POLITECHNIKA KRAKOWSKA im. T. Kościuszki
Wydział Inżynierii Lądowej
INSTYTUT MECHANIKI BUDOWLI

Mgr inż. Krzysztof Kozioł

PRĘTOWE KONSTRUKCJE Z ODCIĄGAMI ANALIZA ODPOWIEDZI DYNAMICZNEJ NA OBCIĄŻENIA WYJĄTKOWE

PRACA DOKTORSKA

Promotor

Prof. dr hab. inż. Roman Ciesielski
Dr hab. inż. Krzysztof Stypuła, prof. PK

Kraków, październik 2007

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

SPIS TREŚCI

1. Wstęp.
1.1 Geneza problemu i jego opis.
1.2 Cel, zakres pracy, teza naukowa
1.3 Aktualny stan wiedzy.
1.3.1. Obciążenia normowe.
1.3.2. Obciążenia wyjątkowe.
1.3.3. Kombinacje obciążeń.
1.3.4. Modelowanie konstrukcji
1.3.5. Problem obciążeń wyjątkowych w literaturze przedmiotu.

2. Modelowanie rozważanych obciążeń.

3. Badania modeli laboratoryjnych.
3.1 Zakres badań i opis modeli.
3.2. Badania doświadczalne.
3.3. Wyniki badań doświadczalnych.
3.4. Wnioski wynikające z badań doświadczalnych

4. Analiza odpowiedzi masztu w skali naturalnej na wybrane obciążenia wyjątkowe.
4.1. Uderzenia w trzon.
4.2. Obciążenie zerwaniem pojedynczego odciągu.
4.3. Kinematyczne, nagłe przemieszczenie fundamentów trzonu.
4.4. Kinematyczne, nagłe przemieszczenie fundamentów odciągów.
4.5. Wpływy parasejsmiczne.
4.6. Nagłe odpadnięcie oblodzenia.

5. Wnioski wynikające z pracy w zastosowaniu do rzeczywistych konstrukcji.

6. Kierunki dalszych prac badawczych.

7. Spis literatury.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

1. WSTĘP

Maszty z odciągami są powszechnie stosowane w telekomunikacji do wyniesienia, nieraz na znaczne wysokości, urządzeń telekomunikacyjnych: anten radiowych i telewizyjnych, urządzeń telefonii komórkowej itp. Za ich stosowaniem przemawiają takie ich cechy jak stosunkowo mały ciężar własny konstrukcji w odniesieniu do uzyskiwanych wysokości [15, 35] (co przekłada się na relatywnie niskie koszty materiałowe) oraz stosunkowo tani montaż.

Obecnie na świecie istnieje ok. 1200 masztów [L7] o wysokości powyżej 100 m. Na uwagę zasługuje fakt, że 50 (tabl.1) tego typu obiektów zbudowano na terytorium Polski. Najwyższe zrealizowane maszty i wieże z odciągami osiągają wysokości przekraczające 600 m. Ich zestawienie zamieszczono w tablicy 2. Warto podkreślić, że do momentu katastrofy, która nastąpiła 8 sierpnia 1991 roku, najwyższym masztem na świecie był maszt Polskiego Radia w Gąbinie-Konstantynowie, była to równocześnie najwyższa konstrukcja inżynierska zrealizowana przez człowieka. Wysokość tego masztu wynosiła 646,4 m. W jego zastępstwie wybudowano dwa nowe maszty Radiowego Centrum Nadawczego w Solcu Kujawskim o wysokościach 330 m i 289 m (oba te maszty mają po pięć poziomów odciągów) – rys. 1.1.

Niewątpliwie, bezawaryjna praca masztów z odciągami ma istotny wpływ na funkcjonowanie systemów telekomunikacyjnych, stąd duże znaczenie przywiązuje się do poprawnego projektowania tych obiektów.

Rys. 1.1. Maszt o wysokości 330 m w Solcu Kujawskim

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica1. Zestawienie masztów o wysokości trzonu powyżej 100 m na terytorium Polski

Lp	Nazwa	Wysokość [m]	Miejscowość	Uwagi
1	Maszt radiowy w Konstantynowie	646,4	Konstantynów koło Gąbina	runął 08.08. 1991
2	Maszt radiowo-telewizyjny w Olsztynie	360	Olsztyn-Pieczewo	
3	Maszt radiowy w Kosztowach	355	Mysłowice - Kosztowy	
4	Maszt radiowy w Zygrach	346	Zygry	
5	Maszt radiowy w Piaskach	342	Piaski	
6	RTCN Wręczyca	340	Wręczyca Wielka	
7	Maszt radiowy w Raszynie	335	Raszyn	
8	Maszt radiowy w Krynicach k. Białegostoku	331	Krynice (woj. podlaskie)	
9	Radiowe centrum nadawcze Solec Kujawski, Maszt 1	330	Solec Kujawski	
10	Maszt radiowy w Miłkach koło Giżycka	327	Miłki	
11	Maszt radiowy w Rusinowie	320	Rusinowo	
12	Maszt radiowy w Żółwieńcu	320	Konin-Żółwieniec	
13	RTCN Limża	320	Limża	
14	RTCN Trzeciewiec	320	Trzeciewiec	
15	RTCN Chwaszczyno	317	Chwaszczyno	
16	Radiowo-Telewizyjne Centrum Nadawcze w Jemiołowie	314	Jemiołów	
17	RTCN Mikstat	300	Mikstat	
18	RTCN Łosice	297	Łosice	
19	Radiowe centrum nadawcze Solec Kujawski, maszt nr 2	289	Solec Kujawski	
20	RTCN Chorągwica	288	Chorągwica k. Krakowa	
21	RTCN Śrem	287	Góra (powiat śremski)	
22	RTCN Żagań	280	Żagań-Wichów	
23	Radiowo-Telewizyjne Centrum Nadawcze w Kołowie	267	Szczecin-Kołowo	
24	RTCN Rachocin	261	Rachocin	
25	RTCN Żórawina	260	Żórawina	
26	Maszt radiowy w Rusinowie, Maszt nr 2	234	Rusinowo	zdem.
27	Maszt radiowy w Krynicach k. Białegostoku	226	Krynice (woj. podlaskie)	
28	RTCN Gołogóra	226	Gołogóra	
29	RTCN Krzemieniucha	226	Krzemieniucha	
30	Maszt TVP Katowice	225	Katowice	zdem.
31	Transmitter Bozy Dar k. Lublina	220	Boży Dar	
32	RTCN Ryki	215	Ryki	
33	RTCN Trzciana	212	Trzciana	
34	RTCN Białogard/Sławoborze	209	Sławoborze	
35	RTCN Kozłowiec	204	Kozłowiec	
36	RTCN Chrzelice	200	Chrzelice	
37	Maszt RTV Tarnawatka	154	Tarnawatka	
38	Transmitter Heilsberg, Radio Mast	151	Lidzbark Warmiński	zdem. 1945
39	Maszt Radom	150		
40	RCN Koszęcin, MF-Maszt	138	Koszęcin	
41	RTCN Bartniki	137	Nowa Karczma	
42	RTCN Nowa Karczma	134	Nowa Karczma	
43	Poltegor Centre	125	Wrocław	zdem. 2007
44	RON Malczewskiego	123	Kraków	
45	Maszt Szczecin-Warszewo	113	Szczecin-Warszewo	
46	RCN Koszęcin, UKF-Maszt	110	Koszęcin	
47	Maszt Gorki Duze	108	Gorki Duze	
48	Maszt radiowy w Sowlanach	105	Sowlany	
49	RTCN Bozy Dar kolo Lublina	105	Bozy Dar kolo Lublina	
50	RON Przebędowo	103	Przebędowo	zdem. 1998

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 2. Zestawienie masztów o wysokości trzonu powyżej 600 m na świecie

Lp	Nazwa	Wysokość [m]	Rok Budowy	Kraj	Miasto
1	Warszawa Radiomaszt	646,4	1972	Polska	Gąbin-Konstantynów,
2	KVLY/KTHI TVast	628,8	1963	USA	Blanchard, Dakota Północna
3	KXJB Tower	627,8	1998	USA	Galesburg, Dakota Północna
4	KXTV/KOVR Tower	624,5	2000	USA	Walnut Grove, Kalifornia
5	KLDE Tower	615,1	1986	USA	Liverpool, Teksas
6	KCAU TV Tower	609,6	1965	USA	Sioux City, Iowa
7	KATV Tower	609,6	1967	USA	Redfield, Arkansas
8	WECT TV6 Tower	609,6	1969	USA	Colly Township, Karolina Płn.
9	WOI-Tower	609,6	1972	USA	Alleman, Iowa
10	Desoines Hearst-Argyle Television Tower	609,6	1974	USA	Alleman, Iowa
11	WEAU-Tower	609,6	1981	USA	Fairchild, Wisconsin
12	Diversified Communications Tower	609,6	1981	USA	Floyd Dale, Karolina Południowa
13	AFLAC Tower	609,6	1984	USA	Rowley, Iowa
14	WBTV-Tower	609,6	1984	USA	Dallas, Karolina Północna
15	Hearst-Argyle Tower	609,6	1985	USA	Walnut Grove, Kalifornia
16	WTTO Tower	609,6	1986	USA	Windham Springs, Alabama
17	WCSC-Tower	609,6	1986	USA	Awendaw, Karolina Południowa
18	KTVE-Tower	609,6	1987	USA	Bolding, Arkansas
19	WCTV Tower	609,6	1987	USA	Metcalf, Georgia
20	TV Alabama Tower	609,6	1996	USA	Windham Springs, Alabama
21	KDLT Tower	609,6	1998	USA	Rowena, Dakota Południowa
22	KMOS TV Tower	609,6	2002	USA	Syracuse Missouri
23	WRAL HDTVast	609,5	1989	USA	Auburn, Karolina Północna
24	Vertical Properties Tower Busterville	609,5	--	USA	Busterville, Teksas
25	KY3 Tower	609,4	2000	USA	Fordland Missouri
26	SpectraSite Tower Thomasville	609,4	2002	USA	Thomasville, Georgia
27	Pegasus Broadcasting Tower	609,4	w planie	USA	Metcalf, Georgia
28	CBC Real Estate Tower Auburn	609,4	w planie	USA	Auburn, Karolina Północna
29	WCKW/KSTE-Tower	609,3	1988	USA	Vacherie, Luizjana
30	American Towers Tower Elkhart	609,3	2001	USA	Elkhart, Iowa
31	Salem Radio Properties Tower	609,3	2002	USA	Collinsville, Teksas,
32	WLBT Tower	609	1999	USA	Raymond,ississipi
33	Beasley Tower	608,7	w planie	USA	Immokalee, Floryda
34	KYTV Tower 2	608,4	1973	USA	Marshfield Missouri
35	SpectraSite Tower Raymond	608,4	w planie	USA	Raymond,ississipi
36	Radio Tower Hoyt	608,38	2003	USA	Hoyt, Kolorado
37	Service Broadcasting Tower Decatur	608,1	2000	USA	Decatur, Teksas
38	WTVD Tower	607,8	1978	USA	Auburn, Karolina Północna
39	Channel 40 Tower	607,8	1985	USA	Walnut Grove, Kalifornia
40	KHYS Tower	607,2	1997	USA	Devers, Teksas,
41	Clear Channel Broadcasting Tower Devers	607	1988	USA	Devers, Teksas
42	Media General Tower	607	1987	USA	Awendaw, Karolina Południowa
43	Eastern North Carolina Broadcasting Tower	606,2	1980	USA	Trenton, Karolina Północna
44	WNCN Tower	606,2	2000	USA	Auburn, Karolina Północna
45	KELO TV Tower	605	1974	USA	Rowena, Dakota Południowa
46	WITN Tower	605	1979	USA	Grifton, Karolina Północna
47	Noe Corp Tower	604,7	1998	USA	Columbia, Luizjana
48	Pappas Telecasting Tower	603,6	2000	USA	Plymouth County, Iowa
49	KHOU-TV Tower	602	1992	USA	Missouri City, Teksas
50	Richland Towers Towerissouri City	601,3	2001	USA	Missouri City, Teksas
51	Senior Road Tower	600,7	1983	USA	Missouri City, Teksas
52	KTRK-TV Tower	600,5	1982	USA	Missouri City, Teksas
53	Houston Tower Joint Venture Tower	600,5	1985	USA	Missouri City, Teksas
54	American Towers Towerissouri City	600,5	2000	USA	Missouri City, Teksas
55	Fox-TV Tower	600,4	1982	USA	Missouri City, Teksas

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

1.1. Geneza problemu i jego opis

Maszt z odciągami to konstrukcja inżynierska, składająca się z trzonu, stanowiącego główny element nośny i pracującego jako ściskany słup oraz z odciągów w postaci wiotkich lin przenoszących jedynie osiowe siły rozciągające. Trzon podparty jest na dolnym końcu (z reguły w sposób przegubowy) oraz po wysokości (na jednym lub kilku poziomach) podporami wykształconymi z lin odciągowych, które po wprowadzeniu naciągu zapewniają sztywność podparcia. Liny odciągowe muszą być rozłożone na poszczególnych poziomach w taki sposób by zrównoważone zostały występujące w ich przekroju siły naciągu (składowe poziome tych sił powinny równoważyć się wzajemnie, zaś wypadkowa składowych pionowych przenoszona jest przez trzon jako siła ściskająca). Każda przyczyna zakłócająca ten zrównoważony układ sił może prowadzić do awarii masztu. Stąd awarie te zdarzają się znacznie częściej niż w przypadku innych konstrukcji inżynierskich [21]. Szacuje się, że ponad 2% konstrukcji typu masztowego uległo katastrofom, zaś w około 30% wystąpiły awarie [4]. Odnotowane [4,16] przyczyny wywołujące awarie masztów z odciągami można podzielić następująco:

a. Błędy konstrukcyjne popełnione przez projektantów: przyjęcie nieprawidłowych schematów pracy modelu, niewłaściwe oszacowanie sztywności podparć podporami odciągowymi, złe rozwiązania węzłów konstrukcyjnych, niewłaściwe oszacowanie wartości obciążenia itp.
b. Błędy w montażu – każda konstrukcja charakteryzuje się schematem jej wznoszenia określonym ściśle na etapie projektu. Maszty ze względu na swoją specyfikę wymagają szczególnych podejść do ich wznoszenia. Z reguły pierwsze przęsło masztu budowane jest w pozycji leżącej, po czym ustawia się go do pionu i realizuje podparcie za pomocą odciągów pierwszej kondygnacji (realizując w nich naciąg). Po czym na konstrukcję trzonu zakłada się wózek jeżdżący po nim i wyciągający elementy wyższych przęseł, które łączy się ze sobą, tworząc podpory wyższe a równocześnie korygując naciągi w niższych poziomach, itd. Jak wynika z tego krótkiego opisu procedura wznoszenia masztu nie jest skomplikowana, tym nie mniej pamiętać należy, iż wszystko odbywa się w trudnych warunkach, na wysokości, co pociąga za sobą możliwość popełnienia ewentualnych błędów ludzkich. Należy też brać pod uwagę fakt, iż w konstrukcji występują odciągi, w których zmiana naciągu powoduje, iż zmienia się rozkład sił wewnętrznych w całości konstrukcji wymuszając dodatkowe korekty innych sił naciągu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

c. Nieprawidłowa eksploatacja. Każda konstrukcja wznoszona jest z pewnym określonym przeznaczeniem warunkującym rodzaj, sposób rozłożenia i wielkość obciążeń działających na nią, warunki i okresy konserwacji oraz przeglądów. Nie przestrzeganie ich prowadzić może do występowania przeciążeń w elementach, ich korozji czy zmiany schematu pracy.
d. Błędy w remoncie (np. wymiana sieci anten, wymiana odciągów czy elementów trzonu). Maszty mają te cechę, iż są bardzo wrażliwe na brak jakiegokolwiek elementu konstrukcyjnego w nich występującego. Wymiana jakiegokolwiek elementu wymaga ingerencji uprawnionego konstruktora, który jest w stanie oszacować wartości sił przekrojowych, zaproponować schemat statyczny i tok postępowania na czas remontu.
e. Obciążenia wyjątkowe.

Z uwagi na tę awaryjność masztów z odciągami dąży się obecnie do narzucenia coraz ściślejszych wytycznych dotyczących modelowania masztów, przyjmowania obciążeń (rodzajów, wartości i modeli), warunków montażu odciągów i kontroli ich naciągów, terminów kontroli oraz remontów kapitalnych. Wymagane jest prowadzenie książki obiektu, która powinna zawierać wszystkie informacje dotyczące obsługi obiektu, rejestracji awarii i usterek oraz przeglądów i konserwacji.

Maszty z odciągami wymagają, zatem, specyficznego podejścia do ich analizy zarówno statycznej jak i dynamicznej. O ile zasady analizy statycznej i wynikającego z niej wymiarowania (analizy wytrzymałościowej) konstrukcji są znane i opisane w odpowiednich normach [N1-N26] i literaturze przedmiotu to brak jest dobrego rozeznania w zakresie analizy dynamicznej dotyczącej przypadków obciążeń wyjątkowych o charakterze dynamicznym (nagłe zerwanie odciągu, nagłe kinematyczne przemieszczenie się podpory, obciążenie sejsmiczne lub parasejsmiczne). Biorąc pod uwagę praktyczne zapotrzebowanie na badania odpowiedzi masztów z odciągami na te obciążenia - problematykę tę podjęto w niniejszej pracy.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

1.2. Cel pracy i jej zakres oraz teza naukowa

Celem pracy jest zaproponowanie modeli obliczeniowych umożliwiających przeanalizowanie przebiegu w czasie odpowiedzi konstrukcji typu maszt z odciągami na obciążenia wyjątkowe o charakterze dynamicznym. Taka analiza pozwala na wyznaczenie sił wewnętrznych w przekrojach konstrukcji, co jest niezbędne do określenia stanu granicznego nośności, oraz na określenie konfiguracji konstrukcji podczas jej ruchu, co umożliwia sprawdzenie stanów granicznych użytkowania.

Zakres pracy obejmuje:

- Badania doświadczalne wpływu zerwania odciągu na odpowiedź konstrukcji modeli masztów w skali laboratoryjnej, które posłużyły do weryfikacji przyjętych modeli masztu i obciążeń.
- Analiza odpowiedzi konstrukcji rzeczywistej na obciążenia wyjątkowe o charakterze dynamicznym: zerwanie odciągu, tąpnięcie fundamentów odciągów, tąpniecie podpory trzonu masztu, nagłe uderzenie w trzon masztu, drgania parasejsmiczne wywołane wstrząsem górniczym oraz trzęsienie ziemi.
- Wnioski wynikające z badań modelowych i analiz teoretycznych odnoszące się do projektowania rzeczywistych konstrukcji masztów z odciągami.

W pracy postawiono następującą tezę naukową:

Zaproponowane modele obliczeniowe obciążeń wyjątkowych o charakterze dynamicznym umożliwiają uzyskanie wyników pełniej informujących o rzeczywistej odpowiedzi konstrukcji na te obciążenia. W wyniku zastosowania analizy odpowiedzi konstrukcji w czasie (time history analysis) uzyskuje się dane o przemieszczeniach konstrukcji i występujących w niej siłach różniących się od tych otrzymanych w wyniku stosowanej standardowo analizy statycznej (stan ustalony po obciążeniu konstrukcji).

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

1.3. Aktualny stan wiedzy

Rozwój danego typu konstrukcji wymaga określenia warunków, jakie powinna ona spełniać. Warunki te mają wpływ na sposób projektowania, określenia współczynników bezpieczeństwa oraz stanów granicznych użytkowania. W tym celu należy zdeklarować rodzaje i wartości działań, które mogą obciążać konstrukcję lub jej elementy. Rodzaje obciążeń z reguły określone są przez normy, ale bywają też takie, których w nich nie uwzględniono. W przypadku masztów z odciągami ta ostatnia sytuacja dotyczy m.in. obciążeń wyjątkowych o charakterze dynamicznym. Poniżej przedstawiono krótkie omówienie stanu wiedzy na temat obciążeń masztów z odciągami w ujęciu normowym oraz zawartych w literaturze przedmiotu informacji na temat obciążeń wyjątkowych o charakterze dynamicznym.

1.3.1. Obciążenia normowe.

Podstawowym dokumentem zawierającym wytyczne dotyczące wymiarowania masztów i wież jest w Polsce norma PN-B-03204: „Konstrukcje stalowe - Wieże i maszty - projektowanie i wykonanie” [N19]. W kwestiach szczegółowych odwołuje się ona do tak zwanych norm podstawowych związanych z problematyką wymiarowania [N9, N14, N17, N18, N20,], a także z zasadami przyjmowania obciążeń [N10-N13, N15, N22, N23], oraz z wykonawstwem [N21].

Norma PN-B-03204:2002 definiuje obciążenia działające na konstrukcje typu masztowego. Są to:

- Obciążenia stałe, których wartości ustala się na podstawie tzw. norm obciążeniowych [N10-N13, N15, N22, N23], stosując przy tym współczynnik obciążenia γ_f =1,1 albo γ_f =0,9 dla każdego z przypadków obciążeń. W skład tego rodzaju obciążeń wchodzą ciężary wszystkich elementów składowych konstrukcji (nośnej i drugorzędnych) oraz osprzętu.
- Obciążenie zmienne konstrukcji związane z działaniami środowiskowymi, do których zaliczyć należy:
    - obciążenie temperaturą wg PN-87/B-02015 - Obciążenia budowli - Obciążenia zmienne środowiskowe - Obciążenie temperaturą [N16]. Norma [N19] dopuszcza jednak uproszczenie podejścia do analizy tych obciążeń. Można przyjąć, że w porze zimowej w przypadku pominięcia obciążenia oblodzeniem

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

temperatura konstrukcji wynosi -32°C, zaś w porze letniej +56°C, przy czym należy założyć, że temperatura jednego z odciągów winna być niższa o 5^{o}C od reszty konstrukcji. Takie podejście do zagadnienia powoduje sprawdzanie konstrukcji na dodatkowe zginanie powstałe w efekcie nierównomiernego wydłużenia odciągów,

- obciążenie ciśnieniem wiatru wg PN-77/B-02011 - Obciążenia w obliczeniach statycznych - Obciążenie wiatrem [N10]. Jest to z reguły obciążenie, które powoduje największe wytężenie elementów konstrukcji, dlatego należy zwrócić szczególną uwagę na ten rodzaj obciążenia. Norma definiująca obciążenie wiatrem podchodzi do zagadnienia w sposób uproszczony. Statyczne obciążenie wiatrem należy rozdzielić na część ustaloną i nieustaloną przy zastosowaniu odcinkowego modelu obciążenia konstrukcji zgodnie z załącznikiem A w/w normy,
- obciążenie oblodzeniem wg PN-87/B-02013 - Obciążenia budowli - Obciążenia zmienne środowiskowe - Obciążenie oblodzeniem [N23] i pN—EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-3; Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem [N15]. Obciążenie to w przypadku masztów ma niejednokrotnie duży udział w wytężeniu elementów konstrukcji. Obciążenie oblodzeniem może także powodować zmianę wartości innych rodzajów obciążeń, np. kratowa konstrukcja trzonu masztu w przypadku osadzania się na niej sadzi zamienia się w profil pełny w stosunku do obciążenia wiatrem. Wówczas współczynnik wypełnienia konstrukcji przyjmuje wartość 1. Zmianie też ulec może współczynnik porywów wiatru (poprzez zmianę częstotliwości drgań własnych).

- Obciążenia zmienne technologiczne wyznaczane wg PN-82/B-02003 Obciążenia budowli - Obciążenia zmienne technologiczne [N12]. Obciążenia te należy ustalać indywidualnie dla przyjętej technologii. Jednakże norma [N19] narzuca szereg rygorów stawianych tym typom konstrukcji, m. in. elementy konstrukcji nachylonych pod kątem 30° powinno się wymiarować na siłę skupioną o wartości 1.0 kN lub na równomiernie rozłożone obciążenie zastępcze o wartości 0,3 kN/m.
- Obciążenia montażowe i remontowe, które występują na etapie wznoszenia konstrukcji, podczas jej modernizacji lub remontów (np. wymiana odciągów, sieci anten, itp.).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Wartości tych obciążeń powinny być przyjmowane zależnie od technologii montażu i konserwacji obiektu.

1.3.2. Obciążenia wyjątkowe:

Ten rodzaj obciążeń związany jest ze specjalnymi warunkami, jakie stawiane są konstrukcji. Mogą one m.in. wynikać z faktu, że przewidziana lokalizacja konstrukcji charakteryzuje się pewną nietypowością, np. obszary aktywności sejsmicznej, tereny szkód górniczych, strefy wpływów parasejsmicznych. W przypadku masztów z odciągami do obciążeń wyjątkowych zaliczyć można:

a) Zerwanie odciągu: obciążenie to zdarzyć się może w nietypowych sytuacjach związanych z reguły z działaniami losowymi (np. kolizja z helikopterem) lub o charakterze dywersyjnym czy też z aktami wandalizmu.
b) Nagłe kinematyczne przemieszczenie się wybranej podpory konstrukcji: trzonu masztu lub odciągów mogące wystąpić na obszarach objętych działalnością górniczą.
c) Nagłe odpadnięcie obciążenia z konstrukcji – np. oblodzenia czy sieci anten. Coraz bardziej zawężające się drogi powietrzne powodują zbliżenie lotniczych tuneli powietrznych do konstrukcji znajdującej się na ziemi, co spowodować może, iż zalegający na obiekcie śnieg i szadź ulegnie odpadnięciu pod wpływem fal akustycznych. Takie odpadnięcie może być spowodowane także zmianą warunków termicznych.
d) Oddziaływania sejsmiczne lub parasejsmiczne (drgania komunikacyjne, tąpnięcia na terenach górniczych, odstrzały materiałów wybuchowych itp.).
e) Uderzenie w konstrukcję: z uwagi na osiąganie znacznych wysokości konstrukcje masztowe mogą być narażone na uderzenie przez lecący helikopter lub samolot, nie można też wykluczyć aktów wandalizmu lub dywersji.
f) Nierównomierne osiadanie podpór w konstrukcji: konstrukcje typu masztowego mają zazwyczaj podpory zlokalizowane na rozległym terenie (w dużych odstępach). Fakt ten pociąga za sobą możliwość zróżnicowania warunków posadowienia poszczególnych podpór, a co za tym idzie, możliwość zróżnicowania wielkości osiadań (lub podnoszenia się) fundamentów podpór.
g) Działanie temperatur pożarowych na konstrukcję: niejednokrotnie elementami znajdującymi się na masztach są różnorodne sieci anten mogących ulec zapłonowi podczas np. uderzenia pioruna. Wystąpi wówczas obciążenie konstrukcji pożarem.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

h) Działanie wód powodziowych. W przypadku lokalizacji obiektu na terenach zalewowych istnieje możliwość podtopienia fundamentów i w efekcie ich osiadania (powolnego lub gwałtownego) lub uderzenia w konstrukcję obiektami pływającymi w wodzie.

Obciążenia wyjątkowe wymagają specjalnych metod analizy odpowiedzi konstrukcji na nie. Niniejsza praca dotyczy obciążeń wyjątkowych o charakterze dynamicznym, czyli pierwszych pięciu z wymienionych powyżej.

1.3.3. Kombinacje obciążeń

Wyznaczenie sił przekrojowych najbardziej niekorzystnych ze względu na stateczność konstrukcji wymaga rozważenia możliwych kombinacji obciążeń. Cel ten można na ogół osiągnąć w dwojaki sposób:

- Obciążając konstrukcję kolejno każdą z możliwych kombinacji obciążeń, wyznacza się siły wewnętrzne odpowiadające danej kombinacji i spośród otrzymanych wyników należy wybrać najniekorzystniejsze wartości tych sił.
- Obciążając konstrukcję każdym z obciążeń z osobna, wyznacza się wartości sił wewnętrznych odpowiadających danemu obciążeniu i spośród otrzymanych wyników należy znaleźć najbardziej niekorzystną kombinację sił wewnętrznych.

Obydwa te podejścia prowadzą do tego samego wyniku, pod warunkiem, że w równaniach ruchu konstrukcji występują tylko zależności liniowe. Istnieje jednak różnica w obu podejściach: pierwsze jest o wiele bardziej czasochłonne, należy, bowiem dla każdej kombinacji obciążeń rozwiązać równanie ruchu konstrukcji. W drugim przypadku równanie ruchu rozwiązuje się jedynie tyle razy ile wynosi liczba obciążeń, po czym tworzy się kombinacje liniowe (można też wprowadzić współczynniki kombinacji w postaci współczynników obciążenia) wartości sił wewnętrznych a następnie wybiera się najniekorzystniejsze rezultaty otrzymane z tych kombinacji.

W przypadku istnienia w konstrukcji nieliniowości, czego przykładem są rozważane tu maszty, powinno stosować się podejście pierwsze.

W praktyce maszty obciąża się następującymi kombinacjami obciążeń:

- Podstawowy I: obciążenie ciężarem własnym masztu bez anteny wierzchołkowej, wstępnym naciągiem odciągów oraz statycznym działaniem wiatru.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

- Podstawowy II: obciążenie ciężarem własnym wraz z anteną wierzchołkową, wstępnym naciągiem odciągów, statycznym działaniem wiatru oraz obciążeniem wynikłym z dynamicznego działania wiatru.
- Dodatkowy I: obciążenie ciężarem własnym masztu bez sieci anten, wstępnym naciągiem odciągów oraz dynamicznym działaniem wiatru.
- Dodatkowy II: obciążenie ciężarem własnym masztu z siecią anten, wstępnym naciągiem odciągów oraz statycznym działaniem wiatru wraz z obciążeniem (statycznym) szadzią i śniegiem.
- Wyjątkowy I: obciążenie ciężarem własnym masztu, dźwigiem pełzającym, naciągiem odciągów we wszystkich stanach jego montażu równoważne ze statycznym działaniem wiatru.
- Wyjątkowy II: obciążenie ciężarem własnym masztu, naciągiem odciągów we wszystkich stanach jego montażu i przypadkiem zerwania pojedynczego odciągu (analizowanym jako stan statyczny po zerwaniu). Ta kombinacja obciążeń ma zastosowanie w przypadku masztów o wysokim stopniu zagrożenia.

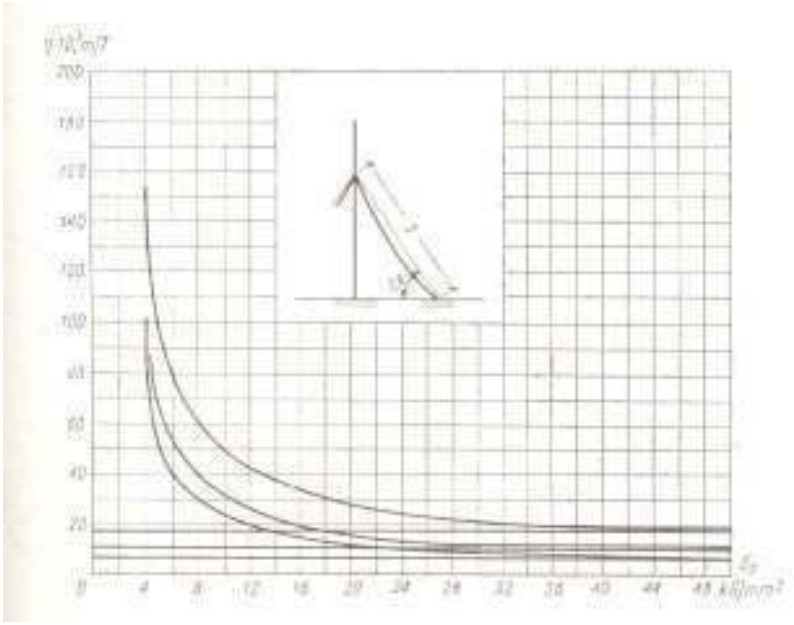
1.3.4. Modelowanie konstrukcji:

Tworząc model dąży się do skonstruowania takiej reprezentacji (fizycznej, matematycznej) rzeczywistego obiektu, która oddawałaby w sposób jak najdokładniejszy zachowanie się tego obiektu w zakresie, który chce się analizować. W modelowaniu masztu z odciągami oprócz podobieństwa cech geometrycznych należy zapewnić odpowiednie sztywności elementów oraz zachowanie się naciągów w odciągach, co niejednokrotnie stwarza problem. Potwierdza to historia rozwoju modeli do analizy masztów z odciągami. W przypadku analizy statycznej stosowano następujące modele obliczeniowe:

a. Maszt jako belka ciągła na sztywnych podporach, w którym zakładano brak odkształcalności podpór odciągowych [15, 30, 31, 36]. W tym podejściu pomija się wpływ siły naciągu na siły wewnętrzne w trzonie i zmianę sił wewnętrznych wywołanych przemieszczeniem podpór odciągowych. Wyniki otrzymane w efekcie takiej analizy są tym dalsze od rzeczywistości im mniejszy jest naciąg odciągów (w przypadku sił poprzecznych i momentów zginających trzon) oraz im wyższy jest trzon (podatność odciągów rośnie wraz z ich długością).
b. Maszt jako belka ciągła na podporach sprężystych o podatnościach w kierunku poziomym zależnych m.in. od wysokości zaczepienia odciągu na trzonie czy

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

długości odciągu. Zagadnienie podatności podpory wykształconej za pomocą lin odciągowych nie jest w sposób liniowy powiązane ze wspomnianą wysokością zaczepienia odciągów. Uzależniona ona jest od wielu czynników, do których zaliczyć należy [10, 12, 15, 28]: naprężenie w przekroju odciągu (rys.1.2), kąt nachylenia odciągu, ilości odciągów na danym poziomie, stałe materiałowe, rodzaj odciągów (rodzaj lin), czy kierunek parcia wiatru na maszt (rys.1.3).



Rys.1.2. Wykres zależności podatności kolejnych węzłów masztu od wstępnego naprężenia w odciągach trzech kondygnacji [15]

Jak wynika z przedstawionej na rys. 1.2 zależności, podatność ulega stabilizacji przy pewnym poziomie naprężeń i dąży asymptotycznie do ustalonej wartości:

$$N=\kappa*S/(E*F*(\cos\alpha)^2) \tag{1.1}$$

Gdzie:

S - długość odciągu [m],

α - kąt nachylenia odciągu do poziomu [rad],

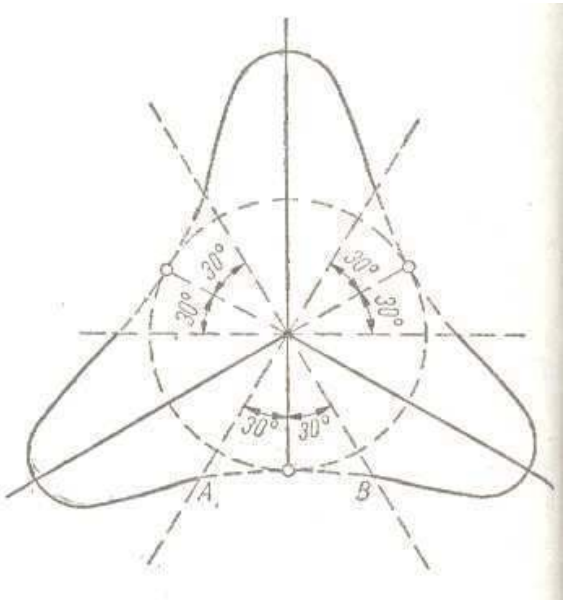
E -moduł sprężystości odciągu danej kondygnacji,

F - przekrój odciągu danej kondygnacji,

κ - współczynnik zależny od liczby odciągów na danej kondygnacji, 2/3 dla trzech odciągów, ½ dla czterech odciągów

Istotnym przy założeniu modelu trzonu o stałej sztywności podpór jest wstępny naciąg odciągów.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys.1.3. Wykres przemieszczenia węzła masztu o trzech odciągach przy różnych kierunkach parcia wiatru [15]

Wpływ tego naciągu na przemieszczenia węzłów masztu analizowano w pracy [15]. Rys. 1.3 przedstawia wykres przemieszczeń węzła masztu o trzech odciągach przy zmiennym kierunku parcia wiatru w przypadku niskiego poziomu naciągów wstępnych w odciągach. Z wykresu wynika, że przy stałej wartości parcia wiatru z poszczególnych kierunków różnice w przemieszczeniach wybranego punktu trzonu mogą być nawet dwukrotne. Dodatkowo można zauważyć na przedstawionym wykresie, że w przypadku parcia wiatru w płaszczyźnie odciągu węzły zachowują się niestatecznie (niewielka zmiana kierunku wiatru powoduje duże zmiany w przemieszczeniach w kierunku prostopadłym – punkty A i B).

c. Maszt jako belka ciągła na podporach podatnych i o zmiennej wartości sztywności uzależnionej od konfiguracji trzonu [N1-N5, N19, 5]. Dzięki temu modelowi można w sposób bardzo dobry znaleźć wielkości sił wewnętrznych w każdym z przekrojów trzonu. Należy też rozważyć zagadnienie zmiany sztywności podparć trzonu a więc również zachowanie się odciągu. Jest to dobry model, który może być wykorzystywany w zagadnieniach statycznych. Można dodatkowo wykorzystać równania nieliniowe w macierzach sztywności elementów. Poprawi to własności rozwiązań.
d. Maszt jako konstrukcja przestrzenna podparta prętami kratowymi poddanymi wstępnemu naciągowi [N8, 6].

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

e. Maszt jako konstrukcja przestrzenna podparta odciągami poddanymi wstępnemu sprężeniu [N6, N15, 1, 7, 18, 19, 23-26, 38,39, 45,46].

Modele masztów objęte punktami „d" i „e" są najpełniejszymi. Różnica między nimi polega na tym, że w przypadku odciągu zamodelowanego prętem naciągniętym brak jest informacji o konfiguracji samego odciągu. Modele te („d" i „e") nadają się również do analizy czasowej konstrukcji.

Rozwój metod obliczeniowych doprowadził do powstawania coraz większej ilości elementów skończonych odpowiadających rzeczywistym obiektom, które to elementy można łączyć miedzy sobą. Obecnie trzon masztu modelować można w sposób uproszczony jako belkę ciągłą zbudowaną z elementów belkowych posiadających po 6 stopni swobody w węźle, zaś liny odciągowe z elementów im odpowiadających (elementy linowe, kablowe itp.). Powstaje model matematyczny w sposób dokładny oddający pracę rzeczywistej konstrukcji. Sformułowanie „w sposób dokładny" zyskuje tutaj inny odcień niźli to było wówczas, gdy konstrukcję opisywano modelami wymienionymi w punktach a-c. Chodzi, bowiem o to, że rzeczywista konstrukcja posiada szereg imperfekcji niekoniecznie geometrycznych, których nie jest się w stanie zbadać. Należą do nich różnorodne odchyłki w wartościach stałych materiałowych charakteryzujących zastosowane elementy, wszelkiego rodzaju niedokładności ludzkie przy wykonywaniu elementów warsztatowych i przy montażu, czy wreszcie kwestia odchyłek wartości przyjętych obciążeń w stosunku do ich wartości rzeczywistych.

Istotnym zagadnieniem w modelowaniu konstrukcji masztu z odciągami jest model samego odciągu. W przypadku cięgien o małym zwisie istnieją rozwiązania ścisłe [28, 30]. Wyprowadzone one są na podstawie równań elementów belkowych. W ogólnym przypadku element belkowy posiada 6 stopni swobody w węźle, na które składają się po trzy przemieszczenia i obroty. W przypadku elementów cięgnowych, które nie przenoszą momentów zginających, liczba stopni swobody ulega redukcji do trzech przemieszczeń w węźle. Cały element ma więc 6 stopni swobody związanych tylko z przemieszczeniami. Stąd w analizie zachowania się elementów cięgnowych należy uwzględnić macierz sztywności sprężystej i geometrycznej.

W regulacjach normowych dotyczących masztów z odciągami unika się zagadnienia całkowania po czasie równia ruchu konstrukcji traktując obciążenie jako stałe przy zastosowaniu pewnego współczynnika bezpieczeństwa nazywanego współczynnikiem dynamicznym [N9-N23]. Wartość tego współczynnika ustalana jest na podstawie badań doświadczalnych „a priori" lub wyznaczana jest za pomocą charakterystyk dynamicznych

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

konstrukcji [N10, N22, N23, 14, 18, 19]. Normy tworzone są na podstawie wieloletnich obserwacji zjawisk występujących w obiektach istniejących oraz analiz konstrukcji tych obiektów. Szybki postęp techniki związany z rozwojem inżynierii materiałowej, z podejściem do modelowania obiektów (i co jest z tym związane do „odchudzania" przekrojów) powoduje, że wyznaczone współczynniki dynamiczne niejednokrotnie nie obejmują wielu przypadków obliczeniowych. Stąd potrzeba analizy „nowych" zjawisk oraz modeli obliczeniowych projektowanych obiektów. Należy zauważyć, że zakładanie współczynnika dynamicznego dla jakiegoś rodzaju obciążenia o charakterze dynamicznym prowadzić może do nieekonomicznego wykorzystania przekrojów. Dlatego coraz częściej zaczyna się spotykać tendencje zmierzające do analiz czasowych konstrukcji. Niestety jak na razie są one dość nieśmiałe. Stąd potrzeba analizy problemu oraz badań doświadczalnych.

W pracach [18, 19] przedstawiono badania doświadczalne oraz ich weryfikację numeryczną w odniesieniu do modeli masztów z odciągami w różnych konfiguracjach. Autorzy rozważają dwa modele: przestrzenny oraz płaski (nazwany kierunkowym). Przy czym dochodzą do wniosku, iż wartości liczbowe końcowych wyników przy wymuszeniu zadanym w płaszczyźnie modelu płaskiego nie różnią się od tych uzyskanych z modelu przestrzennego, z tym tylko wyjątkiem, że proces zbieżności wyników w przypadku większej liczby elementów przebiega wolniej. Pokazano zależności pomiędzy naciągiem odciągów a zmianą częstotliwości drgań własnych dla pierwszych sześciu ich wartości. Wartości sił w odciągach modeli zmieniane były w granicach określonych w normie kanadyjskiej [N5] – tj. w zakresie od 8 do 15% nośności liny odciągowej. Jak zauważyli autorzy opracowania wartości częstotliwości drgań własnych zmieniają się w granicach nawet do 35%, przy czym wraz ze wzrostem naciągu w odciągach rośnie wartość częstotliwości drgań własnych całej konstrukcji. Podano też dość oczywisty wniosek, iż wraz ze wzrostem wysokości rosną wartości własne konstrukcji zwłaszcza dla początkowych ich wartości. Ponadto Madugula [18,19] zauważa, że szadź zgromadzona na konstrukcji ma szczególne znaczenia dla lin odciągowych zarówno jeśli chodzi o ich przemieszczenia pod wpływem parcia wiatru w kierunku działania obciążenia jak i w kierunku prostopadłym. Nie proponuje jednak żadnych zależności ilościowych w tym względzie.

W pracy [11] Grey przedstawia analizę wpływów sejsmicznych na cztery maszty (o wysokościach od 99 do 312 m) zlokalizowane w Wielkiej Brytanii. Zaznacza też, iż liczba katastrof masztów wywołanych wpływami sejsmicznymi nie jest duża (część opisana jest w pracy [61]). W pracy tej przedstawiona została odpowiedź masztu (przemieszczenia i siły wewnętrzne) na obciążenie sejsmiczne. Autor porównuje otrzymane wielkości sił

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

wewnętrznych wywołanych trzęsieniami ziemi i parciem wiatru. Z porównania wynika, iż może się zdarzyć, iż wartości sił wewnętrznych wywołanych trzęsieniami ziemi przewyższyć mogą wielkości otrzymane w wyniku obciążenia parciem wiatru.

Osobą, która poświęciła najwięcej uwagi masztom z odciągami oraz wpływom obciążeń wyjątkowych na nie jest Nabil Ben Kahla. W pracach [23-26] modeluje on konstrukcje masztu z odciągami jako trójwymiarowe, zakładając występowanie związków nieliniowych. W przypadku zerwania odciągu modelem obciążenia jest dodatkowa zewnętrzna siła przyłożona w punkcie zerwania. Autor w swoich opracowaniach udowadnia, że zerwanie odciągu może decydować o stateczności konstrukcji.

W opracowaniu [43] autor zajmuje się, co prawda, konstrukcjami z odciągami, ale o sztywnym trzonie zamocowanym w sposób utwierdzony w gruncie, czyli wieżami. Główną częścią rozważań są wpływy oddziaływań sejsmicznych, wiatru i oblodzenia. Autor stosuje metodę całkowania po czasie równania ruchu konstrukcji. Analiza wykazała, że oblodzenie występujące na konstrukcji ma bardzo mały wpływ na wytężenie elementów trzonu (zmiana do 5%) ale powoduje spadek wartości siły naciągu w odciągach o około 25%. Zamieszczone w [43] wnioski wynikające z analizy sejsmicznej nie mogą być wprost przeniesione na konstrukcję typu masztowego, ze względu na inny charakter pracy tej konstrukcji.

W opracowaniu [1, 33] Armii zwraca uwagę, że konstrukcje typu masztowego charakteryzują się tak złożoną specyfiką, iż winno się w przypadku analizy trzęsienia ziemi działającego na konstrukcję, oblodzenia czy wiatru wykonywać szczegółową analizę dynamiczną, która obejmowałaby związki nieliniowe. Powinno się przy tym dodatkowo uwzględniać interakcję sił działających we wszystkich kierunkach. Autor uważa, że każdą konstrukcję oraz działanie ją obciążające winno rozpatrywać się indywidualnie, zaś otrzymanych wyników nie wolno aproksymować. Podkreśla silnie, iż przedstawione wnioski dotyczą tylko analizowanych przez niego konstrukcji (ośmiu masztów zlokalizowanych na terenie USA i Canady i trzech rodzajów wymuszeń [1, 41, 42]). O ile podejście do modelu konstrukcji jest stosunkowo proste (model powinien zawierać jak najwięcej szczegółów geometrycznych, sztywnościowych i materiałowych) to przyjęcie działania na niego stanowi problem zwłaszcza w przypadku obciążeń sejsmicznych. Powinno się wówczas rozważać zachowanie pod wpływem konkretnego przebiegu czasowego obciążenia, zarejestrowanego w postaci wibrogramu.

Ponadto autor podaje szereg zależności:

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

- Wzór na przybliżoną wartość podstawowego okresu drgań własnych masztu T_1 w zależności od całkowitej wysokości masztu H, przy założeniu, że naciąg odciągów odpowiada 10 % wartości ich wytrzymałości na zerwanie:

$$T_1=0,0083*H-0,74 \tag{1.2}$$

  Zależność ta pokrywa się częściowo z wnioskami przedstawionymi w innych pracach [15, 28] jednakże należy ją traktować jako orientacyjną.
- Wzór na procentową zależność maksymalnej amplitudy siły ścinającej trzon masztu BS od jego wysokości H i masy całkowitej W po wysokości trzonu masztu:

$$BS=28300*W*H^{-1,17} \tag{1.3}$$

- Dla obciążeń sejsmicznych autor zaproponował zależność pomiędzy zmianą siły osiowej w trzonie masztu a jego wysokością w postaci parabolicznej:

$$P_{dyn}/PB=100-0,95*(h/H)^2 \tag{1.4}$$

  Gdzie:

  P_{dyn} - maksymalna siła osiowa w maszcie,

  PB - siła osiowa w podstawie trzonu masztu,

  H - całkowita wysokość masztu,

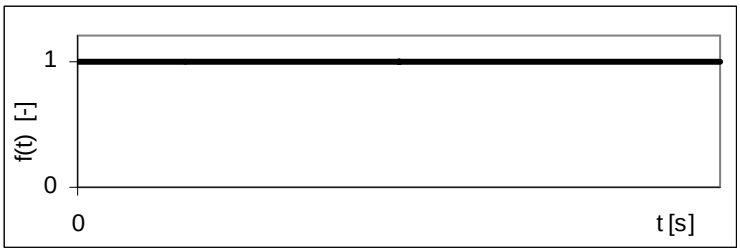
  h - wysokość, na której szacuje się siłę dynamiczną.

Przedstawionych w pracy [1] zależności nie da się jednak wprost przenosić na każdy typ konstrukcji. Należy traktować je jako indywidualne i nie stosować szeroko idących uogólnień. Pamiętać przy tym trzeba, że ewentualne wzrosty sił przekrojowych mogą być znaczne i mieć ważny udział w wymiarowaniu konstrukcji [22].

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

2. MODELOWANIE OBCIĄŻEŃ

Ważnym problemem przy analizie konstrukcji jest przedstawienie modelu działań na nią wywoływanych. W przypadku obciążeń o charakterze stałym należy wartość obciążenia (skalar) pomnożyć przez wartość funkcji przedstawionej na rys.2.1, otrzymując niezależną od czasu wartość działania stałego na konstrukcję.



Rys.2.1. Model obciążenia o stałej wartości

Wartość obciążenia stałego jest wynikiem analiz statystycznych dotyczących tego działania. Wielkość ta podana jest zazwyczaj z pewnym współczynnikiem uzależnionym od możliwych jej rozkładów statystycznych.

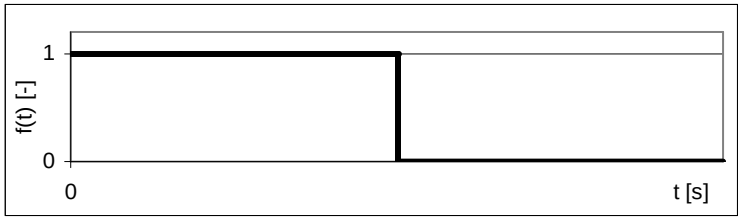
W przypadku działań zmiennych w czasie należy jak najwierniej odwzorować funkcję skalującą wartość charakteryzującą analizowane działanie. Do zagadnienia podchodzić można różnie: funkcję skalującą przyjąć jako unormowane obciążenie średnie lub unormowane obciążenie maksymalne. W niniejszej pracy zajęto się kilkoma rodzajami działań wyjątkowych na konstrukcje typu masztowego. Są to:

a. Uderzenie w trzon masztu. Charakter tego obciążenia jest taki, iż w sposób nagły (w ciągu krótkiego czasu) następuje przyłożenie do konstrukcji siły o ustalonej wartości w ustalonym miejscu, po czym równie nagle siła zostaje zdjęta z konstrukcji. Uznano, że najlepszym odwzorowaniem takiego obciążenia jest funkcja przedstawiona na rys.2.2.
b. Obciążenie zerwaniem pojedynczego odciągu. W tym przypadku mogą wystąpić różne scenariusze zerwań odciągów:
    - Nagłe zerwanie, któremu nie towarzyszy wzrost siły w odciągu. Jest to przypadek w którym lina odciągu zostaje nagle przecięta lub dokonano sabotażu wysadzając podporę odciągu – przyjęto model przedstawiony na rys. 2.2.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

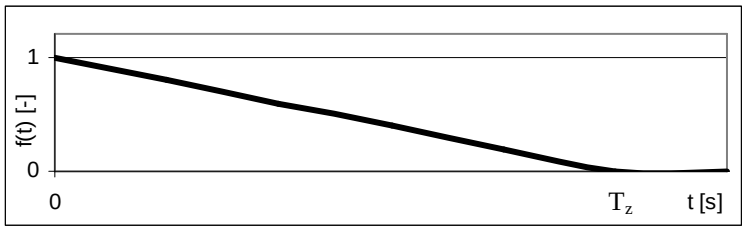
- Powolne wysuwanie się liny z zacisków odciągów – przyjęto model przedstawiony na rys. 2.3.
- Nagłe zerwanie ze wzrostem siły w odciągu. Przypadek ten dotyczy sytuacji, w której na skutek zahaczenia odciągu i jego naciągania (np. przez poruszający się pojazd) dochodzi do osiągnięcia siły, przy której następuje zerwanie odciągu – przyjęto model przedstawiony na rys. 2.4. W przypadku tego modelu istotnymi są czas wzrostu siły w naciągu oraz wartość siły, przy której następuje zerwanie odciągu.
- Zerwania inne. W rzeczywistych sytuacjach można wyobrazić sobie inne schematy zerwań odciągów: zerwanie nagłe, któremu towarzyszy liniowy spadek naciągu w odciągu, zerwanie nieliniowe itp. Przypadki te jednak są mniej niekorzystne pod względem wytężenia elementów konstrukcji, dlatego nie analizowano ich modeli obliczeniowych.

c. Kinematyczne, nagłe przemieszczenie fundamentów trzonu lub odciągu. Obciążenia mogące wystąpić na terenach szkód górniczych lub obszarach gdzie w gruncie tworzą się pustki powietrzne. Rozpatrywano tylko przypadek nagłego zapadnięcia się podpór, co odpowiada wymuszeniu przedstawionemu na rys. 2.2.
d. Nagłe odpadnięcie oblodzenia. Jest to przypadek, kiedy w jednej chwili odpada równocześnie obciążenie z masztu i odciągów a więc modelowane funkcją przedstawioną na rys.2.2.
e. Wpływy parasejsmiczne. Analizę tego przypadku przeprowadzono posługując się wymuszeniem kinematycznym w postaci przebiegów czasowych drgań otrzymanych z pomiarów rzeczywistego wymuszenia (por. pkt 4.5); założono przy tym, że w każdym z miejsc posadowienia podpór jest inna wartość przyśpieszeń gruntu (efekt „wędrowania" fali).
f. Wpływy sejsmiczne – uwzględniono wymuszenie kinematyczne ruchem podłoża zarejestrowanym podczas trzęsienia ziemi El Centro (por. pkt 4.5).

