

Politechnika Wrocławska  
Instytut Budownictwa

Raport serii SPR Nr ...../2006

**Nośność graniczna lokalnie  
wzmocnionych wieloprzęsłowych  
blach fałdowych**

Dariusz Czepiżak

Praca doktorska

Promotor:  
Prof. dr hab. inż. Antoni Biegus

Wrocław 2006

## Spis treści

<b>1. Wstęp .....</b>	<b>4</b>
1.1. Wprowadzenie .....	4
1.2. Przedmiot rozprawy .....	10
1.3. Cel i zakres rozprawy.....	10
1.4. Tezy rozprawy .....	11
<b>2. Analiza stanu wiedzy dotyczącej blach fałdowych .....</b>	<b>12</b>
2.1. Wprowadzenie .....	12
2.2. Niewzmocnione blachy fałdowe .....	12
2.2.1. Szacowanie nośności przekroju poprzecznego blach fałdowych.....	12
2.2.1.1. Niestateczność lokalna kształowników cienkościennych.....	12
2.2.1.2. Nośność przekroju blach fałdowych na zginanie .....	17
2.2.1.3. Nośność przekroju blach fałdowych na ścinanie środknika .....	17
2.2.1.4. Nośność przekroju blach fałdowych na docisk (web crippling).....	18
2.2.1.5. Interakcyjna nośność przekroju na zginanie i ścianie.....	22
2.2.1.6. Interakcyjna nośność przekroju na zginanie i docisk .....	23
2.2.1.7. Czynniki dodatkowe mające wpływ na nośność przekroju poprzecznego .....	25
2.2.2. Wyznaczanie sił wewnętrznych w zginanych blachach fałdowych.....	27
2.2.2.1. Analiza sił wewnętrznych blach fałdowych w zakresie sprężystym .....	27
2.2.2.2. Analiza blach fałdowych z uwzględnieniem plastycznej redystrybucji sił wewnętrznych.....	29
2.3. Lokalnie wzmocnione wieloprzęsłowe blachy fałdowe o przekroju zdwojonym.....	32
2.4. Podsumowanie i wytypowanie zagadnień do rozwiązania .....	35
<b>3. Badania doświadczalne blach fałdowych .....</b>	<b>37</b>
3.1. Wprowadzenie .....	37
3.2. Cel i zakres badań doświadczalnych .....	40
3.3. Opis modeli badawczych .....	40
3.4. Opis stanowisk badawczych i urządzeń pomiarowych .....	43
3.4.1. Stanowisko do badania modeli jednoprzęsłowych .....	43
3.4.2. Stanowisko do badania modeli dwuprzęsłowych .....	44
3.5. Badania materiałowych cech mechanicznych i fizycznych blach fałdowych.....	46
3.6. Badania jednoprzęsłowych niewzmocnionych blach fałdowych .....	48
3.7. Badania jednoprzęsłowych wzmocnionych blach fałdowych.....	50
3.8. Badania dwuprzęsłowych blach fałdowych .....	55
<b>4. Symulacje numeryczne wyężenia strefy podpory pośredniej wieloprzęsłowych blach fałdowych .....</b>	<b>57</b>
4.1. Wprowadzenie .....	57
4.2. Symulacje numeryczne interakcyjnego wyężenia niewzmocnionych przekrojów blach fałdowych.....	57
4.2.1. Model numeryczny niewzmocnionych blach fałdowych.....	57
4.2.2. Wyniki analiz numerycznych wyężenia niewzmocnionych blach fałdowych.....	60
4.2.3. Podsumowanie.....	64
4.3. Symulacje numeryczne interakcyjnego wyężenia przekrojów wzmocnionych blach fałdowych.....	65
4.3.1. Wprowadzenie .....	65
4.3.2. Modele numeryczne wzmocnionych blach fałdowych .....	66
4.3.3. Wyniki analiz numerycznych interakcyjnego wyężenia wzmocnionych przekrojów blach fałdowych.....	69
4.3.4. Podsumowanie.....	77
<b>5. Model teoretyczny wyężenia wzmocnionych blach fałdowych .....</b>	<b>79</b>
5.1. Wprowadzenie .....	79
5.2. Opis analizowanego zagadnienia i geneza modelu teoretycznego.....	79
5.3. Opis modelu teoretycznego.....	82
5.3.1. Wprowadzenie .....	82
5.3.2. Definicja elementu skończonego .....	82

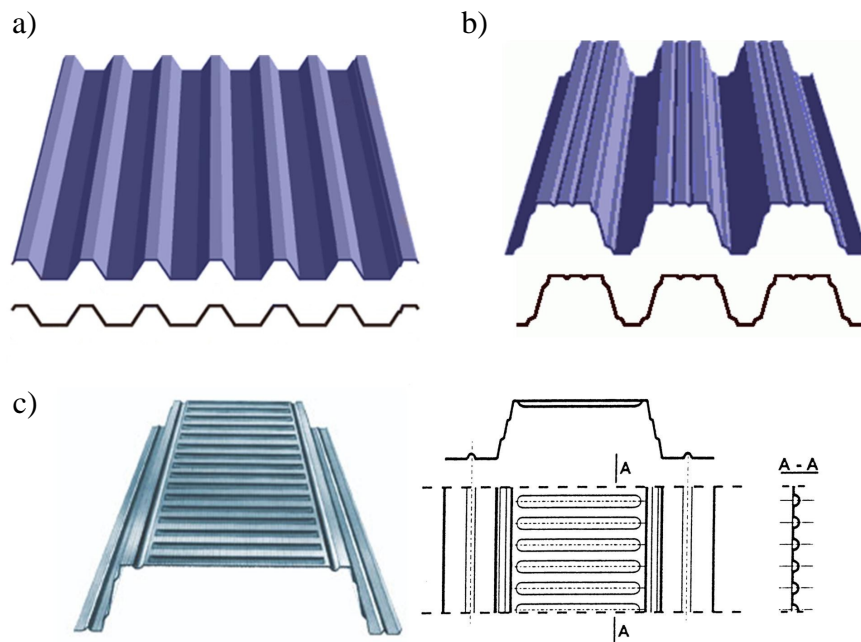
5.3.3. Definicja sztywności warstwy sprężystej .....	84
5.3.4. Definicja sztywności połączeń.....	84
5.3.5. Definicja funkcji zanikającej sztywności giętej przekroju.....	85
5.3.6. Definicja funkcjonału energii i rozwiązanie zagadnienia .....	86
5.3.7. Algorytmy procedur obliczeniowych .....	87
5.4. Wyniki badań modelu teoretycznego.....	92
5.4.1. Wprowadzenie .....	92
5.4.2. Jednoprzęsłowe, niewzmocnione blachy fałdowe (modele 1-P-xxx, 1-N-xxx).....	93
5.4.3. Jednoprzęsłowe blachy fałdowe wzmocnione lokalnie (modele 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x, 1-P-xxx-S-xxxx-x-x-x, 1-P-xxx-R-xxxx-x-x-x, 1-P-xxx-Z-xxxx-x-x-x).....	98
5.4.4. Dwuprzęsłowe blachy fałdowe (modele 2-x-xxx, i 2-x-xxx-x-xxxx-x-x-x) .....	109
5.5. Analizy parametryczne wyężenia dwuprzęsłowych wzmocnionych blach fałdowych.....	112
5.6. Podsumowanie .....	126
<b>6. Podsumowanie rozprawy .....</b>	<b>127</b>
<b>Literatura.....</b>	<b>130</b>

## 1. Wstęp

### 1.1. Wprowadzenie

Blachy fałdowe są dźwigarami powierzchniowymi wykonanymi z płaskich blach metalowych przez ich odpowiednie ukształtowanie na zimno w taki sposób, aby zwiększyć charakterystyki wytrzymałościowe i sztywnościowe w stosunku do blachy płaskiej. Jednocześnie ustrój w rozumieniu konstrukcyjnym pozostaje elementem płaskim. W literaturze można spotkać różne określenia omawianych dźwigarów powierzchniowych: blachy fałdowe, blachy profilowane, blachy trapezowe, płyty fałdowe, dźwigary fałdowe, blachy lub płyty faliste.

Wyróżnić można trzy zasadnicze typy blach fałdowych w zależności od rodzaju usztywnień przekroju poprzecznego. Blachy fałdowe bez usztywnień pólek i środników (tzw. pierwszej generacji, rys. 1.1a), które są przeznaczone głównie na osłonowe płyty ścienne i dachowe o rozstawie podpór do około 3.5 m. Blachy fałdowe z usztywnieniami podłużnymi pólek lub/i środników zwiększającymi ich nośność (tzw. drugiej generacji, rys. 1.1b), które są przeznaczone na elementy osłonowe dachów i ścian o rozstawie podpór nawet do 10 m. Blachy fałdowe z usztywnieniami podłużnymi i poprzecznymi pólek i środników (tzw. trzeciej generacji, rys. 1.1c), które stosuje się jako elementy osłonowe lekkiej obudowy dachowej o rozstawie podpór do 15 m oraz elementy nośne w zespolonych stropach stalowo-betonowych.



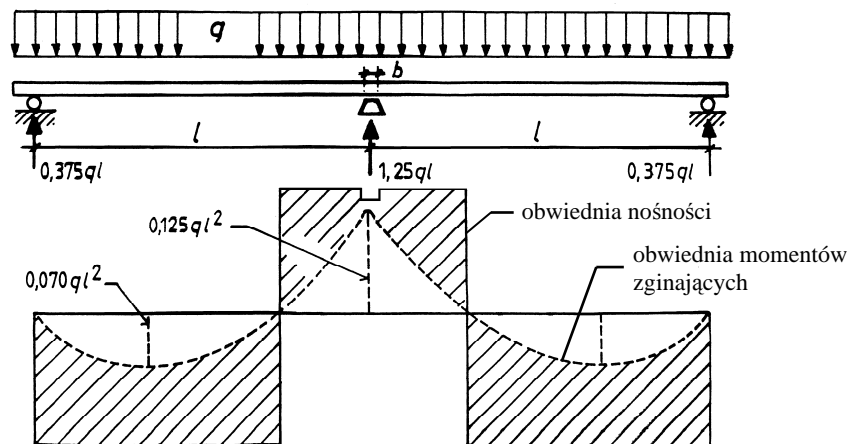
Rys. 1.1. Przykłady geometrii dźwigarów fałdowych: a) pierwszej generacji, b) drugiej generacji, c) trzeciej generacji

Zasadniczo blachy fałdowe pełnią funkcję elementów osłonowych budowli i są zginane obciążeniem poprzecznym do swej powierzchni. W przypadku konstrukcyjnego połączenia blach fałdowych z elementami wsporczymi stanowią one zabezpieczenie prętowych elementów nośnych dachu (płatwi, rygli) przed ich ogólną utratą stateczności. W praktyce projektowej wykorzystuje się również zdolność blach fałdowych do przenoszenia sił ścinających w swej płaszczyźnie i wtedy pełnią one rolę stężeń tarczowych budowli oraz są wykorzystywane do konstruowania przekryć tarczowniczych [33]. Blachy fałdowe posiadają także zdolność do przenoszenia obciążeń ściskających i są stosowane jako elementy składowe dźwigarów płytowo-prętowych [29, 54].

Stosowanie blach fałdowych o schematach ustrojów jedoprzęsłowych jest nieekonomiczne, gdyż ich nośności z warunku ugięć (SGU) są zdecydowanie mniejsze niż z warunku wytrzymałości

(SGN). Ekonomiczniejszymi są wówczas ustroje wieloprzęsłowe, które spełniają równocześnie wymagania stanu granicznego nośności i użyteczności. Jednak długie blachy fałdowe wymagają zastosowania odpowiednich środków transportowych. Sytuacja ta występuje, np. gdy projektuje się dachy bezpłatwiowe, w których blachy fałdowe opiera się bezpośrednio na górnych pasach dźwigarów dachowych. W przypadku takich rozwiązań oraz rozstawu podpór rzędu 8÷12 m, transport np. dwuprzęsłowych blach fałdowych jest stosunkowo drogi. Równocześnie jednoprzęsłowe blachy fałdowe są o niedostatecznej nośności lub nie spełniają kryteriów ekonomicznych.

Z drugiej strony nośność wieloprzęsłowych blach fałdowych jest często mniejsza od jednoprzęsłowych blach fałdowych, gdyż o doborze ich przekroju decyduje strefa podpory pośredniej, o lokalnie mniejszej nośności (z powodu wyteżenia dociskowego) niż pozostała część ustroju. W tej sytuacji, gdy nie jest spełniony warunek SGN w najbardziej wyteżonym przekroju (podpory pośredniej) przyjmuje się kształtownik z grubszej blachy lub o większej wysokości. Prowadzi to oczywiście do zwiększonego zużycia materiału. Na rys. 1.2 pokazano nieekonomiczność takiego projektowania. Linia przerywaną oznaczono obwiednię momentów zginających, linią ciągłą zaś oznaczono obwiednię nośności ustroju z charakterystycznym osłabieniem nad podporą środkową. Osłabienie to jest spowodowane jednoczesnym wyteżeniem przekroju podporowego momentem zginającym  $M$  i skoncentrowanym obciążeniem  $F$  od reakcji podporowej. Równocześnie w przęsłach ustroju istnieje duży zapas niewykorzystanej nośności (obszar zakreślony pomiędzy obwiednią momentów zginających i obwiednią nośności).



Rys. 1.2. Obwiednia nośności i wyteżenia dwuprzęsłowej blachy fałdowej (opis w tekście) [26]

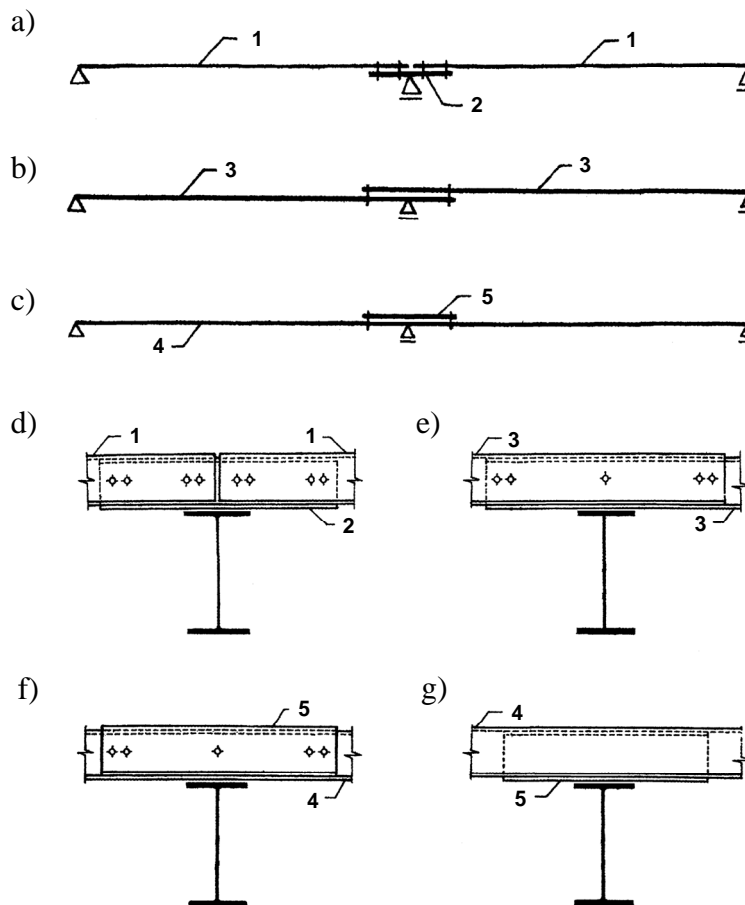
Na podstawie powyższych spostrzeżeń można stwierdzić, iż istnieje możliwość zwiększenia nośności wieloprzęsłowych blach fałdowych przez lokalne wzmocnienie krytycznych przekrojów ich podpór pośrednich. Ideę takiego lokalnego wzmocnienia blach fałdowych przedstawił Biegus [26, 31]. Proponuje on zwiększenie nośności blach fałdowych w wyniku:

- zmiany schematu statycznego konstrukcji tj. nakładkowego uciąglenia jednoprzęsłowych lub dwuprzęsłowych blach fałdowych w ustroje wieloprzęsłowe (rys. 1.3a, d),
- zmiany schematu statycznego konstrukcji i lokalnego wzmocnienia stref podpór pośrednich tj. zakładkowego uciąglenia quasi-jednoprzęsłowych (lub dwuprzęsłowych rys. 1.6g, h, i) blach fałdowych w ustroje wieloprzęsłowe (rys. 1.3b, e),
- lokalnego wzmocnienia stref podpór pośrednich konstrukcji wieloprzęsłowych dodatkowym arkuszem blachy fałdowej łączonym od góry (rys. 1.3c, f) bądź od dołu (rys. 1.3g) do blachy wzmacnianej.

Elementami nakładkowo uciągającymi 2 (rys. 1.3a, d) lub wzmacniającymi 5 (rys. 1.3c, f, g) są arkusze blachy fałdowej o takim samym kształcie przekroju poprzecznego co blacha wzmacnianiana. Mogą natomiast różnić się grubością ścianek w stosunku do blachy wzmacnianej. Podobnie

blachy fałdowe łączone zakładkowo (rys. 1.3b, e). Mają taki sam kształt przekroju poprzecznego, ale mogą różnić się grubością ścianek w poszczególnych przęsłach ustroju.

Lokalne wzmocnienie blachy fałdowej od dołu 5 (rys. 1.3g) może nie być połączone konstrukcyjnie ze wzmocnianym ustrojem. W pozostałych rodzajach wzmocnień niezbędne jest zastosowanie łączników. W przypadku wzmocnienia nie połączonego z arkuszem wzmocniającej blachy fałdowej (rys. 1.3g) sposób przekazywania obciążenia w strefie zdwojonego przekroju nad podporą pośrednią jest zależny od długości i sztywności elementu wzmocniającego [14, 15]. Blachy fałdowe inaczej przylegają do siebie gdy arkusz wzmocniający jest krótki i inaczej gdy jest on długi. W pewnym zakresie długości i sztywności oddziaływania między blachami fałdowymi przekazywane są na końcach elementu wzmocniającego analogicznie jak w przypadku klasycznego resoru piórowego. Należy pamiętać, że w tak wzmocnionych konstrukcjach efekt zwiększenia nośności występuje jedynie dla obciążeń działających w jednym kierunku.

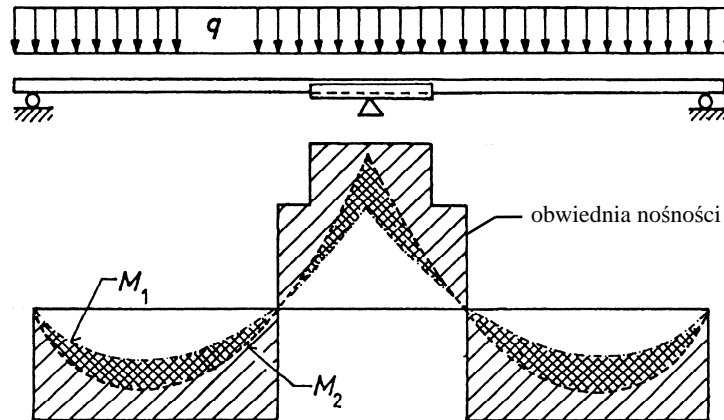


Rys. 1.3. Sposoby zwiększania nośności blach fałdowych: 1,3,4 – blachy fałdowe, 2 – element uciążlający, 5 – element wzmocniający (opis w tekście) [18]

W zastosowaniach technicznych najbardziej przydatne okazuje się wzmocnienie ustroju przez zakładkowe uciążlenia konstrukcji (rys. 1.3b, e) oraz wzmocnienie dodatkowym arkuszem łączonym od góry (rys. 1.3f) lub od dołu (rys. 1.3g).

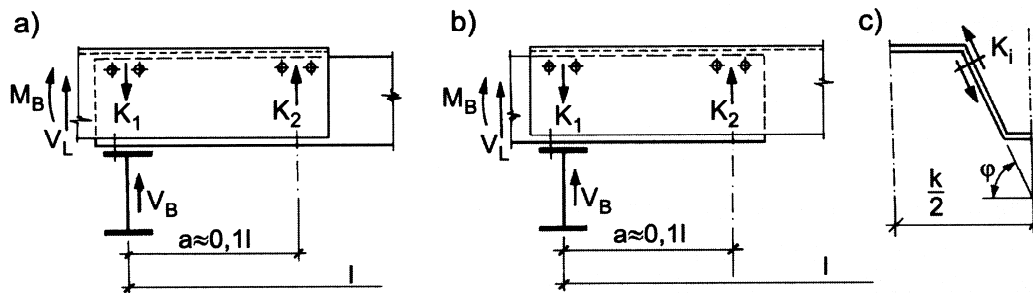
Skutkiem wzmocnienia lub zakładkowego uciążlenia blach fałdowych jest zmiana schematu statycznego konstrukcji, zwiększenie nośności przekrojów podporowych i lokalna zmiana sztywności konstrukcji. W efekcie tego dochodzi do korzystniejszego rozkładu sił wewnętrznych w stosunku do ustroju o stałej sztywności. W jego przekrojach podpór pośrednich powstają większe momenty zginające, momenty przęsłowe zaś ulegają zmniejszeniu. W rezultacie maleje zapas niewykorzystanej nośności konstrukcji w przęsłach co pokazano na rys. 1.4. Krzywa  $M_1$  (rys. 1.4) to obwiednia

momentów zginających przed wzmocnieniem, a krzywa  $M_2$  po wzmocnieniu konstrukcji. Wytyżenie ustroju lepiej „wpisuje się” w jego nośność (rys. 1.4) co powoduje mniejsze zużycie materiału. Zabieg wzmocnienia blach faldowych jest podobny w skutkach do podłużnego kształtowania (optymalizowania przekroju) klasycznej blachownicy.

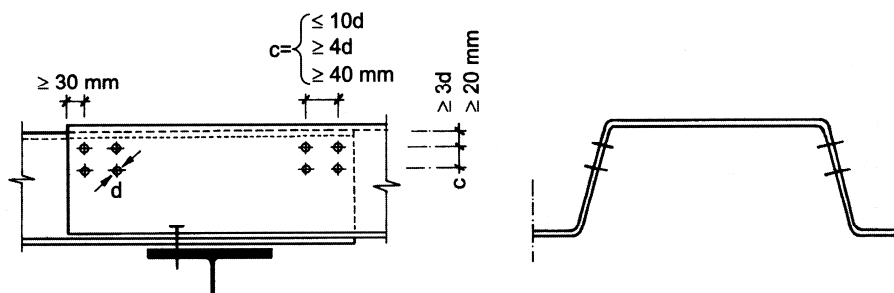


Rys. 1.4. Obwiednia nośności wzmocnionej blachy faldowej i momentów zginających:  $M_1$  – blachy faldowej niewzmocnionej,  $M_2$  – blachy faldowej wzmocnionej [26]

Łącznikami zespalającymi blachy faldowe mogą być np. jednostronne nity lub nitonakrętki. Należy zespać przede wszystkim środniki blach faldowych, gdyż połączenia półek nie zapewniają odpowiedniej sztywności złącza ze względu na odkształcalność ścianek. Jeśli zespała się półki, to łączniki należy stosować w pobliżu krawędzi oparcia półki na środniku i traktować jako współpracujące z łącznikami środników. Odkształcalność złącza blach faldowych może być wykorzystana w projektowaniu podatnych połączeń ustroju. Przykłady sposobów kształtowania połączenia uciągającego blachy faldowe oraz rozmieszczenia łączników przedstawiono na rys. 1.5 i rys. 1.6.



Rys. 1.5. Schemat zakładkowego połączenia na podporze, zapewniającego ciągłość wytrzymałościową blach faldowych (opis w tekście) [32]



Rys. 1.6. Zasady rozmieszczania łączników w połączeniach blach faldowych (opis w tekście) [32]

W celu uzyskania połączenia uciągającego blachy fałdowe (rys. 1.5) należy przyjąć odległość między środkami ciężkości grupy łączników około  $a = 0.1l$  ( $l$  – rozpiętość przęsła ustroju). Przy czym po każdej stronie złącza uwzględnia się w obliczeniach jedynie 2 łączniki. Natomiast rozmieszczenie łączników w grupie i od krawędzi blachy fałdowej przyjmuje się z zachowaniem zasad podanych na rys. 1.6.

W połączeniu ukształtowanym jak na rys. 1.5 obciążonym momentem zginającym  $M_B$  i siłą poprzeczną  $V_L$  wyteżenie grupy łączników zespalających środniki blach fałdowych w styku wyznacza się ze wzorów [32, 46]:

- w rozwiązaniu według rys. 1.5a

$$K = \max K_i = \frac{M_B / a + V_L}{2 \sin \varphi} k, \quad (1.1)$$

- w rozwiązaniu według rys. 1.5b

$$K = \max K_i = \frac{M_B}{2a \sin \varphi} k, \quad (1.2)$$

gdzie:

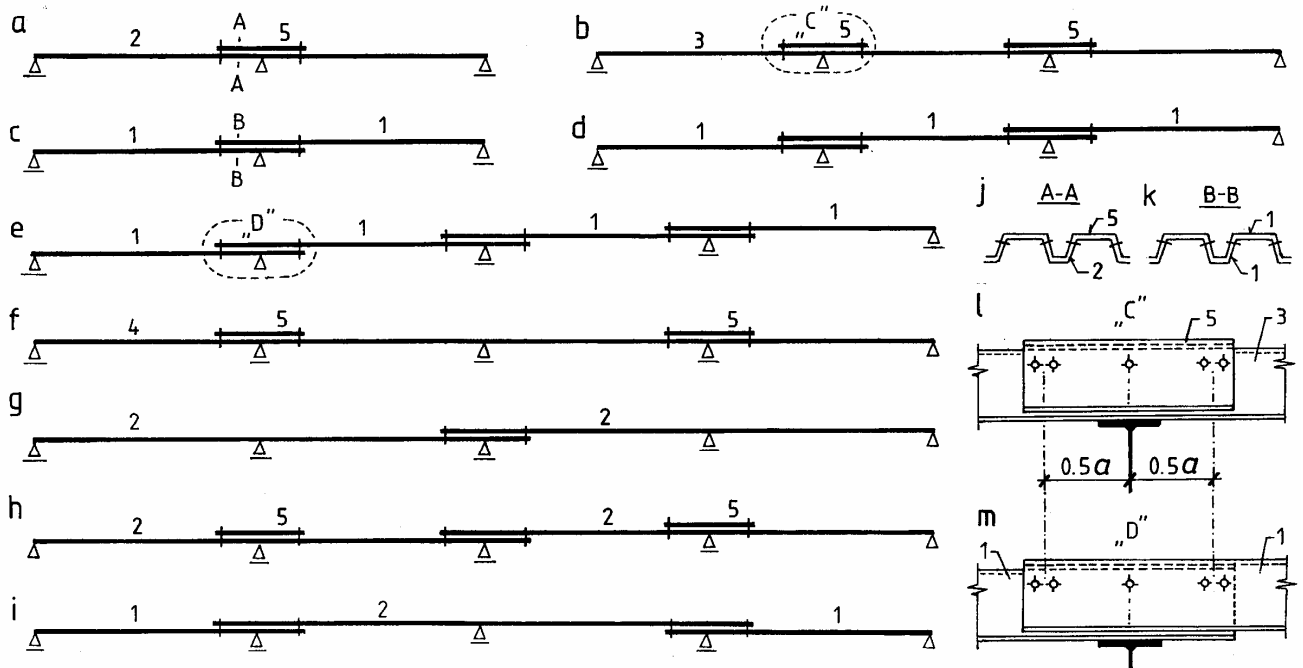
$M_B$  – moment zginający w blasze fałdowej szerokości 1 m,

$V_L$  – siła poprzeczna w blasze fałdowej szerokości 1 m,

$k$  – osiowy rozstaw fałd,

$a$  – odległość między środkami ciężkości grupy łączników,

$\varphi$  – kąt nachylenia środnika względem półki (rys. 1.5c).



Rys. 1.7. Schematy ustrojów uciągonych (c, d, e, g, i), lokalnie wzmocnionych (a, b, f) oraz uciągonych i wzmocnionych (h); element: 1 – jednoprzęsłowy, 2 – dwuprzęsłowy, 3 – trzyprzędłowy, 4 – czteroprzędłowy, 5 – wzmocniający [13]

Należy zwrócić uwagę, że połączenie „momentowe” blach fałdowych nie jest klasycznym połączeniem przenoszącym zginanie. W przypadku blachownic „uciągła” się nakładkami ich pasy oraz środnik. W przypadku blach fałdowych łączy się punktowo jedynie ich środniki, czego konsekwencją jest odmienny niż w blachownicy sposób przekazywania sił wewnętrznych w połączeniu.



Przedstawione sposoby zwiększania nośności blach fałdowych (rys. 1.3 e, f, g) mogą być stosowane na całej powierzchni osłony budowli jak i lokalnie w miejscach, gdzie występują zwiększone obciążenia (np. worki śnieżne, krawędziowe obciążenie wiatrem). W ten sposób można również wzmocnić blachy fałdowe w obiektach już zrealizowanych, gdy istnieje potrzeba zwiększenia nośności osłony budowli. Na rys. 1.7 przedstawiono przykładowe schematy wzmocnienia lub uciążlenia blach fałdowych.

Zaletami lokalnie wzmocnionych blach fałdowych są:

- a) korzystny rozkład sił wewnętrznych w porównaniu do konstrukcji jednoprzęsłowych,
- b) wzrost nośności na zginanie i docisk blach fałdowych w strefach ekstremalnych wytyżeń podporowych i zmniejszenie przęsłowych momentów zginających w porównaniu do ustrojów bez wzmocnienia,
- c) znaczny wzrost nośności konstrukcji przy niewielkim wzroście zużycia stali co prowadzi do uzyskania oszczędności materiałowych,
- d) łatwość transportu materiału na plac budowy oraz montażu w porównaniu do tradycyjnych rozwiązań wieloprzęsłowych blach fałdowych, zwłaszcza w przykryciach bezpłatwowych o dużej rozpiętości przęseł,
- e) możliwość uzyskania ustroju o schemacie belki ciągłej na całej długości osłony budowli, co daje bardzo korzystny układ sił wewnętrznych w konstrukcji.

Wadami tych konstrukcji są:

- a) brak możliwości konserwacji blach fałdowych w strefie podwójnego przekroju poprzecznego, co zwiększa ryzyko wystąpienia korozji,
- b) zwiększone koszty robocizny związane z wykonaniem zespolenia arkuszy blach fałdowych.

Należy podkreślić, iż zaproponowana przez Biegusa [26, 31] idea lokalnego wzmocnienia wieloprzęsłowych blach fałdowych jest zagadnieniem nowym w budownictwie i problematyka szacowania nośności tego rodzaju konstrukcji nie jest rozpoznana. Szczególnie ważne jest tu zidentyfikowanie nośności granicznej i sztywność zdwojonego przekroju w strefie wzmocnienia, postaci jego zniszczenia, a także zagadnień analizy statyczno-wytrzymałościowej lokalnie wzmocnionych blach fałdowych. Istotne jest również określenie optymalnych parametrów wzmocnienia (konstrukcji wzmocnienia, długości wzmocnienia, rodzaju, liczby i rozmieszczenia łączników zespalających arkusze blach fałdowych).

Przedstawiona idea zwiększania nośności blach fałdowych jest podobna do uciążlenia płatwi z kształtowników giętych na zimno (np. zetowników, ceowników, przekrojów sigma). Jednak w przypadku blach fałdowych sposób ich wytyżenia w strefie podpór pośrednich jest znacznie bardziej skomplikowany.

Środniki cienkościennych płatwi lub rygli ściennych łączy się śrubami ze specjalnie ukształtowanymi podpórkami, które przekazują obciążenie na konstrukcję wsporczą. W rezultacie reakcje z płatwi przekazują się na konstrukcję wsporczą wyłącznie za pośrednictwem śrub (a nie w wyniku docisku pasa do podpory).

Blachy fałdowe natomiast opiera się bezpośrednio na dźwigarach i ich przekrój narażony jest na jednoczesne działanie docisku od reakcji podporowej i momentu zginającego (tzw. wytyżenie interakcyjne). Ponadto w przypadku blach fałdowych istotnym czynnikiem komplikującym ich analizę statyczną jest zakleszczanie się (tarcie) elementów w strefie podwójnego przekroju poprzecznego co powoduje wzajemne oddziaływania arkuszy blach. Kolejnymi czynnikami utrudniającymi obliczenia statyczne wzmocnionych blach fałdowych są: nieliniowa podatność połączeń zespalających arkusze blach ze sobą, nieliniowo zmieniająca się pod wpływem wytyżenia sztywność konstrukcji na długości, nieliniowe związki opisujące interakcyjne wytyżenie przekroju na zginanie i docisk ( $M-F$ ) oraz na zginanie i ścinanie ( $M-V$ ). Na tym tle należy zauważyć, że problematyka analizy statycznej lokalnie wzmocnionych blach fałdowych jest złożona ze względu na występowanie wielu nieliniowych zjawisk, które decydują o ich wytyżeniu.

## 1.2. Przedmiot rozprawy

Przedmiotem rozprawy jest nośność graniczna zginanych, wieloprzęsłowych, stalowych blach fałdowych o lokalnie zwiększonej nośności ich strefy podpór pośrednich. Badano blachy fałdowe pierwszej generacji tzn. bez usztywnień pośrednich ścianek (rys. 1.1a). W pracy analizuje się dwuprzęsłowe blachy fałdowe łączone na zakład w strefie podpory pośredniej (rys. 1.3b, e) oraz ustroje dwuprzęsłowe wzmocnione dodatkowym arkuszem blachy fałdowej od góry (rys. 1.3c, f) lub od dołu (rys. 1.3g). Rozważa się zróżnicowane długości strefy wzmocnienia oraz różną liczbę i rozmieszczenie łączników.

Badania i analizy przeprowadzono dla dwuprzęsłowych blach fałdowych, gdyż występuje w nich najniekorzystniejsze wyężenie strefy podpory pośredniej (od docisku reakcją podporową  $F$  i momentem zginającym  $M$ ) spośród wszystkich ustrojów wieloprzęsłowych.

## 1.3. Cel i zakres rozprawy

Zasadniczym celem rozprawy doktorskiej jest zidentyfikowanie mechanizmu przekazywania obciążenia w strefie zdwojonego przekroju lokalnie wzmocnionych blach fałdowych oraz opracowanie metody analizy wyężenia tego rodzaju konstrukcji, która umożliwi bezpieczne szacowanie ich nośności granicznej i ugięć. Szczegółowo można wyróżnić następujące cele cząstkowe o charakterze zadań naukowych:

- identyfikację sposobu współpracy elementów w strefie podwójnego przekroju poprzecznego i zaproponowanie adekwatnego schematu statycznego konstrukcji,
- określenie nośności granicznej przekroju zdwojonego na zginanie, docisk i w stanach interakcyjnego wyężenia momentem zginającym i dociskiem,
- opracowanie metody analizy wyężenia lokalnie wzmocnionych blach fałdowych,
- określenie wpływu sposobu wzmocnienia, liczby i rozmieszczenia łączników na nośność i sztywność konstrukcji,
- oszacowanie wpływu tarcia pomiędzy elementami na nośność konstrukcji,
- wyznaczenie optymalnej długości strefy wzmocnienia.

Zakresem rozprawy obejmuje: badania doświadczalne w skali naturalnej, symulacje numeryczne MES oraz analizy teoretyczne według zaproponowanego własnego modelu analitycznego lokalnie wzmocnionych blach fałdowych.

Na podstawie badań doświadczalnych określono interakcyjne nośności graniczne pojedynczych i zdwojonych przekrojów blach fałdowych oraz ich ścieżki równowagi statycznej. Wyznaczono charakterystyki mechaniczne stali oraz losowe charakterystyki geometryczne przekroju blach fałdowych. Zidentyfikowano przebieg procesu zniszczenia pojedynczego i zdwojonego przekroju blach fałdowych wyężonego obciążeniem skupionym. Badano także wpływ długości strefy wzmocnienia oraz rozmieszczenia i liczby łączników na nośność rozpatrywanego typu konstrukcji.

Symulacje numeryczne MES umożliwiły precyzyjne określenie przebiegu procesu zniszczenia pojedynczych i zdwojonych przekrojów blach fałdowych w strefie podpory pośredniej badanych konstrukcji. Pozwoliły także zidentyfikować wyężenie łączników w połączeniach badanych ustrojów. Analizy numeryczne uzupełniły wiedzę o zachowaniu się oraz nośności granicznej analizowanych ustrojów i umożliwiły ograniczenie kosztownych badań doświadczalnych.

Zaproponowany autorski model teoretyczny pozwolił na efektywną czasowo, kompleksową analizę zachowania się i wyężenia wzmocnionych blach fałdowych (wyznaczanie sił wewnętrznych w ustroju, wyężenia przekrojów krytycznych, wyężenia łączników, oddziaływania blach w strefie wzmocnienia, określenie zmian sztywności na długości konstrukcji oraz ścieżek równowagi statycznej). Umożliwił on parametryczne analizy konstrukcji na podstawie, których określono optymalne sposoby wzmocnienia blach fałdowych oraz optymalne długości stref wzmocnienia.

#### 1.4. Tezy rozprawy

Wstępne rozpoznanie tematu, studia literaturowe, oraz dotychczasowe analizy pozwoliły sformułować następujące tezy:

1. Lokalne wzmocnienie stref podpór pośrednich wieloprzęsłowych blach fałdowych powoduje zdecydowanie większy wzrost nośności ustroju niż jego sztywności.
2. Ocena wytrzymałości i zachowania się w stanach granicznych wzmocnionych blach fałdowych wymaga uwzględnienia w analizie ściśle ze sobą powiązanych statyki konstrukcji oraz sztywności i nośności lokalnie zdwojonych przekrojów w interakcyjnych stanach wyteżeń. W przypadku badanych konstrukcji niezależna analiza statyczna i wytrzymałościowa (stosowana np. dla niewzmocnionych blach fałdowych) prowadzi do błędnego oszacowania ich bezpieczeństwa.
3. Tarcie i zakleszczanie blach fałdowych w strefie lokalnego wzmocnienia ma istotny wpływ na wyteżenie konstrukcji i jej połączeń, a także nośność graniczną ustroju.
4. Wyteżenie łączników zespalających środniki blach fałdowych w strefie wzmocnienia nie może być opisane klasycznym modelem stosowanym w analizie połączeń zakładkowych obciążonych momentem zginającym.

## 2. Analiza stanu wiedzy dotyczącej blach fałdowych

### 2.1. Wprowadzenie

Pierwszymi, którzy zajmowali się elementami o przekrojach cienkościennych byli: Timoshenko 1910, Wagner 1929-1934, Kappus 1937, Własow 1936-1959. Kluczowymi w tej dziedzinie były rozpoczęte w 1939 roku badania Winter'a na Cornell University w USA.

Istnieje bardzo obszerna literatura dotycząca badań doświadczalnych i teoretycznych blach fałdowych. W rozdziale tym podano ogólną charakterystykę problematyki wyężenia zginanych jedno- i wieloprzęsłowych blach fałdowych. Podano również stan wiedzy dotyczący projektowania i wymiarowania zginanych blach fałdowych o przekroju niewzmocnionym oraz wzmocnionym.

### 2.2. Niewzmocnione blachy fałdowe

#### 2.2.1. Szacowanie nośności przekroju poprzecznego blach fałdowych

##### 2.2.1.1. Niestateczność lokalna kształowników cienkościennych

Blachy fałdowe składają się z układu smukłych ścianek (płyt), które są wrażliwe na lokalną utratę stateczności pod wpływem wyężen ściskających i ścinających. Cechą charakterystyczną ściskanych płyt usztywnionych (podpartych) wzdłuż krawędzi jest ich zdolność do przenoszenia obciążeń po osiągnięciu obciążenia krytycznego tzw. nośność nadkrytyczna (pokrytyczna) płyty  $N_{gr}$ , która jest znacznie większa od nośności krytycznej  $N_{cr}$ .

Jako pierwszy nośnością nadkrytyczną płyt ściskanych zajmował się Von Karman (1910). Zaproponował on równanie różniczkowe oparte o teorię dużych przemieszczeń opisujące nadkrytyczne zachowanie się idealnej płyty ściskanej [126, 138]:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{1}{D} \left( N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right), \quad (2.1)$$

gdzie:

$w$  – funkcja ugięcia płyty,

$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$  – sztywność zginania płyty,

$N_x, N_y, N_{xy}$  – normalne i ścinające siły działające w płaszczyźnie środkowej płyty.

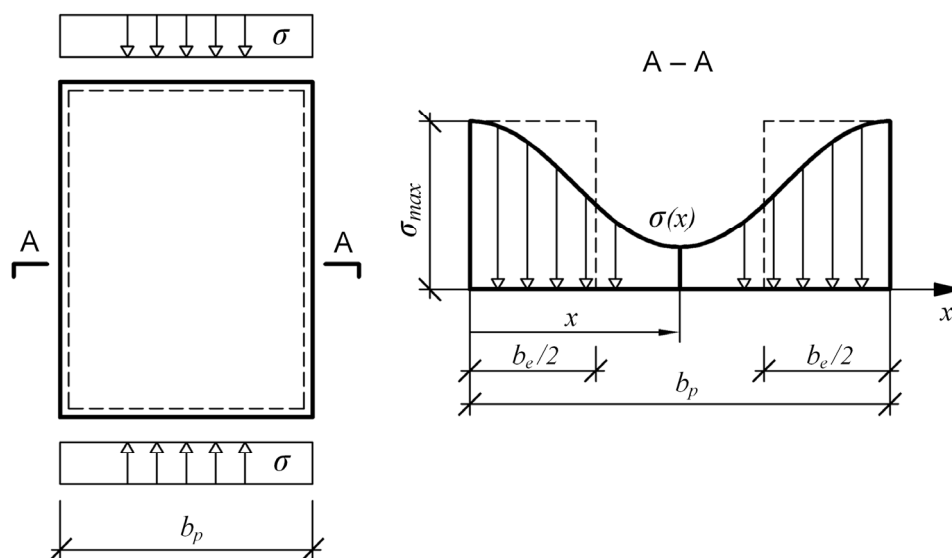
Stan nadkrytyczny wyężenia płyty ściskanej charakteryzuje krzywoliniowy rozkład naprężeń na jej szerokości, który oznaczono linią ciągłą na rys. 2.1. Gdy obciążenie ściskające nie przekracza wartości krytycznej lokalnej utraty stateczności ( $\sigma \leq \sigma_{cr}$ ) rozkład naprężeń w płycie jest równomierny. Wraz ze wzrostem wyężenia wzrastają naprężenia w pobliżu krawędzi podparcia płyty, a maleją na środku. Wyczerpanie nośności ustroju następuje, gdy ulegną uplastycznieniu strefy podporowe (krawędzie) płyty.

Obliczanie nośności nadkrytycznej wprost z równania różniczkowego (2.1) jest skomplikowane. W celu ułatwienia obliczeń w 1932 r. Von Karman wprowadził, zamiast rzeczywistej szerokości płyty tzw. szerokość efektywną  $b_e$  (współpracującą), którą zdefiniował następująco (rys. 2.1):

$$b_e \sigma_{max} = \int_0^{b_p} \sigma(x) dx, \quad (2.2)$$

gdzie:

$\sigma_{max}$  – naprężenia krawędziowe,  
 $\sigma(x)$  – naprężenia rzeczywiste w ściskanej ściance,  
 $b_p$  – szerokość ścianki.



Rys. 2.1. Rozkład naprężeń w płycie ściskanej swobodnie podpartej na krawędziach (opis w tekście)

Von Karman podał wzór na szerokość efektywną płyty w postaci:

$$b_e = b_p \left( \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{cr}} \right)^{\frac{1}{2}}, \quad (2.3)$$

w którym:

$$\sigma_{cr} = \frac{k_\sigma \pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2) b_p^2} = 0.904 E k_\sigma \left( \frac{t}{b_p} \right)^2, \quad (2.4)$$

gdzie:

$k_\sigma$  – współczynnik, który zależy od warunków podparcia i sposobu obciążenia płyty (w przypadku płyty podpartej i obciążonej jak na rys. 2.1 współczynnik  $k_\sigma = 4$ ),

$E$  – współczynnik sprężystości materiału płyty,

$t$  – grubość płyty,

$\nu$  – współczynnik Poissona materiału płyty,

$b_p$  – szerokość płyty.

Problemem nośności nadkrytycznej zajmowało się wielu badaczy między innymi: Scheller, Donnel, Marguerre, Cox, Papkowitsch, Kotier, Winter.

Stosowane w normach wzory do wyznaczanie szerokości efektywnej są oparte na formule Wintera. W normach AISI:1996 [6], EC3:1996 [50], PN-B-03207 [91] podano wzory na szerokość współpracującą (efektywną) ścianek bez usztywnień pośrednich w następującej postaci:

$$b_e = \rho b_p, \quad (2.5)$$

gdzie:

$$\rho = \begin{cases} 1, & \text{gdy } \bar{\lambda}_p \leq 0.673 \\ (1 - 0.22 \bar{\lambda}_p^{-1}) \bar{\lambda}_p^{-1}, & \text{gdy } \bar{\lambda}_p > 0.673 \end{cases}, \quad (2.6)$$

przy czym smukłość względna:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} = \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) f_{yb}}{\pi^2 E k_\sigma}}, \quad (2.7)$$

gdzie:

$b_e$  – szerokość współpracująca ścianki,

$b_p$  – umowna szerokość płaskiej ścianki,

$f_{yb}$  – granica plastyczności materiału wyjściowego,

$\sigma_{cr}$  – naprężenia krytyczne miejscowej utraty stateczności,

$t$  – grubość ścianki,

$\nu$  – współczynnik Poissona materiału,

$E$  – współczynnik sprężystości podłużnej materiału,

$k_\sigma$  – współczynnik analogiczny jak w (2.4), ale zależny jedynie od sposobu obciążenia płyty, gdyż procedury w wyżej wymienionych normach uwzględniają tylko przypadek przegubowego podparcie ścianek.

W EC3:2002 [51] podano odmienne formuły dla ścianek usztywnionych wzdłuż dwóch oraz jednej krawędzi:

a) elementy podparte wzdłuż dwóch krawędzi

$$\rho = \begin{cases} 1, & \text{gd } \bar{\lambda}_p \leq 0.673 \\ (1 - 0.055(3 + \psi) \bar{\lambda}_p^{-1}) \bar{\lambda}_p^{-1}, & \text{gd } \bar{\lambda}_p > 0.673 \end{cases}, \quad (2.8)$$

b) elementy podparte wzdłuż jednej krawędzi

$$\rho = \begin{cases} 1, & \text{gd } \bar{\lambda}_p \leq 0.673 \\ (1 - 0.188 \bar{\lambda}_p^{-1}) \bar{\lambda}_p^{-1}, & \text{gd } \bar{\lambda}_p > 0.673 \end{cases}, \quad (2.9)$$

gdzie:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1},$$

$\sigma_2$  – mniejsze brzegowe naprężenie ściskające w ściance (naprężenia rozciągające należy wstawić do wzoru ze znakiem minus),

$\sigma_1$  – większe brzegowe naprężenie ściskające w ściance.

Można zauważyć, iż EC3:1996 [50] i EC3:2002 [51] podają odmienne wzory na wyznaczenie szerokości efektywnej ścianek (2.5÷2.9). Oszacowania szerokości efektywnej według obu wytycznych są identyczne dla ścianek równomiernie ściskanych podpartych wzdłuż dwóch krawędzi. W przypadku elementów podpartych wzdłuż jednej krawędzi oszacowania te różnią się. Propozycję wyznaczania szerokości efektywnej ścianek według EC3:2002 [51] należy traktować jako bardziej precyzyjne w stosunku do EC3:1996 [50].

W DIN 18807 [46] podano wzory na szerokość efektywną ścianek w postaci:

$$b_e = \begin{cases} b_p, & \text{gd } \lambda_p \leq 1.27 \\ 1.9b_p(1 - 0.42\lambda_p^{-1})\lambda_p^{-1}, & \text{gd } \lambda_p > 1.27 \end{cases}, \quad (2.10)$$

w których:

$$\lambda_p = \frac{2b_p}{\sqrt{k_\sigma} t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}, \quad (2.11)$$

Po przekształceniach okazuje się, iż wzór (2.10) jest identyczny ze wzorem (2.6) według EC3:1996 [50].

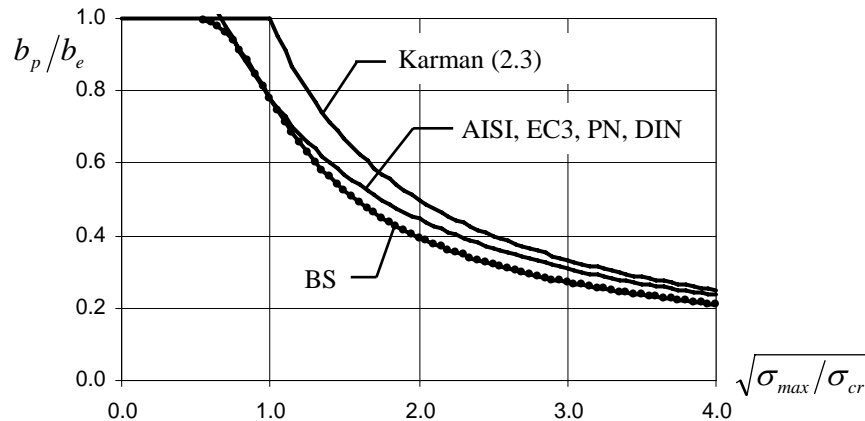
Norma brytyjska BS 5950-6:1995 [37] podaje następujące zależności na określenie szerokości współpracującej ścianek:

$$\frac{b_e}{b_p} = \begin{cases} 1, & \text{gdy } \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{cr}} \leq 0.123 \\ \left( 1 + 14 \left[ \sqrt{\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{cr}}} - 0.35 \right]^4 \right)^{-0.2}, & \text{gdy } \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{cr}} > 0.123 \end{cases}, \quad (2.12)$$

gdzie:

$\sigma_{cr}$  – według wzoru (2.4), z tym że współczynnik  $k_\sigma$  jest ustalany w inny sposób niż w pozostałych normach. Oprócz rozkładu naprężeń uwzględnia on dodatkowo, w sposób uproszczony, sprężyste zamocowanie płyty przez przylegające ścianki.

Na rys. 2.2 pokazano porównanie wzorów normowych na szerokość efektywną ścianek z teoretycznym rozwiązaniem Karmana (2.3) dla równomiernie ściskanej płyty bez usztywnień pośrednich podpartej przegubowo na dwóch krawędziach (rys. 2.1). Krzywe normowe uzyskane na podstawie badań doświadczalnych uwzględniają imperfekcje geometryczne ścianek i leżą poniżej rozwiązania teoretycznego. Ponadto jak widać oszacowania według BS 5950-6:1995 [37] i pozostałych norm różnią się. Różnice te występują nie tylko w postaci wzorów, ale też w sposobie szacowania współczynnika  $k_\sigma$ .



Rys. 2.2. Porównanie normowych formuł do wyznaczania szerokości efektywnej

W przypadku zginanych blach fałdowych oprócz pólki ściskane są częściowo także środniki. W związku z tym w obliczeniach należy zredukować zarówno szerokość pólki jak i środnika. Poniżej przedstawiono sposób redukcji szerokości środnika bez usztywnień pośrednich według PN-B-03207 [91] (rys. 2.3).

Przyjmując oznaczenia jak na rys. 2.3 można zapisać:

$$s_{e1} = 0.4 s_e, s_{e2} = 0.6 s_e, \quad \text{gdy } \psi < 0, \quad (2.13)$$

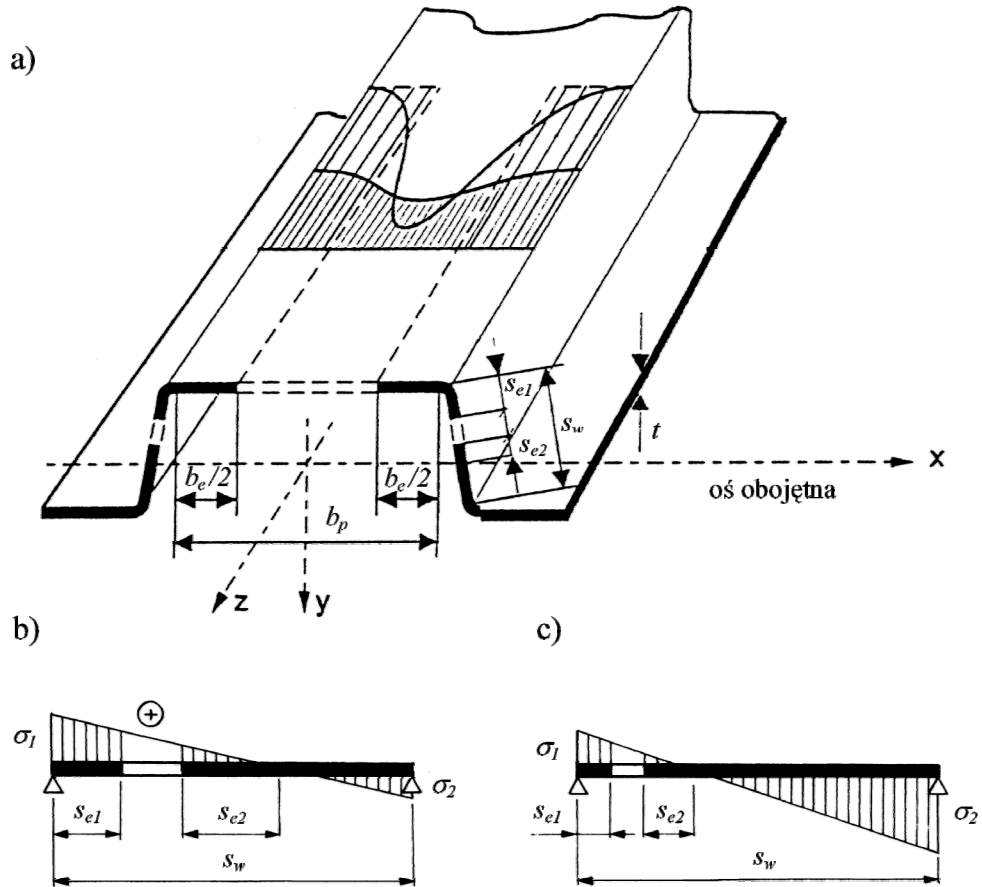
w którym:

$$s_e = \rho s_w, \quad (2.14)$$

gdzie:

$\rho$  – wyznacza się ze wzoru (2.6),

$\psi$  – jak w (2.8).



Rys. 2.3. Szerokość efektywna środnika: a) widok ogólny fałdy, b) szerokość współpracująca przy  $0 > \psi \geq -1$ , c) szerokość współpracująca przy  $\psi < -1$

Koncepcja szerokości efektywnej jest sposobem umożliwiającym poprawne oszacowanie nośności elementów cienkościennych. Jej wadą jest wzrost komplikacji obliczeń w przypadku przekrojów o bardziej złożonej geometrii (z usztywnieniami pośrednimi ścianek) oraz traktowanie elementu jako oddzielnych ścianek, co również wpływa na dokładność obliczeń.

W celu wyeliminowania powyższych niedogodności Schafer i Pekoz zaproponowali w 1998 r. [116] nową metodę, alternatywną do metody szerokości współpracującej. Nazywali ją Direct Strength Method (DSM). Metoda DSM polega na bezpośrednim określeniu nośności elementu cienkościennego bez potrzeby wyznaczania charakterystyk efektywnych przekroju. W tym celu dla zadanej geometrii kształtownika i obciążeń (np. ściskanie, zginanie) należy wyznaczyć MES, lub metodą pasm skończonych, sprężyste obciążenie krytyczne miejscowej utraty stateczności ścianek kształtownika. Następnie wyznacza się nośność efektywną elementu ze wzoru:

$$\frac{S_e}{S_{pl}} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{P,S}} \left( 1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}_{P,S}} \right), \quad (2.15)$$

w którym:

$$\bar{\lambda}_{P,S} = \sqrt{\frac{S_{pl}}{S_{cr}}}, \quad (2.16)$$

gdzie:

$S_e$  – nośność efektywna kształtownika,

$S_{pl}$  – nośność plastyczna przekroju,



$S_{cr}$  – sprężyste obciążenie krytyczne miejscowej utraty stateczności ścianek kształtownika.

Przeprowadzone analizy porównawcze [44, 109] wskazują, iż na ogół DSM daje rezultaty zbliżone do wartości uzyskiwanych w oparciu o procedurę szerokości efektywnej. Zaletą metody jest możliwość łatwej i szybkiej analizy nośności przekrojów o skomplikowanej geometrii. Wadą metody jest brak uwzględnienia przemieszczania się osi obojętnej przekroju pod wpływem miejscowej utraty stateczności ścianek. W przypadku elementów ściskanych wada ta powoduje pominięcie dodatkowych momentów zginających powstających w wyniku przesunięcia się osi obojętnej. W związku z powyższym stosowanie metody ogranicza się do przekrojów o niewielkim przesunięciu osi obojętnej pod obciążeniem granicznym. DSM jest obecnie bardzo dynamicznie rozwijana i udoskonalana. Świadczą o tym wyniki badań przedstawione w pracach [47, 48, 100, 115, 121].

### 2.2.1.2. Nośność przekroju blach fałdowych na zginanie

W świetle PN-B-03207:2002 [91] nośność na zginanie przekrojów z blach giętych na zimno można oszacować w stanie sprężystym lub z uwzględnieniem plastycznej rezerwy nośności przekroju. Nośność w stanie sprężystym wyznacza się ze wzorów:

- dla przekrojów ze ściankami nie ulegającymi miejscowej utracie stateczności:

$$M_R = W f_{da}, \quad (2.17)$$

gdzie:

$W$  – wskaźnik wytrzymałości przekroju nominalnego,

$f_{da}$  – wytrzymałość obliczeniowa stali kształtownika.

- dla przekrojów ze ściankami ulegającymi miejscowej utracie stateczności:

$$M_R = W_e f_{db}, \quad (2.18)$$

gdzie:

$W_e$  – wskaźnik wytrzymałości przekroju zastępczego (efektywnego), ustalony dla szerokości współpracujących ścianek,

$f_{db}$  – wytrzymałość obliczeniowa materiału wyjściowego.

Według PN-B-03207:2002 [91] plastyczną rezerwę nośności przekrojów zginanych można uwzględniać jedynie przy spełnieniu określonych warunków i w zasadzie ten sposób analizy ma ograniczone zastosowanie praktyczne.

### 2.2.1.3. Nośność przekroju blach fałdowych na ścinanie środka

Nośność na ścinanie środków blach fałdowych jest determinowana ich smukłością tzn. stosunkiem wysokości ścianki  $h$  do jej grubości  $t$ . Jeśli stosunek  $h/t$  jest niewielki to ścinany środek wyczerpuje swoją nośność, gdy naprężenia zredukowane według hipotezy Hubera-Missesa-Henckego przekroczą granicę plastyczności materiału. W przypadku większych smukłości środka o jego nośności decyduje utrata stateczności ścianki na skutek ścinania. Krytyczne naprężenia ścinające środka (obliczone w stanie sprężystym dla płyty idealnej) można określić ze wzoru:

$$\tau_{cr} = \frac{k_v \pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2) h^2}, \quad (2.19)$$

gdzie:

$k_v$  – współczynnik wybożenia ścianki przy ścinaniu, zależny od warunków podparcia elementu,  
 $E$  – moduł sprężystości podłużnej materiału,  
 $t$  – grubość ścianki,  
 $\nu$  – współczynnik Poisson'a,  
 $h$  – wysokość środka.

Według PN-B-03207:2002 [91] nośność na ścinanie środka blachy faldowej bez usztywnień podłużnych wyznacza się ze wzoru:

$$V_R = \frac{h_w}{\sin \phi} \varphi_{pv} t f_{dv}, \quad (2.20)$$

gdzie:

$h_w$  – wysokość ścianki w osiach sąsiednich ścianek (wysokość przekroju blachy faldowej w osiach półek),  
 $t$  – grubość ścianki środka,  
 $f_{dv} = 0.58 f_d$  – wytrzymałość obliczeniowa materiału przy ścinaniu. Przy czym  $f_d$  odpowiada wytrzymałości obliczeniowej materiału wyjściowego  $f_{db}$  lub obliczeniowej granicy plastyczności kształtownika  $f_{da}$ , albo obliczeniowej średniej granicy plastyczności ścianek  $f_{dp}$ ,  
 $\phi$  – kąt nachylenia środka względem pasa,  
 $\varphi_{pv}$  – współczynnik niestateczności przy ścinaniu.

Należy odnotować, iż DIN 18807:1987 [46] i BS 5950-6:1995 [37] podają zbliżone do siebie formuły szacowania nośności przekroju na ścinanie, ale oszacowania nośności według tych formuł różnią się o około 10% w stosunku do oszacowań według PN-B-03207:2002 [91], EC3:1996 [50] i EC3:2002 [51].

#### 2.2.1.4. Nośność przekroju blach faldowych na docisk (web crippling)

W wyniku działania skoncentrowanego obciążenia może dojść do dociskowego zniszczenia przekroju blachy faldowej w postaci pokazanej na rys. 2.4. Takie odciskowe wyczerpanie nośności blachy faldowej, w literaturze anglojęzycznej, jest określane jako *web crippling*.



Rys. 2.4. Przykładowa postać zniszczenia blachy faldowej pierwszej generacji w wyniku działania obciążenia skoncentrowanego

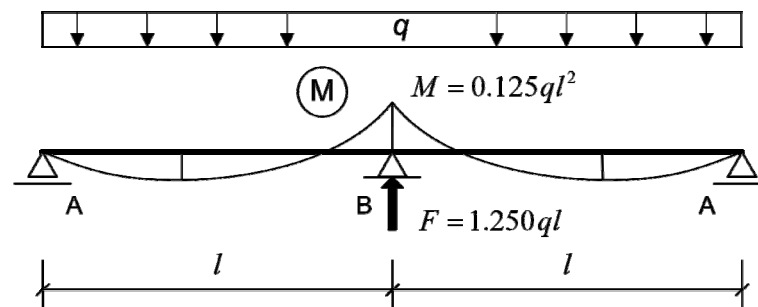
Skupione obciążenia przekrojów blach faldowych występują przede wszystkim w postaci reakcji na podporach pośrednich ustrojów wieloprzęsłowych (rys. 2.5 podpora B) lub w miejscu przyłożenia obciążeń skupionych. W przekroju strefy podpory pośredniej oprócz docisku występuje również moment zginający co pokazano na rys. 2.5.

Analiza teoretyczna nośności kształtowników cienkościennych obciążonych skoncentrowanym dociskiem jest skomplikowana między innymi ze względu na:

- nieliniowy rozkład naprężeń w przekroju w miejscu przyłożonej siły skupionej,
- niestateczność środnika w zakresie sprężystym i pozasprężystym,
- lokalne uplastycznienie materiału w miejscu przyłożenia siły,
- wyężenie momentem zginającym środnik powstającym od skupionego obciążenia przekazywanego na końcu wyokrąglenia naroża w miejscu styku z półką,
- wstępne imperfekcje ścianek,
- sprężyste zamocowanie środnika przez przyległe elementy,
- pochylenie środnika w przypadku blach fałdowych.

Dotychczas wielu badaczy zajmowało się zagadnieniem *web crippling*. Można tu wymienić badania doświadczalne [7, 11, 64, 67, 72, 73, 114, 122, 127, 128, 129, 131, 140] oraz analizy numeryczne [27, 64, 67, 78, 79, 113, 114, 117, 118, 119, 123, 130, 132]. Zaproponowano również kilka modeli analitycznych [9, 11, 43, 64, 67, 83, 88, 102, 104, 105, 116, 129], aczkolwiek na uwagę zasługują te, które uwzględniają jednoczesny wpływ obciążenia skupionego i momentu zginającego w proporcjach występujących w praktyce.

Historycznie pierwszym modelem analitycznym szacującym nośność przekroju ze względu na zniszczenie dociskowe był model RSD zaproponowany w 1974 r. przez Stark'a [105], który następnie zastosowano w normie holenderskiej. Model ten bazował na analogii słupowej.



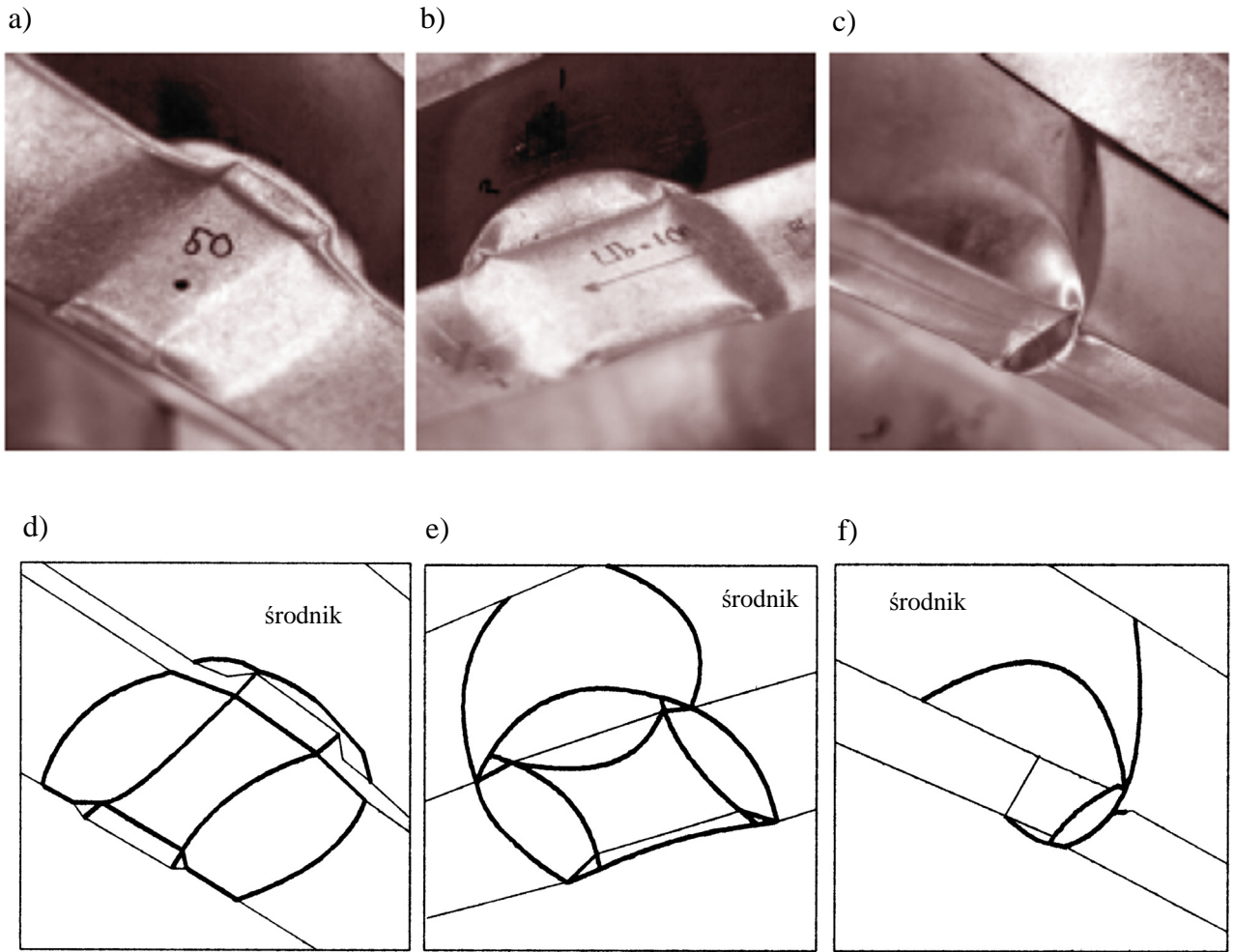
Rys. 2.5. Siły wewnętrzne w belce dwuprzęsłowej obciążonej równomiernie

Kolejne modele uwzględniające wpływ momentu i obciążenia skupionego na nośność przekrojów kapeluszowych zaproponowali Reinisch [102], Tsai [129], Hofmeyer [61, 62, 63, 64, 65, 66, 67]. Spośród wymienionych model Hofmeyera wydaje się najlepiej opisywać badaną problematykę.

W literaturze podawane są trzy podstawowe postacie dociskowego zniszczenia przekroju kapeluszowego na skutek docisku (rys. 2.6):

- mechanizm *rolling* (rys. 2.6a, d), o symetrycznej postaci, w którym wszystkie linie załomów plastycznych koncentrują się w strefie półki, na którą działa obciążenie i wokół naroży z nią sąsiadujących,
- mechanizm *yield arc* (rys. 2.6b, e), o symetrycznej postaci, w którym linie załomów plastycznych występują w półce i obu środnikach na całej ich wysokości,
- mechanizm *yield eye* (rys. 2.6c, f), o postaci niesymetrycznej, w którym linie załomów plastycznych występują w półce i w środniku. Postać niesymetryczna (*yield eye*) według Hofmeyera jest typowym załomem zgięciowym powstającym w wyniku działania czystego momentu zginającego lub momentu zginającego i małej siły docisku.

Autor uważa, iż powyższe mechanizmy zniszczenia przekroju blach fałdowych należy uzupełnić o mechanizm charakterystyczny dla działania czystego momentu zginającego (tzw. zgięciowy załom plastyczny). Różni się on od mechanizmu zniszczenia typu *yield eye* i nie została zidentyfikowany przez Hofmeyera, gdyż nie badał on przekrojów wyłącznie zginanych. W wyniku badań własnych i Biegusa [29] stwierdzono, iż zgięciowy załom plastyczny przyjmuje postać jak na rys. 2.7. Linie załomów plastycznych idealnej zgięciowej postaci zniszczenia są symetryczne. Linie w półce ściskanej tworzą dwa półkola, zaś w środniku dwa trójkąty.



Rys. 2.6. Postacie dociskowego zniszczenia średnika a), b), c) i odpowiadające im układy linii załomów plastycznych d), e), f) [64, 67]



Rys. 2.7. Zgięciowy załom plastyczny – widok z góry

W pracy [64, 67] Hofmeyer stwierdza, że dla występujących w praktyce stosunków momentu zginającego i siły docisku pojawiają się zwykle mechanizmy jak na rys. 2.6b i c. Ponadto podaje rozwiązania analityczne szacujące nośność przekroju blach fałdowych ze względu na docisk dla wszystkich trzech postaci zniszczenia (rys. 2.6). Hofmeyer w swych modelach analitycznych wyko-

rzysłał sposób przewidywania sztywności na docisk zaproponowany przez Vaessen'a [130] oparty o teorię belki na podłożu sprężystym oraz równanie różniczkowe płyty Marguerre'go [86, 87]. Porównał on również oszacowania według zaproponowanych modeli teoretycznych i formuł normowych (ENV 1993-1-3, AISI:1996, SI36-94 (norma kanadyjska)) z wynikami dostępnymi w literaturze badań doświadczalnych. Okazało się, że jego modele szacują nośność dociskową przekrojów kapeluszowych na tym samym poziomie dokładności co ENV 1993-1-3.

W dalszej części pracy ze względu na złożoność modelu Hofmeyera do określania nośności dociskowej przekroju blach fałdowych wykorzystywane będą formuły zawarte w EC3 [50] dające zadowalającą dokładność oszacowań.

Nośność graniczną na docisk lub zginanie można też szacować jak pokazano m. in. w pracach [11, 29, 71] metodą linii załomów plastycznych. Metoda ta polega na przyrównaniu energii rozproszonej na liniach załomów do energii obciążenia zewnętrznego. Daje ona oszacowania nośności od góry. Stosowanie tej metody uwarunkowane jest znajomością geometrii załomu, a otrzymane oszacowania nośności nie są zbyt precyzyjne. Metoda linii załomów plastycznych nie może być traktowana jako podstawowa metoda projektowania.

