ZESZYTY NAUKOWE WYŻSZEJ SZKOŁY TECHNICZNEJ W KATOWICACH
ISSN 2082-7016; eISSN 2450-5552 2015, nr 7

Andrzej CINCIO
Politechnika Śląska, Gliwice, *e-mail: andrzej.cincio@polsl.pl*

Jan FEDOROWICZ
Wyższa Szkoła Techniczna w Katowicach, Wydział Architektury, Budownictwa i Sztuk Stosowanych, ul. Rolna 43, Katowice, *e-mail: jankfedorowicz@gmail.com*

s. 95-115

WPŁYW ZMIAN GEOMETRII USTROJU BUDYNKU NA SIŁY WEWNĘTRZNE W ŚCIANACH KONSTRUKCJI WIELKOPŁYTOWEJ

STRESZCZENIE

Przedstawiono wyniki badań numerycznych wpływu parametrów charakteryzujących geometrię ustroju na wartości uogólnionych sił wewnętrznych w budynkach o konstrukcji ścianowej, zginanych na terenie górniczym. Obliczenia przeprowadzono dla 90 budynków o trzech podstawowych typach rzutów poziomych. Obliczenia prowadzono modelując budynki w zależności od potrzeb rusztem belkowym lub przestrzenną powłoką z wykorzystaniem metody elementów skończonych (*MES*). Dla rusztu zastępcze sztywności na zginanie [*EJ*] oraz ścinanie [*GA*] poszczególnych belek rusztu określono według zasad podanych w „Wytycznych projektowania budynków na terenie górniczym".

SŁOWA KLUCZOWE

budynki o konstrukcji ścianowej, tereny górnicze, obliczenia numeryczne, *MES*,

WPROWADZENIE

Eksploatacja górnicza, niezależnie od tempa i głębokości jej prowadzenia, wywiera zawsze negatywny wpływ na zabudowę powierzchni terenu. Obciążenia budowli powodowane tymi wpływami różnią się charakterem, kierunkiem, zasięgiem działania i częstotliwością występowania od obciążeń, na które budowle się projektuje na terenach spokojnych. Deformujący się ośrodek gruntowy powoduje na ogół powstanie w budowli dodatkowych sił wewnętrznych, wynikających głównie z tarcia gruntu o fundamenty, wpływu zróżnicowanych przemieszczeń pionowych i poziomych podłoża oraz nachyleń terenu. Rozważając problemy budownictwa na terenach górniczych ma się, przede wszystkim, na myśli projektowanie nowych budowli oraz dostosowywanie tych budowli już w fazie ich projektowania do przewidywanych deformacji terenu. Jednakże równie ważnym i obszernym zagadnieniem dotyczącym budownictwa na terenach górniczych jest oddziaływanie eksploatacji górniczej na budowle już istniejące. Szczególnie chodzi tu o budowle starsze, wykonane w technologii tradycyjnej, przy budowie, których nie uwzględniono zasad zabezpieczania przed szkodami górniczymi. Zapewnienie bezpieczeństwa tych obiektów i zachowanie ich walorów użytkowych opiera się na obo-

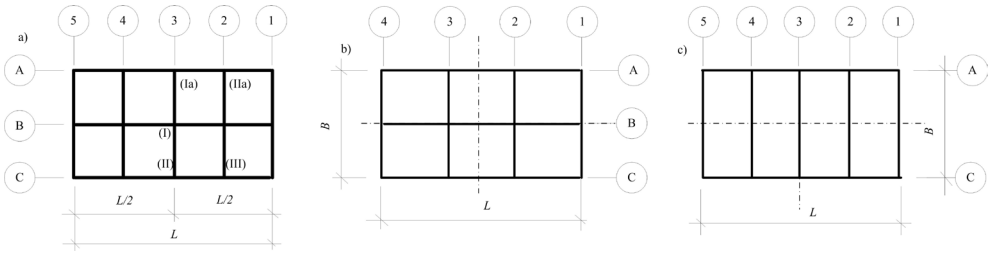
wiązku spełnienia warunków normowych dla stanów granicznych nośności i użytkowania. Oznacza to, że w okresie użytkowania obiektu winien on spełniać normowe kryteria wytrzymałościowe i kryteria dopuszczalnych deformacji z dostatecznie małym prawdopodobieństwem ich przekroczenia. Dla budynków poddanych wpływom eksploatacji górniczej, konieczność spełnienia normowych wymogów stanów granicznych determinujących bezpieczeństwo obiektu i jego użytkowników nie budzi wątpliwości, chociaż w niektórych przypadkach (np. pionowe pęknięcia nośnych murów budynku) warunek ten jest również do złagodzenia. Praktyka inżynierska wskazuje natomiast na powszechne przekraczanie na terenach górniczych wymagań normowych w zakresie stanów granicznych użytkowania.

Budynki o konstrukcji ścianowej, zarówno murowane z elementów drobnowymiarowych jak i z wielkiej płyty, poddane wpływom deformacji podłoża, stanowią z punktu widzenia inżyniera statyka złożone przestrzenne układy obliczeniowe. Fakt ten powoduje, że do obliczania występujących w tych układach sił i przemieszczeń powodowanych deformacją podłoża przyjmuje się najczęściej uproszczone modele obliczeniowe [3,4]. Otrzymane jako rezultaty obliczeń, wartości uogólnionych sił wewnętrznych (np. w przekroju budynku pionową płaszczyzną π - moment zginający M, oraz siła poprzeczna Q) – rys. 2, stanowią podstawę do projektowania odpowiednich zabezpieczeń budowlanych przed skutkami eksploatacji. Właściwe, a więc skuteczne i oszczędne projektowanie wymaga jednak od projektanta nie tylko przeprowadzenia odpowiednich obliczeń statyczno-wytrzymałościowych, ale również wiedzy ogólnej dotyczącej pracy konstrukcji przestrzennej budynku jako całości. W szczególności konieczna jest znajomość wpływu niektórych parametrów geometrycznych i fizycznych określających nośność i odkształcalność budynku jego nośnych elementów składowych na zmianę wartości uogólnionych sił wewnętrznych i odkształceń budynku.

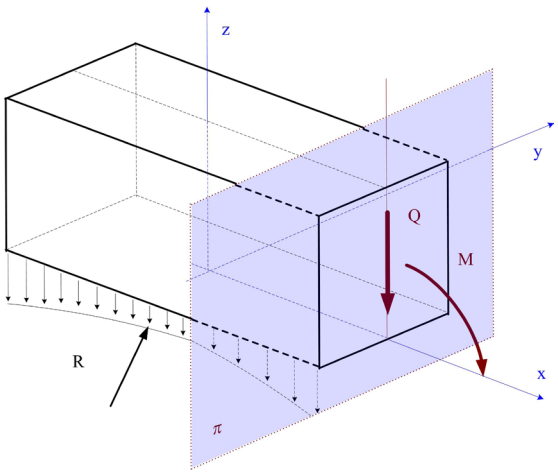
W pracy przedstawiono analizę wybranych wyników obliczeń numerycznych dużej grupy budynków o konstrukcji ścianowej. W tej części pracy analizowane są budynki o konstrukcji wielkopłytowej, różniących się zarówno zmiennością geometrii bryły budynku jak i geometrii poszczególnych elementów konstrukcyjnych.

1. Opis modeli obliczeniowych i założenia

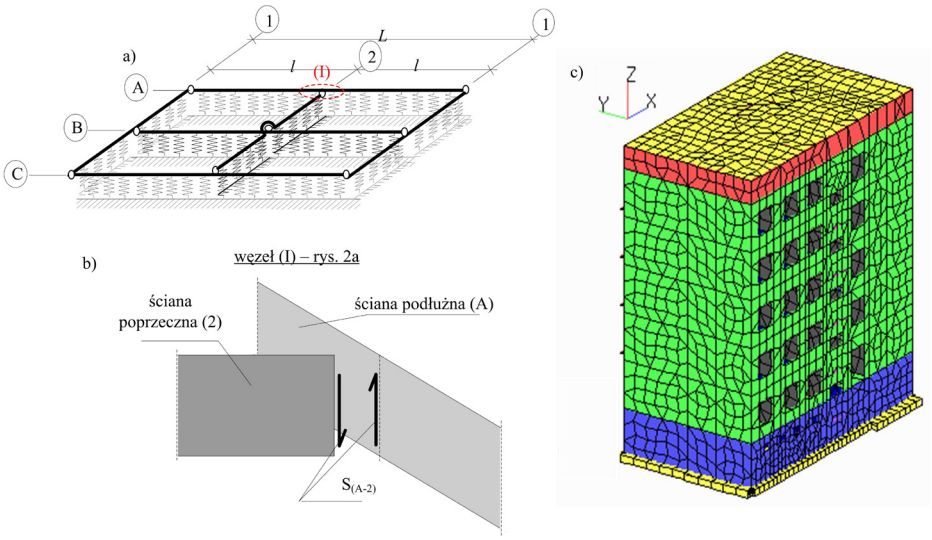
Analizie poddano budynki mieszkalne o konstrukcji ścianowej, wielkopłytowej, z monolityczną kondygnacją piwniczną, ukształtowane w sposób odpowiadający wymogom zawartym w wytycznych [3,4] i nomach [1,2] o rzutach poziomych w kształcie prostokąta pokazanych na rys. 1 i wysokości do 8 kondygnacji. Z uwagi na zakres przeprowadzonych analiz obliczenia prowadzono modelując budynki w zależności od potrzeb rusztem belkowym (rys. 3a) lub przestrzennym modelem powłokowym (rys. 3c) spoczywającym na podłożu odkształcalnym z wykorzystaniem *MES*. W obliczeniach uwzględniono jedynie obciążenie budynku pochodzące od wyginającego się terenu górniczego (rys. 2). Założono, że obrzeże niecki górniczej, przebiegającej prostopadle do osi podłużnej budynku ma profil paraboliczny (rys. 2 – oś X).



Rys. 1. Schematy rzutu poziomego budynków.
Fig. 1. Diagrams of the horizontal projection of buildings.



Rys. 2. Obliczane uogólnione siły wewnętrzne w pionowym przekroju budynku na terenie górniczym.
Fig. 2. Calculated generalized internal forces in a vertical cross-section of the building on the mining area.



Rys. 3. Przyjęte modele obliczeniowe budynków.
Fig. 3. Computational models of buildings.

