$ -tej kondygnacji, [-],  
 $s_c$  - rozstaw osiowy słupów, [m],  
 $T$  - rozpiętość stropu przestrzeni użytkowej, [m],  
 $\gamma_{fi}$  - współczynniki obciążenia ( $\gamma_{fi} > 1$ ) wg Tab.5.10, [-].

Dla przyjętych wymiarów poprzecznych słupów i rygli grup kondygnacji  $G10K_i$  znajdujących się powyżej i poniżej rozpatrywanej grupy kondygnacji musi zachodzić warunek stanu granicznego nośności elementów obciążonych zespołami sił pionowych i poziomych. Ze względu na pomijanie w badaniach numerycznych dokładniejszej analizy nośności tych

elementów przyjęto, że stan graniczny nośności rygli o przyjętych wymiarach poprzecznych przekrojów betonowych został spełniony, jeśli zachodzą warunki opisane wyrażeniem /5.80/, a stan graniczny nośności słupów o przyjętych wymiarach poprzecznych przekrojów betonowych został spełniony jeśli zachodzi warunek /5.83/:

$$\frac{Q_i}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot \gamma_R \cdot b_{c,p,i} \cdot h_{c,p,i}} \leq 1 \quad /5.83/$$

- gdzie:  $Q_i$  - osiowa siła ściskająca w słupie  $i$ -tej kondygnacji, [kN],  
 $\alpha \cdot f_{cd}$  - normowa wytrzymałość betonu na ściskanie [N9, N10], [kPa],  
 $\gamma_R$  - współczynnik redukcyjny, [-],  
 $h_{c,p,i}, b_{c,p,i}$  - wysokość i szerokość betonowego przekroju poprzecznego słupa kondygnacji należącej do danej  $GI0K_i$ , [m].

Wyrażenie /5.83/ opisuje nośność na osiowe ściskanie słupa najniższej kondygnacji  $GI0K_i$  o danym polu powierzchni przekroju betonowego i normowej wytrzymałości na osiowe ściskanie betonu klasy B55. Normowa wytrzymałość osiowa na ściskanie [N9, N10] została tutaj pomniejszona współczynnikiem redukcyjnym  $\gamma_R$  ze względu na nieuwzględnienie wpływu momentów zginających na obu kierunkach zginania od obciążeń pionowych i poziomych na nośność elementów. Wartość współczynnika redukcyjnego dla różnych klas betonów określono na podstawie własnych badań porównawczych (Tab.5.16).

Tab.5.16. Współczynnik redukcji nośności

Współczynnik redukcyjny	Beton klasy B37	Beton klasy B55	Beton klasy B70
$\gamma_R$	0.65	0.55	0.45

Na podstawie wyrażenia /5.83/ o zmodyfikowanym zapisie możliwy jest również dobór wstępnych, orientacyjnych, wymiarów poprzecznych przekrojów betonowych słupów rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji  $RG10K_i$  w danym badaniu /5.84/:

$$\frac{Q_i}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot \gamma_R \cdot b_{c,i} \cdot h_{c,i}} \leq 1 \quad /5.84/$$

- gdzie:  $h_{c,i}, b_{c,i}$  - wysokość i szerokość betonowego przekroju poprzecznego słupa kondygnacji należącej do danej  $RG10K_i$ , [m],

pozostałe wielkości jak w /5.83/.

Wymiary poprzeczne przekrojów elementów betonowych słupów i rygli określano stosując normową [N9, N10] gradację szerokości i wysokości przekrojów elementów słupowych i belkowych.

Przyjęto minimalne wymiary poprzeczne przekrojów betonowych wszystkich słupów i rygli powłoki ramowej /5.80-81/ dla których spełniony zostaje warunek stanu granicznego użytkowania /5.85/ opisany przez dopuszczalną linię przemieszczenia poziomego ustroju nośnego ( $\rightarrow$ Tab.5.2) betonowego budynku wysokiego wywołanego obciążeniem poziomym od wiatru działającego na kierunku równoległym do jednej z osi głównych budynku dla  $k$ -tego numeru badania.

$$\min \left\{ h_{c,p,i}, b_{c,p,i}, h_{b,p,i}, b_{b,p,i}, h_{c,i}, b_{c,i}, h_{b,i}, b_{c,i} \right\}_{G10K_i \cup RG10K_i}^{k\text{-ty nr badania}} = \dots$$

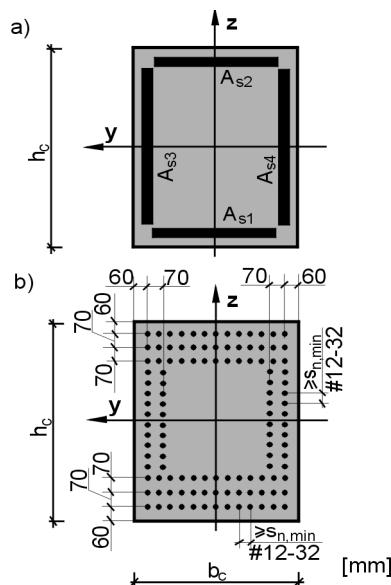
$$\dots = \left\{ SGU \left( q_i; \frac{z}{\alpha_{lim,i}} \right) \right\}^{k\text{-ty nr badania}} \quad /5.85/$$

gdzie:  $q_i$  - wartość ciśnienia wiatru dla  $k$ -tego numeru badania, [kPa],

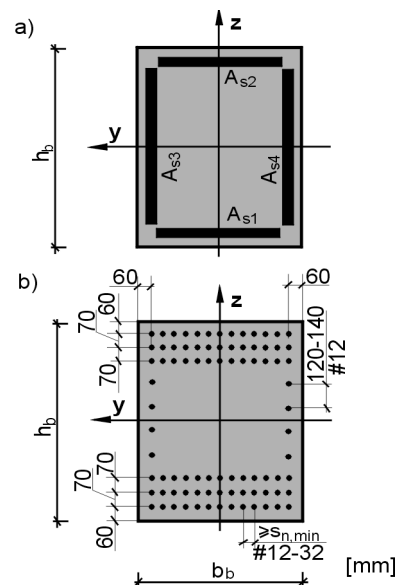
$\frac{z}{\alpha_{lim,i}}$  - dopuszczalne wychylenia względne budynku wysokiego na wysokości rzędnej  $z$  dla  $k$ -tego numeru badania, [m],

pozostałe wielkości jak w Tab.5.3-4 i Tab.5.7-8.

Zbrojenie podłużne słupów i rygli rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji  $RG10K_i$  dla  $k$ -tego numeru badania określono zgodnie z normami [N9, N10] na podstawie metody stanów granicznych [25]. Wartości najniekorzystniejszych kombinacji sił wewnętrznych w słupach i ryglach  $RG10K_i$  określono na podstawie analizy sprężystej. Przyjęto jednakową i stałą wartość stopnia zbrojenia podłużnego dla wszystkich słupów i rygli wchodzących w skład  $RG10K_i$ . Pole powierzchni zbrojenia podłużnego słupów i rygli  $RG10K_i$  przyjęto, zgodnie z założeniami przedstawionymi w pkt. 4.1 rozprawy, jako symetryczne względem obu głównych osi przekroju betonowego, tzn.  $A_{s1}=A_{s2}$  i  $A_{s3}=A_{s4}$ . Grupy zbrojenia  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ ,  $A_{s3}$  i  $A_{s4}$  w słupach oraz  $A_{s1}$  i  $A_{s2}$  w ryglach określono na podstawie normowych [N9, N10] warunków stanów granicznych nośności i przyjęto, że zbrojenie podłużne w postaci prętów o średnicy #12÷32 mm może być rozłożone w 1, 2 lub 3 rzędach. Rozstawy prętów przyjęto zgodnie z warunkami normowymi [N9, N10], a rozstaw osiowy rzędów zbrojenia przyjęto równy 70 mm. Zbrojenie  $A_{s3}$  i  $A_{s4}$  w ryglach przyjęto jako konstrukcyjne w postaci jednego rzędu prętów #12 o rozstawach 120÷140 mm. Dla uproszczenia przyjęto, że odległości osi pierwszych rzędów wszystkich grup zbrojenia podłużnego leżących najbliżej krawędzi przekroju wynosi 60 mm (rys.5.17-18).



Rys.5.17. Przykład zbrojenia słupów  $RG10K_i$ :  
a) schemat rozkładu zbrojenia  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ ,  $A_{s3}$  i  $A_{s4}$  w przekroju poprzecznym słupa,  
b) szczegóły rozmieszczenia prętów zbrojenia



Rys.5.18. Przykład zbrojenia rygli  $RG10K_i$ :  
a) schemat rozkładu zbrojenia  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ ,  $A_{s3}$  i  $A_{s4}$  w przekroju poprzecznym rygla,  
b) szczegóły rozmieszczenia prętów zbrojenia

Przyjęto minimalne wymiary poprzeczne przekrojów betonowych słupów i rygli  $RG10K_i$  dla których spełniony zostaje warunek stanu granicznego nośności [N9, N10] i zalecenia konstrukcyjne dotyczące zbrojenia podłużnego elementów (stopień zbrojenia, rozstawy prętów w rzędach, średnice prętów, itp.), które można zapisać następującymi wyrażeniami /5.86-87/.

$$\min \{h_{c,i}, b_{c,i}\}_{RG10K_i} = \{S_d \leq R_d, \rho_s \leq 6\%, s_{n,min}\} \quad /5.86/$$

$$\min \{h_{b,i}, b_{b,i}\}_{RG10K_i} = \{S_d \leq R_d, \rho_s \leq 3\%, s_{n,min}\} \quad /5.87/$$

gdzie:  $S_d$  - siła wewnętrzna wywołana rozpatrywanymi oddziaływaniami [N9, N10],  
 $R_d$  - odpowiednia nośność obliczeniowa [N9, N10],  
 $\rho_s$  - stopień zbrojenia podłużnego w przekroju, [%],  
 $s_{n,min}$  - minimalne normowe [N9, N10] rozstawy prętów w rzędzie mierzone w ich świetle, [m],  
 pozostałe wielkości jak w Tab.5.2-3 i Tab.5.6-7.

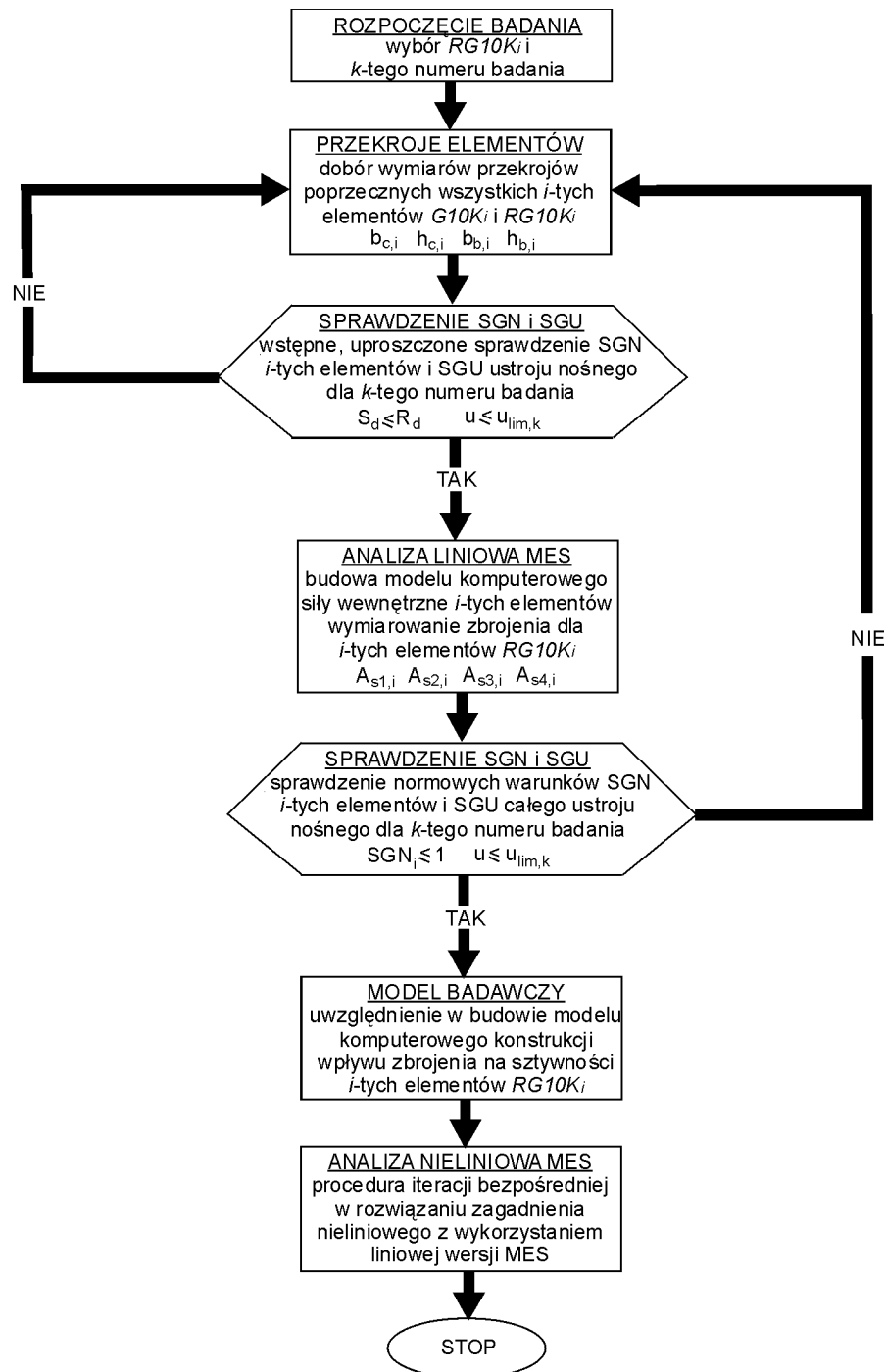
### 5.8.1. Procedura badań

Poniżej przedstawiono szczegółowy plan zastosowanej w rozprawie procedury badań dotyczącej doboru minimalnych wymiarów przekrojów poprzecznych elementów  $RG10K_i$  dla  $k$ -tego numeru badania oraz plan przygotowania modelu komputerowego betonowego budynku wysokiego o ramowo-powłokowym ustroju nośnym do procedury iteracji bezpośredniej w nieliniowej analizie konstrukcji. Obliczenia sił wewnętrznych w elementach ustroju nośnego i jego przemieszczeń poziomych przeprowadzono za pomocą programu komputerowego do obliczeń konstrukcji prętowych opartym na liniowej wersji metody elementów skończonych z uwzględnieniem odkształceń giętnych i postaciowych elementów prętowych. Analizy konstrukcji przeprowadzono na podstawie teorii I rzędu. Na rys.5.16 przedstawiono schemat blokowy odpowiadający przedstawionej poniżej procedurze badań.

#### PROCEDURA BADAŃ

- KROK 1. Wybór rozpatrywanej grupy 10-ciu kondygnacji  $RG10K_i$  wzdłuż wysokości 60- lub 40-kondygnacyjnego betonowego budynku wysokiego o ramowo-powłokowym ustroju nośnym i  $k$ -tego numeru badania określonego na podstawie programu badań  $L_{18}(2^1 \times 3^7)$  (odpowiednio Tab.5.7 lub Tab.5.8). Określenie cech geometrycznych i materiałowych powłoki ramowej budynku wysokiego oraz tworzących ją betonowych elementów  $G10K_i$  i  $RG10K_i$  spełniających warunki określone wyrażeniami /5.79.a-c/. Wstępny dobór wymiarów poprzecznych przekrojów betonowych słupów i rygli  $G10K_i$  i  $RG10K_i$  powłoki ramowej dla  $k$ -tego numeru badania spełniających warunki /5.80-81/.
- KROK 2. Jeżeli dla dobranych przekrojów betonowych słupów i rygli budynku wysokiego zachodzą jednocześnie warunki opisane zależnościami /5.83-84/ oraz linia przemieszczenia poziomego ustroju nośnego określona za pomocą metody uproszczonej Kwana [44] ( $\rightarrow$ pkt.6.3) spełnia warunek /5.85/ dla  $k$ -tego numeru badania to budowany zostaje model komputerowy budynku wysokiego w programie opartym na metodzie elementów skończonych

zgodnie z zasadami przedstawionymi w pkt.5.5. Model komputerowy ustroju nośnego, obciążony kombinacjami obciążeń pionowych i poziomych dla SGN i SGU elementów i całego ustroju nośnego (Tab.5.10), poddany zostaje analizie sprężystej w celu określenia sił wewnętrznych w elementach  $RG10K_i$  i przemieszczenia poziomego całego budynku wysokiego. Porównanie zgodności linii przemieszczeń określonych na podstawie metody uproszczonej (Kwan [44]) i komputerowej (MES) umożliwi potwierdzenie prawidłowości budowy i analizy modelu komputerowego.



Rys.5.19. Schemat blokowy procedury przeprowadzonych badań

- KROK 3. Jeżeli dla zwymiarowanych elementów  $RG10K_i$  i przyjętego zbrojenia podłużnego zachodzą warunki /5.86-87/ to określone są dla nich sprowadzone charakterystyki geometryczne z uwzględnieniem zbrojenia. Uwzględnienie w przyjętym modelu komputerowym budynku wysokiego sprowadzonych cech geometrycznych (pól powierzchni przekroju i momentów bezwładności) elementów słupowych i ryglowych  $RG10K_i$ .
- KROK 4. Przeprowadzenie procedury iteracji bezpośredniej w nieliniowej analizie ustroju nośnego zgodnie z pkt. 5.7.1 rozprawy.

### 5.9. Zestawienia danych objętych programami badawczymi

W niniejszym punkcie rozprawy przedstawiono zestawienia danych objętych przeprowadzonymi programami badań.

W tabelach Tab.5.17-18 przedstawiono zestawy parametrów geometrycznych, materiałowych i obciążeniowych badanych 60- i 40-kondygnacyjnych budynków wysokich.

W tabelach Tab.5.19-30 przedstawiono zestawy przyjętych wymiarów przekrojów poprzecznych rygli i słupów badanych 60- i 40-kondygnacyjnych budynków wysokich (razem 144 modele budynków) w ramach przeprowadzonych programów badawczych nr 1÷10.

W tabeli Tab.5.31 przedstawiono stosunki przyjętych wysokości przekrojów poprzecznych rygli do ich rozpiętości osiowych. Wartości stosunków obu wielkości spełniają zależność /5.88/ [N1] z warunku proporcji wymiarów elementów umożliwiającego rozpatrywanie elementów ryglowych jako elementów prętowych, w których naprężenia normalne od zginania elementu rozkładają się liniowo wzdłuż wysokości przekroju.

$$\frac{h_{bi}}{s_c} \leq 0.5 \quad /5.88/$$

gdzie:  $h_{bi}$  - wysokość przekroju poprzecznego rygla w  $RG10K_i$  w danym badaniu, [m],

$s_c$  - rozpiętość osiowa elementu ryglowego, [m].

Na podstawie badań modelowych belek wysokich i tzw. niskich tarcz ( $h/l=0.5$ ) [24] można stwierdzić, że elementy te w fazie przed zarysowaniem oraz w stadium zarysowania i zniszczenia zachowywały się w przybliżeniu tak jak belki. Dla większych wartości stosunków obu wielkości elementy te zachowują się jak typowe elementy tarczowe, a rozkład naprężeń normalnych wzdłuż wysokości przekroju ma przebieg krzywoliniowy.

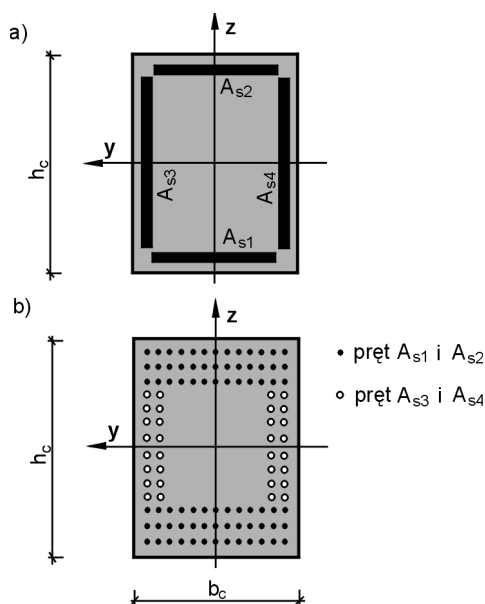
W tabelach Tab.5.32-33 przedstawiono rzeczywiste wartości niektórych zmiennych parametrów badawczych, które różnią się o ok. 5-10% od wartości określonych wymogami programów badawczych ze względu na konieczność stosowania normowej [N10] gradacji wymiarów przekrojów poprzecznych słupów i rygli, tj. stosunki wymiarów poprzecznych słupów i rygli oraz stosunki sztywności betonowych elementów słupowych do ryglowych. W powyższych tabelach zestawiono dane dla wszystkich programów badawczych.

W tabelach Tab.5.34-37 przedstawiono przyjęte grupy zbrojenia podłużnego słupów i rygli dla rozpatrywanych grup 10-ciu kondygnacji ( $RG10K_i$ ). Przyjęte grupy zbrojenia określono na podstawie warunków normowych [N9, N10], które przedstawiono i omówiono w pkt.5.8. Przyjęte grupy zbrojenia są jednakowe dla wszystkich elementów słupowych i ryglowych ram powłoki należących do  $RG10K_i$  w danym badaniu.

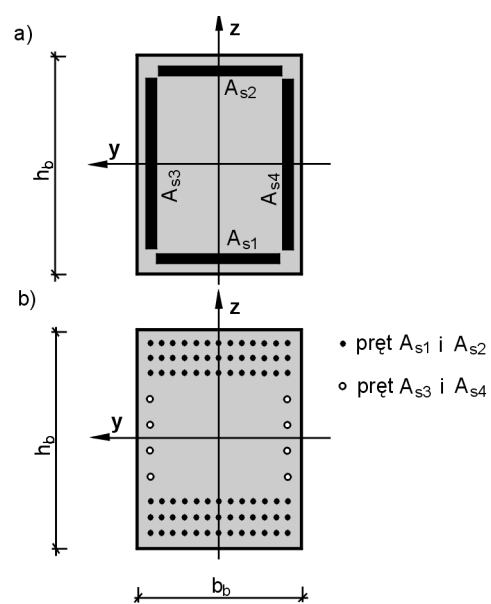
Przyjęte grupy zbrojenia  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ ,  $A_{s3}$  oraz  $A_{s4}$  w słupach i w ryglach rozmieszczono w ich przekrojach zgodnie z normowymi [N10] warunkami rozstawów prętów zbrojeniowych i rzędów zbrojenia względem siebie. Z uwagi na posługiwanie się kilkoma rzędami zbrojenia na obu kierunkach zginania przekroju wprowadzono podział w opisie poszczególnych prętów zbrojenia na grupy prętów należące do grup zbrojenia  $A_{s1}$  i  $A_{s2}$  oraz na grupy prętów należące do grup zbrojenia  $A_{s3}$  i  $A_{s4}$  zgodnie ze schematami przedstawionymi na rys.5.20-21.

W tabelach Tab.5.34-37 wprowadzono następujący zapis przyjętej liczby rzędów prętów grup danego zbrojenia  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ ,  $A_{s3}$  i  $A_{s4}$ , liczby prętów w każdym rzędzie i średnicy prętów danych grup zbrojenia (#) dla słupów i rygli. Do obliczania nośności przekrojów brano pod uwagę rzeczywisty charakter rozłożenia poszczególnych prętów w przekroju [N10, 25].

$$(liczba\ rzędów\ zbrojenia\ A_{si}) \times (liczba\ prętów\ w\ rzędzie) \# (średnica\ prętów\ w[mm])$$



Rys.5.20. Przykład zbrojenia słupów *RG10K<sub>i</sub>*:  
a) schemat rozkładu zbrojenia  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ ,  $A_{s3}$  i  $A_{s4}$  wzdłuż boków przekroju poprzecznego słupa; b) podział prętów na grupy prętów należące do danego zbrojenia  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ ,  $A_{s3}$  i  $A_{s4}$  zgodnie z przyjętym sposobem opisu



Rys.5.21. Przykład zbrojenia rygli *RG10K<sub>i</sub>*:  
a) schemat rozkładu zbrojenia  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ ,  $A_{s3}$  i  $A_{s4}$  wzdłuż boków przekroju poprzecznego rygla; b) podział prętów na grupy prętów należące do danego zbrojenia  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ ,  $A_{s3}$  i  $A_{s4}$  zgodnie z przyjętym sposobem opisu

W tabeli Tab.5.38 przedstawiono przyjęte oznaczenia kolejnych konstrukcji nośnych ramowo-powłokowych betonowych budynków wysokich objętych programami badań.

Na rys.5.22-35 przedstawiono zakresy wybranych parametrów zebranych ze wszystkich programów badawczych w stosunku do rozstawów osiowych słupów  $s_c$  w ramach powłoki oraz do liczby rygli  $n_b$  na długościach ram powłoki w danym badaniu. Przedstawione wykresy ukazują szeroki zakres wartości parametrów przyjętych do badań, które pozwolą na weryfikację tez pracy oraz korelację w sensie statystycznym zależności między różnymi parametrami w teoretyczno-doświadczalnym modelu pracy powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego. Każdy zakres rozpatrywanego parametru obejmuje zbiór 144 wartości tego parametru ze wszystkich badań numerycznych.

Na rys.5.22-23 przedstawiono zakresy przyjętych do badań sprowadzonych sztywności giętych słupów  $S'_{czs,e}$  określonych wzorem /4.14/ w stosunku do rozstawów osiowych słupów  $s_c$  i liczby rygli  $n_b$  na długości ram powłoki w danym badaniu.

Na rys.5.24-25 przedstawiono zakresy przyjętych do badań sprowadzonych sztywności giętych rygli  $S'_{bys,e}$  określonych wzorem /4.15/ w stosunku do rozstawów osiowych słupów  $s_c$  i liczby rygli  $n_b$  na długości ram powłoki w danym badaniu.

Na rys.5.26-27 przedstawiono zakresy przyjętych do badań stosunków sztywności sprowadzonych rygli i słupów  $S'_{rs,e}$  określonych wzorem /4.16/ w stosunku do rozstawów osiowych słupów  $s_c$  i liczby rygli  $n_b$  na długości ram powłoki w danym badaniu.

Na rys.5.28-29 przedstawiono zakresy przyjętych do badań współczynników sztywności rygli i słupów  $S'_{fs,e}$  określonych wzorem /5.89/ [68] w stosunku do rozstawów osiowych słupów  $s_c$  i liczby rygli  $n_b$  na długości ram powłoki w danym badaniu.

$$S'_{fs,e} = \frac{12 \cdot E_{cm} \cdot I'_{bys,e} \cdot l_c}{E_{cm} \cdot A_{cs} \cdot s_c^3} \quad /5.89/$$

- gdzie:  $S'_{fs,e}$  - współczynnik sztywności słupa do rygla w ramie powłoki, [-],  
 $E_{cm}$  - moduł sprężystości podłużnej betonu określony na podstawie norm [N9, N10], [kPa],  
 $I'_{bys,e}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju rygla w płaszczyźnie ramy z uwzględnieniem zeszywnień w węzłach ramy oraz odkształceń postaciowych elementu /4.15/, [m<sup>4</sup>],  
 $l_c$  - długość osiowa słupa, [m],  
 $A_{cs}$  - sprowadzone pole przekroju poprzecznego słupa, [m<sup>2</sup>],  
 $s_c$  - rozstaw osiowy słupów, [m].

Na rys.5.30-31 przedstawiono zakresy przyjętych do badań sztywności na ścinanie  $GA$  pojedynczych układów słupów i rygli w ramach powłoki określonych wzorem /4.10/ w stosunku do rozstawów osiowych słupów  $s_c$  i liczby rygli  $n_b$  na długości ram powłoki w danym badaniu.

Na rys.5.32-35 przedstawiono zakresy zeszywnień słupów  $r_c$  i rygli  $r_b$  [70] w węzłach ram powłoki ramowej określonych wzorami /5.90-91/ w stosunku do rozstawów osiowych słupów  $s_c$  i liczby rygli  $n_b$  na długości ram powłoki w danym badaniu.

$$r_c = \frac{l_c - h_b}{l_c} \quad /5.90/$$

$$r_b = \frac{s_c - b_c}{s_c} \quad /5.91/$$

- gdzie:  $r_c$  - zeszywnienie słupa w węźle ramy powłoki, [-],  
 $l_c$  - długość osiowa słupa, [m],  
 $h_b$  - wysokość przekroju poprzecznego rygla powłoki, [m],  
 $r_b$  - zeszywnienie rygla w węźle ramy powłoki, [-],  
 $s_c$  - rozstaw osiowy słupów, [m],  
 $b_c$  - szerokość przekroju poprzecznego słupa powłoki, [m].



Tab.5.17. Parametry geometryczne, materiałowe i obciążeniowe badanych 60-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich

L.p.	H <sub>B</sub>	L <sub>w</sub> = L <sub>f</sub>	l <sub>c</sub>	s <sub>c</sub>	n <sub>c</sub>	n <sub>b</sub>	klasa betonu		T	β	q <sub>0-30m</sub>	q <sub>100m</sub>	q <sub>228m</sub>	α <sub>lim</sub>	trakt
	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[RG10K <sub>i</sub> ]	[G10K <sub>i</sub> ]	[s]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[m]
1	228	45,0	3,8	2,50	19	18	B37	B55	3,06	2,22	37,5	64,2	95,2	2000	10,0
2	228	45,5	3,8	3,50	14	13	B55	B55	3,04	2,30	50,4	86,5	128,3	2000	10,0
3	228	45,0	3,8	4,50	11	10	B70	B55	3,06	2,38	63,1	108,2	160,4	2000	10,0
4	228	45,5	3,8	3,50	14	13	B37	B55	3,04	2,22	37,9	64,9	96,3	1000	10,0
5	228	45,0	3,8	4,50	11	10	B55	B55	3,06	2,30	49,9	85,5	126,8	1000	10,0
6	228	45,0	3,8	2,50	19	18	B70	B55	3,06	2,38	63,1	108,2	160,4	1000	10,0
7	228	45,0	3,8	2,50	19	18	B55	B55	3,06	2,22	37,5	64,2	95,2	1500	10,0
8	228	45,5	3,8	3,50	14	13	B70	B55	3,04	2,30	50,4	86,5	128,3	1500	10,0
9	228	45,0	3,8	4,50	11	10	B37	B55	3,06	2,38	63,1	108,2	160,4	1500	10,0
10	228	31,5	3,8	4,50	8	7	B70	B55	3,66	2,35	27,8	47,6	70,6	2000	10,0
11	228	32,5	3,8	2,50	14	13	B37	B55	3,60	2,43	38,1	65,3	96,8	2000	10,0
12	228	31,5	3,8	3,50	10	9	B55	B55	3,66	2,53	46,9	80,5	119,4	2000	10,0
13	228	31,5	3,8	4,50	8	7	B55	B55	3,66	2,35	27,8	47,6	70,6	1000	10,0
14	228	32,5	3,8	2,50	14	13	B70	B55	3,60	2,43	38,1	65,3	96,8	1000	10,0
15	228	31,5	3,8	3,50	10	9	B37	B55	3,66	2,53	46,9	80,5	119,4	1000	10,0
16	228	31,5	3,8	3,50	10	9	B70	B55	3,66	2,35	27,8	47,6	70,6	1500	10,0
17	228	31,5	3,8	4,50	8	7	B37	B55	3,66	2,44	37,0	63,5	94,2	1500	10,0
18	228	32,5	3,8	2,50	14	13	B55	B55	3,60	2,51	48,1	82,4	122,2	1500	10,0

Tab.5.18. Parametry geometryczne, materiałowe i obciążeniowe badanych 40-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich

L.p.	H <sub>B</sub>	L <sub>w</sub> = L <sub>f</sub>	l <sub>c</sub>	s <sub>c</sub>	n <sub>c</sub>	n <sub>b</sub>	klasa betonu		T	β	q <sub>0-30m</sub>	q <sub>100m</sub>	q <sub>152m</sub>	α <sub>lim</sub>	trakt
	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[RG10K <sub>i</sub> ]	[G10K <sub>i</sub> ]	[s]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[m]
1	152	31,5	3,8	4,50	8	7	B70	B55	2,44	2,37	28,0	48,0	57,2	2000	10,0
2	152	32,5	3,8	2,50	14	13	B37	B55	2,40	2,43	38,1	65,3	77,8	2000	10,0
3	152	31,5	3,8	3,50	10	9	B55	B55	2,44	2,52	46,8	80,2	95,5	2000	10,0
4	152	31,5	3,8	4,50	8	7	B55	B55	2,44	2,37	28,0	48,0	57,2	1000	10,0
5	152	32,5	3,8	2,50	14	13	B70	B55	2,40	2,43	38,1	65,3	77,8	1000	10,0
6	152	31,5	3,8	3,50	10	9	B37	B55	2,44	2,52	46,8	80,2	95,5	1000	10,0
7	152	31,5	3,8	3,50	10	9	B70	B55	2,44	2,37	28,0	48,0	57,2	1500	10,0
8	152	31,5	3,8	4,50	8	7	B37	B55	2,44	2,45	37,2	63,8	76,0	1500	10,0
9	152	32,5	3,8	2,50	14	13	B55	B55	2,40	2,51	48,1	82,4	98,2	1500	10,0

Tab.5.19. Przekroje poprzeczne rygli i słupów badanych 60-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich – program badań nr 1

L.p.	RG10K <sub>1</sub>				G10K <sub>2</sub>				G10K <sub>3</sub>				G10K <sub>4</sub>				G10K <sub>5</sub>				G10K <sub>6</sub>			
	b <sub>c1</sub>	h <sub>c1</sub>	b <sub>b1</sub>	h <sub>b1</sub>	b <sub>c2</sub>	h <sub>c2</sub>	b <sub>b2</sub>	h <sub>b2</sub>	b <sub>c3</sub>	h <sub>c3</sub>	b <sub>b3</sub>	h <sub>b3</sub>	b <sub>c4</sub>	h <sub>c4</sub>	b <sub>b4</sub>	h <sub>b4</sub>	b <sub>c5</sub>	h <sub>c5</sub>	b <sub>b5</sub>	h <sub>b5</sub>	b <sub>c6</sub>	h <sub>c6</sub>	b <sub>b6</sub>	h <sub>b6</sub>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1,20	0,80	1,20	1,20	0,90	0,90	0,50	1,00	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,40	0,80	0,60	0,60	0,30	0,70	0,60	0,60	0,25	0,50
2	1,20	1,20	0,70	1,40	1,10	1,10	0,60	1,20	1,00	1,00	0,55	1,10	0,90	0,90	0,50	1,00	0,80	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,30	0,60
3	1,30	2,00	0,55	1,70	1,30	1,30	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,10	1,10	0,80	0,80	1,00	1,00	0,70	0,70	0,70	0,70
4	1,20	1,20	0,45	1,30	1,00	1,00	0,45	0,90	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
5	1,10	1,60	1,50	1,50	1,10	1,10	0,50	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,40	0,80
6	1,10	0,70	0,55	1,00	1,00	1,00	0,45	0,90	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,35	0,70	0,60	0,60	0,30	0,60	0,60	0,60	0,30	0,60
7	0,90	1,30	0,40	1,20	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,35	0,70	0,60	0,60	0,30	0,60	0,60	0,60	0,25	0,50
8	1,30	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,90	0,90	0,80	0,80	0,80	0,80	0,70	0,70	0,70	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60
9	1,40	1,40	1,00	2,10	1,20	1,20	0,60	1,20	1,10	1,10	0,55	1,10	1,00	1,00	0,55	1,10	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,40	0,80
10	1,30	1,30	1,30	1,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60
11	1,20	1,80	0,40	1,20	1,10	1,10	0,50	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
12	1,60	1,10	0,75	1,70	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,60	0,60
13	1,40	0,90	0,65	1,30	1,10	1,10	0,50	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
14	1,10	1,10	0,30	1,20	1,00	1,00	0,40	0,80	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
15	1,10	1,70	1,20	1,20	1,10	1,10	0,55	1,10	1,00	1,00	0,50	1,00	0,80	0,80	0,50	1,00	0,70	0,70	0,45	0,90	0,60	0,60	0,30	0,60
16	0,90	1,40	0,70	1,40	1,10	1,10	0,50	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,40	0,80	0,60	0,60	0,30	0,60
17	1,70	1,10	0,70	2,10	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60
18	1,20	1,20	0,90	0,90	1,10	1,10	0,55	1,10	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,35	0,70

Tab.5.20. Przekroje poprzeczne rygli i słupów badanych 60-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich – program badań nr 2

L.p.	G10K <sub>1</sub>				RG10K <sub>2</sub>				G10K <sub>3</sub>				G10K <sub>4</sub>				G10K <sub>5</sub>				G10K <sub>6</sub>			
	b <sub>c1</sub>	h <sub>c1</sub>	b <sub>b1</sub>	h <sub>b1</sub>	b <sub>c2</sub>	h <sub>c2</sub>	b <sub>b2</sub>	h <sub>b2</sub>	b <sub>c3</sub>	h <sub>c3</sub>	b <sub>b3</sub>	h <sub>b3</sub>	b <sub>c4</sub>	h <sub>c4</sub>	b <sub>b4</sub>	h <sub>b4</sub>	b <sub>c5</sub>	h <sub>c5</sub>	b <sub>b5</sub>	h <sub>b5</sub>	b <sub>c6</sub>	h <sub>c6</sub>	b <sub>b6</sub>	h <sub>b6</sub>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1,10	1,10	0,50	1,00	1,10	0,70	1,10	1,10	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,40	0,80	0,60	0,60	0,30	0,70	0,60	0,60	0,25	0,50
2	1,20	1,20	1,30	1,30	1,10	1,10	0,65	1,30	1,00	1,00	0,55	1,10	0,90	0,90	0,50	1,00	0,80	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,30	0,60
3	1,50	1,50	1,40	1,40	1,20	1,80	0,50	1,50	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,10	1,10	0,80	0,80	1,00	1,00	0,70	0,70	0,70	0,70
4	1,00	1,00	0,50	1,00	1,10	1,10	0,40	1,20	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
5	1,20	1,20	0,60	1,20	1,00	1,50	1,40	1,40	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,40	0,80
6	1,00	1,00	0,50	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,35	0,70	0,60	0,60	0,30	0,60	0,60	0,60	0,30	0,60
7	1,00	1,00	0,50	1,00	0,80	1,20	0,35	1,00	0,80	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,35	0,70	0,60	0,60	0,30	0,60	0,60	0,60	0,25	0,50
8	1,20	1,20	1,00	1,00	1,20	0,80	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,70	0,70	0,70	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60
9	1,40	1,40	0,75	1,50	1,30	1,30	1,00	1,90	1,10	1,10	0,55	1,10	1,00	1,00	0,55	1,10	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,40	0,80
10	1,40	1,40	1,30	1,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60
11	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,60	0,55	1,10	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
12	1,50	1,50	1,40	1,40	1,30	0,90	0,60	1,80	1,30	1,30	1,30	1,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,60	0,60
13	1,20	1,20	0,60	1,20	1,30	0,90	0,65	1,20	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
14	1,00	1,00	0,50	1,00	1,00	1,00	0,40	1,20	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
15	1,20	1,20	1,10	1,10	1,00	1,50	1,10	1,10	1,00	1,00	0,50	1,00	0,80	0,80	0,50	1,00	0,70	0,70	0,45	0,90	0,60	0,60	0,30	0,60
16	1,20	1,20	1,10	1,10	0,80	1,30	0,65	1,30	1,00	1,00	0,50	1,00	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,40	0,80	0,60	0,60	0,30	0,60
17	1,40	1,40	1,30	1,30	1,50	1,00	0,60	1,90	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60
18	1,20	1,20	1,00	1,00	1,10	1,10	0,80	0,80	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,35	0,70

Tab.5.21. Przekroje poprzeczne rygli i słupów badanych 60-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich – program badań nr 3

L.p.	G10K <sub>1</sub>				G10K <sub>2</sub>				RG10K <sub>3</sub>				G10K <sub>4</sub>				G10K <sub>5</sub>				G10K <sub>6</sub>			
	b <sub>c1</sub>	h <sub>c1</sub>	b <sub>b1</sub>	h <sub>b1</sub>	b <sub>c2</sub>	h <sub>c2</sub>	b <sub>b2</sub>	h <sub>b2</sub>	b <sub>c3</sub>	h <sub>c3</sub>	b <sub>b3</sub>	h <sub>b3</sub>	b <sub>c4</sub>	h <sub>c4</sub>	b <sub>b4</sub>	h <sub>b4</sub>	b <sub>c5</sub>	h <sub>c5</sub>	b <sub>b5</sub>	h <sub>b5</sub>	b <sub>c6</sub>	h <sub>c6</sub>	b <sub>b6</sub>	h <sub>b6</sub>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1,10	1,10	0,50	1,00	1,00	1,00	0,45	0,90	1,00	0,70	1,00	1,00	0,70	0,70	0,40	0,80	0,60	0,60	0,30	0,70	0,60	0,60	0,25	0,50
2	1,20	1,20	1,30	1,30	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,55	1,20	0,90	0,90	0,50	1,00	0,80	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,30	0,60
3	1,50	1,50	1,40	1,40	1,30	1,30	1,20	1,20	1,10	1,60	0,45	1,40	1,00	1,00	1,10	1,10	0,80	0,80	1,00	1,00	0,70	0,70	0,70	0,70
4	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	1,00	1,00	0,35	1,10	0,80	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
5	1,20	1,20	0,60	1,20	1,10	1,10	0,55	1,10	0,90	1,30	1,20	1,20	0,90	0,90	0,45	0,90	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,40	0,80
6	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	1,00	0,70	0,45	1,00	0,80	0,80	0,35	0,70	0,60	0,60	0,30	0,60	0,60	0,60	0,30	0,60
7	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,40	0,80	0,70	1,00	0,30	0,90	0,70	0,70	0,35	0,70	0,60	0,60	0,30	0,60	0,60	0,60	0,25	0,50
8	1,20	1,20	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	0,75	0,75	0,80	0,80	0,80	0,80	0,70	0,70	0,70	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60
9	1,40	1,40	0,75	1,50	1,30	1,30	0,65	1,30	1,10	1,10	0,80	1,60	1,00	1,00	0,55	1,10	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,40	0,80
10	1,40	1,40	1,30	1,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60
11	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,50	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
12	1,50	1,50	1,40	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20	1,20	0,80	0,55	1,70	1,20	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,60	0,60
13	1,20	1,20	0,60	1,20	1,10	1,10	0,50	1,00	1,20	0,80	0,60	1,10	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
14	1,00	1,00	0,50	1,00	1,00	1,00	0,40	0,80	0,90	0,90	0,40	1,30	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
15	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	0,90	1,40	1,00	1,00	0,80	0,80	0,50	1,00	0,70	0,70	0,45	0,90	0,60	0,60	0,30	0,60
16	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	0,90	0,90	0,70	1,10	0,55	1,10	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,40	0,80	0,60	0,60	0,30	0,60
17	1,40	1,40	1,30	1,30	1,30	1,30	1,10	1,10	1,30	0,90	0,55	1,60	1,10	1,10	1,10	1,10	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60
18	1,20	1,20	1,00	1,00	1,10	1,10	0,90	0,90	1,00	1,00	0,75	0,75	0,90	0,90	0,45	0,90	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,35	0,70

Tab.5.22. Przekroje poprzeczne rygli i słupów badanych 60-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich – program badań nr 4

L.p.	G10K <sub>1</sub>				G10K <sub>2</sub>				G10K <sub>3</sub>				RG10K <sub>4</sub>				G10K <sub>5</sub>				G10K <sub>6</sub>			
	b <sub>c1</sub>	h <sub>c1</sub>	b <sub>b1</sub>	h <sub>b1</sub>	b <sub>c2</sub>	h <sub>c2</sub>	b <sub>b2</sub>	h <sub>b2</sub>	b <sub>c3</sub>	h <sub>c3</sub>	b <sub>b3</sub>	h <sub>b3</sub>	b <sub>c4</sub>	h <sub>c4</sub>	b <sub>b4</sub>	h <sub>b4</sub>	b <sub>c5</sub>	h <sub>c5</sub>	b <sub>b5</sub>	h <sub>b5</sub>	b <sub>c6</sub>	h <sub>c6</sub>	b <sub>b6</sub>	h <sub>b6</sub>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1,10	1,10	0,50	1,00	1,00	1,00	0,45	0,90	0,90	0,90	0,35	0,70	0,90	0,60	0,80	0,90	0,60	0,60	0,30	0,70	0,60	0,60	0,25	0,50
2	1,20	1,20	1,30	1,30	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,90	0,90	0,55	1,00	0,80	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,30	0,60
3	1,50	1,50	1,40	1,40	1,30	1,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,10	1,10	1,00	1,50	0,40	1,30	0,80	0,80	1,00	1,00	0,70	0,70	0,70	0,70
4	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	0,90	0,90	0,60	0,60	0,90	0,90	0,30	1,00	0,70	0,70	0,30	0,60	0,70	0,70	0,30	0,60
5	1,20	1,20	0,60	1,20	1,10	1,10	0,55	1,10	1,00	1,00	0,45	0,90	0,80	1,20	1,10	1,10	0,80	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,35	0,70
6	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	0,80	0,80	0,40	0,80	0,80	0,50	0,40	0,75	0,60	0,60	0,30	0,60	0,60	0,60	0,30	0,60
7	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,40	0,70	0,60	0,90	0,25	0,80	0,60	0,60	0,30	0,60	0,60	0,60	0,25	0,50
8	1,20	1,20	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,80	0,80	1,00	0,70	0,75	0,75	0,70	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
9	1,40	1,40	0,75	1,50	1,30	1,30	0,65	1,30	1,20	1,20	0,55	1,10	1,00	1,00	0,75	1,50	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,40	0,80
10	1,40	1,40	1,30	1,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60
11	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,90	1,40	0,45	0,90	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
12	1,50	1,50	1,40	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20	1,30	1,30	1,10	1,10	1,10	0,70	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,60	0,60
13	1,20	1,20	0,60	1,20	1,10	1,10	0,50	1,00	1,00	1,00	0,45	0,90	1,00	0,70	0,40	1,00	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
14	1,00	1,00	0,50	1,00	1,00	1,00	0,40	0,80	0,90	0,90	0,30	0,70	0,80	0,80	0,40	1,10	0,70	0,70	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
15	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,90	1,30	0,90	1,00	0,70	0,70	0,45	0,90	0,60	0,60	0,30	0,60
16	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	0,90	0,90	1,00	1,00	0,70	0,70	0,70	1,00	0,50	1,10	0,70	0,70	0,40	0,80	0,60	0,60	0,30	0,60
17	1,40	1,40	1,30	1,30	1,30	1,30	1,10	1,10	1,20	1,20	1,00	1,00	1,20	0,80	0,50	1,50	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60
18	1,20	1,20	1,00	1,00	1,10	1,10	0,90	0,90	1,00	1,00	0,80	0,80	0,90	0,90	0,65	0,70	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,35	0,70

Tab.5.23. Przekroje poprzeczne rygli i słupów badanych 60-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich – program badań nr 5

L.p.	G10K <sub>1</sub>				G10K <sub>2</sub>				G10K <sub>3</sub>				G10K <sub>4</sub>				RG10K <sub>5</sub>				G10K <sub>6</sub>			
	b <sub>c1</sub>	h <sub>c1</sub>	b <sub>b1</sub>	h <sub>b1</sub>	b <sub>c2</sub>	h <sub>c2</sub>	b <sub>b2</sub>	h <sub>b2</sub>	b <sub>c3</sub>	h <sub>c3</sub>	b <sub>b3</sub>	h <sub>b3</sub>	b <sub>c4</sub>	h <sub>c4</sub>	b <sub>b4</sub>	h <sub>b4</sub>	b <sub>c5</sub>	h <sub>c5</sub>	b <sub>b5</sub>	h <sub>b5</sub>	b <sub>c6</sub>	h <sub>c6</sub>	b <sub>b6</sub>	h <sub>b6</sub>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1,10	1,10	0,50	1,00	1,00	1,00	0,45	0,90	0,90	0,90	0,35	0,70	0,80	0,80	0,35	0,70	0,80	0,50	0,70	0,80	0,60	0,60	0,25	0,50
2	1,20	1,20	1,30	1,30	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,70	0,70	0,45	0,80	0,70	0,70	0,30	0,60
3	1,50	1,50	1,40	1,40	1,30	1,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	0,60	0,90	0,45	1,40	0,70	0,70	0,70	0,70
4	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	0,90	0,90	0,60	0,60	0,80	0,80	0,60	0,60	0,80	0,80	0,50	1,50	0,70	0,70	0,30	0,60
5	1,20	1,20	0,60	1,20	1,10	1,10	0,55	1,10	1,00	1,00	0,45	0,90	0,90	0,90	0,45	0,90	0,70	1,00	1,00	1,00	0,70	0,70	0,35	0,70
6	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	0,80	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,40	0,80	0,70	0,45	0,35	0,65	0,60	0,60	0,30	0,60
7	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,40	0,70	0,70	0,70	0,35	0,70	0,50	0,80	0,20	0,70	0,60	0,60	0,25	0,50
8	1,20	1,20	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,70	0,50	0,90	0,90	0,60	0,60	0,60	0,60
9	1,40	1,40	0,75	1,50	1,30	1,30	0,65	1,30	1,20	1,20	0,55	1,10	1,10	1,10	0,50	1,00	0,90	0,90	0,65	1,30	0,70	0,70	0,40	0,80
10	1,40	1,40	1,30	1,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60
11	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	1,00	1,00	0,80	0,80	0,70	1,00	0,60	1,20	0,70	0,70	0,30	0,60
12	1,50	1,50	1,40	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20	1,30	1,30	1,10	1,10	1,20	1,20	1,00	1,00	0,90	0,60	0,45	1,20	0,80	0,80	0,60	0,60
13	1,20	1,20	0,60	1,20	1,10	1,10	0,50	1,00	1,00	1,00	0,45	0,90	1,00	1,00	0,40	0,80	0,90	0,60	0,75	1,50	0,70	0,70	0,30	0,60
14	1,00	1,00	0,50	1,00	1,00	1,00	0,40	0,80	0,90	0,90	0,30	0,70	0,80	0,80	0,55	0,55	0,60	0,60	0,30	0,80	0,70	0,70	0,30	0,60
15	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	1,00	0,75	0,75	0,60	0,60	0,30	0,60
16	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	0,90	0,90	1,00	1,00	0,70	0,70	1,00	1,00	0,70	0,70	0,50	0,80	0,40	0,80	0,60	0,60	0,30	0,60
17	1,40	1,40	1,30	1,30	1,30	1,30	1,10	1,10	1,20	1,20	1,00	1,00	1,10	1,10	0,90	0,90	1,00	0,70	0,40	1,20	0,70	0,70	0,60	0,60
18	1,20	1,20	1,00	1,00	1,10	1,10	0,90	0,90	1,00	1,00	0,80	0,80	0,90	0,90	0,70	0,70	0,70	0,70	0,90	0,90	0,70	0,70	0,30	0,60

Tab.5.24. Przekroje poprzeczne rygli i słupów badanych 60-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich – program badań nr 6

L.p.	G10K <sub>1</sub>				G10K <sub>2</sub>				G10K <sub>3</sub>				G10K <sub>4</sub>				G10K <sub>5</sub>				RG10K <sub>6</sub>			
	b <sub>c1</sub>	h <sub>c1</sub>	b <sub>b1</sub>	h <sub>b1</sub>	b <sub>c2</sub>	h <sub>c2</sub>	b <sub>b2</sub>	h <sub>b2</sub>	b <sub>c3</sub>	h <sub>c3</sub>	b <sub>b3</sub>	h <sub>b3</sub>	b <sub>c4</sub>	h <sub>c4</sub>	b <sub>b4</sub>	h <sub>b4</sub>	b <sub>c5</sub>	h <sub>c5</sub>	b <sub>b5</sub>	h <sub>b5</sub>	b <sub>c6</sub>	h <sub>c6</sub>	b <sub>b6</sub>	h <sub>b6</sub>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1,10	1,10	0,50	1,00	1,00	1,00	0,45	0,90	0,90	0,90	0,35	0,70	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60	0,70	0,45	0,65	0,65
2	1,20	1,20	1,30	1,30	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60	0,35	0,70
3	1,50	1,50	1,40	1,40	1,30	1,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,50	0,80	0,40	1,20
4	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	0,90	0,90	0,60	0,60	0,80	0,80	0,60	0,60	0,70	0,70	0,50	0,50	0,70	0,70	0,40	1,40
5	1,20	1,20	0,60	1,20	1,10	1,10	0,55	1,10	1,00	1,00	0,45	0,90	0,90	0,90	0,45	0,90	0,70	0,70	0,60	0,60	0,60	0,90	0,80	0,80
6	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,45	0,90	0,80	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,40	0,80	0,60	0,60	0,30	0,60	0,70	0,45	0,30	0,65
7	1,00	1,00	0,50	1,00	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,40	0,70	0,70	0,70	0,35	0,70	0,60	0,60	0,30	0,60	0,50	0,70	0,20	0,65
8	1,20	1,20	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,80	0,80	0,90	0,90	0,70	0,70	0,80	0,80	0,60	0,60	0,80	0,50	1,00	1,00
9	1,40	1,40	0,75	1,50	1,30	1,30	0,65	1,30	1,20	1,20	0,55	1,10	1,10	1,10	0,50	1,00	1,00	1,00	0,40	0,80	0,70	0,70	0,50	1,00
10	1,40	1,40	1,30	1,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	0,70	0,70	0,70
11	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,35	0,70	0,50	0,80	0,45	0,90
12	1,50	1,50	1,40	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20	1,30	1,30	1,10	1,10	1,20	1,20	1,00	1,00	1,10	1,10	0,40	0,80	0,70	0,45	0,30	1,00
13	1,20	1,20	0,60	1,20	1,10	1,10	0,50	1,00	1,00	1,00	0,45	0,90	1,00	1,00	0,40	0,80	0,80	0,80	0,35	0,70	0,80	0,50	0,65	1,30
14	1,00	1,00	0,50	1,00	1,00	1,00	0,40	0,80	0,90	0,90	0,30	0,70	0,80	0,80	0,55	0,55	0,70	0,70	0,25	0,55	0,60	0,60	0,25	0,80
15	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,90	0,90	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,70	0,55	0,80	0,60	0,60
16	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	0,90	0,90	1,00	1,00	0,70	0,70	1,00	1,00	0,70	0,70	0,80	0,80	0,50	0,60	0,50	0,80	0,40	0,80
17	1,40	1,40	1,30	1,30	1,30	1,30	1,10	1,10	1,20	1,20	1,00	1,00	1,10	1,10	0,90	0,90	1,00	1,00	0,70	0,70	0,80	0,50	0,30	1,00
18	1,20	1,20	1,00	1,00	1,10	1,10	0,90	0,90	1,00	1,00	0,80	0,80	0,90	0,90	0,70	0,70	0,80	0,80	0,35	0,70	0,60	0,60	0,80	0,80



Tab.5.25. Przekroje poprzeczne rygli i słupów badanych 40-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich – program badań nr 7

L.p.	RG10K <sub>1</sub>				G10K <sub>2</sub>				G10K <sub>3</sub>				G10K <sub>4</sub>			
	b <sub>c1</sub>	h <sub>c1</sub>	b <sub>b1</sub>	h <sub>b1</sub>	b <sub>c2</sub>	h <sub>c2</sub>	b <sub>b2</sub>	h <sub>b2</sub>	b <sub>c3</sub>	h <sub>c3</sub>	b <sub>b3</sub>	h <sub>b3</sub>	b <sub>c4</sub>	h <sub>c4</sub>	b <sub>b4</sub>	h <sub>b4</sub>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,35	0,70	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
2	0,90	1,30	0,45	0,90	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60	0,60	0,60	0,25	0,50
3	1,10	0,70	0,50	1,50	0,90	0,90	0,35	0,70	0,80	0,80	0,30	0,60	0,70	0,70	0,30	0,60
4	1,20	0,80	0,60	1,10	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
5	0,90	0,90	0,40	1,30	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60	0,60	0,60	0,25	0,50
6	1,00	1,50	1,00	1,10	0,90	0,90	0,40	0,80	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
7	0,80	1,20	0,60	1,20	0,90	0,90	0,35	0,70	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
8	1,30	0,90	0,55	1,60	0,90	0,90	0,50	1,00	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,35	0,70
9	1,10	1,10	0,80	0,80	0,90	0,90	0,35	0,70	0,80	0,80	0,30	0,60	0,60	0,60	0,30	0,60

Tab.5.26. Przekroje poprzeczne rygli i słupów badanych 40-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich – program badań nr 8

L.p.	G10K <sub>1</sub>				RG10K <sub>2</sub>				G10K <sub>3</sub>				G10K <sub>4</sub>			
	b <sub>c1</sub>	h <sub>c1</sub>	b <sub>b1</sub>	h <sub>b1</sub>	b <sub>c2</sub>	h <sub>c2</sub>	b <sub>b2</sub>	h <sub>b2</sub>	b <sub>c3</sub>	h <sub>c3</sub>	b <sub>b3</sub>	h <sub>b3</sub>	b <sub>c4</sub>	h <sub>c4</sub>	b <sub>b4</sub>	h <sub>b4</sub>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,90	0,80	0,90	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
2	0,90	0,90	0,35	0,70	0,80	1,10	0,35	0,80	0,70	0,70	0,30	0,60	0,60	0,60	0,25	0,50
3	1,00	1,00	0,80	0,80	1,00	0,70	0,45	1,40	0,80	0,80	0,30	0,60	0,70	0,70	0,30	0,60
4	1,10	1,10	0,90	0,90	1,10	0,70	0,50	1,00	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
5	1,00	1,00	0,40	0,80	0,70	0,70	0,30	1,00	0,70	0,70	0,30	0,60	0,60	0,60	0,25	0,50
6	1,10	1,10	0,90	0,90	0,80	1,20	0,80	0,90	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
7	1,10	1,10	0,80	0,80	0,60	0,90	0,45	0,90	0,80	0,80	0,35	0,70	0,70	0,70	0,30	0,60
8	1,20	1,20	1,00	1,00	1,20	0,80	0,50	1,50	0,80	0,80	0,45	0,90	0,70	0,70	0,35	0,70
9	1,10	1,10	0,80	0,80	0,90	0,90	0,60	0,70	0,80	0,80	0,30	0,60	0,60	0,60	0,30	0,60

Tab.5.27. Przekroje poprzeczne rygli i słupów badanych 40-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich – program badań nr 9

L.p.	G10K <sub>1</sub>				G10K <sub>2</sub>				RG10K <sub>3</sub>				G10K <sub>4</sub>			
	b <sub>c1</sub>	h <sub>c1</sub>	b <sub>b1</sub>	h <sub>b1</sub>	b <sub>c2</sub>	h <sub>c2</sub>	b <sub>b2</sub>	h <sub>b2</sub>	b <sub>c3</sub>	h <sub>c3</sub>	b <sub>b3</sub>	h <sub>b3</sub>	b <sub>c4</sub>	h <sub>c4</sub>	b <sub>b4</sub>	h <sub>b4</sub>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1,00	1,00	0,80	0,80	0,90	0,90	0,35	0,70	0,70	0,80	0,60	0,80	0,70	0,70	0,30	0,60
2	0,90	0,90	0,35	0,70	0,70	0,70	0,40	0,50	0,70	1,00	0,35	0,70	0,60	0,60	0,25	0,50
3	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,90	0,60	0,40	1,20	0,70	0,70	0,30	0,60
4	1,10	1,10	0,90	0,90	1,00	1,00	0,60	0,60	0,90	0,60	0,50	0,80	0,70	0,70	0,30	0,60
5	1,00	1,00	0,40	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60	0,30	0,80	0,60	0,60	0,25	0,50
6	1,10	1,10	0,90	0,90	0,90	0,90	0,70	0,70	0,70	1,00	0,75	0,75	0,70	0,70	0,30	0,60
7	1,10	1,10	0,80	0,80	0,80	0,80	0,40	0,80	0,55	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,30	0,60
8	1,20	1,20	1,00	1,00	1,10	1,10	0,45	0,90	1,00	0,70	0,40	1,20	0,70	0,70	0,35	0,70
9	1,10	1,10	0,80	0,80	0,90	0,90	0,35	0,70	0,70	0,70	0,50	0,55	0,60	0,60	0,30	0,60

Tab.5.28. Przekroje poprzeczne rygli i słupów badanych 40-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich – program badań nr 10

L.p.	G10K <sub>1</sub>				G10K <sub>2</sub>				G10K <sub>3</sub>				RG10K <sub>4</sub>			
	b <sub>c1</sub>	h <sub>c1</sub>	b <sub>b1</sub>	h <sub>b1</sub>	b <sub>c2</sub>	h <sub>c2</sub>	b <sub>b2</sub>	h <sub>b2</sub>	b <sub>c3</sub>	h <sub>c3</sub>	b <sub>b3</sub>	h <sub>b3</sub>	b <sub>c4</sub>	h <sub>c4</sub>	b <sub>b4</sub>	h <sub>b4</sub>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1,00	1,00	0,80	0,80	0,90	0,90	0,35	0,70	0,70	0,70	0,35	0,60	0,70	0,70	0,70	0,70
2	0,90	0,90	0,35	0,70	0,70	0,70	0,40	0,50	0,60	0,60	0,25	0,50	0,50	0,70	0,25	0,50
3	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,70	0,70	0,50	0,60	0,80	0,50	0,35	1,10
4	1,10	1,10	0,90	0,90	1,00	1,00	0,60	0,60	0,80	0,80	0,55	0,55	0,90	0,60	0,40	0,80
5	1,00	1,00	0,40	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60	0,70	0,70	0,20	0,60	0,60	0,60	0,30	0,80
6	1,10	1,10	0,90	0,90	0,90	0,90	0,70	0,70	0,70	0,70	0,60	0,70	0,55	0,80	0,60	0,60
7	1,10	1,10	0,80	0,80	0,80	0,80	0,40	0,80	0,70	0,70	0,35	0,70	0,55	0,80	0,40	0,80
8	1,20	1,20	1,00	1,00	1,10	1,10	0,45	0,90	1,00	1,00	0,40	0,80	0,80	0,50	0,30	1,00
9	1,10	1,10	0,80	0,80	0,90	0,90	0,35	0,70	0,70	0,70	0,40	0,60	0,60	0,60	0,45	0,45

Tab.5.29. Przekroje poprzeczne słupów narożnych w RG10K badanych 60-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich – programy badań 1-6

L.p.	RG10K <sub>1</sub>		RG10K <sub>3</sub>		RG10K <sub>3</sub>		RG10K <sub>4</sub>		RG10K <sub>5</sub>		RG10K <sub>6</sub>	
	b <sub>c,c1</sub>	h <sub>c,c1</sub>	b <sub>c,c2</sub>	h <sub>c,c2</sub>	b <sub>c,c3</sub>	h <sub>c,c3</sub>	b <sub>c,c4</sub>	h <sub>c,c4</sub>	b <sub>c,c5</sub>	h <sub>c,c5</sub>	b <sub>c,c6</sub>	h <sub>c,c6</sub>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1,00	1,00	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60
2	1,20	1,20	1,10	1,10	1,00	1,00	0,90	0,90	0,70	0,70	0,60	0,60
3	1,60	1,60	1,50	1,50	1,30	1,30	1,20	1,20	0,70	0,70	0,60	0,60
4	1,20	1,20	1,10	1,10	1,00	1,00	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	0,70
5	1,30	1,30	1,20	1,20	1,10	1,10	1,00	1,00	0,80	0,80	0,70	0,70
6	0,90	0,90	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
7	1,10	1,10	1,00	1,00	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60
8	1,10	1,10	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60
9	1,40	1,40	1,30	1,30	1,10	1,10	1,00	1,00	0,90	0,90	0,70	0,70
10	1,30	1,30	1,20	1,20	1,10	1,10	1,00	1,00	0,80	0,80	0,70	0,70
11	1,50	1,50	1,30	1,30	1,20	1,20	1,10	1,10	0,80	0,80	0,60	0,60
12	1,30	1,30	1,10	1,10	1,00	1,00	0,90	0,90	0,70	0,70	0,60	0,60
13	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60
14	1,10	1,10	1,00	1,00	0,90	0,90	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60
15	1,40	1,40	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	0,80	0,80	0,70	0,70
16	1,10	1,10	1,00	1,00	0,90	0,90	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60
17	1,40	1,40	1,20	1,20	1,10	1,10	1,00	1,00	0,80	0,80	0,60	0,60
18	1,20	1,20	1,10	1,10	1,00	1,00	0,90	0,90	0,70	0,70	0,60	0,60

Tab.5.30. Przekroje poprzeczne słupów narożnych w RG10K badanych 40-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich – programy badań 7-10

L.p.	RG10K <sub>1</sub>		RG10K <sub>3</sub>		RG10K <sub>3</sub>		RG10K <sub>4</sub>	
	b <sub>c,e1</sub>	h <sub>c,e1</sub>	b <sub>c,e2</sub>	h <sub>c,e2</sub>	b <sub>c,e3</sub>	h <sub>c,e3</sub>	b <sub>c,e4</sub>	h <sub>c,e4</sub>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1,00	1,00	0,80	0,80	0,70	0,70	0,70	0,70
2	1,10	1,10	0,90	0,90	0,80	0,80	0,60	0,60
3	0,90	0,90	0,80	0,80	0,70	0,70	0,60	0,60
4	1,00	1,00	0,90	0,90	0,70	0,70	0,70	0,70
5	0,90	0,90	0,70	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60
6	1,20	1,20	1,00	1,00	0,80	0,80	0,70	0,70
7	1,00	1,00	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
8	1,10	1,10	1,00	1,00	0,80	0,80	0,60	0,60
9	1,10	1,10	0,90	0,90	0,70	0,70	0,60	0,60

Tab.5.31. Stosunki wysokości przekrojów poprzecznych rygli RG10Ki do ich rozpiętości osiowych

L.p.	Program Badań nr 1	Program Badań nr 2	Program Badań nr 3	Program Badań nr 4	Program Badań nr 5	Program Badań nr 6	Program Badań nr 7	Program Badań nr 8	Program Badań nr 9	Program Badań nr 10
	$h_{b1}/s_c$	$h_{b2}/s_c$	$h_{b3}/s_c$	$h_{b4}/s_c$	$h_{b5}/s_c$	$h_{b6}/s_c$	$h_{b7}/s_c$	$h_{b8}/s_c$	$h_{b9}/s_c$	$h_{b10}/s_c$
1	0,48	0,44	0,40	0,36	0,40	0,26	0,22	0,20	0,18	0,16
2	0,40	0,37	0,34	0,29	0,23	0,20	0,36	0,32	0,28	0,20
3	0,38	0,33	0,31	0,29	0,31	0,27	0,43	0,40	0,34	0,31
4	0,37	0,34	0,31	0,29	0,43	0,40	0,24	0,22	0,18	0,18
5	0,33	0,31	0,27	0,24	0,22	0,18	0,52	0,40	0,32	0,32
6	0,40	0,40	0,40	0,30	0,26	0,26	0,31	0,26	0,21	0,17
7	0,48	0,40	0,36	0,32	0,28	0,26	0,34	0,26	0,23	0,23
8	0,29	0,26	0,21	0,21	0,26	0,29	0,36	0,33	0,27	0,22
9	0,47	0,42	0,36	0,33	0,29	0,22	0,32	0,28	0,22	0,18
10	0,29	0,27	0,24	0,22	0,18	0,16				
11	0,48	0,44	0,40	0,36	0,48	0,36				
12	0,53	0,51	0,49	0,43	0,34	0,29				
13	0,29	0,27	0,24	0,22	0,33	0,29				
14	0,50	0,53	0,52	0,44	0,32	0,32				
15	0,34	0,31	0,29	0,29	0,21	0,17				
16	0,40	0,37	0,31	0,31	0,23	0,23				
17	0,47	0,42	0,36	0,33	0,27	0,22				
18	0,36	0,32	0,30	0,28	0,36	0,32				

Tab.5.32. Rzeczywiste wartości zmiennych parametrów badawczych 60-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich - programy badań 1-6

L.p.	$\lambda_B$	$s_c/l_c$	RG10K <sub>1</sub>			RG10K <sub>2</sub>			RG10K <sub>3</sub>			RG10K <sub>4</sub>			RG10K <sub>5</sub>			RG10K <sub>6</sub>		
			$h_{c1}/b_{c1}$	$h_{b1}/b_{b1}$	$S_{r1}$	$h_{c2}/b_{c2}$	$h_{b2}/b_{b2}$	$S_{r2}$	$h_{c3}/b_{c3}$	$h_{b3}/b_{b3}$	$S_{r3}$	$h_{c4}/b_{c4}$	$h_{b4}/b_{b4}$	$S_{r4}$	$h_{c5}/b_{c5}$	$h_{b5}/b_{b5}$	$S_{r5}$	$h_{c6}/b_{c6}$	$h_{b6}/b_{b6}$	$S_{r6}$
			[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	5,07	0,66	0,67	1,00	0,44	0,64	1,00	0,42	0,70	1,00	0,46	0,67	1,13	0,49	0,63	1,14	0,47	0,64	1,00	0,57
2	5,01	0,92	1,00	2,00	0,99	1,00	2,00	0,94	1,00	2,18	0,97	1,00	1,82	1,10	1,00	1,78	0,96	1,00	2,00	0,99
3	5,07	1,18	1,54	3,09	1,93	1,50	3,00	2,18	1,45	3,11	2,04	1,50	3,25	2,02	1,50	3,11	0,19	1,60	3,00	0,17
4	5,01	0,92	1,00	2,89	1,93	1,00	3,00	1,95	1,00	3,14	1,98	1,00	3,33	2,01	1,00	3,00	0,22	1,00	3,50	0,20
5	5,07	1,18	1,45	1,00	0,50	1,50	1,00	0,46	1,44	1,00	0,54	1,50	1,00	0,50	1,43	1,00	0,41	1,50	1,00	0,56
6	5,07	0,66	0,64	1,82	1,11	0,70	2,00	0,92	0,70	2,22	1,02	0,63	1,88	1,00	0,64	1,86	1,06	0,64	2,17	1,23
7	5,07	0,66	1,44	3,00	0,90	1,50	2,86	1,15	1,43	3,00	1,03	1,50	3,20	1,00	1,60	3,50	0,96	1,40	3,25	1,05
8	5,01	0,92	0,69	1,00	1,82	0,67	1,00	1,94	0,70	1,00	2,04	0,70	1,00	2,04	0,71	1,00	0,24	0,63	1,00	0,24
9	5,07	1,18	1,00	2,10	0,49	1,00	1,90	0,49	1,00	2,00	0,53	1,00	2,00	0,47	1,00	2,00	0,54	1,00	2,00	0,57
10	7,24	1,18	1,00	1,00	1,18	1,00	1,00	1,18	1,00	1,00	1,18	1,00	1,00	1,18	1,00	1,00	1,18	1,00	1,00	1,18
11	7,02	0,66	1,50	2,00	1,97	1,45	2,00	1,91	1,50	2,00	1,97	1,56	2,00	2,05	1,43	2,00	0,22	1,60	2,00	0,20
12	7,24	0,92	0,69	2,93	0,52	0,69	3,00	0,52	0,67	3,09	0,47	0,64	3,00	0,51	0,67	2,67	0,52	0,64	3,33	0,47
13	7,24	1,18	0,64	2,00	2,05	0,69	1,85	2,08	0,67	1,83	2,05	0,70	2,50	2,07	0,67	2,00	0,20	0,63	2,00	0,21
14	7,02	0,66	1,00	3,00	0,57	1,00	2,80	0,48	1,00	3,25	0,49	1,00	2,75	0,51	1,00	2,67	0,56	1,00	3,20	0,67
15	7,24	0,92	1,55	1,00	1,01	1,50	1,00	0,94	1,56	1,00	0,94	1,44	1,11	0,97	1,43	1,00	1,00	1,45	1,00	0,95
16	7,24	0,92	1,56	2,00	0,49	1,63	2,00	0,43	1,57	2,00	0,47	1,43	2,20	0,47	1,60	2,00	0,45	1,60	2,00	0,45
17	7,24	1,18	0,65	3,00	0,99	0,67	3,17	0,97	0,69	2,91	1,04	0,67	3,00	0,97	0,70	3,00	1,20	0,63	3,33	1,01
18	7,02	0,66	1,00	1,00	2,08	1,00	1,00	2,35	1,00	1,00	2,08	1,00	1,08	1,94	1,00	1,00	0,24	1,00	1,00	0,21