Normowe wzory na nośność ze względu na docisk opierają się na formułach uzyskanych empirycznie. W normie PN-B-03207:2002 [91] nośność na docisk środników nieusztynionych, obciążonych pojedynczą siłą skupioną przyjęto według EC3:1996 [50]. Oblicza się ją ze wzoru:

$$F_R = k t^2 f_{db}, \quad (2.21)$$

przy czym przekrój musi spełniać warunki:

$$\frac{r}{t} \leq 10, \quad \frac{h_w}{t} \leq 200 \sin \phi, \quad 45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ, \quad (2.22)$$

gdzie:

- $k$  – współczynnik nośności na docisk,
- $t$  – grubość ścianki środnika,
- $f_{db}$  – wytrzymałość obliczeniowa materiału wyjściowego,
- $h_w$  – wysokość środnika w osiach pasów,
- $r$  – wewnętrzny promień zaokrąglenia naroża,
- $\phi$  – kąt między środnikiem i pasem.

W przypadku blach fałdowych współczynnik  $k$  oblicza się ze wzoru:

$$k = 30 \alpha \varepsilon \left( 1 - 0.1 \sqrt{\frac{r}{t}} \right) \left( 0.5 + \sqrt{\frac{0.02 l_a}{t}} \right) \left( 2.4 + \left( \frac{\phi}{90} \right)^2 \right), \quad (2.23)$$

a) w przypadku, gdy  $c \leq 1.5 h_w$

$$l_a = 10 \text{ mm},$$

$$\alpha = 0.07,$$

b) w przypadku, gdy  $c \geq 1.5 h_w$

$$l_a = \begin{cases} s_s, & \text{gdy } \beta_v \leq 0.2, \\ 10(10 - s_s)\beta_v + 3s_s - 20, & \text{gdy } 0.2 < \beta_v < 0.3 \text{ i } l_a \text{ w mm,} \\ 10 \text{ mm,} & \text{gdy } \beta_v \geq 0.2, \end{cases}$$

$\alpha = 0.15$ ,

w których:

$$\beta_v = \frac{|V_1| - |V_2|}{|V_1| + |V_2|}, \text{ oraz } |V_1| \geq |V_2|,$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yb}}},$$

$l_a$  – efektywna szerokość strefy docisku,

$c$  – odległość od końca kształtownika do początku obciążenia skupionego,

$s_s$  – szerokość działania obciążenia skoncentrowanego,

$f_{yb}$  – granica plastyczności materiału wyjściowego,

$V_1, V_2$  – siły poprzeczne po obu stronach strefy docisku pod siłą skupioną.

W DIN 18807:1987 [46] i BS 5950-6:1995 [37] podane są identyczne jak w EC3 [91] wzory na nośność przekroju blach fałdowych na docisk.

### 2.2.1.5. Interakcyjna nośność przekroju na zginanie i ścinanie

W przekrojach wyężonych jednocześnie momentem zginającym  $M$  i siłą poprzeczną  $V$  nośność przekroju na zginanie może być znacznie mniejsza od jego nośności w przypadku działania wyłącznie momentu zginającego. Wynika to ze złożonego stanu naprężeń w przekroju jaki powstaje pod wpływem działania momentu zginającego i siły poprzecznej. Taki przypadek wyężenia występuje w przęsłach ustrojów cienkościennych o schemacie belki wielopręsłowej lub w pobliżu ich podpór pośrednich w sytuacji, gdy przekrój zabezpieczony jest przed zniszczeniem dociskowym (np. płatwie zimnogięte oparte na ryglach dachowych za pośrednictwem „podpórek”).

W normach PN-B03207 [91], EC3:1996 [50], EC3:2002 [51], BS 5950-6:1995 [37], AISI:1996 [6] w celu szacowania nośności elementów cienkościennych poddanych jednoczesnemu działaniu momentu zginającego i siły poprzecznej proponuje się następującą formułę:

$$\left(\frac{M}{M_R}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_R}\right)^2 \leq 1, \quad (2.24)$$

gdzie:

$M$  – moment zginający w przekroju,

$V$  – siła poprzeczna w przekroju,

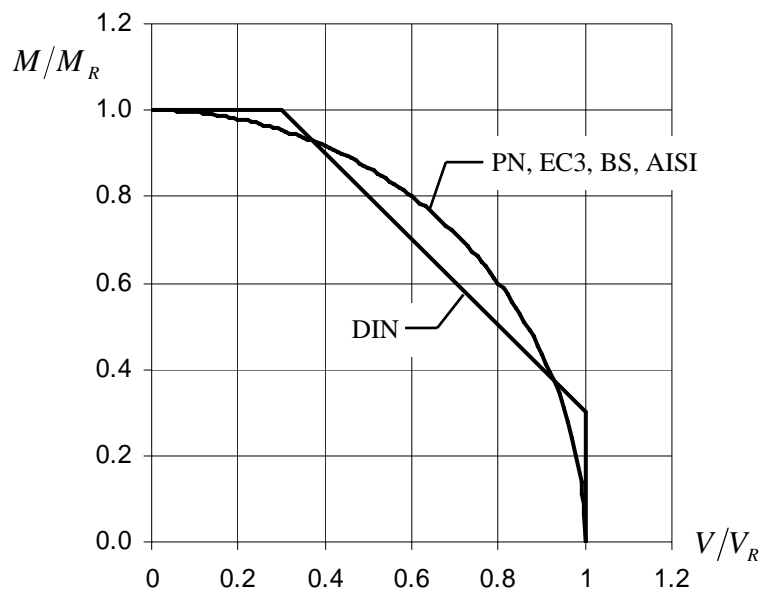
$M_R$  – nośność przekroju na zginanie,

$V_R$  – nośność przekroju na ścinanie.

Natomiast DIN 18807:1987 [46], w przypadku blach fałdowych, proponuje obliczać interakcyjną nośność przekroju  $M$ - $V$  ze wzoru:

$$\frac{M}{M_R} + \frac{V}{V_R} \leq 1.3, \quad \frac{M}{M_R} \leq 1, \quad \frac{V}{V_R} \leq 1, \quad (2.25)$$

Porównanie omawianych formuł interakcyjnych zginanych i ścinanych przekrojów cienkościennych przedstawia rys. 2.8.



Rys. 2.8. Porównanie formuł interakcyjnych zginanych i ścinanych przekrojów cienkościennych

### 2.2.1.6. Interakcyjna nośność przekroju na zginanie i docisk

W strefie podpór pośrednich wieloprzęsłowych blach fałdowych o nośności granicznej przekroju decyduje jednoczesne działanie momentu zginającego i obciążenia skoncentrowanego. Omawiane w punkcie 2.2.1.4 badania i uzyskane na ich podstawie skomplikowane modele analityczne szacowania nośności przekroju na docisk uwzględniają jednoczesne działanie obu wymienionych wytyżeń (momentu zginającego i reakcji podporowej). Natomiast w normach podawane są proste empiryczne formuły nośności interakcyjne  $M$ - $F$  przekrojów. Pozwalają one szacować nośność graniczną na podstawie wytyżenia przekroju ( $M$  i  $F$ ) oraz jego nośności w stanie czystego zginania  $M_R$  i docisku  $F_R$ . Poniżej, w zunifikowanym zapisie, podano formuły oceny wytyżenia interakcyjnego  $M$ - $F$  zginanych i dociskanych przekrojów blach fałdowych według różnych norm:

- EC3:1996 [50], EC3:2002 [51], PN-B-03207:2002 [91], BS 5950-6:1995 [37]

$$\frac{M}{M_R} + \frac{F}{F_R} \leq 1.25, \quad \frac{M}{M_R} \leq 1, \quad \frac{F}{F_R} \leq 1, \quad (2.26)$$

- AISI:1996 [6]

$$\frac{M}{M_R} + 0.82 \frac{F}{F_R} \leq 1.32, \quad \frac{M}{M_R} \leq 1, \quad \frac{F}{F_R} \leq 1, \quad (2.27)$$

- DIN 18807:1987 [46]

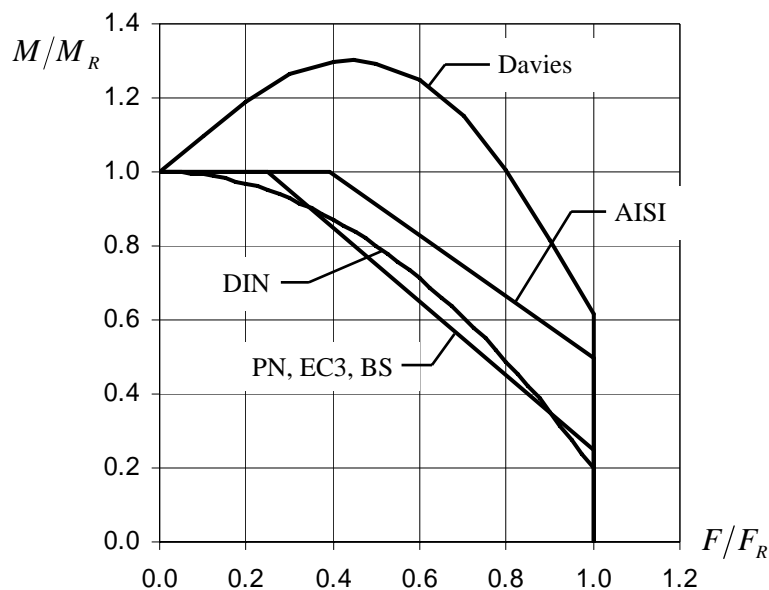
$$\frac{M}{M_R} + 0.8 \left( \frac{F}{F_R} \right)^2 \leq 1, \quad \frac{F}{F_R} \leq 1, \quad (2.28)$$

gdzie:

$M, F$  – odpowiednio moment zginający i siła docisku w przekroju,

$M_R, F_R$  – nośność przekroju na zginanie i docisk.

Na rys. 2.9 przedstawiono porównanie formuł interakcyjnych  $M$ - $F$  zginanych i dociskanych przekrojów cienkościennych.



Rys. 2.9. Porównanie formuł interakcyjnych zginanego i dociskanego przekroju cienkościennego

Normowe formuły interakcyjne są wyznaczane na drodze dopasowywania krzywych do wyników badań doświadczalnych. Zróżnicowane postacie krzywych świadczą o zróżnicowanych wynikach badań na podstawie, których określano poszczególne krzywe.

Davies w [42] podaje wyniki analiz numerycznych nośności interakcyjnej  $M-F$  blachy fałdowej drugiej generacji w postaci krzywej (rys. 2.9). Z tych analiz wynika, że wartość  $M/M_R$  może być znacząco większa od 1 w przypadku, gdy  $F/F_R < 0.4$ . Według Davies'a zwiększenie nośności na zginanie w interakcyjnym stanie wyęczenia wynika prawdopodobnie ze złożonego stanu naprężenia jaki powstaje pod wpływem działania naprężeń podłużnych od momentu zginającego, naprężeń ścinających od siły porzecznej oraz lokalnych naprężeń od docisku. Naprężenia zredukowane występujące w środku można wyrazić wzorem:

$$\sigma_{zred} = \sqrt{\sigma^2 - \sigma \sigma_t + \sigma_t^2 + 3\tau^2} \leq f_y, \quad (2.29)$$

gdzie:

$\sigma$  – naprężenie podłużne od momentu zginającego,

$\sigma_t$  – naprężenie od reakcji podporowej,

$\tau$  – naprężenia ścinające od siły poprzecznej,

$f_y$  – granica plastyczności stali.

Z analizy równania (2.29) wynika, że dopuszczalne naprężenie  $\sigma$  rośnie wraz ze wzrostem wartości  $\sigma_t$  w zakresie, w którym  $\sigma_t < 0.5f_y$ . To oznacza, że interakcyjne działanie momentu zginającego i docisku może poprawić redystrybucję sił wewnętrznych w przekroju, w którym  $\sigma_t$  i  $\tau$  mają relatywnie małe wartości. W przypadku, gdy  $\sigma_t > 0.5f_y$  nośność przekroju na zginanie szybko maleje z powodu dociskowego zniszczenia środka lub lokalnej utraty stateczności środka na skutek ścinania. Według Davies'a ten niespodziewany rezultat wzrostu nośności wyjaśnia dlaczego tak trudno jest znaleźć właściwą formułę empiryczną do wyznaczania interakcyjnej nośności granicznej. Wyjaśnia również znaczne rozbieżności w wynikach badań eksperymentalnych prowadzonych przez różnych badaczy.



### 2.2.1.7. Czynniki dodatkowe mające wpływ na nośność przekroju poprzecznego

#### a) Wpływ procesu formowania na zimno

Podczas procesu formowania elementów cienkościennych na zimno dochodzi do utwardzenia materiału w narożach elementu w wyniku zgniotu, a co za tym idzie podwyższenie w tych miejscach granicy plastyczności i wytrzymałości.

Norma [91] dotycząca wymiarowania elementów cienkościennych dopuszcza przy szacowaniu nośności granicznej tych elementów i spełnieniu pewnych warunków zwiększenie granicy plastyczności materiału ze względu na efekt zgniotu według wzoru:

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb})knt^2 / A_g, \quad \text{lecz} \quad f_{ya} \leq (f_u + f_{yb})/2, \quad (2.30)$$

gdzie:

- $f_{ya}$  – średnia granica plastyczności całego kształtownika,
- $f_{yb}$  – minimalna granica plastyczności materiału wyjściowego ( $R_{e\ min}$ ),
- $f_u$  – minimalna wytrzymałość na rozciąganie (min  $R_m$ ),
- $A_g$  – pole przekroju poprzecznego brutto,
- $k$  – współczynnik, którego wartość zależy od rodzaju urządzenia do profilowania;  $k = 7$  przy profilowaniu za pomocą giętarki rolkowej;  $k = 5$  przy profilowaniu za pomocą prasy do gięcia lub krawędziarki,
- $n$  – liczba zaokrąglonych naroży w kształtowniku o promieniu wewnętrznego zaginania  $r \leq 5t$  i kącie  $\vartheta = 90^\circ$  (gdy poszczególne kąty zaokrąglonych naroży mają wartość większą niż  $90^\circ$ , to dla takich zagięć naroże charakteryzuje się liczbą 1, zmniejszoną o część proporcjonalną do nadwyżki kąta ponad  $90^\circ$ ; przykładowo dla kąta  $120^\circ$  będzie  $1 - 30^\circ/90^\circ = 0.667$ ).

#### b) Wpływ efektu zredukowanego wysięgu pasa (shear lag)

Efekt *shear lag* występuje w elementach składających się z półek o stosunkowo dużej szerokości w porównaniu do rozpiętości elementu. W takich kształtownikach z powodu działania naprężeń ścinających przekazywanych ze środka na półki odkształcenia podłużne w półkach we włóknach oddalonych od środka różnią się od odkształceń włókien sąsiadujących bezpośrednio ze środkiem. Skutkuje to nierównomiernym rozkładem naprężeń podłużnych na szerokości półki, które zasadniczo odbiegają od oszacowań według modelu belkowego. Efekt ten występuje w obu półkach ściskanej oraz rozciąganej i jest niezależny od miejscowej utraty stateczności ścianek ściskanych. Co więcej efekt miejscowej utraty stateczności oraz *shear lag* mogą występować w przekroju jednocześnie.

EC3 [50, 51] i PN-B-03207 [91] uwzględniają wpływ efektu *shear lag* na nośność konstrukcji poprzez redukcję szerokości pasa kształtownika jeżeli w elementach zginanych odległość  $L_m$  między punktami zerowych momentów jest mniejsza odpowiednio od  $20b_0$  (przy obciążeniu równomiernie rozłożonym) lub  $50b_0$  (przy obciążeniu skupionym). Przy czym  $b_0$  przyjmuje się jak na rys. 2.10.

Zredukowany wysięg pasa należy ustalać według PN-B-03207 [91] ze wzorów:

- w przypadku pasa rozciąganego

$$b_{0e} = \beta_l b_0, \quad (2.31)$$

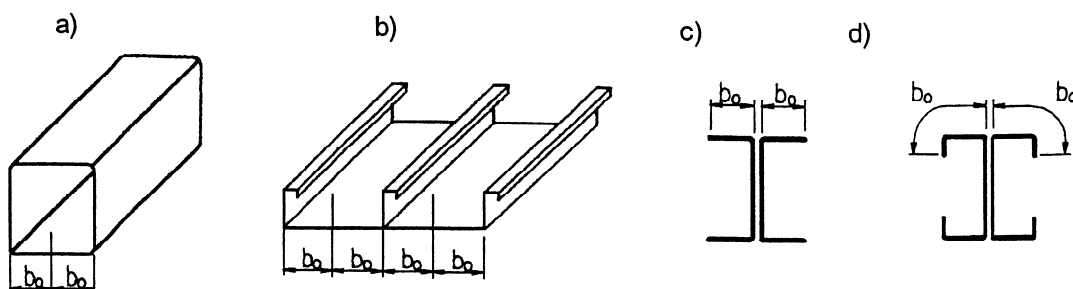
- w przypadku pasa ściskanego

$$b_{0e} = \beta_i^n \rho b_0, \quad (2.32)$$

gdzie:

$\beta_i$  – współczynnik redukcyjny według tabl. 9 [91], zależny od rodzaju obciążenia i rozkładu momentów zginających.

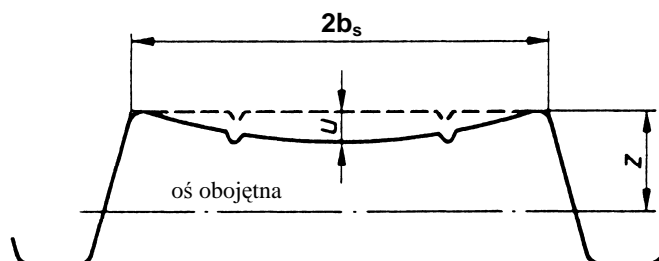
$\rho$  – współczynnik niestateczności miejscowej ścianki,



Rys. 2.10. Szerokość obliczeniowa ścianek [91]

### c) Wpływ efektu flange curling

W sytuacji kiedy belka cienkościenna o smukłych półkach poddana jest zginaniu, włókna półek bardziej oddalone od środka mają tendencję do przemieszczania się w kierunku osi obojętnej (rys 2.11).



Rys. 2.11. Przemieszczenie półki blachy fałdowej

Efekt *flange curling* dotyczy zarówno półek ściskanych jak i rozciąganych i wynika z krzywizny nadanej kształtownikowi przez moment zginający. Efekt ten zmienia geometrię przekrojów o smukłych półkach i może wydatnie zmniejszyć nośność przekroju na zginanie.

Zjawisko to zostało uwzględnione w normach AISI:1996 [6], EC3:2002 [51], BS 5950-6:1995 [37] i DIN 18807:1987 [46]. Normy [38, 46, 51] podają następujący wzór do wyznaczania przemieszczeń półek podpartych wzdłuż jednej lub dwóch krawędzi w belkach niezakrzywionych:

$$u = 2 \frac{\sigma_a^2 b_s^4}{E^2 t^2 z}, \quad (2.33)$$

gdzie:

$\sigma_a$  – średnie naprężenie w półce. Jeśli naprężenia w półce są wyznaczane z uwzględnieniem przekroju efektywnego to średnie naprężenia określa się mnożąc efektywne naprężenia w półce przez szerokość współpracującą i dzieląc przez nominalną szerokość półki,

$E$  – moduł sprężystości materiału,

$t$  – grubość pólki,  
 $b_s$  i  $z$  – według rys. 2.11

W świetle przepisów normowych efekt *flange curling* uwzględnia się w obliczeniach, gdy przemieszczenie ścianki  $u$  przekroczy 5% wysokości przekroju, gdyż deformacja ta może znacznie obniżyć nośność kształtownika na zginanie. Wówczas dla nowej geometrii przekroju należy wyznaczyć jego nośność na zginanie.

#### d) Imperfekcje geometryczne przekroju poprzecznego

Czynnikiem istotnie wpływającym na nośność elementów cienkościennych są losowe charakterystyki wymiarów przekroju poprzecznego, a także imperfekcje geometryczne ścianek ściskanych oraz imperfekcje podłużne osi elementów. Wymienione odchyłki od przekroju nominalnego wynikają z procesu produkcji, a także składowania, transportu i montażu elementów. Dopuszczalne odchyłki geometryczne kształtowników giętych na zimno określa norma PN-EN 508-1:2003 [96], zaś blachy i taśmy wykorzystywane do produkcji tych elementów powinny spełniać wymagania norm: PN-EN 10143 [95] lub PN-EN 10051 [94]. Konsekwencją omawianych odchyłek geometrycznych może być inny niż zakładany sposób wyteżenia blachy fałdowej. Niektóre fałdy mogą być bardziej wyteżone od innych. Rozkład naprężeń w przekroju może być niezgodny z przyjmowanym w obliczeniach. Sztywności i ugięcia konstrukcji mogą różnić się od przewidywanych. Dodatkowym czynnikiem wpływającym na wyteżenie blach fałdowych mogą być ich losowe charakterystyki obciążenia i warunki oparcia na podporach.

### 2.2.2. Wyznaczanie sił wewnętrznych w zginanych blachach fałdowych

#### 2.2.2.1. Analiza sił wewnętrznych blach fałdowych w zakresie sprężystym

Blachom fałdowym można przyporządkować model płyty ortotropowej, gdyż ich sztywności na zginanie i wyteżenie osiowe w kierunku równoległym oraz prostopadłym do osi fałd znacznie różnią się od siebie. Jednak analizy teoretyczne (np. [75]) i badania doświadczalne (np. [106]) dowiodły, że do szacowania wyteżeń tych dźwigarów można przyjmować model prętowy, o przekroju pojedynczej fałdy wydzielonej z konstrukcji. Dobrą zgodność analiz teoretycznych z wynikami badań doświadczalnych uzyskuje się jeśli w prętowym modelu obliczeniowym uwzględni się cienkościenny charakter przekroju blachy fałdowej (zmienny na długości elementu oraz zależny od poziomu wyteżenia, moment bezwładności przekroju). Wobec tego do analizy zginanych blach fałdowych można stosować nieliniowe równanie różniczkowe (np. według [28, 29, 68, 108, 134]):

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[ EJ(x, \sigma) \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \right] = q(x), \quad (2.34)$$

które w formie rozwiniętej można zapisać w następującej postaci:

$$EJ(x, \sigma) w^{IV}(x) + 2EJ^I(x, \sigma) w^{III}(x) + EJ^{II}(x, \sigma) w^{II}(x) = q(x), \quad (2.35)$$

gdzie:

$w(x)$ ,  $w^{II}(x)$ ,  $w^{III}(x)$ ,  $w^{IV}(x)$  – funkcja linii ugięcia belki i jej pochodne po zmiennej  $x$ ,  
 $EJ(x, \sigma)$ ,  $EJ^I(x, \sigma)$ ,  $EJ^{II}(x, \sigma)$  – funkcja sztywności belki na zginanie zależna od położenia przekroju  $x$  i poziomu naprężeń  $\sigma$  w elemencie oraz odpowiednio jej pierwsza i druga pochodna po zmiennej  $x$ ,

$q(x)$  – obciążenie poprzeczne belki.

W takim modelu analizy statycznej blach fałdowych kąt obrotu i siły wewnętrzne wyznacza się ze wzorów:

- kąt obrotu przekroju belki

$$\phi(x) = w'(x), \quad (2.36)$$

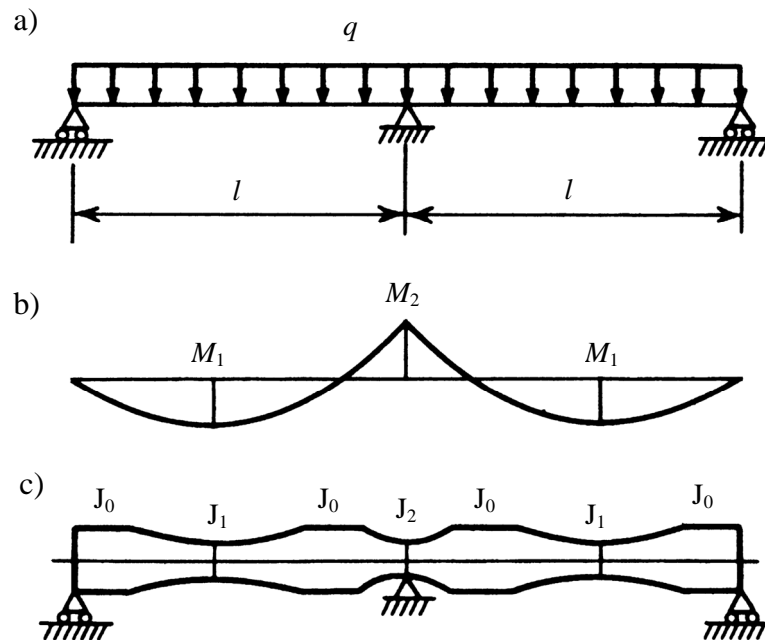
- moment zginający

$$M(x) = -EJ(x, \sigma) w''(x), \quad (2.37)$$

- siła poprzeczna (ścinająca)

$$V(x) = -EJ(x, \sigma) w'''(x) - EJ'(x, \sigma) w''(x), \quad (2.38)$$

Według [28, 29, 33] wpływ cienkościennego charakteru płyt fałdowych na wartość szacowanych sił wewnętrznych jest do pominięcia dla zginanych ustrojów jednoprzęsłowych natomiast w przypadku statycznie niewyznaczalnych ustrojów wieloprzęsłowych należy uwzględnić redukcję sztywności na długości elementu. Zmiany sztywności ustroju na jego długości należy również uwzględniać w przypadku ściskanych i zginanych blach fałdowych. Ponadto wówczas uwzględnia się zmianę położenia osi obojętnej przekroju i mimośród obciążeń osiowych.



Rys. 2.12. Zginana cienkościenna belka dwuprzęsłowa: a) schemat statyczny, b) rozkład momentów zginających, c) rozkład sztywności giętej ( $J_0$  - sztywność początkowa przekroju blachy fałdowej)

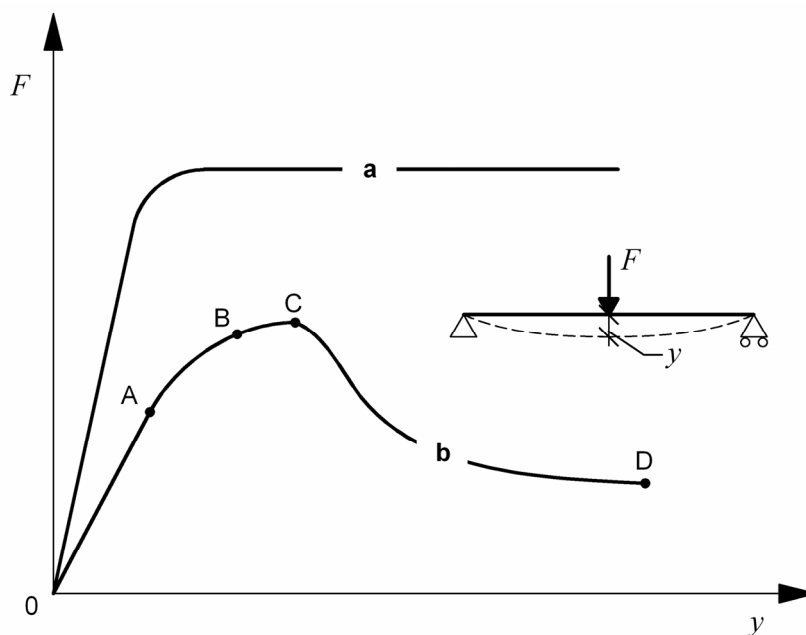
Przykładowy rozkład sztywności w zginanym elemencie cienkościennym obciążonym równomiernie rozłożonym obciążeniem podano na rys. 2.12.

### 2.2.2.2. Analiza blach faldowych z uwzględnieniem plastycznej redystrybucji sił wewnętrznych

Aktualne przepisy projektowania konstrukcji stalowych PN-90/B-03200 [90] umożliwiają uwzględnienie plastycznej redystrybucji sił wewnętrznych w ustrojach prętowych o przekrojach klasy 1. W przypadku konstrukcji o przekrojach klasy 2, 3 i 4, siły wewnętrzne w ustroju należy wyznaczać według analizy sprężystej. Najnowsze badania wykazały, iż w przypadku statycznie niewyznaczalnych konstrukcji cienkościennych (o przekrojach klasy 4) możliwe jest częściowe wykorzystanie nośności plastycznej ustroju.

Zagadnieniami plastycznej redystrybucji sił wewnętrznych w ustrojach zbudowanych z elementów o przekrojach cienkościennych zajmowali się m.in. Yener i Pekoz, Unger, Ryan, Yu, a ostatnio np. Davies i Jiang [42], Sokol [120]. W Polsce zjawisko to badał Biegus [24, 30].

Wieloprzęślowe blachy faldowe mają zdolność do plastycznej redystrybucji momentów zginających w konstrukcji. Wynika to z faktu, iż przekroje cienkościenne po osiągnięciu wyężenia granicznego i powstaniu mechanizmu zniszczenia (*web crippling*) nie tracą całkowicie swej nośności. Na rys. 2.13 pokazano przykładowe ścieżki równowagi statycznej (ŚRS) elementu zginanego o przekroju grubościennym (klasy 1, rys. 2.13 – krzywa a) i przekroju cienkościennym (klasy 4, rys. 2.13 – krzywa b) uzyskane dla stałego przyrost przemieszczeń.



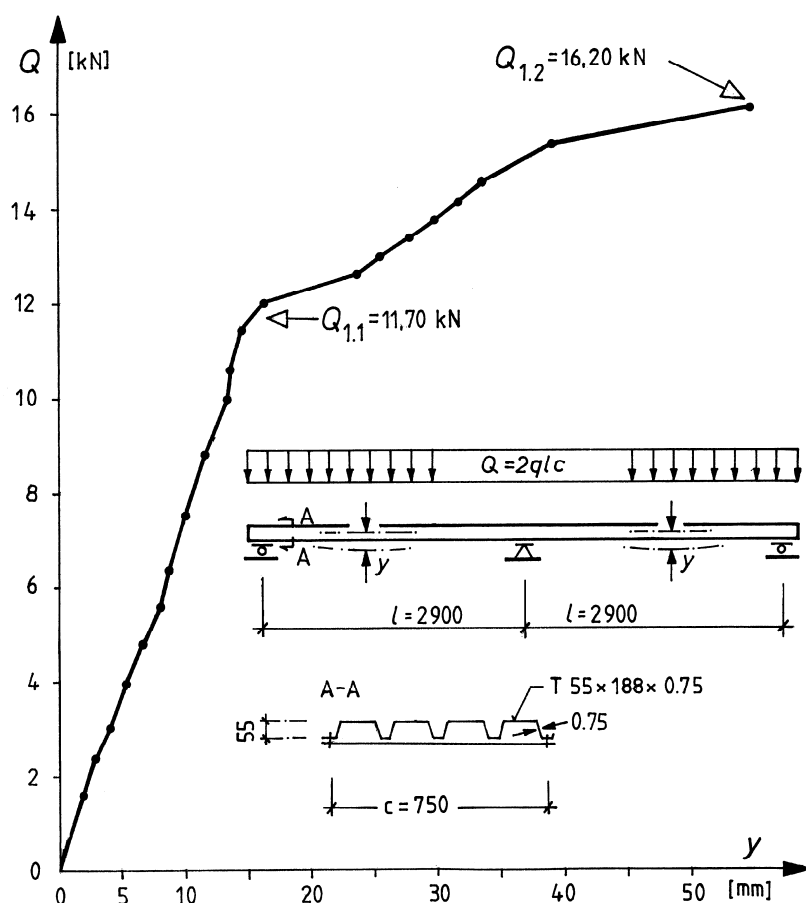
Rys. 2.13. Ścieżka równowagi statycznej zginanego pręta o przekroju grubościennym klasy 1 (a), oraz o przekroju cienkościennym klasy 4 (b) (opis w tekście)

W stanie granicznym, w plastycznej fazie wyężenia przekroje klasy 1 (pozioma część krzywej a, rys. 2.13) charakteryzują się możliwością przenoszenia obciążeń zewnętrznych tzn. zachowują pełną nośność i zdolność do obrotu, niezbędną do plastycznej redystrybucji momentów zginających w konstrukcji. Stąd też konstrukcje statycznie niewyznaczalne o przekrojach klasy 1 można projektować z uwzględnieniem ich plastycznego wyężenia.

W ŚRS zginanych, cienkościennych przekrojów klasy 4 (rys. 2.13 – krzywa b) wyróżnić można fazy wyężenia: sprężystą - liniową OA, sprężystą - nieliniową AB (gdy ścianki ulegają utracie stateczności) sprężysto-plastyczną BC, w końcowym stadium której przekrój osiąga nośność graniczną (gdy uplastycznieniu ulegają krawędzie podtrzymujące wyobczone ścianki i powstaje załom plastyczny) oraz plastycznej - nieliniowej (degradacyjnej) CD, w której nośność przekroju maleje ze wzrostem przemieszczeń. ŚRS zginanych przekrojów klasy 4. można aproksymować mode-

lem nieliniowo-sprężysto-plastyczno-degradacyjnym. W ostatniej fazie wyężenia przekroju powstaje quasi-przegub plastyczny, o nieliniowo zmniejszającej się nośności. Jego właściwości różnią się od klasycznego przegubu plastycznego przekroju klasy 1. (który mimo obrotu plastycznego zachowuje swą nośność graniczną). Momentowa nośność quasi-przegubu plastycznego konstrukcji cienkościennej ulega zmniejszeniu, gdy wzrasta kąt obrotu. Taka zredukowana nośność przekroju klasy 4. może być jednak wykorzystana w projektowaniu ustrojów statycznie niewyznaczalnych z uwzględnieniem rezerwy plastycznej. Potwierdziły to badania doświadczalne dwuprzęsłowych blach fałdowych [24, 42, 120].

Na rys. 2.14 przedstawiono doświadczalną ścieżkę równowagi statycznej dwuprzęsłowej zginanej, obciążeniem równomiernie rozłożonym, blachy fałdowej T55/188 o grubości 0.75 mm [31]. Przy obciążeniu  $Q = 11.7$  kN tworzy się załom plastyczny na podporze środkowej (quasi-przegub plastyczny) i zmienia się sztywność konstrukcji. Ponieważ ustrój nie uległ zniszczeniu zwiększano jego obciążenie. Przy  $Q = 16.2$  kN przekrój przeszłowy osiąga swoją nośność graniczną i konstrukcja traci zdolność do przenoszenia obciążeń. Widać wyraźnie, że redystrybucja sił wewnętrznych prowadzi do znacznego wzrostu nośności konstrukcji (38%).



Rys. 2.14. Wyniki badań nośności granicznej dwuprzęsłowej blachy fałdowej [31]

W projektowaniu cienkościennych ustrojów wieloprzędowych można uwzględniać quasi-plastyczną redystrybucję sił wewnętrznych. W tym celu niezbędna jest znajomość charakterystyki quasi-plastycznego przegubu wyężonego jednocześnie momentem zginającym i dociskanym siłą skupioną. Jak dotąd nie podano prostej metody analitycznej do wyznaczania tej charakterystyki i dlatego wyznacza się je doświadczalnie, a ostatnio także MES.

W literaturze (między innymi: Bakker [11], Hofmeyer [64, 67]) można znaleźć modele teoretyczne opisujące wyężenie zginanych i dociskanych przekrojów blach fałdowych po przekrocze-

niu obciążenia granicznego. Są to jednak procedury skomplikowane i ich stosowanie w praktyce jest kłopotliwe, gdyż wymagają ustalenia pewnych parametrów doświadczalnie lub MES.

Z dokonanego przeglądu norm PN [91], EC3 [50, 51], DIN [46], AISI [6], BS [37], wynika, że jedynie normy EC3 i PN umożliwiają wykorzystanie plastycznej redystrybucji sił wewnętrznych w szacowaniu nośności konstrukcji wieloprzęsłowych zbudowanych z elementów o przekrojach cienkościennych.

EC3 [50, 51] i PN [91] dla płatwi o schemacie belki dwuprzęsłowej obciążonej równomiernie rozłożonym obciążeniem i o równej rozpiętości przęseł podają procedurę wymiarowania z uwzględnieniem plastycznej redystrybucji sił wewnętrznych polegającą na:

1. Określeniu (doświadczalnie lub numerycznie MES) nośności na zginanie przekroju przęsłowego ustroju.
2. Określeniu na podstawie badań doświadczalnych lub MES charakterystyki moment zginający-plastyczny kąt obrotu  $M_{sup}(\varphi)$  przekroju podporowego. Zgodnie z zaleceniami EC3 [50, 51] badania te można wykonywać na zastępczych modelach jednoprzęsłowych obciążonych w środku rozpiętości siłą skupioną.
3. Wyznaczeniu na drodze iteracji nośności konstrukcji mierzonej obciążeniem równomiernym  $q$ , na podstawie wzorów:

$$\varphi = \frac{L}{12EJ_e} [ql^2 - 8M_{sup}(\varphi)], \quad (2.39)$$

$$M_{Rspn} = \frac{[ql^2 - 2M_{sup}(\varphi)]^2}{8ql^2}, \quad (2.40)$$

gdzie:

- $\varphi$  – plastyczny kąt obrotu przekroju podporowego,
- $l$  – rozpiętość przęsła,
- $EJ_e$  – efektywna sztywność giętna wyznaczana dla granicznego wyężenia przekroju przęsłowego ( $M_{Rspn}$ ),
- $q$  – obciążenie ustroju,
- $M_{sup}(\varphi)$  – nośność przekroju podporowego na zginanie odpowiadająca plastycznemu kątowi obrotu  $\varphi$ ,
- $M_{Rspn}$  – nośność przekroju przęsłowego na zginanie.

Według algorytmu obliczeniowego w EC3 [50, 51] z zależności moment zginający – kąt obrotu przekroju  $M_{sup}(\varphi)$  dla założonego kąta  $\varphi$  określa się zredukowany moment zginający na podporze pośredniej ( $M_{sup}$ ). Następnie ze wzoru (2.39) oblicza się obciążenie ustroju  $q$  oraz sprawdza się wyężenie przekroju przęsłowego ze wzoru (2.40). Jeśli jest ono równe nośności przekroju przęsłowego  $M_{Rspn}$ , to obciążenie  $q$  jest nośnością graniczną tej konstrukcji. Davies i Jiang [42] oraz Sokol [40] proponują analogiczne do podanego w EC3 [50, 51] algorytmy wyznaczania plastycznej nośności granicznej konstrukcji cienkościennych. Mankamentem wyżej wymienionych algorytmów jest konieczność wykonania dwóch lub trzech kroków obliczeniowych w każdym etapie iteracji. Biegus i Czepiżak w [19] podali usprawnienie procedury obliczeniowej nośności plastycznej. Proponują oni skrócenie kroków obliczeniowych przez bezpośrednie sprawdzenie wyężenia przekroju przęsłowego ze wzoru:

$$M_{spn} = \frac{9(M_{sup}(\varphi)l + 2EJ_e\varphi)^2}{8l(2M_{sup}(\varphi)l + 3EJ_e\varphi)} \leq M_{Rspn}, \quad (2.41)$$

gdzie:  $M_{spn}$  – moment zginający w przekroju przęsłowym.

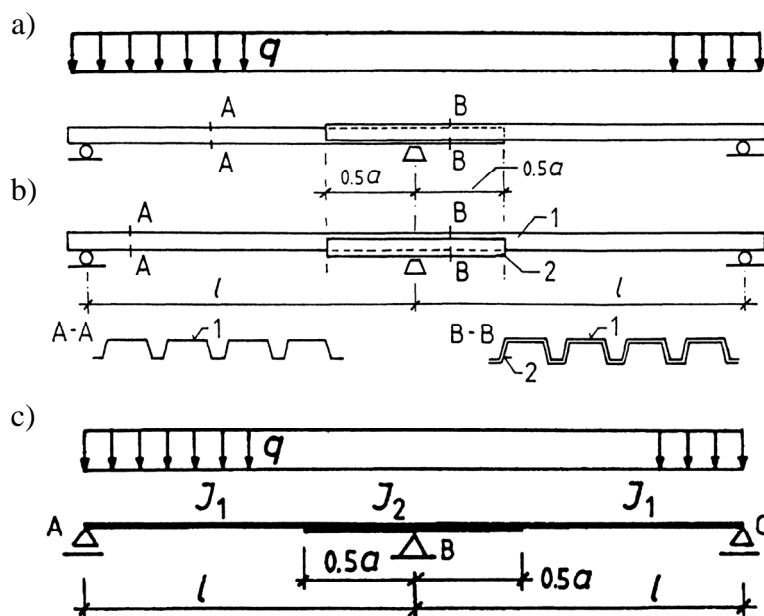
### 2.3. Lokalnie wzmocnione wieloprzęsłowe blachy faldowe o przekroju zdwojonym

W rozdziale 1 przedstawiono sposoby zwiększenia nośności wieloprzęsłowych blach faldowych w wyniku stosowania w strefach ich podpór pośrednich lokalnego wzmocnienia dodatkowym arkuszem blachy faldowej lub celowego przyjęcia zakładów uciągających.

Zwiększanie nośności blach faldowych przez lokalne stosowania przekroju zdwojonego zaproponował Biegus w [26, 31, 32]. Według Biegusa w przypadku pełnego zespolenia arkuszy blach w strefie wzmocnienia (np. poprzez zastosowanie dużej liczby łączników) do obliczeń tego rodzaju konstrukcji można przyjmować model belkowy o skokowo zmieniającej się sztywności na długości (rys. 2.15). Przy czym nośność i sztywność strefy wzmocnionej przyjmuje się jako podwojoną nośność przekroju pojedynczego. Nie rozważa on natomiast przypadku częściowego zespolenia blach lub sytuacji, w której łączniki nie są konieczne jak np. w przypadku konstrukcji na rys. 2.15b.

Obecnie brak jest wytycznych dotyczących sposobu szacowania sił wewnętrznych, nośności i sztywności lokalnie wzmocnionych blach faldowych. Brak jest wiedzy o nośności na docisk, zginanie, oraz interakcyjnej nośności na docisk i zginanie zdwojonego przekroju blach faldowych w strefie wzmocnienia. Nie jest rozpoznane zagadnienie przekazywania obciążeń w strefie wzmocnienia dla różnych schematów zespolenia blach faldowych (uciąglenia na zakład, wzmocnienie dodatkowym arkuszem blachy faldowej od strony włókien ściskanych lub rozciąganych) oraz różnej liczby i sposobu rozmieszczania łączników.

Problem uciągłonych blach faldowych jest zbliżony do zagadnienia nośności płatwi cienkościennych łączonych na zakład. Uciągłone płatwie wieloprzęsłowe są obecnie powszechnie wykorzystywane w budownictwie stalowym niemniej nie ma normowych uregulowań w kwestii ich projektowania. Wobec tego projektowanie uciągłonych wieloprzęsłowych płatwi cienkościennych odbywa się, głównie na podstawie badań doświadczalnych, przez zespoły inżynierskie producentów płatwi. Wyniki badań, ze względu na tajemnicę handlową, nie są udostępniane publicznie.



Rys. 2.15. Lokalnie wzmocnione blachy faldowe: a) i b) schematy konstrukcji, c) schemat statyczny ustroju [26]

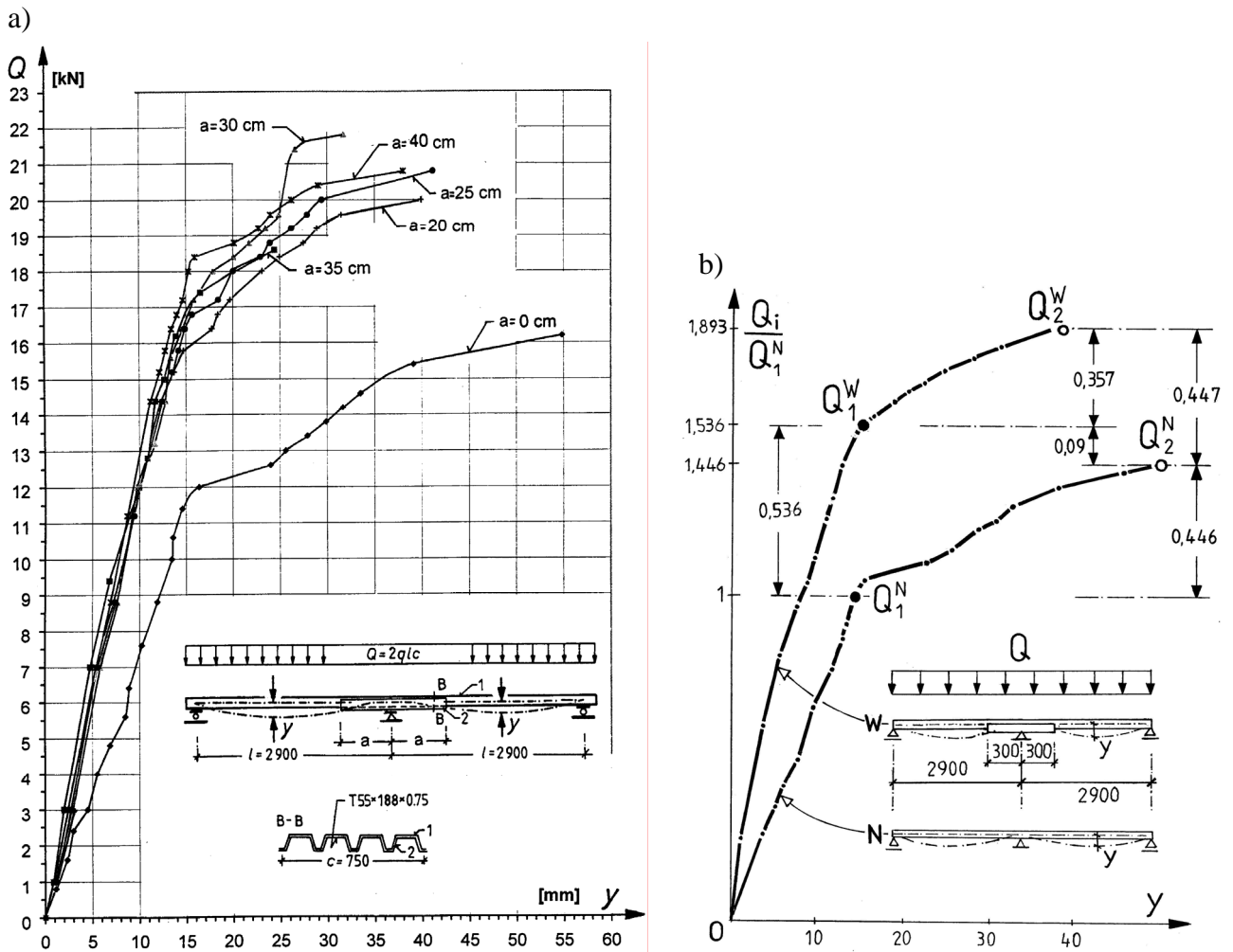
W [39, 40, 41, 58, 59, 60] Chung i Ho przedstawili badania doświadczalne i numeryczne wieloprzęsłowych płatwi zetowych uciągłonych w wyniku łączenia na zakład. Badając modele jednoprzęsłowe (składające się z dwóch elementów połączonych na sześć śrub) uogólniają otrzymane wyniki na ustroje dwu i czteroprzęsłowe. Należy zaznaczyć, że płatwie nie opierają się bezpośrednio na ryglach, a są mocowane do nich środnikami za pomocą specjalnych podpórek i dzięki temu



nie występuje dociskowe zniszczenie środka (*web crippling*). Chung i Ho stwierdzają, że przekroje zdwojone nie osiągają pełnej nośności, ani sztywności przekrojów łączonych. Według ich badań, w zależności od badanego przekroju i długości strefy zakładu nośność, przekrojów zdwojonych wynosiła od 0.79 do 1.60 nośności przekrojów pojedynczych, sztywność zaś od 0.10 do 1.42 sztywności przekroju pojedynczego. Chung i Ho podali procedury szacowania nośności i ugięć ustrojów z uwzględnieniem interakcyjnego wyężenia momentem zginającym i siłą poprzeczną przekroju oraz podatności połączeń.

W przypadku blach fałdowych opierających się bezpośrednio na ryglach czy płatwiach zagadnienie jest bardziej skomplikowane niż w przypadku płatwi. Dla blach fałdowych istotna jest interakcyjna nośność zdwojonego przekroju podporowego na zginanie i docisk od reakcji podporowej (badania Chung'a i Ho nie poruszają tego problemu). Również wyjaśnienia wymaga sposób współpracy elementów na długości zakładu, gdzie dochodzi do zakleszczania i tarcia arkuszy blach fałdowych o siebie. Ponadto w zależności od poziomu naprężeń ściskających w ściankach zmienia się sztywność konstrukcji na jej długości. Istotna jest również podatność połączeń. Co więcej wszystkie powyższe czynniki nieliniowo zależą od poziomu wyężenia konstrukcji.

Badania lokalnie wzmocnionych blach fałdowych prowadzone są przez Biegusa i autora od 2000 roku. W pracy [17] przedstawiono wyniki własnych badań rozpoznawczych 5 modeli dwuprzęsłowych blach fałdowych T 55/188/0.75 wzmocnionych „od dołu” w strefie podpory pośredniej i jednego modelu niewzmocnionego (rys. 2.16a).

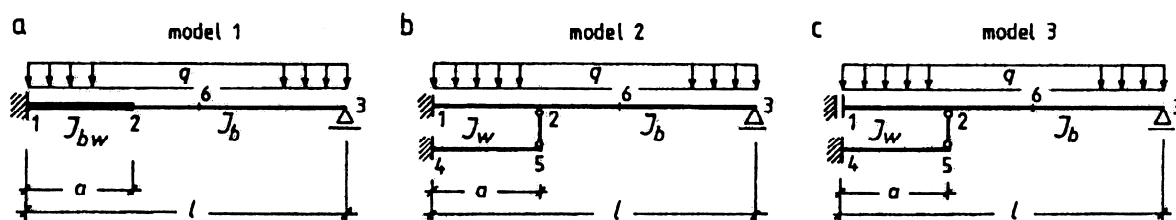


Rys. 2.16. Wyniki badań dwuprzęsłowych wzmocnionych blach fałdowych T55/188/0.75: a) ścieżki równowagi statycznej, b) porównanie ŚRS ustrojów niewzmocnionych (N) i wzmocnionych (opis w tekście) [17]

W badaniach zmieniano długości wzmacniającej blachy fałdowej (nie połączonej z ustrojem wzmacnianym), a modele obciążano worczkami z piaskiem. Rozpiętość przęseł badanych modeli wynosiła  $l = 2900$  mm, długość wzmacniającej blachy fałdowej zaś  $a = 200, 250, 300, 350$  i  $400$  mm. Na rys. 2.16b porównano doświadczalnie wyznaczone ścieżki równowagi statycznej (ŚRS) badanych blach fałdowych: niewzmocnionej (N) i lokalnie wzmacnionej arkuszem o długości  $300$  mm z każdej strony podpory środkowej (W) zginanych obciążeniem równomiernym  $Q$ . W ŚRS można wyróżnić fazę sprężystego wyteżenia ustrojów, które kończą się utworzeniem w strefie podpory pośredniej pierwszego quasi-przegubu (załomu plastycznego; oznaczono go na ŚRS zaciemnioną kropką) o nośnościach odpowiednio  $Q_1^N$  i  $Q_1^W$ . W etapie końcowym drugiej fazy wyteżenia badanych blach fałdowej powstaje załom plastyczny w przęśle (oznaczono go na ŚRS kółkiem) i ustrój zmieniając się w mechanizm osiąga nośność graniczną odpowiednio  $Q_2^N$  i  $Q_2^W$ . Na podstawie analizy wyników badań pokazanych na rys. 2.16 można sformułować następujące wnioski.

- W blachach fałdowych niewzmocnionych dochodzi do pierwszego zniszczenia przekroju na podporze środkowej pod wpływem interakcyjnego działania momentu zginającego i docisku reakcją podporową (faza 1), a konstrukcja zamienia się w mechanizm, kiedy ulega zniszczeniu przekrój przęsłowy (faza 2). Należy zaznaczyć, że nośność graniczna ustroju  $Q_2^N$  w fazie 2, jest około 44.6% większa od nośności  $Q_1^N$  w fazie 1 (rys. 2.16b), i w związku z tym okazuje się, że redystrybucja momentu zginającego w kierunku przęsła jest znacząca.
- W wzmacnionych blachach fałdowych zawsze najpierw następuje zniszczenie krytycznego przekroju w pobliżu podpory pośredniej (faza 1), a potem w strefie środkowej przęsła. Warto odnotować, że obecność w konstrukcji wzmacnienia (podwójnego przekroju poprzecznego) odsuwa przekrój krytyczny od podpory środkowej, w miejsce gdzie jest znacznie mniejszy moment zginający, a także efekt interakcyjnego działania momentu zginającego i docisku. W ogólności stwierdza się, że  $Q_1^W$  i  $Q_2^W$  są proporcjonalne do długości wzmacnienia, podczas gdy wielkość redystrybucji momentu zginającego zależy w głównej mierze od charakterystyki deformacji przekroju zdwojonego.
- Należy zauważyć, iż obciążanie graniczne wzmacnionej blachy fałdowej  $Q_2^W$  jest o 53.6% większe od obciążenia granicznego konstrukcji niewzmocnionej  $Q_2^N$ . Ponadto, iloraz  $Q_2^W / Q_1^W$  przyjmuje wartość 1.23, co wskazuje na ograniczoną możliwość redystrybucji momentu zginającego w wzmacnionych blachach fałdowych.

Przeprowadzone badania wykazały wielowątkowość i złożoność podjętego tematu. Biegus i Czepiżak opracowali również wstępne, uproszczone modele analizy wyteżenia wzmacnionych dwuprzęsłowych blach fałdowych (rys. 2.17) [12, 14, 15, 20, 21].



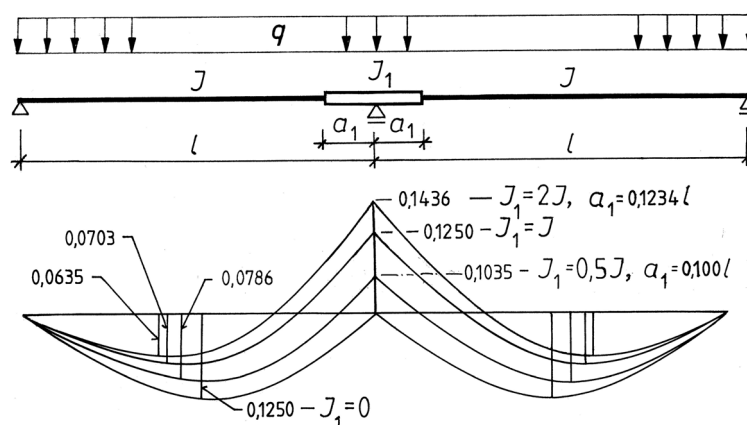
Rys. 2.17. Schematy statyczne modeli obliczeniowych dwuprzęsłowych wzmacnionych blach fałdowych: 1, 2, 6, 4 – przekroje krytyczne [14]

Są to modele prętowe z ewentualnymi dyskretnymi połączeniami arkuszy na końcu strefy wzmacnienia i na podporze pośredniej. Na rys. 2.17a pokazano model o skokowo zmiennej sztywności w strefie wzmacnienia. Odpowiada on pełnemu zespoleniu arkuszy blach fałdowych wzmacnianej i

wzmacniającej. Model na rys. 2.17b odpowiada przypadkowi dyskretnego połączenia arkuszy w miejscu podpory pośredniej oraz połączenia lub nie na końcu strefy wzmocnienia. Model 2.17c opisuje sytuację bez łączników w przekroju podpory pośredniej oraz ich obecność lub brak na końcu strefy wzmocnienia.

Analizy wyteżenia blach fałdowych przeprowadzone z wykorzystaniem tych modeli pozwoliły m.in. stwierdzić, że sposób zespolenia ze sobą blach fałdowych i połączenia ich z podporą środkową ma niewielki wpływ na wyteżenia przeszłowe wzmacnianych ustrojów. Dla modeli 2 i 3 (rys. 2.17) wartości przeszłowych momentów zginających są niewiele większe (maksymalnie o 4%) niż w modelu 1. Ponadto zauważono, że w przypadku wszystkich modeli wzrost długości lub sztywności wzmocnienia powoduje zmniejszenie przeszłowych momentów zginających i zwiększenie momentów podporowych co pokazano na rys. 2.18. Z analizy rys. 2.18 wynika, iż w przypadku wzmacnionych blach fałdowych istotna jest identyfikacja sztywności w strefie wzmocnienia, która zależy od długości elementu wzmacniającego, grubości blach (sztywności wzmocnienia), sposobu połączenia blach, podatności połączeń itd. Zmiana sztywności strefy wzmocnienia powoduje zmianę wyteżenia konstrukcji (zmianę rozkładu sił wewnętrznych).

Zaproponowane modele nie uwzględniają istotnych zjawisk jak np. zakleszczania się blach fałdowych w strefie wzmocnienia, zmiany sztywności konstrukcji pod wpływem jej wyteżenia, czy podatności połączeń. Mimo to dały ogólny pogląd na wyteżenie wzmacnionych dwuprzęsłowych blach fałdowych i pozwoliły na sprecyzowanie celów dalszych badań.



Rys. 2.18. Momenty zginające w belce o różnej sztywności i długości strefy wzmocnienia podpory pośredniej [18]

## 2.4. Podsumowanie i wytypowanie zagadnień do rozwiązania

Przeprowadzona analiza wiedzy dotyczącej projektowania zginanych blach fałdowych, umożliwi sformułowanie następujących wniosków:

1. Obecny stan wiedzy pozwala z zadowalającą dokładnością szacować nośność i sztywność jedno- jak i wieloprzęsłowych zginanych blach fałdowych w szerokim zakresie geometrii przekrojów poprzecznych. Istnieje możliwość uwzględnienia, w ocenie ich wyteżenia, wielu zjawisk wpływających na nośność elementów takich jak: lokalnej utraty stateczności ścianek ściskanych, wpływu efektu gięcia na zimno na podwyższenie wytrzymałości materiału kształtownika, nośności przekroju na zginanie, ścinanie, docisk, nośności interakcyjnej przekrojów na zginanie i docisk, nośności interakcyjnej na zginanie i ścinanie, plastycznej rezerwy nośności przekroju na zginanie, efektów *shear lag* i *flange curling*, a także uwzględnienie plastycznej redystrybucji sił w elementach wieloprzęsłowych,
2. W przypadku blach fałdowych wzmacnionych przez lokalne zastosowanie przekroju zdwojonego brak jest propozycji dotyczących ich projektowania. Nie są rozpoznane zagadnienia

statyki tych ustrojów, a także nośności przekroju zdwojonego na zginanie, ścinanie i docisk oraz w stanach interakcyjnego wyężenia. Nie znany jest sposób przekazywania wyężeń w strefie wzmocnienia. Brak jest wiedzy dotyczącej szacowania sił wewnętrznych i ugięć tych ustrojów, a także wyężeń i zmiany sztywności na długości konstrukcji. W związku z tym projektowanie lokalnie wzmocnionych blach fałdowych może odbywać się wyłącznie na drodze badań doświadczalnych.

Celem rozprawy jest rozwiązanie problemu szacowania nośności i sztywności lokalnie wzmocnionych wielopręślowych blach fałdowych. W związku z tym należy określić:

- sposób współpracy elementów w strefie podwójnego przekroju poprzecznego,
- nośność graniczną przekroju zdwojonego na zginanie, docisk i w stanach interakcyjnego działania momentu zginającego i docisku,
- wpływ liczby, rodzaju i rozmieszczenia łączników na nośność i sztywność konstrukcji,
- wpływ tarcia (zakleszczania) pomiędzy elementami na nośność konstrukcji,
- wpływ zanikającej sztywności na redystrybucję sił wewnętrznych w konstrukcji.

Wiedza ta pozwoli na zaproponowanie modelu obliczeniowego bezpiecznie szacującego nośność graniczną analizowanych ustrojów.

Ostatecznym celem rozprawy jest opracowanie metody projektowania wzmocnionych blach fałdowych przydatnej w praktyce inżynierskiej.

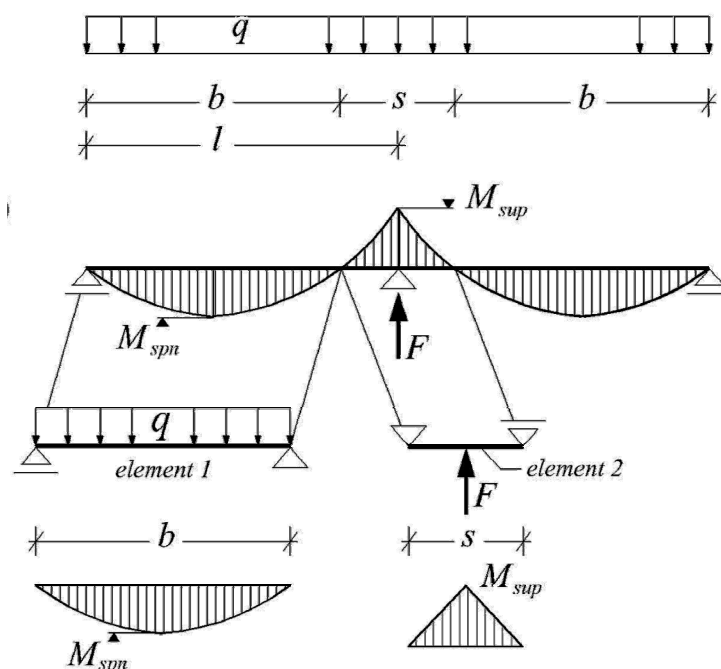
### 3. Badania doświadczalne blach fałdowych

#### 3.1. Wprowadzenie

W przypadku lokalnie wzmocnionych wieloprzęsłowych blach fałdowych o ich nośności i sztywności decyduje wiele czynników. Można tu wymienić czynniki związane z:

- rodzajem i sposobem przyłożenia obciążenia (obciążenie stałe lub zmienne, równomiernie rozłożone lub skupione, symetryczne lub niesymetryczne),
- asortymentem blachy fałdowej (wytrzymałość materiału rdzenia, kształt przekroju poprzecznego, grubość ścianki, położenie kształtownika: pozytywne lub negatywne),
- charakterystyką podpór (szerokość oparcia, podatność),
- schematem statycznym (liczba i rozpiętość przęseł),
- konstrukcją, rozmieszczeniem i charakterystyką lokalnego wzmocnienia strefy podpory pośredniej (arkusz wzmacniającej blachy fałdowej może być zamocowany od góry, od dołu lub może to być uciąglenie na zakład, istotna też jest długość strefy wzmocnienia, jej symetryczność, sztywność, miejsce występowania wzmocnienia – w przypadku ustrojów o liczbie przęseł większej od 2),
- rodzajem, liczbą i sposobem rozmieszczenia łączników w strefie wzmocnienia, a także w miejscu łączenia z podporą.

W związku z dużą ilością zmiennych decyzyjnych badania ograniczono do wybranych przypadków kładąc nacisk na: identyfikację modelu obliczeniowego wzmocnionych blach fałdowych, sposobu współpracy elementów w strefie zdwojonego przekroju poprzecznego, wpływu na wyężenie ustroju konstrukcji wzmocnienia, liczby łączników, zbadanie mechanizmów zniszczenia blach fałdowych, a także wyznaczenie obciążeń granicznych tych ustrojów. Wyniki eksperymentów pozwoliły na zweryfikowanie modelu MES oraz zaproponowanie modelu teoretycznego wyężenia lokalnie wzmocnionych, wieloprzęsłowych, zginanych blach fałdowych.



Rys. 3.1. Schematy modeli badania ŚRS przekrojów krytycznych konstrukcji cienkościennych

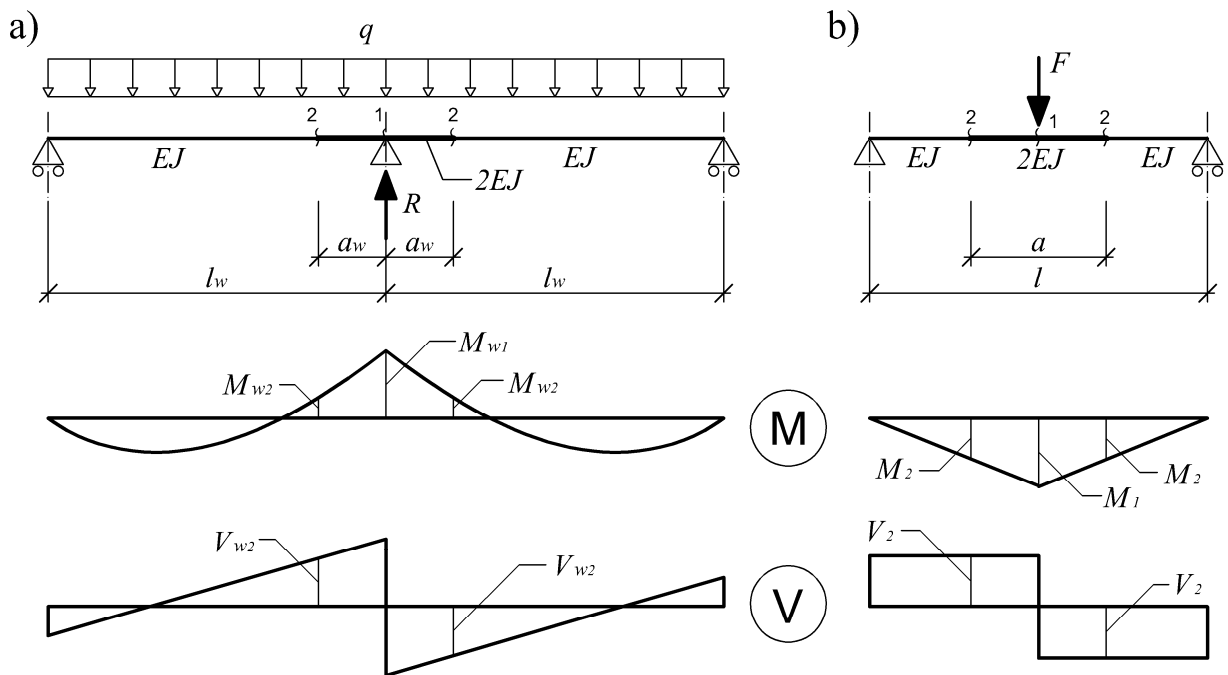
W przypadku równomiernie obciążonych wieloprzęsłowych blach fałdowych ich przekrojami krytycznymi, decydującymi o nośności konstrukcji, są przekroje podpór pośrednich oraz prze-

kroje w pobliżu środka rozpiętości pręseł. W pracy badano blachy fałdowe o schemacie belki dwuprzęsłowej. W tych konstrukcjach przekrój podpory pośredniej (rys. 3.1) jest wyteżony bardziej niekorzystnie niż przekroje podpór pośrednich blach fałdowych o większej liczbie pręseł.

Badania doświadczalne prowadzono na modelach blach fałdowych w skali naturalnej. Badano ustroje dwuprzęsłowe oraz jednoprzęsłowe modele zastępcze (rys. 3.1 – element 2) wykonane zgodnie z zaleceniami EC3 [51]. Wytyczne EC3 [51] umożliwiają określanie interakcyjnej nośności granicznej przekroju podpór pośrednich wieloprzęsłowych blach fałdowych na podstawie badań zastępczych modeli jednoprzęsłowych blach fałdowych (rys. 3.1 – element 2) obciążonych w środku rozpiętości skupionym liniowo obciążeniem  $F$ , przekazywanym przez element wiernie odwzorowujący szerokość i sposób oparcia dźwigara na podporze pośredniej. Rozpiętość pręseł modeli wynosi  $s = 0.40l$  i jest tak dobrana, aby zapewnić wyteżenie przekroju pod siłą skupioną identyczne z wyteżeniem przekroju podpory pośredniej w dwuprzęsłowym ustroju rzeczywistym. Badania należy prowadzić metodą wymuszania przemieszczeń. Modele bada się w zakresie po osiągnięciu ich nośności granicznej, aż przyłożone obciążenie zostanie zredukowane do 10÷15% wartości maksymalnego obciążenia lub do chwili, gdy ugięcie osiągnie 6-krotną wartość maksymalnego ugięcia sprężystego.

Badanie jednoprzęsłowych modeli zastępczych umożliwia znaczne zmniejszenie kosztów badań doświadczalnych, gdyż na ich wykonanie zużywa się jedynie 20% materiału jaki trzeba zużyć na wykonanie modelu dwuprzęsłowego. Natomiast uzyskane wyniki badań są wiarygodne do oceny nośności granicznej wieloprzęsłowych blach fałdowych. Ponadto w przypadku modelu jednoprzęsłowego o wiele prostsze jest wykonanie stanowiska badawczego oraz realizowanie procesu obciążania elementu.

Należy zwrócić uwagę, że w przypadku lokalnie wzmocnionych wieloprzęsłowych blach fałdowych dobór parametrów jednoprzęsłowego modelu zastępczego jest bardziej skomplikowany niż dla blach fałdowych niewzmocnionych i może odbywać się dopiero po zidentyfikowaniu modelu wyteżenia ustroju wzmocnionego. Np. jeśli przyjmie się, najprostszemu modelowi wyteżenia taki, że w strefie zdwojonego przekroju podpory pośredniej dwuprzęsłowej blachy fałdowej, arkusze blach są w pełni zespolone to ustrojowi temu można przyporządkować schemat statyczny o skokowo zmiennej sztywności jak na rys. 3.2a.



Rys. 3.2. Schemat statyczny: a) dwuprzęsłowa wzmocniona blacha fałdowa, b) model zastępczy

Rozpiętość modelu zastępczego  $l$  (rys. 3.2b) dobiera się tak, aby wyężenie przekroju (1) podpory pośredniej ustroju dwuprzęsłowego i przekroju (1) pod siłą skupioną w modelu zastępczym były identyczne. Długość zaś strefy wzmocnienia  $a$  w modelu zastępczym (rys. 3.2b) dobiera się tak, aby wyężenie przekroju (2) na końcu strefy wzmocnienia w ustroju dwuprzęsłowym i przekroju (2) na końcu strefy wzmocnienia w modelu zastępczym były takie same. Warunki zgodności wyężeń odpowiednich przekrojów mają postać:

$$\frac{M_{w1}}{R} = \frac{M_1}{F}, \quad (3.1)$$

$$\frac{M_{w2}}{V_{w2}} = \frac{M_2}{V_2}, \quad (3.2)$$

Rozwiązując równania (3.1) i (3.2) otrzymuje się rozpiętość  $l$  i długość wzmocnienia  $a$  modelu zastępczego. Poniżej podano zależności określające względną rozpiętość  $l/l_w$  oraz względną długość wzmocnienia  $a/l$  modelu zastępczego.

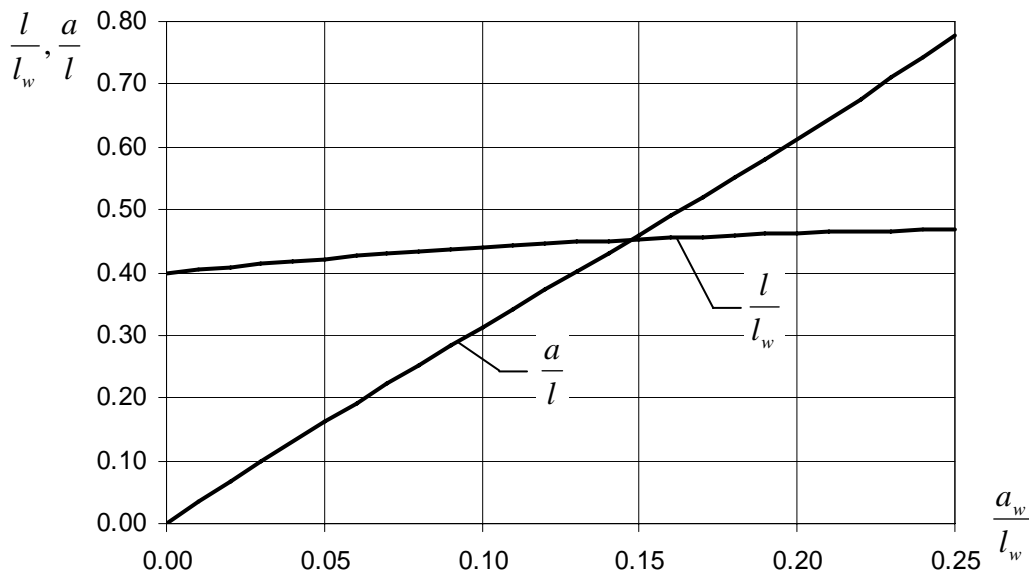
$$\frac{l}{l_w} = \frac{4 - 12r^2 + 16r^3 - 6r^4}{10 - 12r + 6r^2 + 4r^3 - 3r^4}, \quad (3.3)$$

$$\frac{a}{l} = \frac{r(-68 + 272r - 528r^2 + 632r^3 - 488r^4 + 240r^5 - 56r^6 - 4r^7 + 3r^8)}{-20 + 56r - 208r^3 + 424r^4 - 444r^5 + 280r^6 - 100r^7 + 15r^8}, \quad (3.4)$$

gdzie:

$r = \frac{a_w}{l_w}$  – względna długość wzmocnienia w dwuprzęsłowej blasze fałdowej.