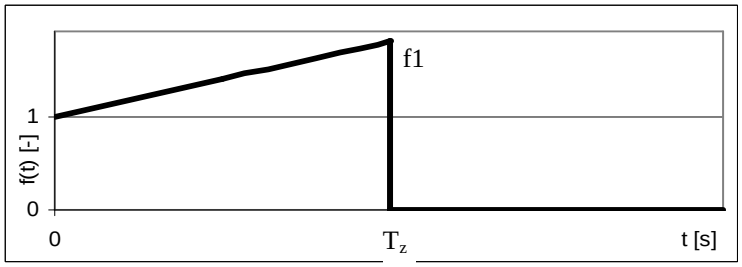


Rys.2.2. Model skokowej zmiany obciążenia - funkcja Heviside'a

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys.2.3. Model liniowego spadku obciążenia



Rys.2.4. Model zerwania odciągu po wzroście siły naciągu

Wykresy zamieszczone na rys.2.2, 2.3 i 2.4 przestawiają funkcje modelujące działanie na konstrukcję. W przypadku każdego z obciążeń funkcja ta powinna zostać pomnożona przez wartość skalującą dane obciążenie.

Zachowanie się konstrukcji opisuje równanie macierzowe[2,9, 23-27,35; 48] w postaci:

$$[\mathbf{M}] \cdot \{\ddot{u}^t(t)\} + [\mathbf{C}] \cdot \{\dot{u}^t(t)\} + [\mathbf{K}] \cdot \{u^t(t)\} = \{F(t)\} \tag{2.1}$$

gdzie:

[**M**], [**K**], [**C**] – odpowiednio macierz bezwładności, sztywności i tłumienia,

$\{\ddot{u}^t(t)\}$ – wektor przyspieszeń węzłów,

$\{\dot{u}^t(t)\}$ – wektor prędkości przemieszczeń,

$\{u^t(t)\}$ – wektor przemieszczeń węzłów,

$\{F(t)\}$ – wektor zewnętrznych sił wymuszających.

W przypadku obciążenia konstrukcji zerwaniem odciągu, lub uderzeniem awionetki wprost mamy prawą stronę równania poprzez skalowanie założonej siły wymuszającej przez funkcję skalującą (rys.2.1-2.4)

Dla drgań układu podlegającego wymuszeniom kinematycznym przez podłoże (przemieszczenia fundamentów, drgania parasejsmiczne i sejsmiczne) równanie to należy rozbudować do postaci:

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

$$\begin{bmatrix} \mathrm{M}_{ss} & \mathrm{M}_{sg} \\ \mathrm{M}_{gs} & \mathrm{M}_{gg} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s^t \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathrm{C}_{ss} & \mathrm{C}_{sg} \\ \mathrm{C}_{gs} & \mathrm{C}_{gg} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{u}_s^t \\ \dot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathrm{K}_{ss} & \mathrm{K}_{sg} \\ \mathrm{K}_{gs} & \mathrm{K}_{gg} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_s^t \\ u_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_g \end{Bmatrix} \tag{2.2}$$

gdzie:

s, g - stopnie swobody należące odpowiednio do konstrukcji i podłoża,

$\{\ddot{u}_s^t\}$ - wektor przyspieszeń w węzłach należących do konstrukcji,

$\{\dot{u}_s^t\}$ - wektor prędkości w węzłach należących do konstrukcji,

$\{u_s^t\}$ - wektory przemieszczań w węzłach należących do konstrukcji,

$\{\ddot{u}_g\}$ - wektor przyspieszeń podpór konstrukcji

$\{\dot{u}_g\}$ - wektor prędkości podpór konstrukcji,

$\{u_g\}$ - wektor przemieszczeń podpór konstrukcji,

$\{F_g\}$ - wektor reakcji w węzłach należących do podpór.

Po przekształceniach równania 2.2 otrzymuje się:

$$[\mathbf{M}_{ss}] \cdot \{\ddot{u}_s^t\} + [\mathbf{C}_{ss}] \cdot \{\dot{u}_s^t\} + [\mathbf{K}_{ss}] \cdot \{u_s^t\} = -[\mathbf{M}_{sg}] \cdot \{\ddot{u}_g\} - [\mathbf{C}_{sg}] \cdot \{\dot{u}_g\} - [\mathbf{K}_{sg}] \cdot \{u_g\} \tag{2.3}$$

Zakładając, ze przemieszczenie $\{u^t\}$ jest sumą części dynamicznej $\{u^d\}$ i statycznej $\{u^p\}$:

$$\{u^t\} = \begin{Bmatrix} u_d^s \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_s^p \\ u_g \end{Bmatrix} \tag{2.4}$$

oraz przy założeniu, powolnie przykładanego przemieszczenia kinematycznego macierz bezwładności układu w układzie równań oraz każda część dynamiczna przemieszczeń przyjmują wartości zerowe co z kolei pozwoli na wyznaczenie przemieszczeń quasi-statycznych będących ruch budowli wynikający z nierównomiernego ruchu jej podpór.. Przemieszczenia quasi-statyczne można wyznaczyć w zależności:

$$\{u_s^p\} = [\mathbf{R}] \cdot \{u_g\} \tag{2.5}$$

gdzie macierz transformacji[**R**] zapisuje się w postaci $[\mathbf{R}] = -[\mathbf{K}_{ss}^{-1}] \cdot [\mathbf{K}_{sg}]$.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Podstawiając $\{u^t\}=\begin{Bmatrix} u_d^s \\ 0 \end{Bmatrix}+\begin{Bmatrix} u_s^p \\ u_g \end{Bmatrix}$ do

$[\mathbf{M}_{ss}]\cdot\{\ddot{u}_s^t\}+[\mathbf{C}_{ss}]\cdot\{\dot{u}_s^t\}+[\mathbf{K}_{ss}]\cdot\{u_s^t\}=-[\mathbf{M}_{sg}]\cdot\{\ddot{u}_g\}-[\mathbf{C}_{sg}]\cdot\{\dot{u}_g\}-[\mathbf{K}_{sg}]\cdot\{u_g\}$

otrzymuje się:

$$[\mathbf{M}_{ss}]\cdot\{\ddot{u}_s^d\}+[\mathbf{C}_{ss}]\cdot\{\dot{u}_s^d\}+[\mathbf{K}_{ss}]\cdot\{u_s^d\}=$$
$$([\mathbf{M}_{ss}]\cdot[\mathbf{K}_{ss}^{-1}]\cdot[\mathbf{K}_{sg}]-[\mathbf{M}_{sg}])\cdot\{\ddot{u}_g\}+([\mathbf{C}_{ss}]\cdot[\mathbf{K}_{ss}^{-1}]\cdot[\mathbf{K}_{sg}]-[\mathbf{C}_{ss}])\cdot\{\dot{u}_g\} \quad (2.6)$$

W obliczeniach odpowiedzi dynamicznej masztu założono, że macierz tłumienia [**C**] układu jest liniową kombinacją macierzy mas [**M**] i macierzy sztywności [**K**] i przyjmuje ona postać[49, M1-M12]

$$[\mathbf{C}] = \alpha\cdot[\mathbf{M}] + \beta\cdot[\mathbf{K}] \quad (2.7)$$

Współczynniki α i β wyznacza się z relacji:

$$2\xi_1 = \frac{\alpha}{2\pi\cdot f_1} + \beta\cdot 2\pi\cdot f_1 \quad (2.8)$$

$$2\xi_2 = \frac{\alpha}{2\pi\cdot f_2} + \beta\cdot 2\pi\cdot f_2 \quad (2.9)$$

gdzie:

ξ_1, ξ_2 – ułamki tłumienia krytycznego odpowiadające częstotliwością f_1, f_2.

W obliczeniach odpowiedzi dynamicznej konstrukcji laboratoryjnej wyznaczono na podstawie badań, zaś w konstrukcji rzeczywistej przyjęto zgodnie z [M1-M4]

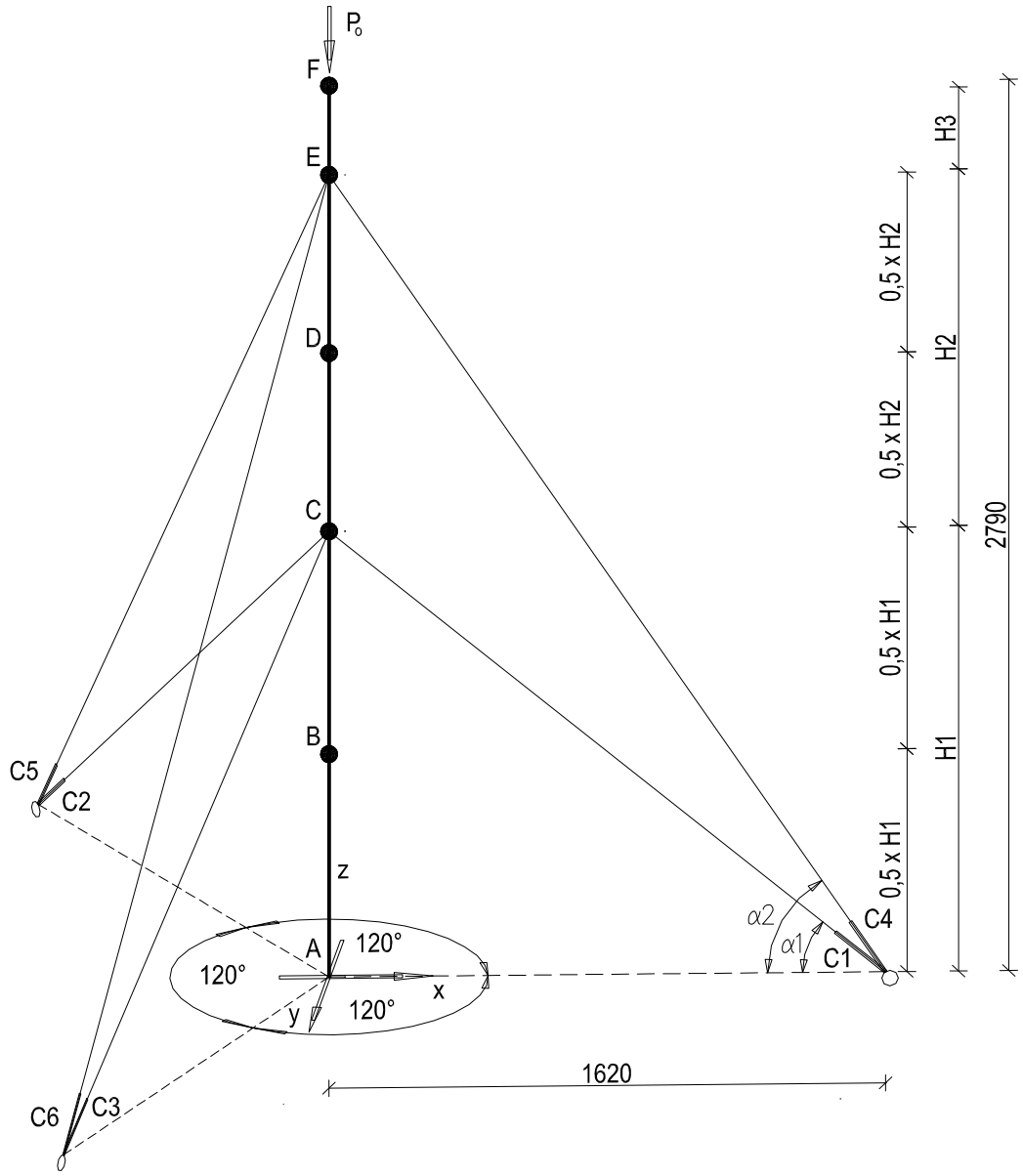
Analizowana konstrukcja stanowi układ prętowy. Równanie ruchu konstrukcji (2.6) zostało rozwiązane przy pomocy MES [13, 32, 47] . Elementami skończonymi były pręty ramowe o sześciu stopniach swobody w węźle. Przy czym macierz sztywności każdego pręta zawierała w sobie człony nieliniowe. Element cięgnowy zamodelowany [29, 35,37] został jako ramowy o sztywności giętej równej zeru. Dlatego też by uniknąć osobliwości w macierzy sztywności tego elementu należało dołączyć do macierzy sztywności elementy nieliniowe.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

3. BADANIA MODELI LABORATORYJNYCH

3.1. Zakres badań i opis modeli

Aby przeanalizować zachowanie się konstrukcji typu masztowego z odciągami w przypadku zerwania jednego z nich, przeprowadzono badania modeli masztów w skali laboratoryjnej. Modele (rysunek 3.1) zostały zbudowane z trzonu o wysokości 2,90 m (podpartego w stałym punkcie A — podpora trzonu) i dwóch poziomów odciągów zamocowanych w punktach C i E.



Rys.3.1. Schemat modelu konstrukcji maszt

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Cechy geometryczne nie były jednak stałe, modyfikowano je w ten sposób, by uchwycić jak najwięcej zależności pomiędzy nimi a zmianą konfiguracji obiektu podczas działania na konstrukcję obciążeń modelowych (zerwań odciągów).

Sporządzając modele, nie starano się o zachowanie podobieństwa modelowego do żadnej konkretnej, rzeczywistej konstrukcji, jednak parametry dobierano w ten sposób, by zachować podobieństwa modelowe, występujące na ogół w rzeczywistych konstrukcjach typu masztowego, takie jak: smukłość trzonu i przęseł masztu, geometria, sztywności podparć (naciągi odciągów) w miejscu przyłożenia odciągów. Głównym parametrem, który starano się zachować, była smukłość trzonu rozumiana jako stosunek jego wysokości do charakterystycznego wymiaru poprzecznego.

W konstrukcji masztu w skali laboratoryjnej sterowano następującymi parametrami:

- sztywność trzonu — rozumiana jako wartość jego momentu bezwładności,
- sztywność podparcia — wielkość siły naciągu odciągów w miejscu podparcia,
- dodatkowa siła osiowa przyłożona do trzonu,
- geometria konstrukcji — umiejscowienie po wysokości punktów podparcia trzonu odciągami.

Rozpoczynając badania, zakładano realizację celów takich, jak:

- określenie zależności pomiędzy sztywnością trzonu a odpowiedzią masztu podczas zerwania jednego z odciągów;
- znalezienie zależności pomiędzy wielkością naciągu w odciągach a odpowiedzią konstrukcji podczas zerwania jednego z odciągów;
- znalezienie wpływu dodatkowej siły osiowej P (rysunek 3.1) na odpowiedź konstrukcji o zadanej geometrii i ustalonych sztywnościach podparć (siłach naciągu odciągów) podczas zerwania jednego z odciągów;
- znalezienie najkorzystniejszego (w sensie wytężenia) położenia podparć konstrukcji o zadanej sztywności trzonu i podparć.

Odpowiedź masztu rozumiana jest tutaj jako zmiana sił w odciągach podczas ruchu konstrukcji oraz wartość końcowej siły po ustaniu ruchu, a także wielkości przyśpieszeń trzonu masztu.

Dodatkowo w każdym z przypadków określano cechy dynamiczne konstrukcji (okres drgań własnych i wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia) oraz zależności pomiędzy nimi a zmianą modelu badanego obiektu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Badania obejmowały konstrukcje modeli zbudowane z trzech typów trzonów o stałej wysokości, różniących się przekrojami poprzecznymi:

- trzon R — rura okrągła ϕ31.8/2.9 mm wykonana ze stali R45,
- trzon P16 — pręt lity ϕ16 mm, wykonany ze stali SC3S,
- trzon P10 — pręt lity ϕ10 mm, wykonany ze stali SC3S.

Podparcie trzonów było realizowane w następujący sposób:

- W przypadku trzonu R — utwierdzenie na dole (w punkcie A) oraz mocowanie na dwóch poziomach (w punktach C i E) odciągami (po trzy na każdym poziomie), wykonanymi ze stalowych linek dwuzwitych 7x6ϕ0,18 o wytrzymałości na rozciąganie równej 1400 MPa.
- W przypadku trzonów P16 i P10 — podparcie przegubowe na dole (w punkcie A) oraz mocowanie na dwóch poziomach (w punktach C i E) odciągami (po trzy na każdym poziomie), wykonanymi ze stalowych linek jednozwitych 6ϕ0,18 o wytrzymałości na rozciąganie równej 1400 MPa.

Poddane badaniom modele charakteryzowały się zmiennością geometrii realizowaną jako zmiana punktu podparcia trzonu odciągami po jego wysokości. W przypadku każdego z trzech trzonów (R, P10, P16) realizowano cztery warianty geometryczne konstrukcji zestawione w tablicy 3.1 (oznaczenia zgodne z rysunkiem 3.1).

Tablica 3.1. Rozważane warianty geometrii modeli

Wariant	**Wymiar w stosunku do wysokości całkowitej**		
	H1	**H2**	**H3**
I	0,60*H	0,40*H	0,00*H
II	0,50*H	0,40*H	0,10*H
III	0,45*H	0,35*H	0,20*H
IV	0,45*H	0,45*H	0,10*H

W każdym z czterech wariantów geometrycznych, zastosowanych w każdym z trzonów R i P16, zrealizowano trzy różne wartości naciągu w odciągach: No = 100 N, No = 300 N, No= 500 N oraz dla czterech wartości obciążenia osiowego trzonu, to jest siłami *Po* = 0 N, *Po* = 50 N, *Po* = 100 N, *Po* = 150 N. W przypadku trzonu P10 było to niemożliwe w wariancie I przy naciągu równym 100 N w odniesieniu do obciążeń *Po* = 50 N, *Po* = 100 N i *Po* = 150 N oraz

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

do wszystkich wariantów dotyczących naciągów wynoszących No = 300 N i No = 500 N z uwagi na objawy utraty stateczności trzonu. Wszystkie poddane badaniom warianty modeli zestawiono w tablicy 3.2.

Tablica 3.2. Poddane badaniom warianty modeli laboratoryjnych

Typ masztu	**Wariant geometrii**	**Wartość siły naciągu w odciągach No**											
		100 N				**300 N**				**500 N**			
		Wartość siły osiowej Po [N]				Wartość siły osiowej Po [N]				Wartość siły osiowej Po [N]			
		0	50	100	150	0	50	100	150	0	50	100	150
R	I	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	II	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	III	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	IV	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
P16	I	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	II	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	III	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	IV	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
P10	I	+											
	II	+	+	+	+	+							
	III	+	+	+	+	+							
	IV	+	+	+	+	+							
+ zrealizowany wariant badań													

3.2. Metodyka pomiarów

3.2.1. Mierzone wielkości i zastosowana aparatura pomiarowa

Odpowiedź modelu na zerwanie odciągu określano przez wyznaczenie przemieszczeń i przyśpieszeń trzonu oraz zmiany sił w odciągach podczas ruchu konstrukcji. Wielkości charakteryzujące odpowiedź trzonu mierzono w sposób bezpośredni za pomocą czujników przyśpieszeń oraz przemieszczeń. Natomiast siły w odciągach określano za pomocą pomiaru zmiany odkształceń śrub naciągających odciągi.

Tor pomiarowy służący do pomiaru przemieszczeń składał się z następujących elementów:

- czujniki IWT 402 o bazie ± 100 mm i dokładności pomiaru 0,1%/10 mm,
- karta analogowo-cyfrowa Essam,
- komputer PC jako rejestrator.

Do pomiaru przyspieszeń drgań zastosowano następującą aparaturę:

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

- akcelerometry Kisler (interfejs typu 8302B2) o masie 0,002 kg z wzmacniaczem typu 5202B1 — zestaw ma czułość 2,5V/IKT, a dopuszczalna częstotliwość próbkowania wynosi 0,1 Hz — 1,2 GHz (błąd pomiaru wynosi maksymalnie 2,0%),
- kartę analogowo-cyfrową Essam,
- komputer PC jako rejestrator.

W celu pomiaru odkształceń zestawiono następujący tor pomiarowy:

- tensometry wysokoomowe typu 10/350LY11 o bazie 10 mm, oporze wewnętrznym 350 Ω, stałej tensometru $k = 2{,}08$ i dokładności ± 1,0%,
- mostek Wheatsona AT-970 (o dokładności ± 2,0%), do którego podłączono tensometry w układzie półmostka,
- karta analogowo-cyfrowa Essam,
- komputer PC jako rejestrator.

We wszystkich trzech torach pomiarowych zastosowano kartę Essam do przetwarzania sygnału analogowego (z czujników IWT, akcelerometrów lub tensometrów) na sygnał cyfrowy. Ponieważ analiza dotyczyła zmian wielkości sygnału w czasie, należało określić minimalną częstotliwość próbkowania sygnału. Zgodnie z zasadą Nyquista, aby uniknąć zniekształceń w przetwarzaniu sygnału ciągłego (analogowego) na postać dyskretną (sygnał cyfrowy), niezbędne jest próbkowanie sygnału wejściowego (analogowego) z częstotliwością co najmniej dwukrotnie wyższą od najwyższej z częstotliwości występujących w analizowanym sygnale. Wstępna analiza analityczna modeli laboratoryjnych pozwoliła ustalić rząd wielkości częstotliwości drgań własnych tych modeli. Założono, iż w każdym z przypadków będzie uwzględniane sześć pierwszych częstotliwości drgań własnych. Na podstawie obliczeń analitycznych określono szóstą częstotliwość na 250 Hz w przypadku najsztywniejszej konstrukcji (trzon R, naciąg odciągów 500 N). Aby została spełniona zasada Nyquista, częstotliwość próbkowania powinna więc wynosić co najmniej 500 próbek na sekundę (500 Hz). Założono podwojenie tej częstotliwości. Dodatkowo, aby możliwe było stosowanie szybkiej transformaty Fouriera, liczba próbek powinna być potęgą 2. Ostatecznie przyjęto częstotliwość próbkowania sygnału wynoszącą 1024 próbek na sekundę.

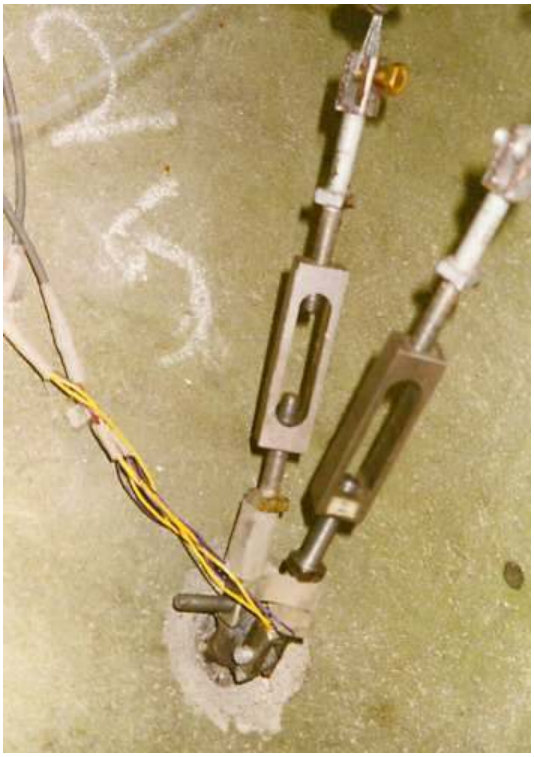
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

3.2.2. Opis przeprowadzonych pomiarów

Każdy z wariantów modeli przygotowano do badań w następujący sposób: po osadzeniu trzonu masztu na dolnej podporze i ustawieniu go w pozycji pionowej przystępowano do podpierania trzonu odciągami na wyznaczonych wysokościach poprzez realizację naciągów w odciągach. Realizacja naciągów w kolejnych odciągach powoduje zmiany sił w pozostałych odciągach i zmiany konfiguracji trzonu masztu, konieczne więc było wielokrotne przeprowadzanie pionowania trzonu i korekta sił w odciągach. Każdorazowo po zrealizowaniu naciągu czekano, aż nastąpi redystrybucja sił w odciągach (stwierdzono w wyniku pomiarów, że wystarcza 20 minut), po czym dokonywano pomiaru wartości sił w odciągach. Jeżeli różnica wartości tych sił w stosunku do wymaganej była większa niż 1%, dokonywano korekty, po czym czynność tę powtarzano, aż do uzyskania wymaganych parametrów. W przypadku realizacji dodatkowej siły osiowej konstrukcję masztu pionowano od początku z przyłożoną siłą.

Czujniki pomiarowe rozmieszczano w następujący sposób:

- Po jednym tensometrze naklejono na śrubach rzymskich (rysunek 3.2), którymi realizowano naciąg, co umożliwiało określenie siły naciągu w każdym z odciągów. Tensometry oznaczono: C1, C2, C3, C4, C5, C6 (rysunek 3.1) odpowiednio do numeracji lin odciągowych.



Rys.3.2. Detal zamocowania śrub rzymskich do podłoża — na śrubach naklejono tensometry

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Połączenia śrub rzymskich z podłożem wykonano za pomocą specjalnej kotwy wklejanej typu HVU HAS M16 do płyty żelbetowej, na której realizowano badania. Śruba rzymska była połączona w sposób przegubowy z kotwą oraz z linką odciągową.

- Czujniki przemieszczeń (IWT) przymocowano do konstrukcji w miejscach podpór sprężystych (punkty C i E na rysunku 3.1), tak aby mierzyły poziome przemieszczenia podpór C i E w płaszczyźnie zrywanego odciągu (rysunek 3.3). Czujniki te umieszczono tylko w miejscach podpór w celu zminimalizowania wpływu dodatkowych mas na zachowanie się obiektu podczas ruchu. Pomierzone przemieszczenia pozwoliły także określić warunki brzegowe, służące obróbce sygnałów z akcelerometrów.
- Akcelerometry umieszczono w miejscach podparć odciągami (punkty C i E — rys. 3.1), w środku rozpiętości każdego z przęseł trzonu (punkty B i D) oraz na jego wierzchołku (punkt F). Przyjęto dwa wzajemnie ortogonalne poziome kierunki pracy akcelerometrów, prostopadłe do trzonu w stanie wyjściowym: kierunek zrywanego odciągu i ortogonalny do niego. Wartości przyśpieszeń otrzymane za pomocą akcelerometrów posłużyły do określenia zmiany konfiguracji trzonu podczas ruchu modelu w kierunku poziomym

Wszystkie z zastosowanych czujników pomiarowych (czujniki IWT, akcelerometry i tensometry) zostały włączone w układ pomiarowy w sposób umożliwiający jednoczesną rejestrację ich sygnałów. Dlatego w każdej chwili czasowej można określić wzajemną korelację pomiędzy wartościami sił w odciągach a konfiguracją trzonu.

Badano odpowiedź każdego z modeli na następujące obciążenia:

- na uderzenie (w celu określenia częstotliwości drgań własnych konstrukcji w pełnej konfiguracji),
- na zerwanie jednego z odciągów na dolnym poziomie,
- na zerwanie jednego z odciągów na górnym poziomie.

Na rysunku 3.3 pokazano badany model konstrukcji oraz detal połączenia na nieruchomym stendzie czujników drogi (IWT). Pokazane przewody, łączące czujniki z konstrukcją, nie miały istotnego wpływu na odpowiedź modelu na zadany rodzaj wymuszenia. Ich okres drgań własnych był kilkadziesiąt razy większy niż zakres objętych pomiarami okresów drgań własnych badanego obiektu.

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rys.3.3. Widok modelu, oraz sposób mocowania czujników IWT do konstrukcji

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

3.2.3. Ocena błędu pomiarów

Uzyskane z pomiarów wartości są obarczone pewnym błędem. Przyczyny mogą być następujące:

- błąd aparatury pomiarowej — stanowiący wypadkową błędów wszystkich elementów toru pomiarowego,
- błąd montażu czujników — związany z niedokładnym określeniem lokalizacji punktu pomiarowego oraz niedokładnym ustaleniem kierunku badań (na podstawie przeprowadzonych prób określono go na 5%),
- błąd analizy sygnału — wynikający z zastosowania szybkiej transformaty Fouriera.

Za błąd całkowity uznać można tzw. względny błąd standardowy, który oblicza się jako pierwiastek z sumy kwadratów maksymalnych wartości wszystkich błędów mogących wystąpić w analizowanym procesie.

Określone w ten sposób błędy dotyczące wyników przedstawionych w niniejszej pracy wynoszą:

- Dla badań tensometrycznych błąd całkowity jest równy 5,9%. Składają się na niego: błąd tensometru — 1,0%, błąd mostka pomiarowego — 2,0%, błąd karty cyfrującej — 0,5%, błąd przesyłu (wpływ przewodów) — 0,5%, błąd montażu czujników — 5,0% i błąd analizy sygnału — 2,0%.
- Dla badań wykonanych za pomocą akcelerometrów błąd całkowity jest równy 5,6%. Składają się na niego: błąd akcelerometru — 2,0%, błąd karty cyfrującej — 0,5%, błąd przesyłu — 0,5%, błąd montażu czujników — 5,0% i błąd analizy sygnału — 2,0%.
- Dla badań wykonanych za pomocą czujników IWT błąd całkowity jest równy 5,9%. Składają się na niego: błąd czujnika — 1,0%, błąd mostka pomiarowego — 2,0%, błąd karty cyfrującej — 0,5%, błąd przesyłu — 0,5%, błąd montażu czujników — 5,0% i błąd analizy sygnału — 2,0%.

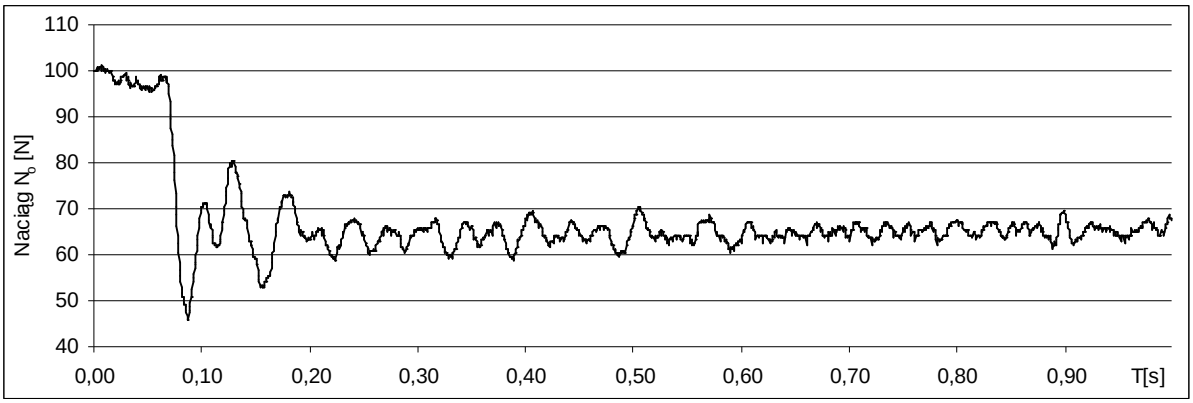
Z powyższego oszacowania wynika, że prezentowane wyniki badań mogą być obarczone błędem nie przekraczającym 6%.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

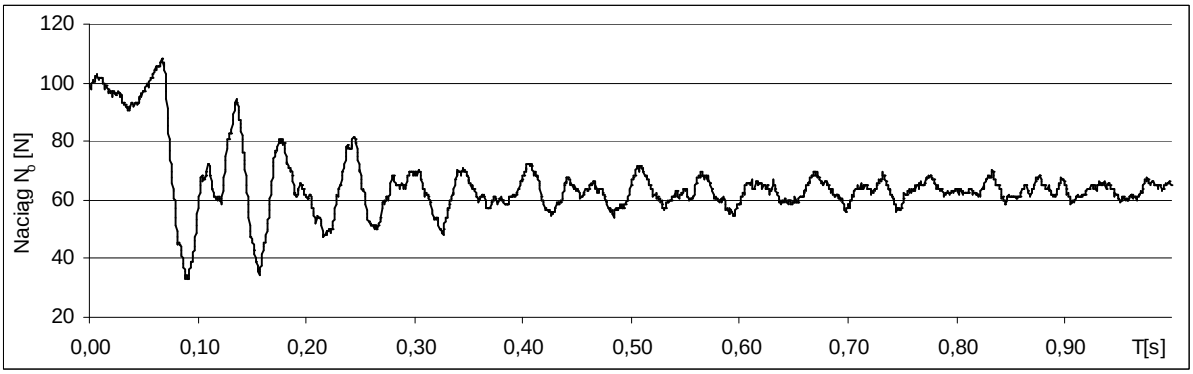
3.3 Wyniki badań doświadczalnych

Podczas badań zarejestrowano przebiegi czasowe poszczególnych mierzonych wielkości fizycznych. Przebiegi te poddano analizom, pozwalającym określić ekstremalne wartości amplitud mierzonych wielkości oraz wartości częstotliwości drgań własnych konstrukcji i tłumienia jej drgań.

Na rysunkach 3.4–3.9 przedstawiono przykładowo zmianę w czasie siły naciągu w odciągach po zerwaniu odciągu nr 3 (dolny poziom odciągów) w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=100 N — siła Po=0 N. Jak widać, zerwaniu odciągu danej kondygnacji towarzyszy spadek sił naciągu w pozostałych odciągach tej kondygnacji (rysunki 3.4 i 3.6). Przebiegi czasowe sił w odciągach nr 1 i 2 (tensometry C1 i C2) oraz nr 4 i 5 (tensometry C4 i C5) w przypadku idealnie zamodelowanej konstrukcji powinny być parami identyczne. Porównywane przebiegi czasowe drgań (otrzymane z pomiaru) nie są identyczne. Niewielkie różnice wynikają z imperfekcji konstrukcji modelu oraz z niemożliwości uzyskania idealnej zgodności modelu obciążenia (idealnego zerwania odciągu) z fizyczną realizacją takiego zerwania.

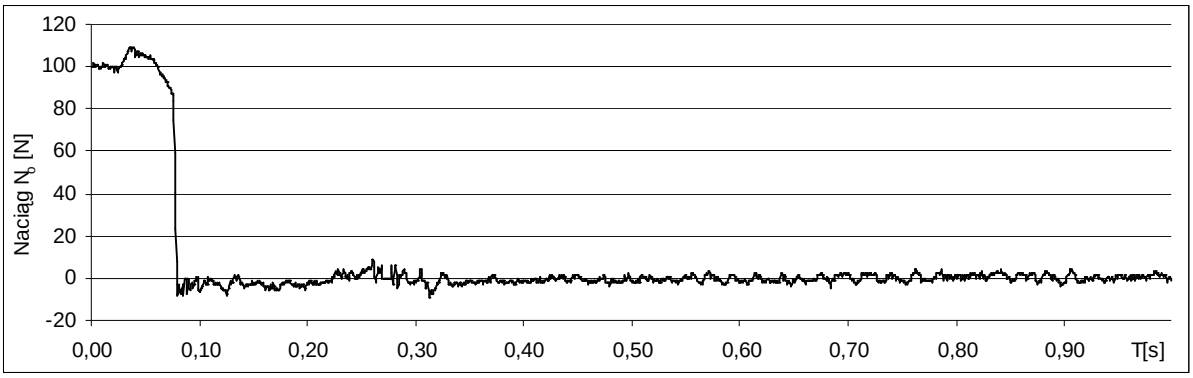


Rys.3.4. Przebieg czasowy siły naciągu w odciągu nr 1 (C1) po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=100 N — siła Po=0 N

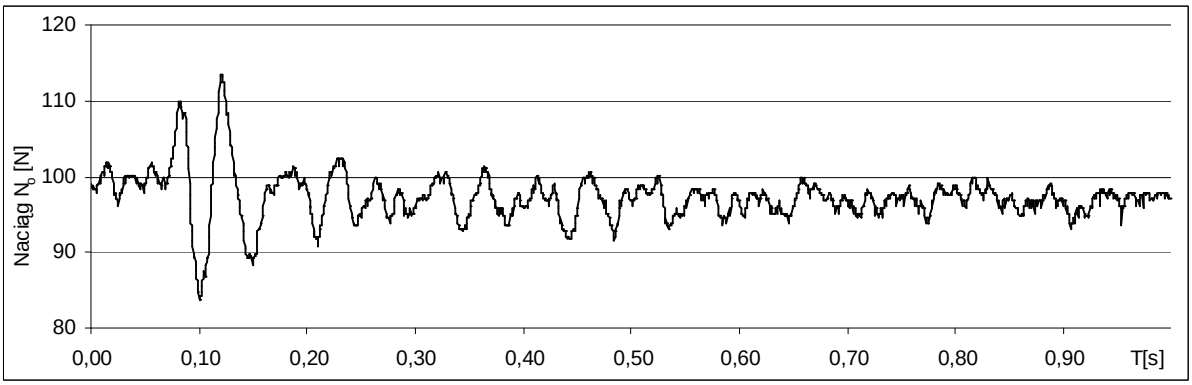


Rys.3.5. Przebieg czasowy siły naciągu w odciągu nr 2 (C2) po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=100 N — siła Po= 0 N

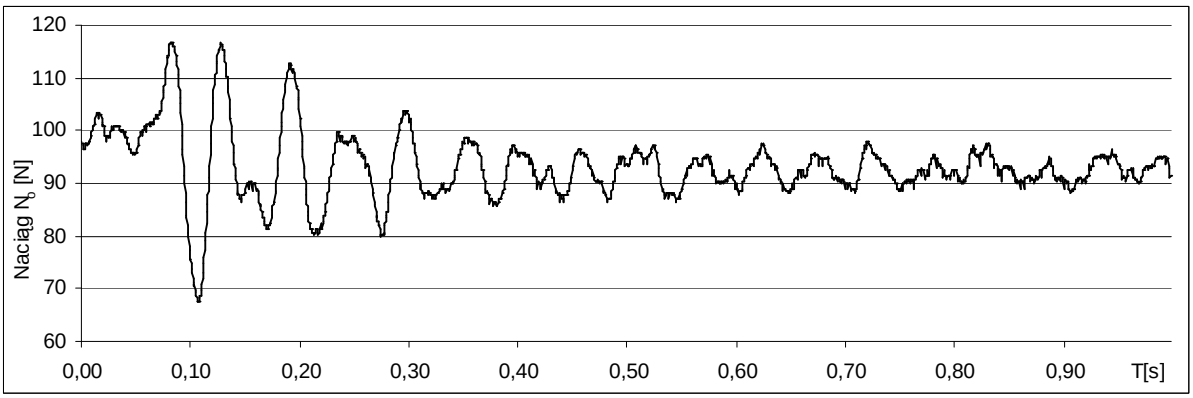
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys.3.6. Przebieg czasowy siły naciągu w zerwanym odciągu nr 3 (C3) w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=100 N — siła Po= 0 N



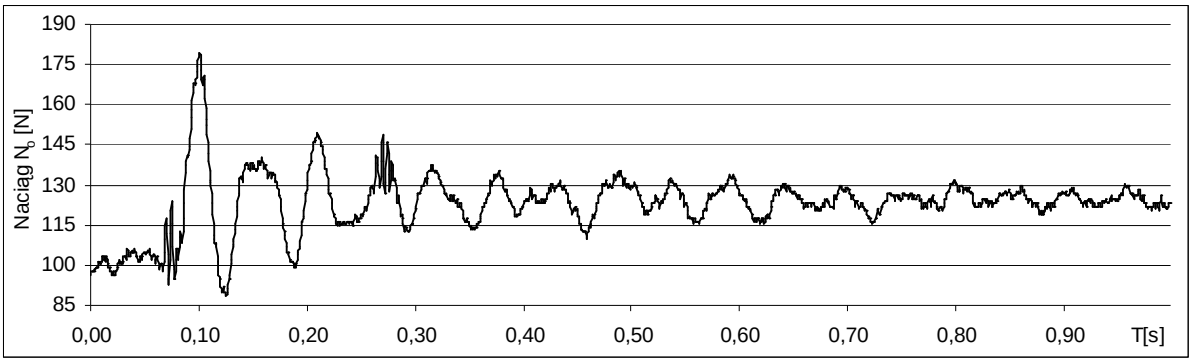
Rys.3.7. Przebieg czasowy siły naciągu w odciągu nr 4 (C4) po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=100 N — siła Po= 0 N



Rys.3.8. Przebieg czasowy siły naciągu w odciągu nr 5 (C5) po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=100 N — siła Po= 0 N

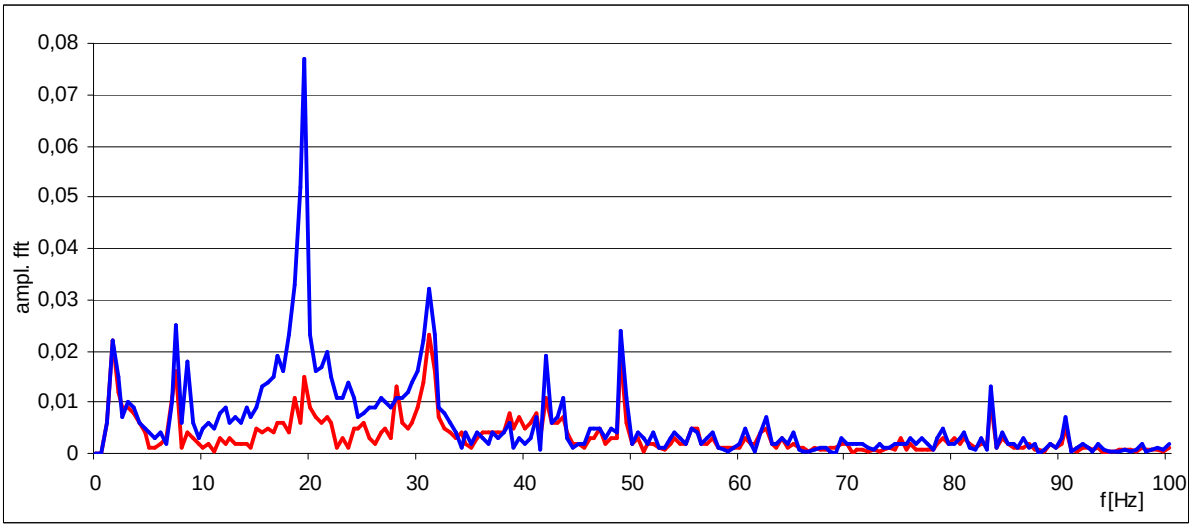
Na rysunkach da się też zaobserwować brak dokładności w realizacji sił naciągu w odciągach (zwłaszcza w przypadku rys. 3.7 i 3.8). Jest to wynikiem wrażliwości konstrukcji na jakąkolwiek zmianę sił naciągu w odciągach sąsiednich. Zmiana naciągu odciągów dowolnej kondygnacji powoduje, zmianę długości trzonu, co z kolei wymaga korekt naciągów w odciągach sąsiedniej kondygnacji. Założono, że dopuszczalna odchyłka siły naciągu wynieść może do 5% (błąd montażu czujników).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



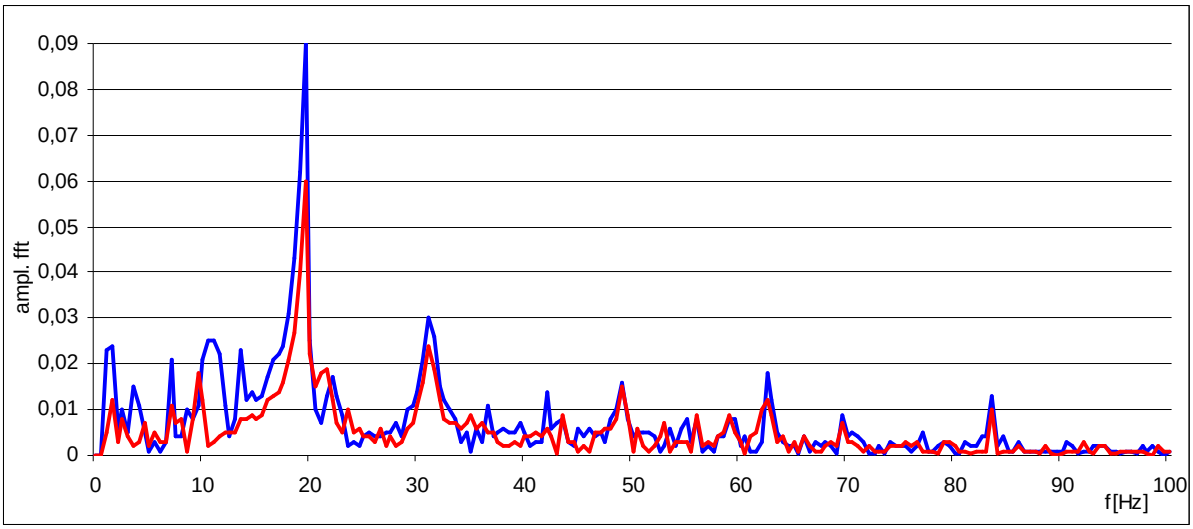
Rys. 3.9. Przebieg czasowy siły naciągu w odciągu nr 6 (C6) po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=100 N — siła Po= 0 N

Analizowano również parami częstotliwości drgań własnych odciągów, wykonując transformaty Fouriera przebiegów czasowych siły naciągu w porównywanych odciągach. Z tych analiz (zaprezentowane na rysunkach 3.10 i 3.11) wynika, że wartości częstotliwości drgań własnych w przypadku obu porównywanych par odciągów pokrywały się ze sobą. Niewielkie zmiany udziałów poszczególnych częstotliwości w odpowiedzi konstrukcji (linia czerwona i niebieska mają różne wartości amplitud) były wynikiem różnego rozłożenia czujników po wysokości trzonu. Czujniki zlokalizowane w pobliżu środka przęsła masztu charakteryzowały się większym udziałem w drganiach niższych częstotliwości drgań własnych modelu, zaś zlokalizowane bliżej podpór — większym udziałem wyższych częstotliwości. Wyjątkiem były czujniki zlokalizowane na poziomie zerwanego odciągu — tutaj poprzez zerwanie wytwarzał się środek przęsła.



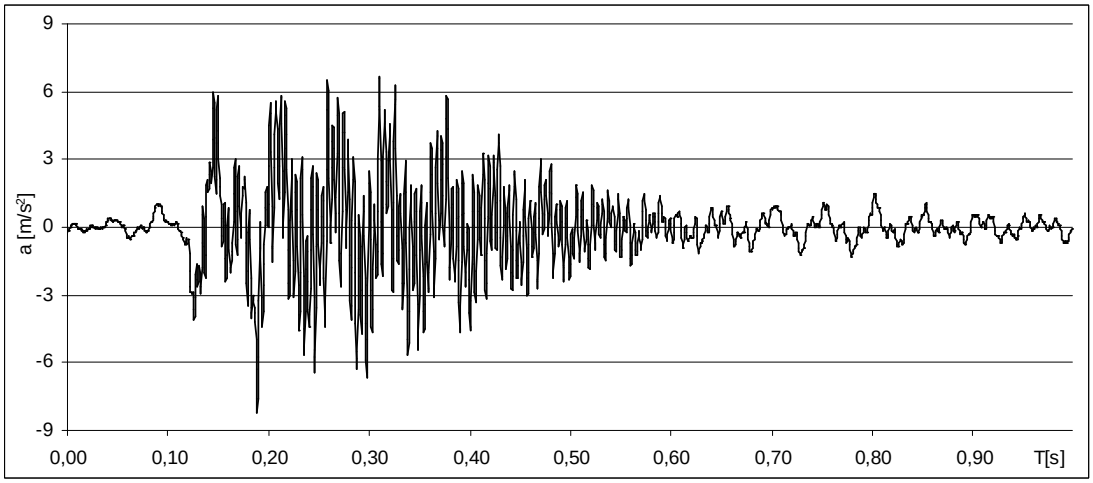
Rys.3.10. Analizy FFT przebiegów czasowych naciągów w odciągach nr 1 i 2 (C1 i C2) po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=100 N, siła Po= 0 N

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



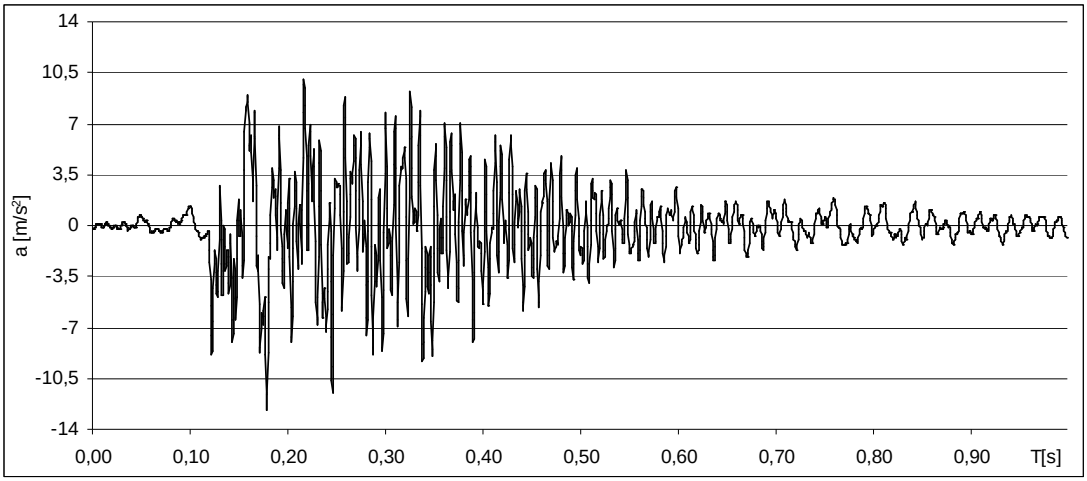
Rys.3.11. Analizy FFT przebiegów czasowych naciągów w odciągach nr 4 i 5 (C4 i C5) po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=100 N, siła Po= 0 N

Na rysunkach 3.12–3.16 przedstawiono przebiegi czasowe przyśpieszeń drgań punktów trzonu (B, C, D, E i F) po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=500 N — siła Po= 0 N. Trzon odpowiada po całej swojej wysokości podobnym widmem częstotliwościowym (por. rys. 3.17). Odpowiedzi konstrukcji w poszczególnych punktach pomiarowych różniły się jedynie wielkościami udziału w drganiach poszczególnych częstotliwości własnych. Zestawienie ekstremalnych wartości przyśpieszeń drgań w wyżej wymienionych punktach trzonu, uzyskane podczas badań wszystkich modeli z trzonami R i P16 dla wszystkich naciągów odciągów, zamieszczono odpowiednio w tablicach 3.3 i 3.4 oraz w postaci wykresów na rysunkach 3.18–3.21.