Tab.5.33. Rzeczywiste wartości zmiennych parametrów badawczych  
40-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich - programy badań 7-10

L.p.	$\lambda_B$	$s_c/l_c$	RG10K <sub>1</sub>			RG10K <sub>2</sub>			RG10K <sub>3</sub>			RG10K <sub>4</sub>		
			$h_{c1}/b_{c1}$	$h_{b1}/b_{b1}$	$S_{r1}$	$h_{c2}/b_{c2}$	$h_{b2}/b_{b2}$	$S_{r2}$	$h_{c3}/b_{c3}$	$h_{b3}/b_{b3}$	$S_{r3}$	$h_{c4}/b_{c4}$	$h_{b4}/b_{b4}$	$S_{r4}$
			[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	4,83	1,18	1,00	1,00	1,18	1,13	1,13	0,94	1,14	1,33	1,06	1,00	1,00	1,18
2	4,68	0,66	1,44	2,00	1,90	1,38	2,29	2,07	1,43	2,00	1,88	1,40	2,00	1,84
3	4,83	0,92	0,64	3,00	0,51	0,70	3,11	0,52	0,67	3,00	0,58	0,63	3,14	0,51
4	4,83	1,18	0,67	1,83	2,05	0,64	2,00	2,21	0,67	1,60	2,02	0,67	2,00	2,53
5	4,68	0,66	1,00	3,25	0,49	1,00	3,33	0,53	1,00	2,67	0,56	1,00	2,67	0,56
6	4,83	0,92	1,50	1,10	1,04	1,50	1,13	0,97	1,43	1,00	1,00	1,45	1,00	0,95
7	4,83	0,92	1,50	2,00	0,55	1,50	2,00	0,55	1,45	2,00	0,60	1,45	2,00	0,60
8	4,83	1,18	0,69	2,91	1,04	0,67	3,00	0,97	0,70	3,00	1,20	0,63	3,33	1,01
9	4,68	0,66	1,00	1,00	2,35	1,00	1,17	2,10	1,00	1,10	1,90	1,00	1,00	2,08

Tab.5.34. Przyjęte zbrojenie podłużne słupów i rygli 60-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich - programy badań 1-3

L.p.	RG10K <sub>1</sub>						RG10K <sub>2</sub>						RG10K <sub>3</sub>					
	pręty podłużne w słupach			pręty podłużne w ryglach			pręty podłużne w słupach			pręty podłużne w ryglach			pręty podłużne w słupach			pręty podłużne w ryglach		
	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]
1	1×5#32	2×13#32	5,19	1×6#32	1×4#12	0,73	1×4#32	2×11#32	5,43	1×5#32	1×4#12	0,74	1×3#32	2×9#32	4,83	1×4#32	1×4#12	0,73
2	1×7#32	1×12#32	2,12	1×5#32	1×1#12	0,84	1×5#32	1×11#32	2,13	1×4#32	1×4#12	0,87	1×4#32	1×10#32	2,25	1×4#32	1×4#12	1,11
3	1×10#32	1×8#32	1,11	1×6#32	1×8#12	1,23	1×8#32	1×6#32	1,04	1×6#32	1×8#12	1,53	1×6#32	1×4#32	0,91	1×6#32	1×8#12	1,82
4	1×6#32	2×16#32	4,24	1×5#32	1×4#12	1,53	1×5#32	2×14#32	4,39	1×4#32	1×8#12	1,72	1×4#32	2×12#32	4,50	1×4#32	1×4#12	1,91
5	1×8#32	2×15#32	3,47	1×9#32	1×8#12	0,72	1×7#32	1×28#32	3,75	1×8#32	1×8#12	0,75	1×5#32	1×27#32	4,40	1×7#32	1×8#12	0,91
6	1×5#32	2×8#32	4,39	1×5#32	1×4#12	1,63	1×4#32	2×9#32	5,06	1×5#32	1×4#12	1,79	1×3#32	1×1#32	0,92	1×4#32	1×4#12	1,63
7	1×5#32	1×17#32	3,02	1×3#32	1×4#12	1,19	1×4#32	1×2#32	1,01	1×3#32	1×4#12	1,64	1×3#32	1×1#32	0,92	1×3#32	1×4#12	2,12
8	1×7#32	1×5#32	1,65	1×6#32	1×8#12	1,15	1×5#32	1×3#32	1,34	1×6#32	1×4#12	1,30	1×4#32	2×9#32	5,06	1×7#32	1×4#12	2,16
9	1×9#32	2×19#32	3,86	1×8#32	1×13#12	0,75	1×7#32	2×16#32	3,71	1×8#32	1×8#12	0,77	1×5#32	2×19#32	5,72	1×6#32	1×8#12	0,90
10	1×9#32	1×7#32	1,52	1×7#32	1×4#12	0,72	1×7#32	1×6#32	1,45	1×6#32	1×4#12	0,73	1×5#32	1×3#32	1,06	1×5#32	1×4#12	0,74
11	1×7#32	1×11#32	1,34	1×3#32	1×4#12	0,80	1×5#32	1×12#32	1,55	1×3#32	1×4#12	0,95	1×4#32	1×10#32	1,50	1×3#32	1×4#12	1,15
12	1×9#32	1×7#32	1,46	1×7#32	1×8#12	0,79	1×7#32	2×12#32	4,26	1×5#32	1×8#12	0,91	1×5#32	1×3#32	1,34	1×4#32	1×8#12	0,88
13	1×8#32	2×12#32	4,09	1×6#32	1×8#12	1,36	1×6#32	1×11#32	2,34	1×5#32	1×6#12	1,21	1×5#32	1×9#32	2,35	1×6#32	1×4#12	1,60
14	1×6#32	1×7#32	1,73	1×5#26	1×9#12	0,98	1×5#32	1×3#32	1,29	1×3#32	1×8#12	0,95	1×4#32	1×2#32	1,19	1×3#32	1×8#12	1,28
15	1×8#32	2×26#32	5,16	1×7#32	1×8#12	0,91	1×6#32	2×24#32	5,79	1×7#32	1×4#12	1,01	1×5#32	2×20#32	5,74	1×7#32	1×4#12	1,22
16	1×6#32	2×14#32	4,34	1×5#32	1×8#12	1,01	1×5#32	1×3#32	1,24	1×4#32	1×8#12	0,98	1×4#32	1×2#32	1,25	1×4#32	1×4#12	1,21
17	1×16#32	2×16#32	4,13	1×6#32	1×13#12	0,86	1×12#32	2×18#32	5,15	1×5#32	1×13#12	0,96	1×6#32	2×14#32	4,67	1×5#32	1×4#12	1,02
18	1×7#32	1×13#32	2,23	1×8#26	1×4#12	1,16	1×5#32	1×12#32	2,26	1×6#32	1×4#12	1,65	1×4#32	1×11#32	2,41	1×6#32	1×4#12	1,88

Tab.5.35. Przyjęte zbrojenie podłużne słupów i rygli 60-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich - programy badań 4-6

L.p.	RG10K <sub>4</sub>						RG10K <sub>5</sub>						RG10K <sub>6</sub>					
	pręty podłużne w słupach			pręty podłużne w ryglach			pręty podłużne w słupach			pręty podłużne w ryglach			pręty podłużne w słupach			pręty podłużne w ryglach		
	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]
1	1×5#20	2×8#32	5,35	1×7#20	1×4#12	0,74	1×2#32	2×6#32	5,63	1×3#32	1×4#12	1,02	2×2#32	2×1#32	3,06	1×5#20	1×2#12	0,85
2	1×3#32	1×1#32	0,79	1×4#32	1×4#12	1,33	1×4#20	1×2#20	0,77	1×4#32	1×4#12	2,04	3×2#32	3×1#32	4,02	1×3#32	1×2#12	2,15
3	1×4#32	1×2#32	0,64	1×5#32	1×8#12	1,89	1×6#20	1×4#20	1,16	1×4#32	1×8#12	1,31	2×2#32	3×2#32	4,02	1×7#20	1×6#12	1,20
4	1×3#32	1×13#32	3,18	1×4#32	1×4#12	2,45	1×5#20	1×12#32	3,51	1×3#32	1×8#12	0,88	2×2#32	2×1#32	1,97	1×3#32	1×8#12	1,18
5	1×4#32	1×23#32	4,52	1×6#32	1×8#12	0,95	1×6#20	1×4#20	0,90	1×5#32	1×4#12	0,89	2×2#32	2×1#32	1,79	1×0#20	1×4#12	1,12
6	1×5#20	1×1#32	1,19	1×5#32	1×4#12	2,98	1×3#20	1×1#20	0,80	1×4#32	1×2#12	3,03	2×3#32	2×1#32	4,09	1×3#32	1×2#12	2,71
7	1×5#20	1×3#20	0,93	1×3#32	1×4#12	2,87	1×3#20	1×1#20	0,63	2×2#26	1×1#12	3,20	2×2#32	2×1#32	2,76	1×2#32	1×2#12	2,82
8	1×3#32	1×1#32	0,92	1×6#32	1×4#12	1,88	1×4#20	1×2#20	1,08	1×4#32	1×4#12	0,91	2×3#32	2×1#32	3,22	1×4#32	1×4#12	0,73
9	1×4#32	2×14#32	5,15	1×5#32	1×8#12	0,88	1×3#32	2×9#32	4,17	1×5#32	1×8#12	1,17	1×2#32	2×7#32	5,25	1×8#20	1×4#12	1,19
10	1×9#20	1×7#20	1,01	1×5#32	1×4#12	0,89	1×5#20	1×3#20	0,79	1×4#32	1×4#12	1,15	2×2#32	2×1#32	1,97	1×7#20	1×2#12	0,99
11	1×7#20	1×5#20	0,60	1×3#32	1×4#12	1,41	1×4#20	1×15#32	3,81	1×3#32	1×6#12	0,86	2×2#32	2×1#32	2,41	1×2#32	1×4#12	1,02
12	1×3#32	1×6#32	1,88	1×4#32	1×8#12	1,10	1×5#20	1×3#20	0,93	1×3#32	1×6#12	1,14	1×3#32	2×1#32	2,55	1×2#32	1×4#12	1,37
13	1×3#32	2×9#32	4,83	1×5#32	1×4#12	2,24	1×3#32	2×8#32	5,66	1×5#32	1×8#12	0,88	2×2#32	2×1#32	2,41	1×4#32	1×8#12	0,98
14	1×6#20	1×4#20	0,98	1×3#32	1×4#12	1,30	1×4#20	1×2#20	1,05	1×3#32	1×2#12	2,20	3×2#32	3×1#32	4,02	1×2#32	1×2#12	1,83
15	1×8#20	1×14#32	2,35	1×6#32	1×4#12	1,17	1×2#32	2×17#26	5,62	1×6#32	1×6#12	1,96	3×2#32	2×1#32	2,92	1×4#32	1×2#12	1,91
16	1×6#20	1×4#20	0,90	1×4#32	1×4#12	1,33	1×4#20	1×2#20	0,94	1×4#32	1×4#12	2,29	3×2#32	2×1#32	3,22	1×2#32	1×2#12	1,15
17	1×4#32	2×8#32	3,35	1×4#32	1×8#12	1,10	1×3#32	1×8#32	2,53	1×4#32	1×4#12	1,53	2×2#32	2×3#32	4,02	1×3#32	1×4#12	1,91
18	1×7#20	1×5#20	0,93	1×5#32	1×2#12	1,87	1×4#20	1×2#20	0,77	1×4#32	1×4#12	0,91	2×2#32	2×1#32	2,68	1×7#20	1×4#12	0,83

Tab.5.36. Przyjęte zbrojenie podłużne słupów i rygli 40-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich - programy badań 7-8

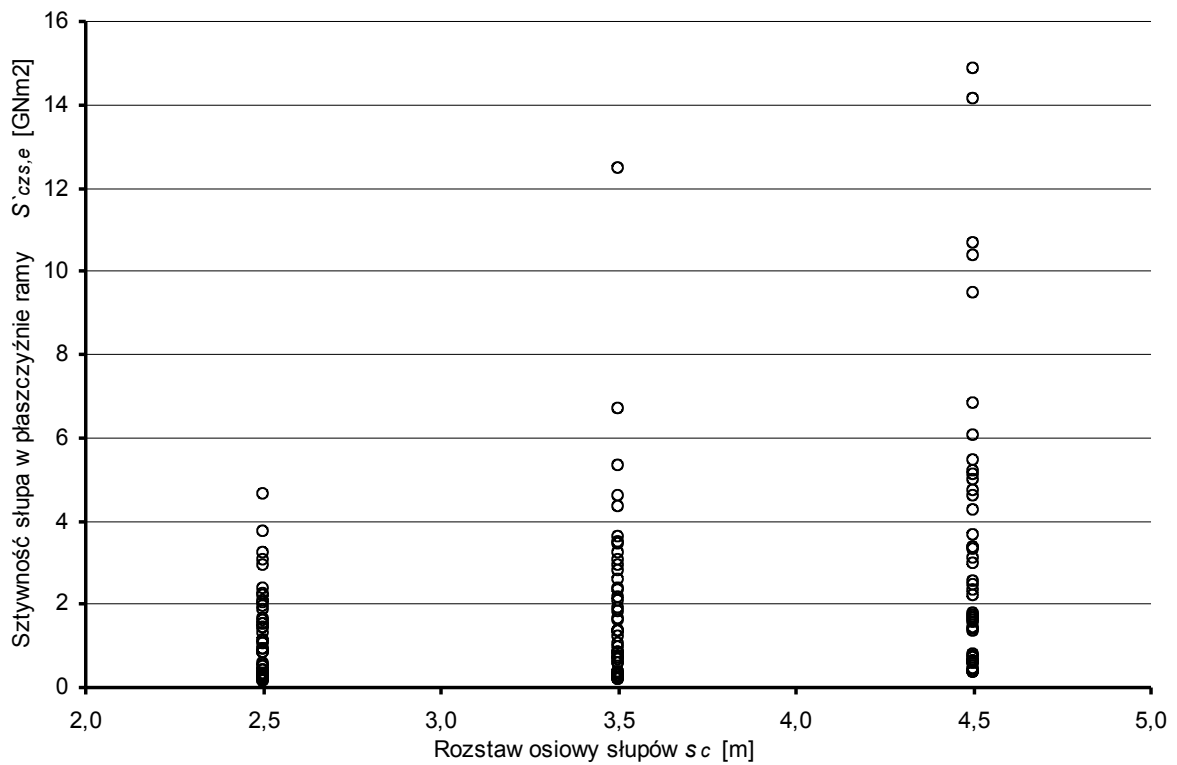
L.p.	RG10K <sub>1</sub>						RG10K <sub>2</sub>					
	pręty podłużne w słupach			pręty podłużne w ryglach			pręty podłużne w słupach			pręty podłużne w ryglach		
	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]
1	1×5#32	1×3#32	1,29	1×5#32	1×4#12	0,89	1×3#32	1×1#32	0,89	1×11#20	1×4#12	1,09
2	1×4#32	1×18#32	3,02	1×4#26	1×4#12	1,27	1×3#32	2×12#32	4,94	1×5#26	1×4#12	2,22
3	1×4#32	2×9#32	4,60	1×4#32	1×8#12	1,10	1×3#32	1×8#32	2,53	1×4#32	1×7#12	1,27
4	1×4#32	1×6#32	1,68	1×4#32	1×4#12	1,11	1×3#32	1×4#32	1,46	1×9#20	1×4#12	1,31
5	1×8#20	1×6#20	1,09	1×3#26	1×9#12	1,00	1×6#20	1×4#20	1,28	1×3#32	1×4#12	1,91
6	1×4#32	1×15#32	2,04	1×12#20	1×6#12	0,81	1×3#32	2×15#32	5,53	1×7#26	1×4#12	1,16
7	1×4#32	1×4#20	0,93	1×8#20	1×6#12	0,89	1×6#20	1×4#20	1,16	1×5#26	1×4#12	1,53
8	1×5#32	2×9#32	3,16	1×9#20	1×11#12	0,93	1×4#32	1×9#32	2,18	1×8#20	1×8#12	0,91
9	1×9#20	1×7#20	0,83	1×6#26	1×4#12	1,14	1×6#20	1×4#20	0,78	1×4#32	1×4#12	1,75

Tab.5.37. Przyjęte zbrojenie podłużne słupów i rygli 40-kondygnacyjnych ustrojów nośnych budynków wysokich - programy badań 9-10

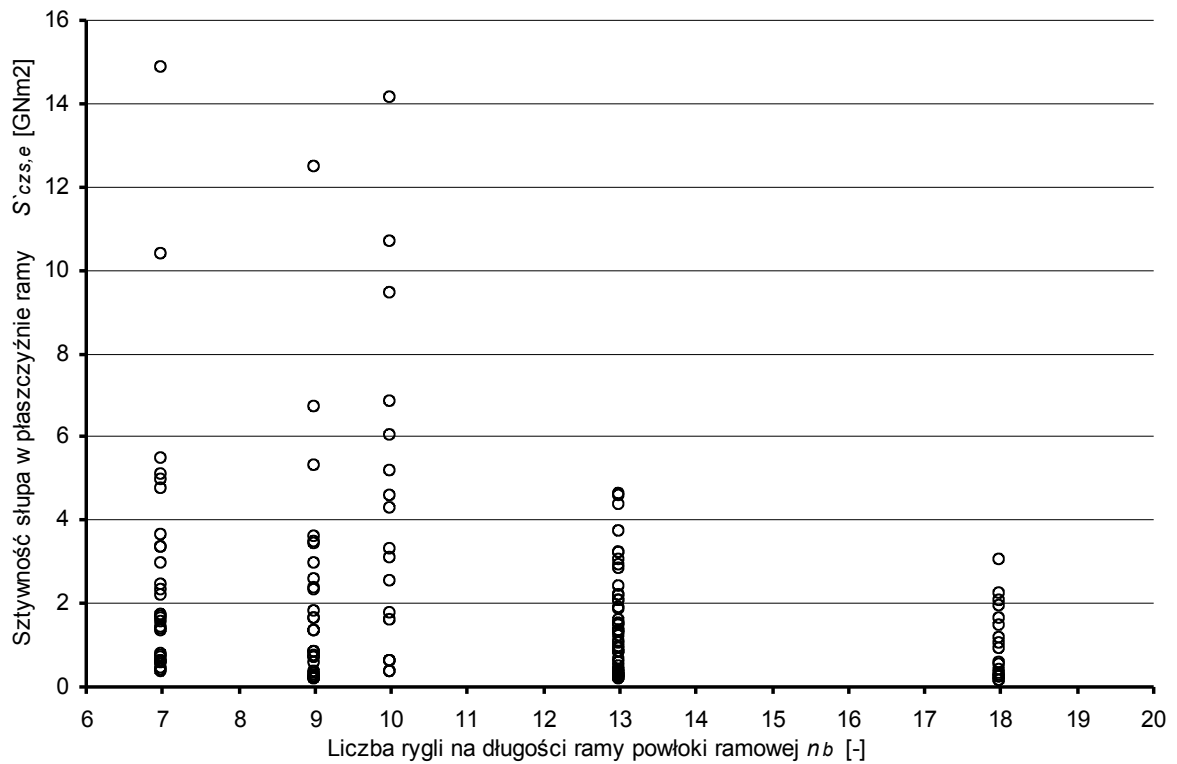
L.p.	RG10K <sub>3</sub>						RG10K <sub>4</sub>					
	pręty podłużne w słupach			pręty podłużne w ryglach			pręty podłużne w słupach			pręty podłużne w ryglach		
	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]	A <sub>s1</sub> , A <sub>s2</sub>	A <sub>s3</sub> , A <sub>s4</sub>	ρ [%]
1	1×5#20	1×3#20	0,90	1×4#32	1×4#12	1,53	3×2#32	3×1#32	2,95	1×4#32	1×3#12	1,45
2	1×4#20	1×2#20	0,54	1×3#32	1×3#12	2,25	2×2#32	2×1#32	2,76	1×3#32	1×1#12	4,04
3	1×4#20	1×2#20	0,70	1×5#26	1×4#12	1,29	2×2#32	2×1#32	2,41	1×4#26	1×7#12	1,51
4	1×5#20	1×3#20	0,93	1×4#32	1×4#12	1,83	3×2#32	3×1#32	2,68	1×7#20	1×4#12	1,66
5	1×4#20	1×2#20	1,05	1×3#32	1×3#12	2,29	2×2#32	2×1#32	2,68	1×4#20	1×4#12	1,42
6	1×2#32	2×11#32	5,51	1×7#26	1×4#12	1,48	2×2#32	2×1#32	2,19	1×11#26	1×2#12	3,37
7	1×4#20	1×2#20	0,86	1×5#26	1×4#12	1,94	2×2#32	2×1#32	2,19	1×3#26	1×4#12	1,28
8	1×2#32	1×7#32	2,07	1×3#32	1×6#12	1,29	2×2#32	2×3#32	4,02	1×6#20	1×6#12	1,71
9	1×4#20	1×2#20	0,77	1×4#32	1×2#12	2,50	2×2#32	2×1#32	2,68	1×7#20	1×1#12	2,28

Tab.5.38. Przyjęte oznaczenia badanych konstrukcji ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich objętych programami badań

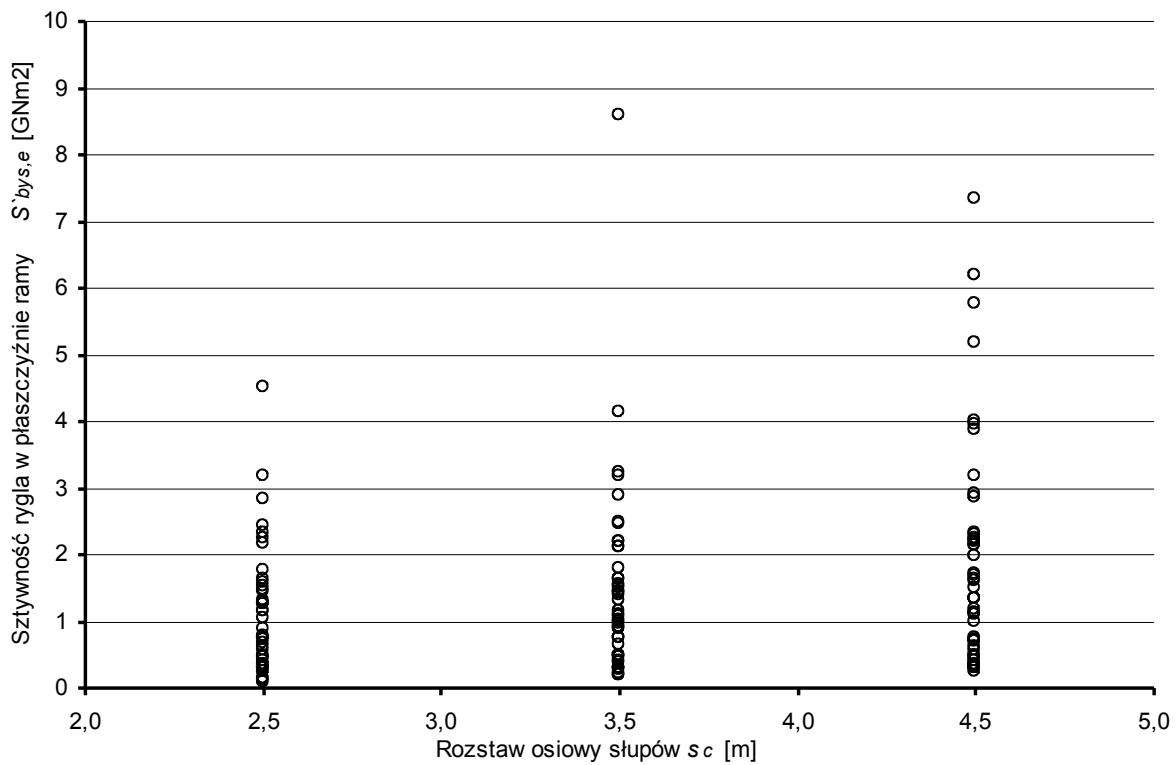
L.p.	Program Badań nr 1	Program Badań nr 2	Program Badań nr 3	Program Badań nr 4	Program Badań nr 5	Program Badań nr 6	Program Badań nr 7	Program Badań nr 8	Program Badań nr 9	Program Badań nr 10
	[nr badanej k.]	[nr badanej k.]	[nr badanej k.]	[nr badanej k.]	[nr badanej k.]	[nr badanej k.]	[nr badanej k.]	[nr badanej k.]	[nr badanej k.]	[nr badanej k.]
1	BK1	BK19	BK37	BK55	BK73	BK91	BK109	BK118	BK127	BK136
2	BK2	BK20	BK38	BK56	BK74	BK92	BK110	BK119	BK128	BK137
3	BK3	BK21	BK39	BK57	BK75	BK93	BK111	BK120	BK129	BK138
4	BK4	BK22	BK40	BK58	BK76	BK94	BK112	BK121	BK130	BK139
5	BK5	BK23	BK41	BK59	BK77	BK95	BK113	BK122	BK131	BK140
6	BK6	BK24	BK42	BK60	BK78	BK96	BK114	BK123	BK132	BK141
7	BK7	BK25	BK43	BK61	BK79	BK97	BK115	BK124	BK133	BK142
8	BK8	BK26	BK44	BK62	BK80	BK98	BK116	BK125	BK134	BK143
9	BK9	BK27	BK45	BK63	BK81	BK99	BK117	BK126	BK135	BK144
10	BK10	BK28	BK46	BK64	BK82	BK100				
11	BK11	BK29	BK47	BK65	BK83	BK101				
12	BK12	BK30	BK48	BK66	BK84	BK102				
13	BK13	BK31	BK49	BK67	BK85	BK103				
14	BK14	BK32	BK50	BK68	BK86	BK104				
15	BK15	BK33	BK51	BK69	BK87	BK105				
16	BK16	BK34	BK52	BK70	BK88	BK106				
17	BK17	BK35	BK53	BK71	BK89	BK107				
18	BK18	BK36	BK54	BK72	BK90	BK108				



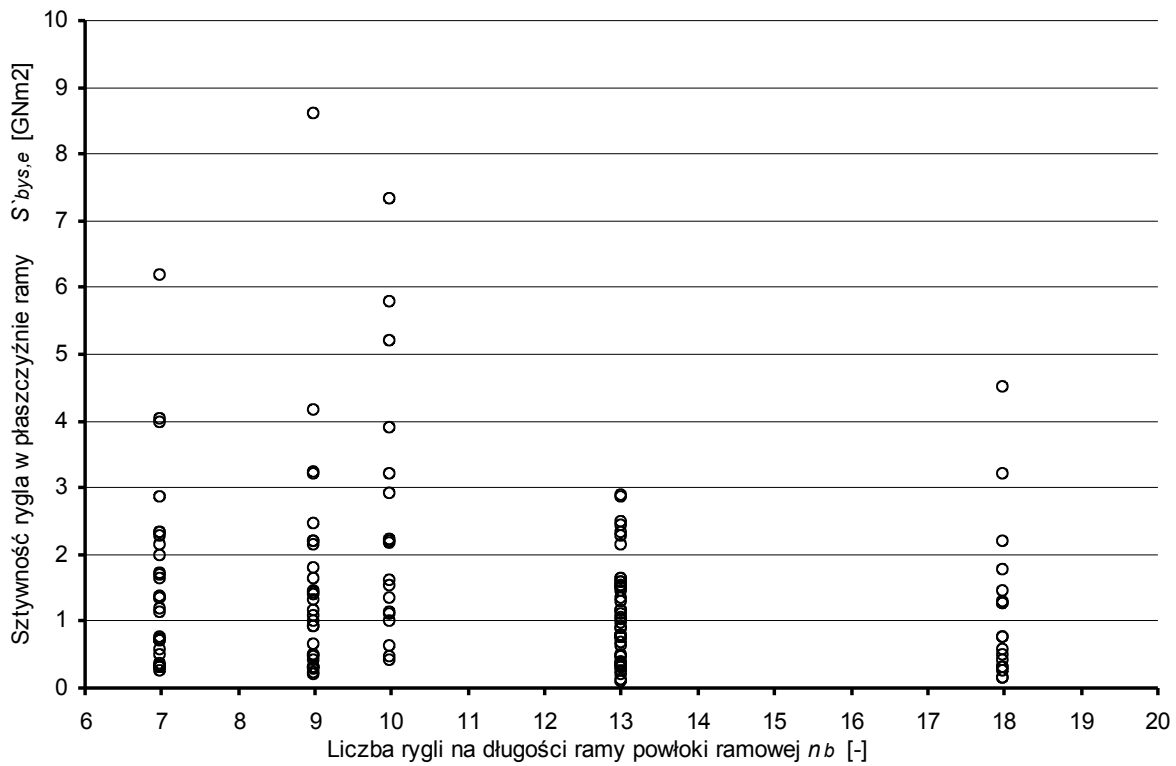
Rys.5.22. Zakresy przyjętych do badań prowadzonych sztywności giętych słupów  $S'_{czs,e}$  określonych wzorem /4.12/ w zależności od rozstawów osiowych słupów  $s_c$  w ramie w danym badaniu



Rys.5.23. Zakresy przyjętych do badań prowadzonych sztywności giętych słupów  $S'_{czs,e}$  określonych wzorem /4.12/ w zależności od liczby rygla  $n_b$  na długości ramy powłoki ramowej  $n_b$  [-]

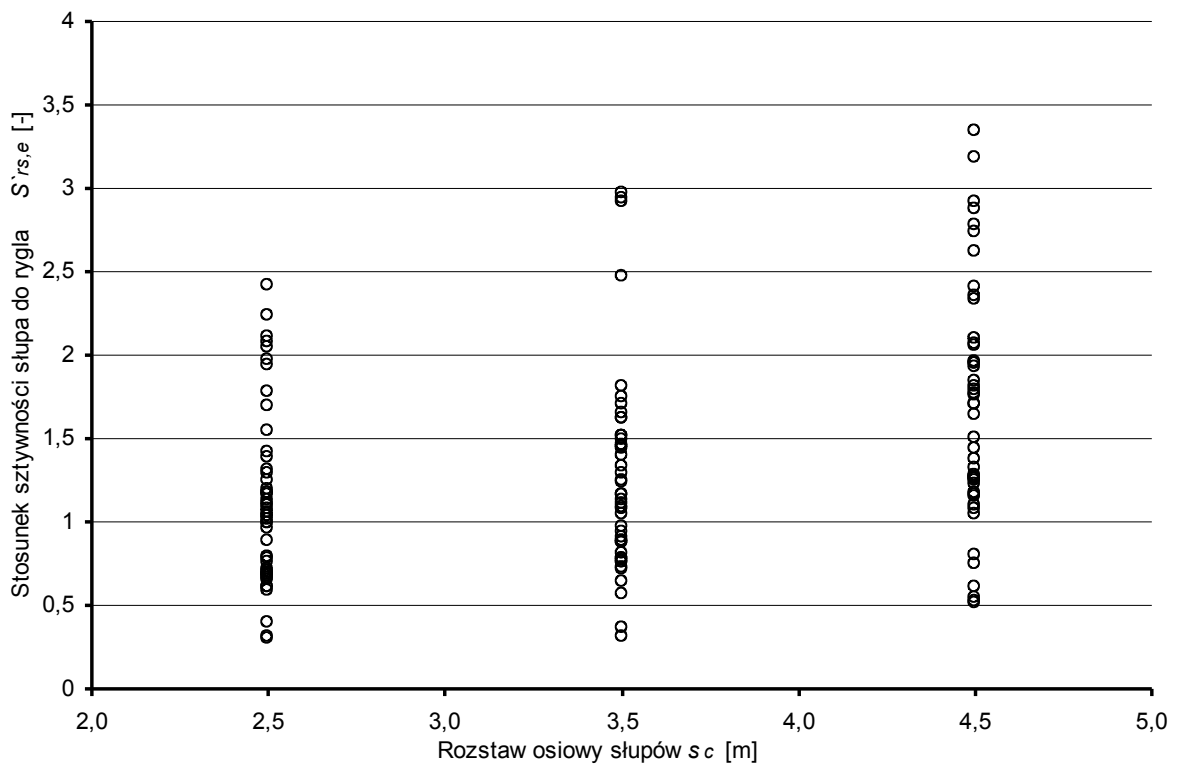


Rys.5.24. Zakresy przyjętych do badań sprawdzonych sztywności giętych słupów  $S'_{bys,e}$  określonych wzorem /4.13/ w zależności od rozstawów osiowych słupów  $s_c$  w ramie w danym badaniu

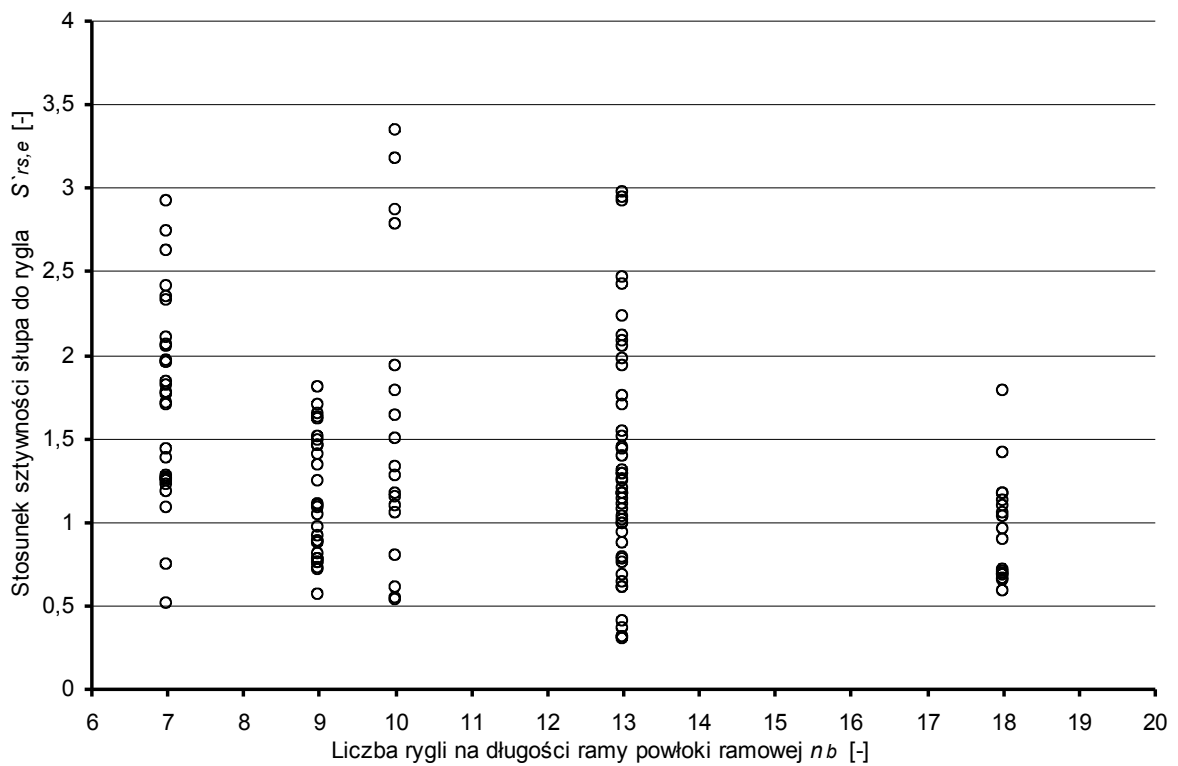


Rys.5.25. Zakresy przyjętych do badań sprawdzonych sztywności giętych słupów  $S'_{bys,e}$  określonych wzorem /4.13/ w zależności od liczby rygla  $n_b$  na długości ramy w danym badaniu

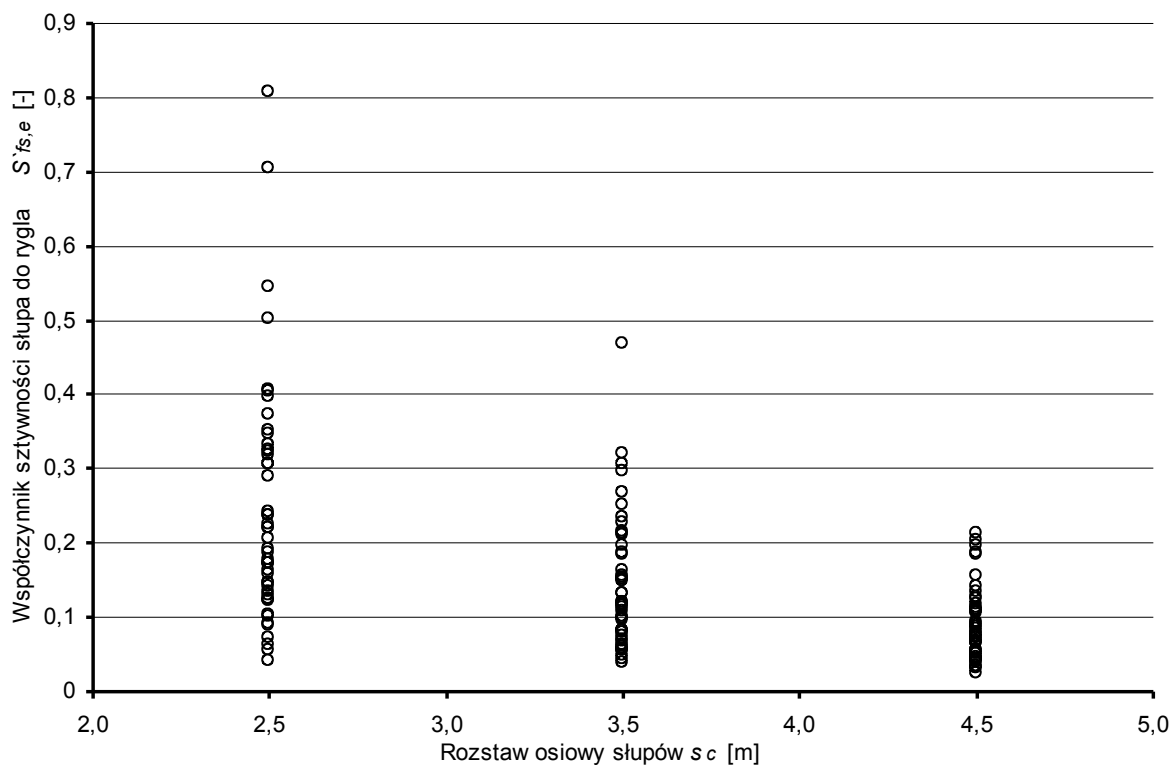




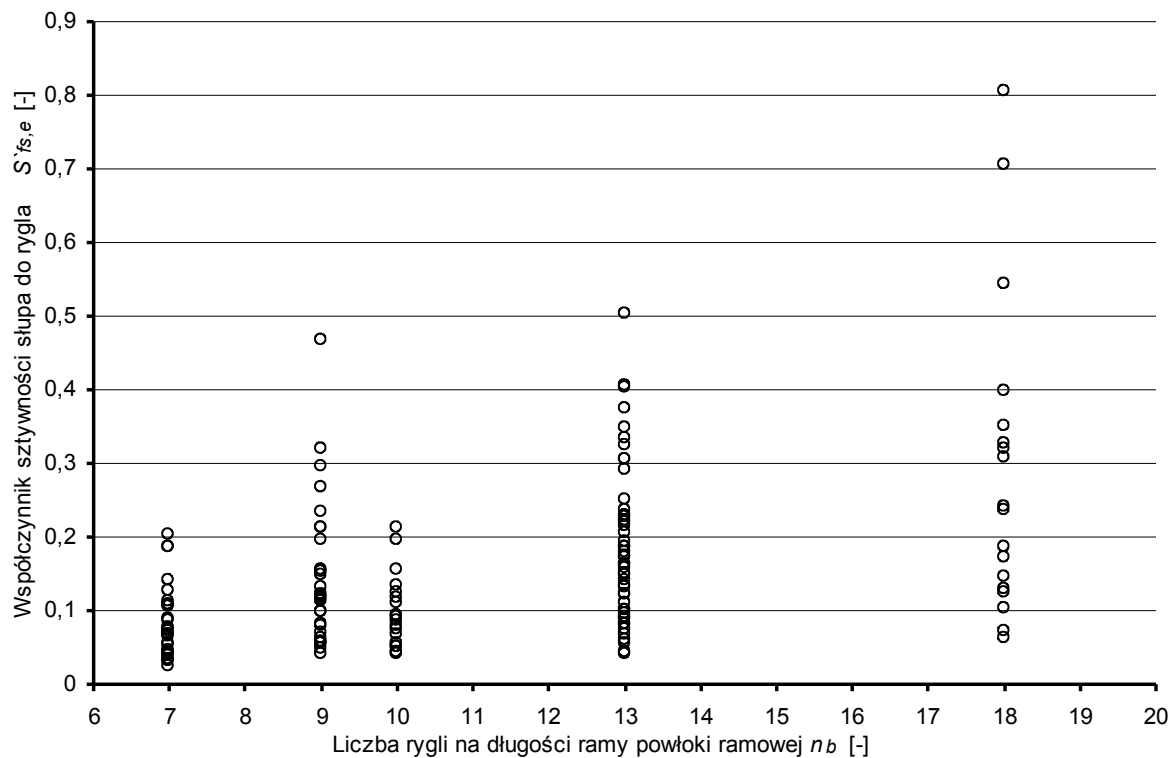
Rys.5.26. Zakresy przyjętych do badań stosunków sztywności sprowadzonych rygli i słupów  $S'_{rs,e}$  określonych wzorem /4.14/ w zależności od rozstawów osiowych słupów  $s_c$  w ramie w danym badaniu



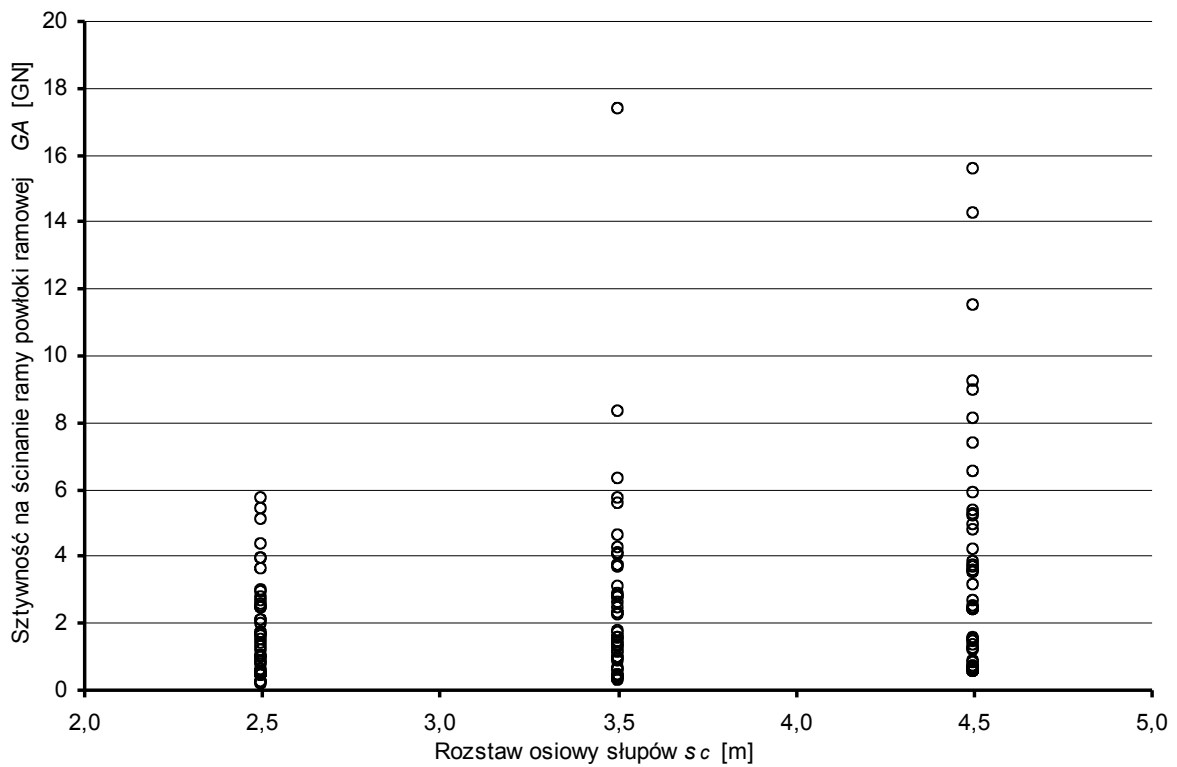
Rys.5.27. Zakresy przyjętych do badań stosunków sztywności sprowadzonych rygli i słupów  $S'_{rs,e}$  określonych wzorem /4.14/ w zależności od liczby rygli  $n_b$  na długości ramy w danym badaniu



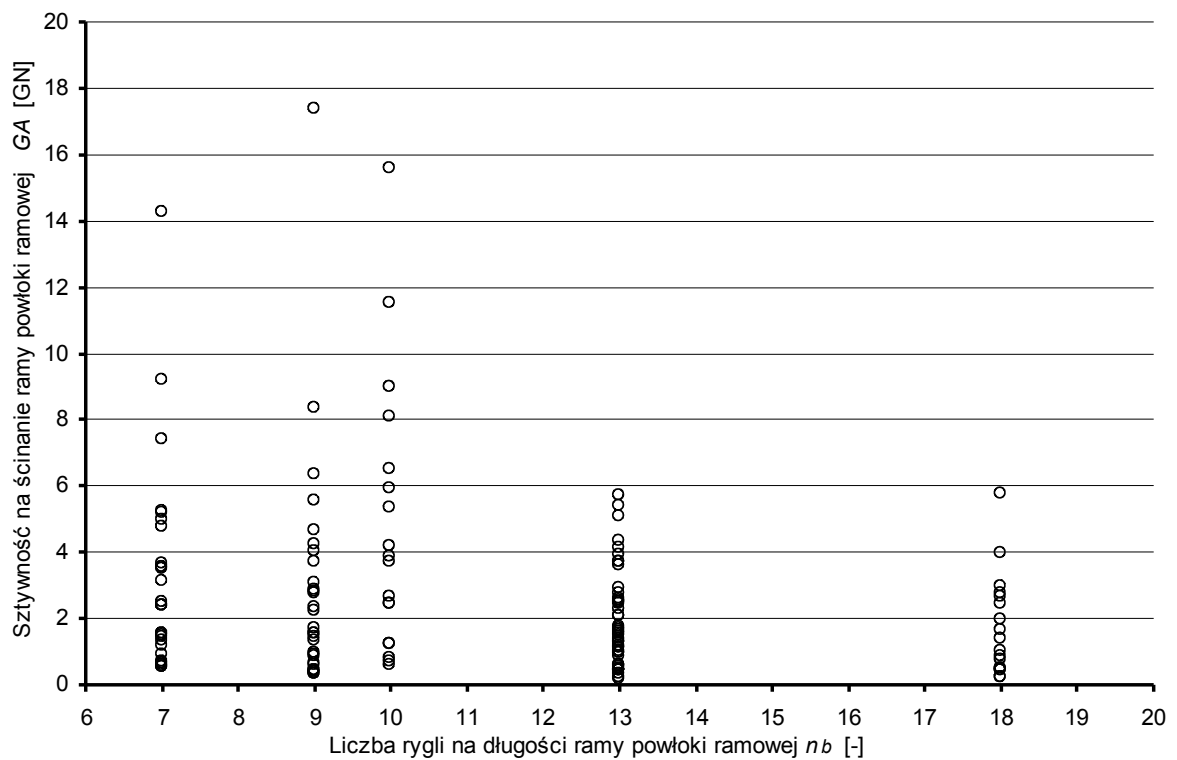
Rys.5.28. Zakresy przyjętych do badań współczynników sztywności słupów do rygli  $S'_{fs,e}$  określonych wzorem /5.89/ w zależności od rozstawów osiowych słupów  $s_c$  w ramie w danym badaniu



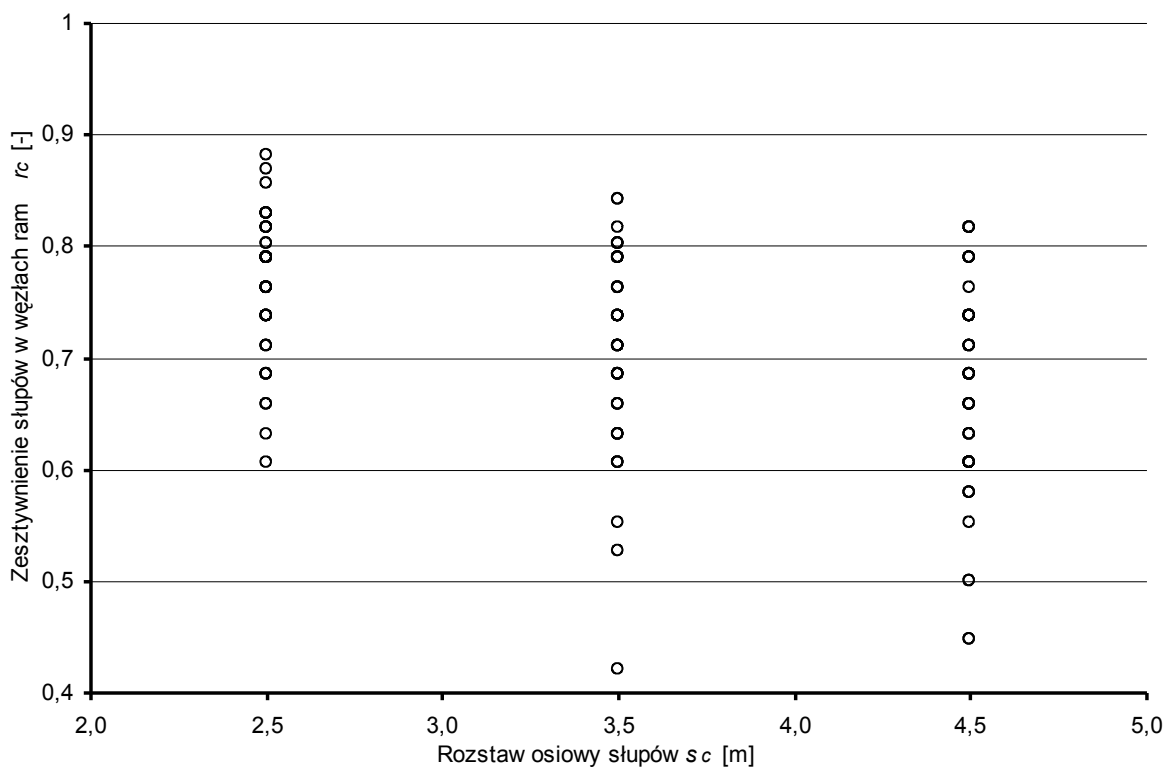
Rys.5.29. Zakresy przyjętych do badań współczynników sztywności słupów do rygli  $S'_{fs,e}$  określonych wzorem /5.89/ w zależności od liczby rygli  $n_b$  na długości ramy w danym badaniu



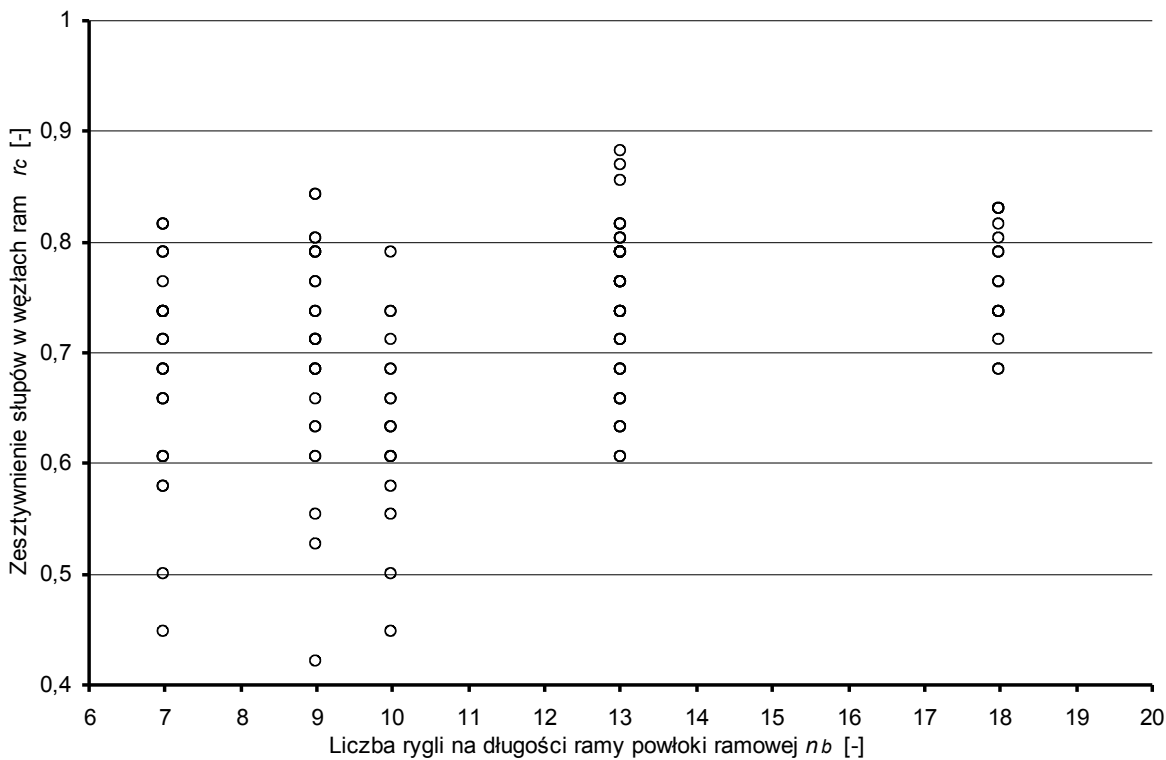
Rys.5.30. Zakresy przyjętych do badań sztywności na ścinanie  $GA$  układów słupów i rygli w ramie powłoki określonych wzorem /4.9/ w zależności od rozstawów osiowych słupów  $s_c$  w ramie w danym badaniu



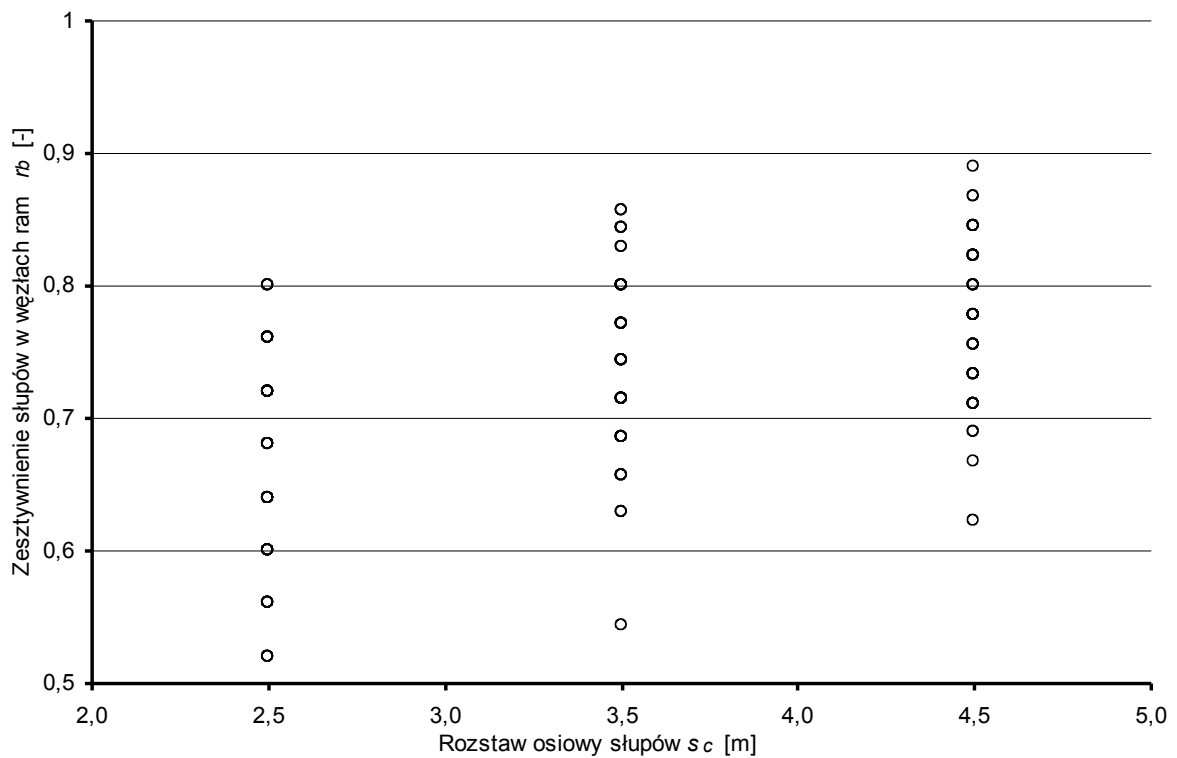
Rys.5.31. Zakresy przyjętych do badań sztywności na ścinanie  $GA$  układów słupów i rygli w ramie powłoki określonych wzorem /4.9/ w zależności od liczby rygli  $n_b$  na długości ramy w danym badaniu



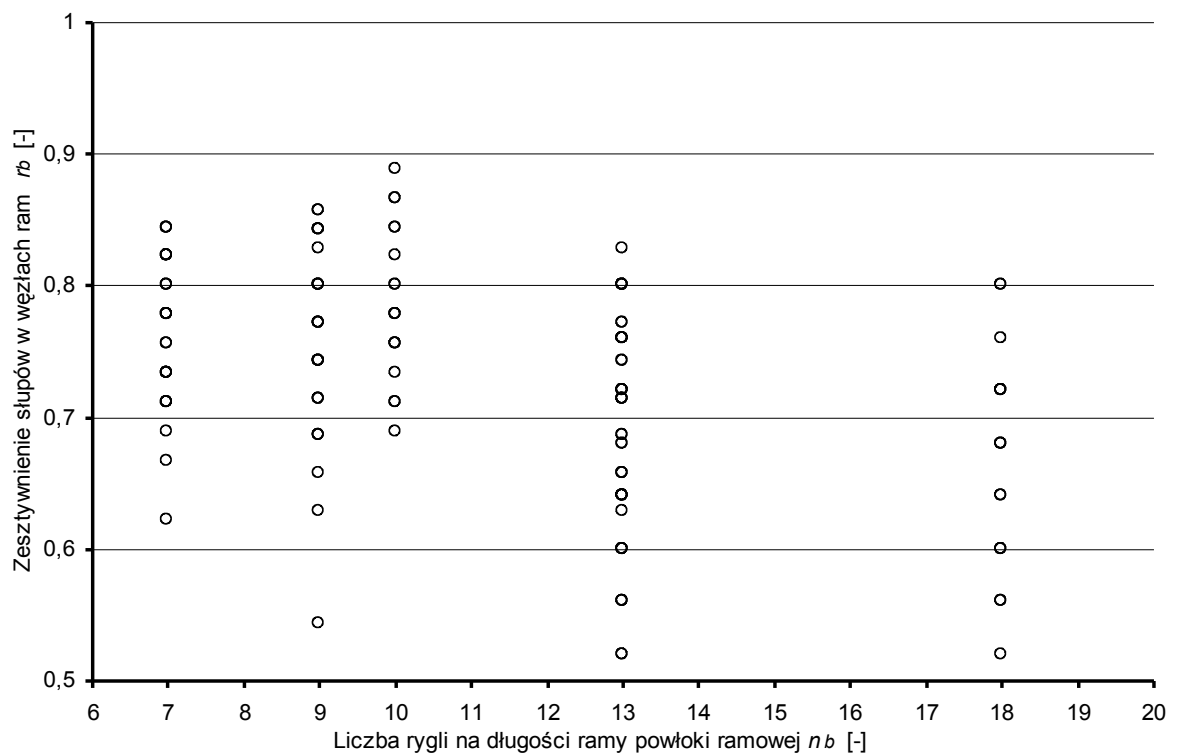
Rys.5.32. Zakresy przyjętych do badań zeszywnień słupów  $r_c$  w węzłach ram powłoki określonych wzorem /5.90/ w zależności od rozstawów osiowych słupów  $s_c$  w ramie w danym badaniu



Rys.5.33. Zakresy przyjętych do badań zeszywnień słupów  $r_c$  w węzłach ram określonych wzorem /5.90/ w zależności od liczby rygli  $n_b$  na długości ramy w danym badaniu



Rys.5.34. Zakresy przyjętych do badań zeszytywnień rygli  $r_b$  w węzłach ram powłoki określonych wzorem /5.91/ w zależności od rozstawów osiowych słupów  $s_c$



Rys.5.35. Zakresy przyjętych do badań zeszytywnień rygli  $r_b$  w węzłach ram określonych wzorem /5.91/ w zależności od liczby rygli  $n_b$  na długości ramy w danym badaniu

## 5.10. Wyniki badań

Badaniom numerycznym poddano 144 modele betonowych budynków wysokich o ramowo-powłokowych ustrojach nośnych objęte prezentowanymi programami badań.

Obliczenia numeryczne przeprowadzono w programie opartym na liniowej wersji metody elementów skończonych Robot Millennium firmy RoboBat z Krakowa będącego w posiadaniu Laboratorium Komputerowego Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej oraz w programach własnych wspomagających obliczenia objęte procedurą badań:

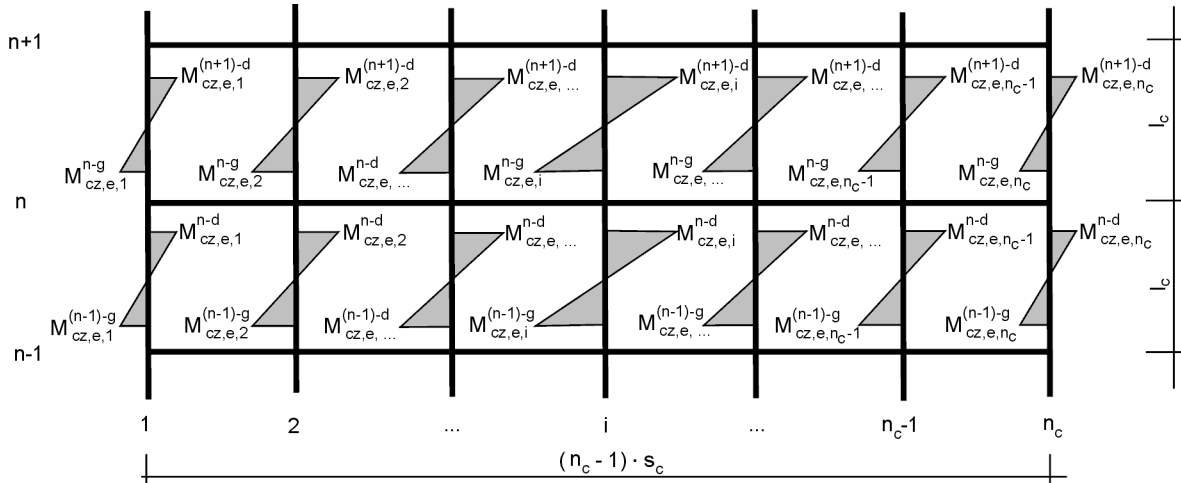
- PKMU\_KWAN – wstępny dobór wymiarów przekrojów poprzecznych słupów i rygli ustrojów ramowo-powłokowych oraz uproszczone obliczanie przemieszczeń poziomych konstrukcji ramowo-powłokowej o sześciokrotnej zmianie sztywności wzdłuż swojej wysokości poddanej działaniu liniowo zmiennego poziomego obciążenia trapezowego (algorytm obliczeń oparty na metodzie Kwana [44] przedstawiono w Rozdziale 6),
- GENERATOR\_KONSTRUKCJI – proces idealizacji ustroju ramowo-powłokowego o zadanych parametrach zgodnych z  $k$ -tym numerem badania opartym na przyjętym programie badań oraz budowa modelu dyskretnego konstrukcji nośnej w oparciu o prętowe elementy skończone, który zostanie poddany obliczeniom w programie komputerowym Robot Millennium,
- SGN\_WYMIAROWANIE – wymiarowanie i dobór zbrojenia podłużnego słupów i rygli zgodnie z normowymi warunkami SGN [N9, N10] oraz określenie sprowadzonych charakterystyk geometrycznych przekrojów słupów i rygli należących do  $RG10K_i$  danej konstrukcji,
- ZARYSOWANIE – procedura iteracji bezpośredniej rozwiązania nieliniowego, określanie momentów rysujących i sprowadzonych sztywności efektywnych elementów zarysowanych należących do  $RG10K_i$  konstrukcji nośnej w danym badaniu w oparciu o model probabilistycznej sztywności efektywnej Chun-Mana, Mickleborougha i Ninga [9, 10, 51, 54].

Wyniki badań obejmują analizę następujących zagadnień:

- rozkład średnich wartości momentów zginających w słupach i w ryglach w płaszczyźnie ramy w przekrojach ich utwierdzenia w licach elementów do nich prostopadłych dla danych kondygnacji w równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ramach powłoki ramowej wzdłuż jej wysokości oraz na długości ramy danej kondygnacji,
- redukcja sztywności giętej zarysowanych słupów i rygli równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki poddanej działaniu obciążenia poziomego,
- redystrybucja momentów zginających w elementach w/w ram powłoki wywołana zarysowaniem rygli rozpatrywanych ramach,
- korelacja w sensie statystycznym parametrów geometrycznych i materiałowych opisujących konstrukcję ramowo-powłokową w oparciu o proponowany model pracy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramy powłoki ramowej w ramowo-powłokowych ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego, która umożliwi uproszczone określanie średnich wartości momentów zginających w słupach i ryglach w płaszczyźnie ramy w ich przekrojach utwierdzenia w licach elementów do nich prostopadłych oraz średnich wartości redukcji sztywności zarysowanych rygli w w/w ramach powłoki.

### 5.10.1. Momenty zginające w słupach ram powłoki ustroju nośnego

Rozkład momentów zginających  $M_{cz,e}^n$  w słupach równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego konstrukcji ramy powłoki ramowej na  $n$ -tej kondygnacji ramy wywołanych obciążeniem poziomym przedstawiono na rys.5.36.



Rys.5.36. Momenty zginające w słupach w płaszczyźnie ramy w równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramie powłoki ramowej na  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji

Wartości momentów zginających w słupach poniżej  $M_{cz,e}^{n-d}$  i powyżej  $M_{cz,e}^{n-g}$  danej  $n$ -tej kondygnacji w przekrojach ich utwierdzenia w licach rygli na wysokości jednej kondygnacji wzrastają w kierunku środkowych słupów równoległej do kierunku działania obciążenia ramy powłoki ramowej zgodnie z poniższymi zależnościami /5.92-94/.

$$|M_{cz,e,1}^{n-d}| \leq |M_{cz,e,2}^{n-d}| \leq \dots \leq |M_{cz,e,i}^{n-d}| \geq \dots \geq |M_{cz,e,n_c-1}^{n-d}| \geq |M_{cz,e,n_c}^{n-d}| \quad /5.92/$$

$$|M_{cz,e,1}^{n-g}| \leq |M_{cz,e,2}^{n-g}| \leq \dots \leq |M_{cz,e,i}^{n-g}| \geq \dots \geq |M_{cz,e,n_c-1}^{n-g}| \geq |M_{cz,e,n_c}^{n-g}| \quad /5.93/$$

$$|M_{cz,e,i}^{n-d}| \neq |M_{cz,e,i}^{n-g}| \quad \vee \quad |M_{cz,e,i,i}^{n-d}| = |M_{cz,e,j,i}^{n-g}| \quad /5.94/$$

gdzie:  $M_{cz,e,i}^{n-d}$  - moment zginający w płaszczyźnie ramy w słupie w  $i$ -tym węźle na długości ramy w przekroju utwierdzenia w licu rygla poniżej węzła  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji, [kNm],

$M_{cz,e,i}^{n-g}$  - moment zginający w płaszczyźnie ramy w słupie w  $i$ -tym węźle na długości ramy w przekroju utwierdzenia w licu rygla powyżej węzła  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji, [kNm].

Do celów badawczych uśredniono wartości momentów zginających  $M_{cz,e}^n$  w słupach w płaszczyźnie ramy występujące w  $i$ -tych węzłach słupów  $n$ -tej kondygnacji /5.95/, które odpowiadają wartości momentów zginających  $M_{cz,e}^n$  w słupach  $n$ -tej kondygnacji teoretyczno-odpowiedzialnego modelu pracy powłoki ramowej /4.22/. W poniższym wyrażeniu pominięto słupy skrajne (narożne), które w przeprowadzonych badaniach posiadają inne cechy geometryczne.

$$M_{cz,e}^n = \frac{1}{n_c - 2} \cdot \sum_{i=2}^{n_c-1} (M_{cz,e,i}^n) = \frac{1}{n_c - 2} \cdot \sum_{i=2}^{n_c-1} \max\{|M_{cz,e,i}^{n-d}|, |M_{cz,e,i}^{n-g}|\} \quad /5.95/$$

gdzie:  $M_{cz,e}^n$  - średnia maksymalna wartość momentu zginającego w słupach w płaszczyźnie ramy w przekrojach utwierdzenia w licach rygli w węzłach  $n$ -tej kondygnacji ramy, [kNm],

$n_c$  - liczba słupów na długości ramy powłoki ramowej, [-],

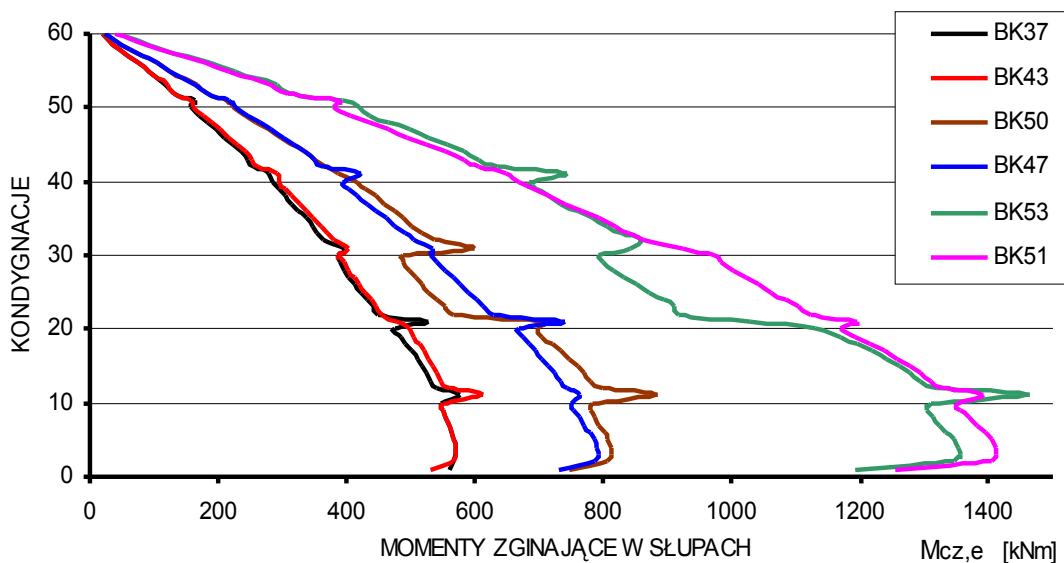
pozostałe wielkości jak we wzorach /5.92-94/.

Na podstawie wyrażenia /5.95/ określono uśrednione wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w  $i$ -tych słupach na wysokości każdej kondygnacji we wszystkich 144 konstrukcjach ramowo-powłokowych betonowych budynków wysokich objętych przeprowadzonymi 10 programami badań (budynki 40- i 60-kondygnacyjne rozpatrywano łącznie).

Na rys.5.36 przedstawiono przykładowe wykresy uśrednionych wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  /5.95/ w  $i$ -tych słupach na wysokości każdej kondygnacji wzdłuż wysokości badanych ustrojów nośnych. W tabeli Tab.5.39 przedstawiono wybrane parametry przykładowych konstrukcji ramowo-powłokowych betonowych budynków wysokich o różnych względem siebie sztywnościach wzdłuż ich wysokości. Szczegółowe parametry prezentowanych konstrukcji zawarto w Tab.5.17, Tab.5.21, Tab.5.28, Tab.5.31 i Tab.5.33.