Nomogram do wyznaczania rozpiętości i długości wzmocnienia modelu zastępczego wzmocnionych blach fałdowych podano na rys. 3.3.



Rys. 3.3. Nomogram do wyznaczania rozpiętości i długości wzmocnienia modelu zastępczego wzmocnionych blach fałdowych

Na podstawie ich analizy można wyznaczyć rozpiętość modelu zastępczego dwuprzęsłowej niewzmocnionej blach fałdowej. Otrzymuje się ją przy  $a_w/l_w = 0$  i wynosi ona  $l/l_w = 0.40$ . Jest to dokładnie ta sama wartość jaką podano przy omawianiu zastępczych modeli niewzmocnionych blach fałdowych. Jeśli na przykład w dwuprzęsłowej blasze fałdowej zastosowano wzmocnienie o długości  $a_w = 0.125l_w$  to zgodnie ze wzorami (3.3) i (3.4) należy badać jednoprzęsłowy model zastępczy o parametrach  $l/l_w = 0.447$  i  $a/l = 0.386$ . Zaletą nomogramu przedstawionego na rys. 3.3 jest łatwa możliwość wyznaczenia parametrów jednoprzęsłowego modelu zastępczego dla znanego ustroju dwuprzęsłowego, jak również zidentyfikowanie dla modelu zastępczego odpowiadającego mu ustroju dwuprzęsłowego.

### 3.2. Cel i zakres badań doświadczalnych

Ze względu na złożoność i wielowątkowość zagadnienia nośności granicznej wieloprzęsłowych, wzmocnionych blach fałdowych wykonanie badań dla pełnego spektrum zmiennych decyzyjnych wymienionych w rozdziale 3.1 jest kosztowne i czasochłonne. W związku z tym zasadniczym celem badań doświadczalnych było otrzymanie dostatecznej ilości danych do budowy oraz zweryfikowania modelu MES i teoretycznego, które następnie umożliwiły szczegółową analizę badanych konstrukcji. Mając na uwadze powyższy cel badano wpływ na nośność konstrukcji tylko niektórych zmiennych decyzyjnych uznanych za najistotniejsze w definiowaniu modelu numerycznego i teoretycznego. Ponadto w przypadku poszczególnych parametrów decyzyjnych nie badano pełnego spektrum zmienności danego czynnika, ale jedynie wybrane jego wartości.

W badaniach doświadczalnych zmieniano rozpiętość pręseł zastępczych modeli, aby wyznaczyć interakcyjną nośność graniczną i ŚRS dla zmiennego stopnia wyteżenia zginającego do dowskiego  $M/F$  przekroju blach fałdowych. Przy czym zakres zmian rozpiętości modeli dobrano tak, aby wyteżenie badanego przekroju (T55/188/0.75) było zbliżone do wyteżenia blach fałdowych spotykanego w praktyce  $M/F = 200\div 600$  Nmm/N (tzn. dla rozpiętości pręseł dwuprzęsłowych blach fałdowych  $l = 2\div 6$  m).

W badaniach różnicowano, także wpływ położenia przekroju poprzecznego blach fałdowych (pozytywne, negatywne), wpływ sposobu wzmocnienia blach fałdowych (uciąglenie na zakład, wzmocnienie dodatkowym arkuszem od strony włókien ściskanych lub rozciąganych), wpływ długości strefy wzmocnienia, rozmieszczenia i liczby łączników.

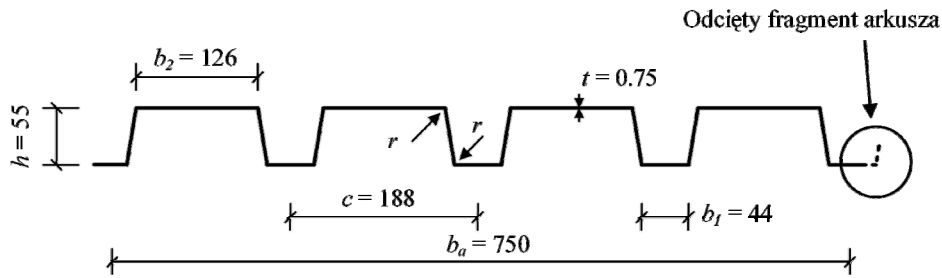
Podczas badań obserwowano sposób przekazywania obciążenia w strefie wzmocnienia blach fałdowych i ich postać zniszczenia. Zapisywano nośność graniczną i ŚRS badanych modeli.

Przebadano 19 modeli jednoprzęsłowych niewzmocnionych blach fałdowych, 35 modeli jednoprzęsłowych wzmocnionych blach fałdowych i 3 modele dwuprzęsłowych blach fałdowych w tym jeden ze wzmocnieniem. Zaplanowano większą ilość badań modeli dwuprzęsłowych, ale nieprawidłowy sposób przechowywania blach fałdowych spowodował znaczne ich imperfekcje geometryczne co uniemożliwiło realizację tych zamierzeń. Zrezygnowano natomiast z możliwości badań arkuszy wyprodukowanych w innym okresie niż arkusze badane. W opracowywaniu tematu rozprawy doktorskiej wykorzystano jednak wyniki badań rozpoznawczych 6 modeli dwuprzęsłowych blach fałdowych. Badania te przedstawiono w [17] oraz pkt. 2.3 niniejszej pracy.

### 3.3. Opis modeli badawczych

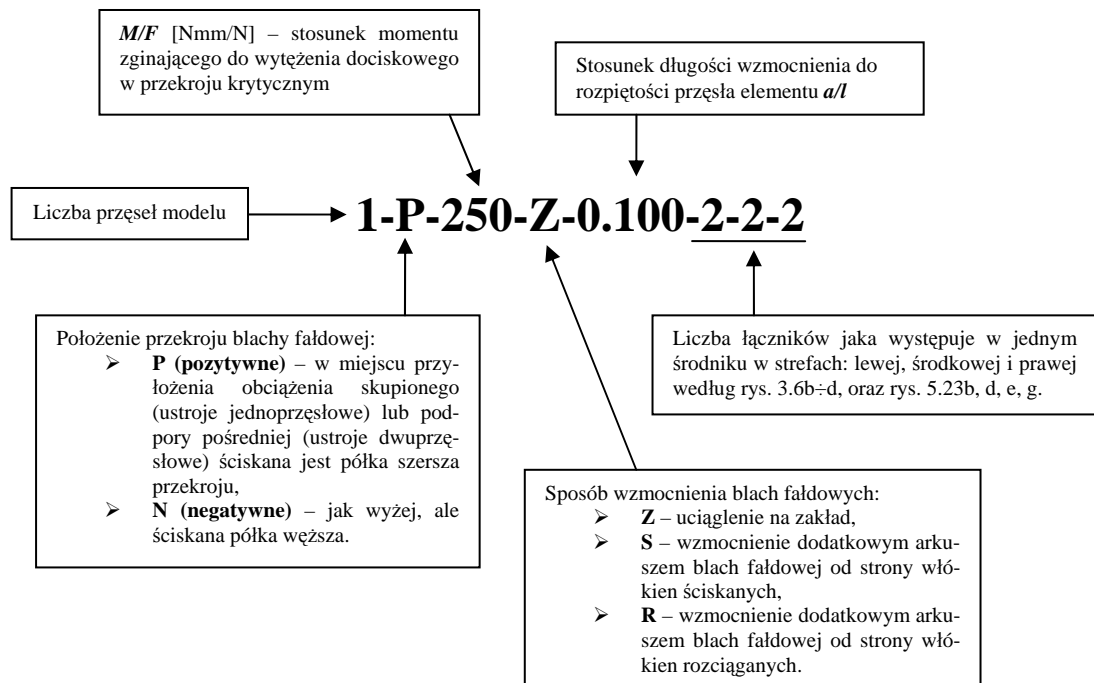
Badano stalowe ocynkowane blachy fałdowe T55/188/0.75 produkcji Huty Florian. Wymiary nominalne przekroju poprzecznego blach fałdowych pokazano na rys. 3.4. W celu uzyskania ustroju symetrycznego arkuszom blach fałdowych odcięto fragment skrajnej ścianki (rys. 3.4).





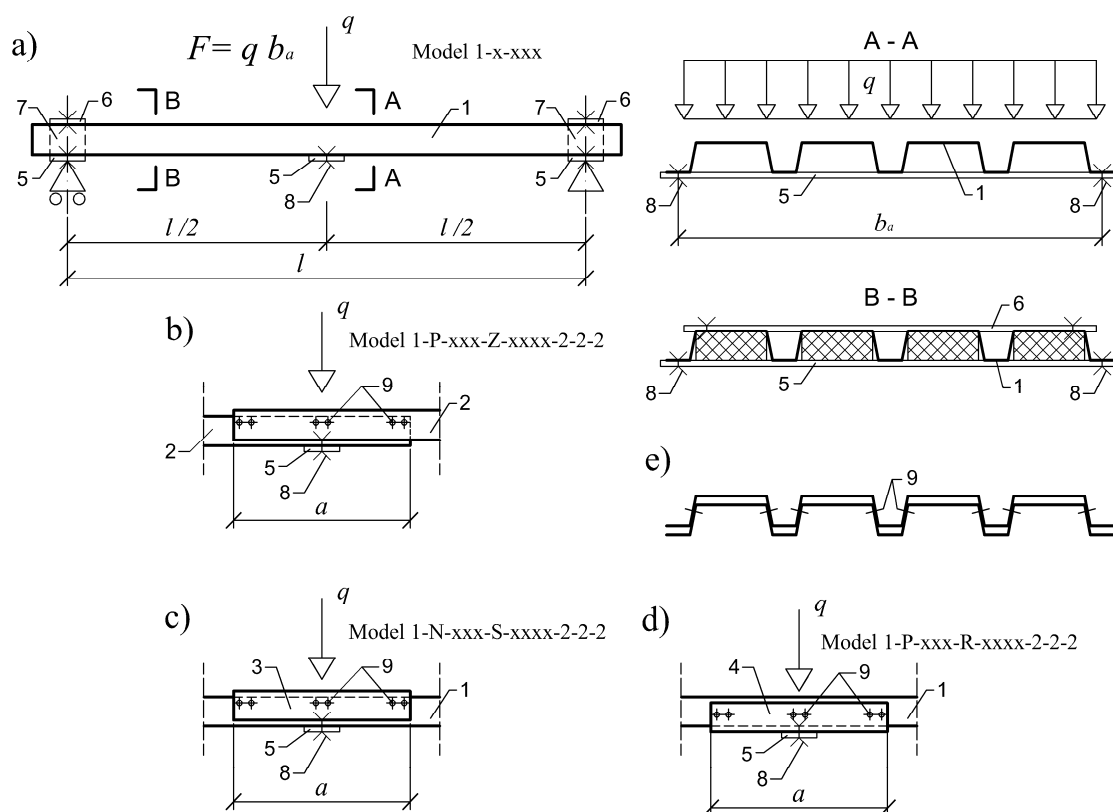
Rys. 3.4. Wymiary nominalne przekroju poprzecznego badanej płyty fałdowej.

Badano modele blach fałdowych o schemacie statycznym belki jednoprzęsłowej i dwuprzęsłowej. Oznaczenia modeli przyjęto według opisu na rys. 3.5. Przy czym oznaczenia składające się z pierwszych 3 członów kodu podanego na rys. 3.5 dotyczy modeli niewzmocnionych, a pełny kod oznaczania dotyczy modeli wzmocnionych.



Rys. 3.5. Sposób oznaczenia badanych modeli (opis w tekście)

Modele jednoprzęsłowe (rys. 3.6) były obciążone w środku rozpiętości liniowo rozłożonym na szerokości arkusza obciążeniem  $q$ . W miejscu przyłożenia obciążenia przykręcano płaskowniki 5 (o szerokości 60 mm i grubości 6 mm) za pomocą śrub M6 (pozycja 8). Celem tego zabiegu było zapobieżenie rozchodzeniu się fałd i zbliżenie warunków eksperymentu do rzeczywistych warunków wyężenia blachy fałdowej jako elementu osłonowego obiektu. W miejscu podpór zastosowano płaskowniki 5, 6 (o szerokości 60 mm i grubości 6 mm), oraz dodatkowo drewniane klocki 7 zabezpieczające blachę fałdową przed niepożądaną postacią zniszczenia. Badano modele jednoprzęsłowe bez wzmocnienia (rys. 3.6a – modele 1-x-xxx), ze wzmocnieniem na zakład (rys. 3.6b – modele 1-x-xxx-Z-xxxx-x-x-x) lub ze wzmocnieniem dodatkowym arkuszem blachy fałdowej przymocowanym w strefie ściskanej (rys. 3.6c – modele 1-x-xxx-S-xxxx-x-x-x), bądź rozciąganej (rys. 3.6d – modele 1-x-xxx-R-xxxx-x-x-x). Arkusze blach fałdowych wzmocnianej i wzmocniającej łączono za pomocą nitów jednostronnych aluminiowych bądź stalowych umieszczonych w średnikach (pozycja 9 na rys. 3.6b÷e). Rozstaw łączników przyjęto według rys. 1.5.



Rys. 3.6. Model badawczy jednoprzęsłowych blach faldowych (opis w tekście)

W badaniach różnicowano pozycję przekroju blachy faldowej (półką szerszą do góry lub do dołu), rozpiętości przęseł  $l$ , rodzaj i długość wzmocnienia  $a$ , rozmieszczenie i liczbę łączników. Łącznie przebadano 54 modele jednoprzęsłowych blach faldowych. Wyboru modeli badawczych dokonano tak, aby przy minimalnej ilości badań otrzymać możliwie szeroki pogląd jaki jest wpływ zmienności parametrów decyzyjnych na nośność i postać zniszczenia konstrukcji.

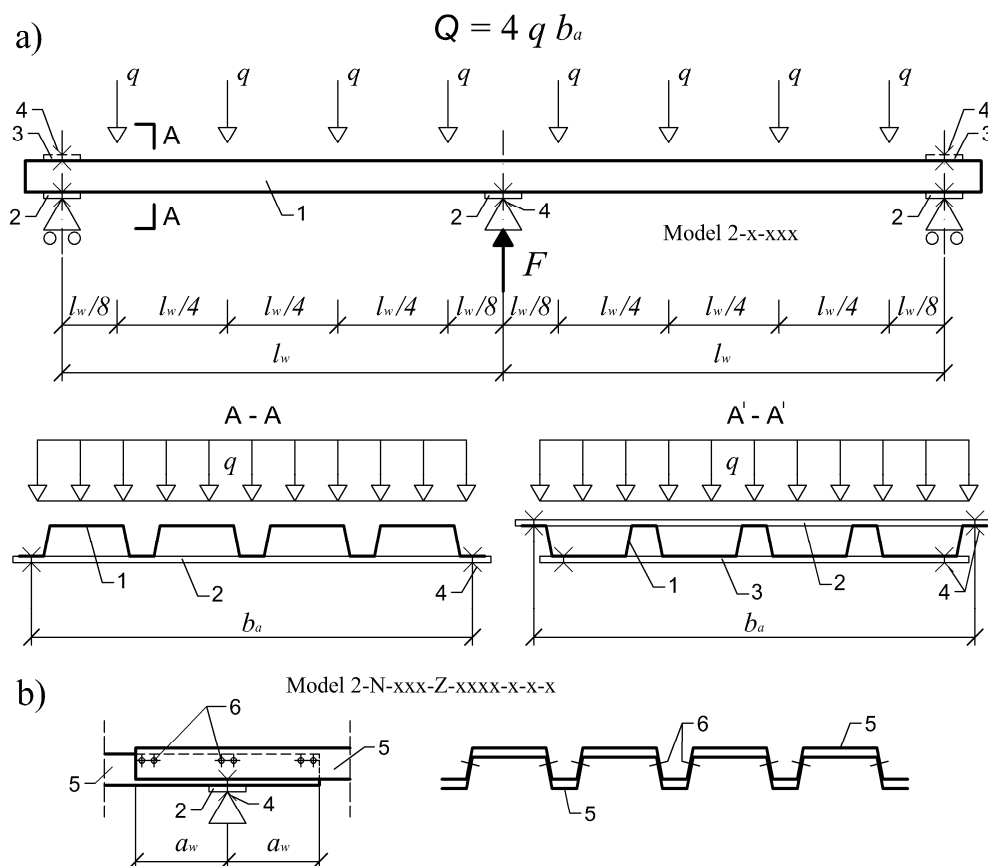
W przypadku badania ustrojów dwuprzęsłowych modele obciążono w każdym przęśle czterema liniowo rozłożonymi na szerokości arkusza obciążeniami  $q$  (rys. 3.7a). Rozmieszczenie obciążeń  $q$  dobrano tak, aby rozkład momentu zginającego w konstrukcji był zbliżony do rozkładu momentu zginającego powstającego pod wpływem działania obciążenia równomiernie rozłożonego na długości przęseł.

Gdy blacha faldowa była ułożona w tzw. położeniu negatywnym (N) jak na przekroju A–A (rys. 3.7a) to opierano ją na podporach za pomocą płaskowników 2 (o szerokości 60 mm i grubości 6 mm) przykręcanych do blachy faldowej śrubami M6 (pozycja 4). Gdy blacha faldowa znajdowała się w tzw. położeniu pozytywnym (P) jak na przekroju A'–A' to opierano ją na podporze za pomocą płaskowników 3 (o szerokości 60 mm i grubości 6 mm) i przykręcano także płaskowniki 2, które zapobiegały rozchodzeniu się fałd. Szerokość płaskowników odpowiadała minimalnej szerokości oparcia na podporze badanego kształtownika zalecanej przez producenta blach faldowych.

Badano modele dwuprzęsłowych blach faldowych 2-P-295, 2-N-295 bez wzmocnienia w strefie podpory środkowej jak na rys 3.5a. Zbadano również model wzmocnionej blachy faldowej 2-N-290-Z-0.155-2-1-2, w którym blachy jednoprzęsłowe 5 (rys. 3.7b) uciąglono w ustrój dwuprzęsłowy przez zastosowanie w strefie podpory pośredniej zakładu o długości  $2a_w = 900$  mm. W miejscu zakładu blachy faldowe były połączone 5 nitami jednostronnymi 6 (rys. 3.7b), w każdym środku po dwa nity na końcach wzmocnienia i jeden nit w przekroju podporowym.

Ze względu na znaczne koszty badań i napotkane problemy techniczne zbadano jedynie cztery modele dwuprzęsłowe z tym że rezultaty badań jednej z blach faldowych odrzucono z powo-

du znacznych rozbieżności z wynikami pozostałych badań. Rozbieżności te były spowodowane znacznymi wstępnymi imperfekcjami geometrycznymi blachy fałdowej.

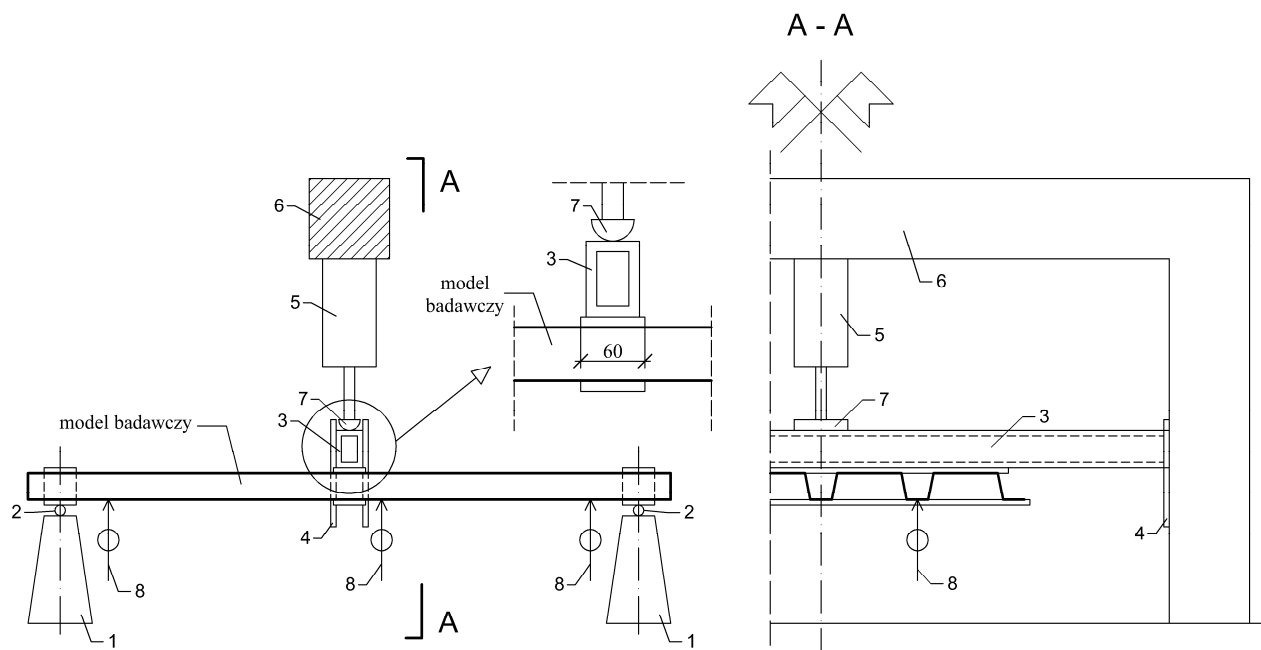


Rys. 3.7. Model badawczy dwuprzęsłowych blach fałdowych (opis w tekście)

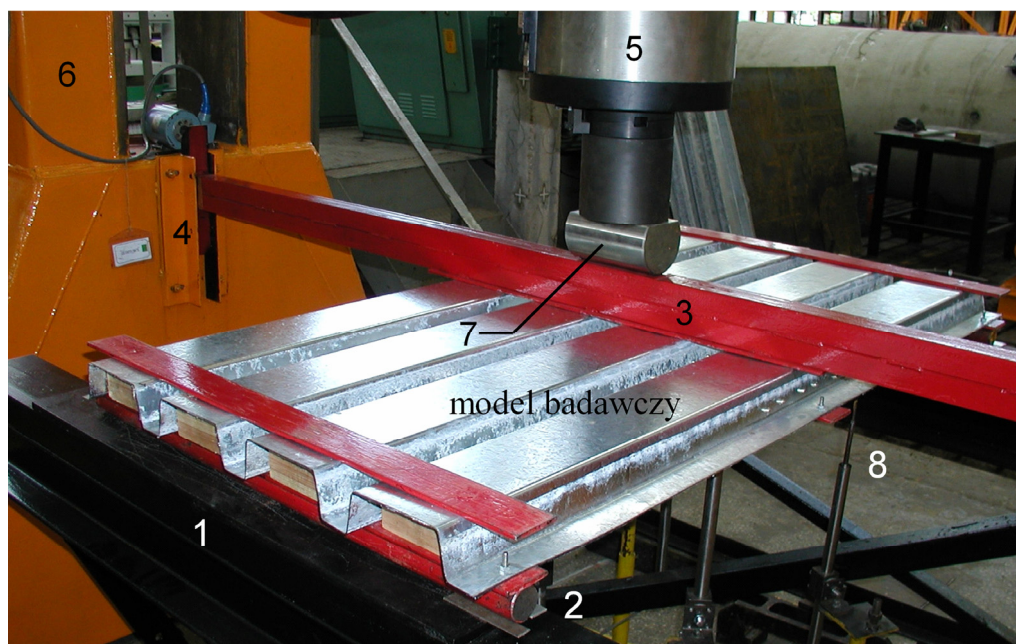
### 3.4. Opis stanowisk badawczych i urządzeń pomiarowych

#### 3.4.1. Stanowisko do badania modeli jednoprzęsłowych

Schemat stanowiska do badania modeli jednoprzęsłowych blach fałdowych pokazano na rys. 3.8. Składa się ono z dwóch stalowych podpór 1 (rys 3.6) przytwierdzonych do fundamentu oraz dwóch łożysk 2 w postaci gładkich, okrągłych prętów o średnicy 20 mm. Modele obciążano za pomocą belki stalowej 3 wykonanej przez zespawanie w przekrój skrzynkowy dwóch ceowników C50. Belkę zabezpieczono przed obrotem wokół własnej osi za pomocą stalowych prowadnic 4 pokrytych smarem dla zmniejszenia tarcia przy jej przesuwaniu. Obciążenie modeli wywoływano siłownikiem hydraulicznym 5, (produkcji Instron) o nośności  $\pm 500$  kN, który zamocowano do masywnej ramy stalowej 6. Siłownik umożliwiał realizowanie wyężenia modeli przez stały przyrost obciążenia lub stały przyrost przemieszczeń. Obciążenie z siłownika na belkę było przekazywane za pomocą przegubu 7. Podczas badań mierzono ugięcie konstrukcji w sześciu punktach pomiarowych czujnikami indukcyjnymi 8 oraz obciążenie ustroju czujnikiem wbudowanym w siłownik. Rozmieszczenie czujników pomiaru ugięć, gdy blacha fałdowa była oparta węższą półką na podporach pokazano na rys. 3.8. Wyniki pomiarów rejestrowano za pomocą zestawu pomiarowego LT-PM-100 firmy Hottinger i zachowywano w pamięci komputera do późniejszej analizy. Dokładność pomiaru ugięć wynosiła 0.01 mm, a pomiaru obciążenia 1% mierzonej wartości. Przykładowy model na stanowisku badawczym pokazano na rys. 3.9.



Rys. 3.8. Stanowisko do badania jednoprzęsłowych blach fałdowych (opis w tekście)



Rys. 3.9. Model blachy jednoprzęsłowej na stanowisku badawczym (opis w tekście)

### 3.4.2. Stanowisko do badania modeli dwuprzęsłowych

W skład stanowiska do badania modeli dwuprzęsłowych blach fałdowych wchodzi: trzy podpory stalowe 1 (rys. 3.10), dwie belki 2 i 3 wykonane z rur kwadratowych (o przekroju: wysokość 100 mm, szerokość 50 mm, grubość ścianki 5 mm), ceowniki C80 (pozycja 4 na rys. 3.10) i rury okrągłe 5 o średnicy 48.3 mm i grubości ścianki 5 mm. Elementy 2 i 3 są połączone ze sobą przegubowo i zapewniają równomierne przekazywanie siły z siłowników hydraulicznych 6 na przęsła blachy fałdowej. Obciążenie z ramy 9 przekazywano na górną półkę blachy fałdowej za pośred-

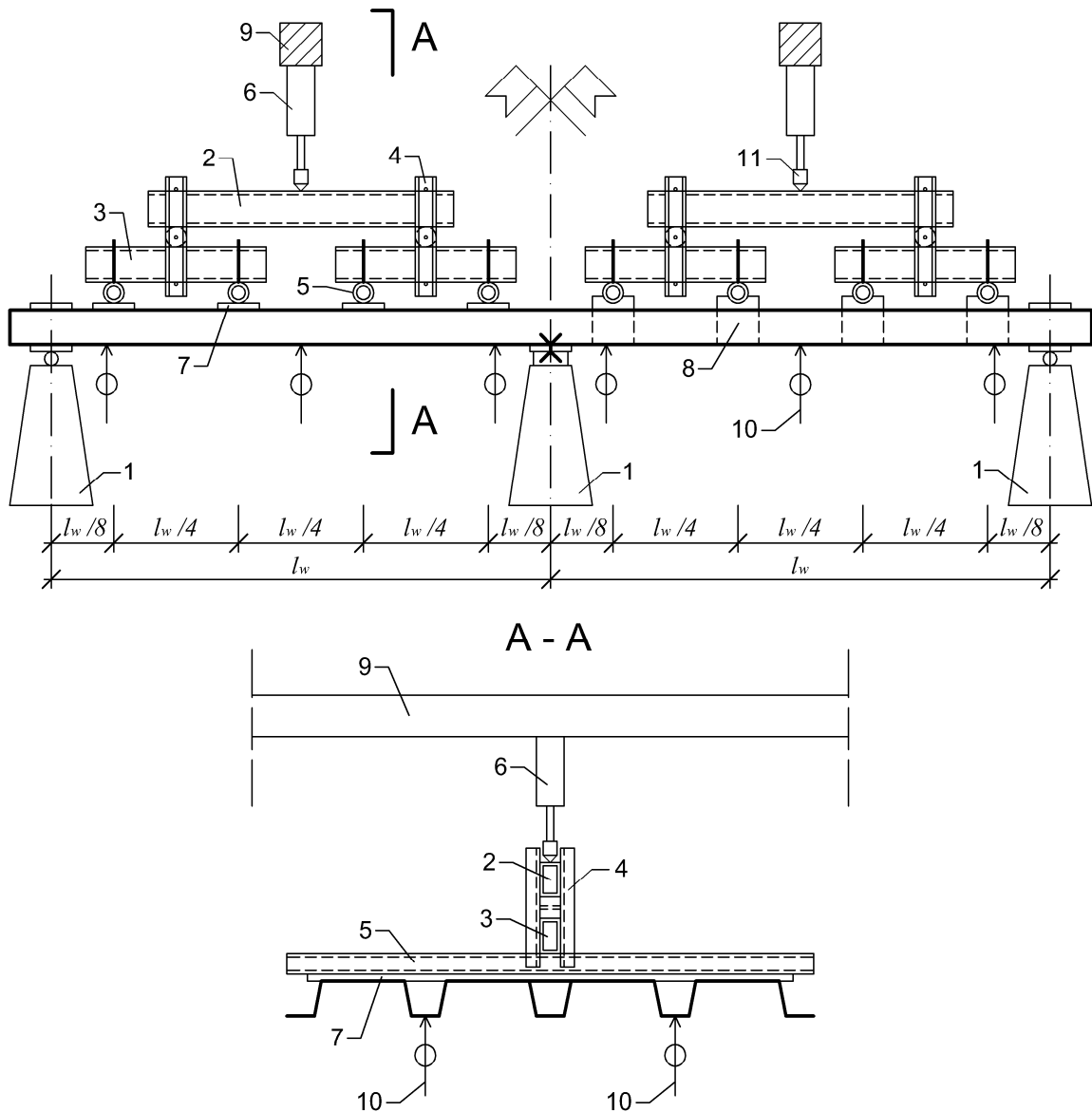
nictwem desek 7 o szerokości 100 mm i grubości 15 mm, lub na dolną półkę za pomocą drewnianych klocków 8 o szerokości 100 mm. Na podporach skrajnych oparto blachę fałdową przegubowo przesuwnie, a na podporze środkowej przegubowo nieprzesuwnie.

Obciążenie konstrukcji realizowano dwoma siłownikami hydraulicznymi 6 (produkcji Instron) o nośności  $\pm 500$  kN, które mocowano do dwóch niezależnych masywnych ram stalowych 9. Modele obciążano stałym przyrostem siły.

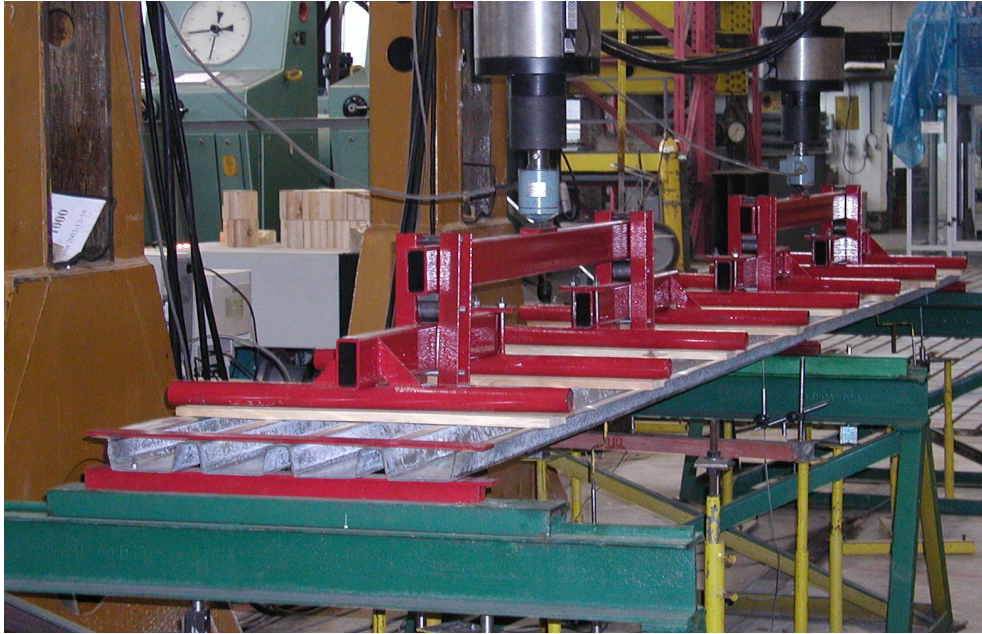
Podczas badań mierzono ugięcie konstrukcji w dwunastu punktach pomiarowych czujnikami indukcyjnymi 10 oraz obciążenie ustroju dwoma siłomierzami elektronicznymi 11. Rozmieszczenie czujników pomiaru ugięć, gdy blacha fałdowa była oparta węższą półką na podporach pokazano na przekroju A–A (rys. 3.10).

Wyniki pomiarów rejestrowano za pomocą zestawu pomiarowego LTPM-100 firmy Hottinger i zachowywano w pamięci komputera do późniejszej analizy. Dokładność pomiaru ugięć wynosiła 0.01 mm, a pomiaru obciążenia 0.1 kN.

Przykładowy model na stanowisku badawczym pokazano na rys. 3.11.



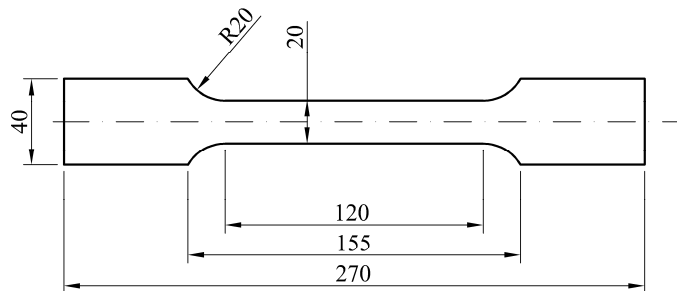
Rys. 3.10. Stanowisko do badania dwuprzęsłowych blach fałdowych (opis w tekście)



Rys. 3.11. Model dwuprzęsłowej blachy fałdowej na stanowisku badawczym

### 3.5. Badania materiałowych cech mechanicznych i fizycznych blach fałdowych

Wykonano badania materiałowych cech mechanicznych stali blach fałdowych. W tym celu z badanych modeli blach fałdowych pobrano losowo z półki szerszej, węższej i średników 7 próbek płaskich wycinając je wzdłuż kierunku fałd. Następnie przygotowano próbki do badań zgodnie z wytycznymi zawartymi w PN-EN 10002-1:2004 [93]. Obróbkę próbek wykonano na frezarce nadając im kształt jak na rys. 3.12.



Rys. 3.12. Próбка do badań charakterystyk wytrzymałościowych stali blach fałdowych

Należy zaznaczyć, iż z badanego materiału nie usunięto powłoki cynkowej, przyjmując jednocześnie, iż w badaniach zostaną wyznaczone zastępcze charakterystyki wytrzymałościowe materiału (kompozytu) złożonego z rdzenia stalowego i powłoki cynkowej. Pomiaru szerokości próbek dokonano suwmiarką o dokładności odczytu 0.01 mm, a pomiaru ich grubości specjalnym przyrządem z ostro zakończonymi końcówkami i czujnikiem zegarowym o dokładności odczytu 0.01 mm.

Próbkę rozciągania wykonano na maszynie wytrzymałościowej ZD 10/90. Przyjęty podczas badań zakres obciążania maszyny wynosił 10 kN, a dokładność odczytu 0.05 kN. Pomiaru odkształceń próbki dokonywano ekstensometrem o bazie pomiarowej 50 mm. Odczyty wskazań maszyny wytrzymałościowej i ekstensometru rejestrowano w sposób ciągły za pomocą zestawu komputerowego.

Uzyskane wyniki badań granicy plastyczności  $R_e$ , wytrzymałości na rozciąganie  $R_m$  i modułu Younga  $E$  blach fałdowych podano w tabl. 3.1. W kolumnach 1, 4, 7 podano wartości średnie badanych wielkości  $\bar{X}$ , w kolumnach 2, 5, 8 ich odchylenia standardowe  $S_x$  i w kolumnach 3, 6, 9 współczynniki zmienności  $\nu_x$ .

Tablica 3.1. Charakterystyki mechaniczne stali badanych blach fałdowych

Granica plastyczności			Wytrzymałość doraźna			Moduł Younga		
$\bar{R}_e$	$S_{Re}$	$\nu_{Re}^{1)}$	$\bar{R}_m$	$S_{Rm}$	$\nu_{Rm}^{1)}$	$\bar{E}$	$S_E$	$\nu_E^{1)}$
[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]	[%]	[GPa]	[GPa]	[%]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
301.0	13.0	4.32	359.3	12.8	3.56	209.3	9.5	4.54
<sup>1)</sup> $\nu_i = S_x / \bar{X}$								

Wykonano również pomiary losowych charakterystyk geometrycznych przekroju blach fałdowych. Szerokość półek i wysokość kształtownika mierzono suwmiarką elektroniczną o dokładności odczytu równej 0.01 mm. Do pomiaru grubości ścianek użyto czujnika mechanicznego o dokładności odczytu 0.01 mm, zamocowanego w jednym z ramion przyrządu w kształcie litery U. Końcówka czujnika pomiarowego oraz drugie ramie przyrządu były zaopatrzone w ostro zakończone trzpienie umożliwiające precyzyjny pomiar niezależnie od niedokładności pionowego usytuowania urządzenia. Za pomocą suwmiarki modułowej, o dokładności odczytu 0.01 mm dokonano, także pomiaru promienia wyokrąglenia naroży blach fałdowych. Przy czym założono, że wszystkie naroża są wykonane tym samym promieniem gięcia i nie różnicowano ich podczas pomiarów. W celu określenia wiarygodnych wymiarów przekroju poprzecznego przeprowadzono około 20 pomiarów każdej z mierzonych wielkości. W tabl. 3.2 podano wartości średnie wyników pomiarów parametrów geometrycznych blach fałdowych (kolumna 3), ich odchylenia standardowe (kolumna 4) i współczynniki zmienności (kolumna 5), gdzie oznaczenia przyjęto jak na rys. 3.4.

Tablica 3.2. Wyniki badań cech geometrycznych przekroju blach fałdowych

oznaczenie wg rys. 3.4	Wymiary przekroju blach fałdowych			
	nominalne	statystyczne		
	$X_n$	$\bar{X}$	$S_x$	$\nu_x^{1)}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
1	2	3	4	5
$t$	0.75	0.755	0.020	2.65
$h$	55	55.08	0.35	0.64
$b_1$	44	40.06	0.46	1.15
$b_2$	126	121.35	0.80	0.66
$c$	188	182.05	1.45	0.80
$r$	-	3.0	0.5	16.7
<sup>1)</sup> $\nu_x = S_x / \bar{X}$				

Wyznaczono, także współczynnik tarcia blach fałdowych o siebie, który był niezbędny do określenia oddziaływania (zakleszczania się) arkuszy blach w strefie podwójnego przekroju poprzecznego. Współczynnik ten określono metodą pomiaru siły tarcia za pomocą dynamometru mechanicznego o zakresie 100 N i dokładności odczytu 1 N. W tym celu z losowo wybranej blachy fałdowej odcięto arkusz o długości około 1.50 m (element A). Z innej losowo wybranej blachy wycięto pojedynczą fałdę o długości około 0.30 m (element B). Element B umieszczano na arkuszu blachy fałdowej A, następnie obciążano go i dokonywano pomiaru siły potrzebnej do przesunięcia go po elemencie A. Przed badaniem nie oczyszczono powierzchni badanych elementów, aby za-

chować warunki badania jak najbardziej zbliżone do sytuacji eksploatacyjnej. Współczynnik tarcia określano jako stosunek siły tarcia do obciążenia przesuwanego elementu. Przeprowadzono po kilkanaście pomiarów siły tarcia dla obciążeń elementu B ciężarem 320 N, 160 N i 100 N.

Na podstawie statystycznej obróbki wyników pomiarów ustalono, iż wartość średnia, odchylenie standardowe i współczynnik zmienności współczynnika tarcia blach fałdowych o siebie wynoszą odpowiednio:  $\bar{\mu} = 0.23$ ,  $S_{\mu} = 0.04$ ,  $v_{\mu} = 17\%$ .

### 3.6. Badania jednoprzęsłowych niewzmocnionych blach fałdowych

Celem badań jednoprzęsłowych niewzmocnionych blach fałdowych było wyznaczenie interakcyjnej nośności przekroju  $M-F$  dla zmiennych parametrów wyężenia zginającego do dociskowego  $M/F$ . Modele blach fałdowych wykonano zgodnie ze schematem na rys. 3.6a i ustawiono na stanowisku badawczym jak na rys. 3.8. W początkowym okresie badań modele obciążano monotonicznie narastającym obciążeniem statycznym. Po przeprowadzonych analizach tych eksperymentów okazało się, że bardziej korzystne jest obciążanie konstrukcji monotonicznie narastającym przemieszczeniem z prędkością zapewniającą statyczny przyrost obciążenia. Ten sposób wyężania modeli umożliwia lepszą obserwację procesu powstawania i rozwoju postaci zniszczenia blach fałdowych oraz pozwalał na określenie SRS po osiągnięciu ich obciążenia granicznego.

Tablica 3.3. Wyniki badań zginanych jednoprzęsłowych, niewzmocnionych blach fałdowych

Oznaczenie modelu	$M/F$ [Nmm/N]	$l$	$F_{exp}$	$M_{exp}$ <sup>1)</sup>	Sposób wyężenia modelu <sup>2)</sup>	Postać zniszczenia <sup>3)</sup>
		[m]	[kN]	[kNm]		
	1	2	3	4	5	6
1-P-	170	0.680	11.99	2.04	P	YA
	200	0.800	12.19	2.44	F	YA/YE
	250	1.000	10.68	2.67	F	YE
	292	1.167	8.39	2.45	P	YE
	300	1.200	8.99	2.70	F	YE
	335	1.339	7.92	2.65	P	YA
	349	1.396	7.82	2.73	F	YE
	403	1.610	8.74	3.52	F	YE
	501	2.005	5.81	2.91	F	YE
	503	2.012	5.54	2.79	P	YE
1-N-	970	3.880	3.40	3.30	F	YE
	201	0.805	11.38	2.29	F	YE
	250	1.000	9.28	2.32	F	YE
	290	1.161	8.52	2.47	P	YE
	300	1.200	7.69	2.31	F	YE
	351	1.402	7.10	2.49	F	YE
	403	1.610	8.07	3.25	F	YE
	500	2.000	5.74	2.87	F	YE
	971	3.885	3.41	3.31	F	YE

<sup>1)</sup>  $M_{exp} = F_{exp} l/4$ , <sup>2)</sup> Sposób wyężenia modelu: F – w wyniku przyrostu obciążenia, P – w wyniku przyrostu przemieszczeń, <sup>3)</sup> Postać dociskowego zniszczenia przekroju blachy fałdowej: YA - yield arc, YE - yield eye.

W badaniach różnicowano: rozpiętość modeli  $l$  (kolumna 2, tabl. 3.3) i położenie przekroju blachy fałdowej (P, N). W trakcie badań mierzono ugięcie w środku rozpiętości elementu i przy obu podporach (rys 3.8). Obciążenia i przemieszczenia modeli rejestrowano co 0.2 kN, a w strefie siłnej nieliniowości ścieżki równowagi statycznej przy wzroście ugięcia o 0.5 mm.

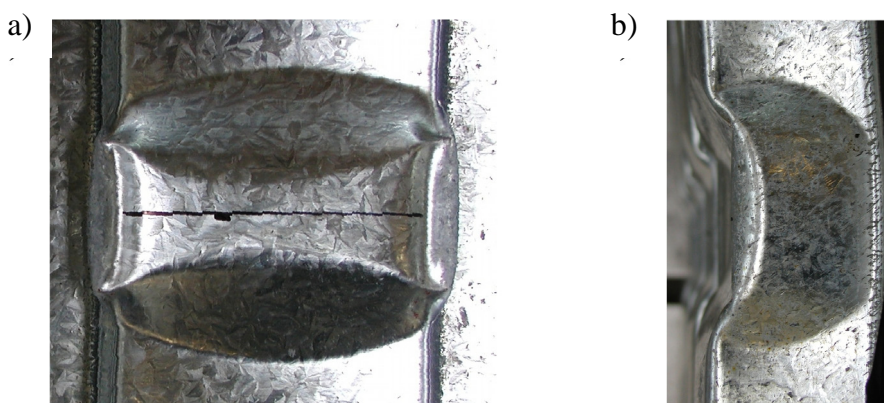


Podczas badań modeli, gdy ściskane były półki szersze blachy fałdowej zauważono lokalną utratę stateczności tych ścianek. Wybrzuszenia półek ściskanych były bardziej widoczne w środku rozpiętości ustroju i zanikały wraz ze zbliżaniem się do podpór, natomiast gdy ściskane były węższe półki nie zauważono tego zjawiska.

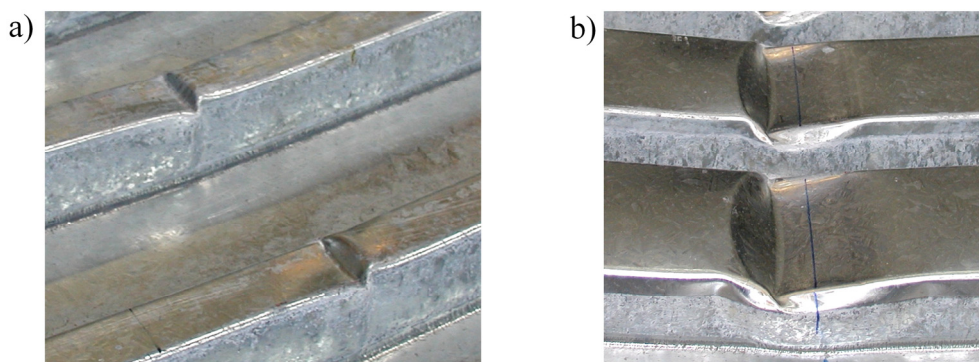
Proces zniszczenia modeli przebiegał następująco. Podczas obciążania blach fałdowych najpierw dochodziło do lokalnej utraty stateczności półek ściskanych. Przy czym lokalne wyboczenie półki ściskanej rozpoczynało się w miejscu przyłożenia obciążenia, gdzie przekrój był jednocześnie wyężony maksymalnym momentem zginającym i dociskiem. Następnie wraz ze wzrostem obciążenia wybrzuszenia półek powiększały się. Przy obciążeniu bliskim granicznemu wybrzuszeniu ulegały także środniki w strefie docisku. Przy dalszym wzroście obciążenia wybrzuszenie środnika powiększało się i element osiągał nośność graniczną. W przypadku badania blach fałdowych metodą stałego przyrostu siły przemieszczenia konstrukcji, po osiągnięciu obciążenia granicznego, gwałtownie rosły. Badania blach fałdowych metodą stałego przyrostu przemieszczeń pokazały, że po osiągnięciu nośności granicznej przekrój blachy fałdowej nie traci całkowicie swej nośności, ale jest zdolny do przenoszenia obciążeń z tym, że nośność tego przekroju maleje wraz z przyrostem odkształceń konstrukcji.

Wyniki przeprowadzonych badań zestawiono w tabl. 3.3. Na rys. 5.10÷5.13 pokazano pogrubioną linią ciągłą (EXP) ŚRS badanych modeli. Na tych rysunkach ugięcie  $y$  jest wartością średnią z pomiaru dwoma czujnikami usytuowanymi w środku rozpiętości elementów. Na niektórych, rysunkach linią, przerywaną naniesiono ekstrapolowaną, liniową postać ŚRS w początkowej fazie jej wyężenia.

W badaniach zaobserwowano dwie postacie dociskowego zniszczenia przekroju blach fałdowych, które w literaturze określa się jako Yield Arc (rys. 3.13) i Yield Eye (rys. 3.14). Są to formy zniszczenia typowe dla blach fałdowych pierwszej generacji.



Rys. 3.13. Postać dociskowego zniszczenia blachy fałdowej Yield Arc: a) widok z góry, b) widok z boku



Rys. 3.14. Postać dociskowego zniszczenia blachy fałdowej Yield Eye: a) w półce węższej, b) w półce szerszej

Zidentyfikowane postacie zniszczenia poszczególnych modeli podano w kolumnie 6 tabl. 3.3. W przypadku modelu 1-P-200 postać zniszczenia była kombinacją obu mechanizmów.

Ścieżki równowagi statycznej modeli (rys. 5.10÷5.13) w początkowej fazie obciążenia są wklęsłe co nie jest zgodne z oczekiwaniami. Prawdopodobnie wynika to z wstępnych, losowych imperfekcji przekroju blach fałdowych. Sprawiają one, że w początkowej fazie wyteżenia belka nierównomiernie obciąża poszczególne fałdy modelu oraz modele nie przylegają do podpór całą powierzchnią teoretycznego oparcia. Powoduje to stopniowe włączanie się fałd do współpracy i nieliniową postać ŚRS. Po przekroczeniu obciążenia 1 kN blacha fałdowa „dopasowuje się” do podpór oraz belki przekazującej obciążenie i ŚRS stają się liniowe. Anomalie ŚRS zanikają wraz z malejącą względną sztywnością  $EJ/l$  elementów (rosnącą ich rozpiętością), gdyż wtedy przekrój blachy fałdowej łatwiej (przy mniejszym obciążeniu) „dopasowuje się” do belki. Jak widać (rys. 5.10÷5.13) przy obciążeniu zero odchylenia ŚRS od ich ekstrapolowanej liniowej postaci (linia przerywana) nie przekraczają 1 mm.

Szczegółowe omówienie wyników badań doświadczalnych jednoprzęsłowych niewzmocnionych blach fałdowych przeprowadzono w dalszej części pracy w miejscu poświęconym porównaniu wyników badań eksperymentalnych, MES i teoretycznych.

### 3.7. Badania jednoprzęsłowych wzmocnionych blach fałdowych

Badanie 35 jednoprzęsłowych, wzmocnionych blach fałdowych wykonano w analogiczny sposób jak modeli niewzmocnionych, a ich wyniki podano w tabl. 3.4.

Celem badań było wyznaczenie interakcyjnej nośności zdwojonego przekroju dla zmiennych parametrów wyteżenia zginającego do dociskowego  $M/F$  (o rozpiętościach modeli  $l$  – kolumna 2), położenia przekroju (P, N – kolumna 1), rozwiązań konstrukcyjnych (S, R, liczba łączników – kolumna 1) i długości strefy wzmocnienia (kolumna 3). W tabl. 3.4. w kolumnie 6 wyszczególniono modele o stałym parametrze wyteżenia przekroju  $M/F$  i zmieniającej się względniej długości strefy wzmocnienia  $a/l$ . W kolumnie 7 wskazano modele o stałej względniej długości wzmocnienia  $a/l$  i zmieniającym się wyteżeniu przekroju  $M/F$ . Celem badania wielu zmiennych parametrów nie było określenie szczegółowych zależności między zmianą tych parametrów a nośnością interakcyjną konstrukcji, ale jedynie porównanie czy zmiana ich wartości wpływa w istotny sposób na nośność konstrukcji.

W modelach serii 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x ułożonych w pozycji negatywnej, wzmocnionych dodatkowym arkuszem blachy fałdowej od strony włókien ściskanych zastosowano aluminiowe nitki jednostronne o średnicy 4 mm i długości 6 mm lub o średnicy 5 mm i długości 16 mm. W pozostałych modelach użyto jednostronnych nitów stalowo-stalowych produkcji GESIPA o średnicy 5 mm i długości 10 mm.

Realizowany program obciążenia przewidywał wykonanie 1÷4 cykli wstępnego obciążania i odciążania modeli do około 0.20÷0.40 ich nośności. Następnie obciążano model do zniszczenia. Badania te miały wykazać czy w wzmocnionych blachach fałdowych powstają trwałe odkształcenia konstrukcji będące wynikiem dopasowywania i zakleszczania się blach w strefie wzmocnienia.

Wyniki badań nośności granicznej jednoprzęsłowych wzmocnionych blach fałdowych zebrano w tabl. 3.4. W kolumnie 6 i 7 przedstawiono modele odpowiednio o stałej wartości wyteżenia  $M/F$  i względniej długości wzmocnienia  $a/l$ . Takie usystematyzowanie wyników pozwala śledzić wpływ tych parametrów na nośność graniczną konstrukcji. Na rys. 5.15÷5.20 pokazano, pogrubioną linią ciągłą (EXP), ścieżki równowagi statycznej elementów wraz z pozostającymi odkształceniami trwałymi po uprzednich cyklach obciążania i odciążania. Ugięcie  $y$  jest wartością średnią z pomiarów dwoma czujnikami umieszczonymi w środku rozpiętości elementów. Na niektórych rysunkach, linią przerywaną, naniesiono ekstrapolowaną postać ŚRS w początkowej fazie jej wyteżenia

Tablica 3.4. Wyniki badań nośności granicznej jednoprzęsłowych, wzmocnionych blach fałdowych

Oznaczenie modelu			$l$	$a$	$F_{exp}$	$M_{exp}^{1)}$	$M/F \approx \text{const.}$ $a/l$	$a/l \approx \text{const.}$ $M/F$
$M/F$ [Nmm/N]	$a/l$ [-]		[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[-]	[Nmm/N]
1			2	3	4	5	6	7
							$M/F \approx 310 \text{ Nmm/N}$ $a/l$	$a/l \approx 0.355$ $M/F$
1-N-	S-	215- 0.355-	0.860	0.305	16.09	3.46		215
		298- 0.116-	1.190	0.138	10.43	3.10	0.116	
		305- 0.238-	1.220	0.290	9.42	2.87	0.238	
		305- 0.353-	1.220	0.431	12.60	3.84	0.353	305
		315- 0.458-	1.261	0.577	12.95	4.08	0.458	
		321- 0.562-	1.282	0.721	14.62	4.69	0.562	
		321- 0.354-	1.285	0.455	12.61	4.05	0.354	321
		325- 0.667-	1.300	0.867	14.96	4.86	0.667	
		431- 0.352-	1.723	0.606	9.05	3.90		431
		535- 0.355-	2.141	0.760	8.03	4.30		535
645- 0.353-	2.580	0.910	5.81	3.75		645		
							$M/F \approx 335 \text{ Nmm/N}$ $a/l$	$a/l \approx 0.500$ $M/F$
1-P-	S-	167- 0.537-	0.669	0.359	22.84	3.82		167
		335- 0.229-	1.339	0.307	11.78	3.94	0.229	
		335- 0.420-	1.338	0.562	14.82	4.96	0.420	
		334- 0.505-	1.335	0.674	15.28	5.10	0.505	334
		335- 0.500-	1.338	0.669	13.82	4.62		
		335- 0.499-	1.341	0.669	14.38	4.82		
		337- 0.495-	1.348	0.667	13.26	4.47		
		502- 0.500-	2.008	1.003	10.08	5.06		502
							$M/F \approx 335 \text{ Nmm/N}$ $a/l$	$a/l \approx 0.500$ $M/F$
1-P-	R-	168- 0.499-	0.673	0.336	21.56	3.63		168
		334- 0.227-	1.335	0.303	11.84	3.95	0.227	
		335- 0.418-	1.341	0.561	14.48	4.85	0.418	
		335- 0.502-	1.338	0.672	14.42	4.82	0.502	335
		335- 0.502-	1.340	0.673	13.18	4.42		
		503- 0.500-	2.011	1.006	10.66	5.36		503
							$M/F \approx 335 \text{ Nmm/N}$ $a/l$	$a/l \approx 0.500$ $M/F$
1-P-	Z-	168- 0.507-	0.670	0.340	21.86	3.66		168
		169- 0.489-	0.675	0.330	20.98	3.54		169
		336- 0.225-	1.345	0.303	10.88	3.66	0.225	
		335- 0.418-	1.341	0.560	14.18	4.75	0.418	
		335- 0.497-	1.340	0.666	14.36	4.81		
		335- 0.499-	1.340	0.669	14.58	4.88	0.499	335
		336- 0.499-	1.342	0.670	13.78	4.62		
		336- 0.500-	1.343	0.672	14.82	4.98	0.500	336
		336- 0.494-	1.344	0.664	14.00	4.70		
		501- 0.503-	2.005	1.008	10.58	5.30		501

<sup>1)</sup>  $M_{exp} = F_{exp} l/4$ 

Przeprowadzone badania pozwoliły zidentyfikować postacie zniszczenia wzmocnionych blach fałdowych. W przypadku modeli serii 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x zaobserwowano następujące ostateczne postacie zniszczenia:

- a) w obu blachach fałdowych wzmacnianej i wzmacniającej w miejscu przyłożenia obciążenia skupionego powstał dociskowy załom plastyczny typu YE – model 1-N-215-S-0.355-0-2-0,
- b) element wzmacniający nie uległ zniszczeniu. Powstawał zgięciowy załom plastyczny w blasze wzmacnianej w miejscu przyłożenia obciążenia – modele 1-N-298-S-0.116-0-2-0, 1-N-305-S-0.238-0-2-0,
- c) w elemencie wzmacniającym w miejscu przyłożenia obciążenia powstał dociskowy załom plastyczny typu YA, a w elemencie wzmacnianym w tym samym miejscu powstał zgięciowy załom plastyczny – model 1-N-305-S-0.353-0-2-0,
- d) w elemencie wzmacniającym w miejscu przyłożenia obciążenia powstał dociskowy załom plastyczny typu YE, a w elemencie wzmacnianym w tym samym miejscu powstał zgięciowy załom plastyczny – model 1-N-315-S-0.458-0-2-0, 1-N-321-S-0.562-0-3-0, 1-N-325-S-0.667-0-4-0,
- e) jak w d), ale dodatkowo na końcu strefy wzmocnienia w skrajnych środkach arkusza blachy fałdowej pojawiły się załomy zgięciowe – model 1-N-321-S-0.354-0-2-0,
- f) w elemencie wzmacniającym w miejscu przyłożenia obciążenia powstał dociskowy załom typu YA ale tylko w środkowej fałdzie. W elemencie wzmacnianym powstał zgięciowy załom plastyczny w miejscu przyłożenia obciążenia i na jednym końcu strefy wzmocnienia – model 1-N-431-S-0.352-0-2-0,
- g) element wzmacniający nie uległ zniszczeniu. Powstał załom zgięciowy na jednym z końców strefy wzmocnienia w elemencie wzmacnianym – model 1-N-535-S-0.355-0-2-0, 1-N-645-S-0.353-0-2-0.

W przypadku modeli serii 1-P-xxx-S-xxxx-x-x-x i 1-P-xxx-R-xxxx-x-x-x zidentyfikowano następujące postacie zniszczenia blach fałdowych:

- a) w obu blachach fałdowych w miejscu przyłożenia obciążenia powstał dociskowy załom plastyczny typu YA lub niesymetryczny dociskowy załom plastyczny typu YA zbliżony postacią do załomu YE – modele serii 1-P-xxx-S-xxxx-x-x-x za wyjątkiem 1-P-335-S-0.229-2-2-2, modele serii 1-P-xxx-R-xxxx-x-x-x za wyjątkiem 1-P-334-R-0.227-2-2-2
- b) element wzmacniający nie uległ zniszczeniu. W blasze wzmacnianej na jednym lub obu końcach strefy wzmocnienia powstawał zgięciowy załom plastyczny – model 1-P-335-S-0.229-2-2-2, 1-P-334-R-0.227-2-2-2.

W przypadku modeli serii 1-P-xxx-Z-xxxx-x-x-x zidentyfikowano następujące postacie zniszczenia blach fałdowych:

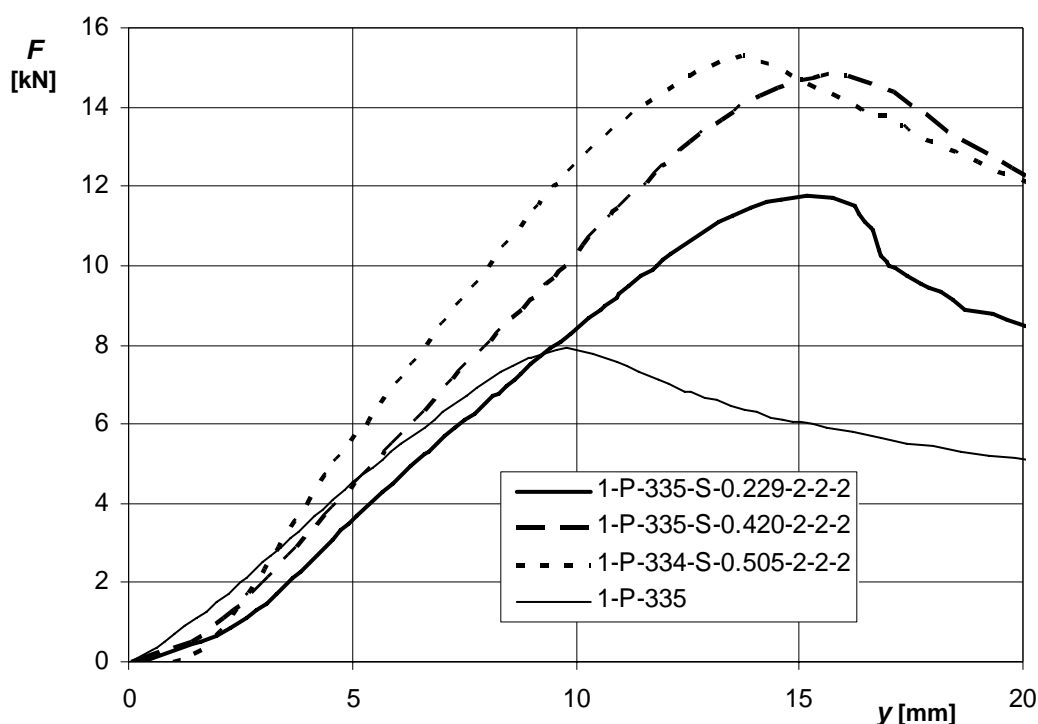
- a) w obu blachach fałdowych w miejscu przyłożenia obciążenia powstał dociskowy załom plastyczny typu YA, lub niesymetryczny dociskowy załom plastyczny YA zbliżony postacią do YE, albo dociskowy załom plastyczny typu YE – modele serii 1-P-xxx-Z-xxxx-x-x-x za wyjątkiem 1-P-336-Z-0.225-2-2-2,
- b) na końcu zakładu w miejscu gdzie końce blach był dociskane do siebie powstał zgięciowy załom plastyczny – model 1-P-336-Z-0.225-2-2-2.

Jednocześnie w żadnym z badanych modeli nie stwierdzono widocznych oznak ścięcia czy wyrwania łączników. Oznacza to, że nośność nitów aluminiowych o średnicy 4 mm jak i nitów stalowych jest wystarczająca to przeniesienia wytyżeń występujących w połączeniu badanych blach fałdowych.

Analizując ścieżki równowagi statycznej badanych modeli (rys. 5.15÷5.20) można stwierdzić, iż w niektórych przypadkach są one wklęsłe w swej początkowej fazie obciążania. Wklęsłość ŚRS może być wynikiem dopasowywania się blachy fałdowej do belki oraz podpór podczas procesu obciążania. Zjawisko to wyjaśniono w rozdziale 3.4.1 dotyczącym jednoprzęsłowych niewzmocnionych blach fałdowych. Odkształcenia trwałe natomiast są prawdopodobnie rezultatem: zakleszczania się blach fałdowych w strefie wzmocnienia podczas wstępnych cykli obciążenia oraz podatności połączeń. Świadczy o tym wzrost trwałych odkształceń wraz z rosnącą ilością cykli obciążenia np. porównaj ŚRS modelu 1-N-305-S-0.353-0-2-0 (rys. 5.15) dla którego przeprowadzono tylko

jeden cykl wstępnego obciążenia z ŚRS modelu 1-N-321-S-0.354-0-2-0 (rys. 5.16) dla którego przeprowadzono 4 cykle wstępnego obciążenia. W modelu 1-N-305-S-0.353-0-2-0 nie wystąpiły trwałe odkształcenia natomiast w 1-N-321-S-0.354-0-2-0 wyniosły one około 1 mm. Ponadto stwierdzono, iż największe odkształcenia trwałe występują w modelach „krótkich” tj., gdy  $M/F < 200$  Nmm/N. Wynika to z tego, że modele te mają większą nośność graniczną i podczas badań przykładane są do nich większe obciążenia. W porównaniu do innych modeli mają one także, mniejszą bezwzględną długością strefy podwójnego przekroju poprzecznego co w połączeniu z większymi obciążeniami powoduje zwiększone wzajemne oddziaływania arkuszy blach na siebie i większe trwałe odkształcenia. Np. w przypadku modeli 1-P-168-R-0.499-2-2-2, 1-P-168-Z-0.507-2-2-2 i 1-P-169-Z-0.489-2-2-2 odkształcenia trwałe wyniosły nawet do 2.5 mm, pomimo tego, że modele te były obciążane tylko jednym cyklem wstępnego obciążenia. Z rezultatów badań doświadczalnych nie wynika natomiast, że wartość odkształceń trwałych istotnie zależy od sposobu wzmocnienia blach fałdowych.

Na rys. 3.15 zestawiono ścieżki równowagi statycznej modeli serii 1-P-xxx-S-xxxx-x-x-x o zmiennej długości strefy wzmocnienia  $a/l = 0.229, 0.420, 0.505$ . Największą nośnością i sztywnością charakteryzują się modele o maksymalnej długości strefy wzmocnienia. W porównaniu do modelu nie wzmocnionego 1-P-335 wzrost nośności dla poszczególnych wzmocnionych modeli wyniósł odpowiednio 48%, 87% i 92%, a sztywności zaś 0%, 25%, 59%. Przy czym wzrost nośności modelu o  $a/l = 0.505$  był nieznaczny w stosunku do modelu o  $a/l = 0.420$ . Jednak model, w którym  $a/l = 0.505$  cechuje większa sztywność. Z analiz porównawczych ŚRS pozostałych badanych modeli wynikają jakościowo identyczne wnioski.



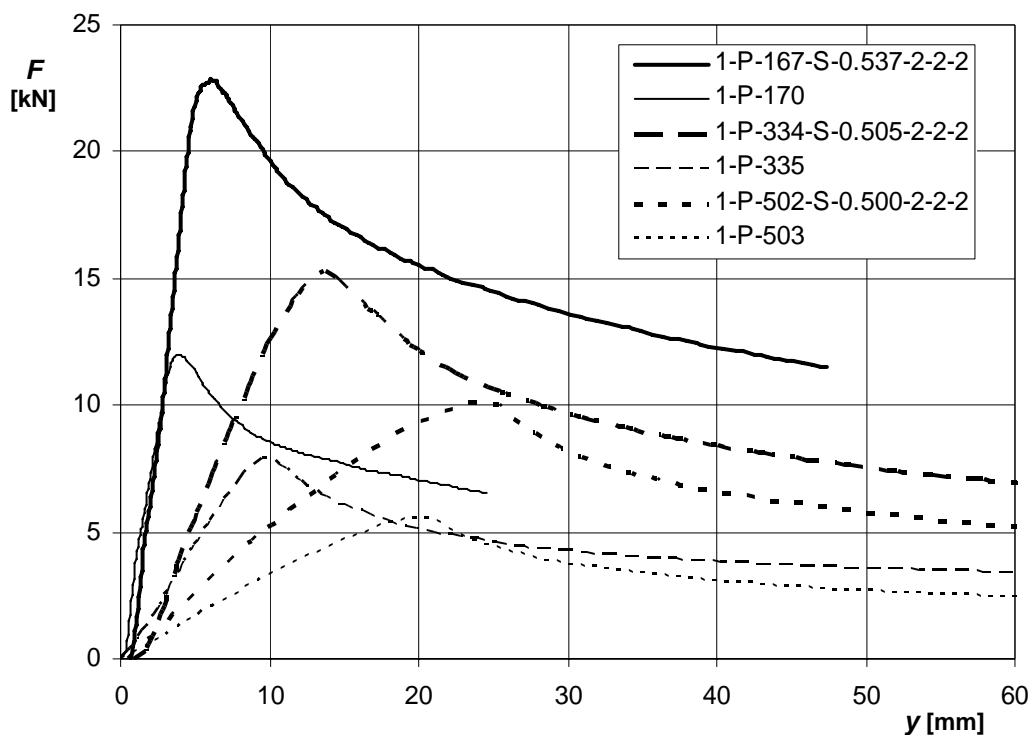
Rys. 3.15. Porównanie doświadczalnych ścieżek równowagi statycznej modeli wzmocnionych blach fałdowych 1-P-335-S-xxxx-2-2-2

Na rys. 3.16 pokazano ścieżki równowagi statycznej modeli serii 1-P-xxx-S-xxxx-x-x-x, ale o zmiennym parametrze wyężenia przekroju  $M/F = 167, 334, 502$  Nmm/N (zmiennej rozpiętości przęsła). Jak widać nośność i sztywność konstrukcji maleje wraz ze wzrostem wyężenia przekroju. Ponadto na rys. 3.16 umieszczono ścieżki równowagi statycznej modeli bez wzmocnienia (1-P-170, 1-P-335, 1-P-503). Z porównania ŚRS modelu wzmocnionego 1-P-167-S-0.537-2-2-2 i niewzmoc-

nionego 1-P-170 wynika, iż występuje 89% wzrost nośności i praktycznie nie ma istotnej zmiany sztywności ustroju. W przypadku modeli 1-P-334-S-0.505-2-2-2 i 1-P-335 mamy do czynienia z 96% wzrostem nośności i 63% wzrostem sztywności. W modelach 1-P-502-S-0.500-2-2-2 i 1-P-503 występuje 82% wzrost nośności i 58% wzrost sztywności.

Rezultaty badań przedstawione na rys. 3.15 i 3.16 stanowią doświadczalne potwierdzenie tezy nr 1 rozprawy doktorskiej: *Lokalne wzmocnienie stref podpór pośrednich wieloprzęślowych blach fałdowych powoduje zdecydowanie większy wzrost nośności ustroju niż jego sztywności.*

Szczegółową analizę wyników badań doświadczalnych jednoprzęsłowych wzmocnionych blach fałdowych przeprowadzono w dalszej części pracy, w miejscu poświęconym porównaniu wyników badań eksperymentalnych, MES i teoretycznych.



Rys. 3.16. Porównanie doświadczalnych ścieżek równowagi statycznej modeli wzmocnionych blach fałdowych i bez wzmocnienia

### 3.8. Badania dwuprzęsłowych blach fałdowych

Wykonano również badania doświadczalne nośności granicznej dwuprzęsłowych blach fałdowych. Ich celem była weryfikacja rezultatów otrzymywanych z badań jednoprzęsłowych blach fałdowych. Ponieważ koszt realizacji badań elementów dwuprzęsłowych jest znaczny ograniczono się jedynie do zbadania 4 modeli; dwóch bez wzmocnienia (jeden w pozycji pozytywnej przekroju, a drugi w negatywnej), modelu ustroju uciążłonego na zakład i modelu konstrukcji wzmocnionej dodatkowym arkuszem od strony włókien ściskanych. Przy czym rezultaty badań modelu wzmocnionego dodatkowym arkuszem blachy fałdowej odrzucono ze względu na znaczne rozbieżności z wynikami pozostałych badań. Należy zaznaczyć, że użyty do badań tego modelu arkusz blachy fałdowej był obciążony bardzo dużymi wstępnymi imperfekcjami geometrycznymi. Jednocześnie był to ostatni arkusz jakim dysponowano do badań modeli dwuprzęsłowych. Zrezygnowano natomiast

z badań dodatkowych modeli dwuprzęsłowych blach fałdowych, gdyż nie chciano badać arkuszy blach z innej serii produkcji tych wyrobów.

Modele obciążano monotonicznie narastającym obciążeniem statycznym przekazywanym na przęsła belek przez układ dźwigni i dwa siłowniki sterowane elektronicznie.