Podłożu gruntowemu przypisano cechy liniowo-sprężyste, charakterystyczne dla podłoża winklerowskiego, dla którego współczynnik pionowej podatności C_o określano wg [3,4]. Przyjęto, że w przypadku budynków wielkopłytowych sztywność budynku na zginanie [*EJ*] i ścianie [*GA*] nie zależą od odkształcalności złączy między elementami prefabrykowanymi. W przyjmowanym modelu rusztowym budynku zakłada się, że pręty zastępujące ściany zewnętrzne są połączone przegubami między sobą oraz z prętami zastępującymi ściany wewnętrzne. Wewnętrzne krzyżujące się ściany zastępowane są prętami połączonymi między sobą nieodkształcalnymi wahaczami (rys. 3a). Wartości charakterystyk sztywnościowych $[EJ]_i$ i $[GA]_i$ oraz współczynników pionowej podatności podłoża C_i określa się w sposób podany w wytycznych [3,4], a także w pracach [6,7,8]. Sztywności ścian na zginanie oblicza się jak dla ustroju belkowego o wysokości $H_z=H$ gdy $H/L \leq 0.75$ (H – rzeczywista wysokość budynku, L – długość budynku) oraz $H_z=0.75\ L$ gdy $H/L > 0.75$. Przy obliczaniu sztywności na zginanie ścian podłużnych uwzględnia się współpracę ze ścianą pasa stropu szerokości $b=6d_s$ z każdej strony ściany (d_s – grubość stropu) oraz

nieliniową pracę nadproży [3,4,5]. Podłużne ściany zewnętrzne w obrębie kondygnacji powtarzalnych traktuje się jako osłonowe, samonośne. Wpływ zarysowania i własności reologicznych materiału uwzględnia się w sposób globalny zgodnie z [3,4], przez redukcję modułu odkształcalności podłużnej betonu o 50% (E=0.5E_b). W modelu przestrzennym powłokowym wykorzystano czworokątne i trójkątne elementy skończone powłokowe o sześciu stopniach swobody w węźle.

2. Wpływ zmian geometrii ustroju na siły wewnętrzne w budynkach wielkopłytowych

Oszacowanie wpływu czynników charakteryzujących geometrię budynku na wartości uogólnionych sił wewnętrznych, przeprowadzono dla trzech typowych rzutów poziomych rusztu ław fundamentowych pokazanych na rys. 1. W celu uzyskania czytelnych i jednoznacznych wyników rozpatrzono wyłącznie obciążenie wynikające z wpływu krzywizny terenu górniczego. Uwzględniono przy tym, określony przez Kwiatka w [9,10] wpływ poziomego odkształcenia podłoża na promień krzywizny wygięcia powierzchni terenu. W tym celu dla założonej wartości parametru poziomego rozluźnienia podłoża ε określano na podstawie teorii Budryka-Knothego wartość podstawową promienia krzywizny terenu R jako wartość prognozowaną dla terenu swobodnego, którą w obrębie rzutu poziomego budynku korygowano przyjmując za [9]

$$R_o = \frac{R}{\xi} \tag{1}$$

gdzie:

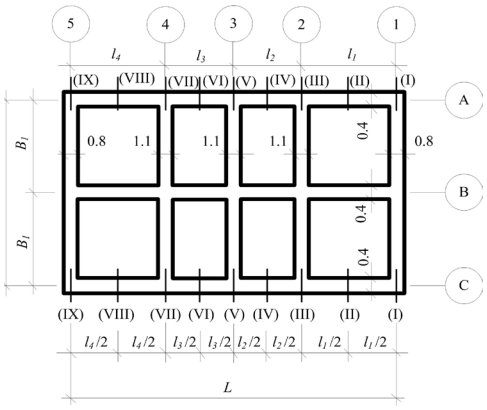
$$\xi = 1 + \frac{8 \cdot R \cdot c_1 \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{kf})}{L}, \quad c_1 = \frac{\alpha_o \cdot (G_1 + G_2)}{G_1 + G_2 + 2 \cdot \Phi \cdot \alpha_o},$$

ε_{kf} - najmniejsze poziome rozluźnienie podłoża powodujące zmianę promienia jego krzywizny,
G_1, G_2 -moduły poprzecznej sprężystości gruntu,
α_o, Φ - parametry charakteryzujące rodzaj gruntu.

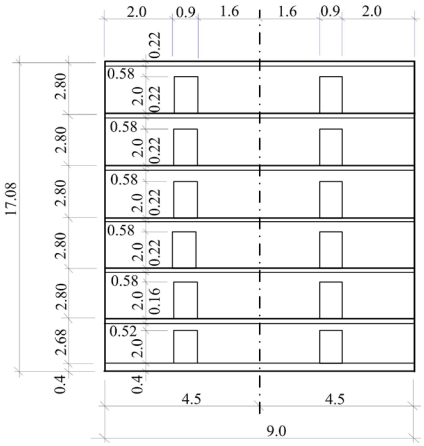
Z uwagi na przybliżone oszacowania modułów G_1, G_2 oraz parametrów α_o, Φ podawane w literaturze, w obliczeniach uwzględniono szeroki zakres zmian współczynnika c_1. Przyjmowano w tym celu jako wartości znane:
– głębokość eksploatacji –› H_e= 100*m*, 200*m*, 300*m,* 400*m*, 500*m*, 600*m*, 700*m,*
– kąt wpływów głównych –› tg(β) = 2.0, 2.5, 3.0,
– prognozowane wartości poziomego rozluźnienia podłoża –› ε = 0.3, 1.5, 3.0, 6.0 i 9.0 *mm/m*,
– wartości współczynnika c_1 za [9,10] –› c_1= 0, 0.01, 0.02, 0.03, 0.04 i 0.06,
– według [10,11,12] wartość ε_{kf} = 0.001 - 0.0015 *mm/m.*
Analizę numeryczną przeprowadzono dla dziewięciu podstawowych czynników (oznaczonych dalej w pracy kolejno literami alfabetu od *a* do *i*), charakteryzujących geometrię budynku. Rozpatrzono mianowicie zmiany maksymalnych wartości uogólnionych sił wewnętrznych momentu zginającego M_{max} oraz siły poprzecznej Q_{max} w zależności od:
a) zmiany długości budynku *l,*
b) liczby kondygnacji budynku l_k,
c) wartości sztywności na ścinanie $[GA]_i$ ścian budynku,
d) wartości sztywności na zginanie $[EJ]_i$ budynku,
e) szerokości ław podłużnych rusztu fundamentowego,
f) szerokości ław poprzecznych rusztu fundamentowego,
g) zmiany położenia wewnętrznych ścian poprzecznych X_o, przy zachowaniu symetrii rzutu,

h) zmiany położenia wewnętrznych ścian poprzecznych X_o powodujące asymetrię rzutu,
i) zmiany położenia wewnętrznej ściany podłużnej budynku Y_o.

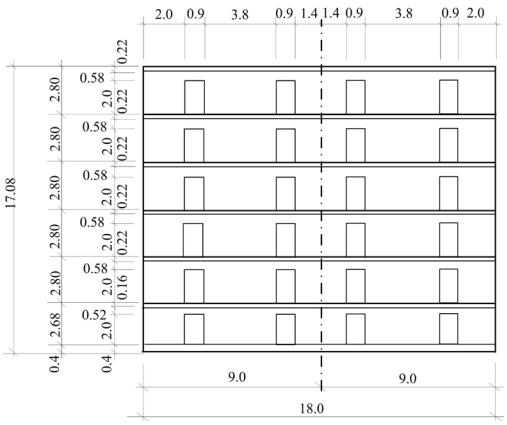
Wpływ czynników typu *g*) oraz *h*) rozpatrzono trzykrotnie: raz dla rzutu z wewnętrzną ścianą podłużną i ścianą poprzeczną w osi symetrii (rys. 1a) oznaczając je przez g_1 i h_1, drugi raz z wewnętrzną ścianą podłużną i bez ściany poprzecznej w osi symetrii (rys. 1b) – oznaczając je jako typy g_2 i h_2 oraz trzeci raz bez wewnętrznej ściany podłużnej i ze ścianą poprzeczną w osi symetrii (rys. 1c) – oznaczając je prze g_3 i h_3. Analizę wszystkich pozostałych czynników przeprowadzono dla rzutu poziomego pokazanego na rys. 1a



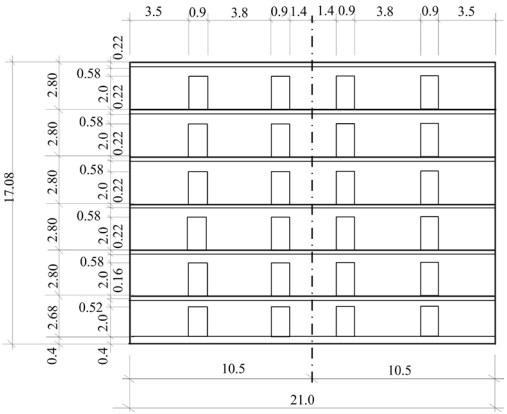
Rys. 4. Numeracja ścian budynku i przekrojów oraz podstawowe szerokości ław fundamentowych.
Fig. 4. The numbering of the sections and the building walls and basic width of the strip footings.



Rys. 5. Widok wewnętrznej ściany poprzecznej (ściany nr 2,3,4 z rys. 4), ([*EJ*] = 1.992 $10^8 \cdot kNm^2$, [*GA*] = $4.701 \cdot 10^6$ *kN*).
Fig. 5. View of the inner transverse wall (walls No. 2,3,4 of Fig. 4), ([*EJ*]=1.992 $10^8 \cdot kNm^2$, [*GA*] = $4.701 \cdot 10^6$ *kN*).

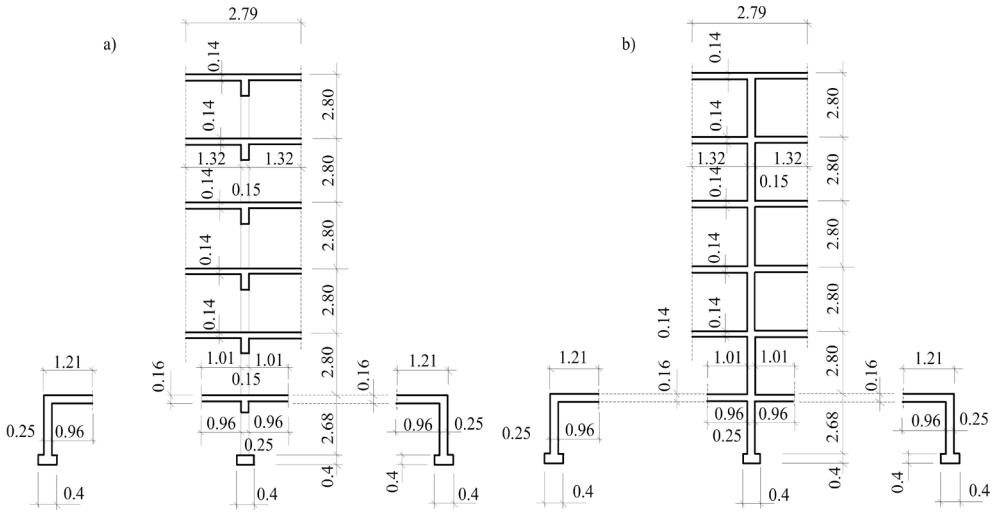


Rys. 6. Widok typowej wewnętrznej ściany podłużnej budynku o długości *L*=18*m* ($[EJ]_i$ = 6.304 $10^9 \cdot kNm^2$, $[GA]_i$ = $5.628 \cdot 10^6$ *kN*).
Fig. 6. View of a typical inner longitudinal wall of the length *L*=18*m* ($[EJ]_i$ = 6.304 $10^9 \cdot kNm^2$, $[GA]_i$ = $5.628 \cdot 10^6$ *kN*).