Tab.5.39. Wybrane parametry przykładowych konstrukcji ramowo-powłokowych ustrojów nośnych b. wysokich

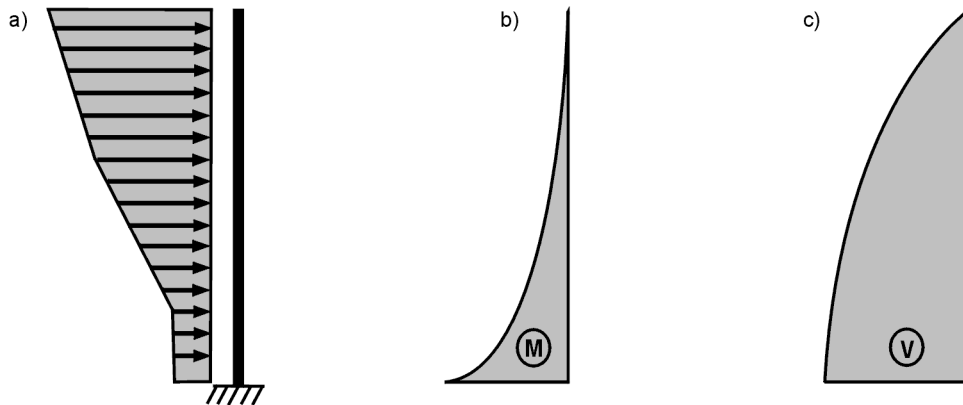
RG10K <sub>3</sub>	Nr badanej konstrukcji	$n_k$	$H_B$	$L_w, L_f$	$\lambda_B$	$l_c$	$s_c$	$n_b$	$\alpha_{lim}$	$S'_{rs,e}$	GA	$r_c$	$r_b$	$q_{228m}$
[kond.]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kNm]	[GN]	[-]	[-]	[kN/m]
21÷30	BK37	60	228	45,0	5,07	3,8	2,5	18	2000	0,66	2,74	0,74	0,60	95,2
21÷30	BK43	60	228	45,0	5,07	3,8	2,5	18	1500	1,17	0,82	0,76	0,72	95,2
21÷30	BK50	60	228	32,5	7,02	3,8	2,5	13	2000	0,98	2,51	0,66	0,64	96,8
21÷30	BK47	60	228	32,5	7,02	3,8	2,5	13	1000	1,93	2,46	0,75	0,60	96,8
21÷30	BK53	60	228	31,5	7,24	3,8	3,5	9	1500	2,34	5,17	0,58	0,71	94,2
21÷30	BK51	60	228	31,5	7,24	3,8	4,5	7	1000	1,62	2,84	0,74	0,74	119,4



Rys.5.37. Wykresy momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach ram powłoki ramowej wzdłuż wysokości przykładowych konstrukcji ramowo-powłokowych betonowych budynków wysokich (opis w Tab.5.39)



Prezentowane na rys.5.37 linie wykresów momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach ram powłoki ramowej charakteryzują się wysoką zbieżnością kształtu do linii rozkładów sił ścinających w prezentowanych konstrukcjach nośnych wzdłuż ich wysokości (rys.5.38).



Rys.5.38. Wykresy momentów zginających (M) i sił ścinających (V) w zastępczym modelu wspornikowym ustroju ramowo-powłokowego: a) model wspornikowy konstrukcji obciążony liniowo zmiennym poziomym obciążeniem trapezowym; b) wykres momentów zginających M; c) wykres sił ścinających V

Zgodności kształtów linii wykresów  $M_{cz,e}$  (*BK37, BK43, BK50, BK47, BK53* i *BK51* na rys.5.37) i  $V$  (rys.5.38) potwierdzają założenie teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej przedstawione w Rozdziale 4 dotyczące liniowej i proporcjonalnej zależności średnich wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  od rozkładu wartości sił ścinających  $0.5 \cdot V(z)$  /4.1/ przypadających na każdą z równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ramowej wzdłuż ich wysokości.

Dla ustrojów ramowo-powłokowych o jednakowych smukłościach  $\lambda_B$ , rozstawach słupów  $s_c$  i ich długościach osiowych  $l_c$  oraz liczbie rygli na długości ramy  $n_b$ , ale różnych sztywnościach elementów  $S'_{rs,e}$  i  $GA$  oraz sztywnościach konstrukcji  $\alpha_{lim}$ , poddanych działaniu obciążenia poziomego o jednakowych wartościach zauważyć można, że momenty zginające w słupach  $M_{cz,e}$  na tych wykresach przybierają porównywalne względem siebie wartości wzdłuż wysokości rozważanych konstrukcji (*BK37* i *BK43* oraz *BK50* i *BK47* na rys.5.37). Można na tej podstawie wysunąć wniosek, że bezpośredni wpływ na wartości rozważanych momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach sztywności giętych elementów słupowych  $S'_{czs,e}$  /4.14/ i ryglowych  $S'_{bys,e}$  /4.15/, stosunku sztywności tych elementów względem siebie  $S'_{rs,e}$  /4.16/, sztywności układów słupów i rygli  $GA$  /4.10/ oraz sztywności całej konstrukcji  $\alpha_{lim}$  (tutaj jako miarę sztywności budynku wysokiego posłużono się wielkością ilorazu dopuszczalnego wychylenia wierzchołka konstrukcji) jest względnie mały.

Biorąc pod uwagę konstrukcje różniące się względem siebie liczbą rygli  $n_b$  na długościach rozważanych ram, ale poddanych działaniu obciążenia poziomego o podobnych wartościach (*BK37, BK43, BK50* i *BK47* na rys.5.37) zauważyć można, że, mając w uwadze pomijalny wpływ na wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach rozważanych powyżej parametrów sztywności elementów, parametr liczby rygli  $n_b$  na długości ramy ma duży wpływ na wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach. Dla mniejszych wartości parametru  $n_b$  otrzymuje się większe wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach (*BK37* i *BK43*  $\rightarrow n_b=18$ , *BK50* i *BK47*  $\rightarrow n_b=13$  na rys.5.37). Zgodnie z powyższym wnioskiem można stwierdzić, że wpływ liczby rygli  $n_b$  na długości rozważanej ramy jest odwrotnie proporcjonalny do uśrednionych wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach na  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji ramowo-powłokowej ustroju nośnego. Stwierdzenie powyższe jest

zgodne z założeniem /4.11/ przedstawionym w teoretyczno-doświadczalnym modelu pracy powłoki ramowej prezentowanym w Rozdziale 4.

Rozbieżności w wartościach momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach wzdłuż wysokości ustrojów o jednakowych liczbach rygli  $n_b$  na długości rozważanej ramy poddanej działaniu obciążenia poziomego o jednakowych wartościach (*BK37*, *BK43* oraz *BK50* i *BK47* na rys.5.37) można przypisać zeszywnieniom słupów  $r_c$  w węzłach ram, które zmniejszają długość elementu mogącego ulec odkształceniom giętnym i/lub postaciowym. Różnice w wartościach momentów zginających  $M_{cz,e}$  w obu grupach wykresów (*BK37*, *BK43* oraz *BK50* i *BK47*) wzrastają wraz ze smukłością konstrukcji  $\lambda_B$  oraz sztywnością konstrukcji  $\alpha_{lim}$ , które determinują dobór elementów słupowych i ryglowych o większych wymiarach poprzecznych ich przekrojów, a tym samym określają większe zeszywnienia tych elementów w węzłach ram. Stwierdzenie to potwierdza założenie /4.22/ przedstawione w teoretyczno-doświadczalnym modelu pracy powłoki ramowej prezentowane w Rozdziale 4 o konieczności uwzględnienia zeszywnień elementów w węzłach ram.

Zaburzenia w ciągłości linii wykresów w punktach zmiany sztywności konstrukcji (zmiany wymiarów przekrojów poprzecznych elementów ramowych powłoki ramowej) na 11, 21, 31, 41 i 51 kondygnacji również należy tłumaczyć zmianą wartości zeszywnienia słupów w węzłach na wysokości tych kondygnacji.

Na podstawie powyższych rozważań wyrażenie /4.29/ na momenty zginające  $M_{cz,e}$  w słupach przedstawione w teoretyczno-doświadczalnym modelu pracy powłoki ramowej zredukowano do postaci /5.96/.

$$M_{cz,e}^n(z) = K \cdot 0.5 \cdot V(z) \cdot (l_c)^b \cdot \left(\frac{1}{n_b}\right)^c \cdot \left(\frac{l_c - h_b}{l_c}\right) \quad /5.96/$$

- gdzie:  $M_{cz,e}^n$  - moment zginający w słupie w przekrojach utwierdzenia w licach rygli, [kNm],  
 $V(z)$  - suma wszystkich sił poziomych powyżej rozpatrywanej kondygnacji powłoki ramowej, [kN],  
 $l_c$  - długość osiowa słupów; wysokość kondygnacji; odległość punktów przegięcia słupów, [m],  
 $n_b$  - liczba rygli na długości ramy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego, [-],  
 $h_b$  - wysokość betonowego przekroju poprzecznego rygla, [m],  
 $K, b, c$  - wartości stałe ustalane empirycznie.

Na podstawie badań numerycznych przeprowadzonych zgodnie z przyjętym programem badań określono wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach należących do danych *RG10K<sub>i</sub>*. Na tej podstawie otrzymano zbiór 1440 wartości tej wielkości w *RG10K<sub>i</sub>*; o szerokim zakresie wielu zmiennych parametrów badawczych prezentowanych w tabelach Tab.5.17-36 i na wykresach na rys.5.22-35, który umożliwi korelację w sensie statystycznym parametrów prezentowanych w wyrażeniu /5.96/ i określenie wartości stałych empirycznych  $K$ ,  $b$  i  $c$ . Wielkości te będą zawierać w swojej wartości pośredni wpływ parametrów sztywności elementów i ustroju na wartość momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach /5.97/.

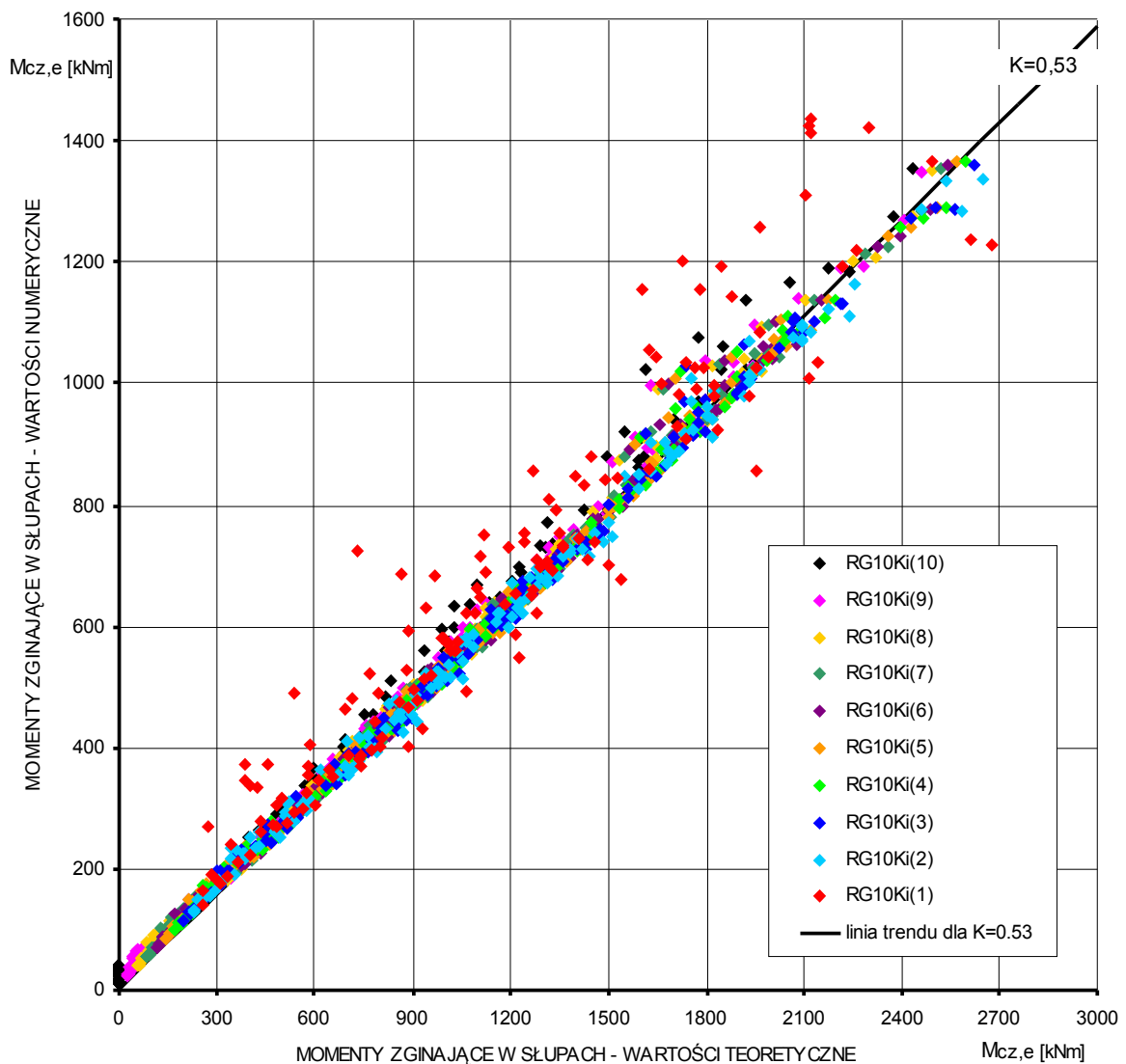
$$\{K, b, c\} = \left\{ GA, \Theta, S'_{czs,e}, S'_{rs,e}, \lambda_B, \frac{L_w}{L_f} \right\} \quad /5.97/$$

gdzie: wielkości jak w /4.14-16/ i /5.96/.

W analizie wariancji parametrów wyrażenia /5.96/ przyjęto wstępnie wartość parametrów  $b=1$ ,  $c=1$  oraz  $K=1$  i otrzymano wyrażenie /5.98/. Na podstawie poniższego wyrażenia porównano rozkłady wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach określonych na podstawie badań numerycznych w stosunku do wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach określonych teoretycznie na podstawie wyrażenia /5.98/. Na rys.5.39 przedstawiono graficzną interpretację porównania wartości obydwu wielkości.

$$M_{cz,e}^n(z) = 0.5 \cdot V(z) \cdot \frac{l_c}{n_b} \cdot \left( \frac{l_c - h_b}{l_c} \right) \quad /5.98/$$

gdzie:  $M_{cz,e}^n$  - moment zginający w słupie w przekrojach utwierdzenia w licach rygli, [kNm],  
pozostałe wielkości jak w /5.96/.

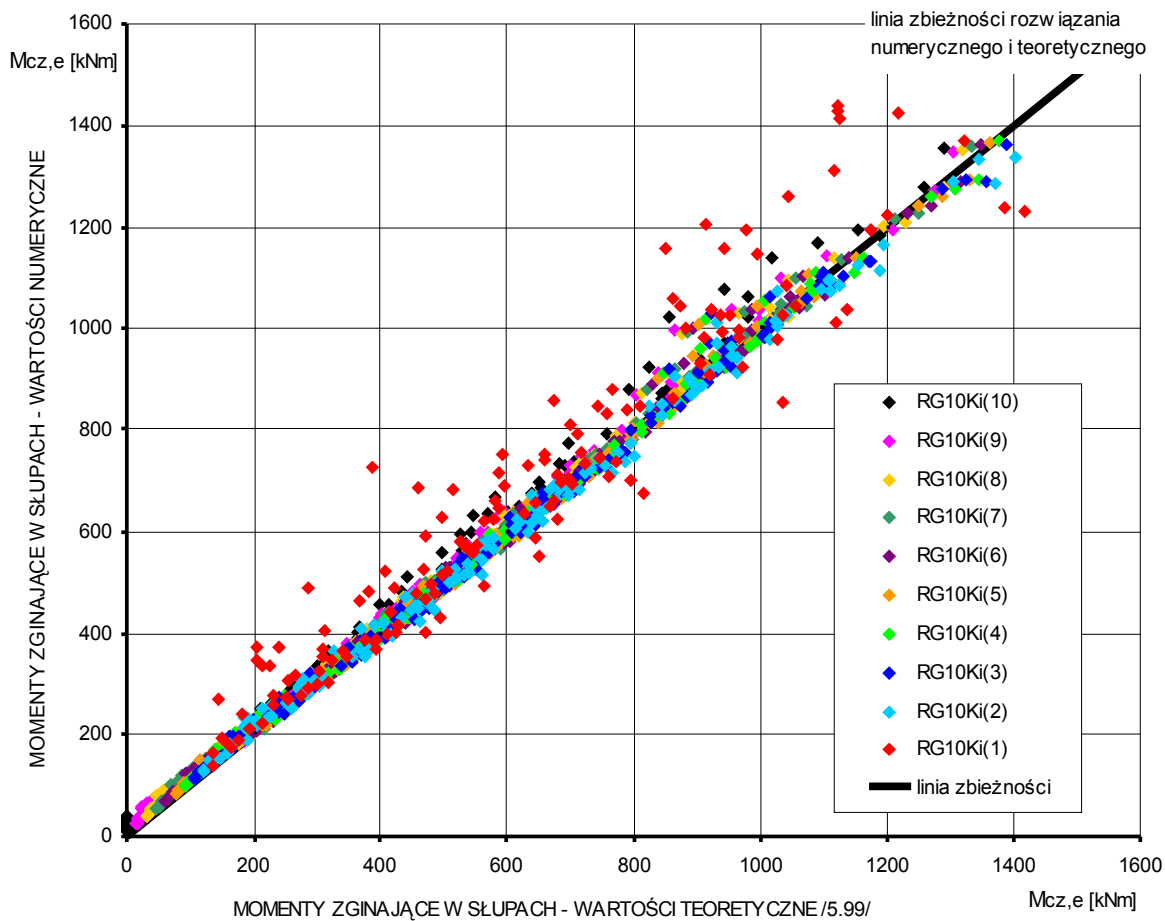


Rys.5.39. Wykres korelacji wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach określonych doświadczalnie na podstawie badań numerycznych i na podstawie wyrażenia /5.98/: RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>); linia ciągła – linia trendu rozkładu punktów dla  $K=0.53$

Na podstawie wykresu korelacji wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  otrzymanych doświadczalnie na podstawie badań numerycznych i na podstawie wyrażenia /5.98/ określono wartość parametru stałego empirycznego  $K=0,53$ ,  $b=1$  i  $c=1$ . Po podstawieniu wartości parametru  $K$ ,  $b$  i  $c$  do wyrażenia /5.96/ i jego przekształceniach wzór na uśrednioną wartość momentu zginającego w  $i$ -tych węzłach słupów na  $n$ -tej kondygnacji równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramy powłokowego ustroju nośnego betonowego budynku wysokiego opartą na teoretyczno-doświadczalnym modelu pracy powłoki ramowej o rzucie kwadratowym przyjmuje postać /5.99/.

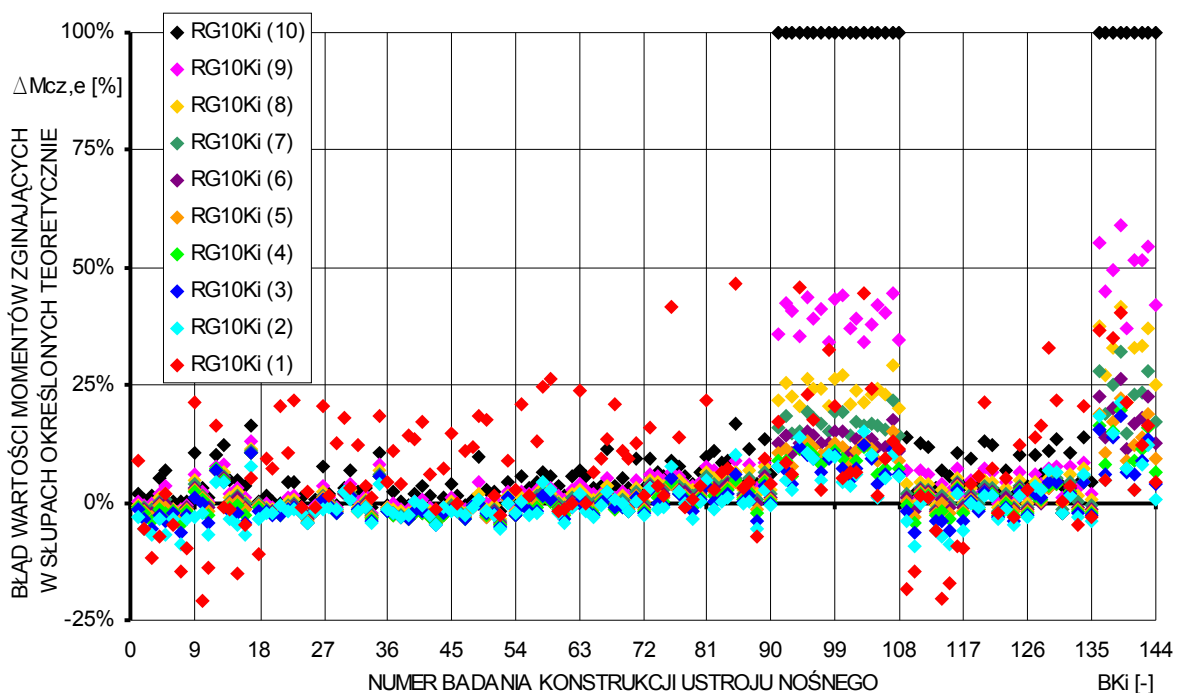
$$M_{cz,e}^n(z) = 0.265 \cdot V(z) \cdot \frac{l_c}{n_b} \cdot \frac{l_c - h_b}{l_c} = 0.265 \cdot V(z) \cdot \frac{l_c - h_b}{n_b} \quad /5.99/$$

- gdzie:  $M_{cz,e}^n$  - moment zginający w słupie w przekrojach utwierdzenia w licach rygli, [kNm],  
 $V(z)$  - suma wszystkich sił poziomych powyżej rozpatrywanej kondygnacji powłoki ramowej, [kN],  
 $l_c$  - długość osiowa słupów; wysokość kondygnacji; odległość punktów przegięcia słupów, [m],  
 $n_b$  - liczba rygli na długości ramy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego, [-],  
 $h_b$  - wysokość betonowego przekroju poprzecznego rygla, [m].



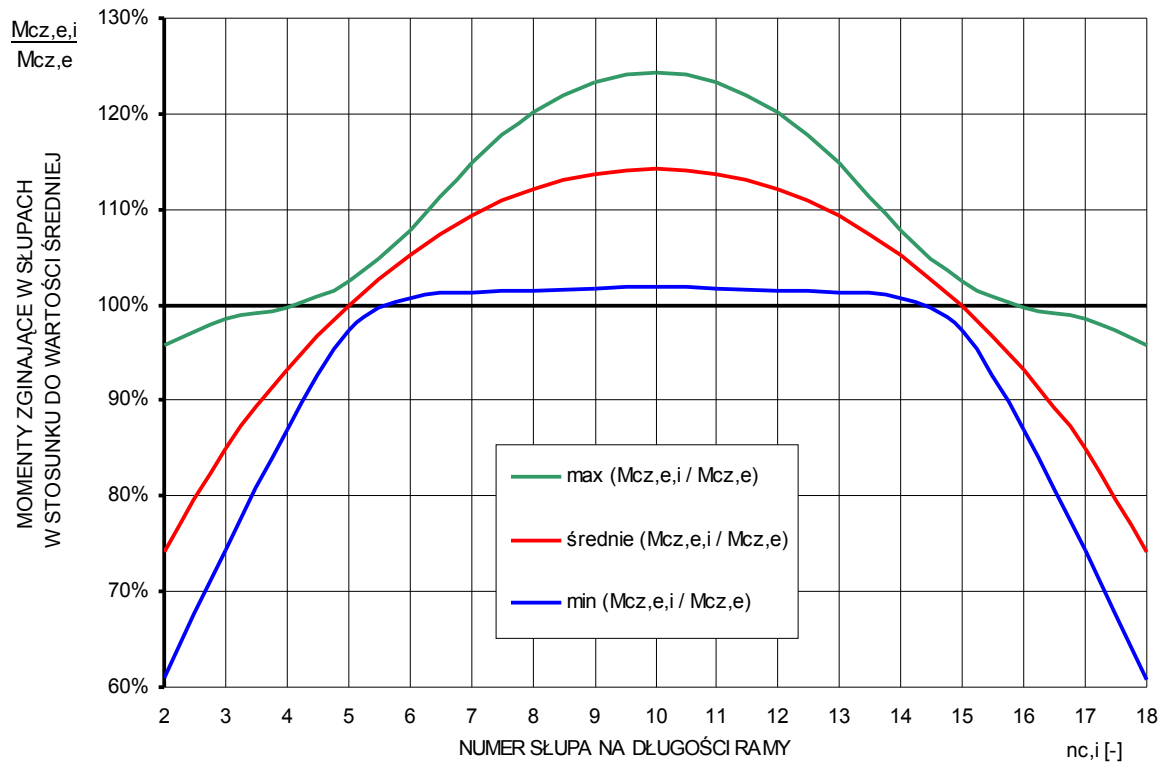
Rys.5.40. Wykres wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach określonych doświadczalnie na podstawie badań numerycznych i teoretycznie na podstawie wyrażenia /5.99/: RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>); linia ciągła - linia zbieżności wartości obu rozwiązań

Na rys.5.40 przedstawiono wykres porównania wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach określonych doświadczalnie na podstawie badań numerycznych i określonych teoretycznie na podstawie wyrażenia /5.99/, a na rys.5.41 błąd względny procentowy  $\Delta M_{cz,e}$  wartości tej wielkości określonych teoretycznie. Linia prosta na rys.5.40 ilustruje przypadek, gdy wynik otrzymany na drodze obliczeń numerycznych i według teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej jest identyczny. Na rys.5.39-41 można zauważyć, że wartości numeryczne i wartości teoretyczne wykazują dużą zgodność, a średni błąd wynosi ok. 5%. Największe odstępstwa od tej zgodności zostały określone w słupach najwyższych kondygnacji w badanych konstrukcjach (badania BK90÷108 i BK135÷144 na rys.5.41, błąd  $\Delta M_{cz,e}$  10-100%!) i kondygnacji pośrednich, w których ma miejsce zmiana sztywności elementów i miar zeszywnień węzłów (tutaj kondygnacje 10-11, 20-21, 30-31, 40-41, 50-51 → punkty koloru czerwonego i czarnego na rys.5.39-41, błąd  $\Delta M_{cz,e}$  15÷25%). Podobne zaburzenia w spodziewanym rozkładzie wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach można zaobserwować na rys.5.37. Na zwiększenie wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach pierwszych kondygnacji i wzrost błędu  $\Delta M_{cz,e}$  znaczny wpływ ma moment utwierdzenia słupów w podstawie konstrukcji budynku (badania BK1÷18 i BK108÷117 na rys.5.41), a w słupach ostatnich kondygnacji (badania BK90÷108 i BK135÷144 na rys.5.41) swobodny koniec konstrukcji budynku, dla którego wartość sił ścinających  $V(z)$  (rys.5.38) szybko maleje do zera i generuje rzeczywiste oraz teoretyczne momenty zginające  $M_{cz,e}$  o małych wartościach, ale o dużych różnicach danych wartości względem siebie.

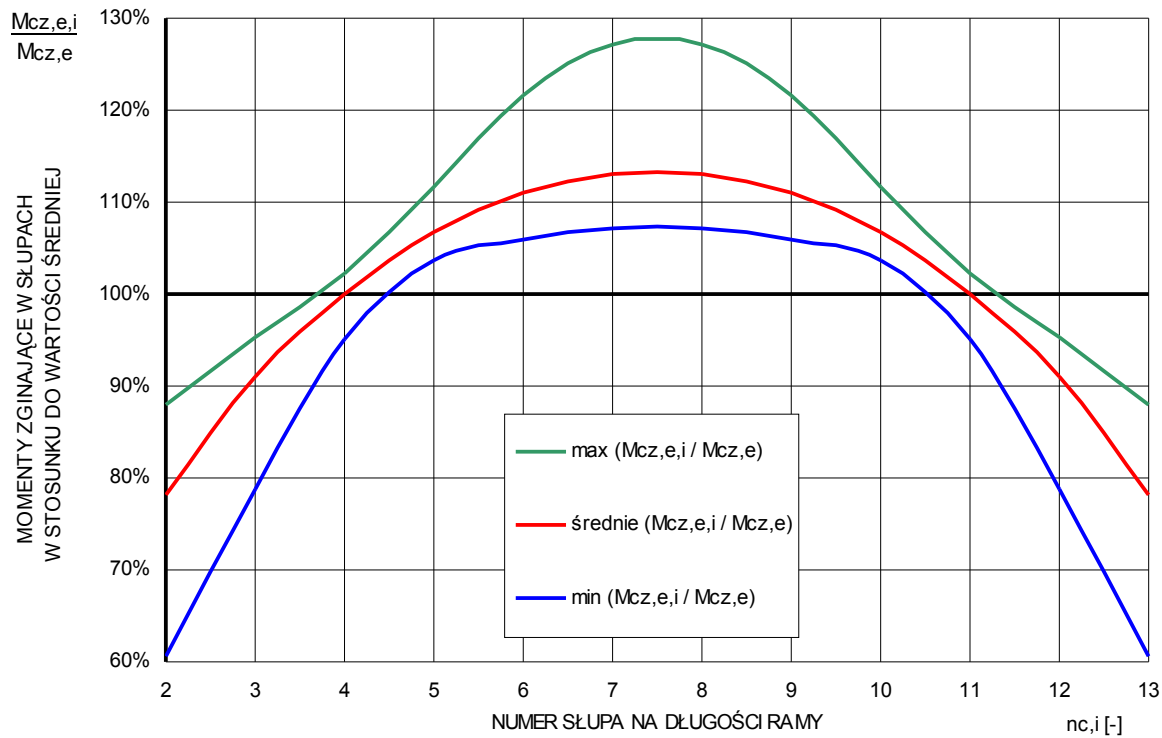


Rys.5.41. Błąd względny średniej wartości momentu zginającego  $\Delta M_{cz,e}$  w słupach określonych teoretycznie /5.99/ w poszczególnych numerach badań BKi: RG10Ki(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10Ki) w poszczególnych badaniach konstrukcji BKi (→Tab.5.38)

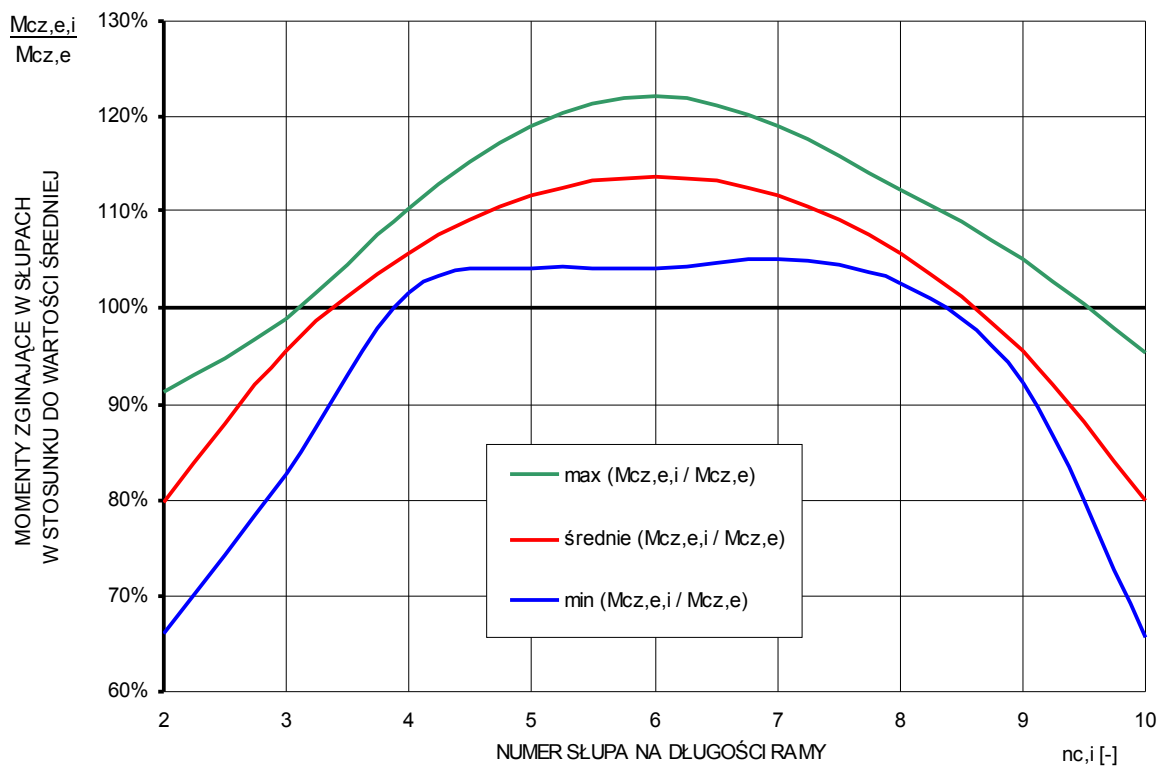
Na rys.5.42-46 przedstawiono rozkład momentów zginających  $M_{cz,e,i}$  w  $i$ -tych słupach danej kondygnacji na długości ramy /5.100/ (bez słupów narożnych) w stosunku do uśrednionej wartości momentu zginającego  $M_{cz,e}$  określonej na podstawie wyrażenia /5.95/ dla tej kondygnacji. Wykresy obejmują wyniki wszystkich programów badawczych.



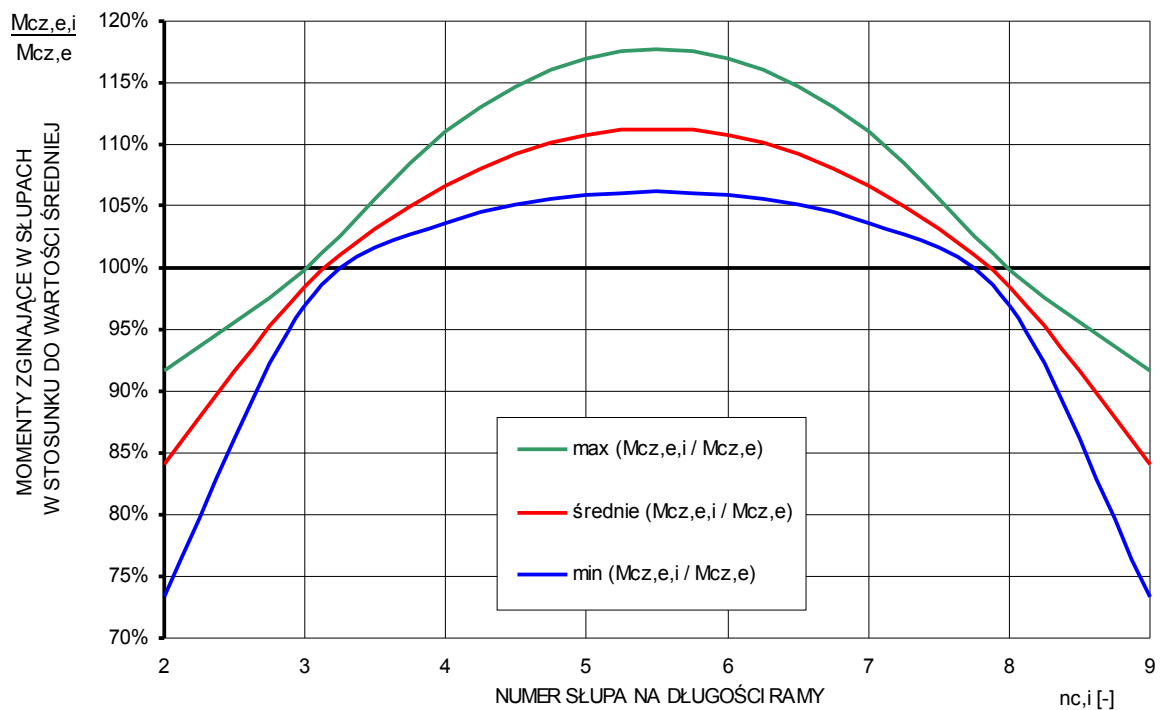
Rys.5.42. Rozkład wartości momentów zginających  $M_{cz,e,i}/5.100/$  w słupach na długości ramy w stosunku do ich wartości średniej  $/5.95/$  w ustroju ramowo-powłokowym składającym się z 19 słupów



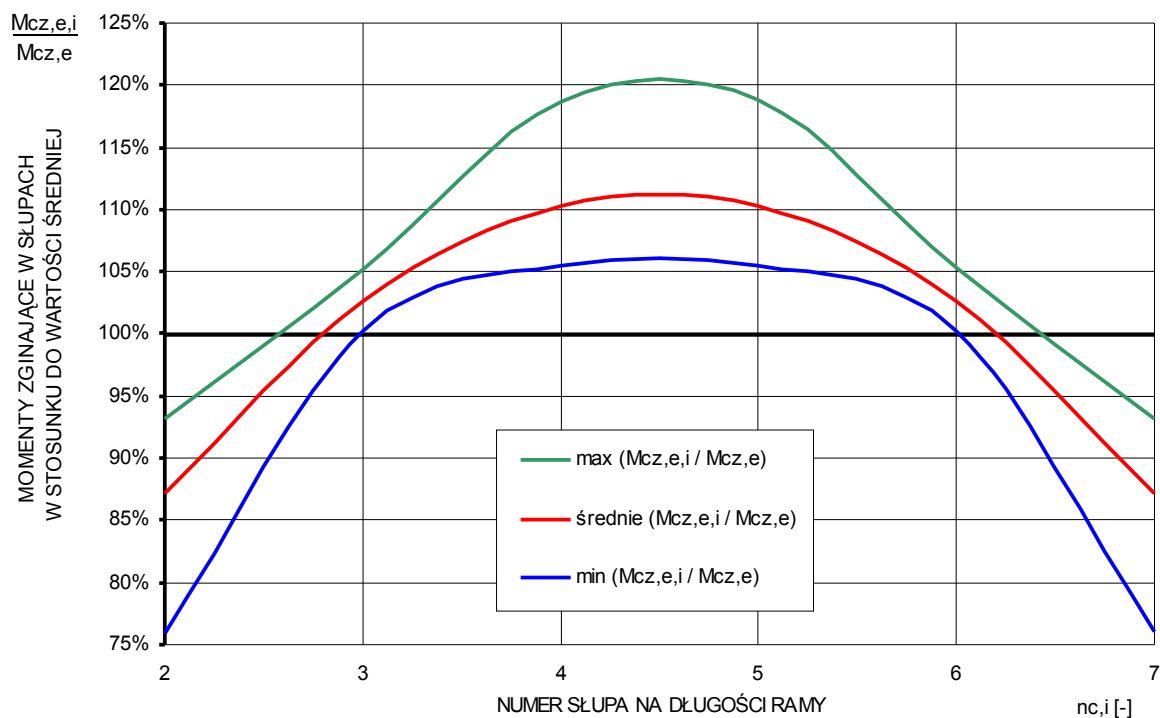
Rys.5.43. Rozkład wartości momentów zginających  $M_{cz,e,i}/5.100/$  w słupach na długości ramy w stosunku do ich wartości średniej  $/5.95/$  w ustroju ramowo-powłokowym składającym się z 14 słupów



Rys.5.44. Rozkład wartości momentów zginających  $M_{cz,e,i}/5.100/$  w słupach na długości ramy w stosunku do ich wartości średniej  $/5.95/$  w ustroju ramowo-powłokowym składającym się z 11 słupów



Rys.5.45. Rozkład wartości momentów zginających  $M_{cz,e,i}/5.100/$  w słupach na długości ramy w stosunku do ich wartości średniej  $/5.95/$  w ustroju ramowo-powłokowym składającym się z 10 słupów



Rys.5.46. Rozkład wartości momentów zginających  $M_{cz,e,i}/5.100/$  w słupach na długości ramy w stosunku do ich wartości średniej  $/5.95/$  w ustroju ramowo-powłokowym składającym się z 8 słupów

$$M_{cz,e,i}^n = \max \left\{ |M_{cz,e,i}^{n-d}|, |M_{cz,e,i}^{n-g}| \right\} \quad /5.100/$$

gdzie:  $M_{cz,e,i}^n$  - maksymalna wartość momentu zginającego słupie w  $i$ -tym węźle na długości ramy w przekrojach utwierdzenia w licach rygli w danym węźle  $n$ -tej kondygnacji ramy, [kNm],

$M_{cz,e,i}^{n-d}$  - moment zginający w płaszczyźnie ramy słupie w  $i$ -tym węźle na długości ramy w przekroju utwierdzenia w licu rygla poniżej węzła  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji, [kNm],

$M_{cz,e,i}^{n-g}$  - moment zginający w płaszczyźnie ramy w słupie w  $i$ -tym węźle na długości ramy w przekroju utwierdzenia w licu rygla powyżej węzła  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji, [kNm].

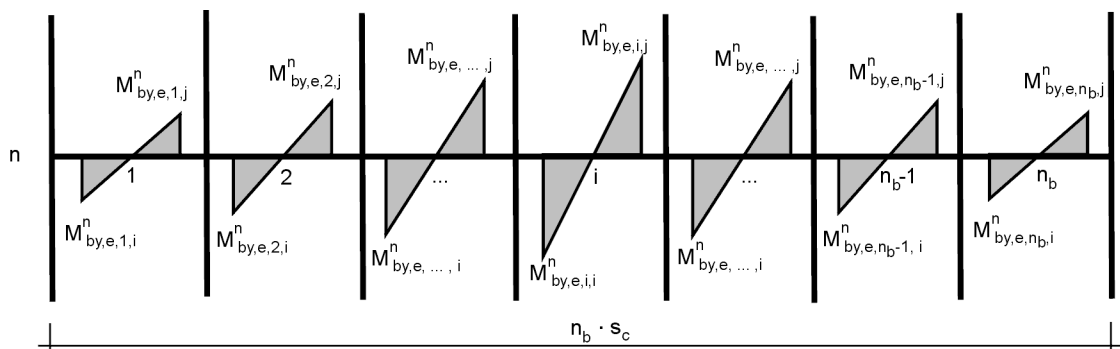
Na podanych wykresach na rys.5.42-46 można zauważyć, że w słupach środkowych wartości momentów zginających  $M_{cz,e,i}$  przyjmują największe wartości i zmniejszają się one w kolejnych słupach w kierunku słupów narożnych (w słupach narożnych wartości momentów  $M_{cz,e,i}$  są jeszcze mniejsze). W słupach środkowych wartości momentów zginających  $M_{cz,e,i}$  są większe w stosunku do wartości uśrednionego momentu zginającego  $M_{cz,e}$  na wysokości danej kondygnacji o ok. 5÷20% (średnia wzrostu wartości  $M_{cz,e}$  o ok. 15%), a w słupach zlokalizowanych najbliżej słupów narożnych wartość ta jest mniejsza o ok. 10÷40% w stosunku do wartości uśrednionego momentu zginającego  $M_{cz,e}$  (średnie zmniejszenie wartości  $M_{cz,e}$  o ok. 20%). Zróżnicowanie rozkładu wartości momentów zginających  $M_{cz,e,i}$  w słupach na długości ramy należy tłumaczyć wpływem sztywności słupów i rygli ( $S'_{czs,e}$ ,  $S'_{bys,e}$ ,  $S'_{rs,e}$ ,  $GA$ ) danej ramy, liczbą słupów na długości ramy  $n_c$  i wymiarami ich rozstawów osiowych  $s_c$  oraz, co najważniejsze, wpływem sztywności ram prostopadłych do rozpatrywanej ramy w powłoce i wzajemną współpracą tych ram (siły wzajemnego oddziaływania między ramami).



Przyjmując do przeprowadzonej powyżej analizy wariancji wartość uśrednioną momentu zginającego  $M_{cz,e}$  w słupach na wysokości danej kondygnacji uśredniono i zminimalizowano bezpośredni wpływ wymienionych powyżej parametrów na wartości momentów zginających  $M_{cz,e,i}$  w słupach na długości ramy. Umożliwiło to korelację w sensie statystycznym rozważanych we wzorze /5.96/ parametrów oraz dobór stałych empirycznych  $b$ ,  $c$  i  $K$  /5.97/ obejmujących swoją wartością uśredniony wpływ tych parametrów o przyjętym zakresie badanych wartości:  $S'_{rs,e}=0.3\div 3.33$ ,  $GA=0.15\div 17.3$  GN,  $r_c=0.5\div 0.9$ .

### 5.10.2. Momenty zginające w ryglach ram powłoki ramowej

Rozkład momentów zginających  $M_{by,e}^n$  w ryglach równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramie powłoki ramowej na  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji ramowo-powłokowej wywołanych obciążeniem poziomym przedstawiono na rys.5.47.



Rys.5.47. Momenty zginające w ryglach w płaszczyźnie ramy w równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramie powłoki ramowej na  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji budynku

Wartości momentów zginających  $M_{by,e,i,i}^n$  i  $M_{by,e,i,j}^n$  w ryglach ram równoległych do kierunku obciążenia poziomego na  $n$ -tej kondygnacji w przekrojach ich utwierdzenia  $i$  oraz  $j$  w licach słupów wzrastają w kierunku środkowych rygli zgodnie z poniższymi zależnościami /5.101-103/.

$$|M_{by,e,1,i}^n| \leq |M_{by,e,2,i}^n| \leq \dots \leq |M_{by,e,i,i}^n| \geq \dots \geq |M_{by,e,n_b-1,i}^n| \geq |M_{by,e,n_b,i}^n| \quad /5.101/$$

$$|M_{by,e,1,j}^n| \leq |M_{by,e,2,j}^n| \leq \dots \leq |M_{by,e,i,j}^n| \geq \dots \geq |M_{by,e,n_b-1,j}^n| \geq |M_{by,e,n_b,j}^n| \quad /5.102/$$

$$|M_{by,e,i,i}^n| \neq |M_{by,e,i,j}^n| \quad \vee \quad |M_{by,e,i,i}^n| = |M_{by,e,i,j}^n| \quad /5.103/$$

gdzie:  $M_{by,e,i,i}^n$  - moment zginający w płaszczyźnie ramy w  $i$ -tym ryglu na długości ramy w  $i$ -tym przekroju utwierdzenia w licu słupa na  $n$ -tej kondygnacji ustroju powłokowego, [kNm],

$M_{by,e,i,j}^n$  - moment zginający w płaszczyźnie ramy w  $i$ -tym ryglu na długości ramy w  $j$ -tym przekroju utwierdzenia w licu słupa na  $n$ -tej kondygnacji ustroju powłokowego, [kNm].

Do celów badawczych uśredniono wartości momentów zginających  $M_{by,e}^n$  w ryglach w płaszczyźnie ramy występujące w  $i$ -tych i  $j$ -tych węzłach rygli  $n$ -tej kondygnacji /5.104/, które odpowiadają wartościom momentów zginających  $M_{by,e}^n$  w ryglach  $n$ -tej kondygnacji w modelu pracy powłoki ramowej /4.21/. W poniższym wyrażeniu uwzględniono wszystkie rygle na długościach rozpatrywanych ram powłoki ramowej.

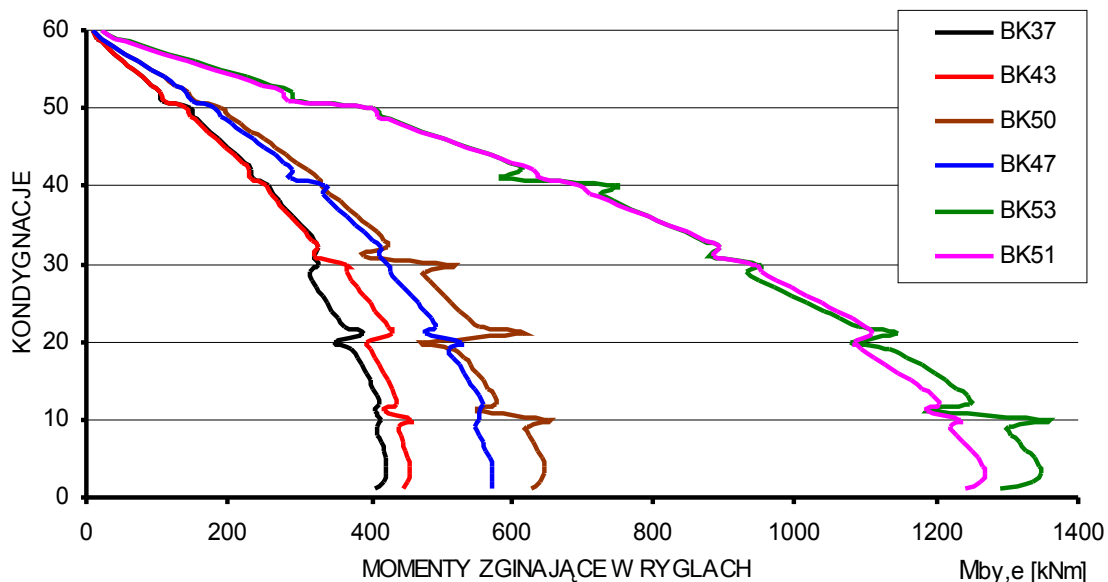
$$M_{by,e}^n = \frac{1}{n_b} \cdot \sum_{i=1}^{n_b} (M_{by,e,i}^n) = \frac{1}{n_b} \cdot \sum_{i=1}^{n_b} \max \left\{ |M_{by,e,i,i}^n|, |M_{by,e,i,j}^n| \right\} \quad /5.104/$$

- gdzie:  $M_{by,e}^n$  - średnia maksymalna wartość momentu zginającego w ryglu w płaszczyźnie ramy w przekrojach utwierdzenia w licach słupa  $n$ -tej kondygnacji ramy, [kNm],
- $M_{by,e,i}^n$  - maksymalna wartość momentu zginającego w  $i$ -tym ryglu na długości ramy w przekrojach utwierdzenia w licach słupów  $n$ -tej kondygnacji ramy, [kNm],
- $n_b$  - liczba rygli na długości ramy powłoki ramowej, [-],
- pozostałe wielkości jak we wzorach /5.101-103/.

Na podstawie wyrażenia /5.104/ określono uśrednione wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  na każdej kondygnacji we wszystkich 144 konstrukcjach ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich objętych przeprowadzonymi 10 programami badań (budynki 40- i 60-kondygnacyjne rozpatrywano łącznie).

Na rys.5.48 przedstawiono przykładowe wykresy uśrednionych wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach na wysokości każdej kondygnacji wzdłuż wysokości badanych konstrukcji budynków wysokich. W tabeli Tab.5.39 przedstawiono wybrane parametry przykładowych konstrukcji ramowo-powłokowych betonowych budynków wysokich o różnych względem siebie sztywnościach wzdłuż ich wysokości. Szczegółowe parametry prezentowanych konstrukcji zawarto w Tab.5.17, Tab.5.21, Tab.5.28, Tab.5.31 i Tab.5.32.

Prezentowane na rys.5.46 linie wykresów momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach ram powłoki ramowej charakteryzują się wysoką zbieżnością kształtu do linii rozkładów sił ścinających w prezentowanych konstrukcjach nośnych wzdłuż ich wysokości (rys.5.38).



Rys.5.48 Wykresy momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach ram powłoki wzdłuż wysokości przykładowych konstrukcji ramowo-powłokowych betonowych budynków wysokich (opis w tabeli Tab.5.39)

Zgodności kształtów linii wykresów momentów zginających  $M_{by,e}$  (BK37, BK43, BK50, BK47, BK53 i BK51 na rys.5.48) i sił tnących  $V$  (rys.5.38) potwierdzają założenie

teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej przedstawione w Rozdziale 4 dotyczące liniowej i proporcjonalnej zależności średnich wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  od rozkładu wartości sił ścinających przypadających na każdą z równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ramowej wzdłuż ich wysokości.

Dla konstrukcji ustrojów ramowo-powłokowych o jednakowych smukłościach  $\lambda_B$ , rozstawach słupów  $s_c$  i ich długościach osiowych  $l_c$  oraz liczbie rygli na długości ramy  $n_b$ , ale o różnych sztywnościach  $\alpha_{lim}$  poddanych działaniu obciążenia poziomego o jednakowych wartościach zauważyć można, że momenty zginające w ryglach  $M_{by,e}$  na tych wykresach przybierają porównywalne względem siebie wartości wzdłuż wysokości rozważanych konstrukcji budynku (*BK37* i *BK43* oraz *BK50* i *BK47* na rys.5.46). Można na tej podstawie wysunąć wniosek, że bezpośredni wpływ sztywności giętej słupów  $S'_{czs,e}$  /4.14/ i sztywności giętej rygli  $S'_{bys,e}$  /4.15/, stosunku sztywności tych elementów względem siebie  $S'_{rs,e}$  /4.16/, sztywności prostokątnych układów słupów i rygli *GA* /4.10/ oraz sztywności całej konstrukcji  $\alpha_{lim}$  (tutaj jako miarą sztywności budynku wysokiego posłużono się wielkością ilorazu dopuszczalnego wychylenia wierzchołka konstrukcji) na wartości rozważanych momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach jest względnie mały.

Biorąc pod uwagę konstrukcje budynków różniące się względem siebie liczbą rygli  $n_b$  na długościach rozważanych ram, ale poddanych działaniu obciążenia poziomego o podobnych wartościach (*BK37*, *BK43*, *BK50* i *BK47* na rys.5.48) zauważyć można, że, mając w uwadze pomijalny wpływ na wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach rozważanych powyżej parametrów sztywności elementów, parametr liczby rygli  $n_b$  na długości ramy ma duży wpływ na wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach. Dla mniejszych wartości parametru  $n_b$  otrzymuje się większe wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach (*BK37* i *BK43*  $\rightarrow n_b=18$ , *BK50* i *BK47*  $\rightarrow n_b=13$  na rys.5.48). Zgodnie z powyższym wnioskiem można stwierdzić, że wpływ liczby rygli  $n_b$  na długości rozważanej ramy jest odwrotnie proporcjonalny do uśrednionych maksymalnych wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach na  $n$ -tej kondygnacji ustroju ramowo-powłokowego. Stwierdzenie powyższe jest zgodne z założeniem /4.11/ przedstawionym w teoretyczno-doświadczalnym modelu pracy powłoki ramowej prezentowanym w Rozdziale 4.

Różnice w wartościach momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach wzdłuż wysokości budynków o jednakowej liczbie rygli  $n_b$  na długości rozważanej ramy poddanej działaniu obciążenia poziomego o jednakowych wartościach (*BK37*, *BK43*, *BK50* i *BK47* na rys.5.48) można przypisać zeszywnieniom rygli  $r_b$  w węzłach ram, które zmniejszają długość elementu mogącego ulec odkształceniom giętym i/lub postaciowym. Różnice w wartościach momentów zginających  $M_{by,e}$  w obu grupach wykresów (*BK37* i *BK43* oraz *BK50* i *BK47*) wzrastają wraz ze smukłością  $\lambda_B$  oraz sztywnością ustroju nośnego  $\alpha_{lim}$ , które determinują dobór elementów słupowych i ryglowych o większych wymiarach poprzecznych ich przekrojów, a tym samym określają miarę zeszywnienia tych elementów w węzłach ram. Stwierdzenie to potwierdza założenie /4.21/ przedstawione w teoretyczno-doświadczalnym modelu pracy powłoki ramowej prezentowanej w Rozdziale 4 o konieczności uwzględnienia zeszywnień elementów w węzłach ram.

Zaburzenia w ciągłości linii wykresów w punktach zmiany sztywności ustroju nośnego (zmiany wymiarów przekrojów poprzecznych elementów ramowych powłoki) na kondygnacjach 10-11, 20-21, 30-31, 40-41 i 50-51 należy tłumaczyć zmianą wartości zeszywnienia słupów w węzłach na poziomach tych kondygnacji i ich wpływem na wartości obrotów węzłów ram.

Na podstawie powyższych rozważań wyrażenie /4.28/ na momenty zginające  $M_{by,e}$  w ryglach w prezentowanym modelu pracy powłoki ramowej zredukowano do postaci /5.105/.

$$M_{by,e}^n(z) = K \cdot 0.5 \cdot V(z) \cdot (l_c)^b \cdot \left(\frac{1}{n_b}\right)^c \cdot \left(\frac{s_c - b_c}{s_c}\right) \quad /5.105/$$

gdzie:  $M_{by,e}^n$  - moment zginający w ryglu w przekrojach utwierdzenia w licach słupach, [kNm],  
 $V(z)$  - suma wszystkich sił poziomych powyżej rozpatrywanej kondygnacji powłoki ramowej, [kN],  
 $l_c$  - długość osiowa słupów; wysokość kondygnacji; odległość punktów przegięcia słupów, [m],  
 $n_b$  - liczba rygli na długości ramy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego, [-],  
 $b_c$  - szerokość betonowego przekroju poprzecznego słupa, [m],  
 $K, b, c$  - wartości stałe ustalane empirycznie, [-].

Na podstawie badań numerycznych przeprowadzonych zgodnie z przyjętym programem badań określono wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach należących do  $RG10K_i$  w danym badaniu. Na tej podstawie otrzymano zbiór 1440 wartości tej wielkości w  $RG10K$  o szerokim zakresie wielu zmiennych parametrów badawczych prezentowanych w tabelach Tab.5.17-36 i na wykresach na rys.5.22-35, które umożliwią korelację w sensie statystycznym parametrów prezentowanych w wyrażeniu /5.105/ i pozwolą określić wartości stałych empirycznych  $K, b$  i  $c$ . Wielkości te uwzględniają pośredni wpływ parametrów sztywności elementów na wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach zgodnie z poniższym wyrażeniem /5.106/.

$$\{K, b, c\} = \left\{ GA, \Theta, S'_{czs,e}, S'_{rs,e}, \lambda_B, \frac{L_w}{L_f} \right\} \quad /5.106/$$

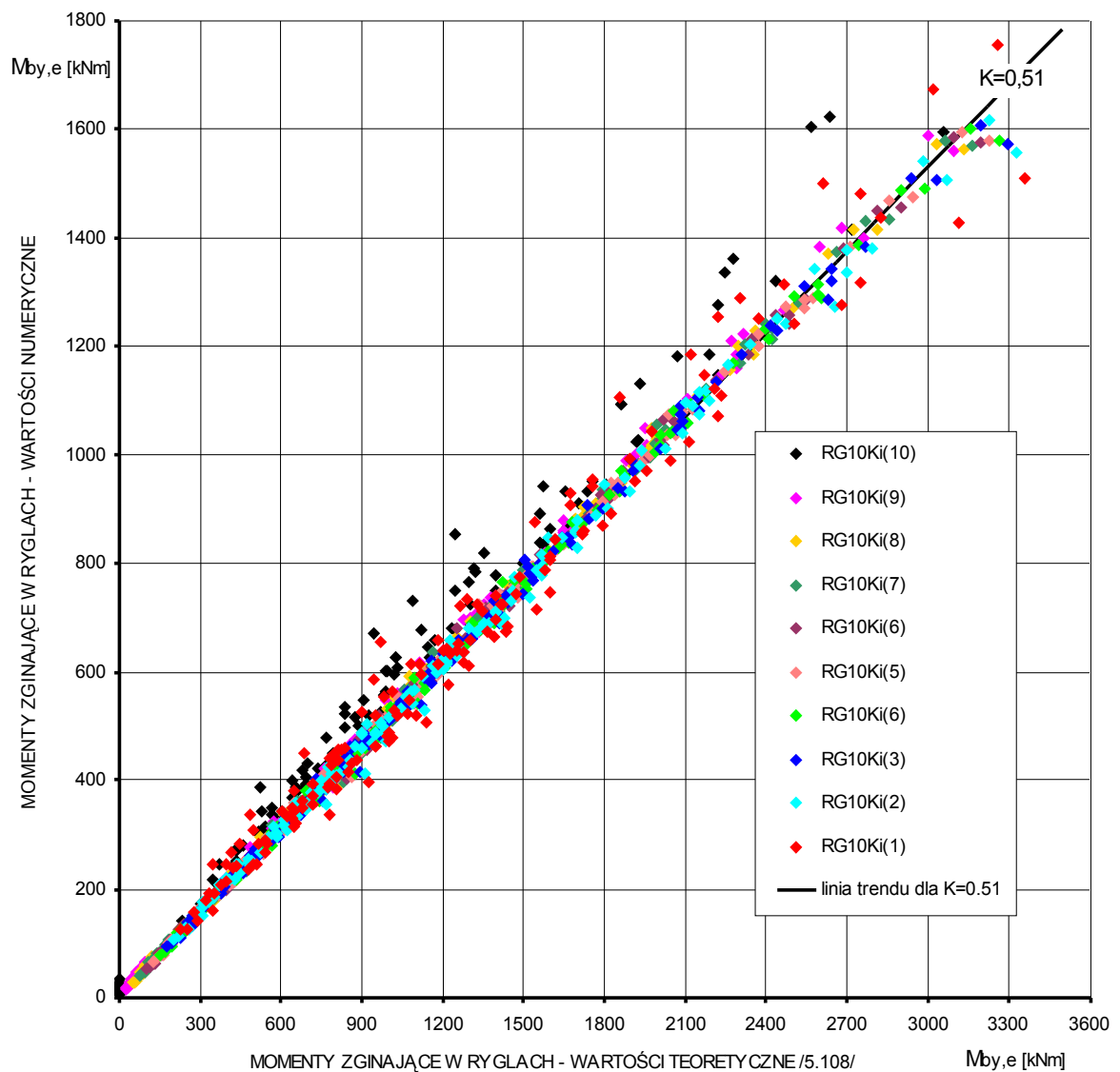
gdzie: wielkości jak w /4.14-16/ i /5.105/.

W analizie wariancji parametrów wyrażenia /5.106/ przyjęto wstępnie wartość parametru  $b=1, c=1$  i  $K=1$ , co umożliwi uproszczenie korelacji tych parametrów i określenie rzeczywistych wartości niewiadomych stałych empirycznych. Wykres rozkładu wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach określonych na podstawie badań numerycznych w stosunku do wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach określonych teoretycznie stworzono na podstawie poniższego wyrażenia /5.107/ i przedstawiono graficznie na rys.5.49.

$$M_{by,e}^n(z) = 0.5 \cdot V(z) \cdot \frac{l_c}{n_b} \cdot \left(\frac{s_c - b_c}{s_c}\right) \quad /5.107/$$

gdzie: wielkości jak w /5.105/.

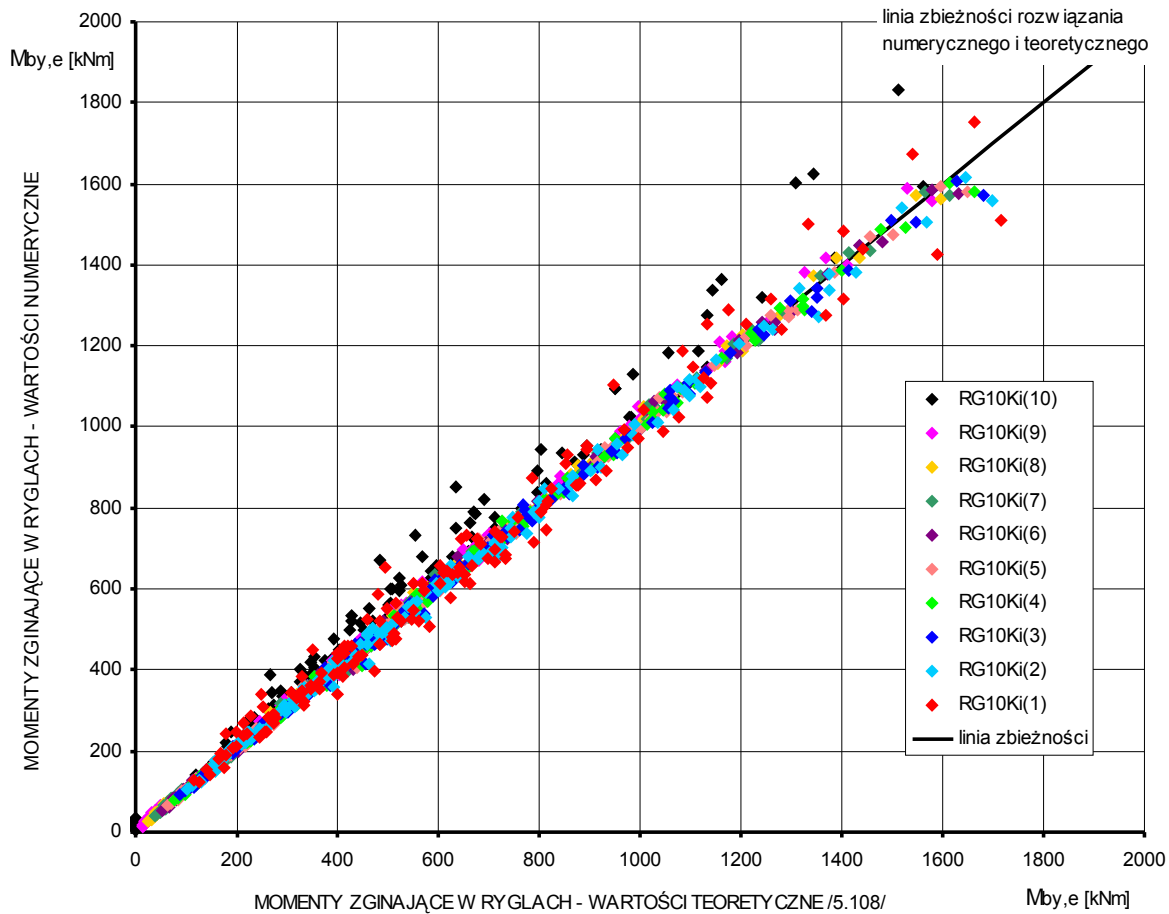
Na podstawie wykresu korelacji wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  otrzymanych doświadczalnie na podstawie badań numerycznych i na podstawie wyrażenia /5.107/ określono wartość parametru empirycznego  $K=0,51$  oraz  $b=1$  i  $c=1$ . Po podstawieniu wartości parametru  $K$  do wyrażenia /5.105/ i jego przekształceniach wzór na uśrednioną wartość momentu zginającego  $M_{by,e}^n$  w ryglach na  $n$ -tej kondygnacji równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramy powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego opartą na prezentowanym teoretyczno-doświadczalnym modelu pracy rozważanej powłoki ramowej przyjmuje postać /5.108/.



Rys.5.49. Wykres korelacji wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach określonych doświadczalnie na podstawie badań numerycznych i na podstawie wyrażenia /5.107/: RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>); linia ciągła – linia trendu rozkładu punktów dla  $K=0.51$

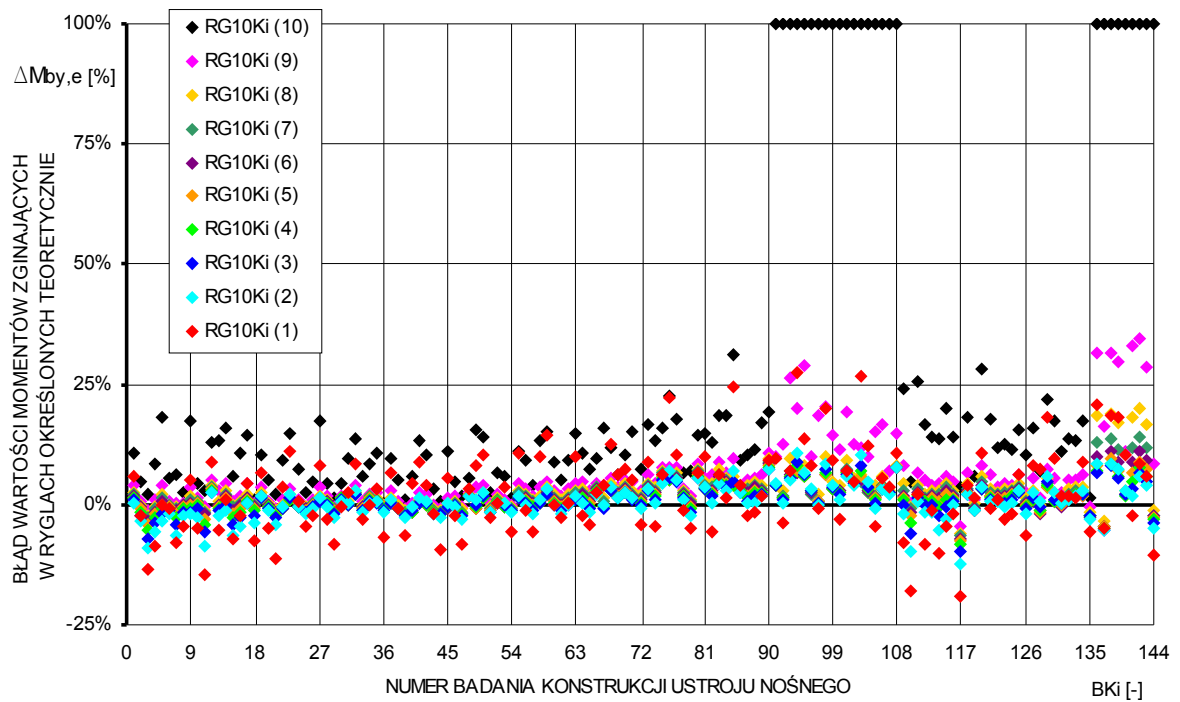
$$M_{by,e}^n(z) = 0.255 \cdot V(z) \cdot \frac{l_c}{n_b} \cdot \left( \frac{s_c - b_c}{s_c} \right) \quad /5.108/$$

- gdzie:  $M_{by,e}^n$  - moment zginający w ryglu w przekrojach utwierdzenia w licach słupów, [kNm],  
 $V(z)$  - suma wszystkich sił poziomych powyżej rozpatrywanej kondygnacji powłoki ramowej, [kN],  
 $l_c$  - długość osiowa słupów, [m],  
 $s_c$  - rozstaw osiowy słupów i rozpiętość rygli, [m],  
 $n_b$  - liczba rygli na długości ramy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego, [-],  
 $b_c$  - szerokość betonowego przekroju poprzecznego słupa, [m].