Obciążenia i przemieszczenia ustroju rejestrowano co 0.2 kN, a w strefie silnej nieliniowości ścieżki równowagi statycznej co 0.5 mm. Odczytu zerowego przemieszczeń dokonywano dla konstrukcji obciążonej ciężarem własnym elementów pośredniczących w przekazywaniu obciążenia. W konsekwencji uzyskane ŚRS musiały zostać przeskalowane, aby uwzględniły przemieszczenia wynikające z obciążenia ciężarem własnym dźwigni.

W przypadku modelu uciążonego na zakład (2-N-290-Z-0.155-2-1-2) jako łączników użyto nitów aluminiowych o średnicy 4 mm i długości 6 mm. W każdym środniku w strefie połączenia znajdowało się 5 nitów po 2 na końcach zakładu i jeden w przekroju podporowym.

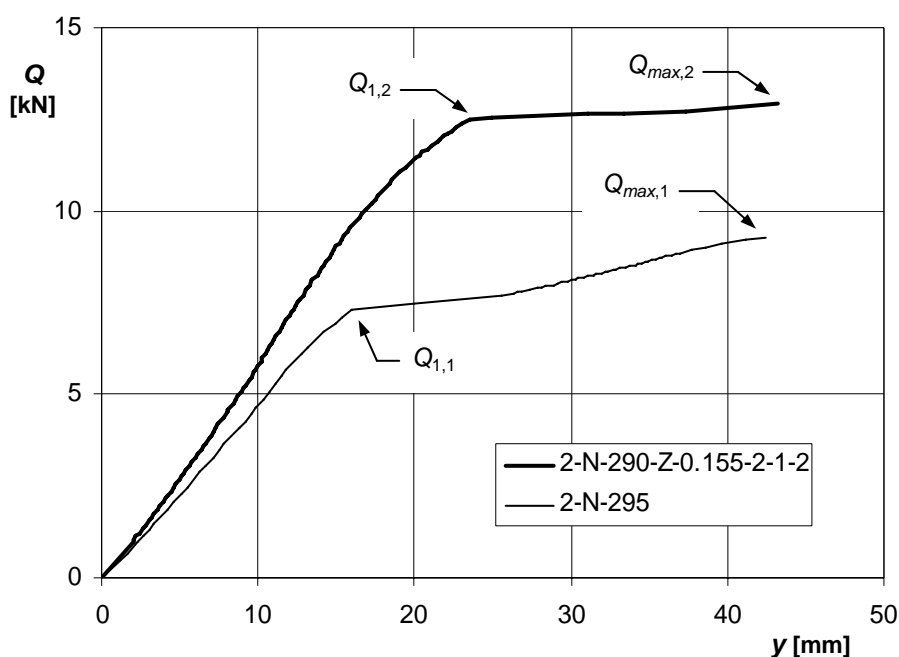
Wyniki badań podano w tabl. 3.5, gdzie symbolem  $Q_1$  oznaczono obciążenie odpowiadające powstaniu załomu plastycznego na podporze środkowej.

Tablica 3.5. Wyniki analiz nośności granicznej dwuprzęsłowych blach fałdowych

Oznaczenie modelu	$l_w$	$a_w$	$Q_1$	$Q_{max}$	$M_1$ <sup>1)</sup>
	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
1	2	3	4	5	6
2-N-295	2.950	-	7.29	9.30	2.77
2-P-295	2.950	-	7.78	9.14	2.96
2-N-290-Z-0.155-2-1-2	2.900	0.450	12.49	12.94	4.67

<sup>1)</sup>  $M_1 = 0.5156 Q_1 l / 4$  – wartość podporowego momentu zginającego w belce dwuprzęsłowej obciążonej 4 siłami skupionymi w przęsle

Na rys. 5.22 pokazano ścieżki równowagi statycznej badanych modeli. Na osi poziomej naniesiono wartość średniego ugięcia zmierzonego 4 czujnikami w dwóch przęsłach ustroju. Na osi pionowej naniesiono zaś wartość średniego obciążenia przypadającego na jedno przęsło.



Rys. 3.17. Porównanie uzyskanych doświadczalnie ścieżek równowagi statycznej niewzmocnionej (2-N-295) i wzmocnionej zakładkowo dwuprzęsłowej blachy fałdowej (2-N-290-Z-0.155-2-1-2)

Na rys. 3.18 pokazano widok zniszczenia niewzmocnionych i wzmacnionych w wyniku uciąglenia dwuprzęsłowych blach fałdowych.

W przypadku dwuprzęsłowych, niewzmocnionych blach fałdowych zniszczenie modeli rozpoczynało się od powstania dociskowego załomu plastycznego na podporze środkowej (etap 1) a następnie przy zwiększaniu obciążenia powstawał załom plastyczny losowo w jednym z przęseł (etap 2). Sposób wyczerpania nośności wzmacnionych blach fałdowych był podobny do mechanizmu zniszczenia ustroju niewzmocnionego lub też pierwszy załom plastyczny powstawał na końcu strefy wzmacnienia. Obciążenia powodujące zniszczenie na podporze i w przęśle modelu lokalnie wzmacnionego były większe odpowiednio o 71% i 39% ( $Q_{1,2}/Q_{1,1} = 12.49/7.29 = 1.71$ ,  $Q_{max,2}/Q_{max,1} = 12.94/9.30 = 1.39$ ) od obciążenia ustroju bez wzmacnienia (rys. 3.17). Zastosowanie zakładu uciągającego blachy fałdowe zwiększyło także sztywność konstrukcji o około 20%.

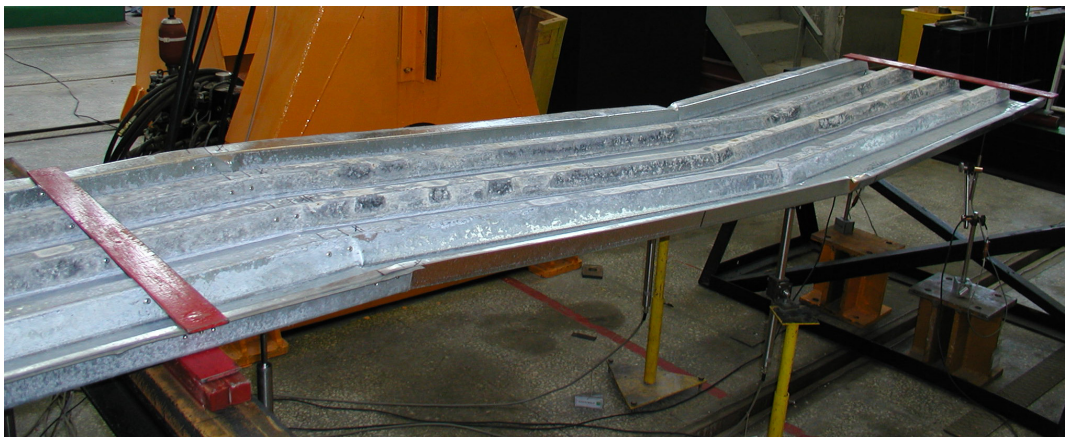
Wyniki badań wskazują, iż zastosowanie podwójnego przekroju poprzecznego w strefie podpory pośredniej może powodować znaczny wzrost nośności konstrukcji, natomiast mniejszy wzrost jej sztywności. Ponadto stwierdza się, że w ustrojach wzmacnionych zmniejsza się zapas „niewykorzystanej” nośności po powstaniu na podporze pierwszego przegubu plastycznego. W ustroju niewzmocnionym (rys. 3.17) wynosi on 27% ( $(9.30-7.29)/7.29 = 0.27$ ), zaś w blasze fałdowej wzmacnionej wyniósł on 3% ( $(12.94-12.49)/12.49 = 0.03$ ).

Szczegółową analizę wyników badań doświadczalnych dwuprzęsłowych blach fałdowych przeprowadzono w dalszej części pracy w miejscu poświęconym porównaniu wyników badań eksperymentalnych, numerycznych i teoretycznych.

a)



b)



Rys. 3.18. Widok zniszczenia niewzmocnionych (a) i wzmacnionych w wyniku uciąglenia (b) dwuprzęsłowych blach fałdowych



## **4. Symulacje numeryczne wyężenia strefy podpory pośredniej wielopręslowych blach fałdowych**

### **4.1. Wprowadzenie**

W rozdziale tym zaprezentowano symulacje numeryczne wyężenia badanych doświadczalnie blach fałdowych (rozdział 3). Nie analizowano innych modeli ze względu na długi czas obliczeń. Celem symulacji numerycznych było uzupełnienie wyników badań eksperymentalnych. Analizy numeryczne uwiocznily szczegóły, nie dostrzeżone podczas badań doświadczalnych z racji przyjętej metody badawczej (tzn. pomiaru ugięć i obserwacji wzrokowej). Pozwoliły one ponadto dokładniej określić mechanizm i charakterystyczne postacie zniszczenia analizowanych modeli blach fałdowych, a także zidentyfikować strefy kontaktowe i wyężenie łączników.

Obliczenia przeprowadzono metodą elementów skończonych na komputerach Wrocławskiego Centrum Sieciowo-Superkomputerowego, grant obliczeniowy Nr 2004/2 korzystając z programu ABAQUS 6.4 i ABAQUS 6.5.

System ABAQUS [1, 2, 3, 4, 5] ma budowę modułową i jest pakietem służącym do analizy, metodą elementów skończonych nieliniowych układów konstrukcyjnych i towarzyszących im zjawisk fizycznych. Stosowany jest w zagadnieniach mechaniki ciała stałego i płynów oraz do oceny wytrzymałościowej elementów maszyn i konstrukcji z uwzględnieniem obciążenia, temperatury, punktów łącznych, ewentualnych zderzeń i innych warunków środowiskowych. W światowym środowisku naukowy ABAQUS uznawany jest za jedno z najlepszych narzędzi obliczeniowych. Od 1978 r. ciągle doskonalenie i testowanie programu zapewnia wiarygodność generowanych wyników analiz.

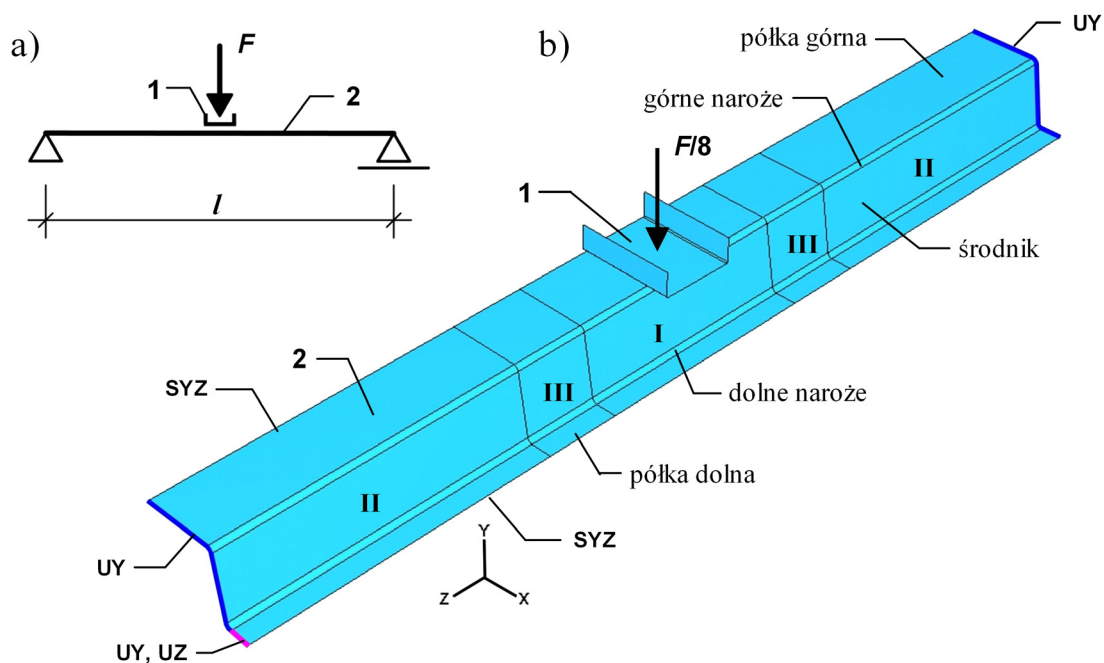
W analizie wyężenia modeli blach fałdowych o przekroju pojedynczym do obliczeń wykorzystywano moduł STANDARD programu ABAQUS, w przypadku zaś modeli o przekroju zdwojonym używano modułu zawansowanej analizy dynamicznej EXPLICIT, który pozwala na uwzględnienie ogólnego zagadnienia kontaktowego jakie występuje np. podczas zderzenia (Crash Test) pojazdu samochodowego.

### **4.2. Symulacje numeryczne interakcyjnego wyężenia niewzmocnionych przekrojów blach fałdowych**

#### **4.2.1. Model numeryczny niewzmocnionych blach fałdowych**

Model numeryczny blach fałdowych o przekroju niewzmocnionym utworzono w module CAE i analizowano w module STANDARD programu ABAQUS. Do analizy przyjęto przekrój blachy fałdowej o wymiarach określonych na podstawie pomiarów rzeczywistych blach fałdowych (tabl. 3.2). Budując model numeryczny z arkusza blachy fałdowej wydzielono pojedynczą fałdę. Uwzględniono symetrię przekroju pojedynczej fałdy względem jej osi podłużnej i analizowano połowę o przekroju połowy fałdy 2 (rys. 4.1b). Jednocześnie celowo pominięto, możliwą do uwzględnienia, symetrię ustroju względem elementu przekazującego obciążenie 1 w płaszczyźnie XY ze względu na zauważoną w niektórych badaniach doświadczalnych niesymetryczną postać zniszczenia przekroju blachy fałdowej.

W celu uzyskania w symulacjach numerycznych, zidentyfikowanych w badaniach doświadczalnych, niesymetrycznych postaci zniszczenia blach fałdowych wprowadzono do modelu imperfekcję geometryczną. Element 1 (belka – rys. 4.1) został obrócony wokół osi X poprzecznej do kierunku fałdy o kąt przy, którym różnica poziomów jego skrajnych krawędzi wynosiła 1 mm. Przyjęto jednocześnie, że element 1 ma możliwość przemieszczania się jedynie w kierunku osi Y.



Rys. 4.1. Modelowana część przekroju blachy faldowej: a) schemat statyczny blach faldowych, b) model numeryczny, (opis w tekście)

Schemat statyczny modelu odpowiadał schematowi statycznemu blach faldowych badanych doświadczalnie (rys. 4.1a). Na obu końcach element podparto w kierunku osi Y odbierając translacyjny stopień swobody UY (rys. 4.1b). Dodatkowo jednej z krawędzi odebrano translacyjny stopień swobody w kierunku osi Z (UY, UZ rys. 4.1b). Pozostałym swobodnym krawędziom przyporządkowano warunki symetrycznego podparcia w płaszczyźnie YZ ( $U_X = U_{R_Y} = U_{R_Z} = 0$ , gdzie  $U_X$  przemieszczenie w kierunku osi X, a  $U_{R_Y}$  i  $U_{R_Z}$  to odpowiednio rotacje wokół osi Y i Z), które oznaczono symbolem SYZ. Ponieważ numerycznie analizuje się symetryczną, powtarzalną część przekroju blachy faldowej (rys. 3.4) to uzyskiwane obciążenie graniczne ustroju równe jest 1/8 obciążenia uzyskiwanego podczas badań doświadczalnych (porównaj rys. 3.4 i rys. 4.1).

W analizach przyjęto wyznaczone doświadczalnie parametry stali blach faldowych: moduł Young'a  $E = 209$  GPa, współczynnik Poisson'a,  $\nu = 0.3$  i granica plastyczności  $R_e = 301$  MPa (tabl. 3.1). Założono sprężysto-idealnie plastyczny model wyężenia materiału. Element przekazujący obciążenie 1 (rys. 4.1b) przyjęto jako powłokę o idealnej sztywności (Analytical Rigit).

W obliczeniach uwzględniono dodatkowo:

- nieliniowość geometryczną (wpływ przemieszczeń ustroju na zmianę sił wewnętrznych) zarówno lokalną ścianek przekroju jak i globalną osi elementów,
- tarcie między elementami 1 i 2 (rys. 4.1), które opisano hipotezą Culomb'a przyjmując wyznaczony doświadczalnie współczynnik tarcia  $\mu = 0.23$ .

Do budowy modelu numerycznego przyjęto powłokowe elementy skończone S4R. Są to elementy czworokątne o czterech węzłach. Każdy węzeł posiada sześć stopni swobody trzy translacje i trzy rotacje. Elementy te mają możliwość analizy dużych odkształceń i zagadnień kontaktowych. Przyjęto 7 punktów całkowania na grubości elementu skończonego, aby wiarygodnie uwzględnić uplastycznienie ścianek przekroju na ich grubości.

Na podstawie własnych obszernych analiz wyężenia konstrukcji i zbieżności rozwiązań oraz wskazówek zawartych w pracy [64, 67] wydzielono w modelu 3 strefy różniące się gęstością podziału na elementy skończone. Przyjęto zasadę, że w miejscach o dużej zmianie naprężeń i odkształceń zastosowano gęstszy podział, a w pozostałym obszarze podział rzadki. Wyjątkiem są stre-

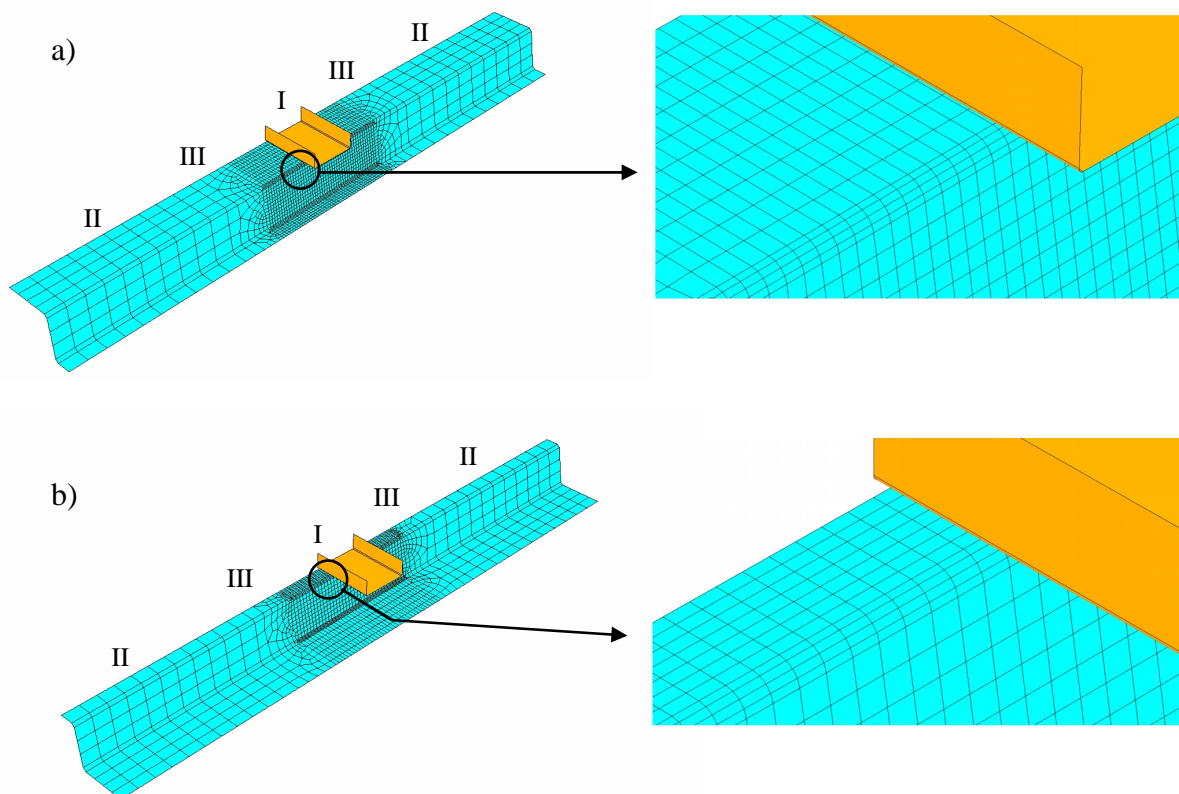
fy przypadkowe, gdzie pomimo występowania dużego gradientu naprężeń zastosowano rzadki podział. Wynika to z faktu, iż gęstość „meshu” w strefach przypadkowych ma niewielki wpływ na analizowane parametry konstrukcji. Strefa I (rys. 4.1b) z elementami skończonymi o najmniejszym rozmiarze ma długość równą potrójnej szerokości strefy docisku (180 mm). W strefie II występuje rzadki podział na elementy skończone. Strefa III to strefa przejściowa o długości równej szerokości docisku (60 mm). Siatkę podziału ustroju na elementy skończone pokazano na rys. 4.2, a jej parametry podano w tabl. 4.1.

Obciążenie ustroju realizowano sposobem monotonicznego przyrostu przemieszczenia elementu 1 (rys. 4.1b) w kierunku osi Y do wartości równej 1/40 rozpiętości pręśla analizowanego modelu. Podczas symulacji numerycznych zapisywano postacie deformacji konstrukcji, obciążenie i przemieszczenie pionowe (w kierunku osi Y) fałdy mierzone w środku jej rozpiętości w dolnej półce.

Tablica 4.1. Parametry siatki podziału na elementy skończone modeli 1-P-170÷1-N-971

Ścianka kształtownika	Strefa I		Strefa II	
	W kierunku podłużnym do osi fałdy	W kierunku poprzecznym do osi fałdy	W kierunku podłużnym do osi fałdy	W kierunku poprzecznym do osi fałdy
półka górna	5 mm	7.5 mm (2.5 mm) <sup>1)</sup>	24 mm	15 mm
górny narożnik	5 mm	4 elementy	24 mm	1 element
środek	5 mm	5 mm	24 mm	15 mm
dolny narożnik	5 mm	4 elementy	24 mm	1 element
półka dolna	5 mm	4 elem. (6 elem.) <sup>1)</sup>	24 mm	15 mm

<sup>1)</sup> Wartość pierwsza dotyczy modeli 1-P-170÷1-P-970, wartość w nawiasie dotyczy modeli 1-N-201÷1-N-971



Rys. 4.2. Podział na elementy skończone a) modele 1-P-170÷1-P-970, b) modele 1-N-201÷1-N-971

#### 4.2.2. Wyniki analiz numerycznych wytrzymałości niewzmocnionych blach fałdowych

W kolumnie 2 tabl. 4.2 podano wartości obciążenia granicznego  $F_{exp}$  uzyskane z badań doświadczalnych niewzmocnionych blach fałdowych, a w kolumnie 3 towarzyszący obciążeniu granicznemu moment zginający  $M_{exp}$ . W kolumnach 4 i 5 zamieszczono wartości względne nośności ze względu na docisk i zginanie. Wykorzystano tam porównawczą nośności przekroju na docisk  $F_R = 23.7$  kN i zginanie  $M_{Rpoz} = 2.75$  kNm,  $M_{Rneg} = 2.86$  kNm. Wyznaczono je według zaleceń EC3 [50] z pominięciem częściowych współczynników bezpieczeństwa oraz o wymiarach przekroju poprzecznego blachy fałdowej i charakterystykach wytrzymałościowych stali ustalonych w badaniach doświadczalnych. W kolumnach 6÷9 zamieszczono wartości analogicznych parametrów w odniesieniu do wyników badań numerycznych MES. W kolumnie 10 podano wartość stosunku obciążenia granicznego uzyskanego z analiz numerycznych MES do obciążenia granicznego uzyskanego z badań doświadczalnych.

Tablica 4.2. Porównanie parametrów nośności granicznej uzyskanych z badań doświadczalnych i analiz numerycznych MES modeli 1-P-170÷1-N-971

Oznaczenie modelu	$F_{exp}$	$M_{exp}^{1)}$	$\frac{F_{exp}}{F_R}$	$\frac{M_{exp}}{M_R}$	$F_{mes}$	$M_{mes}^{2)}$	$\frac{F_{mes}}{F_R}$	$\frac{M_{mes}}{M_R}$	$\frac{F_{mes}}{F_{exp}}$	
	$M/F$ [Nmm/N]	[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[-]	[-]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1-P-	170	<b>11.99</b>	<b>2.04</b>	<b>0.51</b>	<b>0.74</b>	<b>13.32</b>	<b>2.26</b>	<b>0.56</b>	<b>0.82</b>	<b>1.11</b>
	200	12.19	2.44	0.51	0.89	11.98	2.40	0.51	0.87	0.98
	250	10.68	2.67	0.45	0.97	10.11	2.53	0.43	0.92	0.95
	292	8.39	2.45	0.35	0.89	8.88	2.59	0.37	0.94	1.06
	300	8.99	2.70	0.38	0.98	8.72	2.62	0.37	0.95	0.97
	335	7.92	2.65	0.33	0.96	7.93	2.65	0.33	0.96	1.00
	349	7.82	2.73	0.33	0.99	7.65	2.67	0.32	0.97	0.98
	403	<b>8.74</b>	<b>3.52</b>	<b>0.37</b>	<b>1.28</b>	<b>6.74</b>	<b>2.71</b>	<b>0.28</b>	<b>0.99</b>	<b>0.77</b>
	501	5.81	2.91	0.25	1.06	5.51	2.76	0.23	1.00	0.95
	503	5.54	2.79	0.23	1.01	5.49	2.76	0.23	1.00	0.99
	970	3.40	3.30	0.14	1.20	2.99	2.90	0.13	1.05	0.88
1-N-	201	11.38	2.29	0.48	0.80	11.43	2.30	0.48	0.80	1.00
	250	9.28	2.32	0.39	0.81	9.51	2.38	0.40	0.83	1.02
	290	8.52	2.47	0.36	0.86	8.39	2.44	0.35	0.85	0.98
	300	7.69	2.31	0.32	0.81	8.19	2.46	0.35	0.86	1.07
	351	7.10	2.49	0.30	0.87	7.18	2.52	0.30	0.88	1.01
	403	8.07	3.25	0.34	1.14	6.34	2.55	0.27	0.89	0.79
	500	5.74	2.87	0.24	1.00	5.19	2.60	0.22	0.91	0.90
	971	3.41	3.31	0.14	1.16	2.83	2.75	0.12	0.96	0.83

<sup>1)</sup>  $M_{exp} = F_{exp} l/4$ , <sup>2)</sup>  $M_{mes} = F_{mes} l/4$

Rys. 4.3 przedstawia sporządzone na podstawie tabl. 4.2 krzywe interakcyjnej nośności  $M-F$  przekroju blach fałdowych.

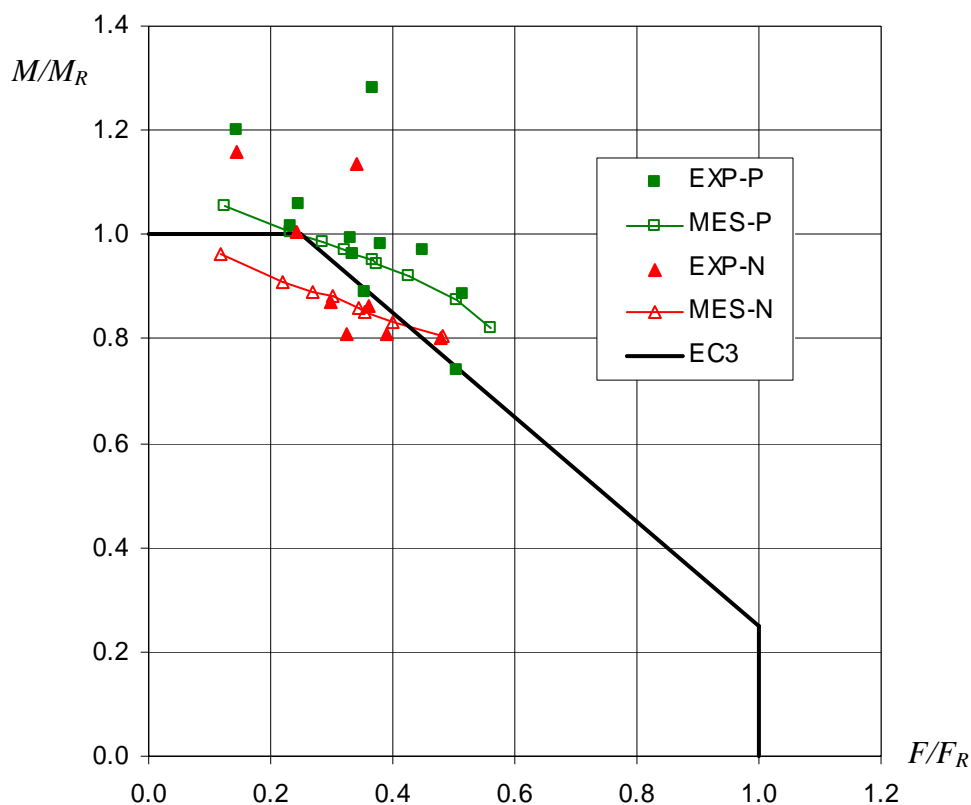
Na rys. 5.10÷5.13 porównano ścieżki równowagi statycznej  $F(y)$  zginanych, niewzmocnionych, jednoprzęsłowych blach fałdowych badanych modeli uzyskane analitycznie i doświadczalnie.

Wartość współczynnika w kolumnie 10 (tabl. 4.2) określającego stosunek obciążenia granicznego uzyskanego na podstawie analiz numerycznych MES do wartości obciążenia granicznego uzyskanego doświadczalnie wynosi  $F_{mes}/F_{exp} = 0.77 \div 1.11$ . Wartość średnia współczynnika  $F_{mes}/F_{exp}$  wynosi 0.960, a jego współczynnik zmienności  $v = 9.5\%$ . Świadczy to o tym, iż dla badanych modeli analizy MES bezpiecznie szacują obciążenie graniczne konstrukcji.

Należy zauważyć, że wyznaczone numerycznie obciążenie graniczne (kolumna 6, tabl. 4.2) maleje wraz ze wzrostem stosunku  $M/F$  czyli wraz ze wzrostem rozpiętości modeli. Ta logiczna prawidłowość nie znajduje pełnego potwierdzenia w wynikach badań doświadczalnych (kolumna 2, tabl. 4.2). Wbrew oczekiwaniom model 1-P-200 ma większą nośność od modelu 1-P-170, podobnie 1-P-300 od 1-P-292, 1-P-403 od 1-P-349 oraz 1-N-403 od 1-N-351. Te rażąco odbiegające od prawidłowości wyniki świadczą o znacznych losowych rozrzutach nośności granicznej produkowanych przemysłowo blach fałdowych. Mogą być one skutkiem wielu czynników np. losowości cech materiałowych lub/i imperfekcji geometrycznych blach fałdowych, które powstają w procesie produkcji, transportu, składowania i montażu. Jednocześnie należy zaznaczyć, że nośność analizowanej konstrukcji cienkościennej zmienia się nieliniowo wraz z rozpiętością  $l$  przęsła modeli wynika to z nieliniowej interakcyjnej nośności  $M-F$  przekroju blach fałdowych.

Na rys. 4.3 pokazano interakcyjne wyężenie badanych modeli blach fałdowych. Należy podkreślić, że przedstawione wyniki badań reprezentują występujący w praktyce zakres wyężenia  $M/F$  przekroju blach fałdowych T55/188/0.75. Na rysunku widać wyraźnie losowość wyników badań doświadczalnych (EXP-P, EXP-N) tworzących charakterystyczny rozproszony zbiór punktów. Większość wyników badań doświadczalnych znajduje się w pobliżu krzywych MES za wyjątkiem rezultatów dla  $F/F_R < 0.3$ , które są większe nawet o 30 % od oszacowań teoretycznych. Ze względu na zbyt małą ilość badanych modeli trudno stwierdzić, czy ten wzrost nośności jest wynikiem losowych cech blach fałdowych, czy też zjawisk opisanych przez Davies'a [42]. Za losowością przemawia fakt, że przeprowadzone własne analizy MES nie potwierdzają krzywych interakcyjnych Davies'a, które wyznaczone zostały także MES.

Ogólnie zauważa się tendencję, iż rezultaty MES są usytuowane w dolnej strefie wyników eksperymentalnych. Na tej podstawie można stwierdzić, iż numeryczna analiza MES bezpiecznie szacuje interakcyjną nośność  $M-F$  przekrojów blach fałdowych.



Rys. 4.3. Porównanie interakcyjnego wyężenia modeli niewzmocnionych blach fałdowych (opis w tekście)

W przypadku oszacowań nośności interakcyjnej według EC3 [50], zauważyć można pewną anomalię. Wszystkie wyniki badań serii EXP-P (rys. 4.3) leżą powyżej lub na krzywej interakcyjnej EC3. Natomiast w przypadku wyników badań serii EXP-N, trzy rezultaty leżą powyżej krzywej interakcyjnej, jeden na krzywej i cztery poniżej. Może to świadczyć o nieznacznym zaniżaniu przez EC3 [50] nośności blach fałdowych w przypadku, gdy ściskana jest półka szersza przekroju (seria EXP-P). Wnioski te zdaje się potwierdzać, również krzywa interakcyjna MES-P, która jest położona wyżej od krzywej MES-N. Przy czym należy zaznaczyć, że przy wyznaczaniu nośności blachy fałdowej ( $M_{Rpoz}$ ,  $M_{Rneg}$ ) według EC3 [50], nie uwzględniano plastycznej rezerwy nośności przekroju. Analizy MES natomiast uwzględniały plastyczną redystrybucję sił wewnętrznych i to może być przyczyną rozbieżności. Tym niemniej należy stwierdzić, że krzywa interakcyjna EC3 [50] również bezpiecznie szacuje wyęteżenie badanych modeli.

Krzywe interakcyjne MES-P i MES-N (rys. 4.3) są w przybliżeniu równoległe do siebie, ale mają nachylenie do osi układu współrzędnych inne niż ukośna część interakcyjnej zależności według EC3 [50]. Wynikać to może z faktu, iż krzywe MES-P i MES-N są indywidualnie ustalonymi charakterystykami  $M-F$  badanych przekrojów blach fałdowych, natomiast interakcyjna zależność według EC3 [50], jest wynikiem kompromisu dzięki któremu można szacować nośność wszystkich przekrojów cienkościennych wyęteżonych jednocześnie momentem zginającym i siłą skupioną.

Na rys. 5.10÷5.13 przedstawiono ścieżki równowagi statycznej (ŚRS) uzyskane doświadczalnie i numerycznie. Numeryczne ŚRS w początkowej fazie obciążenia są wypukłe natomiast ścieżki eksperymentalne są wklęsłe. Zjawisko wklęsłej postaci ŚRS jest wynikiem dopasowywania się modelu badawczego do belki oraz do podpór w początkowej fazie obciążania i zostało omówione w rozdziale 2.

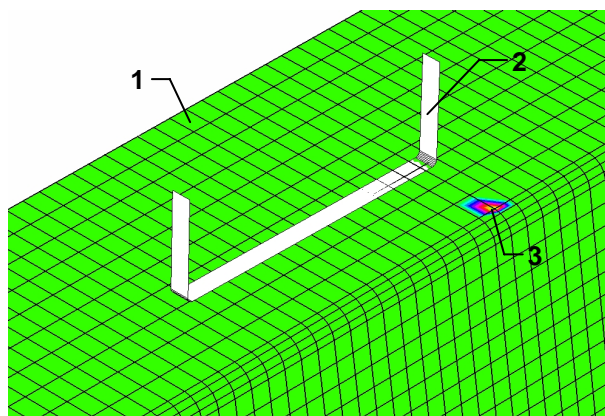
Porównując nachylenia, w sprężystej fazie wyęteżenia, numerycznych ŚRS i ekstrapolowanych eksperymentalnych ŚRS (linia przerywana, rys. 5.10÷5.13) można stwierdzić, iż są one zbliżone. Przy czym analizy numeryczne zawyżają sztywność konstrukcji. Największe rozbieżności występują w przypadku modeli krótkich ( $M/F \leq 250$  Nmm/N) nawet do 45% i maleją wraz z rosnącą rozpiętością modeli. Natomiast w przypadku modeli najdłuższych 1-P-970, 1-N-971 metoda numeryczna zaniża sztywność konstrukcji o odpowiednio 12% i 10% w stosunku do wyników doświadczeń. Po przekroczeniu obciążenia granicznego (opadająca część ŚRS) stwierdza się zadowalającą zbieżność ugięć wyznaczoną obiema metodami. Przy czym należy zaznaczyć, iż wykluczono wpływ na ugięcia efektu rozchodzenia się fałd podczas badania. Przeprowadzone analizy numeryczne dla modeli o idealnej geometrii nie wykazały, że to zjawisko w istotny sposób wpływa na otrzymywane wyniki.

Na rozbieżności ugięć modeli otrzymanych numerycznie i doświadczalnie może mieć istotny wpływ idealizacja konstrukcji jakiej dokonuje się budując model numeryczny. W badaniach MES analizuje się model o identycznych wymiarach każdej z czterech fałd arkusza blachy fałdowej, o idealnie prostoliniowej osi podłużnej i niezmiennym na długości przekroju poprzecznym. W praktyce każda z fałd może mieć inną wysokość i kształt osi podłużnej, a z tym związane jest nierównomierne włączanie się fałd do współpracy w przenoszeniu obciążeń. W zaproponowanym modelu numerycznym brak jest również wstępnych losowych imperfekcji ścianek, które zmniejszają sztywność rzeczywistej konstrukcji. Ponadto przyjmuje się identyczne charakterystyki wytrzymałościowe materiału w przekroju elementu. Natomiast w narożach występuje zwykle podwyższona, na skutek gięcia, wytrzymałość materiału. Poza tym w modelu numerycznym nie uwzględnia się naprężeń wstępnych jakie wprowadzane są do kształtownika w procesie produkcji (gięcia).

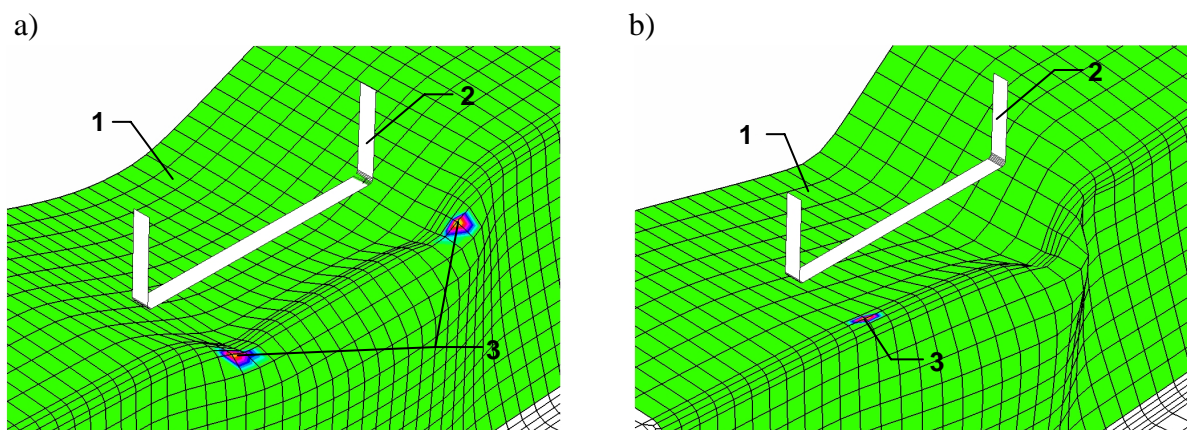
Postacie zniszczenia przekroju blachy fałdowej uzyskane numerycznie wykazała pełną zgodność z wynikami badań doświadczalnych. Analizując rezultaty badań numerycznych ustalono, że w przypadku modeli krótkich: serii 1-P-xxx o wyęteżeniu  $M/F \leq 350$  Nmm/N i modeli serii 1-N-xxx o wyęteżeniu  $M/F \leq 250$  Nmm/N występuje mechanizm zniszczenia przekroju typu YA (symetryczna postać zniszczenia). W przypadku modeli tych samych serii, ale długich (tzn. o wyęteżeniu odpowiednio  $M/F \geq 500$  Nmm/N i  $M/F \geq 350$  Nmm/N) występuje zniszczenie przekroju typu YE

(niesymetryczna postać zniszczenia). Przy czym przejście z jednej postaci zniszczenia do drugiej następuje stopniowo wraz ze wzrostem rozpiętości pręśła modeli i trudno jest ustalić jednoznacznie granice obu mechanizmów zniszczenia. Podobny wynik otrzymano doświadczalnie.

Analizy numeryczne pozwoliły stwierdzić, że przejście pomiędzy jedną i drugą postacią zniszczenia (YA, YE) następuje łagodnie w sposób ciągły wraz ze wzrostem rozpiętości modeli i zależy od imperfekcji geometrycznych przekroju blachy fałdowej i sposobu przekazywania obciążenia. W przypadku modelu bez imperfekcji i idealnie równomiernego przekazywania obciążenia zniszczenie przekroju krytycznego następowałoby jedynie w postaci symetrycznej YA niezależnie od rozpiętości modelu.



Rys. 4.4. Sposób przekazywania obciążenia w I fazie wyężenia blachy fałdowej: 1 – blacha fałdowa, 2 – belka, 3 – punkt kontaktu



Rys. 4.5. Sposób przekazywania obciążenia w II fazie wyężenia blachy fałdowej w przypadku: a) symetrycznej postaci zniszczenia (YA), b) niesymetrycznej postaci zniszczenia (YE), 1 – blacha fałdowa, 2 – belka, 3 – punkt kontaktu

Wykonane badania numeryczne pozwoliły również na identyfikację wyężenia w strefie przekazywania obciążenia z belki na blachę fałdową w fazie poprzedzającej utworzenie się mechanizmu zniszczenia ustroju. W początkowej fazie wyężenia (I faza) dla wszystkich modeli obciążenie z belki przekazywało się przez jej jedną krawędź na końcu wyokrąglenia naroża blachy fałdowej (rys. 4.4), co jest konsekwencją wprowadzonej imperfekcji ustroju polegającej na obrocie belki wokół własnej osi. Następnie w II fazie wyężenia modeli dochodziło do zainicjowania zniszczenia dociskowego i zmieniał się sposób przekazywania obciążenia na blachę fałdową. W przypadku modeli o symetrycznej postaci zniszczenia (YA) obciążenie na blachę fałdową przekazywane było

punktowo przez dwie krawędzie belki (rys. 4.5a). W przypadku modeli o niesymetrycznej postaci zniszczenia (YE) obciążenie na blachę fałdową przekazywało się tylko przez jedną krawędź belki przeciwną jak w fazie I (rys. 4.5b). Tych prawidłowości nie można było zaobserwować podczas badań doświadczalnych, gdyż wynikało z nich, iż belka ściśle przylega do blachy fałdowej i równomiernie przekazuje na nią obciążenie. Stwierdzono również, że podczas obciążenia punkty 3, w których następuje kontakt belki z blachą fałdową przemieszczają się po narożu blachy fałdowej w kierunku środka (porównaj rys. 4.4 i 4.5a). Co ma istotny wpływ na wyężenie przekroju blachy fałdowej.

### 4.2.3. Podsumowanie

Analizy numeryczne niewzmocnionych blach fałdowych wykazały zadowalającą zgodność z wynikami badań doświadczalnych. Wartość średnia współczynnika  $F_{mes}/F_{exp} = 0.960$ , a jego współczynnik zmienności  $v = 9.5\%$ . Ponadto otrzymane numerycznie krzywe interakcyjne są usytuowane w dolnym obszarze wyników badań doświadczalnych. Na tej podstawie można stwierdzić, iż zaproponowany model MES wiarygodnie i bezpiecznie szacuje nośność graniczną blach fałdowych. Jednocześnie można zauważyć, że krzywe interakcyjne  $M-F$  według EC3 [50] i MES mają inne nachylenia, z tym że propozycja EC3 [50] jest bardziej konserwatywna.

Zauważono, że EC3 [50] prawdopodobnie zaniża nośność obliczeniową na zginanie analizowanych blach fałdowych w położeniu pozytywnym tzn. gdy ściskana jest półka szersza. Wskazują na to wyniki zarówno badań doświadczalnych jak i analiz numerycznych MES (rys. 4.3, porównaj EXP-P, MES-P z EC3).

Analizy numeryczne MES w przypadku modeli najkrótszych ( $M/F \leq 250$  Nmm/N) zaniżają ugięcia konstrukcji, w sprężystej fazie wyężenia, nawet o 35% w stosunku do wyników badań doświadczalnych, natomiast w przypadku modeli najdłuższych (1-P-970, 1-N-971) zawyżają o 12%. Mają na to wpływ między innymi losowe imperfekcje geometryczne rzeczywistych blach fałdowych, których w skutek idealizacji konstrukcji nie uwzględnia model MES. Uważa się, że nabyte w wyniku procesu produkcji, transportu, składowania i montażu imperfekcje geometryczne mogą znacząco zmienić sztywność blach fałdowych i mają istotny wpływ na ich nośność. Zagadnienia te w odniesieniu do blach fałdowych poruszano między innymi w pracy [29].

Zidentyfikowane numerycznie postacie zniszczenia przekroju blach fałdowych (YA, YE) wykazały pełną zgodność z wynikami doświadczeń. Ponadto wyniki MES pokazały, iż nie istnieje wyraźna granica wyężenia  $M/F$  przy, której następuje zmiana postaci zniszczenia z YA na YE.

Analizy numeryczne MES pozwoliły również zidentyfikować wyężenie blach fałdowych w strefie przekazywania obciążenia skupionego. Istotnym jest tu uwzględnienie wyokrąglenia naroży blach, gdyż obciążenie przekazuje się w górnej półce na końcu wyokrąglenia naroża a następnie punkt kontaktu wędruje ku środkowi wraz ze wzrostem odkształceń przekroju blachy fałdowej.

Sporządzone na rys. 4.3 krzywe interakcji  $M-F$  według MES nie potwierdzają krzywych uzyskanych przez Davies'a [42]. Davies nie uwzględnił w obliczeniach wyokrąglenia naroży i prawdopodobnie to może być przyczyną rozbieżności. Ponadto blachy drugiej generacji, które analizował mogą mieć, ze względu na usztywnienie ścianek, zupełnie inne krzywe interakcyjne  $M-F$  niż blachy pierwszej generacji, aczkolwiek znana autorowi literatura nie potwierdza tego. Np. w EC3 [50] podawana jest jedna krzywa interakcyjna dla wszystkich konstrukcji cienkościennych.



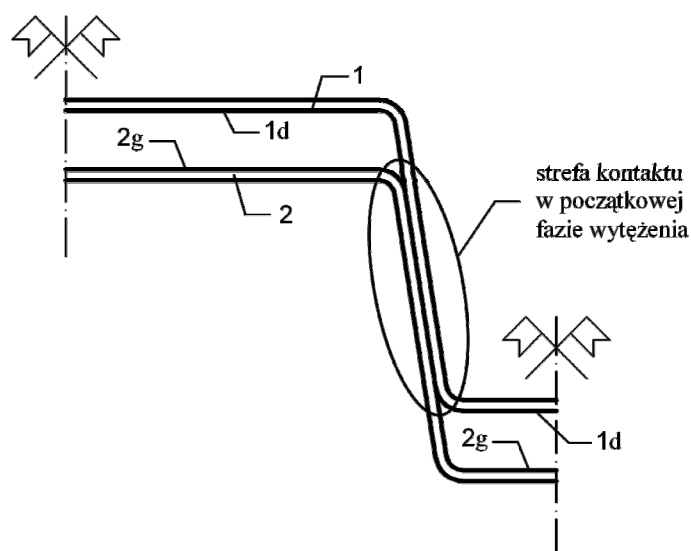
### 4.3. Symulacje numeryczne interakcyjnego wyężenia przekrojów wzmocnionych blach fałdowych

#### 4.3.1. Wprowadzenie

Modele numeryczne wzmocnionych blach fałdowych o przekroju zdwojonym wygenerowano w module CAE programu ABAQUS. Zagadnienie analizowano w module EXPLICIT, ponieważ możliwości obliczeniowe modułu STANDARD okazały się nieprzydatne do analizy problemu. EXPLICIT jest modułem służącym do analizy zagadnień nieliniowej dynamiki i umożliwia zdefiniowanie i rozwiązanie zagadnienia wzajemnego kontaktu elementów o dowolnych kształtach z uwzględnieniem tarcia, nieliniowości materiałowych i geometrycznych.

Istotnym problemem jaki napotkano podczas analizy wyężenia wzmocnionych blach fałdowych w module EXPLICIT jest rozwiązanie sposobem dynamicznym konstrukcji obciążonej statycznie (tzw. zagadnienie quasi-statyczne). W związku z tym należało podczas symulacji numerycznej dobrać odpowiedni czas realizacji obciążenia modeli, aby nie powodowało to powstania sił wewnętrznych w konstrukcji związanych z efektami bezwładności. Ponadto należy zauważyć, iż czas obliczeń wydłuża się wraz ze zwiększaniem się czasu realizacji obciążenia i wzrostem ilości elementów skończonych. Wynika to z algorytmu jaki zaimplementowano w programie ABAQUS. Program stosuje metodę jawną całkowania równań ruchu, w której rozwiązanie uzyskuje się iteracyjnie przy użyciu odpowiednio małych przyrostów czasu. Długość kroku czasowego zależy od uwarunkowania zadania, wymiarów boku najmniejszych elementów skończonych w modelu i stabilności analizowanego procesu dynamicznego.

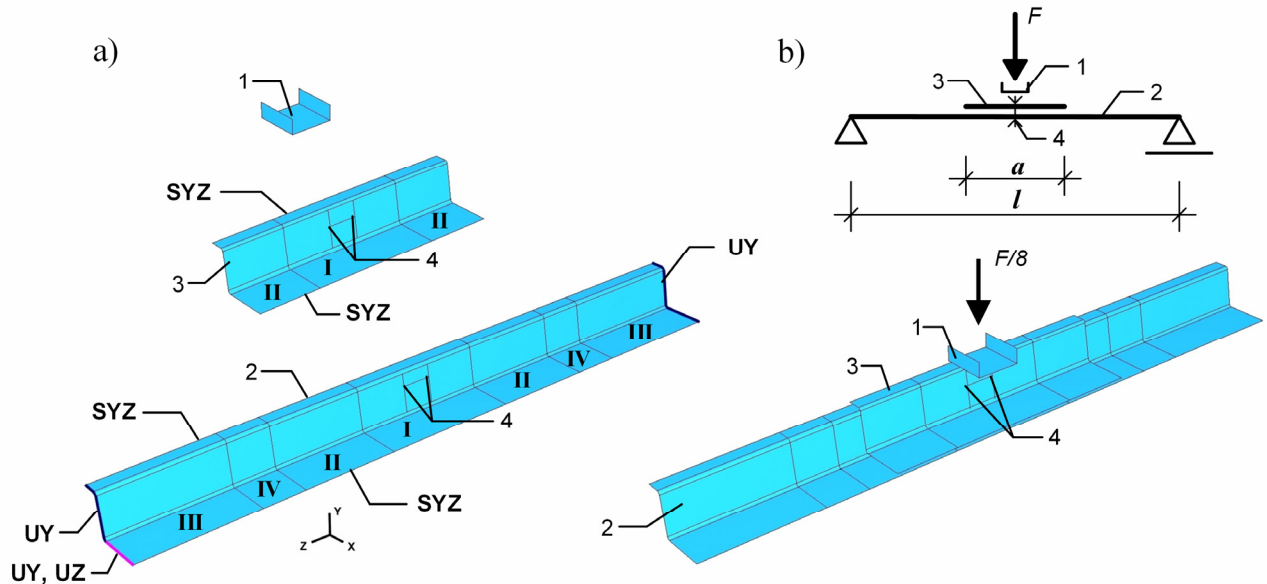
Wzmocnione blachy fałdowe tworząc przekrój zdwojony wchodzą ze sobą w kontakt. W przypadku przekroju bez imperfekcji geometrycznych w początkowej fazie wyężenia blacha górna 1 (rys. 4.6) kontaktuje się w obrębie średnika swoją dolną powierzchnią (1d) z górną powierzchnią (2g) arkusza dolnego 2. Budując powłokowy model numeryczny uwzględniono to zjawisko przyjmując do analizy blachy fałdowe o wymiarach powierzchni środkowej odpowiadającym w przekroju poprzecznym wymiarom krzywych 1d i 2g. Należy zaznaczyć, iż przy obciążeniu bliskim granicznemu i po jego przekroczeniu elementy 1 i 2 kontaktują się ze sobą w bardziej skomplikowany sposób niż przedstawiony na rys. 4.6. Wynika to ze złożonej postaci załomu plastycznego jaki powstaje w strefie zdwojonego przekroju poprzecznego. W rzeczywistości m.in. ze względu na losowość geometrii przekroju blach fałdowych już od początku procesu obciążania sposób kontaktu arkuszy blach jest skomplikowany.



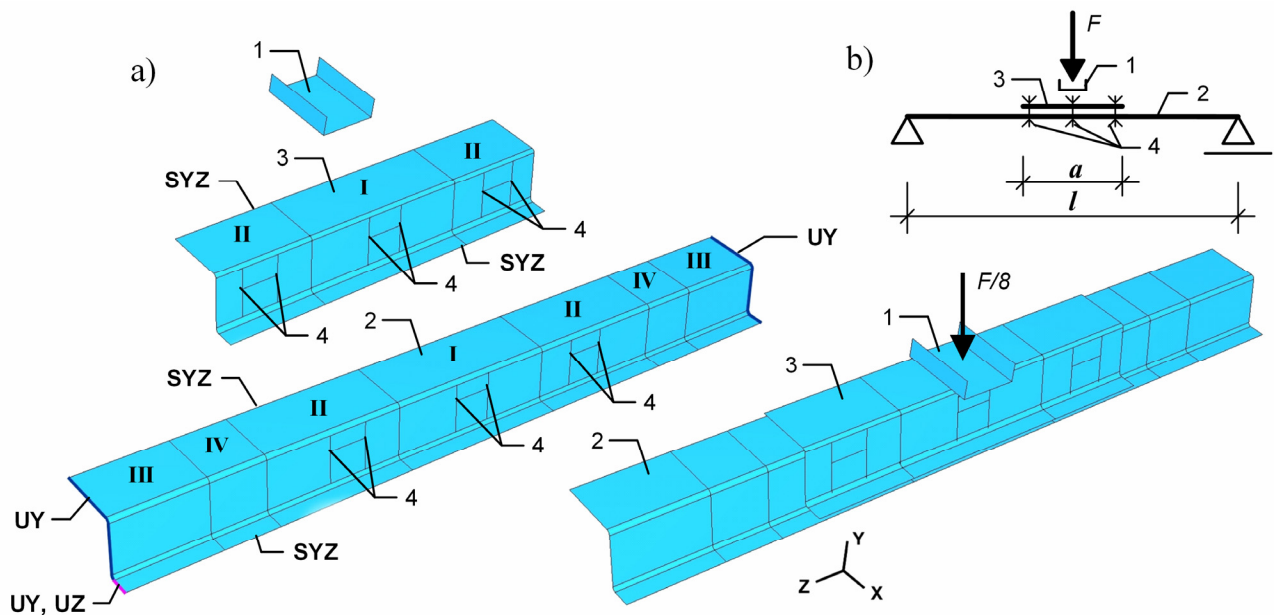
Rys. 4.6. Przekrój zdwojony (opis w tekście)

### 4.3.2. Modele numeryczne wzmocnionych blach fałdowych

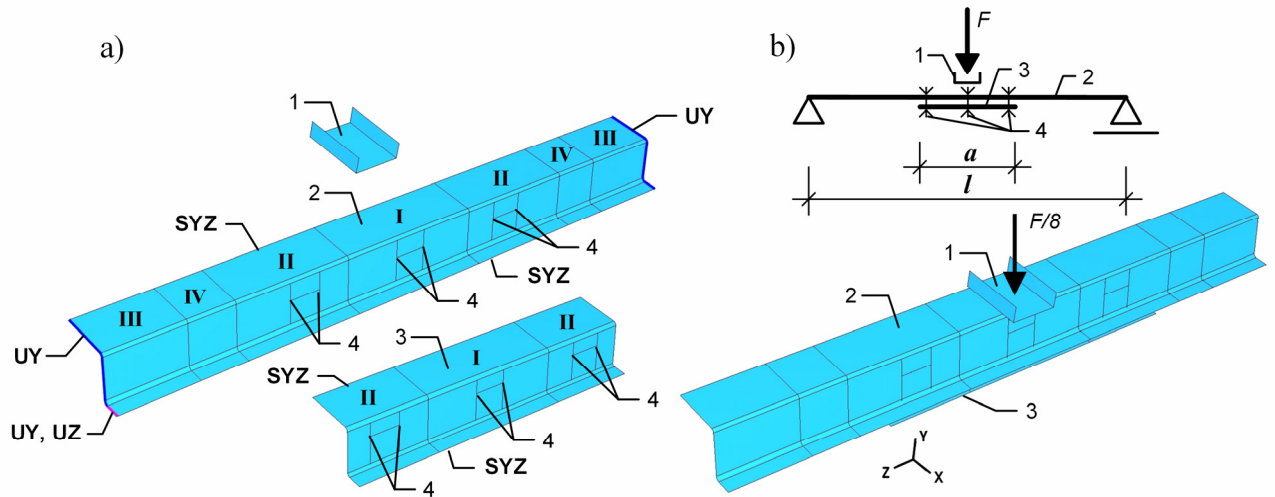
W przypadku wzmocnionych blach fałdowych zaproponowano analogiczne modele numeryczne jak dla ustrojów niewzmocnionych w rozdziale 4.2.1. Z arkusza blachy fałdowej wydzielono pojedynczą fałdę i uwzględniono warunki symetrii. Przyjęto identyczne jak w 4.2.1 warunki podparcia blachy fałdowej, charakterystyki materiału, współczynnik tarcia, sposób przekazywania obciążenia na blachę fałdową oraz rodzaj elementów skończonych.



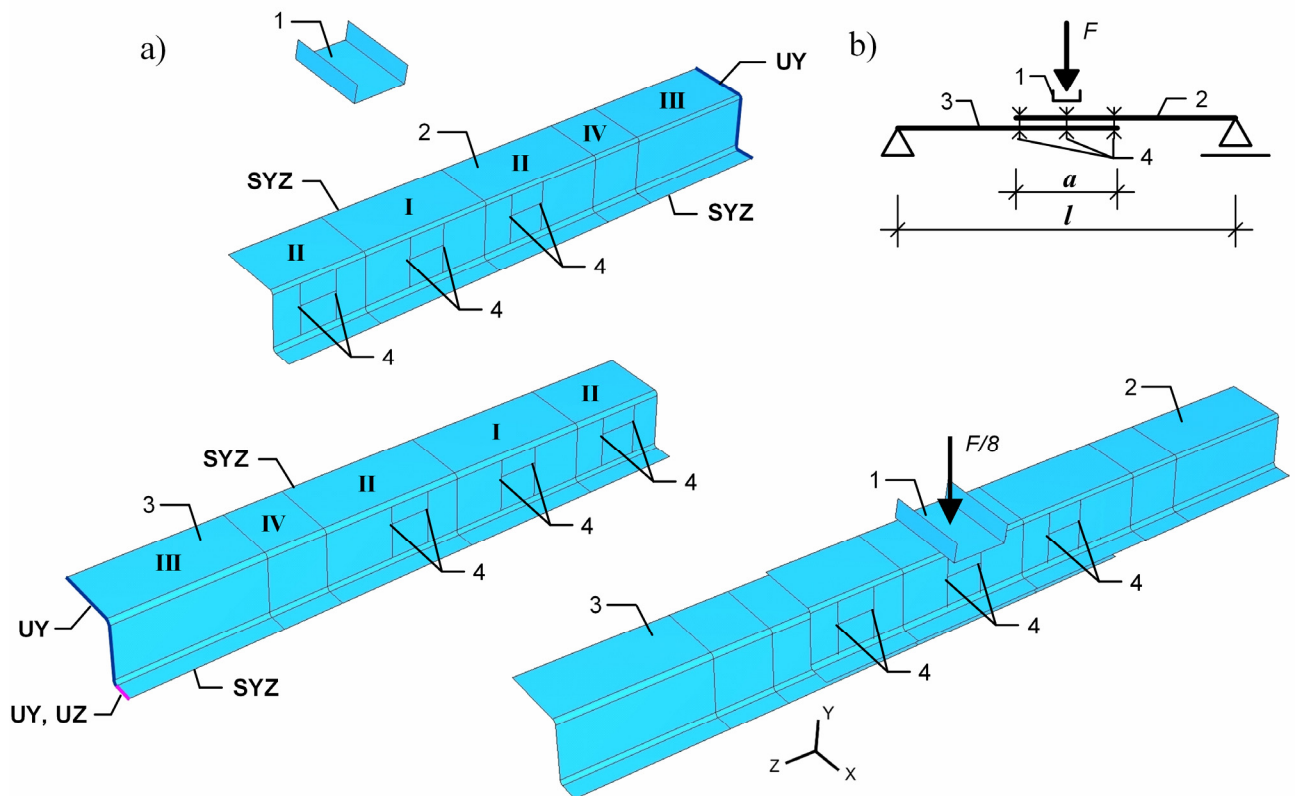
Rys. 4.7. Blachy fałdowe serii 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x: a) model numeryczny, b) schemat statyczny, 1 – belka, 2 – blacha fałdowa, 3 – nakładkowy element wzmacniający, 4 – łączniki, I-IV – strefy podziału na elementy skończone (opis w tekście)



Rys. 4.8. Blachy fałdowe serii 1-P-xxx-S-xxxx-x-x-x: a) model numeryczny, b) schemat statyczny, 1 – belka, 2 – blacha fałdowa, 3 – element wzmacniający, 4 – łączniki, I-IV – strefy podziału na elementy skończone (opis w tekście)



Rys. 4.9. Blachy fałdowe serii 1-P-xxx-R-xxxx-x-x-x: a) model numeryczny, b) schemat statyczny, 1 – belka, 2 – blacha fałdowa, 3 – element wzmacniający, 4 – łączniki, I-IV – strefy podziału na elementy skończone (opis w tekście)



Rys. 4.10. Blachy fałdowe serii 1-P-xxx-Z-xxxx-x-x-x: a) model numeryczny, b) schemat statyczny, 1 – belka, 2, 3 – blacha fałdowa, 4 – łączniki, I-IV – strefy podziału na elementy skończone (opis w tekście)

Na rys. 4.7a, 4.8a, 4.9a, 4.10a pokazano modele numeryczne wzmocnionych blach fałdowych i wyszczególniono strefy różniące się gęstością siatki elementów skończonych. Strefa I o długości 180 mm to obszar gęstego podziału na elementy skończone. Strefa II to obszar o średniej wielkości elementów. Strefa III to obszar rzadkiego podziału. W strefie IV, o długości 60 mm, wy-

stępują elementy skończone o siatce podziału zapewniającej łagodne przejście „meshu” ze strefy o średniej wielkości elementów (strefy II) do strefy o rzadkim podziale (strefy III).

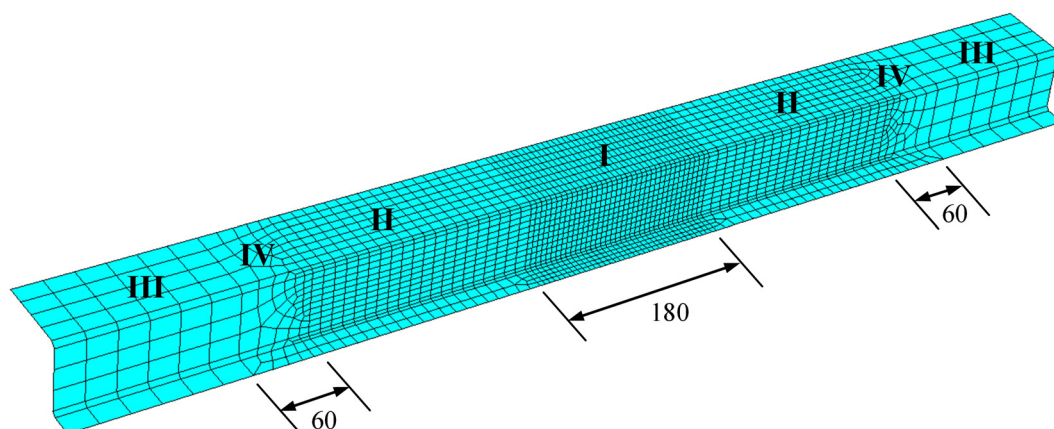
Szczegółowy opis gęstości siatki elementów skończonych w poszczególnych strefach dla modeli serii 1-N-xxx-x-xxxx-x-x-x, w których ściskana jest półka wąska podano w tabl. 4.3, a dla modeli serii 1-P-xxx-x-xxxx-x-x-x, w których ściskana jest półka szeroka podano w tabl. 4.4. Na rys. 4.11 pokazano przykładową siatkę elementów skończonych.

Tablica 4.3. Parametry siatki podziału na elementy skończone modeli serii 1-N- xxx-x-xxxx-x-x-x

Ścianka kształtownika	Strefa I		Strefa II		Strefa III	
	W kierunku podłużnym do osi fałdy	W kierunku poprzeczny do osi fałdy	W kierunku podłużnym do osi fałdy	W kierunku poprzeczny do osi fałdy	W kierunku podłużnym do osi fałdy	W kierunku poprzeczny do osi fałdy
półka górna	5 mm	8 elementów	10 mm	4 elementy	24 mm	1 element
górny narożnik	5 mm	2 elementy	10 mm	2 elementy	24 mm	1 element
środek	5 mm	5 mm	10 mm	5 mm	24 mm	15 mm
dolny narożnik	5 mm	2 elementy	10 mm	2 elementy	24 mm	1 element
półka dolna	5 mm	10 mm	10 mm	10 mm	24 mm	15 mm

Tablica 4.4. Parametry siatki podziału na elementy skończone modeli serii 1-P-xxx-x-xxxx-x-x-x

Ścianka kształtownika	Strefa I		Strefa II		Strefa III	
	W kierunku podłużnym do osi fałdy	W kierunku poprzeczny do osi fałdy	W kierunku podłużnym do osi fałdy	W kierunku poprzeczny do osi fałdy	W kierunku podłużnym do osi fałdy	W kierunku poprzeczny do osi fałdy
półka górna	5 mm	7.5 mm	10 mm	7.5 mm	24 mm	15 mm
górny narożnik	5 mm	2 elementy	10 mm	2 elementy	24 mm	1 element
środek	5 mm	5 mm	10 mm	5 mm	24 mm	15 mm
dolny narożnik	5 mm	2 elementy	10 mm	2 elementy	24 mm	1 element
półka dolna	5 mm	4 elementy	10 mm	2 elementy	24 mm	15 mm



Rys. 4.11. Siatka elementów skończonych modeli 1-P-xxx-x-xxxx-x-x-x

W analizach numerycznych łączniki modelowano jako więzi sprężyste („sprężyny”) o liniowej charakterystyce. Użyto do tego celu specjalnych elementów skończonych typu Connector o nazwie Cartesian. Sprężyny łączyły w płaszczyźnie środka, w kierunkach równoległym i prostopadłym do osi fałdy (rys 4.7a, 4.8a, 4.9a, 4.10a) odpowiednie punkty 4 elementu 2 z punktami 4 elementu 3. Na podstawie pracy [33] szacunkowo przyjęto podatność połączenia na ścinanie równą 0.3 mm/kN (sztywność 3.3 kN/mm). Założono także, że na rozciąganie połączenie ma znacznie

większą sztywność niż na ścinanie. Przy czym uważa się, że znajomość dokładnej charakterystyki sztywnościowe połączenia może poprawić wiarygodność otrzymywanych wyników analiz.

Obciążenie ustroju realizowano monotonicznie narastającym w czasie przemieszczeniem belki 1 (rys 4.7a, 4.8a, 4.9a, 4.10a). Symulację zatrzymywano, gdy przemieszczenie belki osiągało 1/60 rozpiętości badanego modelu. Na podstawie licznych analiz ustalono, że dla rozpatrywanych modeli blach fałdowych i prędkości przemieszczania belki równej 50 mm/s w przypadku modeli najdłuższych i 100 mm/s w przypadku pozostałych modeli efekty występowania sił dynamicznych są pomijalnie małe, a czas analizy zagadnienia możliwy do zaakceptowania na komputerze o dobrych parametrach (procesor Intel Pentium 4 z HT, 2.6 GHz, FSB 800 MHz, 1GB RAM, system operacyjny Windows XP Professional). Należy wspomnieć, że pomimo opisanych wyżej zabiegów czas obliczeń poszczególnych modeli wynosił nawet 100 godzin na komputerach dużej mocy Wrocławskiego Centrum Sieciowo-Superkomputerowego (klaster obliczeniowy: 64 procesory Itanium2 1.4/3MB, system operacyjny Linux Rocks, system kolejki OpenPBS).

Podczas symulacji numerycznych zapisywano postacie deformacji ustroju, naprężenia, obciążenie oraz przemieszczenie pionowe modelu mierzone w środku jego rozpiętości w dolnej półce.

### 4.3.3. Wyniki analiz numerycznych interakcyjnego wyężenia wzmocnionych przekrojów blach fałdowych

Wyniki analiz numerycznych wyężenia wzmocnionych blach fałdowych podano w tabl. 4.5 i na rys. 4.12÷4.14, 5.15÷5.20.

W kolumnie 2 tabl. 4.5 podano wartości obciążenia granicznego  $F_{exp}$  uzyskane z badań doświadczalnych wzmocnionych blach fałdowych, a w kolumnie 3 towarzyszący obciążeniu granicznemu moment zginający  $M_{exp}$ . W kolumnach 4 i 5 zamieszczono wartości względne nośności ze względu na docisk i zginanie. Przyjętą tam obliczeniową nośność porównawczą przekroju na docisk  $F_R = 23.7$  kN i zginanie  $M_{Rpoz} = 2.75$  kNm,  $M_{Rneg} = 2.86$  kNm wyznaczono na podstawie EC3 [50] dla nominalnych wymiarów przekroju poprzecznego blachy fałdowej i średniej granicy plastyczności ustalonych doświadczalnie. W kolumnach 6÷9 zamieszczono wartości analogicznych parametrów w odniesieniu do wyników badań numerycznych. W kolumnie 10 podano wartość stosunku obciążenia granicznego uzyskanego z analiz numerycznych do obciążenia granicznego otrzymanego doświadczalnie ( $F_{mes}/F_{exp}$ ). Współczynnik  $F_{mes}/F_{exp}$  przybiera wartości z przedziału  $F_{mes}/F_{exp} = 0.88÷1.27$ , zaś jego wartość średnia wynosi 1.12, a współczynnik zmienności  $\nu = 8.0\%$ . Świadczy to o tym, iż statystycznie MES zawyża o 12% nośność konstrukcji w stosunku do badań doświadczalnych. Szersze omówienie zbieżności wyników analiz według MES i rozwiązania teoretycznego znajduje się w rozdziale 5.