Rys. 7. Widok typowej wewnętrznej ściany podłużnej budynku o długości *L*=21*m*, (dla *b* = 0.4*m*, ($[EJ]_i$ = 1.076 $10^9 \cdot kNm^2$, $[GA]_i$= $7.130 \cdot 10^6$ *kN*, dla *b* = 0.5*m* $[EJ]_i$= 1.103 $10^9 \cdot kNm^2$, $[GA]_i$= $7.274 \cdot 10^6$ *kN*).
Fig. 7. View of a typical inner longitudinal wall of the length *L*=21*m*, (dla *b* = 0.4*m*, ($[EJ]_i$ = 1.076 $10^9 \cdot kNm^2$, $[GA]_i$= $7.130 \cdot 10^6$ *kN*, dla *b* = 0.5*m*, $[EJ]_i$= 1.103 $10^9 \cdot kNm^2$, $[GA]_i$= $7.274 \cdot 10^6$ *kN*).

Dla wszystkich wymienionych przypadków geometrii budynków do obliczeń przyjęto następujące wspólne dane:
– kondygnacja piwniczna wykonana jest w technologii monolitycznej, kondygnacje powtarzalne prefabrykowane,
– podłoże gruntowe – piasek pylasty o I_D= 0.50, ν = 0.30, E_o= 55 *MPa*,
– beton kondygnacji piwnicznej B15,
– beton kondygnacji powtarzalnej B20,
– stal w całej konstrukcji budynku AI,
– stopień zbrojenia ław fundamentowych i nadproży w obrębie kondygnacji piwnicznej μ = 0.0050,
– stopień zbrojenia nadproży w obrębie kondygnacji powtarzalnej μ = 0.0035,
– osiowa szerokość budynków B = 9.0*m*,
– wysokość kondygnacji piwnicznej h_p= 2.68*m*,
– wysokość kondygnacji powtarzalnej H_k= 2.80*m*,
– grubość ścian konstrukcyjnych kondygnacji piwnicznej 0,25*m*,
– grubość ścian konstrukcyjnych kondygnacji powtarzalnej 0.15*m*,
– grubość stropu nad monolityczną kondygnacją piwniczną d_{sp}= 0.16*m*,
– grubość stropu nad kondygnacją powtarzalną d_{sk}= 0.22*m*, (grubość sprowadzona 0.14*m*),
– wysokość ław fundamentowych 0.40*m*,
– zewnętrzne ściany podłużne w obrębie kondygnacji powtarzalnych traktuje się jako osłonowe, samonośne,
– oznaczenia ścian budynku, podstawowe szerokości ław fundamentowych oraz numerację przekrojów pokazano na rys. 4,
– wymiary typowych ścian oraz ich sztywności podano na rys. 5,6,7,
– kształt typowych przekrojów poprzecznych ścian podłużnych pokazano na rys. 8,
– sztywności zewnętrznych ścian podłużnych (ściany A i C) wynoszą:
$[EJ]_A = [EJ]_C$ = 9.46129 10^6 $kN{\cdot}m^2$,
$[GA]_A = [GA]_C$ = 3.8346 10^6 *kN*, (za wyjątkiem obliczeń typu *e*),
– sztywności zewnętrznych ścian poprzecznych (ściany 1 i 5) wynoszą:
$[EJ]_1 = [EJ]_5$= 1.58857 10^8 $kN{\cdot}m^2$,
$[GA]_1 = [GA]_5$= 9.1098 10^6 *kN*, (za wyjątkiem obliczeń typu *f)*.



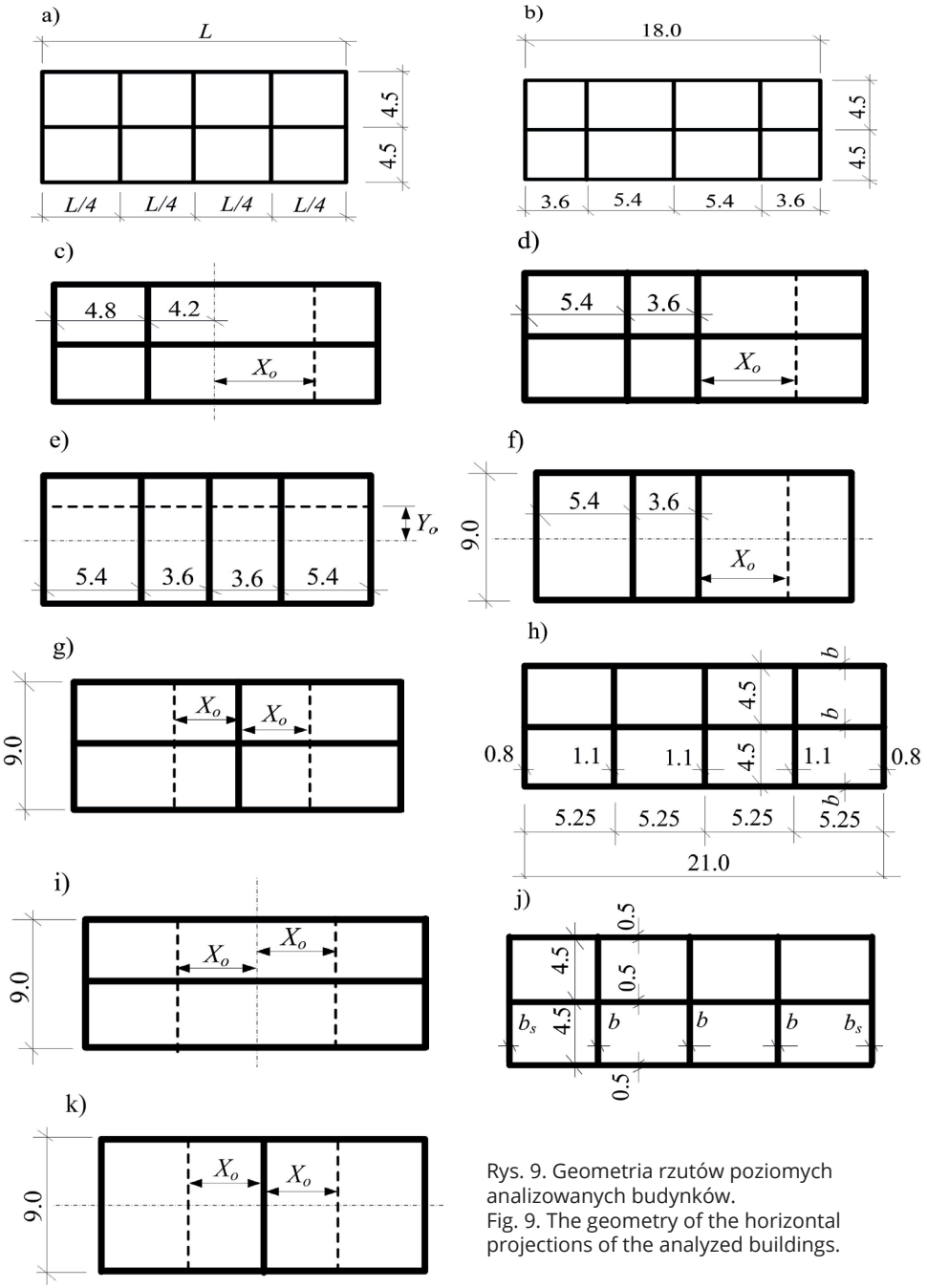
Rys. 8. Obliczeniowe przekroje poprzeczne budynku; a) przez pas otworowy, b) przez pas pełny.
Fig. 8. Computational cross sections of the building; a) by a belt hole, b) by a belt full.

3. Wyniki obliczeń numerycznych

Wyniki obliczeń przedstawiono w kolejnych podrozdziałach w zależności od zmiany parametrów modelu numerycznego omówionych w poprzednim rozdziale.

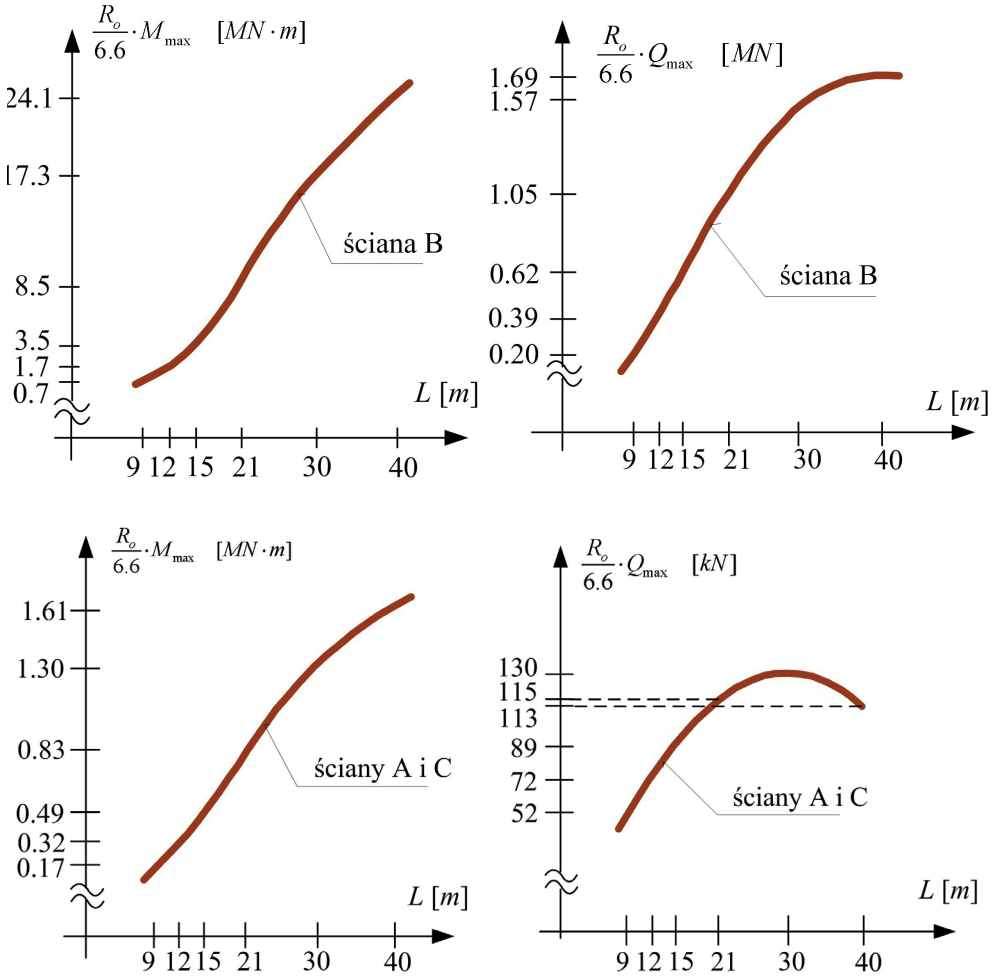
3.1. Wpływ zmiany długości budynku *L*

Kształt rzutu poziomego analizowanych budynków przedstawia rys. 9a. Geometrię ścian poprzecznych ilustruje rys. 5.



Rys. 9. Geometria rzutów poziomych analizowanych budynków.
Fig. 9. The geometry of the horizontal projections of the analyzed buildings.