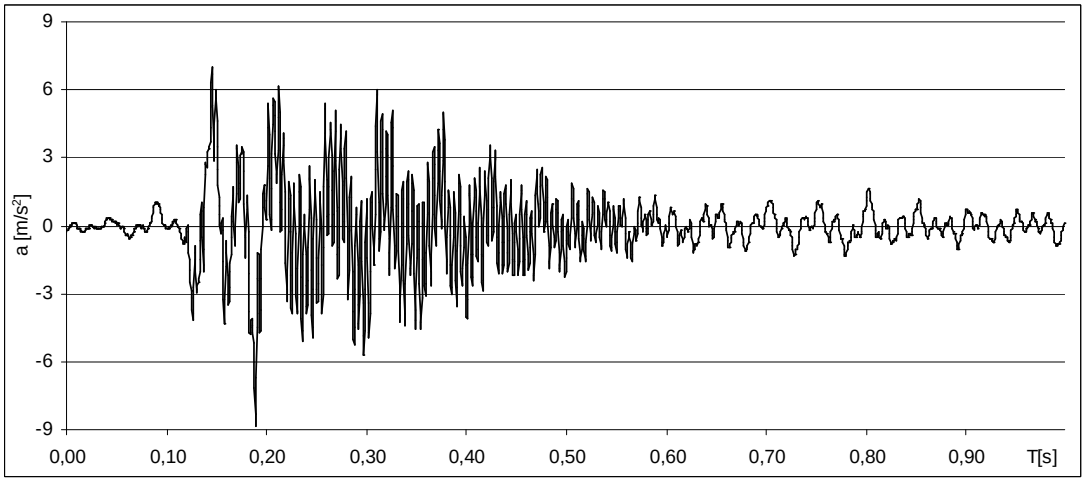


Rys.3.12. Przebieg czasowy przyśpieszeń drgań punktu B po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=500 N — siła Po= 0 N

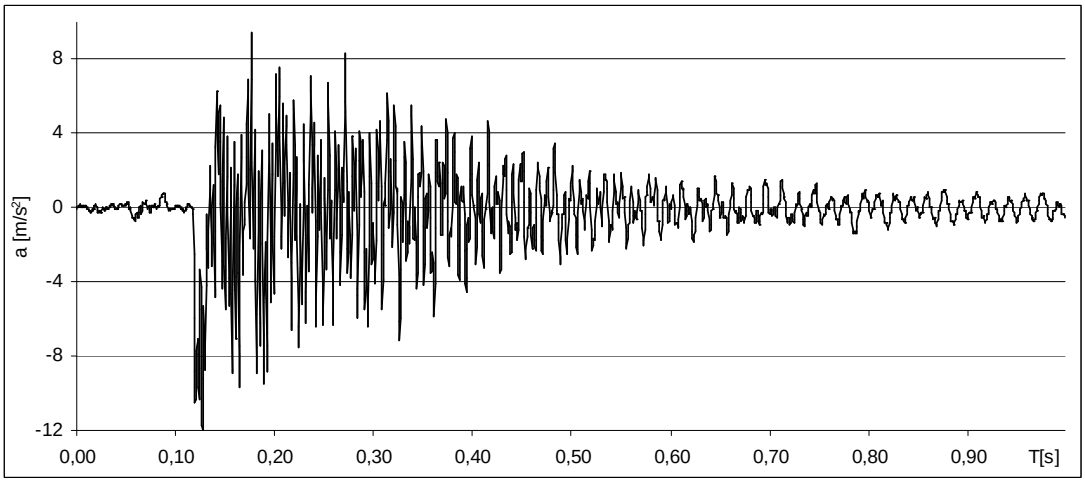
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys.3.13. Przebieg czasowy przyśpieszeń drgań punktu C po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=500N — siła Po= 0N

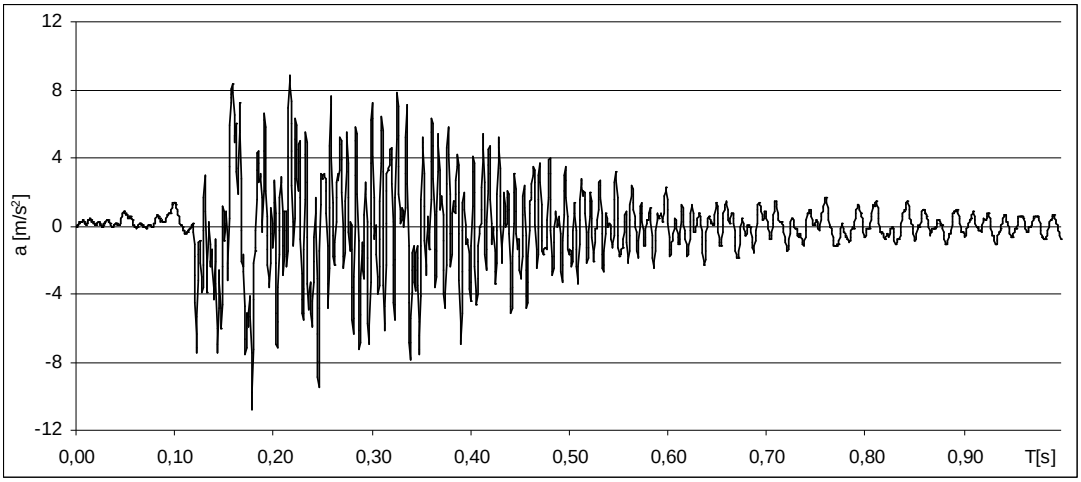


Rys.3.14. Przebieg czasowy przyśpieszeń drgań punktu D po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=500 N — siła Po= 0 N

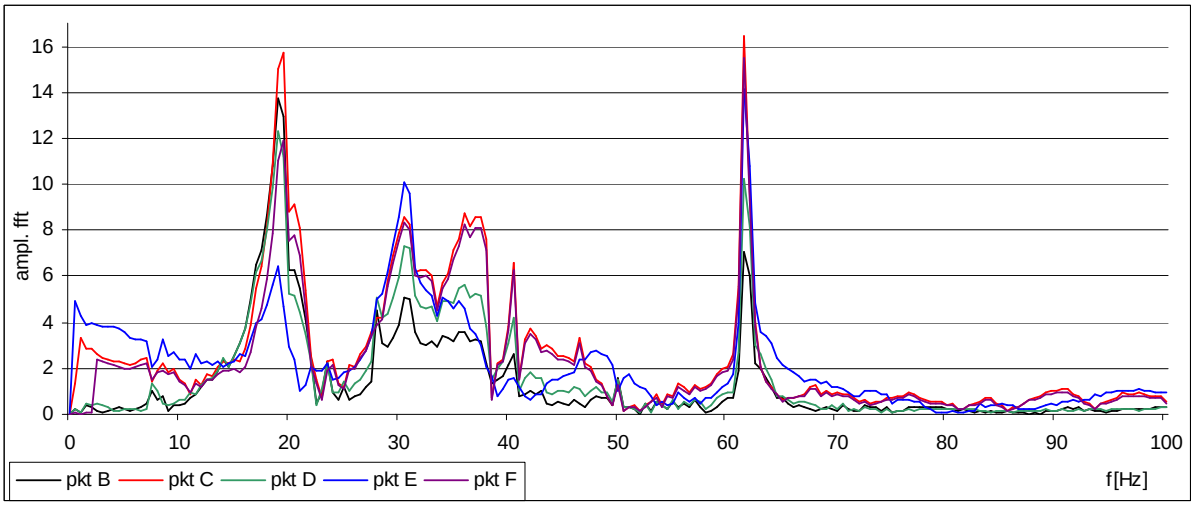


Rys.3.15. Przebieg czasowy przyśpieszeń drgań punktu E po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=500 N — siła Po= 0 N

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys.3.16. Przebieg czasowy przyśpieszeń drgań punktu F po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No=500 N — siła Po= 0 N



Rys.3.17. Analizy FFT akcelerogramów zarejestrowanych w punktach B, C, D, E i F trzonu po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon R — wariant IV — naciąg No= 500 N — siła Po = 0 N

Tablica 3.3a. Zestawienie ekstremalnych wartości przyśpieszeń drgań w punktach B, C, D, E i F trzonu R po zerwaniu odciągu dolnej kondygnacji

Zerwanie odciągu dolnej kondygnacji (C3)						
Wariant	**Wartość**	**Wartości przyśpieszeń [m/s^2]**				
		B	**C**	**D**	**E**	**F**
I	max	6,41	8,52	4,66	4,23	1,97
	min	-7,86	-10,72	-5,97	-5,84	-3,28
II	max	6,68	10,06	6,94	9,25	8,56
	min	-8,19	-12,62	-8,71	-11,73	-10,35
III	max	6,68	10,10	7,00	9,42	8,84
	min	-8,20	-12,70	-8,84	-12,04	-10,78
IV	max	6,63	10,07	6,95	9,30	8,66
	min	-8,14	-12,35	-8,70	-12,73	-10,97

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 3.3b. Zestawienie ekstremalnych wartości przyśpieszeń drgań w punktach B, C, D, E i F trzonu R po zerwaniu odciągu górnej kondygnacji

Zerwanie odciągu górnej kondygnacji (C6)						
Wariant	**Wartość**	**Wartości przyśpieszeń [m/s^2]**				
		B	**C**	**D**	**E**	**F**
I	max	4,13	2,36	2,60	2,66	1,59
	min	-4,89	-2,78	-2,50	-3,00	-2,98
II	max	4,30	2,79	3,86	5,82	6,91
	min	-5,09	-3,28	-3,65	-6,03	-9,41
III	max	4,30	2,80	3,90	5,93	7,13
	min	-5,10	-3,30	-3,70	-6,19	-9,80
IV	max	4,27	2,79	3,87	5,85	6,99
	min	-5,06	-3,21	-3,47	-5,52	-8,15

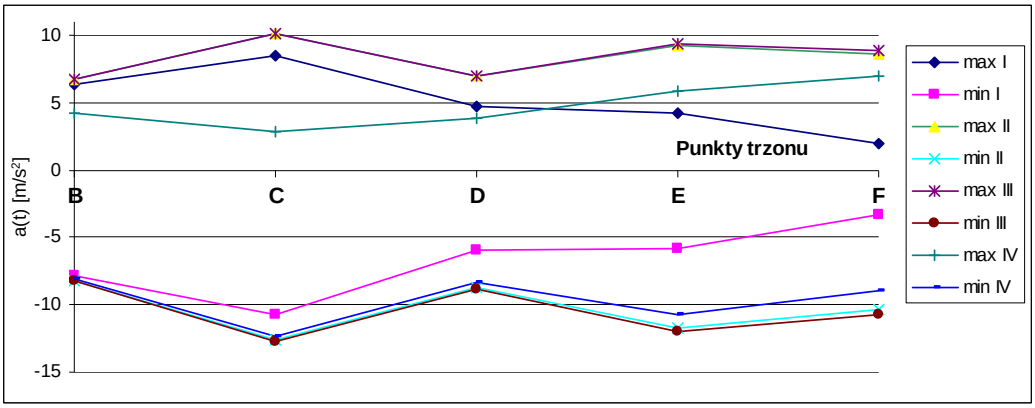
Tablica 3.4a. Zestawienie ekstremalnych wartości przyśpieszeń drgań w punktach B, C, D, E i F trzonu P16 po zerwaniu odciągu dolnej kondygnacji

Zerwanie odciągu dolnej kondygnacji (C3)						
Wariant	**Wartość**	**Wartości przyśpieszeń [m/s^2]**				
		B	**C**	**D**	**E**	**F**
I	max	0,58	0,68	0,24	0,02	0,03
	min	-0,46	-0,55	-0,22	-0,11	-0,01
II	max	0,61	0,91	0,62	0,81	0,73
	min	-0,48	-0,74	-0,50	-0,67	-0,57
III	max	0,61	0,92	0,64	0,86	0,80
	min	-0,48	-0,75	-0,52	-0,71	-0,63
IV	max	0,60	0,91	0,63	0,83	0,76
	min	-0,48	-0,71	-0,46	-0,54	-0,38

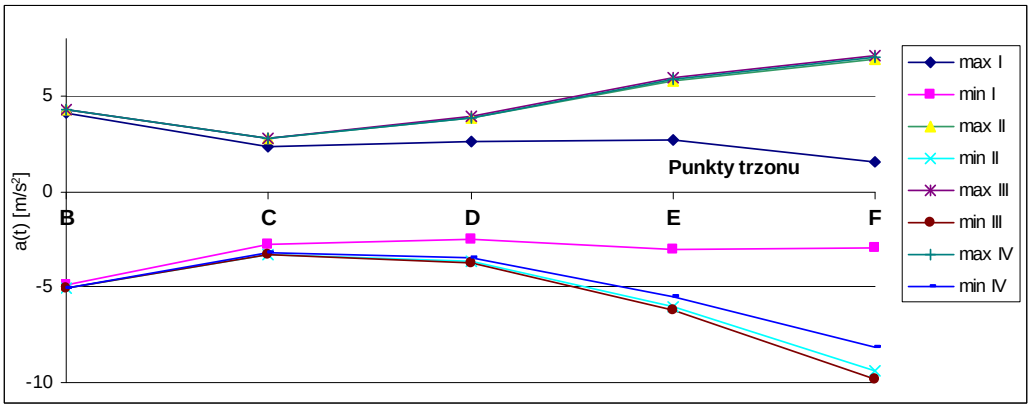
Tablica 3.4b. Zestawienie ekstremalnych wartości przyśpieszeń drgań w punktach B, C, D, E i F trzonu P16 po zerwaniu odciągu górnej kondygnacji

Zerwanie odciągu górnej kondygnacji (C6)						
Wariant	**Wartość**	**Wartości przyśpieszeń [m/s^2]**				
		B	**C**	**D**	**E**	**F**
I	max	0,27	0,15	0,14	0,09	0,16
	min	-0,35	-0,19	-0,15	-0,14	-0,09
II	max	0,29	0,19	0,26	0,38	0,45
	min	-0,36	-0,23	-0,26	-0,42	-0,66
III	max	0,29	0,19	0,26	0,40	0,48
	min	-0,36	-0,24	-0,26	-0,44	-0,70
IV	max	0,28	0,19	0,26	0,39	0,46
	min	-0,36	-0,23	-0,24	-0,37	-0,52

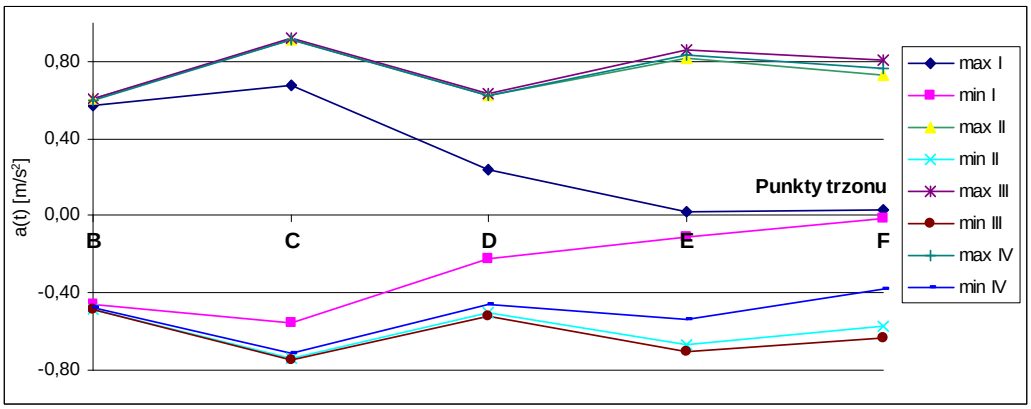
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys.3.18. Obwiednia ekstremalnych wartości przyśpieszeń drgań w punktach B, C, D, E i F trzonu R po zerwaniu odciągu dolnej kondygnacji (odciągu nr 3)

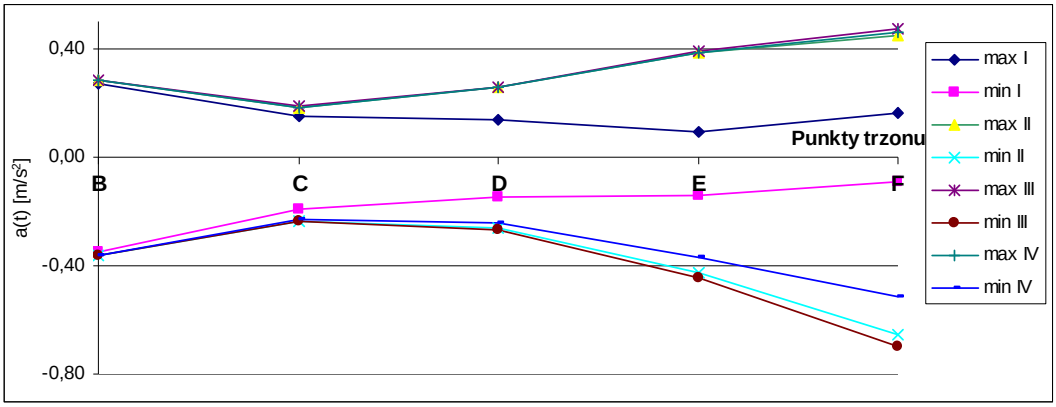


Rys.3.19. Obwiednia ekstremalnych wartości przyśpieszeń drgań w punktach B, C, D, E i F trzonu P16 po zerwaniu odciągu dolnej kondygnacji (odciągu nr 3)



Rys.3.20. Obwiednia ekstremalnych wartości przyśpieszeń drgań w punktach B, C, D, E i F trzonu R po zerwaniu odciągu górnej kondygnacji (odciągu nr 6)

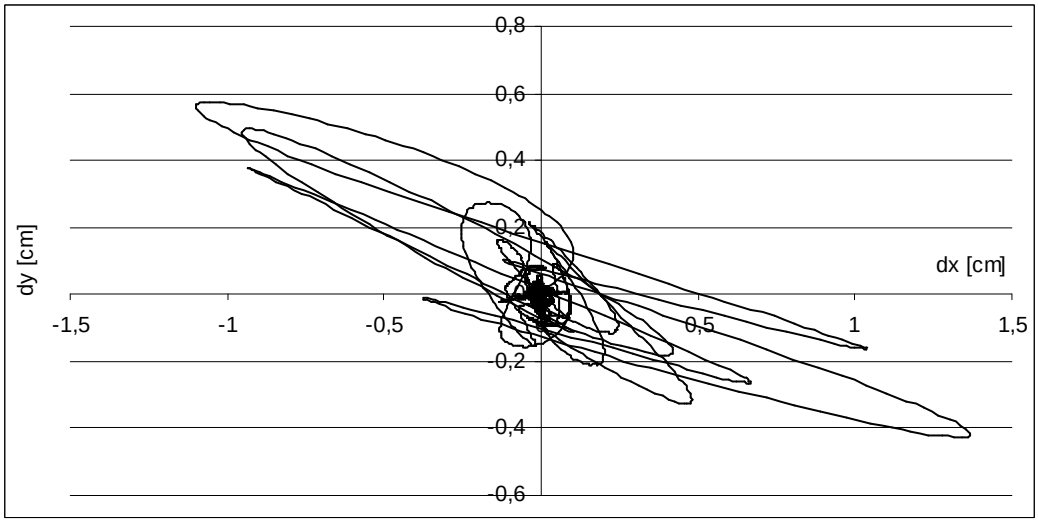
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys.3.21. Obwiednia ekstremalnych wartości przyśpieszeń drgań w punktach B, C, D, E i F trzonu P16 po zerwaniu odciągu górnej kondygnacji (odciągu nr 6)

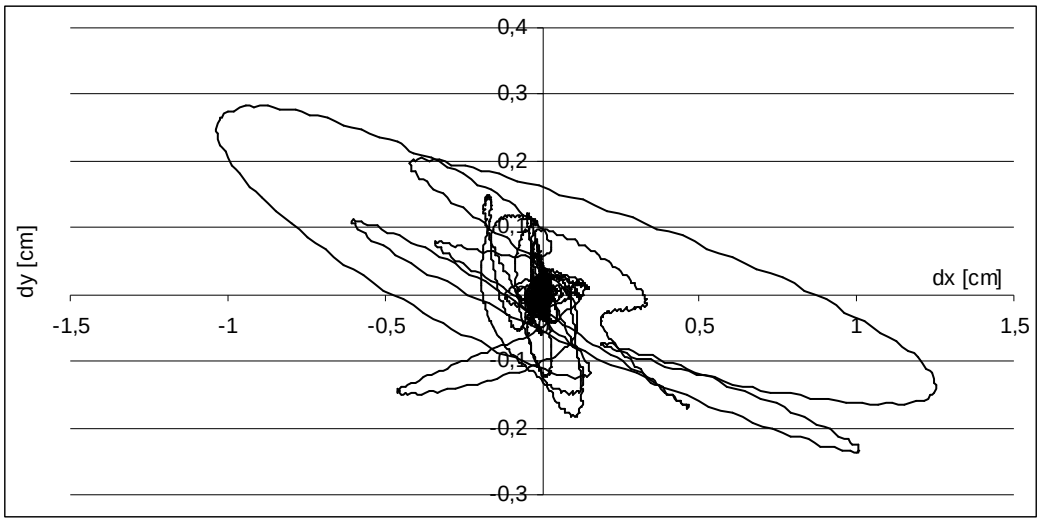
Z powyższych wykresów wynika, że rozkład ekstremalnych wartości przyśpieszeń drgań trzonu jest uwarunkowany miejscem zerwania odciągów, a same wartości zależą w głównej mierze od sztywności trzonu.

Niesymetryczność zachowania się konstrukcji pod wpływem zerwania odciągu zaprezentowano na rysunkach 3.22–3.24, przedstawiających ruch punktów trzonu (B, C i F) w płaszczyźnie poziomej po zerwaniu odciągu nr 3 (odciągu dolnej kondygnacji) w przypadku modelu: trzon P10 — wariant II — naciąg No=100N — siła *Po*=0N. Na wykresach oś pozioma jest osią przemieszczenia masztu w kierunku zerwania odciągu, zaś pionowa — w kierunku prostopadłym do niego.

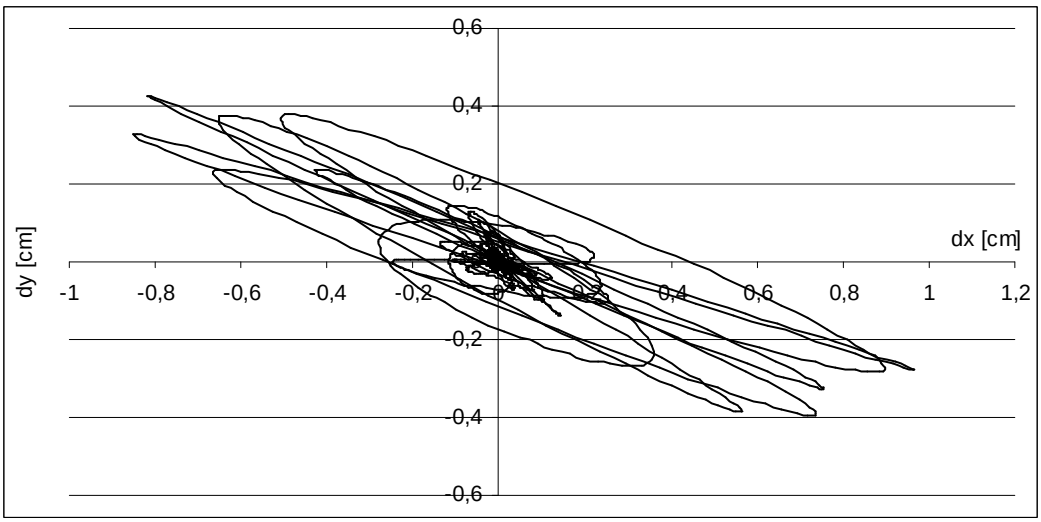


Rys.3.22. Ruch w płaszczyźnie poziomej punktu B po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon P10 — wariant II—— naciąg No=100 N — siła Po = 0 N

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys.3.23. Ruch w płaszczyźnie poziomej punktu C po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon P10 — wariant II — naciąg No=100 N — siła Po=0N



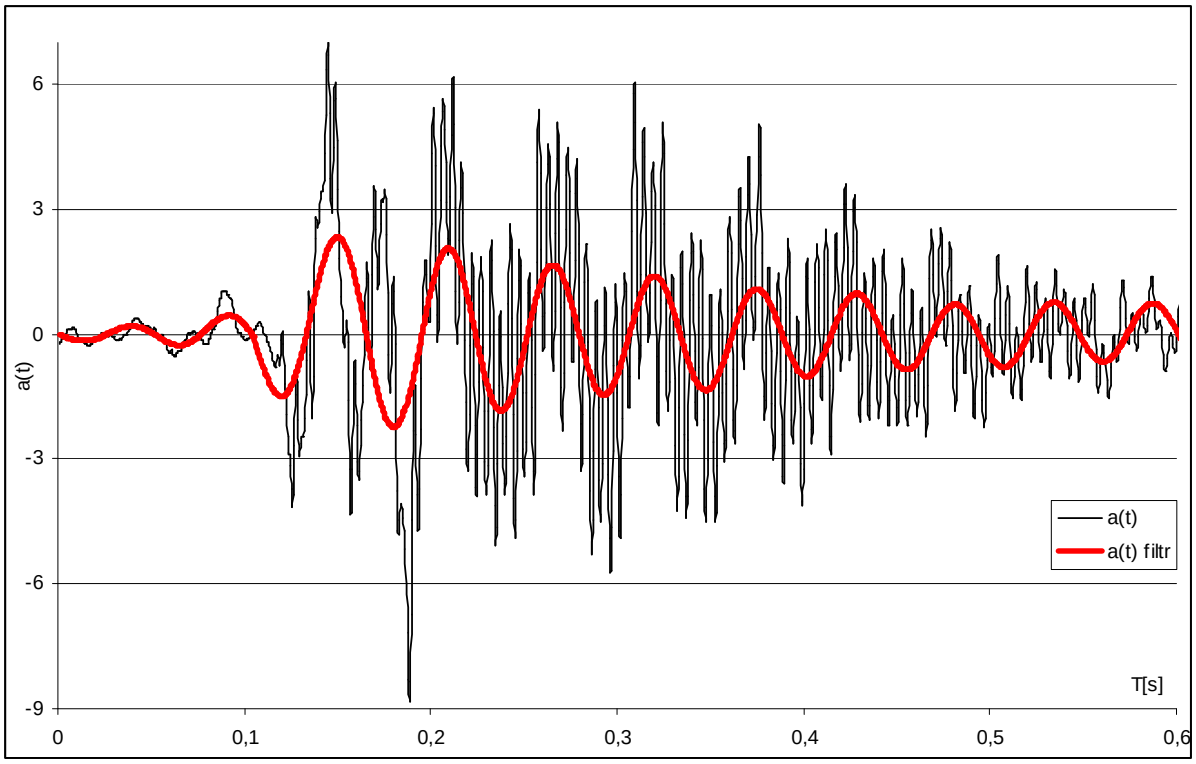
Rys.3.24. Ruch w płaszczyźnie poziomej punktu F (wierzchołek) po zerwaniu odciągu nr 3 w przypadku modelu: trzon P10 — wariant II— naciąg No=100 N — siła Po= 0 N

Na rysunkach 3.22–3.24 oprócz niesymetrycznej postaci przemieszczeń poziomych widać, że stosunek przemieszczeń w kierunku zerwania odciągu do przemieszczeń w kierunku prostopadłym do niego jest duży (wynosi około 0,6). Wpływ ten maleje wraz ze wzrostem siły naciągu w odciągach i przykładowo w przypadku trzonu P10 i siły naciągu równej 500 N zmniejsza się do około 0,21. Świadczy to o tym, że zwiększenie sił naciągu w odciągach zmniejsza wpływ niedokładności wykonawstwa na odpowiedź dynamiczną masztu.

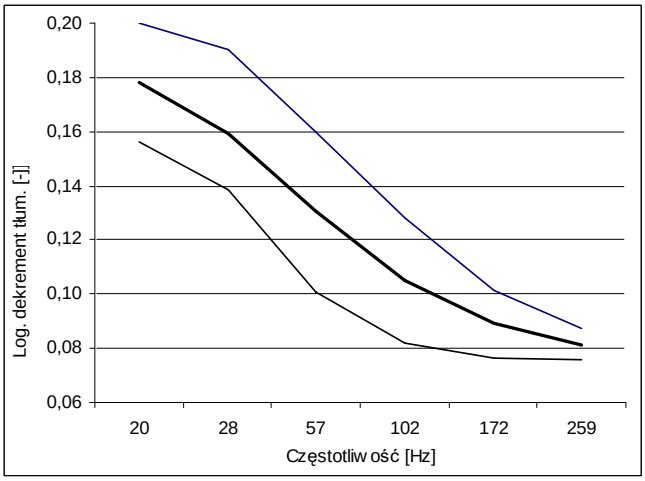
Zarejestrowane sygnały poddawano analizie FFT w celu określenia struktury częstotliwościowej zarejestrowanych drgań. W każdym z przypadków sygnały zarówno z akcelerometrów, jak i tensometrów „przepuszczono” przez filtry pasmowe, aby wyodrębnić

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

podstawowe częstotliwości drgań własnych (rys. 3.25), dla których obliczono logarytmiczne dekrementy tłumień. Wyniki zamieszczono w postaci tabelarycznej w załączniku 1, a w postaci wykresu na rysunku 3.26. Z badań wynika, iż wyższe częstotliwości charakteryzują się mniejszą wartością logarytmicznego dekrementu tłumienia (w przypadku analizowanych modeli konstrukcji).



Rys.3.25. Przykładowe wyodrębnienie pierwszej częstotliwości drgań własnych na tle zarejestrowanego sygnału w punkcie D w kierunku zerwania odciągu nr 6 w przypadku modelu: trzon P16 — wariant II — naciąg No=100 N — siła Po = 0 N

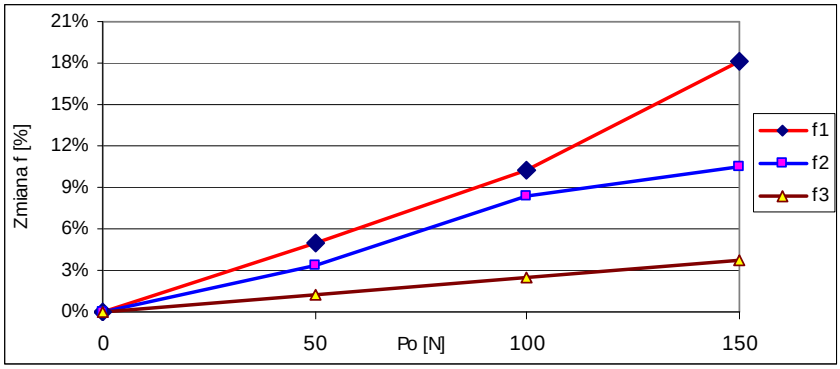


Rys.3.26. Zależność między logarytmicznym dekrementem tłumienia a częstotliwością drgań w odniesieniu do wszystkich rozważanych modeli (cienkie linie wyznaczają obwiednię uzyskanych wartości, a grubsza linia reprezentuje wartości średnie z wszystkich pomiarów)

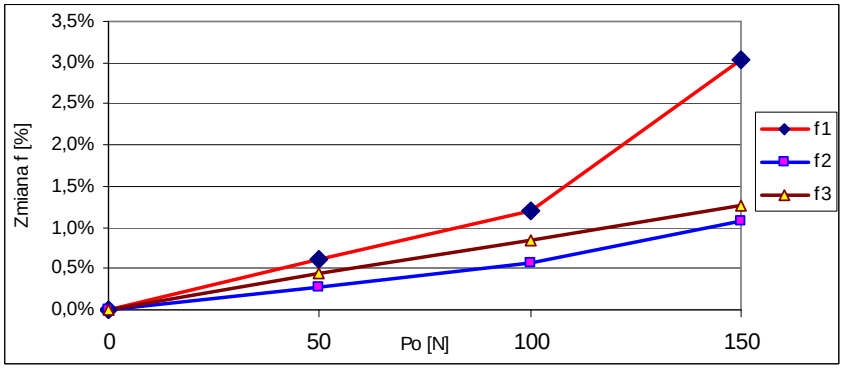
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

3.3.1. Wpływ siły osiowej na charakterystyki dynamiczne masztu

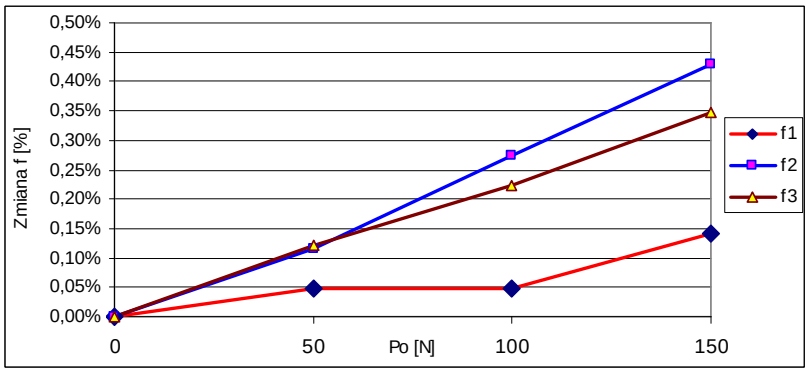
Konstrukcje typu masztowego charakteryzują się tym, że w trzon wprowadzana jest siła osiowa, pochodząca od naciągu odciągów. Podczas badań modelowych zdecydowano się na zwiększenie jej wartości poprzez dodatkowe obciążenie wierzchołka siłą pionową i określenie zależności pomiędzy zmianą charakterystyk dynamicznych konstrukcji a wielkością tej siły. Wielkości tych zmian przedstawiono tylko dla konstrukcji z kompletem odciągów (rys. 3.28–3.32).



Rys.3.28. Procentowy spadek trzech pierwszych częstotliwości drgań własnych dla wariantu II z trzonem P10 i naciągiem odciągów No=100 N

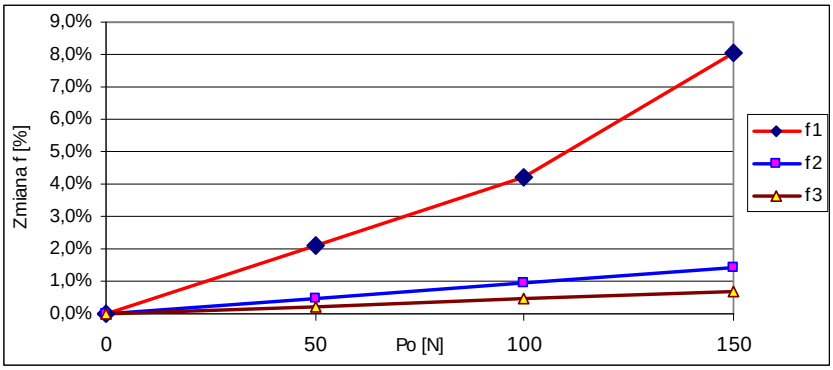


Rys.3.29. Procentowy spadek trzech pierwszych częstotliwości drgań własnych dla wariantu II z trzonem P16 i naciągiem odciągów No=100 N

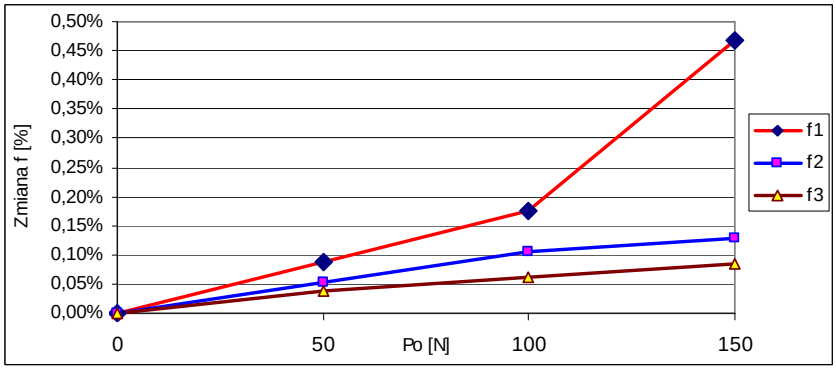


Rys.3.30. Procentowy spadek trzech pierwszych częstotliwości drgań własnych dla wariantu I z trzonem R i naciągiem odciągów No=100 N

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys.3.31. Procentowy spadek trzech pierwszych częstotliwości drgań własnych dla wariantu II z trzonem P16 i naciągiem odciągów No=500 N



Rys.3.32. Procentowy spadek trzech pierwszych częstotliwości drgań własnych dla wariantu II z trzonem R i naciągiem odciągów No=500 N

Jak wynika z przedstawionych zależności, zmniejszaniu się momentu bezwładności trzonu (tutaj średnicy profilu) towarzyszy wzrost podatności na działanie siły osiowej — dla trzonu P10 zmiana pierwszej częstotliwości drgań własnych poprzez przyłożenie dodatkowej siły osiowej, wynoszącej 150 N, przy naciągu odciągów No=100 N, wynosi 16%, zaś dla trzonu R przy tych samych warunkach — 0,4%. Efekt ten można uzyskać poprzez zwiększenie siły naciągu w odciągach. Dodatkowo należy zauważyć, że zależność pomiędzy zmianą częstotliwości drgań własnych a wartością dodatkowej siły osiowej zmniejsza się wraz ze wzrostem numeru rozpatrywanej częstotliwości. Wraz ze wzrostem siły osiowej w trzonie maleje częstotliwość drgań własnych masztu z odciągami. Im wyższa częstotliwość, tym jej zmiana jest mniejsza.

Dokonano też analizy zmiany logarytmicznego dekrementu tłumienia w zależności od obciążenia konstrukcji dodatkową siłą osiową. Przykładowe wyniki dotyczące trzonu P16 o geometrii jak w wariancie IV i naciągu odciągów No=300N pokazano w tablicy 3.5. Wynika z nich, że zmiany logarytmicznych dekrementów tłumienia dla kolejnych częstotliwości drgań

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

własnych przy wzroście siły osiowej (0 N — 150 N) są na tyle małe, że nie ma podstaw by rozważać zależności pomiędzy nimi.

Tablica 3.5. Zależność częstotliwości drgań własnych i odpowiadających im logarytmicznych dekrementów tłumień dla wariantu IV z trzonem P16 i naciągiem odciągów No=300 N

LP	Siła osiowa w wierzchołku Po [N]							
	0	50	100	150	0	50	100	150
[-]	Częstotliwość f [Hz]				Log. dekr tłumienia Δ [-]			
1	17,39	17,23	17,07	16,91	0,1850	0,1853	0,1856	0,1860
2	24,68	24,59	24,5	24,4	0,1706	0,1708	0,1709	0,1711
3	42,32	42,24	42,15	42,07	0,1433	0,1434	0,1435	0,1436
4	59,81	59,73	59,64	59,55	0,1241	0,1242	0,1242	0,1243
5	70,26	70,13	70,01	69,89	0,1154	0,1155	0,1156	0,1157

3.3.2. Wpływ siły naciągu w odciągach na charakterystyki dynamiczne masztu

Maszt z kompletem odciągów poddano analizie polegającej na określeniu częstotliwości drgań własnych. Wyniki przedstawiono tabelarycznie.

Jak wynika z analizy, sztywność konstrukcji (większe częstotliwości drgań własnych) dla rozpatrywanych modeli jest powiązana ze sztywnością trzonu oraz wielkością naciągów w odciągach (tablice 3.6–3.9). Zależności te są powiązane również ze schematem statycznym konstrukcji i w każdym z analizowanych przypadków przedstawiają się inaczej. Wzrost sztywności podpór w punktach C, E jest uwarunkowany zwiększeniem naciągu odciągów. Zwiększenie naciągu w odciągach powoduje z kolei wprowadzenie dodatkowej siły osiowej do trzonu, co warunkuje zmianę właściwości dynamicznych obiektów. Generalnie, dla modelu z trzonem P10 przy naciągu odciągów większym niż No=300N uzyskujemy przekroczenie siły krytycznej i konstrukcja straci stateczność, co uniemożliwia przedstawienie jakichkolwiek zależności w tym względzie. Modele P16 i R okazują się na tyle dobrze dobrane, że można wysnuć wnioski jakościowe. Analiza tablic 3.6.–3.9 pozwala stwierdzić, iż dla modelu z trzonem R wzrost naciągu odciągów do siły 500 N powoduje zwiększenie sztywności podpór, zaś wpływ siły osiowej wprowadzonej w trzon jest na tyle mało istotny, że rosną również częstotliwości drgań własnych (pierwszych czterech).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 3.6. Zależności pomiędzy sztywnością trzonu a wielkością siły naciągu w odciągach w przypadku wariantu I przy braku dodatkowej siły osiowej w trzonie

LP	WARIANT I								
	Trzon P10			Trzon P16			Trzon R		
	Naciąg odciągu No [N]								
[-]	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	Częstotliwość f [Hz]								
1	1,9			11,3	9,6	6,0	20,0	26,5	27,8
2	15,1			21,4	25,3	24,9	27,8	39,1	46,1
3	25,3			36,0	40,8	40,8	56,6	72,0	81,4
4	52,2			51,3	68,7	78,6	101,9	107,9	115,3
5	54,5			76,3	85,9	87,2	172,0	176,9	182,0
6	87,5			107,1	120,2	132,9	259,0	260,6	262,5
7	102,0			148,7	153,6	159,0	365,6	366,8	368,0

Tablica 3.7. Zależności pomiędzy sztywnością trzonu a wielkością siły naciągu w odciągach w przypadku wariantu II przy braku dodatkowej siły osiowej w trzonie

LP	WARIANT II								
	Trzon P10			Trzon P16			Trzon R		
	Naciąg odciągu No [N]								
[-]	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	Częstotliwość f [Hz]								
1	10,9			16,5	13,8	9,5	21,2	33,8	34,3
2	17,8			21,4	25,3	19,7	25,6	36,7	38,5
3	34,3			27,6	42,2	54,7	49,0	52,3	81,6
4	39,9			46,9	55,2	59,0	101,4	104,7	119,2
5	52,6			69,3	71,4	103,4	170,0	169,8	178,6
6	78,1			107,0	111,2	123,2	259,2	260,4	265,2
7	97,9			147,7	147,8	164,5	365,3	365,1	367,1

Tablica 3.8. Zależności pomiędzy sztywnością trzonu a wielkością siły naciągu w odciągach w przypadku wariantu III przy braku dodatkowej siły osiowej w trzonie

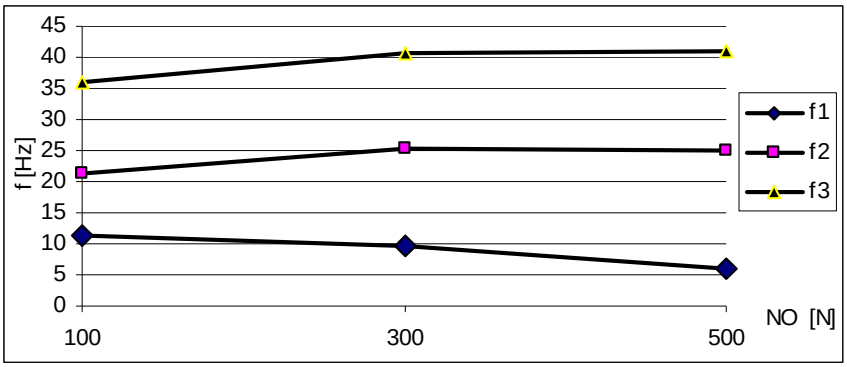
LP	WARIANT III								
	Trzon P10			Trzon P16			Trzon R		
	Naciąg odciągu No [N]								
[-]	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	Częstotliwość f [Hz]								
1	10,5			14,1	13,9	11,8	17,2	25,9	30,4
2	14,5			19,8	19,3	18,1	25,0	37,5	44,1
3	26,8			24,4	34,7	38,9	48,4	49,0	51,8
4	47,7			50,1	63,9	69,1	102,6	108,1	114,0
5	56,4			70,5	73,7	81,5	170,4	171,0	171,9
6	75,7			106,3	110,0	114,8	259,0	259,8	260,9
7	96,0			147,4	146,4	146,6	365,2	364,8	364,8

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

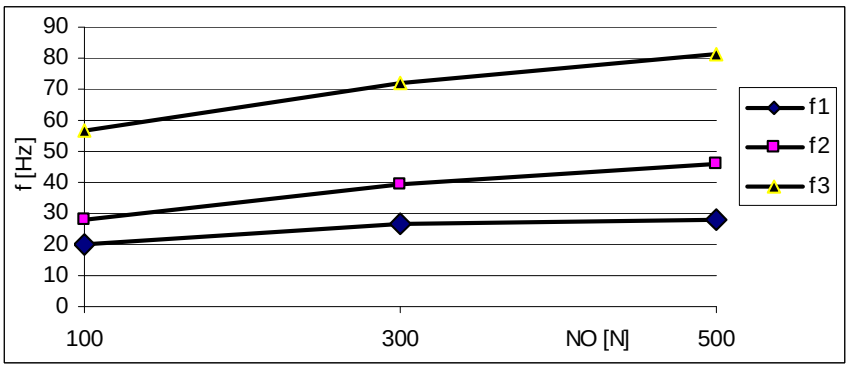
Tablica 3.9. Zależności pomiędzy sztywnością trzonu a wielkością siły naciągu w odciągach w przypadku wariantu IV przy braku dodatkowej siły osiowej w trzonie

LP	WARIANT IV								
	Trzon P10			Trzon P16			Trzon R		
	Naciąg odciągu No [N]								
[-]	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	Częstotliwość f [Hz]								
1	6,8			17,4	15,5	13,2	20,4	33,4	39,8
2	14,7			24,7	23,7	23,5	26,9	39,0	44,0
3	36,2			42,3	42,2	49,8	48,4	50,3	56,2
4	46,9			59,8	59,1	65,8	101,6	105,5	109,8
5	57,2			70,3	68,5	69,6	169,9	169,7	169,7
6	98,1			113,2	112,0	118,8	259,1	260,2	261,6
7	102,2			150,5	148,8	150,0	365,5	365,7	366,2

W odniesieniu do wariantu I i IV dla trzech pierwszych częstotliwości drgań pokazano te zależność w postaci wykresów (por. rys. 3.33–3.36). W przypadku trzonu o mniejszej sztywności można zaobserwować wpływ siły osiowej w trzonie, pochodzącej od pionowych składowych sił w odciągach, na wartość częstotliwości drgań własnych.

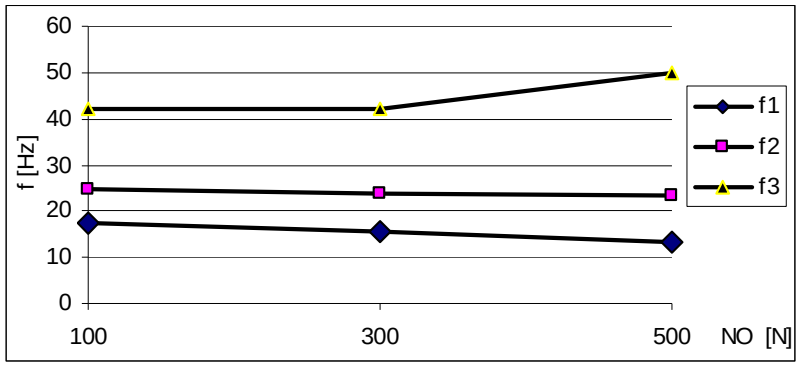


Rys. 3.33. Zależność pomiędzy naciągiem odciągu a zmianą częstotliwości drgań dla trzonu P16 w przypadku wariantu I

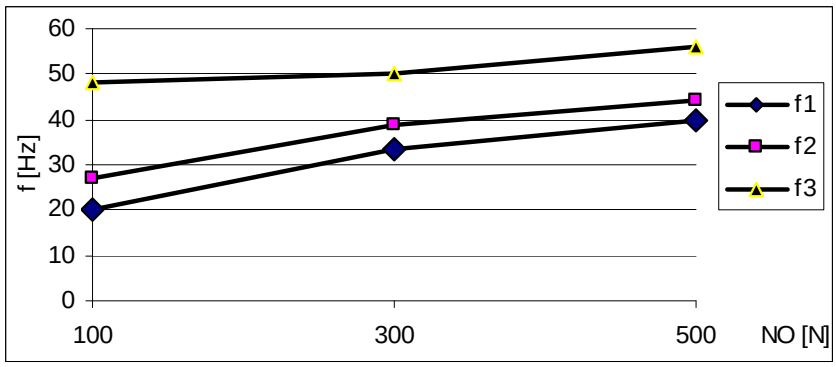


Rys.3.34. Zależność pomiędzy naciągiem odciągu a zmianą częstotliwości drgań dla trzonu R w przypadku wariantu I

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

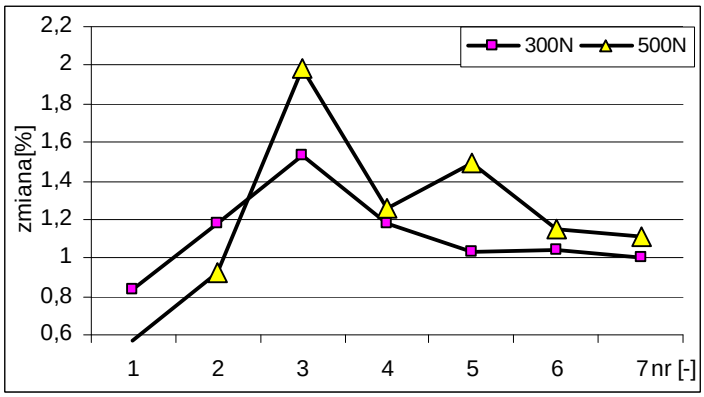


Rys.3.35. Zależność pomiędzy naciągiem odciągu a zmianą częstotliwości drgań dla trzonu P16 w przypadku wariantu IV



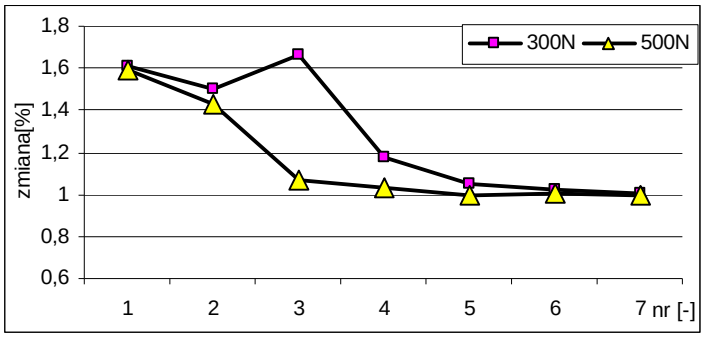
Rys. 3.36. Zależność pomiędzy naciągiem odciągu a zmianą częstotliwości drgań dla trzonu R w przypadku wariantu IV

Na rysunkach 3.37–3.40 przedstawiono zmianę częstotliwości drgań własnych w funkcji siły naciągu odciągów w stosunku do naciągu No=100 N. W przypadku analizowanych modeli można wysnuć wniosek, że przy sztywnych trzonach wzrostowi siły naciągu odciągu towarzyszy zmniejszanie się częstotliwości względnej, rozumianej jako stosunek częstotliwości przy naciągu aktualnym do częstotliwości przy naciągu mniejszym.