Na rys. 4.12 zamieszczono porównanie interakcyjnej nośności zdwojonych przekrojów blach fałdowych uzyskanych doświadczalnie, numerycznie MES, według EC3 [50] oraz według równania:

$$\frac{M}{2M_R} + \frac{F}{2F_R} \leq 1.25, \quad \frac{M}{2M_R} \leq 1, \quad \frac{F}{2F_R} \leq 1, \quad (4.1)$$

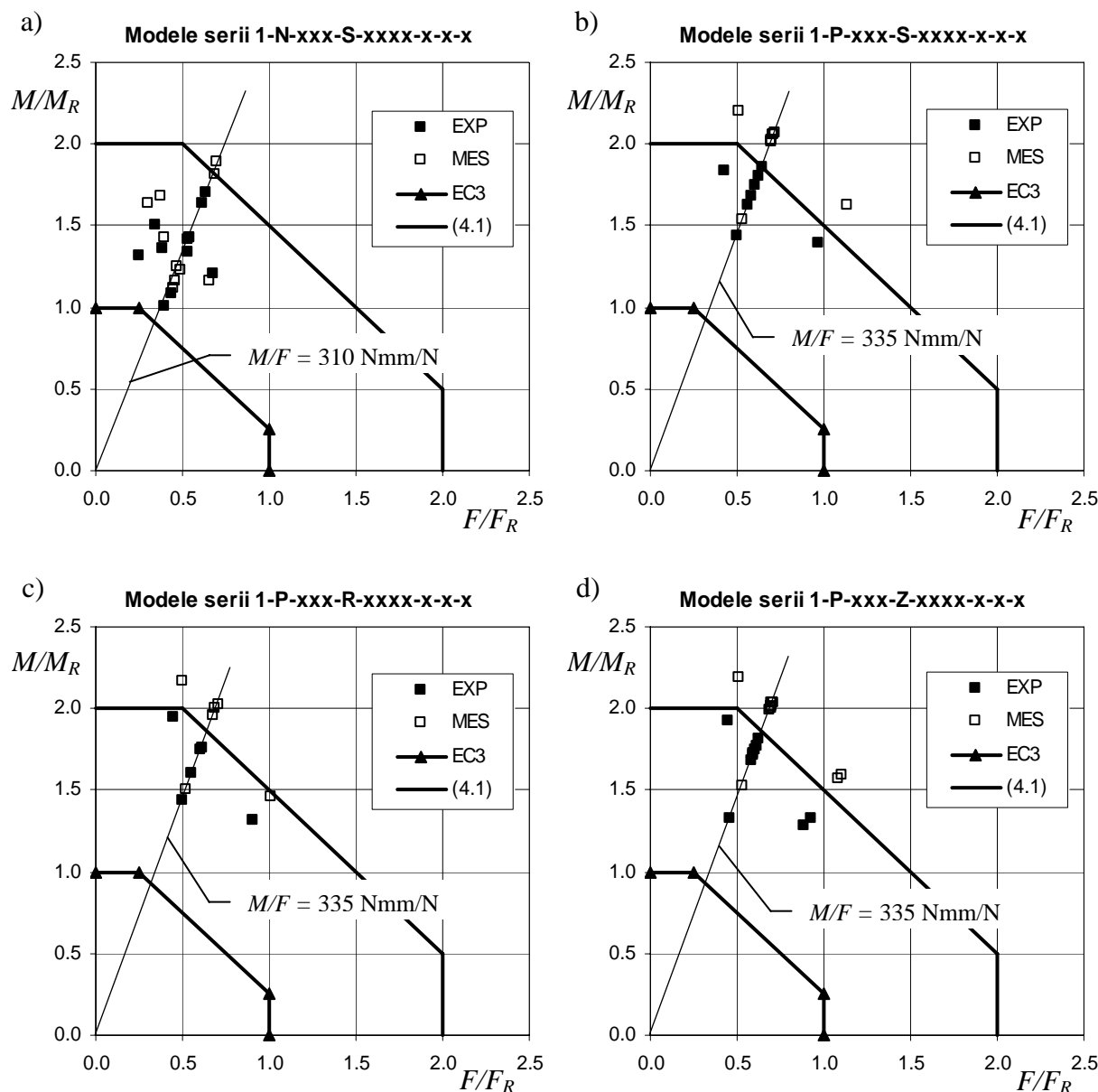
które opisuje interakcyjne wyężenie przekroju o podwojonej nośności obliczeniowej na zginanie  $2M_R$  i docisk  $2F_R$ . Cechą charakterystyczną rys. 4.12 jest to, że rezultaty układają się wzdłuż linii prostych. Linie te przechodzą przez początek układu współrzędnych i punkty odpowiadające modelom o identycznym wyężeniu  $M/F$  (o identycznej rozpiętości przęsła), ale różnej długości wzmocnienia  $a$ . Z nachyleniem linii do osi poziomej  $F/F_R$  jest ściśle powiązane wyężenie przekroju  $M/F$ . Wzdłuż danej linii odległość poszczególnych rezultatów od początku układu współrzędnych rośnie wraz ze wzrostem względnej długości strefy wzmocnienia  $a/l$ . Oznacza to, że wzrost długości wzmocnienia zwiększa nośność ustroju.

Z rys. 4.12 wynika, iż najmniejszą uśrednioną nośnością interakcyjną  $M-F$  charakteryzują się modele serii 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x (rys 4.12a). Rezultaty tych badań znajdują się dokładnie pomiędzy krzywymi EC3 i (4.1). Natomiast dla pozostałych serii wyniki badań leżą bliżej krzywej (4.1). Wynika stąd, że modele z rys. 4.12a mają mniejszą nośność od pozostałych badanych modeli, albo podobnie jak w przypadku niewzmocnionych blach fałdowych EC3 [50] niedokładnie szacuje obliczeniową nośność  $M_R$  przekroju w jednym lub nawet obu jego położeniach. Ponadto należy zwrócić uwagę na fakt, że znaczna część wyników analiz numerycznych na rys. 4.12b÷d leży powyżej łamanej (4.1). Natomiast rezultaty badań doświadczalnych leżą w pobliżu, ale poniżej tej krzywej. Wynika stąd, iż MES wykazuje dla największych długości wzmocnienia ponad dwukrotne zwiększenie nośności przekroju wzmocnionego.

Tablica 4.5. Porównanie parametrów nośności granicznej jednoprzęsłowych, wzmocnionych blach fałdowych uzyskanych doświadczalnie i numerycznie

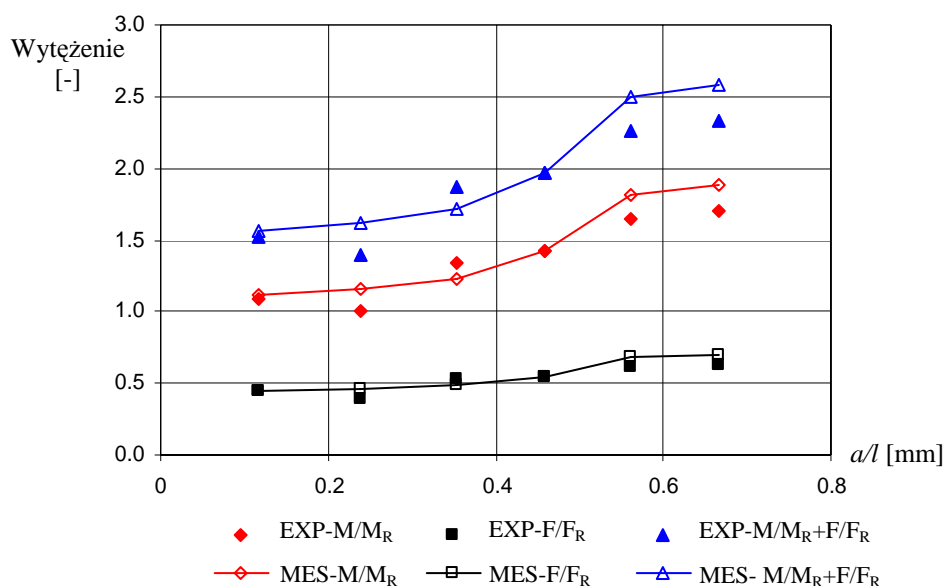
Oznaczenie modelu		$F_{exp}$	$M_{exp}^{1)}$	$\frac{F_{exp}}{F_R}$	$\frac{M_{exp}}{M_R}$	$F_{mes}$	$M_{mes}^{2)}$	$\frac{F_{mes}}{F_R}$	$\frac{M_{mes}}{M_R}$	$\frac{F_{mes}}{F_{exp}}$	
		[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	
1		2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1-N-	S-	215- 0.355-	16.09	3.46	0.68	1.21	15.48	3.33	0.65	1.16	0.96
		298- 0.116-	10.43	3.10	0.44	1.08	10.70	3.18	0.45	1.11	1.03
		305- 0.238- 0-2-0	9.42	2.87	0.40	1.00	10.91	3.33	0.46	1.16	1.16
		305- 0.353-	12.60	3.84	0.53	1.34	11.55	3.52	0.49	1.23	0.92
		315- 0.458-	12.95	4.08	0.55	1.43	12.90	4.07	0.54	1.42	1.00
		321- 0.562- 0-3-0	14.62	4.69	0.62	1.64	16.22	5.20	0.68	1.82	1.11
		321- 0.354- 0-2-0	12.61	4.05	0.53	1.42	11.10	3.57	0.47	1.25	0.88
		325- 0.667- 0-4-0	14.96	4.86	0.63	1.70	16.60	5.40	0.70	1.89	1.11
		431- 0.352-	9.05	3.90	0.38	1.36	9.46	4.07	0.40	1.42	1.05
		535- 0.355- 0-2-0	8.03	4.30	0.34	1.50	8.99	4.81	0.38	1.68	1.12
645- 0.353-	5.81	3.75	0.25	1.31	7.25	4.68	0.31	1.64	1.25		
1-P-	S-	167- 0.537-	22.84	3.82	0.96	1.39	26.82	4.49	1.13	1.63	1.17
		335- 0.229- 2-2-2	11.78	3.94	0.50	1.43	12.60	4.22	0.53	1.53	1.07
		335- 0.420-	14.82	4.96	0.63	1.80	16.62	5.56	0.70	2.02	1.12
		334- 0.505-	15.28	5.10	0.64	1.85	17.06	5.69	0.72	2.07	1.12
		335- 0.500- 2-0-2	13.82	4.62	0.58	1.68	16.51	5.52	0.70	2.01	1.19
		335- 0.499- 0-0-0	14.38	4.82	0.61	1.75	16.84	5.65	0.71	2.05	1.17
		337- 0.495- 0-2-0	13.26	4.47	0.56	1.63	16.79	5.66	0.71	2.06	1.27
		502- 0.500- 2-2-2	10.08	5.06	0.43	1.84	12.04	6.04	0.51	2.20	1.19
1-P-	R-	168- 0.499-	21.56	3.63	0.91	1.32	23.90	4.02	1.01	1.46	1.11
		334- 0.227- 2-2-2	11.84	3.95	0.50	1.44	12.39	4.14	0.52	1.50	1.05
		335- 0.418-	14.48	4.85	0.61	1.76	16.38	5.49	0.69	2.00	1.13
		335- 0.502-	14.42	4.82	0.61	1.75	16.67	5.58	0.70	2.03	1.16
		335- 0.502- 2-0-2	13.18	4.42	0.56	1.61	16.11	5.40	0.68	1.96	1.22
		503- 0.500- 2-2-2	10.66	5.36	0.45	1.95	11.86	5.96	0.50	2.17	1.11
1-P-	Z-	168- 0.507-	21.86	3.66	0.92	1.33	26.19	4.39	1.11	1.60	1.20
		169- 0.489- 2-2-2	20.98	3.54	0.89	1.29	25.60	4.32	1.08	1.57	1.22
		336- 0.225-	10.88	3.66	0.46	1.33	12.50	4.20	0.53	1.53	1.15
		335- 0.418-	14.18	4.75	0.60	1.73	16.48	5.52	0.70	2.01	1.16
		335- 0.497- 0-0-2	14.36	4.81	0.61	1.75	16.43	5.50	0.69	2.00	1.14
		335- 0.499- 2-2-2	14.58	4.88	0.62	1.77	16.71	5.60	0.71	2.04	1.15
		336- 0.499- 0-2-2	13.78	4.62	0.58	1.68	16.66	5.59	0.70	2.03	1.21
		336- 0.500- 2-2-2	14.82	4.98	0.63	1.81	16.71	5.61	0.71	2.04	1.13
		336- 0.494- 2-0-2	14.00	4.70	0.59	1.71	16.30	5.48	0.69	1.99	1.16
		501- 0.503- 2-2-2	10.58	5.30	0.45	1.93	12.04	6.04	0.51	2.19	1.14

<sup>1)</sup>  $M_{exp} = F_{exp} l/4$ , <sup>2)</sup>  $M_{mes} = F_{mes} l/4$

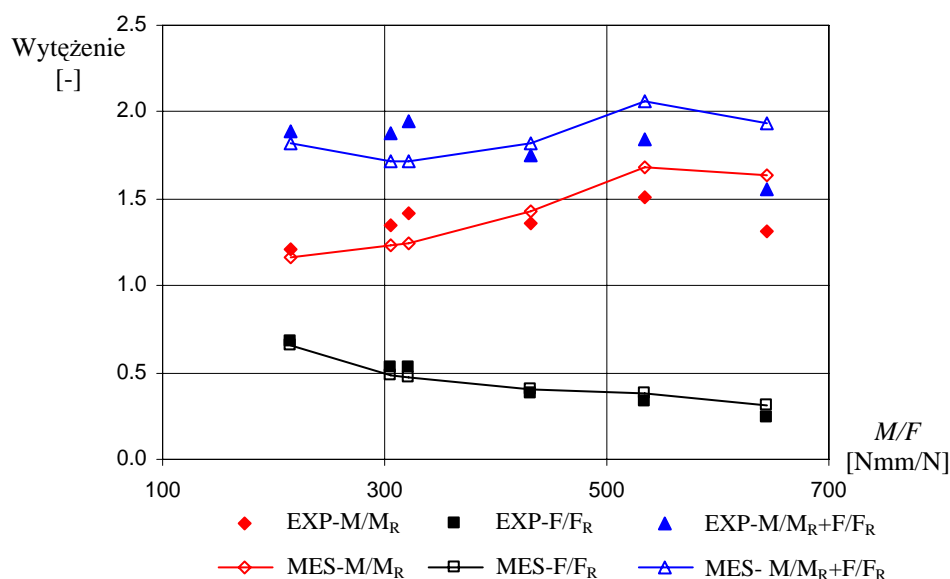


Rys. 4.12. Porównanie nośności interakcyjne zdwojonych przekrojów blach fałdowych

Na rys. 4.13 pokazano na przykładzie modeli serii 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x (tab. 4.5) o  $M/F = \text{const.} \approx 310 \text{ Nmm/N}$  ( $l = 1.24 \text{ m}$ ) wpływ względnej długości wzmocnienia  $a/l$  na interakcyjne wyężenie  $M-F$  wzmocnionych blach fałdowych. Z rysunku wynika, iż o interakcyjnym wyężeniu przekroju wzmocnionego decyduje moment zginający  $M$ , którego udział w wyczerpaniu nośności przekroju jest większy od udziału siły docisku  $F$ . Stwierdza się ponadto, iż według MES blacha osiąga podwojoną nośność przekroju pojedynczego przy  $a/l > 0.55$ . Zgodnie z nomogramem przedstawionym na rys. 3.3 taka sytuacja odpowiada ustrojowi dwuprzęsłowemu o rozpiętości przęsła  $l_w = 2.6 \text{ m}$  i długości strefy wzmocnienia  $a_w > 0.18l_w$ . Jak wynika z analizy rys. 4.12b, c, d modele pozostałych badanych serii zachowują się podobnie. W związku z tym można sformułować wniosek, że aby uzyskać podwojenie nośności przekroju wzmocnianego należy zastosować w przypadku blach jednoprzęsłowych długość wzmocnienia  $a > 0.50l$ . W przypadku zaś blach dwuprzęsłowych długość wzmocnienia zapewniającą podwojenie nośności przekroju szacuje na  $a_w > 0.17l_w$  (nomogram rys. 3.3). Należy zaznaczyć, iż powyższy wniosek nie ma charakteru ogólnego i odnosi się jedynie do badanych blach fałdowych.



Rys. 4.13. Interakcyjne wyężenie graniczne wzmocnionych blach faldowych serii 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x w funkcji  $a/l$  i przy wyężeniu  $M/F = \text{const.} = 310 \text{ Nmm/N}$  (opis w tekście)



Rys. 4.14. Interakcyjne wyężenie graniczne wzmocnionych blach faldowych serii 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x w funkcji  $M/F$  i przy  $a/l = \text{const.} = 0.355$  (opis w tekście)

Na rys. 4.14 pokazano, w funkcji wyężenia przekroju  $M/F$ , względne wyężenie modeli serii 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x (tab. 4.5) od zginania (EXP-M/M<sub>R</sub>, MES-M/M<sub>R</sub>), docisku (EXP-F/F<sub>R</sub>, MES-F/F<sub>R</sub>), oraz interakcyjne od zginania i docisku (EXP-M/M<sub>R</sub> + EXP-F/F<sub>R</sub>, MES-M/M<sub>R</sub> + MES-F/F<sub>R</sub>). Przy czym rysunek przedstawia w innym ujęciu rezultaty z rys. 4.12a i obejmuje wybrane modele o  $a/l = \text{const.} \approx 0.355$ . Jak widać (EXP-F/F<sub>R</sub>, MES-F/F<sub>R</sub>) wraz ze wzrostem parametru  $M/F$  (wzrostem rozpiętości przęsła) monotonicznie maleje udział docisku w całkowitym wyężeniu przekroju. Jednocześnie rośnie wpływ zginania na wyężenie przekroju (EXP-M/M<sub>R</sub>, MES-M/M<sub>R</sub>, rys. 4.14). Wyężenie od zginania osiąga maksymalną wartość przy  $M/F = 535 \text{ Nmm/N}$  (co odpowiada rozpiętości przęsła ok. 2.15 m), a następnie nieznacznie zmniejsza się. Podobnie jak z wyężeniem zginającym wygląda sytuacja z wyężeniem interakcyjnym od momentu i docisku (EXP-M/M<sub>R</sub> + EXP-F/F<sub>R</sub>, MES-M/M<sub>R</sub> + MES-F/F<sub>R</sub>). Lokalne maksimum krzywej interakcyjnego wyężenia ( $M/F = 535 \text{ Nmm/N}$ ) wskazuje na podobne spostrzeżenia jakie podaje Davies [42]. Przy od-



powiednim stosunku  $M/F$  powstaje w przekroju złożony stan naprężenia, dla którego kształtownik osiąga maksymalną interakcyjną nośność. Ze względu na ograniczoną ilość badań doświadczalnych i numerycznych nie można w pełni potwierdzić wniosków Daviesa, aczkolwiek nie ma przesłanek do obalenia wyników jego analiz. Z drugiej strony dla modeli pokazanych na rys. 4.14 średnie wyteżenie interakcyjne wyznaczone numerycznie ( $MES-M/M_R + MES-F/F_R$ ) wynosi 1.85, a stosunek wartości ekstremalnych odniesiony do wartości średniej wynosi 0.93 i 1.11. W takim razie można przyjąć z pewnym przybliżeniem, że w zasadzie interakcyjne wyteżenie przekroju nie zależy od stosunku  $M/F$  i ma wartość stałą charakterystyczną dla danego parametru  $a/l$ . Należy jednak zauważyć, że modele dla których przedstawiono wyniki na rys. 4.14 miały dwie różne postaci zniszczenia. Dla  $M/F \leq 431$  Nmm/N jako pierwszy powstawał zgięciowy załom plastyczny w elemencie wzmacnianym w miejscu obciążenia skupionego. Dla  $M/F \geq 535$  Nmm/N powstawał zgięciowy załom plastyczny na końcu strefy wzmocnienia. Zmiana postaci zniszczenia świadczy o tym, że konstrukcja zachowuje się inaczej w zależności od rozpiętości przęsła (ściślej od jej względnej sztywności  $EJ/l$ ), a nie jak by się mogło wydawać, że jedynie w zależności od parametru geometrycznego  $a/l$ . Wynika to ze zmiennej sztywności konstrukcji na jej długości, z nieliniowości geometrycznej i materiałowej, z nieliniowego procesu kontaktu (zakleszczania się blach). W związku z tym nasuwa się wniosek, że w tych konstrukcjach nie jest możliwa prosta superpozycja poszczególnych wpływów w celu określenia złożonego stanu wyteżenia ustroju, jak to ma miejsce w liniowej teorii sprężystości. W tym przypadku wszystkie parametry charakteryzujące konstrukcję muszą być rozpatrywane jednocześnie i tylko wtedy można uzyskać zadowalająco dokładny opis badanego zagadnienia. Spostrzeżenie to potwierdza postawioną w pracy tezę nr 2: *Ocena wytrzymałości i zachowania się w stanach granicznych wzmocnionych blach fałdowych wymaga uwzględnienia w analizie ściśle ze sobą powiązanych statyki konstrukcji oraz sztywności i nośności lokalnie zdwojonych przekrojów w interakcyjnych stanach wyteżeń. W przypadku badanych konstrukcji niezależna analiza statyczna i wytrzymałościowa (stosowana np. dla niewzmocnionych blach fałdowych) prowadzi do błędnego oszacowania ich bezpieczeństwa.*

Na rys. 5.15÷5.20 przedstawiono ścieżki równowagi statycznej  $F(y)$  badanych modeli wzmocnionych blach fałdowych uzyskane doświadczalnie i numerycznie. Podobnie jak w przypadku doświadczalnych ŚRS niewzmocnionych blach fałdowych, niektóre ścieżki są w początkowej fazie obciążenia wklęsłe. Ponadto wykazują pewne trwałe odkształcenia konstrukcji dochodzące nawet do 2 mm. Przyczynami tych anomalii jest dopasowywanie i zakleszczanie się blach fałdowych w procesie obciążania. Zjawisko to szerzej omówiono w rozdziale 3. Na niektórych rysunkach linią przerywaną naniesiono ekstrapolowaną postać doświadczalnej ŚRS (powstała ona przez odrzucenie wyników dla wklęsłej części ŚRS i poprowadzenie prostej stycznej do pozostawionej części ŚRS) w początkowej fazie wyteżenia. Porównując te ścieżki z numerycznymi ŚRS stwierdza się, że analiza MES identycznie jak w przypadku niewzmocnionych blach fałdowych zawiąza sztywność konstrukcji. W większości analizowanych przypadków (rys. 5.15÷5.20) nachylenia sprężystych części ŚRS, według obu metod, są do siebie zbliżone. Natomiast największe rozbieżności w oszacowaniu ugięć występują w przypadku modeli krótkich o  $M/F < 250$  Nmm/N lub/i modeli z  $a/l < 0.20$  (rozbieżność nawet o 57 % dla 1-P-167-S-0.537-2-2-2). Przyczyny różnic w oszacowaniu ugięć były omówione w rozdziale 4.2.2. Ponadto można dodać, iż blachy fałdowe o przekrojach zdwojonych są bardziej złożonymi konstrukcjami od niewzmocnionych blach fałdowych. W związku z tym modele numeryczne tych konstrukcji także są bardziej złożone i w tym przypadku mamy do czynienia z większą ilością czynników wpływających na zachowanie się ustroju.

Mimo przebadania bardzo dużej populacji modeli losowość zakleszczania, geometrii sprawiły, że trudno było jednoznacznie określić wpływ zmienianych w eksperymencie parametrów. W badaniach doświadczalnych nie obserwowano jednocześnie wszystkich przekrojów krytycznych modelu i nie przeprowadzano bieżącej analizy wyników. W tym aspekcie bardziej przydatna okazała się analiza MES, która pozwoliła zidentyfikować przebieg procesu zniszczenia elementów.

W przypadku modeli serii 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x, metodą numeryczną zidentyfikowano identyczne postacie zniszczenia jakie otrzymano w badaniach doświadczalnych. We wszystkich przypadkach element wzmacniający nie ulegał zniszczeniu. W modelach 1-N-215-S-0.355-0-2-0÷1-N-431-S-0.352-0-2-0 jako pierwszy niszczył się element wzmacniany w miejscu przyłożenia obciążenia w postaci zgięciowego załomu plastycznego. Natomiast w modelach 1-N-535-S-0.355-0-2-0÷1-N-645-S-0.353-0-2-0, dochodziło do powstania załomu zgięciowego na końcu strefy wzmocnienia. Przy czym proces ten przebiegał gwałtownie tzn. po osiągnięciu obciążenia granicznego dochodziło w ułamku sekundy do załamania konstrukcji, któremu towarzyszył efekt dźwiękowy. Tego gwałtownego procesu nie zaobserwowano w innych modelach serii 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x.

W przypadku modeli serii 1-P-xxx-S-xxxx-x-x-x wyznaczone metodą numeryczną postaci zniszczenia zgadzały się z otrzymanymi doświadczalnie z wyjątkiem modelu 1-P-335-S-0.420-2-2-2. Według MES we wszystkich modelach oprócz 1-P-335-S-0.229-2-2-2, 1-P-335-S-0.420-2-2-2 zniszczenie następowało w miejscu przełożenia obciążenia. Dociskowy załom plastyczny powstawał najpierw w elemencie poddanym bezpośredniemu działaniu obciążenia skupionego (elemencie wzmacniającym), a następnie w wzmacnianej blasze fałdowej. Ostatecznie w obu blachach powstawał dociskowy załom plastyczny zbliżony do YA z tym, że w blasze nie narażonej na bezpośrednie działania obciążenia załom był mniej wyraźny. W przypadku modeli 1-P-335-S-0.229-2-2-2, 1-P-335-S-0.420-2-2-2 nastąpiło zniszczenie wzmacnianej blachy fałdowej w postaci zgięciowego załomu plastycznego umiejscowionego na końcu strefy wzmocnienia.

W przypadku modeli serii 1-P-xxx-R-xxxx-x-x-x metodą numeryczną zidentyfikowano identyczne postacie zniszczenia jakie otrzymano w badaniach doświadczalnych. Według analiz MES we wszystkich modelach oprócz 1-P-334-R-0.227-2-2-2, zniszczenie następowało w miejscu przyłożenia obciążenia. Dociskowy załom plastyczny powstawał najpierw w elemencie poddanym bezpośredniemu działaniu obciążenia skupionego (blasze wzmacnianej), a następnie w elemencie wzmacniającym. Ostatecznie w obu blachach powstawał dociskowy załom plastyczny zbliżony do YA z tym, że w blasze nie narażonej na bezpośrednie działania obciążenia załom był mniej wyraźny. W przypadku modelu 1-P-334-R-0.227-2-2-2 następowało zniszczenie wzmacnianej blachy fałdowej w postaci zgięciowego załomu plastycznego umiejscowionego na końcu strefy wzmocnienia.

W przypadku modeli serii 1-P-xxx-Z-xxxx-x-x-x przewidywania ich postaci zniszczenia metodą numeryczną zgadzały się z wynikami badań doświadczalnych z wyjątkiem modelu 1-P-335-Z-0.418-2-2-2. Według MES we wszystkich modelach oprócz 1-P-336-Z-0.225-2-2-2 i 1-P-335-Z-0.418-2-2-2, zniszczenie następowało w miejscu przełożenia obciążenia. Dociskowy załom plastyczny powstawał najpierw w elemencie poddanym bezpośredniemu działaniu obciążenia skupionego, a następnie w drugiej blasze przekroju zdwojonego. Ostatecznie w obu blachach powstawał dociskowy załom plastyczny zbliżony do YA z tym, że w blasze nie narażonej na bezpośrednie działania obciążenia załom był mniej wyraźny. W przypadku modeli 1-P-336-Z-0.225-2-2-2, 1-P-335-Z-0.418-2-2-2 zniszczenie w postaci zgięciowego załomu plastycznego następowało na końcu strefy wzmocnienia po stronie gdzie arkusze blach fałdowych były dociskane do siebie.

Analizy MES nie wykazały znaczącego wpływu rodzaju wzmocnienia przekroju na nośność blach fałdowych. Porównując nośności graniczne modeli ze wzmocnieniem od strony włókien ściśkanych 1-P-334-S-0.505-2-2-2 ( $F_{mes} = 17.06$  kN), ze wzmocnieniem od strony włókien rozciąganych 1-P-335-R-0.502-2-2-2 ( $F_{mes} = 16.67$  kN) i ze wzmocnieniem na zakład 1-P-336-Z-0.500-2-2-2 ( $F_{mes} = 16.71$  kN) stwierdza się, że różnice te nie przekraczają 3%.

Ponadto analizy MES nie wykazały znaczącego wpływu na nośność wzmocnionych blach fałdowych zmiany liczby łączników w strefie wzmocnienia. W modelach ze wzmocnieniem dodatkowym arkuszem blachy fałdowej od strony włókien ściśkanych (1-P-334-S-0.505-2-2-2÷1-P-337-0.495-0-2-0, tabl. 4.5) o stałej rozpiętości przęsła i długości wzmocnienia, ale zmieniającej się liczby łączników uzyskiwano numerycznie obciążenia graniczne w przedziale 16.51÷17.06 kN. Przy czym nośność modelu bez łączników wynosiła 16.84 kN. Identyczne spostrzeżenia dotyczą modeli z pozostałych serii. {Porównaj obciążenie graniczne (tabl. 4.5) modeli wzmacnianych od strony

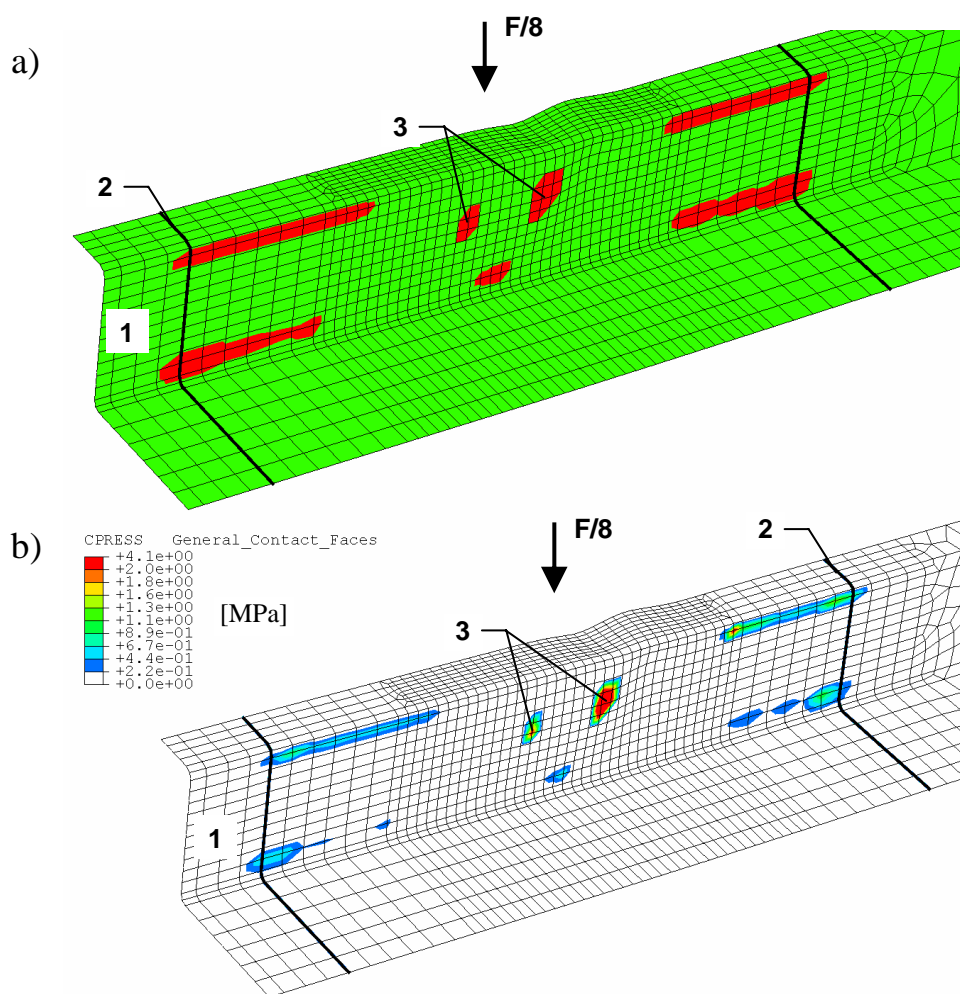
włókien rozciąganych 1-P-335-R-0.502-2-2-2, 1-P-335-R-0.502-2-0-2 (odpowiednio  $F_{mes} = 16.67$  kN i 16.11 kN), oraz modeli łączonych na zakład 1-P-335-Z-0.497-0-0-2÷1-P-336-Z-0.499-0-2-2, 1-P-336-Z-0.494-2-0-2 ( $F_{mes} = 16.30$  i 16.71 kN)}. Nieznaczna zmiana nośności granicznej pod wpływem zmiany liczby łączników, świadczyć może o tym, iż w znacznej mierze wyteżenia w przekroju zdwojonym są przenoszone przez wzajemne oddziaływania blach fałdowych w strefach kontaktu. Potwierdza to postawioną w pracy tezę nr 3: *Tarcie i zakleszczanie blach fałdowych w strefie lokalnego wzmocnienia ma istotny wpływ na wyteżenie konstrukcji i jej połączeń, a także nośność graniczną ustroju.*

Badania numeryczne pozwoliły także zidentyfikować wyteżenie łączników. Analizując otrzymane wartości sił wewnętrznych w łącznikach stwierdza się, że:

1. W łącznikach występują siły wewnętrzne: ścinające prostopadłe i równoległe do osi podłużnej blachy fałdowej oraz siły rozciągające łączniki. Sposób przekazywania wyteżeń w strefie zdwojonego przekroju poprzecznego jest bardzo złożony i zależy od wielu czynników m.in. od sposobu wzmocnienia blach fałdowych (połączenie zakładkowe, wzmocnienie od dołu lub góry), długości i sztywności elementu wzmacniającego, liczby łączników, podatności połączeń, tarcia i zakleszczania się blach, rodzaju obciążenia konstrukcji. O wysokim stopniu skomplikowania zagadnienia może świadczyć, pokazany na rys. 4.15 złożony rozkład naprężeń kontaktowych w strefie zdwojonego przekroju poprzecznego lub bryła naprężeń wzajemnego oddziaływania blach fałdowych (rys. 5.23g). W dużym uproszczeniu można przyjąć, że siły prostopadłe i równoległe do osi podłużnej blach fałdowej są rezultatem działania momentu zginającego i siły poprzecznej w strefie wzmocnienia. Siły rozciągające, zaś wynikają z odkształcenia się konturu przekroju poprzecznego łączonych arkuszy blach fałdowych i pojawiają się w granicznym stanie wyteżenia przekroju blachy fałdowej, gdy rozpoczyna się deformacja środników. W niniejszej pracy wyteżenie połączeń zdwojonych przekrojów blach fałdowych nie było przedmiotem szczegółowych analiz, gdyż zagadnienie to samo w sobie jest skomplikowane i obszerne.
2. Ze względu na imperfekcje geometryczne ustroju jak i losowe nierównomierne obciążenie łączniki rozmieszczone w konstrukcji symetrycznie mogą być w wyteżone niesymetrycznie.
3. Wyteżenie łączników nie zwiększa się wprost proporcjonalnie do obciążenia konstrukcji. Wynika to z nieliniowego charakteru badanego zagadnienia będącego rezultatem m.in. tarcia i zakleszczania się blach fałdowych, zmiany sztywności konstrukcji przy wzroście obciążenia. W początkowej fazie obciążenia siły w łącznikach wzrastają prawie liniowo. Przy wzroście obciążenia wyteżenie łączników staje się coraz bardziej nieliniowe. Największą nieliniowość obserwuje się dla obciążenia bliskiego granicznemu i po przekroczeniu punktu odpowiadającego maksymalnemu obciążeniu.
4. Sił w łącznikach nie można wyznaczać według klasycznego modelu obliczania śrubowych połączeń zakładkowych obciążonych momentem zginającym. W tym przypadku model ten daje nieprawdziwe oszacowania, gdyż arkusze blach fałdowych nie są idealnie sztywne w strefie wzmocnienia i rozkład odkształceń (naprężeń) na długość zespolenia nie jest liniowy. Ponadto wyteżenie całej konstrukcji jest zagadnieniem nieliniowym m.in. ze względu na: nieliniowość geometryczną (tzw. przekrój efektywny), nieliniowość materiałową, zagadnienie kontaktu, podatność połączeń.
5. Wartości sił wewnętrznych w łącznikach zależą od rozpiętości przęsła modelu, konstrukcji wzmocnienia, długości strefy wzmocnienia, rozmieszczenia i liczby łączników. W analizach największą wypadkową siłę ścinającą  $1.06 F_1$  (gdzie  $F_1$  to obciążenie przypadające na pojedynczy środnik blachy fałdowej w chwili zniszczenia jej najbardziej wyteżonego przekroju) uzyskano w skrajnym łączniku modelu 1-P-336-Z-0.225-2-2-2 uciążlonego zakładkowo o najmniejszej z badanych, względnej długości strefy wzmocnienia. Przy czym sile tej towarzyszyło znikome rozciąganie łącznika  $0.02 F_1$ . Natomiast największą siłę rozciągającą łącznik  $0.33 F_1$  odnotowano w miejscu obciążenia skupionego w modelu 1-P-334-R-0.227-

2-2-2, wzmocnionego od strony włókien rozciąganych o najmniejszej z badanych, względnej długości wzmocnienia. Siłę tę towarzyszyło wypadkowe wyteżenie ścinające łączników  $0.84 F_1$ . W praktyce w wzmocnionych dwuprzęsłowych blachach fałdowych stosowane będą większe bezwzględne długości wzmocnienia niż te jakie miały modele o ekstremalnych wartościach wyteżeń łączników. W związku z tym siły wewnętrzne w łącznikach będą mniejsze od otrzymanych w wykonanych analizach. Ponadto należałoby doświadczalnie zweryfikować otrzymane numerycznie wyteżenia łączników. W rozdziale 5 zostanie zaprezentowana inna metoda oceny wyteżenia połączeń.

Analizy numeryczne pozwoliły także zidentyfikować sposób współdziałania blach fałdowych w strefie wzmocnienia. Przykładową postać strefy wzajemnego kontaktu arkuszy blach fałdowych oraz wartości oddziaływań pokazano na rys. 4.15.



Rys. 4.15. Jednoprzęsłowa wzmocniona blacha fałdowa 1-N-215-S-0.355-0-2-0: a) strefy kontaktu w elemencie wzmocnianym, b) rozkład naprężeń kontaktowych, 1 - element wzmocniany, 2 - zasięg wzmocnienia, 3 - strefa łączników (opis w tekście)

Na rys. 4.15a kolorem czerwonym oznaczono strefy, w których elementy przekroju zdwojonego przylegają do siebie w chwili inicjowania zniszczenia konstrukcji. Na rys. 4.15b zamieszczono mapy wzajemnych oddziaływań arkuszy blach wzmocnianej i wzmocniającej (mapy naprężeń kontaktowych). Pogłębione analizy zasięgu stref i wartości wzajemnych oddziaływań pozwoliły sformułować następujące wnioski:

1. W większości analizowanych modeli kontakt arkuszy blach fałdowych następuje w 3 strefach środnika: w narożach kształtownika w pobliżu końca strefy wzmocnienia (rys. 4.15a),

w sąsiedztwie łączników i w strefie dolnego naroża w miejscu przyłożenia obciążenia. Ta ostatnia strefa kontaktu jest wynikiem odkształcenie przekroju blachy fałdowej spowodowanego deformacją środka pod obciążeniem skupionym.

2. Postać stref kontaktu zależy m.in. od: sposobu (na zakład, od dołu, od góry) i długości strefy wzmocnienia, rozpiętości przęsła modelu, liczby i rozmieszczenia łączników. Ponadto wartości naprężeń kontaktowych (wzajemnego oddziaływania blach fałdowych) zależą bardzo istotnie od rodzaju i wielkości obciążenia działającego na konstrukcję. W analizach numerycznych MES zauważono, iż nawet w sprężystej fazie wyężenia wzajemne oddziaływania blach fałdowych zmieniają się silnie nieliniowo w procesie obciążania.
3. W modelach o geometrii symetrycznej względem płaszczyzny przyłożenia obciążenia pojawia się niesymetryczna postać stref kontaktowych. Wynika to z niesymetrycznego sposobu obciążenia konstrukcji będącego konsekwencją wprowadzonej imperfekcji podpory.
4. Naprężenia kontaktowe mają nierównomierny rozkład (rys 4.15b). Ich intensywność jest największa w pobliżu łączników oraz w sąsiedztwie naroży na końcu strefy wzmocnienia. Naprężenia kontaktowe w strefie naroży maleją wraz z rosnącą odległością od końca strefy wzmocnienia. Świadczy to o tym, że element wzmacniający jest wyężony w analogiczny sposób jak klasyczny resor piórowy. Ponadto stwierdzono, że zasięg stref kontaktowych i wartości naprężeń kontaktowych mogą się znacznie różnić w zależności od analizowanego modelu. Ta cecha potwierdza, iż analizowane zagadnienie ma charakter wysoce nieliniowy.

#### 4.3.4. Podsumowanie

Analizy numeryczne MES odegrały zasadniczą rolę w poznaniu wyężenia i procesu zniszczenia jednoprzęsłowych, wzmocnionych blach fałdowych. Należy podkreślić, że bez symulacji numerycznych nie byłoby możliwe zrozumienie istoty zachodzących procesów i oddzielenie zjawisk losowych od efektów związanych z nieliniowością wyężenia analizowanych konstrukcji.

Określone numerycznie postaci zniszczenia jednoprzęsłowych, wzmocnionych blach fałdowych są identyczne z wyznaczonymi doświadczalnie. Można również stwierdzić, iż analizy numeryczne wykazały wystarczającą do celów inżynierskich zgodność, z wynikami badań doświadczalnych, w oszacowaniu obciążenia granicznego blach fałdowych ( $F_{mes}/F_{exp} = 0.88 \div 1.27$ ). Podobnie jak w przypadku ustrojów niewzmocnionych analizy MES zaniżały oszacowanie ugięć wzmocnionych blach fałdowych, gdyż wykorzystany model numeryczny nie uwzględniał m.in. imperfekcji geometrycznych ustroju. Powodują one w początkowej fazie obciążenia efekt dopasowywania się blach fałdowych do belki i podpór co powoduje nierównomierne wyężenie ustroju. Ponadto model MES nie uwzględniał wzajemnego zakleszczania się w skutek wstępnych cykli obciążenia co skutkowało trwałymi odkształceniami konstrukcji. Numerycznie symulowano tylko obciążenie rosnące monotonicznie, aż do zniszczenia elementu.

Analizy numeryczne pozwoliły ustalić sposób wyężenia modeli w strefie zdwojonego przekroju poprzez zidentyfikowanie zasięgu i rozmieszczenie stref kontaktu, określenie naprężeń kontaktowych i wartości sił w łącznikach. W wyniku analiz stwierdzono, że najczęściej elementy przekazują sobie wyężenia przez kontakt środkami w sąsiedztwie naroży, a także w strefie łączników. Jednocześnie zauważono, iż wartość wypadkowych sił poprzecznych w łącznikach nie przekracza  $1.06 F_1$  (gdzie  $F_1$  obciążenie pojedynczego środka).

Analizy numeryczne nie wykazały znaczącego wpływu zmiany liczby łączników w strefie wzmocnienia na nośność wzmocnionych blach fałdowych. Ponadto stwierdzono, że efektywnym sposobem zwiększenia nośności blach fałdowych są wzmocnienia o minimalnej liczbie łączników (1-P-335-S-0.499-0-0-0, 1-P-335-Z-0.497-0-0-2). Konstrukcje ze zmniejszoną liczbą łączników charakteryzują się zbliżoną nośnością do elementów z 6 łącznikami, ale cechuje je mniejszy koszt

wykonania. Ze względów eksploatacyjnych korzystnie jest umieszczać łączniki symetrycznie względem płaszczyzny obciążenia w pobliżu obu końców strefy wzmocnienia.

Na podstawie wyników badań numerycznych i doświadczalnych stwierdzono, że w przypadku jednoprzęsłowych blach fałdowych T55/188/0.75 uzyskuje się podwojenie nośności przekroju przez zastosowanie wzmocnienia o długości  $a > 0.50l$ . Wniosek ten dotyczy jedynie wyizolowanego ustroju jednoprzęsłowego i nie może być bezpośrednio przekładany na model dwuprzęsłowy, gdyż w ustroju dwuprzęsłowym wyężenie przekrojów krytycznych ich nośności i sztywności zmieniają się nieliniowo. Jednak na podstawie nomogramu z rys. 3.3 można wstępnie oszacować, że efekt podwojenia nośności przekroju podporowego w ustroju dwuprzęsłowym uzyska się przy wzmocnieniu o długości  $a_w > 0.17l_w$  ( $a/l > 0.50 \rightarrow a_w/l_w > 0.17$ ).

Wykonane badania numeryczne wykazały, że najmniejszą średnią nośnością charakteryzowały się modele ułożone w pozycji negatywnej, wzmocnione od strony ściskanej, o symbolu oznaczenia 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x (rys 4.12a).

Na podstawie rys. 4.14 można stwierdzić, że interakcyjne wyężenie analizowanego przekroju nie zależy od stosunku  $M/F$  i jest w przybliżeniu stałe dla danego parametru  $a/l$ .

W przypadku wzmocnionych blach fałdowych analiza MES, identycznie jak w przypadku ustrojów niewzmocnionych, zawiąza oszacowanie sztywności konstrukcji.

Analizy MES nie wykazały znaczącego wpływu rodzaju wzmocnienia przekroju na nośność blach fałdowych.

## 5. Model analityczny wytyżenia wzmocnionych blach fałdowych

### 5.1. Wprowadzenie

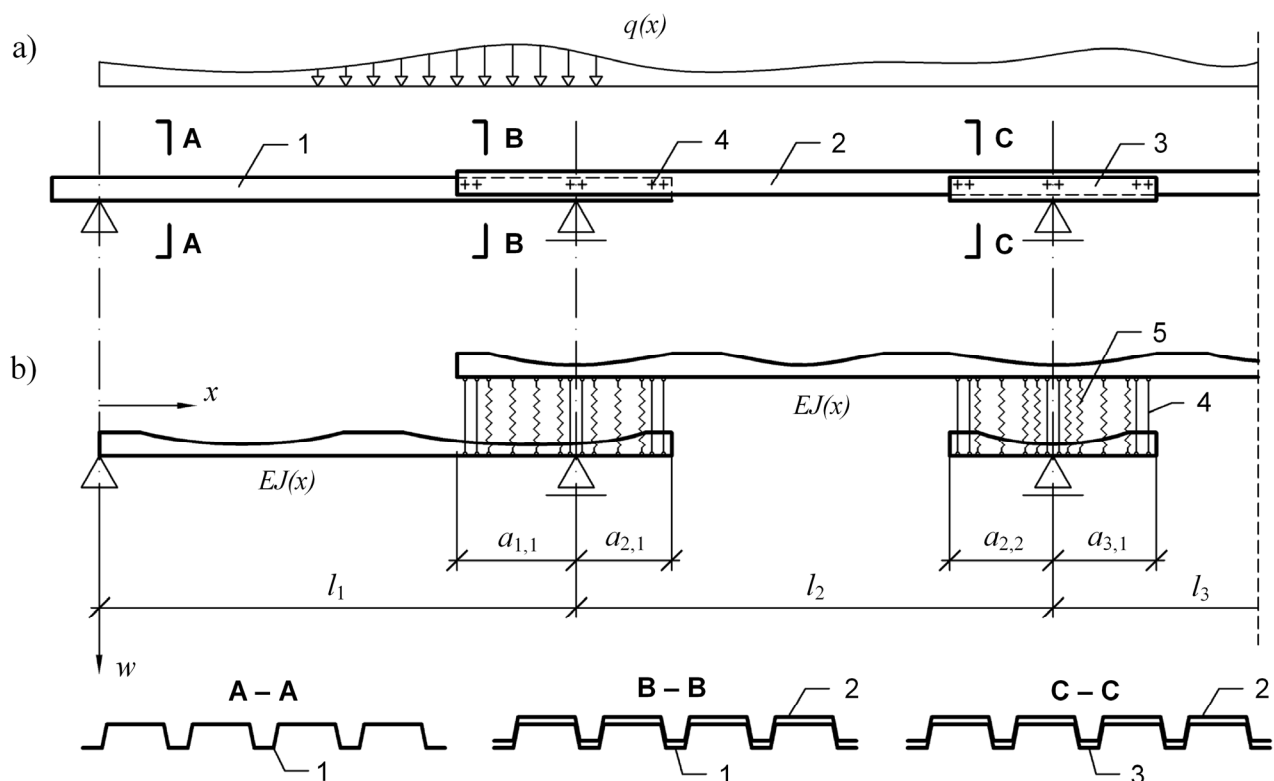
W rozdziale 4 zaprezentowano przydatność Metody Elementów Skończonych do analizy interakcyjnego wytyżenia wzmocnionych jak i niewzmocnionych blach fałdowych. Jednakże stosowanie MES wymaga gruntownej wiedzy z dziedziny numerycznego modelowania konstrukcji inżynierskich, obsługi komputera, a także znajomości interfejsu programu, w którym wykonuje się obliczenia. Ponadto w przypadku złożonych zagadnień tworzenie modelu numerycznego jest skomplikowane i czasochłonne, a parametryczne analizy zagadnienia wiążą się z olbrzymim nakładem pracy oraz zwykle długotrwałymi obliczeniami. Czynniki te są barierą, która skutecznie ogranicza stosowanie w praktyce inżynierskiej zaawansowanej analizy MES. Projektanci chętnie stosują rozwiązania konstrukcyjne, których wytyżenie opisano w prosty sposób (nieskomplikowane formuły, tablice do projektowania lub specjalistyczne oprogramowanie wspomagające projektowanie). Celem tego rozdziału jest zaproponowanie modelu analitycznego, który opisuje interakcyjne wytyżenie wzmocnionych blach fałdowych, a jednocześnie pozwala na opracowanie programu komputerowego umożliwiającego efektywne projektowanie tych konstrukcji, a także ich optymalizację.

### 5.2. Opis analizowanego zagadnienia i geneza modelu teoretycznego

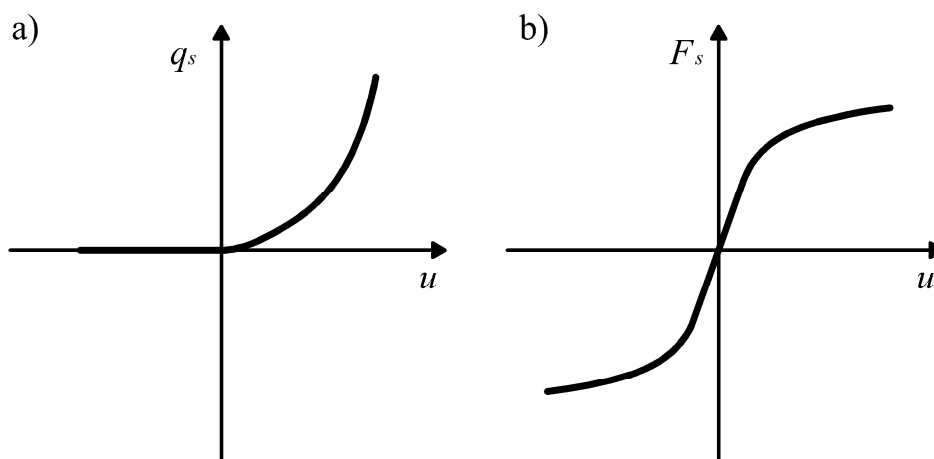
Blachy fałdowe są konstrukcjami cienkościennymi. Konstrukcje te charakteryzują się tym, iż pod wpływem naprężeń ściskających ich ścianki ulegają lokalnej utracie stateczności. Nośność i sztywność konstrukcji w stanie po wyboczeniu ścianek wyznacza się przyjmując zredukowane pole przekroju i efektywne charakterystyki geometryczne przekroju. Zagadnienie zginania prętów o przekrojach cienkościennych można z zadowalającą dokładnością opisać modelem pręta o zmiennej sztywności. Zmiana sztywności przekroju cienkościennego zależy od wartości naprężeń ściskających w lokalnie wyboczonych ściankach. Zagadnieniem tym w odniesieniu do ściskanych i zginanych blach fałdowych zajmował się m.in. Biegus [29].

W przypadku zginanych, wieloprzęsłowych, wzmocnionych blach fałdowych występują dodatkowe czynniki powodujące komplikacje obliczeniowe prętowego modelu analitycznego. Są nimi wzajemne tarcie arkuszy blach, podatność połączeń oraz przyjęte rozwiązanie konstrukcyjne (połączenie na zakład, wzmocnienie od góry lub od dołu, rozmieszczenie wzmocnień w ustroju, rozmieszczenie łączników w połączeniu, patrz rys. 5.24). Badania doświadczalne i analizy numeryczne MES pokazały, iż w modelu analitycznym należy uwzględnić nieliniowości wynikających z wyżej wymienionych zjawisk. Ponadto model analityczny powinien umożliwiać uwzględnienie interakcyjnego wytyżenia ( $M-F$ ,  $M-V$ ) zdwojonych przekrojów blach fałdowych.

Proponuje się model analityczny wytyżenia lokalnie wzmocnionych blach fałdowych oparty na teorii pręta zginanego o zmiennej sztywności  $EJ(x)$ . Uwzględnia on także zagadnienie tarcia (zakleszczania) między elementami, oraz podatność połączeń. Schemat statyczny przykładowej konstrukcji pokazano na rys. 5.1b. Arkusze blach fałdowych po wzmocnieniu w sposób nakładkowy (przekrój C-C, rys. 5.1.) lub zakładkowy (przekrój B-B, rys. 5.1), oddziałują na siebie w strefie podwójnego przekroju poprzecznego poprzez tarcie. Wartość tych oddziaływań  $q_s$  zależy od przemieszczenia blach fałdowych względem siebie  $u$  i może być opisana modelem warstwy sprężystej typu Winklera, o nieliniowej charakterystyce sztywnościowej  $q_s(u)$  (rys. 5.2a). W przypadku, gdy arkusze blach fałdowych zbliżają się do siebie ( $u > 0$ ) następuje ich zakleszczanie się i charakterystykę warstwy sprężystej można opisać nieliniową zależnością wartości naprężeń  $q_s$  od przemieszczeń  $u$ . Gdy arkusze blach fałdowych oddalają się od siebie ( $u < 0$ ) oddziaływania nie występują (tzw. więzy jednostronne).



Rys. 5.1. Wieloprzęsłowa blacha faldowa: a) schemat konstrukcyjny, b) schemat statyczny, 1, 2 – blachy faldowe, 3 – element wzmacniający, 4 – łączniki, 5 – warstwa sprężysta,  $q(x)$  – obciążenie konstrukcji



Rys. 5.2. Uogólnione postacie funkcji: a) oddziaływań blach faldowych w strefie kontaktu, b) sztywności połączeń

Podatność połączeń ustroju zależy między innymi od rodzaju łączników, grubości ścianki blachy i w uproszczeniu może być opisana nieliniową zależnością siły  $F_s$  w łączniku od różnicy przemieszczeń  $u$  arkuszy blach w miejscu łącznika (rys 5.2b).

Wyteżenie ustroju przedstawionego na rys. 5.1 można opisać równaniami różniczkowymi czwartego rzędu o nieliniowych współczynnikach:



$$\frac{d^2}{dx^2} \left[ EJ[x, q(x)] \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \right] = q(x), \quad (5.1)$$

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[ EJ[x, q(x)] \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \right] = q(x) - q_w[u(x)], \quad (5.2)$$

Równanie (5.1) opisuje wytyżenie konstrukcji w strefach niewzmocnionych, a równanie (5.2) w jej strefach wzmocnionych. Równania te muszą być uzupełnione o odpowiednie dla danego schematu statycznego warunki brzegowe.

Zachodzą tu związki (z dokładnością co do znaków w zależności od przyjętego układu współrzędnych):

$$\varphi(x) = \frac{dw(x)}{dx} \quad - \text{kąt obrotu}, \quad (5.3)$$

$$M(x) = -EJ[x, q(x)] \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad - \text{moment zginający}, \quad (5.4)$$

$$V(x) = -EJ[x, q(x)] \frac{d^3 w(x)}{dx^3} - \frac{dEJ[x, q(x)]}{dx} \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad - \text{siła poprzeczna}. \quad (5.5)$$

Na obecnym poziomie rozwoju matematyki nie jest znane ściśle rozwiązanie badanego zagadnienia. Nie mniej istnieją metody numeryczne pozwalające na rozwiązanie tego problemu z zadowalającą dokładnością (między innymi metody energetyczne, MES, numeryczne metody rozwiązywania nieliniowych równań różniczkowych).

Na początku badane zagadnienie próbowano rozwiązać dobrze znaną mechanice konstrukcji, klasyczną metodą Ritz'a. Jednak problemem było znalezienia odpowiedniej przestrzeni funkcji bazowych opisujących ugięcie całego ustroju, oraz spełniających co najmniej przemieszczeniowe warunki brzegowe zadania. Kolejnym etapem poszukiwań odpowiedniej metody rozwiązania nieliniowego zagadnienia wytyżenia wzmocnionych blach fałdowych była próba zastosowania poszerzonej metody Ritz'a [55]. W metodzie tej funkcje bazowe nie muszą spełniać przemieszczeniowych warunków brzegowych zadania. Natomiast warunki brzegowe wprowadza się do analizy poprzez zasadę prac przygotowanych. W analizowanym przypadku metoda ta nie pozwalała na osiągnięcie zadowalającej dokładności rozwiązania. Wraz ze wzrastającą ilością funkcji bazowych malała dokładność rozwiązania ze względu na narastające błędy zaokrągleń obliczeń komputerowych oraz rósł czas wykonania tych analiz.

Po wielu próbach zdecydowano się na rozwiązanie zagadnienia własną oryginalną metodą. Dokonano sformułowania problemu w sposób łączący zalety MES i klasycznej metody Ritz'a. Zaproponowana metoda polega na wykorzystaniu elementów skończonych o funkcjach kształtu spełniających przemieszczeniowe warunki brzegowe (ugięcie i kąt obrotu tzn. wartość funkcji i jej pochodną) w węzłach siatki podziału. Takie podejście zapewnia, wraz z rosnącą dyskretyzacją konstrukcji analogiczną zbieżność rozwiązania do wartości dokładnej jak w przypadku sformułowania zadania w ujęciu klasycznej metody Ritz'a. W zaproponowanym rozwiązaniu uzyskuje się akceptowalny czas obliczeń. Ponadto nie istnieją żadne ograniczenia wynikające z ilości pręseł konstrukcji, warunków podparcia, ani rodzaju obciążenia działającego na konstrukcję.

Trzeba mieć świadomość, że w przypadku konstrukcji prętowych zaproponowana metoda daje wyniki bardzo zbliżone z klasyczną MES. Natomiast w przypadku konstrukcji wymagających modelowania elementami powłokowymi lub objętościowymi metoda ta daje wyniki znacznie lepsze od klasycznej MES. Sukces nowej metody tkwi w odpowiednim sposobie dobierania funkcji bazowych na etapie definiowania elementów skończonych.

### 5.3. Opis modelu teoretycznego

#### 5.3.1. Wprowadzenie

W przypadku analizy wyężenia lokalnie wzmocnionych blach fałdowych mamy do czynienia z zagadnieniem złożonym o silnie nieliniowym charakterze. Można tu wyróżnić nieliniową zmianę sztywności na długości ustroju, (która zależy od wyężenia przekroju), nieliniową sztywność połączeń, nieliniowe zjawisko zakleszczania się (tarcia) arkuszy blach fałdowych w strefie wzmocnienia. Ponadto występuje także nieliniowość związków interakcyjnego wyężenia przekroju  $M-V$  i  $M-F$ , które w ogólnym przypadku mogą przyjmować dowolną postać. Konsekwencją tych zjawisk jest nieliniowa zależność między obciążeniem i sztywnością konstrukcji.

Opracowany sposób analizy lokalnie wzmocnionych blach fałdowych jest udoskonalonym modelem prętowym, w którym wykorzystuje się klasyczny liniowo sprężysty zakres wyężenia materiału. Do rozwiązania badanego zagadnienia opracowano własne autorskie programy analizy wyężenia blach fałdowych. W celu uzyskania informacji o wyężeniu i zachowaniu się badanych konstrukcji poddano analizie parametrycznej ustroje o szerokości jednego arkusza.

Zaproponowany uniwersalny model teoretyczny umożliwia szerokie i kompleksowe rozwiązanie zagadnienia lokalnie wzmocnionych blach fałdowych. Istnieje możliwość analizy konstrukcji o dowolnej liczbie i rozpiętości przęsł (rys. 5.1), dowolnym schemacie statycznym (pełna swoboda w określaniu przemieszczeniowych i siłowych warunków brzegowych), dowolnym rodzaju wzmocnienia w strefie każdej podpory (zakład uciągający, wzmocnienie od dołu, wzmocnienie od góry) i dowolnej długości wzmocnienia po obu stronach podpory. Oczywiście autor zdaje sobie sprawę, że nie uwzględnia wszystkich przypadków i że należy model udoskonalać.

#### 5.3.2. Definicja elementu skończonego

Belkowy element skończony zdefiniowano tak, aby spełniał następujące wymogi: wraz z rosnącą dyskretyzacją konstrukcji wyniki analizy były zbliżone do rozwiązania ścisłego, oraz czas obliczeń był relatywnie krótki. W związku z tym przyjęto element (rys. 5.3) o stałej sztywności na długości  $s_i$  oraz o dwóch stopniach swobody w każdym węźle (przemieszczenie i kąt obrotu).

Związki opisujące przemieszczenia i siły wewnętrzne w tym elemencie są następujące:

- przemieszczenie osi elementu skończonego

$$w(x) = \frac{2(w_j - w_k) + s_i(\varphi_j + \varphi_k)}{s_i^3} x^3 + \frac{3s(w_k - w_j) - s_i^2(2\varphi_j + \varphi_k)}{s_i^3} x^2 + \varphi_j x + w_j, \quad (5.6)$$

- kąt ugięcia

$$\varphi(x) = \frac{dw(x)}{dx} = \frac{6(w_j - w_k) + 3s_i(\varphi_j + \varphi_k)}{s_i^3} x^2 + \frac{6s_i(w_k - w_j) - 2s_i^2(2\varphi_j + \varphi_k)}{s_i^3} x + \varphi_j, \quad (5.7)$$

- moment zginający

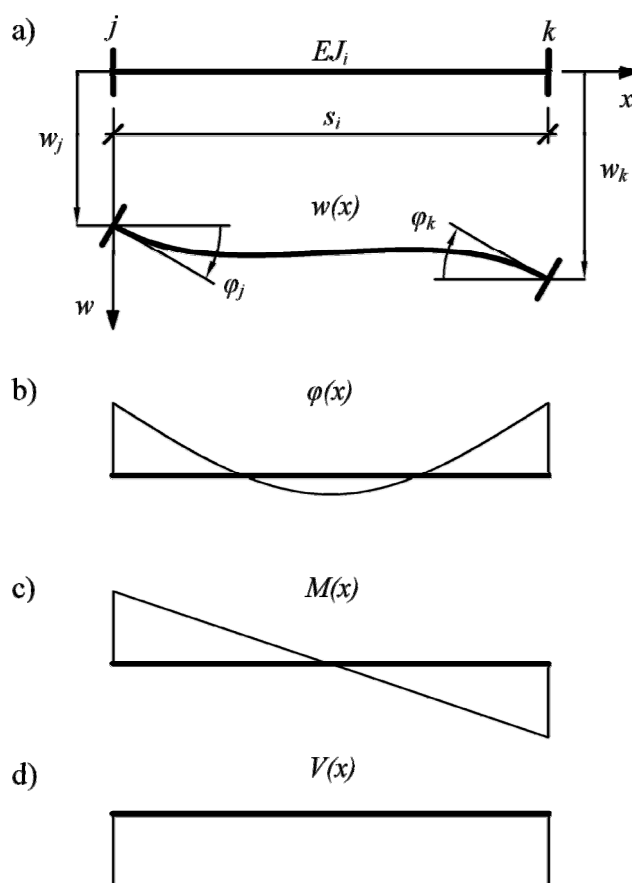
$$M(x) = -EJ \frac{d^2 w(x)}{dx^2} = \frac{12(w_k - w_j) - 6s(\varphi_j + \varphi_k)}{s^3} EJ_i x + \frac{6s(w_j - w_k) + 2s^2(2\varphi_j + \varphi_k)}{s^3} EJ_i, \quad (5.8)$$

- siła poprzeczna

$$V(x) = -EJ \frac{d^3 w(x)}{dx^3} = \frac{12(w_k - w_j) - 6s_i(\varphi_j + \varphi_k)}{s_i^3} EJ_i = const., \quad (5.9)$$

gdzie:

- $w_j, w_k, \varphi_j, \varphi_k$  – odpowiednio przemieszczenia oraz kąty obrotu w węzłach elementu,  
 $EJ_i$  – sztywność giętna  $i$ -tego elementu,  
 $s_i$  – długość  $i$ -tego elementu.



Rys. 5.3. Element skończony: a) przemieszczenia, b) kąty obrotu, c) momenty zginające, d) siły poprzeczne

Przemieszczenia osi elementu skończonego pomiędzy węzłami opisano funkcją kształtu w postaci wielomianu 3-go stopnia. Zapewnia to szybkie wykonywanie operacji jej całkowania i różniczkowania, a w konsekwencji wzrasta efektywność działania algorytmu. Należy zaznaczyć, iż zaproponowana funkcja kształtu spełnia przemieszczeniowe warunki brzegowe na końcach przedziału, których spełnienie jest wymagane w klasycznej metodzie Ritz'a. Taki dobór funkcji kształtu gwarantuje zbieżność rozwiązania przy wzrastającej dyskretyzacji konstrukcji. Zastosowanie elementu skończonego o stałej sztywności na długości, ale o większej liczbie stopni swobody w węzle oraz funkcji kształtu w postaci wielomianów wyższych rzędów oczywiście pozwala na uzyskanie precyzyjniejszych oszacowań wyężenia konstrukcji przy mniejszej liczbie elementów skończonych niż w przypadku dwu stopni swobody w węzle. Jednak, aby odzwierciedlić zróżnicowaną sztywność ustroju na długości konstrukcji konieczny jest relatywnie gęsty podział na elementy skończone o stałej sztywności. W związku z tym najbardziej efektywnym numerycznie rozwiązaniem okazują się elementy skończone o dwóch stopniach swobody w węzle.

### 5.3.3. Definicja sztywności warstwy sprężystej

Przed obciążeniem wzmocnione blachy fałdowe w strefie podwójnego przekroju poprzecznego przylegają do siebie. Po przyłożeniu obciążenia do konstrukcji arkusze blach fałdowych w strefie wzmocnienia na pewnym odcinku zbliżają się do siebie, a w innym miejscu mogą się od siebie oddalać. Jeśli arkusze się od siebie oddalają to nie występuje między nimi oddziaływanie. W przypadku, gdy blachy fałdowe zbliżają się do siebie to wywierają wzajemny nacisk oraz występuje między nimi tarcie, które prowadzi do zakleszczenia się blach. Zachowanie się blach fałdowych w strefie lokalnego wzmocnienia można opisać modelem warstwy sprężystej typu Winklera, o nieliniowej charakterystyce (rys 5.2a).

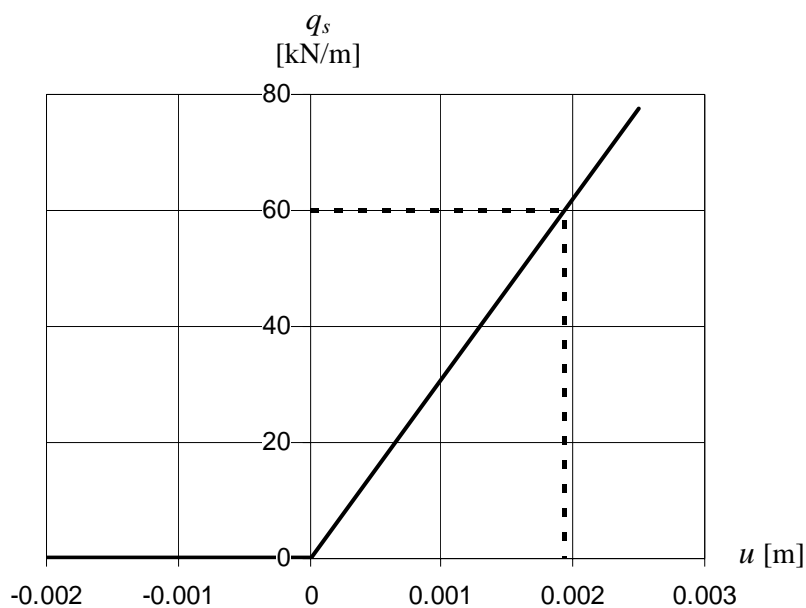
Na podstawie analiz MES określono nieliniową charakterystykę  $q_s(u)$  warstwy sprężystej blachy fałdowej o szerokości jednego arkusza. Okazało się jednak, że dla  $q_s \leq 60$  kN/m zależność tę można z wystarczającą, do celów inżynierskich dokładnością, zastąpić funkcją liniową według wzoru:

$$q_s(u) = \begin{cases} 0 & \text{gdy } u \leq 0 \\ 31070 u & \text{gdy } u > 0 \end{cases} \quad [\text{kN/m}], \quad (5.10)$$

gdzie:

$u$  – przemieszczenie w [m].

Wykres funkcji  $q_s(u)$  (5.10) pokazano na rys. 5.4.



Rys. 5.4. Wykres funkcji sztywności  $q_s(u)$  warstwy sprężystej (opis w tekście)

Przyjęcie uproszczonej charakterystyki  $q_s(u)$  jest korzystne podczas rozwiązywania układu nieliniowych równań zagadnienia, ponieważ skraca się czas obliczeń. W analizowanych przypadkach wyznaczona wartość wzajemnych oddziaływań  $q_s$  blach fałdowych nie przekraczała 60 kN/m. W związku z tym można było zastosować uproszczoną charakterystykę  $q_s(u)$  warstwy sprężystej.

### 5.3.4. Definicja sztywności połączeń

W strefie wzmocnienia arkusze blach fałdowych są ze sobą połączone dyskretnie rozmieszczonymi łącznikami. W badanym przypadku były nimi nity jednostronne. Łączniki wraz z blachami fałdowymi tworzą połączenie, któremu można przypisać nieliniową zależność siły od przemiesz-

czania  $F_s(u)$  (rys. 5.2b), którą ustala się zazwyczaj doświadczalnie. W praktyce inżynierskiej odpowiednio wytyczne np. [33] dopuszczają w obliczeniach przyjmowanie liniowej podatności łączników. W przypadku jednostronnych nitów stalowo-stalowych zaleca się przyjmować podatność łącznika równą 0.30 mm/kN (sztywność 3.3 kN/mm]. Ponieważ w danym przekroju poprzecznym arkusza blachy fałdowej znajduje się 8 nitów, to w związku z tym do obliczeń przyjęto charakterystykę sztywności połączeń według wzoru:

$$F_s(u) = 8 \times 3300 \text{ kN/m} \times u = 26640 u \quad [\text{kN}], \quad (5.11)$$

gdzie:

$u$  – przemieszczenie w [m].

Przyjęcie uproszczonej charakterystyki  $F_s(u)$  jest korzystne podczas rozwiązywania układu nieliniowych równań zagadnienia, ponieważ skraca się czas obliczeń.

### 5.3.5. Definicja funkcji zanikającej sztywności giętej przekroju

Przekroje cienkościennie tracą stateczność lokalną ścianek w skutek wyteżeń ściskających. Powoduje to wyłączenie się wyboczonych części ścianek z przenoszenia obciążeń konstrukcji. O wystąpieniu lokalnej utraty stateczności ścianek decyduje geometria przekroju blachy fałdowej, grubość ścianek oraz rozkład i wartość naprężeń w przekroju. W EC3 [51] podano iteracyjne procedury wyznaczania charakterystyk efektywnych oraz nośności efektywnej przekroju cienkościennego. Zwykle wyznaczenie sztywności efektywnej przekroju cienkościennego dla analizowanego poziomu naprężeń wymaga kilkukrotnego przeprowadzenia tych samych obliczeń. W proponowanym modelu teoretycznym każdy element skończony ma sztywność odpowiadającą średniemu poziomowi naprężeń występujących na jego końcach. Ustalenie rozkładu rzeczywistej sztywności odpowiadającego danemu poziomowi obciążenia konstrukcji wymaga wykonania dużej liczby iteracyjnych kroków obliczeniowych. W celu usprawnienia działania proponowanej procedury obliczeniowej wprowadza się pojęcie funkcji zanikającej sztywności

$$EJ_e(M) = r_e(M) EJ_{nom}, \quad (5.12)$$

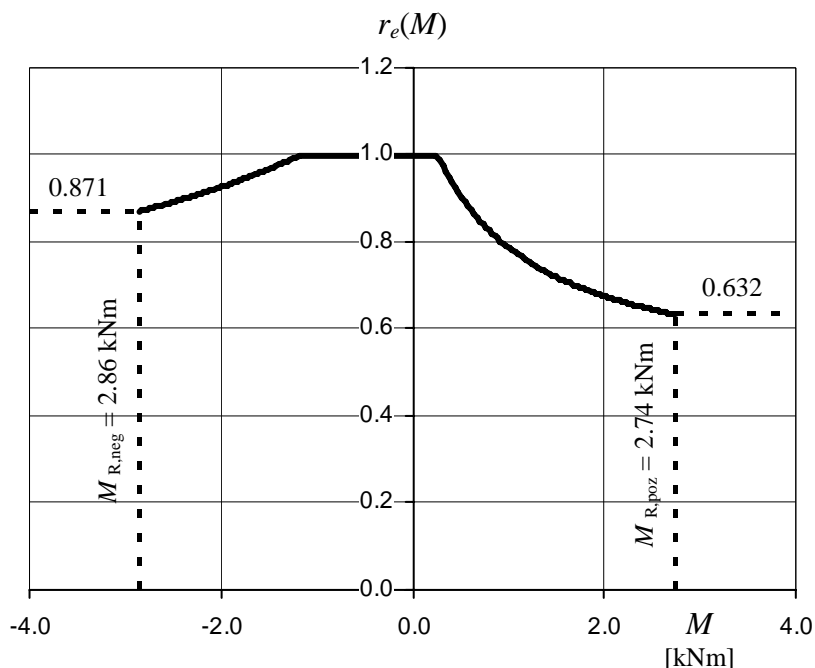
gdzie:

$r_e(M)$  – współczynnik zanikającej sztywności giętej przekroju zależny od wyteżenia przekroju momentem zginającym,

$EJ_{nom}$  – nominalna sztywność gięta arkusza blachy fałdowej.