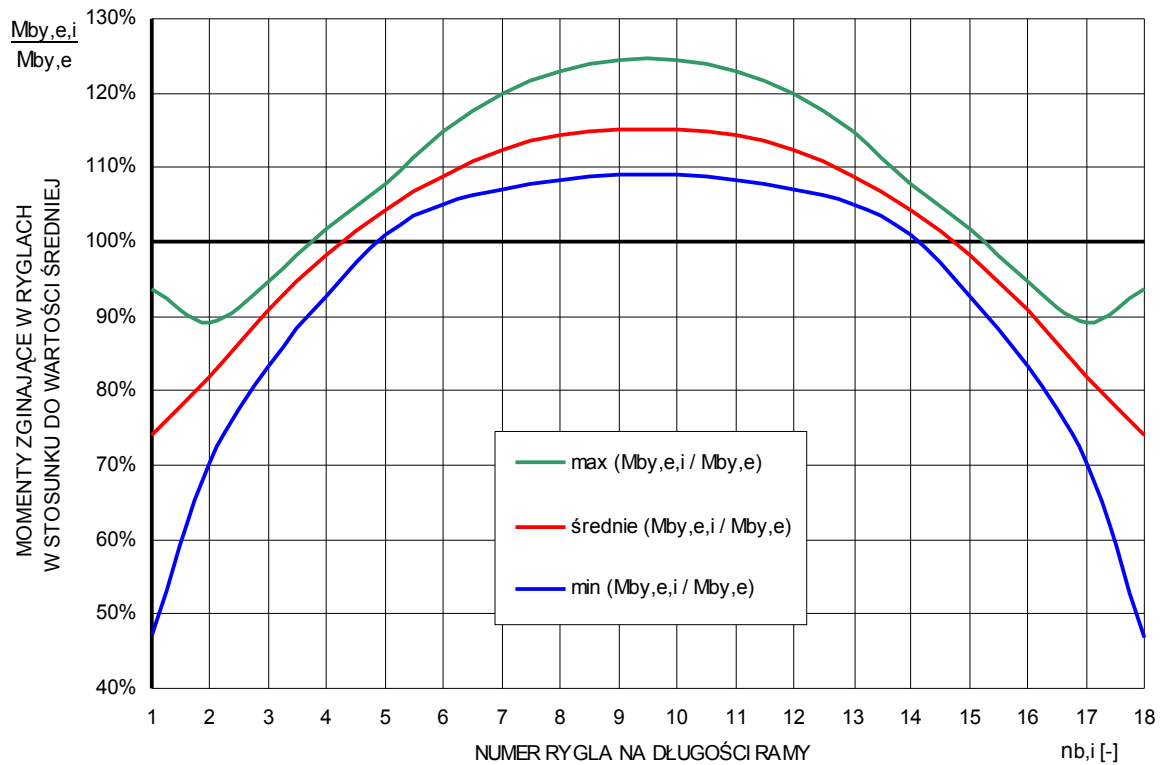


Rys.5.50. Wykres wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach określonych doświadczalnie na podstawie badań numerycznych i teoretycznie na podstawie wyrażenia /5.108/:  $RG10K_i(n)$  –  $n$ -ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji ( $RG10K_i$ ); linia ciągła – linia zbieżności obydwu rozwiązań

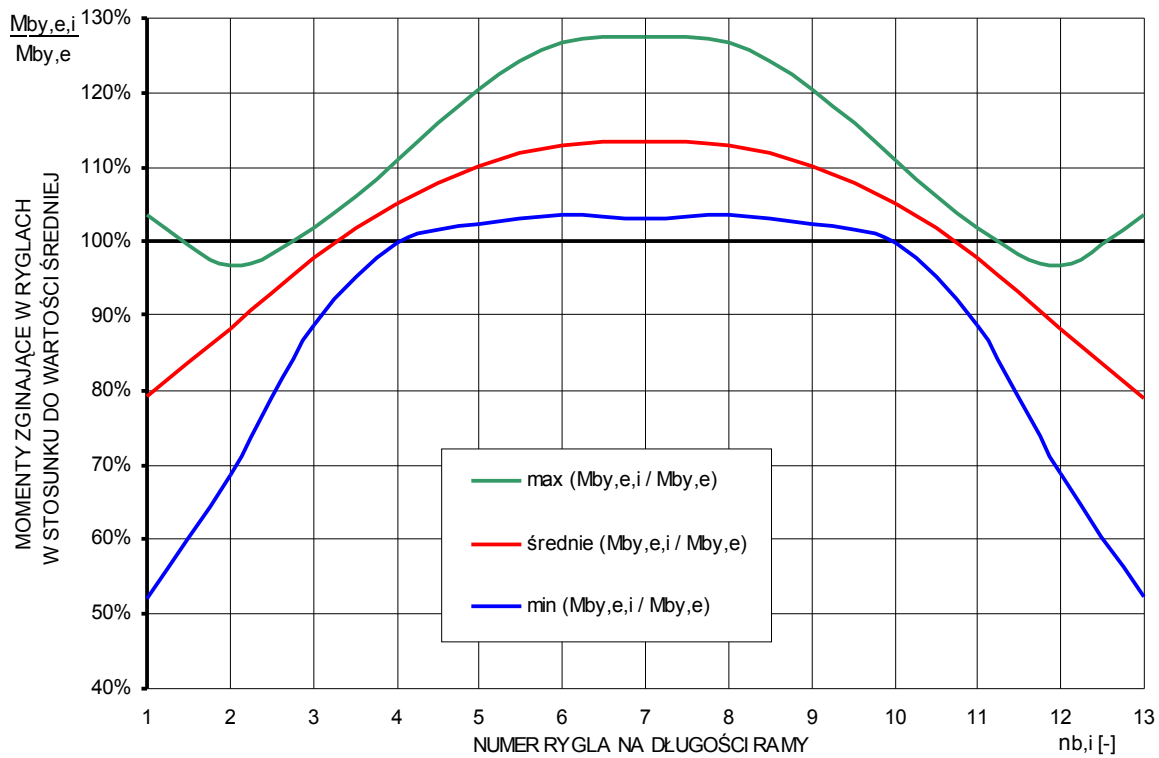
Na rys.5.50 przedstawiono wykres porównania wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach określonych na podstawie badań numerycznych i określonych teoretycznie na podstawie wyrażenia /5.108/, a na rys.5.51 błąd względny procentowy  $\Delta M_{by,e}$  momentu zginającego  $M_{by,e}$  określonego teoretycznie. Prezentowana na rys.5.50 linia prosta obrazuje przypadek, gdy wynik otrzymany na drodze obliczeń numerycznych i wzoru /5.108/ jest identyczny. Na rys.5.50-51 można zauważyć, że wartości numeryczne i wartości teoretyczne wykazują dużą zgodność, średni błąd wynosi ok. 2.5%. Największe odstępstwa od tej zgodności zostały określone dla rygli dwóch ostatnich kondygnacji w badanych ustrojach nośnych (badania BK90÷108 i BK135÷144 na rys.5.41, błąd  $\Delta M_{by,e}$  25-100%!) i kondygnacji pośrednich, w których ma miejsce zmiana sztywności elementów i miar zeszywnień węzłów (tutaj kondygnacje 10-11, 20-21, 30-31, 40-41, 50-51 → punkty koloru czerwonego i czarnego na rys.5.49-51, błąd  $\Delta M_{by,e}$  5-15%). Na zwiększenie wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach pierwszych kondygnacji i wzrost błędu  $\Delta M_{by,e}$  znaczny wpływ ma utwierdzenie słupów w podstawie konstrukcji (badania BK1÷18 i BK108÷117 na rys.5.51) i wynikające stąd względnie małe wartości odkształceń węzłów ram, a w ryglach ostatnich 10÷20 kondygnacji (badania BK72÷108 i BK126÷144 na rys.5.51) swobodny koniec ustroju nośnego, dla którego wartość sił ścinających  $V(z)$  (rys.5.38) szybko maleje do zera i generuje rzeczywiste oraz teoretyczne momenty zginające  $M_{by,e}$  o małych wartościach, ale o dużych różnicach danych wartości względem siebie.



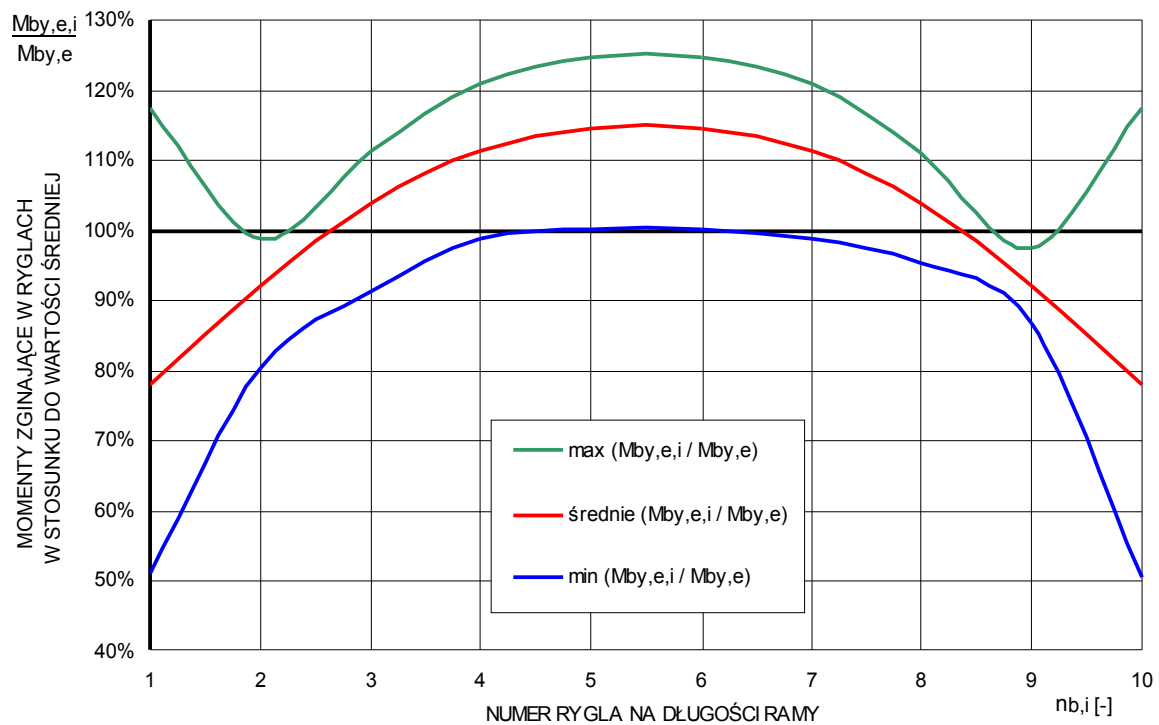
Rys.5.51. Błąd średniej wartości momentu zginającego  $\Delta M_{by,e}$  w ryglach określonego teoretycznie /5.108/ dla poszczególnych badanych konstrukcji BKi: RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>) w poszczególnych numerach badań konstrukcji BKi (→Tab.5.38)



Rys.5.52. Rozkład wartości momentów zginających  $M_{by,e,i} / 5.109/$  w ryglach na długości ramy w stosunku do ich wartości średnich /5.104/ w ustrojach ramowo-powłokowych o 18 ryglach na długości ramy powłoki

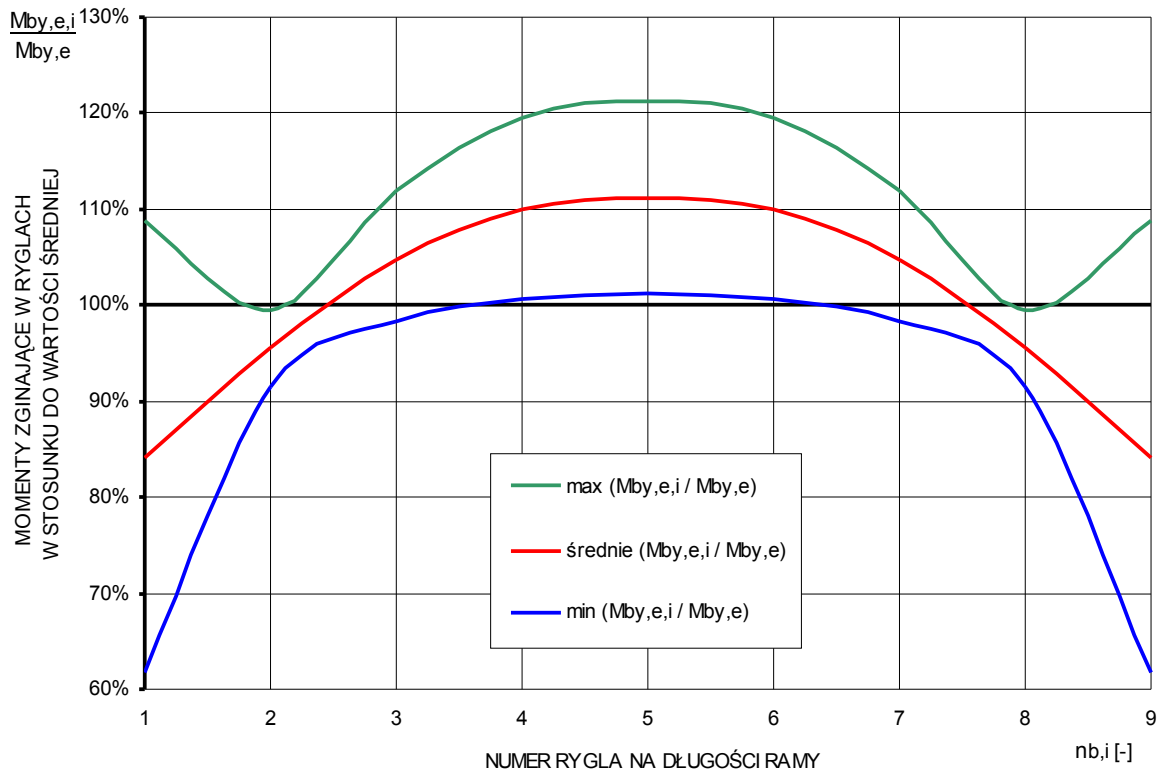


Rys.5.53. Rozkład wartości momentów zginających  $M_{by,e,i}/5.109/$  w ryglach na długości ramy w stosunku do ich wartości średnich  $/5.104/$  w ustrojach ramowo-powłokowych o 13 ryglach na długości ramy powłoki

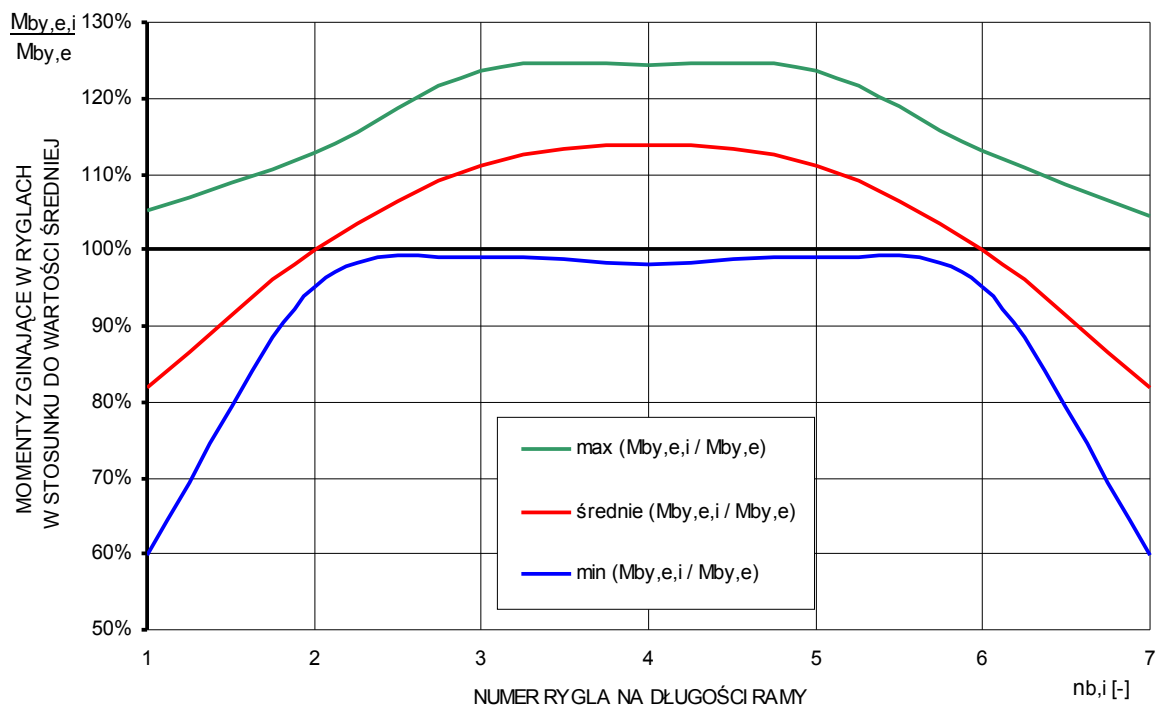


Rys.5.54. Rozkład wartości momentów zginających  $M_{by,e,i}/5.109/$  w ryglach na długości ramy w stosunku do ich wartości średnich  $/5.104/$  w ustrojach ramowo-powłokowych o 10 ryglach na długości ramy powłoki





Rys.5.55. Rozkład wartości momentów zginających  $M_{by,e,i}/5.109/$  w ryglach na długości ramy w stosunku do ich wartości średnich  $/5.104/$  w ustrojach ramowo-powłokowych o 9 ryglach na długości ramy powłoki



Rys.5.56. Rozkład wartości momentów zginających  $M_{by,e,i}/5.109/$  w ryglach na długości ramy w stosunku do ich wartości średnich  $/5.104/$  w ustrojach ramowo-powłokowych o 7 ryglach na długości ramy powłoki

Na rys.5.52-56 przedstawiono rozkłady momentów zginających  $M_{by,e,i}$  w ryglach danej kondygnacji ramy /5.109/ w stosunku do uśrednionej wartości momentu zginającego  $M_{by,e}$  określonej na podstawie wyrażenia /5.104/ dla tej kondygnacji. Wykresy obejmują wyniki uzyskane we wszystkich przebadanych *RG10K* w 60- i 40-kondygnacyjnych budynkach wysokich objętych przeprowadzonymi programami badań i zostały one podzielone ze względu na liczbę rygli  $n_b$  na długości ramy powłoki ramowej (18, 13, 10, 9 i 7).

$$M_{by,e,i}^n = \max \left\{ |M_{by,e,i,i}^n|, |M_{by,e,j,i}^n| \right\} \quad /5.109/$$

- gdzie:  $M_{by,e,i}^n$  - maksymalna wartość momentu zginającego w  $i$ -tym ryglu na długości ramy w przekrojach utwierdzenia w licach słupów  $n$ -tej kondygnacji ramy, [kNm],
- $M_{by,e,i,i}^n$  - moment zginający w płaszczyźnie ramy w  $i$ -tym ryglu na długości ramy w  $i$ -tym przekroju utwierdzenia w licu słupa na  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji, [kNm],
- $M_{by,e,j,i}^n$  - moment zginający w płaszczyźnie ramy w  $i$ -tym ryglu na długości ramy w  $j$ -tym przekroju utwierdzenia w licu słupa na  $n$ -tej kondygnacji konstrukcji, [kNm].

Na wykresach podanych na rys.5.52-56 można zauważyć, że w ryglach środkowych wartości momentów zginających  $M_{by,e,i}$  przyjmują największe wartości i są one coraz mniejsze w kolejnych ryglach znajdujących się bliżej słupów narożnych. W ryglach skrajnych dochodzących do słupów narożnych wartości momentów  $M_{cz,e,i}$  ulegają lokalnemu wzrostowi spowodowanemu utwierdzeniem w słupie, który ze względu na efekt *shear lag* doznaje największych wydłużeń i skróceń sprężystych wywołanych obciążeniem poziomym w stosunku do pozostałych słupów na długości ramy. Nie bez związku jest tutaj też wpływ utwierdzenia tych rygli w słupie, który jest również częścią ramy prostopadłej do rozważanej ramy i wraz z nią współpracuje w przenoszeniu obciążeń poziomych. W ryglach środkowych wartość momentów zginających  $M_{by,e,i}$  jest większa w stosunku do wartości uśrednionego momentu zginającego  $M_{by,e}$  na danej kondygnacji o ok. 5÷25% (średnia wzrostu wartości  $M_{by,e}$  o ok. 15%), a w ryglach skrajnych wartość ta różni się w stosunku do wartości średniej o ok. (-20)÷(+50)% (średnie zmniejszenie wartości  $M_{by,e}$  o ok. 20%). Zróznicowanie rozkładu wartości momentów zginających  $M_{by,e,i}$  w słupach na długości ramy należy tłumaczyć wpływem sztywności słupów i rygli ( $S'_{czs,e}$ ,  $S'_{bys,e}$ ,  $S'_{rs,e}$ ,  $GA$ ) danej ramy, liczbą rygli na długości ramy  $n_b$  i wymiarami ich rozpiętości  $s_c$ , wpływem sztywności ram prostopadłych do rozpatrywanej ramy w powłoce ramowej oraz rzeczywistym rozkładem sił ścinających od obciążenia poziomego na długości ram środkowych powłoki ramowej ustroju nośnego.

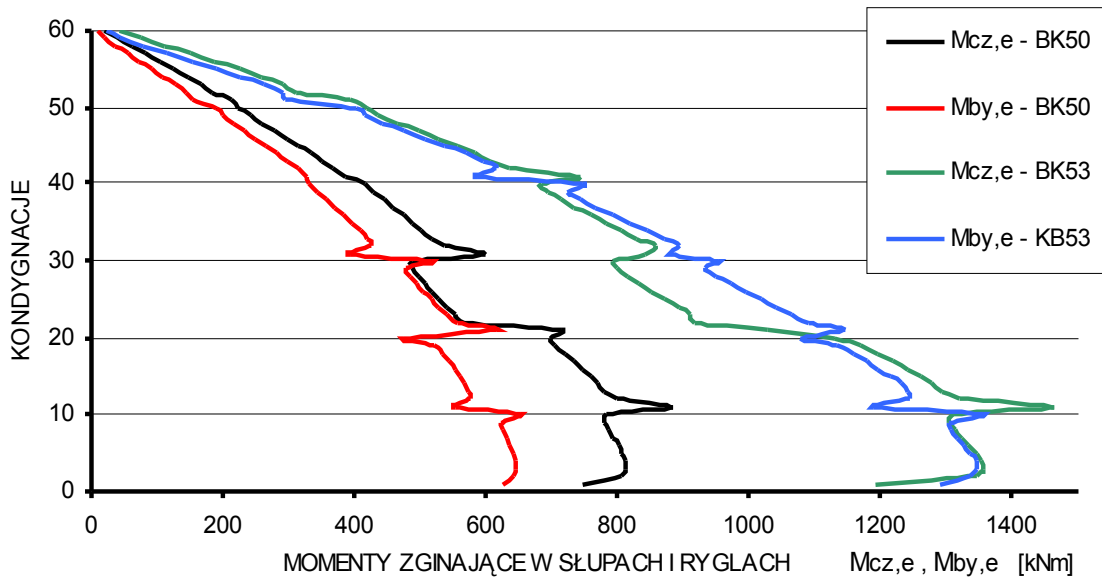
Przyjmując do przeprowadzonej powyżej analizy wariancji wartość uśrednioną momentu zginającego  $M_{by,e}$  w ryglach danej kondygnacji uśredniono i zminimalizowano bezpośredni wpływ wymienionych powyżej parametrów na wartości momentów zginających  $M_{by,e,i}$  w ryglach na długości ramy. Umożliwiło to korelację rozważanych we wzorze /5.105/ parametrów oraz dobór stałych empirycznych  $b$ ,  $c$  i  $K$  /5.106/ obejmujących swoją wartością uśredniony wpływ tych parametrów o zakresie wartości objętych badaniami:  $S'_{rs,e}=0.3\div 3.33$ ,  $GA=0.15\div 17.3$  GN,  $r_b=0.5\div 0.9$ .

### 5.10.3. Rozkład obciążenia poziomego na słupy i rygle ram powłoki ramowej

W tabeli Tab.5.40 przedstawiono charakterystyki geometryczne wybranych słupów i rygli kondygnacji 21÷30 przykładowych konstrukcji ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich opisanych w tabeli Tab.5.39.

Tab.5.40 Wybrane parametry przykładowych konstrukcji ramowo-powłokowych

Program badań	Numer badania	Elementy rami	Kondygnacje	Momenty zginające	Nr badanej konstrukcji	$S'_{czs,e}, S'_{bys,e}$	$S'_{rs,e}$	$r_c, r_b$	$GA$
[-]	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[-]	[kNm]	[-]	[-]	[GN]
3	14	słupy	21-30	$M_{cz,e,i}$	BK50	1,5058	0,9848	0,658	2,52
		rygle	21-30	$M_{by,e,i}$	BK50	1,5290		0,640	
3	17	słupy	21-30	$M_{cz,e,i}$	BK53	5,443	2,349	0,579	5,17
		rygle	21-30	$M_{by,e,i}$	BK53	2,320		0,711	

Rys.5.57. Rozkład wartości momentów zginających w ryglach  $M_{by,e}/5.104/$  i w słupach  $M_{cz,e}/5.99/$  wzdłuż wysokości przykładowych ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich

Na rys.5.57 przedstawiono dla celów porównawczych rozkład uśrednionych wartości momentów zginających w słupach  $M_{cz,e}/5.99/$  i w ryglach  $M_{by,e}/5.104/$  w równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ramach powłoki ramowej wzdłuż wysokości dwóch przykładowych ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich poddanych działaniu obciążenia poziomego. Na powyższym wykresie można zaobserwować zbieżności w rozkładzie wartości momentów zginających w słupach i ryglach względem siebie na wysokości każdej kondygnacji tego samego ustroju nośnego. Obserwację tą potwierdza podobieństwo wartości stałych empirycznych  $K$  we wzorach /5.96/ i /5.105/, odpowiednio 0.53 i 0.51.

Lokalne zróżnicowanie wartości momentów zginających między słupami i ryglami w płaszczyźnie rami wzdłuż wysokości powłoki ramowej wynika ze stosunku sztywności słupa do rygla  $S'_{rs,e}$  oraz miary zeszywnienia słupów  $r_c$  i rygli  $r_b$  w węzłach rami. Na wykresie na rys.5.57 dla badania BK50 wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach są znacznie większe od odpowiadających im wartościom momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach. Wynika to ze stosunku sztywności słupów do rygli  $S'_{rs,e}$ , który dla kondygnacji 1÷20 oraz 31÷60 wynosi ok. 1.8÷2.0, dlatego, zgodnie z zasadami mechaniki budowli, większa część obciążenia poziomego przypada na słupy charakteryzujące się większą sztywnością względem odpowiadających im rygli. Dla kondygnacji 21÷30 stosunek ten wynosi 0.985≈1 i można tutaj zaobserwować zgodność wartości obu momentów zginających wzdłuż wysokości tej grupy

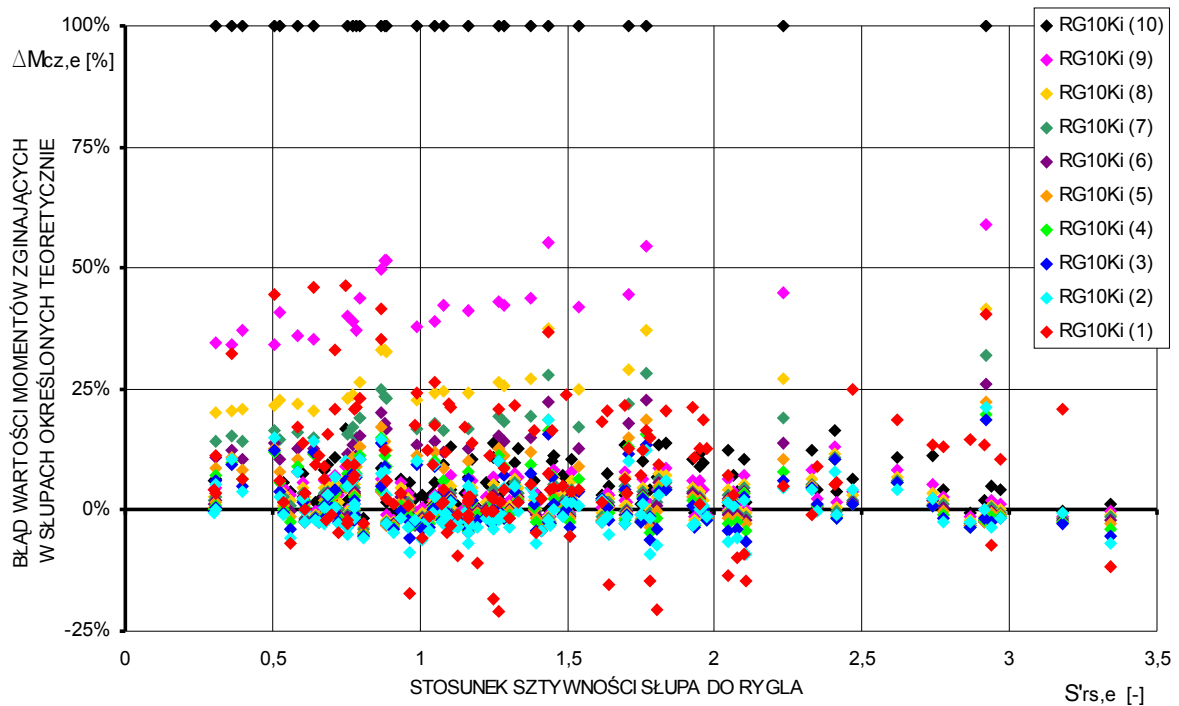
kondygnacji. Nie bez znaczenia jest tutaj również podobieństwo miary zeszywnienia słupów i rygli, odpowiednio 0.658 i 0.640. Inna sytuacja występuje w przypadku tej samej grupy kondygnacji dla badania BK53, gdzie spodziewany wpływ stosunku sztywności słupów do rygli  $S'_{rs,e}$ , wynoszącego 2.35 na większą wartość momentu zginającego  $M_{cz,e}$  w słupach w stosunku do wartości momentu zginającego  $M_{by,e}$  w ryglach okazał się znikomy. Wpływ na zmniejszenie wartości momentów zginających  $M_{cz,e,i}$  w słupach w przekrojach utwierdzenia w licach rygli ma efekt dużego zeszywnienia słupów w węzłach ram i względnie małego zeszywnienia rygli, odpowiednio 0.58 i 0.71.

Na rys.5.58-63 przedstawiono rozkłady błędu względnego wartości momentów zginających  $\Delta M_{cz,e}$  w słupach i  $\Delta M_{by,e}$  w ryglach określonych teoretycznie w stosunku do ich wartości określonych numerycznie w zależności od przyjętych stosunków sztywności słupa do rygla  $S'_{rs,e}$ , współczynnika sztywności słupa do rygla  $S'_{fs,e}$  i sztywności na ścinanie pojedynczego układu słupów i rygli  $GA$ . Dla przyjmowanych w badaniach zakresów wartości tych wielkości ich wpływ na wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  i  $M_{by,e}$  jest minimalny.

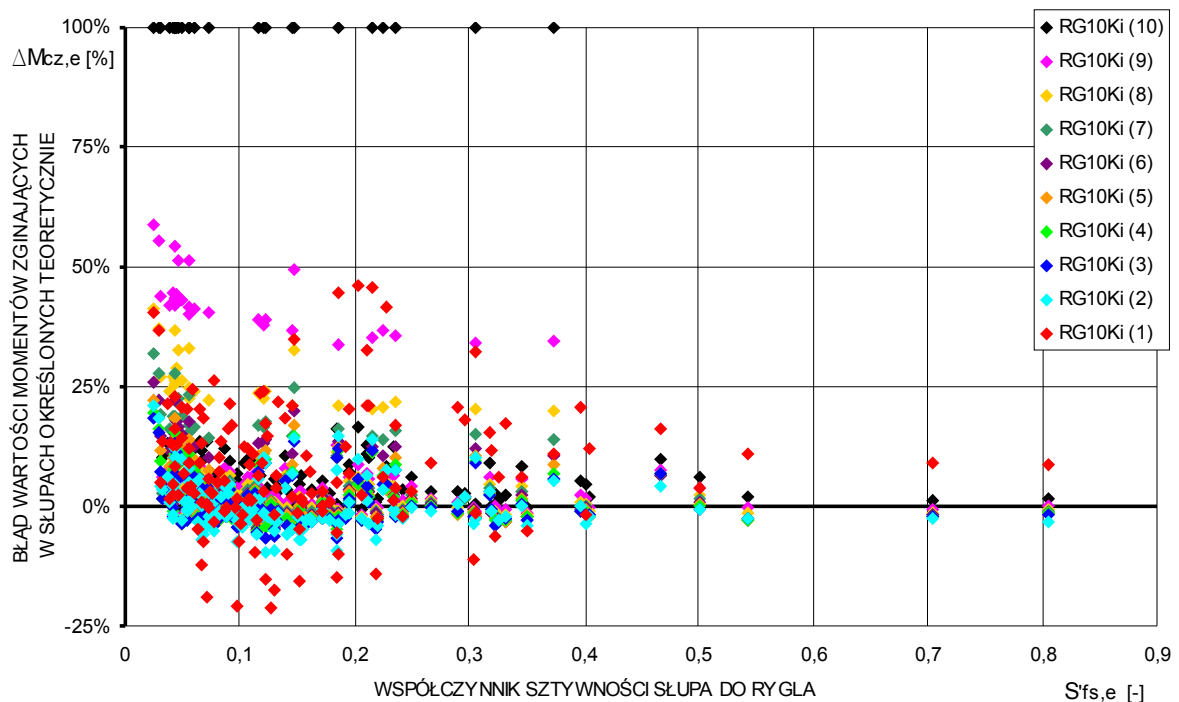
Przedstawione tutaj wykresy (rys.5.57-63) potwierdziły potrzebę uśrednienia wpływu sztywności elementów ( $S'_{rs,e}$ ,  $S'_{fs,e}$ ,  $GA$ ) i ich zeszywnień w węzłach ram ( $r_c$ ,  $r_b$ ) na rozkład obciążenia poziomego na poszczególne elementy ram powłoki równoległych do kierunków działania tego obciążenia, co umożliwiło otrzymanie prostych i efektywnych wyrażeń na uśrednione wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach /5.99/ i w ryglach  $M_{by,e}$  /5.108/. Mając na uwadze rozrzut wartości powyższych wielkości spowodowany ich uśrednianiem oraz rzeczywisty rozkład wartości  $M_{cz,e,i}$  i  $M_{by,e,i}$  na długości ramy należy uwzględnić poprawki zwiększające wartości obu wielkości w środkowych elementach tych ram o ok. 15-20%, oraz zmniejszające je w skrajnych elementach ram o ok. 20%. Zabieg ten umożliwi uproszczone określanie wartości obu wielkości w poszczególnych elementach ram równoległych do kierunków działania obciążenia poziomego, które może być w prosty i efektywny sposób wykorzystywane na wstępnym, koncepcyjnym etapie projektowania ustroju ramowo-powłokowego lub przy sprawdzaniu obliczeń otrzymanych na podstawie programów komputerowych. Należy w tym miejscu nadmienić, że wartości momentów zginających wywołanych obciążeniem poziomym w słupach i ryglach w prostopadłych do kierunku działania tego obciążenia ramach powłoki ramowej określone podczas badań numerycznych były wielokrotnie mniejsze od wartości momentów zginających w elementach ram do nich prostopadłych.

#### 5.10.4. Zarysowanie słupów ram powłoki ramowej

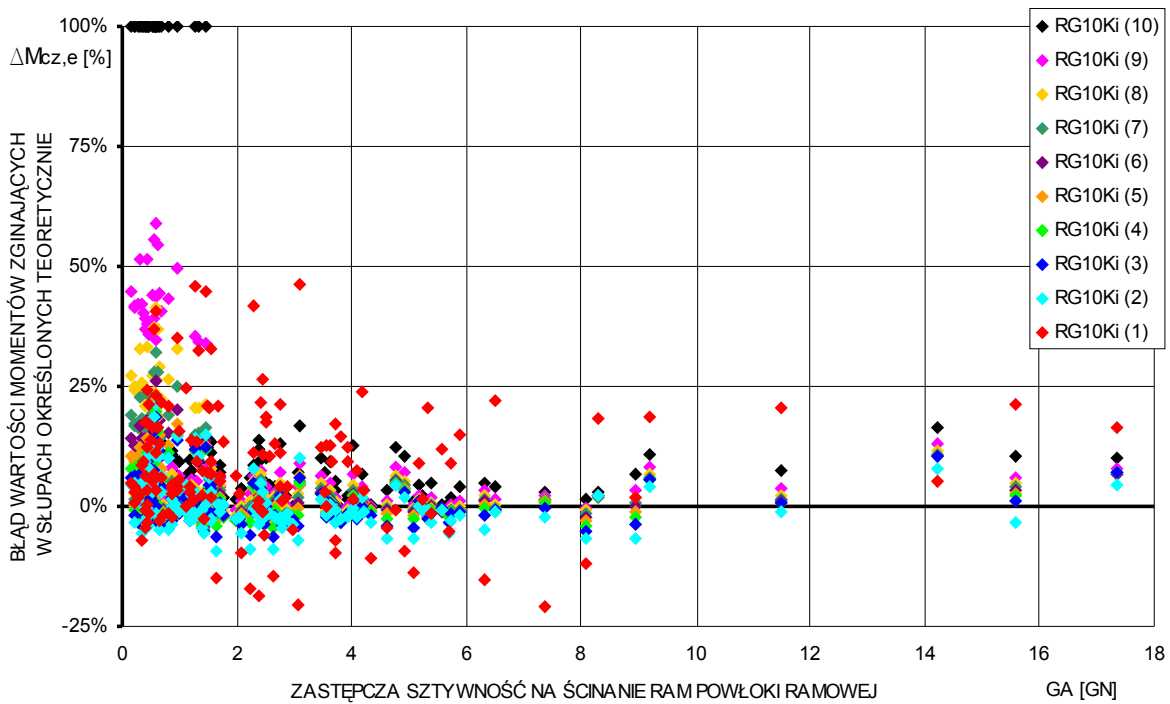
Spośród 144 przebadanych konstrukcji ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich tylko w 6 stwierdzono powstanie zarysowania w przekrojach słupów ram powłoki ramowej. Zarysowaniu ulegały słupy równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki najwyższych kondygnacji, w których, zgodnie z przewidywaniami opisanymi w Rozdziale 2, wartość siły ściskającej nie równoważy naprężeń rozciągających w przekroju słupa wywołanych jej dwukierunkowym mimośrodem. Średnia sztywność zarysowanych słupów wynosiła ok. 80% wartości sztywności określonej jak dla elementu niezarysowanego. Największą redukcję sztywności elementów zaobserwować można było w słupach środkowych, a najmniejszą w słupach skrajnych równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki. W tabeli Tab.5.41 zestawiono wybrane parametry geometryczne i obciążeniowe ustrojów ramowo-powłokowych, w których słupy uległy na swojej długości zarysowaniu, oraz spis numerów kondygnacji do których należą te słupy i średnie redukcje sztywności zarysowanych słupów.



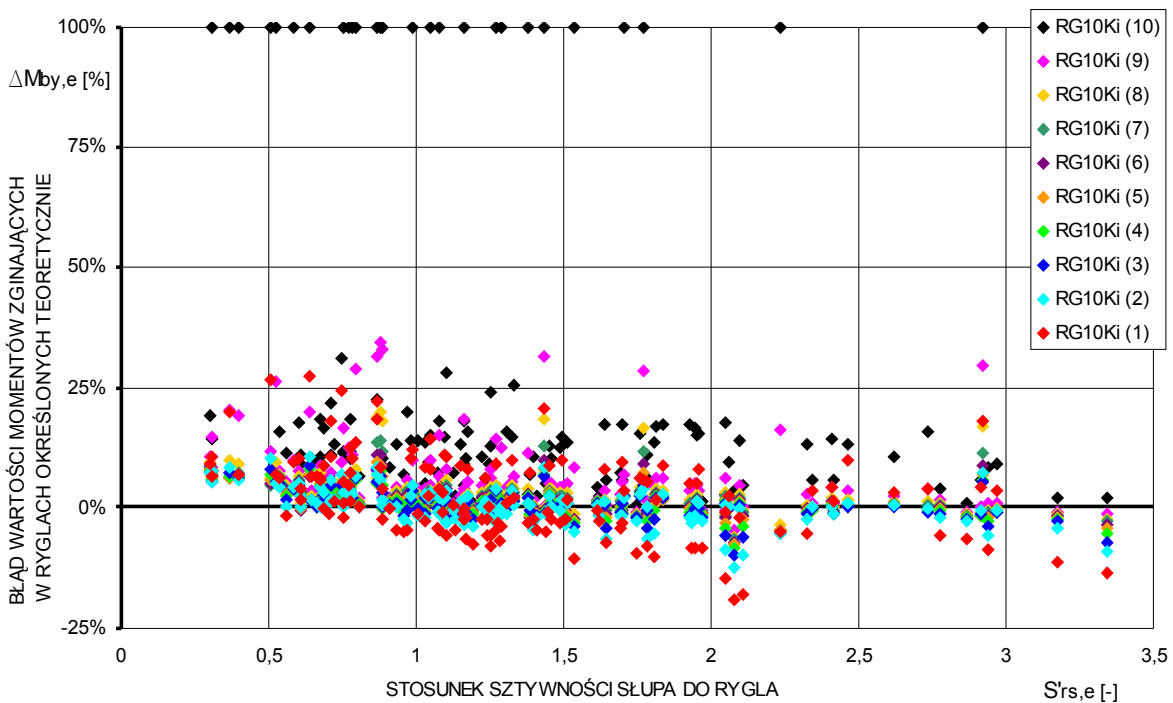
Rys.5.58. Błąd średniej wartości momentu zginającego  $\Delta M_{cz,e}$  w słupach określonych teoretycznie /5.99/ w zależności od stosunku sztywności słupa do rygla  $S'_{rs,e}$ : RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>) w poszczególnych badaniach konstrukcji budynku



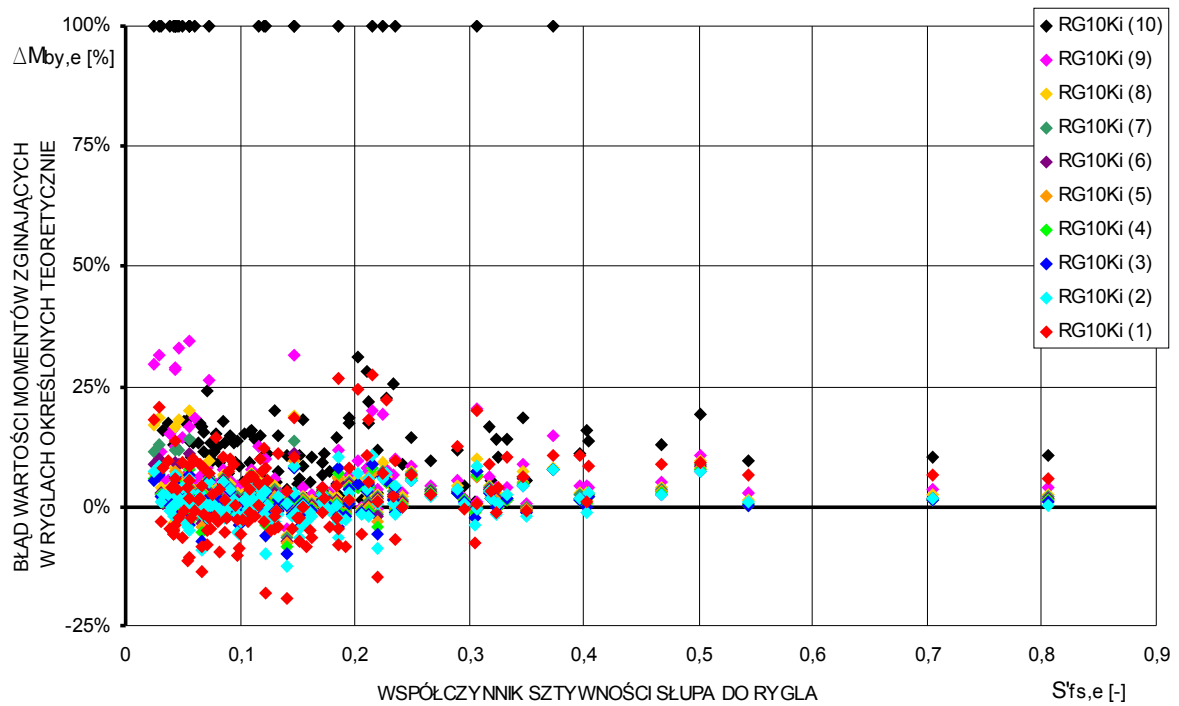
Rys.5.59. Błąd średniej wartości momentu zginającego  $\Delta M_{cz,e}$  w słupach określonych teoretycznie /5.99/ w zależności od współczynnika sztywności słupa do rygla  $S'_{fs,e}$ : RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>) w poszczególnych badaniach konstrukcji budynku



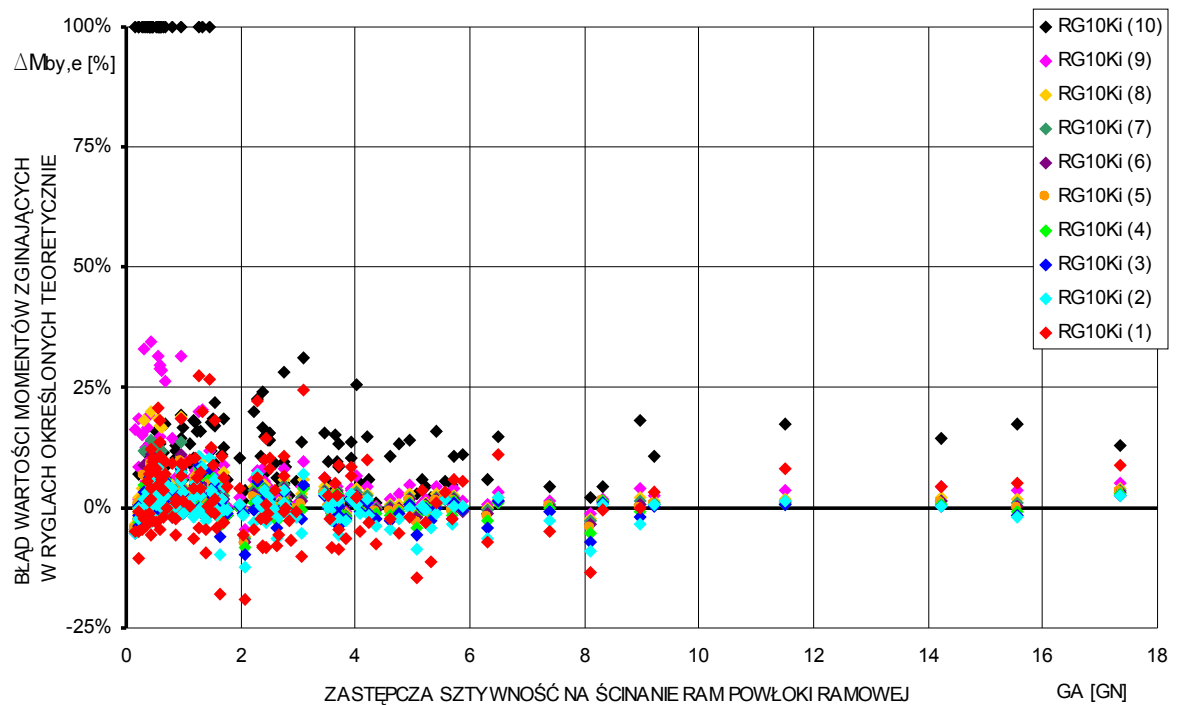
Rys.5.60. Błąd średniej wartości momentu zginającego  $\Delta M_{cz,e}$  w słupach określonych teoretycznie /5.99/ w zależności od zastępczej sztywności na ścinanie ram powłoki ramowej  $GA$ : RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>) w poszczególnych badaniach konstrukcji



Rys.5.61. Błąd średniej wartości momentu zginającego  $\Delta M_{by,e}$  w ryglach określonych teoretycznie /5.108/ w zależności od stosunku sztywności słupa do rygla  $S'_{rs,e}$ : RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>) w poszczególnych badaniach konstrukcji budynku



Rys.5.62. Błąd średniej wartości momentu zginającego  $\Delta M_{by,e}$  w ryglach określonych teoretycznie /5.108/ w zależności od współczynnika sztywności słupa do rygla  $S'_{fs,e}$ : RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>) w poszczególnych badaniach konstrukcji budynku



Rys.5.63. Błąd średniej wartości momentu zginającego  $\Delta M_{by,e}$  w ryglach określonych teoretycznie /5.108/ w zależności od zastępczej sztywności na ścinanie ram powłoki ramowej  $GA$ : RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>) w poszczególnych badaniach konstrukcji

Tab.5.41. Zarysowanie w słupach ram powłoki ramowej

Program badań	Numer badania	$n_k$	$\alpha_{lim}$	$q_k$	$s_c$	$S'_{rs,e}$	$r_c$	Numery kondygnacji	Średnie redukcje sztywności zarysowanych słupów	
									$\frac{E_{cm} \cdot I_{cys, eff}}{E_{cm} \cdot I_{cys, uncr}}$	$\frac{E_{cm} \cdot I_{czs, eff}}{E_{cm} \cdot I_{czs, uncr}}$
[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[m]	[-]	[-]	[-]	[%]	[%]
5	6	60	1000	0,55	2,5	0,70	0,83	41÷50	70-80%	70-80%
6	6	60	1000	0,55	2,5	1,05	0,83	60	85-90%	88%
6	7	60	1500	0,35	2,5	1,16	0,83	60	85%	85%
6	14	60	1000	0,45	2,5	1,99	0,79	51÷56	70-90%	70-90%
6	15	60	1000	0,55	3,5	1,08	0,84	51÷54, 60	80-88%	80-88%
10	6	40	1500	0,55	3,5	0,88	0,84	51, 60	80-85%	80-85%

Na podstawie powyższej tabeli Tab.5.41 można wysunąć wniosek, że zarysowaniu ulegały głównie słupy ramowo-powłokowych ustrojów nośnych o najmniejszych rozstawach rozstawach osiowych słupów  $s_c$  wśród badanych konstrukcji ustrojów nośnych budynków wysokich, które zostały poddane działaniu obciążenia poziomego o największych charakterystycznych wartości ciśnienia prędkości wiatru  $q_k$  spośród rozpatrywanych poziomów zmienności tego parametru. Przypadki takie determinują powstanie w słupach największych wartości momentów zginających w płaszczyźnie równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ramowej i najmniejszych wartości sił ściskających od obciążenia grawitacyjnego, głównie obciążenia stałego i użytkowego ze stropu, ze względu na mniejsze powierzchnie rozdziału obciążenia ze stropów przypadające na pojedynczy słupek ograniczony tutaj wymiarami rozstawów osiowych słupów  $s_c$  i rozpiętości stropu  $T$ , tzn. odległości między zewnętrzną powłoką ramową, a wewnętrznym trzonem.

### 5.10.5. Zarysowanie rygli ram powłoki ramowej

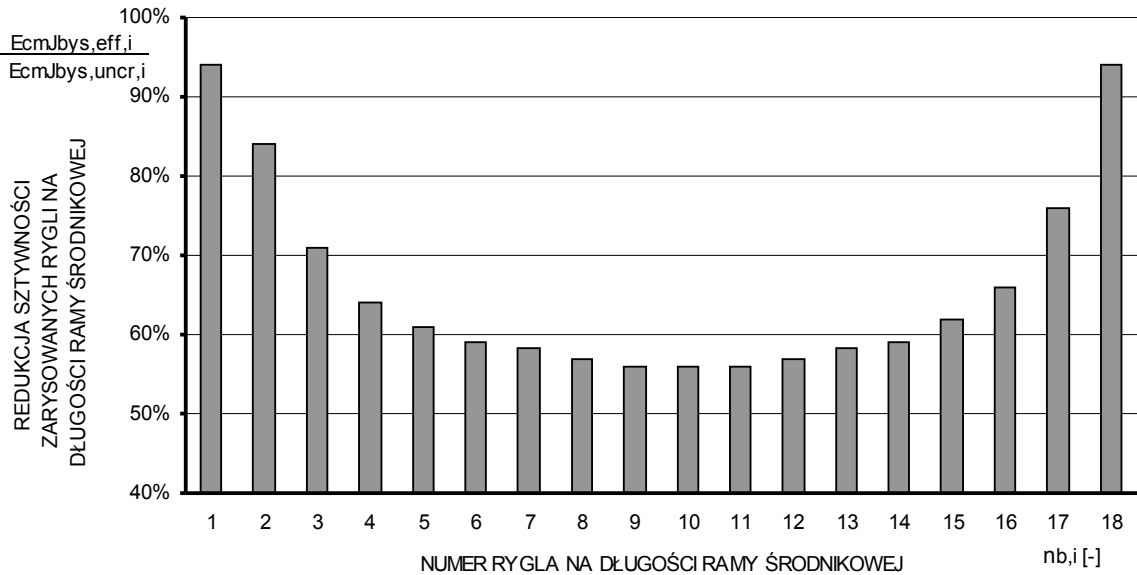
Spośród 144 przebadanych konstrukcji ramowo-powłokowych betonowych budynków wysokich objętych 10 programami badawczymi stwierdzono zarysowanie rygli w ramach 117 ustrojów powłokowych, a w ramach 27 ustrojów powłokowych rygle nie uległy zarysowaniu na swojej długości. Zarysowaniu ulegały głównie rygle równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki. W pojedynczych przypadkach stwierdzono również zarysowanie 1 lub 2 skrajnych rygli ram prostopadłych do kierunku obciążenia poziomego.

Efektywna sztywność zarysowanych rygli przyjmowała wartość od 45-50% do prawie 100% wartości ich sztywności określonej jak dla elementu niezarysowanego. Zgodnie z rozkładem wartości momentów zginających w ryglach na długości równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram  $n$ -tej kondygnacji powłoki ( $\rightarrow$ rys.5.47) największe redukcje sztywności elementów zarysowanych w stosunku do ich wartości określonych przed zarysowaniem miały miejsce w środkowych ryglach tych ram i stopniowo zmniejszały się one w kierunku rygli skrajnych (rys.5.64) zgodnie z poniższą zależnością /5.110/.

$$\frac{E_{cm} \cdot I_{bys, eff, 1}^n}{E_{cm} \cdot I_{bys, uncr, 1}^n} \geq \dots \geq \frac{E_{cm} \cdot I_{bys, eff, i}^n}{E_{cm} \cdot I_{bys, uncr, i}^n} \leq \dots \leq \frac{E_{cm} \cdot I_{bys, eff, n_b}^n}{E_{cm} \cdot I_{bys, uncr, n_b}^n} \quad /5.110/$$



- gdzie:  $I_{bys,eff,i}^n$  - efektywny sprowadzony moment bezwładności  $i$ -tego rygla na długości ramy  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej, [m<sup>4</sup>],
- $I_{bys,uncr,i}^n$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju  $i$ -tego rygla na długości ramy  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej określony jak dla przekroju niezarysowanego, [m<sup>4</sup>],
- $E_{cm}$  - moduł sprężystości podłużnej betonu określony na podstawie normy [N10], [kPa].



Rys.5.64. Przykładowy rozkład redukcji sztywności zarysowanych rygli na długości równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramy powłoki ramowej

$$\Delta B_{eff}^n = \frac{B_{eff}^n}{B_{uncr}^n} = \frac{E_{cm} \cdot I_{bys,eff}^n}{E_{cm} \cdot I_{bys,uncr}^n} = \frac{I_{bys,eff}^n}{I_{bys,uncr}^n} \quad /5.111/$$

$$I_{bys,eff}^n = \frac{1}{n_b} \cdot \sum_{i=1}^{n_b} (I_{bys,eff,i}^n) \quad /5.112/$$

- gdzie:  $\Delta B_{eff}^n$  - uśredniony stopień redukcji sztywności efektywnych rygli ram środkowych wywołany zarysowaniem ich przekrojów na  $n$ -tej kondygnacji ramowo-powłokowego ustroju nośnego betonowego budynku wysokiego, [-],
- $B_{eff}^n$  - uśredniona efektywna sztywność zarysowanych rygli w ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej, [kNm<sup>2</sup>],
- $B_{uncr}^n$  - sztywność niezarysowanych rygli w ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej [kNm<sup>2</sup>],
- $I_{bys,eff}^n$  - uśredniony efektywny sprowadzony moment bezwładności zarysowanych rygli w ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej, [m<sup>4</sup>],
- $I_{bys,uncr}^n$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju rygla w ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej określony jak dla przekroju niezarysowanego, [m<sup>4</sup>],
- $E_{cm}$  - moduł sprężystości podłużnej betonu określony na podstawie normy [N10], [kPa],
- $n_b$  - liczba rygli w równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego ramie powłoki ramowej, [-].

Dla danych stosunków wartości sztywności zarysowanych  $i$ -tych rygli na długości ramy  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej do ich wartości obliczonych jak dla przekrojów niezarysowanych /5.110/ określono wartości średnie tych stosunków dla każdej kondygnacji wchodzącej w skład  $RG10K_i$  i objętych przeprowadzonymi programami badań /5.111-112/. W poniższych wzorach uwzględniono przyjmowaną do badań stałą wartość sprowadzonego momentu bezwładności w  $i$ -tych elementach na długości ramy określoną jak dla przekroju niezarysowanego  $I_{bys,uncr}$ . Średnie wartości efektywnego momentu bezwładności  $I_{bys,eff}^n$  dla grupy rygli, które mogły ulec zarysowaniu na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ustroju nośnego, określono dla wszystkich rozpatrywanych w badaniach kondygnacji  $RG10K_i$ .

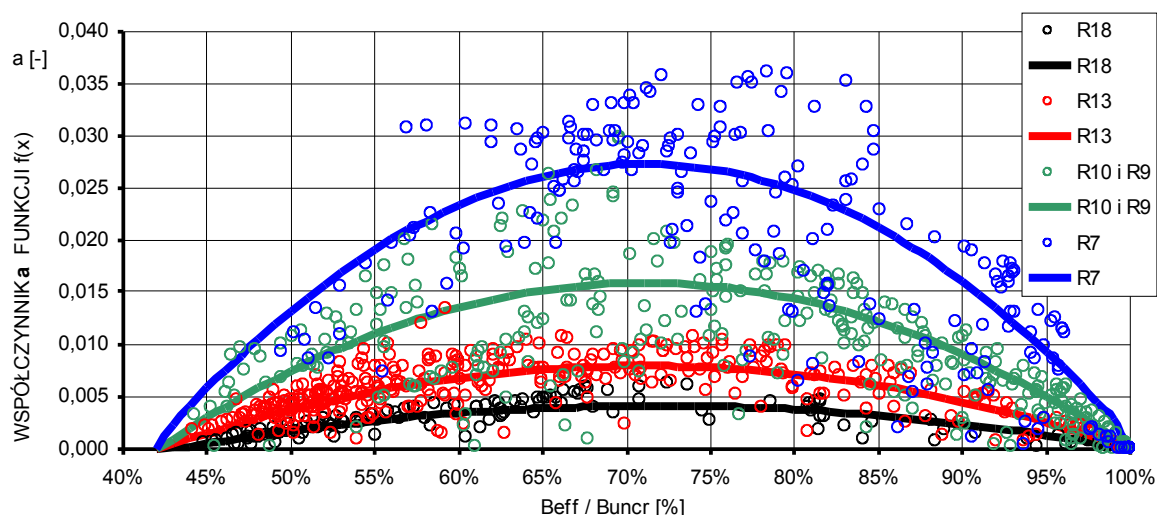
Rozkład wartości efektywnych sztywności zarysowanych rygli na długości ramy ma charakter rozkładu krzywoliniowego, który można, w najprostszej formie, opisać następującą funkcją wielomianową 2-ego stopnia /5.113/.

$$f(x) = a \cdot x^2 + b \cdot x + c \quad /5.113/$$

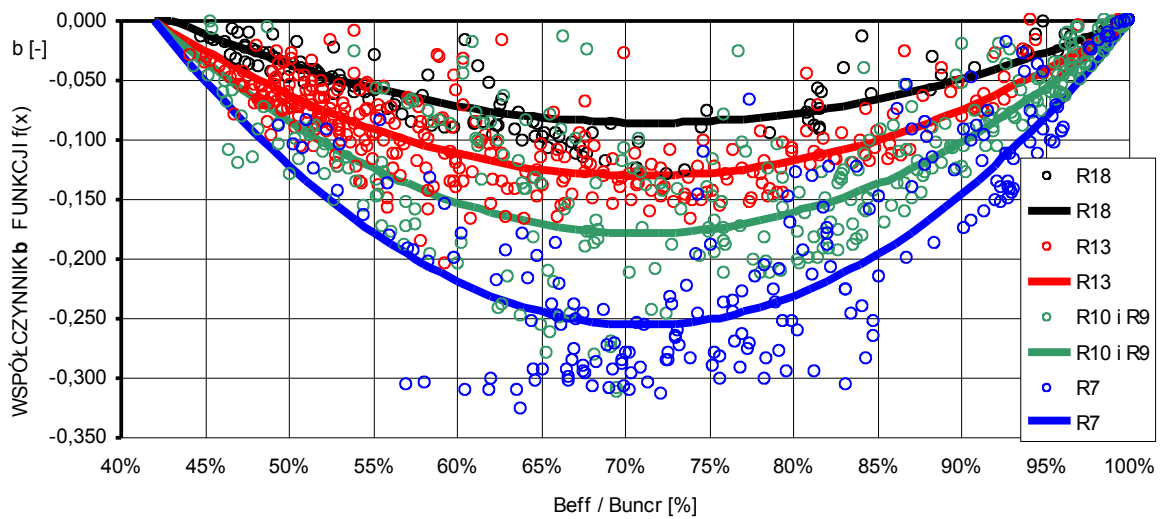
gdzie:  $f(x)$  - funkcja wielomianowa 2-go stopnia, w której rzędna  $x$  odpowiada kolejnemu numerowi rygla  $n_{b,i}$  w ramie powłoki ramowej, [-].

$a, b, c$  - współczynniki funkcji wielomianowej 2-go stopnia  $f(x)$ , [-].

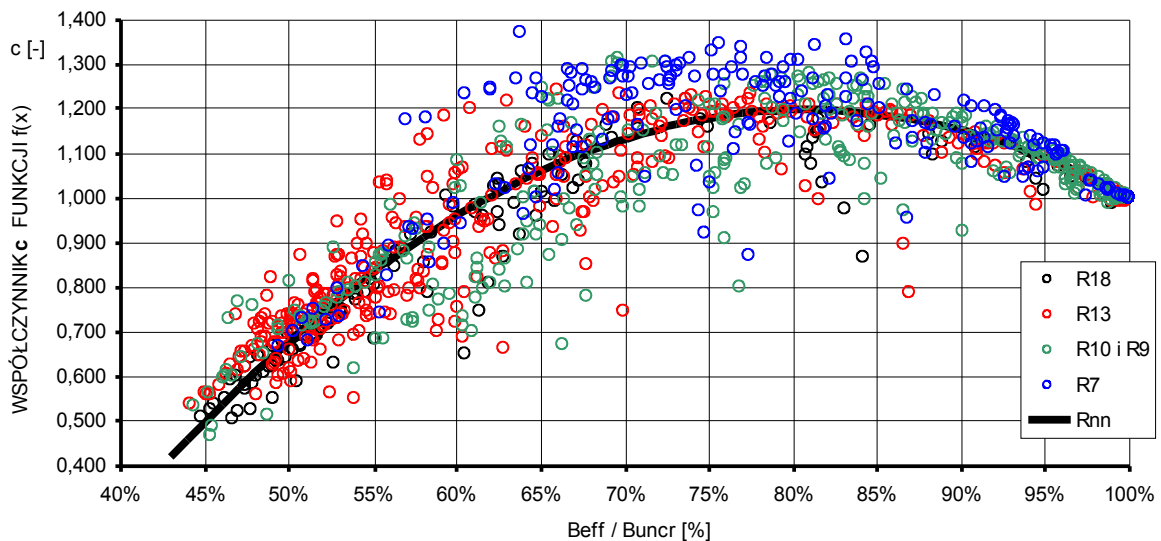
Dla każdej rozpatrywanej kondygnacji wchodzącej w skład badanych  $RG10K_i$  określono funkcję  $f(x)$  /5.113/ rozkładu wartości efektywnych sztywności zarysowanych rygli na długości ramy. Przyporządkowane każdej z tych funkcji  $f(x)$  wartości współczynników  $a, b$  i  $c$  przedstawiono na wykresach (rys.5.65-67) w zależności od stosunku wartości średniej efektywnej sztywności zarysowanych rygli w ramie  $B_{eff}^n$  do ich sztywności niezarysowanej  $B_{uncr}^n$  na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej. Dla różnych liczb rygli  $n_b$  na długości ramy (18, 13, 10 i 9, 7) aproksymowano krzywe rozkładu wartości współczynników  $a$  i  $b$  w zależności od średniej wartości redukcji sztywności  $B_{eff}^n/B_{uncr}^n$  zarysowanych rygli w ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej. Dla rozkładu wartości współczynnika  $c$  aproksymowano jedną krzywą dla wszystkich przypadków liczb rygli  $n_b$  na długości ramy (18, 13, 10 i 9, 7).



Rys.5.65. Krzywe rozkładu wartości współczynnika  $a$  w zależności od stosunków sztywności rygli  $B_{eff}$  do sztywności rygli  $B_{uncr}$  w ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej dla różnych liczb rygli  $n_b$  w ramie: R18 – 18 rygli w ramie; R13 – 13 rygli w ramie; R10 i R9 – 10 lub 9 rygli w ramie; R7 – 7 rygli w ramie



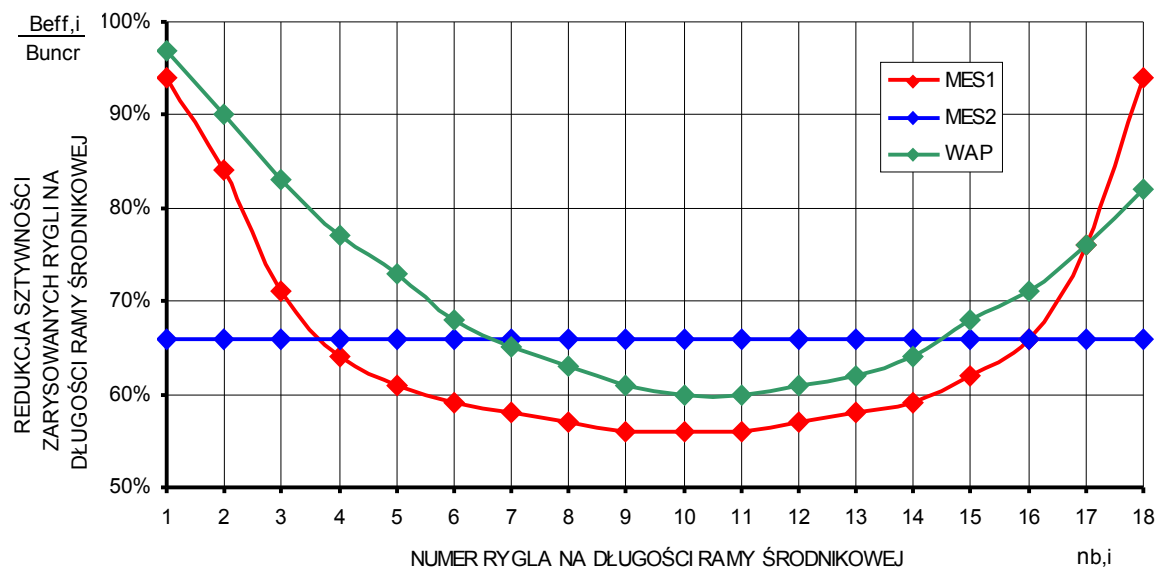
Rys.5.66. Krzywe rozkładu wartości współczynnika  $b$  w zależności od stosunków sztywności rygli  $B_{eff}$  do sztywności rygli  $B_{uncr}$  w ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej dla różnych liczb rygli  $n_b$  w ramie: R18 – 18 rygli w ramie; R13 – 13 rygli w ramie; R10 i R9 – 10 lub 9 rygli w ramie; R7 – 7 rygli w ramie



Rys.5.67. Krzywe rozkładu wartości współczynnika  $c$  w zależności od stosunków sztywności rygli  $B_{eff}$  do sztywności rygli  $B_{uncr}$  w ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej dla różnych liczb rygli  $n_b$  w ramie: R18 – 18 rygli w ramie; R13 – 13 rygli w ramie; R10 i R9 – 10 lub 9 rygli w ramie; R7 – 7 rygli w ramie; Rnn – dla wszystkich przypadków liczb rygli w ramie

Znając średnią wartość efektywnej sztywności zarysowanych rygli  $B_{eff}$  w ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ustroju nośnego oraz posługując się powyższymi diagramami parametrów  $a$ ,  $b$  i  $c$  dla danej liczby rygli  $n_b$  na długości rozpatrywanej ramy można oszacować rzeczywisty rozkład sztywności efektywnych dla poszczególnych rygli  $B_{eff,i}$ .

Na rys.5.68 i w tabeli Tab.5.42 przedstawiono przykładowy rzeczywisty rozkład efektywnej sztywności zarysowanych  $i$ -tych rygli na długości ramy  $B_{eff,i}$  (MES1), stałą dla wszystkich  $i$ -tych rygli na długości ramy wartość uśrednioną efektywnej sztywności zarysowanych rygli  $B_{eff}$  (MES2) i rozkład oszacowany na podstawie funkcji  $f(n_{b,i})$  /5.113/ (WAP). Do analizy porównawczej przyjęto ten sam przykład co na rys.5.64.



Rys.5.68. Przykładowy rozkład redukcji sztywności  $B_{eff,i}$  zarysowanych rygli w ramie: *MES1* – badania numeryczne MES; *MES2* – wartość średnia dla *MES1* /5.111/; *WAP* – wartości aproksymowane /5.113/

Tab.5.42. Przykładowy rozkład redukcji sztywności zarysowanych rygli na długości ramy

linia	$B_{eff,i} / B_{uncr}$																	
	$n_{b,1}$	$n_{b,2}$	$n_{b,3}$	$n_{b,4}$	$n_{b,5}$	$n_{b,6}$	$n_{b,7}$	$n_{b,8}$	$n_{b,9}$	$n_{b,10}$	$n_{b,11}$	$n_{b,12}$	$n_{b,13}$	$n_{b,14}$	$n_{b,15}$	$n_{b,16}$	$n_{b,17}$	$n_{b,18}$
[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
MES1	94	84	71	64	61	59	58	57	56	56	56	57	58	59	62	66	76	94
	rzeczywiste wartości współczynników: $a = 0.0049$ , $b = -0.0952$ , $c = 0.991$																	
MES2	uśredniona wartość $B_{eff,i} / B_{uncr} = 65,9 \%$																	
WAP	wsp. $a = 0.004$ , wsp. $b = -0.085$ i wsp. $c = 1.05$ odczytane z diagramów dla $n_b = 18$																	
	97	90	83	77	73	68	65	63	61	60	60	61	62	64	68	71	76	82

Przedstawiony powyżej przykład wykorzystania znajomości średniej wartości sztywności efektywnej  $B_{eff}$  grupy rygli na  $n$ -tej kondygnacji do oszacowania rozkładu wartości sztywności efektywnej  $B_{eff,i}$  w poszczególnych ryglach na długości ramy z wykorzystaniem diagramów odbiega od rzeczywistego rozkładu tych wartości ze względu na następujące uproszczenia: przybliżenie rzeczywistego, krzywoliniowego rozkładu funkcją wielomianową 2-go rzędu i daleko idące uśrednianie wartości parametrów  $a$ ,  $b$  i  $c$  tej funkcji  $f(x)$  przy tworzeniu diagramów. Rozwiązaniem tego problemu byłoby przybliżenie rzeczywistego rozkładu funkcją wielomianową wyższego rzędu (w powyższym przykładzie np. 6-go rzędu) i dokładniejsze określenie parametrów tej funkcji, ale zabieg ten znacznie skomplikowałby obliczenia i nie gwarantowałby spodziewanej dokładności wyników przy zwiększonym nakładzie czasu i pracy.

Przedstawione wyrażenie na uśrednioną sztywność efektywną  $B_{eff}/5.111-112/$  rygli w ramie powłoki ramowej na  $n$ -tej kondygnacji ustroju nośnego zależy od wartości sztywności efektywnych poszczególnych rygli, a one same od wartości momentów zginających w nich występujących i od wartości momentu rysującego ich przekroje. Zgodnie z teoretyczno-doświadczalnym modelem pracy powłoki ramowej prezentowanym w Rozdziale 4 oraz uwzględniając analizę wyników badań numerycznych dotyczącą średniej wartości momentów

zginających  $M_{by,e}^n$  /5.108/ w ryglach ramy  $n$ -tej kondygnacji powłokowego ustroju nośnego wyrażenie na średnią wartość sztywności efektywnej grupy rygli  $B_{eff}$  /4.33/ w rozważanej ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej przyjmuje następujące postacie /5.114-115/:

$$B_{eff}^n = E_{cm} \cdot I_{bys,eff}^n = K \cdot \left[ \frac{0.255 \cdot V(z) \cdot l_c \cdot \left( \frac{s_c - b_c}{s_c} \right)}{M_{by,cr}^n} \right]^a \cdot E_{cm} \cdot I_{bys,uncr}^n \quad /5.114/$$

$$I_{bys,eff}^n = K \cdot \left( \frac{M_{by}^n}{M_{by,cr}^n} \right)^a \cdot I_{bys,uncr}^n = K \cdot \left[ \frac{0.255 \cdot V(z) \cdot l_c \cdot \left( \frac{s_c - b_c}{s_c} \right)}{M_{by,cr}^n} \right]^a \cdot I_{bys,uncr}^n \quad /5.115/$$

- gdzie:  $B_{eff}^n$  - uśredniona efektywna sztywność zarysowanych rygli w ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej ustroju nośnego, [kNm<sup>2</sup>],  
 $E_{cm}$  - moduł sprężystości podłużnej betonu określony na podstawie normy [N10], [kPa],  
 $I_{bys,eff}^n$  - uśredniony efektywny sprowadzony moment bezwładności rygli w ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej, [m<sup>4</sup>],  
 $I_{bys,uncr}^n$  - sprowadzony moment bezwładności rygli w ramie na  $n$ -tej kondygnacji powłoki ramowej określony jak dla przekroju niezarysowanego, [m<sup>4</sup>],  
 $V(z)$  - suma wszystkich sił poziomych powyżej rozpatrywanej kondygnacji powłoki, [kN],  
 $l_c$  - długość osiowa słupów; wysokość kondygnacji; odległość punktów przegięcia słupów, [m],  
 $n_b$  - liczba rygli na długości ramy równoległej do kierunku działania obciążenia poziomego, [-],  
 $b_c$  - szerokość betonowego przekroju poprzecznego słupa, [m],  
 $M_{by}^n$  - średnia wartość momentów zginających w ryglach  $n$ -tej kondygnacji /5.108/, [kNm],  
 $M_{by,cr}^n$  - moment rysujący przekroje rygli  $n$ -tej kondygnacji, [kNm],  
 $K, a$  - wartości stałe ustalane empirycznie, [-].