Geometrię i sztywności ścian zewnętrznych przyjęto według powyższych danych, liczbę kondygnacji przyjęto l_k = 2. Wewnętrzną ścianę podłużną przyjęto jako bez otworową o sztywności: $[EJ]_B$= 1.77127 10^8 $kN{\cdot}m^2$, i =$[GA]_B$= 8.5554 10^6 kN. Obliczenia przeprowadzono dla kolejnych długości budynku L= 9, 12, 15, 21, 30, 40m, przy czym przeprowadzono dodatkowe obliczenia, zakładając, że ściany poprzeczne są idealnie sztywne. Wyniki obliczeń w postaci wykresów zmian wartości maksymalnych M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych pokazano na rys. 10.



Rys. 10. Zmiany wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych budynku o l_k= 2 w zależności od jego długości L.
Fig. 10. Changes in the value M_{max} and Q_{max} in longitudinal walls of the building with l_k= 2 depending on its length L.

W tabeli 1. zestawiono natomiast wartości uogólnionych sił wewnętrznych w ścianach podłużnych i sił wzajemnego oddziaływania na siebie belek rusztu dla budynku o długości L= 21.0m, wyznaczone przy ścianach poprzecznych sztywnych i odkształcalnych.

Tabela 1. Zestawienie wartości uogólnionych sił wewnętrznych dla budynku o długości L = 21.0m i l_k=2 z sztywnymi i odkształcalnymi ścianami poprzecznymi.

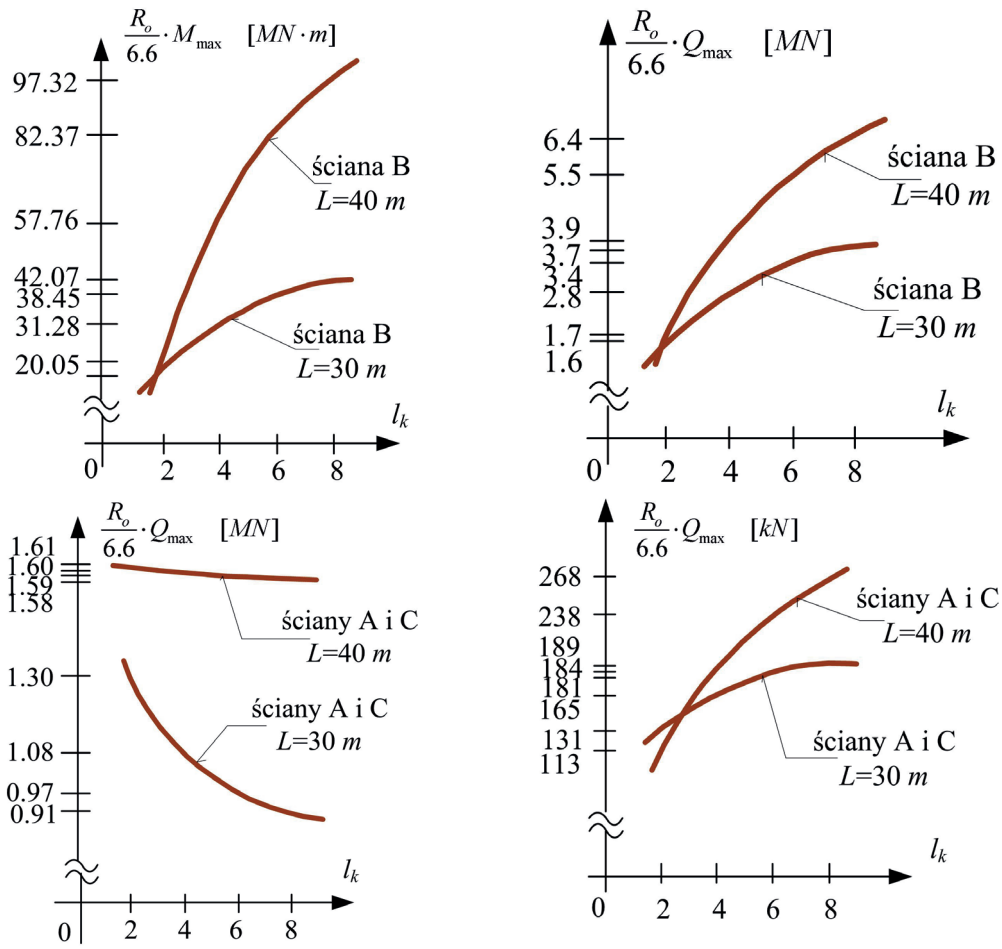
ława nr	przekrój nr	Ściany poprzeczne odkształcalne		Ściany poprzeczne sztywne	
		Momenty zginające $\frac{R_o}{6.6}\cdot M\,[kN\cdot m]$	Siły poprzeczne $\frac{R_o}{6.6}\cdot Q\,[kN]$	Momenty zginające $\frac{R_o}{6.6}\cdot M\,[kN\cdot m]$	Siły poprzeczne $\frac{R_o}{6.6}\cdot Q\,[kN]$
A	1	0	0	0	0
	2	204	78	198	76
	3	504	115	496	113
	4	801	112	792	113
	5	832	12	823	12
	6	801	-12	792	-12
	7	506	-112	496	-113
	8	204	-115	198	-113
	9	0	-78	0	-76
B	1	0	0	0	0
	2	2774	1057	2795	1065
	3	5646	1094	5686	1102
	4	7255	613	7300	615
	5	8537	488	8588	491
	6	7255	-488	7300	-491
	7	5646	-613	5686	-615
	8	2774	-1094	2795	-1102
	9	0	-1057	0	-1065

3.2. Wpływ liczby kondygnacji budynku l_k

Kształt rzutu poziomego budynku ilustruje rys. 9a. Geometrię oraz sztywności ścian poprzecznych i zewnętrznych ścian podłużnych przyjęto według rys. 5 i rys. 6 i rys. 7. Obliczenia przeprowadzono dla budynków o długości L = 30m i L = 40m i liczbie kondygnacji powtarzalnych l_k= 2, 4, 6, 8. Podobnie jak w p. 3.1 dla budynku o długości L = 30m i l_k = 8 przeprowadzono obliczenia dodatkowe dla ścian poprzecznych idealnie sztywnych. Wykresy zmian wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych ilustruje rys. 11. W tablicy 2. zestawiono wartości uogólnionych sił wewnętrznych w ścianach podłużnych i sił wzajemnego oddziaływania ścian na siebie dla budynku o L = 30m i l_k = 8, obliczone przy ścianach poprzecznych sztywnych i odkształcalnych.

Tablica 2. Zestawienie wartości uogólnionych sił wewnętrznych dla budynku o L = 30m i l_k= 8 przy sztywnych i odkształcalnych ścianach poprzecznych.

ława nr	przekrój nr	Ściany poprzeczne odkształcalne		Ściany poprzeczne sztywne	
		Momenty zginające $\frac{R_o}{6.6}\cdot M\,[kN\cdot m]$	Siły poprzeczne $\frac{R_o}{6.6}\cdot Q\,[kN]$	Momenty zginające $\frac{R_o}{6.6}\cdot M\,[kN\cdot m]$	Siły poprzeczne $\frac{R_o}{6.6}\cdot Q\,[kN]$
A	1	0	0	0	0
	2	-166	-44	-244	-65
	3	199	97	110	94
	4	909	189	804	185
	5	430	-128	74	-195
	6	909	128	804	195
	7	199	-189	110	-185
	8	-166	-97	-244	-94
	9	0	44	0	65
B	1	0	0	0	0
	2	13305	3548	14321	3819
	3	27217	3710	29306	3996
	4	35491	2207	38463	2442
	5	42068	1754	46029	2018
	6	35491	-1754	38463	-2018
	7	27217	-2207	29306	-2442
	8	13305	-3710	14321	-3996
	9	0	-3548	0	-3819

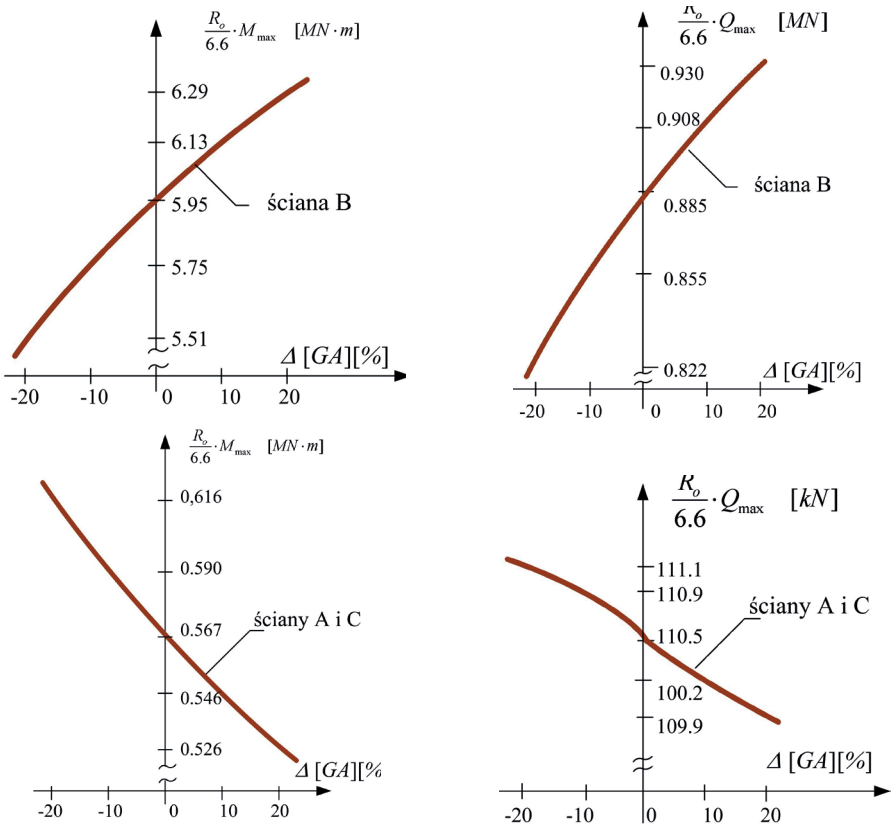


Rys. 11. Zmiany wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych budynku o długości L = 30m i L = 40m w zależności od liczby kondygnacji l_k.
Fig. 11. Changes in the value of M_{max} and Q_{max} in the longitudinal walls of the building with a length L = 30m and L = 40m, depending on the number of floors l_k.

3.3. Wpływ sztywności na ścinanie $[GA]_i$ ścian budynku

Kształt rzutu poziomego budynku przyjętego zgodnie z rys. 9b. Geometrię wewnętrznych ścian poprzecznych przyjęto według rys. 5, liczbę kondygnacji równą l_k = 5, a ścianę wew -nętrzną podłużną zgodnie z opisem podanym w p. 2.