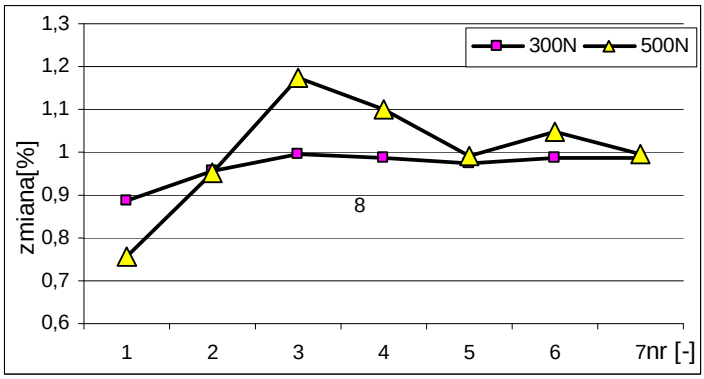


Rys.3.37. Zależność pomiędzy zmianą częstotliwości drgań własnych modelu a naciągiem odciągu w stosunku do naciągu No=100N (trzon P16, wariant II)

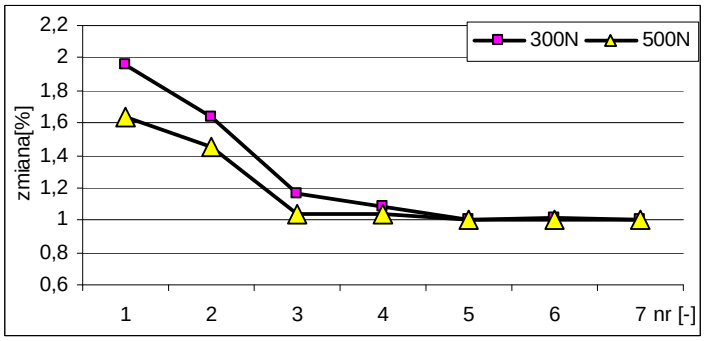
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 3.38. Zależność pomiędzy zmianą częstotliwości drgań własnych modelu a naciągiem odciągu w stosunku do naciągu No=100N (trzon R, wariant II)



Rys.3.39. Zależność pomiędzy zmianą częstotliwości drgań własnych modelu a naciągiem odciągu w stosunku do naciągu No=100 N (trzon P16, wariant IV)



Rys. 3.40. Zależność pomiędzy zmianą częstotliwości drgań własnych modelu a naciągiem odciągu w stosunku do naciągu No=100 N (trzon R, wariant IV)

3.3.3. Odpowiedź dynamiczna masztu na zerwanie odciągu

Głównym problemem stawianym przed analizą doświadczalną było uchwycenie zależności pomiędzy sztywnością trzonu a odpowiedzią obiektu. Zdecydowano się na wprowadzenie następujących kryteriów oceny odpowiedzi obiektu:

- w przypadku odciągów jest to stosunek ekstremalnej (lub końcowej) siły, występującej po zerwaniu, do pierwotnej siły, występującej w nim przed zerwaniem;

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

- w przypadku trzonu jest to ekstremalne przemieszczenie podczas ruchu konstrukcji wywołanego zerwaniem.

Wprowadzone kryterium ocenia różnicę wyników otrzymanych na drodze analizy pod obciążeniem statycznym i dynamicznym. Im ta różnica jest mniejsza, tym lepszy dobór charakterystyk obiektu. Tablice 3.10–3.13 (por. także rys. 3.41.-3.44) przedstawiają wartości ekstremalne, które wystąpiły po zerwaniu odciągu górnego lub dolnego. Ostatni wiersz w każdej tabeli przedstawia maksymalny procentowy wzrost siły naciągu, która wystąpiła podczas ruchu konstrukcji w najbardziej wytężonym odciągu.

Tabele sporządzono w taki sposób, by pokazać zmiany w każdym odciągu dla każdego ze schematów statycznych. Gdyby udało się uzyskać idealnie symetryczną konstrukcję, to siły w odciągach C1 i C2 oraz C4 i C5 byłyby identyczne. Brak tej zależności świadczy o imperfekcjach, występujących zarówno w materiale, jak i samej geometrii. Jednakże nie są one duże (do 4%). W związku z tym można sklasyfikować obiekt jako dobrze zamodelowany.

Tablica 3.10. Zestawienie ekstremalnych wartości sił w odciągach po zerwaniu dolnego odciągu dla wariantów z trzonem R

Nr odciągu	Ekstremalne spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu DOLNEGO przy sile naciągu odciągu - trzon R											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1	111	302	502	100	302	505	105	306	500	101	320	510
C2	103	301	501	105	301	510	104	306	501	108	318	512
C4	105	327	534	103	320	529	139	340	567	113	335	564
C5	107	344	546	104	322	512	146	326	534	117	345	562
C6	164	465	743	157	444	703	203	467	796	179	462	785
max %	64%	55%	49%	57%	48%	41%	103%	56%	59%	79%	54%	57%

Tablica 3.11. Zestawienie ekstremalnych wartości sił w odciągach po zerwaniu górnego odciągu dla wariantów z trzonem R

Nr odciągu	Ekstremalne spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu GORNEGO przy sile naciągu odciągu - trzon R											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1	104	326	545	109	344	510	111	389	518	117	339	506
C2	105	315	511	111	319	509	109	322	508	126	341	503
C3	157	489	734	163	496	721	183	501	784	204	493	719
C4	100	301	500	100	300	500	100	300	503	102	304	511
C5	100	300	500	100	300	500	100	301	500	100	300	505
max %	57%	63%	47%	63%	65%	44%	83%	67%	57%	104%	64%	44%

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

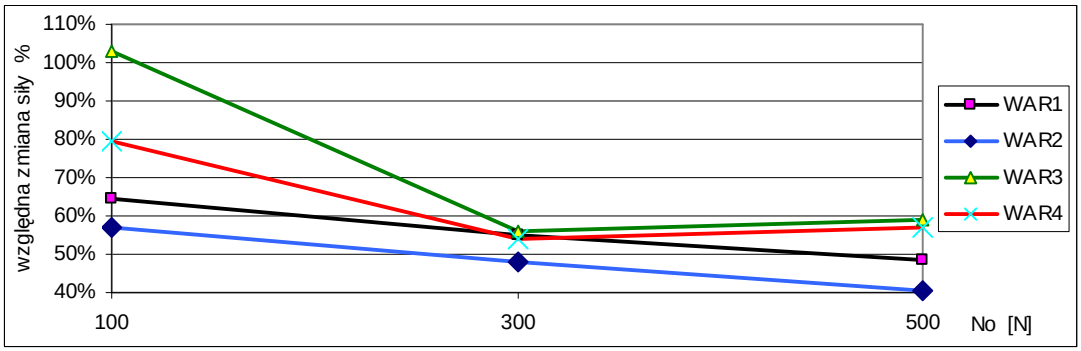
Tablica 3.12. Zestawienie ekstremalnych wartości sił w odciągach po zerwaniu dolnego odciągu w przypadku wariantów z trzonem P16

Nr odciągu	Ekstremalne spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu DOLNEGO przy sile naciągu odciągu - trzon pręt P16											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1	105	301	500	100	301	505	105	302	501	102	322	501
C2	102	301	500,5	100	303	516	106	305	500	104	306	491
C4	103	320	523	102	321	531	139	363	567	114	336	564
C5	103	333	529	101	312	500	142	368	562	115	339	552
C6	123	348	556	117	333	534	154	407	657	137	352	607
max %	23%	16%	11%	17%	11%	7%	54%	36%	31%	37%	17%	21%

Tablica 3.13. Zestawienie ekstremalnych wartości sił w odciągach po zerwaniu górnego odciągu w przypadku wariantów z trzonem P16

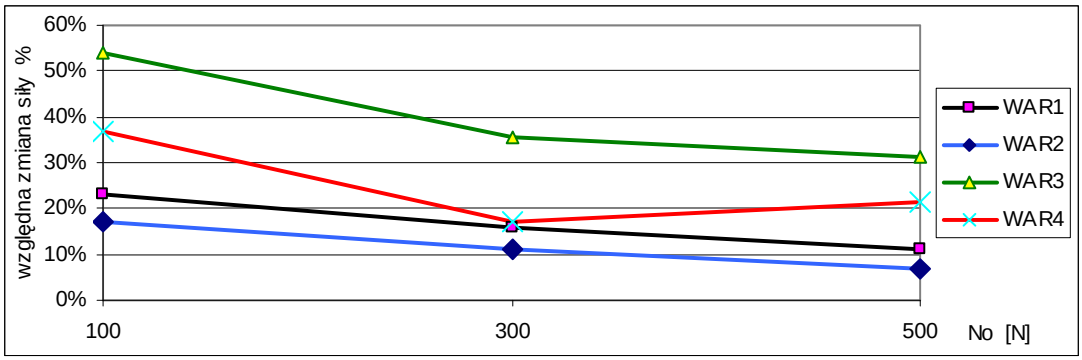
Nr odciągu	Ekstremalne spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu GORNEGO przy sile naciągu odciągu - trzon pręt P16											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1	103	322	538	103	324	516	105	318	503	114	361	523
C2	102,7	310	504	106	318	508	106	312	506	127	359	531
C3	132	411	618	136	407	601	146	398	619	160	386	603
C4	100	302	501	100	301	502	101	302	517	104	315	531
C5	100	302	503	100	300,1	500	100	301	517	104	312	525
max %	32%	37%	24%	36%	36%	20%	46%	33%	24%	60%	29%	21%

Analiza tablic 3.9–3.13 pozwala na stwierdzenie, że wariant II charakteryzuje się najmniejszymi wzrostami ekstremalnych wartości sił naciągu w odciągach podczas zerwania w stosunku do nominalnych (pierwotnych) wartości tych sił (w sytuacji zerwania jednego z odciągów — dolnego lub górnego) w obu wariantach trzonu.

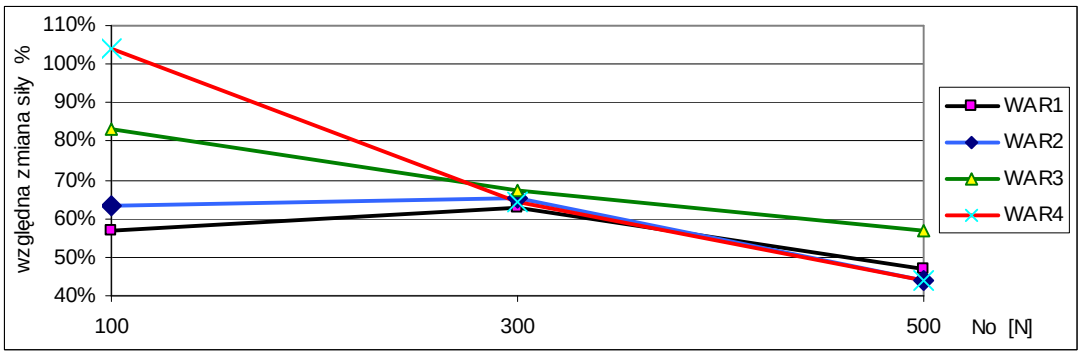


Rys.3.41. Ekstremalne procentowe zmiany sił w odciągach w przypadku różnych wariantów geometrycznych i różnych sił naciągu odciągów modelu z trzonem R — zerwanie odciągu dolnego

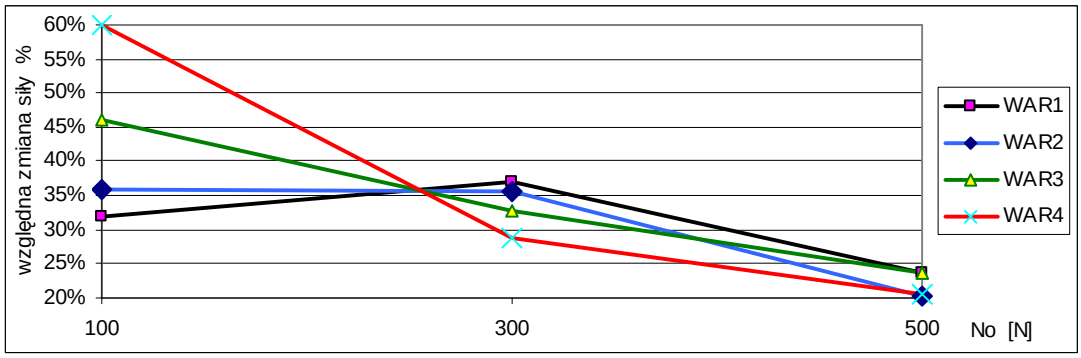
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys.3.42. Ekstremalne procentowe zmiany sił w odciągach w przypadku różnych wariantów geometrycznych i różnych sił naciągu odciągów modelu z trzonem P16 — zerwanie odciągu dolnego



Rys.3.43. Ekstremalne procentowe zmiany sił w odciągach w przypadku różnych wariantów geometrycznych i różnych sił naciągu odciągów modelu z trzonem R — zerwanie odciągu górnego



Rys.3.44. Ekstremalne procentowe zmiany sił w odciągach w przypadku różnych wariantów geometrycznych i różnych sił naciągu odciągów modelu z trzonem P16 — zerwanie odciągu górnego

Wielkość efektów dynamicznych występujących podczas zerwania odciągu maleje wraz ze zmniejszaniem sztywności trzonu (tabl. 3.10.-3.13., rys.3.41.-3.44.). Można zauważyć, że pod względem wytężenia odciągów zerwania na obydwu poziomach (górnej i dolnej kondygnacji) należy traktować równorzędnie. Istotne jest również określenie końcowych wartości sił naciągu w odciągach po ustabilizowaniu się obiektu (po ustaniu drgań). Przedstawiają to

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

tablice 3.14–3.17. i rys. 3.45.-3.48. Informacja ta pozwala na określenie stateczności obiektu po awarii, także na wybór odpowiedniej metody usunięcia jej skutków, a w razie wymiany odciągów na określenie kolejności ich wymiany.

Tablica 3.14. Końcowe wartości sił w odciągach po zerwaniu dolnego odciągu w przypadku wariantów z trzonem R

Nr odciągu	Końcowe spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu DOLNEGO trzonu R przy sile naciągu w odciągach											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1	44	105	172	82	149	225	88	232	349	65	134	199
C2	49	102	179	79	152	235	88	228	363	63	114	194
C4	99	293	490	78	294	476	92	256	407	97	296	459
C5	99	291	490	78	293	479	87	259	411	92	296	463
C6	119	367	605	140	325	540	143	334	543	128	351	592
max %	19%	22%	21%	40%	8%	8%	43%	11%	9%	28%	17%	18%

Tablica 3.15. Końcowe wartości sił w odciągach po zerwaniu górnego odciągu w przypadku wariantów z trzonem R

Nr odciągu	Końcowe spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu GORNEGO trzonu R przy sile naciągu w odciągach											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1	75	269	417	79	263	463	87	284	480	79	275	452
C2	73	269	423	80	269	457	80	283	480	69	276	457
C3	132	415	688	138	426	660	156	439	698	136	407	646
C4	50	75	93	44	76	100	37	69	99	48	82	94
C5	51	80	96	43	76	102	35	71	90	46	88	100
max %	32%	38%	38%	38%	42%	32%	56%	46%	40%	36%	36%	29%

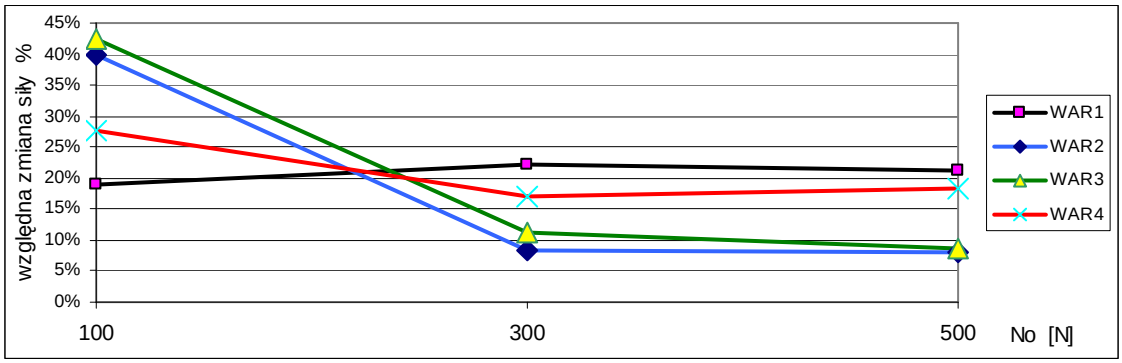
Tablica 3.16. Końcowe wartości sił w odciągach po zerwaniu dolnego odciągu w przypadku wariantów z trzonem P16

Nr odciągu	Końcowe spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu DOLNEGO trzonu P16 przy sile naciągu w odciągach											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1	27	64	106	52	94	148	58	154	231	43	89	132
C2	29	60	105	53	102	156	59	153	243	43	87	138
C4	99	294	493	80	298	489	95	262	417	99	302	420
C5	100	291	491	79	299	488	89	264	420	98	311	421
C6	107	330	544	127	307	510	132	310	503	113	310	503
max %	7%	10%	9%	27%	2%	2%	32%	3%	1%	13%	4%	1%

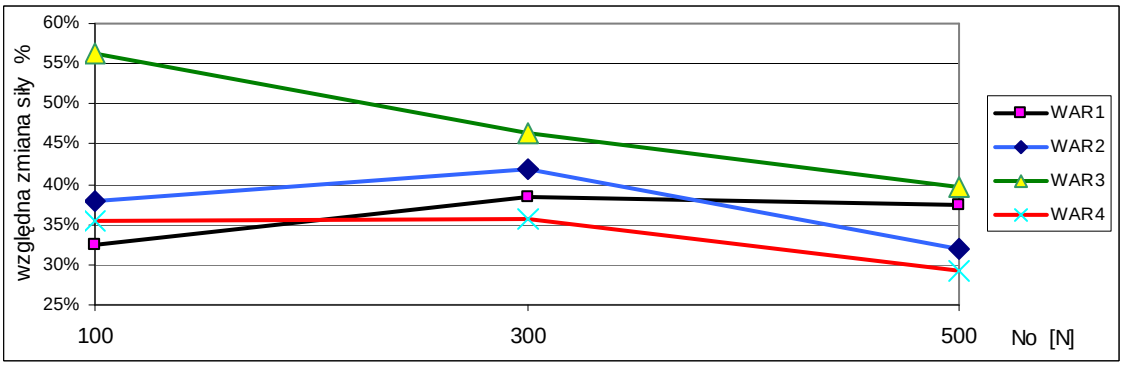
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 3.17. Końcowe wartości sił w odciągach po zerwaniu górnego odciągu w przypadku wariantów z trzonem P16

Nr odciągu	Końcowe spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu GORNEGO trzonu P16 przy sile naciągu w odciągach											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1	58	210	325	62	205	361	63	204	345	57	200	329
C2	53	198	312	59	204	358	64	228	383	58	203	331
C3	124	390	645	126	389	593	138	387	613	117	321	520
C4	63	97	120	57	97	128	49	92	132	63	104	117
C5	63	99	121	54	99	137	47	94	128	66	108	111
max %	24%	30%	29%	26%	30%	19%	38%	29%	23%	17%	7%	4%

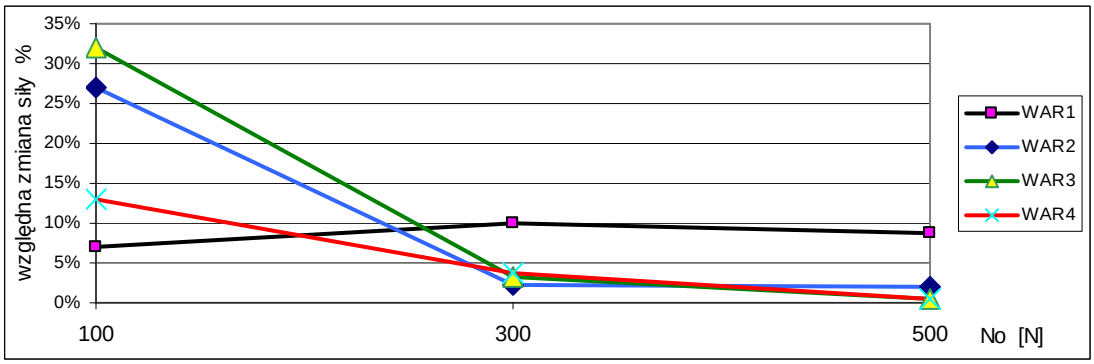


Rys.3.45. Końcowe procentowe zmiany sił w odciągach w przypadku różnych wariantów geometrycznych i różnych sił naciągu odciągów dla modelu z trzonem R — zerwanie odciągu dolnego

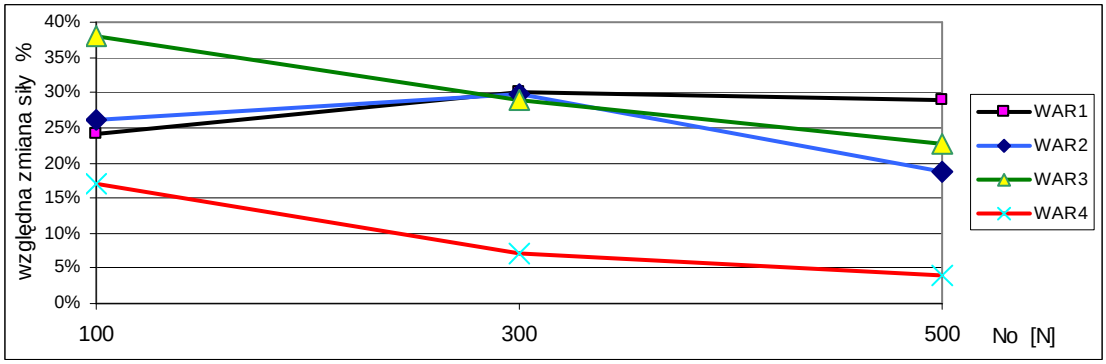


Rys.3.46. Końcowe procentowe zmiany sił w odciągach w przypadku różnych wariantów geometrycznych i różnych sił naciągu odciągów dla modelu z trzonem R — zerwanie odciągu górnego

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys.3.45. Końcowe procentowe zmiany sił w odciągach w przypadku różnych wariantów geometrycznych i różnych sił naciągu odciągów dla modelu z trzonem P16 — zerwanie odciągu dolnego



Rys.3.46. Końcowe procentowe zmiany sił w odciągach w przypadku różnych wariantów geometrycznych i różnych sił naciągu odciągów dla modelu z trzonem P16 — zerwanie odciągu górnego

Analiza końcowych wartości sił w odciągach po zaprzestaniu drgań konstrukcji dowodzi podobnie jak dla ekstremalnych wartości sił w odciągach, że pod względem wzrostu sił niekorzystniejszy jest wariant konstrukcji z większą sztywnością trzonu. Tym nie mniej nie ma zależności pomiędzy wariantami geometrii podparcia trzonu a odpowiedzią konstrukcji na zerwanie odciągu – uzależnione jest to od wielkości siły w odciągach. Zmiana siły naciągu w odciągu powoduje, że wariant charakteryzujący się małymi wzrostami sił w odciągach po zerwaniu jednego z nich zachowuje się zupełnie inaczej. Przykładowo dla P16 zarówno pod względem sił ekstremalnych w odciągach jak i końcowych przy naciągu odciągów No=100N największymi zmianami siły w stosunku do naciągu nominalnego cechował się War III, a przy naciągu No=300N War I (za wyjątkiem siły końcowej przy zerwaniu odciągu górnej kondygnacji)

Wynik a z tego, że odpowiedź konstrukcji masztu na zerwanie odciągu uzależniona jest od jej geometrii i sił naciągu w odciągach oraz, że oddzielnie winny być rozpatrywane względy statyczne i dynamiczne zagadnienia.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

- ***Wpływ sztywności trzonu na odpowiedź obiektu***

Wyniki badań zestawiono też w ten sposób (tabl.3.18), by pokazać zależność między sztywnością trzonu i efektami dynamicznymi, występującymi po zerwaniu odciągów

Tablica 3.18. Procentowe zmiany wartości sił w odciągach po zerwaniu jednego z nich

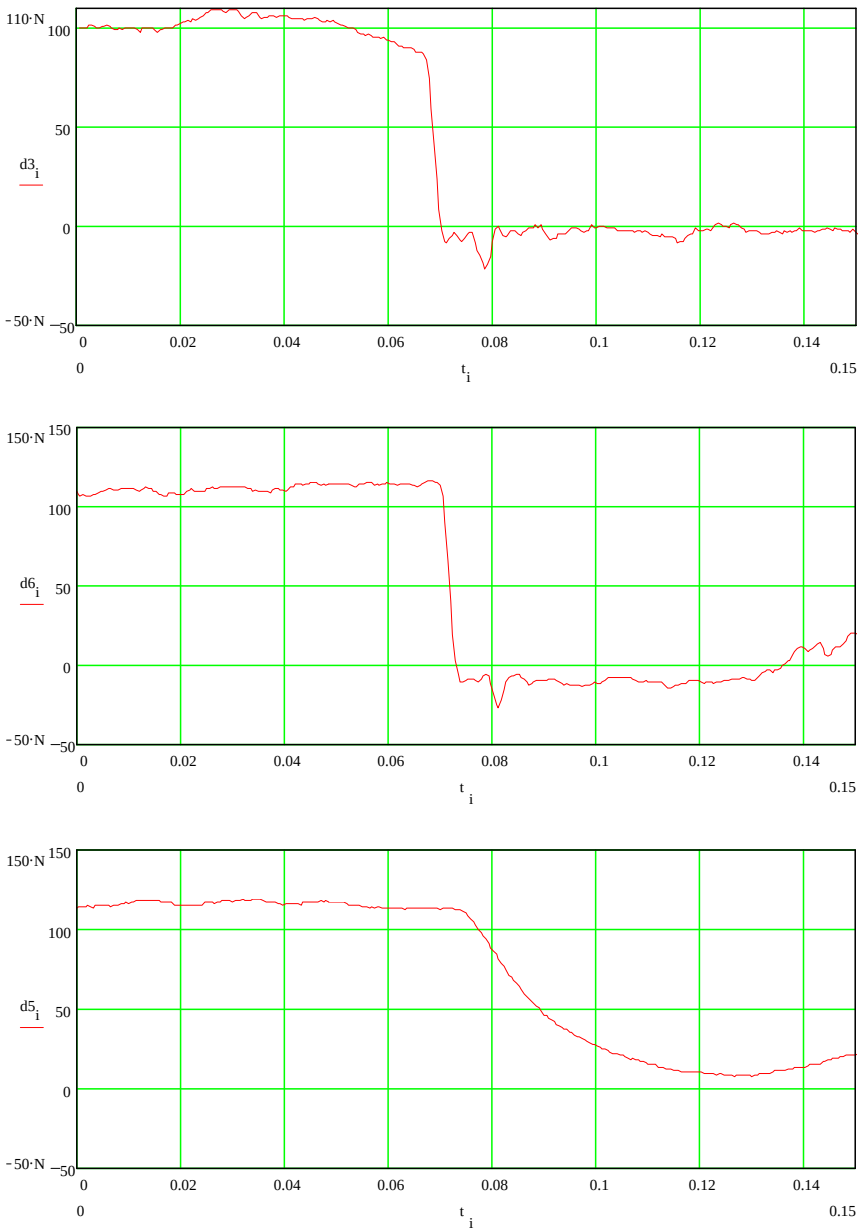
Trzon	Procentowe końcowe zmiany sił w odciągu C6 wywołane zerwaniem odciągu C3 przy sile naciągu											
	WAR I			**WAR II**			**WAR III**			**WAR IV**		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
R	19%	22%	21%	40%	8%	8%	**43%**	11%	9%	28%	17%	18%
P16	7%	10%	9%	27%	2%	2%	32%	3%	1%	13%	4%	1%
Trzon	Procentowe końcowe zmiany sił w odciągu C3 wywołane zerwaniem odciągu C6 przy sile naciągu											
	WAR I			**WAR II**			**WAR III**			**WAR IV**		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
R	32%	38%	38%	38%	42%	32%	**56%**	46%	40%	36%	36%	29%
P16	24%	30%	29%	26%	30%	19%	38%	29%	23%	17%	7%	4%
Trzon	Procentowe ekstremalne zmiany sił w odciągu C6 wywołane zerwaniem odciągu C3 przy sile naciągu											
	WAR I			**WAR II**			**WAR III**			**WAR IV**		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
R	64%	55%	49%	57%	48%	41%	**103%**	56%	59%	79%	54%	57%
P16	23%	16%	11%	17%	11%	7%	54%	36%	31%	37%	17%	21%
Trzon	Procentowe ekstremalne zmiany sił w odciągu C3 wywołane zerwaniem odciągu C6 przy sile naciągu											
	WAR I			**WAR II**			**WAR III**			**WAR IV**		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
R	57%	63%	47%	63%	65%	44%	83%	67%	57%	**104%**	64%	44%
P16	32%	37%	24%	36%	36%	20%	46%	33%	24%	60%	29%	21%

W wyniku analizy tablicy 3.18 należy stwierdzić, że im sztywniejszy trzon, tym większe zmiany sił naciągu w odciągach zarówno podczas ruchu obiektu, jak i po ustabilizowaniu drgań.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

3.4. Analiza porównawcza wyników obliczeń teoretycznych i badań doświadczalnych wybranych modeli

Model laboratoryjny był również analizowany za pomocą MES. Głównym czynnikiem wpływającym na zachowanie się konstrukcji było wymuszenie (prawa strona równania ruchu), które realizowano poprzez ścięcie jednego z odciągów wybranego poziomu. Jak widać na przykładowo załączonych wykresach (rys. 3.47) zerwania odciągu, różniły się one każdorazowo albo wielkością wzrostu siły naciągu w odciągu, albo gradientem siły przy zerwaniu.

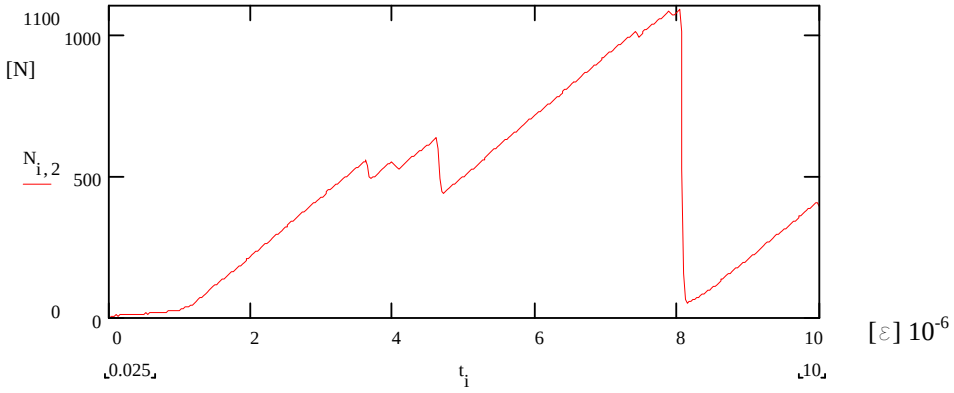


Rys. 3.47. Przykładowe wykresy zerwania odciągu dolnej kondygnacji w przypadku naciągu wstępnego około 100 N (oś pionowa — siła w [N], oś pozioma — czas w [s])

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Dlatego w odniesieniu do każdego modelu operacja ścięcia była powtarzana kilka razy. Uznano, że proces przejścia z jednego stanu równowagi do drugiego — charakteryzujący się istotnymi różnicami, jak: zmiana schematu statycznego, zmiana sztywności podparć, rodzaju więzów (na poziomie zerwanego odciągu występują więzy jednostronne), a nawet geometrii elementów (np. prostoliniowy trzon przechodzi w krzywoliniowy) — jest zjawiskiem rzadko spotykanym i mało rozeznanym nie tylko pod względem doświadczalnym, ale i numerycznym. Starano się więc o eliminację każdej niejasności już na etapie przygotowywania się do badań doświadczalnych. Korzystano z nich bowiem jako z bazy w analizie numerycznej.

Zależność pomiędzy przemieszczeniami poszczególnych punktów konstrukcji a naciągiem odciągów jest nieliniowa — dla danego położenia podparć (poziomów odciągów) stabilizuje się przy różnych wytężeniach odciągów. Jest też funkcją sztywności i rodzaju podparcia trzonu, dlatego w każdym przypadku obliczeniowym należy traktować ją indywidualnie. Wynika to głównie z nieliniowości geometrycznej, jak i materiałowej. Na rysunku 3.48 pokazano wykres rozciągania linki, z której sporządzono odciągi modelu. Widać, że w początkowej fazie jest on silnie nieliniowy, zaś potem ulega stabilizacji. Początkowa faza jest momentem, gdy poszczególne elementy składowe liny odciągowej ulegają wyprostowaniu. Po czym następuje faza sprężysta, aż do momentu, gdy najbardziej wytężone elementy liny pękają. Siła, przy której następuje ten efekt, mieści się w zakresie analizowanego przedziału naciągu odciągów.

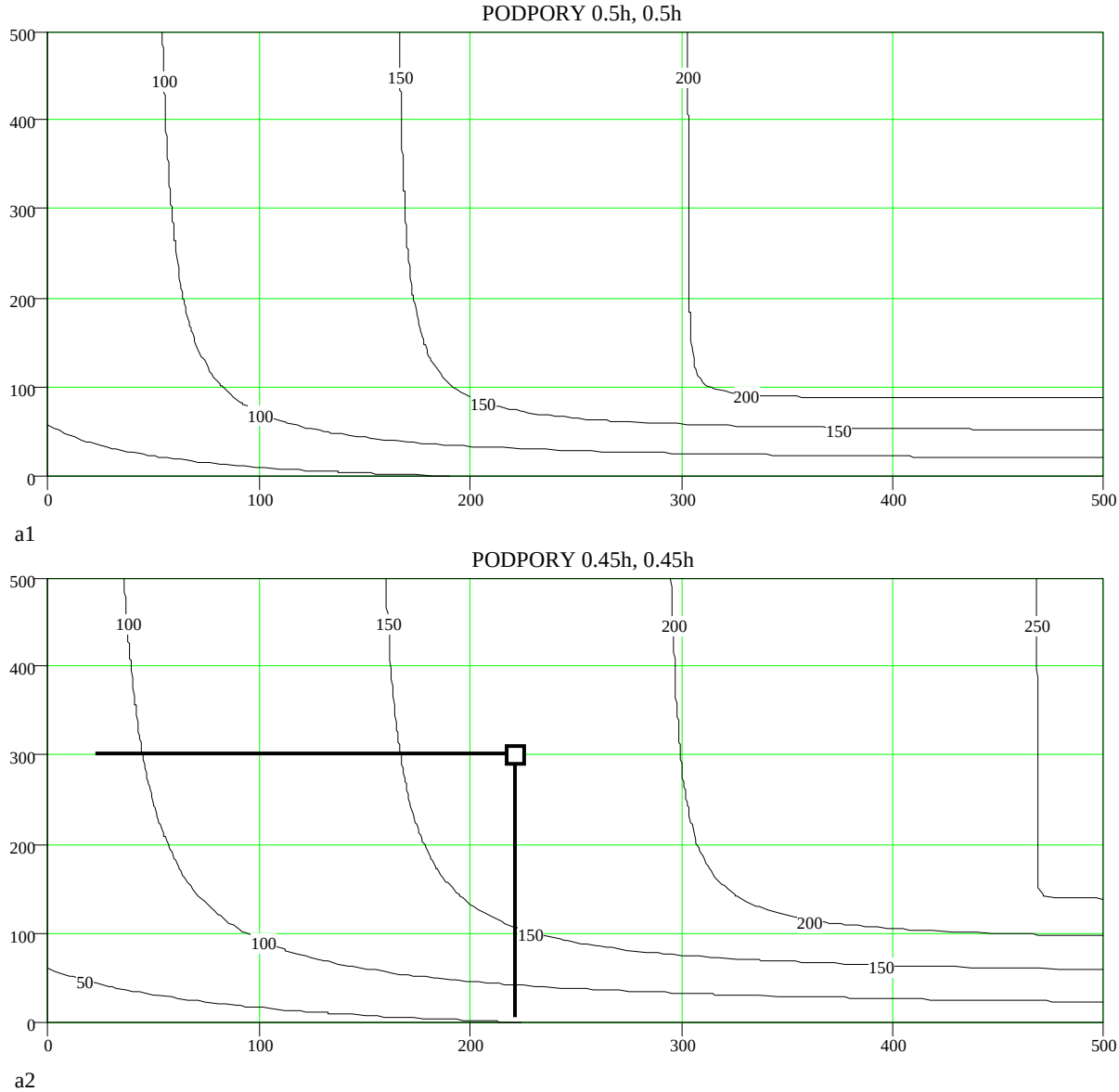


Rys. 3.48. Wykres rozciągania linki odciągowej w maszynie wytrzymałościowej (oś pionowa — siła naciągu w [N], oś pozioma — odkształcenia w [m])

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Jednak uchwycenie punktów zerwań poszczególnych splotów linki (rys.3.48.) jest bardzo kłopotliwe i nie jest przedmiotem analizy w niniejszej pracy. Początkowa część wykresu wyjaśnia „dziwne” zachowanie się konstrukcji przy małych naciągach odciągów.

Częstotliwość drgań i siła krytyczna zależą w sposób istotny od wartości sił naciągu. Przedstawiono to na rys. 3.49 w odniesieniu do dwóch poziomów odciągów i przegubowego podparcia trzonu. Oś pozioma określa naciąg dolnego poziomu, zaś pionowa — górnego poziomu odciągów. Warstwice określają wartość siły krytycznej konstrukcji masztu.



Rys.3.49.. Zależność siły krytycznej od naciągu odciągów, np. w przypadku masztu 0,45 h, 0,45 h i naciągu odciągów dolnego poziomu No=200N a górnego No=300 N, siła krytyczna jaką można przyłożyć do trzonu wynosi około 160 N

Jak wynika z wykresów, w analizowanym przypadku większym obciążeniem pionowym można obciążyć maszt ze wspornikiem. Taki wniosek można wyciągnąć na podstawie analizy

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

statycznej, jednak po wykonaniu analizy czasowej odpowiedzi konstrukcji na zerwanie odciągu okazuje się, że wniosek ten jest błędny.

Dodatkowe obciążenie osiowe przyłożone do trzonu masztu wpływa na wzrost jego przemieszczeń poprzecznych. Wzrost jest nieliniowy. Analiza doświadczalna (ze względu na możliwości techniczne) dotyczyła małych obciążeń pionowych. W ujęciu numerycznym nie było takich uwarunkowań. Sporządzono wykres (rys. 3.49.), na którym przedstawiono zależność siły krytycznej od poziomu naciągów odciągów dla poszczególnych kondygnacji badanej konstrukcji (z trzonem P16).

Podczas zerwania odciągu, pomimo iż starano się uzyskać idealną symetrię, zauważono drgania poprzeczne trzonu (rys.3.22–3.24). Efekt taki można by uzyskać na drodze obliczeniowej, wprowadzając ewentualny współczynnik imperfekcji naciągu do elementów macierzy sztywności odpowiadający kierunkowi poprzecznemu. Nie rozważano tego zagadnienia w niniejszej pracy. Należy jednak zdawać sobie sprawę, iż ruch przestrzenny rzeczywistej konstrukcji powoduje straty energii, wynikające z zerwania, a co za tym idzie, rozbieżności pomiędzy modelem badanym doświadczalnie i analizowanym matematycznie.

Analizie numerycznej został poddany każdy z rozważanych modeli laboratoryjnych. Wyniki porównania analizy teoretycznej i doświadczalnej przedstawiono w tablicach 3.19 i 3.20. W zdecydowanej większości wyniki dotyczące konfiguracji poszczególnych punktów trzonu oraz wytężeń odciągów podczas zerwania wybranego z nich pokrywały się (z dokładnością do 15%). Zdefiniowany w tablicy BŁĄD jest błędem procentowym pomiędzy wartością obliczoną a zmierzoną (w przypadkach odciągów C1 i C2 oraz C4 i C5 brano jako wartość pomierzoną średnią arytmetyczną wartości sił zmierzonych w obu odciągach). W przypadku, kiedy rozbieżności były większe, modele charakteryzowały się małymi wartościami sił naciągu w odciągach. Na tej podstawie można wysnuć wniosek, iż charakterystyka odciągów odbiega od założonej.

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 3.19. Porównanie wyników badań laboratoryjnych i analizy teoretycznej w przypadku modelu z trzonem R

Nr odciągu	Końcowe spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu DOLNEGO przy sile naciągu odciągu - trzon R analiza teoretyczna											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1/C2	47	103	176	81	150	230	88	230	356	64	124	196
BŁĄD	5,6%	1,3%	2,0%	2,2%	1,3%	2,3%	0,2%	0,8%	2,0%	1,6%	8,0%	1,5%
C4/C5	93	292	490	93	293	478	93	257	409	93	296	461
BŁĄD	5,9%	0,3%	0,0%	18,9%	0,1%	0,3%	0,7%	0,7%	0,5%	3,8%	0,0%	0,5%
C6	112	311	511	116	324	552	118	362	601	112	307	567
BŁĄD	11,5%	15,2%	15,6%	33,9%	0,5%	2,2%	34,1%	8,3%	10,8%	24,3%	12,6%	4,2%

Nr odciągu	Końcowe spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu GORNEGO przy sile naciągu odciągu - trzon R analiza teoretyczna											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1/C2	74	269	420	79	266	460	83	283	480	74	276	454
BŁĄD	1,0%	0,1%	0,7%	0,1%	1,1%	0,7%	4,7%	0,1%	0,1%	6,7%	0,3%	0,6%
C3	139	384	663	137	392	614	143	384	616	140	375	612
BŁĄD	7,2%	7,4%	3,6%	1,2%	7,9%	6,9%	14,3%	12,5%	11,7%	5,0%	7,9%	5,2%
C1/C2	50	78	95	44	76	101	36	70	95	47	85	97
BŁĄD	3,1%	6,1%	3,1%	2,5%	0,1%	1,2%	7,1%	1,8%	9,9%	4,6%	6,9%	6,5%

Nr odciągu	Ekstremalne spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu DOLNEGO przy sile naciągu odciągu - trzon R analiza teoretyczna											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1/C2	107	302	502	102	302	507	104	306	501	105	319	511
BŁĄD	3,8%	0,2%	0,1%	2,0%	0,2%	0,4%	0,7%	0,1%	0,1%	3,2%	0,3%	0,2%
C4/C5	93	335	540	93	321	521	93	333	551	93	340	563
BŁĄD	11,2%	2,6%	1,1%	9,7%	0,3%	1,7%	32,1%	2,1%	3,0%	17,7%	1,5%	0,2%
C6	157	425	764	163	498	668	165	415	677	157	415	704
BŁĄD	8,9%	8,6%	2,8%	6,8%	12,0%	5,0%	37,0%	11,2%	15,0%	24,9%	10,1%	10,4%

Nr odciągu	Ekstremalna spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu GORNEGO przy sile naciągu odciągu - trzon R analiza teoretyczna											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1/C2	105	321	528	110	332	510	110	355	513	121	340	505
BŁĄD	0,2%	1,8%	3,3%	0,5%	3,8%	0,1%	1,0%	9,5%	1,0%	4,0%	0,3%	0,3%
C3	125	538	697	123	529	709	133	504	742	134	517	712
BŁĄD	25,2%	10,0%	5,0%	30,5%	6,7%	1,7%	35,6%	0,5%	5,3%	46,1%	4,9%	0,9%
C1/C2	100	301	500	100	300	500	100	301	501	101	302	508
BŁĄD	0,3%	0,4%	0,0%	0,1%	0,0%	0,0%	0,0%	0,3%	0,5%	2,0%	1,2%	1,2%

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 3.20. Porównanie wyników badań laboratoryjnych i analizy teoretycznej w przypadku modelu z trzonem P16

Nr odciągu	Końcowe spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu DOLNEGO przy sile naciągu odciągu - trzon P16 analiza teoretyczna											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1/C2	28	62	106	53	98	152	59	154	237	43	88	135
BŁĄD	3,6%	3,2%	0,5%	1,0%	4,1%	2,6%	0,9%	0,3%	2,5%	0,0%	1,1%	2,2%
C4/C5	93	293	492	93	299	489	93	263	419	93	307	421
BŁĄD	6,3%	0,5%	0,2%	16,4%	0,2%	0,1%	2,2%	0,4%	0,4%	6,1%	1,5%	0,1%
C6	112	310	508	116	315	533	118	352	468	112	289	574
BŁĄD	9,6%	6,1%	6,6%	17,1%	2,5%	4,5%	21,0%	13,6%	6,9%	1,5%	6,9%	14,1%

Nr odciągu	Końcowe spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu GORNEGO przy sile naciągu odciągu - trzon P16 analiza teoretyczna											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1/C2	56	204	319	61	205	360	64	216	364	58	202	330
BŁĄD	4,5%	2,9%	2,0%	2,5%	0,2%	0,4%	0,8%	5,6%	5,2%	0,9%	0,7%	0,3%
C3	151	428	730	147	427	668	151	416	674	132	344	571
BŁĄD	28,4%	9,8%	13,1%	23,2%	9,8%	12,7%	13,5%	7,6%	10,0%	16,8%	7,2%	9,9%
C1/C2	63	98	121	56	98	133	48	93	130	65	106	114
BŁĄD	0,0%	2,0%	0,8%	5,5%	2,0%	6,6%	4,2%	2,1%	3,1%	4,5%	3,7%	5,4%

Nr odciągu	Ekstremalne spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu DOLNEGO przy sile naciągu odciągu - trzon P16 analiza teoretyczna											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1/C2	104	301	500	100	302	511	106	304	501	103	314	496
BŁĄD	1,4%	0,0%	0,0%	0,0%	0,3%	1,1%	0,5%	0,5%	0,1%	1,0%	2,5%	1,0%
C4/C5	93	327	526	93	317	516	93	366	565	93	338	558
BŁĄD	9,7%	2,0%	0,6%	8,9%	1,4%	3,0%	32,7%	0,7%	0,4%	18,3%	0,4%	1,1%
C6	112	301	539	116	283	486	118	367	665	146	329	559
BŁĄD	17,7%	13,4%	3,1%	1,5%	14,9%	9,0%	46,4%	9,9%	1,2%	12,8%	6,5%	7,8%

Nr odciągu	Ekstremalna spadki sił w odciągach wywołane zerwaniem odciągu GORNEGO przy sile naciągu odciągu - trzon P16 analiza teoretyczna											
	WAR I			WAR II			WAR III			WAR IV		
	100	300	500	100	300	500	100	300	500	100	300	500
	[N]											
C1/C2	103	316	521	105	321	512	106	315	505	121	360	527
BŁĄD	0,1%	1,9%	3,3%	1,4%	0,9%	0,8%	0,5%	1,0%	0,3%	5,4%	0,3%	0,8%
C3	120	427	601	120	419	600	124	420	617	118	364	587
BŁĄD	10,8%	3,9%	2,8%	13,5%	3,0%	0,1%	17,4%	5,5%	0,3%	31,7%	5,8%	2,7%
C1/C2	100	302	502	100	301	501	101	302	517	104	314	528
BŁĄD	0,0%	0,0%	0,4%	0,0%	0,3%	0,4%	1,0%	0,3%	0,0%	0,0%	1,0%	1,1%

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

3.5. Wnioski z badań doświadczalnych

W wyniku wzbudzenia w konstrukcji modelu pojawiają się drgania charakteryzujące się pewnym widmem częstotliwościowym. Wartości częstotliwości wchodzące w jego skład są niezależne od położenia punktu, w którym następuje wzbudzenie ruchu obiektu.

Konstrukcja charakteryzuje się tłumieniem, którego wielkości nie da się wyznaczyć globalnie. Można to zrobić oddzielnie dla każdej z częstotliwości drgań. W analizowanych przypadkach tłumienie drgań maleje wraz ze wzrostem częstotliwości.

Dokładność przemieszczeń trzonu w analizowanym przypadku jest funkcją gęstości dyskretyzacji, ale tylko w początkowej fazie ruchu obiektu. Dla tej fazy ruchu należy zagęścić kroki czasowe oraz podział na elementy skończone.

Wielkości sił końcowych w odciągach po stabilizacji są tym większe, im większe są naciągi wstępne w zrywanych odciągach oraz tym mniejsze — im większa jest sztywność trzonu konstrukcji. Zależność pomiędzy wielkościami sił ekstremalnych nie jest aż tak jednoznaczna. Wynika to z faktu występujących nieliniowości.

Porównanie analizy teoretycznej badanego modelu z danymi doświadczalnymi daje dobrą (do 15%, a w nielicznych przypadkach do 20%) zgodność wyników.

W efekcie analizy doświadczalnej określono:

- zależność między zmianą konfiguracji konstrukcji a wielkością siły naciągu w odciągach,
- zależność między wielkością dodatkowej siły osiowej, przyłożonej do konstrukcji a wytężeniem trzonu i odciągów w każdym z tych przypadków,
- zależność między charakterystykami dynamicznymi obiektów a schematem statycznym tych obiektów,
- optymalne położenie odciągów w przypadku masztów z dwoma poziomami podparć sprężystych, dla którego zerwanie powoduje najmniejszy wzrost sił przekrojowych w odciągach. Zagadnienie optymalnego położenia jest kwestią wyboru funkcji celu. W analizowanym przypadku określono ją jako najmniejszy wzrost siły naciągu w odciągach podczas zerwania jednego (dowolnego) z nich.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

4. ANALIZA ODPOWIEDZI MASZTU W SKALI NATURALNEJ NA WYBRANE OBCIĄŻENIA WYJĄTKOWE

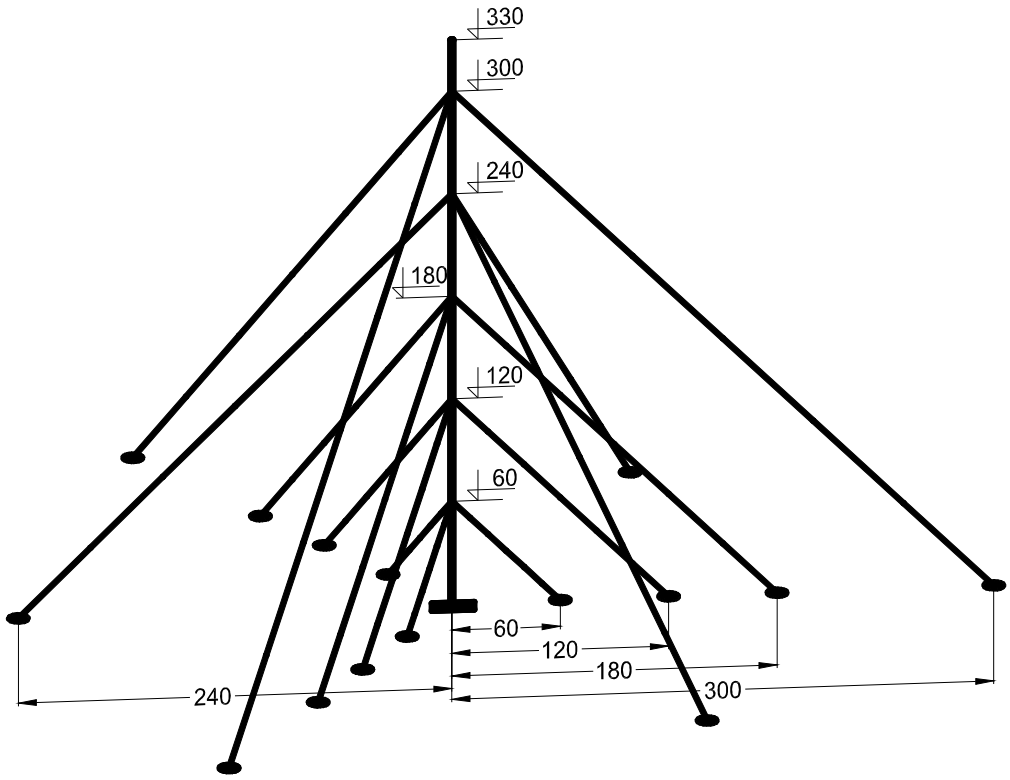
Konstrukcje typu masztowego mogą być narażone na wiele obciążeń wyjątkowych. Zalicza się do nich:

- zerwanie pojedynczego odciągu,
- kinematyczne, nagłe przemieszczenie fundamentów trzonu,
- kinematyczne, nagłe przemieszczenie fundamentów odciągów,
- nagłe odpadnięcie oblodzenia,
- „uderzenie" w trzon (w przęśle i na podporze),
- drgania gruntu sejsmiczne lub parasejsmiczne np. wywołane wstrząsem górniczym.