Na podstawie badań numerycznych przeprowadzonych zgodnie z przyjętym programem badań określono wartości sztywności efektywnych  $B_{eff,i}^n$   $i$ -tych rygli na długości ramy należących do rozpatrywanych  $RG10K$ , a na ich podstawie określono wartości średnie tych wielkości  $B_{eff}^n$  reprezentatywne dla całej  $n$ -tej kondygnacji. Na tej podstawie otrzymano zbiór 1440 wartości tej wielkości w  $RG10K$  o szerokim zakresie wielu zmiennych parametrów badawczych prezentowanych w tabelach Tab.5.17-36 i na wykresach (rys.5.22-35), który umożliwia korelację w sensie statystycznym parametrów we wzorach /5.114-115/ i określenie wartości stałych empirycznych  $K$  i  $a$ . Wielkości te uwzględniają pośredni wpływ parametrów sztywności elementów na teoretyczne wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w poszczególnych ryglach na długości ramy, sztywności w pełni zarysowanych przekrojów  $I_{bys,cr}$  danych rygli oraz wpływ redystrybucji sił wewnętrznych ( $RSW$ ) w elementach ram powłoki wynikających z zarysowania rygli, który można zapisać następującą zależnością /5.116/.

$$\{K, a\} = \left\{ GA, \Theta, S'_{czs,e}, S'_{rs,e}, \lambda_B, \frac{L_w}{L_f}, RSW, I_{bys,cr} \right\} \quad /5.116/$$

gdzie:  $K, a$  - wartości stałe ustalane empirycznie, [-],  
 $I_{bys,cr}$  - moment bezwładności przekroju rygla w pełni zarysowanego, [m<sup>4</sup>],  
 $RSW$  - wpływ redystrybucji sił wewnętrznych w elementach ram wywołany zarysowaniem rygli na wartość rzeczywistych momentów zginających w nich występujących i wywołujących w nich efekt zarysowania,  
 pozostałe wielkości jak w /5.114-115/.

W celu uproszczenia korelacji w wyrażeniu /5.115/ przyjęto wartości parametrów  $a=1$  oraz  $K=1$  i po przekształceniach otrzymano następujące wyrażenie /5.117/.

$$\Delta B_{eff}^n = \frac{I_{bys,eff}^n}{I_{bys,uncr}^n} = \frac{M_{by}^n}{M_{by,cr}^n} = 0.255 \cdot V(z) \cdot \frac{l_c}{n_b} \cdot \left( \frac{s_c - b_c}{s_c} \right) \cdot \frac{1}{M_{by,cr}^n} \quad /5.117/$$

gdzie:  $\Delta B_{eff}^n$  - uśredniony stopień redukcji sztywności efektywnej rygli ram środkowych wywołany zarysowaniem ich przekrojów na  $n$ -tej kondygnacji ustroju ramowo-powłokowego, [-],  
 pozostałe wielkości jak w /5.114-115/.

Na podstawie wyrażenia /5.117/ stworzono wykres rozkładu stosunków wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach określonych teoretycznie /5.107/ do wartości momentów rysujących  $M_{by,cr}$  przekroje rygli w zależności od przyporządkowanych im stosunków średnich wartości efektywnych momentów bezwładności  $I_{bys,eff}$  zarysowanych rygli do ich wartości  $I_{bys,uncr}$  określonych jak dla przekrojów niezarysowanych (rys.5.69). Na rys.5.69 przedstawiono dane zebrane z 1440  $n$ -tych kondygnacji (144 zbadane ustroje ramowo-powłokowe w których rozpatrywano wybrane grupy 10 kondygnacji).

Zgodnie z wyrażeniami /4.34-36/ określono trzy przedziały monotoniczności opisujące rozkład danych na rozpatrywanym wykresie (rys.5.69): **przedział-1** – wartość efektywnego momentu bezwładności jest stała i równa momentowi bezwładności określonemu jak dla elementu niezarysowanego (element nie uległ zarysowaniu) /5.118/, **przedział-2** – rozkład wartości efektywnego momentu bezwładności ma charakter funkcji krzywoliniowej dla której określono niewiadome średnie wartości parametrów  $K=0.88$  i  $a=-0.86$  /5.119/ (wartości maksymalne parametrów empirycznych wynoszą  $K=0.955$  i  $a=-0.86$ , a wartości minimalne  $K=0.80$  i  $a=-0.86$ ), **przedział-3** – wartość efektywnego momentu bezwładności jest stała i przyjmuje wartość minimalną określoną na podstawie obserwacji rozkładu danych na wykresie, tutaj 50% wartości momentu bezwładności określonego jak dla elementu niezarysowanego /5.120/.

$$\text{przedział-1} \quad \text{dla } 0 < \frac{M_{by,e}^n}{M_{by,cr}^n} < 0.86 \quad I_{bys,eff}^n = I_{bys,uncr}^n = const \quad /5.118/$$

$$\text{przedział-2} \quad \text{dla } 0.86 \leq \frac{M_{by,e}^n}{M_{by,cr}^n} < 1.93 \quad I_{bys,eff}^n = 0.88 \cdot \left( \frac{M_{by,e}^n}{M_{by,cr}^n} \right)^{-0.86} \cdot I_{bys,uncr}^n \quad /5.119/$$

$$\text{przedział-3} \quad \text{dla } \frac{M_{by,e}^n}{M_{by,cr}^n} \geq 1.93 \quad I_{bys,eff}^n = 0.5 \cdot I_{bys,uncr}^n = const \quad /5.120/$$

- gdzie:  $M_{by,e}^n$  - moment zginający w ryglach w przekrojach utwierdzenia w licach słupów, [kNm],  
 $M_{by,cr}^n$  - moment rysujący przekroje rygli, [kNm],  
 $I_{bys,eff}^n$  - efektywny sprowadzony moment bezwładności zarysowanego rygla, [m<sup>4</sup>]  
 $I_{bys,uncr}^n$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju rygla, [m<sup>4</sup>],

Po podstawieniu wartości parametrów  $K$  i  $a$  (minimalnych, średnich i maksymalnych) do wyrażenia /5.115/ i jego przekształceniu otrzymuje się wzory /5.121-123/ opisujące krzywoliniowe rozkłady wartości efektywnego momentu bezwładności zarysowanych rygli ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego w powłoce ramowej dla 2-go przedziału monotoniczności wyrażenia /5.117/, co przedstawiono graficznie na rys.5.70.

**przedział-2**  $dla \quad 0.86 \leq \frac{M_{by,e}^n}{M_{by,cr}^n} < 1.93$

wartości maksymalne  $I_{bys,eff}^n = 3.10 \cdot \left[ V(z) \cdot \frac{l_c}{n_b} \cdot \left( \frac{s_c - b_c}{s_c} \right) \cdot \frac{1}{M_{by,cr}^n} \right]^{-0.86} \cdot I_{bys,uncr}^n$  /5.121/

wartości średnie  $I_{bys,eff}^n = 2.85 \cdot \left[ V(z) \cdot \frac{l_c}{n_b} \cdot \left( \frac{s_c - b_c}{s_c} \right) \cdot \frac{1}{M_{by,cr}^n} \right]^{-0.86} \cdot I_{bys,uncr}^n$  /5.122/

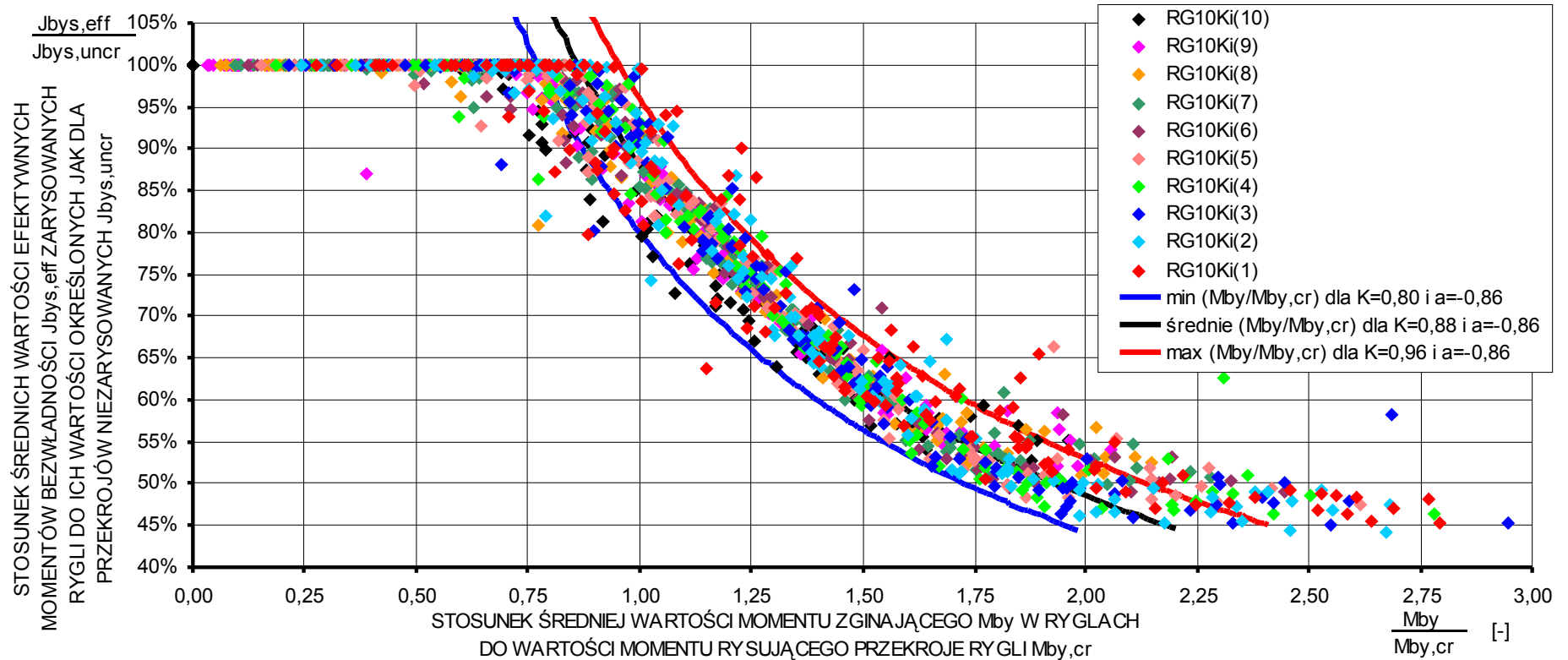
wartości minimalne  $I_{bys,eff}^n = 2.60 \cdot \left[ V(z) \cdot \frac{l_c}{n_b} \cdot \left( \frac{s_c - b_c}{s_c} \right) \cdot \frac{1}{M_{by,cr}^n} \right]^{-0.86} \cdot I_{bys,uncr}^n$  /5.123/

We wzorach /5.114-123/ założono, że przekrój jest bisymetryczny o stałym i symetrycznym zbrojeniu na długości rozważanych elementów, dla którego wartość momentu rysującego  $M_{by,cr}^n$  przekroje rygli jest stała na długości elementu zgodnie ze wzorem /5.124/.

$$M_{by,cr}^n = W_{bys,uncr}^n \cdot f_{ctm} = \frac{I_{bys,uncr}^n}{0.5 \cdot h_b} \cdot f_{ctm} = const \quad /5.124/$$

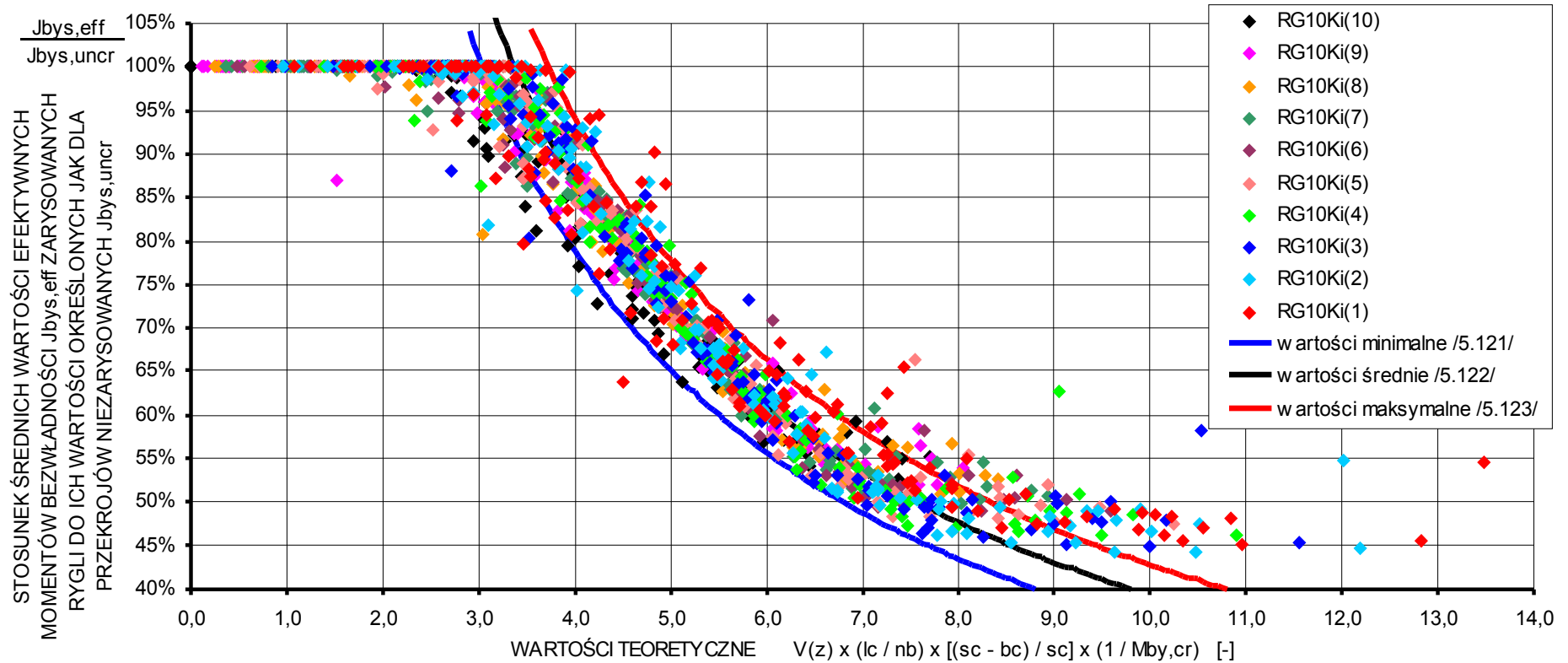
- gdzie:  $M_{by,cr}^n$  - moment rysujący przekroje rygli  $n$ -tej kondygnacji, [kNm],  
 $W_{bys,uncr}^n$  - sprowadzony wskaźnik na zginanie niezarysowanego przekroju rygla, [m<sup>3</sup>],  
 $I_{bys,uncr}^n$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju rygla, [m<sup>4</sup>],  
 $h_b$  - wysokość betonowego przekroju poprzecznego rygla, [m],  
 $f_{ctm}$  - wytrzymałość betonu na rozciąganie na podstawie normy [N10], [kPa].

Na rys.5.69-70 liniami ciągłymi koloru czerwonego oznaczono przebieg wartości maksymalnych /5.118 i 5.121/, liniami ciągłymi koloru czarnego oznaczono przebieg wartości średnich /5.119 i 5.122/, liniami ciągłymi koloru niebieskiego oznaczono przebieg wartości minimalnych /5.120 i 5.123/. Obydwa wykresy (rys.5.69-70) obejmują dane zebrane z badań 144 ustrojów ramowo-powłokowych objętych programami badań.

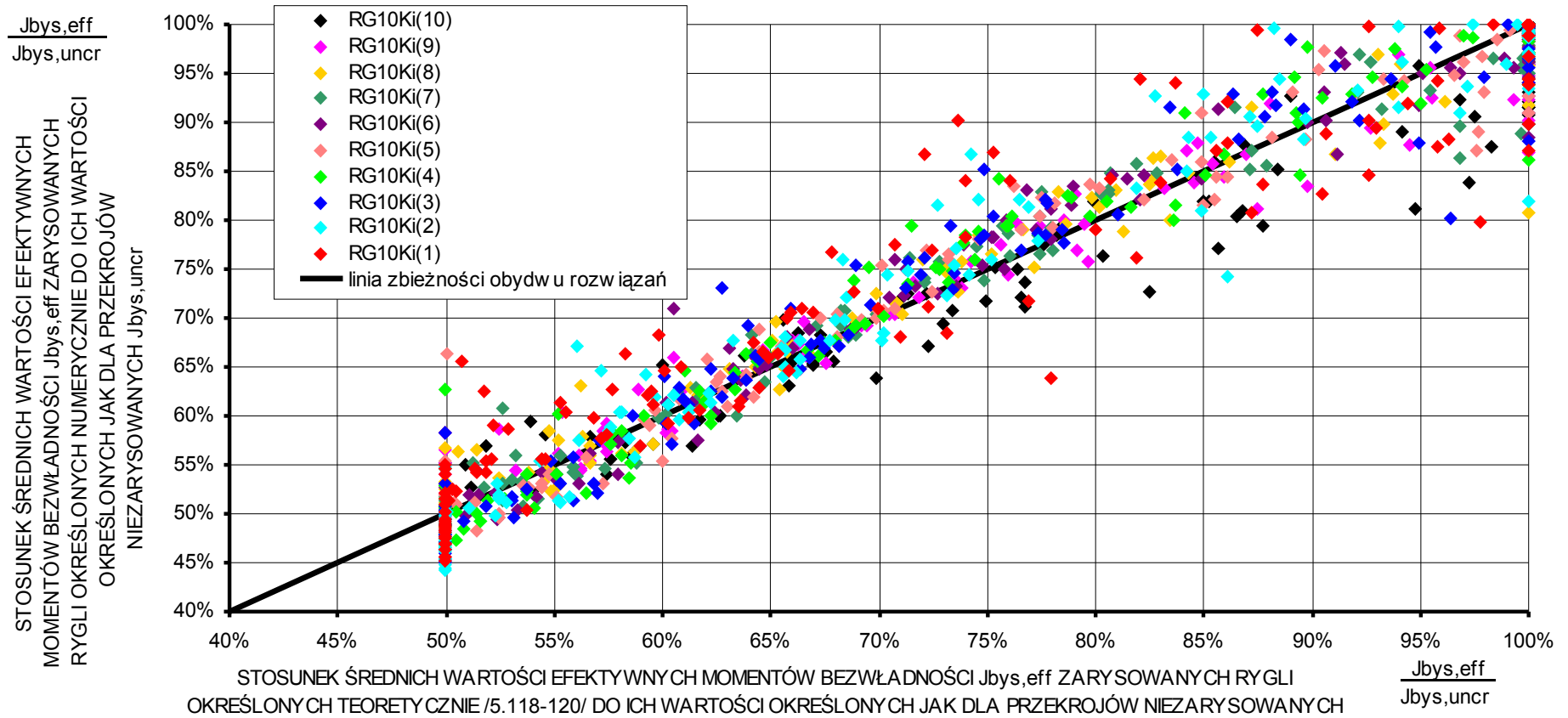


Rys.5.69. Wykres korelacji /5.117/ stosunków wartości momentów zginających  $M_{by,e}^m$  w ryglach określonych teoretycznie na podstawie wyrażenia /5.107/ i wartości momentu rysującego  $M_{by,cr}^m$  przekroje rygli do średnich wartości efektywnych momentów bezwładności  $I_{bys,eff}^m$  zarysowanych rygli określonych na podstawie badań numerycznych rozpatrywanych ram  $n$ -tych kondygnacji ustroju powłokowego : RG10K<sub>i</sub>( $n$ ) –  $n$ -ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>); linie ciągłe – minimalne (kolor niebieski), średnie (kolor czarny) i maksymalne (kolor czerwony) wartości rozkładu danych na wykresie

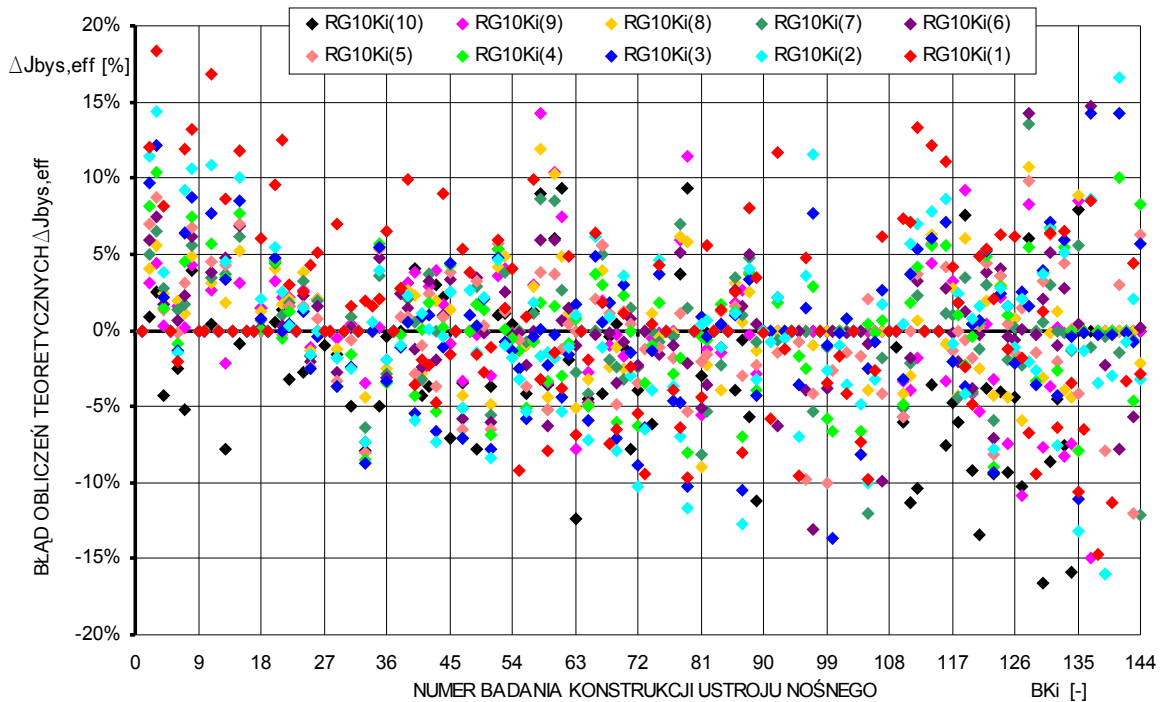




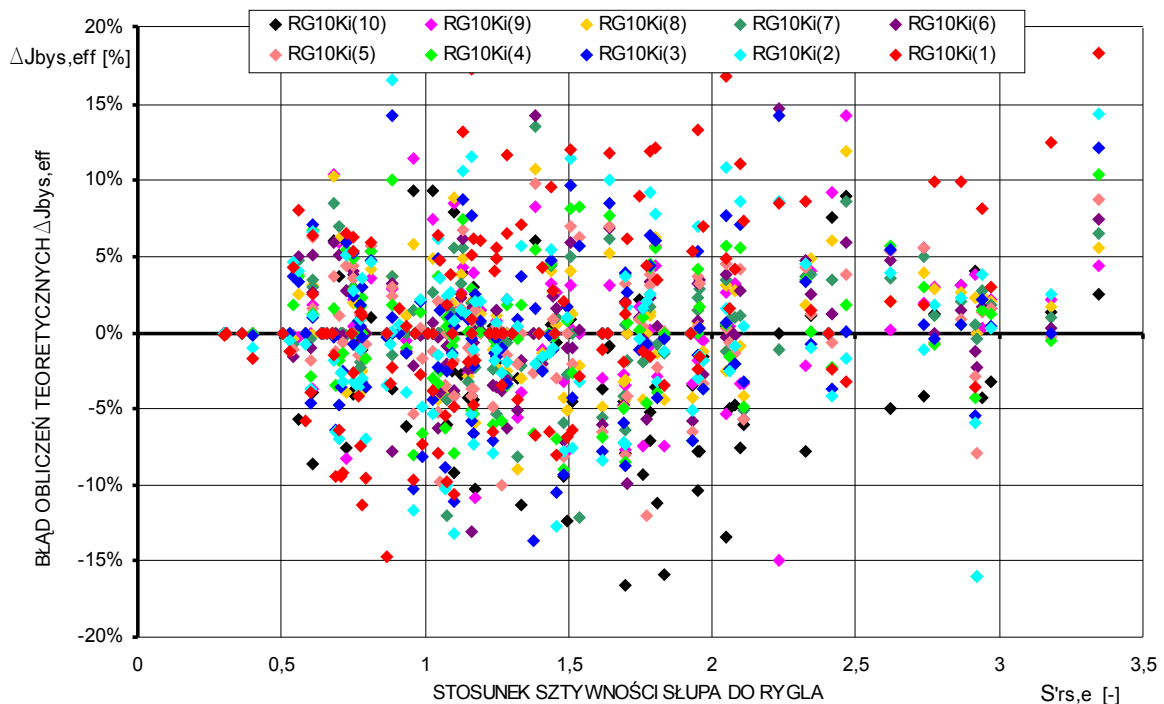
Rys.5.70. Wykres korelacji /5.118/ stosunków wartości momentów zginających  $M^m_{by,e}$  w ryglach określonych teoretycznie na podstawie wyrażenia /5.107/ i wartości momentu rysującego  $M^m_{by,cr}$  przekroje rygli do średnich wartości efektywnych momentów bezwładności  $I^m_{bys,eff}$  zarysowanych rygli określonych na podstawie badań numerycznych rozpatrywanych ram  $n$ -tych kondygnacji powłoki ramowej : RG10K<sub>i</sub>( $n$ ) –  $n$ -ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>); linie ciągłe – minimalne (kolor niebieski), średnie (kolor czarny) i maksymalne (kolor czerwony) wartości rozkładu danych na wykresie



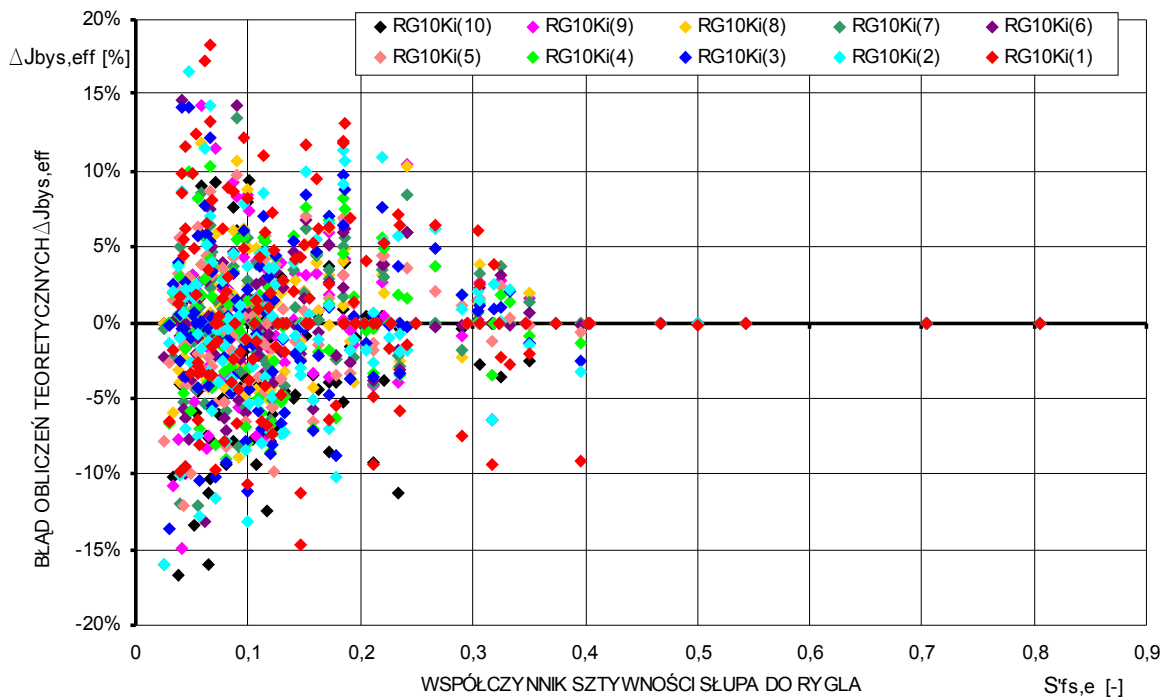
Rys.5.71. Wykres średnich wartości efektywnych momentów bezwładności w zarysowanych ryglach określonych numerycznie i teoretycznie (wartości średnie) na podstawie wyrażen /5.118-120/:  $RG10K_i(n)$  –  $n$ -ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji ( $RG10K_i$ ); linia ciągła – linia zbieżności obydwu rozwiązań



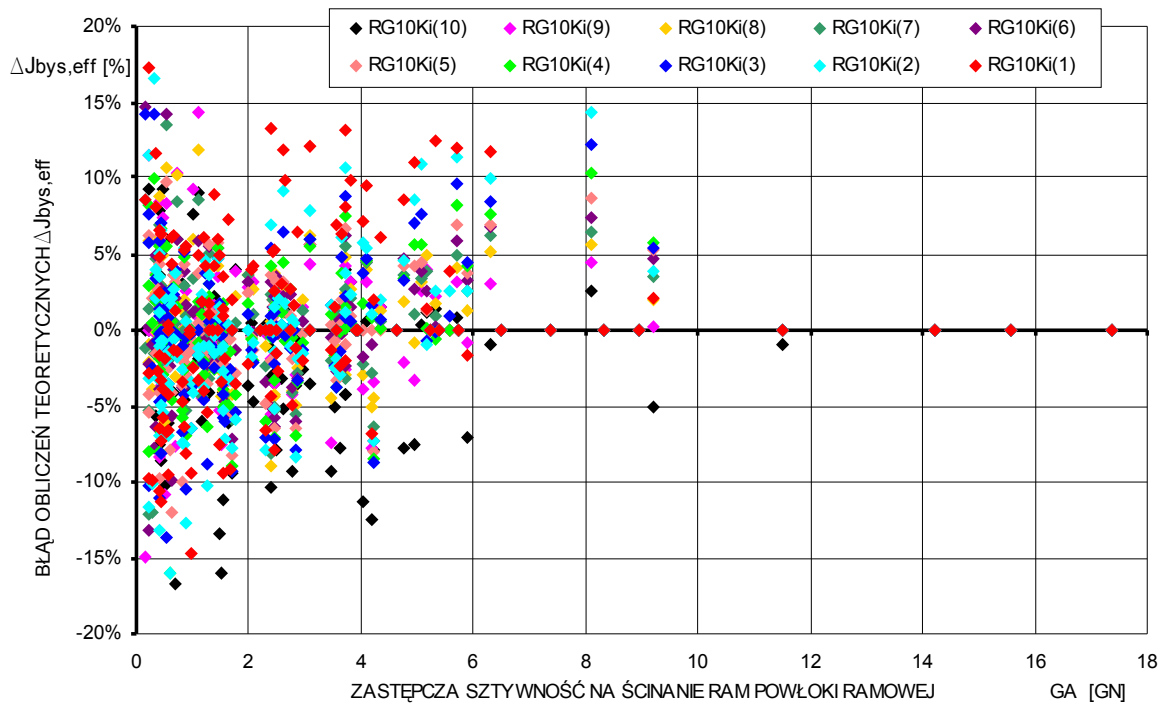
Rys.5.72. Błąd średniej wartości efektywnych momentów bezwładności  $\Delta J_{bys,eff}$  zarysowanych rygli określonych teoretycznie (wartości średnie) /5.122/ dla poszczególnych badań  $B_i$ ; RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>) w poszczególnych badaniach BKi



Rys.5.73. Błąd średniej wartości efektywnych momentów bezwładności  $\Delta J_{bys,eff}$  zarysowanych rygli określonych teoretycznie (wartości średnie) /5.122/ w zależności od stosunku sztywności słupa do rygla  $S'_{rs,e}$ ; RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>)



Rys.5.74. Błąd średniej wartości efektywnych momentów bezwładności  $\Delta J_{bys,eff}$  zarysowanych rygli określonych teoretycznie (wartości średnie) /5.122/ w zależności od współczynnika sztywności słupa do rygla  $S'_{fs,e}$ .  
 RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>)

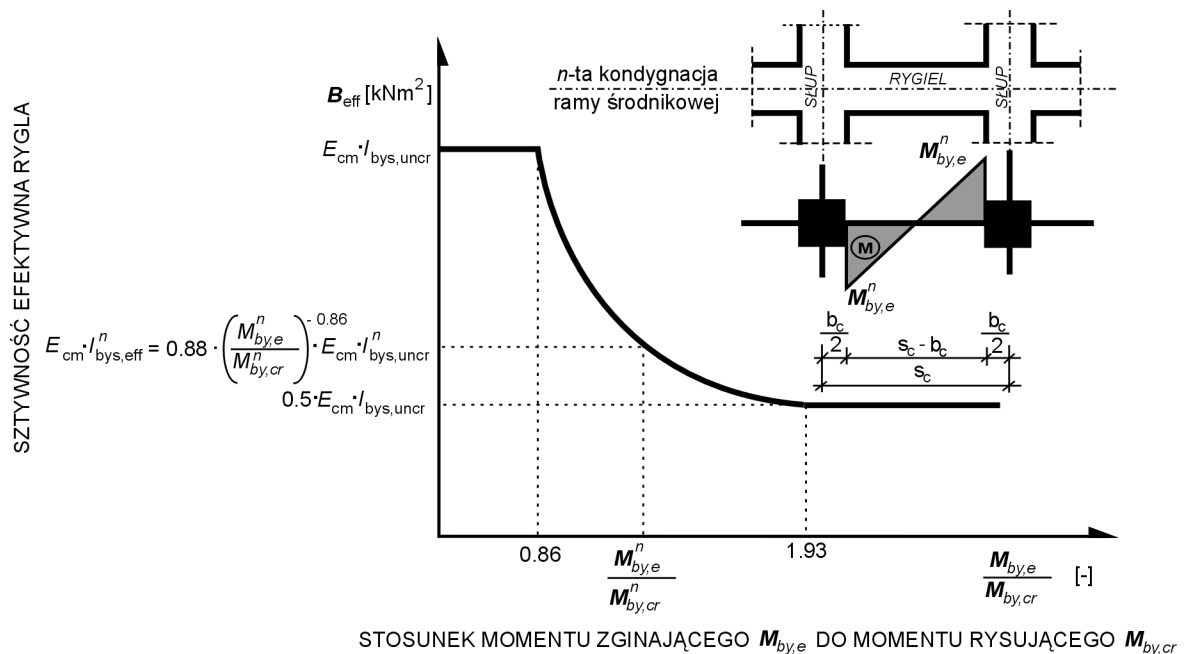


Rys.5.75. Błąd średniej wartości efektywnych momentów bezwładności  $\Delta J_{bys,eff}$  zarysowanych rygli określonych teoretycznie (wartości średnie) /5.122/ w zależności od sztywności na ścianie ram  $GA$ :  
 RG10K<sub>i</sub>(n) – n-ta kondygnacja wchodząca w skład Rozpatrywanej Grupy 10-Kondygnacji (RG10K<sub>i</sub>)

Na rys.5.71 przedstawiono porównanie średnich wartości efektywnych momentów bezwładności  $J_{bys,eff}$  zarysowanych rygli określonych teoretycznie /5.122/ i numerycznie.

Na rys.5.72 przedstawiono wartości procentowych błędów względnych średnich wartości efektywnych momentów bezwładności  $\Delta J_{bys,eff}$  określonych teoretycznie /5.122/ dla poszczególnych kondygnacji wchodzących w skład  $RG10K_i$  w danym badaniu BKi w stosunku do analogicznych wartości określonych numerycznie oraz w zależności od stosunków sztywności słupa do rygla  $S'_{rs,e}$  (rys.5.73), współczynnika sztywności słupa do rygla  $S'_{fs,e}$  (rys.5.74) i sztywności na ścinanie  $GA$  ram powłoki ramowej (rys.5.75).

Na powyższych wykresach (rys.5.69-70) zauważyć można, że rozkład wartości rozważanych wielkości w zależności od stosunków wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach do wartości momentów rysujących  $M_{by,cr}$  odpowiada ogólnemu rozkładowi przedziałów monotoniczności przedstawionemu na rys.4.15. Po podstawieniu wartości parametrów  $K$ ,  $a$ ,  $m$  i  $n$  wykres ten (rys.4.15) dla średnich wartości efektywnych sztywności zarysowanych rygli /5.119/ ma postać jak na rys.5.76.



Rys.5.76. Redukcja sztywności giętej rygli ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego w zależności od stosunku wartości momentu zginającego  $M_{by,e}$  do wartości momentu rysującego przekroje rygli  $M_{by,cr}$

Wykresy na rys.5.71-75 wykazują dużą zbieżność otrzymanych wartości teoretycznych i numerycznych efektywnych momentów bezwładności  $I_{bys,eff}$  zarysowanych rygli mimo szerokich zakresów wartości takich parametrów jak, np.  $S'_{rs,e}$ ,  $S'_{fs,e}$ ,  $GA$ , których nie uwzględniano bezpośrednio we wzorach /5.118-5.120/. Największe odstępstwa od tej zbieżności są wartości bliskie 100% i 50% wartości momentów bezwładności  $I_{bys,uncr}$  określonych jak przekrojów niezarysowanych, tj. w miejscach zmian przedziałów monotoniczności rozkładu danych między przedziałem-1 i przedziałem-2 oraz przedziałem-2 i przedziałem-3, a mniejsze na długości przedziału-2. Tłumaczyć to należy wpływem uśredniania wartości momentu zginającego  $M_{by,e}$  w ryglach oraz nie uwzględnianiem bezpośredniego wpływu rzeczywistych wartości momentów bezwładności  $I_{bys,cr}$  określonych jak dla przekrojów w pełni zarysowanych do odpowiadających im wartościom momentów bezwładności określonych jak dla przekrojów niezarysowanych  $I_{bys,uncr}$  /5.125/.

$$I_{bys,cr} = (15 \div 50\%) \cdot I_{bys,uncr} \quad /5.125/$$

gdzie:  $I_{bys,cr}^n$  - sprowadzony moment bezwładności w pełni zarysowanego przekroju rygla, [m<sup>4</sup>],  
 $I_{bys,uncr}^n$  - sprowadzony moment bezwładności niezarysowanego przekroju rygla, [m<sup>4</sup>].

Dla przypadków wartości efektywnych momentów bezwładności  $I_{bys,eff}$  bliskich wartościom momentów bezwładności  $I_{bys,uncr}$  określonych jak przekrojów niezarysowanych wartości średnie  $M_{by,e}$  w ryglach na długości ramy mogły jeszcze nie wywołać w nich stanu zarysowania, ale rygle środkowe na długości ramy, w których rzeczywiste wartości momentów zginających są większe o ok 10÷20% od danych wartości średnich, już uległy zarysowaniu i wywołanej tym efektem redukcji sztywności, co wpłynęło na średnią wartość efektywnego momentu bezwładności /5.112/ we wszystkich ryglach na długości ramy.

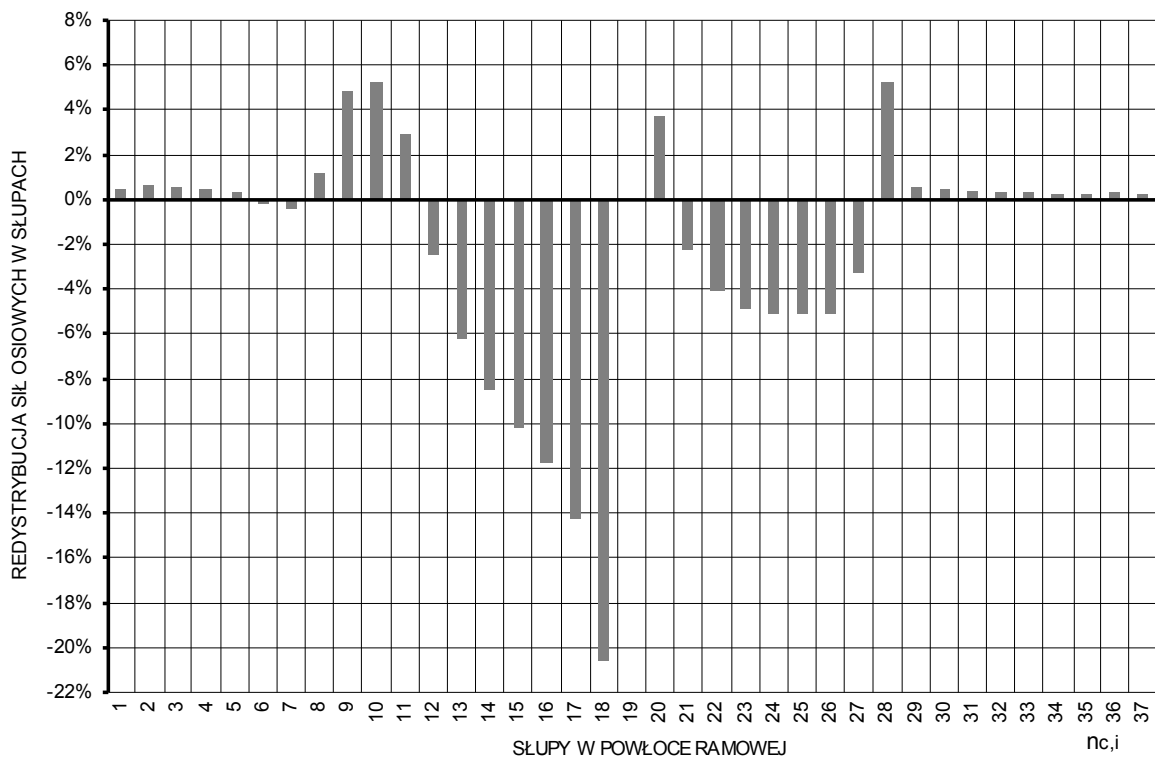
Dla przypadków wartości efektywnych momentów bezwładności  $I_{bys,eff}$  bliskich połowom wartości momentów bezwładności  $I_{bys,uncr}$  określonych jak dla przekrojów niezarysowanych należy uznać, że wartości te są wartościami granicznymi (pominięto w badaniach warunek zniszczenia prętów zbrojeniowych) maksymalnej redukcji sztywności  $\Delta B_{eff}^n$  rygli wywołanej zarysowaniem. Zarysowanie wszystkich przekrojów na długości rygla, co odpowiadałoby wartości efektywnego momentu bezwładności zarysowanego rygla równego momentowi bezwładności  $I_{bys,cr}$  określonego jak dla przekroju w pełni zarysowanego, jest niemożliwe ze względu na charakter zmiennego na długości rygla rozkładu momentów zginających  $M_{by}(x)$ . Wartość 50% momentu bezwładności  $I_{bys,uncr}$  określonego jak przekrojów niezarysowanych jest wartością graniczną efektywnego momentu bezwładności  $I_{bys,eff}$  przy założeniu wzrastających wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach w przekrojach utwierdzenia w licach słupów. Ewentualne różnice w wynikają z różnego stosunku momentów bezwładności określonych jak dla przekrojów zarysowanych w II fazie pracy przekroju i niezarysowanych w I fazie pracy przekroju.

Na rys.5.72-75 przedstawiono wykresy rozkładu względnego błędu  $\Delta I_{bys,eff}$  średnich wartości efektywnego momentu bezwładności  $I_{bys,eff}$  zarysowanych rygli określonych teoretycznie w stosunku do odpowiadających mu wartości określonych numerycznie na wszystkich kondygnacjach wchodzących w skład  $RG10K_i$  budynków wysokich w poszczególnych badaniach BKi oraz w zależności od wartości  $S'_{rs,e}$ ,  $S'_{fs,e}$  i  $GA$  w danym badaniu. Średnia wartość błędu  $\Delta I_{bys,eff}$  wynosi ok. 5÷10%. Największe wartości błędu określono, zgodnie z oczekiwaniami, dla rygli kondygnacji, w których ma miejsce zmiana sztywności budynku wysokiego (punkty koloru czerwonego i czarnego). Jest to konsekwencja największych różnic w spodziewanych średnich wartościach momentów zginających w ryglach tych kondygnacji. Przyczyny różnic wartości oczekiwanych od rzeczywistych są podobne jak te przedstawione przy omawianiu momentów zginających w ryglach (pkt.5.10.2).

#### 5.10.6. Redystrybucja sił wewnętrznych w słupach i ryglach ram powłoki ustroju nośnego wywołana zarysowaniem rygli

Zarysowanie przekrojów w ryglach wpływa na zmianę sztywności giętej tych elementów konstrukcyjnych powłoki ramowej, a ta, zgodnie z zasadami mechaniki budowli układów statycznie niewyznaczalnych, na redystrybucję sił wewnętrznych w poszczególnych elementach konstrukcji ustroju nośnego. Poniżej rozpatrzono wpływ zarysowania rygli równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ramowej na redystrybucję momentów zginających w słupach  $M_{cz,e}$  i w ryglach  $M_{by,e}$  oraz sił osiowych w słupach  $N_{cx}$  wywołanych obciążeniem poziomym.

Opis rozkładu sił osiowych  $N_{cx}$  w słupach ram powłoki ramowej wywołanych obciążeniem poziomym przedstawiono w Rozdziale 2 (rys.2.17). W ogólnych zarysach rozkład ten odpowiada naprężeniom normalnym w zginanym przekroju skrzynkowym, w których następuje koncentracja naprężeń w narożach ścianek i jego zmniejszenie w ich środkach, zgodnie z tzw. efektem *shear lag*. Efekt ten, zgodnie z jego definicją, wywołany jest podatnością rygli na długości ramy. Konsekwencją zarysowania przekrojów rygli jest wzrost ich podatności spowodowany zmniejszeniem ich sztywności giętej. Ze względu na nierównomierny rozkład redukcji sztywności rygli na długości ramy (rys.5.64), największy wzrost sił osiowych zauważyć można w słupach środkowych ram, a najmniejszy w słupach narożnych i w słupach ram prostopadłych do kierunku obciążenia poziomego. Rozkład względnych wartości przyrostów i zmniejszeń sił osiowych w słupach ram powłoki z zarysowanymi ryglami ma charakter nierównomierny i trudny do opisania matematycznie, podobnie jak sam efekt *shear lag* (rys.5.77).

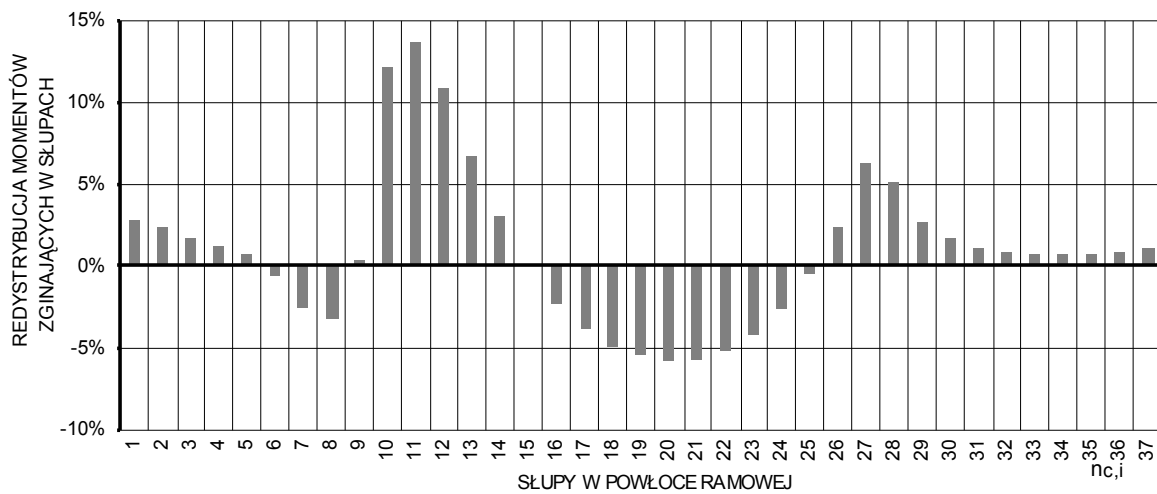


Rys.5.77. Przykładowy rozkład redystrybucji sił osiowych w słupach ram powłoki ramowej ustroju nośnego wywołanej zarysowaniem rygli (przyjęta numeracja słupów: 1-środkowy słup zewnętrznej ramy półkowej; 10- i 28-słup narożny; 37-środkowy słup wewnętrznej ramy półkowej)

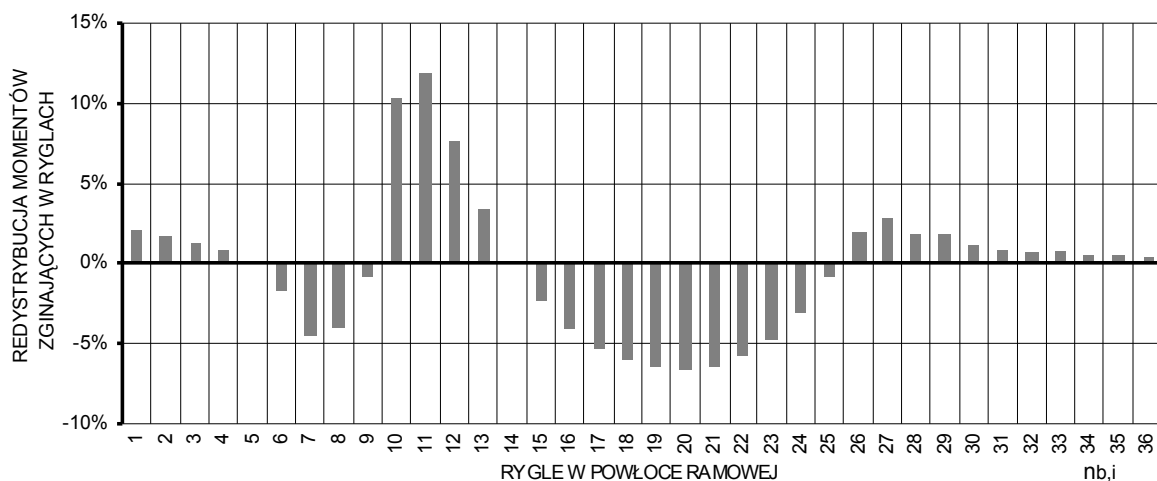
Redystrybucja sił osiowych  $N_{xc}$  jest największa w słupach kondygnacji z zarysowanymi ryglami. Dla przypadku, gdy tylko w pewnej grupie kondygnacji rygle ulegną zarysowaniu, tak jak to miało miejsce w konstrukcjach budynków wysokich objętych badaniami, to w słupach pozostałych kondygnacji znajdujących się poniżej i powyżej danej grupy kondygnacji efekt redystrybucji sił wewnętrznych wywołany zarysowaniem rygli jest dużo mniejszy – ok. 0.1-2% i szybko maleje.

Rozkład wartości momentów zginających w słupach  $M_{cz,e}$  i w ryglach  $M_{by,e}$  w przekrojach ich utwierdzenia w licach elementów do nich prostopadłych przedstawiono w Rozdziale 2. Największe wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  i  $M_{by,e}$  obydwu elementów w

ich przekrojach utwierdzenia są w elementach środkowych równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki i zmniejszają się one w kierunku elementów narożnych tych ram. Wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  i  $M_{by,e}$  w elementach ram prostopadłych do kierunku działania obciążenia poziomego są stosunkowo małe. Pod wpływem zarysowania ma miejsce redystrybucja obu momentów zginających  $M_{cz,e}$  (rys.5.78) i  $M_{by,e}$  (rys.5.79), które w elementach środkowych ulegają zmniejszeniu, a w elementach narożnych zwiększeniu. Efekt ten jest konsekwencją względnie dużego zmniejszenia sztywności rygli środkowych w porównaniu z ryglami narożnymi rozważanych ram, tak jak to miało miejsce w przypadku sił osiowych w słupach  $N_{cx}$ . Przedstawione poniżej przykładowe redystrybucje momentów zginających w słupach  $M_{cz,e}$  (rys.5.78) i w ryglach  $M_{by,e}$  (rys.5.79) dotyczą tego samego przypadku zarysowania rygli na danej kondygnacji – wartości ujemne oznaczają zmniejszenie, a wartości dodatnie zwiększenie wartości momentów zginających.



Rys.5.78. Przykładowy rozkład redystrybucji momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach ram powłoki ustroju nośnego wywołanej zarysowaniem rygli (przyjęta numeracja słupów: 1-środkowy słup nawierzchni półkowej; 10- i 28-słup narożny; 37-środkowy słup zawierzchni półkowej)



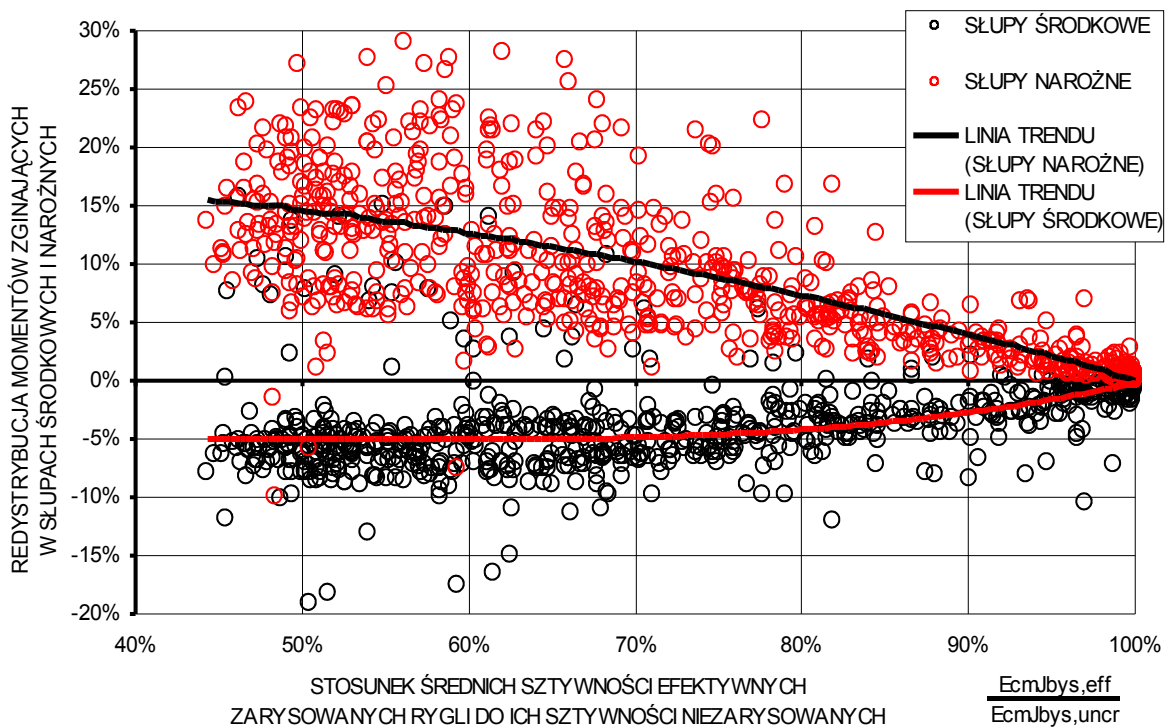
Rys.5.79. Przykładowy rozkład redystrybucji momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach ram powłoki ustroju nośnego wywołanej zarysowaniem rygli (przyjęta numeracja rygli: 1÷9-rygle nawierzchni półkowej; 10÷27-rygle rami środkowej; 28÷36-rygle zawierzchni półkowej)



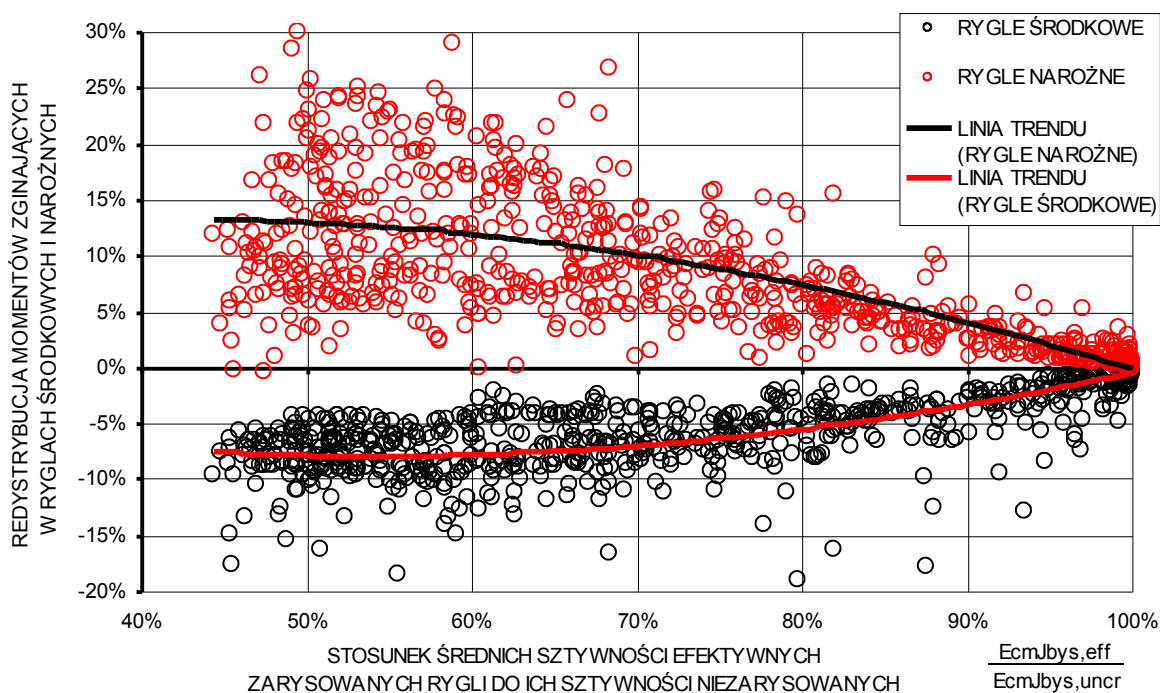
Na podstawie wyników badań numerycznych zebrano dane z 1440 kondygnacji budynków wysokich dotyczące redystrybucji momentów zginających w słupach  $M_{cz,e}$  i w ryglach  $M_{by,e}$  równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ustroju nośnego w zależności od stosunku wartości średniej efektywnej sztywności  $E_{cm}I_{bys,eff}$  zarysowanych rygli danej kondygnacji do ich sztywności  $E_{cm}I_{bys,uncr}$  określonych jak dla elementów niezarysowanych. Na rys.5.80-81 przedstawiono powyższe dane zestawiając ze sobą maksymalne wzrosty wartości obydwu momentów zginających w elementach narożnych i maksymalne ich zmniejszenia w elementach środkowych w zależności od średniej redukcji sztywności  $\Delta B_{eff}$  zarysowanych rygli  $n$ -tej kondygnacji ustroju nośnego.

Na rys.5.80-81 zauważyć można, że wielkość redystrybucji momentów zginających w słupach i ryglach wynikających z zarysowania rygli na długości ramy jest ściśle uwarunkowana wartością redukcji sztywności rygli na rozważanej kondygnacji. Dokładna wartość redystrybucji momentów zginających może zależeć od wielu czynników: rzeczywistego rozkładu redukcji sztywności rygli na długości ramy, stosunku sztywności słupów i rygli przed zarysowaniem i po zarysowaniu rygli na długości rozważanej ramy, wpływu zarysowania i redystrybucji sił wewnętrznych kondygnacji znajdujących się poniżej i powyżej danej kondygnacji. Redystrybucja momentów zginających w słupach i w ryglach waha się w granicach od -10% do +25% wartości momentu zginającego określonego na podstawie analizy liniowej konstrukcji składającej się z elementów niezarysowanych.

Na poniższych wykresach na rys.5.80-81 przedstawiono w postaci linii ciągłych w kolorze czarnym linii trendu rozkładu średnich wartości redystrybucji momentów zginających  $M_{cz,e}$  i  $M_{by,e}$  w elementach narożnych i w postaci linii ciągłych w kolorze czerwonym linii trendu rozkładu średnich wartości redystrybucji momentów zginających  $M_{cz,e}$  i  $M_{by,e}$  w elementach środkowych. Linie trendu opisano funkcjami wielomianowymi 2-go rzędu.



Rys.5.80. Redystrybucja momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach narożnych i środkowych równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ramowej w zależności od średniej redukcji sztywności  $\Delta B_{eff}$  zarysowanych rygli rozpatrywanej kondygnacji



Rys.5.81. Redystrybucja momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach narożnych i środkowych równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ramowej w zależności od średniej redukcji sztywności  $\Delta B_{eff}$  zarysowanych rygli rozpatrywanej kondygnacji

Redystrybucja momentów zginających  $M_{cz,e}$  i  $M_{by,e}$  jest największa w słupach i ryglach kondygnacji z zarysowanymi ryglami. Dla przypadku, gdy tylko w pewnej grupie kondygnacji rygle ulegną zarysowaniu, tak jak to miało miejsce w konstrukcjach ustrojów nośnych budynków wysokich objętych badaniami, to w elementach pozostałych kondygnacji znajdujących się poniżej i powyżej danej grupy kondygnacji efekt redystrybucji sił wewnętrznych wywołany zarysowaniem rygli jest dużo mniejszy – od -5% do +5% wartości momentu zginającego określonego na podstawie analizy liniowej konstrukcji składającej się z elementów niezarysowanych.

### 5.10.7. Sztywność powłoki ramowej z zarysowanymi ryglami w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego

Przemieszczenie poziome konstrukcji powłoki ramowej poddanej działaniu obciążenia poziomego jest sumą dwóch udziałów pracy konstrukcji – od czystego zginania (wydłużenia i skrócenia sprężyste słupów) i czystego ścinania (odkształcenia giętne i postaciowe elementów równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ramowej). Wielkości udziałów obu rodzajów pracy konstrukcji zależą w głównej mierze od właściwości geometrycznych i materiałowych elementów ram powłoki ramowej. Zmiany tych właściwości lub ich zróżnicowanie na długości i wzdłuż wysokości ram powłoki powodują wzrost obu udziałów pracy konstrukcji na wychylenie jego wierzchołka, który jest miarą jej sztywności. Zarysowanie rygli powoduje wzrost obu rodzajów pracy konstrukcji ustroju nośnego, ale ich wpływ na wartość całkowitego przemieszczenia i wychylenia konstrukcji jest różny.

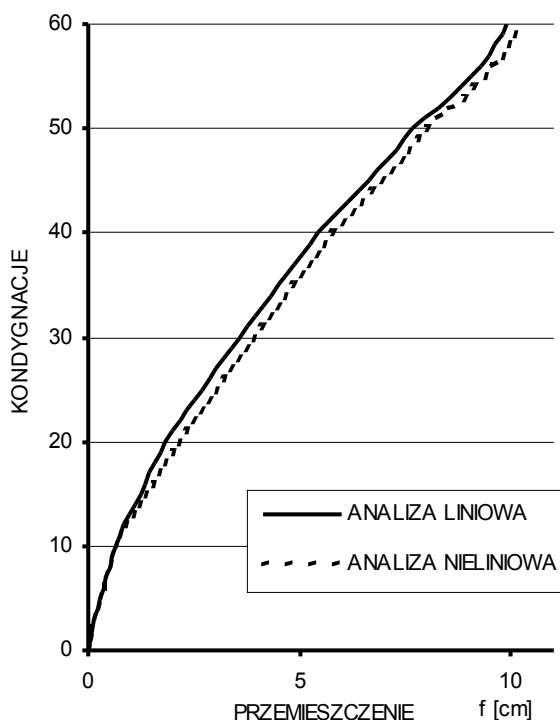
Przedstawione powyżej wyniki badań dotyczące redystrybucji sił osiowych w słupach wykazały, że w wyniku wzrostu podatności rygli wzrastają również wartości sił osiowych w słupach w poszczególnych słupach, co przekłada się bezpośrednio na zwiększenie wydłużeń i

skróceń sprężystych słupów danych kondygnacji. Należy tu jednak zaznaczyć, że zmiany te mają charakter zróżnicowany na wysokości danej kondygnacji i nie zawsze muszą się wprost przekładać na wydatne zwiększenie przemieszczeń poziomych konstrukcji ustroju nośnego.

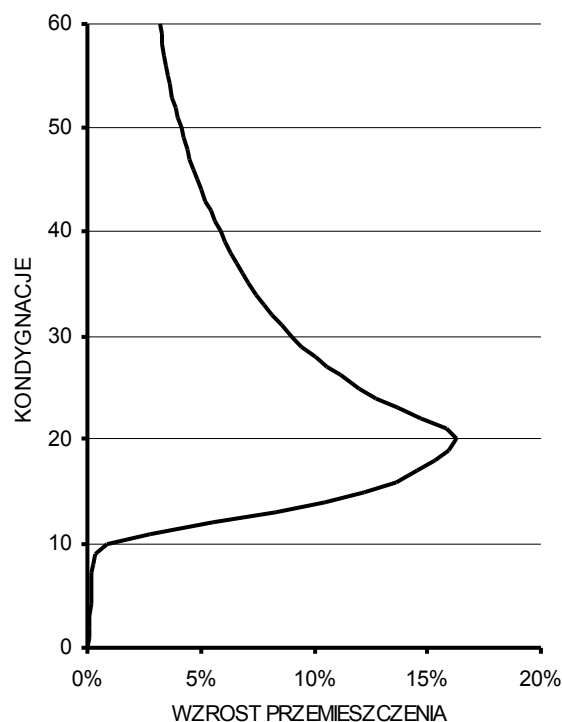
Zgodnie z przeprowadzoną w Rozdziale 2 analizą stanu wiedzy większy wpływ na zwiększenie wartości przemieszczeń poziomych konstrukcji ma udział pracy od czystego ścinania. Zarysowanie rygli wywołujące zmniejszenie ich sztywności giętych przekłada się tutaj wprost na wzrost odkształceń giętych rygli. Analiza wyników redystrybucji momentów zginających w elementach ram powłoki ramowej ustroju nośnego wywołana zarysowaniem rygli wykazała, że można się również spodziewać wzrostu odkształceń giętych skrajnych słupów i rygli ram spowodowanych zwiększeniem się odkształcających je sił wewnętrznych.

Wymienione powyżej czynniki spowodowane zarysowaniem rygli powodują powstanie w powłoce ramowej nieregularności konstrukcyjnych, które wpływają na sztywność ustroju nośnego i przekładają się na wzrost jego przemieszczeń poziomych.

Dla przypadku konstrukcji, w której duży udział w przemieszczeniu konstrukcji ma praca ustroju nośnego od czystego zginania, wpływ zwiększonego udziału pracy od czystego ścinania wywołany zarysowaniem rygli nie musi się jednoznacznie przekładać na wzrost wychylenia całej konstrukcji. Spowodowane to jest powstawaniem punktów przecięcia wzdłuż linii przemieszczenia konstrukcji w miejscu zwiększonego udziału pracy od czystego ścinania nad udziałem pracy konstrukcji od czystego zginania, który powoduje, że zmniejszeniu ulega kąt obrotu osi konstrukcji. Na rys.5.82-83 przedstawiono wykres przemieszczeń i względnych procentowych wzrostów wartości przemieszczeń przykładowej konstrukcji betonowego ustroju nośnego wzdłuż jego wysokości otrzymanych na podstawie analizy liniowej i nieliniowej, w którym zarysowaniu uległy rygle kondygnacji 11÷20.



Rys.5.82. Przemieszczenie przykładowej konstrukcji budynku wysokiego: analiza liniowa – wszystkie elementy niezarysowane; analiza nieliniowa – zarysowaniu uległy rygle kondygnacji 11÷20



Rys.5.83. Względny wzrost przemieszczeń przykładowej konstrukcji budynku wysokiego, w którym zarysowaniu uległy rygle kondygnacji 11÷20 ustroju nośnego

Przedstawiony powyżej przykład (rys.5.83) wskazuje, że lokalny duży wzrost przemieszczeń wywołany zarysowaniem rygli (na kondygnacji 20-tej wzrost o 16.3%) nie zawsze musi się przekładać na proporcjonalny wzrost przemieszczenia konstrukcji ustroju nośnego w jego wierzchołku (na kondygnacji 60-tej wzrost o 3.2%). Możliwy jest również teoretycznie taki przypadek, w którym przegięcie linii przemieszczenia poziomego konstrukcji z zarysowanymi ryglami wywołane wzrostem udziału pracy konstrukcji od czystego ścinania spowoduje, że wychylenie tej konstrukcji w wierzchołku będzie mniejsze, niż odpowiadająca jej wartość określona jak dla ustroju nośnego z niezarysowanymi ryglami.

Zarysowanie rygli ram w różnych grupach kondygnacji ramowo-powłokowego ustroju nośnego betonowego budynku wysokiego o zmiennej wzdłuż jego wysokości sztywności przestrzennej może wydatnie zwiększyć wychylenie całej konstrukcji ustroju nośnego i wpłynąć na całkowitą zmianę trajektorii przemieszczenia poziomego konstrukcji wzdłuż jej wysokości. Konsekwencją takiej sytuacji może być niekorzystny wzrost efektu  $P-\Delta$  na rozpatrywaną konstrukcję ustroju, jak również nie spełnienie warunku dopuszczalnego przemieszczenia poziomego następujących po sobie kondygnacji względem siebie.

#### 5.10.8. Podsumowanie. Wnioski z badań numerycznych

Głównym celem przeprowadzonych badań numerycznych było udowodnienie założeń przedstawionego w Rozdziale 4 teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego poddanego działaniu symetrycznego obciążenia poziomego oraz korelacja w sensie statystycznym wynikających z tego modelu parametrów.

Badania numeryczne umożliwiły określenie uproszczonych wzorów służących obliczaniu wywołanych obciążeniem poziomym średnich wartości momentów zginających w słupach  $M_{cz,e}$  /5.99/ i w ryglach  $M_{by,e}$  /5.108/ równoległych do kierunku działania tego obciążenia poziomego ram powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego na wysokości danej kondygnacji. Porównanie wartości numerycznych i teoretycznych wykazały dużą dokładność prezentowanych wzorów w zakresie wartości badanych parametrów, pomimo licznych uproszczeń (rys.5.40 i rys.5.50).

Na podstawie teoretycznego wzoru /5.108/ określono uproszczone wzory na średnie wartości efektywnych momentów bezwładności /5.119/ i /5.122/ zarysowanych rygli na danej kondygnacji. Porównanie wartości numerycznych i teoretycznych wykazały dużą dokładność prezentowanych wzorów w zakresie wartości badanych parametrów (rys.5.65).

Redystrybucja sił wewnętrznych w elementach powłoki ramowej wywołana zarysowaniem rygli jest największa w słupach i ryglach kondygnacji z zarysowanymi ryglami. Wywołuje ona wzrost wartości momentów zginających w elementach narożnych, a spadek wartości w elementach środkowych, co przyczynia się do ujednoczenia wartości obu momentów w elementach na długości ramy. W pozostałych elementach ustroju nośnego, w których nie stwierdzono zarysowania rygli, redystrybucja sił wewnętrznych była względnie mała i malała ona proporcjonalnie do odległości do kondygnacji z zarysowanymi ryglami.

Wyniki badań odnośnie możliwości zarysowania rygli i słupów w ramach powłoki ramowej potwierdziły, że zarysowanie rygli jest głównym i dominującym czynnikiem wpływającym na utratę sztywności ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich i wzrost przemieszczeń poziomych. Istnieje możliwość wystąpienia stanu zarysowania w słupach najwyższych kondygnacji, ale ma on znikomy wpływ na redukcję sztywności całego ustroju nośnego. Zarysowanie rygli wywołuje głównie wzrost udziału pracy konstrukcji od czystego ścinania i w mniejszym stopniu od czystego zginania.

## 6. ANALIZY TEORETYCZNE

### 6.1. Wstęp

Celem analiz teoretycznych jest próba wykorzystania prezentowanych w Rozdziale 5 wyników badań numerycznych w uproszczonej liniowej i nieliniowej analizie ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich poddanych działaniu obciążenia poziomego. W tym celu przeprowadzone zostaną dla porównania obliczenia przemieszczeń poziomych i wychyleń wierzchołków dwóch przykładowych betonowych ramowo-powłokowych ustrojów nośnych, które są miarą ich sztywności.