Funkcja ta opisuje zmianę sztywności przekroju arkusza blachy fałdowej w funkcji wyteżenia momentem zginającym. Współczynnik zanikającej sztywności  $r_e(M)$  ustalono na podstawie procedury EC3 [51] wyznaczania nośności efektywnej przekroju. Przy czym przyjęto rzeczywiste charakterystyki geometryczne i materiałowe przekroju blachy fałdowej oraz częściowe, materiałowe współczynniki bezpieczeństwa równe 1. Na rys. 5.5 pokazano wykres współczynnika zanikającej sztywności  $r_e(M)$ . Wartość dodatnia momentu zginającego to stan, w którym ściskana jest półka szersza przekroju blachy fałdowej. Dla momentu zginającego  $M > M_{R,poz}$  lub  $M < M_{R,neg}$  przyjęto stałą wartość sztywności, aby uniknąć problemów numerycznych przy rozwiązywaniu nieliniowych równań równowagi zagadnienia. Do celów procedury obliczeniowej wartość współczynnika  $r_e(M)$  wyznaczono w dostatecznie dużej liczbie punktów dyskretnych, a wartości pośrednie interpolowano liniowo. Nie określono natomiast zależności funkcyjnych aproksymujących ten współczynnik.

Zastosowanie funkcji  $EJ_e(M)$  w proponowanej procedurze obliczeniowej pozwala na pominięcie iteracyjnego wyznaczania sztywności przekroju dla zadanego poziomu obciążenia, co wpływa na zmniejszenie czasu obliczeń. Funkcję zanikającej sztywności  $EJ_e(M)$  należy traktować jako dodatkową charakterystykę przekroju analogiczną do momentu bezwładności, czy wskaźnika na zginanie.



Rys. 5.5. Współczynnik zanikającej sztywności giętej  $r_e(M)$  blachy faldowej T55/188/0.75

### 5.3.6. Definicja funkcjonału energii i rozwiązanie zagadnienia

W przypadku analizowanych zagadnień dotyczących lokalnie wzmocnionych blach faldowych funkcjonał energii ustroju można zdefiniować następująco:

$$\Pi = V + U_w + U_p - P, \quad (5.13)$$

gdzie:

$V$  – energia sprężysta zginania belki,

$U_w$  – energia warstwy sprężystej,

$U_p$  – energia połączeń,

$P$  – praca obciążeń zewnętrznych.

Poszczególne człony funkcjonału energii przyjmują postać:

$$V = \sum_i \left( \int_0^{s_i} \frac{M_i^2(x)}{2EJ_i} dx \right) = \sum_i \left( \frac{EJ_i}{2} \int_0^{s_i} \left( \frac{d^2 w_i(x)}{dx^2} \right)^2 dx \right), \quad (5.14)$$

$$U_w = \sum_i \left( \int_0^{s_i} \left( \int_0^{\Delta w(x)} q_s(u) du \right) dx \right), \quad (5.15)$$

$$U_p = \sum_m \left( \int_0^{\Delta w(x_m)} F_s(u) du \right), \quad (5.16)$$

$$P = \sum_i \left( \int_0^{s_i} q_i(x) w_i(x) dx \right), \quad (5.17)$$

gdzie:

- $i$  – numer elementu skończonego,
- $s_i$  – długość  $i$ -tego elementu skończonego,
- $w_i(x), M_i(x)$  – funkcja ugięcia i momentu zginającego  $i$ -tego elementu skończonego,
- $EJ_i$  – sztywność giętna w  $i$ -tym elemencie skończonym,
- $m$  – numer łącznika,
- $\Delta w(x), \Delta w(x_m)$  – odpowiednio funkcja różnicy ugięć elementów wzmacniającego i wzmacnianego w strefie zdwojonego przekroju blachy fałdowej oraz różnica ugięć w miejscu  $(x_m)$  występowania łącznika,
- $q_s(u)$  – funkcja sztywności warstwy sprężystej,
- $F_s(u)$  – funkcja sztywności połączenia.

Należy zauważyć, iż w funkcjonale energii nie stosuje się uproszczeń polegających na wprowadzeniu numerycznego całkowania jego poszczególnych członów w obszarze elementu skończonego.

Wprowadzenie warunków brzegowych do funkcjonału energii, definiujących sposób podparcia konstrukcji, odbywa się przez przypisanie wartości przemieszczeniowym stopniom swobody ( $w_j, \varphi_j$ ) w odpowiednich węzłach ustroju. Natomiast warunki brzegowe dotyczące sił wewnętrznych wprowadza się jako obciążenia zewnętrzne.

W celu wyznaczenia rozwiązania poszukuje się, jak w klasycznej metodzie Ritz'a, minimalnej wartości funkcjonału energii. W tym celu buduje się układ nieliniowych równań

$$\left\{ \frac{\partial \Pi}{\partial w_1} = 0, \frac{\partial \Pi}{\partial \varphi_1} = 0, \dots, \frac{\partial \Pi}{\partial w_n} = 0, \frac{\partial \Pi}{\partial \varphi_n} = 0 \right\}, \quad (5.18)$$

Ilość równań odpowiada sumie stopni swobody wszystkich węzłów danego modelu pomniejszych o ilość przemieszczeniowych warunków brzegowych. Jako rozwiązanie otrzymuje się przemieszczenia i kąty obrotu poszczególnych węzłów modelu, a następnie na podstawie funkcji kształtu siły wewnętrzne.

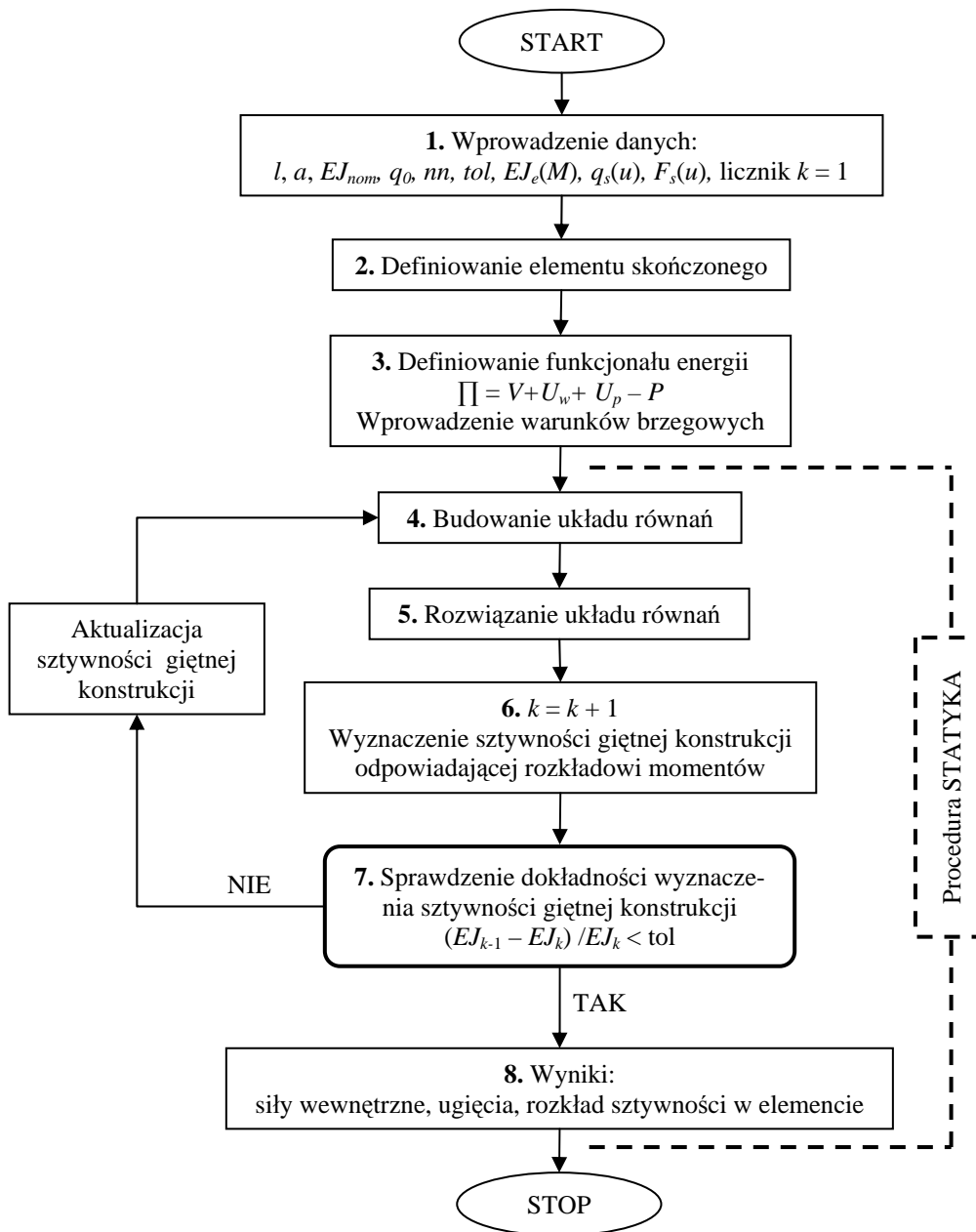
Odpowiednie definicje wprowadzono do własnych autorskich programów analizy wyteżenia lokalnie wzmocnionych blach fałdowych, które realizowały odpowiednie algorytmy obliczeniowe.

### 5.3.7. Algorytmy procedur obliczeniowych

Zadaniem procedury obliczeniowej jest określenie wszystkich parametrów niezbędnych do oceny ugięć i wyteżenia lokalnie wzmocnionych blach fałdowych. Wiedza ta jest niezbędna do bezpiecznego projektowania tych konstrukcji. Szczególnie istotne są: rozkład i wartość sił wewnętrznych, maksymalne ugięcia, zmiana sztywności na długości konstrukcji, wartości oddziaływań w warstwie sprężystej, wyteżenie łączników, nośność graniczna konstrukcji, ŚRS, określenie optymalnej długości wzmocnienia. Procedura realizująca kompleksowo te zadania cechowałaby się skomplikowaną strukturą. Poniżej przedstawiono schematy blokowe algorytmów realizujące poszczególne zadania cząstkowe. Takie przedstawienie procedury pozwala na łatwiejsze zrozumienie istoty omawianego sposobu rozwiązania zagadnienia.

Na rys. 5.6 przedstawiono schemat blokowy algorytmu, który umożliwia, przy zadanym poziomie obciążenia konstrukcji wyznaczyć: siły wewnętrzne, ugięcia, rozkład sztywności, oddziaływania w warstwie sprężystej i łącznikach. Schemat blokowy (rys. 5.6) składa się z bloku 1 (etapu wprowadzenia danych, w którym podaje się m.in.: rozpiętości  $l$  przęseł ustroju, długości stref wzmocnienia  $a_{ij}$ , nominalną sztywność giętną przekroju blachy fałdowej  $EJ_{nom}$ , obciążenia ustroju  $q_0$ , dyskretyzację modelu (ilość elementów skończonych  $nn$ ), funkcje zanikającej sztywności prze-

kroju blachy fałdowej  $EJ_e(M)$ , funkcję sztywności warstwy sprężystej łączącej arkusze blach  $q_s(u)$ , funkcję sztywności łączników  $F_s(u)$ , dokładność rozwiązania  $tol$ . Blok ten zawiera również definicję liczników pętli niezbędnych do prawidłowego funkcjonowania procedury. W bloku 2 znajduje się definicja elementu skończonego omówiona w rozdziale 5.3.1. W bloku 3 definiowany jest funkcjonal energii  $\Pi$  odpowiednio do rodzaju analizowanej konstrukcji i jej schematu statycznego oraz wprowadzane są warunki brzegowe. Czynności wykonywane w etapach 4÷8 nazwano procedurą STATYKA. Procedura STATYKA wyznacza iteracyjnie rozkład zredukowanej sztywności giętej na długości elementu, która zależy od poziomu wyteżenia ustroju. Obliczenia kończą się, gdy w kolejnej iteracji maksymalna, względna zmiana sztywności w przekrojach nie przekracza deklarowanej wartości  $tol$ . Rezultatem działania procedury STATYKA są: siły wewnętrzne, ugięcia konstrukcji, oddziaływania w warstwie sprężystej i łącznikach oraz rozkład sztywności giętej na długości elementu.



Rys. 5.6. Schemat blokowy algorytmu określania sił wewnętrznych i ugięć blachy fałdowej dla przyjętego poziomu obciążenia



Na rys. 5.7 przedstawiono schemat blokowy algorytmu wyznaczania obciążenia granicznego wieloprzęsłowych blach fałdowych odpowiadającego wyczerpaniu nośności najbardziej wyęteżonego przekroju. Podobnie jak poprzedni, algorytm ten składa się z: 1 – bloku (etapu) wprowadzania danych, 2 – bloku definicji elementu skończonego, 3 – bloku definicji funkcjonu energii i warunków brzegowych. Następnie występuje zdefiniowana wcześniej procedura STATYKA (komórka 4). W etapie 5 następuje wyznaczenie obciążenia granicznego konstrukcji. W tym celu sprawdza się interakcyjne wyęteżenia konstrukcji we wszystkich węzłach siatki elementów skończonych. W przekrojach, w których występują siły skupione sprawdza się warunki interakcyjnej nośności na zginanie i docisk oraz na zginanie i ścinanie. W pozostałych przekrojach sprawdza jedynie warunek interakcyjnej nośności na zginanie i ścinanie. Nośności przekrojów na zginanie  $M_R$ , docisk  $F_R$ , oraz ścinanie  $V_R$  wyznaczono według EC3 [51]. W algorytmie zaimplementowano formuły interakcyjnej nośności przekrojów  $M-F$  oraz  $M-V$  również według EC3 [51]. Przy czym zaproponowany algorytm umożliwia przyjęcie dowolnie zdefiniowanych formuł interakcyjnej nośności przekroju.

Obciążenie graniczne niewzmocnionych jak i wzmocnionych blach fałdowych wyznacza się iteracyjnie ze wzoru:

$$q_f = \frac{q_{f-1}}{\max \left[ \left( \frac{M(q_{f-1})}{M_R} + \frac{F(q_{f-1})}{F_R} \right) / 1.25, \frac{M(q_{f-1})}{M_R}, \frac{F(q_{f-1})}{F_R}, \left( \frac{M(q_{f-1})}{M_R} \right)^2 + \left( \frac{F(q_{f-1})}{F_R} \right)^2 \right]}, \quad (5.19)$$

gdzie:

$q_f, q_{f-1}$  – obciążenie konstrukcji odpowiednio w kroku iteracji  $f$  oraz  $f-1$ ,  
pozostałe oznaczenia jak wcześniej.

W ogólnym przypadku obciążenie graniczne konstrukcji  $q_f$  w kroku  $f$  jest wyznaczone z warunku (5.19), jako iloraz obciążenia konstrukcji  $q_{f-1}$  w kroku  $f-1$  i maksymalnej wartości współczynnika interakcyjnego wyęteżenia przekroju. Współczynnik ten ustalany jest na podstawie analizy warunków interakcyjnego wyęteżenia przekrojów na ścinanie i zginanie ( $M-V$ ) lub zginanie i docisk ( $M-F$ ) w poszczególnych węzłach siatki elementów skończonych.

W etapie 6 sprawdzana jest dokładność wyznaczenia obciążenia granicznego, a w etapie 7 generowane są wyniki analiz. Czynności wykonywane w etapach 4÷7 nazwano procedurą OBCIĄŻENIE GRANICZNE. Procedura ta wyznacza wartość obciążenia granicznego konstrukcji z uwzględnieniem interakcyjnego wyęteżenia analizowanych przekrojów. Przy czym ilość analizowanych przekrojów zależy od gęstości siatki elementów skończonych.

Należy zaznaczyć, iż obciążenie graniczne wyznacza się iteracyjnie. Iteracyjnie również wyznaczany jest rozkład sił wewnętrznych w konstrukcji (procedura STATYKA). Złożoność rozwiązywanego zagadnienia polega na tym, że pętle iteracyjne kumulują się. Algorytm do wyznaczania obciążenia granicznego (rys. 5.7) zawiera 2 pętle iteracyjne (procedura STATYKA, procedura OBCIĄŻENIE GRANICZNE) co wydłuża czas obliczeń.

Procedura przedstawiona na rys. 5.8 pozwala określić optymalne długości strefy wzmocnienia blach fałdowych. Idea tej procedury opiera się na stopniowej zmianie długości strefy wzmocnienia w ustalonych granicach i wyborze optymalnej długości zgodnie z przyjętym kryterium. Algorytm składa się z bloków (etapów) (rys. 5.8): 1 – wprowadzania danych, 2 – definiowania elementu skończonego, 3 – definiowania funkcjonu energii i wprowadzania warunków brzegowych. W etapie 4 wprowadzana jest kolejna (z numerem  $e$ ) ze sprawdzanych długości stref wzmocnienia. Przy czym  $m$  określa całkowitą liczbę analizowanych wariantów długości wzmocnienia. Następnie w etapie 5 wyznaczone jest obciążenie graniczne konstrukcji według procedury OBCIĄŻENIE GRANICZNE. W bloku 6 wyznacza się parametr (kryterium) optymalizacji  $\Omega_e$ , który zdefiniowano jako stosunek obciążenia granicznego konstrukcji do całkowitej długości materiału zużytej na wykonanie ustroju o szerokości jednego arkusza. Kryterium to wyznacza się ze wzoru:

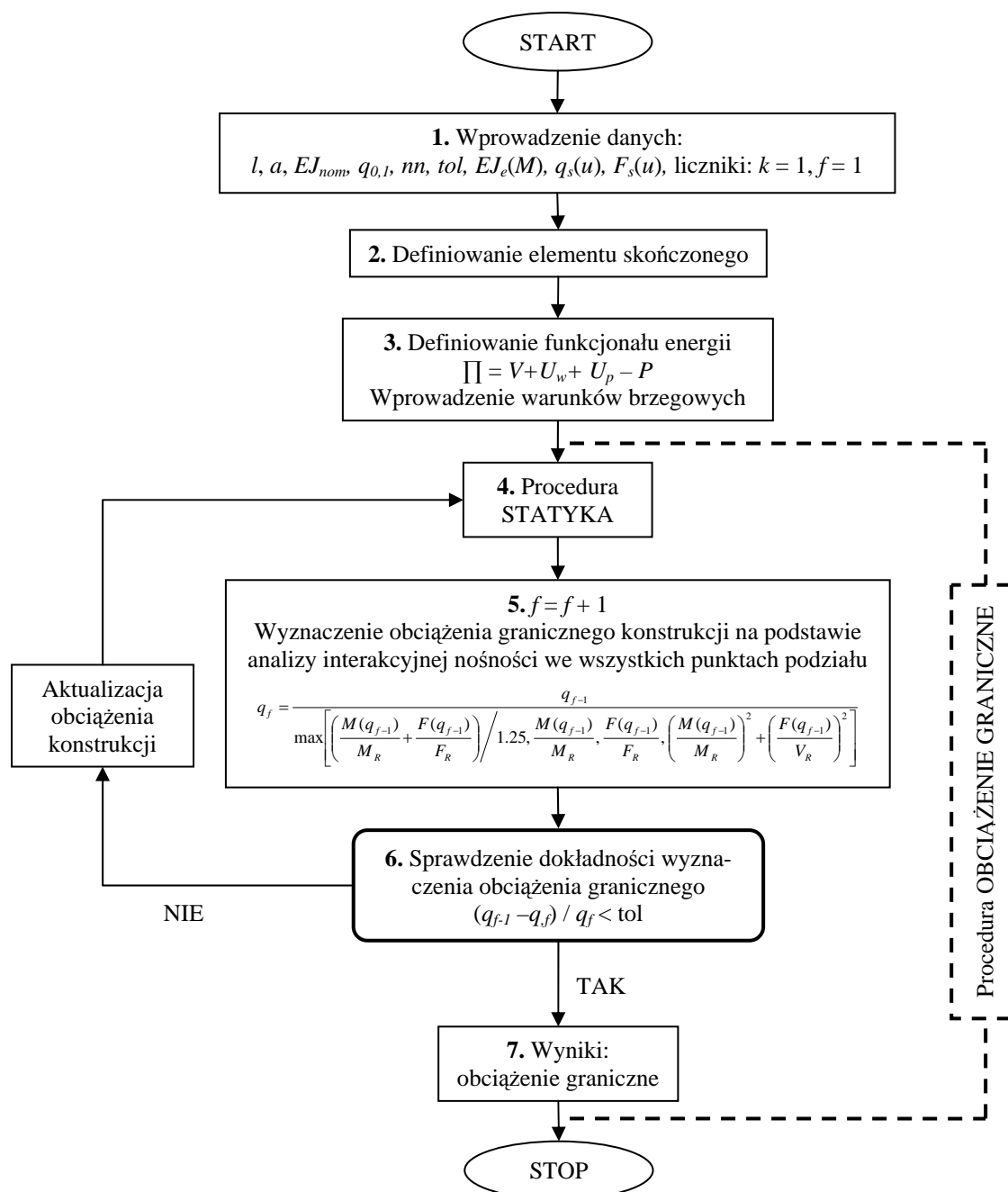
$$\Omega_e = \frac{q_e}{L_e}, \quad (5.20)$$

gdzie:

$q_e$  – obciążenie graniczne konstrukcji o długości strefy wzmocnienia w  $e$  – tym kroku iteracji,  
 $L_e$  – całkowita długość blachy fałdowej potrzebna do wykonania konstrukcji o szerokości jednego arkusza o długości strefy wzmocnienia w  $e$  – tym kroku iteracji.

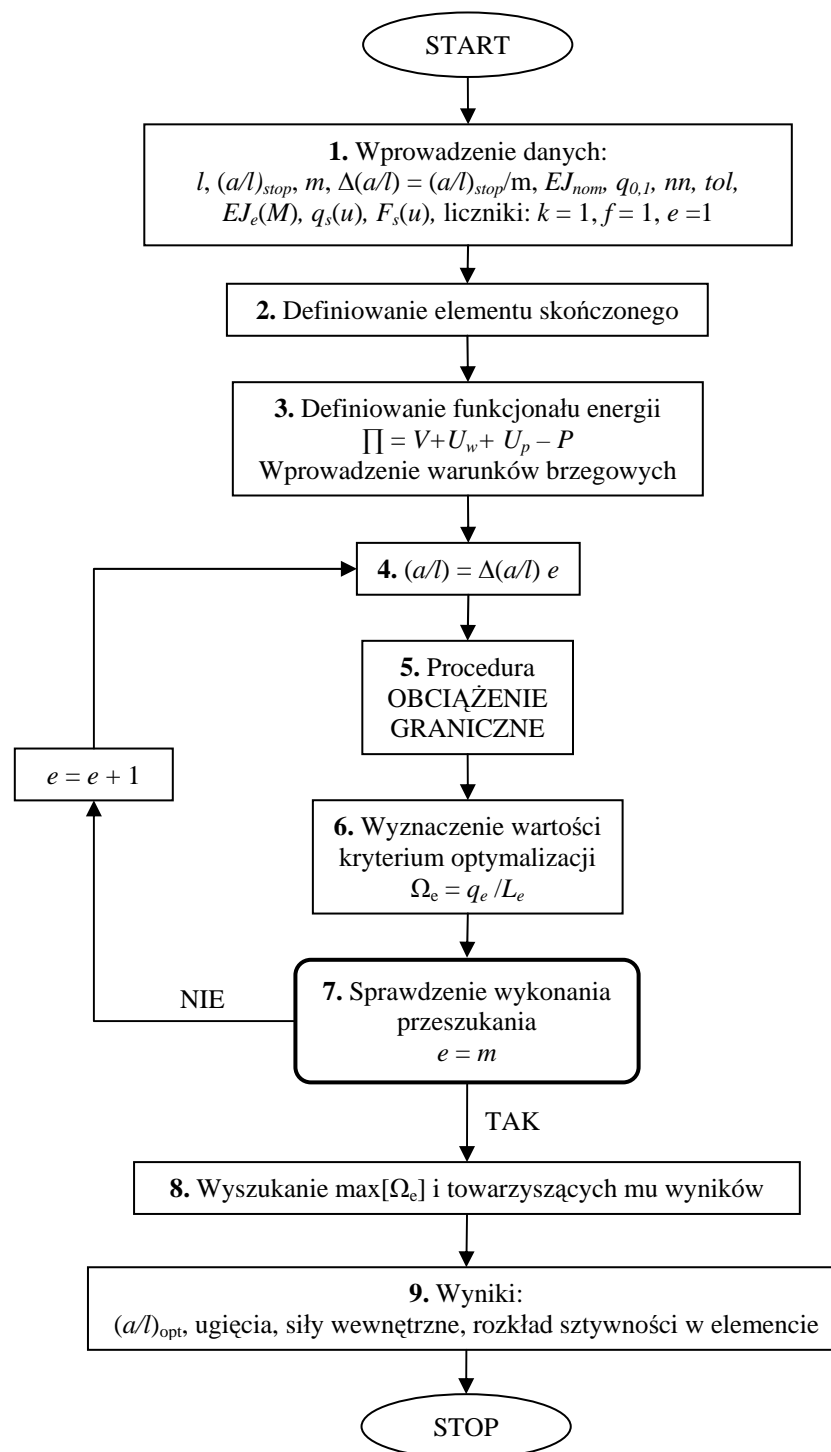
Za optymalną uważa się konstrukcję dla której  $\Omega_e$  ma wartość maksymalną tzn. ustrój który uzyskuje maksymalną nośność przy minimalnym zużyciu materiału.

W etapie 7 następuje sprawdzenie wykonania przeszukania dla wskazanego na początku zakresu analizowanych długość wzmocnienia. W bloku 8 zostaje wyszukany parametr  $\Omega_e$  o maksymalnej wartości wraz z odpowiadającymi mu wynikami analiz, które przedstawiane są w etapie 9.

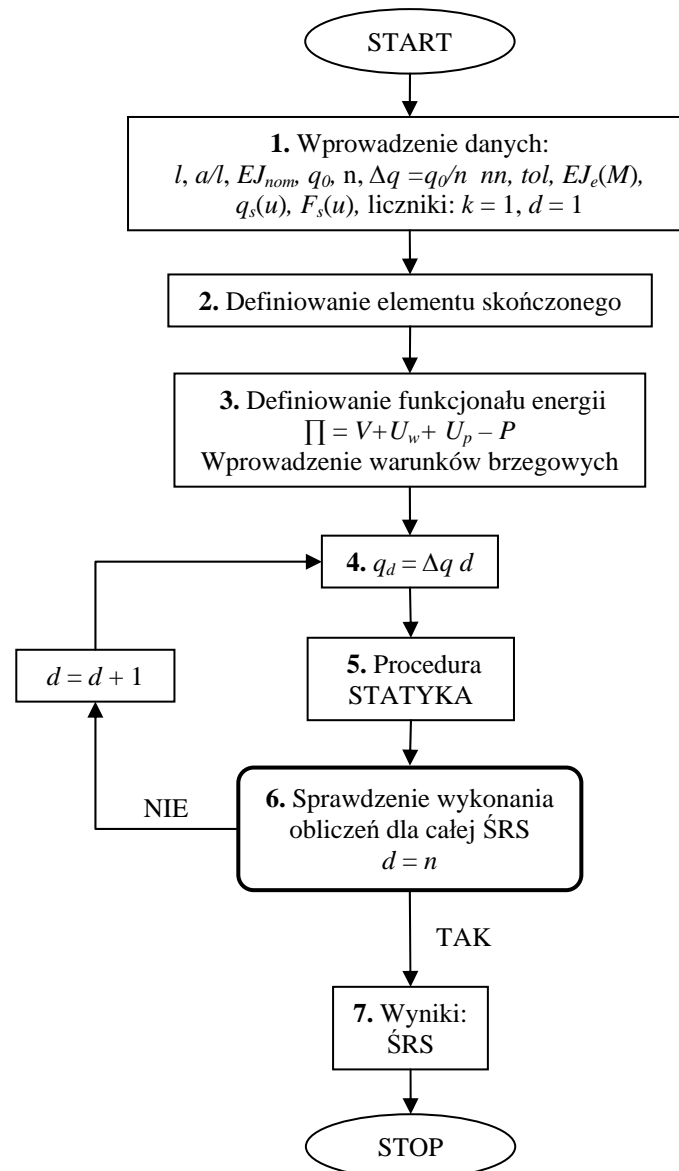


Rys. 5.7. Schemat blokowy algorytmu wyznaczania obciążenia granicznego konstrukcji

Na rys. 5.9 przedstawiono schemat blokowy algorytmu wyznaczania ścieżki równowagi statycznej dla wybranego przekroju konstrukcji. Struktura algorytmu jest analogiczna do budowy algorytmów przedstawionych powyżej (rys. 5.6÷5.8). W procedurze tej dla przyjętego poziomu obciążenia ( $q_d$ ), wyznaczone jest przemieszczenie ( $y_d$ ) analizowanego przekroju konstrukcji i wyniki zapisywane są w pamięci komputera. Operacja ta jest wykonywana dla  $n$  poziomów obciążenia równomiernie rozmieszczonych na analizowanym przedziale obciążeń  $0 \div q_0$  dla którego tworzona jest ŚRS. Następnie otrzymane w ten sposób punkty dyskretne ( $q_d, y_d$ ) są łączone liniami prostymi w kolejności rosnącego obciążenia i powstaje ŚRS. Odzworowanie ŚRS jest tym dokładniejsze im więcej pośrednich poziomów obciążenia  $n$  zastosuje się do jej wyznaczenia.



Rys. 5.8. Schemat blokowy algorytmu określania optymalnej długości wzmocnienia



Rys. 5.9. Schemat blokowy algorytmu określania ścieżki równowagi statycznej (ŚRS) konstrukcji

## 5.4. Wyniki badań modelu teoretycznego

### 5.4.1. Wprowadzenie

Procedury przedstawione w rozdziale 5.3 zaimplementowano, opracowując własne programy, w środowisku obliczeń symboliczno-numerycznych Mathematica 5.1 [49]. Zadaniem programu było wyznaczenie nośności granicznej konstrukcji mierzonej jej obciążeniem, rozkładu sił wewnętrznych, rozkładu sztywności, naprężeń w warstwie sprężystej, sił w łącznikach, ugięć i ścieżki równowagi statycznej. Należy podkreślić, że zaproponowana procedura obliczeniowa ma charakter ogólny (kompleksowy) tzn. jest na tyle wszechstronna, iż umożliwia analizy niewzmocnionych i wzmocnionych blach fałdowych o dowolnym sposobie wzmocnienia, warunkach podparcia i obciążenia oraz o dowolnej ilości przęsł. Celem niniejszego rozdziału jest przedstawienie porównania wyników badań doświadczalnych z otrzymanymi numerycznie MES i analitycznie oraz analizy parametryczne badanych konstrukcji. W przypadku lokalnie wzmocnionych dwuprzęsłowych blach

fałdowych dodatkowo wyznaczano optymalną długość strefy wzmocnienia. Ponadto przeanalizowano dwuprzęsłowe wzmocnione blachy fałdowe, które nie były badane doświadczalnie, ani też MES. Miało to na celu określenie optymalnego sposobu wzmocnienia i długości strefy.

#### 5.4.2. Jednoprzęsłowe, niewzmocnione blachy fałdowe (modele 1-P-xxx, 1-N-xxx)

Analizowano jednoprzęsłowe blachy fałdowe bez wzmocnienia badane eksperymentalnie (rozdział 3). W obliczeniach wykorzystano symetrię konstrukcji względem punkt przyłożenia obciążenia. Zabieg ten pozwolił na zmniejszenie wielkości zadania i czasu obliczeń, ponieważ badano jedynie połowę konstrukcji. Analizowaną konstrukcję podzielono na 50 elementów skończonych (51 węzłów). Po wprowadzeniu warunków brzegowych model posiadał 100 stopni swobody (50 translacji i 50 rotacji).

Obciążenie graniczne konstrukcji wyznaczano na podstawie nośności przekroju  $M_{R,poz} = 2.75$  kNm,  $M_{R,neg} = 2.86$  kNm,  $F_R = 23.7$  kN,  $V_R = 49.5$  kN oraz interakcyjnych formuł nośności  $M-V$ ,  $M-F$  według EC3 [51].

Tablica 5.1. Porównanie obciążeń granicznych jednoprzęsłowych niewzmocnionych blach fałdowych uzyskanych doświadczalnie, MES i teoretycznie

Model $M/F$ [Nmm/N]	$F_{exp}$	$F_{mes}$	$F_{teo}$	$\gamma_{mes}$	$\gamma_{teo}$	$\gamma_a$	
	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]	
1	2	3	4	5	6	7	
1-P-	170	11.99	13.32	12.02	1.11	1.00	0.90
	200	12.19	11.98	10.88	0.98	0.89	0.91
	250	10.68	10.11	9.39	0.95	0.88	0.93
	292	8.39	8.88	8.43	1.06	1.00	0.95
	300	8.99	8.72	8.26	0.97	0.92	0.95
	335	7.92	7.93	7.63	1.00	0.96	0.96
	349	7.82	7.65	7.39	0.98	0.95	0.97
	403	8.74	6.74	6.63	0.77	0.76	0.98
	501	5.81	5.51	5.49	0.95	0.94	1.00
	503	5.54	5.49	5.47	0.99	0.99	1.00
	970	3.40	2.99	2.84	0.88	0.83	0.95
1-N-	201	11.38	11.43	11.11	1.00	0.98	0.97
	250	9.28	9.51	9.64	1.02	1.04	1.01
	290	8.52	8.39	8.70	0.98	1.02	1.04
	300	7.69	8.19	8.50	1.07	1.11	1.04
	351	7.10	7.18	7.59	1.01	1.07	1.06
	403	8.07	6.34	6.83	0.79	0.85	1.08
	500	5.74	5.19	5.72	0.90	1.00	1.10
	971	3.41	2.83	2.94	0.83	0.86	1.04

W tabl. 5.1. zamieszczono obciążenia graniczne  $F_i$  jednoprzęsłowych blach fałdowych bez wzmocnienia uzyskane doświadczalnie  $F_{exp}$  (kolumna 2), numerycznie MES  $F_{mes}$  (kolumna 3) oraz teoretycznie  $F_{teo}$  (kolumna 4). W kolumnie 5, 6, 7 podano współczynniki:

$$\gamma_{mes} = \frac{F_{mes}}{F_{exp}}, \quad (5.21)$$

$$\gamma_{teo} = \frac{F_{teo}}{F_{exp}}, \quad (5.22)$$

$$\gamma_a = \frac{F_{teo}}{F_{mes}}, \quad (5.23)$$

gdzie:

$F_{mes}$  – obciążenia graniczne blach fałdowych uzyskane numerycznie MES,

$F_{exp}$  – obciążenia graniczne blach fałdowych uzyskane doświadczalnie,

$F_{teo}$  – obciążenia graniczne blach fałdowych uzyskane teoretycznie.

Współczynniki te określają odpowiednio:  $\gamma_{mes}$  – stosunek obciążenia granicznego uzyskanego numerycznie MES do obciążenia z badań doświadczalnych,  $\gamma_{teo}$  – stosunek obciążenia granicznego uzyskanego teoretycznie do obciążenia z badań doświadczalnych,  $\gamma_a$  – stosunek obciążenia granicznego uzyskanego teoretycznie do obciążenia z analiz numerycznych MES.

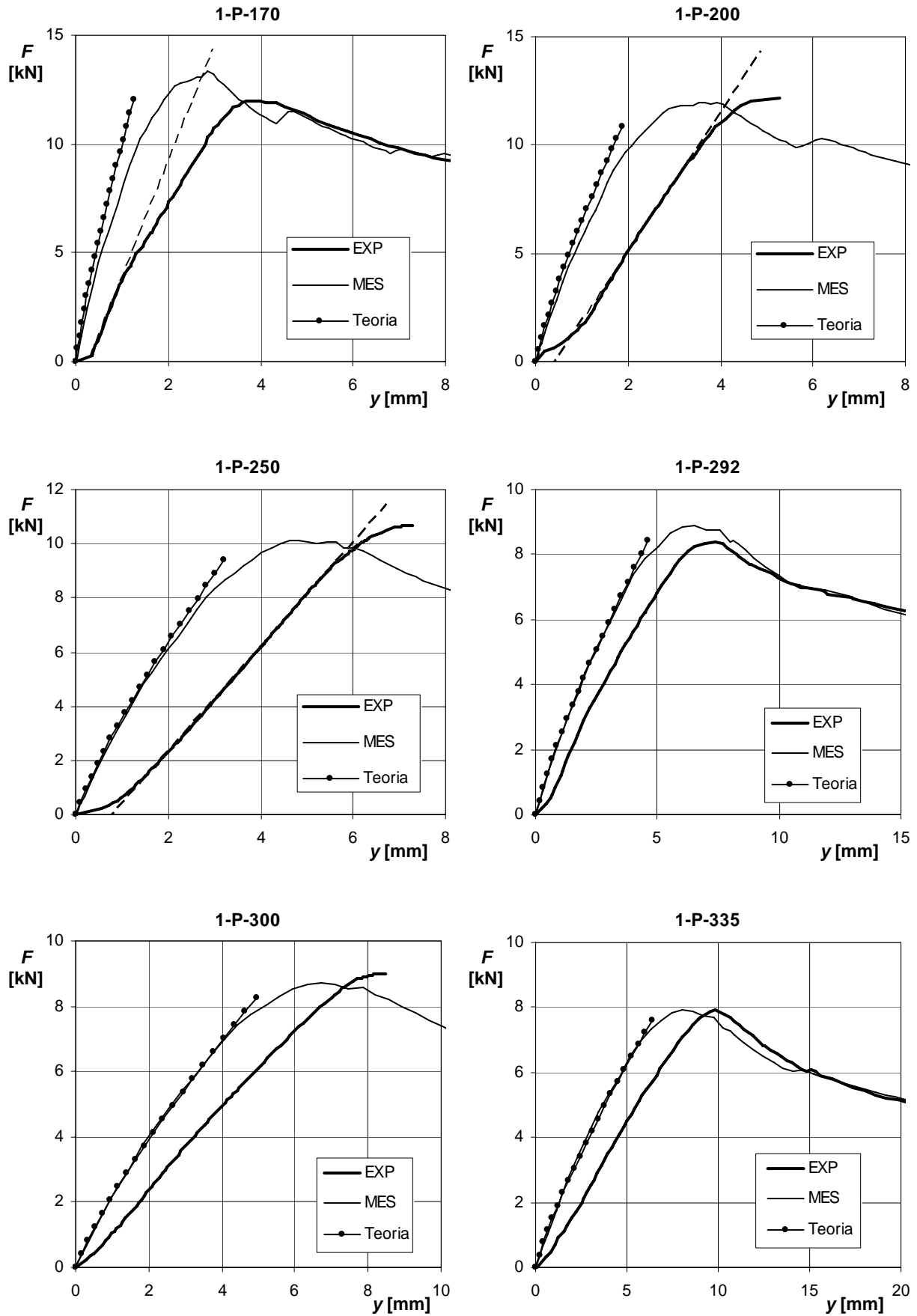
Na rys. 5.10÷5.13 pokazano porównanie ścieżek równowagi statycznej modeli 1-P-170÷1-P-970 oraz 1-N-201÷1-N-971 uzyskane doświadczalnie, MES oraz teoretycznie.

Analizując ścieżki równowagi statycznej (rys. 5.10÷5.13) oraz tab. 5.1. można stwierdzić, iż zaproponowany model teoretyczny daje oszacowania obciążenia granicznego zbliżone do oszacowań według analiz numerycznych MES. W przypadku badanych modeli stosunki obciążenia granicznego wyznaczonego numerycznie i teoretycznie do obciążenia z badań doświadczalnych przyjmują wartości w tym samym zakresie  $\gamma_{mes} = 0.77\div 1.11$ ,  $\gamma_{teo} = 0.76\div 1.11$ . Wartości średnie współczynników  $\bar{\gamma}_{mes} = 0.960$ ,  $\bar{\gamma}_{teo} = 0.950$  oraz ich współczynniki zmienności  $\nu_{\gamma_{mes}} = 9.5\%$ ,  $\nu_{\gamma_{teo}} = 9.4\%$ , są również bardzo zbliżone do siebie. Zauważa się jednak rozbieżności w oszacowaniu obciążenia granicznego według MES i teoretycznie ( $F_{mes}/F_{teo} = 0.90\div 1.10$ ). Rozbieżności te wynikają z innej klasy obu modeli. Model MES jest konstrukcją powłokową natomiast model teoretyczny bazuje na prętowych elementach skończonych. Ponadto MES uwzględnia nieliniowość materiałową. Oprócz tego w modelu teoretycznym wykorzystano nośności graniczne przekroju ( $M_R$ ,  $F_R$ ,  $V_R$ ) oraz formuły nośności interakcyjnej ( $M-F$ ,  $M-V$ ), które wyznaczono na podstawie EC3 [51]. Procedury normowe natomiast zawierają pewien stopień niedokładności oszacowań nośności granicznych wynikający z przyjętego w nich modelu obliczeniowego.

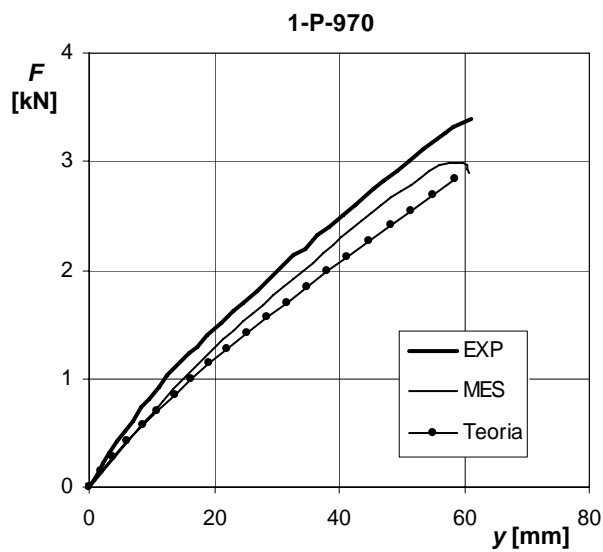
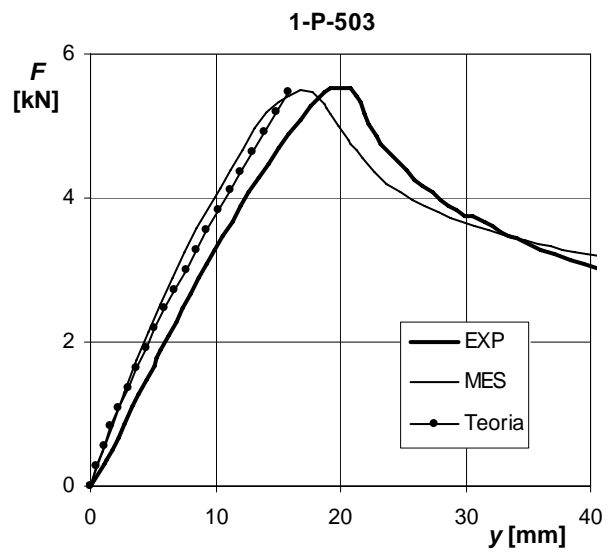
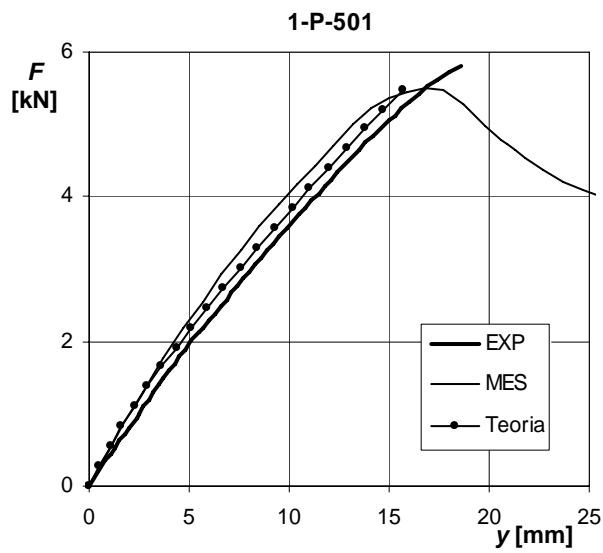
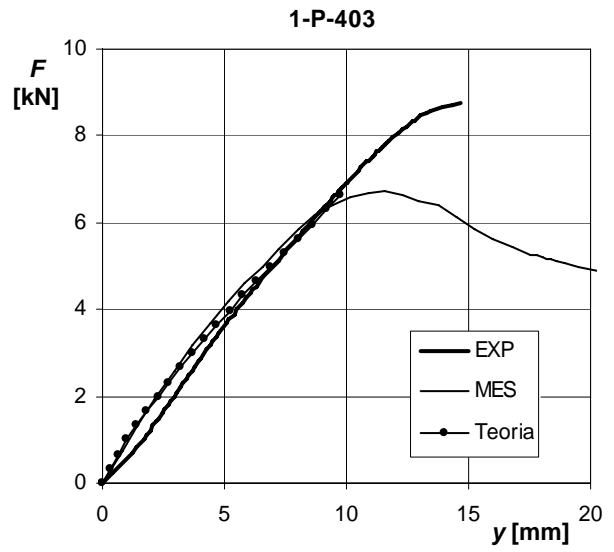
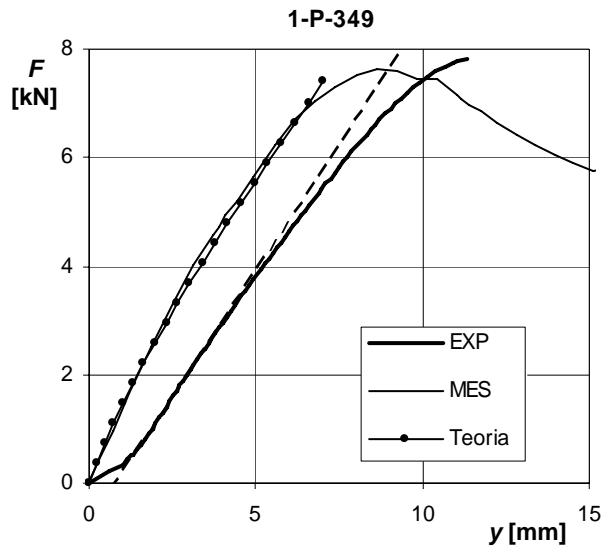
Ugięcia modeli wyznaczone teoretycznie są zbliżone do oszacowań według analiz numerycznych. Przy czym, ponieważ model teoretyczny nie uwzględnia uplastycznienia ścianek przekroju, to teoretyczne wartości ugięć są zaniżane w stosunku do ugięć według MES. Jest to szczególnie widoczne przy obciążeniu bliskim granicznemu w przypadku modeli krótkich 1-P-170, 1-P-200 (rys. 5.10) oraz modeli 1-N-xxx (rys. 5.12, 5.13), w których ścianki ulegają w większym stopniu uplastycznieniu niż lokalnej utracie stateczności.

Przyczyny różnic między ugięciami według badań doświadczalnych i MES dyskutowano w rozdziale 4 poświęconym wynikom analiz numerycznych.

Wyniki uzyskiwane według zaproponowanego modelu teoretycznego jednoznacznie potwierdzają wystarczającą dokładność tego modelu w oszacowaniu nośności granicznej i ugięć konstrukcji cienkościennych jakimi są zginane, jednoprzęsłowe blachy fałdowe.

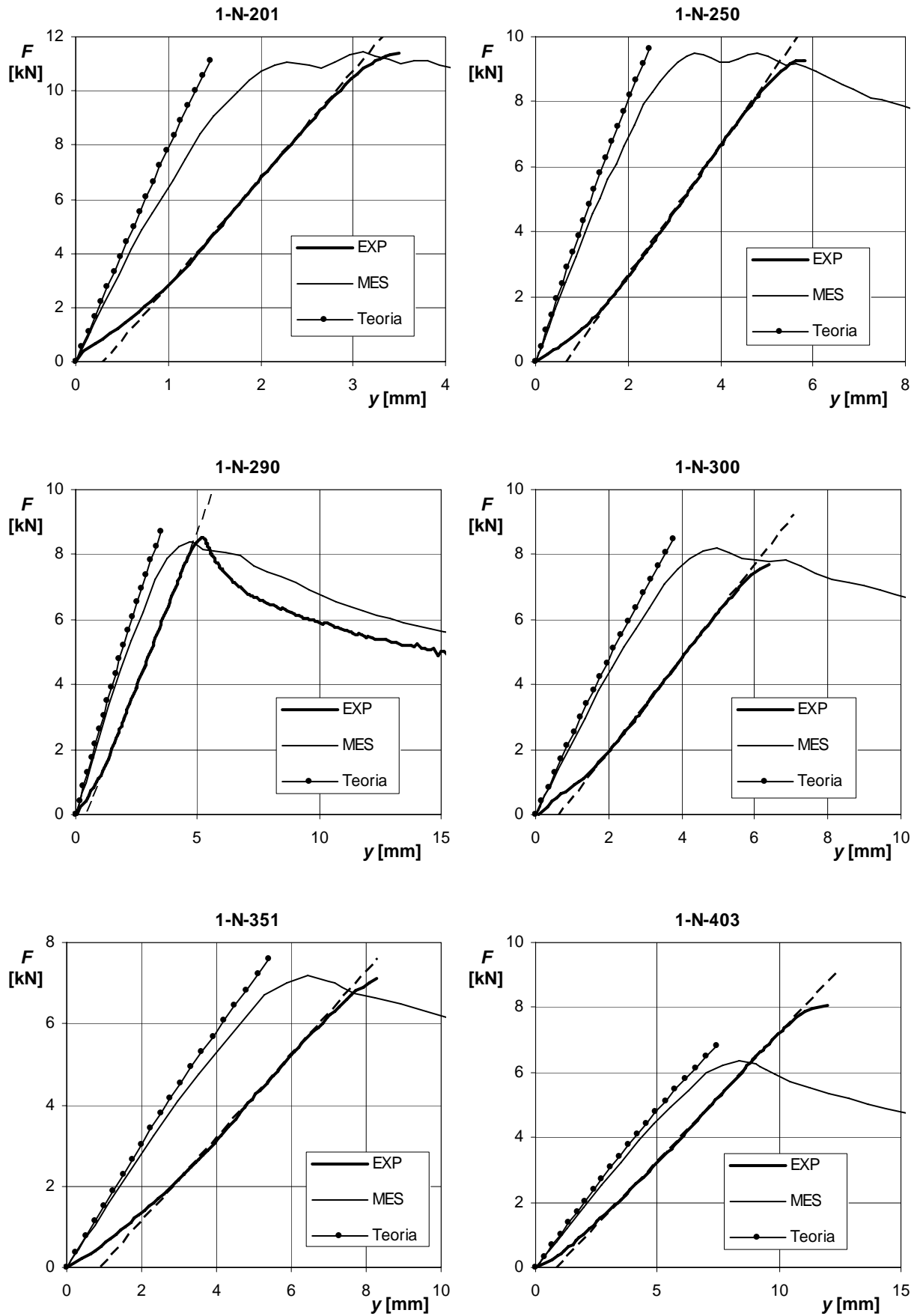


Rys. 5.10. Porównanie ścieżek równowagi statycznej modeli 1-P-170÷1-P-335

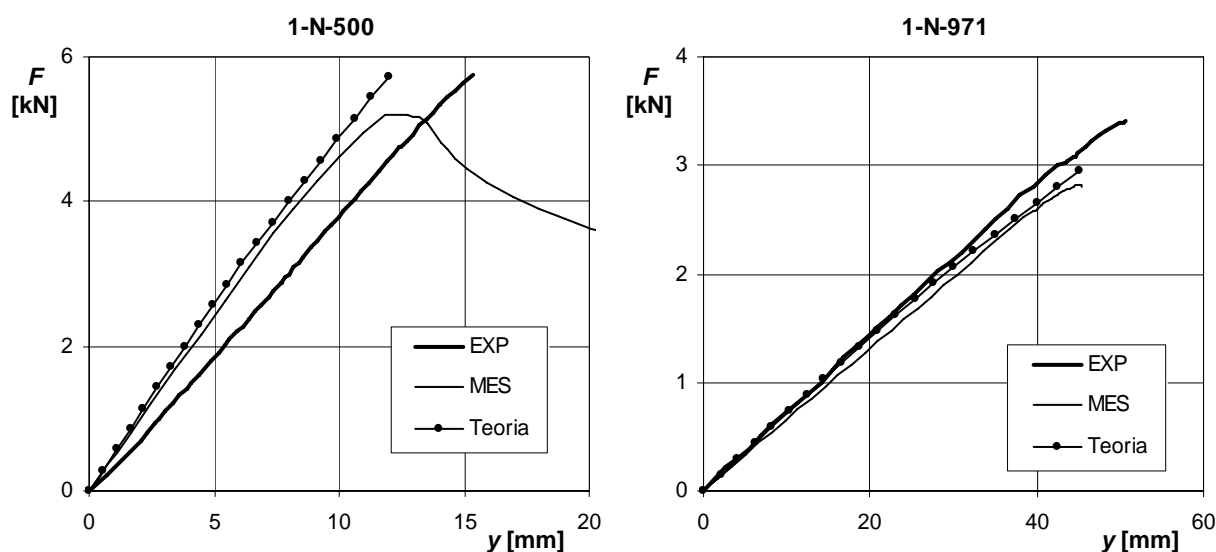


Rys. 5.11. Porównanie ścieżek równowagi statycznej modeli 1-P-349÷1-P-970





Rys. 5.12. Porównanie ścieżek równowagi statycznej modeli 1-N-201÷1-N-403



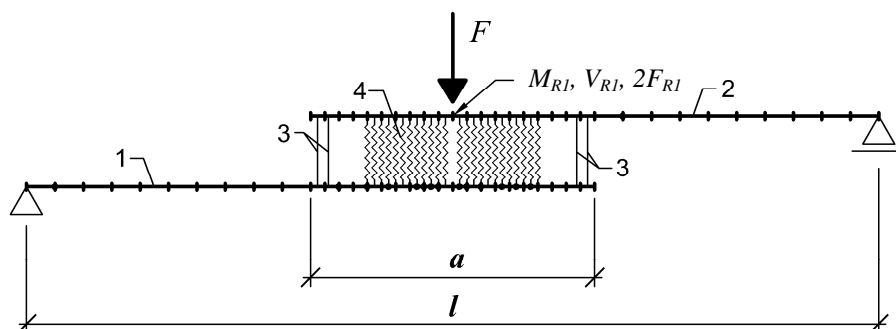
Rys. 5.13. Porównanie ścieżek równowagi statycznej modeli 1-N-500 i 1-N-971

### 5.4.3. Jednoprzęsłowe blachy faldowe wzmocnione lokalnie (modele 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x, 1-P-xxx-S-xxxx-x-x-x, 1-P-xxx-R-xxxx-x-x-x, 1-P-xxx-Z-xxxx-x-x-x)

Według zaproponowanego modelu teoretycznego analizowano badane doświadczalnie blachy faldowe wzmocnione lokalnie w strefie działania obciążenia skupionego. Celem analiz było porównanie oszacowań obciążenia granicznego i ugięć uzyskanych doświadczalnie i teoretycznie.

Jeśli istniała taka możliwość, to w analizie wykorzystywano symetrię ustroju względem punktu przyłożenia obciążenia (modele 1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x, 1-P-xxx-S-xxxx-x-x-x, 1-P-xxx-R-xxxx-x-x-x). Zabieg ten pozwolił na zmniejszenie wielkości zadania i czasu obliczeń, ponieważ analizowano jedynie połowę konstrukcji. Ustroje symetryczne dzielono do osi symetrii na 20 elementów w strefie niewzmocnionej i 30 elementów w strefie wzmocnionej. Po wprowadzeniu warunków brzegowych modele miały 82 węzły, 161 stopni swobody (81 translacji, 80 rotacji). W przypadku modeli wzmocnionych na zakład (1-P-xxx-Z-xxxx-x-x-x) analizowano cały ustrój, który miał 162 węzły, a po wprowadzeniu warunków brzegowych 322 stopnie swobody w tym 160 translacji i 162 rotacje. Taka gęstość podziału była wystarczająca do uzyskania zadowalającej zbieżności rozwiązania oraz odzwierciedlenia zmieniającej się na długości sztywności konstrukcji.

W procedurze obliczeniowej obciążenie graniczne konstrukcji wyznaczano na podstawie formuł nośności przekroju według EC3 [51]. Przeprowadzone analizy wyników badań doświadczalnych i analiz numerycznych MES pozwoliły przyjąć w modelu teoretycznym hipotetyczne założenie o zwiększonej nośności na docisk w strefie wzmocnienia. Potwierdziły to późniejsze porównania oszacowań nośności według modelu teoretycznego z wynikami badań doświadczalnych. Przyjęcie zwiększonej nośności na docisk w strefie wzmocnienia można uzasadnić wzajemnym usztywnianiem i wzmocnianiem się przekrojów. W modelu teoretycznym w strefie występowania podwójnego przekroju poprzecznego przyjmowano, iż nośność na docisk arkusza blachy faldowej do którego bezpośrednio przykładano obciążenie jest dwa razy większa od nośności na docisk przekroju pojedynczego  $F_R = 2 \times F_{R1} = 2 \times 23.7 \text{ kN} = 47.4 \text{ kN}$ . Pozostałe nośności przyjmowano jak dla przekroju pojedynczego  $M_{R,poz} = 2.75 \text{ kNm}$ ,  $M_{R,neg} = 2.86 \text{ kNm}$ ,  $V_R = 49.5 \text{ kN}$ . Schemat modelu obliczeniowego jednoprzęsłowych, wzmocnionych blach faldowych wraz z siatką podziału na elementy skończone pokazano na rys. 5.14.



Rys. 5.14. Model obliczeniowy jednoprzęsłowych wzmocnionych na zakład blach fałdowych wraz z siatką podziału na elementy skończone: 1, 2 - blachy fałdowe, 3 - łączniki, 4 - warstwa sprężysta,  $M_{RI}$ ,  $V_{RI}$ ,  $F_{RI}$  - nośności pojedynczego przekroju blachy fałdowej odpowiednio na zginanie, ścinanie i docisk

W tabl. 5.2 zamieszczono obciążenie graniczne  $F_i$  jednoprzęsłowych lokalnie wzmocnionych blach fałdowych uzyskane doświadczalnie  $F_{exp}$  (kolumna 2), numerycznie MES  $F_{mes}$  (kolumna 3) oraz teoretycznie  $F_{teo,w}$  (kolumna 4). W kolumnie 5 podano obciążenie graniczne  $F_{teo,nw}$  wyznaczone teoretycznie dla modeli bez wzmocnienia, ale o tej samej rozpiętości co analizowany model wzmocniony (np. na rys. 5.15÷5.20 modele te oznaczono symbolem NW – niewzmocniony). W kolumnie 6 znajduje się współczynnik  $\gamma_{mes}$  (5.21) określający stosunek obciążenia granicznego uzyskanego numerycznie MES ( $F_{mes}$ ) do obciążenia granicznego z badań doświadczalnych ( $F_{exp}$ ). W kolumnie 7 podano współczynnik  $\gamma_{teo}$  (5.22) ustalany jako stosunek obciążenia granicznego uzyskanego teoretycznie ( $F_{teo,w}$ ) do obciążenia granicznego z badań doświadczalnych ( $F_{exp}$ ). W kolumnach 8 i 9 podano współczynniki:

$$\gamma_w = \frac{F_{teo,w}}{F_{teo,nw}}, \quad (5.24)$$

$$\alpha_w = \left( \frac{F_{teo,w}}{y_{teo,w}} \right) / \left( \frac{F_{teo,nw}}{y_{teo,nw}} \right), \quad (5.25)$$

gdzie:

$F_{teo,w}$ ,  $y_{teo,w}$  – wyznaczone teoretycznie obciążenie graniczne ustroju wzmocnionego i towarzyszące mu ugięcie,

$F_{teo,nw}$ ,  $y_{teo,nw}$  – wyznaczone teoretycznie obciążenie graniczne ustroju niewzmocnionego i towarzyszące mu ugięcie.

Współczynniki  $\gamma_w$ ,  $\alpha_w$  wyrażają odpowiednio wzrost obciążenia granicznego konstrukcji i jej sztywności w skutek wzmocnienia ustroju.

W kolumnie 10 tabl. 5.2 podano współczynnik  $\gamma_a$  (5.23) określający stosunek obciążenia granicznego uzyskanego teoretycznie ( $F_{teo,w}$ ) do wyznaczonego numerycznie MES ( $F_{mes}$ ).

Na rys. 5.15÷5.20 pokazano ścieżki równowagi statycznej wzmocnionych blach fałdowych z tabl. 5.2 uzyskane eksperymentalnie, numerycznie MES oraz teoretycznie.

W celu łatwiejszego porównania otrzymanych wyników w tabl. 5.3 zestawiono dla poszczególnych typów analizowanych modeli wartości współczynnika  $\gamma_{mes}$  i  $\gamma_{teo}$  z tabl. 5.2.

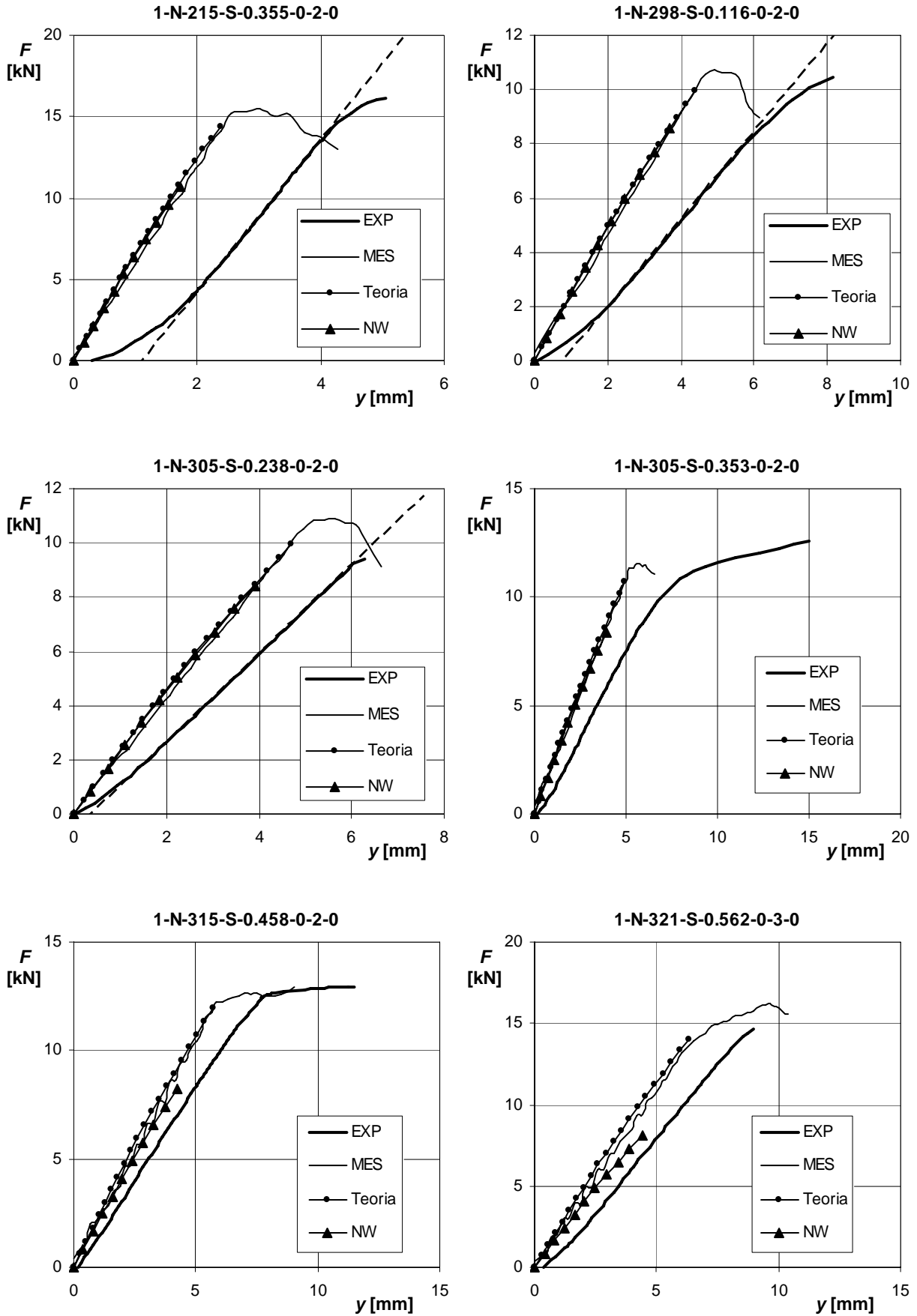
W kolumnach 2 i 5 (tabl. 5.3) podano zakres zmienności tych współczynników dla poszczególnych serii badań. W kolumnach 3, 6 znajdują się wartości średnie współczynników  $\bar{\gamma}_{mes}$  i  $\bar{\gamma}_{teo}$ , zaś w kolumnach 4 i 7 ich współczynniki zmienności. W ostatnim wierszu tabl. 5.3 podano globalną wartość współczynników w wszystkich serii badań.

Na wstępie analizy wyników należy zauważyć, iż model MES jest modelem powłokowym, rozwiązanie teoretyczne opisuje zaś wyężenie modelu prętowego. W związku z tym oszacowania nośności według obu modeli nie będą identyczne.

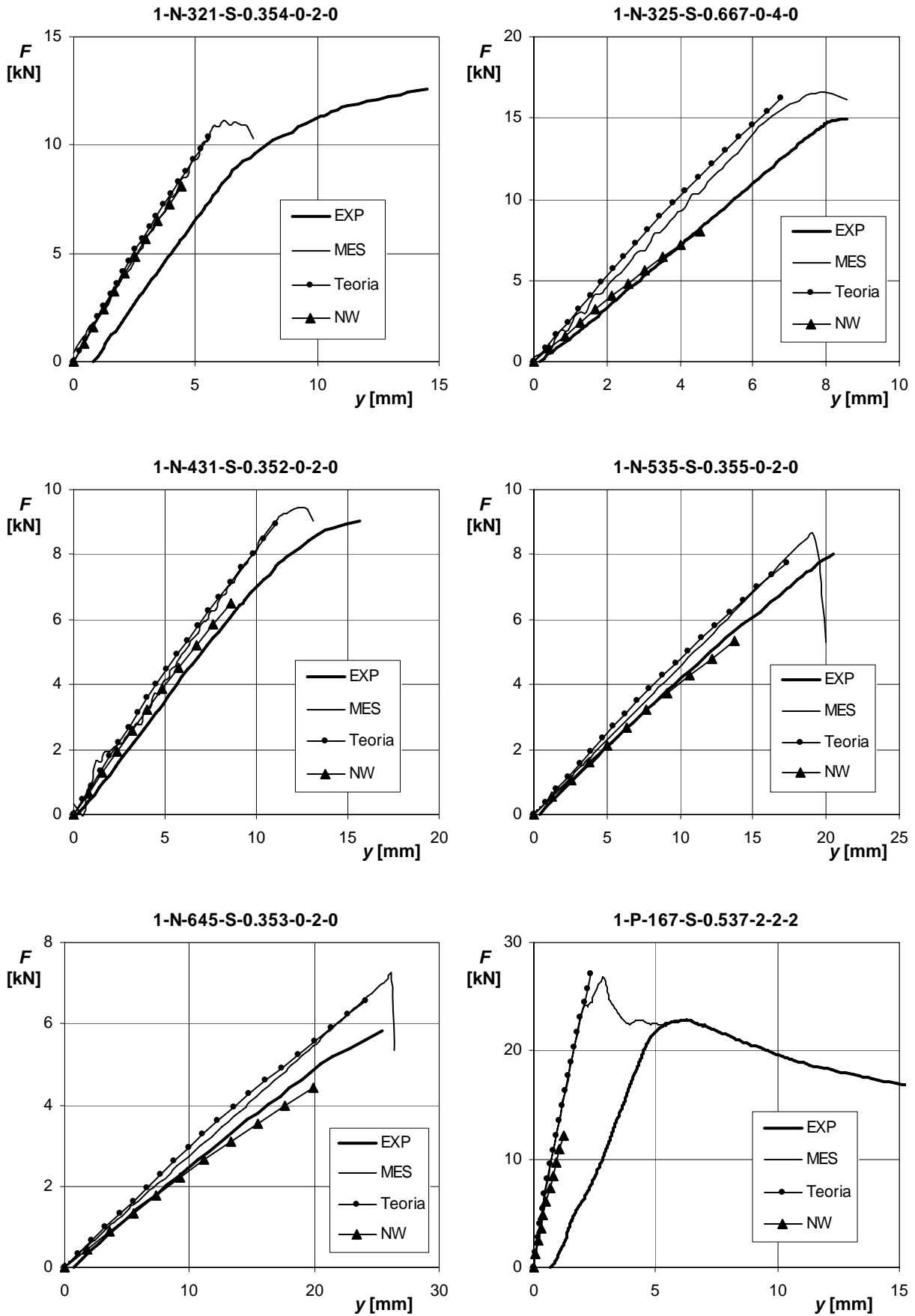
Z tabl. 5.3 wynika, iż przeciętnie MES zawyża obciążenia graniczne konstrukcji o 12.4% zaś model teoretyczny zaniża o 4.5% w stosunku do wyników badań doświadczalnych. Przy czym ich współczynniki zmienności są bardzo zbliżone do siebie ( $v_{\gamma_{mes}} = 7.7\%$ ,  $v_{\gamma_{teo}} = 9.0\%$ ) i są porównywalne do współczynników zmienności otrzymanych w analizach niewzmocnionych blach fałdowych.