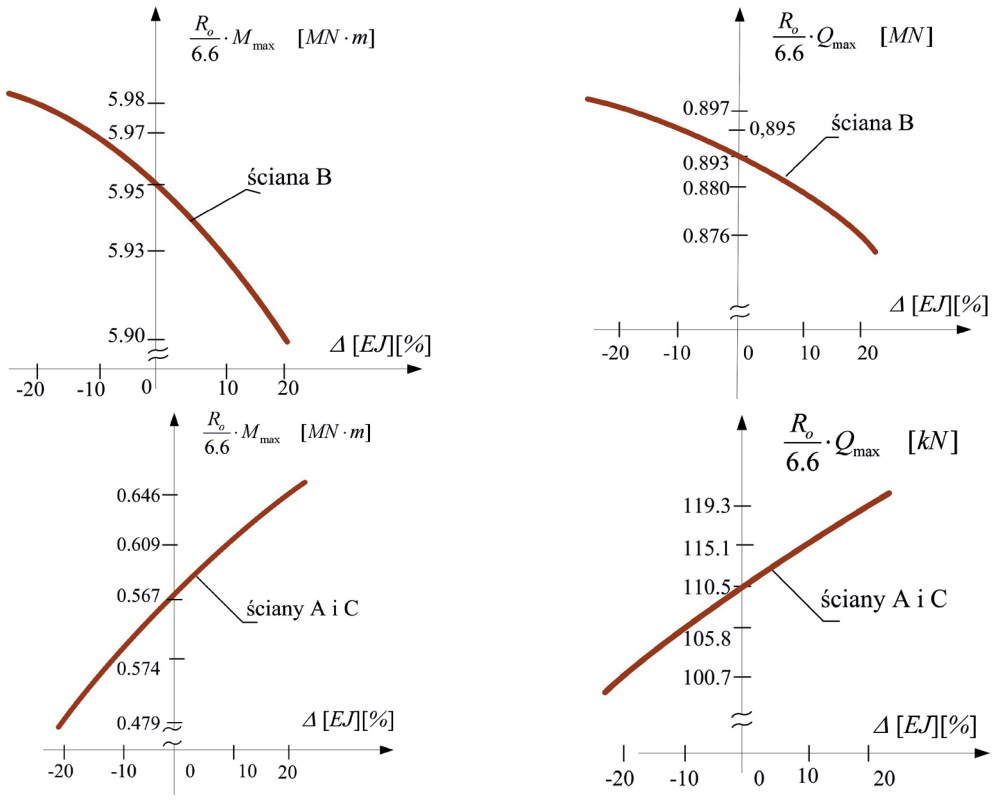
Obliczenia przeprowadzono przyjmując jako wyjściowe sztywności na ścinanie $[GA]_i$ ścian zewnętrznych podane wyżej w p. 4 oraz na rys. 5 i rys. 6 zmieniając je następnie przez przemnożenie przez współczynniki α równe kolejno 0.8, 0.9, 1.1, 1.2. Otrzymano w ten sposób 40-procentowy zakres zmian sztywności na ścinanie ścian budynku. Zależność wartości M_{max} i Q_{max} od procentowej zmiany sztywności na ścinanie ilustruje rys. 12.



Rys. 12. Zmiany wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych budynku w zależności od procentowej zmiany sztywności na ścinanie [*GA*].
Fig. 12. Changes in the value of M_{max} and Q_{max} in the longitudinal walls of the building, depending on the percentage change in shear stiffness [*GA*].

3.4. Wpływ sztywności na zginanie $[EJ]_i$ budynku

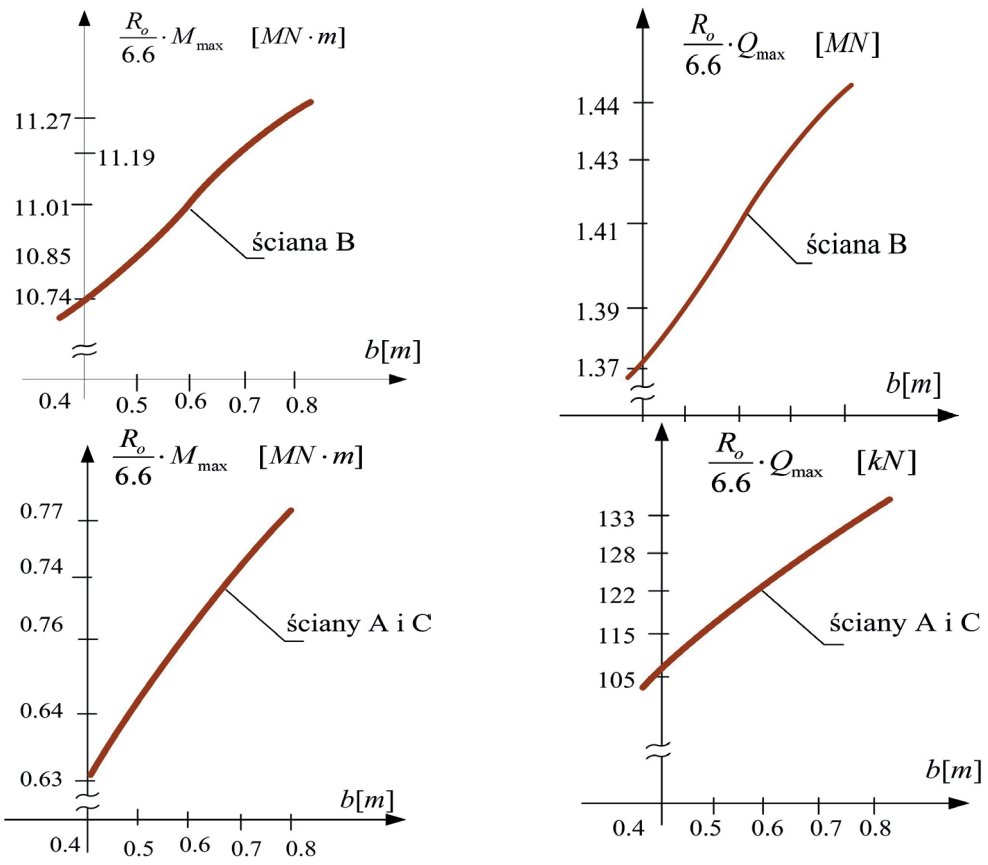
Kształt rzutu poziomego budynku przedstawiono na rys. 9b. Geometrię i sztywności wewnętrznych ścian poprzecznych przyjęto według rys. 5, natomiast geometrię ścian zewnętrznych podobnie jak poprzednio wg p. 2. Wymiary oraz sztywność podłużnej ściany wewnętrznej określono na podstawie rys. 6. Liczbę kondygnacji przyjęto $l_k = 5$. Obliczenia przeprowadzono przyjmując jako wyjściowe sztywności na zginanie $[EJ]_i$ ścian zewnętrznych podane w p. 2 oraz na rys. 5 i rys. 6, zmieniając je następnie przez przemnożenie przez współczynniki α równe kolejno 0.8, 0.9, 1.1, 1.2. Otrzymano w ten sposób 40-procentowy zakres zmian sztywności na zginanie ścian budynku. Zależność wartości M_{max} i Q_{max} od procentowej zmiany sztywności na zginanie ilustruje rys. 13.



Rys. 13. Zmiany wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych budynku w zależności od procentowej zmiany sztywności na zginanie [*EJ*].
Fig. 13. Changes in the value of M_{max} and Q_{max} in the longitudinal walls of the building, depending on the percentage change in bending stiffness [*EJ*].

3.5. Wpływ szerokości ław podłużnych rusztu fundamentowego

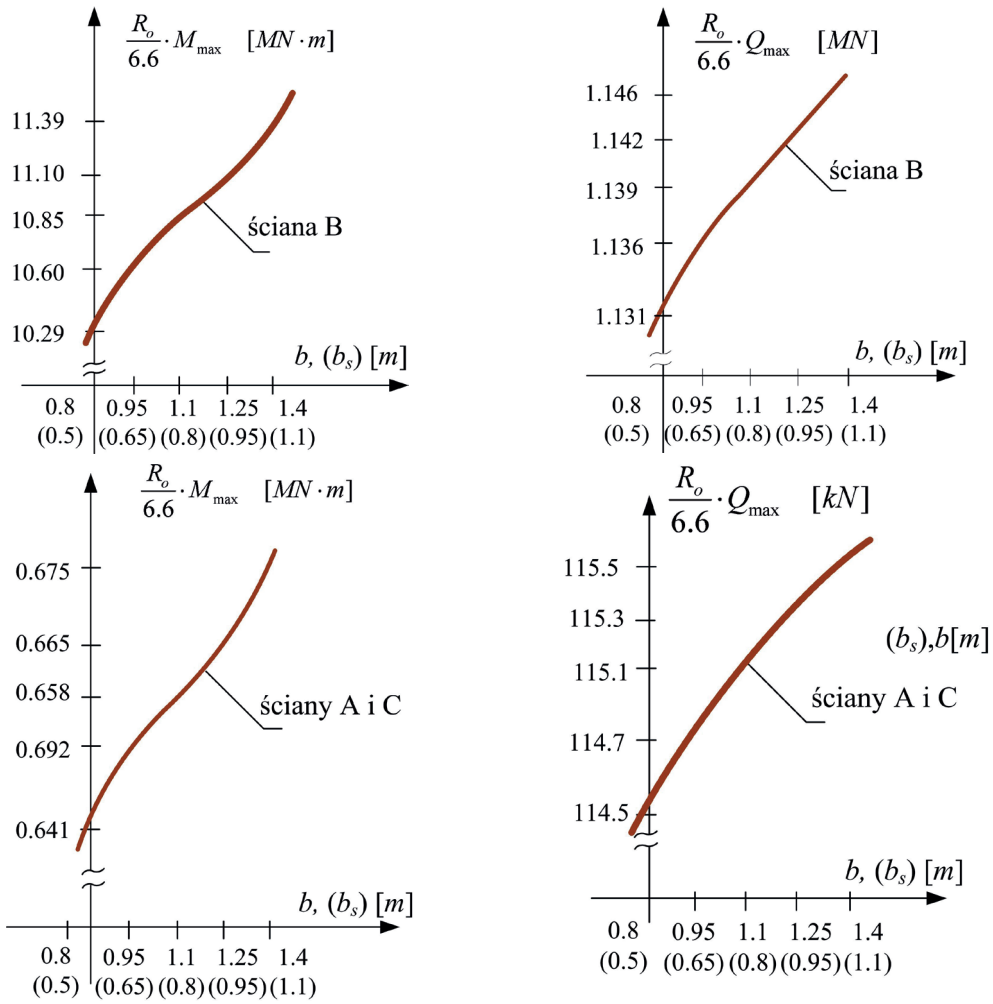
Rzut poziomy budynku ilustruje rys. 9h. Geometrię i sztywności ścian poprzecznych przyjęto według rys. 5. Geometrię zewnętrznych ścian podłużnych przyjęto według rys. 6, a sztywność zgodną z podaną w p. 2. Liczbę kondygnacji przyjęto $l_k = 5$.
Obliczenia przeprowadzono zmieniając szerokości wszystkich ław podłużnych w granicach od $b = 0.4m$ do $b = 0.8m$ co $0.1m$. Wykresy zależności wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych budynku w zależności od szerokości ław podłużnych ilustruje rys. 14.