Analiza nieliniowa z uwzględnieniem zarysowania przekrojów rygli, mająca na celu określenie wartości przemieszczeń poziomych i wychylenia przykładowych konstrukcji ramowo-powłokowych betonowych budynków wysokich poddanych działaniu obciążenia poziomego, przeprowadzona zostanie w programach komputerowym opartych na:

- liniowej wersji metody elementów skończonych z wykorzystaniem algorytmu iteracji bezpośredniej w pozasprężystej fazie pracy konstrukcji,
- liniowej wersji metody elementów skończonych z wykorzystaniem prezentowanego teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej do obliczania sztywności efektywnych zarysowanych rygli w pozasprężystej fazie pracy ustrojów nośnych,
- zmodyfikowanej uproszczonej metodzie obliczania przemieszczeń poziomych ramowo-powłokowych ustrojów nośnych budynków wysokich opracowaną przez A. K. H. Kwana [44] w 1994 roku z wykorzystaniem prezentowanego teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej do obliczania sztywności efektywnych zarysowanych rygli w pozasprężystej fazie pracy ustroju nośnego.

Analizie teoretycznej poddane zostaną betonowe ustroje nośne spełniające założenia teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej poddanej działaniom obciążenia poziomego (→Rozdział 4).

### 6.2. Wykorzystanie teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w standardowym programie komputerowym do obliczeń konstrukcji prętowych

Analiza nieliniowa ramowo-powłokowej konstrukcji nośnej betonowego budynku wysokiego z uwzględnieniem zarysowania rygli przeprowadzona zostanie w standardowym programie komputerowym stosowanym do obliczeń konstrukcji prętowych, którym jest program oparty na liniowej wersji metody elementów skończonych i jej szczególnym przypadku odnoszącym się do elementów prętowych – metodzie przemieszczeń.

Efektywne momenty bezwładności zarysowanych rygli ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego powłoki ramowej określono zgodnie z teoretyczno-doświadczalnym modelem pracy powłoki ramowej na podstawie wzorów /5.118-120/. Do analiz teoretycznych przyjęto trzy metody wykorzystania rozpatrywanych wzorów (Tab.6.1).

Tab.6.1. Metody uwzględniania efektywnych momentów bezwładności zarysowanych rygli ram powłoki ramowej w programach komputerowych do obliczeń ustrojów nośnych budynków wysokich

Metoda	Opis	Wzory i diagramy
M1	określenie wartości efektywnych momentów bezwładności $I_{bys,eff,i}$ w kolejnych $i$ -tych ryglach na długości ram średnikowych na wysokości $n$ -tej kondygnacji ramowo-powłokowego betonowego budynku wysokiego	/5.118-120/ rys.5.59-61
M2	określenie średniej wartości efektywnego momentu bezwładności $I_{bys,eff}$ dla wszystkich rygli na długości ram średnikowych na wysokości $n$ -tej kondygnacji ramowo-powłokowego betonowego budynku wysokiego	/5.118-120/
M3	określenie średniej wartości efektywnego momentu bezwładności $I_{bys,eff}$ dla wszystkich rygli na długości ram średnikowych dla określonej grupy kilku lub kilkunastu kondygnacji ramowo-powłokowego betonowego budynku wysokiego	/5.118-120/ /6.1/

W metodzie pierwszej (M1) dla rygli każdej kondygnacji ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego powłokowego ustroju nośnego określa się wartość średniego efektywnego momentu bezwładności na podstawie wzorów /5.118-120/. Na tej podstawie określa się wartości efektywnych momentów bezwładności w poszczególnych ryglach na długości ramy średnikowej każdej kondygnacji zgodnie ze wzorem /5.113/.

W metodzie drugiej (M2) dla rygli każdej kondygnacji ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego powłokowego ustroju nośnego określa się wartość średniego efektywnego momentu bezwładności na podstawie wzorów /5.118-120/. Poszczególne rygle na długości ramy na wysokości danej kondygnacji charakteryzują się stałą i jednakową uśrednioną wartością efektywnego momentu bezwładności.

W metodzie trzeciej (M3) dla rygli każdej kondygnacji równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki określa się wartość średniego efektywnego momentu bezwładności na podstawie wzorów /5.118-120/. Dla pewnej grupy kondygnacji o jednakowych sztywnościach niezarysowanych rygli określa się uśrednioną wartość średnich efektywnych momentów bezwładności zarysowanych rygli poszczególnych kondygnacji /6.1/.

$$I_{bys,eff}^{GKm} = \frac{1}{m} \cdot \sum_{n=1}^m I_{bys,eff}^n \quad /6.1/$$

gdzie:  $I_{bys,eff}^{GKm}$  - średnia wartość efektywnych momentów bezwładności rygli z uwzględnieniem zarysowania dla wszystkich rygli grupy kondygnacji  $GKm$  składającej się z  $m$  kondygnacji, [ $m^4$ ],

$I_{bys,eff}^n$  - średnia wartość efektywnego momentu bezwładności rygli z uwzględnieniem zarysowania dla wszystkich rygli  $n$ -tej kondygnacji wchodzącej w skład grupy kondygnacji  $GKm$ , [ $m^4$ ],

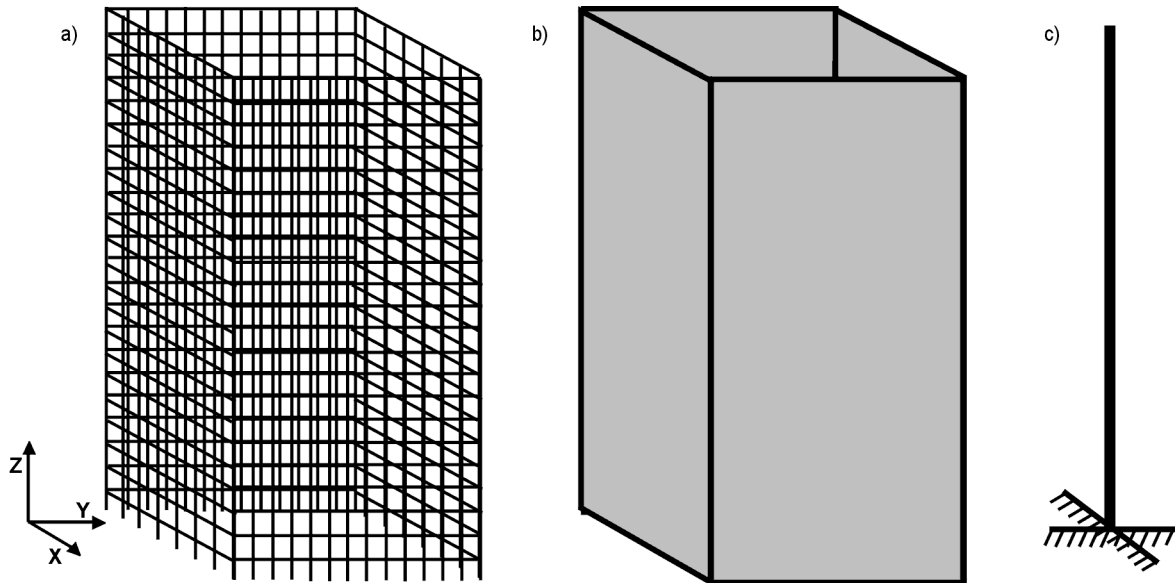
$m$  - liczba kondygnacji wchodzących w skład określonej grupy kondygnacji  $GK$ , [-].

### 6.3. Wykorzystanie teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w uproszczonej nieliniowej analizie ustrojów ramowo-powłokowych

Do uproszczonej analizy nieliniowej (MU) posłużono się zmodyfikowaną metodą obliczania przemieszczeń poziomych ramowo-powłokowych ustrojów nośnych budynków wysokich opracowaną w 1994 roku przez Kwana [44] dla materiału liniowo-sprężystego. Przedstawiono ogólne założenia i algorytm obliczeń metody Kwana wraz z propozycją jej modyfikacji uwzględniającą wpływ efektywnych sztywności zarysowanych rygli na sztywność ustroju w oparciu o prezentowany teoretyczno-doświadczalny model pracy powłoki ramowej.

### 6.3.1. Zastępczy model konstrukcji ramowo-powłokowego ustroju nośnego

Konstrukcja ramowo-powłokowego ustroju nośnego (*framed-tube structure*) przedstawiona na rys.6.1.a składa się z dwóch ram równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego (tzw. ram środkowych) i z dwóch ram do nich prostopadłych (tzw. ram półkowych) oraz z czterech słupów umiejscowionych w narożach konstrukcji ustroju.



Rys.6.1. Konstrukcja ramowo-powłokowa (*framed-tube structure*): a) model rzeczywisty złożony z ram; b) model zastępczy złożony z płyt ortotropowych; c) model wspornikowy konstrukcji nośnej

Elementy składowe tej konstrukcji są ze sobą połączone w narożach ram wzdłuż całej wysokości konstrukcji ustroju nośnego i połączone z płytą stropową każdej kondygnacji. Płyty stropowe, będące przeponami konstrukcji ramowo-powłokowej, są rozważane jako sztywne w swojej płaszczyźnie.

Jeżeli rozmiary i rozstawy ram są stałe wzdłuż wysokości konstrukcji, to można każdą z ram zastąpić przez odpowiadające jej właściwościami geometrycznymi i materiałowymi płyty ortotropowe (rys.6.1.b).

### 6.3.2. Uproszczona metoda analizy konstrukcji ustroju ramowo-powłokowego

Równanie kąta  $\varphi$  obrotu osi ugiętej ma postać /6.2/ [44]. Minimalizacja energii potencjalnej układu z uwzględnieniem przemieszczenia  $y$  przyjmuje postać /6.3/ [44]. Po przekształceniu równania /6.3/ otrzymuje się równanie ugięcia osi konstrukcji /6.4/ [44]:

$$\varphi = \frac{\partial y}{\partial z} = \int_0^z \frac{M}{EI} dz \quad /6.2/$$

$$2 \cdot GA \cdot \left( \frac{\partial y}{\partial z} + \varphi \right) = V \quad /6.3/$$

$$y = \int_0^z \left( \frac{V}{GA} - \int_0^z \frac{M}{EI} dz \right) dz \quad /6.4/$$

- gdzie:  $y$  - przemieszczenie poziome osi konstrukcji, [m],  
 $\varphi$  - kąt obrotu odkształconej osi konstrukcji, [-],  
 $M$  - moment zginający od obciążenia poziomego odkształcający oś konstrukcji, [kNm],  
 $V$  - siła ścinająca od obciążenia poziomego odkształcający oś konstrukcji, [kN],  
 $GA$  - efektywna sztywność konstrukcji na ścinanie, [kN],  
 $EI$  - efektywna sztywność giętą konstrukcji, [kNm<sup>2</sup>].

Efektywną sztywność na zginanie  $EI$  zastępczej konstrukcji ramowo-powłokowej złożonej z ortotropowych płyt z uwzględnieniem zmiennego wzdłuż wysokości konstrukcji wpływu efektu *shear lag* oraz podatności giętnej i postaciowej rygli i słupów ram środnikowych i półkowych powłoki ramowej określa się z następującego wzoru /6.5/ [44]:

$$EI(z) = \frac{4}{3} \cdot E_w \cdot t_w \cdot (0.5 \cdot L_w)^3 \cdot \left(1 - \frac{2}{5} \cdot \alpha(z)\right) + \dots \quad /6.5/  
+ 4 \cdot E_f \cdot t_f \cdot (0.5 \cdot L_w)^2 \cdot (0.5 \cdot L_f) \cdot \left(1 - \frac{2}{3} \beta(z)\right) + 4 \cdot E_m \cdot A_k \cdot (0.5 \cdot L_w)$$

- gdzie:  $EI(z)$  - zastępcza efektywna sztywność konstrukcji na zginanie, [kNm<sup>2</sup>],  
 $E_w$  - moduł sprężystości podłużnej materiału zastępczej płyty środnikowej (*web panel*), [kPa],  
 $E_f$  - moduł sprężystości podłużnej materiału zastępczej płyty półkowej (*flange panel*), [kPa],  
 $E_m$  - normowy moduł sprężystości podłużnej materiału, [kPa],  
 $t_w$  - grubość zastępczej płyty środnikowej (*web panel*), [m],  
 $t_f$  - grubość zastępczej płyty półkowej (*flange panel*), [m],  
 $A_k$  - pole powierzchni słupa narożnego konstrukcji ramowo-powłokowej, [m<sup>2</sup>],  
 $L_w$  - długość ramy (płyty) środnikowej, [m],  
 $L_f$  - długość ramy (płyty) półkowej, [m],  
 $\alpha(z)$  - współczynnik wpływu efektu *shear lag* oraz podatności rygli i słupów ram środnikowych na sztywność zastępczej płyty środnikowej (*web panel*), [-],  
 $\beta(z)$  - współczynnik wpływu efektu *shear lag* oraz podatności rygli i słupów ram półkowych na sztywność zastępczej płyty półkowej (*flange panel*), [-].

Sztywność na ścinanie  $GA$  pojedynczej ortotropowej płyty środnikowej (*web panel*) w zastępczej konstrukcji ramowo-powłokowej, którą przedstawiono i omówiono w Rozdziale 4 rozprawy, ma postać /6.6/ [44]:

$$GA = \frac{l_c}{\left[ \frac{(l_c - h_b)^3}{12 \cdot E_m \cdot I_{cz}} + \left(\frac{l_c}{s_c}\right)^2 \cdot \frac{(s_c - b_c)^3}{12 \cdot E_m \cdot I_{by}} \right] + \left[ \frac{(l_c - h_b) \cdot \lambda_s}{G_m \cdot A_c} + \left(\frac{l_c}{s_c}\right)^2 \cdot \frac{(s_c - b_c) \cdot \lambda_s}{G_m \cdot A_b} \right]} \quad /6.6/$$

- gdzie:  $GA$  - sztywność na ścinanie zastępczej płyty ortotropowej dla prostokątnego układu słupów i rygli w ramie poddanej ścinaniu jednostkowej siły ścinającej  $Q$ , [kN],



- $Q$  - jednostkowa siła ścinająca, [1 kN],  
 $l_c$  - długość osiowa słupów (wysokość kondygnacji), [m],  
 $s_c$  - rozstaw osiowy słupów (rozpiętość osiowa rygli), [m],  
 $E_m$  - normowy moduł sprężystości podłużnej materiału, [kPa],  
 $G_m$  - normowy moduł sprężystości poprzecznej materiału, [kPa],  
 $h_c$  - wysokość przekroju poprzecznego słupa, [m],  
 $b_c$  - szerokość przekroju poprzecznego słupa, [m],  
 $I_{cz}$  - moment bezwładności słupa na kierunku płaszczyzny ramy, [m<sup>4</sup>],  
 $A_c$  - pole przekroju poprzecznego słupa w ramie powłoki ramowej, [m<sup>2</sup>],  
 $h_b$  - wysokość przekroju poprzecznego rygla, [m],  
 $b_b$  - szerokość przekroju poprzecznego rygla, [m],  
 $I_{by}$  - moment bezwładności rygla na kierunku płaszczyzny ramy, [m<sup>4</sup>],  
 $A_b$  - pole przekroju poprzecznego rygla w ramie, [m<sup>2</sup>],  
 $\lambda_s$  - współczynnik kształtu przekroju poprzecznego poddanego działaniu sił ścinających, [-].

Grubości zastępcze powłoki ustroju nośnego  $t_f$  i  $t_w$  można przedstawić następująco na podstawie wzorów na grubość zastępczej płyty ortotropowej  $t$  /6.7/ [44]:

$$t = \frac{A_c}{s_c} \quad /6.7/$$

- gdzie:  $t$  - grubość ścinanej powierzchni zastępczej płyty ortotropowej, [m],  
 $A_c$  - pole przekroju poprzecznego słupa w ramie powłoki ramowej, [m<sup>2</sup>],  
 $s_c$  - rozstaw osiowy słupów danej ramie, [m].

Na podstawie wyrażenia /6.7/ można określić ścinane pole powierzchni  $A$  zastępczej płyty ortotropowej /6.8/ i odpowiadający jej moduł sprężystości poprzecznej  $G$  /6.9/ [44]:

$$A = t \cdot s_c = \frac{A_c}{s_c} \cdot s_c = A_c \quad /6.8/$$

$$G = \frac{l_c}{t \cdot s_c} \left[ \frac{\frac{(l_c - h_b)^3}{12 \cdot E_m \cdot I_{cz}} + \left(\frac{l_c}{s_c}\right)^2 \cdot \frac{(s_c - b_c)^3}{12 \cdot E_m \cdot I_{by}}}{Q} \right] + \left[ \frac{\frac{(l_c - h_b) \cdot \lambda_s}{G_m \cdot A_c} + \left(\frac{l_c}{s_c}\right)^2 \cdot \frac{(s_c - b_c) \cdot \lambda_s}{G_m \cdot A_b}}{Q} \right] \quad /6.9/$$

- gdzie:  $A$  - ścinane pole powierzchni zastępczej płyty ortotropowej, [m<sup>2</sup>],  
 $G$  - moduł sprężystości poprzecznej zastępczej płyty ortotropowej, [kPa],  
 pozostałe wielkości jak w /6.6-7/.

Współczynniki  $\alpha$  i  $\beta$  uwzględniające zmienny wzdłuż wysokości konstrukcji nośnej wpływ efektu *shear lag* na efektywną sztywność giętą  $EI$  zastępczej konstrukcji ustroju nośnego złożonej z płyt ortotropowych wyrażono w postaci następujących funkcji wielomianowych /6.10-11/ [44]:


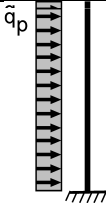
$$\alpha(z) = \alpha_1 \cdot \left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 + \alpha_2 \cdot \left[2 \cdot \frac{z}{H} - \left(\frac{z}{H}\right)^2\right] \quad /6.10/$$

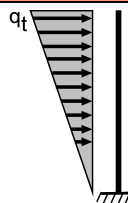
$$\beta(z) = \beta_1 \cdot \left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 + \beta_2 \cdot \left[2 \cdot \frac{z}{H} - \left(\frac{z}{H}\right)^2\right] \quad /6.11/$$

- gdzie:  $\alpha(z)$  - współczynnik wpływu efektu *shear lag* na sztywność zastępczej ortotropowej płyty środkowej (*web panel*), [-],
- $\beta(z)$  - współczynnik wpływu efektu *shear lag* na sztywność zastępczej ortotropowej płyty półkowej (*flange panel*), [-],
- $\alpha_1$  - wartość współczynnika wpływu efektu *shear lag* na sztywność zastępczej ortotropowej płyty środkowej (*web panel*) przy podstawie konstrukcji dla rzędnej  $z=0$ , [-],
- $\alpha_2$  - wartość współczynnika wpływu efektu *shear lag* na sztywność zastępczej ortotropowej płyty środkowej (*web panel*) przy wierzchołku konstrukcji dla rzędnej  $z=H$ , [-],
- $\beta_1$  - wartość współczynnika wpływu efektu *shear lag* na sztywność zastępczej ortotropowej płyty półkowej (*flange panel*) przy podstawie konstrukcji dla rzędnej  $z=0$ , [-],
- $\beta_2$  - wartość współczynnika wpływu efektu *shear lag* na sztywność zastępczej ortotropowej płyty półkowej (*flange panel*) przy wierzchołku konstrukcji dla rzędnej  $z=H$ , [-],
- $H$  - wysokość całkowita rozważanej konstrukcji, [m].

Wartości współczynników  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\beta_1$  i  $\beta_2$  we wzorach /6.10-11/ określają skrajne wartości funkcji  $\alpha(z)$  i  $\beta(z)$  u podstawy konstrukcji ustroju nośnego i przy jej wierzchołku, a przedstawione funkcje wielomianowe interpolują wartości pośrednie wzdłuż jej wysokości. Wartości współczynników  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\beta_1$  i  $\beta_2$  zależą od rodzaju obciążenia poziomego oddziałującego na rozważaną konstrukcję nośną oraz od właściwości geometrycznych i materiałowych danej ramy: wysokości  $H$  i jej długości, odpowiednio  $L_w$  lub  $L_f$ , modułu sprężystości podłużnej  $E_m$  i poprzecznej  $G_m$  zastępczej płyty ortotropowej.

Tab.6.2. Współczynniki  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\beta_1$  i  $\beta_2$  [44]

Przypadek obciążenia	Współczynnik $\alpha_i$	Współczynnik $\beta_i$
	$\alpha_1 = \frac{1.17 \cdot m_w + 1.00}{m_w^2 + 2.67 \cdot m_w + 0.57}$	$\beta_1 = \frac{3.50 \cdot m_f + 12.60}{m_f^2 + 11.20 \cdot m_f + 10.08}$
	$\alpha_2 = \frac{0.29 \cdot m_w + 1.00}{m_w^2 + 2.67 \cdot m_w + 0.57}$	$\beta_2 = \frac{0.88 \cdot m_f + 12.60}{m_f^2 + 11.20 \cdot m_f + 10.08}$
	$\alpha_1 = \frac{2.57 \cdot m_w + 1.12}{m_w^2 + 2.94 \cdot m_w + 0.64}$	$\beta_1 = \frac{7.72 \cdot m_f + 14.15}{m_f^2 + 12.35 \cdot m_f + 11.32}$
	$\alpha_2 = \frac{0.03 \cdot m_w + 1.12}{m_w^2 + 2.94 \cdot m_w + 0.64}$	$\beta_2 = \frac{0.08 \cdot m_f + 14.15}{m_f^2 + 12.35 \cdot m_f + 11.32}$

Przypadek obciążenia	Współczynnik $\alpha_i$	Współczynnik $\beta_i$
	$\alpha_1 = \frac{2.22 \cdot m_w + 1.09}{m_w^2 + 2.86 \cdot m_w + 0.62}$	$\beta_1 = \frac{6.67 \cdot m_f + 13.71}{m_f^2 + 12.01 \cdot m_f + 10.97}$
	$\alpha_2 = \frac{0.10 \cdot m_w + 1.09}{m_w^2 + 2.86 \cdot m_w + 0.62}$	$\beta_2 = \frac{0.29 \cdot m_f + 13.71}{m_f^2 + 12.01 \cdot m_f + 10.97}$

W tabeli Tab.6.2 przedstawiono wyrażenia określające wartości współczynników  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\beta_1$  i  $\beta_2$  dla trzech rodzajów obciążenia: siły skupionej  $P$  zaczepionej w wierzchołku konstrukcji ustroju nośnego oraz prostokątnego  $q_p$  i trójkątnego  $q_t$  obciążenia równomiernie rozłożonego wzdłuż wysokości konstrukcji.

Wielkości względnych parametrów sztywności na ścinanie zastępczych płyt ortotropowych  $m_w$  i  $m_f$  w wyrażeniach na współczynniki  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\beta_1$  i  $\beta_2$  przedstawionych w tabeli Tab.6.2 zostały zdefiniowane następująco /6.12-13/ [44]:

$$m_w = \frac{G_w \cdot H^2}{E_w \cdot (0.5 \cdot L_w)^2} \quad /6.12/$$

$$m_f = \frac{G_f \cdot H^2}{E_f \cdot (0.5 \cdot L_f)^2} \quad /6.13/$$

- gdzie:  $m_w$  - względny parametr sztywności na ścinanie zastępczej środkowej płyty ortotropowej, [-],  
 $m_f$  - względny parametr sztywności na ścinanie zastępczej półkowej płyty ortotropowej, [-],  
 $G_w$  - moduł sprężystości poprzecznej materiału zastępczej środkowej płyty ortotropowej, [kPa],  
 $G_f$  - moduł sprężystości poprzecznej materiału zastępczej półkowej płyty ortotropowej, [kPa],  
 $E_w$  - moduł sprężystości podłużnej materiału zastępczej środkowej płyty ortotropowej, [kPa],  
 $E_f$  - moduł sprężystości podłużnej materiału zastępczej półkowej płyty ortotropowej, [kPa],  
 $L_w$  - długość ramy (płyty) środkowej, [m],  
 $L_f$  - długość ramy (płyty) półkowej, [m],  
 $H$  - wysokość całkowita rozważanej konstrukcji, [m].

Warto w tym miejscu zauważyć, że wyrażenia określające wielkości współczynników  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\beta_1$  i  $\beta_2$  dla danej ramy przedstawionych w tabeli Tab.6.2 zależą tylko od cech geometrycznych i materiałowych tej ramy i są niezależne od właściwości geometrycznych i materiałowych połączonych z nią i do niej prostopadłych pozostałych ram powłoki ustroju.

### 6.3.3. Przemieszczenia poziome

Rozwiązując równanie różniczkowe /6.2/ dla danego schematu obciążenia i danych warunków brzegowych konstrukcji wspornikowej ustroju nośnego otrzymuje się równanie osi odkształconej dla danego schematu obciążenia /6.4/. Wyrażenie /6.4/ uwzględnia w całkowitym przemieszczeniu poziomym konstrukcji udział pracy konstrukcji od czystego zginania i od czystego ścinania.

Na podstawie przedstawionych powyżej założeń i uproszczeń określono wyrażenia określające całkowite przemieszczenie poziome konstrukcji dla trzech rodzajów obciążenia: siły skupionej zaczepionej w wierzchołku konstrukcji /6.14/ [44] oraz prostokątnego /6.15/ [44] i trójkątnego /6.16/ [44] obciążenia równomiernie rozłożonego.

$$y(z) = \frac{P}{EI_p(z)} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot H \cdot z^2 - \frac{1}{6} \cdot z^3 \right) + \frac{P}{2 \cdot G_w \cdot t_w \cdot L_w} \quad /6.14/$$

$$y(z) = \frac{q_p}{EI_p(z)} \cdot \left( \frac{1}{4} \cdot H^2 \cdot z^2 - \frac{1}{6} \cdot H \cdot z^3 + \frac{1}{24} \cdot z^4 \right) + \frac{q_p}{2 \cdot G_w \cdot t_w \cdot L_w} \cdot \left( H \cdot z - \frac{1}{2} \cdot z^2 \right) \quad /6.15/$$

$$y(z) = \frac{q_t}{EI_t(z)} \cdot \left( \frac{1}{6} \cdot H^2 \cdot z^2 - \frac{1}{12} \cdot H \cdot z^3 + \frac{1}{120} \cdot \frac{z^5}{H} \right) + \frac{q_t}{2 \cdot G_w \cdot t_w \cdot L_w} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot H \cdot z - \frac{1}{6} \cdot \frac{z^3}{H} \right) \quad /6.16/$$

- gdzie:  $y(z)$  - równanie osi odkształconej konstrukcji wzdłuż wysokości konstrukcji, [m],  
 $P$  - siła skupiona zaczepiona w wierzchołku konstrukcji, [kN],  
 $q_p$  - prostokątne obciążenie równomiernie rozłożone wzdłuż wysokości konstrukcji, [kNm],  
 $q_t$  - trójkątne obciążenie równomiernie rozłożone wzdłuż wysokości konstrukcji (wartość  $q_t$  obciążenie przyjmuje w wierzchołku konstrukcji, a przy podstawie 0), [kNm],  
 $EI_p(z)$  - zmienna wzdłuż wysokości sztywność giętą konstrukcji poddanej działaniu siły skupionej  $P$  zaczepionej przy wierzchołku konstrukcji uwzględniająca wpływy efektu *shear lag*, [kNm<sup>2</sup>],  
 $EI_p(z)$  - zmienna wzdłuż wysokości sztywność giętą konstrukcji poddanej działaniu równomiernie rozłożonego obciążenia prostokątnego uwzględniająca wpływy efektu *shear lag*, [kNm<sup>2</sup>],  
 $EI_t(z)$  - zmienna wzdłuż wysokości sztywność giętą konstrukcji poddanej działaniu równomiernie rozłożonego obciążenia prostokątnego uwzględniająca wpływy efektu *shear lag*, [kNm<sup>2</sup>],  
 $G_w$  - moduł na ścinanie zastępczej środkowej płyty ortotropowej, [kPa],  
 $t_w$  - grubość zastępczej środkowej płyty ortotropowej, [m],  
 $L_w$  - długość zastępczej środkowej płyty ortotropowej, [m],  
 $H$  - wysokość całkowita rozważanej konstrukcji, [m].

Stosując zasadę superpozycji możliwe jest składanie przemieszczeń konstrukcji od różnych rodzajów obciążeń oraz składanie przemieszczeń dla konstrukcji charakteryzującej się zmiennymi wzdłuż jej wysokości sztywnościami spowodowanymi zmiennymi wymiarami przekrojów poprzecznych elementów ram powłoki ramowej różnych grup kondygnacji.

Metoda ta ze względu na przyjęte pewne uproszczenia w analizie i pominięcie niektórych czynników wpływających na wartości przemieszczeń poziomych, które trudno byłoby bezpośrednio uwzględnić w proponowanym modelu pracy konstrukcji, przeszacowuje rzeczywiste wartości przemieszczeń poziomych konstrukcji. Według Kwana [44] metoda ta przeszacowuje rzeczywiste wartości przemieszczeń poziomych konstrukcji o 5÷15%.

Podaną w niniejszym rozdziale rozprawy uproszczoną metodę szacowania przemieszczeń poziomych wykorzystano w programie badań prezentowanym w Rozdziale 5. Na podstawie analizy różnych konstrukcji ramowo-powłokowych (około 150 modeli konstrukcji) przeprowadzanych w ramach przedstawionych własnych badań numerycznych potwierdzono, że błąd metody Kwana w stosunku do MES wynosi ok. 5÷15%.

### 6.3.4. Przykłady zastosowania uproszczonej analizy konstrukcji ustrojów nośnych

Na podstawie prezentowanej uproszczonej metody szacowania przemieszczeń poziomych konstrukcji ramowo-powłokowych ustrojów nośnych poddanych działaniu obciążenia poziomego przeprowadzono obliczenia numeryczne dla dwóch przykładów ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich. W celach porównawczych przeprowadzono obliczenia numeryczne konstrukcji ustrojów nośnych obu przykładów w programie komputerowym opartym na metodzie elementów skończonych.

W obu prezentowanych przykładach poddano analizie betonowy ustrój ramowo-powłokowy o rzucie kwadratowym o skokowo zmiennej sztywności wzdłuż wysokości konstrukcji ustroju. Powłoka ramowa składa się z czterech ram o stałych i jednakowych rozstawach słupów wzdłuż wysokości konstrukcji oraz stałych cechach geometrycznych i materiałowych słupów i rygli w danej grupie kondygnacji o założonej stałej sztywności.

Na podstawie powyższych założeń przyjęto następujące wielkości cech materiałowych ram środkowych (*web frames*) i półkowych (*flange frames*) powłoki ramowej /6.17-18/:

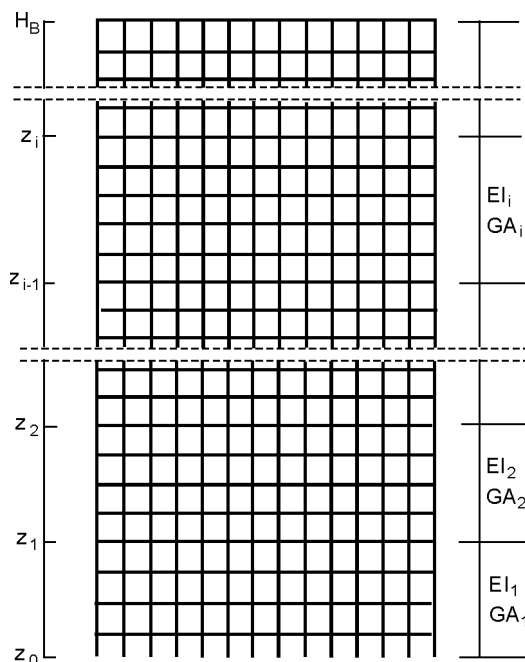
$$G_m = G_{cm} \quad /6.17/$$

$$E_m = E_{cm} \quad /6.18/$$

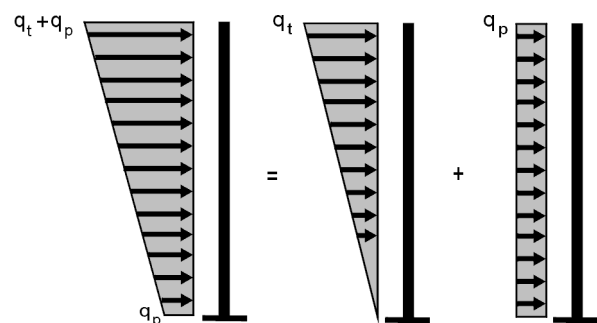
gdzie:  $E_m, G_m$  - normowy moduł sprężystości podłużnej i poprzecznej materiału, [GPa],

$E_{cm}, G_{cm}$  - moduł sprężystości podłużnej i poprzecznej betonu na podstawie normy [N9, N10], [GPa],

W obu przykładach przyjęto, że konstrukcje mają zmienne, co kilka grup kondygnacji, cechy geometryczne i materiałowe elementów ram (rys.6.2). Konstrukcje ustrojów obciążono trapezowym obciążeniem równomiernie rozłożonym wzdłuż ich wysokości, które jest sumą prostokątnego i trójkątnego obciążenia równomiernie rozłożonego (rys.6.3).



Rys.6.2. Ramowo-powłokowy ustrój nośny o zmiennej wzdłuż swojej wysokości sztywności



Rys.6.3. Trapezowe obciążenie równomiernie rozłożone wzdłuż wysokości budynku wysokiego

Równanie osi odkształconej konstrukcji ustroju nośnego o skokowo zmiennej sztywności i liniowo zmiennym obciążeniu jest sumą następujących równań osi odkształconej konstrukcji dla poszczególnych zakresów sztywności konstrukcji wzdłuż jej wysokości /6.19/:

$$y(z) = \begin{cases} y_1(z) & \text{dla } 0 \leq z \leq z_1 \\ y_2(z) & \text{dla } z_1 \leq z \leq z_2 \\ y_3(z) & \text{dla } z_2 \leq z \leq z_3 \\ \vdots & \vdots \\ y_i(z) & \text{dla } z_{i-1} \leq z \leq z_i \end{cases} \quad /6.19/$$

gdzie:  $y(z)$  - równanie osi odkształconej całej konstrukcji ustroju nośnego, [m],

$y_i(z)$  - równanie osi odkształconej konstrukcji ustroju nośnego na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ , [m].

Równanie osi odkształconej konstrukcji  $y_i(z)$  na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$  dla przypadku obciążenia jej liniowo zmiennym obciążeniem trapezowym przybiera postać /6.20/:

$$\begin{aligned} y_i(z) &= y_{i-1}(z_{i-1}) + \tan(\varphi_{i-1}(z_{i-1})) \cdot (z - z_{i-1}) + y_{i,t}(z) + y_{i,p}(z) = & /6.20/ \\ &= y_{i-1}(z_{i-1}) + \tan(\varphi_{i-1}(z_{i-1})) \cdot (z - z_{i-1}) + \frac{q_{max} - q_{i-1}}{E_{cm,i} \cdot I_{t,i}(z)} \cdot \dots \\ &\dots \cdot \left( \frac{1}{6} \cdot (H_B - z_{i-1})^2 \cdot (z - z_{i-1})^2 - \frac{1}{12} \cdot (H_B - z_{i-1}) \cdot (z - z_{i-1})^3 + \frac{1}{120} \cdot \frac{(z - z_{i-1})^5}{(H_B - z_{i-1})} \right) + \dots \\ &+ \frac{q_{max} - q_{i-1}}{2 \cdot G_{w,i} \cdot t_{w,i} \cdot L_w} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot (H_B - z_{i-1}) \cdot (z - z_{i-1}) - \frac{1}{6} \cdot \frac{(z - z_{i-1})^3}{(H_B - z_{i-1})} \right) + \frac{q_{i-1}}{E_{cm,i} \cdot I_{p,i}(z)} \cdot \dots \\ &\dots \cdot \left( \frac{1}{4} \cdot (H_B - z_{i-1})^2 \cdot (z - z_{i-1})^2 - \frac{1}{6} \cdot (H_B - z_{i-1}) \cdot (z - z_{i-1})^3 + \frac{1}{24} \cdot (z - z_{i-1})^4 \right) + \dots \\ &\dots + \frac{q_{i-1}}{2 \cdot G_{w,i} \cdot t_{w,i} \cdot L_w} \cdot \left( (H_B - z_{i-1}) \cdot (z - z_{i-1}) - \frac{1}{2} \cdot (z - z_{i-1})^2 \right) \end{aligned}$$

gdzie:  $y_i$  - równanie osi odkształconej konstrukcji ustroju nośnego na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ , [m],

$y_{i-1}(z_{i-1})$  - przemieszczenie poziome konstrukcji w miejscu zmiany sztywności na długości konstrukcji (w początkowym punkcie rozpatrywanego odcinka z zakresu  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ ), [m],

$\varphi_{i-1}(z_{i-1})$  - kąt obrotu osi odkształconej konstrukcji w miejscu zmiany sztywności na długości konstrukcji (w początkowym punkcie rozpatrywanego odcinka z zakresu  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ ), [rad],

$y_{i,t}$  - równanie osi odkształconej konstrukcji na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$  poddanej działaniu obciążenia trójkątnie równomiernie rozłożonego na długości rozpatrywanego odcinka, [m],

$y_{i,p}$  - równanie osi odkształconej konstrukcji na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$  poddanej działaniu obciążenia prostokątnie równomiernie rozłożonego na długości rozpatrywanego odcinka, [m],

$H_B$  - wysokość całkowita rozpatrywanej konstrukcji ramowo-powłokowego ustroju nośnego, [m],

$q_{max}$  - maksymalna wartość obciążenia poziomego konstrukcji ustroju nośnego dla  $z = H_B$ , [kN/m],

$q_{i-1}$  - pośrednia wartość obciążenia poziomego konstrukcji ustroju nośnego dla  $z = z_{i-1}$ , [kN/m],

pozostałe wielkości jak we wzorach /6.14-16/; wielkości z indeksami  $i$  odnoszą się do danego odcinka konstrukcji ustroju nośnego z zakresu  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ .

Równanie kąta  $\varphi_i$  obrotu konstrukcji ustroju nośnego w wyrażeniu /6.20/ zgodnie ze wzorem /6.2/ przyjmuje postać /6.21/ [44]:

$$\begin{aligned} \varphi_i(z) &= \varphi_{i-1}(z_{i-1}) + \varphi_{(i,M)}(z) = & /6.21/ \\ &= \varphi_{i-1}(z_{i-1}) + \int_{z_{i-1}}^z \left( \frac{M_{(i-1)-(i),p}(z)}{E_{cm,i} \cdot I_{p,i}(z)} \right) dz + \int_{z_{i-1}}^z \left( \frac{M_{(i-1)-(i),t}(z)}{E_{cm,i} \cdot I_{t,i}(z)} \right) dz \end{aligned}$$

- gdzie:  $\varphi_i$  - równanie kąta obrotu osi odkształconej na odcinku konstrukcji ustroju  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ , [rad],  
 $\varphi_{i-1}(z_{i-1})$  - kąt obrotu osi odkształconej konstrukcji w miejscu zmiany sztywności na długości konstrukcji ustroju nośnego (w początkowym punkcie odcinka z zakresu  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ ), [rad],  
 $\varphi_{(i,M)}$  - równanie kąta obrotu osi odkształconej wywołanego odkształceniami giętnymi konstrukcji ustroju nośnego na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ , [rad],  
 $M_{(i-1)-(i),p}$  - momenty zginające w konstrukcji ustroju nośnego na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$  wywołane równomiernie rozłożonym obciążeniem prostokątnym, [kNm],  
 $M_{(i-1)-(i),t}$  - momenty zginające w konstrukcji ustroju nośnego na odcinku  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$  wywołane równomiernie rozłożonym obciążeniem trójkątnym, [kNm],  
 pozostałe wielkości jak we wzorach /6.14-16 i 6.20/; wielkości z indeksami  $i$  odnoszą się do danego odcinka konstrukcji ustroju nośnego z zakresu  $z_{i-1} \leq z \leq z_i$ .

Przytoczona już wcześniej uwaga o przeszacowywaniu wartości przemieszczeń poziomych otrzymanych za pomocą przedstawionej w pkt.6.3.1-4 metody uproszczonej Kwana [44] (MU) w stosunku do metody opartej na MES o ok. 5-15% ( $\rightarrow$ pkt.6.3.3) skłania do uwzględnienia w obliczeniach opartych na powyższej metodzie wynikającej z tego faktu uśrednionej poprawki korekcyjnej (MU $\times$ 0.9), tzn. zmniejszenie o 10% wartości przemieszczenia poziomego określonego dla każdej kondygnacji ustroju.

### 6.3.5. Propozycja modyfikacji sztywności konstrukcji w metodzie uproszczonej Kwana

Zarysowanie rygli w równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ramach powłoki ramowej uwzględnić można w prezentowanej metodzie uproszczonej Kwana [44] przez modyfikację modułu sprężystości poprzecznej  $G_w$  zastępczych ortotropowych płyt środkowych. W tym celu zastępując moment bezwładności  $I_{bys}$  rygla niezarysowanego wielkością średniego efektywnego momentu bezwładności  $I_{bys,eff}$  we wzorze /6.10/ otrzymuje się wyrażenie /6.22/:

$$G_{w,cr}^n = \frac{l_c}{A_{cs}} \left[ \frac{(l_c - h_b)^3}{12 \cdot E_{cm} \cdot I_{czs}} + \left( \frac{l_c}{s_c} \right)^2 \cdot \frac{(s_c - b_c)^3}{12 \cdot E_{cm} \cdot I_{bys,eff}^n} \right] + \left[ \frac{(l_c - h_b) \cdot \lambda_s}{G_{cm} \cdot A_{cs}} + \left( \frac{l_c}{s_c} \right)^2 \cdot \frac{(s_c - b_c) \cdot \lambda_s}{G_{cm} \cdot A_{bs}} \right] \quad /6.22/$$

- gdzie:  $G_{w,cr}^n$  - zastępczy moduł sprężystości poprzecznej środkowej płyty ortotropowej z uwzględnieniem zarysowania rygli na wysokości danej  $n$ -tej kondygnacji, [kPa],

$I_{bys,eff}^n$  - średni efektywny moment bezwładności zarysowanych rygli na wysokości n-tej kondygnacji w ramie środkowej powłoki ramowej, [m<sup>4</sup>],

pozostałe wielkości jak w /6.6-7/; przyjęto sprowadzone charakterystyki geometryczne słupów i rygli.

Ze względu na zmienną sztywność wzdłuż wysokości powłoki ramowej ustroju nośnego oraz równoczesne zróżnicowanie redukcji sztywności giętej rygli ram powłoki na poszczególnych kondygnacjach obliczenia przemieszczeń poziomych w metodzie uproszczonej (→pkt.6.3.1-4) ulegają nadmiernym utrudnieniom. W tym celu zaproponowano przyjęcie uśrednionej wielkości efektywnego momentu bezwładności  $I_{bys,eff}^{KGm}$  /6.1/ zarysowanych rygli dla grupy kilku lub kilkunastu kondygnacji wzdłuż wysokości konstrukcji o stałej sztywności. Otrzymuje się w ten sposób stałą wartość zastępczego modułu sprężystości poprzecznej  $G_{w,cr}^{KGm}$  /6.23/ środkowej płyty ortotropowej z uwzględnieniem zarysowania dla pewnej grupy kondygnacji konstrukcji ustroju nośnego o stałej sztywności. Taki sposób zastosowania modelu pracy powłoki ramowej w metodzie uproszczonej Kwana (MU) odpowiada proponowanej metodzie M3 wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej w programach do obliczeń konstrukcji (→pkt.6.2 oraz →Tab.6.1).

$$G_{w,cr}^{KGm} = \frac{l_c}{A_{cs}} \left[ \frac{\frac{(l_c - h_b)^3}{12 \cdot E_{cm} \cdot I_{czs}} + \left(\frac{l_c}{s_c}\right)^2 \cdot \frac{(s_c - b_c)^3}{12 \cdot E_{cm} \cdot I_{bys,eff}^{KGm}}}{Q} + \frac{\frac{(l_c - h_b) \cdot \lambda_s}{G_{cm} \cdot A_{cs}} + \left(\frac{l_c}{s_c}\right)^2 \cdot \frac{(s_c - b_c) \cdot \lambda_s}{G_{cm} \cdot A_{bs}}}{Q} \right] \quad /6.23/$$

gdzie:  $G_{w,cr}^{KGm}$  - zastępczy moduł sprężystości poprzecznej środkowej płyty ortotropowej z uwzględnieniem zarysowania rygli dla grupy  $m$  kondygnacji, [kPa],

$I_{bys,eff}^{KGm}$  - średnia wartość efektywnych momentów bezwładności rygli z uwzględnieniem zarysowania /6.1/ dla wszystkich rygli grupy kondygnacji  $KGm$  składającej się z  $m$  kondygnacji, [m<sup>4</sup>],

pozostałe wielkości jak w /6.6-7/; przyjęto sprowadzone charakterystyki geometryczne słupów i rygli.

Modyfikując wartość zastępczego modułu sprężystości poprzecznej  $G_{w,cr}^{KGm}$  dla danej grupy  $m$  kondygnacji w ramie środkowej ustroju nośnego zmianie ulega również wartość względnego parametru sztywności na ścinanie zastępczych płyt ortotropowych  $m_w$  /6.12/ oraz wartości współczynników  $\alpha_1$  i  $\alpha_2$  przedstawionych w tabeli Tab.6.2 i współczynnika  $\alpha$  /6.10/. W ten sposób uwzględniony również zostaje zmienny wzdłuż wysokości konstrukcji ustroju nośnego wpływ efektu *shear lag* oraz podatności giętej i postaciowej słupów i zarysowanych rygli ram środkowych na efektywną sztywność giętą  $EI$  /6.5/ zastępczej konstrukcji złożonej z płyt ortotropowych. Uwzględniając zmodyfikowane wartości powyższych wielkości możliwe jest określenie wartości przemieszczeń poziomych konstrukcji ramowo-powłokowej betonowego budynku wysokiego z uwzględnieniem możliwości zarysowania rygli - /6.14-16/ i /6.19-21/.

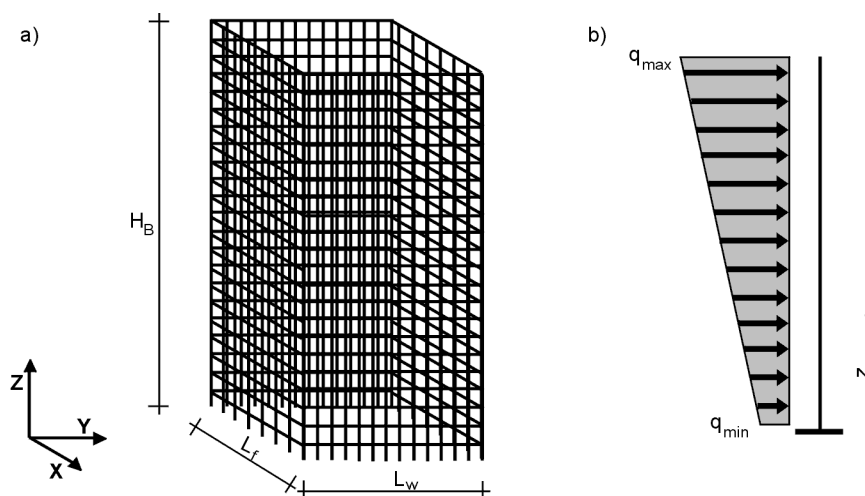


#### 6.4. Przykłady zastosowania teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w liniowej i nieliniowej analizie ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich

Poniżej przedstawiono przykłady zastosowania teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w liniowej (-L) i nieliniowej (-NL) analizie dwóch przykładowych ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich. Obliczono wartości przemieszczeń poziomych i momentów zginających w słupach i ryglach ram środkowych przykładowych konstrukcji ustrojów nośnych poddanych działaniu liniowo zmiennego obciążenia poziomego. Porównano wartości przemieszczeń poziomych konstrukcji określonych w programie komputerowym opartym na metodzie elementów skończonych (MES) i algorytmie iteracji bezpośredniej w pozasprężystej fazie pracy konstrukcji (MES-L i MES-NL) z wartościami otrzymanymi w programie komputerowym opartym na liniowej wersji elementów skończonych i proponowanych w pkt.6.2 (→Tab.6.1) metodach wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej ustroju nośnego (MES-L+M1, MES-L+M2, MES-L+M3) oraz z wartościami określonymi na podstawie metody uproszczonej Kwana (MU) i metody M3 (→Tab.6.1) wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej (MU+M3). Analizie liniowej i nieliniowej poddano 60-kondygnacyjne konstrukcje ramowo-powłokowych ustrojów nośnych o zmiennych wzdłuż ich wysokości sztywnościach. Przyjęto stały wzdłuż wysokości budynku wysoki podział zmienności sztywności konstrukcji co 10 kondygnacji. W proponowanej metodzie M3 wykorzystywanej w obliczeniach w programie komputerowym opartym na liniowej wersji metody elementów skończonych (MES-L+M3) i w metodzie uproszczonej Kwana (MU+M3) przyjęto uśrednioną redukcję sztywności zarysowanych rygli dla następujących po sobie grup 10-ciu kondygnacji.

##### 6.4.1. Przykład 1

Analizie poddano ustrój ramowo-powłokowy betonowego 60-kondygnacyjnego budynku wysokiego o zmiennej sztywności wzdłuż swojej wysokości (rys.6.4). Konstrukcja poddana jest działaniu liniowo zmiennego poziomego obciążenia trapezowego. W tabelach Tab.6.3-7 podano przyjęte do analizy wielkości geometryczne i materiałowe powłoki ramowej i elementów słupowych i ryglowych ram (przyjęto oznaczenia charakterystyk geometrycznych i materiałowych jak w Rozdziale 5; dla rygli przyjęto charakterystyki sprowadzone).



Rys.6.4. Przykład 1: a) widok ogólny; b) model wspornikowy konstrukcji i przyjęte obciążenie poziome

Tab.6.3. Przykład 1 - geometria ustroju ramowo-powłokowego betonowego budynku wysokiego

Liczba kondygnacji	Wysokość konstrukcji	Wymiary rzutu poz. konstrukcji	Smukłość konstrukcji	Wysokość kondygnacji	Rozstaw osiowy słupów	Liczba słupów i rygli na długości ramy		Dopuszczalne wychylenie konstrukcji
$n_k$	$H_B$	$L_w = L_r$	$\lambda_B$	$l_c$	$s_c$	$n_c$	$n_b$	$1/\alpha_{lim}$
[-]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
60	252	27,0	9,33	4,2	3,00	10	9	1/981

Tab.6.4. Przykład 1 - podział budynku wysokiego na  $i$ -te grupy kondygnacji o stałej sztywności

Grupa kondygnacji	Zakres grup kondygnacji	Liczba kond.	Odcinek konstrukcji	Beton				Obciążenie poziome
				klasa	$E_{cm}$	$G_{cm}$	$f_{ctm}$	
$GK_i$	$(i-1) - (i)$	$m$	$z_{i-1} \leq z \leq z_i$		[GPa]	[GPa]	[MPa]	$q_{i-1} \div q_i$
[-]	[-]	[-]	[m]	[-]	[GPa]	[GPa]	[MPa]	[kN/m]
$GK_1$	1 - 10	10	$0 \leq z \leq 42$	B70	39	16,25	4,6	$q_{min} = 54 \div 63$
$GK_2$	11 - 20	10	$42 < z \leq 84$	B70	39	16,25	4,6	$63 \div 72$
$GK_3$	21 - 30	10	$84 < z \leq 126$	B55	36	15,00	3,8	$72 \div 81$
$GK_4$	31 - 40	10	$126 < z \leq 168$	B55	36	15,00	3,8	$81 \div 90$
$GK_5$	41 - 50	10	$168 < z \leq 210$	B33	32	13,33	2,9	$90 \div 99$
$GK_6$	51 - 60	10	$210 < z \leq 252$	B33	32	13,33	2,9	$99 \div 108 = q_{max}$

Tab.6.5. Przykład 1 – wymiary przekrojów poprzecznych i charakterystyki geometryczne słupów

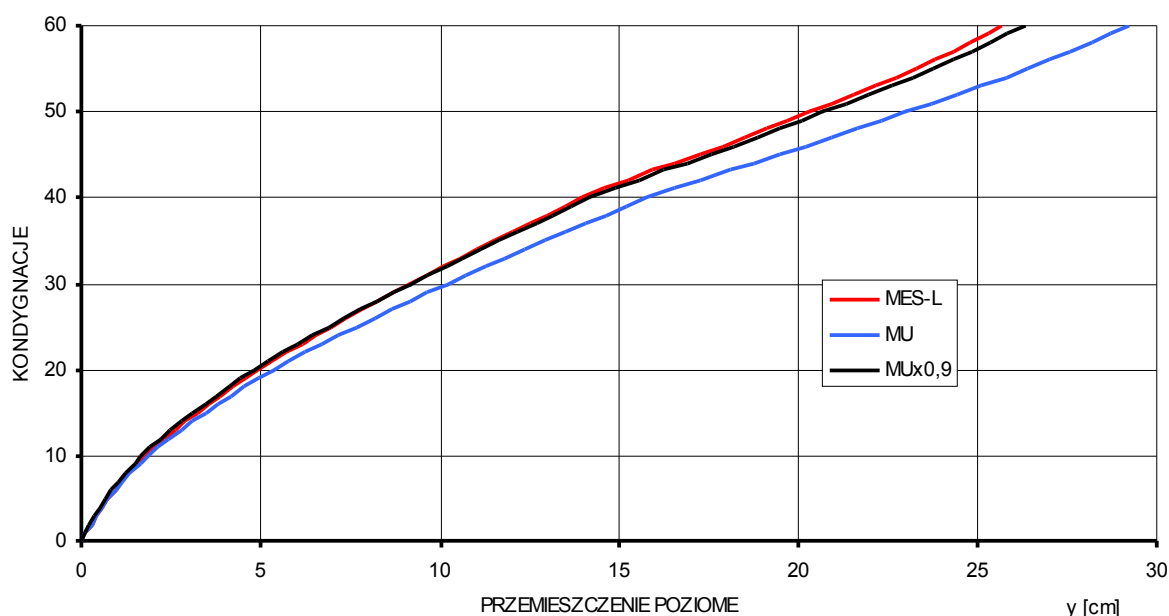
Grupa kondygnacji	Przekroje poprzeczne	Pole przekroju poprzecznego	Momenty bezwładności przekrojów		
			$I_{cx}$	$I_{cy}$	$I_{cz}$
$GK_i$	$b_c \times h_c$	$A_c$			
[-]	[m × m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]
$GK_1$	$1,2 \times 1,2$	1,4400	0,2924	0,1728	0,1728
$GK_2$	$1,1 \times 1,1$	1,2100	0,2064	0,1220	0,1220
$GK_3$	$1,0 \times 1,0$	1,0000	0,1410	0,0833	0,0833
$GK_4$	$0,9 \times 0,9$	0,8100	0,0925	0,0547	0,0547
$GK_5$	$0,8 \times 0,8$	0,6400	0,0578	0,0341	0,0341
$GK_6$	$0,7 \times 0,7$	0,4900	0,0339	0,0200	0,0200

Tab.6.6. Przykład 1 – wymiary przekrojów poprzecznych i sprowadzone charakterystyki geometryczne rygli

Grupa kondygnacji	Przekroje poprzeczne	Zbrojenie podłużne		Stopień zbrojenia	Pole przekroju poprzecznego	Momenty bezwładności przekrojów		
		$A_{s1}, A_{s2}$	$A_{s3}, A_{s4}$			$I_{cxs}$	$I_{cys}$	$I_{czs}$
$GK_i$	$b_b \times h_b$	[rzędy × l.pretów #średnica]		$\rho$	$A_{bs}$	$I_{cxs}$	$I_{cys}$	$I_{czs}$
[-]	[m × m]	[rzędy × l.pretów #średnica]		[%]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]
$GK_1$	$0,8 \times 1,2$	1×7#32	1×8#12	1,36%	1,0270	0,1204	0,1327	0,0552
$GK_2$	$0,6 \times 1,2$	1×7#32	1×8#12	1,82%	0,7870	0,0594	0,1039	0,0236
$GK_3$	$0,6 \times 1,2$	1×7#32	1×8#12	1,82%	0,7926	0,0594	0,1054	0,0238
$GK_4$	$1,1 \times 1,1$	1×7#32	1×8#12	1,08%	1,2826	0,2064	0,1377	0,1311
$GK_5$	$0,7 \times 0,7$	1×7#32	1×8#12	2,67%	0,5717	0,0339	0,0262	0,0236
$GK_6$	$0,7 \times 0,7$	1×7#32	1×8#12	2,67%	0,5717	0,0339	0,0262	0,0236

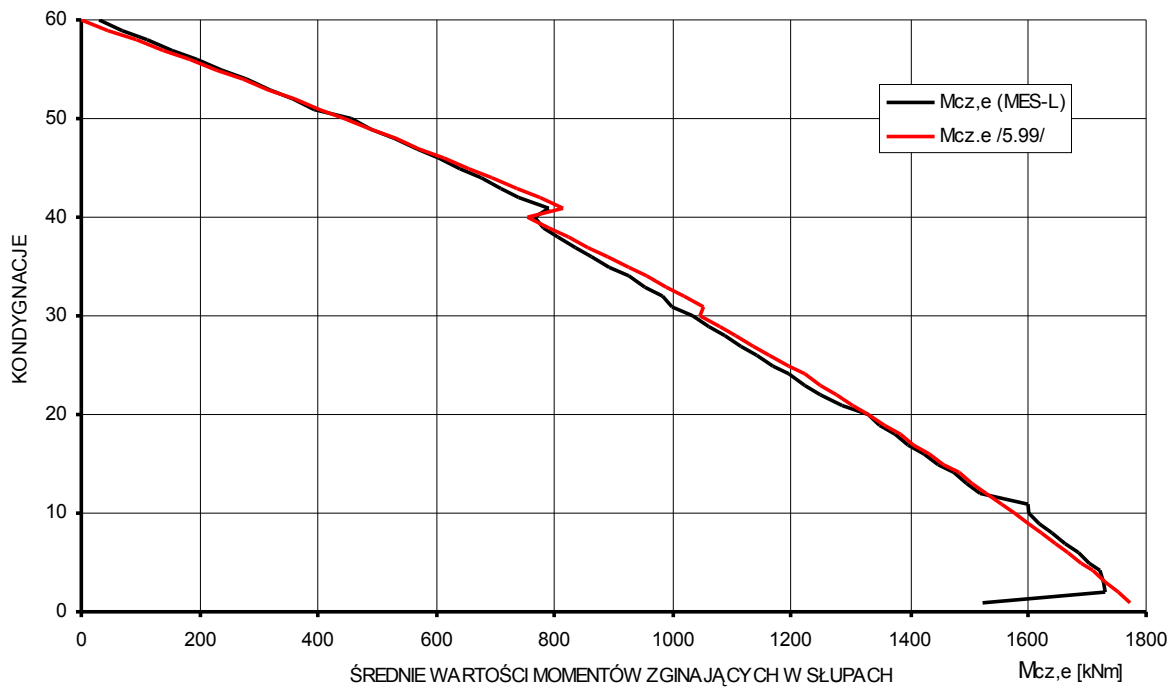
W Tab.6.6 przedstawiono przyjęto zbrojenie podłużne rygli ram w postaci prętów zbrojeniowych ze stali A-III ( $E_s=200$  GPa,  $f_{yd}=350$  MPa), które uwzględniono w sprowadzonych charakterystykach geometrycznych ich przekrojów.

Na rys.6.5 porównano wartości przemieszczeń poziomych konstrukcji ustroju obliczonych na podstawie metody uproszczonej Kwana (MU) oraz obliczonych w programie komputerowym opartym na metodzie elementów skończonych (MES-L) dla sprężystej fazy pracy konstrukcji. Na powyższym rys.6.5 można zauważyć dużą zbieżność kształtów obu wykresów, pomimo wzrastających, proporcjonalnie wraz z wysokością konstrukcji ustroju, różnic w wartościach obu przemieszczeń. Wartość przemieszczenia poziomego w wierzchołku ustroju określonego na podstawie metody uproszczonej (MU) była większa od analogicznej wartości otrzymanej metodami komputerowymi (MES-L) o 13.8%, co pozostaje w zgodzie z obserwacjami Kwana [44]. Przy uwzględnieniu proponowanej poprawki korekcyjnej zmniejszającej wartości przemieszczeń poziomych na wysokości każdej kondygnacji o 10%, wykres przemieszczeń na podstawie metody Kwana ( $MU \times 0,9$ ) pokrywa się z wykresem przemieszczeń obliczonych w programie komputerowym (MES-L).

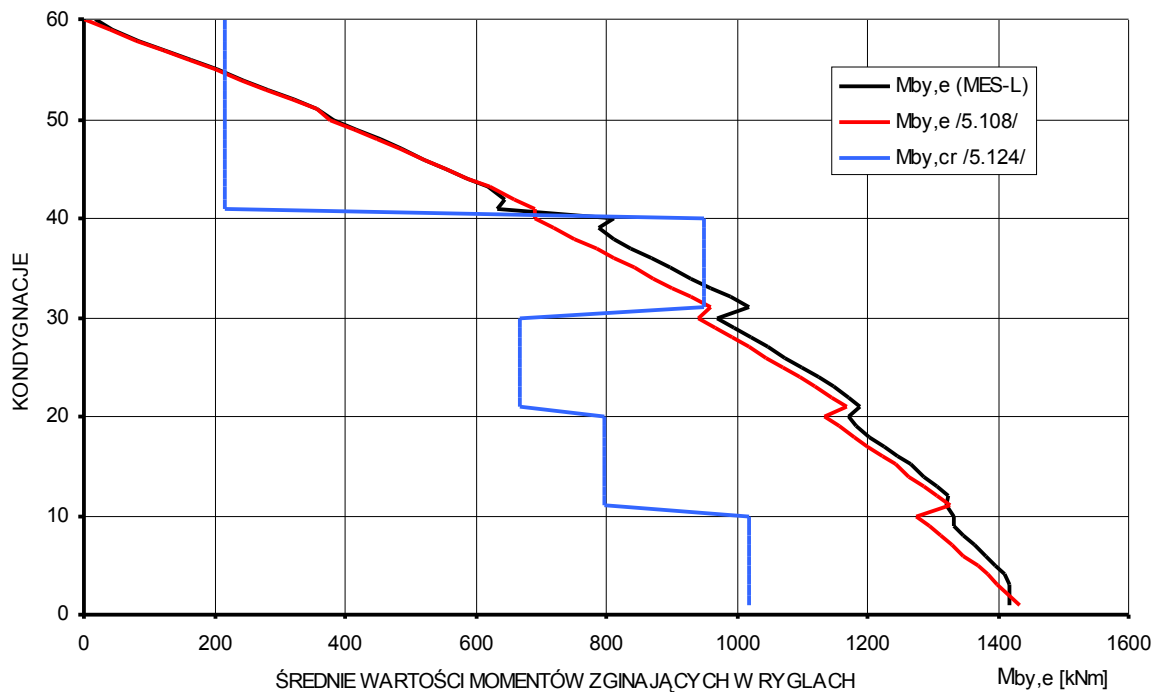


Rys.6.5. Wykresy przemieszczeń poziomych dla sprężystej fazy pracy konstrukcji: MES-L – analiza liniowa metodą elementów skończonych; MU - metoda uproszczona Kwana [44];  $MU \times 0,9$  – metoda uproszczona Kwana [44] z uśrednioną poprawką korekcyjną (-10%);

Na rys.6.6-7 przedstawiono wykresy rozkładu średnich wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach i  $M_{cz,e}$  w słupach ram środkowych w przekrojach ich utwierdzenia w licach elementów do nich prostopadłych na każdej kondygnacji powłoki ramowej wywołane obciążeniem poziomym. Średnie wartości momentów zginających w słupach i ryglach każdej kondygnacji określono w programie komputerowym opartym na metodzie elementów skończonych (MES-L) oraz na podstawie teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej ustroju nośnego korzystając z uproszczonych wzorów do obliczania wartości obu wielkości - /5.99/ i /5.108/. Wykresy na rys.6.6-7 obrazują wysoką zgodność wyników uzyskanych za pomocą modelu pracy powłoki ramowej (→Rozdział 4) z wynikami określonymi w programie komputerowym (MES-L) stosowanym do obliczeń konstrukcji prętowych, przy nieporównywalnie mniejszym nakładzie pracy i czasu.



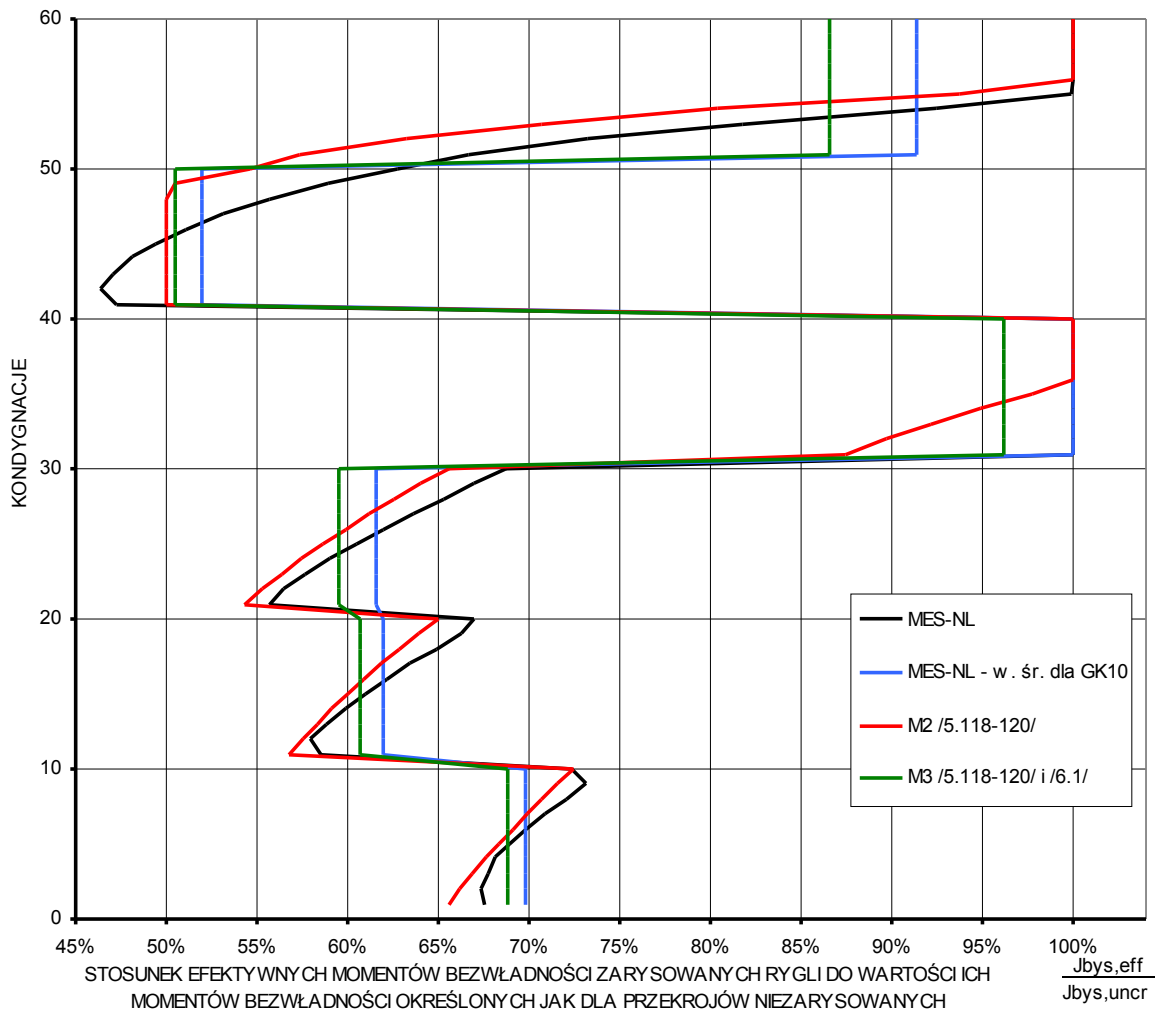
Rys.6.6. Wykresy średnich wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach w przekrojach ich utwierdzenia w licach rygli na długościach ram środkowych wzdłuż wysokości powłoki ramowej:  $M_{cz,e}$  (MES-L) – metoda elementów skończonych;  $M_{cz,e}$  /5.99/ – obliczenia na podstawie wzoru /5.99/



Rys.6.7. Wykresy średnich wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach w przekrojach ich utwierdzenia w licach słupów na długościach ram środkowych wzdłuż wysokości powłoki ramowej oraz odpowiadających im momentom rysującym przekroje rygli  $M_{by,cr}$ :  $M_{by,e}$  (MES-L) – metoda elementów skończonych;  $M_{by,e}$  /5.108/ - obliczenia na podstawie wzoru /5.108/;  $M_{by,cr}$  /5.124/ – obliczenia na podstawie wzoru /5.124/

Na rys.6.7 przedstawiono również wykres wartości momentów rysujących  $M_{by,cr}$  przekroje rygli ram środnikowych powłoki ramowej na wysokości każdej kondygnacji określonych na podstawie wzoru /5.124/.

Ramowo-powłokową konstrukcję nośną betonowego budynku wysokiego obciążoną zadaniem liniowo zmiennym obciążeniem trapezowym poddano analizie nieliniowej z uwzględnieniem zarysowania rygli. Na rys.6.8 przedstawiono wykresy stosunków średnich wartości efektywnych momentów bezwładności  $I_{bys,eff}$  zarysowanych rygli do wartości ich momentów bezwładności  $I_{bys,uncr}$  określonych jak dla przekrojów niezarysowanych na wysokości każdej kondygnacji ram środnikowych powłoki ramowej. Obliczenia stosunków wartości obu wielkości przeprowadzono w programie komputerowym opartym na liniowej wersji elementów skończonych i algorytmie iteracji bezpośredniej w pozasprężystej fazie pracy konstrukcji ustroju oraz probabilistycznej sztywności efektywnej [9, 10] (MES-NL i MES-NL – wartość średnia dla GK10) i na podstawie teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej (M2 i M3 → Tab.6.1) korzystając ze wzorów /5.118-120/ i /6.1/.



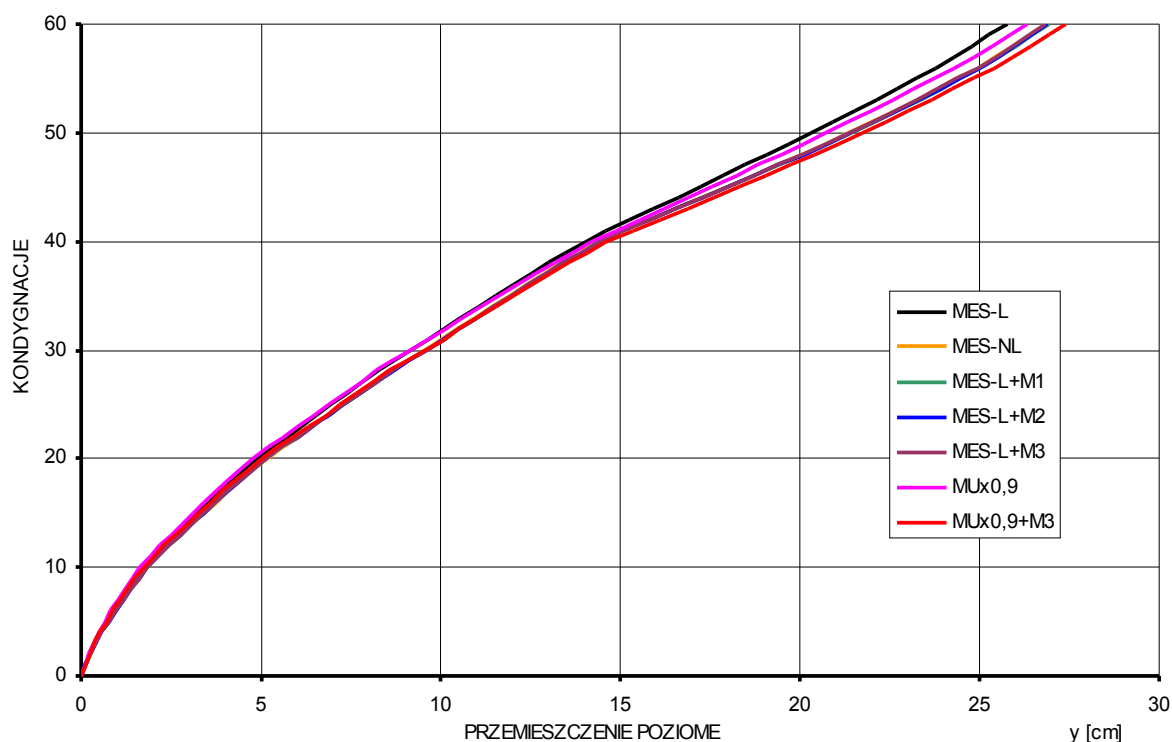
Rys.6.8. Wykresy stosunków średnich efektywnych momentów bezwładności  $I_{bys,eff}$  zarysowanych rygli na długości ram środnikowych na danej kondygnacji powłoki ramowej do wartości ich momentów bezwładności  $I_{bys,uncr}$  określonych jak dla przekrojów niezarysowanych: MES-NL – metoda elementów skończonych; MES-NL - w. śr. dla GK10 – wartości średnie dla grup 10-ciu kondygnacji GK10 określone na podstawie metody elementów skończonych (MES-NL); M2 – metoda M2 wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej (→Tab.6.1); M3 – metoda M3 wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej (→Tab.6.1)

Na powyższym rys.6.8 zauważyć można, że wykresy wartości średnich redukcji sztywności rygli ram środnikowych na każdej kondygnacji lub grupy kondygnacji powłoki ramowej otrzymane na podstawie modelu pracy powłoki ramowej (M2 i M3 →Tab.6.1) pokrywają się z wartościami otrzymanymi za pomocą programów komputerowych do obliczeń konstrukcji i algorytmu iteracji bezpośredniej (MES-NL i MES-NL–w.śr. dla KG10).