W niniejszym punkcie opracowania poddano analizie odpowiedź konstrukcji typu masztowego na przykładzie obiektu w skali naturalnej na wymienione typy obciążeń. Wykonano obliczenia dynamiczne, modelując kilka zrealizowanych lub projektowanych masztów z odciągami: maszt w Rykach o wysokości 215 m, projektowane maszty w Kisielicach o wysokościach 300 m i 330 m, maszty w Solcu Kujawskim o wysokościach 300 m i 330 m, maszt w Konstantynowie o wysokości 646,4 m. Poniżej zamieszczono przykładowe wyniki tych analiz w odniesieniu do masztu o parametrach zbliżonych do masztu w Solcu Kujawskim o wysokości 330 m. Geometrię konstrukcji tego masztu przedstawia schematycznie rysunek 4.1.

Liny odciągowe (po trzy na każdym z pięciu poziomów) są nachylone do płaszczyzny poziomej pod kątem 45° (o ten sam kąt są odchylone od pionu), zaś kąt między ich rzutami na tę płaszczyznę wynosi 120°. Czwarta kondygnacja odciągów została obrócona w poziomie w stosunku do pozostałych o kąt 60°. Trzon masztu ma stały przekrój poprzeczny na całej wysokości, zbudowany na bazie trójkąta równobocznego o boku 2.0 m, w narożach którego umiejscowiono pręty pełne o przekroju kołowym $\phi = 120$ mm. Boki składają się z kratownic typu „W" o wysokości 3.0 m, wykonanych z kątowników L100x100x8. Dla przejrzystości wyników trzon zamodelowano jako prętowy o charakterystykach odpowiadających jego rzeczywistej konstrukcji.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.1. Schemat modelu fizycznego analizowanego masztu

Konstrukcja trzonu jest podparta na pięciu poziomach odciągami o następujących charakterystykach:

- poziom I +60 m liny ϕ36 naciąg 145 kN,
- poziom II +120 m liny ϕ36 naciąg 150 kN,
- poziom III +180 m liny ϕ36 naciąg 155 kN,
- poziom IV +240 m liny ϕ48 naciąg 207 kN,
- poziom V +300 m liny ϕ48 naciąg 290 kN.

Istotnym elementem analizy dynamicznej po przyjęciu modelu obliczeniowego konstrukcji jest rozważenie problemu własnego i określenie częstotliwości drgań własnych konstrukcji. W przypadku masztu z odciągami, w którym trzon masztu jest podparty linami odciągów na poszczególnych kondygnacjach, sztywność podparcia (a tym samym macierz sztywności konstrukcji) jest uzależniona od wielkości wychylenia punktów podparcia z położenia równowagi (co wpływa na zmiany wartości częstotliwości drgań własnych).

Konstrukcje, których elementem nośnym jest element wstępnie sprężony, niejednokrotnie zmieniają w czasie swoje właściwości poprzez zmianę sił sprężających. Ma na to wpływ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

wiele czynników, m.in. względy reologiczne, wadliwe działanie elementów kotwiących czy zmiana odległości pomiędzy zakotwieniami (np. osiadanie fundamentu odciągu w stosunku do fundamentu trzonu przyczynia się do wzrostu siły naciągu w odciągach). Potrzebna jest więc analiza problemu własnego uwzględniająca różne wartości siły naciągu w odciągach. W pracy uwzględniono zmiany wartości siły naciągu w odciągach od +10% do -20% ze skokiem co 10% w stosunku do naciągu projektowanego (nazwanego nominalnym).

Analizę problemu własnego przeprowadzono również w odniesieniu do masztu z zerwanym odciągiem (jednym na kondygnacji), przy czym siły naciągu w odciągach po zerwaniu były wynikiem ustalenia się stanu równowagi wynikłego ze statycznego zrywania odciągu o nominalnej sile naciągu przed zerwaniem.

W tablicy 4.1 zestawiono wyniki analiz problemu własnego (w każdym z wymienionych przypadków) w postaci wartości okresów drgań własnych trzonu masztu dotyczących form drgań związanych z płaszczyzną pionową, zawierającą zrywany odciąg (płaszczyzna *xz*).

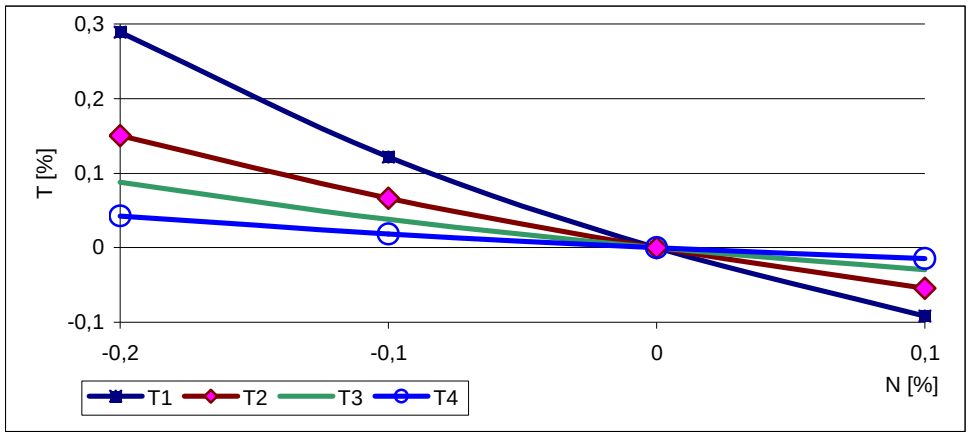
Tablica 4.1. Zestawienie okresów drgań własnych trzonu masztu

Lp.	Konstrukcja z kompletem odciągów przy % zmianie naciągu odciągu				Nr kondygnacji z zerwanym odciągiem przy naciągu nominalnym					Główny kierunek drgań
	-20%	-10%	0%	+10%	1	2	3	4	5	
[-]	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[-]
1	2,962	2,577	2,297	2,087	2,300	2,297	2,590	2,613	5,111	x
2	2,094	1,942	1,820	1,721	1,827	1,945	2,127	1,894	1,860	x
3	1,109	1,058	1,019	0,989	1,533	1,405	1,072	1,010	1,019	x
4	0,733	0,716	0,703	0,693	0,966	0,731	0,707	0,698	0,703	x
5	0,551	0,544	0,539	0,535	0,597	0,543	0,538	0,539	0,536	x
6	0,436	0,434	0,433	0,432	0,436	0,434	0,430	0,430	0,425	x
7	0,315	0,315	0,314	0,314	0,315	0,314	0,310	0,304	0,306	x
8	0,315	0,313	0,312	0,311	0,313	0,313	0,310	0,299	0,293	z
9	0,234	0,234	0,233	0,233	0,235	0,231	0,231	0,227	0,223	x
10	0,181	0,181	0,181	0,181	0,182	0,180	0,178	0,181	0,174	x

Prawidłowością jest wzrost okresu drgań własnych wraz ze spadkiem sił naciągu w odciągach. Wyrażona w procentach zmiana w stosunku do wartości okresu drgań własnych przy nominalnym naciągu odciągów jest tym większa, im wyższa jest wartość tego ostatniego, czyli największa zmiana dotyczy podstawowego okresu drgań własnych. Na rysunku 4.2 przedstawiono wykres procentowej zmiany początkowych czterech okresów

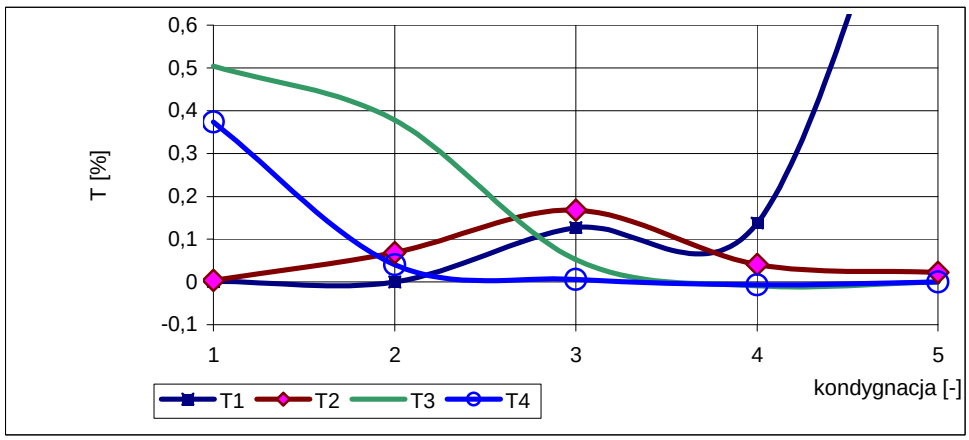
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

drgań własnych konstrukcji w zależności od zmian wartości sił naciągu w odciągach w stosunku do naciągu odciągów w stanie nominalnym. Jest to zależność nieliniowa ze względu na założenie nieliniowości podparć trzonu odciągami i uwzględnienie siły osiowej w macierzy sztywności konstrukcji.



Rys. 4.2. Zależność wyrażonej w procentach zmiany wartości czterech pierwszych okresów drgań własnych T1, T2, T3 i T4 od zmiany wartości siły naciągu w odciągach

Analiza wyników rozwiązania problemu własnego konstrukcji z zerwanym odciągiem jest bardziej złożona. Należy zwrócić uwagę, iż w tym przypadku drgania konstrukcji odbywają się wokół nowego położenia równowagi trzonu wynikającego ze zrównoważenia się sił po zerwaniu odciągu. Rysunek 4.3 przedstawia procentową zmianę początkowych czterech okresów drgań własnych konstrukcji z zerwanym odciągiem w stosunku do odpowiadającego im okresu drgań własnych konstrukcji z kompletem odciągów przy ich nominalnym naciągu w zależności od umiejscowienia (kondygnacji) zerwanego odciągu.

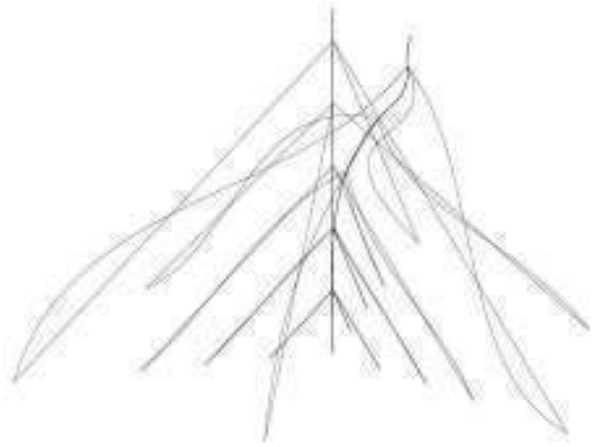


Rys. 4.3. Zależność wyrażonej w procentach zmiany wartości czterech pierwszych okresów drgań własnych T1, T2, T3 i T4 od umiejscowienia (kondygnacji) zerwanego odciągu

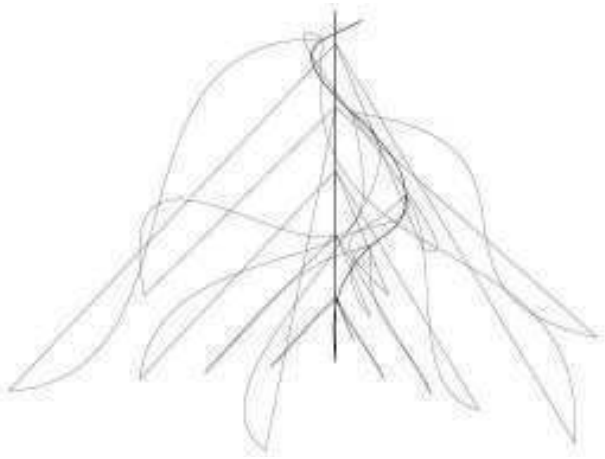
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

W analizowanych przypadkach nie da się ustalić jednakowego trendu zmian wartości okresów drgań własnych. Zwiększanie się początkowych wartości widma okresów drgań własnych jest uwarunkowane zmianą długości przęseł wolnych od więzów, z drugiej strony wpływ na wartości okresów drgań własnych mają trudne do oszacowania zmiany sił naciągu w odciągach, a co za tym idzie zmiany wartości siły osiowej w trzonie masztu. Należy, więc dla każdego ewentualnego rozkładu sił naciągu w odciągach wykonać oddzielną analizę problemu własnego.

Na rysunkach 4.4–4.11 przedstawiono postaci drgań własnych w celu zobrazowania, jak zachowuje się konstrukcja. Rysunki 4.4 i 4.5 ilustrują postaci drgań własnych konstrukcji z kompletem odciągów (uwzględniając wszystkie elementy konstrukcyjne — trzon i odciągi).



Rys. 4.4. Pierwsza postać drgań własnych konstrukcji z kompletem odciągów o nominalnej wartości siły naciągu w odciągach

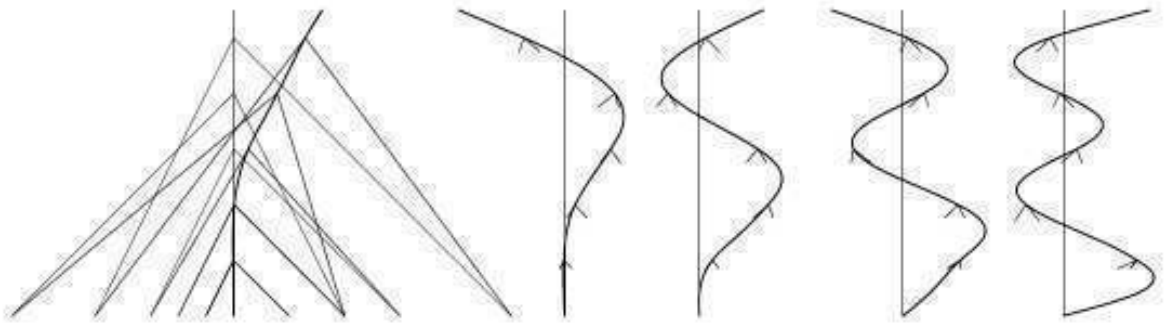


Rys. 4.5. Druga postać drgań własnych konstrukcji z kompletem odciągów o nominalnej wartości siły naciągu w odciągach

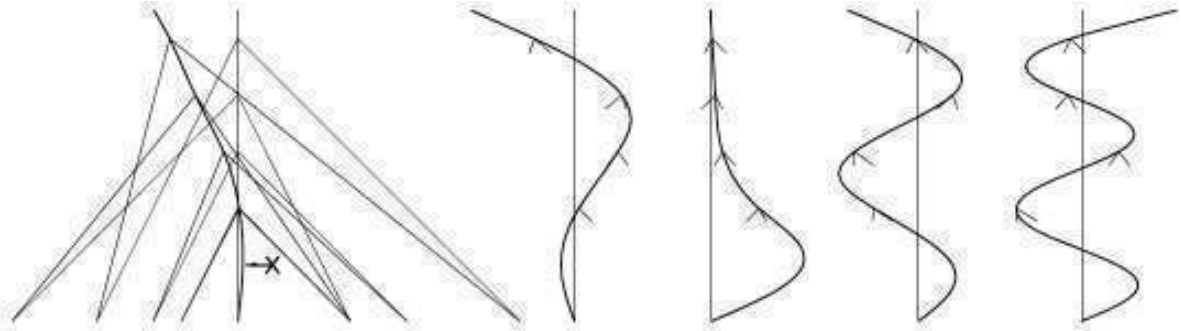
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Odciągi z trzonem i z podporą połączone są w sposób przegubowy, a ich postaci drgań są postaciami lokalnymi. Udział masy odciągów w drganiach stanowi ułamek procentu. Na postaci własne trzonu ma wpływ głównie siła osiowa, występująca w odciągach, zaś udział masy odciągów w drganiach konstrukcji jest pomijalny.

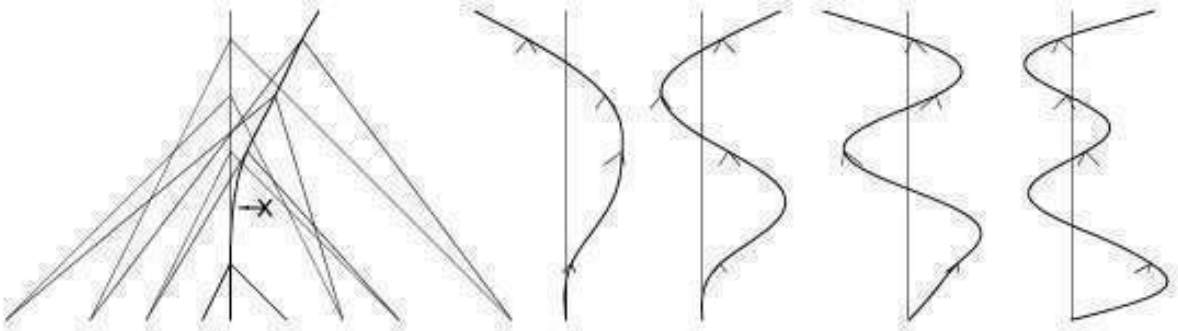
Rysunki 4.6–4.11 ilustrują pierwsze pięć postaci drgań konstrukcji w płaszczyźnie *xz* (w przypadku analizy konstrukcji z zerwanym odciągiem jest to płaszczyzna, w której znajdował się zerwany odciąg).



Rys. 4.6. Postaci drgań własnych (pierwsze pięć) konstrukcji masztu z kompletem odciągów o nominalnej wartości siły naciągu w odciągach

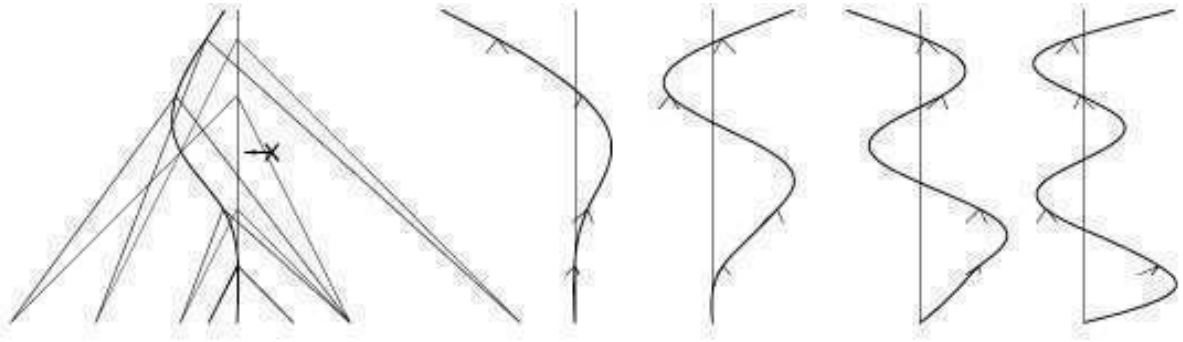


Rys. 4.7. Postaci drgań własnych (pierwsze pięć) konstrukcji masztu z zerwanym odciągiem pierwszej kondygnacji

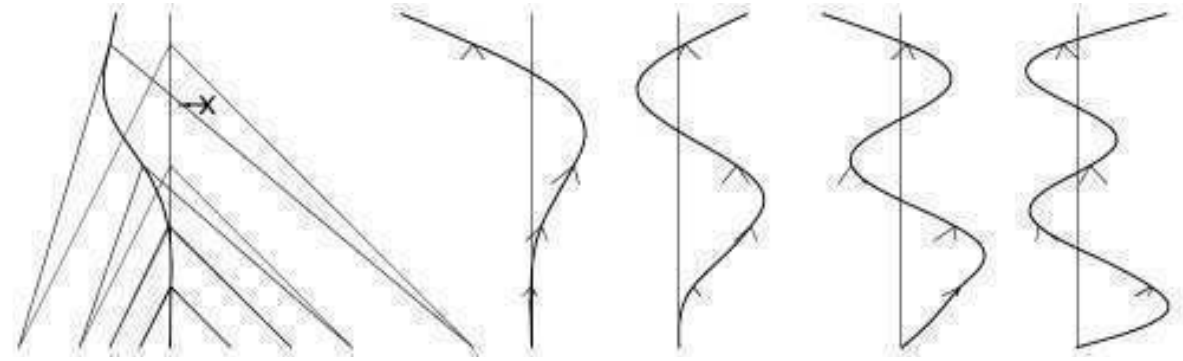


Rys. 4.8. Postaci drgań własnych (pierwsze pięć) konstrukcji masztu z zerwanym odciągiem drugiej kondygnacji

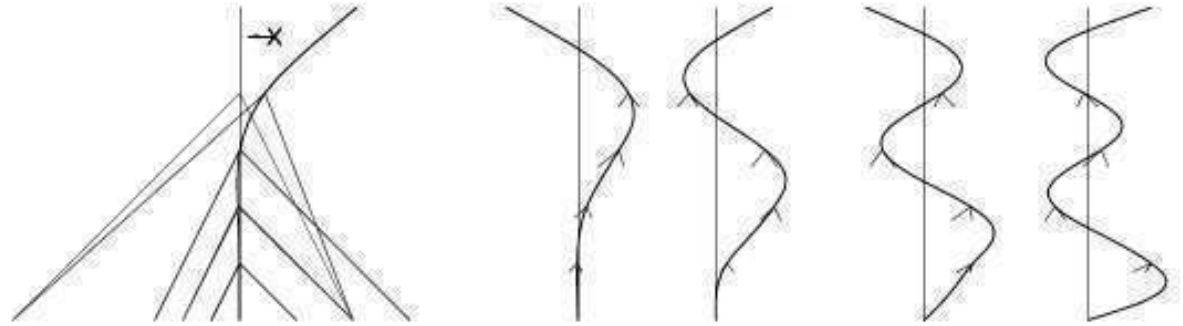
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.9. Postaci drgań własnych (pierwsze pięć) konstrukcji masztu z zerwanym odciągiem trzeciej kondygnacji



Rys. 4.10. Postaci drgań własnych (pierwsze pięć) konstrukcji masztu z zerwanym odciągiem czwartej kondygnacji

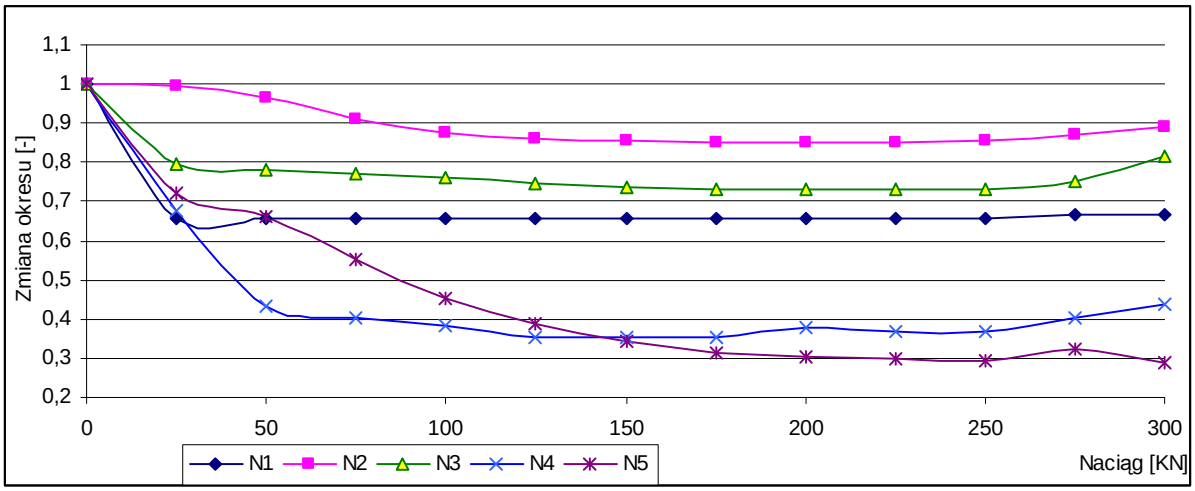


Rys. 4.11. Postaci drgań własnych (pierwsze pięć) konstrukcji masztu z zerwanym odciągiem piątej kondygnacji

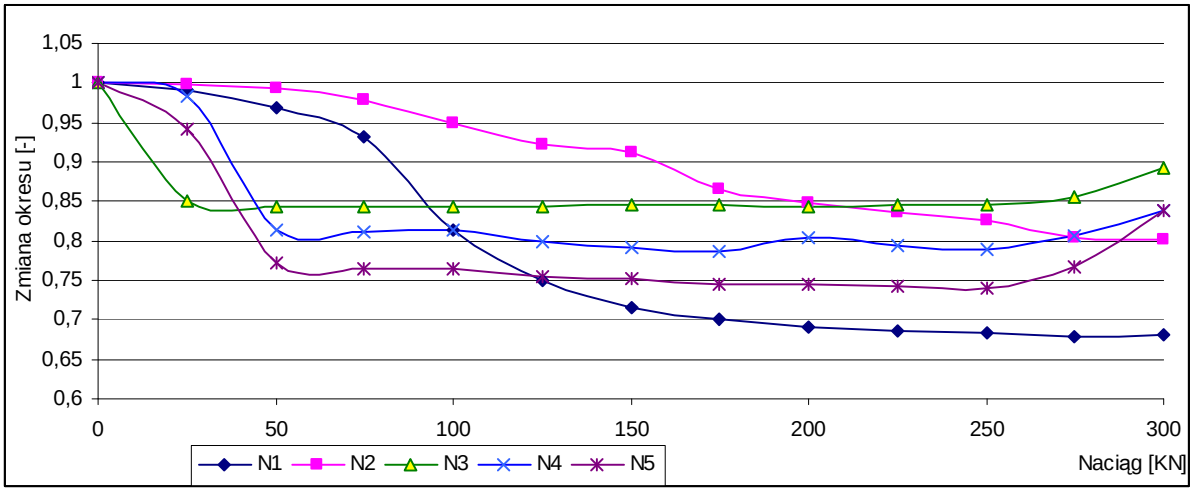
Analiza postaci drgań dowodzi, że miejsca podparcia konstrukcji trzonu odciągami nie mają tak dużej sztywności, by wykształciły się w nich węzły drgań, stąd ewentualna analiza masztu jako belki swobodnie podpartej prowadzi do błędnych wyników. Można też zaobserwować duży wpływ sił osiowych na kształt postaci drgań. Szczególnie jest to widoczne na rysunku 4.10. W tym przypadku występuje największa wartość siły ściskającej trzon, zwiększającej w nim moment zginający, co z kolei prowadzi do zwiększenia przemieszczeń poziomych.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Dodatkowo wykonano również analizy zmian wartości okresów drgań własnych pod wpływem zmiany siły naciągu w odciągach wybranej kondygnacji (0 kN — 300 kN) przy zachowaniu stałych, nominalnych wartości sił naciągu w pozostałych odciągach.



Rys.4.12. Zależność względnej zmiany wartości pierwszego okresu drgań własnych od wartości siły naciągu w odciągach kolejnych kondygnacji (N1–N5)



Rys. 4.13. Zależność względnej zmiany wartości trzeciego okresu drgań własnych od wartości siły naciągu w odciągach kolejnych kondygnacji (N1–N5)

Jak wynika z rysunków 4.12 i 4.13 wzrostowi naciągu towarzyszy zmniejszanie się wartości okresów drgań własnych, ale tylko do pewnego momentu, po czym następuje stabilizacja i ponowny wzrost tej wartości. Zjawisko to wynika z faktu, iż wzrost wartości siły naciągu w odciągach „zwiększa" sztywność podpory. Słowo „zwiększa" oznacza wyjściowe zwiększenie, bowiem wszystko zależy od sztywności osiowej i podatności na wyboczenie trzonu oraz kąta pochylenia odciągów. Każdy trzon charakteryzuje się jakąś „krytyczną"

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

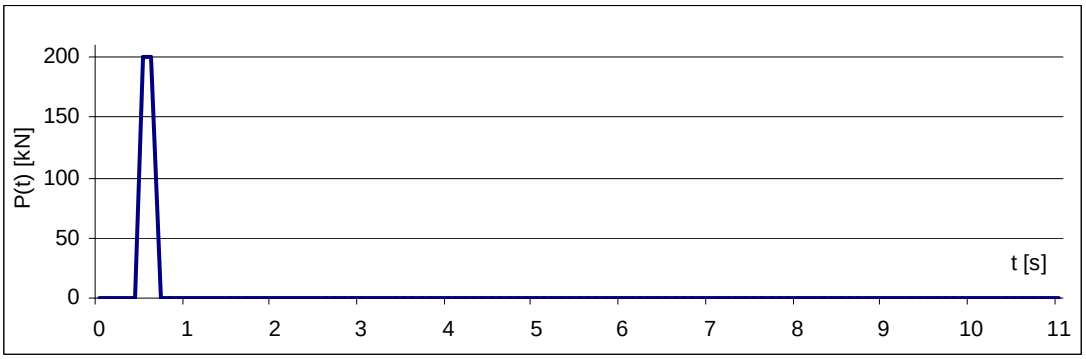
wielkością sztywności, po przekroczeniu której następuje ponowny wzrost wartości okresów drgań własnych, gdyż zwiększa się siła osiowa w trzonie. Ta krytyczna wartość dla danej geometrii masztu może być określona właśnie przez wartość siły naciągu w odciągu. Można zauważyć, że wartość owej krytycznej siły z reguły rośnie wraz ze wzrostem numeru postaci drgań (rysunki 4.12 i 4.13).

Analiza własna konstrukcji ma istotne znaczenie ze względów projektowych. Daje ona m.in. informację dotyczącą częstotliwości drgań własnych konstrukcji i stanowi podstawę do wyznaczenia działających na nią sił (np. wartości obciążenia wiatrem), w przypadku analizy czasowej decyduje o przyjęciu kroku całkowania i próbkowania sygnału reprezentującego jej obciążenie. Dodatkowo informacja o dużej zmienności okresu drgań własnych w zależności od wartości siły naciągu w odciągach z jednej strony wskazuje na konieczność uwzględniania zmiany okresów drgań własnych w projektowaniu masztów z odciągami, a z drugiej uzasadnia potrzebę wykonywania okresowych kontroli wartości sił naciągu w odciągach zrealizowanych konstrukcji tego typu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

4.1. Uderzenie w trzon masztu

Rozwijający się transport powietrzny, zwłaszcza prywatny jest coraz częściej przyczyną kolizji pojazdów latających z wzniesionymi ponad ziemię budowlami. Najczęściej powodem kolizji są małe awionetki o masie około 400 kg do 900 kg, poruszające się z prędkością od około 80 km/godzinę do 250 km/godzinę Przy założeniu, że ewentualny kontakt samolotu z konstrukcją naziemną może trwać 0,1 sekundy oraz przyjęciu masy awionetki 900 kg, jej prędkości w momencie zderzenia z masztem 80 km/godzinę, oszacowano (według zasad dynamiki Newtona), iż zastępcza siła działająca na budowlę wynosi 200 kN. Obciążenie to zamodelowano w sposób przedstawiony na rysunku 4.1.1. Przyjęto założenie, iż masa samolotu po zderzeniu traci kontakt z konstrukcją trzonu przez okres 0,1 s i spada swobodnie.

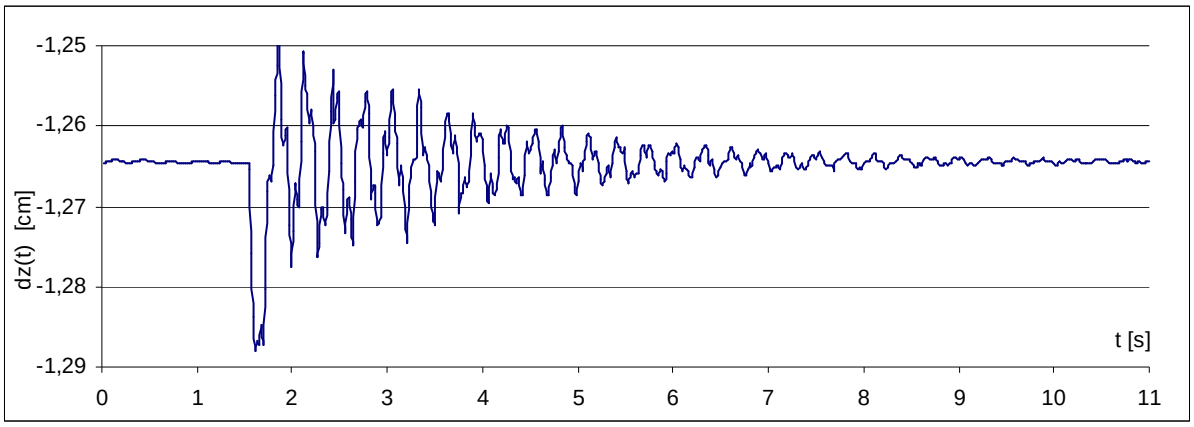


Rys. 4.1.1. Model obciążenia działającego na konstrukcję w wyniku uderzenia awionetki w trzon masztu

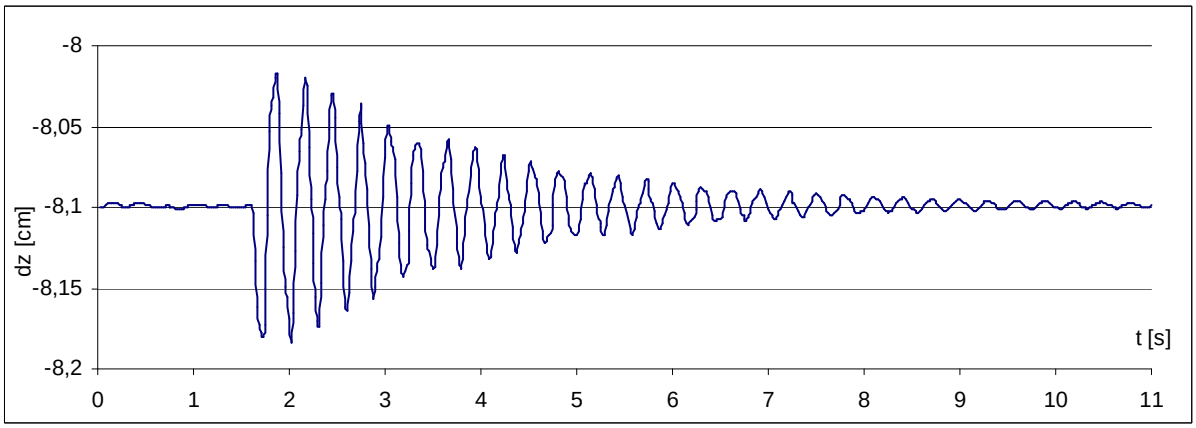
Uderzenie samolotu może wystąpić na dowolnej wysokości trzonu masztu i w związku z tym w opracowaniu zestawiono analizy dotyczące uderzeń co 30 m wysokości, zaczynając od pierwszego wymuszenia w połowie rozpiętości pierwszego przęsła.

Ze względu na symetrię konstrukcji i obciążenia w wyniku analizy otrzymuje się płaski stan odkształcenia w płaszczyźnie *xz*. Na rysunkach 4.1.2 i 4.1.3 przedstawiono przykładowo przebiegi czasowe przemieszczeń drgań pionowych odpowiednio środka pierwszego przęsła oraz wierzchołka masztu, wywołanych uderzeniem awionetki w trzon masztu na wysokości 300 m. Są to przemieszczenia punktów wokół położenia równowagi w jakim pierwotnie znajdowała się konstrukcja po zrealizowaniu nominalnych sił naciągu w odciągach. W składowej pionowej odpowiedzi konstrukcji uwidacznia się głównie udział pierwszej częstotliwości drgań własnych (rys. 4.1.4; por. tablica 4.1) a udziały wyższych częstotliwości drgań własnych maleją wraz z wysokością trzonu.

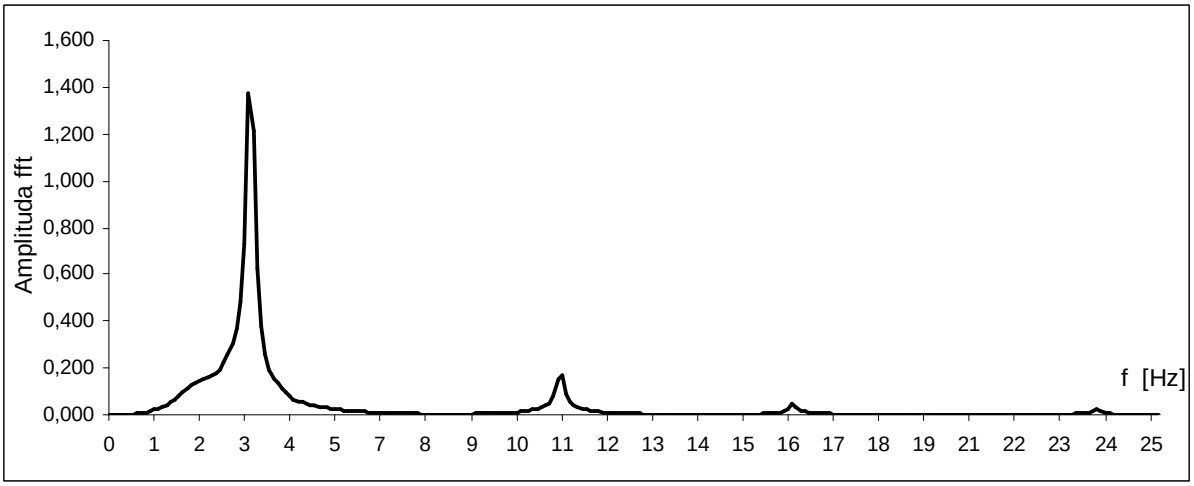
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.1.2. Przemieszczenia drgań pionowych środka pierwszego przęsła masztu w wyniku uderzenia awionetki w trzon masztu na wysokości 300 m



Rys. 4.1.3. Przemieszczenia drgań pionowych wierzchołka masztu w wyniku uderzenia awionetki w trzon masztu na wysokości 300 m

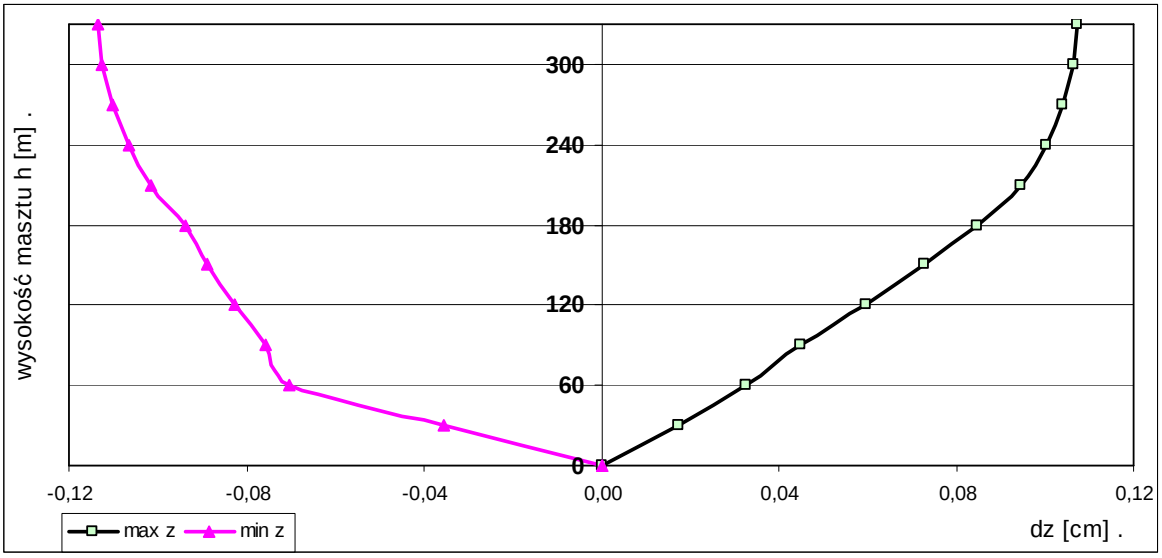


Rys. 4.1.4. Analiza częstotliwościowa przemieszczeń drgań pionowych (obwiednia wartości uzyskanych we wszystkich analizowanych punktach po wysokości masztu)

Amplitudy przemieszczeń pionowych spowodowane obciążeniem trzonu, związanym z uderzeniem awionetki, rosną wraz z wysokością trzonu (rysunek 4.1.5). Ich ekstremalna

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

wartość wynosi 0,13 cm. Wielkość wartości amplitud jest uwarunkowana niewielkim udziałem wymuszenia w stosunku do masy konstrukcji. Siła wymuszająca (typu impuls) stanowi 1/150 masy konstrukcji (masy biorącej udział w odpowiedzi na wymuszenie). Udział siły osiowej w trzonie masztu, pochodzącej od ciężaru własnego i naciągu odciągów, maleje wraz z wysokością, zmniejszając wyżej wymieniony stosunek i powodując wzrost amplitud pionowych przemieszczeń trzonu. Wartości przemieszczeń drgań pionowych wykazują nieistotne rozbieżności pomiędzy amplitudami maksymalnymi i minimalnymi, co dodatkowo świadczy o tym, iż konstrukcja w tym kierunku odpowiada na wymuszenie własną częstotliwością drgań.



Rys. 4.1.5. Rozkład po wysokości masztu ekstremalnych wartości amplitud przemieszczeń drgań pionowych wywołanych uderzeniem awionetki na różnych poziomach trzonu masztu

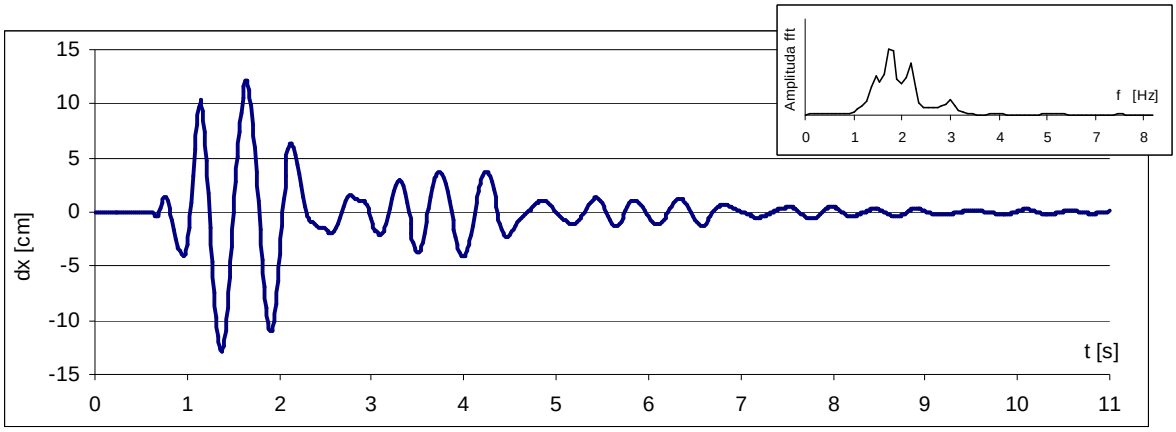
Znaczące ze względu na użytkowanie są przemieszczenia drgań poziomych, których ekstremalne wartości amplitud zestawiono w tablicy 4.1.1. Przykładowo pokazano przebiegi czasowe składowej poziomej przemieszczeń drgań punktów trzonu (rysunki 4.1.6 i 4.1.16) w przypadku uderzenia awionetki w wierzchołek masztu. Zamieszczono także analizę częstotliwościową tych drgań, z której wynika, że wraz z wysokością trzonu maleje udział wyższych częstotliwości drgań własnych w składowej poziomej drgań obiektu. Analiza przemieszczeń poszczególnych punktów trzonu dowodzi, iż konstrukcja odpowiada na wymuszenie z pewnym opóźnieniem, które wynika z prędkości rozchodzenia się w niej fali.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

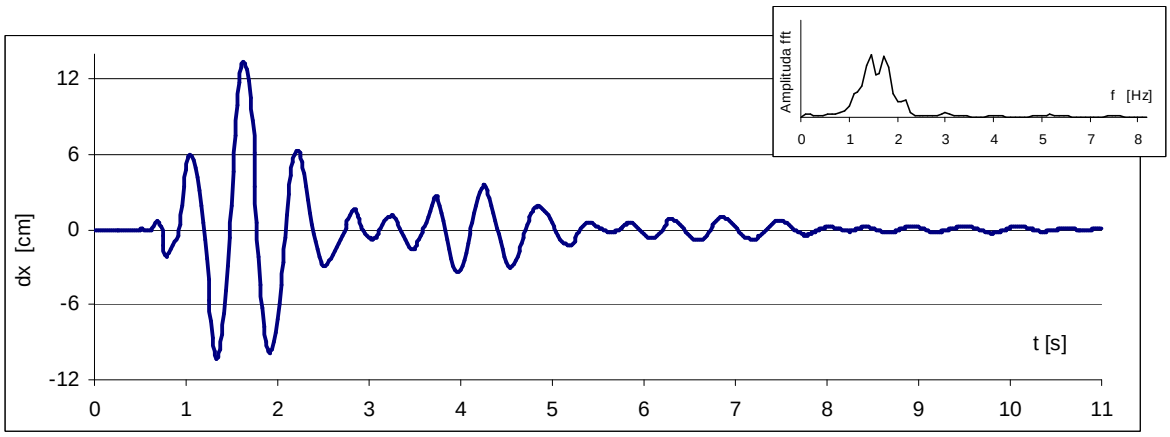
Tablica 4.1.1. Ekstremalne wartości amplitud przemieszczeń drgań poziomych w różnych punktach wysokości trzonu masztu, wywołanych uderzeniem awionetki na różnych poziomach wysokości

Poziom uderzenia	**Wartość**	**Ekstremalna amplituda przemieszczenia poziomego [cm] na wysokości**										
		30 m	**60 m**	**90 m**	**120 m**	**150 m**	**180 m**	**210 m**	**240 m**	**270 m**	**300 m**	**330 m**
30 m	min	**16,9**	12,7	8,0	5,6	5,2	5,2	5,5	2,1	7,3	2,4	**12,3**
	max	-9,8	-8,7	-6,9	-5,7	-4,4	-3,8	-4,8	-3,0	-6,9	-2,7	**-13,2**
60 m	min	12,6	**15,2**	12,2	6,7	4,2	4,9	4,8	2,7	6,6	1,6	12,6
	max	-9,2	-9,9	-10,3	-7,3	-6,1	-5,1	-4,7	-2,2	-8,1	-1,7	-10,7
90 m	min	7,4	11,4	**19,4**	15,4	9,8	8,6	4,2	4,5	7,8	1,7	10,6
	max	-7,5	-10,1	-11,3	-9,0	-8,4	-7,9	-4,8	-4,5	-6,9	-2,4	-13,4
120 m	min	4,8	6,2	15,5	**18,5**	15,6	10,0	5,6	5,7	8,4	1,5	13,7
	max	-5,6	-6,7	-9,1	-10,4	-10,5	-9,4	-5,4	-6,3	-7,4	-2,1	-12,9
150 m	min	5,3	3,9	10,0	15,6	**22,1**	18,0	10,5	7,7	9,7	1,2	13,9
	max	-4,7	-5,7	-8,6	-10,5	-12,7	-12,7	-5,3	-8,5	-7,5	-3,3	-17,1
180 m	min	5,1	4,3	8,6	10,0	18,0	**20,0**	15,3	9,2	10,2	2,2	13,4
	max	-3,9	-4,8	-7,9	-9,4	-12,7	-8,6	-9,3	-11,2	-7,2	-2,9	-17,2
210 m	min	5,4	4,7	4,5	5,6	10,5	15,3	**18,4**	14,5	12,7	1,2	11,0
	max	-4,5	-4,5	-5,2	-5,4	-5,3	-9,3	-13,8	-12,1	-7,9	-1,8	-19,0
240 m	min	2,2	2,6	4,6	5,6	7,7	9,2	14,5	**17,0**	15,3	4,6	7,3
	max	-2,7	-2,1	-4,6	-6,2	-8,5	-11,2	-12,1	-10,8	-6,8	-3,4	-13,9
270 m	min	6,9	6,3	8,2	8,4	9,7	10,2	12,7	15,3	21,3	12,6	22,3
	max	-6,9	-7,7	-7,3	-7,4	-7,5	-7,2	-7,9	-6,8	-7,5	-9,1	-14,8
300 m	min	2,4	1,7	1,8	1,5	1,2	2,2	1,2	4,6	12,6	25,4	48,2
	max	-2,5	-1,9	-2,5	-2,1	-3,3	-2,9	-1,8	-3,4	-9,1	-19,3	-35,0
330 m	min	12,3	13,4	11,0	13,7	13,9	13,4	11,0	7,3	**22,3**	48,2	**102,9**
	max	**-12,8**	**-10,3**	**-13,8**	**-12,8**	**-17,1**	**-17,2**	**-19,0**	**-13,9**	**-14,8**	**-35,0**	**-62,2**
Ekstre-mum globalne	min	16,9	15,2	19,4	18,5	22,1	20,0	18,4	17,0	22,3	48,2	102,9
	max	-12,8	-10,3	-13,8	-12,8	-17,1	-17,2	-19,0	-13,9	-14,8	-35,0	-62,2

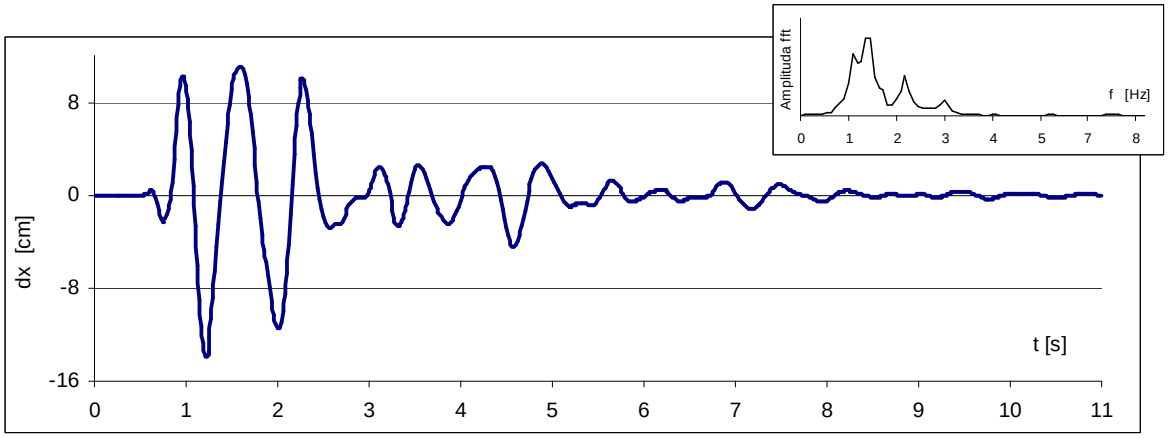
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.1.6. Przebieg czasowy przemieszczeń oraz analiza częstotliwościowa drgań poziomych (składowa w kierunku wymuszenia) trzonu masztu na wysokości 30 m, wywołanych uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