Rys. 14. Wpływ zmiany szerokości ław podłużnych *b* na zmiany wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych budynku.
Fig. 14. The effect of changing the width of the longitudinal benches *b* to changes in the value of M_{max} and Q_{max} in the longitudinal walls of the building.

3.6. Wpływ szerokości ław poprzecznych rusztu fundamentowego

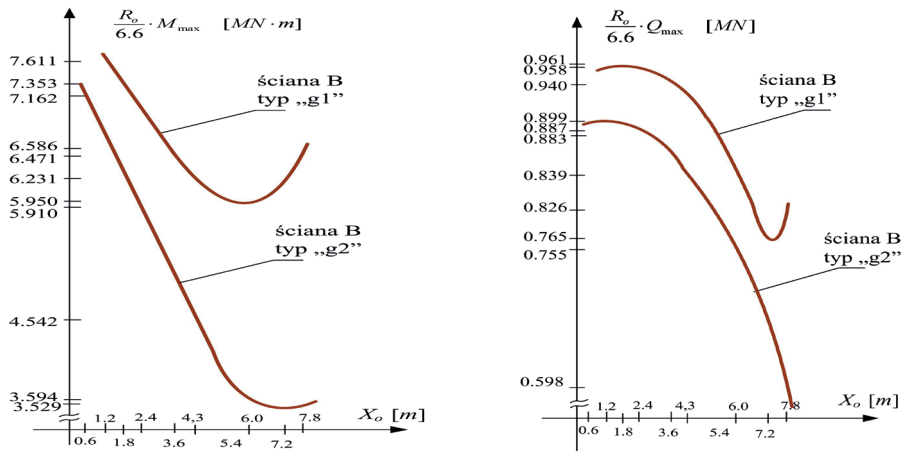
Kształt rzutu rozpatrywanego budynku ilustruje rys. 9j. Wymiary i sztywności ścian podłużnych przyjęto zgodnie z podanymi w p. 2 i rys. 6. Liczbę kondygnacji przyjęto $l_k = 5$, geometrię pionową ścian poprzecznych według rys. 5. Wielkości te w trakcie analizy nie ulegały zmianie. Obliczenia przeprowadzono zmieniając szerokości wszystkich ław poprzecznych, przy czym dla ław pod ścianami skrajnymi przyjęto kolejno szerokości b_s równe: 0.50*m,* 0.65*m*, 0.89*m*, 0.95*m*, 1.10*m*, a dla w wewnętrznych odpowiednio *b* równe: 0.80*m*, 0.95*m*, 1.10*m*, 1.25*m*, i 1.40*m*. Wykresy zależności wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych budynku w zależności od szerokości ław poprzecznych *b* i b_s ilustruje rys. 15.



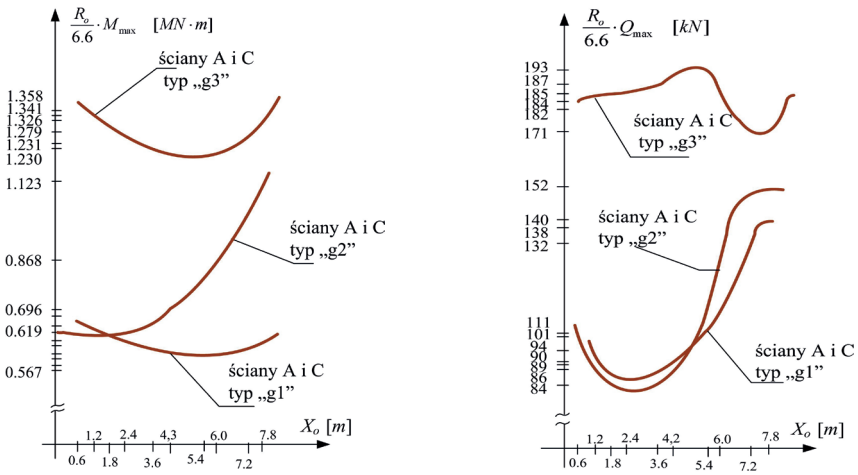
Rys. 15. Wpływ zmiany szerokości ław poprzecznych b i b_s na zmiany wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych budynku.
Fig. 15. The effect of changing the width of the transverse benches b i b_s to changes in the value of M_{max} and Q_{max} in the longitudinal walls of the building.

3.7. Wpływ zmiany położenia wewnętrznych ścian poprzecznych X_o przy zachowaniu symetrii rzutu

Wpływ zmiany położenia ścian poprzecznych w budynku na uogólnione wartości sił wewnętrznych analizowano dla trzech typów rzutów poziomych budynku (rys. 9g – typ g_1, rys. 9i – typ – g_2, rys. 9k – typ g_3). Liczbę kondygnacji przyjęto l_k = 5, geometrię wewnętrznych ścian poprzecznych według rys. 5, ściany podłużnej wewnętrznej według rys. 6. Sztywności ścian podłużnych i poprzecznych przyjęto zgodnie z p. 2 pracy.
W trakcie obliczeń zmianie ulegało położenie ścian poprzecznych względem pionowej osi symetrii rzutu poziomego. Rozpatrzono następujące położenia ścian:
– dla typu g_1 – X_o= 1.2*m*, 1.8*m*, 3.6*m*, 5.4*m*, 7.2*m*, 7.8*m*, 9.0 *m*,
– dla typu g_2 – X_o= 0.6*m*, 2.4*m*, 4.2*m*, 6.0*m*, 7.2*m*,
– dla typu g_3– X_o = 1.2*m*, 1.8*m*, 3.6*m*, 5.4*m*, 7.2*m*, 7.8*m*,
Wykresy zależności wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych budynku od położenia ścian poprzecznych ilustrują rys. 16. i rys. 17.



Rys. 16. Zmiany wartości M_{max} i Q_{max} w wewnętrznej ścianie podłużnej budynku długości L = 18.0m i l_k= 5 w zależności od położenia X_o ścian poprzecznych przy zachowaniu symetrii rzutu poziomego.
Fig. 16. Changes in the value of M_{max} and Q_{max} in the internal longitudinal wall of the building length L =18.0m and l_k= 5 depending on the position Xo cross walls while maintaining symmetry of the horizontal projection.

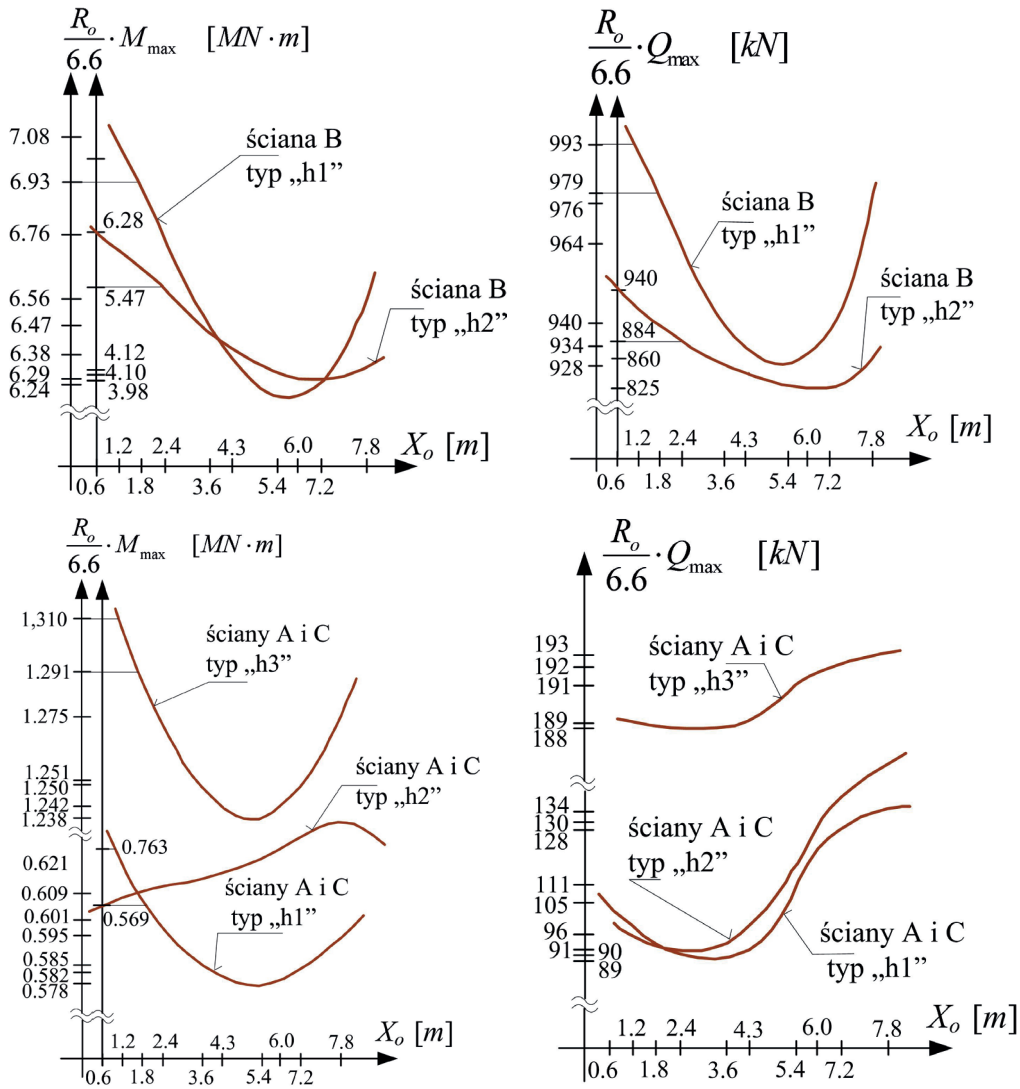


Rys. 17. Zmiany wartości M_{max} i Q_{max} w zewnętrznych ścianach podłużnych budynku długości L = 18.0m i l_k= 5 w zależności od położenia X_o ścian poprzecznych przy zachowaniu symetrii rzutu poziomego.
Fig. 17. Changes in the value of M_{max} and Q_{max} in external longitudinal walls of the building length L =18.0m and l_k= 5 depending on the position X_o cross walls while maintaining symmetry of the horizontal projection.

3.8. Wpływ zmiany położenia wewnętrznych ścian poprzecznych X_o powodujących asymetrię rzutu poziomego

Rozpatrzono trzy rzuty poziome budynku (rys. 9d – typ h_1, rys. 9c – typ – h_2, rys. 9f – typ h_3). Liczbę kondygnacji przyjęto l_k = 5, geometrię wewnętrznych ścian poprzecznych według rys. 5, a geometrię ściany podłużnej wewnętrznej według rys. 6. Sztywności ścian podłużnych i poprzecznych przyjęto jak w p. 3.7.
W trakcie obliczeń zmianie ulega położenie wewnętrznej ściany poprzecznej (ława nr 2 z rys. 1), kolejno przyjmując X_o= 1.2m, 1.8m,2.4m, 3.6m, 4.2m, 5.4m, 6.6m, 7.8m i 9.0m.