Na rys.6.9 porównano wykresy przemieszczeń poziomych konstrukcji na podstawie analizy nieliniowej z uwzględnieniem zarysowania rygli ram środnikowych powłoki ramowej. Obliczenia przemieszczeń konstrukcji przeprowadzono w programie komputerowym opartym na liniowej wersji elementów skończonych i korzystając z:

- algorytmu iteracji bezpośredniej i modelu probabilistycznej sztywności efektywnej dla zarysowanych rygli (→pkt.5.6-7) [9, 10] (MES-NL),
- metody M1 (→Tab.6.1) wykorzystania prezentowanego modelu pracy powłoki ramowej w programach do obliczeń konstrukcji (MES-L+M1),
- metody M2 (→Tab.6.1) wykorzystania prezentowanego modelu pracy powłoki ramowej w programach do obliczeń konstrukcji (MES-L+M2),
- metody M3 (→Tab.6.1) wykorzystania prezentowanego modelu pracy powłoki ramowej w programach do obliczeń konstrukcji (MES-L+M3).

Dla porównania przeprowadzono również obliczenia przemieszczeń poziomych ustroju z zarysowanymi ryglami na podstawie zmodyfikowanej metody uproszczonej Kwana [44] (→pkt.6.3.5) ( $MU \times 0,9 + M3$ ). Wyniki obliczeń przedstawiono w Tab.6.7.

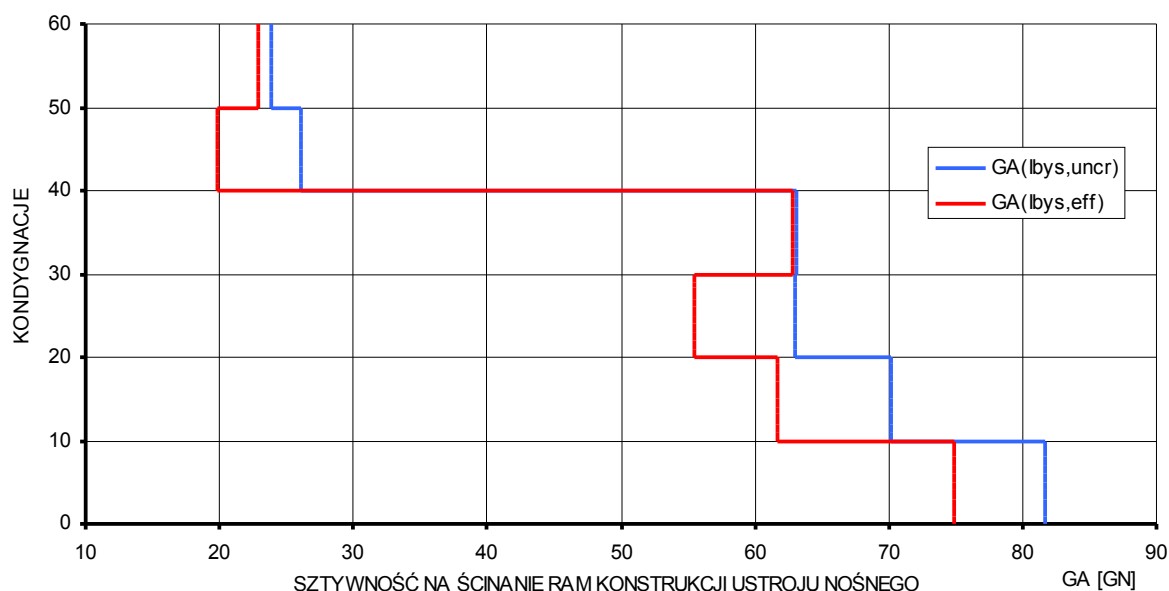


Rys.6.9. Wykresy przemieszczeń poziomych dla pozasprężystej fazy pracy konstrukcji ustroju nośnego: MES – liniowa analiza metodą elementów skończonych; MES-NL – nieliniowa analiza metodą elementów skończonych; MES-L+M1 – liniowa analiza metodą elementów skończonych i metoda M1 wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej; MES-L+M2 – liniowa analiza metodą elementów skończonych i metoda M2 wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej; MES-L+M3 – liniowa analiza metodą elementów skończonych i metoda M3 wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej;  $MU \times 0,9$  – metoda uproszczona Kwana [44];  $MU \times 0,9 + M3$  – zmodyfikowana metoda uproszczona Kwana [44] (→pkt.6.3.5)

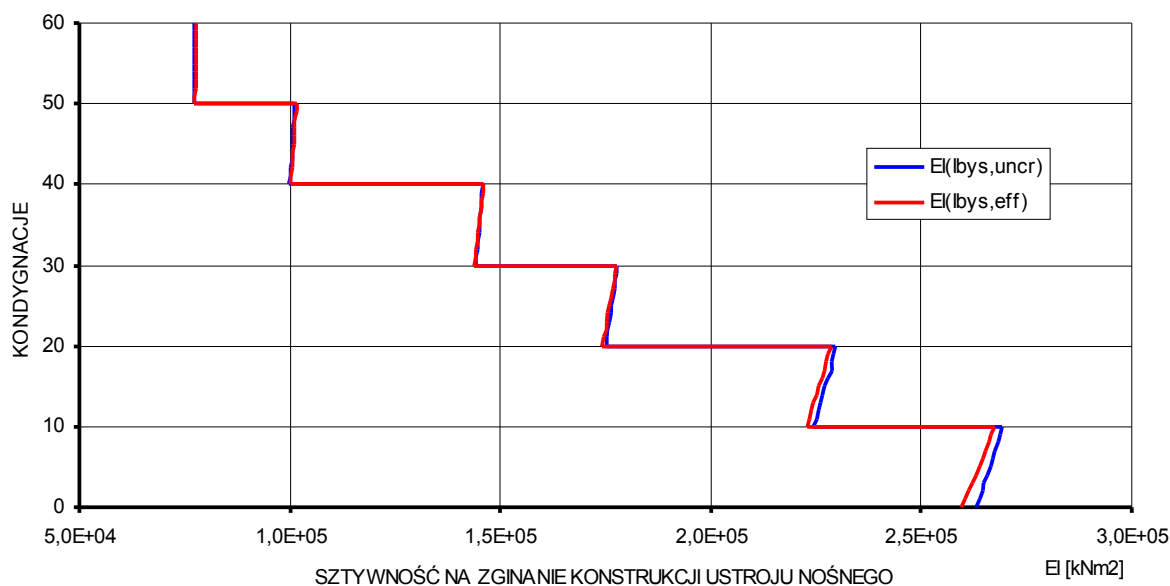
Tab.6.7. Przemieszczenia poziome i wychylenie konstrukcji – przykład 1

Metoda obliczeń	Analiza liniowa		Metoda obliczeń	Analiza nieliniowa		Wzrost przemieszczenia wierzchołka
	Przemieszczenie wierzchołka	Wychylenie wierzchołka		Przemieszczenie wierzchołka	Wychylenie wierzchołka	
	[cm]	[-]		[cm]	[-]	
MES	25,694	1/981	MES-NL	26,819	1/940	4,38
			MES-L+M1	26,914	1/936	4,75
			MES-L+M2	26,893	1/937	4,66
			MES-L+M3	26,832	1/939	4,43
MU×0,9	26,321	1/957	MU×0,9+M3	27,411	1/919	4,14

Na wykresie na rys.6.9 zauważyć można, że wartości przemieszczeń poziomych danego ustroju poddanego analizie nieliniowej z uwzględnieniem zarysowania rygli ram określonych na podstawie różnych metod obliczeniowych cechują się wysoką zgodnością (dla metod obliczeniowych MES-NL, MES-L+M1, MES-L+M2 i MES-L+M3 linie wykresów uległy nałożeniu na siebie). Największe różnice w wartościach wzrostów przemieszczeń, w stosunku do pozostałych metod obliczeniowych, zauważyć można przy korzystaniu ze zmodyfikowanej metody uproszczonej Kwana (MU×0,9+M3) (→pkt.6.3.5). Różnice te wynikają ze specyfiki samej metody uproszczonej Kwana (MU), gdyż zastosowanie metody M3 (→Tab.6.1) w programie komputerowym opartym na MES-L umożliwiło otrzymanie wyników najbardziej zbliżonych do MES-NL. Porównanie między sobą wyników komputerowych metod M1, M2 i M3 (→Tab.6.1) wykorzystywania modelu pracy powłoki ramowej wykazały, że dla tego przypadku konstrukcji najdokładniejsze wyniki, w stosunku do MES-NL, uzyskano dla najbardziej uproszczonej metody M3. Ze względu na małe różnice w wartościach wzrostów przemieszczeń 4.38%÷4.75% trudno jest tutaj jednoznacznie ocenić dokładność wszystkich metod w stosunku do przyjmowanych w nich uproszczeń.

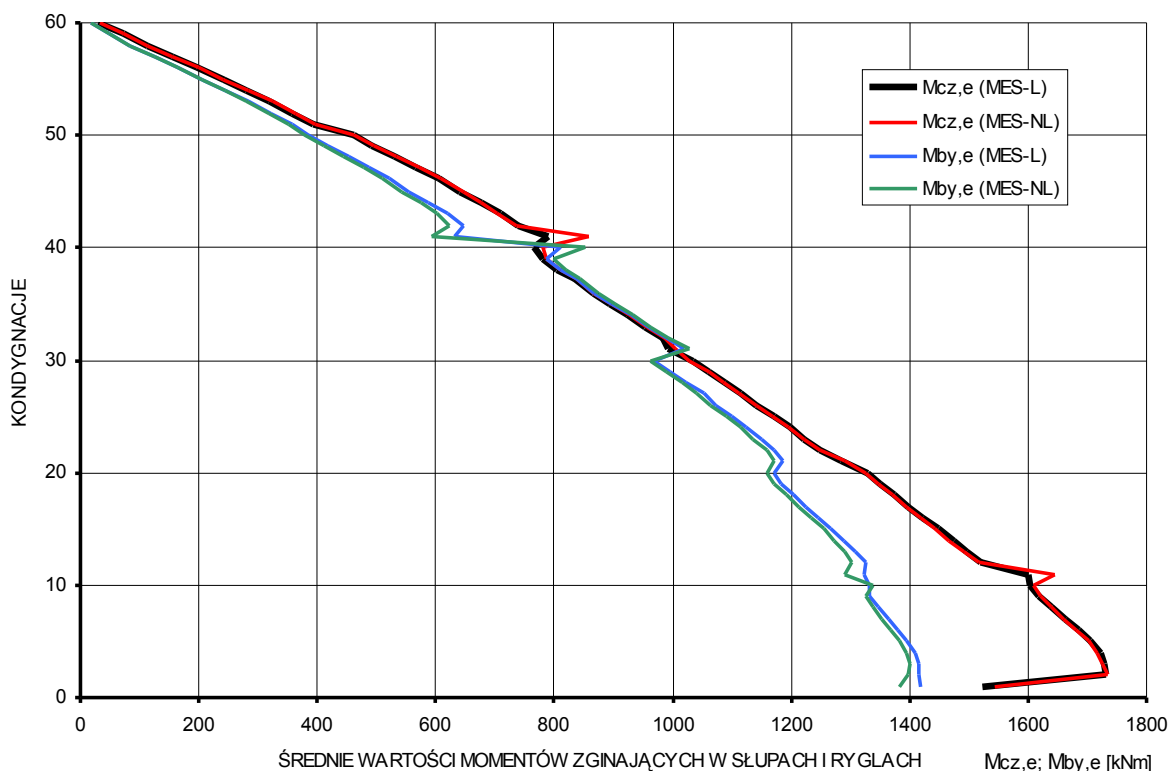


Rys.6.10. Sztywność na ścinanie  $GA$  konstrukcji ustroju określone na podstawie metody Kwana [44]:  $GA(I_{bys, uncr})$  – sztywność na ścinanie konstrukcji z niezarysowanymi ryglami /6.6/;  $GA(I_{bys, eff})$  – sztywność na ścinanie konstrukcji z zarysowanymi ryglami /6.24/ na podstawie metody M3 modelu pracy powłoki ramowej



Rys.6.11. Sztywność na zginanie  $EI$  konstrukcji ustroju określona na podstawie metody Kwana [44]:

$EI(I_{bys,uncr})$  – sztywność konstrukcji z niezarysowanymi ryglami;  $EI(I_{bys,eff})$  – sztywność konstrukcji z zarysowanymi ryglami na podstawie metody M3 modelu pracy powłoki ramowej (dla sztywności  $EI$  konstrukcji poddanej działaniu poziomego obciążenia trójkątnego i prostokątnego uzyskano zbliżone do siebie wartości)



Rys.6.12. Średnie wartości momentów zginających w słupach i ryglach w przekrojach ich utwierdzenia w licach elementów do nich prostopadłych na długościach ram środkowych powłoki ramowej poddanej działaniu obciążenia poziomego:  $M_{cz,e}$  (MES-L) i  $M_{by,e}$  (MES-L) – momenty zginające w słupach i ryglach na podstawie analizy liniowej metodą elementów skończonych;  $M_{cz,e}$  (MES-NL) i  $M_{by,e}$  (MES-NL) – momenty zginające w słupach i ryglach na podstawie nieliniowej analizy MES z uwzględnieniem redystrybucji sił wewnętrznych

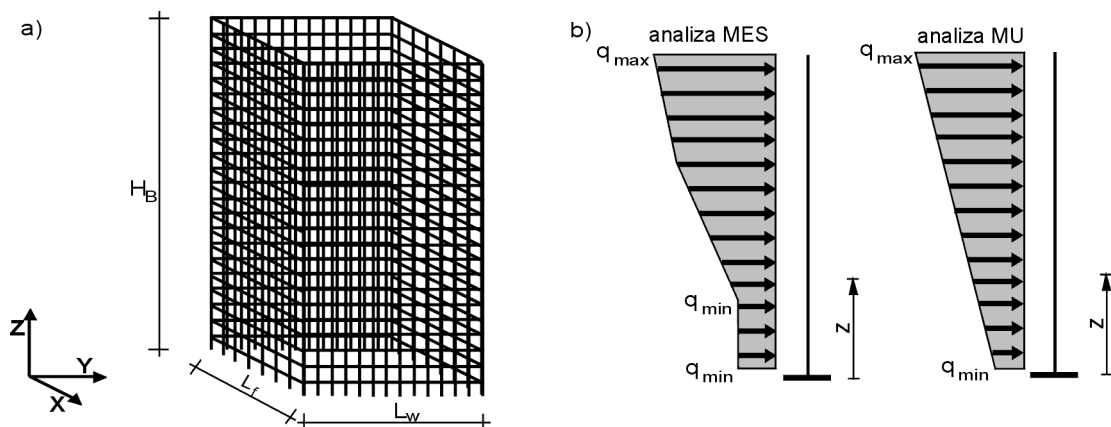


Na rys.6.10-11 przedstawiono wykresy sztywności na zginanie  $EI$  i na ścinanie  $GA$  konstrukcji nośnej z uwzględnieniem niezarysowania i zarysowania rygli ram środnikowych powłoki ramowej wzdłuż jej wysokości. Zgodnie z wnioskami zawartymi w Rozdziale 2 i 5 wpływ zarysowania rygli na zmniejszenie sztywności giętej  $EI$  konstrukcji okazał się minimalny w porównaniu do znacznego zmniejszenia jej sztywności na ścinanie  $GA$ . Konsekwencją takiej sytuacji jest wzrost przemieszczenia poziomego konstrukcji ustroju nośnego wywołany zwiększeniem udziału pracy konstrukcji od czystego ścinania.

Na rys.6.12 przedstawiono średnie wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach i  $M_{by,e}$  w ryglach na długościach ram środnikowych w przekrojach ich utwierdzenia w licach elementów do nich prostopadłych wzdłuż wysokości konstrukcji ustroju. Zestawiono ze sobą wartości obu momentów zginających obliczonych na podstawie analizy liniowej (MES-L) i nieliniowej (MES-NL) z uwzględnieniem redystrybucji sił wewnętrznych wywołanych zarysowaniami rygli ram środnikowych. Z powyższych wykresów wynika, że rozkłady wartości średnich momentów zginających elementów są jednakowe dla obu rodzajów analiz. Efekt ten jest konsekwencją zmian w wartościach tych wielkości w poszczególnych elementach na długościach ram środnikowych na wysokości każdej kondygnacji – zmniejszenie wartości obu wielkości w elementach środkowych i proporcjonalne ich zwiększenie w elementach skrajnych ram – które nie wpływają na wyraźne zmiany wartości tych wielkości w elementach danej kondygnacji ponad pewien uśredniony poziom.

#### 6.4.2. Przykład 2

Poddano uproszczonej analizie ramowo-powłokowy ustrój nośny betonowego 60-kondygnacyjnego budynku wysokiego o zmiennej sztywności wzdłuż swojej wysokości (rys.6.13). Konstrukcja poddana jest działaniu nieliniowo zmiennego poziomego obciążenia trapezowego. W Tab.6.8-11 podano przyjęte do analizy wielkości geometryczne i materiałowe powłoki ramowej oraz elementów słupowych i ryglowych ram (przyjęto oznaczenia charakterystyk geometrycznych i materiałowych jak w Rozdziale 5).



Rys.6.13. Przykład 2: a) widok ogólny; b) model wspornikowy i obciążenie poziome konstrukcji ustroju

Do obliczeń MES przyjęto nieliniowo zmienną obciążenie poziome konstrukcji, której rozkład wzdłuż jego wysokości odpowiada normowemu [N3] rozkładowi obciążenia wiatrem wzdłuż wysokości budowli prostopadłościowej. Z uwagi na uproszczenie obliczeń w stosowanej metodzie Kwana (MU) przyjęto do obliczeń obciążenie trapezowe o rozkładzie liniowo zmiennym o wartości maksymalne  $q_{max}$  przy wierzchołku i  $q_{min}$  przy podstawie. Wartości pośrednie w punktach zmiany sztywności określono na zasadzie interpolacji.

Tab.6.8. Przykład 2 - geometria ustroju ramowo-powłokowego betonowego budynku wysokiego

Liczba kondygnacji	Wysokość konstrukcji	Wymiary rzutu poz. konstrukcji	Smukłość konstrukcji	Wysokość kondygnacji	Rozstaw osiowy słupów	Liczba słupów i rygli na długości ramy		Dopuszczalne wychylenie konstrukcji
$n_k$	$H_B$	$L_w = L_f$	$\lambda_B$	$l_c$	$s_c$	$n_c$	$n_b$	$1/\alpha_{lim}$
[-]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
60	228	31,5	7,24	3,8	3,50	10	11	1/1605

Tab.6.9. Przykład 2 - podział budynku wysokiego na  $i$ -te grupy kondygnacji o stałej sztywności

Grupa kondygnacji	Zakresy kondygnacji	Liczba kond.	Odcinek konstrukcji	Beton				Obciążenie poziome
				klasa	$E_{cm}$	$G_{cm}$	$f_{ctm}$	
$GK_i$	(i-1)-(i)	$n_i$	$z_{i-1} \leq z \leq z_i$	[-]	[GPa]	[GPa]	[MPa]	$q_{i-1} \div q_i$
[-]	[-]	[-]	[m]	[-]	[GPa]	[GPa]	[MPa]	[kN/m]
$GK_1$	1-10	10	$0 \leq z \leq 38$	B70	39	16,25	4,6	$q_{min} = 46,9 \div 46,9 \div 51,59$
$GK_2$	11-20	10	$38 < z \leq 76$	B70	39	16,25	4,6	$51,59 \div 69,01$
$GK_3$	21-30	10	$76 < z \leq 114$	B55	36	15,00	3,8	$69,01 \div 84,42$
$GK_4$	31-40	10	$114 < z \leq 152$	B55	36	15,00	3,8	$84,42 \div 95,81$
$GK_5$	41-50	10	$152 < z \leq 190$	B33	32	13,33	2,9	$95,81 \div 107,81$
$GK_6$	51-60	10	$190 < z \leq 228$	B33	32	13,33	2,9	$107,81 \div 119,26 = q_{max}$

Tab.6.10. Przykład 2 – wymiary przekrojów poprzecznych i charakterystyki geometryczne słupów

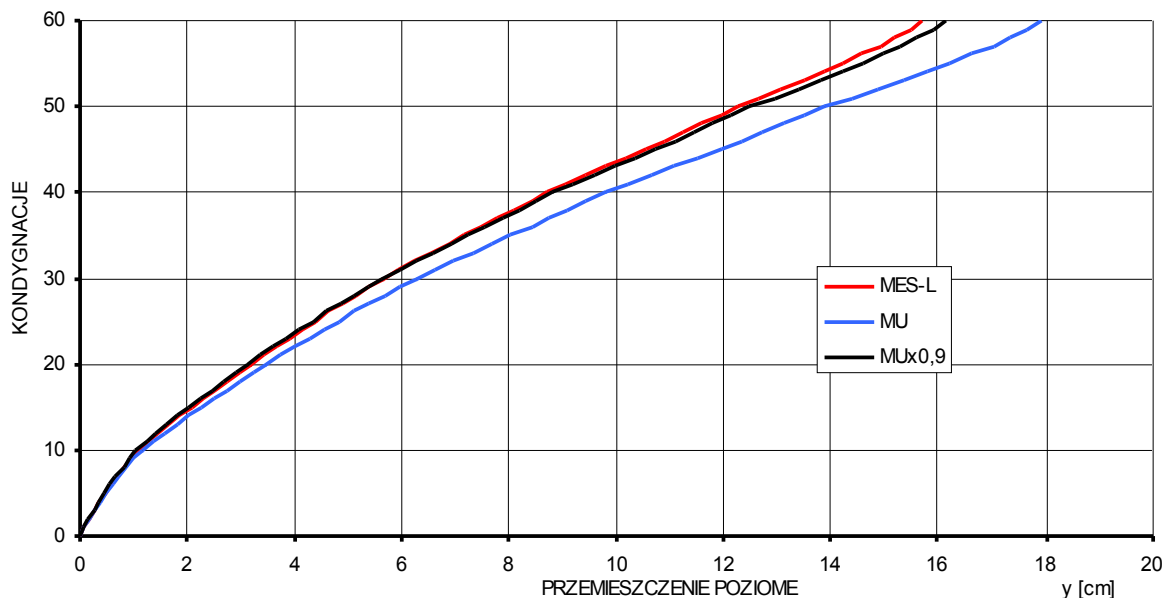
Grupa kondygnacji	Przekroje poprzeczne	Pole przekroju poprzecznego	Momenty bezwładności przekrojów		
			$I_{cx}$	$I_{cy}$	$I_{cz}$
$GK_i$	$b_c \times h_c$	$A_c$	$I_{cx}$	$I_{cy}$	$I_{cz}$
[-]	[m × m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]
$GK_1$	$1,2 \times 1,2$	1,4400	0,2924	0,1728	0,1728
$GK_2$	$1,1 \times 1,1$	1,2100	0,2064	0,1220	0,1220
$GK_3$	$1,0 \times 1,0$	1,0000	0,1410	0,0833	0,0833
$GK_4$	$0,9 \times 0,9$	0,8100	0,0925	0,0547	0,0547
$GK_5$	$0,8 \times 0,8$	0,6400	0,0578	0,0341	0,0341
$GK_6$	$0,7 \times 0,7$	0,4900	0,0339	0,0200	0,0200

Tab.6.11. Przykład 2 – wymiary przekrojów poprzecznych i sprowadzone charakterystyki geometryczne rygli

Grupa kondygnacji	Przekroje poprzeczne	Zbrojenie podłużne		Stopień zbrojenia	Pole przekroju poprzecznego	Momenty bezwładności przekrojów		
		$A_{s1}, A_{s2}$	$A_{s3}, A_{s4}$			$I_{cxs}$	$I_{cys}$	$I_{czs}$
$GK_i$	$b_b \times h_b$	$A_{s1}, A_{s2}$	$A_{s3}, A_{s4}$	$\rho$	$A_{bs}$	$I_{cxs}$	$I_{cys}$	$I_{czs}$
[-]	[m × m]	[rzędy × l.prętów #średnica]	[rzędy × l.prętów #średnica]	[%]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]
$GK_1$	$0,6 \times 1,4$	1x6#32	1x8#12	1,36%	0,8988	0,0727	0,1585	0,0271
$GK_2$	$0,55 \times 1,1$	1x7#32	1x8#12	2,16%	0,6720	0,0419	0,0754	0,0169
$GK_3$	$1,1 \times 1,1$	1x16#20	1x11#12	1,04%	1,2797	0,2064	0,1363	0,1304
$GK_4$	$0,4 \times 1,2$	1x5#32	1x8#12	2,05%	0,5347	0,0202	0,0714	0,0070
$GK_5$	$0,4 \times 1,0$	1x4#32	1x5#12	1,89%	0,4473	0,0157	0,0414	0,0059
$GK_6$	$0,35 \times 0,7$	1x6#32	1x8#12	1,36%	0,2808	0,0069	0,0126	0,0028

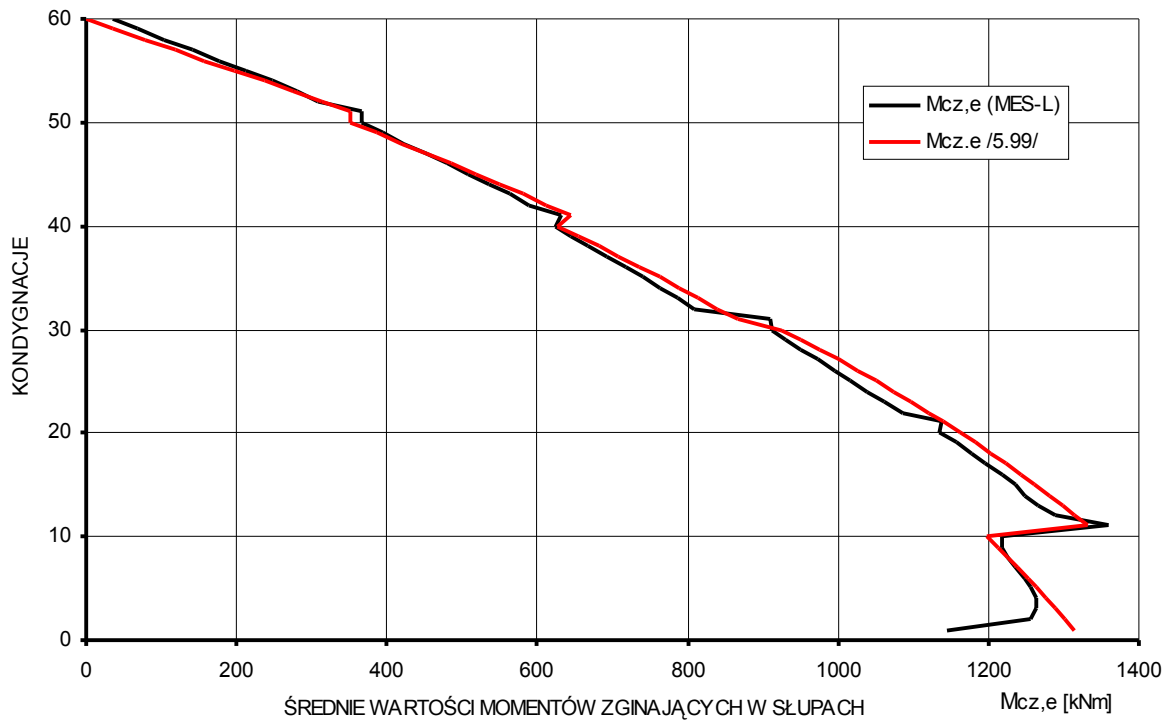
W tabeli Tab.6.11 przedstawiono przyjęto zbrojenie podłużne rygli w postaci prętów zbrojeniowych ze stali A-III ( $E_s=200$  GPa,  $f_{yd}=350$  MPa), które uwzględniono w sprowadzonych charakterystykach geometrycznych ich przekrojów.

Na rys.6.14 porównano wartości przemieszczeń poziomych konstrukcji obliczonych na podstawie prezentowanej metody uproszczonej Kwana (MU) oraz obliczonych w programie komputerowym opartym na metodzie elementów skończonych (MES-L) dla sprężystej fazy pracy konstrukcji. Na powyższym rys.6.14 można zauważyć dużą zbieżność kształtów obu wykresów, pomimo wzrastających, proporcjonalnie wraz z wysokością konstrukcji, różnic w wartościach obu przemieszczeń. Wartość przemieszczenia poziomego w wierzchołku konstrukcji określonego na podstawie metody uproszczonej Kwana (MU) była większa od analogicznej wartości otrzymanej metodami komputerowymi (MES-L) o 14.3%, co pozostaje w zgodzie z obserwacjami Kwana pomimo uproszczeń w przyjęciu liniowo zmiennego obciążenia poziomego. Po uwzględnieniu poprawki korekcyjnej ( $\times 0,9$ ) wykres wartości przemieszczeń na podstawie metody Kwana ( $MU \times 0,9$ ) pokrywa się z wykresem wartości przemieszczeń obliczonych w programie komputerowym (MES-L).

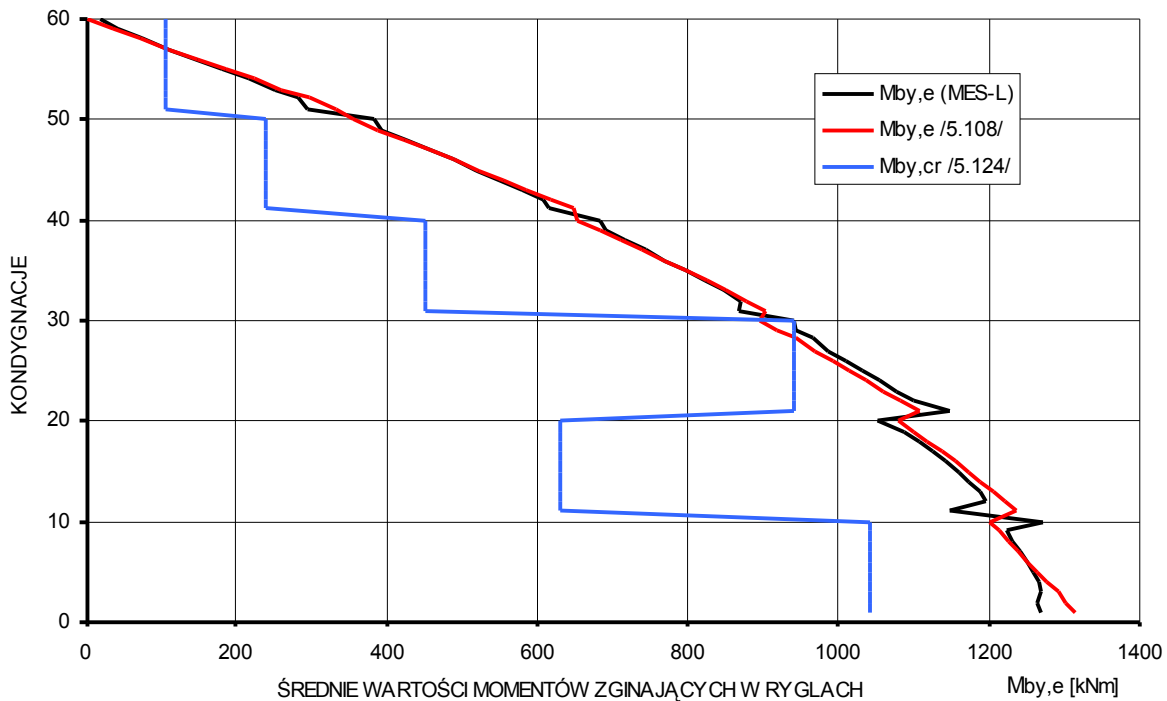


Rys.6.14. Wykresy przemieszczeń poziomych dla sprężystej fazy pracy konstrukcji ustroju nośnego: MES-L – metoda elementów skończonych; MU - metoda uproszczona Kwana [44]; MU $\times 0,9$  – metoda uproszczona Kwana [44] z uśrednioną poprawką korekcyjną (-10%);

Na rys.6.15-16 przedstawiono wykresy rozkładu średnich wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach i  $M_{cz,e}$  w słupach ram środkowych w przekrojach ich utwierdzenia w licach elementów do nich prostopadłych na każdej kondygnacji powłoki ramowej wywołane obciążeniem poziomym. Średnie wartości momentów zginających w słupach i ryglach każdej kondygnacji określono w programie komputerowym opartym na metodzie elementów skończonych (MES-L) oraz na podstawie teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej korzystając z uproszczonych wzorów do obliczania wartości obu wielkości - /5.99/ i /5.108/. Poniższe wykresy (rys.6.15-16) obrazują wysoką zgodność wyników uzyskanych za pomocą modelu pracy powłoki ramowej ( $\rightarrow$ Rozdział 4 i 5) z wynikami określonymi w programie komputerowym (MES-L) do obliczeń konstrukcji prętowych, przy nieporównywalnie mniejszym nakładzie pracy i czasu.



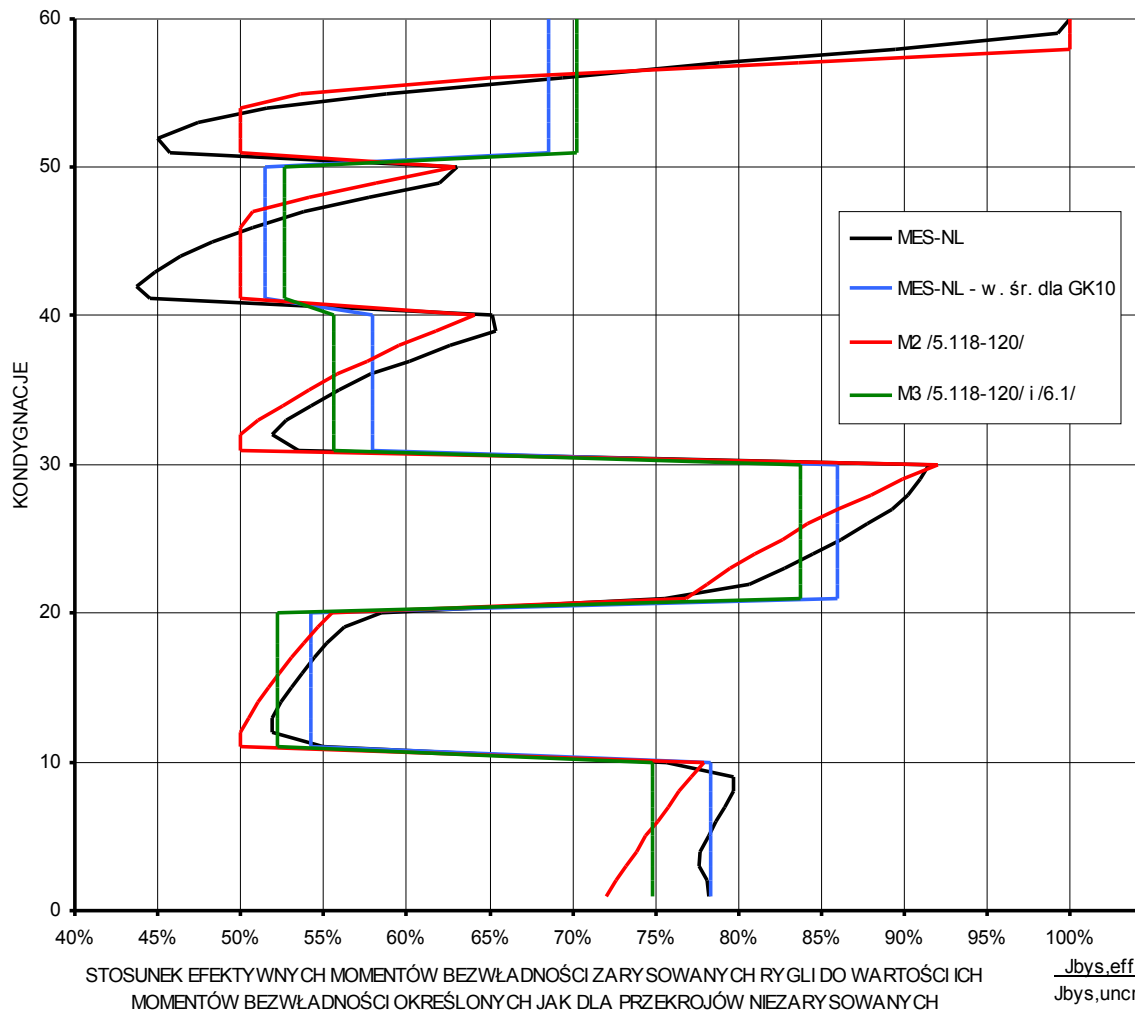
Rys.6.15. Wykresy średnich wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach w przekrojach ich utwierdzenia w licach rygli na długościach ram środnikowych wzdłuż wysokości powłoki ramowej:  $M_{cz,e}$  (MES) – metoda elementów skończonych;  $M_{cz,e} /5.99/$  – obliczenia na podstawie wzoru /5.99/



Rys.6.16. Wykresy średnich wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach w przekrojach ich utwierdzenia w licach słupów na długościach ram środnikowych wzdłuż wysokości powłoki ramowej oraz odpowiadających im momentom rysującym przekroje rygli  $M_{by,cr}$ :  $M_{by,e}$  (MES) – metoda elementów skończonych;  $M_{by,e} /5.108/$  - obliczenia na podstawie wzoru /5.108/;  $M_{by,cr} /5.124/$  – obliczenia na podstawie wzoru /5.124/

Na rys.6.16 przedstawiono również wykres wartości momentów rysujących  $M_{by,cr}$  przekroje rygli w ramach środnikowych powłoki ramowej na wysokości każdej kondygnacji określonych na podstawie wzoru /5.124/.

Ramowo-powłokowy ustrój nośny betonowego budynku wysokiego obciążony zadaniem liniowo zmiennym obciążeniem trapezowym poddano analizie nieliniowej z uwzględnieniem zarysowania rygli. Na rys.6.17 przedstawiono wykresy stosunków średnich wartości efektywnych momentów bezwładności  $I_{by,eff}$  zarysowanych rygli do wartości ich momentów bezwładności  $I_{by,uncr}$  określonych jak dla przekrojów niezarysowanych na wysokości każdej kondygnacji ram środnikowych powłoki ramowej. Obliczenia stosunków wartości obydwu wielkości przeprowadzono w programie komputerowym opartym na liniowej wersji elementów skończonych i algorytmie iteracji bezpośredniej w pozasprężystej fazie pracy konstrukcji oraz probabilistycznej sztywności efektywnej [9, 10] (MES-NL i MES-NL – wartości średnie dla GK10) i na podstawie teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej (M2 i M3 → Tab.6.1) korzystając ze wzorów /5.118-120/ i /6.1/.



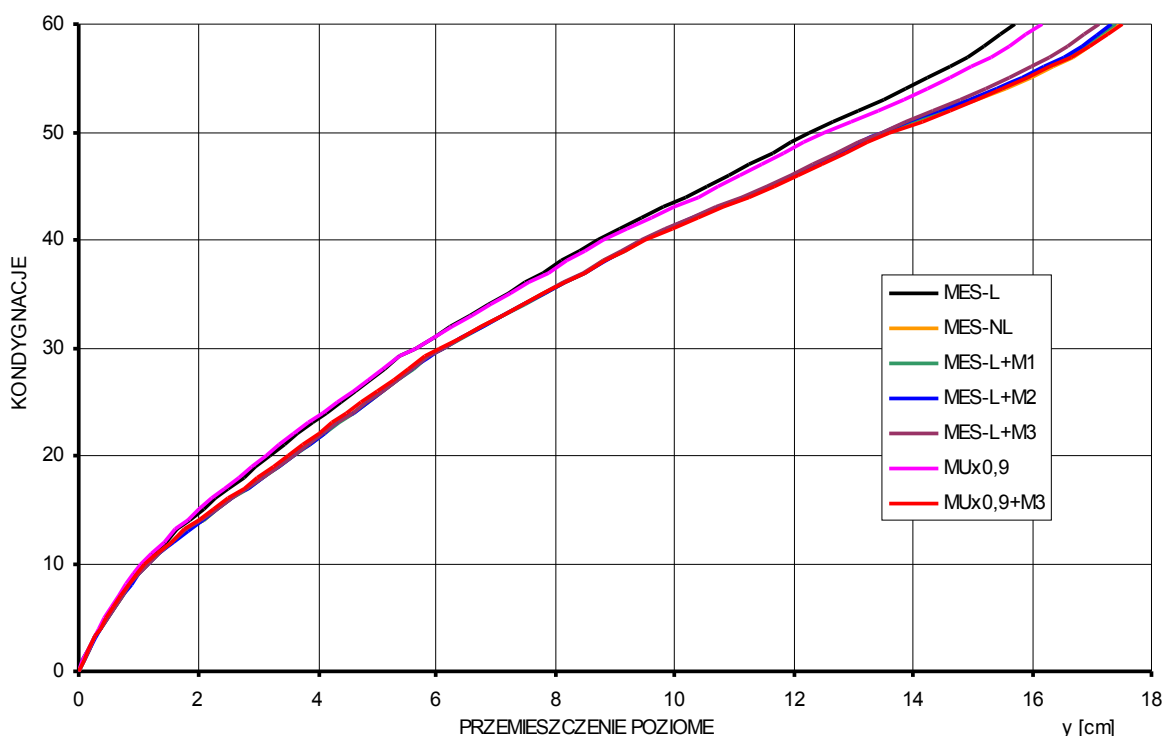
Rys.6.17. Wykresy stosunków średnich efektywnych momentów bezwładności  $I_{by,eff}$  zarysowanych rygli na długości ram środnikowych na danej kondygnacji powłoki ramowej do wartości ich momentów bezwładności  $I_{by,uncr}$  określonych jak dla przekrojów niezarysowanych: MES-NL – metoda elementów skończonych; MES-NL - w. śr. dla GK10 – wartości średnie dla grup kondygnacji GK10 określone na podstawie metody elementów skończonych (MES-NL); M2 – metoda M2 wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej (Tab.6.1); M3 – metoda M3 wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej (Tab.6.1)

Na powyższym rys.6.17 zauważyć można, że wykresy wartości średnich redukcji sztywności rygli ram środnikowych na każdej kondygnacji lub grupy kondygnacji powłoki ramowej otrzymane na podstawie modelu pracy powłoki ramowej (M2 i M3 →Tab.6.1) pokrywają się z wartościami otrzymanymi za pomocą programów komputerowych do obliczeń konstrukcji i algorytmu iteracji bezpośredniej (MES-NL i MES-NL–w.śr. dla GK10).

Na rys.6.18 porównano wykresy przemieszczeń poziomych konstrukcji na podstawie analizy nieliniowej z uwzględnieniem zarysowania rygli ram środnikowych powłoki ramowej. Obliczenia przemieszczeń konstrukcji przeprowadzono w programie komputerowym opartym na liniowej wersji elementów skończonych i korzystając z:

- algorytmu iteracji bezpośredniej i modelu probabilistycznej sztywności efektywnej dla zarysowanych rygli (→pkt.5.6-7) [9, 10] (MES-NL),
- metody M1 (→Tab.6.1) wykorzystania prezentowanego modelu pracy powłoki ramowej w programach do obliczeń konstrukcji (MES-L+M1),
- metody M2 (→Tab.6.1) wykorzystania prezentowanego modelu pracy powłoki ramowej w programach do obliczeń konstrukcji (MES-L+M2),
- metody M3 (→Tab.6.1) wykorzystania prezentowanego modelu pracy powłoki ramowej w programach do obliczeń konstrukcji (MES-L+M3).

Dla porównania przeprowadzono również obliczenia przemieszczeń poziomych ustroju z zarysowanymi ryglami na podstawie zmodyfikowanej metody uproszczonej Kwana [44] (→pkt.6.3.5) ( $MU \times 0,9 + M3$ ). Wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli Tab.6.12.

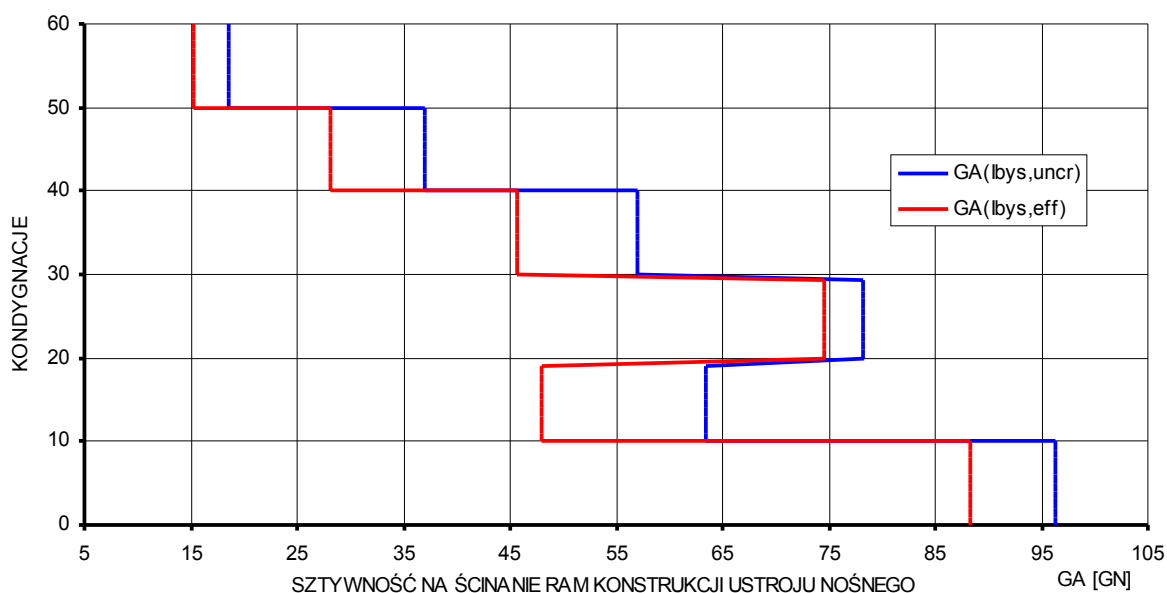


Rys.6.18. Wykresy przemieszczeń poziomych dla pozasprężystej fazy pracy konstrukcji: MES-L – liniowa analiza metodą elementów skończonych; MES-NL – nieliniowa analiza metodą elementów skończonych; MES-L+M1 – liniowa analiza metodą elementów skończonych i metoda M1 wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej; MES-L+M2 – liniowa analiza metodą elementów skończonych i metoda M2 wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej; MES-L+M3 – liniowa analiza metodą elementów skończonych i metoda M3 wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej;  $MU \times 0,9$  – metoda uproszczona Kwana [44] (→pkt.6.3);  $MU \times 0,9 + M3$  – zmodyfikowana metoda uproszczona Kwana (→pkt.6.3.5)

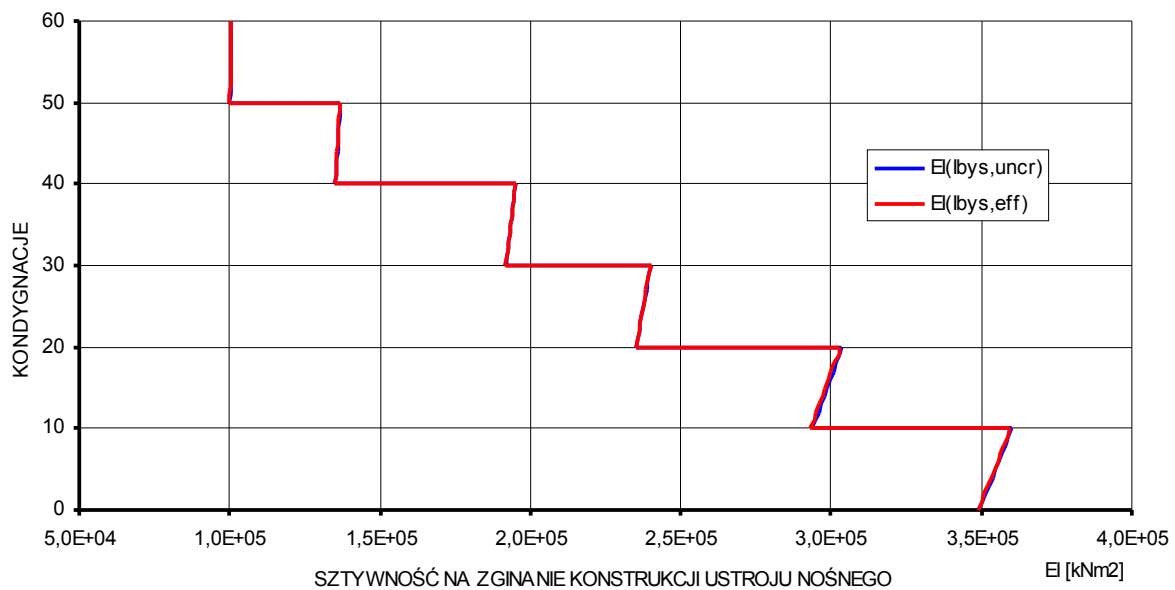
Tab.6.12. Przeszczenia poziome i wychylenie konstrukcji – przykład 2

Metoda obliczeń	Analiza liniowa		Metoda obliczeń	Analiza nieliniowa		Wzrost przeszczenia wierzchołka
	Przeszczenie wierzchołka	Wychylenie wierzchołka		Przeszczenie wierzchołka	Wychylenie wierzchołka	
	[cm]	[-]		[cm]	[-]	
MES	15,705	1/1605	MES-NL	17,492	1/1441	11,38
			MES-L+M1	17,399	1/1448	10,78
			MES-L+M2	17,342	1/1453	10,42
			MES-L+M3	17,126	1/1471	9,05
MU×0,9	16,162	1/1559	MU×0,9+M3	17,518	1/1439	8,39

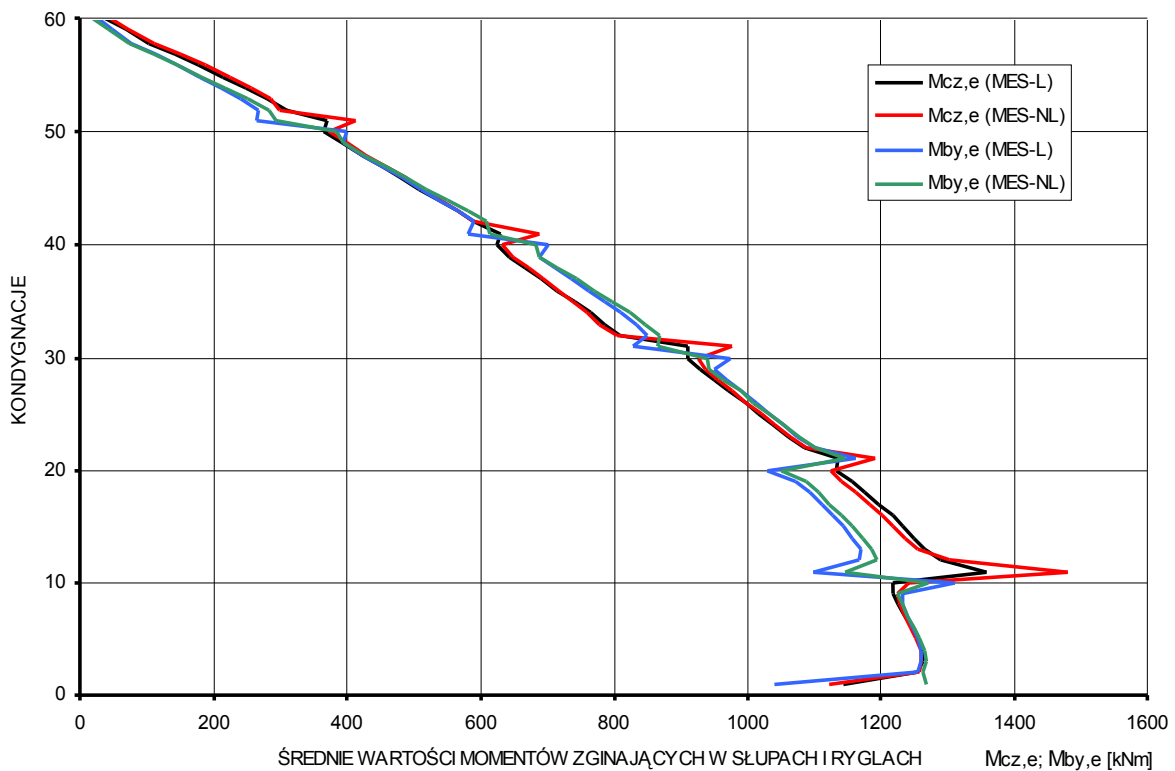
Na wykresie rys.6.18 zauważyć można, że wartości przeszczeń poziomych danej konstrukcji poddanej analizie nieliniowej z uwzględnieniem zarysowania rygli określone na podstawie różnych metod obliczeniowych cechują się wysoką zgodnością. Największe różnice w wartościach wzrostów przeszczeń, w stosunku do pozostałych metod obliczeniowych, zauważyć można przy korzystaniu ze zmodyfikowanej metody uproszczonej Kwana (MU×0,9+M3). Porównanie między sobą wyników komputerowych metod M1, M2 i M3 (→Tab.6.1) korzystania z modelu pracy powłoki ramowej wykazały, że dla tego przypadku konstrukcji najdokładniejsze wyniki, w stosunku do MES-NL, uzyskano dla metody M1 korzystania z modelu pracy powłoki ramowej w programach do obliczeń konstrukcji (wzrost przeszczeń o 10,78%). Niewielkie różnice wzrostów przeszczeń określonych w metodach obliczeń MES-L+M3 (9,05%) i MU×0,9+M3 (8,39%) wynikają z założeń metody Kwana [44], która upraszcza pewne zależności między przeszczeniem konstrukcji, a jej sztywnością i tylko przypadkowo wartości przeszczenia wierzchołka konstrukcji obliczonej na podstawie metody obliczeń MU×0,9+M3 (17,518 cm) są najbliższe wartościom przeszczenia wierzchołka dla metody obliczeń MES+NL (17,492 cm).



Rys.6.19. Sztywność na ścinanie  $GA$  konstrukcji określone na podstawie metody uproszczonej Kwana [44]:  $GA(I_{bys, uncr})$  – sztywność na ścinanie konstrukcji z niezarysowanymi ryglami /6.6/;  $GA(I_{bys, eff})$  – sztywność na ścinanie konstrukcji z zarysowanymi ryglami /6.24/ na podstawie metody M3 w modelu pracy powłoki ramowej



Rys.6.20. Sztywność na zginanie EI konstrukcji określone na podstawie metody uproszczonej Kwana /6.5/:  
 $EI(I_{bys,uncr})$  – sztywność konstrukcji z niezarysowanymi ryglami;  $EI(I_{bys,eff})$  – sztywność konstrukcji z zarysowanymi ryglami na podstawie metody M3 w modelu pracy powłoki ramowej (dla sztywności EI konstrukcji poddanej działaniu poziomego obciążenia trójkątnego i prostokątnego uzyskano zbliżone wartości)



Rys.6.21. Średnie wartości momentów zginających w słupach i ryglach w przekrojach ich utwierdzenia w licach elementów do nich prostopadłych na długościach ram średnikowych powłoki ramowej poddanej działaniu obciążenia poziomego:  $M_{cz,e}$  (MES-L) i  $M_{by,e}$  (MES-L) – momenty zginające w słupach i ryglach na podstawie analizy liniowej metodą elementów skończonych;  $M_{cz,e}$  (MES-NL) i  $M_{by,e}$  (MES-NL) – momenty zginające w słupach i ryglach na podstawie nieliniowej analizy MES z uwzględnieniem redystrybucji sił wewnętrznych



Na rys.6.19-20 przedstawiono wykresy sztywności na zginanie  $EI$  i na ścinanie  $GA$  konstrukcji ramowo-powłokowego ustroju nośnego z uwzględnieniem niezarysowania i zarysowania rygli ram średnikowych powłoki ramowej wzdłuż wysokości ustroju nośnego. Zgodnie z wnioskami zawartymi w Rozdziale 2 i 5 wpływ zarysowania rygli na zmniejszenie sztywności giętej  $EI$  konstrukcji okazał się minimalny w porównaniu do znacznego zmniejszenia jej sztywności na ścinanie  $GA$ . Konsekwencją takiej sytuacji jest wzrost przemieszczeń poziomych konstrukcji wywołany zwiększeniem udziału pracy konstrukcji od czystego ścinania.

Na rys.6.21 przedstawiono średnie wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach i  $M_{by,e}$  w ryglach na długościach ram średnikowych w przekrojach ich utwierdzenia w licach elementów do nich prostopadłych wzdłuż wysokości konstrukcji. Zestawiono ze sobą wartości obu momentów zginających obliczonych na podstawie analizy liniowej (MES-L) i nieliniowej (MES-NL) z uwzględnieniem redystrybucji sił wewnętrznych wywołanych zarysowaniami rygli ram średnikowych. Z powyższych wykresów wynika, że rozkłady wartości średnich momentów zginających elementów są jednakowe dla obu rodzajów analiz. Efekt ten jest konsekwencją zmian w wartościach tych wielkości w poszczególnych elementach na długościach ram średnikowych na wysokości każdej kondygnacji – zmniejszenie wartości obu wielkości w elementach środkowych i proporcjonalne ich zwiększenie w elementach skrajnych ram – które nie wpływają na wyraźne zmiany wartości tych wielkości w elementach danej kondygnacji ponad pewien uśredniony poziom.

## 6.5. Podsumowanie

W Rozdziale 6 analizom teoretycznym poddano trzy metody (→Tab.6.1) wykorzystania teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w liniowej i nieliniowej analizie pracy ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich. Przedstawiono metody wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej w nieliniowych analizach pracy konstrukcji przeprowadzanych za pomocą standardowych programów komputerowych do obliczeń konstrukcji i na podstawie jednej z metod uproszczonych (→pkt.6.3). Przedstawiono założenia i algorytm obliczeń przemieszczeń konstrukcji na podstawie metody uproszczonej Kwana [44] (MU). Zaproponowano wprowadzenie uśrednionej poprawki korekcyjnej do wartości przemieszczeń poziomych konstrukcji ustroju nośnego określonych za pomocą metody uproszczonej Kwana [44] (MU) zmniejszającej je o 10% na wysokości każdej kondygnacji (MU×0.9).

Na podstawie analizy liniowej określono średnie wartości momentów zginających  $M_{by,e}$  w ryglach i  $M_{cz,e}$  słupach ram średnikowych na wysokości każdej kondygnacji powłoki ramowej poddanej działaniu obciążenia poziomego. Wyniki uzyskane za pomocą programu komputerowego opartego na metodzie elementów skończonych są zbieżne z wartościami określonymi za pomocą wzorów uproszczonych /5.99/ i /5.108/. Obliczono również wartości przemieszczeń poziomych konstrukcji ustroju nośnego na podstawie metody elementów skończonych (MES-L) i metody uproszczonej Kwana [44] (MU×0.9), które potwierdziły względną dokładność i efektywność metody Kwana w analizie powłok ramowych.

Na podstawie analizy nieliniowej z uwzględnieniem możliwości zarysowania rygli określono wartości przemieszczeń poziomych i względne wartości wzrostów tych przemieszczeń w stosunku do analizy liniowej. Obliczenia przeprowadzono w programie opartym na liniowej wersji elementów skończonych oraz algorytmie iteracji bezpośredniej dla pozasprężystej fazy pracy konstrukcji (MES-NL) i porównano je z wynikami otrzymanymi za pomocą trzech metod (M1, M2, M3 →Tab.6.1) wykorzystania modelu pracy powłoki

ramowej w programach komputerowych do obliczeń konstrukcji prętowych (MES-L+M1, MES-L+M2, MES-L+M3) oraz w zmodyfikowanej metodzie uproszczonej Kwana ( $MU \times 0,9 + M3$ ). Potwierdzono wysoką dokładność i efektywność wszystkich proponowanych metod wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej ( $\rightarrow$ Tab.6.1). Stosunkowo większy nakład pracy przy wykorzystaniu metody M1 w programach komputerowych do obliczeń konstrukcji wymagający określania rozkładu redukcji sztywności rygli na długościach ram środnikowych na wysokości każdej kondygnacji powłoki ramowej nie przełożył się na wzrost dokładności wyników w stosunku do wyników uzyskanych przy korzystaniu z metod M2 i M3. Metody M2 i M3 wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej cechują się większą efektywnością i prostotą w stosowaniu przy porównywalnej dokładności względem metody M1 i mogą być z powodzeniem stosowane na każdym etapie projektowania konstrukcji.

Zastosowanie metody M3 wykorzystania modelu pracy powłoki ramowej w programach komputerowych do obliczeń konstrukcji (MES-L+M3) i w zmodyfikowanej metodzie uproszczonej Kwana ( $MU \times 0,9 + M3$ ) pozwoliło na ocenę możliwości efektywnego wykorzystywania metody Kwana w analizie nieliniowej. Porównanie wyników obydwu analiz wykazało, że metoda uproszczona ( $MU \times 0,9 + M3$ ) jest mniej dokładna w porównaniu do metody (MES-L+M3) ze względu na mniejszą dokładność samej metody uproszczonej Kwana (MU) w obliczaniu przemieszczeń poziomych. Mimo że błąd metody uproszczonej jest nie wiele mniejszy lub porównywalny z wielkościami rozpatrywanych wpływów efektów nieliniowych na wzrost przemieszczeń konstrukcji, to należy uznać, że metoda obliczeń ( $MU \times 0,9 + M3$ ) w nieliniowej analizie ustrojów ramowo-powłokowych z uwzględnieniem zarysowania rygli cechuje się względnie wysoką dokładnością jaka jest wymagana na wstępnym etapie projektowania lub przy sprawdzaniu wyników otrzymanych za pomocą metod komputerowych przy stosunkowo niewielkim nakładzie czasu i pracy.

Porównanie średnich wartości momentów zginających  $M_{cz,e}$  w słupach i  $M_{by,e}$  w ryglach ram środnikowych określonych na podstawie analizy liniowej i nieliniowej potwierdziły wnioski wynikające z analizy wyników badań numerycznych przedstawionych w Rozdziale 5, że w wyniku redystrybucji sił wewnętrznych wywołanych zarysowaniem rygli nie następuje wzrost momentów zginających w słupach i w ryglach danej kondygnacji ponad pewien średni poziom ustalony jak dla analizy liniowej. Ze względów praktycznych projektuje się zbrojenie podłużne w ryglach i słupach ram powłoki ramowej na wysokości danej kondygnacji jako stałe i jednakowe na długościach ram, co z reguły odpowiada wartościom pola powierzchni zbrojenia podłużnego przyjętych jak dla rygli poddanych działaniom największych momentów zginających w płaszczyźnie ram środnikowych – w analizie liniowej są to środkowe rygle i słupy ram środnikowych. W wyniku redystrybucji sił wewnętrznych wartości momentów zginających w środkowych słupach i ryglach ulegają zmniejszeniu, a w skrajnych słupach i ryglach proporcjonalnemu zwiększeniu i są one w przybliżeniu porównywalne do wartości momentów zginających w elementach środkowych. Efektem redystrybucji sił wewnętrznych jest ujednocnienie wartości momentów zginających w słupach i ryglach na długościach ram środnikowych ( $\rightarrow$ rys.6.12 i  $\rightarrow$ rys.6.21).

Na podstawie wzorów metody uproszczonej Kwana [44] (MU) obliczono sztywności na zginanie  $EI$  i na ścinanie  $GA$  przykładowych konstrukcji ustrojów nośnych dla dwóch faz pracy konstrukcji – sprężystej i pozasprężystej z uwzględnieniem zarysowania rygli. Wykresy obydwu sztywności obrazują, że zarysowanie rygli ram środnikowych ma minimalny wpływ na zmniejszenie sztywności na zginanie  $EI$  konstrukcji. Znacznie większy wpływ ma ono na zmniejszenie sztywności na ścinanie  $GA$  konstrukcji. Sytuacja taka powoduje, że wzrost przemieszczenia konstrukcji ramowo-powłokowego ustroju nośnego z zarysowanymi ryglami wywołany jest głównie przez wzrost udziału pracy konstrukcji od czystego ścinania.

## 7. WNIOSKI I UWAGI KOŃCOWE

W niniejszej rozprawie przedstawiono wyniki badań teoretycznych i numerycznych dotyczących liniowej i nieliniowej analizy ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich o rzutach kwadratowych poddanych działaniu obciążenia poziomego. Na podstawie analizy stanu wiedzy dotyczących liniowej i nieliniowej analizy konstrukcji powłokowych ustrojów nośnych postawiono tezy rozprawy doktorskiej przedstawione w Rozdziale 3. W celu udowodnienia tez pracy przeprowadzono badania teoretyczne i numeryczne nad teoretyczno-doświadczalnym modelem pracy powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego. Na podstawie wyników badań numerycznych betonowych ustrojów ramowo-powłokowych budynków wysokich przedstawionych w Rozdziale 5 zweryfikowano założenia modelu pracy powłoki ramowej w sensie statystycznym dla różnych parametrów geometrycznych i materiałowych. Na podstawie przeprowadzonych analiz teoretycznych w Rozdziale 6 zaproponowano trzy metody wykorzystywania powyższego modelu do liniowej i nieliniowej analizy konstrukcji ramowo-powłokowych ustrojów nośnych poddanych działaniu obciążenia poziomego z uwzględnieniem zarysowania rygli ram środkowych powłoki ramowej.

Wyniki badań teoretycznych i numerycznych dotyczących ramowo-powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich o rzucie kwadratowym przedstawionych w niniejszej rozprawie można podsumować następującymi wnioskami:

1. Momenty zginające w słupach i ryglach równoległych do kierunku działania obciążenia poziomego ram powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym wywołane równoległym do jednej z osi głównych budowli obciążeniem poziomym powstają tylko od udziału pracy konstrukcji ustroju nośnego budynku wysokiego od czystego ścinania.
2. Uśredniony rozkład obciążenia poziomego na słupy i rygle ram środkowych ustroju nośnego wywołujący w nich momenty zginające  $M_{cz,e}$  i  $M_{by,e}$  w minimalnym stopniu zależy od stosunków sztywności słupa do rygla  $S'_{rs,e}$  i sztywności na ścinanie  $GA$  pojedynczych układów słupów i rygli w ramie; badany zakres stosunków sztywności słupów do rygli  $S'_{rs,e}$  z uwzględnieniem odkształceń postaciowych elementów i ich zeszywnień w węzłach ram wynosił  $0.3 \div 3.3$ , a sztywności na ścinanie  $GA$  pojedynczych układów słupów i rygli w ramie  $0.15 \div 17.3$  GN.
3. Rozkład obciążenia poziomego na słupy i rygle ram środkowych ramowo-powłokowego ustroju nośnego na  $n$ -tej kondygnacji budynku wysokiego wywołujący w nich momenty zginające  $M_{cz,e}$  i  $M_{by,e}$  zależy w głównym stopniu od wartości poziomych sił ścinających  $V(z)$  na wysokości  $n$ -tej kondygnacji, liczby naw  $n_b$  na długości ram środkowych, długości osiowej słupów  $l_c$  i rozpiętości rygli  $s_c$  oraz miar zeszywnień słupów  $r_c$  i rygli  $r_b$  w węzłach ramy; badany zakres liczby naw  $n_b$

na długości ram średnikowych wynosił  $7\div 18$ , rozpiętości rygli  $s_c$  wynosił  $2.5m\div 4.5m$ , a miar zeszywnienia słupów  $r_c$  i rygli  $r_b$  w węzłach wynosił  $0.5\div 0.9$ .

4. Korelacja w sensie statystycznym przedstawionych w pkt. 3 parametrów umożliwiła budowę i skalibrowanie teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym, który następnie pozwolił wyprowadzić uproszczone wzory do obliczania uśrednionych wartości momentów zginających w słupach  $M^{n_{cz,e}}$  /5.99/ i w ryglach  $M^{n_{by,e}}$  /5.108/ w przekrojach ich utwierdzenia w licach elementów do nich prostopadłych na  $n$ -tych kondygnacjach ram średnikowych w ramowo-powłokowym ustroju nośnym budynku wysokiego pracującego w fazie sprężystej pod zadaniem obciążeniem poziomym, co udowadnia pierwszą tezę pracy.
5. Zarysowaniu ulegają głównie rygle ram średnikowych powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego. Maksymalna redukcja sztywności efektywnych zarysowanych rygli wynosi ok.  $45\div 50\%$  wartości sztywności elementów określonych jak dla przekrojów niezarysowanych.
6. Możliwe jest wystąpienie zarysowania przekrojów w słupach ram średnikowych wyższych kondygnacji powłoki ramowej ustroju nośnego, co udowadnia trzecią tezę pracy. Maksymalna redukcja sztywności zarysowanych słupów wynosiła ok.  $60\div 80\%$  wartości sztywności elementów określonych jak dla przekrojów niezarysowanych.
7. Zarysowanie rygli, wywołujące powstanie w ramowo-powłokowego ustroju nośnym pionowych i poziomych nieregularności konstrukcyjnych, jest dominującym czynnikiem wpływającym na zmniejszenie sztywności budynku wysokiego i wzrost jego przemieszczeń poziomych pod zadaniem obciążeniem poziomym.
8. Wzrost przemieszczeń poziomych wywołanych zarysowaniem rygli ram średnikowych w konstrukcji ramowo-powłokowej ustroju nośnego poddanej działaniu obciążenia poziomego spowodowany jest w głównym stopniu przez wzrost udziału pracy konstrukcji od czystego ścinania, a w pomijalnie małym stopniu przez wzrost udziału pracy konstrukcji od czystego zginania.
9. Korelacja w sensie statystycznym przedstawionych w Rozdziale 4 parametrów geometrycznych i materiałowych umożliwiła budowę i skalibrowanie teoretyczno-doświadczalnego modelu pracy powłoki ramowej w ramowo-powłokowym ustroju nośnym, który następnie pozwolił wyprowadzić uproszczone wzory do obliczania uśrednionych wartości efektywnych sztywności  $E_{cm}I_{bys,eff}$  zarysowanych rygli ram średnikowych na  $n$ -tej kondygnacji ustroju nośnego budynku wysokiego pracującego w fazie pozasprężystej pod zadaniem obciążeniem poziomym, co udowadnia drugą tezę pracy.
10. Redystrybucja momentów zginających w słupach i ryglach ram średnikowych powłoki ramowej wywołana zarysowaniem rygli prowadzi do wyrównania poziomu wartości obu momentów zginających w poszczególnych elementach na długościach ram i nie prowadzi ona do wzrostu ich wartości ponad uśredniony poziom określony na podstawie analizy liniowej, co nie potwierdziło prawdziwości tezy piątej pracy.