Tablica 5.2. Porównanie obciążeń granicznych lokalnie wzmocnionych, jednoprzęsłowych blach fałdowych uzyskanych doświadczalnie, MES i teoretycznie

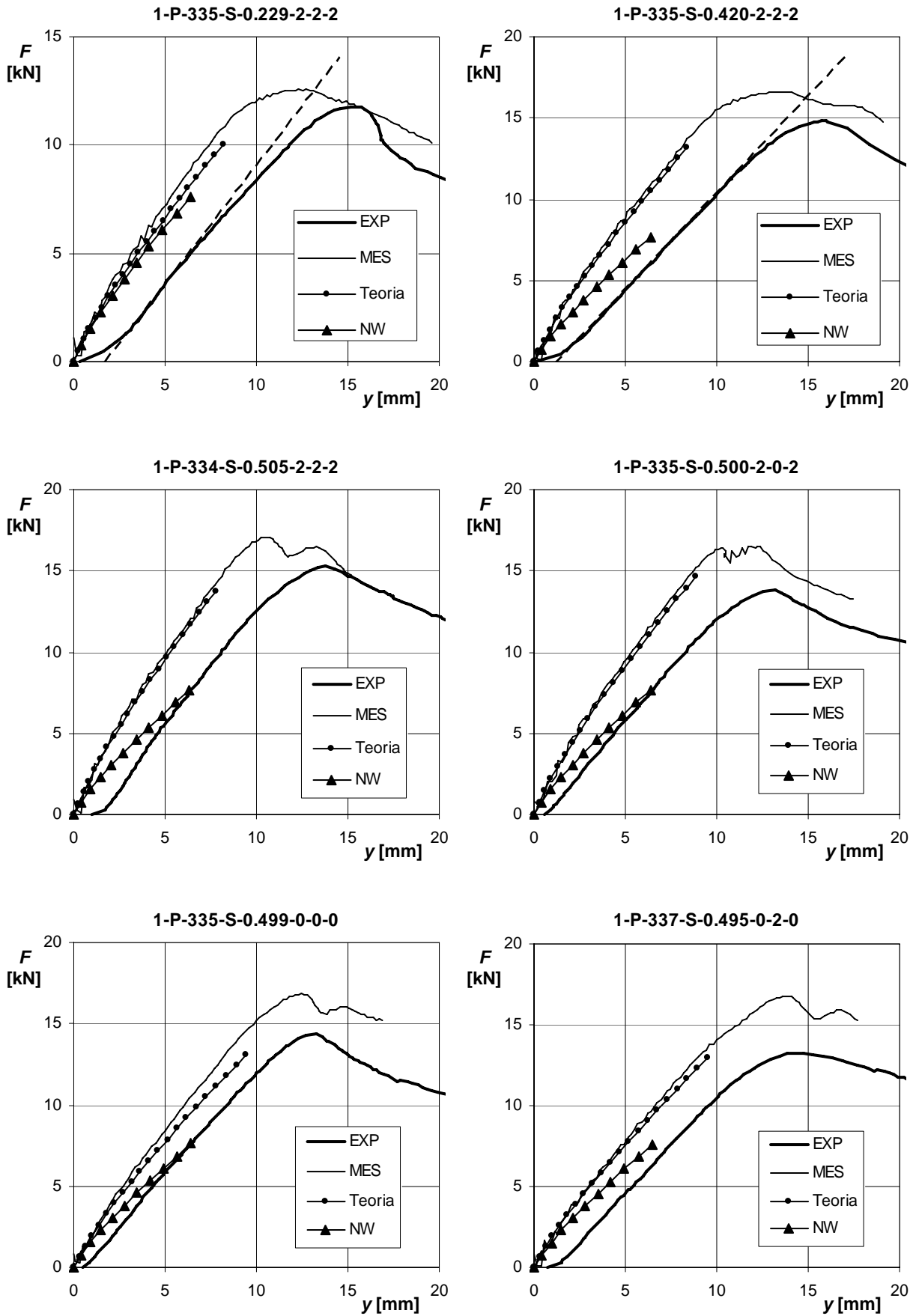
Oznaczenie modelu			$F_{exp}$	$F_{mes}$	$F_{teo,w}$	$F_{teo,nw}$	$\gamma_{mes}$	$\gamma_{teo}$	$\gamma_w$	$\alpha_w$	$\gamma_a$		
$M/F$		$a/l$	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]		
Nmm/N		[-]											
1			2	3	4	5	6	7	8	9	10		
1-N-	S-	0.355-	16.09	15.48	14.39	10.65	0.96	0.89	1.35	0.98	0.93		
		0.116-	10.43	10.70	9.94	8.55	1.03	0.95	1.16	0.98	0.93		
		0.238-	9.42	10.91	9.94	8.40	1.16	1.06	1.18	0.99	0.91		
		0.353-	12.60	11.55	10.73	8.40	0.92	0.85	1.28	1.01	0.93		
		0.458-	12.95	12.90	11.93	8.20	1.00	0.92	1.46	1.08	0.93		
		0.562-	14.62	16.22	14.04	8.10	1.11	0.96	1.73	1.20	0.87		
		0.354-	12.61	11.10	10.34	8.09	0.88	0.82	1.28	1.02	0.93		
		0.667-	14.96	16.60	16.21	8.02	1.11	1.08	2.02	1.36	0.98		
		0.352-	9.05	9.46	8.93	6.48	1.05	0.99	1.38	1.08	0.94		
		0.355-	8.03	8.99	7.76	5.34	1.12	0.97	1.45	1.15	0.86		
		0.353-	5.81	7.25	6.56	4.43	1.25	1.13	1.48	1.22	0.90		
		1-P-	S-	0.537-	22.84	26.82	27.12	12.13	1.17	1.19	2.24	1.15	1.01
				0.229-	11.78	12.60	10.04	7.63	1.07	0.85	1.32	1.03	0.80
				0.420-	14.82	16.62	13.15	7.63	1.12	0.89	1.72	1.31	0.79
0.505-	15.28			17.06	13.78	7.64	1.12	0.90	1.80	1.47	0.81		
0.500-	13.82			16.51	14.70	7.63	1.19	1.06	1.93	1.39	0.89		
0.499-	14.38			16.84	13.13	7.62	1.17	0.91	1.72	1.17	0.78		
0.495-	13.26			16.79	12.94	7.59	1.27	0.98	1.71	1.16	0.77		
0.500-	10.08			12.04	9.33	5.48	1.19	0.93	1.70	1.57	0.77		
1-P-	R-	0.499-	21.56	23.90	17.43	12.09	1.11	0.81	1.44	1.06	0.73		
		0.227-	11.84	12.39	9.55	7.64	1.05	0.81	1.25	1.01	0.77		
		0.418-	14.48	16.38	13.07	7.62	1.13	0.90	1.72	1.26	0.80		
		0.502-	14.42	16.67	15.04	7.63	1.16	1.04	1.97	1.39	0.90		
		0.502-	13.18	16.11	11.81	7.62	1.22	0.90	1.55	1.26	0.73		
		0.500-	10.66	11.86	9.98	5.47	1.11	0.94	1.83	1.54	0.84		
1-P-	Z-	0.507-	21.86	26.19	21.76	12.12	1.20	1.00	1.80	1.16	0.83		
		0.489-	20.98	25.60	21.70	12.07	1.22	1.03	1.80	1.12	0.85		
		0.225-	10.88	12.50	9.95	7.60	1.15	0.91	1.31	1.03	0.80		
		0.418-	14.18	16.48	13.06	7.62	1.16	0.92	1.71	1.33	0.79		
		0.497-	14.36	16.43	13.84	7.62	1.14	0.96	1.82	1.27	0.84		
		0.499-	14.58	16.71	14.50	7.62	1.15	0.99	1.90	1.44	0.87		
		0.499-	13.78	16.66	13.46	7.61	1.21	0.98	1.77	1.29	0.81		
		0.500-	14.82	16.71	14.47	7.61	1.13	0.98	1.90	1.45	0.87		
		0.494-	14.00	16.30	13.11	7.60	1.16	0.94	1.72	1.45	0.80		
		0.503-	10.58	12.04	10.37	5.49	1.14	0.98	1.89	1.54	0.86		



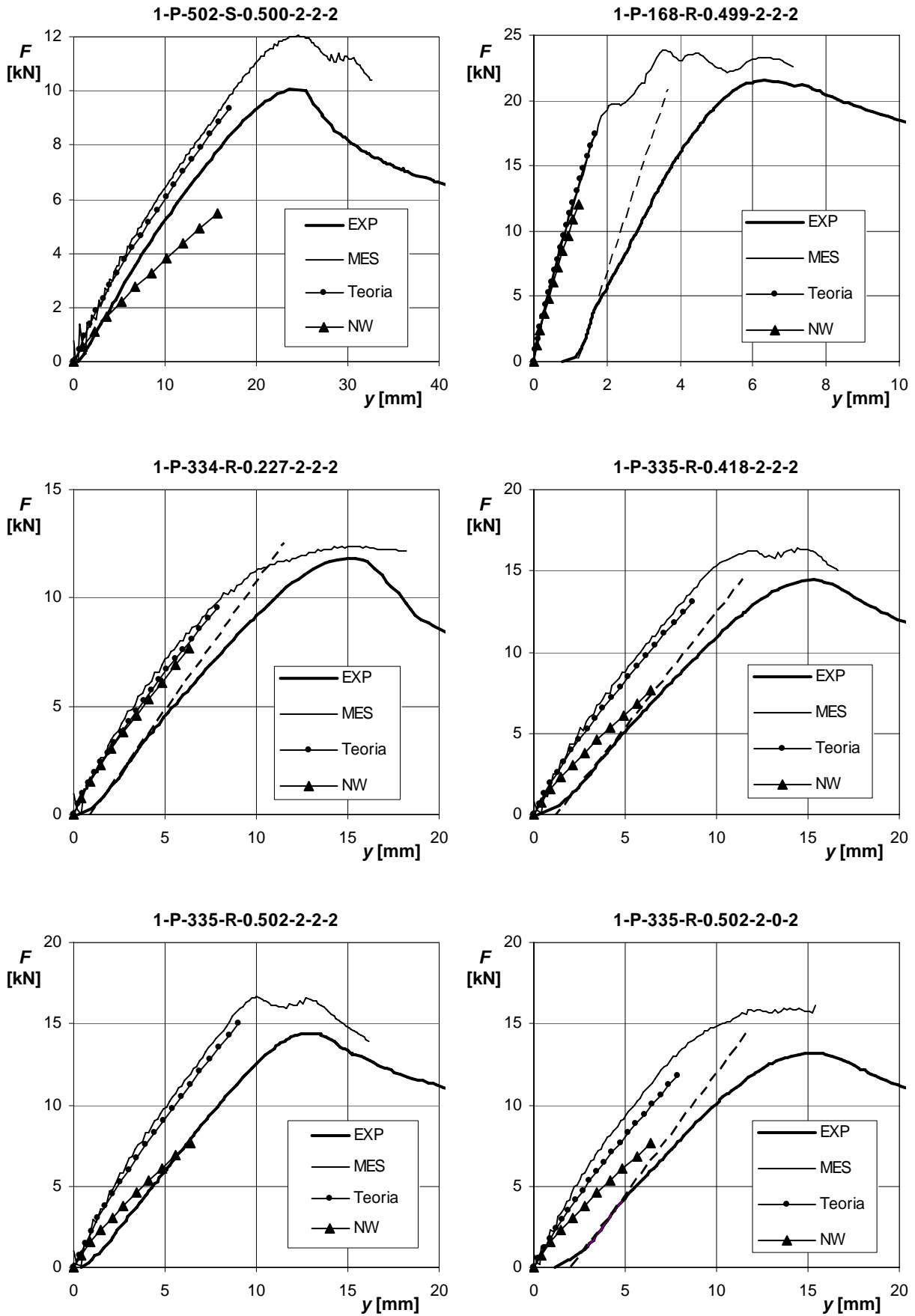
Rys. 5.15. Porównanie ścieżek równowagi statycznej modeli 1-N-215-S-0.355-0-2-0÷1-N-321-S-0.562-0-3-0



Rys. 5.16. Porównanie ścieżek równowagi statycznej modeli 1-N-321-S-0.354-0-2-0÷1-P-167-S-0.537-2-2-2

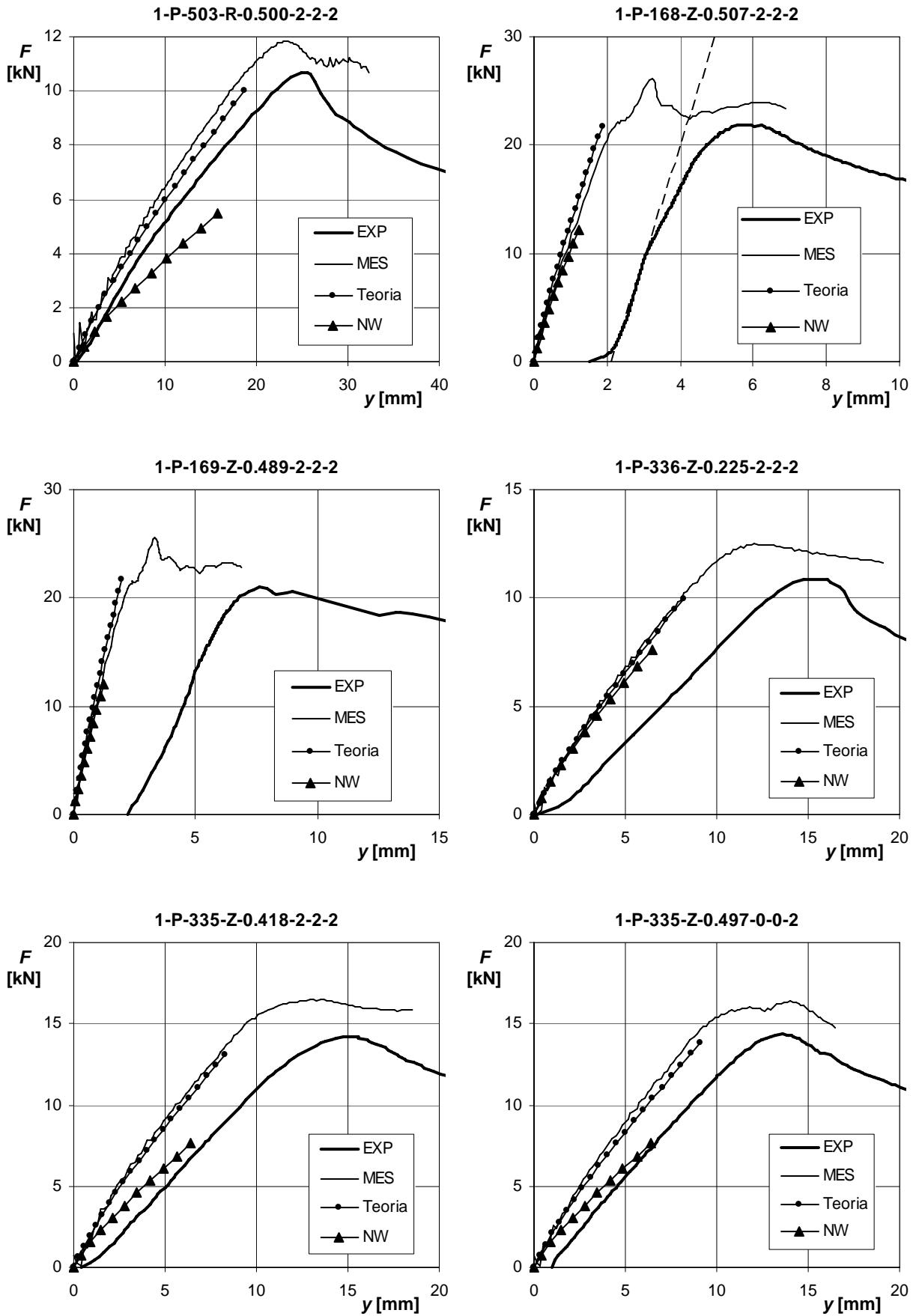


Rys. 5.17. Porównanie ścieżek równowagi statycznej modeli 1-P-335-S-0.229-2-2-2÷1-P-337-S-0.495-0-2-0

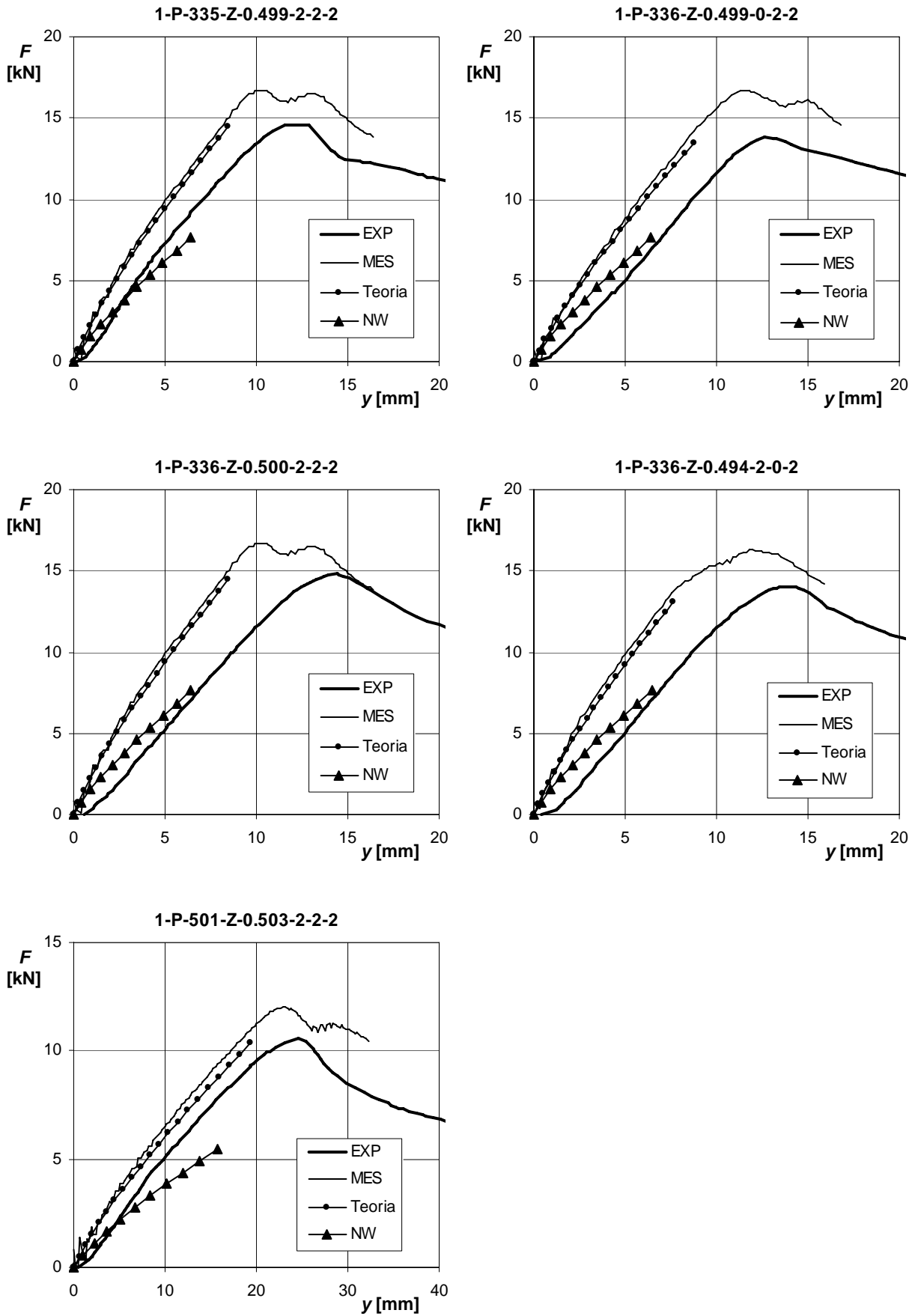


Rys. 5.18. Porównanie ścieżek równowagi statycznej modeli 1-P-502-S-0.500-2-2-2÷1-P-335-R-0.502-2-0-2





Rys. 5.19. Porównanie ścieżek równowagi statycznej modeli 1-P-503-R-0.500-2-2-2÷1-P-335-Z-0.497-0-0-2



Rys. 5.20. Porównanie ścieżek równowagi statycznej modeli 1-P-335-Z-0.499-2-2-2÷1-P-501-Z-0.503-2-2-2

Tablica 5.3. Porównanie oszacowania obciążenia granicznego MES i teoretycznie wzmocnionych jednoprzęsłowych blach fałdowych

Oznaczenie modeli	MES			Teoria		
	$\gamma_{mes}$	$\bar{\gamma}_{mes}$	$V_{\gamma_{mes}}$	$\gamma_{teo}$	$\bar{\gamma}_{teo}$	$V_{\gamma_{teo}}$
	[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[%]
1	2	3	4	5	6	7
1-N-xxx-S-xxxx-x-x-x	0.88÷1.25	1.054	10.4	0.82÷1.13	0.965	9.9
1-P-xxx-S-xxxx-x-x-x	1.07÷1.27	1.163	5.2	0.85÷1.19	0.964	11.6
1-P-xxx-R-xxxx-x-x-x	1.05÷1.22	1.130	5.0	0.81÷1.04	0.900	9.6
1-P-xxx-Z-xxxx-x-x-x	1.13÷1.22	1.166	2.7	0.91÷1.03	0.969	3.8
Wszystkie	0.88÷1.27	1.124	7.7	0.81÷1.19	0.955	9.0

Prętowy model teoretyczny daje oszacowanie nośności granicznej ustrojów na poziomie  $\gamma_{teo} = 0.81 \div 1.19$ . Jest to wynik zadowalający zważywszy na to, że w teoretycznym modelu prętowym nośności przekroju  $M_R$ ,  $F_R$ ,  $V_R$  potrzebne do określenia obciążenia granicznego nie były wyznaczane na podstawie badań doświadczalnych, ale według procedur z EC3 [51] opartych m.in. o teorię szerokości współpracującej Wintera. Z EC3 [51] zaczerpnięto również formuły interakcyjnych nośności przekrojów  $M-F$ ,  $M-V$ . Precyzyjniejsze określenie, w badaniach doświadczalnych, nośności przekrojów oraz zależności interakcyjnych z pewnością poprawiłoby dokładność oszacowań obciążenia granicznego według modelu teoretycznego.

Z analizy ścieżek równowagi statycznej (rys. 5.15÷5.20) wynika, iż oszacowania ugięć według modelu analitycznego (teoretycznego) wcale się nie różnią lub różnią się nieznacznie w stosunku do oszacowań ugięć według analiz numerycznych MES. Pozwala to stwierdzić, że zaproponowany model analityczny wystarczająco precyzyjnie opisuje zagadnienie współpracy blach fałdowych w strefie wzmocnienia.

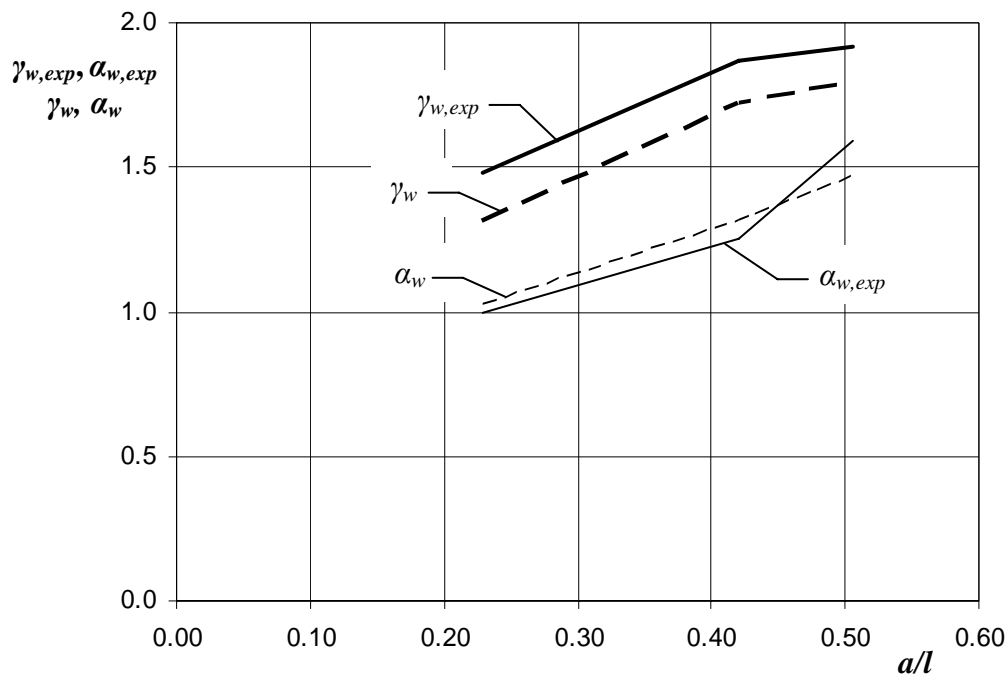
Wyniki uzyskiwane według modelu teoretycznego jednoznacznie potwierdzają wystarczającą dokładność tego modelu w oszacowaniu nośności granicznej i ugięć konstrukcji cienkościennych jakimi są zginane, jednoprzęsłowe, lokalnie wzmocnione blachy fałdowe.

Analizując kolumnę 8 tabl. 5.2 stwierdza się, iż wzrost nośności blach fałdowych na skutek jej wzmocnienia wynosi 16÷124 % ( $\gamma_w = 1.16 \div 2.24$ ). Przy czym wynik  $\gamma_w = 2.24$  otrzymano tylko dla jednego, krótkiego modelu (1-P-167-S-0.537-2-2-2). Wieloparametrowość i złożoność zagadnienia sprawia, iż na podstawie przeprowadzonych analiz otrzymany rezultat nie może być jednoznacznie wyjaśniony. Możliwe, iż teoretyczny model prętowy nie jest odpowiedni do analizy blach fałdowych o małych rozpiętościach ( $l < 800$  mm). Z drugiej strony w świetle badań Davies'a [42], ze względu na złożony stan naprężenia w elemencie cienkościennym w miejscu obciążenia skupionego interakcyjna nośność przekroju może być znacznie większa od nośności przekroju w stanie czystego zginania.

Ponadto zauważono, że największy wzrost nośności wykazują modele o największej względnej długości strefy wzmocnienia  $a/l \geq 0.420$ . Zmiana sztywności blach fałdowych na skutek ich wzmocnienia (kolumna 9, tabl. 5.2) wynosiła  $\alpha_w = 0.98 \div 1.57$ . Największą sztywnością charakteryzują się modele najdłuższe ( $M/F \geq 500$ ) o dużym względnym zasięgu strefy wzmocnienia ( $a/l \geq 0.500$ ) i 6 łącznikach w każdym środku.

Na rys. 5.21 podano wpływ względnej długości strefy wzmocnienia  $a/l$  na względną nośność ( $\gamma_w$ ,  $\gamma_{w,exp}$ ) i względną sztywność ( $\alpha_w$ ,  $\alpha_{w,exp}$ ) badanych blach fałdowych. Przy czym na rysunku zaprezentowano wyniki analiz teoretycznych ( $\gamma_w$ ,  $\alpha_w$ ) i badań doświadczalnych ( $\gamma_{w,exp}$ ,  $\alpha_{w,exp}$ ) modeli 1-P-335-S-0.229-2-2-2, 1-P-335-S-0.420-2-2-2, 1-P-334-S-0.505-2-2-2, których doświadczalne ścieżki równowagi statycznej pokazano na rys. 3.15.

Współczynniki  $\gamma_w$  i  $\alpha_w$  określono wzorami (5.24) i (5.25), zaś współczynniki  $\gamma_{w,exp}$ ,  $\alpha_{w,exp}$  definiuje się tak samo, z tą tylko różnicą że odnoszą się do badań doświadczalnych.



Rys. 5.21. Wpływ względnej długości wzmocnienia  $a/l$  na nośność i sztywność wzmocnionych jednoprzęsłowych blach fałdowych na przykładzie modeli 1-P-335-S-0.229-2-2-2, 1-P-335-S-0.420-2-2-2, 1-P-334-S-0.505-2-2-2 (opis w tekście)

Na podstawie analiz rys. 5.21 można stwierdzić, iż wzrost nośności konstrukcji w skutek jej wzmocnienia jest około 40% większy od wzrostu jej sztywności. Badania doświadczalne pokazują, że ta dysproporcja jest jeszcze większa i wynosi około 50%. Potwierdza to tezę nr 1 pracy: *Lokalne wzmocnienie stref podpór pośrednich wieloprzęsłowych blach fałdowych powoduje zdecydowanie większy wzrost nośności ustroju niż jego sztywności.*

Ponadto stwierdza się, że model teoretyczny szacuje względną sztywność konstrukcji wzmocnionej ( $\alpha_w$ ) na zbliżonym poziomie jaki uzyskano w badaniach doświadczalnych ( $\alpha_{w,exp}$ ). Natomiast zaniża on względną nośność konstrukcji wzmocnionych średnio o 10% w stosunku do rezultatów doświadczeń. W praktyce inżynierskiej taka zbieżność jest do zaakceptowania.

Interesujące są również wnioski dotyczące wpływu łączników na nośność konstrukcji. Według MES największą nośność wykazują ustroje z kompletem 6 łączników w każdym śródniku. Jednakże zmniejszenie liczby łączników powoduje nieznaczne co najwyżej 3% zmniejszenie nośności konstrukcji. W przypadku modelu bez łączników 1-P-335-S-0.499-0-0-0 jego nośność  $F_{mes}$  była mniejsza o około 1% od analogicznego modelu z 6 łącznikami w każdym śródniku.

Według zaproponowanego modelu teoretycznego zmniejszenie liczby łączników powodowało zmniejszenie nośności (7÷21%) za wyjątkiem modelu 1-P-335-S-0.500-2-0-2 w którym nastąpił wzrost nośności o 7%. W stosunku do modelu MES, model teoretyczny wykazywał większą redukcję nośności konstrukcji wraz ze zmniejszaniem się liczby łączników (sięgająca aż 19% w przypadku modelu 1-P-335-R-0.502-2-0-2). W większości modeli redukcja nośności wynosiła 5÷10%. Rozbieżności w oszacowaniach MES i modelu teoretycznego mogą wynikać z:

- sposobu modelowania konstrukcji (model: powłokowy – MES, prętowy – teoretyczny),
- nie uwzględnienia w modelu prętowym plastycznej fazy wyteżenia materiału. Prętowy model teoretyczny uwzględnia tylko sprężysty zakres wyteżenia konstrukcji. Możliwe, że uplastycznienie materiału powoduje korzystną dla konstrukcji redystrybucję sił wewnętrznych,
- przyjmowanych arbitralnie w modelu teoretycznym, nośności przekroju  $M_R$ ,  $F_R$ ,  $V_R$  i formuł interakcyjnej nośności  $M-F$ ,  $M-V$  według EC3 [51],

- d) określanie zredukowanej sztywności przekroju na podstawie normowych procedur opartych o formułę Wintera.

Analiza kolumny 10 (tabl. 5.2) wykazuje, iż stosunek nośności oszacowanej według modelu teoretycznego i MES wynosi  $F_{teo,w}/F_{mes} = 0.73 \div 1.01$ . Wynika stąd, iż nie ma pełnej zgodności między oboma modelami. Z pewnością uzyskano by lepszą zgodność, gdyby do modelu teoretycznego wprowadzić nośności przekroju, a także formuły interakcyjnego wyęźżenia ustalone MES.

Analizując otrzymane na podstawie modelu teoretycznego ŚRS (rys. 5.15÷5.20) stwierdza się, że w większości przypadków pokrywają się one z ŚRS uzyskanymi numerycznie MES. Oznacza to, iż w ocenie ugięć wzmocnionych blach fałdowych prętowy model teoretyczny jest równie dokładny co złożony, powłokowy model MES.

#### 5.4.4. Dwuprzęsłowe blachy fałdowe (modele 2-x-xxx, i 2-x-xxx-x-xxxx-x-x-x)

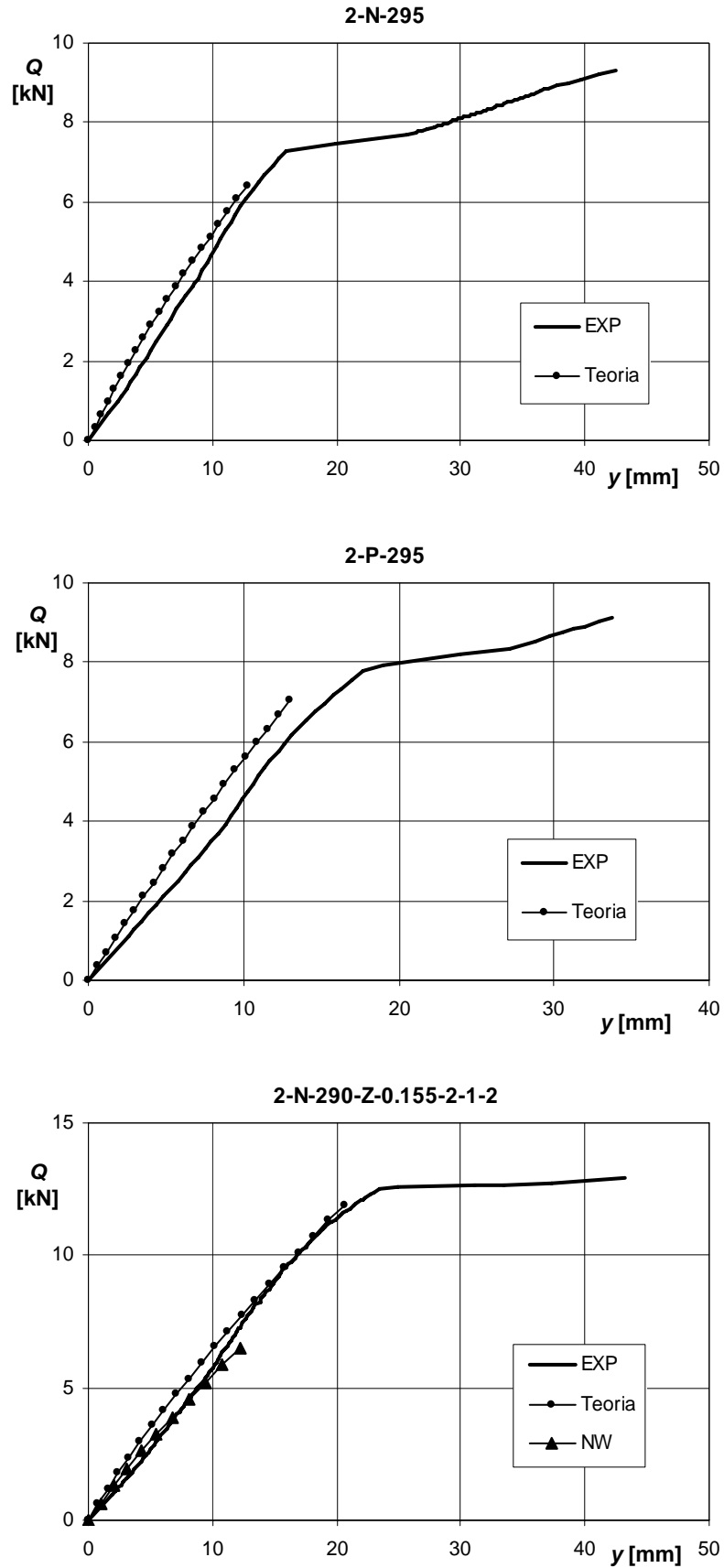
Analizowano teoretycznie, badane eksperymentalnie (rozdział 3), dwuprzęsłowe blachy fałdowe bez wzmocnienia i wzmocnione. W analizach teoretycznych w sytuacjach, gdy było to możliwe wykorzystano symetrię konstrukcji względem podpory środkowej ustroju. Zabieg ten pozwolił na zmniejszenie wielkości zadania i czasu obliczeń ponieważ analizowano jedynie połowę konstrukcji. W przypadku dwuprzęsłowej blachy fałdowej wzmocnionej na zakład analizowano cały ustrój (ze względu na brak symetrii).

W modelach niewzmocnionych (symetrycznych) przyjęto podział pręśła na 70 elementów skończonych (71 węzłów). Po wprowadzeniu warunków brzegowych model miał 139 stopni swobody (69 translacji i 70 rotacji). W przypadku modelu wzmocnionego na zakład (bez symetrii) przyjęto następującą gęstość podziału pręśła na elementy skończone: w strefie wzmocnionej po 20 elementów z każdej strony podpory środkowej, poza strefą wzmocnienia 50 elementów. Całkowita ilość elementów skończonych w modelu wynosiła 180 (182 węzły). Po wprowadzeniu warunków brzegowych model miał 361 stopni swobody (179 translacji i 182 rotacje). Taka gęstość podziału była wystarczająca do uzyskania zadowalającej zbieżności rozwiązania oraz odzwierciedlenia zmieniającej się na długości sztywności konstrukcji.

Obciążenie graniczne konstrukcji wyznaczano na podstawie formuł interakcyjnych oraz nośności przekroju ustalanych według EC3 [51]. Przy czym w modelu teoretycznym w strefie występowania podwójnego przekroju poprzecznego przyjmowano, iż nośność przekroju na docisk jest dwa razy większa od nośności na docisk przekroju pojedynczego  $F_R = 2 \times 23.7 \text{ kN} = 47.4 \text{ kN}$ . Pozostałe nośności przyjmowano jak dla przekroju pojedynczego  $M_{R,poz} = 2.75 \text{ kNm}$ ,  $M_{R,neg} = 2.86 \text{ kNm}$ ,  $V_R = 49.5 \text{ kN}$ .

Na rys. 5.22 pokazano porównanie ścieżek równowagi statycznej modeli dwuprzęsłowych blach fałdowych, uzyskanych w badaniach oraz teoretycznie.

W tabl. 5.4 zamieszczono wartości obciążeń granicznych dwuprzęsłowych blach fałdowych bez wzmocnienia i wzmocnionych uzyskanych w badaniach doświadczalnych (kolumna 2 i 3), oraz teoretycznie (kolumna 4). W kolumnie 2 podano wyznaczone doświadczalnie obciążenie towarzyszące powstaniu pierwszego załomu plastycznego na podporze środkowej  $F_{exp,I}$ , a w kolumnie 3 obciążenie graniczne  $F_{exp,II}$  przy którym ustrój zamieniał się w mechanizm. W kolumnie 4 podano wyznaczone teoretycznie obciążenie graniczne, przy którym ulega zniszczeniu pierwszy najbardziej wyęźżony przekrój. W kolumnie 5 podano wartość obciążenia teoretycznego  $F_{teo,I}$  towarzyszącego powstaniu pierwszego przegubu plastycznego odniesione do tegoż z badań doświadczalnych  $F_{exp,I}$ .



Rys. 5.22. Ścieżki równowagi statycznej modeli dwuprzęsłowych blach fałdowych 2-N-295, 2-P-295, 2-N-Z-290-0.086-2-1-2

Tablica 5.4. Porównanie obciążeń granicznych, dwuprzęsłowych blach fałdowych uzyskanych doświadczalnie i teoretycznie

Oznaczenie modeli	$F_{exp,I}$	$F_{exp,II}$	$F_{teo,I}$	$\gamma_{teo,I}$ <sup>1)</sup>
	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
1	2	3	4	5
2-N-295	7.29	9.30	6.42	0.88
2-P-295	7.78	9.14	7.04	0.90
2-N-290-Z-0.155-2-1-2	12.49	12.94	11.90	0.95
<sup>1)</sup> $\gamma_{teo,I} = F_{teo,I}/F_{exp,I}$				

Z tabl. 5.4 wynika, iż analizy teoretyczne zaniżają o około 11% obciążenie niewzmocnionych blach fałdowych, przy którym powstaje pierwszy przegub. Natomiast w przypadku blach fałdowej wzmocnionej na zakład obciążenie graniczne jest zaniżane o 5%. Można przypuszczać, iż w przypadku doświadczalnego wyznaczenia nośności przekroju  $M_R$ ,  $F_R$ ,  $V_R$  oraz formuł interakcyjnych  $M-F$ ,  $M-V$ , uzyskano by lepszą zbieżność oszacowań. Nie mniej, w przypadku konstrukcji cienkościennych, błąd oszacowania obciążenia granicznego rzędu kilkunastu procent jest do zaakceptowania. Zwłaszcza, że uzyskuje się oszacowanie nośności granicznej konstrukcji po stronie bezpiecznej.

Z analizy ścieżek równowagi statycznej (rys. 5.22) wynika, iż oszacowania ugięć według modelu teoretycznego są zbliżone do wyników badań doświadczalnych. Jedynie w przypadku modelu 2-P-295 analizy teoretyczne zaniżają ugięcie o około 18% w stosunku do ugięcia doświadczalnego. Przy czym obie ścieżki poniżej obciążenia  $F_{teo,I}$  są prawie liniowe, ale mają inny kąt nachylenia. Może świadczyć to o tym, iż badana blacha fałdowa miała mniejszą sztywność niż wyznaczona teoretycznie na podstawie średnich charakterystyk geometrycznych przekroju, albo normowe formuły szerokości efektywnych nie są odpowiednie, dla tego przekroju w przypadku, gdy ściskana jest półka szersza na podporze.

W przypadku modelu 2-N-290-Z-0.155-2-1-2 (rys. 5.22) uciągnięcie blach fałdowych na zakład, zwiększyło obciążenie graniczne ustroju o 83%. Nie spowodował jednak znacznego wzrostu sztywności konstrukcji, bo tylko o 9% ( $\alpha_w = 1.09$ , gdzie współczynnik  $\alpha_w$  wyznaczano jak w przypadku jednoprzęsłowych, wzmocnionych blach fałdowych). W porównaniu do modeli jednoprzęsłowych wzmocnionych blach fałdowych w doświadczalnej ŚRS modelu 2-N-290-Z-0.155-2-1-2 nie zauważono wklęsłości wynikających z dopasowywania się blachy fałdowej w początkowej fazie obciążenia. Z pewnością zjawisko to występuje, ale prawdopodobnie w przypadku modelu dwuprzęsłowego o rozpiętości przęsła  $l = 2.9$  m nie odgrywa tak istotnej roli jak w przypadku krótkich ( $l < 1.0$  m) modeli jednoprzęsłowych.

Zadawalająca zbieżność wyników analiz według zaproponowanego modelu teoretycznego z wynikami badań doświadczalnych, jedno- jak i wieloprzęsłowych, wzmocnionych blach fałdowych potwierdza tezę nr 2 pracy doktorskiej: *Ocena wytrzymałości i zachowania się w stanach granicznych wzmocnionych blach fałdowych wymaga uwzględnienia w analizie ściśle ze sobą powiązanych statyki konstrukcji oraz sztywności i nośności lokalnie zdwojonych przekrojów w interakcyjnych stanach wyteżeń. W przypadku badanych konstrukcji niezależna analiza statyczna i wytrzymałościowa (stosowana np. dla niewzmocnionych blach fałdowych) prowadzi do błędnego oszacowania ich bezpieczeństwa. W zaproponowanym modelu teoretycznym połączono nieliniową statykę wyteżenia blachy fałdowej i elementu ją wzmacniającego z odpowiednio adaptowaną formułą nośności interakcyjnej  $M-F$  przekroju blachy fałdowej.*

## 5.5. Analizy parametryczne wyężenia dwuprzęsłowych wzmocnionych blach fałdowych

Przedstawiony model teoretyczny umożliwia kompleksowe wyznaczenie wyężeń i ugięć w analizowanych blachach fałdowych. Poniżej przedstawiono przykładowe wyniki analiz uciąglonej zakładkowo, na podporze pośredniej, dwuprzęsłowej blachy fałdowej T55/188/0.75, której środki końców strefy wzmocnienia są połączone 2 nitami. Rozpiętość przęsła ustroju  $l_w = 3000$  mm, długość strefy zakładu  $a_w = 0.10l_w = 300$  mm (rys. 5.23a), obciążenie równomiernie rozłożone  $q = 3.42$  kN/m. Na rysunku przyjęto konwencję oznaczenia, iż linią ciągłą podano wykresy analizowanych wielkości dla przęsła lewego 1, a linią przerywaną dla prawego 2. Na wykresach pionowe linie przerywane są umieszczone na końcach strefy zakładu i w miejscu podpory środkowej.

Na rys. 5.23a pokazano wykres momentów zginających. Różni się on od wykresu momentu zginającego w belce dwuprzęsłowej o stałej sztywności. Przy czym pomimo różnej postaci wykresu 1 i 2 maksymalne momenty zginające w obu przęsłach są praktycznie identyczne.

Na rys. 5.23c, d podano osobno dla każdego przęsła wykresy sił poprzecznych. Cechą charakterystyczną wykresu sił poprzecznych jest ich schodkowa postać wynikająca ze specyfiki przyjętego elementu skończonego.

Wykres na rys. 5.23e przedstawia rozkład interakcyjnego wyężenia przekroju blachy fałdowej. Wyężenie bliskie zeru występują w miejscach zerowych momentów zginających. W przypadku analizowanej blachy fałdowej o jej nośności decyduje interakcyjne wyężenie na zginanie i docisk ( $M-F$ ) w miejscu podpory pośredniej.

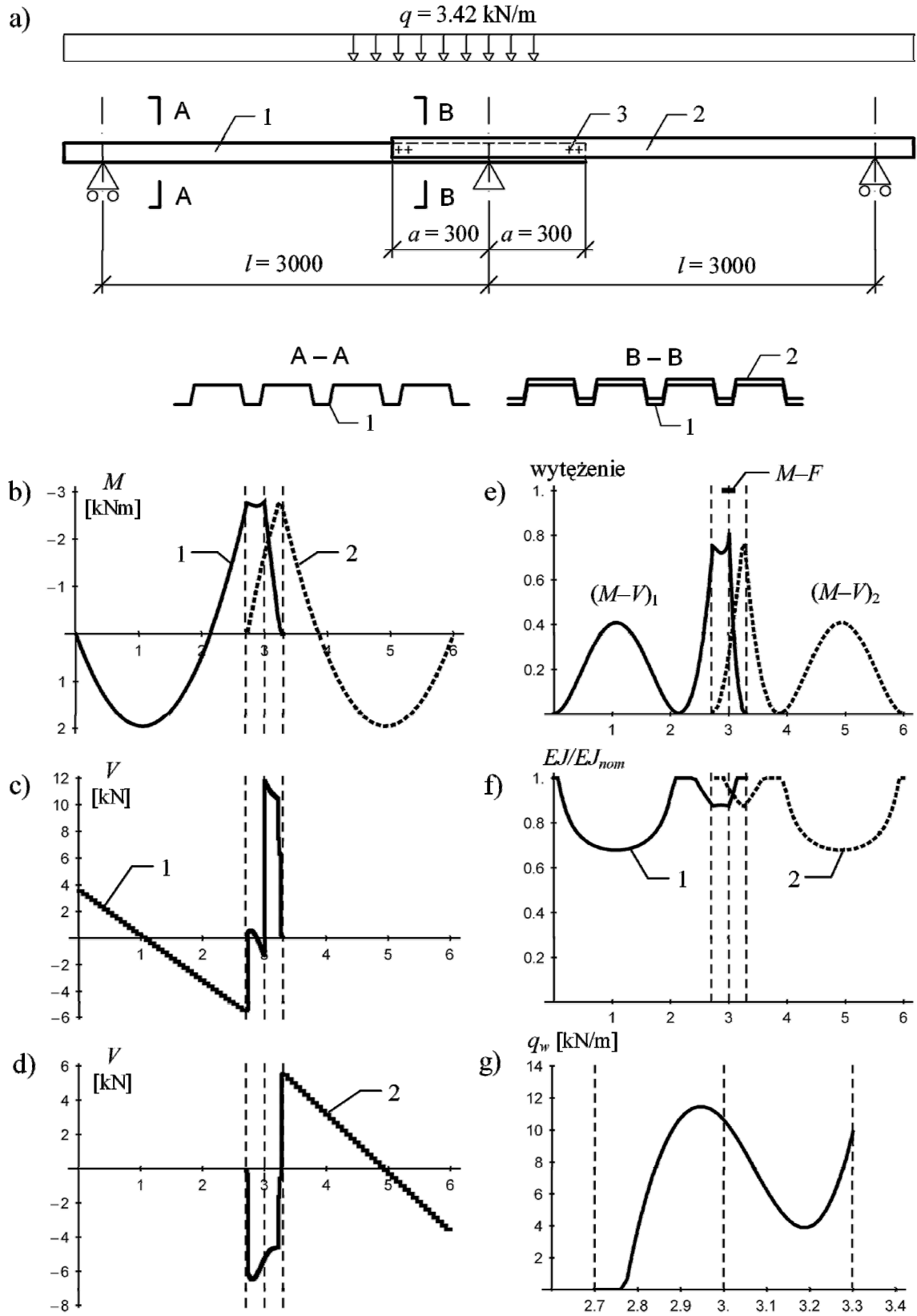
Na rys. 5.23f podano rozkład zmiennej sztywności na długości elementu. Największa redukcja sztywności następuje w przęsłach ustroju oraz w strefie podpory pośredniej.

Rys. 5.23g przedstawia wykres wzajemnych oddziaływań arkuszy blach fałdowych w strefie wzmocnienia. Na rysunku środkowa linia przerywana określa miejsce podpory pośredniej. Skrajne linie przerywane, prawa i lewa, określają końce strefy wzmocnienia. Łączniki znajdują się w pobliżu linii skrajnych. Z rysunku widać, że po stronie prawej arkusze blach fałdowych są do siebie dociskane i współpracują do samego końca strefy wzmocnienia. Natomiast po stronie lewej blachy fałdowe nie współpracują na całej długości strefy wzmocnienia, ale odrywają się od siebie na pewnym odcinku. W strefie rozciąganej wyężenia przenoszą łączniki. Zidentyfikowanie takich szczegółów jest możliwe dzięki wysokiemu zaawansowaniu zaproponowanego modelu teoretycznego.

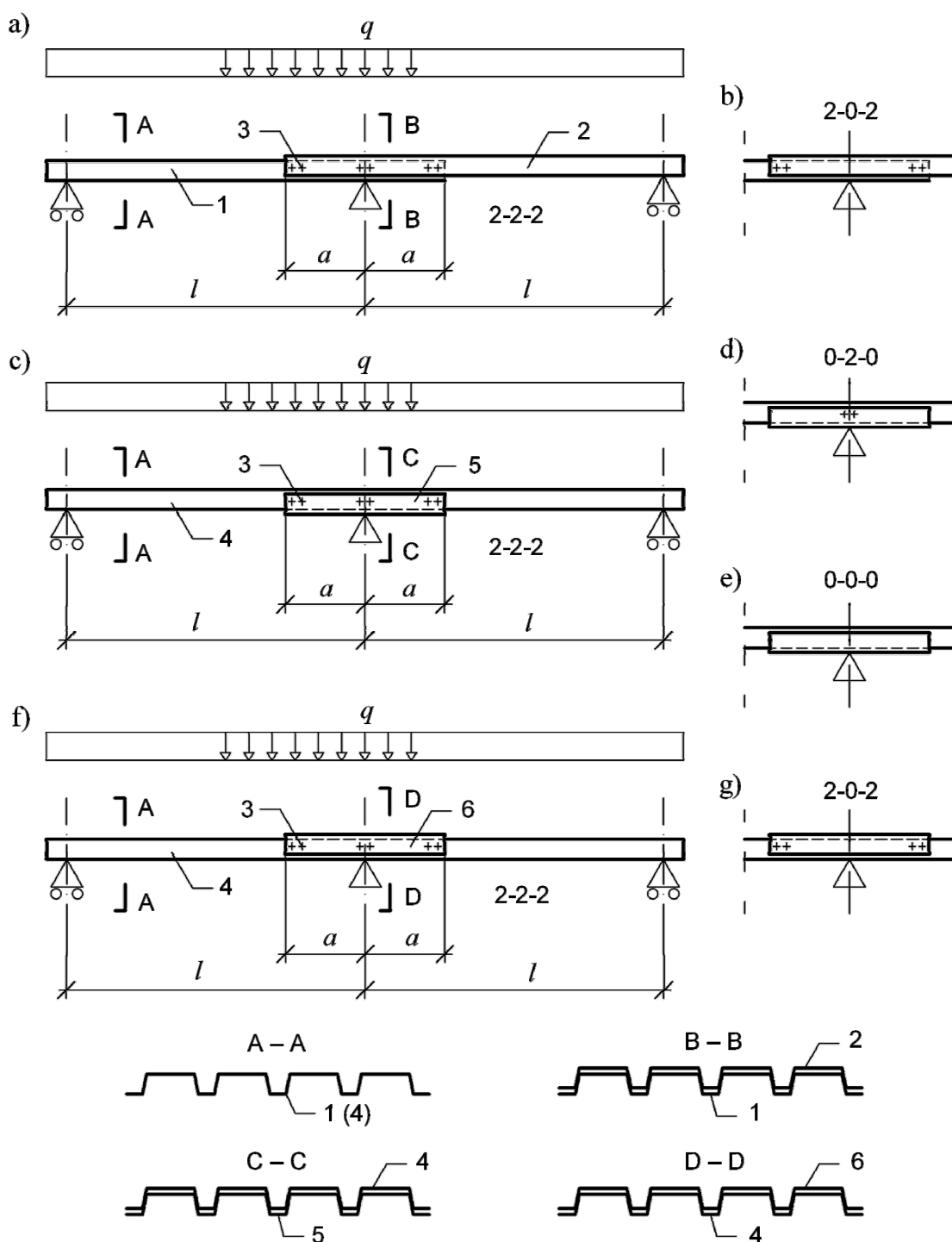
Wykorzystując model teoretyczny przeprowadzono parametryczne analizy wyężenia lokalnie wzmocnionych dwuprzęsłowych blach fałdowych. Celem analiz było określenie optymalnego rozwiązania wzmocnienia blach fałdowych. Analizowano obciążone równomiernie, dwuprzęsłowe blachy fałdowe uciąglone w miejscu podpory pośredniej na zakład (rys. 5.24a, modele 2-N-xxx-Z-xxxx-x-x-x), wzmocnione dodatkowym arkuszem blachy fałdowej po stronie włókien ściskanych (rys. 5.24c, modele 2-N-xxx-S-xxxx-x-x-x) oraz rozciąganych (rys. 5.24f, modele 2-N-xxx-R-xxxx-x-x-x). W analizach zmieniano rozpiętość przęsła ( $l_w = 3.0, 4.0, 5.0, 6.0$  m), długość strefy wzmocnienia ( $a_w/l_w = 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.25$ ) oraz liczba i rozmieszczenie łączników. W przypadku modeli łączonych na zakład (2-N-xxx-Z-xxxx-x-x-x) łączniki rozmieszczano jak na rys. 5.24a i b. W modelach 2-N-xxx-S-xxxx-x-x-x łączniki znajdowały się w strefach pokazanych na rys. 5.24c, d, e. Natomiast układ łączników w modelach 2-N-xxx-R-xxxx-x-x-x pokazano na rys. 5.24 f, g.

Wykonano analizy blach fałdowych w położeniu, w którym na podporze ściskane były ich półki węższe. Badane model o rozpiętości przęsła  $l_w = 5.0$  m i  $6.0$  m, mają mniejsze znaczenie praktyczne i podano je w celach poznawczych. Podczas analiz wyznaczano obciążenie graniczne, ugięcia, siły w łącznikach oraz wartość parametru kryterium optymalizacji  $\Omega$  (5.20). Łącznie przeanalizowano około 150 modeli dwuprzęsłowych wzmocnionych blach fałdowych.





Rys. 5.23. Dwuprzęsłowa wzmocniona na zakład blacha fałdowa: a) schemat konstrukcji, b) momenty zginające, c) siły poprzeczne w przęśle 1, d) siły poprzeczne w przęśle 2, e) wyężenie konstrukcji, f) zmiana sztywności na długości ustroju, g) oddziaływania pomiędzy blachami w strefie wzmocnienia, 1, 2 – blachy fałdowe, 3 – łączniki



Rys 5.24. Blachy faldowe analizowane parametrycznie: 1, 2, 4, 5, 6 – blachy faldowe, 3 – łączniki (opis w tekście)

Wyniki analiz podano w tabl. 5.5÷5.11. W kolumnie 1 (tabl. 5.4÷5.10) podano oznaczenie modelu, w kolumnie 2 rozpiętość przęseł, w kolumnie 3 względną długość strefy wzmocnienia  $a_w/l_w$ , w kolumnach 4 i 5 podano odpowiednio obciążenie graniczne ustroju oraz towarzyszące mu ugięcie. W kolumnie 6 znajduje się wartość parametru kryterium optymalizacji  $\Omega$ . W kolumnie 7 i 8 podano obciążenie graniczne i towarzyszące mu ugięcie w przypadku modeli niewzmocnionych. W kolumnie 9 zamieszczono stosunek obciążenia granicznego modelu wzmocnionego i bez wzmoc-

nienia, zaś w kolumnie 10 znajduje się stosunek sztywności konstrukcji wzmocnionej do sztywności konstrukcji niewzmocnionej. W kolumnach 11÷16 podano siły wewnętrzne w łącznikach. Są to siły prostopadłe do osi łączników i osi podłużnej modelu. Przy czym plus oznacza ściskanie (elementy zbliżają się do siebie). Łącznikom przyporządkowano numery zgodnie z ich kolejnością na rys. 5.24 licząc od lewej do prawej. W tab. 5.5÷5.11 pogrubioną czcionką podano parametry ustroju o optymalnym wzmocnieniu.

Na wstępie podsumowania wyników analiz należy zaznaczyć, iż przedstawione wnioski dotyczą jedynie badanego przekroju blachy fałdowej T55/188/0.75. W przypadku innych kształtowników lub nawet innych grubości ścianek niż  $t = 0.75$  mm uzyskuje się odmienne rezultaty.

Z analiz wynika (tabl. 5.5÷5.11), iż optymalna długość wzmocnienia blach fałdowych  $a_{opt}$  kształtuje się w granicach  $0.10 \div 0.16 l_w$  (gdzie  $l_w$  rozpiętość przęsła dwuprzęsłowej blachy fałdowej). Przy czym zmienia się ona w zależności od sposobu wzmocnienia, rozmieszczenia łączników i co więcej rozpiętości przęsła ponieważ badane zagadnienie jest zagadnieniem nieliniowym. Stwierdza się ponadto, iż efekt zwiększenia nośności jaki uzyskuje się w skutek zastosowania optymalnej długości wzmocnienia wynosi w przypadku analizowanych modeli  $53 \div 91\%$  ( $\gamma_w = 1.53 \div 1.91$ ). Jest to znaczny wzrost nośności konstrukcji. Przy czym stosunek  $\gamma_w$  obciążenia granicznego modelu wzmocnionego do niewzmocnionego maleje nieznacznie ze wzrostem rozpiętości przęsła.

Sztywność blach fałdowych w skutek wzmocnienia zwiększa się w mniejszym stopniu niż jej nośność. W przypadku większości modeli o  $l_w = 3.0$  m i  $a_w/l_w = 0.05$  otrzymano  $\alpha_w = 0.94 \div 0.98$ . Oznacza to, że wzmocniona blacha fałdowa ma sztywność o  $2 \div 6\%$  mniejszą od ustroju niewzmocnionego. Wynika to z podatności połączeń, zbliżania się do siebie arkuszy blach w skutek wzajemnego wciskania oraz ze sposobu wyznaczania sztywności poszczególnych blach jako współczynników nachylenia cięciw łączących początek układu współrzędnych z granicznym punktem ŚRS.

W przypadku blach fałdowych o  $l_w = 6.0$  m i  $a_w/l_w = 0.25$  osiąga się  $23 \div 26\%$  wzrost sztywności konstrukcji w stosunku do modeli nie wzmocnionych ( $\alpha_w = 1.23 \div 1.26$ ). Przy zastosowaniu optymalnych długości wzmocnienia wzrost sztywności modeli wynosi  $0 \div 13\%$ . ( $\alpha_w = 1.00 \div 1.13$ ). Przy czym jedynie dla modelu 2-N-600-S-0.140-2-2-2 wzrost sztywności wyniósł  $31\%$  ( $\alpha_w = 1.31$ ).

Wyniki przeprowadzonych analiz jednoznacznie potwierdzają tezę nr 1 rozprawy doktorskiej: *Lokalne wzmocnienie stref podpór pośrednich wieloprzęsłowych blach fałdowych powoduje zdecydowanie większy wzrost nośności ustroju niż jego sztywności.*

Analizując blachy fałdowe o optymalnej długości wzmocnienia największe obciążenie graniczne, dla poszczególnych rozpiętości przęsła  $l_w$ , wykazują modele (tabl. 5.5÷5.11):

• $l_w = 3.0$ m	2-N-300-S-0.150-0-2-0	$q = 4.147$ kN/m
	2-N-300-R-0.130-2-2-2	$q = 4.062$ kN/m
	2-N-300-S-0.140-0-0-0	$q = 4.044$ kN/m
• $l_w = 4.0$ m	2-N-400-S-0.130-0-0-0	$q = 2.289$ kN/m
	2-N-400-S-0.130-0-2-0	$q = 2.284$ kN/m
	2-N-400-Z-0.130-2-2-2	$q = 2.275$ kN/m
	2-N-400-R-0.120-2-2-2	$q = 2.202$ kN/m
• $l_w = 5.0$ m	2-N-500-Z-0.130-2-2-2	$q = 1.466$ kN/m
	2-N-500-R-0.130-2-0-2	$q = 1.445$ kN/m
	2-N-500-R-0.150-2-2-2	$q = 1.442$ kN/m
	2-N-500-S-0.120-0-0-0	$q = 1.414$ kN/m
	2-N-500-S-0.120-0-2-0	$q = 1.400$ kN/m

- $l_w = 6.0 \text{ m}$

2-N-600-R-0.140-2-2-2	$q = 1.021 \text{ kN/m}$
2-N-600-Z-0.130-2-2-2	$q = 1.020 \text{ kN/m}$
2-N-600-R-0.130-2-0-2	$q = 1.006 \text{ kN/m}$
2-N-600-S-0.140-2-2-2	$q = 0.971 \text{ kN/m}$

W powyższym zestawieniu najczęściej wymieniane są modele z serii 2-N-xxx-S-xxxx-x-x-x. Nie mniej żaden ze sposobów wzmocnienia nie okazał się najbardziej efektywny dla wszystkich rozpiętości. Świadczy to o dużej wrażliwości tych konstrukcji na zmienne parametry decyzyjne wynikające z nieliniowości zagadnienia.

W klasycznej metodzie szacowania sił wewnętrznych w łącznikach połączeń zakładkowych obciążonych momentem zginającym wyznacza się środek ciężkości grupy łączników i następnie rozdziela wyteżenie momentem proporcjonalnie do odległości łączników od środka ciężkości. Przeprowadzone analizy wykazały, iż w przypadku połączeń lokalnie wzmocnionych blach fałdowych zawodzą klasyczne modele szacowania wyteżeń łączników. Potwierdza to np. analiza porównawcza oceny sił w łącznikach blach fałdowych według proponowanego modelu analitycznego i klasycznego modelu według DIN 18807 [46] (wzór 1.1). W przypadku blach fałdowych łączonych na zakład jak na rys. 5.23b ze wzoru (1.1) (DIN 18807 [46]) wynika, że najbardziej są wyteżone łączniki znajdujące się na końcu strefy wzmocnienia po stronie gdzie arkusze blach ulegają wzajemnemu dociskowi. Przeprowadzone porównania wykazały, iż stosunek wyteżenia łączników według modelu DIN 18807 [46] (1.1) do wyteżenia łączników według modelu analitycznego wynosił  $0.90 \div 2.81$ , wartość średnia stosunku zaś 1.46, a jego współczynnik zmienności 32%. Na tej podstawie można stwierdzić, iż model DIN 18807 [46] wykazuje kiepską korelację z modelem analitycznym, który uważać można za bardziej precyzyjny. Widać wyraźnie, że model DIN 18807 [46] nie nadaje się do oceny wyteżenia łączników połączeń blach fałdowych. Te wyraźne rozbieżności oszacowań wynikają z bardzo złożonego sposobu przekazywania wyteżeń w strefie połączenia, który nie może zostać opisany prostym, klasycznym modelem. Ponadto według klasycznego modelu obliczania połączeń zakładkowych obciążonych momentem zginającym nie powinno być dużej rozbieżności w wyteżeniu łączników znajdujących się blisko siebie jak np. dwa sąsiednie łączniki na jednym końcu strefy wzmocnienia. Tymczasem model teoretyczny wykazuje, że wartości sił w tych łącznikach mogą się od siebie znacznie różnić. Dla analizowanych modeli (tab. 5.5 i 5.11) stosunek wartości siły w łącznikach: Ł2/Ł1 i Ł5/Ł6 wynosił  $0 \div 107\%$ .

W połączeniu arkuszy blach fałdowych, znaczna część wyteżeń przekazywana jest przez wzajemny docisk (zakleszczanie, tarcie) arkuszy blach fałdowych. Docisk ten ma rozkład nieliniowy (rys. 5.23g) i zależy od poziomu obciążenia konstrukcji. W tym połączeniu łączniki nie są głównymi elementami przenoszącymi wyteżenia jak to ma miejsce w przypadku płatwi z kształtowników giętych na zimno. Ponadto model oceny wyteżenia łączników komplikuje, nieliniowo zmieniająca się na długości, pod wpływem wyteżenia, sztywność arkuszy blach fałdowych oraz nieliniowa podatność samego połączenia.

Przeprowadzone analizy porównawcze sił wewnętrznych w łącznikach potwierdzają tezę nr 4 pracy doktorskiej: *Wyteżenie łączników zespalających środkniki blach fałdowych w strefie wzmocnienia nie może być opisane klasycznym modelem stosowanym w analizie połączeń zakładkowych obciążonych momentem zginającym.*

Tablica 5.5. Wyniki parametrycznych analiz modeli 2-N-xxx-Z-xxxx-2-2-2

Oznaczenie modelu	$l_w$	$a_w/l_w$	$q_w$	$y_w$	$\Omega$	$q_{mw}$	$y_{mw}$	$\gamma_w^{1)}$	$\alpha_w^{2)}$	$\text{Ł1}^{3)}$	$\text{Ł2}^{3)}$	$\text{Ł3}^{3)}$	$\text{Ł4}^{3)}$	$\text{Ł5}^{3)}$	$\text{Ł6}^{3)}$	
	[m]	[-]	[kN/m]	[mm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[mm]	[-]	[-]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
2-N-300-Z- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.120-</b>	2-2-2	3.0	0.05	2.788	17.9	0.4425	2.173	13.4	1.28	0.96	-1101	-553	2	285	780	1273
			0.10	3.512	21.1	0.5322			1.62	1.03	-750	-184	403	269	344	778
			0.15	3.797	21.5	0.5503			1.75	1.09	-662	-71	509	313	170	657
			0.20	3.713	19.7	0.5157			1.71	1.16	-511	-66	471	349	138	511
			0.25	3.641	18.5	0.4855			1.68	1.21	-353	-73	427	380	136	360
			<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.12</b>	<b>3.824</b>	<b>22.6</b>	<b>0.5691</b>			<b>1.76</b>	<b>1.04</b>	<b>-748</b>	<b>-121</b>	<b>491</b>	<b>299</b>	<b>256</b>	<b>754</b>
2-N-400-Z- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.130-</b>	2-2-2	4.0	0.05	1.611	31.7	0.1918	1.311	25.9	1.23	1.00	-835	-379	122	166	528	915
			0.10	1.994	37.4	0.2266			1.52	1.05	-706	-69	384	163	142	700
			0.15	2.246	39.9	0.2441			1.71	1.11	-680	-38	410	228	83	674
			0.20	2.186	36.0	0.2277			1.67	1.20	-490	-59	337	279	94	494
			0.25	2.136	33.9	0.2136			1.63	1.25	-320	-63	305	297	97	329
			<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.13</b>	<b>2.275</b>	<b>41.7</b>	<b>0.2517</b>			<b>1.74</b>	<b>1.08</b>	<b>-747</b>	<b>-33</b>	<b>440</b>	<b>204</b>	<b>88</b>	<b>737</b>
2-N-500-Z- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.130-</b>	2-2-2	5.0	0.05	1.030	48.8	0.0981	0.860	41.7	1.20	1.02	-705	-246	174	105	339	734
			0.10	1.275	57.8	0.1159			1.48	1.07	-702	-14	339	101	51	693
			0.15	1.443	61.9	0.1255			1.68	1.13	-660	-33	304	198	56	659
			0.20	1.395	56.4	0.1163			1.62	1.20	-463	-48	249	237	70	469
			0.25	1.365	53.3	0.1092			1.59	1.24	-298	-50	237	240	74	306
			<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.13</b>	<b>1.466</b>	<b>65.0</b>	<b>0.1298</b>			<b>1.71</b>	<b>1.09</b>	<b>-743</b>	<b>-18</b>	<b>344</b>	<b>165</b>	<b>46</b>	<b>737</b>
2-N-600-Z- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.130-</b>	2-2-2	6.0	0.05	0.719	70.4	0.0571	0.597	60.1	1.20	1.03	-649	-151	200	61	210	656
			0.10	0.883	82.3	0.0669			1.48	1.08	-703	2	283	78	17	696
			0.15	1.003	88.7	0.0727			1.68	1.14	-637	-26	226	186	40	639
			0.20	0.971	81.0	0.0674			1.63	1.21	-444	-37	198	203	53	449
			0.25	0.951	76.9	0.0634			1.59	1.24	-283	-41	196	198	58	288
			<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.13</b>	<b>1.020</b>	<b>93.0</b>	<b>0.0752</b>			<b>1.71</b>	<b>1.10</b>	<b>-725</b>	<b>-16</b>	<b>260</b>	<b>158</b>	<b>31</b>	<b>724</b>

<sup>1)</sup>  $\gamma_w = q_w/q_{mw}$ , <sup>2)</sup>  $\alpha_w = (q_w/y_w)/(q_{mw}/y_{mw})$ , <sup>3)</sup> Łącznikiem przyporządkowano numery zgodnie z ich kolejnością na rys. 5.24 licząc od lewej do prawej. Dodatnia wartość siły w łączniku występuje gdy w danym przekroju arkusze blach faldowych zbliżają się do siebie.

Tablica 5.6. Wyniki parametrycznych analiz modeli 2-N-xxx-Z-xxxx-2-0-2

Oznaczenie modelu	$l_w$ [m]	$a_w/l_w$ [-]	$q_w$ [kN/m]	$y_w$ [mm]	$\Omega$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{mw}$ [kN/m]	$y_{mw}$ [mm]	$\gamma_w^{1)}$ [-]	$\alpha_w^{2)}$ [-]	$\mathbb{L}1^{3)}$ [N]	$\mathbb{L}2^{3)}$ [N]	$\mathbb{L}3^{3)}$ [N]	$\mathbb{L}4^{3)}$ [N]	$\mathbb{L}5^{3)}$ [N]	$\mathbb{L}6^{3)}$ [N]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
2-N-300-Z- 2-0-2	3.0	0.05	2.808	18.1	0.4457	2.173	13.4	1.29	0.96	-1067	-493	-	-	871	1353
		0.10	3.426	20.3	0.5190			1.58	1.04	-713	-9	-	-	496	747
		0.15	3.407	19.1	0.4938			1.57	1.10	-650	23	-	-	241	515
		0.20	3.370	17.8	0.4680			1.55	1.17	-515	-40	-	-	146	402
		0.25	3.312	16.7	0.4417			1.52	1.22	-351	-74	-	-	116	291
		<b>0.100-</b>	<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.10</b>	<b>3.426</b>	<b>20.3</b>			<b>0.5190</b>	<b>1.58</b>	<b>1.04</b>	<b>-713</b>	<b>-9</b>	-	-	<b>496</b>
2-N-400-Z- 2-0-2	4.0	0.05	1.612	31.8	0.1920	1.311	25.9	1.23	1.00	-795	-301	-	-	609	958
		0.10	1.995	37.6	0.2267			1.52	1.05	-748	25	-	-	229	656
		0.15	2.067	35.6	0.2246			1.58	1.15	-652	-21	-	-	93	559
		0.20	1.994	32.8	0.2077			1.52	1.20	-467	-65	-	-	80	432
		0.25	1.951	30.9	0.1951			1.49	1.25	-298	-67	-	-	80	298
		<b>0.120-</b>	<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.11</b>	<b>2.072</b>	<b>38.7</b>			<b>0.2334</b>	<b>1.58</b>	<b>1.06</b>	<b>-766</b>	<b>28</b>	-	-	<b>184</b>
2-N-500-Z- 2-0-2	5.0	0.05	1.030	48.9	0.0981	0.860	41.7	1.20	1.02	-682	-166	-	-	415	754
		0.10	1.275	57.9	0.1159			1.48	1.07	-742	24	-	-	83	653
		0.15	1.349	56.6	0.1173			1.57	1.16	-626	-37	-	-	49	585
		0.20	1.307	51.6	0.1089			1.52	1.23	-428	-53	-	-	59	427
		0.25	1.276	49.3	0.1021			1.48	1.26	-276	-50	-	-	66	286
		<b>0.120-</b>	<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.12</b>	<b>1.381</b>	<b>60.8</b>			<b>0.1233</b>	<b>1.61</b>	<b>1.10</b>	<b>-750</b>	<b>0</b>	-	-	<b>53</b>
2-N-600-Z- 2-0-2	6.0	0.05	0.720	70.5	0.0571	0.597	60.1	1.20	1.03	-645	-81	-	-	274	656
		0.10	0.883	82.4	0.0669			1.48	1.08	-731	13	-	-	25	670
		0.15	0.946	82.7	0.0685			1.58	1.15	-603	-33	-	-	33	592
		0.20	0.917	75.8	0.0637			1.54	1.22	-415	-39	-	-	48	422
		0.25	0.899	72.0	0.0599			1.51	1.26	-265	-39	-	-	55	272
		<b>0.120-</b>	<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.12</b>	<b>0.969</b>	<b>88.9</b>			<b>0.0721</b>	<b>1.62</b>	<b>1.10</b>	<b>-739</b>	<b>-12</b>	-	-	<b>23</b>

<sup>1)</sup>  $\gamma_w = q_w/q_{mw}$ , <sup>2)</sup>  $\alpha_w = (q_w/y_w)/(q_{mw}/y_{mw})$ , <sup>3)</sup> Łącznikiem przyporządkowano numery zgodnie z ich kolejnością na rys. 5.24 licząc od lewej do prawej. Dodatnia wartość siły w łączniku występuje gdy w danym przekroju arkusze blach faldowych zbliżają się do siebie.