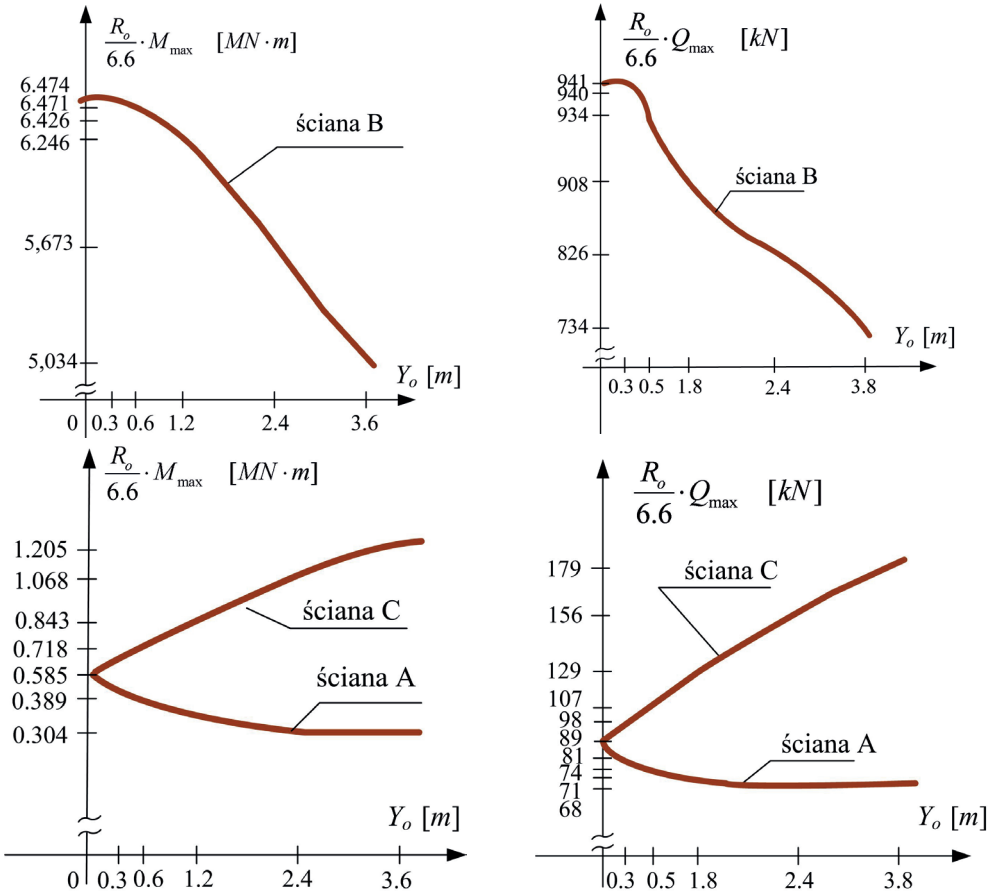
Zmianę wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych budynku w zależności od położenia ściany poprzecznej ilustruje rys. 18.



Rys. 18. Wykresy zmian wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych budynku długości L = 18.0m i l_k= 5 w zależności od asymetrycznego położenia X_o wewnętrznej ściany poprzecznej.
Fig. 18. Curves of changes in the value of M_{max} and Q_{max} in the longitudinal walls of the building length L = 18.0m and l_k=5 according to the asymmetric position of the inner wall of the transverse X_o.

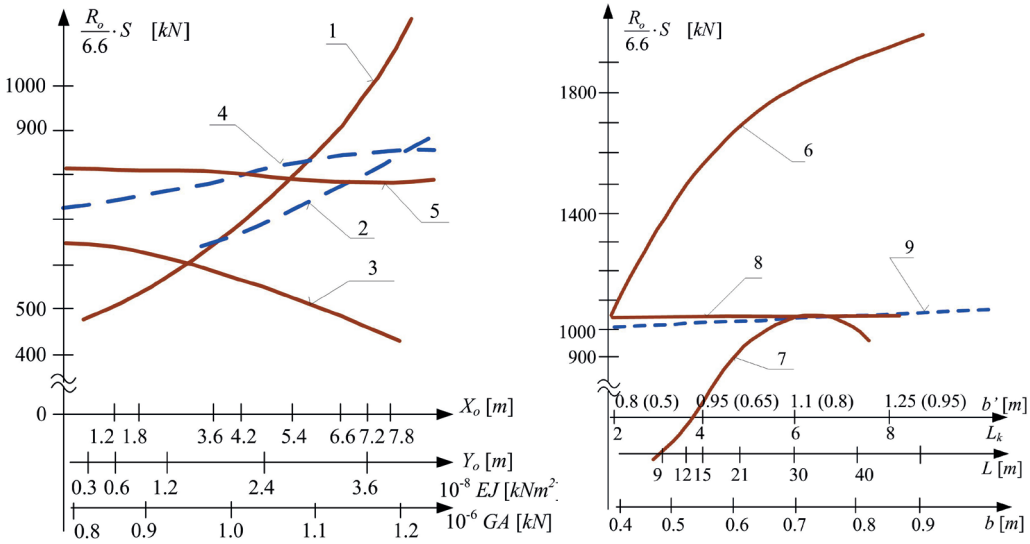
3.9. Wpływ zmiany położenia wewnętrznej ściany podłużnej budynku Y_o

Rozpatrzono budynek o rzucie poziomym rys. 9e. Liczbę kondygnacji przyjęto l_k = 5, a geometrię wewnętrznych ścian poprzecznych przyjęto wg rys. 5, a ściany podłużnej wewnętrznej według rys. 6 i 7, sztywności ścian podłużnych i poprzecznych przyjęto jak podano wcześniej w p. 2 pracy. W trakcie obliczeń zmianie ulega położenie wewnętrznej ściany podłużnej. Odchylenie Y_o ściany podłużnej budynku wynosiło kolejno Y_o= 0.3m, 0.6m, 1.2m, 2.4m, 3.6m, i 4.2m – rys. 9e. Zmianę wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych budynku w zależności od położenia wewnętrznej ściany podłużnej ilustruje rys. 19.

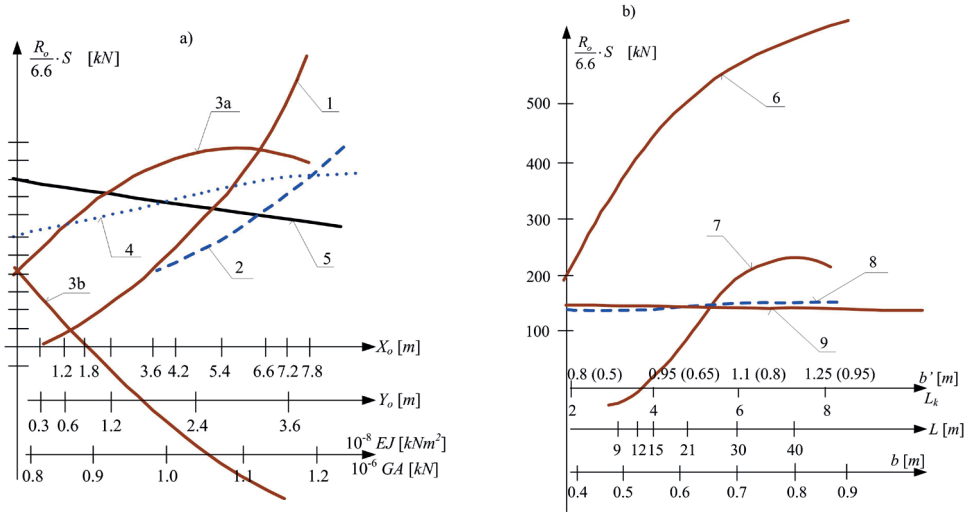


Rys. 19. Wykresy zmian wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach podłużnych budynku długości L= 18.0m i l_k= 5 w zależności od asymetrycznego położenia Y_o wewnętrznej ściany podłużnej.
Fig. 19. Curves of changes in the value of M_{max} and Q_{max} in the longitudinal walls of the building length L = 18.0m and l_k= 5 according to the asymmetric position of the inner wall of the longitudinal Y_o.

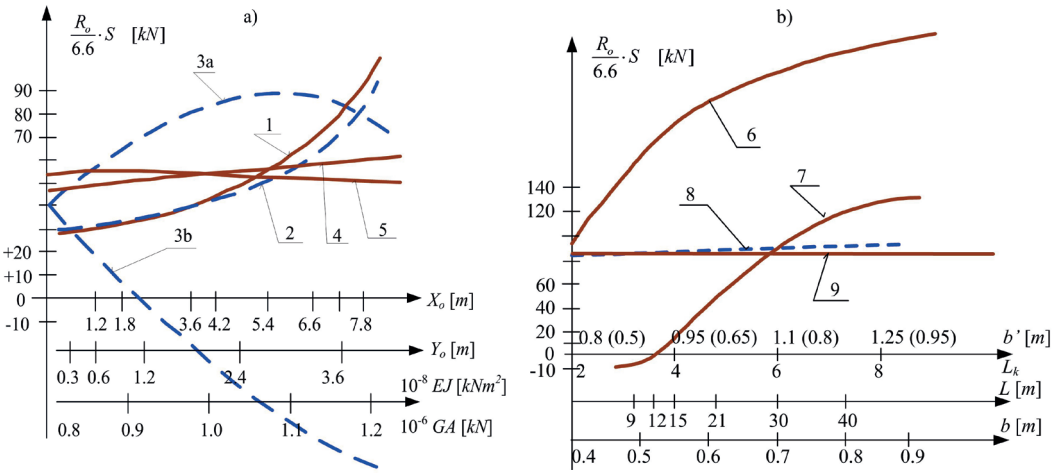
Omówione wyżej obliczenia numeryczne pozwoliły również na analizę zmian wartości sił kontaktowych między ścianami w zależności od rozpatrywanych czynników charakteryzujących geometrię budynku.
Dla węzłów I i II i III zaznaczonych na rys. 1, zmiany wartości sił kontaktowych $S_{i,j}$ między ścianami rys. 3b, w zależności od cech geometrycznych przedstawiono na rys. 20, rys. 21 i rys. 22. Na rysunkach tych poszczególne krzywe oznaczają:
1 – wpływ rozmieszczenia ścian poprzecznych (rys. 9g, rys. 9i i rys. 9k) przy zachowaniu symetrii rzutu poziomego,
2 – wpływ asymetrycznego ulokowania ściany poprzecznej nr II (rys. 9c, rys. 9d i rys. 9f),
3 – wpływ asymetrycznego ulokowania ściany podłużnej; wykresy 3a – dotyczą węzłów II' I i III', a wykresy 3b – węzłów II i III - rys. 9e,
4 – wpływ zmian sztywności na ścinanie $[GA]_i$ wszystkich ścian budynku,
5 – wpływ zmian sztywności na zginanie $[EJ]_i$ wszystkich ścian budynku,
6 – wpływ liczby kondygnacji l_k=5,
7 – wpływ długości budynku L,
8 – wpływ szerokości ław podłużnych b,
9 – wpływ szerokości ław poprzecznych b i b_s.