11. Przeprowadzone w Rozdziale 6 analizy teoretyczne wykazały możliwość stosowania modelu pracy powłoki ramowej w liniowej i nieliniowej analizie konstrukcji ramowo-powłokowych ustrojów nośnych opartych na metodach komputerowych (MES) i uproszczonych (MU). Propozycja modyfikacji jednej z metod uproszczonych (metoda Kwana [44]; →pkt.6.3) służących do obliczania przemieszczeń poziomych ramowo-powłokowych ustrojów nośnych budynków wysokich w powiązaniu z autorskim teoretyczno-doświadczalnym modelem pracy powłoki ramowej umożliwiła autorowi rozprawy stworzenie uproszczonej metody określania sztywności powłoki ramowej z uwzględnieniem zarysowania rygli ram środnikowych (→pkt.6.3.5), która może być efektywnie stosowana na początkowym, koncepcyjnym etapie projektowania. Opracowanie uproszczonej metody nieliniowej analizy konstrukcji ramowo-powłokowego ustroju nośnego betonowego budynku wysokiego z uwzględnieniem zarysowania udowadnia czwartą tezę pracy.
12. W oparciu o przeprowadzone badania teoretyczne i numeryczne przewiduje się w przyszłości podjęcie następujących badań nad uproszczonymi metodami analizy nieliniowej powłokowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich:
  - badania nad konstrukcjami ramowo-powłokowych ustrojów nośnych o różnych długościach ram równoległych i prostopadłych do kierunku działania obciążenia poziomego,
  - badania nad konstrukcjami dwupowłokowych i trzonowo-powłokowych ustrojów nośnych o różnych stosunkach sztywności konstrukcji nośnej wewnętrznej do zewnętrznej,
  - badania nad konstrukcjami powłokowych ustrojów nośnych poddanych działaniu obciążenia poziomego wywołującego skręcanie konstrukcji ustroju nośnego.

# **ZAŁĄCZNIK A**

## **PRZEGLĄD USTROJÓW NOŚNYCH BETONOWYCH BUDYNKÓW WYSOKICH**

## A. PRZEGLĄD USTROJÓW NOŚNYCH BETONOWYCH BUDYNKÓW WYSOKICH

W niniejszym załączniku przedstawiono krótkie charakterystyki podstawowych rodzajów ustrojów nośnych stosowanych w betonowych budynkach wysokich.

### A.1. Podstawowe rodzaje ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich

Współczesne konstrukcje betonowych budynków wysokich składają się z jednego lub kilku podstawowych ustrojów nośnych [40], [52], [65], [70]:

- ramowego (*frame structure*),
- ścianowego (*shear-wall structure*),
- trzonowego (*core structure*),
- powłokowego (*tube structure*).

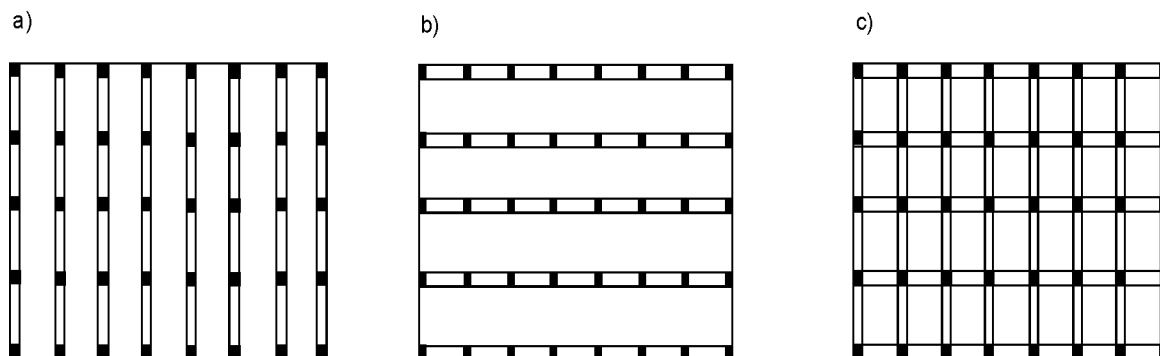
Z połączenia kilku różnych ustrojów nośnych kształtowane są budynki wysokie o konstrukcji mieszanej, np.:

- ramowo-ścianowej (*shear wall-frame structure*),
- dwu- i wielopowłokowe (*tube-in-tube, modular tube*).

Zakres stosowalności poszczególnych rodzajów ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich ze względów techniczno-ekonomicznych i konstrukcyjnych determinowany jest wysokością (liczbą kondygnacji) budynku wysokiego (→rys.1.2).

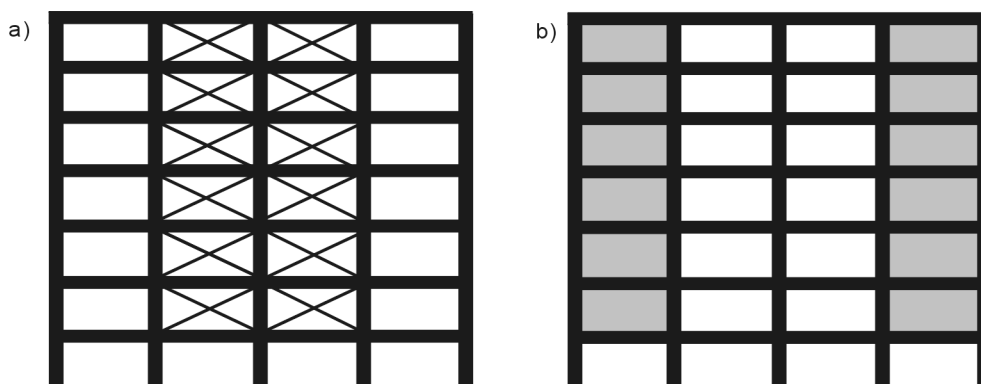
### A.2. Ustroje ramowe

Konstrukcja nośna ustroju ramowego (*frame structure*) betonowego budynku wysokiego złożona jest z ram ustawionych w kierunku podłużnym lub poprzecznym budynku i sztywno połączonych ze sobą stropami na wysokości każdej kondygnacji. Dla zapewnienia większej sztywności przestrzennej stosuje się również ustroje ramowe składające się z ram ustawionych w obydwu kierunkach (rys.A.1). Ramowe ustroje nośne stosowane są w betonowych budynkach wysokich do ok. 20 kondygnacji.



Rys.A.1. Rzuty poziome przykładowych ustrojów ramowych betonowych budynków wysokich: a) układ ram na kierunku poprzecznym; b) układ ram na kierunku podłużnym; c) układ ram na obydwu kierunkach

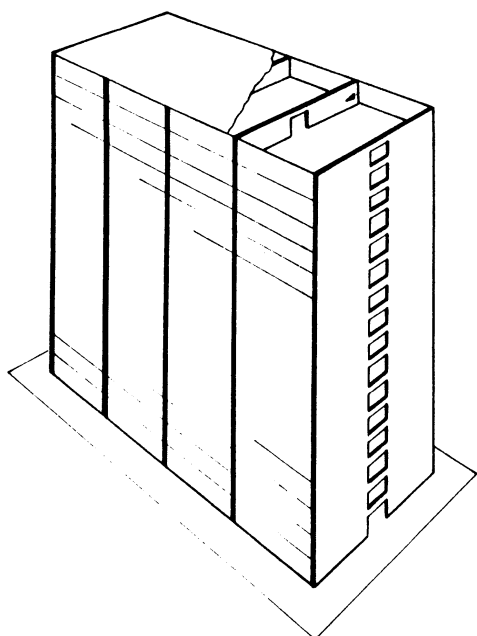
Ramy tworzą słupy połączone ryglami, a rozstaw słupów nie przekracza zwykle 9 m. W celu zapewnienia większej sztywności ramy zeszywnia się stężeniami poprzecznymi lub wypełnienia ścianami powierzchnie między słupami (rys.A.2).



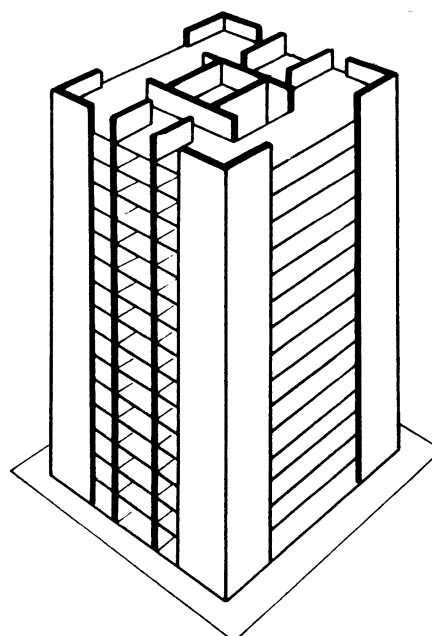
Rys.A.2. Przykłady zeszywnienia ram w postaci: a) stężen poprzecznych; b) wypełnień ścianami

### A.3. Ustroje ścianowe

Konstrukcję nośną ustroju ścianowego (*shear-wall structure*) betonowego budynku wysokiego tworzą różnego rodzaju ściany usztywniające ustawione na kierunku podłużnym lub poprzecznym budynku i sztywno połączone ze sobą stropami na wysokości każdej kondygnacji (rys.A.3). Zespoły ścian ustawionych na kierunku podłużnym i poprzecznym mogą tworzyć trzony otwarte lub zamknięte (rys.A.4). Ścianowe ustroje nośne stosowanie są w betonowych budynkach wysokich o liczbie kondygnacji od 30 do 40.



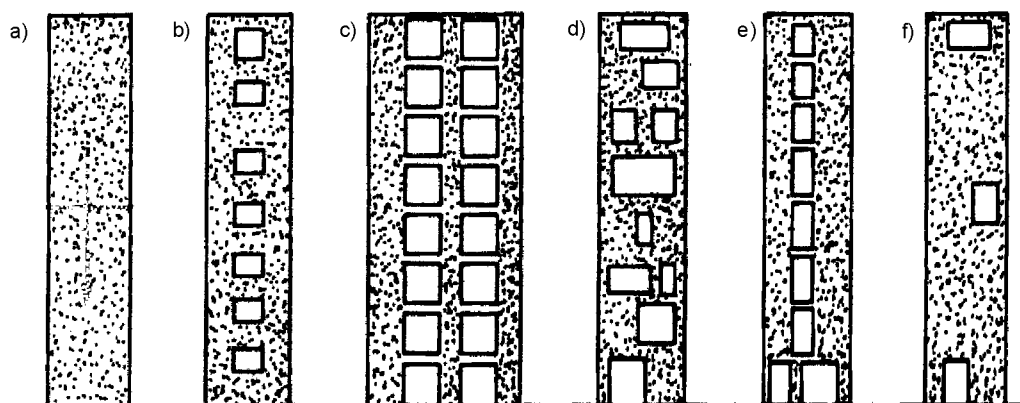
Rys.A.3. Układ ścian poprzecznych w betonowym budynku wysokim o ścianowym ustroju nośnym [70]



Rys.A.4. Zespoły ścian w ustroju ścianowym betonowego budynku wysokim tworzące trzon [70]

Zależnie od funkcji użytkowej budynku i jego wysokości stosuje się różne rodzaje ścian usztywniających (rys.A.5).

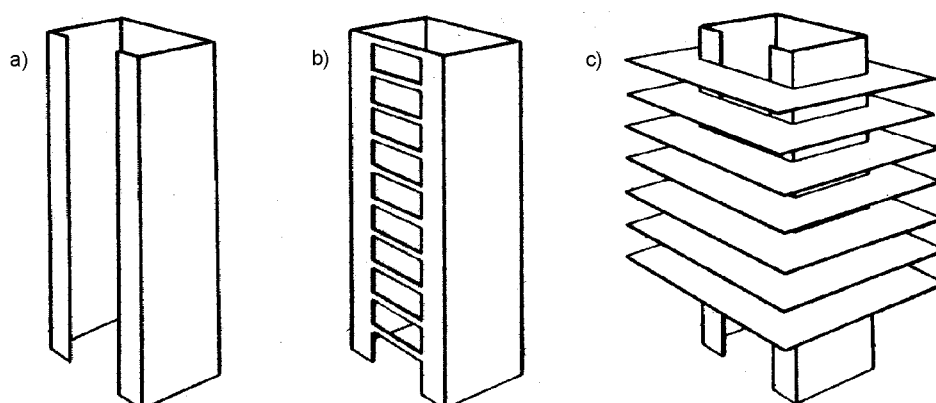




Rys.A.5. Rodzaje ścian usztywniających [65]: a) ściana bez otworów; b) ściana z szeregiem małych otworów; c) ściana z szeregami otworów; d) ściana z nieregularnie rozmieszczonymi otworami; e) ściana, w której następuje koncentracja naprężeń; f) ściana z lokalnymi otworami

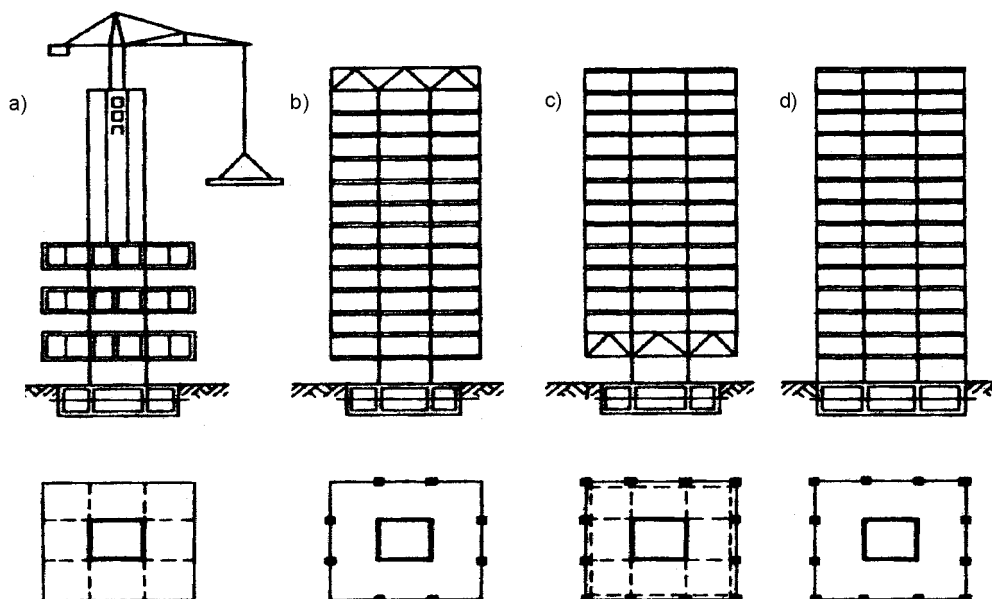
#### A.4. Ustroje trzonowe

Sztywność przestrzenną trzonowych ustrojów nośnych (*core structure*) betonowych budynków wysokich zapewnia trzon, przeważnie o kształcie prostokątnym, umieszczony najczęściej centralnie na jego planie (rys.A.6). Trzon złożony jest z zespołów ścian, które mogą przybierać podobne formy jak w przypadku ustrojów ścianowych (rys.A.5). W trzonie mieszczą się urządzenia do transportu pionowego (schody, windy), instalacje wodno-kanalizacyjne, elektryczne, wentylacji (klimatyzacji), pomieszczenia sanitarne, itp. Trzon przenosi na fundament wszystkie obciążenia pionowe i poziome działające na budynek (wyjątek stanowi tutaj konstrukcja trzonowo-podporowa ze słupami). Trzonowy ustrój nośny znajduje zastosowanie w betonowych budynkach wysokich o liczbie kondygnacji od 30 do 50.



Rys.A.6. Przykłady konstrukcji trzonów w trzonowych ustrojach nośnych betonowych budynków wysokich [70]: a) trzon o konstrukcji otwartej; b) trzon o konstrukcji częściowo zamkniętej z nadprożami; c) trzon o konstrukcji częściowo zamkniętej przez płyty stropowe

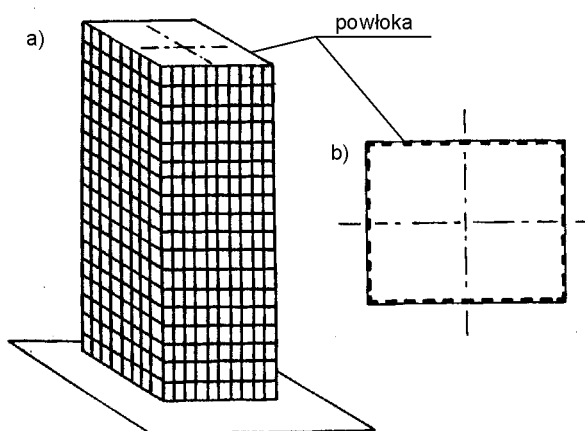
Stropy płytowe, przeważnie o rozpiętości do 6 m, połączone są wspornikowo z trzonem. Przy większych rozpiętościach stropów stosuje się konstrukcję trzonowo-podporową z wewnętrznymi słupami podpierającymi strop i ustawionymi na dźwigarze lub fundamencie albo konstrukcję trzonowo-wieszarową z dźwigarem ustawionym na trzonie do którego podwieszane są za pośrednictwem cięgien stropy (rys.A.7).



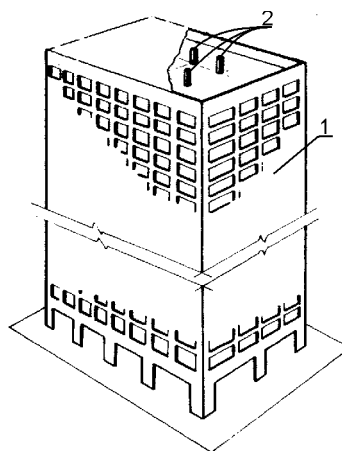
Rys.A.7. Rodzaje budynków trzonowych [65]: a) ustrój wspornikowy; b) ustrój wieszarowy; c) ustrój podporowy – słupy ustawione na dźwigarach; d) ustrój podporowy – słupy ustawione na fundamencie

### A.5. Ustrój powłokowy

Ustrój powłokowy (*tube structure*) stanowi sztywny trzon zamknięty na obwodzie i utworzony ze ścian z otworami, ram ze sztywnymi ryglami, ram z dodatkowymi skratowaniami lub powłok perforowanych, który pod obciążeniem poziomym zachowuje się podobnie jak perforowana rura [65] (rys.A.8). Układy stropów na każdej kondygnacji pełnią w ustrojach powłokowych rolę sztywnych w swojej płaszczyźnie przepon. Różne rozwiązania ustroju nośnego betonowych budynków wysokich w postaci powłoki stosuje się w budynkach o liczbie kondygnacji od 40 do ponad 100 [52, 65, 70]. Podstawowym powłokowym ustrojem nośnym betonowych budynków wysokich jest ustrój ramowo-powłokowy składający się z pojedynczej powłoki ramowej złożonej z czterech ram wielokondygnacyjnych połączonych ze sobą w narożach (rys.A.9). Więcej informacji o ustrojach powłokowych przedstawiono w Rozdziale 2.



Rys.A.8. Ustrój powłokowy [70]:  
a) schemat; b) rzut poziomy

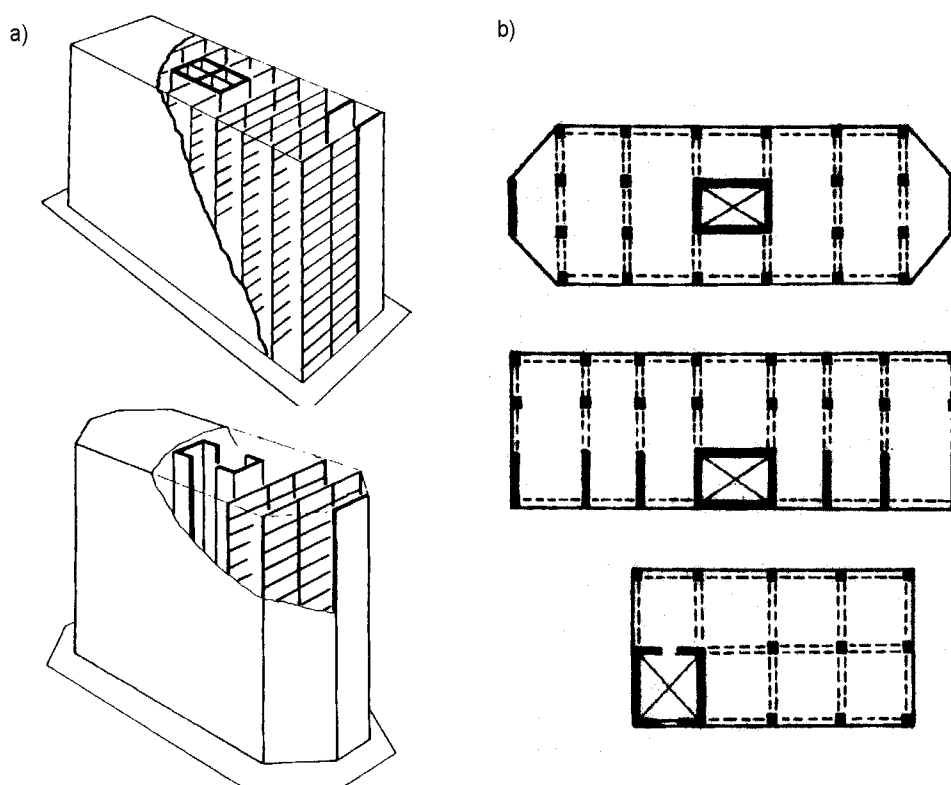


Rys.A.9. Ustrój ramowo-powłokowy [70]:  
1-powłoka ramowa; 2-słupy wewnętrznego trzonu

## A.6. Ustroje mieszane

W celu zapewnienia większej sztywności konstrukcjom nośnym betonowych budynków wysokich łączy się ze sobą różne podstawowe ustroje nośne tworząc nowy, mieszany ustrój nośny, który często charakteryzuje się lepszymi właściwościami konstrukcyjnymi i techniczno-ekonomicznymi, niż każdy z tych ustrojów nośnych traktowanych z osobna.

Przykładami stosowanych mieszanych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich są ustroje ramowo-ścianowe (*shear wall-frame structure*) (rys.A.10) i trzonowo-powłokowe (*hull-core structure* lub *tube-in-tube structure*) (rys.2.21.a).



Rys.A.10. Przykłady ramowo-ścianowych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich [70]: a) widoki ogólne; b) rzuty poziome

## A.7. Podsumowanie

Każdy ustrój nośny betonowych budynków wysokich jest konstrukcją bardzo mocną zindywidualizowaną, zależną od wielu różnych czynników: ekonomicznych, technologicznych, materiałowych, wysokości budynku, wielkości i kształtu dostępnego terenu zabudowy, ograniczeń prawnych związanych z planami zagospodarowania przestrzennego miast, itp. Wydaje się jednak, że najważniejszym czynnikiem ograniczającym kształtowanie bryły budowli i jej konstrukcji nośnej jest wyobraźnia architekta i inżyniera-konstruktora.

# **ZAŁĄCZNIK B**

**SZTYWNOŚĆ USTROJÓW NOŚNYCH BETONOWYCH  
BUDYNKÓW WYSOKICH Z ZARYSOWANYMI  
ELEMENTAMI KONSTRUKCYJNYMI**

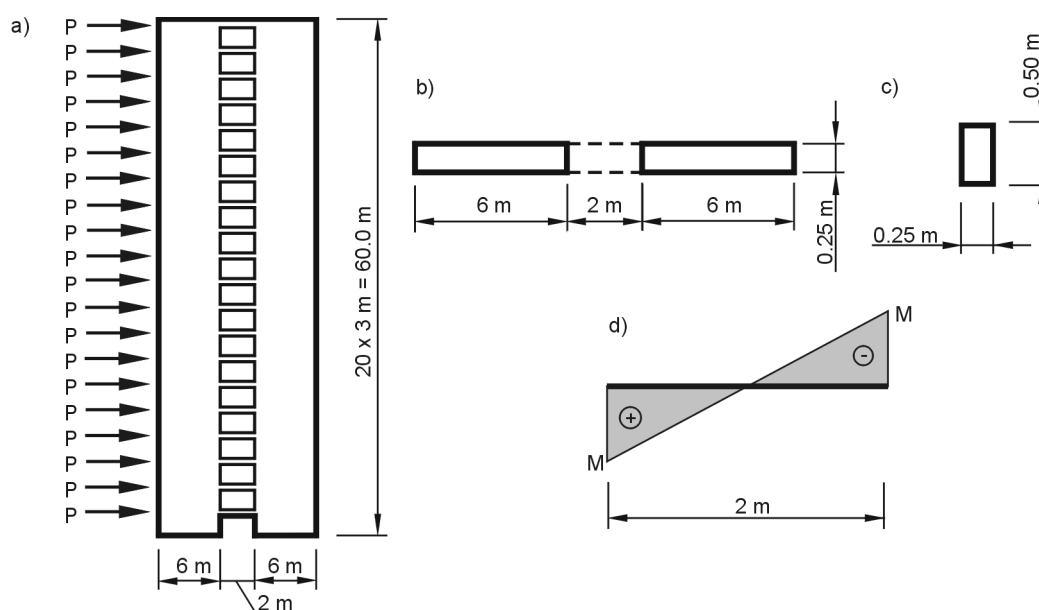
## B. SZTYWNOŚĆ USTROJÓW NOŚNYCH BETONOWYCH BUDYNKÓW WYSOKICH Z ZARYSOWANYMI ELEMENTAMI KONSTRUKCYJNYMI

W niniejszym załączniku przedstawiono metodologię obliczeń numerycznych i wyniki badań nad sztywnością różnych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich z zarysowanymi elementami konstrukcyjnymi, na które powoływano się w Rozdziale 1 i w Rozdziale 2 rozprawy.

### B.1. Sztywność ściany z szeregiem otworów z zarysowanymi nadprożami

W pracy [26] poddano analizie sprężysto-plastycznej ścianę o stałych wymiarach wzdłuż jej wysokości i z szeregiem otworów, obciążonej równomiernie rozłożonymi siłami poziomymi na wysokości nadproży ściany (rys.B.1).

Obciążenie poziome  $P$  zwiększano stopniowo, od 7 kN do 60 kN, aż do zniszczenia nadproży i ściany. Wraz z przyrostem obciążenia praca nadproży zmienia się od fazy sprężystej do fazy plastycznej.



Rys.B.1. Ściana z rzędem otworów [26]: a) schemat konstrukcji ściany z nadprożami obciążony szeregiem sił skupionych  $P$ ; b) przekrój poprzeczny ściany; c) przekrój poprzeczny nadproża; d) schemat rozkładu momentów zginających na długościach nadproży

Sztywność nadproży  $B$  określono zgodnie z normą [N2] dla poszczególnych faz pracy elementu w zależności od wartości momentu zginającego  $M$  i przyjęto stałą zastępczą sztywność nadproża na całej jego długości. Obliczenia wykonano dla trzech różnych stopni zbrojenia nadproży: 0.32%, 0.56% i 0.80%.

Dla pierwszej fazy pracy przekrojów danego nadproża, kiedy moment zginający w przekroju utwierdzenia  $M \leq 0.8 \cdot M_{fp}$ , przyjęto sztywność  $B$  dla całego elementu /B.1/:

$$B_I = E_b \cdot I_b \quad /B.1/$$

- gdzie:  $M$  - moment zginający w przekroju utwierdzenia nadproża, [kNm],  
 $M_{fp}$  - moment rysujący przekrój nadproża, [kNm],  
 $B_I$  - sztywność w fazie I pracy przekroju nadproża, [kNm<sup>2</sup>],  
 $E_b$  - moduł sprężystości betonu na podstawie normy [N2], [kPa],  
 $I_b$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju niezarysowanego, [m<sup>4</sup>].

Jeżeli  $0,8 \cdot M_{fp} \leq M < \alpha \cdot M_{fp}$  wówczas nadproże pracuje w fazie Ia, a sztywność  $B$  na zginanie dla całego elementu wyznaczono z następującego wzoru /B.2/:

$$B_{Ia} = B_I \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{B_{II}}{B_I} \right) \cdot \frac{M - 0,8 \cdot M_{fp}}{M_{fp} \cdot (\alpha - 0,8)} \right] \quad /B.2/$$

- gdzie:  $M$  - moment zginający w przekroju utwierdzenia nadproża, [kNm],  
 $M_{fp}$  - moment rysujący przekrój nadproża, [kNm],  
 $B_{Ia}$  - sztywność w fazie Ia pracy przekroju nadproża, [kNm<sup>2</sup>],  
 $B_I$  - sztywność w fazie I pracy przekroju nadproża, [kNm<sup>2</sup>],  
 $B_{II}$  - sztywność w fazie II pracy przekroju nadproża, [kNm<sup>2</sup>],  
 $\alpha$  - współczynnik zwiększający moment rysujący  $M_{fp}$  na podstawie normy [N2], [-].

Przy  $M \geq \alpha \cdot M_{fp}$  nadproże ulega zarysowaniu, a sztywność  $B$  na zginanie wyznaczona zostaje ze wzoru /B.3/:

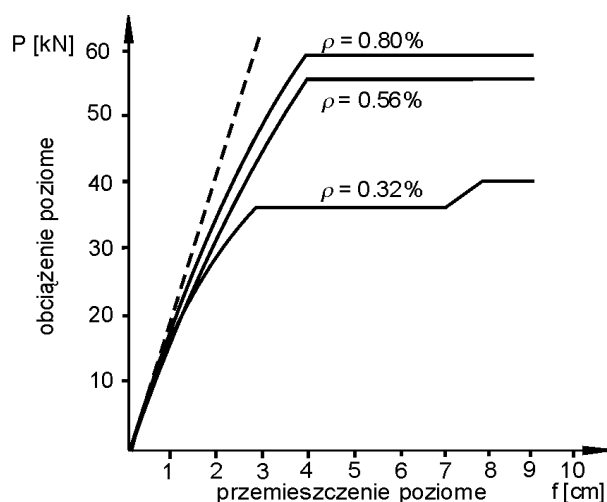
$$B_{II} = \frac{z \cdot h_o}{\frac{\psi_a}{E_a \cdot F_a} + \frac{0,9}{\nu \cdot E_b \cdot F_{bc}}} \quad /B.3/$$

- gdzie:  $B_{II}$  - sztywność w fazie II pracy przekroju nadproża, [kNm<sup>2</sup>],  
 $z$  - ramię sił wewnętrznych w zarysowanym przekroju nadproża, [m],  
 $h_o$  - wysokość obliczeniowa przekroju nadproża, [m],  
 $\psi_a$  - współczynnik empiryczny na podstawie normy [N2], [-],  
 $E_a$  - moduł sprężystości stali zbroj. i betonu na podstawie normy [N2], [kPa],  
 $\nu$  - współczynnik *Poissona* na podstawie normy [N2], [-],  
 $F_a$  - powierzchnia przekroju zbrojenia rozciąganego w przekroju nadproża, [m<sup>2</sup>],  
 $F_{bc}$  - powierzchnia betonu strefy ściskanej w zarysowanym nadprożu, [m<sup>2</sup>],  
 $E_b$  - moduł sprężystości betonu na podstawie normy [N2], [kPa].

Dla wartości momentu zginającego  $M$  większego od granicy plastyczności stali zbrojenia rozciąganego nadproże ulega zniszczeniu przez zerwanie zbrojenia rozciąganego, a sztywność nadproży  $B$  wynosi 0.

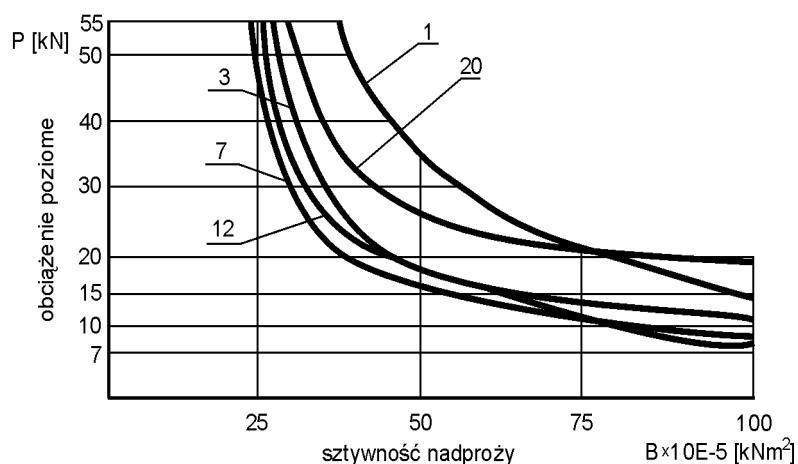
Siły i momenty zginające w nadprożach i pasmach ścian oraz wychylenia ściany obliczono korzystając z metody sił wzajemnego oddziaływania [32].

Przeprowadzone badania w [26] wykazały, że przemieszczenia konstrukcji ustroju nośnego w stanie sprężystym są mniejsze od przemieszczeń rzeczywistych, które występują przy pracy nadproży w stanie zarysowanym i może to doprowadzić do nie spełnienia wymagań stanu granicznego użytkowania. Wartości przemieszczeń poziomych otrzymane dla stanu sprężysto-plastycznego są o ok. 60% większe niż dla stanu sprężystego (rys.B.2).



Rys.B.2. Zależność przemieszczeń poziomych ściany od obciążenia dla różnych stopni zbrojenia nadproży [26]: linia ciągła – według analizy sprężysto-plastycznej, linia przerywana – według analizy sprężystej

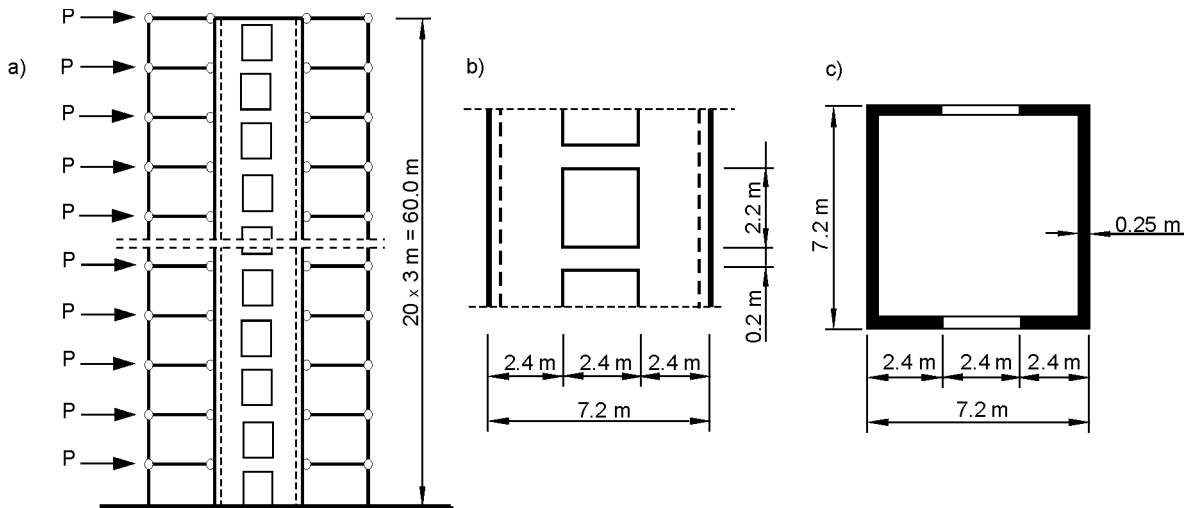
Redukcję sztywności nadproży spowodowanej zarysowaniem w zależności od obciążenia przedstawiono na rys.B.3. Warto zauważyć w tym miejscu, że dla nadproży z kondygnacji pośrednich (3, 7, 12) krzywe redukcji ich sztywności giętej są sobie podobne co do kształtu. Nadproża te ulegają również zbliżonym do siebie wartościom redukcji sztywności. Redukcja sztywności nadproży kondygnacji najniższej (1) i najwyższej (20) jest mniejsza, a przebieg krzywej redukcji sztywności znacznie odbiega od krzywych redukcji sztywności dla nadproży kondygnacji pośrednich (3, 7, 12).



Rys.B.3. Sztywność nadproży kondygnacji 1, 3, 7, 12 i 20 w zależności od obciążenia przy  $\rho=0.56\%$  [26]

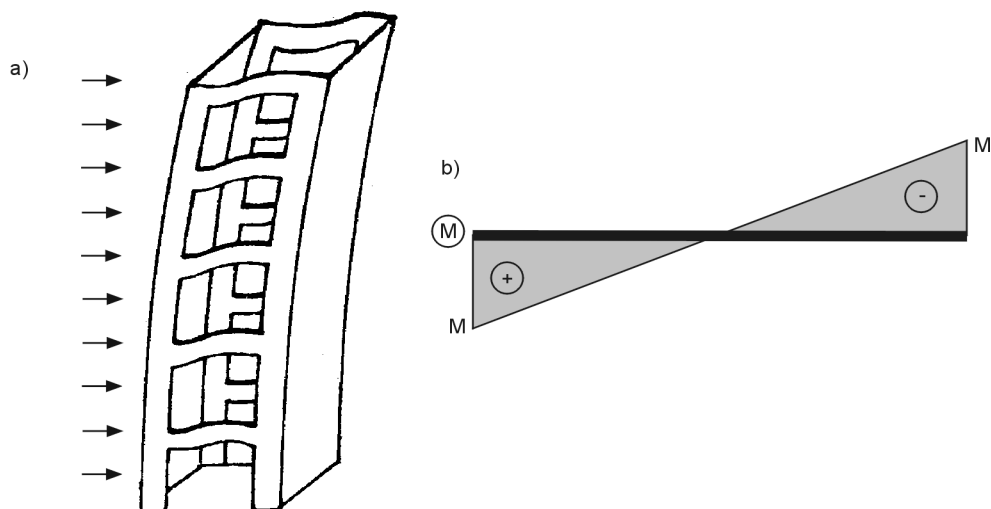
## B.2. Sztywność trzonu żelbetowego z zarysowanymi nadprożami

W pracy [30] poddano nieliniowej analizie 20-kondygnacyjny budynek trzonowo-podporowy (rys.B.4) w którym całość obciążenia poziomego przenoszona jest przez trzon. Stropy są połączone przegubowo z trzonem. Obciążenie poziome stanowią siły skupione  $P$ , o stałej wartości 40 kN, przyłożone w poziomie każdego stropu. Do obliczeń przyjęto beton klasy B30 oraz stal klasy A-II. Sztywność nadproży dla poszczególnych faz pracy przekrojów określano według zasad podanych w pkt. B.2.



Rys.B.4. Budynek trzonowo-podporowy [30]: a) schemat konstrukcji obciążonej szeregiem sił skupionych  $P$ ; b) konstrukcja trzonu budynku; c) rzut poziomy trzonu

Pod wpływem obciążenia poziomego trzon ulega zginaniu (rys.B.5). Zarysowaniu ulegają tutaj nadproża łączące ściany trzonu. W celach porównawczych przeanalizowano dwa modele obliczania sztywności elementów zarysowanych: o stałej wartości zastępczej sztywności dla całego elementu na jego długości i o zmiennej wartości sztywności na długości elementu zależnej od wartości momentu zginającego w danym przekroju [N7].

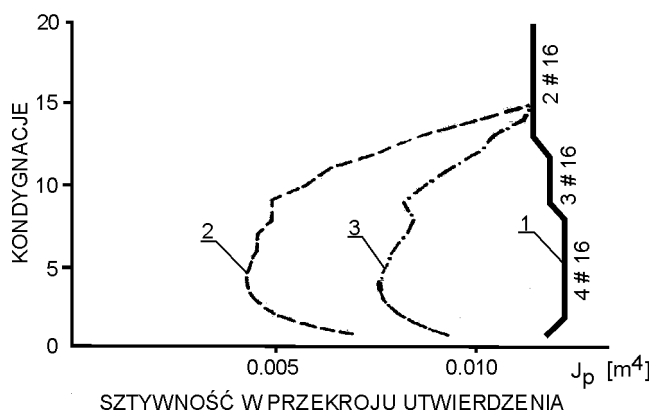


Rys.B.5. Trzon z nadprożami [30]: a) schemat pracy trzonu z nadprożami pod obciążeniem poziomym; b) wykres momentów zginających w nadprożach:  $M$ -moment zginający w przekrojach utwierdzenia



Obliczenia wykonano według metody polegającej na podziale konstrukcji na pionowe elementy usztywniające, dla których są obliczone macierze sztywności zawierające tylko zewnętrzne stopnie swobody. W zakresie pozasprężystym zastosowano metody iteracyjne.

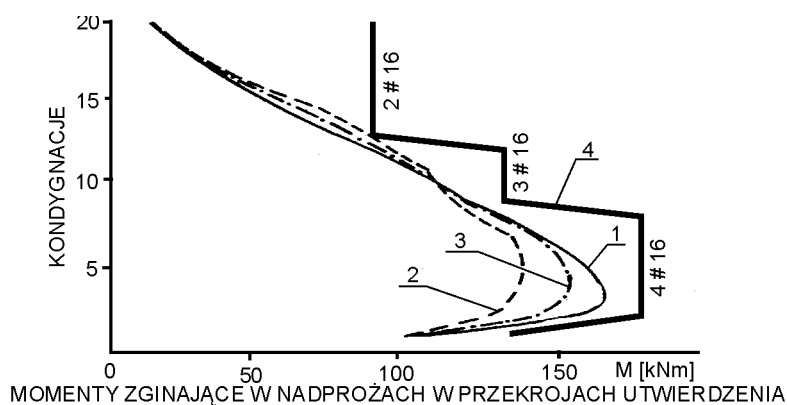
Z przeprowadzonej analizy wynika, że w obliczeniach konstrukcji trzonowych celowe jest uwzględnianie zmniejszenia sztywności żelbetowych nadproży wskutek ich zarysowania. Redukcja sztywności przy obciążeniach normowych przekroczyła 60% (rys.B.6).



Rys.B.6. Sprowadzony moment bezwładności nadproży  $J_p$  w przekrojach utwierdzenia w trzonie [30]:

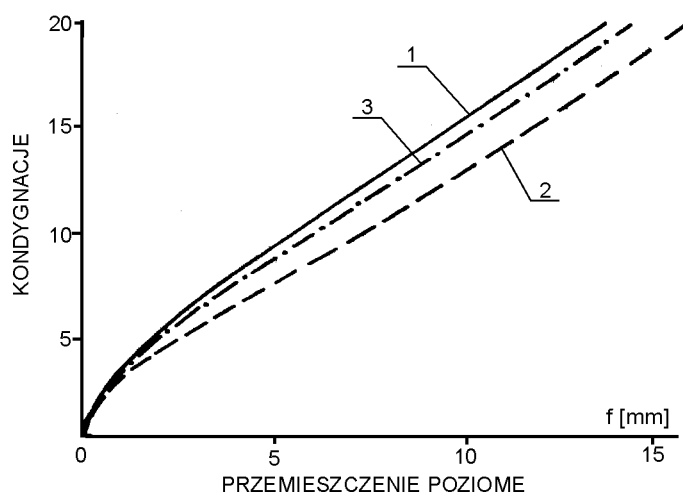
1–wyniki uzyskane przy założeniu stanu sprężystego nadproży z opisem przyjętego zbrojenia nadproży; 2–wyniki uzyskane po uwzględnieniu zarysowania, przy założeniu stałej sztywności nadproża na jego długości; 3–wyniki uzyskane po uwzględnieniu zarysowania, przy założeniu, że sztywność w danym przekroju nadproża zależy od momentu zginającego w tym przekroju

Zarysowanie powoduje zmniejszenie sztywności najbardziej wyteżonych nadproży, a tym samym zmniejszenie momentów zginających w nadprożach kondygnacji dolnych i zwiększenie momentów zginających w nadprożach kondygnacji górnych. W przypadku oszczędnie dobranego zbrojenia, obliczonego przy założeniu materiału liniowo-sprężystego, może to doprowadzić do przekroczenia stanu granicznego nośności w nadprożach kondygnacji górnych (rys.B.7). Sytuacji tej można uniknąć projektując zbrojenie z uwzględnieniem momentów otrzymanych dla pozasprężystej fazy pracy konstrukcji.



Rys.B.7. Momenty zginające w przekrojach utwierdzenia nadproży w trzonie [30]: 1-, 2-, 3- jak na rys.B.6, 4–nośność nadproży na zginanie z opisem przyjętego zbrojenia nadproży

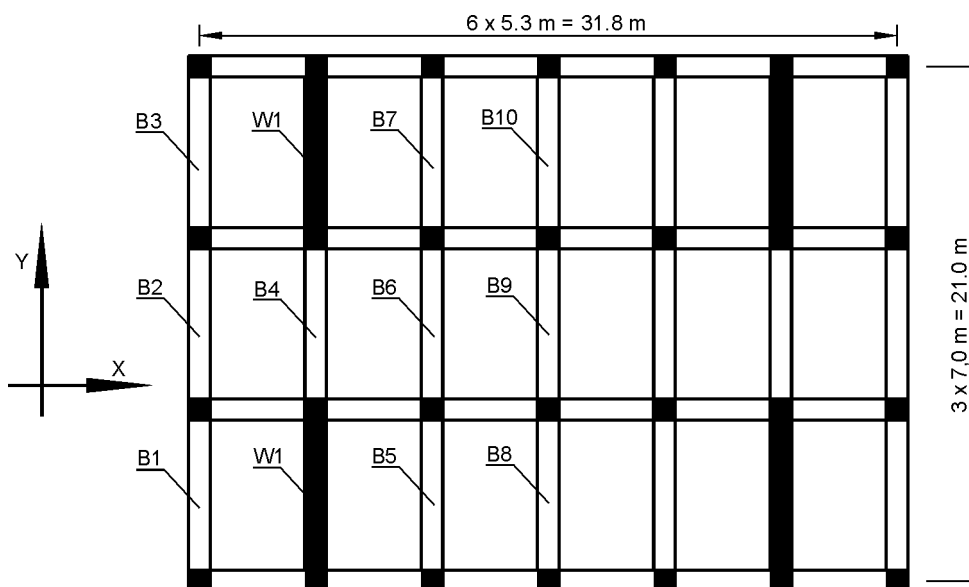
W wyniku zarysowania nadproży zmniejsza się sztywność całej konstrukcji nośnej. Po uwzględnieniu zarysowania uzyskano o 17% większe wychylenie wierzchołka trzonu niż w stanie sprężystym (rys.B.8).



Rys.B.8. Przesunięcie poziome konstrukcji uzyskane przy założeniu różnych modeli obliczeniowych nadproży [30]: 1-, 2-, 3- jak na rys.B.6

### B.3. Sztywność ramowo-ścianowego budynku wysokiego z zarysowanymi ryglami i nadprożami

W pracy [10] badano wpływ zarysowania rygli ram i nadproży ścian na wzrost przemieszczenia 40-kondygnacyjnego budynku ramowo-ścianowego o wysokości 140 m. Kondygnacje powtarzalne o wysokości 3.5 m składają się ze ścian i ram jak na rys.B.9.



Rys.B.9. Rzut kondygnacji powtarzalnej budynku: B1÷B10 – belki ram i nadproża ścian, W1- ściany [10]

Wymiary geometryczne słupów, belek i ścian podano w odpowiednich tabelach Tab.B.1-3. Przyjęto, odpowiednio, wytrzymałość i moduł sprężystości betonu 30 MPa i 24.8GPa, a moduł sprężystości stali zbrojeniowej 200 GPa. Strop tworzy płyta betonowa o grubości 150 mm, na którą przyłożono obciążenie użytkowe 1,5 kPa. Nieliniową analizę pracy konstrukcji przeprowadzono dla dwóch wariantów obciążenia wiatrem: na kierunku osi X i na kierunku osi Y.

Przyjęto obciążenie wiatrem dla niższych kondygnacji do 30 m o wartości 1.2 kPa, a dla zakresów wysokości 30÷50 m, 50÷100 m, 100÷150 m odpowiednio 1.9 kPa, 2.4 kPa oraz 3.0 kPa. Dopuszczalne wychylenie wierzchołka budynku przyjęto jako 1/500 wysokości całkowitej budynku. W obliczeniach korzystano z liniowej analizy metodą elementów skończonych oraz jednej z metod iteracyjnych.

Tab.B.1. Słupy budynku ramowo-ścianowego [10]

SŁUPY	PRZEKRÓJ	ZBROJENIE		$A_c$	$I_{uncr}$	$I_{cr}$
[kondygnacje]	[mm x mm]	[sztuk]	[%]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]
1÷20	800 x 800	24ø32	3,0%	0,64	0,04626	0,02062
21÷40	750 x 750	24ø25	2,1%	0,56	0,03297	0,01169

Tab.B.2. Belki budynku ramowo-ścianowego [10]

BELKI	PRZEKRÓJ	ZBROJENIE $A_{s2}$		ZBROJENIE $A_{s1}$		$A_c$	$I_{uncr}$	$I_{cr}$
[kondygnacje]	[mm x mm]	[sztuk]	[ρ%]	[sztuk]	[ρ%]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]
B4 40÷36	400 x 800	6ø25	1,6%	6ø25	1,6%	0,32	0,02132	0,00775
B4 35÷31	400 x 800	8ø25	1,3%	8ø25	1,3%	0,32	0,02274	0,00983
B4 30÷26	400 x 800	8ø28	1,6%	8ø28	1,6%	0,32	0,02419	0,01185
B4 25÷1	400 x 800	8ø32	2,1%	8ø32	2,1%	0,32	0,02637	0,01475
INNE 40÷1	300 x 625	4ø28	0,8%	4ø28	0,8%	0,19	0,00848	0,00395

Tab.B.3. Ściany budynku ramowo-ścianowego [10]

ŚCIANY	PRZEKRÓJ	ZBROJENIE				$A_c$	$I_{uncr}$	$I_{cr}$
		POZIOME		PIONOWE				
[kondygnacje]	[mm x mm]	[sztuk]	[ρ%]	[sztuk]	[ρ%]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]
1÷20	7800 x 400	24ø32	3,0%	42ø25	0,8%	3,76	27,00	6,63
21÷40	7750 x 350	24ø25	2,1%	36ø25	0,7%	3,31	22,80	4,18

Sztywność belek i nadproży określono w postaci stałej na całej długości elementu tzw. sztywności efektywnej [10] uwzględniającej wpływ na sztywność badanego elementu odcinki zarysowane i niezarysowane elementu według wzoru /B.4/:

$$E_{cm} \cdot I_{eff} = E_{cm} \cdot \left( \frac{S_{uncr}}{S} \right) \cdot I_{uncr} + E_{cm} \cdot \left( \frac{S_{cr}}{S} \right) \cdot I_{cr} \quad /B.4/$$

gdzie:  $I_{eff}$  - efektywny moment bezwładności elementu zarysowanego, [m<sup>4</sup>],

$S_{uncr}$  - pole powierzchni wykresu momentów zginających elementu, w którym moment zginający jest mniejszy od momentu rysującego, [kNm<sup>2</sup>],

$S_{cr}$  - pole powierzchni wykresu momentów zginających elementu, w którym moment zginający jest nie mniejszy od momentu rysującego, [kNm<sup>2</sup>],

$S$  - całkowite pole powierzchni wykresu momentów zginających elementu, [kNm<sup>2</sup>],

$I_{uncr}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju niezarysowanego, [m<sup>4</sup>],

$I_{cr}$  - sprowadzony moment bezwładności przekroju w pełni zarysowanego, [m<sup>4</sup>].

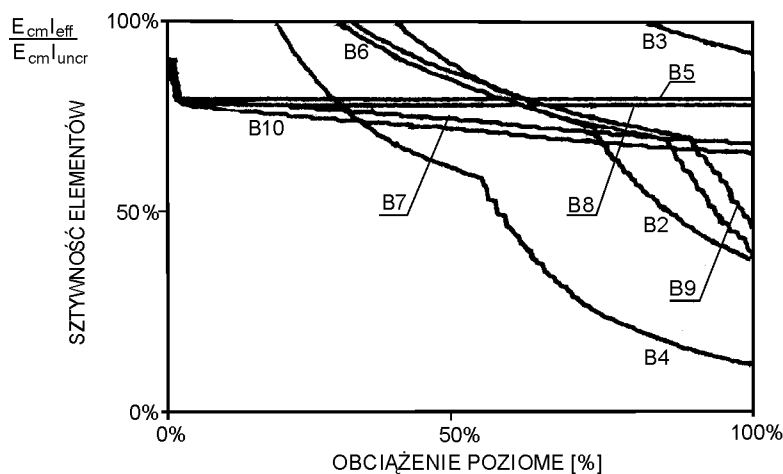
$E_{cm}$  - moduł sprężystości betonu, [kPa].

Na podstawie nieliniowej analizy pracy konstrukcji określono 68% wzrost wychylenia budynku na kierunku **X** obciążenia wiatrem w stosunku do wyników analizy sprężystej, a na kierunku osi **Y** obciążenia wiatrem zaobserwowano wzrost przemieszczenia o 31% (Tab.B.4).

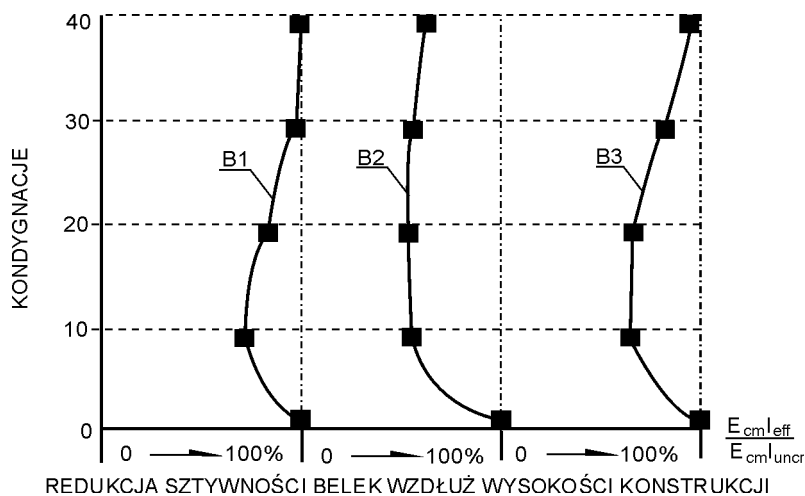
Tab.B.4. Przemieszczenie poziome i wychylenie budynku ramowo-ścianowego [10]

Kierunek obciążenia wiatrem	Przemieszczenie wierzchołka konstrukcji na podstawie analizy liniowo-sprężystej	Wchylenie wierzchołka konstrukcji na podstawie analizy liniowo-sprężystej	Przemieszczenie wierzchołka konstrukcji na podstawie analizy nieliniowo-sprężystej	Wchylenie wierzchołka konstrukcji na podstawie analizy nieliniowo-sprężystej	Wzrost wychylenia konstrukcji wywołany zarysowaniem
[-]	[m]	[-]	[m]	[-]	[%]
<b>X</b>	0,265	1/529	0,446	1/314	68%
<b>Y</b>	0,240	1/583	0,312	1/449	31%

Wyniki te pokazują, że uwzględniając w analizie konstrukcji zarysowanie elementów wychylenie względne badanego budynku ramowo-ścianowego wynosi odpowiednio 1/314 i 1/449 wysokości całkowitej budynku, które są wielkościami znacznie przekraczającymi dopuszczalną wartość wychylenia budynku na obu kierunkach (1/500).



Rys.B.10. Redukcje sztywności elementów 40-tej kondygnacji budynku (oznaczenia jak na rys.B.9) [10]



Rys.B.11. Redukcja sztywności elementów *B1*, *B2*, *B3* wzdłuż wysokości 40-kondygnacyjnego budynku ramowo-ścianowego wywołana obciążeniem wiatrem na kierunku osi **Y** [10]

Zarysowanie przekrojów w elementach belkowych nie wywołuje w nich jednakowych redukcji sztywności giętej. Na rys.B.10-11 zauważyć można, że wielkość redukcji sztywności (stosunek sztywności efektywnej  $E_{cm}I_{eff}$  elementu zarysowanego do sztywności  $E_{cm}I_{uncr}$  elementu określonego jak dla przekroju niezarysowanego) zależy od lokalizacji danego elementu belkowego w konstrukcji i roli jaką on w niej spełnia, tzn. jako element ryglowy ramy (B1 do B3, B5 do B10) lub łącznik ścian (B4). Redukcja sztywności elementów belkowych wyniosła ok. 50% sztywności elementów określonych jak dla przekrojów niezarysowanych.

#### B.4. Podsumowanie

Na podstawie przytoczonych powyżej badań numerycznych zauważyć można, że zarysowanie elementów poziomych (belek, rygli, nadproży) ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich jest dominującym czynnikiem wpływającym na utratę sztywności przestrzennej betonowych budynków wysokich.

Z przedstawionych tu wyników badań różnych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich zauważyć można, że maksymalna redukcja sztywności elementów poziomych wywołana zarysowaniem ich przekrojów może wynosić ok. 50% wartości sztywności elementów określonych jak dla przekrojów niezarysowanych. Przykład ustroju ramowo-ścianowego (rys.B.10) pokazuje, że wielkość redukcji sztywności nie jest taki sam dla wszystkich elementów i zależy od lokalizacji danego elementu w badanej konstrukcji. Wywołuje to powstanie w ustroju nośnym betonowego budynku wysokiego pewnych nieregularności konstrukcyjnych – pionowych (wzdłuż wysokości budynku wysokiego) i poziomych (na poziomie jednej kondygnacji) – wpływających na sztywność przestrzenną i pracę pod obciążeniem poziomym konstrukcji ustroju nośnego.

Zmniejszenie sztywności przestrzennej budynku wysokiego wywołane zarysowaniem powoduje wzrost przemieszczenia rzędu od kilkunastu do kilkudziesięciu procent. Zestawienie ze sobą wyników przedstawionych tutaj przykładów różnych ustrojów nośnych betonowych budynków wysokich wykazuje, że efekt wielkości wzrostu przemieszczenia budynku wysokiego wywołanego zarysowaniem jego elementów konstrukcyjnych zależy od rodzaju wybranego ustroju nośnego. Efekt ten jest większy w ustrojach ramowych niż ścianowych z rzędem otworów czy trzonowych z nadprożami [9, 10]. Zależność tą tłumaczyć należy faktem, że zarysowaniem ulegają głównie elementy poziome (belki, rygle, nadproża), które swą liczbą przeważają w konstrukcjach ramowych, podczas gdy znaczne obciążenie grawitacyjne elementów pionowych przeciwstawiają się powstawaniu rys. Na tej podstawie wnioskować można, że efekty te pogłębiają się w tych ustrojach nośnych, w których główną funkcję nośną pełnią ramy: ramowe, ramowo-ścianowe, powłokowe. Z uwagi na to, że powłokowe ustroje nośne (ramowo-powłokowe, dwu- i wielopowłokowe), składające się z kilku płaskich ram wielokondygnacyjnych połączonych ze sobą w narożach, stosowane są w jednych z najwyższych realizowanych budynkach wysokich (rys.1.2) powoduje, że efekty zmniejszenia sztywności budynku wysokiego wywołane zarysowaniem jego elementów konstrukcyjnych i wzrostu jego przemieszczeń poziomych tylko się pogłębia zgodnie z prostą zależnością – im większa liczba elementów poziomych, mogących ulec zarysowaniu tworzy sztywność budynku wysokiego, tym większe może być prawdopodobieństwo zmniejszenia jego sztywności przestrzennej i większy wzrost jego przemieszczenia.

Wraz ze wzrostem wysokości budynku wysokiego i w miarę zwiększania obciążeń poziomych rośnie znaczenie efektów nieliniowych, co jest szczególnie istotne w projektowaniu konstrukcji ustrojów nośnych na obciążenia wyjątkowe, np. sejsmiczne.

## Bibliografia i Normy

- [1] Al-Zaid R.Z., Al-Shaikh A.H., Abu-Hussein M.M.: Effect of loading type on the effective moment of inertia of reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal*, vol. 88(2), pp.184–190, 1991.
- [2] Ast P.F., Schwaighofer J.: *Economical Analysis of Large Framed-Tube Structures*. Building Science, vol.9, London, 1974.
- [3] Barzegar F.: Analysis of RC membrane elements with anisotropic reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 115(3), 1989.
- [4] Bažant Z. i inni: *Fracture Mechanics of Concrete: Concepts, Models and Determination of Material Properties – Report by American Concrete Institute Committee 446*, 1991.
- [5] *Biblia Tysiąclecia*. Arkady, Warszawa 1990.
- [6] Blaauwendraad J.: *Numerical Methods in Structural Mechanics – Delft University of Technology*, 1993.
- [7] Branson D. E.: Instantaneous and time dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams. *Alabama Highway Research Report No. 7*, Bureau of Public Roads, 1963.
- [8] Cauvin A.: Influence of tension stiffening on behavior of structures. *Proceedings, IABSE Colloquium, International Association of Bridge and Structural Engineers, Zürich*, pp.153–158, 1991.
- [9] Chan Chun-Man, Mickleborough N. C, Ning F.: Analysis of Cracking Effects on Tall Reinforced Concrete Buildings. *Journal of Structural Engineering*, (pp. 995-1003) September 2000.
- [10] Chan Chun-Man, Mickleborough N. C, Ning F.: Lateral Stiffness Characteristics of Tall Reinforced Concrete Buildings Under Service Loads. *The Structural Design of Tall Buildings*, (pp. 365-383) 9/2000.
- [11] Chen W.F.: *Plasticity in reinforced concrete*. McGraw-Hill, New York 1982.
- [12] Connor J. J., Pouangare C. C.: Simple Model for Design of Framed-Tube Structures. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 12, December, 1991.
- [13] Cook R., Malkus D., Plesha M.: *Concepts and applications of finite element analysis*. John Wiley & Son, New York 1994.
- [14] Coull A., Ahmed A.K.: Deflections of Framed-Tube Structures. *Journal of Structural Division*, vol.104(5), 1978.

- [15] Coull A., Bose B.: Simplified Analysis of Frame-Tube Structures. *Journal of Structural Division, Proceedings of ASCE*, Vol. 101, No. ST11, November, 1975.
- [16] Coull A., Chee W. Y.: Coupling Action of Slabs in Hull-Core Structures. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 110, No. 2, February, 1984.
- [17] Coull A., Subedi N.K.: Framed-Tube Structures for High-Rise Building. *Proceedings ASCE*, 12/1971.
- [18] CTBUH, Architecture of Tall Buildings, Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Monograph 30, M. M. Ali and P. J. Armstrong, McGraw-Hill, Inc., New York, 1995.
- [19] Dyląg Z., Jakubowicz A., Orłoś Z.: *Wytrzymałość Materiałów. Tom I i II*. Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa 1996.
- [20] Dziegielewski A., Jaskulski R.: O pewnym kryterium sztywności przestrzennej budynków wysokich. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 11/2002.
- [21] Elzner A. O.: The First Concrete Skyscraper. *The Architectural Record*, June, 1904.
- [22] Feenstra P.H., De Borst R., Rots J.G.: The application of various crack models to FE analysis of reinforced concrete panels. *Nonlinear Engineering Computation*, 1991.
- [23] Galotti R., Stafford Smith B.: P-Delta Analysis of Building Structures. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, No. 4, April, 1989.
- [24] Godycki-Ćwirko T.: Żelbetowe belki-ściany w świetle dotychczasowych badań na modelach żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 12/1963-1/1964.
- [25] Grabiec K., Bogucka J., Grabiec-Mizera T.: *Obliczanie przekrojów w elementach betonowych i żelbetowych według PN-B-03264:1999*. Arkady, Warszawa 2002.
- [26] Grzybowski M., Kapela M., Sieczkowski J.: Wpływ zarysowania nadproży na sztywność ściany. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 3/1985.
- [27] Hage S.E.: The Second-Order Analysis of Reinforced Concrete Frames. *Structural Engineering Report No. 49*, University of Alberta, Edmonton, 1974.
- [28] Ingraffea A.R., Gerstle W.: Non-linear fracture models for discrete crack propagation. *Application of Fracture Mechanics to Cementitious Composites*. 1985.
- [29] Kamiński M., Szechiński M., Ubysz A.: *Teoretyczne i praktyczne podstawy obliczania ugięć elementów żelbetowych*. Dolnośląskie Wydawnictwo Naukowe, Wrocław 1998.
- [30] Kapela M., Alyafi A.N., Sieczkowski J.: Sztywność trzonów żelbetowych z zarysowanymi nadprożami. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 10/1990.
- [31] Kapela M., Sieczkowski J.: Metody obliczeń stosowane w projektowaniu konstrukcji budynków wysokich. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 10/1985.
- [32] Kapela M., Sieczkowski J., Winiarski M.: Analiza ścian z szeregiem otworów metodą sił wzajemnego oddziaływania. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 6/1984.
- [33] Khan F.R., Amin N.R.: Analysis and design of framed tube structures for tall buildings. *Journal of Structural Engineering*, vol.51(3), pp.85-92, 1973.
- [34] Khan F.R., Rankine J.: *Structural Systems. Tall Building Systems and Concepts*, Council on Tall Buildings and Urban Habitat/American Society of Civil Engineers, Vol. SC, p. 42, 1980.

- 
- [35] Khan F. R., Sbarounis J. A.: Interaction of Shear Walls and Frames in Concrete Structures under Lateral Loads. *Journal of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 90 (ST3), June 1964.
- [36] Khan F. R.: Influence of Design Criteria on Selection of Structural Systems for Tall Buildings. *Canadian Structural Engineering Conference*, Montreal, Canada, March, pp.1-15, 1972.
- [37] Kmita J., Bien J., Machelski J.: *Komputerowe Wspomaganie Projektowania Mostów*. WKL, Warszawa 1989.
- [38] Kordina K.: Cracking and Crack Control. *Planning and Design of Tall Buildings*, Proceedings ASCE-IABSE International Conference, 1972, Vol. III, No. 24-D2.
- [39] Kowalczyk R., Sinn R., Kilmister M.B: *Structural Systems For Tall Buildings*. Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Committee 3, McGraw-Hill Inc., 1995.
- [40] Kowalczyk R.: Tall buildings function and structure - trends for the future, *Challenges to Civil and Mechanical Engineering in 2000 and Beyond*, Vol. I, Proceedings of the International Conference, Wrocław, June 2-5, 1997, s. 229 - 248
- [41] Kuczyński W.: Analiza pracy niektórych belek żelbetowych ciągłych w oparciu o teorię liniowych zmian sztywności. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, tom VIII, zeszyt 3, 1961.
- [42] Kuczyński W.: *Konstrukcje betonowe. Kontynuacja teorii zginania żelbetu*. PWN, Warszawa 1971.
- [43] Kuczyński W.: Podstawy hipotezy liniowych zmian sztywności belki żelbetowej podczas jej obciążania. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, tom VIII, zeszyt 1, 1961.
- [44] Kwan A. K. H.: Simple Method for Approximate Analysis of Framed Tube Structures. *Journal of Structural Engineering*, (pp. 1221-1239) April 1994.
- [45] Lee Kang-Kun, Loo Yew-Chaye, Guan Hong: Simple Analysis of Framed-tube Structures with Multiple Internal Tubes. *Journal of Structural Engineering*, April 2001.
- [46] Lewicki B., Kukulski W.: Następna wersja normy PN/B-03264 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone”. *Konferencja naukowo-techniczna ITB*, tom 1, Warszawa 1988.
- [47] Lis Z., Janus W.: Wpływ sztywności nadproży na naprężenia i przemieszczenia w trzonie usztywniającym budynku wysokiego. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 7/1979.
- [48] Łapko A.: *Projektowanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2 i PN-B-03264:2002*. Arkady, Warszawa 2000.
- [49] Łubiński M., Żółtowski W.: *Konstrukcje Metalowe. Część II. Obiekty Budowlane*. Arkady, Warszawa 2004.
- [50] Massicotte B., Elwi A. E., MacGregor J. G.: Tension stiffening model for planar reinforced concrete members. *Journal Structural Engineering*, Vol. 116, No.11, November, pp. 3039–3058, 1990.
- [51] Mickleborough N.C., Ning F., Chan C. M.: Prediction of the stiffness of reinforced concrete shear walls under service loads. *ACI Structural Journal*, Vol. 96(6), pp.1018–1026, 1999.
-



- [52] Mir M. Ali: Evolution of Concrete Skyscrapers: from Ingalls to Jinmao. *Electronic Journal of Structural Engineering*, Vol. 1, No. 1, 2001.
- [53] Mufti A.A., Mirza M.S., McCutcheon J.O., Houde J.: A study of the nonlinear behavior of structural concrete elements. *Proceedings of the spec Conference on Finite Element Method in Civil Engineering*, Montreal, Canada, 1972.
- [54] Ning F., Mickleborough N. C., Chan C. M.: The effective stiffness of reinforced concrete flexural members under service load conditions. *Australian Journal of Structural Engineering*, Vol 2(2&3), pp.135–144, 1999.
- [55] Polak M. A., Vecchio F. J.: Nonlinear analysis of reinforced concrete shells. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119(12), pp.3439–3462, 1993.
- [56] Polak M. A.: Effective stiffness model for reinforced concrete slabs. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122(9), pp.1025–1030, 1996.
- [57] Praca zbiorowa: Budynki wznoszone metodami uprzemysłowymi. Arkady, Warszawa 1979.
- [58] Praca zbiorowa: Tall Building Criteria and Loading, Monograph on Planning and Design of Tall Buildings. Vol. CL, ASCE, New York, 1980.
- [59] Rashid Y.R.: Analysis of prestressed concrete pressure vessels. *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 7 (4), 1968.
- [60] Rosman R.: Obliczanie ścian usztywniających osłabionych otworami. Arkady, Warszawa 1971.
- [61] Scanlon A., Murray D. W.: Practical calculations of two way slab deflections. *Concrete International*, November, pp.43–50, 1982.
- [62] Scarlat, S.: Soft Stories – An Appropriate Choice For Failure Theory. *The Structural Design of Tall Buildings*, (pp. 385-390) 9/2000.
- [63] Sieczkowski J., Chrabczyńska A., Nejman T.: Trzonowo–powłokowe konstrukcje żelbetowe budynków wysokich w Centrum Warszawy. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 6/1983.
- [64] Sieczkowski J., Kapela M., Łukijaniuk M.: Analiza ustrojów ramowo–ścianowych metodą sił wzajemnego oddziaływania. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 6/1983.
- [65] Sieczkowski J., Kapela M.: Projektowanie konstrukcji budowlanych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1996.
- [66] Sieczkowski J.: Niektóre problemy rozwoju i kształtowania konstrukcji budynków wysokich. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 3/1985.
- [67] Sieczkowski J.: Wybrane zagadnienia kształtowania konstrukcji żelbetowych budynków wysokich. *Prace Naukowe – Budownictwo*, Zeszyt 61 WPW, Warszawa 1980.
- [68] Singh Y., Nagpal A. K.: Negative Shear Lag in Framed-Tube Buildings. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 11, November, 1994.
- [69] Stafford Smith B., Coull A., Cruvellier M.: Planar Models for Analysis of Intersecting Bent Structures. *Computer and Structures*, vol.29, pp.257-263, 1988.

- 
- [70] Stafford Smith B., Coull A.: Tall Building Structures: Analysis and Design. John Wiley & Sons, Inc., New York 1991.
- [71] Structural Design of Tall Concrete and Masonry Building. Monograph on Planning and Design of Tall Buildings, ASCE. CB 1978, pp.371-376.
- [72] Szechiński M.: Budowa i badania komputerowego modelu belki żelbetowej. Inżynieria i Budownictwo, nr 1-2/1994.
- [73] Taguchi G.: System of Experimental Design, Engineering Methods to Optimize Quality and Minimize Costs. Unipub, Kraus International Publications, White Plains, New York 1987.
- [74] Task Committee on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures of the Structural Division Committee on Concrete and Masonry Structures. State-of-the-Art Rep. on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete, ASCE, New York, 1982.
- [75] Vecchio F. J., Balopoudou S.: On the nonlinear behavior of reinforced concrete frames. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 17, 1990.
- [76] Vecchio F.J., Collins M.P.: The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. ACI Journal, 83(6), pp. 219–231, 1986.
- [77] Vecchio F.J., Emara M. B.: Shear deformation in reinforced concrete frames. ACI Structural Journal, Vol. 89(1), pp. 46–56, 1992.
- [78] Vecchio F.J.: Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames Subjected to Thermal and Mechanical Loads. ACI Structural Journal, Vol.84, November-December, 1987.
- [79] Zienkiewicz O. C.: Metoda elementów skończonych. Arkady, Warszawa 1968.
- [80] Żurański J. A.: Obciążenia wiatrem budowli i konstrukcji. Arkady, Warszawa 1978.
- [N1] ENV 1992-1-1:1992 Eurocode 2, Design of Concrete Structures Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings.
- [N2] PN-76/B-03264. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [N3] PN-77/B-02011. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- [N4] PN-82/B-02000. Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
- [N5] PN-82/B-02001. Obciążenia budowli. Obciążenia stale.
- [N6] PN-82/B-02003. Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
- [N7] PN-84/B-03264. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [N8] PN-88/B-02171. Ocena wpływu drgań na ludzi w budynkach.
- [N9] PN-B-03264:1999. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [N10] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
-