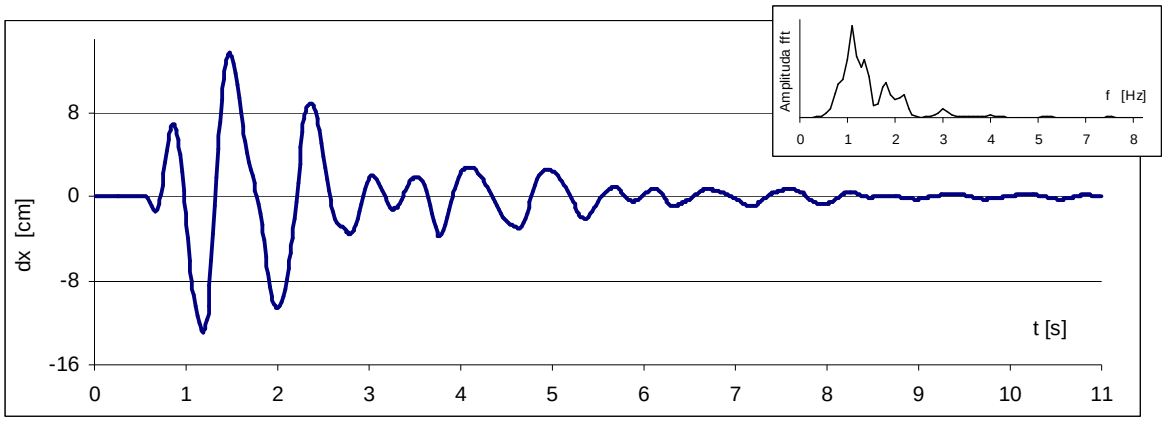


Rys. 4.1.7. Przebieg czasowy przemieszczeń oraz analiza częstotliwościowa drgań poziomych (składowa w kierunku wymuszenia) trzonu masztu na wysokości 60 m, wywołanych uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

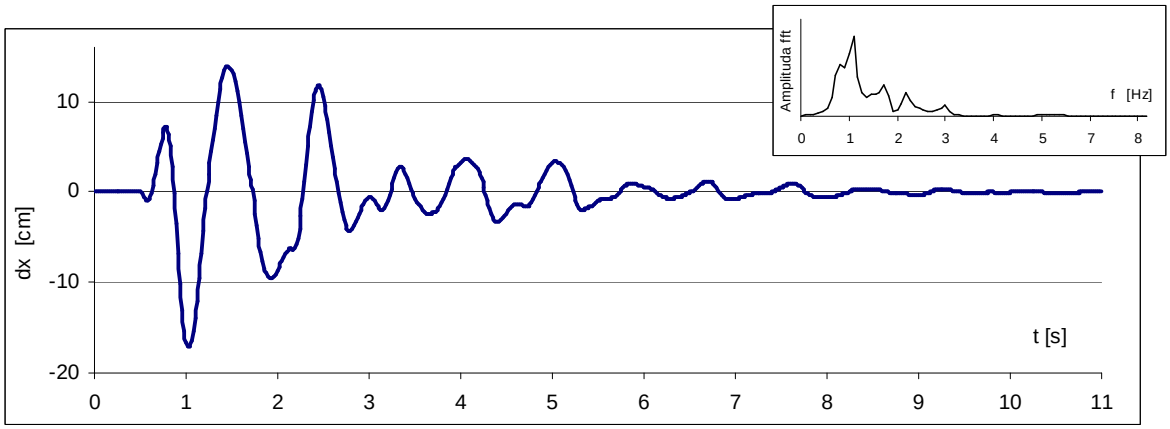


Rys. 4.1.8. Przebieg czasowy przemieszczeń oraz analiza częstotliwościowa drgań poziomych (składowa w kierunku wymuszenia) trzonu masztu na wysokości 90 m, wywołanych uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

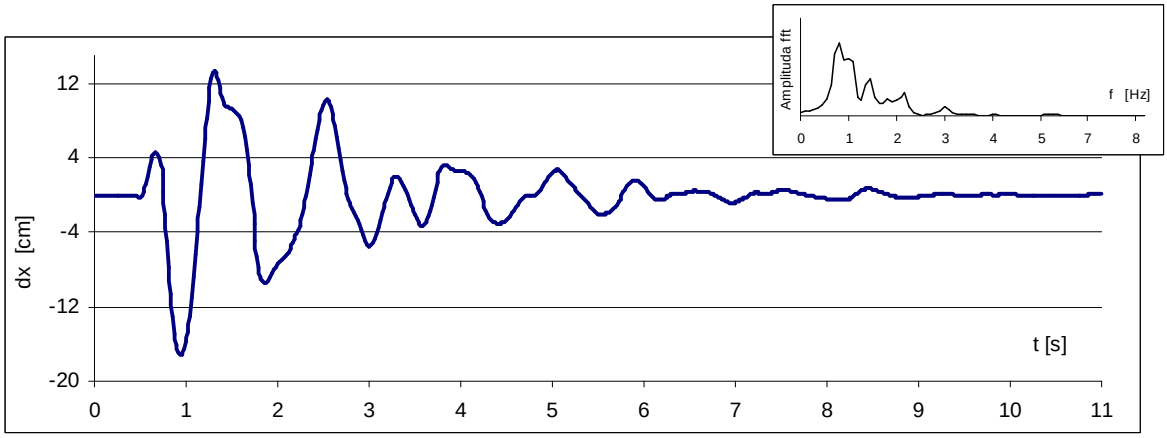
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.1.9. Przebieg czasowy przemieszczeń oraz analiza częstotliwościowa drgań poziomych (składowa w kierunku wymuszenia) trzonu masztu na wysokości 120 m, wywołanych uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

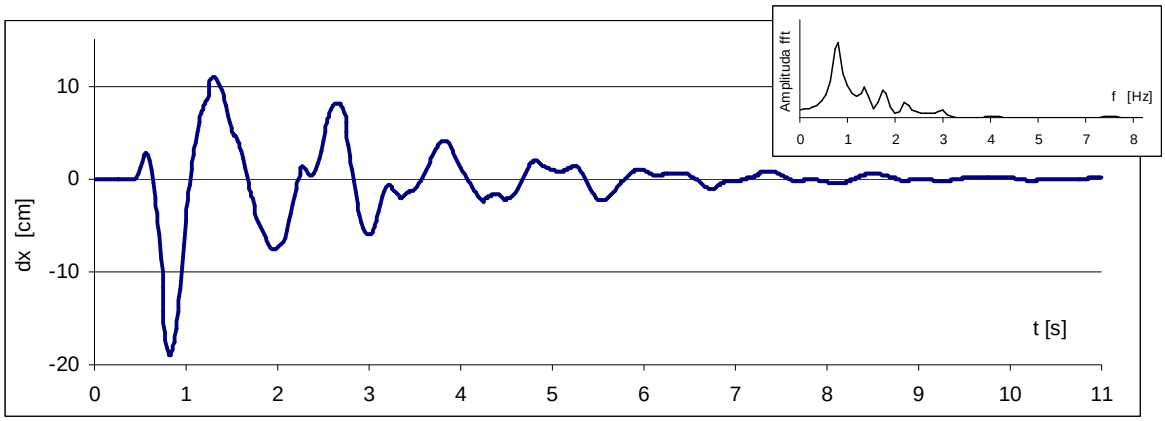


Rys. 4.1.10. Przebieg czasowy przemieszczeń oraz analiza częstotliwościowa drgań poziomych (składowa w kierunku wymuszenia) trzonu masztu na wysokości 150 m, wywołanych uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

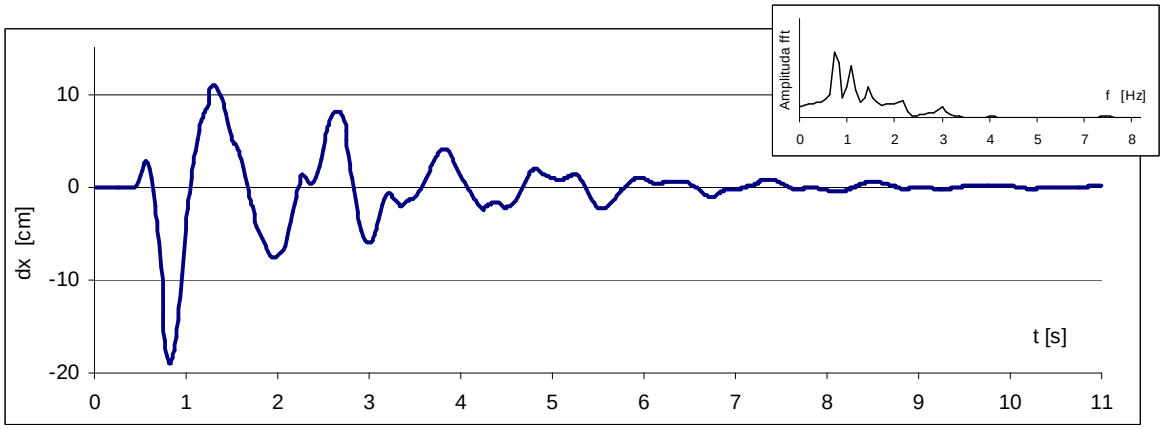


Rys. 4.1.11. Przebieg czasowy przemieszczeń oraz analiza częstotliwościowa drgań poziomych (składowa w kierunku wymuszenia) trzonu masztu na wysokości 180 m, wywołanych uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

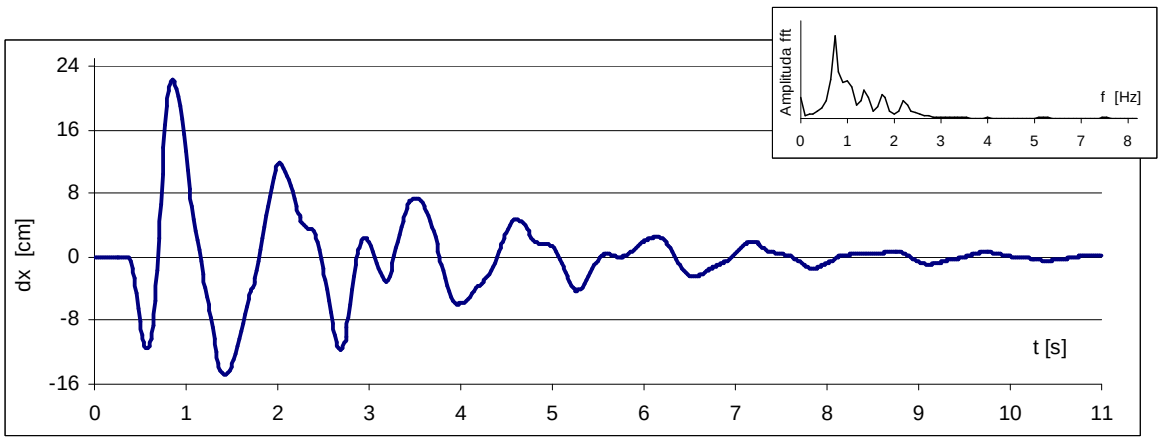
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.1.12. Przebieg czasowy przemieszczeń oraz analiza częstotliwościowa drgań poziomych (składowa w kierunku wymuszenia) trzonu masztu na wysokości 210 m, wywołanych uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

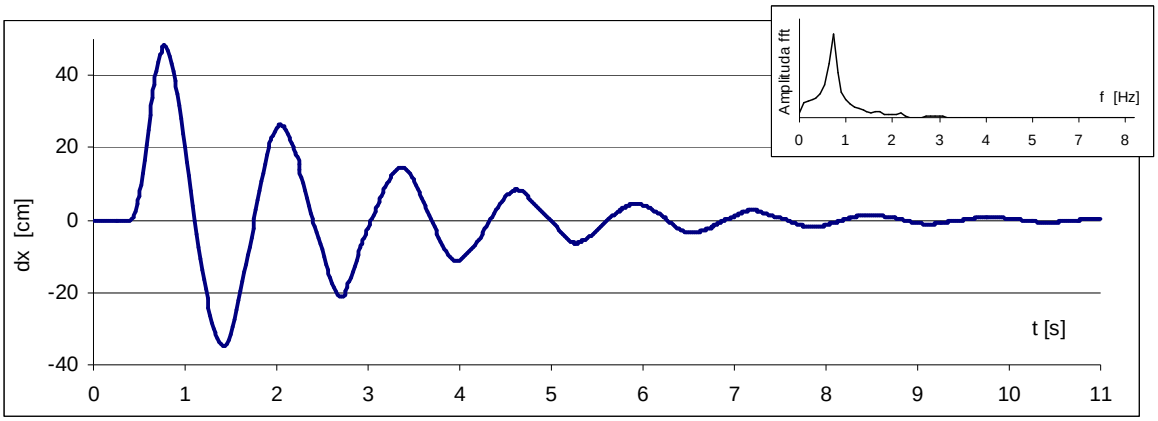


Rys. 4.1.13. Przebieg czasowy przemieszczeń oraz analiza częstotliwościowa drgań poziomych (składowa w kierunku wymuszenia) trzonu masztu na wysokości 240 m, wywołanych uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

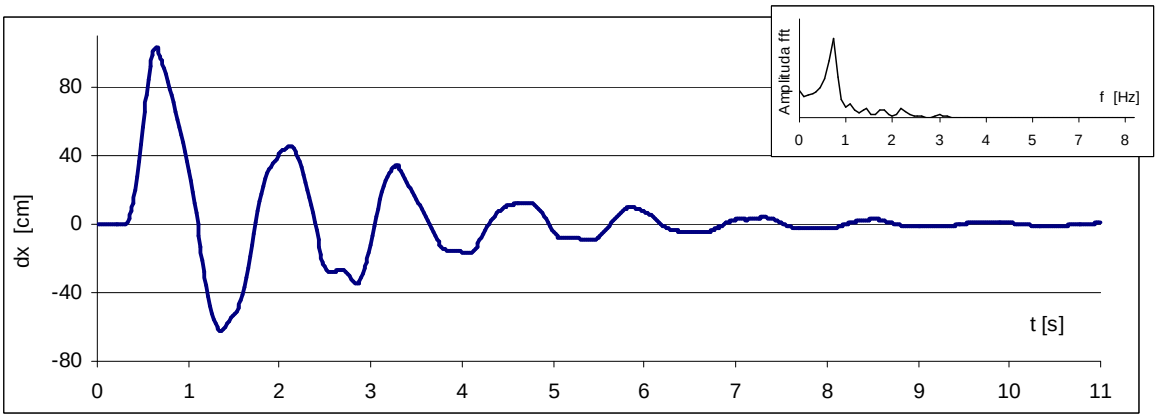


Rysunek 4.1.14. Przebieg czasowy przemieszczeń oraz analiza częstotliwościowa drgań poziomych (składowa w kierunku wymuszenia) trzonu masztu na wysokości 270 m, wywołanych uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



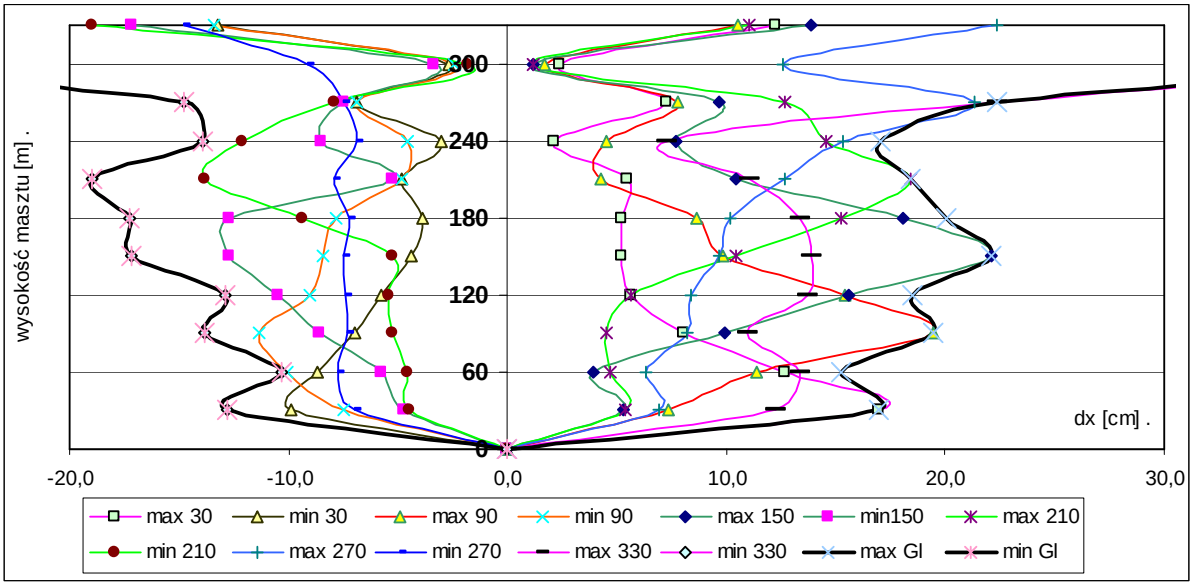
Rysunek 4.1.15. Przebieg czasowy przemieszczeń oraz analiza częstotliwościowa drgań poziomych (składowa w kierunku wymuszenia) trzonu masztu na wysokości 300 m, wywołanych uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu



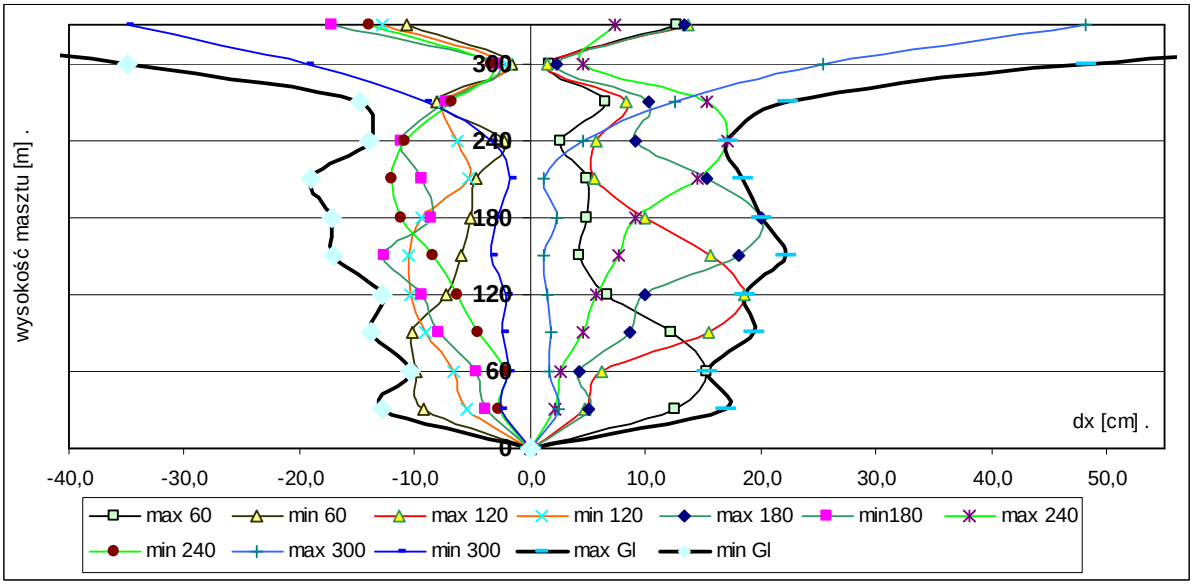
Rysunek 4.1.16. Przebieg czasowy przemieszczeń oraz analiza częstotliwościowa drgań poziomych (składowa w kierunku wymuszenia) trzonu masztu na wysokości 330 m, wywołanych uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

Jak wynika z tablicy 4.1.1 oraz rysunków 4.1.17 i 4.1.18 (aby rysunki były czytelne rozdzielono odpowiedzi konstrukcji na uderzenia w środkach rozpiętości przęseł od odpowiedzi na uderzenia w końcach przęseł, dodatkowo na obu rysunkach dodano obwiednię przemieszczeń, uwzględniającą odpowiedzi na wszystkie uderzenia), prawidłowością jest występowanie ekstremalnych przemieszczeń drgań poziomych w punkcie wymuszenia lub w wierzchołku trzonu masztu. W przypadku analizowanego masztu z reguły największe przemieszczenia poziome trzonu w kierunku *x* występują w punkcie przyłożenia wymuszenia lub w wierzchołku masztu. Nie stanowi to jednak prawidłowości w odniesieniu do każdej konstrukcji masztu, gdyż rozkład przemieszczeń jest uzależniony od wielkości naciągu sąsiednich odciągów, czyli od sztywności podparcia trzonu oraz od rozkładu poziomów odciągów po wysokości masztu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.1.17. Obwiednie poziomych przemieszczeń punktów trzonu masztu, wywołanych uderzeniem awionetki w środkach rozpiętości przęseł wraz z obwiednią uwzględniającą wszystkie analizowane przypadki uderzeń

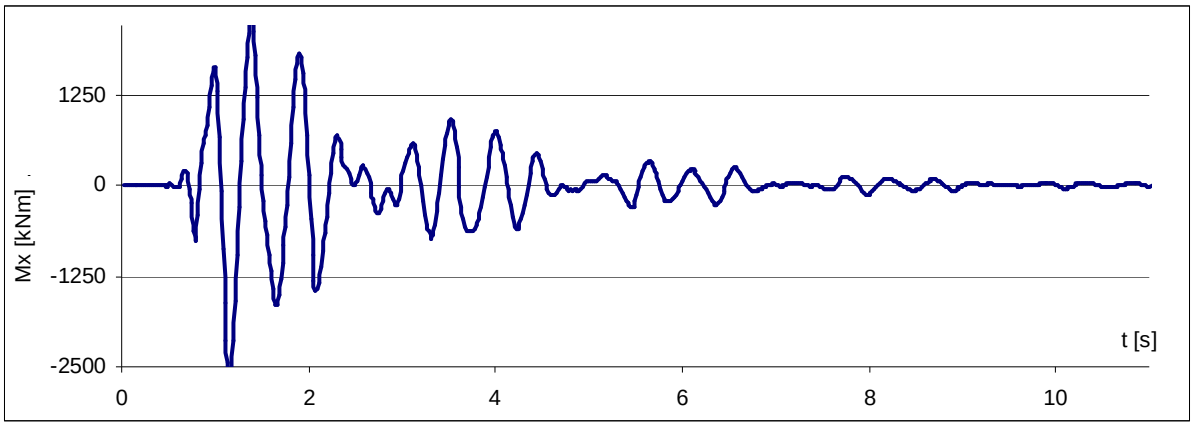


Rys. 4.1.18. Obwiednie poziomych przemieszczeń punktów trzonu masztu wywołanych uderzeniem awionetki w punktach podparcia masztu odciągami wraz z obwiednią uwzględniającą wszystkie analizowane przypadki uderzeń

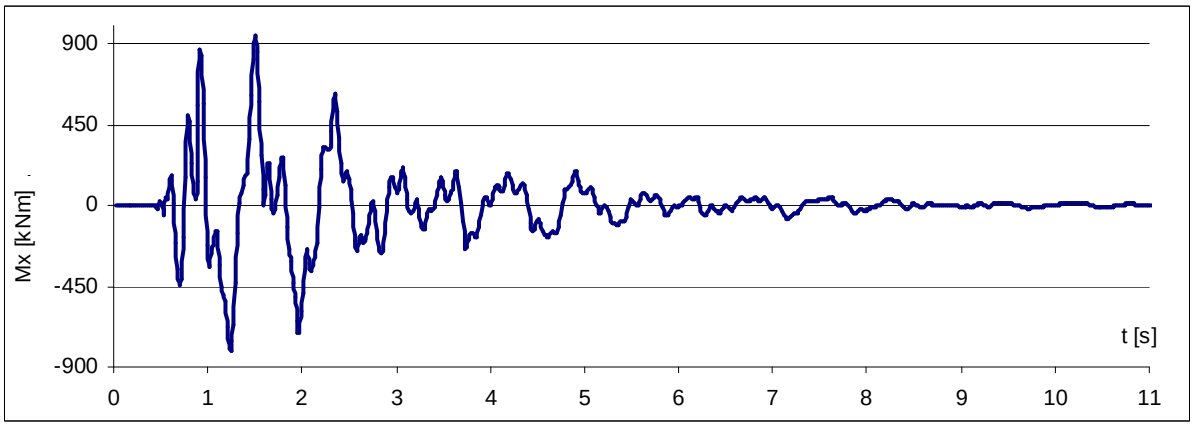
Udział poszczególnych częstotliwości własnych w odpowiedzi konstrukcji zależy od miejsca, w którym przyłożono do niej obciążenie. Prawidłowością jest wzrost udziału niższych częstotliwości drgań własnych wraz ze zwiększaniem wysokości, na której nastąpiło uderzenie w trzon masztu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rysunki 4.1.19–4.1.28 ilustrują zmianę momentu zginającego w wybranych przekrojach trzonu po uderzeniu awionetki w wierzchołek trzonu masztu. Odpowiedź konstrukcji (w każdym z analizowanych przypadków) charakteryzuje się gwałtownym i dużym wzrostem wartości momentu zginającego w początkowej fazie odpowiedzi trzonu — pierwsze wyjście konstrukcji z położenia równowagi. Po czym, gdy konstrukcja ponownie przejdzie przez położenie równowagi, wartość momentów zginających jest znacznie mniejsza. Duży zanik amplitudy momentu zginającego jest związany z udziałem wyższych częstotliwości drgań własnych konstrukcji. Efekt ten jest tym większy, im bliżej punktu przyłożenia wymuszenia znajduje się rozważany przekrój. Można dodatkowo zauważyć większy udział wyższych częstotliwości drgań w przebiegach czasowych sił wewnętrznych dotyczących punktów podparcia konstrukcji.

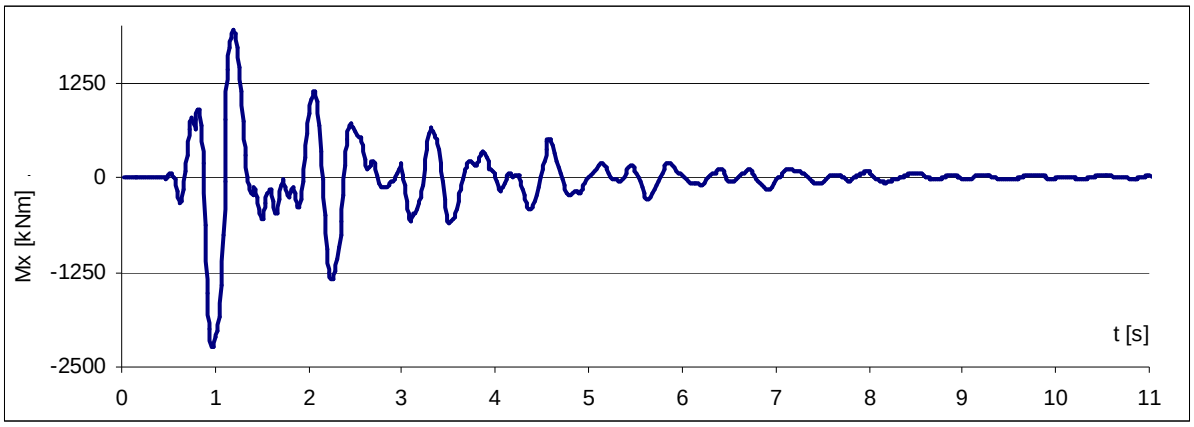


Rys. 4.1.19. Przebieg czasowy momentu zginającego (składowa pozioma w kierunku wymuszenia — x) na wysokości 30 m, wywołany uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

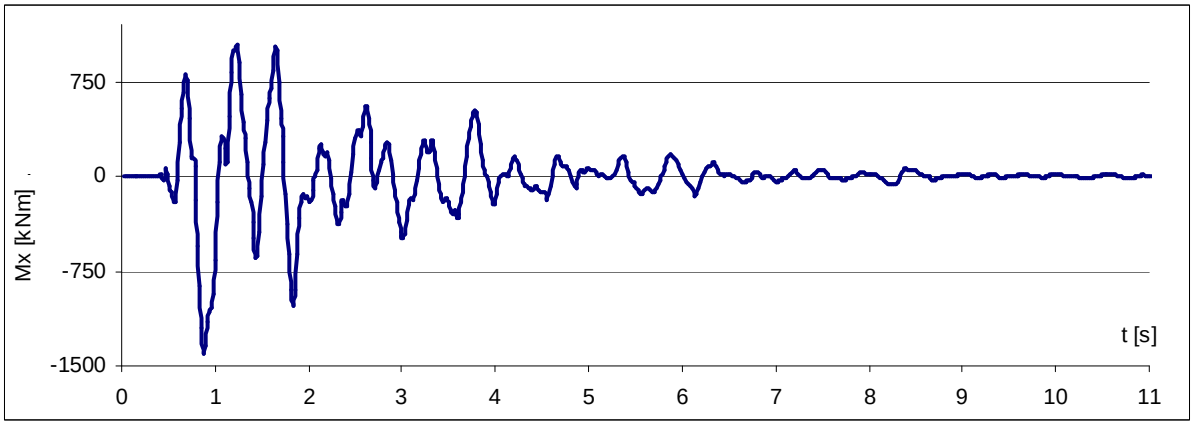


Rys. 4.1.20. Przebieg czasowy momentu zginającego (składowa pozioma w kierunku wymuszenia — x) na wysokości 60 m, wywołany uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

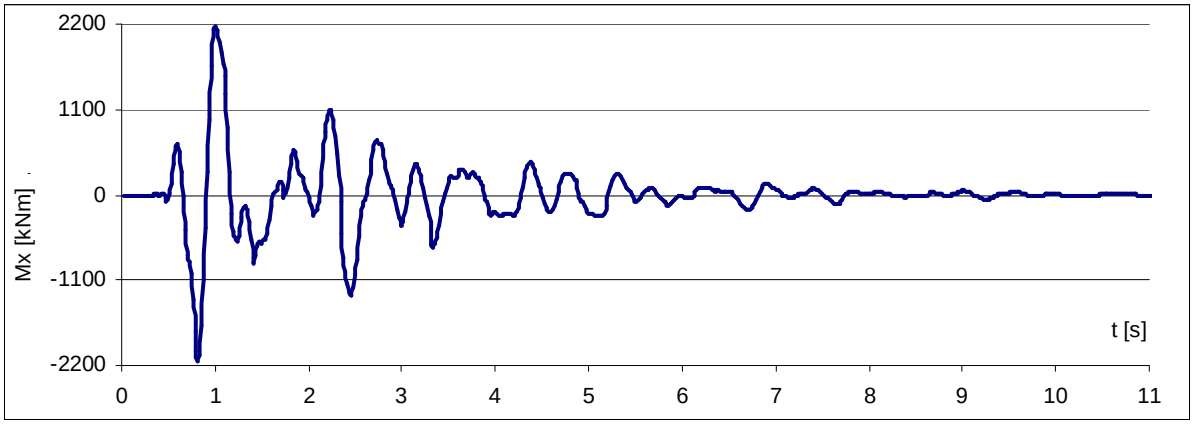
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.1.21. Przebieg czasowy momentu zginającego (składowa pozioma w kierunku wymuszenia — x) na wysokości 90 m, wywołany uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

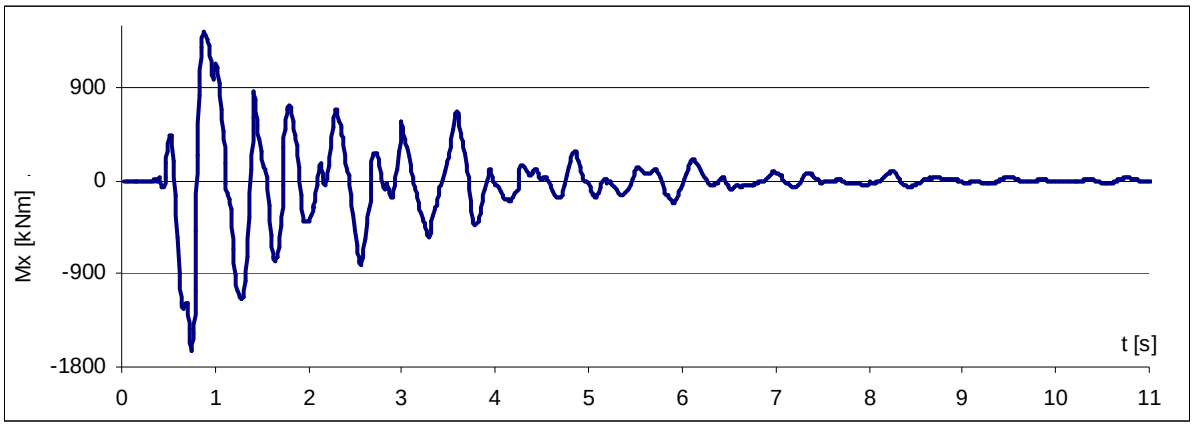


Rys. 4.1.22. Przebieg czasowy momentu zginającego (składowa pozioma w kierunku wymuszenia — x) na wysokości 120 m, wywołany uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

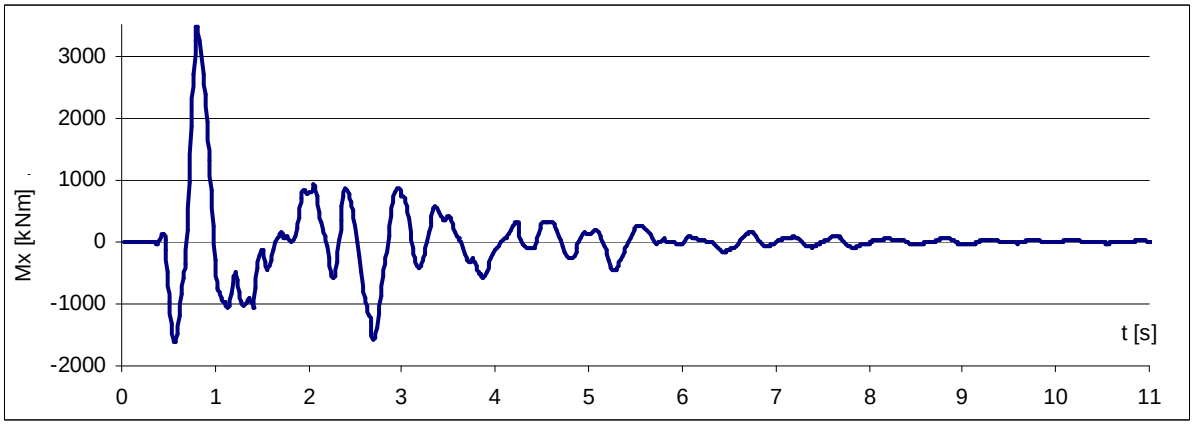


Rys. 4.1.23. Przebieg czasowy momentu zginającego (składowa pozioma w kierunku wymuszenia — x) na wysokości 150 m, wywołany uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

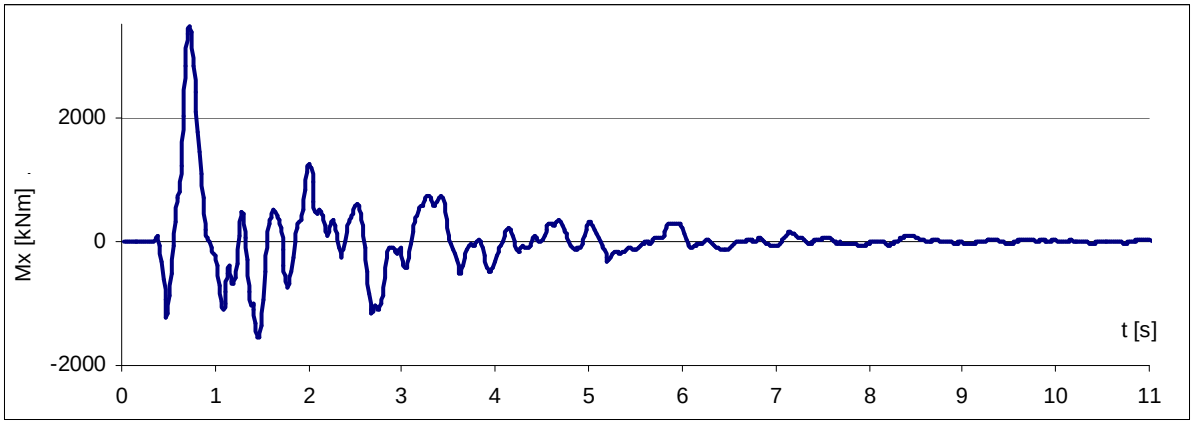
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.1.24. Przebieg czasowy momentu zginającego (składowa pozioma w kierunku wymuszenia — x) na wysokości 180 m, wywołany uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

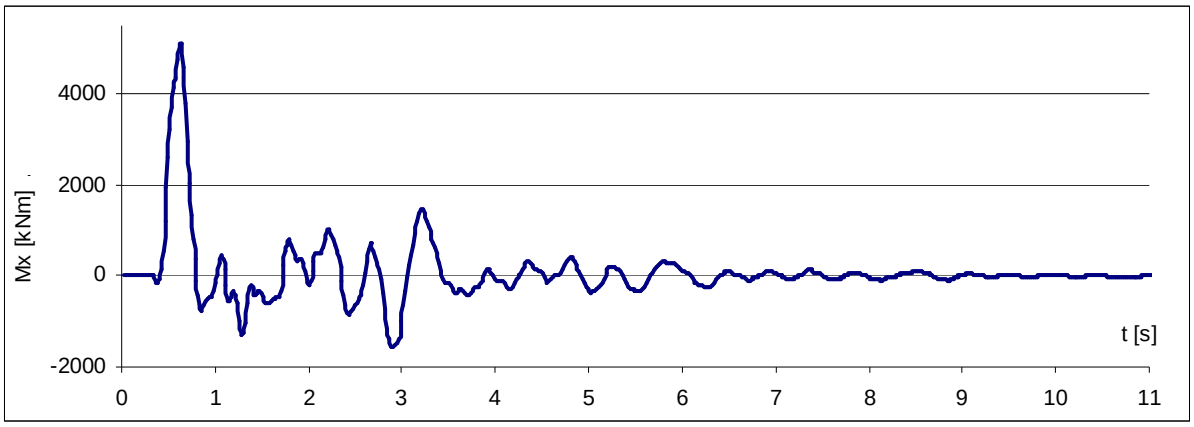


Rys. 4.1.25. Przebieg czasowy momentu zginającego (składowa pozioma w kierunku wymuszenia — x) na wysokości 210 m, wywołany uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

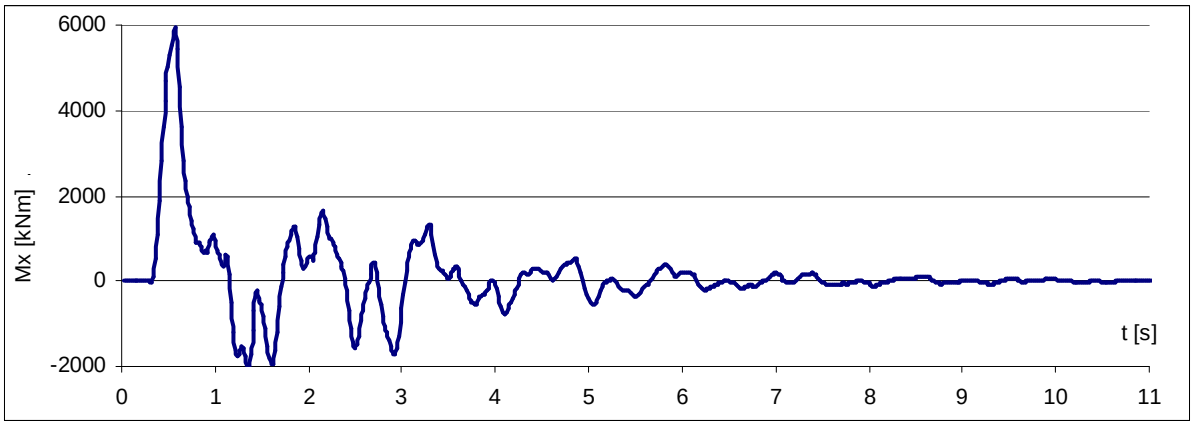


Rys.. 4.1.26. Przebieg czasowy momentu zginającego (składowa pozioma w kierunku wymuszenia — x) na wysokości 240 m, wywołany uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.1.27. Przebieg czasowy momentu zginającego (składowa pozioma w kierunku wymuszenia — x) na wysokości 270 m, wywołany uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu



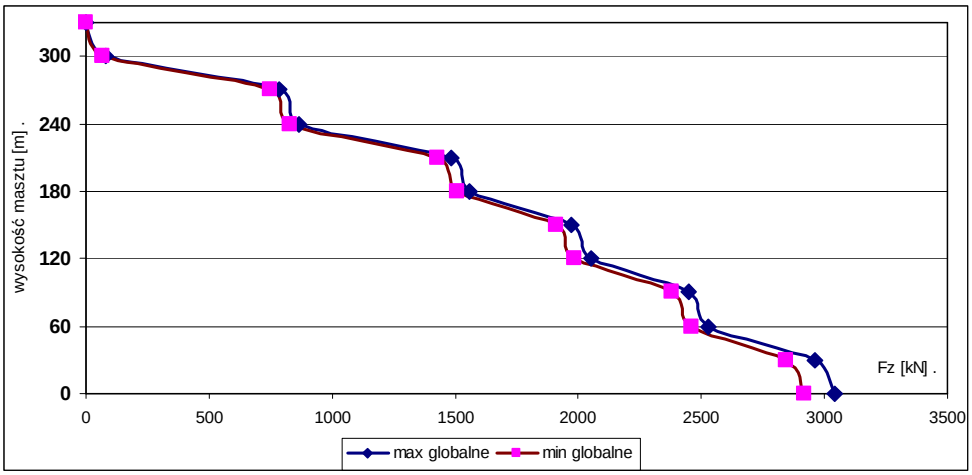
Rys. 4.1.28. Przebieg czasowy momentu zginającego (składowa pozioma w kierunku wymuszenia — x) na wysokości 300 m, wywołany uderzeniem awionetki w wierzchołek masztu

Rysunek 4.1.29 przedstawia obwiednię sił osiowych, występujących podczas drgań konstrukcji we wszystkich analizowanych w tym punkcie przypadkach uderzeń awionetki w trzon masztu. Zmiana ta nie przekracza 3% (tablica 4.1.2) z wyjątkiem części masztu powyżej ostatniej kondygnacji, gdzie wynosi 6,9%. Tak niewielka zmiana ekstremalnych wartości sił przekrojowych jest spowodowana małą wartością siły wymuszającej od uderzenia awionetki w porównaniu z wartością osiowych sił przekrojowych, uwzględniających wszystkie obciążenia.

Tablica 4.1.2. Ekstremalne wartości amplitud sił osiowych, występujących na różnych wysokościach w trzonie masztu podczas wszystkich analizowanych przypadków uderzenia awionetki w konstrukcję masztu

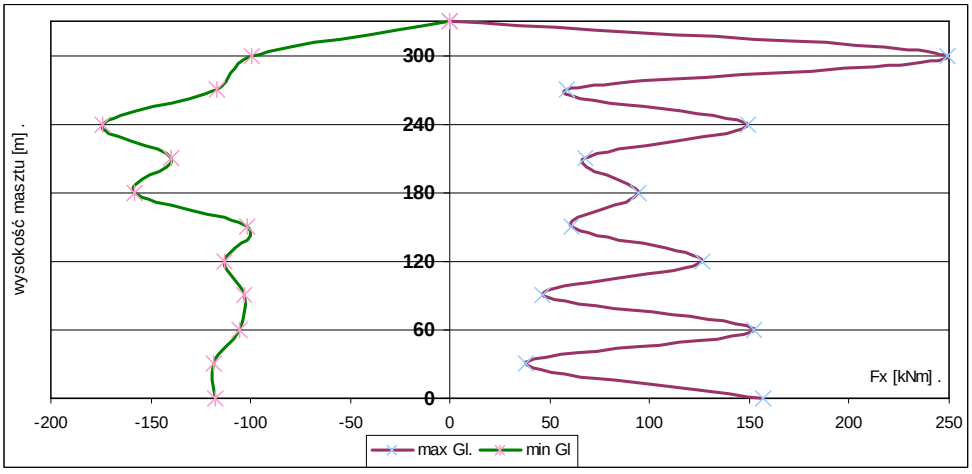
Wartość	**Ekstremalna amplituda sił osiowych Fz [kN] na wysokości**										
	0 m	**30 m**	**60 m**	**90 m**	**120 m**	**150 m**	**180 m**	**210 m**	**240 m**	**270 m**	**300 m**
max	3040	2961	2527	2449	2052	1970	1558	1482	865	785	83
min	2917	2842	2459	2382	1988	1913	1508	1431	826	749	70
%	2,8%	2,8%	1,3%	2,0%	1,6%	1,4%	1,5%	1,7%	1,9%	1,9%	6,9%

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



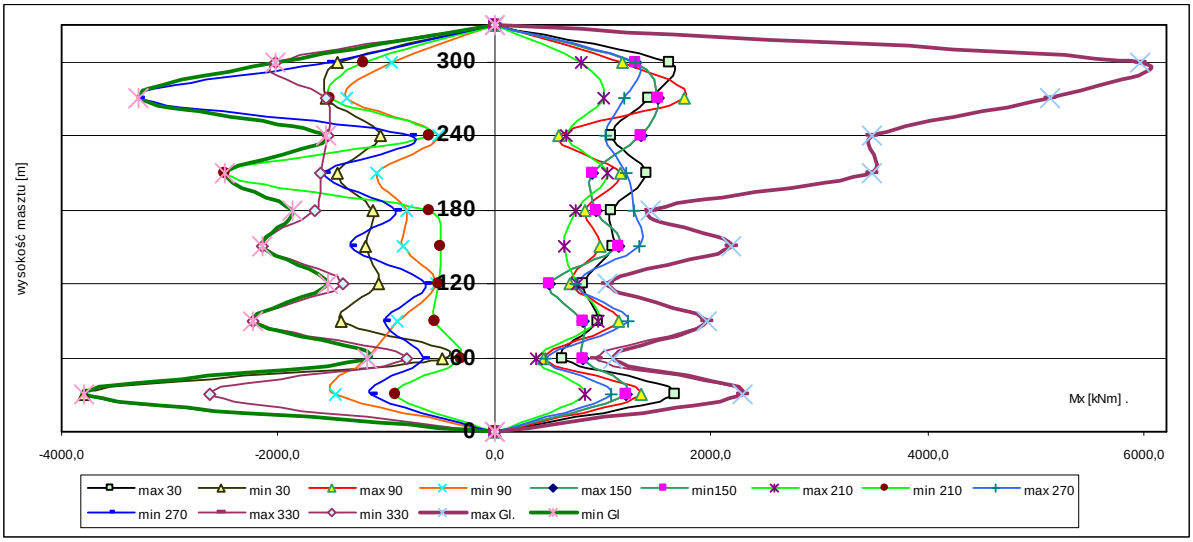
Rys. 4.1.29. Obwiednie sił osiowych, występujących na różnych wysokościach w trzonie masztu podczas wszystkich analizowanych przypadków uderzenia awionetki w konstrukcję masztu

Na rysunku 4.1.30 zamieszczono obwiednie sił tnących (wszystkie analizowane przypadki), zaś rysunki 4.1.31 i 4.1.32 przedstawiają obwiednie amplitud momentów zginających odpowiednio podczas uderzeń awionetki w każde z przęseł trzonu oraz w każdą podporę odciągową, jak również obwiednię globalną wszystkich przypadków obliczeniowych. Zaprezentowane obwiednie potwierdzają brak symetrii w odpowiedzi konstrukcji, co zaznaczono już przy okazji komentowania przebiegów czasowych zmiany momentów zginających. Nie da się wyselekcjonować przypadku obciążenia, którego analiza pozwalałaby zawsze wyznaczyć ekstremalne siły przekrojowe w trzonie masztu (tablica 4.1.3). Każdy z przypadków obliczeniowych należy traktować równorzędnie, chyba, że weźmie się pod uwagę fakt mniejszego prawdopodobieństwa uderzenia samolotu w dolną część konstrukcji masztu.

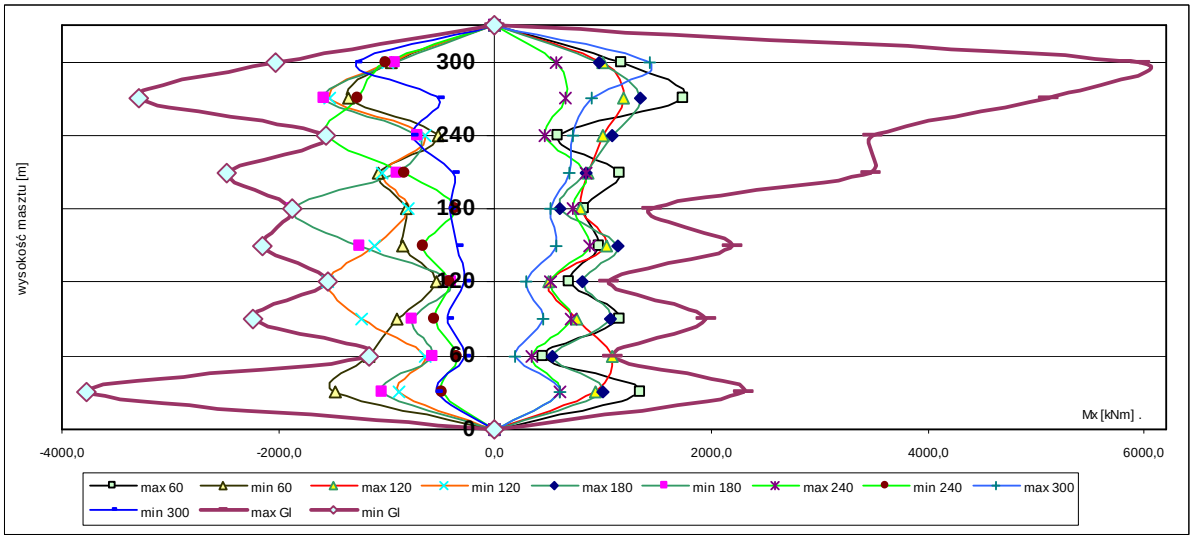


Rys. 4.1.30. Obwiednie sił tnących, występujących na różnych wysokościach w trzonie masztu podczas wszystkich analizowanych przypadków uderzenia awionetki w konstrukcję masztu

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.1.31. Obwiednie momentów zginających, występujących na różnych wysokościach w trzonie masztu podczas uderzeń awionetki w środkach przęseł konstrukcji wraz z obwiednią uwzględniającą wszystkie analizowane przypadki uderzeń



Rys. 4.1.32. Obwiednie momentów zginających, występujących na różnych wysokościach w trzonie masztu podczas uderzeń awionetki w punktach podparcia konstrukcji odciągami wraz z obwiednią uwzględniającą wszystkie analizowane przypadki uderzeń

Jak wynika z tablicy 4.1.3 największe wartości momentów zginających uzyskujemy w przypadku, gdy awionetka uderzy w wierzchołek masztu. Jest to tym bardziej niebezpieczne, że prawdopodobieństwo występowania tego typu obciążenia rośnie wraz z wysokością trzonu (na niższych wysokościach rzadziej odbywa się ruch lotniczy).