Tablica 5.7. Wyniki parametrycznych analiz modeli 2-N-xxx-S-xxxx-2-2-2

Oznaczenie modelu	$l_w$	$a_w/l_w$	$q_w$	$y_w$	$\Omega$	$q_{nw}$	$y_{nw}$	$\gamma_w$ <sup>1)</sup>	$\alpha_w$ <sup>2)</sup>	$\text{Ł1}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł2}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł3}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł4}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł5}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł6}$ <sup>3)</sup>	
	[m]	[-]	[kN/m]	[mm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[mm]	[-]	[-]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
2-N-300-S- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.110-</b>	2-2-2	3.0	0.05 0.10 0.15 0.20 0.25	2.866 3.521 3.484 3.506 3.555	18.3 21.1 19.2 18.3 17.9	0.4549 0.5334 0.5049 0.4870 0.4740	2.173	13.4	1.32 1.62 1.60 1.61 1.64 <b>1.69</b>	0.97 1.03 1.12 1.18 1.22 <b>1.04</b>	610 847 625 478 349 <b>839</b>	173 324 210 151 136 <b>315</b>	-134 -320 43 261 363 <b>-255</b>	-134 -320 43 261 363 <b>-255</b>	173 324 210 151 136 <b>315</b>	610 847 625 478 349 <b>839</b>
2-N-400-S- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.110-</b>	2-2-2	4.0	0.05 0.10 0.15 0.20 0.25	1.626 1.992 2.042 2.096 2.109	32.3 37.1 35.5 34.7 33.8	0.1935 0.2264 0.2220 0.2184 0.2109	1.311	25.9	1.24 1.52 1.56 1.60 1.61 <b>1.56</b>	1.00 1.06 1.14 1.20 1.23 <b>1.07</b>	719 754 601 473 329 <b>733</b>	194 206 108 94 97 <b>180</b>	-409 -241 117 273 307 <b>-154</b>	-409 -241 117 273 307 <b>-154</b>	194 206 108 94 97 <b>180</b>	719 754 601 473 329 <b>733</b>
2-N-500-S- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.110-</b>	2-2-2	5.0	0.05 0.10 0.15 0.20 0.25	1.035 1.276 1.355 1.382 1.366	49.4 57.5 57.4 55.7 53.3	0.0986 0.1160 0.1179 0.1151 0.1093	0.860	41.7	1.20 1.48 1.58 1.61 1.59 <b>1.53</b>	1.02 1.08 1.14 1.20 1.24 <b>1.09</b>	744 706 607 463 306 <b>696</b>	209 113 61 69 74 <b>92</b>	-523 -131 177 252 246 <b>-46</b>	-523 -131 177 252 246 <b>-46</b>	209 113 61 69 74 <b>92</b>	744 706 607 463 306 <b>696</b>
2-N-600-S- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.140-</b>	2-2-2	6.0	0.05 0.10 0.15 0.20 0.25	0.723 0.927 0.978 0.972 0.952	71.0 70.6 74.4 81.1 77.0	0.0574 0.0702 0.0709 0.0675 0.0635	0.597	60.1	1.21 1.55 1.64 1.63 1.59 <b>1.63</b>	1.03 1.32 1.32 1.21 1.24 <b>1.31</b>	730 597 540 450 289 <b>562</b>	194 52 39 53 59 <b>37</b>	-528 -30 178 214 199 <b>160</b>	-528 -30 178 214 199 <b>160</b>	194 52 39 53 59 <b>37</b>	730 597 540 450 289 <b>562</b>

<sup>1)</sup>  $\gamma_w = q_w/q_{mw}$ , <sup>2)</sup>  $\alpha_w = (q_w/y_w)/(q_{nw}/y_{nw})$ , <sup>3)</sup> Łącznikom przyporządkowano numery zgodnie z ich kolejnością na rys. 5.24 licząc od lewej do prawej. Dodatnia wartość siły w łączniku występuje gdy w danym przekroju arkusze blach faldowych zbliżają się do siebie.

Tablica 5.8. Wyniki parametrycznych analiz modeli 2-N-xxx-S-xxxx-0-2-0

Oznaczenie modelu	$l_w$	$a_w/l_w$	$q_w$	$y_w$	$\Omega$	$q_{nw}$	$y_{nw}$	$\gamma_w^{1)}$	$\alpha_w^{2)}$	$\text{Ł1}^{3)}$	$\text{Ł2}^{3)}$	$\text{Ł3}^{3)}$	$\text{Ł4}^{3)}$	$\text{Ł5}^{3)}$	$\text{Ł6}^{3)}$
	[m]	[-]	[kN/m]	[mm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[mm]	[-]	[-]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
2-N-300-S-0-2-0	3.0	0.05	2.534	16.1	0.4022	2.173	13.4	1.17	0.97	-	-	456	456	-	-
		0.10	3.122	19.7	0.4730			1.44	0.98	-	-	187	187	-	-
		0.15	4.147	25.2	0.6010			1.91	1.02	-	-	72	72	-	-
		0.20	3.682	20.3	0.5114			1.69	1.12	-	-	189	189	-	-
		0.25	3.589	18.7	0.4785			1.65	1.19	-	-	302	302	-	-
		<b>0.150-</b>	<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.15</b>	<b>4.147</b>	<b>25.2</b>			<b>0.6010</b>	<b>1.91</b>	<b>1.02</b>	-	-	<b>72</b>	<b>72</b>	-
2-N-400-S-0-2-0	4.0	0.05	1.471	29.5	0.1752	1.311	25.9	1.12	0.98	-	-	240	240	-	-
		0.10	2.002	39.5	0.2275			1.53	1.00	-	-	-117	-117	-	-
		0.15	2.186	39.2	0.2376			1.67	1.10	-	-	22	22	-	-
		0.20	2.102	35.7	0.2190			1.60	1.16	-	-	205	205	-	-
		0.25	2.107	34.3	0.2107			1.61	1.21	-	-	283	283	-	-
		<b>0.130-</b>	<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.13</b>	<b>2.284</b>	<b>43.5</b>			<b>0.2527</b>	<b>1.74</b>	<b>1.04</b>	-	-	<b>-74</b>	<b>-74</b>	-
2-N-500-S-0-2-0	5.0	0.05	1.006	49.5	0.0958	0.860	41.7	1.17	0.99	-	-	53	53	-	-
		0.10	1.293	60.7	0.1175			1.50	1.03	-	-	-187	-187	-	-
		0.15	1.363	59.4	0.1185			1.59	1.11	-	-	87	87	-	-
		0.20	1.377	56.5	0.1147			1.60	1.18	-	-	224	224	-	-
		0.25	1.371	54.1	0.1097			1.59	1.23	-	-	245	245	-	-
		<b>0.120-</b>	<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.12</b>	<b>1.400</b>	<b>64.3</b>			<b>0.1250</b>	<b>1.63</b>	<b>1.06</b>	-	-	<b>-82</b>	<b>-82</b>	-
2-N-600-S-0-2-0	6.0	0.05	0.730	74.5	0.0580	0.597	60.1	1.22	0.99	-	-	-120	-120	-	-
		0.10	0.898	86.1	0.0681			1.50	1.05	-	-	-140	-140	-	-
		0.15	0.970	74.9	0.0703			1.62	1.30	-	-	127	127	-	-
		0.20	0.974	82.5	0.0676			1.63	1.19	-	-	210	210	-	-
		0.25	0.957	78.1	0.0638			1.60	1.23	-	-	202	202	-	-
		<b>0.120-</b>	<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.12</b>	<b>0.955</b>	<b>89.5</b>			<b>0.0711</b>	<b>1.60</b>	<b>1.07</b>	-	-	<b>1</b>	<b>1</b>	-

<sup>1)</sup>  $\gamma_w = q_w/q_{mw}$ , <sup>2)</sup>  $\alpha_w = (q_w/y_w)/(q_{mw}/y_{nw})$ , <sup>3)</sup> Łącznikom przyporządkowano numery zgodnie z ich kolejnością na rys. 5.24 licząc od lewej do prawej. Dodatnia wartość siły w łączniku występuje gdy w danym przekroju arkusze blach faldowych zbliżają się do siebie.



Tablica 5.9. Wyniki parametrycznych analiz modeli 2-N-xxx-S-xxxx-0-0-0

Oznaczenie modelu	$l_w$	$a_w/l_w$	$q_w$	$y_w$	$\Omega$	$q_{nw}$	$y_{nw}$	$\gamma_w$ <sup>1)</sup>	$\alpha_w$ <sup>2)</sup>	$\text{Ł1}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł2}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł3}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł4}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł5}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł6}$ <sup>3)</sup>	
	[m]	[-]	[kN/m]	[mm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[mm]	[-]	[-]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
2-N-300-S-0-0-0	3.0	0.05	2.727	18.0	0.4329	2.173	13.4	1.26	0.94	-	-	-	-	-	-	
0.100-	0.10	3.300	21.0	0.4999	1.52			0.97	-	-	-	-	-	-	-	-
0.150-	0.15	4.073	24.7	0.5902	1.87			1.02	-	-	-	-	-	-	-	-
0.200-	0.20	3.507	19.1	0.4871	1.61			1.13	-	-	-	-	-	-	-	-
0.250-	0.25	3.334	17.2	0.4445	1.53			1.20	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>0.140-</b>	<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.14</b>	<b>4.044</b>	<b>24.9</b>	<b>0.5912</b>	<b>1.86</b>			<b>1.00</b>	-	-	-	-	-	-	-	-
2-N-400-S-0-0-0	4.0	0.05	1.549	31.5	0.1844	1.311	25.9	1.18	0.97	-	-	-	-	-	-	
0.100-	0.10	2.004	39.6	0.2277	1.53			1.00	-	-	-	-	-	-	-	-
0.150-	0.15	2.171	38.9	0.2360	1.66			1.10	-	-	-	-	-	-	-	-
0.200-	0.20	1.982	33.3	0.2065	1.51			1.18	-	-	-	-	-	-	-	-
0.250-	0.25	1.945	31.3	0.1945	1.48			1.23	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>0.130-</b>	<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.13</b>	<b>2.289</b>	<b>43.7</b>	<b>0.2532</b>	<b>1.75</b>			<b>1.04</b>	-	-	-	-	-	-	-	-
2-N-500-S-0-0-0	5.0	0.05	1.020	50.3	0.0971	0.860	41.7	1.19	0.98	-	-	-	-	-	-	
0.100-	0.10	1.298	61.2	0.1180	1.51			1.03	-	-	-	-	-	-	-	-
0.150-	0.15	1.329	57.6	0.1155	1.55			1.12	-	-	-	-	-	-	-	-
0.200-	0.20	1.292	52.5	0.1076	1.50			1.19	-	-	-	-	-	-	-	-
0.250-	0.25	1.279	50.0	0.1023	1.49			1.24	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>0.120-</b>	<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.12</b>	<b>1.414</b>	<b>65.1</b>	<b>0.1262</b>	<b>1.64</b>			<b>1.05</b>	-	-	-	-	-	-	-	-
2-N-600-S-0-0-0	6.0	0.05	0.729	74.4	0.0578	0.597	60.1	1.22	0.99	-	-	-	-	-	-	
0.100-	0.10	0.900	86.4	0.0682	1.51			1.05	-	-	-	-	-	-	-	-
0.150-	0.15	0.926	82.4	0.0671	1.55			1.13	-	-	-	-	-	-	-	-
0.200-	0.20	0.917	76.9	0.0637	1.54			1.20	-	-	-	-	-	-	-	-
0.250-	0.25	0.904	73.0	0.0602	1.51			1.25	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>0.120-</b>	<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.12</b>	<b>0.955</b>	<b>89.4</b>	<b>0.0710</b>	<b>1.60</b>			<b>1.07</b>	-	-	-	-	-	-	-	-

<sup>1)</sup>  $\gamma_w = q_w/q_{mw}$ , <sup>2)</sup>  $\alpha_w = (q_w/y_w)/(q_{mw}/y_{nw})$ , <sup>3)</sup> Łącznikom przyporządkowano numery zgodnie z ich kolejnością na rys. 5.24 licząc od lewej do prawej. Dodatnia wartość siły w łączniku występuje gdy w danym przekroju arkusze blach faldowych zbliżają się do siebie.

Tablica 5.10. Wyniki parametrycznych analiz modeli 2-N-xxx-R-xxxx-2-2-2

Oznaczenie modelu	$l_w$	$a_w/l_w$	$q_w$	$y_w$	$\Omega$	$q_{nw}$	$y_{nw}$	$\gamma_w$ <sup>1)</sup>	$\alpha_w$ <sup>2)</sup>	$\text{Ł1}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł2}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł3}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł4}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł5}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł6}$ <sup>3)</sup>	
	[m]	[-]	[kN/m]	[mm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[mm]	[-]	[-]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
2-N-300-R- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.130-</b>	2-2-2	3.0	0.05	2.639	14.5	0.4190	2.173	13.4	1.21	1.12	-339	47	337	337	47	-339
			0.10	3.552	21.7	0.5381			1.63	1.01	-818	-163	994	994	-163	-818
			0.15	4.016	23.0	0.5820			1.85	1.08	-729	-131	816	816	-131	-729
			0.20	3.935	21.1	0.5466			1.81	1.15	-539	-91	574	574	-91	-539
			0.25	3.729	19.0	0.4972			1.72	1.21	-357	-78	446	446	-78	-357
			<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.13</b>	<b>4.062</b>	<b>24.1</b>	<b>0.5990</b>			<b>1.87</b>	<b>1.04</b>	<b>-821</b>	<b>-160</b>	<b>956</b>	<b>956</b>	<b>-160</b>	<b>-821</b>
2-N-400-R- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.120-</b>	2-2-2	4.0	0.05	1.628	32.6	0.1938	1.311	25.9	1.24	0.99	-634	-43	695	695	-43	-634
			0.10	1.999	37.6	0.2271			1.52	1.05	-760	-133	787	787	-133	-760
			0.15	2.204	39.0	0.2396			1.68	1.12	-658	-69	498	498	-69	-658
			0.20	2.253	37.8	0.2347			1.72	1.18	-508	-63	348	348	-63	-508
			0.25	2.138	34.4	0.2138			1.63	1.23	-324	-63	299	299	-63	-324
			<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.12</b>	<b>2.202</b>	<b>40.7</b>	<b>0.2458</b>			<b>1.68</b>	<b>1.07</b>	<b>-761</b>	<b>-103</b>	<b>694</b>	<b>694</b>	<b>-103</b>	<b>-761</b>
2-N-500-R- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.150-</b>	2-2-2	5.0	0.05	1.044	50.3	0.0994	0.860	41.7	1.21	1.01	-719	-116	808	808	-116	-719
			0.10	1.279	57.9	0.1163			1.49	1.07	-716	-76	571	571	-76	-716
			0.15	1.442	61.9	0.1254			1.68	1.13	-651	-39	311	311	-39	-651
			0.20	1.408	57.0	0.1174			1.64	1.20	-467	-48	233	233	-48	-467
			0.25	1.364	53.3	0.1091			1.59	1.24	-297	-50	231	231	-50	-297
			<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.15</b>	<b>1.442</b>	<b>61.9</b>	<b>0.1254</b>			<b>1.68</b>	<b>1.13</b>	<b>-651</b>	<b>-39</b>	<b>311</b>	<b>311</b>	<b>-39</b>	<b>-651</b>
2-N-600-R- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.140-</b>	2-2-2	6.0	0.05	0.720	70.8	0.0571	0.597	60.1	1.20	1.02	-717	-135	784	784	-135	-717
			0.10	0.887	82.6	0.0672			1.49	1.08	-697	-34	394	394	-34	-697
			0.15	1.028	91.4	0.0745			1.72	1.13	-652	-25	208	208	-25	-652
			0.20	0.970	80.9	0.0673			1.62	1.20	-443	-37	187	187	-37	-443
			0.25	0.950	76.8	0.0633			1.59	1.24	-282	-41	194	194	-41	-282
			<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.14</b>	<b>1.021</b>	<b>91.8</b>	<b>0.0746</b>			<b>1.71</b>	<b>1.12</b>	<b>-683</b>	<b>-22</b>	<b>226</b>	<b>226</b>	<b>-22</b>	<b>-683</b>

<sup>1)</sup>  $\gamma_w = q_w/q_{mw}$ , <sup>2)</sup>  $\alpha_w = (q_w/y_w)/(q_{mw}/y_{mw})$ , <sup>3)</sup> Łącznikiem przyporządkowano numery zgodnie z ich kolejnością na rys. 5.24 licząc od lewej do prawej. Dodatnia wartość siły w łączniku występuje gdy w danym przekroju arkusze blach faldowych zbliżają się do siebie.

Tablica 5.11. Wyniki parametrycznych analiz modeli 2-N-xxx-R-xxxx-2-0-2

Oznaczenie modelu	$l_w$	$a_w/l_w$	$q_w$	$y_w$	$\Omega$	$q_{nw}$	$y_{nw}$	$\gamma_w$ <sup>1)</sup>	$\alpha_w$ <sup>2)</sup>	$\text{Ł1}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł2}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł3}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł4}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł5}$ <sup>3)</sup>	$\text{Ł6}$ <sup>3)</sup>	
	[m]	[-]	[kN/m]	[mm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[mm]	[-]	[-]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
2-N-300-R- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.160-</b>	2-0-2	3.0	0.05	2.447	15.4	0.3884	2.173	13.4	1.13	0.98	-217	232	-	-	232	-217
			0.10	2.827	17.4	0.4283			1.30	1.00	-591	259	-	-	259	-591
			0.15	3.394	19.5	0.4919			1.56	1.08	-711	47	-	-	47	-711
			0.20	3.455	18.4	0.4798			1.59	1.16	-537	-55	-	-	-55	-537
			0.25	3.364	17.0	0.4485			1.55	1.22	-353	-79	-	-	-79	-353
			<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.16</b>	<b>3.436</b>	<b>19.4</b>	<b>0.4937</b>			<b>1.58</b>	<b>1.09</b>	<b>-685</b>	<b>15</b>	-	-	<b>15</b>	<b>-685</b>
2-N-400-R- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.140-</b>	2-0-2	4.0	0.05	1.429	28.1	0.1702	1.311	25.9	1.09	1.01	-362	284	-	-	284	-362
			0.10	1.941	37.4	0.2206			1.48	1.03	-836	119	-	-	119	-836
			0.15	2.155	37.6	0.2342			1.64	1.13	-699	-43	-	-	-43	-699
			0.20	2.047	33.9	0.2133			1.56	1.20	-477	-69	-	-	-69	-477
			0.25	1.966	31.2	0.1966			1.50	1.25	-300	-67	-	-	-67	-300
			<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.14</b>	<b>2.156</b>	<b>38.4</b>	<b>0.2365</b>			<b>1.65</b>	<b>1.11</b>	<b>-747</b>	<b>-29</b>	-	-	<b>-29</b>	<b>-747</b>
2-N-500-R- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.130-</b>	2-0-2	5.0	0.05	0.975	47.0	0.0929	0.860	41.7	1.13	1.01	-531	299	-	-	299	-531
			0.10	1.291	59.3	0.1174			1.50	1.06	-821	15	-	-	15	-821
			0.15	1.403	60.1	0.1220			1.63	1.13	-656	-46	-	-	-46	-656
			0.20	1.318	52.8	0.1098			1.53	1.21	-436	-53	-	-	-53	-436
			0.25	1.277	49.4	0.1022			1.49	1.26	-276	-50	-	-	-50	-276
			<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.13</b>	<b>1.445</b>	<b>63.3</b>	<b>0.1278</b>			<b>1.68</b>	<b>1.11</b>	<b>-759</b>	<b>-35</b>	-	-	<b>-35</b>	<b>-759</b>
2-N-600-R- 0.050- 0.100- 0.150- 0.200- 0.250- <b>0.130-</b>	2-0-2	6.0	0.05	0.732	74.2	0.0581	0.597	60.1	1.23	0.99	-702	268	-	-	268	-702
			0.10	0.890	83.3	0.0674			1.49	1.07	-756	-13	-	-	-13	-756
			0.15	0.972	85.5	0.0704			1.63	1.14	-619	-33	-	-	-33	-619
			0.20	0.919	76.0	0.0638			1.54	1.22	-416	-39	-	-	-39	-416
			0.25	0.899	72.0	0.0599			1.50	1.26	-265	-39	-	-	-39	-265
			<b>(a/l)<sub>opt</sub> = 0.13</b>	<b>1.006</b>	<b>91.6</b>	<b>0.0742</b>			<b>1.68</b>	<b>1.10</b>	<b>-724</b>	<b>-27</b>	-	-	<b>-27</b>	<b>-724</b>

<sup>1)</sup>  $\gamma_w = q_w/q_{mw}$ , <sup>2)</sup>  $\alpha_w = (q_w/y_w)/(q_{mw}/y_{mw})$ , <sup>3)</sup> Łącznikiem przyporządkowano numery zgodnie z ich kolejnością na rys. 5.24 licząc od lewej do prawej. Dodatnia wartość siły w łączniku występuje gdy w danym przekroju arkusze blach faldowych zbliżają się do siebie.

Analiza sił wewnętrznych w łącznikach blach fałdowych, otrzymanych z modelu analitycznego (tabl. 5.5÷5.11) pokazuje, iż najbardziej wyęteżone są łączniki skrajne (Ł1, Ł6). W pozostałych łącznikach siły ścinające są porównywalne lub do kilkunastu razy mniejsze w zależności od sposobu wzmocnienia i rozmieszczenia łączników. W analizowanych przypadkach, dla modeli o optymalnej długości strefy wzmocnienia, maksymalna siła ścinająca w łącznikach nie przekraczała 956 N (łączniki Ł3 i Ł4, model 2-N-300-R-0.130-2-2-2).

W przypadku modeli serii 2-N-xxx-Z-xxxx-x-x-x (tab. 5.5, 5.6) o  $a_w/l_w \leq 0.10$  zmniejszenie liczby łączników nie powoduje istotnej zmiany nośności konstrukcji w porównaniu do modeli z 6 łącznikami w środku. Dla modeli o  $a_w/l_w > 0.10$  po usunięciu łączników w strefie podpory pośredniej nośność konstrukcji maleje 5÷10% w zależności od rozpiętości przęsła. Największą redukcję nośności wykazują modele o  $l_w = 3.0$  m, a najmniejszą o  $l_w = 6.0$  m.

W modelach serii 2-N-xxx-S-xxxx-x-x-x analizowano 3 sposoby rozmieszczenia łączników 2-2-2, 0-2-0, 0-0-0. Porównując konstrukcje o układzie łączników 0-2-0 i 2-2-2 stwierdza się, że dla modeli o  $l_w \geq 5.0$  m zmniejszenie liczby łączników znacząco nie wpływa na obniżenie nośności konstrukcji (< 3%). Dla modeli krótszych ( $l_w < 5.0$  m) zmniejszenie liczby łączników powoduje zmianę nośności konstrukcji w przedziale od -12% do +19%. Przy czym zmiany te następują w modelach o  $a_w/l_w \leq 0.15$ . Największą redukcję nośności (-12%) wykazują modele o  $a_w/l_w = 0.05$ , a największy wzrost (+19%) modele o  $a_w/l_w = 0.15$ . Porównując układ łączników 0-0-0 i 2-2-2 stwierdzono, że przy usunięciu łączników największą redukcję nośności (-8%) wykazują modele o  $l_w = 4.0$  m i  $a_w/l_w = 0.25$ . Natomiast największy wzrost nośności (+17%) osiągają modele  $l_w = 3.0$  m i  $a_w/l_w = 0.15$ . Usunięcie łączników nie spowodowało znaczącej zmiany nośności (-3% ÷ +2%) modeli o  $l_w = 3.0$  m i  $a_w/l_w = 0.20$ ,  $l_w = 4.0$  m i  $a_w/l_w = 0.10$ ,  $l_w = 5.0$  m i  $a_w/l_w = 0.05$ ,  $0.10$ ,  $0.15$ ,  $l_w = 6.0$  m i  $a_w/l_w = 0.05$ ,  $0.10$ .

W przypadku modeli serii 2-N-xxx-R-xxxx-x-x-x po usunięciu łączników nad podporą największą redukcję nośności (-20%) wykazały modele o  $l_w = 3.0$  m i  $a_w/l_w = 0.10$ . Nieznaczny zmianę nośności (-3% ÷ + 2%) stwierdzono dla modeli o  $l_w = 4.0$  m i  $a_w/l_w = 0.10$ ,  $0.15$ ,  $l_w = 5.0$  m i  $a_w/l_w = 0.10$ ,  $0.15$ ,  $l_w = 6.0$  m i  $a_w/l_w = 0.05$ ,  $0.10$ .

Zaskakujący wzrost nośności konstrukcji na skutek usunięcia łączników w modelach serii 2-N-xxx-S-xxxx-x-x-x można wytłumaczyć równomiernym sposobem przekazywania wyęteżeń w strefie wzmocnienia dla modeli bez łączników. W przypadku modeli z kompletem łączników w miejscach połączeń powstają znaczne oddziaływania skupione, które redukują nośność przekroju blachy fałdowej na zginanie. Potwierdza to tezę nr 3 pracy doktorskiej: *Tarcie i zakleszczanie blach fałdowych w strefie lokalnego wzmocnienia ma istotny wpływ na wyęteżenie konstrukcji i jej połączeń, a także nośność graniczną ustroju*.

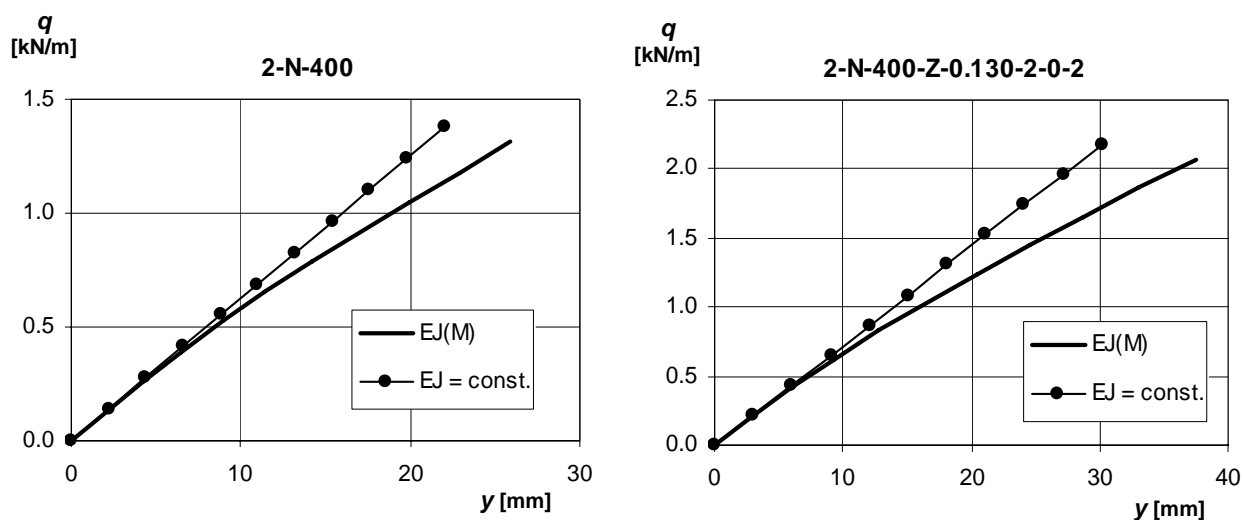
Otrzymane wyniki analizy wpływu liczby i rozmieszczenia łączników na nośność konstrukcji nie pozwalają na sformułowanie ogólnych praw opisujących wpływ tych czynników. Wynika to z nieliniowego charakteru badanego zagadnienia. Należy jednocześnie zaznaczyć, iż w pracy doktorskiej nie przeprowadza się, szczegółowej analizy połączeń blach fałdowych, gdyż jest to zagadnienie bardzo złożone i wymaga odrębnych, niezależnych badań.

Analiza parametru kryterium optymalizacyjnego  $\Omega$  (kolumna 6, tabl. 5.5÷5.11), nie wskazała jednoznacznie optymalnej konstrukcji. Porównując ustroje o tej samej rozpiętości przęsła okazuje się, że przy  $l_w = 3.0$  m najlepszy jest model 2-N-300-S-0.150-0-2-0, przy  $l_w = 4.0$  m model 2-N-400-S-0.130-0-0-0, przy  $l_w = 5.0$  m i  $l_w = 6.0$  m modele z tej samej grupy odpowiednio 2-N-500-Z-0.130-2-2-2 i 2-N-600-Z-0.130-2-2-2. Przy czym kryterium optymalizacyjne nie uwzględnia kosztów robocizny wykonania połączeń.

Przeprowadzono również analizę wrażliwości wyników analiz na zmianę sztywności giętej konstrukcji oraz zakładanych w badaniach sztywności połączeń i warstwy sprężystej. Wykonane analizy mają jedynie charakter orientacyjny ponieważ zagadnienie jest nieliniowe i trudno w takim przypadku uogólnić spostrzeżenia. Każdy analizowany model wymaga indywidualnego sprawdzenia wrażliwości na zmianę wyżej wymienionych parametrów. Na rys. 5.25 podano ścieżki równo-

wagi statycznej modelu 2-N-400, obciążonego równomiernie. Linia ciągłą oznaczono ŚRS z uwzględnieniem zanikającej sztywności konstrukcji, linią kropkowaną z pominięciem zmiany sztywności (tzn. stała sztywność na długości blach fałdowej równa nominalnej sztywności przekroju). Zauważyć można, iż analiza bez uwzględnienia zmiany sztywności modelu zaniża ugięcia konstrukcji o 15% i jednocześnie zawyża obciążenie graniczne o 5%. Podobnie jest (rys. 5.25) w przypadku dwuprzęsłowej blachy fałdowej ze wzmocnieniem na zakład 2-N-400-Z-0.130-2-0-2.

W przypadku nieuwzględnienia zmieniającej się sztywności ugięcia konstrukcji są zaniżane o 19%, a nośność zawyżana o 5%. Zmieniają się również siły w łącznikach. W przypadku modelu o stałym momencie bezwładności siły w najbardziej wyężonych łącznikach są mniejsze o ok. 11% od sił w modelu o zmiennej sztywności.



Rys 5.25. Ścieżki równowagi statycznej przy stałej i zmiennej sztywności na długości ustroju modeli 2-N-400 i 2-N-400-Z-0.130-2-0-2

W modelu 2-N-400-Z-0.130-2-0-2, uwzględniając cienkościenny charakter blach fałdowych, zwiększono o 10% sztywność warstwy sprężystej. Spowodowało to zwiększenie obciążenia granicznego i ugięć o 0.4%, zmianę sił w łącznikach (zwiększenie lub zmniejszenie), z tym że zwiększenie sił w najbardziej wyężonych łącznikach nie przekroczyło 1%. Odnotowano również zwiększenie naprężeń w warstwie sprężystej o 4%.

Zwiększenie o 10% sztywności połączeń spowodowało zmniejszenie obciążenia granicznego i ugięć nie przekraczające 0.1%, zmianę sił w łącznikach (zwiększenie lub zmniejszenie), z tym że zwiększenie sił w najbardziej wyężonych łącznikach nie przekroczyło 5%. Nie odnotowano natomiast zmiany wartości naprężeń w warstwie sprężystej. Analiza ta stwarza przesłanki do sformułowania wniosku o małym wpływie oszacowania sztywności łączników na ocenę nośności ustroju.

W ocenie autora najlepsze sposoby wzmocnienia to te o minimalnej liczbie łączników (2-N-xxx-Z-xxxx-2-0-2, 2-N-xxx-S-xxxx-0-0-0, 2-N-xxx-R-xxxx-2-0-2). Mają one nieznacznie mniejszą nośność od połączeń z 6 łącznikami w środku, ale nakład pracy na ich wykonanie jest mniejszy. W tej grupie na wyróżnienie zasługuje blacha fałdowa ze wzmocnieniem od strony ścisanej 2-N-xxx-S-xxxx-0-0-0, (tabl. 5.9). Ten sposób wzmocnienia nie wymaga stosowania żadnych łączników oprócz łączników szepnych zapobiegających przesuwaniu się elementu wzmacniającego podczas montażu i eksploatacji. Jednocześnie wzmocnienie to zapewnia wzrost nośności konstrukcji 60÷86% ( $\gamma_w = 1.60 \div 1.86$ ) i podobnie jak w przypadku reszty rozwiązań nie gwarantuje znacznego wzrostu sztywności konstrukcji ( $\alpha_w = 1.00 \div 1.07$ ).

## 5.6. Podsumowanie

Zaproponowano procedurę kompleksowej analizy wyężenia i szacowania nośności granicznej lokalnie wzmocnionych wieloprzęsłowych blach fałdowych. Zastosowano w niej nieklasyczną Metodę Elementów Skończonych zapewniającą zbieżność rozwiązania analogiczną do energetycznej metody Ritz'a oraz algorytmy pozwalające na analizę blach fałdowych o dowolnej ilości przęseł, sposobie wzmocnienia, warunkach podparcia i obciążenia. Na tej podstawie w środowisku Mathematica 5.1 zbudowano odpowiednie programy komputerowe. W celu sprawdzenia modelu obliczeniowego przeprowadzono analizy badanych doświadczalnie modeli blach fałdowych. Uzyskano bardzo dobrą zbieżność teoretycznego oszacowania obciążenia granicznego i ugięć z rezultatami badań dwuprzęsłowej blachy fałdowej 2-N-290-Z-0.155-2-1-2. Dzięki tej metodzie uzyskano możliwość analizy zagadnień, które nie są uwzględniane w analizie klasycznej. W klasycznej analizie uwzględnia się, jedynie zmienną po wpływie wyężenia sztywność na długości ustroju. Zaproponowana metoda dodatkowo umożliwia uwzględnienie wzajemnego oddziaływania (zakleszczania) arkuszy blach fałdowych w strefie wzmocnienia (nieliniowa warstwa sprężysta) oraz nieliniowej podatności połączeń. W przypadku niewzmocnionych blach fałdowych procedura ta umożliwia określenie ŚRS i odwzorowanie dokładnego rozkładu sztywności na długości konstrukcji istotnego w ocenie ugięć.

Opracowana autorska metoda umożliwiła również przeprowadzenie parametrycznej analizy lokalnie wzmocnionych dwuprzęsłowych blach fałdowych. Ich celem było określenie optymalnego sposobu wzmocnienia blach fałdowych (rodzaju wzmocnienia, długości strefy wzmocnienia, liczby i rozmieszczenia łączników). W wyniku tych analiz stwierdzono, że optymalne rozwiązanie wzmocnienia zależy dodatkowo od rozpiętości przęseł. Taki wynik potwierdza silną nieliniowość badanego zagadnienia. Na podstawie analiz stwierdzono, że optymalne są wzmocnienia o minimalnej liczbie łączników. Ukształtowane w ten sposób konstrukcje mają porównywalną sztywność i tylko nieznacznie mniejszą nośność od rozwiązań z 6 łącznikami w środku. Natomiast ich wykonanie jest mniej pracochłonne.

Przeprowadzono również analizy wrażliwości wzmocnionych blach fałdowych na zmianę parametrów: zmiany sztywności na długości ustroju, zmiany podatności łączników i sztywności warstwy sprężystej. Analizy te umożliwiły wyjaśnienie zadowalającej dokładności modelu obliczeniowego w ocenie nośności i ugięć wzmocnionych blach fałdowych.

Na uwagę zasługuje fakt, iż zaproponowany nowatorski model teoretyczny analizy lokalnie wzmocnionych blach fałdowych umożliwia badanie wyężenia niekonwencjonalnych, „samozakleszczających” się połączeń odkształcalnych.

## 6. Podsumowanie rozprawy

1. W pracy zaprezentowano nowatorski i skuteczny sposób zwiększania nośności, wieloprzęsłowych blach fałdowych w wyniku lokalnego wzmocnienia ich stref podpór pośrednich. Zaproponowanie modelu obliczeniowego kompleksowo ujmującego problem wyężenia i badanych konstrukcji było trudne ze względu na interakcyjne oddziaływanie wielu czynników wpływających na zachowanie ustroju. Czynniki te można podzielić na dwie zasadnicze grupy. Pierwszą z nich są zagadnienia związane ze statyką wzmocnionych blach fałdowych, do których można zaliczyć cienkościenny charakter przekroju blach fałdowych (redukcja sztywności pod wpływem wyężenia), współpracę przekrojów w strefie wzmocnienia (tarcie, zakleszczanie), podatność połączeń. Drugą grupę stanowią zagadnienia nośności przekroju zdwojonego: na zginanie  $M_R$ , docisk  $F_R$  i ścinanie  $V_R$  oraz w interakcyjnych stanach wyężenia ( $M-F$ ,  $M-V$ ). Należy podkreślić, iż dotychczas nie zajmowano się lokalnie wzmocnionymi blachami fałdowymi. W literaturze można spotkać jedynie rozwiązania dotyczące płatwi z kształtowników giętych na zimno łączonych na zakład. Jednak w tych konstrukcjach nie występują specyficzne zagadnienia wyężenia dociskowego i zakleszczania się kształtowników w strefie podporowej. W tym świetle zaproponowane w rozprawie procedury obliczeniowe są nowatorskimi dokonaniem w dziedzinie wiedzy dotyczącej badania stanów granicznych lokalnie wzmocnionych konstrukcji cienkościennych podlegających dociskowi w strefie podpór pośrednich.
2. Zagadnienia lokalnie wzmocnionych blach fałdowych badano trzema metodami. Przeprowadzono badania doświadczalne nośności granicznej niewzmocnionych (21 modeli) i wzmocnionych blach fałdowych (36 modeli). Zbudowano powłokowy model numeryczny MES w systemie ABAQUS uwzględniający wzajemne tarcie arkuszy blach fałdowych w strefie wzmocnienia i nieliniowy sprężysto-idealnie plastyczny model materiału. Opracowano także, teoretyczny model prętowy analizy stref podpór pośrednich badanych ustrojów, dla którego podano nieliniowe równania różniczkowe czwartego rzędu. Jednak ze względu na brak możliwości analitycznego rozwiązania skomplikowanych równań do analizy zagadnienia opracowano program komputerowy wykorzystujący autorską nieklasyczną Metodę Elementów Skończonych. Podejście to umożliwia kompleksowe ujęcie problemu jednocześnie zapewnia wraz z rosnącą dyskretyzacją modelu zbieżność rozwiązania identyczną jak w metodzie Ritz'a. W modelu teoretycznym dowolnie definiuje się: ilość przęseł ustroju, sposób wzmocnienia, warunki brzegowe i obciążenia, podatność łączników, sztywność zakleszczania blach fałdowych, nośności przekroju  $M_R$ ,  $V_R$ ,  $F_R$ , formuły interakcyjnej nośności  $M-F$ ,  $M-V$ , zanikającą sztywność przekroju. W celach weryfikacji modelu analitycznego przeprowadzono analizy około 57 modeli niewzmocnionych i wzmocnionych blach fałdowych przebadanych wcześniej doświadczalnie i numerycznie MES.
3. Rezultaty analiz lokalnie wzmocnionych blach fałdowych uzyskane numerycznie MES oraz teoretycznie porównano z wynikami badań doświadczalnych. W przypadku szacowania obciążenia granicznego według MES otrzymano  $F_{mes}/F_{exp} = 0.88 \div 1.27$ , dla modelu teoretycznego zaś  $F_{teo}/F_{exp} = 0.81 \div 1.19$ . W przypadku oszacowania ugięć MES i model teoretyczny dawały podobne do siebie wyniki, a nachylenia ich ŚRS były zbliżone do nachylenia ŚRS modeli badanych doświadczalnie. Przy czym wartości ugięć oszacowane i pomierzone w badaniach różniły się ze względu na dopasowywanie się blach fałdowych oraz zakleszczenie podczas cykli wstępnych obciążeń (pozostawały nawet ugięcia trwałe). Jednak w wyniku porównań stwierdzono wystarczającą, do celów inżynierskich, dokładność modeli MES i teoretycznego w szacowaniu nośności i ugięć wzmocnionych blach fałdowych.
4. Przeprowadzono również analizy teoretyczne lokalnie wzmocnionych (około 150 modeli), dwuprzęsłowych blach fałdowych obciążonych równomiernie. Na podstawie wyników tych

analiz można stwierdzić, iż ekonomicznie optymalnym sposobem wzmacniania badanego typu konstrukcji jest stosowanie dodatkowego arkusza blachy fałdowej w miejscu podpory pośredniej przyłożonego od strony włókien ściskanych (tzn. między blachą a podporą). Przy czym w takich ustrojach można nie stosować żadnych łączników oprócz szepnych, zabezpieczających przed zmianą położenia elementu wzmacniającego w fazie montażu czy eksploatacji. W przypadku blach łączonych na zakład optymalnym rozwiązaniem uciążlenia jest zastosowanie 4 łączników w środku (po 2 na końcach strefy wzmocnienia). Podobne rozwiązanie proponuje się w przypadku wzmocnienia blach fałdowych na podporze dodatkowym arkuszem od strony włókien rozciąganych. Wówczas również wystarczają 4 łączniki tj. po 2 na końcach strefy wzmocnienia. Przedstawione wyżej sposoby wzmacniania zapewniają wzrost nośności ustroju o 58÷90% przy optymalnych długościach stref wzmocnienia  $a_w = 0.10 \div 0.16 l_w$ . Cechą tych konstrukcji jest praktycznie nieznaczny wzrost sztywności po ich wzmocnieniu tzn. nie następuje istotne zmniejszenie ugięć. Należy jednak zaznaczyć, iż sformułowane wnioski nie muszą być prawdziwe dla blach fałdowych o innych przekrojach czy grubości ścianek niż analizowane kształtownik T55/188/0.75.

5. Badania wrażliwości wyników analiz na zmianę sztywności konstrukcji, zmianę sztywności połączeń oraz zmianę sztywności warstwy sprężystej wyjaśniły uzyskiwaną dobrą zbieżność oszacowań według modelu teoretycznego z wynikami badań doświadczalnych. W analizach odnotowano, iż zmiana sztywności warstwy sprężystej czy sztywności połączeń ma nieznaczny wpływ na wyniki oszacowań nośności i ugięć wzmocnionych blach fałdowych. Nawet błąd rzędu 10% w określeniu wartości tych parametrów powoduje jedynie 0.4% zmianę wyników analiz.
6. Stosowanie w praktyce zaproponowanego modelu teoretycznego nie będzie stwarzać problemów ze względu na zaimplementowanie algorytmu w postaci programu komputerowego. Kłopotliwe może być wyznaczanie charakterystyk sztywnościowych warstwy sprężystej opisującej wzajemne oddziaływanie blach fałdowych w strefie wzmocnienia. Jednak jeśli wzmocnione blachy fałdowe upowszechnią się w budownictwie to w interesie producentów blach fałdowych będzie podawanie niezbędnych charakterystyk do wymiarowania tych konstrukcji. Charakterystyki te z pewnością będą określane indywidualnie dla każdego przekroju w sposób doświadczalny lub numerycznie MES.
7. W rozprawie doktorskiej zostały rozwiązane następujące zagadnienia naukowe: zidentyfikowano doświadczalnie i numerycznie nośności graniczne i mechanizmy zniszczenia ustroju, zaproponowano modele i schematy ich analizy, opracowano autorską metodę oceny wyteżenia i stanów granicznych badanych konstrukcji cienkościennych, wyznaczono optymalne parametry ich wzmocnień. W dysertacji sformułowano i udowodniono 4 tezy naukowe. Teza nr 1: *Lokalne wzmocnienie stref podpór pośrednich wieloprzęsłowych blach fałdowych powoduje zdecydowanie większy wzrost nośności ustroju niż jego sztywności.* Tezę tę potwierdziły wyniki badań doświadczalnych i analiz teoretycznych. Badania doświadczalne pokazują, iż wzrost nośności konstrukcji w skutek jej wzmocnienia (rys. 5.21) jest około 50% większy od wzrostu jej sztywności. Teza nr 2: *Ocena wytrzymałości i zachowania się w stanach granicznych wzmocnionych blach fałdowych wymaga uwzględnienia w analizie ściśle ze sobą powiązanych statyki konstrukcji oraz sztywności i nośności lokalnie zdwojonych przekrojów w interakcyjnych stanach wyteżeń.* W przypadku badanych konstrukcji niezależna analiza statyczna i wytrzymałościowa (stosowana np. dla niewzmocnionych blach fałdowych) prowadzi do błędnego oszacowania ich bezpieczeństwa. Tezę tę potwierdziły badania doświadczalne i analizy według modelu teoretycznego, który uwzględnia jednocześnie działanie wymienionych w tezie czynników i jednocześnie wykazały zadowalającą zbieżność oceny wyteżeń analizowanych ustrojów z wynikami badań doświadczalnych. Teza nr 3: *Tarcie i zakleszczanie blach fałdowych w strefie lokalnego wzmocnienia ma istotny wpływ na wyteżenie konstrukcji i jej połączeń, a także nośność graniczną ustroju.* Powyższą



tezę potwierdziły wyniki badań doświadczalnych i analiz numerycznych modeli z dodatkowym wzmocnieniem od strony ściskanej w strefie podpory pośredniej, ale bez łączników. Ustroje te wykazywały porównywalną nośność i sztywność co konstrukcje z kompletem łączników. Teza nr 4: *Wyteżenie łączników zespalających środki blach fałdowych w strefie wzmocnienia nie może być opisane klasycznym modelem stosowanym w analizie połączeń zakładkowych obciążonych momentem zginającym.* Tezę tę potwierdziło porównanie wartości sił wewnętrznych w łącznikach oszacowanych według modelu klasycznego i wyznaczonych według zaproponowanego modelu teoretycznego. Model klasyczny średnio zawyżał wyteżenie łączników o 46%. Można to wytłumaczyć nieuwzględnieniem zakleszczania blach fałdowych w strefie wzmocnienia, które to przenosi znaczną część wyteżeń.

8. Wykonane analizy badanego typu blach fałdowych pozwoliły przyjąć praktyczne uogólnienia i wskazówki:
  - a) Analizowane w pracy sposoby lokalnego wzmocnienia (na zakład, od dołu, od góry) wieloprzęsłowych blach fałdowych zapewniają porównywalny wzrost nośności i sztywności konstrukcji.
  - b) Najkorzystniejsze są rozwiązania wzmocnienia blach fałdowych z minimalną liczbą łączników.
  - c) W przypadku analizowanych modeli siły ścinające łączniki  $\leq 1$  kN.
  - d) Przyjmując długość wzmocnienia dwuprzęsłowej blachy fałdowej  $a_w \geq 0.12l_w$  uzyskuje się co najmniej 50% wzrost nośności konstrukcji w stosunku do dwuprzęsłowego ustroju niewzmocnionego. Jednocześnie można przyjąć, że nie wzrasta istotnie sztywność konstrukcji.
  - e) Zaproponowany model analityczny zapewnia stosunkowo krótki czas obliczeń konstrukcji, zadowalającą dokładność analiz oraz kompleksowe informacje o wyteżeniu i zachowaniu się lokalnie wzmocnionych blach fałdowych.
  - f) Sił w łącznikach nie można szacować według klasycznego modelu wyznaczania wyteżenia zakładkowych połączeń śrubowych obciążonych momentem zginającym.

Wiele wniosków szczegółowych podano w poszczególnych rozdziałach pracy.

## Literatura

- [1] ABAQUS Version 6.5 Documentation, ABAQUS/CAE User's Manual.
- [2] ABAQUS Version 6.5 Documentation, Analysis User's Manual vol. I÷VI.
- [3] ABAQUS Version 6.5 Documentation, Example Problems Manual.
- [4] ABAQUS Version 6.5 Documentation, Getting Started with ABAQUS.
- [5] ABAQUS Version 6.5 Documentation, Theory Manual.
- [6] American Iron and Steel Institute. Specification for the design of cold-formed steel structural members, 1996 ed.
- [7] Andersson T., Bergfors A., *Upplagstryckets inverkan pa brottlasten hos trapetsprofilerad plat, Examnarbeite i Stalbyggnad*, Stockholm, K.T.H., 1973.
- [8] Baher R., Fick K., *Berechnung und Bemessung von Trapezprofilen – mit Erläuterungen zur DIN 18807*, Karlsruhe 1982.
- [9] Bähr G., *Eine einfache Abschätzung der aufnehmbaren Endauflagerkräfte von Stahl-Trapezblechprofilen*, Die Bautechnik, 11/1978, p. 388-390.
- [10] Bakker M.C.M., Pekoz T., *The finite element method for thin-walled members – basic principles*, Thin-Walled Structures 41 (2003), p. 179-189.
- [11] Bakker M.C.M., *Web Crippling of Cold-Formed Steel Members*, Dissertation Eindhoven University of Technology, The Netherlands, ISBN 90-386-0122-0, 1992.
- [12] Biegus A., Czepizak D., *Analiza efektywności wzmocnionych blach faldowych*, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej 84. Seria: Konferencje 32. IV Konferencja Naukowo-Techniczna Budownictwo w Energetyce, Wrocław 2004.
- [13] Biegus A., Czepizak D., *Analiza parametryczna wytyżenia wzmocnionych wieloprzęsłowych blach faldowych*, XLIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2003.
- [14] Biegus A., Czepizak D., *Analiza porównawcza modeli wytyżenia wzmocnionych blach faldowych*, XLVII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2001.
- [15] Biegus A., Czepizak D., *Analiza statyczna wzmocnionych blach faldowych*, X Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Metalowe – Gdańsk 2001.
- [16] Biegus A., Czepizak D., *Badania interakcyjnej nośności zginanych i dociskanych przekrojów blach faldowych*, LI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2005.
- [17] Biegus A., Czepizak D., *Badania nośności granicznej dwuprzęsłowych wzmocnionych blach faldowych*, XLVIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2002.
- [18] Biegus A., Czepizak D., Mądry D., *Eksperymentalno-analityczne projektowanie wzmocnionych konstrukcji cienkościennych*, Konferencja Badania Materiałów Budowlanych i Konstrukcji Inżynierskich, Wrocław 2004.
- [19] Biegus A., Czepizak D., *Nośność plastyczna wieloprzęsłowych konstrukcji o przekrojach cienkościennych*, LI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2005.
- [20] Biegus A., Czepizak D., *Projektowanie dwu- i trzyprzęsłowych uciąglonych blach faldowych*, Przegląd Budowlany, Nr 11/2003.
- [21] Biegus A., Czepizak D., *Static analysis of two-span strengthened corrugated sheets*, Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XXIV, No. 1 – 2, 2002.
- [22] Biegus A., Czepizak D., Stojewski T., *Analiza wieloprzęsłowych konstrukcji cienkościennych z uwzględnieniem ich nośności plastycznej*, VII Sympozjum z cyklu Nowe Osiągnięcia Nauki i techniki w Budownictwie, Kształtowanie Konstrukcji Konstrukcje Cięgnowe Konstrukcje z Blach Faldowych, Rzeszów 2005.
- [23] Biegus A., Gierczak J., *Nośność graniczna zginanych blach faldowych*, Inżynieria i Budownictwo Nr 10/90.
- [24] Biegus A., Gierczak J., *Nośność statycznie niewyznaczalnych zginanych blach faldowych*, IX International Conference on Metal Structures, Poland, Kraków 1995.
- [25] Biegus A., Kowal Z., *Elastic load-bearing capacity of corrugated sheet bent by concentrated load*, European Workshop Thin-Walled Steel Structures, Krzyżowa, Poland 1996.
- [26] Biegus A., *Lokalnie wzmocnione blachy faldowe*, Inżynieria i Budownictwo Nr 2/2001.
- [27] Biegus A., Mądry D., *Metodologia badań doświadczalnych nośności zginanych blach faldowych*, II Konferencja Naukowa Badania Nośności Granicznej Konstrukcji Metalowych, Zakład Konstrukcji Metalowych Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej oraz SKM KILiW PAN, Karpacz 2001.
- [28] Biegus A., *Nośność graniczna stalowych konstrukcji prętowych*, PWN, Warszawa 1997.
- [29] Biegus A., *Nośność graniczna ściskanych blach faldowych*, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej 38, Seria: Monografie 18, Wrocław 1983.
- [30] Biegus A., *Nośność graniczna zginanych prętów cienkościennych*, Konstrukcje Metalowe, VIII Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna, SKM KILiW PAN i KKM ZG PZITB, Gdańsk 1989.

- [31] Biegus A., *Projektowanie uciągłonych wieloprzęsłowych blach faldowych*, Konstrukcje Stalowe, czerwiec 2001, Nr 4(48).
- [32] Biegus A., *Stalowe budynki halowe*, Arkady, Warszawa 2003.
- [33] Bródka J., Garncarek R., Miłaczewski K., *Blachy faldowe w budownictwie stalowym*, Arkady, Warszawa 1999.
- [34] Bródka J., Łubiński M., *Lekkie konstrukcje stalowe*, Arkady, Warszawa 1971.
- [35] Brzoska Z., *Statyka i stateczność konstrukcji prętowych i cienkościennych*, PWN, Warszawa 1965.
- [36] Brzoska Z., *Wytrzymałość materiałów*, PWN, Warszawa 1979.
- [37] BS 5950-5:1995 Structural use of steelwork in building. Part 6. Code of practice for design of light gauge profiled steel sheeting.
- [38] BS 5950-5:1998 Structural use of steelwork in building. Part 5. Code of practice for design of cold formed thin gauge sections.
- [39] Chung K.F., Ho H.C., *Deformation characteristic of lapped connections between cold-formed steel purlins of Z sections*, Proceedings of Advances in Structures-Steel, Concrete, Composite and Aluminum, 23-25 June 2003, Sydney, Australia, p. 281-188.
- [40] Chung K.F., Ho H.C., *Design development for purlin systems using cold-formed steel Z sections*, World-wide Codified Design and Technology in Steel Structures 2004.
- [41] Chung K.F., *Investigations into cold-formed steel structures with Bolted moment connections*, International Symposium on Cold-Formed Metal Structures, 10 December 2004, Hong Kong.
- [42] Davies J.M., Jiang C., *Design procedures of profiled metal sheeting and decking*, Thin-Walled Structures Vol 27, No. 1, pp. 43-53, 1997.
- [43] Davies J.M., Jiang C., Liu Y.J., *Web Crippling in Trapezoidally Profiled Sheetting and Decking*, Proceedings Eurosteel 1999, May 26-29, 1999, Praha, Czech Republic.
- [44] Davies J.M., *Modeling analysis and design of thin-walled steel structures*, In Makelain P., Hassien P., editors, Light-weight steel and aluminum structures ICSAS 99, Espoo, Finland, Elsevier 1999: 3-18.
- [45] DIN 18800 Structural steelwork. Part 1. Design and construction.
- [46] DIN 18807 Trapezprofile im Hochbau. Stahltrapezprofile. Tile 1÷3.
- [47] *Direct Strength Method Design Guide., Design Guide CFX-X* August 2004., Committee on Specifications for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute.
- [48] *Direct Strength Method of cold-formed steel design. Commentary., Draft - December, 2002.*
- [49] Drwal G., Grzymkowski R., Kapusta A., Słota D., *Mathematica 4*, Wydawnictwo Pracowni Komputerowej Jacka Skalmierskiego, Gliwice 2000,
- [50] EN 1993-1-3:1996 Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting.
- [51] EN 1993-1-3:20xx Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting, 2002.
- [52] Florprofile. Tabele dopuszczalnych obciążeń blach, kaset i płatwi Z. Blachy łukowe. Katalog techniczny. Aprobata techniczna.
- [53] Gao Y., *Nonlinear elastic beam theory with application in contact problems and variational approaches*, Mechanics Research Communications, Vol. 23, No. 1, pp. 11-17, 1996.
- [54] Gierczak J., *Nośność graniczna płyty faldowej zginanej poprzecznie oraz ściskanej i ścinanej tarczowo*, Rozprawa doktorska, Wrocław 1996.
- [55] Głabisz W., *Mathematica w zagadnieniach mechaniki konstrukcji*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2003.
- [56] Gwóźdź M., Suchodoła M., *Badania eksperymentalne nośności granicznej stalowych blach łukowych*, Konstrukcje Stalowe nr 3/2005, s. 26-28.
- [57] Hancock G.J., *Cold-formed steel structures*, Journal of Constructional Steel Research 59 (2003), p. 473-487.
- [58] Ho H.C., Chung K.F., *An experimental investigation into lapped moment connections between Z sections.*
- [59] Ho H.C., Chung K.F., *Practical design of cold-formed steel Z sections with lapped connections*, Advances in Steel Structures Vol. 1, Elsevier 2002.
- [60] Ho H.C., Chung K.F., *Structural analysis on lapped moment connections between cold-formed steel Z sections*, The 2<sup>nd</sup> International Conference on Structural Stability and Dynamics, Singapore 2002.
- [61] Hofmeyer H, Kerstens J.G.M., Snijder H.H., Bakker M.C.M., *Combined web crippling and bending moment failure of first-generation trapezoidal steel sheeting*, Journal of Constructional Steel Research 58 (2002) 1509-1529.
- [62] Hofmeyer H, Kerstens J.G.M., Snijder H.H., Bakker M.C.M., *New prediction model for failure of steel sheeting subject to concentrated load (web crippling) and bending*, Thin-Walled Structures 39 (2001) 773-796.
- [63] Hofmeyer H., *Cold-formed steel examples to the theory and finite element implementation of plasticity*, 17<sup>th</sup> International Speciality Conference on Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel De-

- sign and Construction, November 4-5 2004, Orlando, Florida, USA.
- [64] Hofmeyer H., *Combined web crippling and bending moment failure of first-generation trapezoidal steel sheeting*, Doctor thesis, 2000.
- [65] Hofmeyer H., Kaspers M., Snijder H.H., Bakker M.C.M., *Ultimate failure behaviour of second-generation sheeting subjected to combined bending moment and concentrated load*, 17<sup>th</sup> International Speciality Conference on Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Design and Construction, November 4-5 2004, Orlando, Florida, USA.
- [66] Hofmeyer H., Kerstens J.G.M., Snijder H.H., Bakker M.C.M., *New research directions in flexural member failure at an interior support (interaction of web crippling and bending moment)*, European Workshop Thin-Walled Steel Structures, Krzyżowa, Poland 1996.
- [67] Hofmeyer H., *Report on combined web crippling and bending moment failure of first-generation trapezoidal steel sheeting*, Report TUE-BCO-00-09, 2000.
- [68] Kacner A., *Pręty i płyty o zmiennej sztywności*, PWN, Warszawa 1969.
- [69] Kallsner B., *Post-buckling behaviour and load-carrying capacity of thin-walled box and hat-sections beams*, Report TVBK, Lund, Sweden, 1997.
- [70] Karczewski J., Miłaczewski K., *Wpływ sposobu podparcia na nośność blach faldowych*, Sympozjum Blachy Faldowe Zastosowania i Rozwiązania, Rzeszów 1995.
- [71] Karczewski J., Miłaczewski K., *Wykorzystanie linii załomów w szacowaniu nośności blachy trapezowej*, XL Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1994.
- [72] Keulers A.J.C., *Buigproeven en Interactieproeven. Een vergelijking van proefresultaten met de ECCS-81 interactiecurve, waarbij deze curve gebaseerd is op testwaarden voor  $M_d$  en  $R_d$ , i.p.v. op volgens de ECCS-81 berekende waarden*. Report THE171 BKO-S-81-01, Eindhoven University of Technology, Department of Structural Design, The Netherlands, 1981.
- [73] Keulers A.J.C., *Report of the results concerning the effect of the load bearing length on the failure load of a cold-formed steel sheet at an internal support, (Web-Crippling)*, Including a comparison of the test results with the provisional ECCS recommendations (80-02-15) concerning this subject, Report THE-BKO-S-80-2, Eindhoven University of Technology, Department of Structural Design, The Netherlands, 1980.
- [74] König J., *Transversally loaded thin-walled C-shaped panels with intermediate stiffeners*, Stockholm 1978.
- [75] Kowal Z., *Wybrane działy z konstrukcji metalowych. Część III*, Wrocław 1975.
- [76] Kozłowski T., *Zarys teorii sprężystości*, Arkady, Warszawa 1968.
- [77] LaBoube R.A., Yu W.W., Deshmukh S.U., Uphoff C.A., *Crippling capacity of web elements with openings*, Journal of Structural Engineering, February 1999.
- [78] Landolfo R., Mazzolani, F.M., *Ultimate Behaviour of Trapezoidal Steel Sheets in Bending*, Proceedings 12<sup>th</sup> International Speciality Conference on Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Design and Construction, October 18-19, 1994, St. Louis, Missouri, USA.
- [79] Landolfo R., Mazzolani, F.M., *Comportamento flessionale di lamiera grecate in acciaio: analisi sperimentale*, Construzioni Metalliche 29, N. 1 Gennaio- Febbraio 1995.
- [80] Lee C.K., Wu G.J., *Shear lag analysis by the adaptive finite element method. 1. Analysis of simple plated structures*, Thin-Walled Structures 38 (2000), p. 285–309.
- [81] Lee C.K., Wu G.J., *Shear lag analysis by the adaptive finite element method. 2. Analysis of complex plated structures*, Thin-Walled Structures 38 (2000), p. 311–336.
- [82] Lertsima C., Chaisomphob T., Yamaguchi E., *Stress concentration due to shear lag in simply supported box girders*, Engineering Structures 26 (2004), p. 1093–1101.
- [83] Lindner J., Shin T.S., *Interaction between Flexural Buckling and Plate Buckling on the Web Crippling Capacity of Trapezoidal Sheeting*, Conference Proceedings of the Second International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures CIMS, September 5-7, 1996, Liege, Belgium.
- [84] Luo Q.Z., Tang J., Li Q.S., *Shear lag analysis of beam-columns*, Engineering Structures 25 (2003), p. 1131–1138.
- [85] Luo Q.Z., Wu Y.M., Tang J., Li Q.S., *Experimental studies on shear lag of box girders*, Engineering Structures 24 (2002) 469–477.
- [86] Marguerre K., *Zur Theorie der gekrümmter Platte grosser Formänderung*, Proc. Fifth. Int. Congress Appl. Mech., p. 93, 1938.
- [87] Murray N.W., *Introduction to the Theory of Thin-Walled Structures*, Oxford Engineering Science Series 13, Clarendon Press Oxford, 1985.
- [88] Park M.S., Lee B.C., *Prediction of Mode Parameters and Moment-Rotation Curves for Crushed Thin-Walled Trapezoidal Tubes in Bending*, Journal of Applied Mechanics 63, 1996, p. 453-459.
- [89] Planja. Tabele dopuszczalnych obciążeń blach faldowych.
- [90] PN-90/B-03200. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [91] PN-B-03207:2002. Konstrukcje z kształtowników i blach profilowanych na zimno. Projektowanie i wy-

- konanie.
- [92] PN-B-06200:2002 Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe.
- [93] PN-EN 10002-1:2004 Metale. Próba rozciągania. Część 1: Metoda badania w temperaturze otoczenia.
- [94] PN-EN 10051 + A1:1999 i PN-EN 10051 + A1:1999/Ap1:2003 Stal. Blacha gruba, blacha cienka i taśma, walcowane na gorąco w sposób ciągly, niepowlekane, ze stali niestopowej i stopowej. Tolerancje wymiarów i kształtu.
- [95] PN-EN 10143:1997 Stal. Taśmy i blachy powlekane ogniowo w sposób ciągly powłokami metalicznymi. Tolerancje wymiarów i kształtu.
- [96] PN-EN 508-1:2003 Wyroby do pokryć dachowych z metalu. Charakterystyka wyrobów samonośnych z blachy stalowej, aluminiowej lub ze stali odpornej na korozję – Część 1: Stal.
- [97] *Poimu Program for dimensioning load-bearing sheets. User's guide v. 3.00.*, Rautaruukki OYJ 2001.
- [98] Pokharel N., Mahendran M., *Design of profiled sandwich panels subject to local buckling effects*.
- [99] Prokic A., *New finite element for analysis of shear lag*, Computers and Structures 80 (2002) 1011–1024,
- [100] Rasmussen K., Hossain M.S., *Design of Slender Angle Section Beam-Columns by the Direct Strength Method*, Research Report No. R838, Department of Civil Engineering, Sydney, Australia, May 2004.
- [101] Reddy J.N., Wang C.M., Lee K.H., *Relationships between bending solutions of classical and shear deformation beam theories*, International Journal of Solids and Structures Vol. 34, No. 26, p. 3373-3384, 1997.
- [102] Reinsch W., *Das Kantenbeulen zur rechnerischen Ermittlung von Stahltrapezblechträger*, dissertation D17, Technische Hochschule Darmstadt, Germany, 1983.
- [103] Rhodes J., Hash D., *An investigation of web crushing behaviour in thin-walled beams*, Thin-Walled Structures 32 (1998), p. 207-230.
- [104] Rhodes J., Nash D., Macdonald M., *An Examination of Web Crushing in Thin-Walled Beams*, Proceedings Light-Weight Steel and Aluminium Structures, Fourth International Conference on Steel and Aluminium Structures, Mäkeläinen, P; Hassinen, P., 20-23 June 1999, Espoo, Finland, p. 795-802.
- [105] Richtlijnen voor de berekening van Stalen Dakplaten-RSD 1974, Dumebo en Staalbouwkundig Genootschap, The Netherlands, 1974.
- [106] Rockey K.C., Evans H.R., *The behaviour of corrugated flooring systems*, Thin Walled Steel Structures: Their design and use in buildings. Ed by K.C. Rockey and Harold V Hill, p. 236-258, 1969.
- [107] *ROIK Vorlesungen uber Stahlbau Gruntlagen*, Berlin 1978.
- [108] Romano F., *Deflections of Timoshenko beam with varying cross-section*, International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 38, Nos. 8-9, pp. 1017-1035, 1996.
- [109] Rusch A., Lindner J., *Remarks to the Direct Strength Method*, Thin-Walled Structures 39 (2001) 807-820.
- [110] Rusiński E., *Metoda elementów skończonych. System Cosmos/M*, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1994.
- [111] Rykaluk K., *Konstrukcje stalowe. Podstawy i elementy.*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2001.
- [112] Sadef. Katalogi płatwi, belek stropowych, szczegóły konstrukcyjne.
- [113] Samanta A., Mukhopadhyay M., *Finite element static and dynamic analyses of folded plates*, Engineering Structures 21 (1999), p. 277-287.
- [114] Santaputra C., *Eighth progress report, Design of Automotive Structural Components using High Strength Sheet Steels, Web Crippling of Cold Formed Steel Beams*, Civil Engineering Study 86-1, Structural Series, University of Missouri-Rolla, Department of Civil Engineering, 1986.
- [115] Schafer B., *Design Manual for Direct Strength Method of cold-formed steel design*, prepared for: American Iron and Steel Institute - Committee on Specifications, Draft - January 7, 2002.
- [116] Schafer B.W., Pekoz T., *Direct Strength Prediction of Cold-Formed Steel Members Using Numerical Elastic Buckling Solutions*, Proceedings 14<sup>th</sup> International Specialty Conference on Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Design and Construction, 15-16 October, 1998, St. Louis, Missouri, USA.
- [117] Schafer B.W., Pekoz T., *The behavior and design of longitudinally stiffened thin-walled compression elements*, Thin-Walled Structures Vol. 27, No 1, p. 65-78, 1997.
- [118] Sharp M.L., *Behaviour of plates under partial edge loading*, Steel Structures Proceedings, Structures Congress 1989, San Francisco, ASCE, 1989.
- [119] Sharp M.L., *Design parameters for web crippling of thin-walled members*, report No. 57-90-21, Alcoa laboratories, 1990.
- [120] Sokol L., *Some specific aspects of elastic-plastic behaviour of profiled steel sheeting and decking*, Thin-Walled Structures Vol 29, Nos. 1-4, p. 101-112, 1997.
- [121] *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members.*, Attachment A, Attachment B, *Commentary on Appendix 1., Design of Cold-Formed Steel Structural Members with the Direct Strength*

- Method.*, 2004 Edition, American Iron and Steel Institut.
- [122] Studnicka J., *Web crippling of wide deck sections, Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Design and Construction*, Edited by W.W. Yu and R.A. Laboube, Rolla, University of Missouri-Rolla, Department of Civil Engineering, 1990.
- [123] Talja A. *Design of cold-formed HSS channels for bending and eccentric compression., Bending in the plane of symmetry*, VTT Research Notes 1403, Technical Research Centre of Finland, Espoo, 1992.
- [124] Timoshenko S., Goodier J.N., *Teoria sprężystości*, Arkady, Warszawa 1962.
- [125] Timoshenko S., Woinowsky-Krieger S., *Teoria płyt i powłok*, Arkady, Warszawa 1962.
- [126] Timoshenko S.P., Gere J.M., *Teoria stateczności sprężystej*, Arkady, Warszawa 1963.
- [127] Toma A., Stark J.W.B., *II. Vrij opgelegde platen op twee steunpunten zonder dimpels*, Onderzoek geprofileerde stalen dakplaten, werkrapport van de werkgroep S.G.-T.C. 16 "Onderzoek van stalen dak- en gevelplaten", Instituut TNO voor bouwmaterialen en bouwconstructies, rapport nr BI-73-75, Opdr. nr 05.3.11.260, September 1973.
- [128] Toma A., Stark J.W.B., *III. Twee veldsplaten zonder dimpel*, Onderzoek geprofileerde stalen dakplaten, werkrapport van de werkgroep S.G.-T.C. 16 "Onderzoek van stalen dak- en gevelplaten", Instituut TNO voor bouwmaterialen en bouwconstructies, rapport nr BI-74-37, Nr 05.3.11.261, April 1974.
- [129] Tsai Y.M., Crisinel M., *Moment redistribution in continuous profiled sheeting, Thin-walled metal structures in buildings*, IABSE proceedings, Vol. 49, p. 107-114, Zürich: IABSE-AIPC-IVBH, 1996.
- [130] Vaessen M.J., *On the elastic web crippling stiffness of thin-walled cold-formed steel members*, MSc. thesis, Eindhoven University of Technology, Department of Structural Design, The Netherlands, 1995.
- [131] Wing B.A., *Web crippling and the interaction of bending and web crippling of unreinforced multi-web cold-formed steel sections*, Master's thesis, Waterloo, University of Waterloo, 1981.
- [132] Wiseman D.L., Puckett J.A.I., *Applications of Compound Strip Method for Folded Plates with Connection Elements*, Journal of Structural Engineering 117, 1991, 268- 285.
- [133] Wu Y., Yu S., Shi C., Li J., Lai Y., Zhu Y., *Ultimate load analysis of thin-walled box beams considering shear lag effect*, Thin-Walled Structures 42 (2004), p. 1199–1210.
- [134] Yavari A., Sarkani S., Reddy J.N., *On nonuniform Euler-Bernoulli and Timoshenko beams with jump discontinuities: application of distribution theory*, International Journal of Solids and Structures 38 (2001), p. 8389-8406.
- [135] Young B., Hancock G.J., *Design of cold-formed channels subjected to web crippling*, Journal of Structural Engineering, October 2001.
- [136] Young B., Hancock G.J., *Tests of channels subjected to combined bending and web crippling*, Journal of Structural Engineering, March 2002.
- [137] Young B., Hancock G.J., *Web crippling of cold-formed unlipped channels with flanges restrained*, Thin-Walled Structures 42 (2004), p. 911-930.
- [138] Yu W.W., *Cold-formed steel design*, John Wiley & Sons, New York 2000.
- [139] Yu W.W., LaBoube R.A., *University of Missouri-Rolla research on cold-formed steel structures*, Thin-Walled Structures Vol 28, Nos. 3/4, p. 213-223, 1997.
- [140] Zetlin L., Winter G., *65<sup>th</sup> and 66<sup>th</sup> progress reports on light gauge steel beams of cold-formed steel*, unpublished, Ithaca, Cornell University, 1952.
- [141] Zienkiewicz O.C., *Metoda elementów skończonych*, Arkady, Warszawa 1972.