Rys. 20. Wykresy zmiany wartości sił kontaktowych $S_{i,j}$ w węźle typu I (rys. 1a) rusztu w zależności od zmian rozpatrywanych parametrów (opis w tekście).
Fig. 20. Graphs of changes in the contact forces $S_{i,j,}$ above the node type I (Fig. 1a) grid depending on changes in the parameters considered (description in the text).



Rys. 21. Wykresy zmiany wartości sił kontaktowych Si,j w węźle typu II (rys. 1a) rusztu w zależności od zmian rozpatrywanych parametrów (opis w tekście).
Fig. 21. Graphs of changes in the contact forces Si,j, above the node type II (Fig. 1a) grid depending on changes in the parameters considered (description in the text).



Rys. 22. Zmiany wartości sił kontaktowych $S_{i,j}$ w węźle typu III (rys. 1a) rusztu w zależności od zmian rozpatrywanych czynników (opis w tekście).
Fig. 22. Graphs of changes in the contact forces $S_{i,j,}$ above the node type III (Fig. 1a) grid depending on changes in the parameters considered (description in the text).

4. Analiza wyników obliczeń. Podsumowanie

Z przedstawionych powyżej wyników obliczeń numerycznych widać, że wartości maksymalne momentu zginającego M_{max} i Q_{max} zależą praktyczne liniowo od długości budynku (rys. 10). Liniowy charakter tej zależności jest szczególnie wyraźny dla budynków krótkich i średniej długości (L<20m). Z rys. 10 wynika, że wartości M_{max} i Q_{max} wzrastają szybciej w miarę zwiększania się długości budynków krótkich niż budynków długich.

Podobny charakter mają wykresy na rys. 11 do rys. 15. Z rys. 11 wynika, że wartości M_{max} i Q_{max} w ścianie wewnętrznej podłużnej rosną wraz ze wzrostem liczby kondygnacji, przy czym wzrost ten jest znacznie szybszy dla budynku dłuższego, a przyrost wartości M_{max} i Q_{max} maleją wraz ze wzrostem liczby kondygnacji. W podłużnych ścianach zewnętrznych wartości M_{max} maleją. Dla budynku dłuższego spadek ten jest nieznaczny (ok. 2%). Z rys. 12 wynika, że 40-procentowy przyrost wartości sztywności na ścinanie wszystkich ścian budynku powoduje wzrost wartości M_{max} i Q_{max} w wewnętrznych ścianach podłużnych o 14% i 13% przy równoczesnym spadku tych wartości odpowiednio o 17% i 1% w podłużnych ścianach zewnętrznych. Podobnie przy zmianie sztywności na zginanie (rys. 13) wszystkich ścian budynku 40-procentowy przyrost wartości [EJ] powoduje spadek wartości M_{max} i Q_{max} w ścianie wewnętrznej odpowiednio o ok. 1%, a w ścianach zewnętrznych wzrost odpowiednio o 35% i 18%.

Z rys. 14 i rys. 15 widać, że wpływ zmian szerokości ław poprzecznych i podłużnych jest niewielki. Przykładowo (rys. 14) wzrost o 100% szerokości ław pod ścianami podłużnymi powoduje wzrost o 5% wartości M_{max} i Q_{max} w podłużnej ścianie wewnętrznej oraz wzrost wartości M_{max} i Q_{max} o 26% i 22% odpowiednio dla ścian zewnętrznych. Wzrost szerokości o 75% wszystkich ław pod ścianami poprzecznymi powoduje wzrost o 11% wartości M_{max} i Q_{max} w ścianach wewnętrznych podłużnych i o 5% wartości M_{max} oraz o 1% wartości Q_{max} w podłużnych ścianach zewnętrznych.

Z analizy rys. 16 i rys. 17 wynika, że dla wszystkich rozpatrywanych typów rzutów poziomych budynku zmiany wartości M_{max} i Q_{max} wynikające ze zmiany ustawienia wewnętrznych ścian poprzecznych ma przebieg podobny. Największe wartości M_{max} i Q_{max} w wewnętrznej ścianie podłużnej występują dla położenia wewnętrznych ścian poprzecznych w pobliżu połowy rozpiętości budynku, najmniejsze zaś dla X_o≈4.5÷6.0m, a więc mniej

więcej przy regularnym rozmieszczeniu ścian poprzecznych. Różnice tych wartości w stosunku do wartości najmniejszej wynoszą dla ściany wewnętrznej rzutu typu g_1) odpowiednio 28% i 26%, dla rzutu typu g_2) 15% i 65%, a dla rzutu typu g_3) 10% i 13%. Z rys. 18 wynika, że wpływ asymetrii rzutu poziomego spowodowany położeniem ław prostopadłych do kierunku eksploatacji w przypadku rzutów typu h_1) i h_3) jest niewielki. Wzrost wartości M_{max} w stosunku do ich wartości w przypadku rzutu symetrycznego wynosi dla ściany podłużnej wewnętrznej ok. 4% dla rzutu tupu h_1) i 1% dla rzutu typu h_2). Podobnie zmieniają się wartości Q_{max}, dla których zmiany odpowiednio wynoszą 5% przy rzucie poziomym typu $h_{1)}$ i 3% dla rzutu typu $h_{3)}$. Dla rzutu typu h_2) zmiany te odpowiednio wynoszą: 38% dla wartości M_{max} i 35% dla wartości Q_{max}.

Znacznie większy wpływ na wartości maksymalnych sił wewnętrznych ma asymetria wynikająca z przesunięcia ściany podłużnej wewnętrznej. Z rys. 19 wynika, że w ścianie podłużnej wewnętrznej największe wartości M_{max} i Q_{max} otrzymuje się dla rzutu poziomego symetrycznego. Przesunięcie wewnętrznej ściany podłużnej w badanych przykładach powodowało spadek wartości M_{max} i Q_{max} o 29% i 28%. W miarę zwiększania się asymetrii rzutu poziomego wzrastają natomiast wartości sił wewnętrznych w ścianie zewnętrznej, bardziej oddalonej od osi symetrii (ściana C). Wzrost ten wynosi odpowiednio 105% dla wartości M_{max} i 101% dla wartości Q_{max}.

Porównanie wartości sił wewnętrzny wyznaczone dla budynków o ścianach poprzecznych odkształcalnych i sztywnych (tab. 1 i tab. 2) wykazuje, że wpływ sztywności ścian poprzecznych na wartości M_{max} i Q_{max} jest niewielki i nie przekracza 14% dla sił w ścianach zewnętrznych i 10% dla sił wewnętrznych w ścianach wewnętrznych. Przykładowo różnica wartości M_{max} w ścianie wewnętrznej wynosi dla budynku o długości L = 18m i liczbie kondygnacji l_k= 2 ok. 0.6%, a dla budynku o L= 30m i l_k= 8 wynosi 9.4%. Podobnie przebiegają zmiany maksymalnych sił poprzecznych. Mamy w tym przypadku odpowiednio: 0.7% w budynku o L= 18m i l_k= 2 oraz 7.7% dla budynku o L= 30m i l_k= 8. Większe różnice występują natomiast w wartościach sił oddziaływania między ścianami i w analizowanych przykładach wynoszą odpowiednio: 0.6÷17.9% dla budynku o L= 18m i l_k= 2 oraz 5.8%÷18.6% dla budynku o L= 30m i l_k= 8. Wykresy zależności zmian sił krawędziowych między ścianami (rys. 20 do rys. 22) wskazują, że wartości bezwzględne tych sił mają tendencję wzrostową przy wzroście prawie wszystkich czynników. Różnice między tymi przyrostami mogą być znaczne. Przykładowo, w przypadku czynnika charakteryzującego rozmieszczenia ścian poprzecznych (rys. 20 do rys. 22), wzrost ten wynosi prawie 110%, a przy zmianie liczby kondygnacji z l_k= 2 na l_k= 8 wynosi ok. 170%. Stu procentowa zmiana szerokości ław podłużnych wpływa natomiast na zmianę wartości sił kontaktowych zaledwie o 2%.

Literatura

[1] BN-79-/8812-02 Konstrukcje budynków ze ścianami monolitycznymi. Projektowanie I obliczenia statyczno-wytrzymałościowe.
[2] BN-74-/8812-01 Konstrukcje budynków wielkopłytowych. Projektowanie i obliczenia statyczne.
[3] Instrukcje, Wytyczne, Poradniki, 416/2006. Projektowanie budynków na terenach górniczych. Wydawnictwo ITB, Warszawa 2006.
[4] Instrukcje, Wytyczne, Poradniki, 364/2007. Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych. Wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 2007.
[5] Lewicki B.: Budownictwo wznoszone metodami uprzemysłowionymi. Projektowanie konstrukcji i obliczenia. Warszawa: Arkady, 1979.
[6] Andermann F., Fedorowicz L.: Metody dyskretyzacji analizy budynków o konstrukcji ściennej narażonych na nierównomierne osiadanie terenu górniczego. Materiały Konferencji Naukowo – Technicznej „Komputerowe Metody Projektowania na Terenach Górniczych", Katowice 1981, s. 39-53.
[7] Andermann F., Fedorowicz L., Fedorowicz J.: Obliczanie budynków o konstrukcji ścianowej zginanych na terenie górniczym. Ochrona Terenów Górniczych, nr 78, 1986, s. 37-44.
[8] Andermann F., Fedorowicz L., Fedorowicz J.: Obliczanie budynków o konstrukcji ścianowej na wpływ krzywizny terenu. Materiały III Konferencji Naukowo-Technicznej „Budownictwo na Terenach

Górniczych", Kamień k. Rybnika, maj 1987, s. 79-98.
[9] Kwiatek J.: Wpływ rozpełzania podłoża pod budowlami na jego krzywiznę. Inżynieria i Budownictwo, nr 9, 1967, s. 360-363.
[10] Kwiatek J.: O naprężeniach stycznych pod fundamentami budowli na podłożu rozpełzającym. Inżynieria i Budownictwo, nr 3, 1967, s. 113-116.
[11] Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych. Red. J. Kwiatek. Katowice: Wydawnictwo Główny Instytut Górnictwa, 1997.
[12] Praca Zbiorowa: Sprawozdanie końcowe Projektu Badawczego Zamawianego PBZ-016-6. Ochrona obiektów budowlanych przed szkodami powodowanymi podziemną eksploatacją górniczą. Zadania nr 3.1., 3.4. i nr 4.1. Praca niepublikowana (maszynopis), archiw. GIG, Katowice, 1997.

IMPACT OF CHANGES IN GEOMETRY OF THE BUILDING IN FORCE INTERNAL WALLS OF CONSTRUCTION OF BIG PLATES

SUMMARY

The article were presented the results of numerical studies of geometric structure parameters influence on the values of internal forces in the buildings of wall construction, bended in mining regions. The calculations were carried out for 90 buildings of three basic types of floor projections. Calculations were carried out by modeling buildings, depending on the needs of the grate beam or a spatial shell using FEM.
For grid substitute bending stiffness [EJ] and shearing [GA] rigidity for the particular beams were determined according to the principles given in "Guiding rules for designing the wall buildings in the mining region".

KEYWORDS

buildings of wall construction, mining areas, numerical calculations, FEM