Uderzenia awionetki w dolne partie trzonu masztu też są niebezpieczne, pomimo dużo mniejszych wartości momentów zginających niż w przypadku uderzenia w wierzchołek — występują tam bowiem większe wartości sił osiowych, co wpływa dodatkowo na zwiększenie momentu zginającego w trzonie.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 4.1.3. Wartości ekstremalne amplitud momentów zginających, które występują na różnych wysokościach w trzonie masztu, a wywołanych uderzeniem awionetki na różnych poziomach wysokości

Poziom uderzenia	**Wartość**	**Ekstremalna amplituda momentów zginających Mx [kNm] na wysokości**									
		30 m	**60 m**	**90 m**	**120 m**	**150 m**	**180 m**	**210 m**	**240 m**	**270 m**	**300 m**
30 m	**max**	1657	628	957	821	1092	1076	1400	1080	1421	1607
	min	**-3784**	-489	-1412	-1075	-1193	-1121	-1456	-1063	-1566	-1462
60 m	**max**	1348	449	1144	689	968	824	1159	584	1742	1172
	min	-1478	-1169	-902	-541	-849	-816	-1084	-528	-1363	-954
90 m	**max**	1348	449	1144	689	968	824	1159	584	1742	1172
	min	-1478	**-1169**	-902	-541	-849	-816	-1084	-528	-1363	-954
120 m	**max**	930	1089	746	497	1028	785	861	1003	1189	992
	min	-888	-647	-1236	**-1544**	-1116	-806	-1040	-642	-1531	-995
150 m	**max**	1211	823	822	505	1137	933	908	1349	1512	1299
	min	1211	823	822	505	1137	933	908	1349	1512	1299
180 m	**max**	990	523	1072	804	1139	600	841	1088	1334	954
	min	-1037	-577	-772	-397	-1244	**-1869**	-899	-716	-1584	-922
210 m	**max**	838	378	947	755	646	739	1033	667	1007	798
	min	-911	-311	-558	-513	-499	-614	-2486	-598	-1523	-1204
240 m	**max**	596	331	710	516	870	722	836	459	645	573
	min	-492	-357	-554	-417	-655	-362	-828	-1561	-1268	-1008
270m	**max**	1078	470	1224	741	1340	1280	1205	1020	1201	1297
	min	-1141	-657	-1027	-648	-1339	-912	-1583	-777	-3285	-1549
300m	**max**	602	176	441	279	569	518	689	716	900	1424
	min	-540	-275	-432	-286	-357	-429	-391	-773	-518	-1281
330m	**max**	2288	942	1951	1046	**2181**	1444	**3474**	**3483**	**5118**	**5950**
	min	-2624	-814	**-2231**	-1410	-2154	-1654	-1614	-1547	-1564	-2026
Ekstre-mum globalne	**max**	2288	1089	1951	1046	2181	1444	3474	3483	5118	5950
	min	-3784	-1169	-2231	-1544	-2154	-1869	-2486	-1561	-3285	-2026

Ze względu na duże wartości momentu zginającego w trzonie, pomimo małej siły wymuszającej (przyjęto jeden z mniejszych tego typu samolotów oraz małą jego prędkość), przypadek tego typu obciążenia powinien być rozważany jako jedno z obciążeń wyjątkowych, działających na maszty.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

4.2. Odpowiedź konstrukcji na obciążenie spowodowane zerwaniem odciągu

Zjawisko zerwania odciągu powoduje, że konstrukcja masztu osiąga stan, w którym odciąg przestaje oddziaływać jako podpora, a w związku z tym zmienia się schemat statyczny całej konstrukcji. Taki efekt można uzyskać w różny sposób, jak to omówiono w rozdziale 2., przedstawiając na rysunkach 2.2–2.4 różne modele zerwania odciągu.

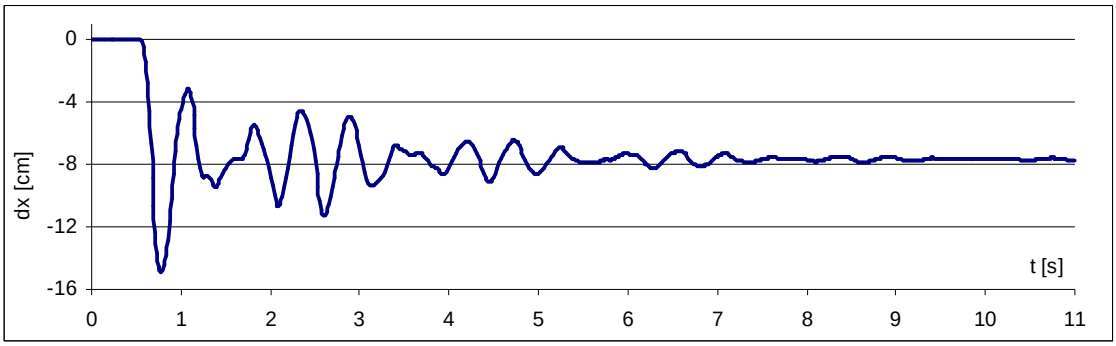
Bardzo istotny dla końcowych efektów dynamicznych jest czas T_z, w którym następuje zerwanie odciągu oraz wartość siły N_z, przy której występuje największy przeskok zmiany siły. Zauważono, że w przypadku analizowanych wartości sił naciągu w odciągach efekty dynamiczne obserwuje się do momentu, kiedy czas zerwania nie przekracza dwukrotnej wartości podstawowego okresu drgań własnych, co różni się od podawanej w literaturze przedmiotu [64, 65] wartości pięciu okresów drgań własnych w odniesieniu do sztywnych konstrukcji prętowych.

Przeprowadzono analizę numeryczną procesu zerwania odciągu, rozważając następujące przypadki:

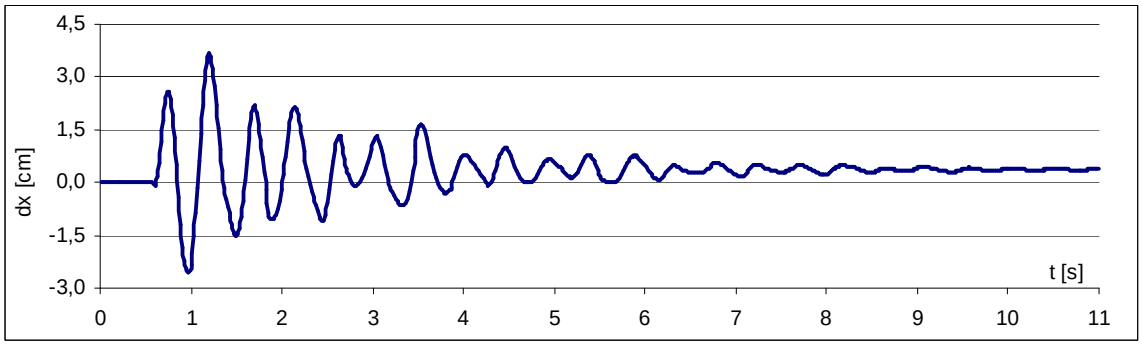
- Zerwanie typu 2.2 — nagłe zerwanie odciągu, przy czym wartość skoku obciążenia jest równa sile nominalnego naciągu w zrywanym odciągu (rys. 2.2). W tym przypadku w analizach zastosowano różne wartości tłumienia w konstrukcji.
- Zerwanie typu 2.4 — zerwanie odciągu przy wzroście jego siły naciągu (rys. 2.4), przy czym założono wzrost siły naciągu do wartości podwójnego naciągu nominalnego.
- Zerwanie typu 2.3 — zerwanie odciągu realizowane jako spadek wartości siły jego naciągu do zera w określonym czasie (rys. 2.3), przy czym rozważano czas tej realizacji od 0 s do 5 s.

Rysunki 4.2.1–4.2.5 ilustrują przemieszczenia poziome w kierunku x (w płaszczyźnie zerwania odciągów) środka pierwszego przęsła, zaś rysunki 4.2.6–4.2.10 przemieszczenia wierzchołka trzonu masztu przy założonym modelu obciążenia typu 2.2 w przypadkach zerwań odciągów kolejnych kondygnacji. Charakterystyczny jest fakt zmniejszania się udziału wyższych częstotliwości drgań własnych konstrukcji wraz ze wzrostem wysokości trzonu. Na rysunkach 4.2.11–4.2.13 przedstawiono przykładowo wyniki analizy częstotliwościowej (FFT) wybranych przebiegów czasowych przemieszczeń drgań środka pierwszego przęsła i wierzchołka trzonu masztu.

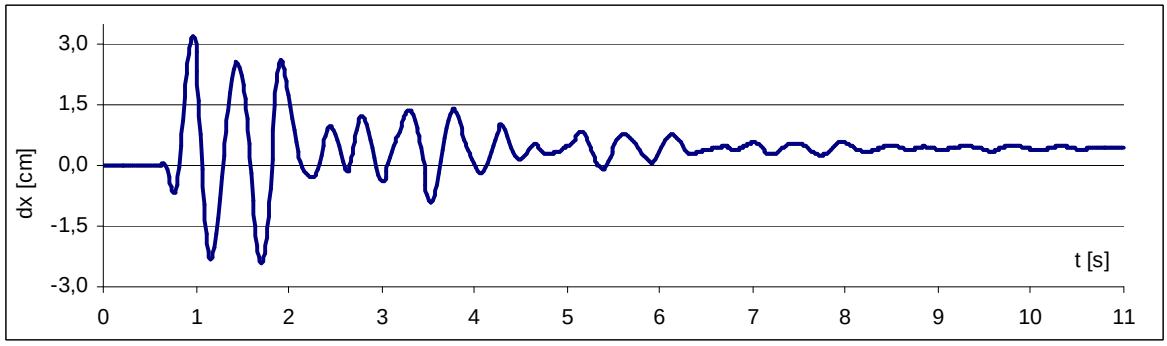
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



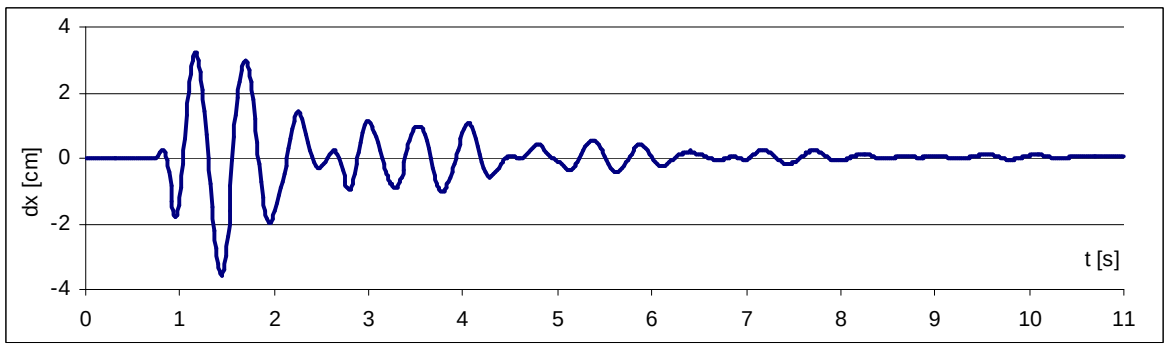
Rys. 4.2.1. Przemieszczenia poziome w kierunku x środka pierwszego przęsła w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu pierwszej kondygnacji



Rys. 4.2.2. Przemieszczenia poziome w kierunku x środka pierwszego przęsła w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu drugiej kondygnacji

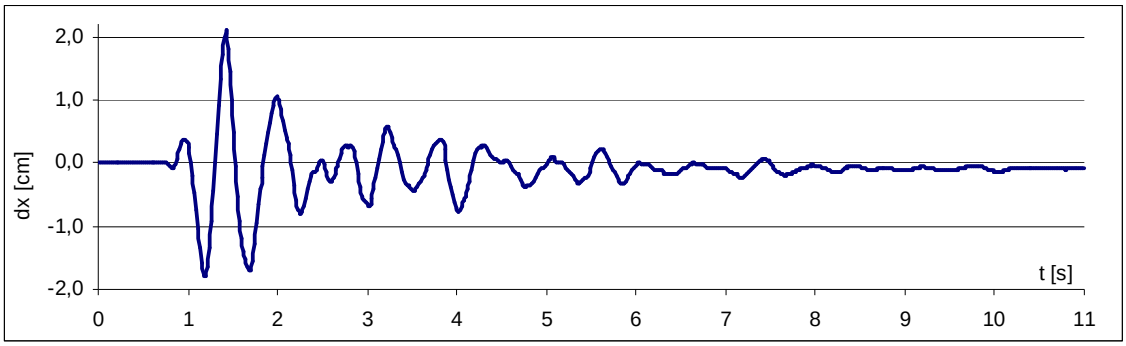


Rys. 4.2.3. Przemieszczenia poziome w kierunku x środka pierwszego przęsła w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu trzeciej kondygnacji

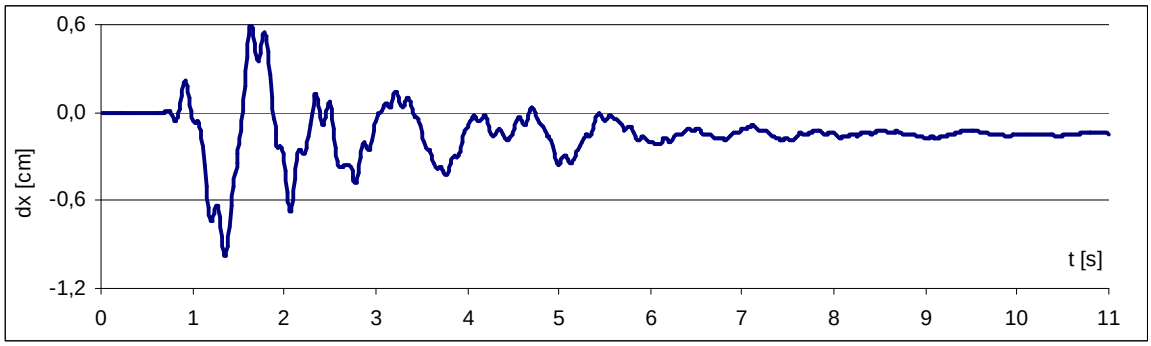


Rys. 4.2.4. Przemieszczenia poziome w kierunku x środka pierwszego przęsła w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu czwartej kondygnacji

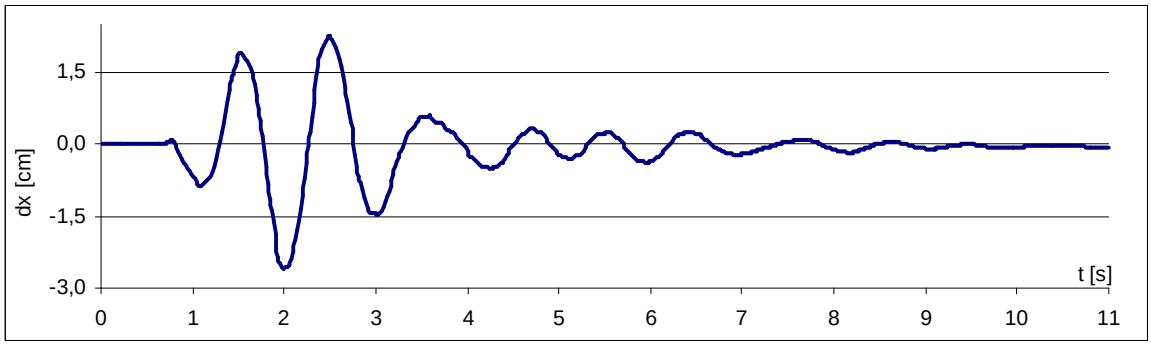
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



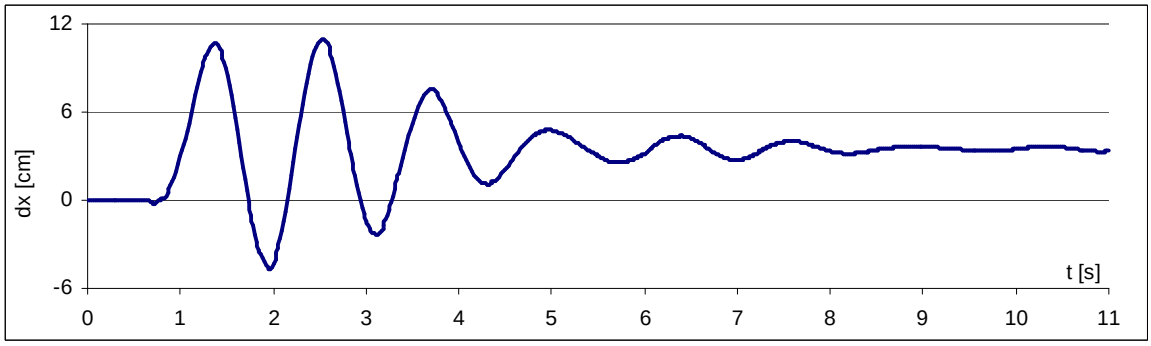
Rys. 4.2.5. Przemieszczenia poziome w kierunku x środka pierwszego przęsła w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu piątej kondygnacji



Rys. 4.2.6. Przemieszczenia poziome w kierunku x wierzchołka w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu pierwszej kondygnacji

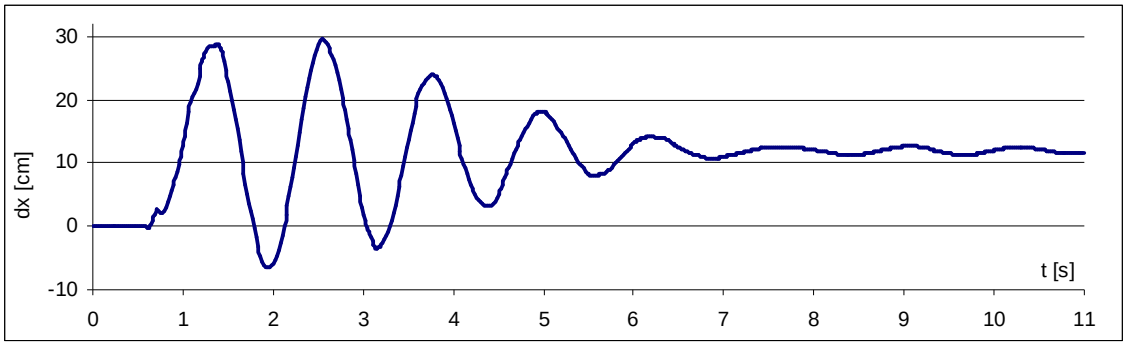


Rys. 4.2.7. Przemieszczenia poziome w kierunku x wierzchołka w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu drugiej kondygnacji

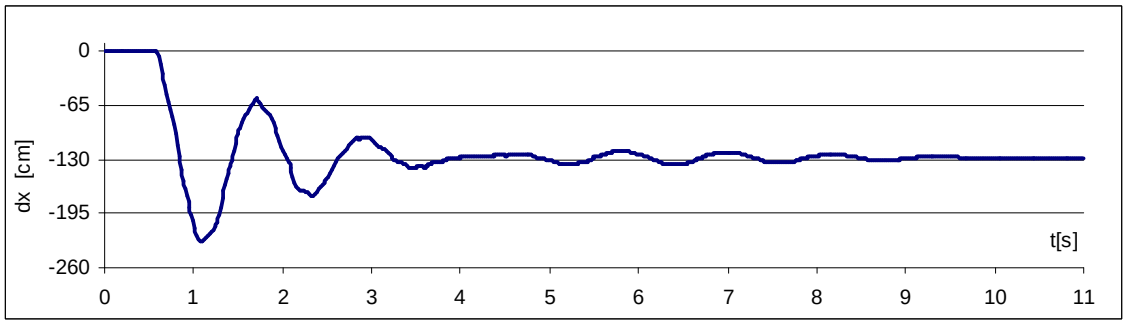


Rys. 4.2.8. Przemieszczenia poziome w kierunku x wierzchołka w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu trzeciej kondygnacji

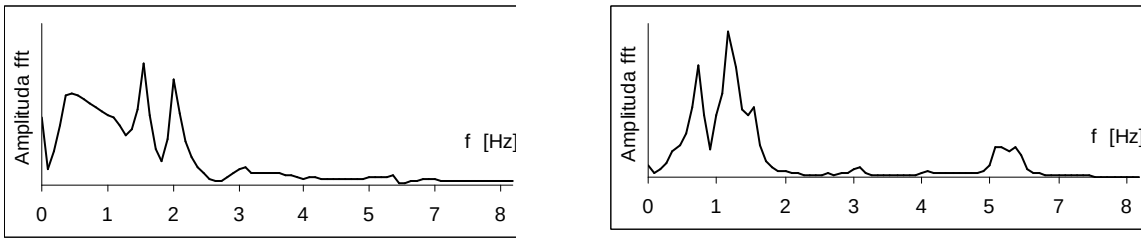
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



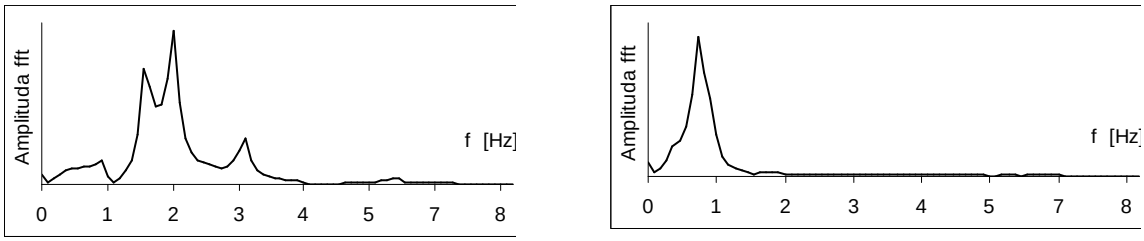
Rys. 4.2.9. Przemieszczenia poziome w kierunku x wierzchołka w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu czwartej kondygnacji



Rys. 4.2.10. Przemieszczenia poziome w kierunku x wierzchołka w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu piątej kondygnacji

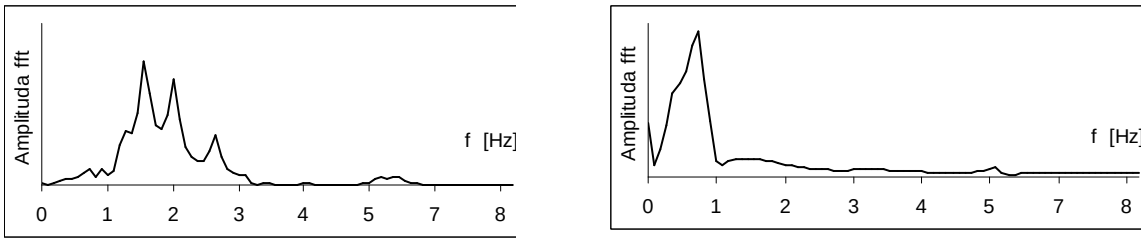


Rys. 4.2.11. Analiza częstotliwościowa przebiegów czasowych przemieszczeń drgań środka pierwszego przęsła i wierzchołka trzonu masztu w przypadku zerwania odciągu pierwszej kondygnacji



Rys. 4.2.12. Analiza częstotliwościowa przebiegów czasowych przemieszczeń drgań środka pierwszego przęsła i wierzchołka trzonu masztu w przypadku zerwania odciągu trzeciej kondygnacji

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.2.13. Analiza częstotliwościowa przebiegów czasowych przemieszczeń drgań środka pierwszego przęsła i wierzchołka trzonu masztu w przypadku zerwania odciągu piątej kondygnacji

W tablicy 4.2.1 podano ekstremalne wartości d_x (przemieszczeń poziomych punktów trzonu w kierunku *x*) podczas każdego z możliwych wariantów zerwań (typu 2.2) odciągów.

Tablica 4.2.1. Zestawienie ekstremalnych wartości przemieszczeń poziomych trzonu (w kierunku x) - d_x po jego wysokości w przypadku zerwania odciągu typu 2.2

Poziom zerwania odciągu	**Wartość**	**Ekstremalne wartości przemieszczeń poziomych trzonu w kierunku *x* d_x [cm] na wysokości**										
		30 m	**60 m**	**90 m**	**120 m**	**150 m**	**180 m**	**210 m**	**240 m**	**270 m**	**300 m**	**330 m**
60 m	max	0,0	0,0	0,0	1,0	4,5	4,2	3,0	3,2	0,7	0,8	0,6
	min	**-14,8**	**-18,8**	-16,1	-8,0	-4,5	-2,3	-1,4	-2,6	-0,5	-1,0	-1,0
	końcowa	-7,6	-11,2	-8,3	-3,1	-0,2	0,6	0,6	0,3	0,0	-0,1	-0,1
120 m	max	3,7	0,8	0,0	0,0	0,0	0,6	4,9	3,2	2,3	1,8	2,2
	min	-2,5	-6,7	**-17,7**	**-24,7**	-23,0	-12,3	-7,3	-3,2	-0,8	-1,0	-2,6
	końcowa	0,4	-2,6	-10,1	-15,4	-12,3	-5,6	-1,3	0,4	0,7	0,4	0,0
180 m	max	3,2	3,3	2,3	0,5	0,0	0,0	0,0	0,5	1,6	3,2	10,9
	min	-2,4	-1,8	-5,0	-11,7	**-23,2**	**-30,9**	-26,3	-12,5	-2,9	-0,1	-4,6
	końcowa	0,4	0,5	-0,6	-5,3	-14,1	-19,4	-14,5	-5,8	-0,6	1,7	3,5
240 m	max	3,2	4,0	5,1	4,7	3,7	0,7	0,0	0,0	0,0	3,5	29,5
	min	-3,6	-3,3	-3,8	-4,9	-9,3	-19,8	**-34,4**	**-43,6**	-36,3	-13,7	-6,6
	końcowa	0,0	0,3	0,8	0,5	-2,1	-9,2	-20,9	-27,6	-20,6	-5,0	12,0
300 m	max	2,1	1,9	3,7	5,2	8,8	10,0	13,4	5,8	0,1	0,0	1,4
	min	-1,8	-2,5	-3,6	-3,0	-1,1	-0,9	-7,2	-26,8	**-76,5**	**-143,9**	**-228,7**
	końcowa	-0,1	-0,1	0,1	1,0	3,1	4,8	3,1	-10,3	-41,9	-84,1	-128,0
Globalne max		3,7	4,0	5,1	5,2	8,8	10,0	13,4	5,8	2,3	3,5	29,5
Globalne min		-14,8	-18,8	-17,7	-24,7	-23,2	-30,9	-34,4	-43,6	-76,5	-143,9	-228,7

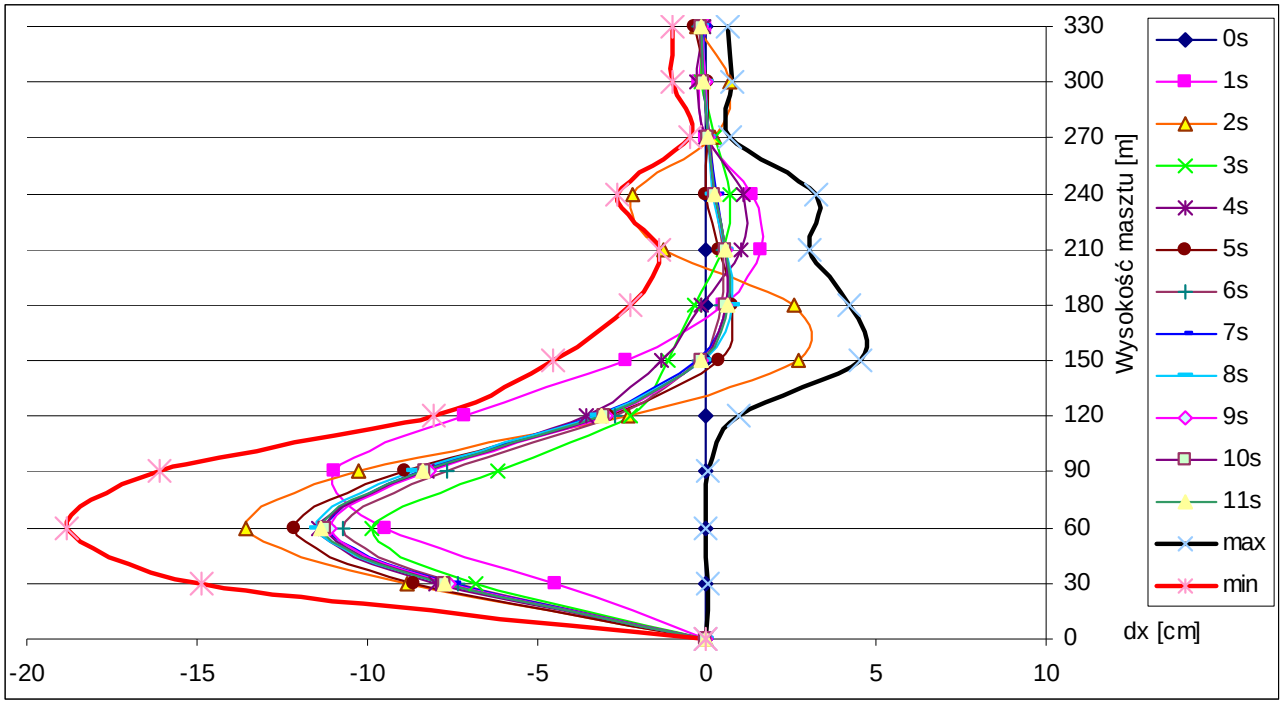
Pełniejszą informację o zmianach przemieszczeń, jakich doznają punkty trzonu masztu podczas zrywania odciągów, przedstawiono na rysunkach 4.2.14–4.2.18, zawierających

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

wykresy tych przemieszczeń w kolejnych chwilach czasowych wraz z obwiednią przemieszczeń konstrukcji.

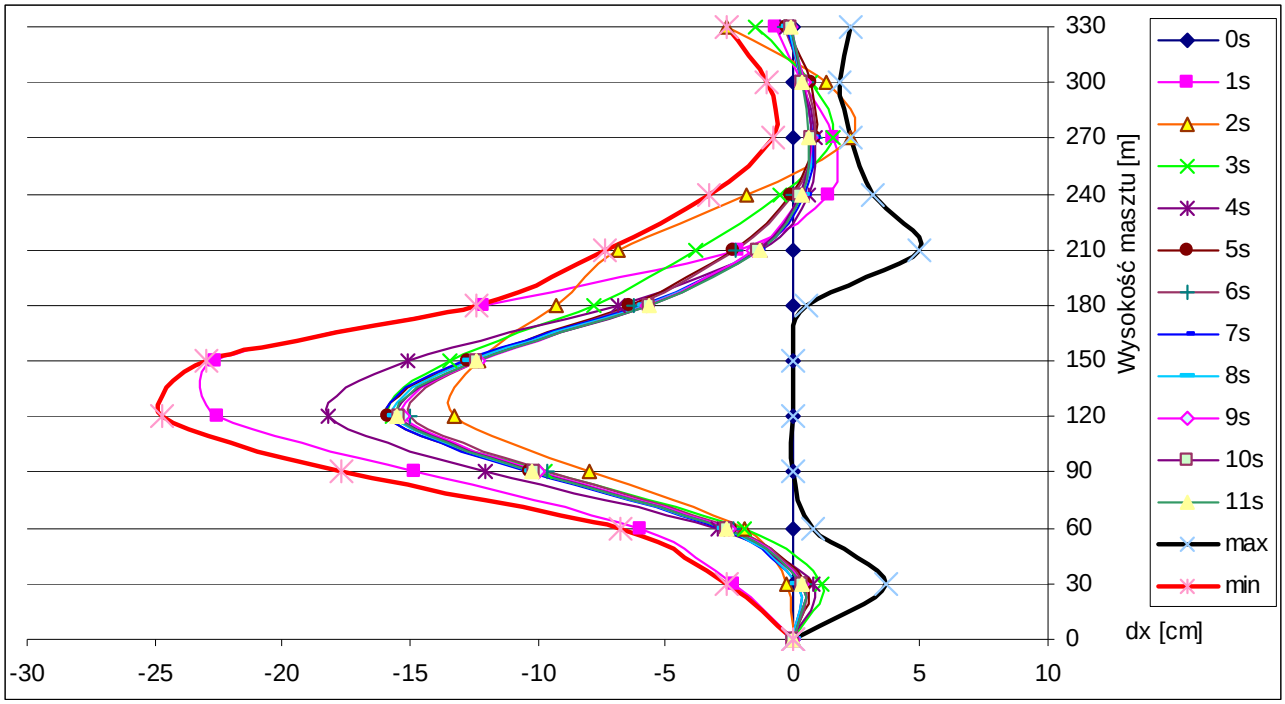
Zerwanie na poziomie pierwszej kondygnacji odciągów charakteryzuje się tym, że maksymalne wartości przemieszczeń punktów trzonu występują na poziomie zerwanego odciągu po stronie przeciwnej niż zrywany odciąg (rys. 4.2.1). Podczas ruchu maszt drga wokół położenia równowagi z amplitudą przemieszczeń o wartości maksymalnej 7,8 cm. Przemieszczenia trzonu podczas zerwania odciągu pierwszej kondygnacji (rys. 4.2.1 i 4.2.6) charakteryzują się tym, że w widmie częstotliwościowym (rys. 4.2.11) obserwuje się zanik udziału niższych częstotliwości drgań własnych obiektu wraz z wysokością trzonu. Podobną zależnością cechują się pozostałe warianty zerwań odciągów. Wynika to z faktu zmniejszania się sztywności poprzecznej konstrukcji wraz z jej wysokością.

W każdym przypadku zerwania (por. tablica 4.2.1) odciągów uzyskano informacje o występowaniu ekstremalnych wartości przemieszczeń na poziomie zerwanego odciągu. Wyjątkiem jest zerwanie na najwyższym poziomie, w tym przypadku w sposób naturalny ekstremalne przemieszczenie poziome występuje w wierzchołku masztu.

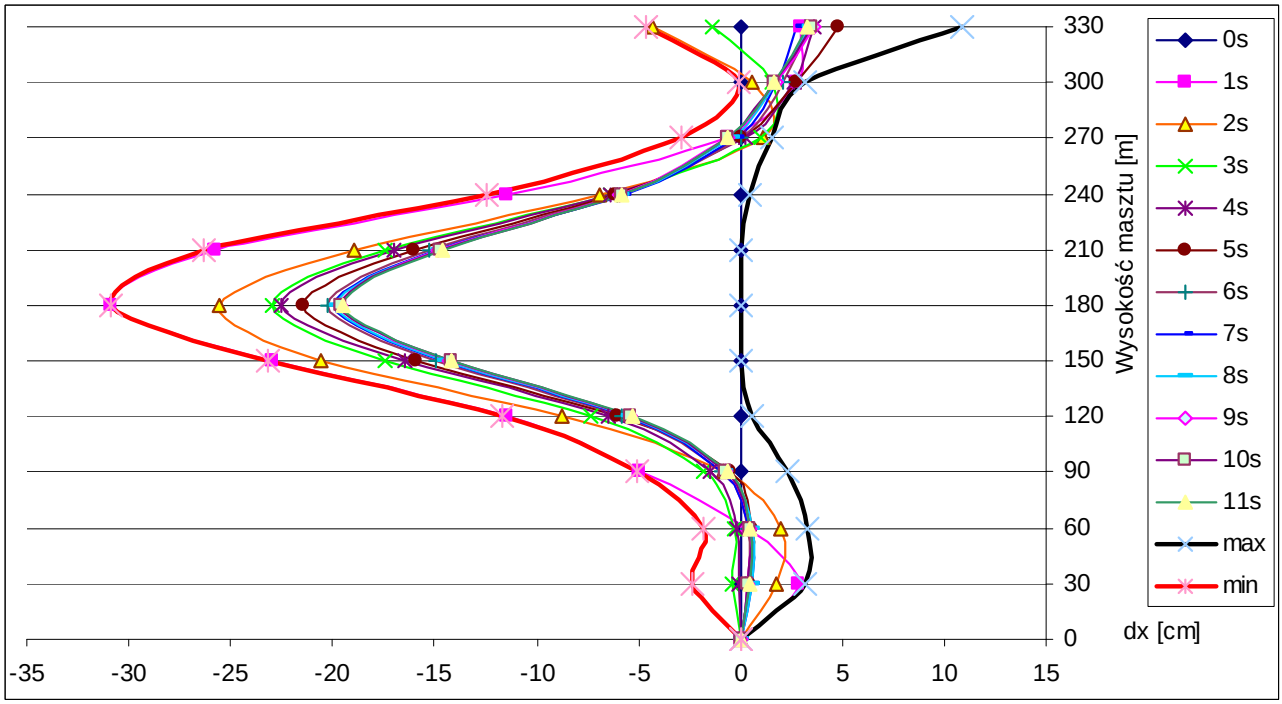


Rys. 4.2.14. Przemieszczenia poziome trzonu d_x w różnych chwilach czasowych (od 1 s do 11 s, co 1 s) wraz z obwiednią ekstremalnych przemieszczeń poziomych w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu pierwszej kondygnacji

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

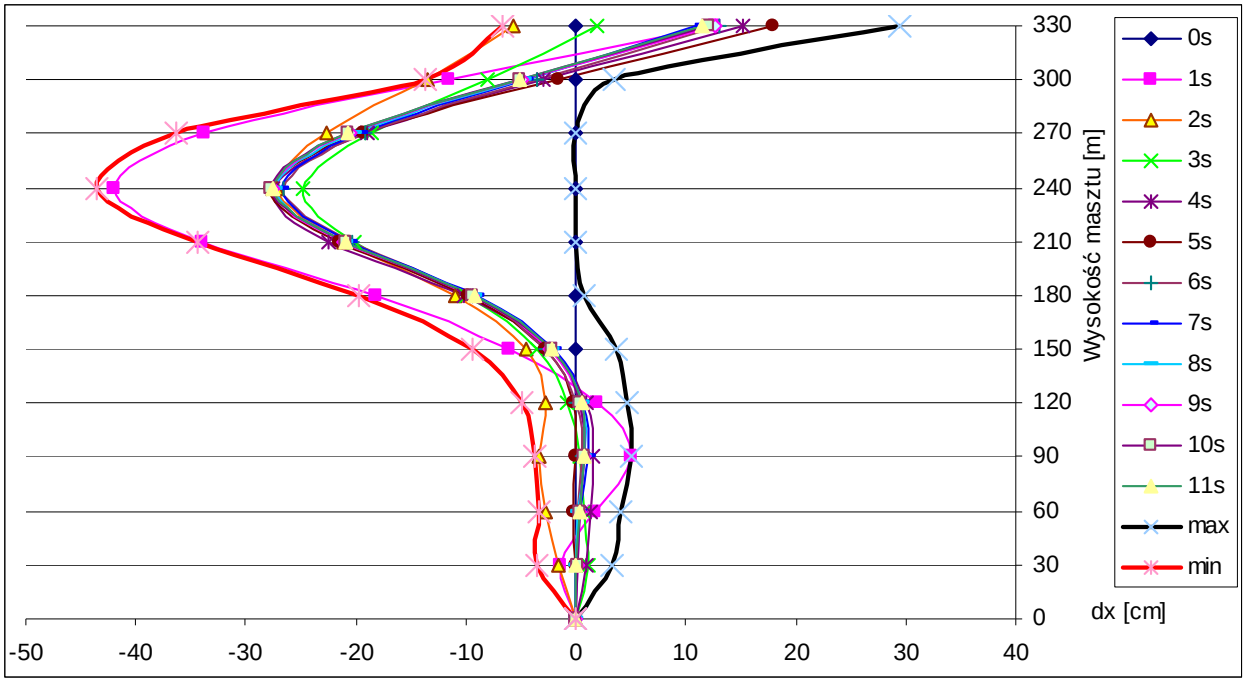


Rys. 4.2.15. Przemieszczenia poziome trzonu d_x w różnych chwilach czasowych (od 1 s do 11 s, co 1 s) wraz z obwiednią ekstremalnych przemieszczeń poziomych w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu drugiej kondygnacji

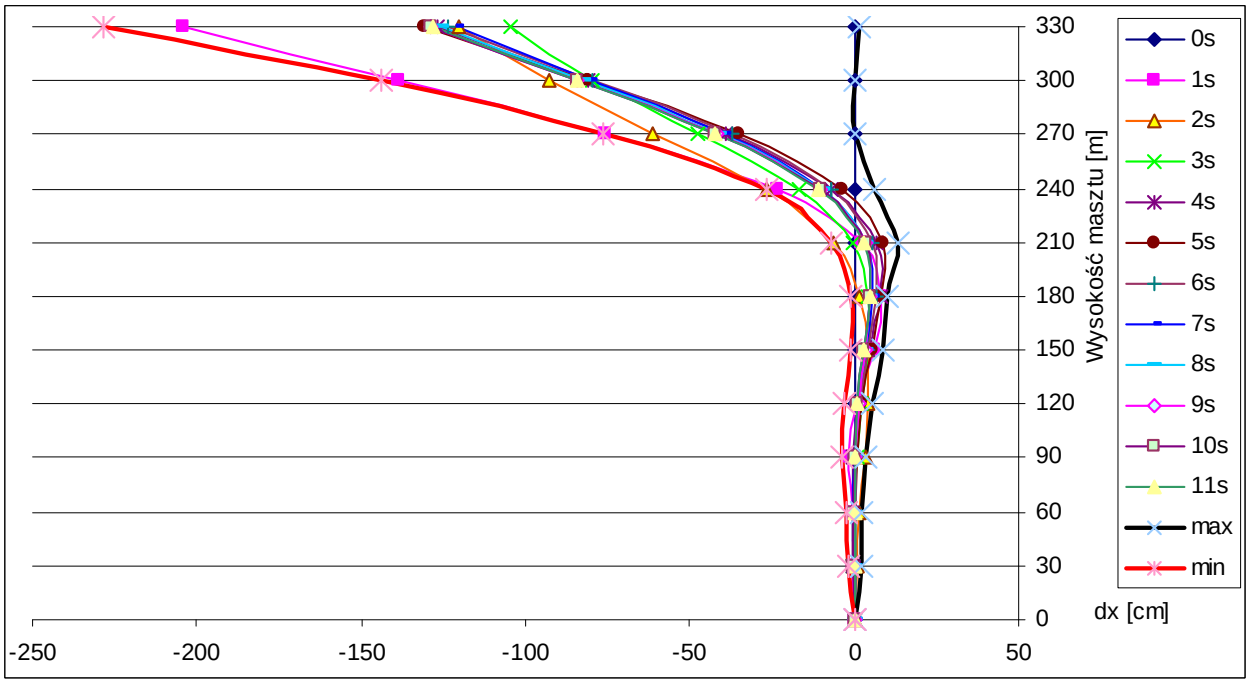


Rys. 4.2.16. Przemieszczenia poziome trzonu d_x w różnych chwilach czasowych (od 1 s do 11 s, co 1 s) wraz z obwiednią ekstremalnych przemieszczeń poziomych w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu trzeciej kondygnacji

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



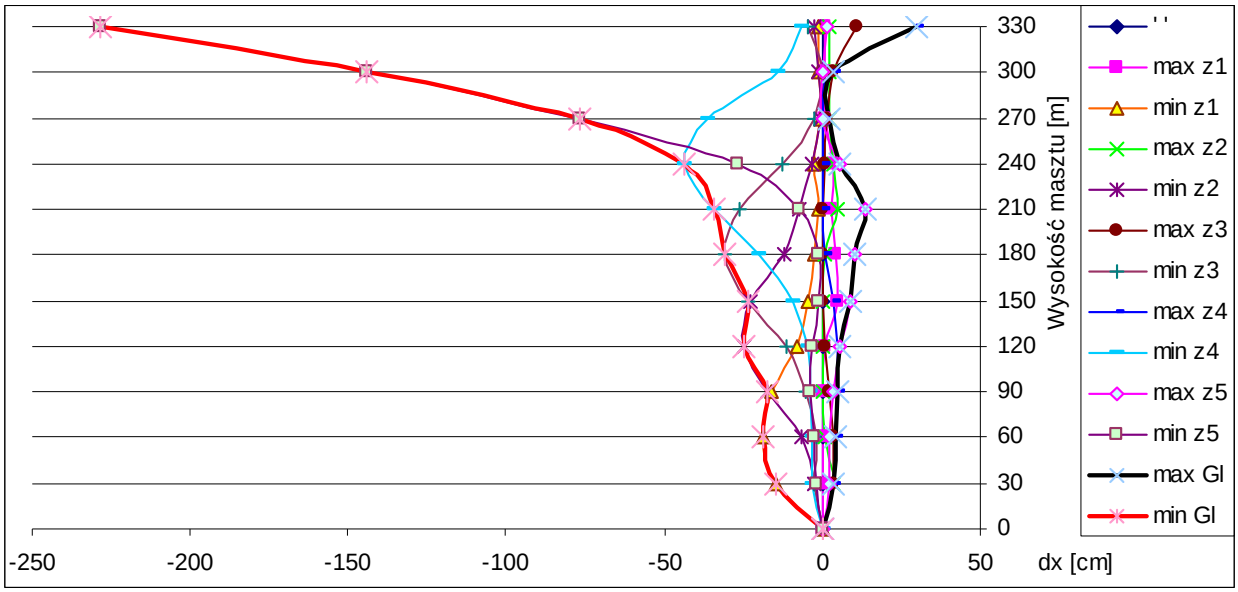
Rys. 4.2.17. Przemieszczenia poziome trzonu d_x w różnych chwilach czasowych (od 1 s do 11 s, co 1 s) wraz z obwiednią ekstremalnych przemieszczeń poziomych w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu czwartej kondygnacji



Rys. 4.2.18. Przemieszczenia poziome trzonu d_x w różnych chwilach czasowych (od 1 s do 11 s, co 1 s) wraz z obwiednią ekstremalnych przemieszczeń poziomych w przypadku zerwania typu 2.2 odciągu piątej kondygnacji

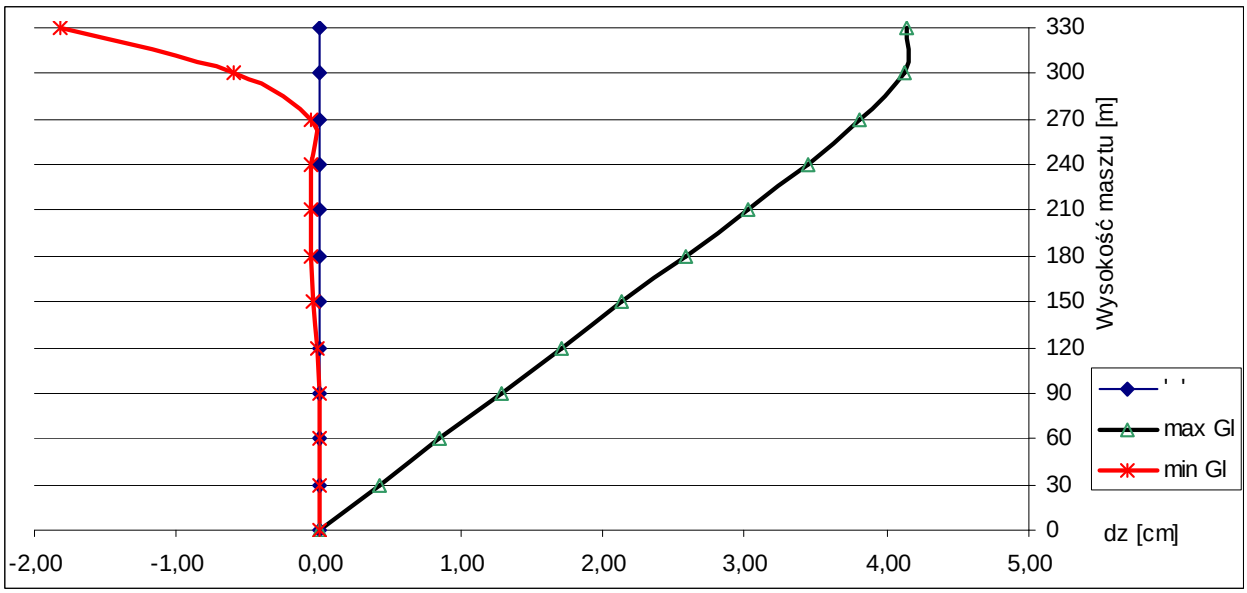
Analiza numeryczna wykazała również, że aby określić ekstremalne przemieszczenia trzonu przy tym typie wymuszenia rozpatrywanego masztu, należy rozważyć zerwanie odciągu na każdym z poziomów, w których trzon podparty jest odciągami (rys. 4.2.19).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.2.19. Obwiednie ekstremalnych wartości przemieszczeń poziomych d_x trzonu masztu uzyskane podczas zerwania typu 2.2 odciągów kolejnych kondygnacji wraz z obwiednią obejmującą wszystkie rozważane przypadki zerwań

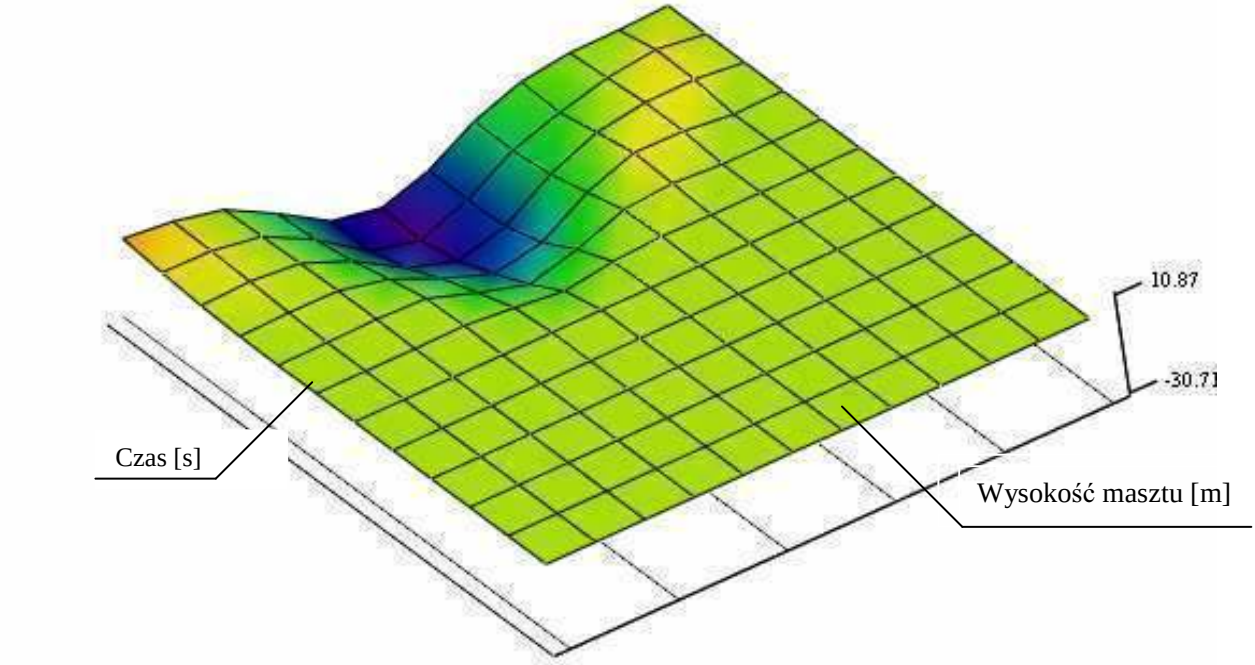
Rysunek 4.20 przedstawia przemieszczenia pionowe d_z trzonu masztu w wyniku zerwania odciągów dowolnej kondygnacji. Interesujący jest fakt, że podczas zerwania odciągu, pomimo dużego ciężaru konstrukcji, pojawia się jej przemieszczanie do góry — w przypadku analizowanego masztu nawet o 4,12 cm. Wartość przemieszczeń pionowych jest tym większa, im wyższy odciąg ulegnie zerwaniu.



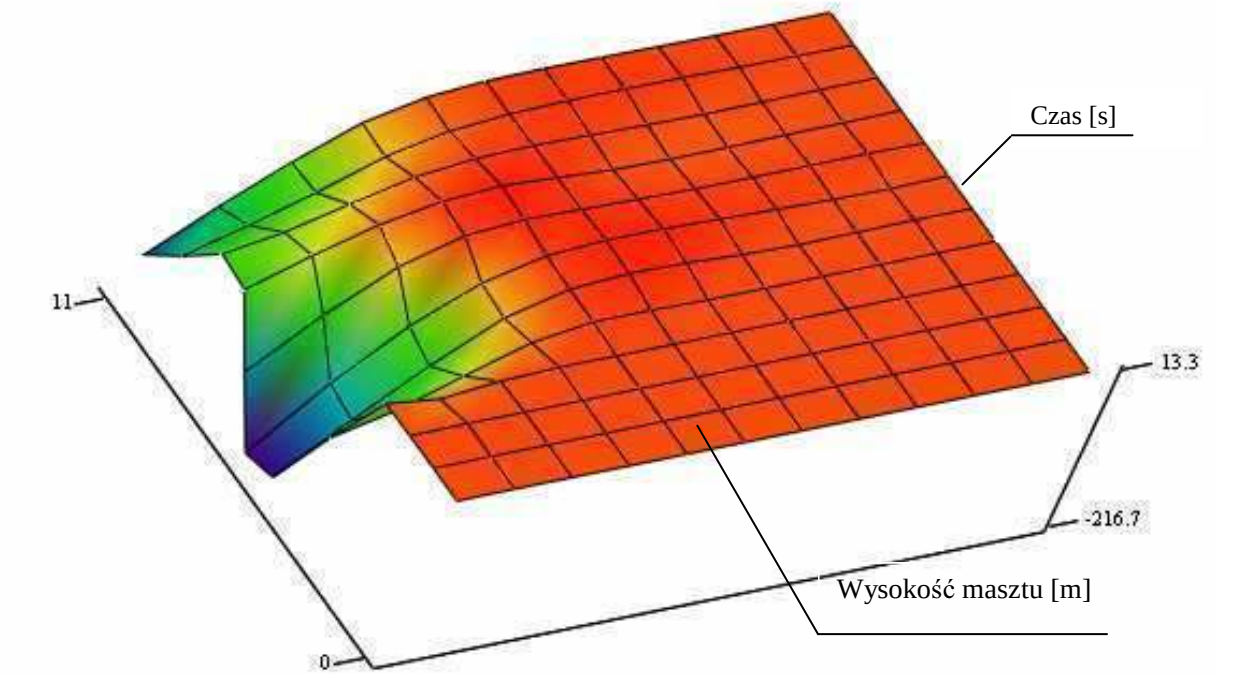
Rys. 4.2.20. Obwiednia ekstremalnych przemieszczeń pionowych d_z trzonu masztu z wszystkich rozważanych przypadków zerwania typu 2.2 odciągów kolejnych kondygnacji

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Dla zobrazowania zachowania się konstrukcji w czasie przedstawiono czasoprzestrzenne mapy przemieszczeń trzonu masztu podczas zerwania odciągów trzeciej i piątej kondygnacji ((rysunki 4.2.21 i 4.2.22).



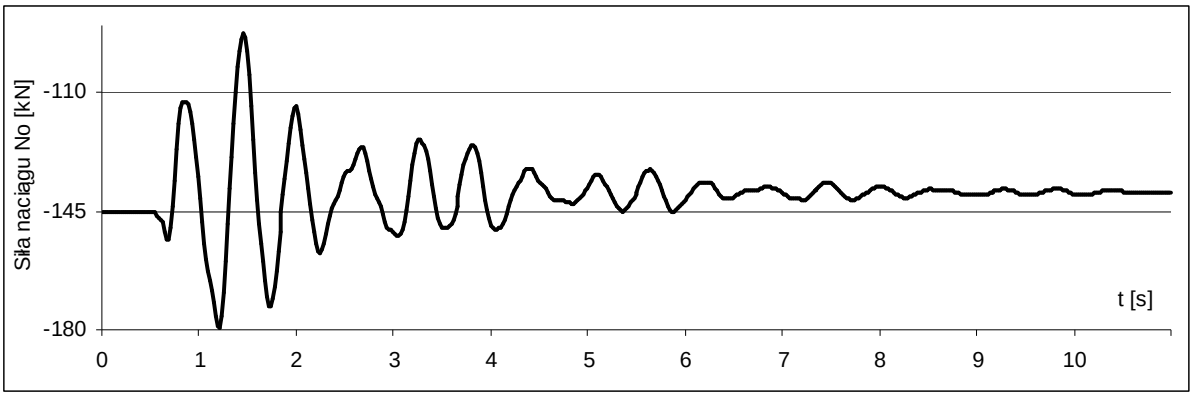
Rysunek 4.2.21. Mapa czasoprzestrzenna przemieszczeń trzonu (1 s) w przypadku zerwania odciągu trzeciej kondygnacji (typ zerwania 2.2)



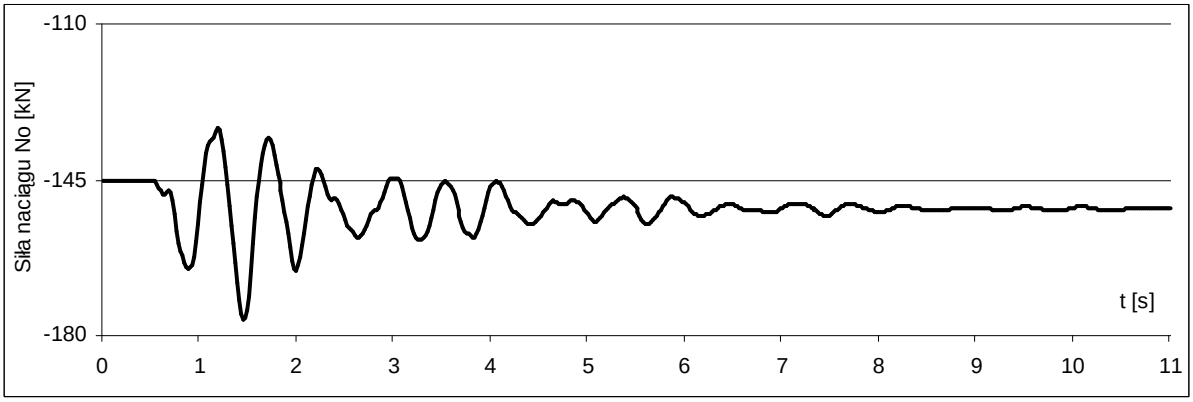
Rys. 4.2.22. Mapa czasoprzestrzenna przemieszczeń trzonu (10 s) w przypadku zerwania odciągu piątej kondygnacji (typ zerwania 2.2)

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rysunki 4.2.23 i 4.2.24 przedstawiają zmiany siły naciągu w odciągach pierwszej kondygnacji w przypadku zerwania odciągu trzeciej kondygnacji. Pierwszy z wykresów dotyczy siły naciągu w odciągu leżącym w tej samej płaszczyźnie co odciąg zerwany, a drugi wykres odnosi się do dwu pozostałych odciągów, które są położone poza tą płaszczyzną. Przebiegi sił naciągu na obu wykresach różnią się między sobą, ponieważ podczas zerwania trzon masztu ulega wychyleniom z położenia równowagi, a po ustaniu drgań uzyskuje położenie odbiegające od początkowego. Wartości ekstremalne sił osiowych, występujące w odciągach podczas ruchu konstrukcji, oraz wartości końcowe tych sił (po ustaniu ruchu) zestawiono dla wszystkich analizowanych przypadków zerwań w tablicy 4.2.2.



Rys. 4.2.23. Przebieg czasowy siły naciągu w odciągu pierwszej kondygnacji położonym w płaszczyźnie zrywanego odciągu trzeciej kondygnacji (typ zerwania 2.2)



Rys. 4.2.24. Przebieg czasowy siły naciągu w odciągu pierwszej kondygnacji położonym poza płaszczyzną zrywanego odciągu trzeciej kondygnacji (typ zerwania 2.2)

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 4.2.2. Zestawienie sił osiowych w odciągach na poszczególnych kondygnacjach w przypadku zerwania typu 2.2 odciągów na różnych poziomach

Poziom zerwania	**Wartość**	**Siły w odciągach w [kN] na wysokości**									
		Odciągi leżące w płaszczyźnie zerwanego odciągu					**Odciągi leżące poza płaszczyzną zerwanego odciągu**				
		60 m	**120 m**	**180 m**	**240 m**	**300 m**	**60 m**	**120 m**	**180 m**	**240 m**	**300 m**
60 m	Max	zerwany	-143	-132	-184	-286	13	-118	-150	-198	-288
	Min		-220	-169	-228	-297	-145	-156	-168	-221	-294
	końcowa		-177	-152	-206	-291	-53	-138	-158	-209	-291
	max zm. %		47%	9%	10%	3%	0%	4%	8%	7%	1%
120 m	Max	-134	zerwany	-154	-184	-282	-92	-48	-121	-197	-287
	Min	-263		-226	-235	-297	-154	-150	-159	-221	-299
	końcowa	145		155	207	290	145	150	155	207	290
	max zm. %	82%		46%	13%	2%	6%	0%	3%	7%	3%
180 m	Max	-92	-149	zerwany	-207	-271	-133	-101	-70	-160	-290
	Min	-179	-250		-302	-295	-176	-156	-155	-214	-304
	końcowa	145	150		207	290	145	150	155	207	290
	max zm. %	24%	67%		46%	2%	22%	4%	0%	4%	5%
240 m	Max	-81	-112	-155	zerwany	-275	-120	-134	-100	-45	-253
	Min	-204	-198	-268		-380	-183	-174	-164	-207	-309
	końcowa	-143	-150	-211		-325	-151	-156	-133	-110	-280
	max zm. %	41%	32%	73%		31%	27%	16%	6%	0%	6%
300 m	Max	-118	-118	-105	-181	zerwany	-128	-140	-155	-116	146
	Min	-196	-179	-171	-428		-173	-186	-193	-250	-290
	końcowa	-6	-149	-136	-298		-151	-162	-176	-181	-48
	max zm. %	35%	19%	10%	107%		19%	24%	25%	21%	0%
max wzrost		82%	67%	73%	107%	31%	27%	24%	25%	21%	6%

Jak wynika z danych prezentowanych w tablicy 4.2.2, największe procentowe wzrosty sił naciągu, które występują podczas ruchu obiektu wynikającego z zerwania odciągu, pojawiają się w bezpośrednim sąsiedztwie zerwanego odciągu, co jest efektem największych przemieszczeń występujących w tym punkcie.

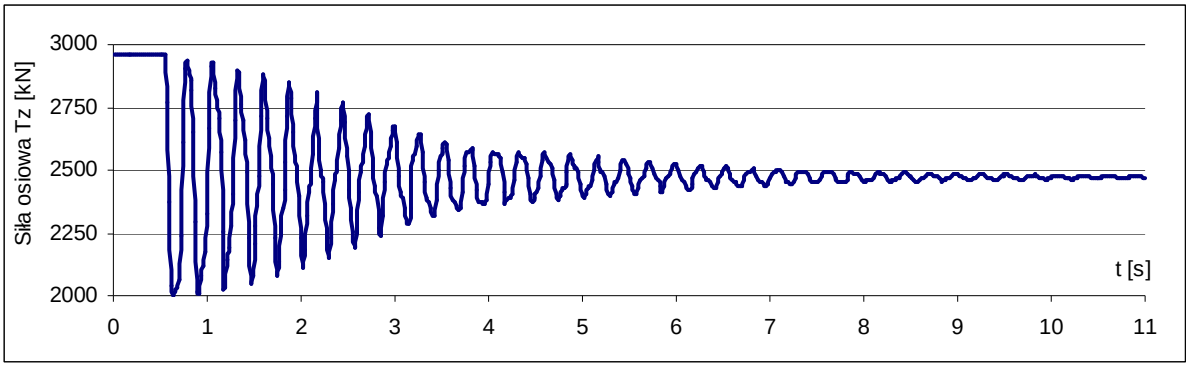
W tablicy 4.2.3 zestawiono ekstremalne wartości i wartość końcową (po ustaniu drgań) sił osiowych w trzonie, będących efektem zerwań odciągów typu 2.2.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 4.2.3. Zestawienie wartości sił osiowych w przekrojach trzonu w przypadku zerwania typu 2.2 odciągów na różnych poziomach

Poziom zerwania	Wartość	Dodatkowe wartości sił osiowych w [N] na wysokości										
		0 m	30 m	60 m	90 m	120 m	150 m	180 m	210 m	240 m	270 m	300 m
60 m	max	2957	2879	2585	2492	2079	2001	1595	1518	907	824	97
	min	2630	2559	2412	2353	1976	1896	1482	1406	792	716	57
	końcowa	2734	2656	2503	2425	2026	1948	1540	1462	851	773	78
120 m	max	2957	2879	2494	2416	2113	2036	1627	1552	923	829	100
	min	2630	2561	2183	2130	1946	1874	1463	1374	780	720	55
	końcowa	2779	2701	2310	2232	2031	1953	1543	1465	852	774	78
180 m	max	2957	2879	2494	2416	2020	1942	1633	1555	921	824	97
	min	2640	2566	2177	2114	1730	1674	1463	1392	790	728	60
	końcowa	2795	2717	2326	2248	1847	1769	1546	1468	854	776	78
240 m	max	2957	2879	2494	2416	2020	1942	1535	1457	973	864	114
	min	2467	2393	1992	1917	1518	1460	1069	1025	736	691	42
	końcowa	2708	2630	2236	2158	1754	1676	1261	1183	859	781	78
300 m	max	2957	2879	2494	2416	2020	1942	1535	1457	849	771	179
	min	2000	1915	1508	1448	1016	942	528	485	-71	-59	-33
	końcowa	2471	2393	1992	1914	1503	1425	1002	924	287	209	78

W kierunku pionowym trzon odpowiada na zerwanie odciągu (w każdym przypadku zerwania) w sposób dominujący pierwszą częstotliwością swoich drgań własnych. Przykładowo zaprezentowano wykres przebiegu czasowego wartości reakcji w podstawie trzonu masztu w przypadku zerwania odciągu piątego (rys. 4.2.25).

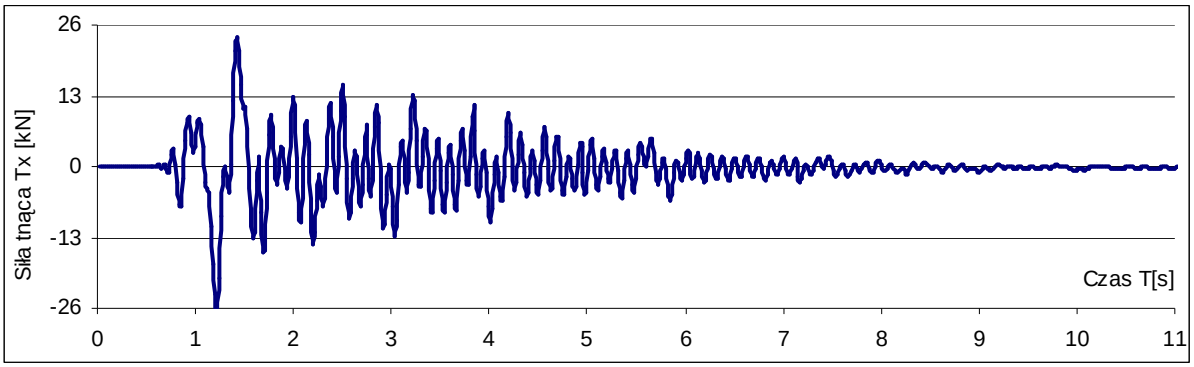


Rys. 4.2.25. Przebieg czasowy wartości reakcji pionowej w podstawie trzonu w przypadku zerwania odciągu kondygnacji piątej (typ zerwania 2.2)

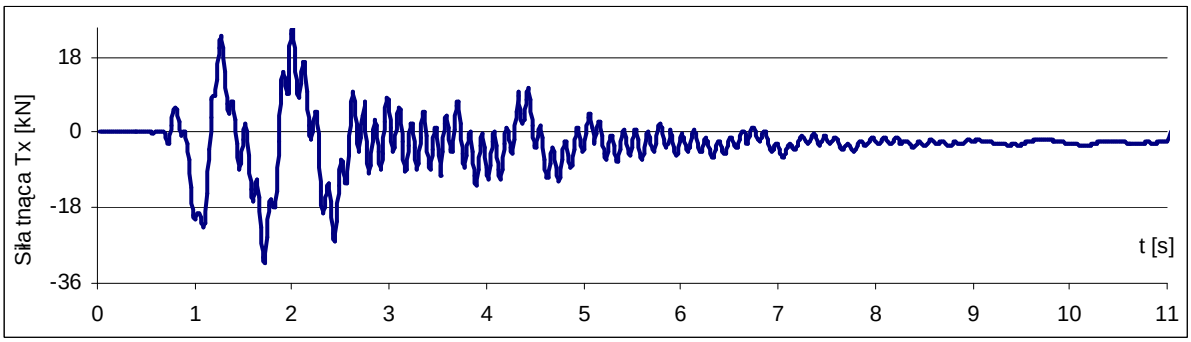
Rysunki 4.2.26–4.2.28 przedstawiają zmiany sił tnących odpowiednio przy podstawie oraz na wysokości 60 m i 300 m trzonu masztu. Tak jak w przypadku przemieszczeń widać

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

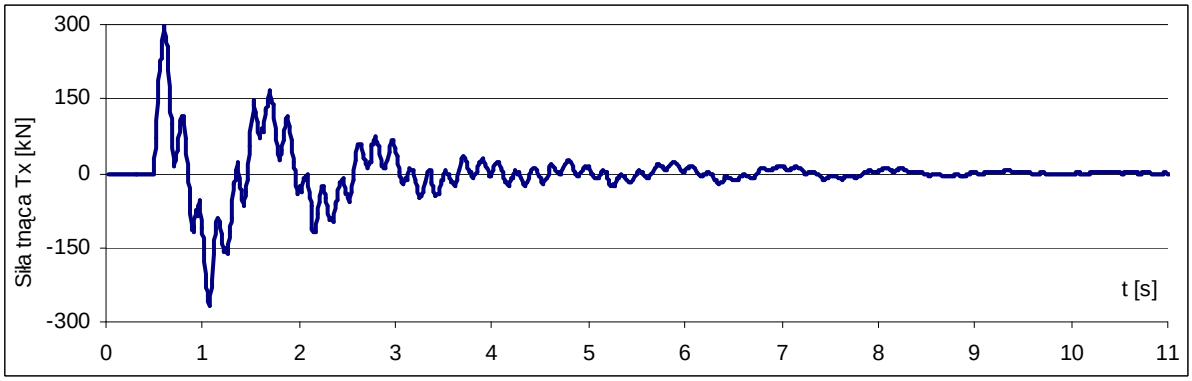
zanik udziału wyższych częstotliwości drgań własnych wraz z wysokością, na której je analizowano.



Rys. 4.2.26. Przebieg czasowy sił tnących w podstawie masztu w przypadku zerwania odciągu kondygnacji piątej (typ zerwania 2.2)



Rys. 4.2.27. Przebieg czasowy sił tnących w trzonie masztu na wysokości 60 m w przypadku zerwania odciągu kondygnacji piątej (typ zerwania 2.2)



Rys. 4.2.28. Przebieg czasowy sił tnących w punkcie styku zerwanego odciągu z trzonem w przypadku zerwania odciągu kondygnacji piątej (typ zerwania 2.2)

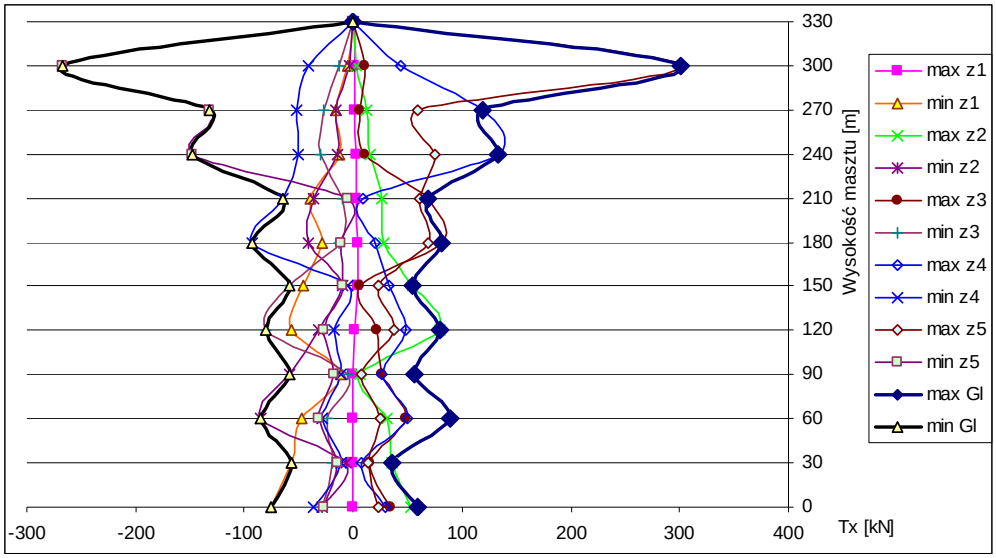
Generalnie (tabl. 4.2.4, rys. 4.2.29), ekstremalne wartości sił tnących otrzymuje się w przypadku zerwania odciągu najwyższej kondygnacji, ale przypadek ten nie stanowi obwiedni dla wszystkich możliwych sytuacji zerwania odciągów.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 4.2.4. Zestawienie wartości sił tnących w przekrojach trzonu we wszystkich przypadkach zerwania typu 2.2 odciągów

Poziom zerwania	Wartość	Wartości sił tnących w [kN] na wysokości										
		0 m	30 m	60 m	90 m	120 m	150 m	180 m	210 m	240 m	270 m	300 m
60 m	max	60	8	**90**	56	34	34	25	30	12	13	4
	min	**-75**	**-56**	-47	-11	-56	-46	-28	-39	-12	-15	-5
	końcowa	-15	-15	22	22	-5	-5	-2	-2	0	0	0
120 m	max	53	35	31	6	**80**	55	28	26	15	13	3
	min	-29	-7	-85	**-58**	-32	-9	-40	-37	-15	-16	-3
	końcowa	12	12	-33	-33	28	28	-5	-5	-2	-2	0
180 m	max	35	16	48	26	22	6	81	**69**	11	7	11
	min	-29	-19	-23	-6	**-80**	**-58**	-12	-10	-31	-27	-13
	końcowa	1	1	10	10	-37	-37	36	36	-11	-11	0
240 m	max	29	8	50	26	48	32	20	9	133	118	44
	min	-36	-11	-28	-11	-18	-6	**-93**	-65	-50	-51	-41
	końcowa	-1	-1	5	5	9	9	-45	-45	32	32	0
300 m	max	24	13	25	8	38	23	69	61	76	60	**301**
	min	-27	-14	-31	-17	-26	-10	-11	-5	**-148**	**-132**	-267
	końcowa	0	0	-2	-2	7	7	35	37	-43	-40	0
max globalne		60	35	90	56	80	55	81	69	133	118	301
min globalne		-75	-56	-85	-58	-80	-58	-93	-65	-148	-132	-267

Jednym z ważniejszych składników, wpływających na wytężenie konstrukcji, są momenty zginające, których wartości ekstremalne i końcowe podano w tablicy 4.2.5 oraz na rys. 4.2.30.

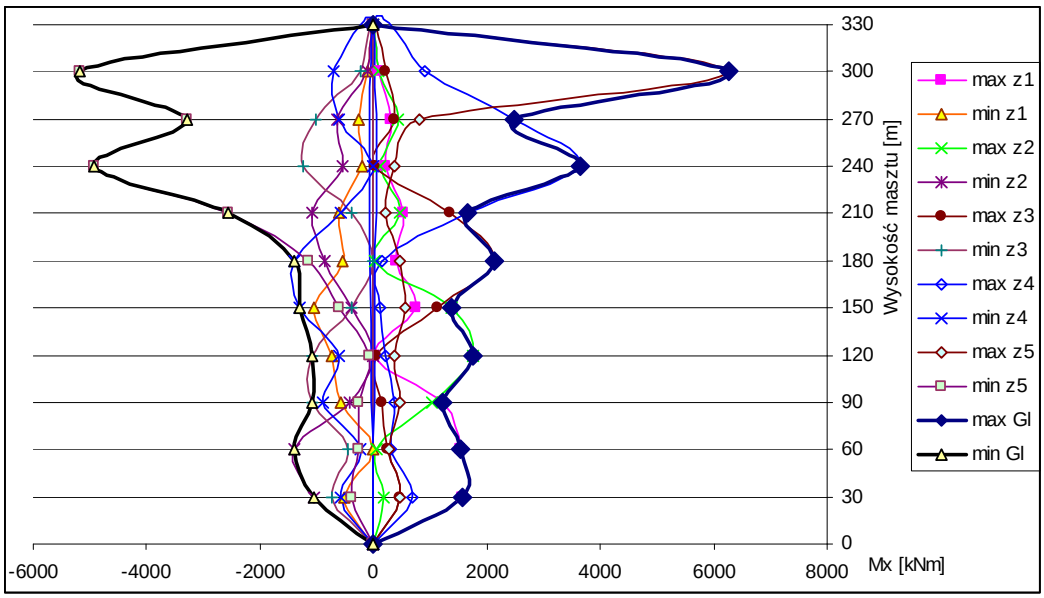


Rys. 4.2.29. Obwiednie sił ścinających trzon masztu uzyskane podczas zerwania typu 2.2 odciągów kolejnych kondygnacji wraz z obwiednią obejmującą wszystkie rozważane przypadki zerwań

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 4.2.5. Zestawienie wartości momentów zginających w przekrojach trzonu w przypadku zerwania typu 2.2 odciągów na poszczególnych poziomach

Poziom zerwania	**Wartość**	**Wartości momentów zginających w [kNm] na wysokości**									
		30 m	**60 m**	**90 m**	**120 m**	**150 m**	**180 m**	**210 m**	**240 m**	**270 m**	**300 m**
60 m	max	**1560**	**1531**	**1228**	12	751	404	519	223	303	97
	min	-516	0	-584	-720	-1059	-545	-617	-192	-260	-110
	końcowa	457	922	260	-401	-238	-76	-28	22	12	0
120 m	max	168	50	1032	**1758**	**1389**	11	479	124	432	73
	min	-1063	-1385	-426	0	-376	-857	-1070	-532	-624	-90
	końcowa	-372	-748	252	1255	407	-444	-292	-139	-69	0
180 m	max	462	228	140	60	1130	**2138**	1360	12	376	214
	min	-732	-435	-1093	-1086	-378	0	-381	-1234	-1027	-223
	końcowa	-43	-88	-394	-707	396	1505	436	-635	-318	0
240 m	max	672	307	380	215	120	151	1653	3635	2476	904
	min	-585	-216	-898	-620	-1296	-1409	-592	0	-604	-717
	końcowa	25	52	-90	-232	-506	-792	563	1928	966	2
300 m	max	458	289	478	358	562	473	211	360	810	**6270**
	min	-402	-262	-276	-87	-608	-1131	**-2553**	**-4935**	**-3303**	-5196
	końcowa	7	14	88	164	-36	-239	-1313	-2443	-1195	-1
Max globalne		1560	1531	1228	1758	1389	2138	1653	3635	2476	6270
Min globalne		-1063	-1385	-1093	-1086	-1296	-1409	-2553	-4935	-3303	-5196



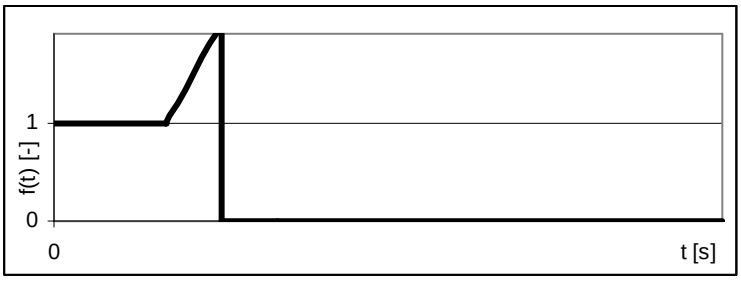
Rys. 4.2.30. Obwiednie momentów zginających trzon masztu uzyskane podczas zerwania typu 2.2 odciągów kolejnych kondygnacji wraz z obwiednią obejmującą wszystkie rozważane przypadki zerwań

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Największe wartości momentów zginających uzyskano w przypadku zerwania odciągu najwyższej kondygnacji, czego należało się spodziewać.

Zważywszy, że każda z przedstawionych sił jest składnikiem wytężenia przekrojów konstrukcji, należy określić najbardziej niekorzystne wartości tych sił. Wymaga to przeanalizowania każdego przypadku zerwania odciągów.

Dokonano również analizy zachowania się konstrukcji pod wpływem wzrostu siły naciągu w odciągach przed ich zerwaniem, przy czym założono, że zerwanie (rysunek 4.2.31) ma charakter opisany funkcją Heaviside'a.



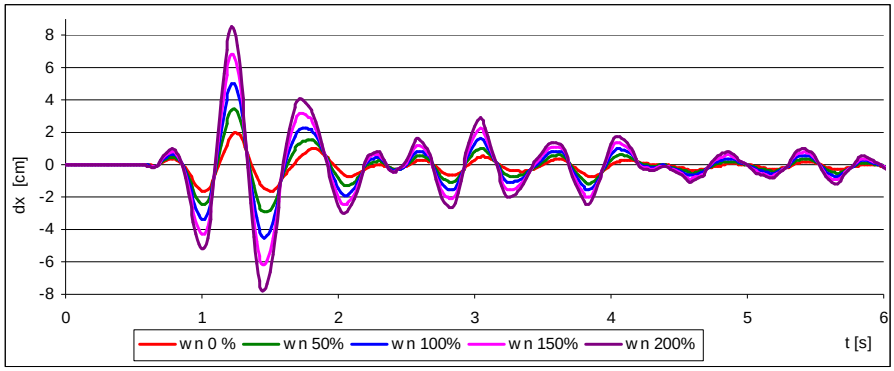
Rys. 4.2.31. Model zerwania odciągu

Rysunek 4.2.31 przedstawia funkcję skalującą wymuszenie. W chwili równowagi statycznej (przed zerwaniem) w zrywanym odciągu występuje nominalna siła naciągu, następnie pojawia się przyczyna powodująca wzrost siły naciągu (założono liniowy wzrost siły naciągu w czasie 1 s) do wartości Nz, przy której następuje zerwanie widoczne jako nagły spadek (skok) siły naciągu do wartości 0 kN. Przyjęto, że wzrost siły naciągu w zrywanym odciągu może wynosić 50%, 100%, 150% i 200% i że czas tego wzrostu wynosi 1,0 s (wartość czasu oszacowano, przyjmując, że aby siła wzrosła o 50%, należy zrealizować ewentualne wydłużenie liny odciągowej poziomu piątego o około 40 cm, zaś średnie prędkości wciągarek wahają się w granicach 0,1 m/s^2). Zmiana wartości siły naciągu w odciągach prowadzi do zmiany sztywności podparć linami odciągowymi — poprzez wprowadzenie dodatkowego naciągu punkty zaczepienia lin odciągowych na trzonie przemieszczają się w dół, skracając odciągi i w związku z tym zmniejszają się wartości sił naciągu. Analizy przeprowadzono w odniesieniu do najwyżej zaczepionego odciągu (ten przypadek dla nagłego zerwania odciągu charakteryzował się największymi zmianami konfiguracji konstrukcji).

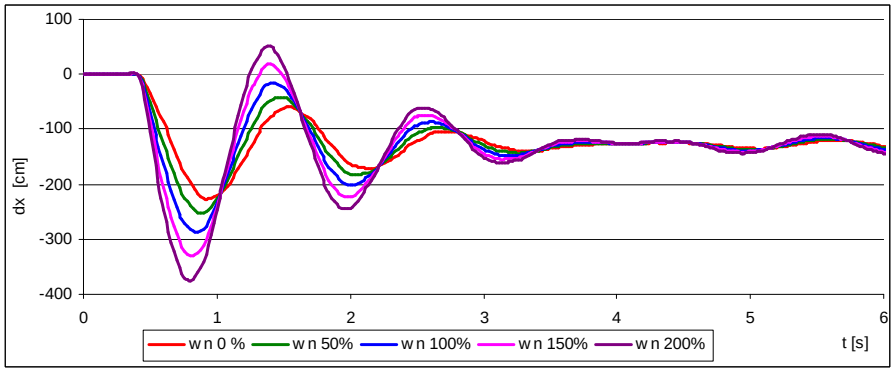
Rysunki 4.2.32 i 4.2.33 przedstawiają przemieszczenia wybranych punktów trzonu masztu. Rysunek 4.2.34 ilustruje ekstremalne przemieszczenia poziome trzonu, występujące podczas

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

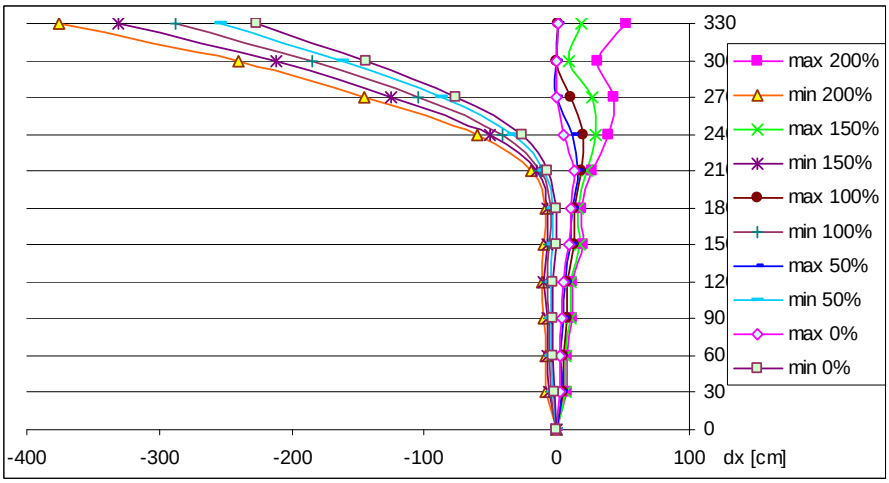
ruchu konstrukcji wywołanego zerwaniem odciągu piątej kondygnacji w przypadku, gdy przed zerwaniem siła w odciągu wzrasta od 0% do 200%, co 50% wartości siły naciągu wstępnego (nominalnego). W sposób naturalny największe efekty dynamiczne uzyskuje się przy największej wartości wymuszenia, to jest przy największej wartości siły w odciągu.



Rys. 4.2.32. Przemieszczenia poziome d_x środka pierwszego przęsła trzonu masztu w przypadku zerwania odciągu piątej kondygnacji przy różnych wartościach wzrostu siły naciągu przed zerwaniem



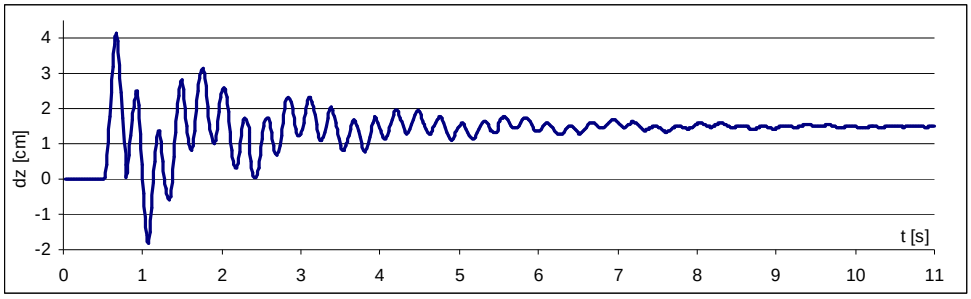
Rys. 4.2.33. Przemieszczenia poziome d_x wierzchołka trzonu masztu w przypadku zerwania odciągu piątej kondygnacji przy różnych wartościach wzrostu siły naciągu przed zerwaniem



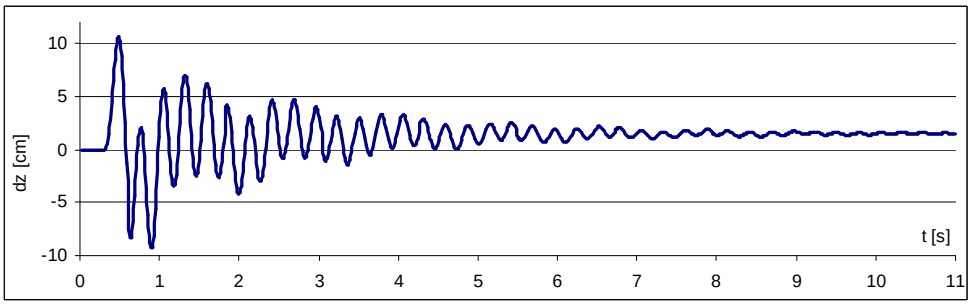
Rys. 4.2.34. Ekstremalne wartości przemieszczeń poziomych d_x trzonu masztu w przypadku zerwania odciągu piątej kondygnacji przy różnych wartościach wzrostu siły naciągu przed zerwaniem

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Wzrost siły naciągu w odciągu piątej kondygnacji przed jego zerwaniem o 200% powoduje wzrost ekstremalnych przemieszczeń poziomych trzonu 1,65 razy w stosunku do zerwania tego odciągu przy nominalnej wartości siły jego naciągu (rys. 4.2.33). W przypadku przemieszczeń pionowych stosunek tych wartości jest jeszcze większy i wynosi 2,83 (por. rys. 4.2.35 i 4.2.36). Pod tym względem konstrukcja okazuje się bardziej wrażliwa w kierunku pionowym.



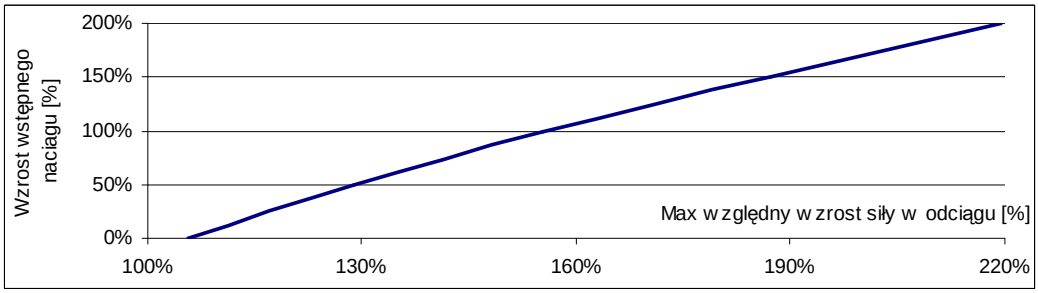
Rys. 4.2.35. Przemieszczenia pionowe Dz wierzchołka masztu w przypadku zerwania odciągu piątej kondygnacji przy nominalnej wartości siły naciągu



Rys. 4.2.36. Przemieszczenia pionowe Dz wierzchołka masztu w przypadku zerwania odciągu piątej kondygnacji przy wartości siły naciągu zwiększonej o 200%

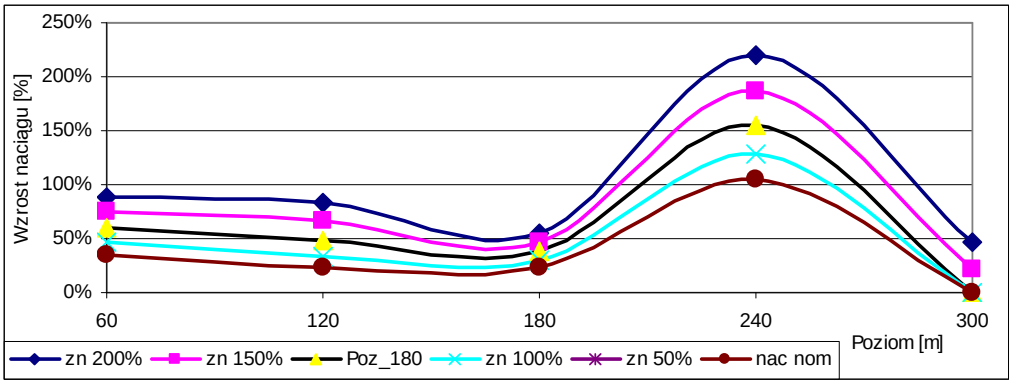
W przypadku odpowiedzi w kierunku pionowym występuje wyraźna różnica w charakterze przemieszczeń. Mniejsze naciągi odciągów przed zerwaniem są przyczyną zwiększania się udziału niższych częstotliwości drgań własnych w drganiach konstrukcji.

Brak jest też liniowej zależności pomiędzy wzrostem siły naciągu w odciągach a wartościami sił wewnętrznych w przekrojach elementów konstrukcyjnych (rys. 4.2.37 i 4.2.38 oraz tablica 4.2.6).



Rys. 4.2.37. Procentowa zmiana sił naciągu w odciągach kolejnych kondygnacji w przypadku różnych wartości siły naciągu w odciągu piątej kondygnacji podczas jego zerwania

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.2.38. Procentowa zmiana wartości sił naciągu w odciągach kolejnych kondygnacji w przypadku różnych wartości siły naciągu w odciągu piątej kondygnacji podczas jego zerwania

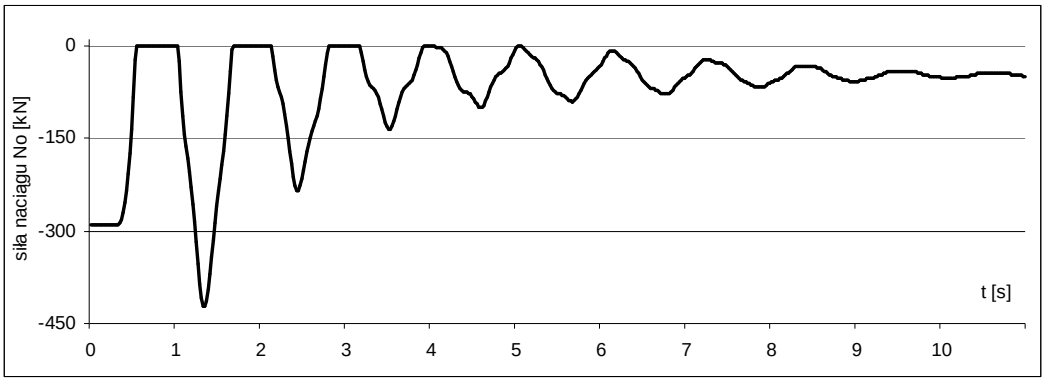
Tablica 4.2.6. Zestawienie wartości sił osiowych w przypadku różnych wartości siły naciągu w odciągu piątej kondygnacji podczas jego zerwania

Wzrost siły w odciągu	**Wartość**	**Siły w odciągach w [kN] na poziomie**									
		Odciągi leżące w płaszczyźnie zerwanego odciągu					**Odciągi leżące poza płaszczyzną zerwanego odciągu**				
		60 m	**120 m**	**180 m**	**240 m**	**300 m**	**60 m**	**120 m**	**180 m**	**240 m**	**300 m**
200%	max	-4	-34	-56	X	Zerwany	-58	-101	-137	30	X
	min	-273	-275	-222	-661		-214	-229	-241	-375	-423
	max zm. %	88%	84%	43%	219%		48%	52%	55%	81%	46%
150%	max	-34	-56	-69	X		-76	-111	-142	-11	X
	min	-253	-250	-208	-595		-203	-218	-228	-343	-353
	max zm. %	75%	1	34%	187%		40%	45%	47%	66%	22%
100%	max	-66	-79	-82	-63		-95	-121	-148	-54	X
	min	-232	-224	-192	-528		-192	-206	-214	-309	-290
	max zm. %	60%	49%	0	155%		32%	37%	38%	49%	0%
50%	max	-97	-100	-95	-134		-112	-131	-153	-93	X
	min	-212	-199	-178	-474		-181	-195	-201	-277	-290
	max zm. %	46%	33%	15%	129%		25%	30%	29%	34%	0%
0%	max	-119	-118	-105	-181		-129	-141	-155	-118	X
	min	-195	-178	-170	-426		-171	-184	-192	-248	-290
	max zm. %	34%	19%	9%	106%		18%	23%	24%	20%	0%
końcowe		-6	-149	-136	-299		-151	-162	-176	-181	-48
max wzrost		88%	84%	43%	219%		48%	52%	55%	81%	46%

Zdarza się, że podczas odpowiedzi konstrukcji na zerwanie odciągu konstrukcja osiąga takie położenie, w którym odciąg traci swoje własności podpierające (rys. 4.2.39), wówczas w

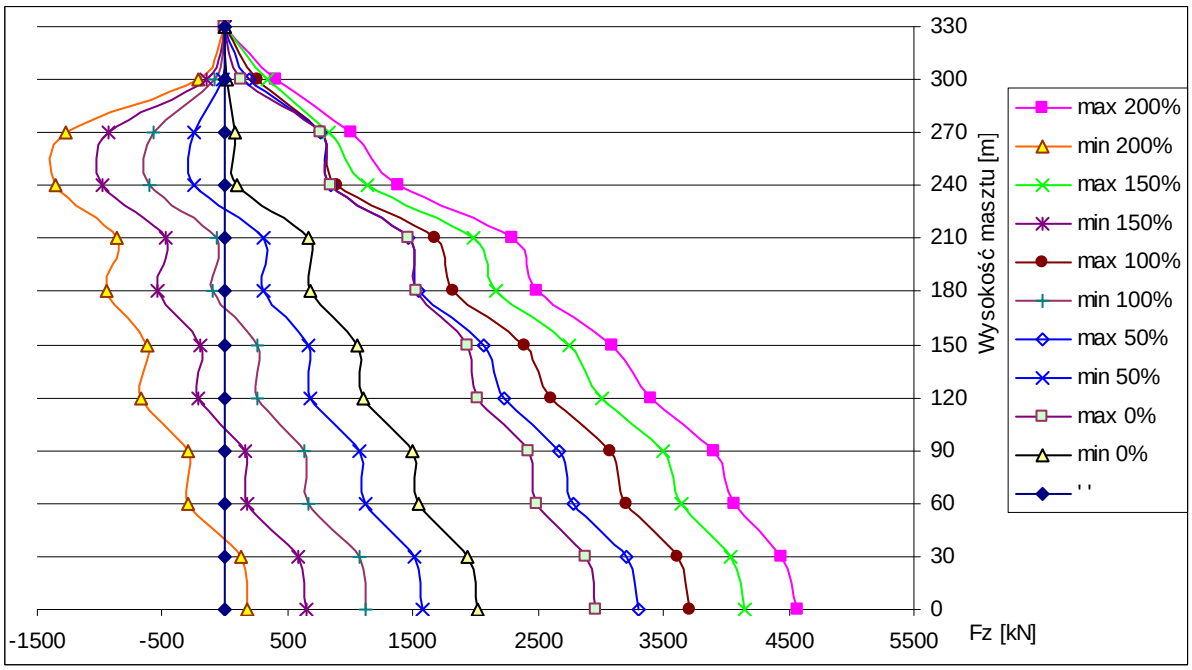
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

macierzy sztywności nie jest uwzględniany człon (w chwilach czasowych, w których naciąg jest równy zeru) związany z podparciem trzonu masztu w tym punkcie.



Rys. 4.2.39. Zmiana siły naciągu w odciągu piątej kondygnacji w wyniku zerwaniu innego odciągu piątej kondygnacji przy wartości siły naciągu zwiększonej o 200%

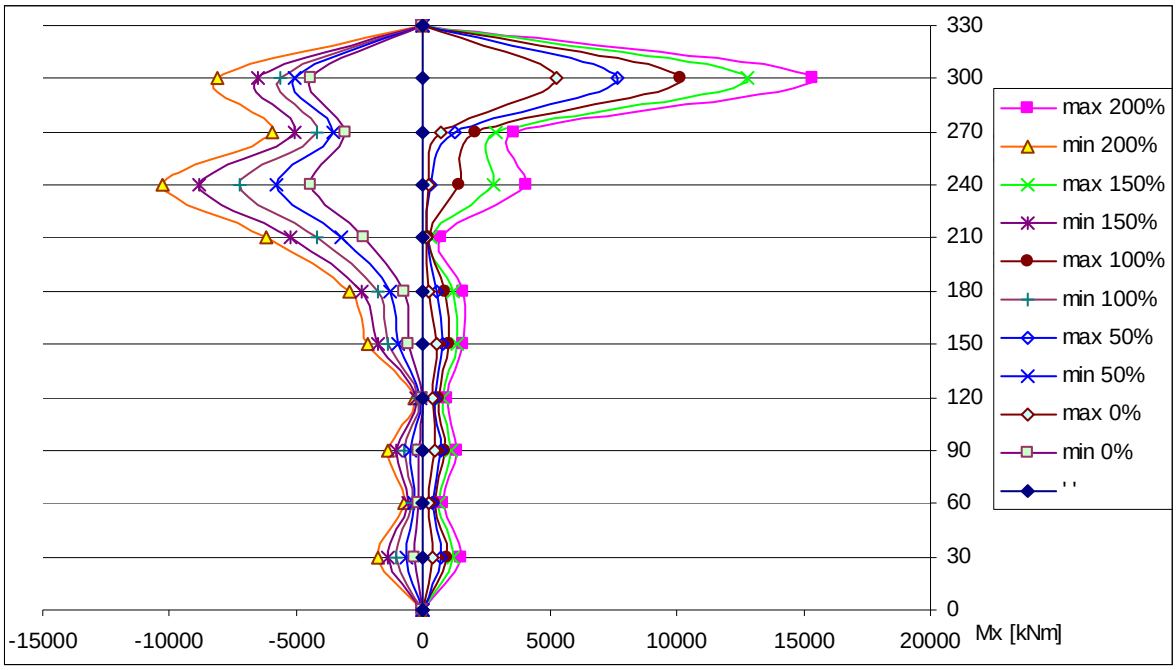
Przy okazji omawiania przemieszczeń pionowych wspomniano o ruchu konstrukcji do góry. Wynikiem są ujemne wartości sił osiowych w przekrojach trzonu (rys. 4.2.40). W analizowanych przypadkach obliczeniowych tylko w sytuacji zerwania przy pierwotnym naciągu w odciągach siła osiowa w trzonie, pochodząca od wymuszenia, jest mniejsza od sił bezwładności. Im większy jest wzrost sił naciągu w odciągach przed ich zerwaniem, tym dłuższy jest odcinek trzonu, w którym podczas drgań występują siły rozciągające.



Rys. 4.2.40. Ekstremalne wartości sił osiowych w trzonie masztu w przypadku zerwania odciągu piątej kondygnacji przy wzrostach siły naciągu w odciągu przed zerwaniem

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rozkład momentów zginających jest podany na rysunku 4.2.41. W sposób oczywisty wraz ze wzrostem wartości siły w odciągu przed zerwaniem rosną wartości momentów zginających. Zmiana wartości momentów zginających jest również w sposób nieliniowy zależna od stopnia wzrostu siły w odciągu zrywanym przed jego zerwaniem.



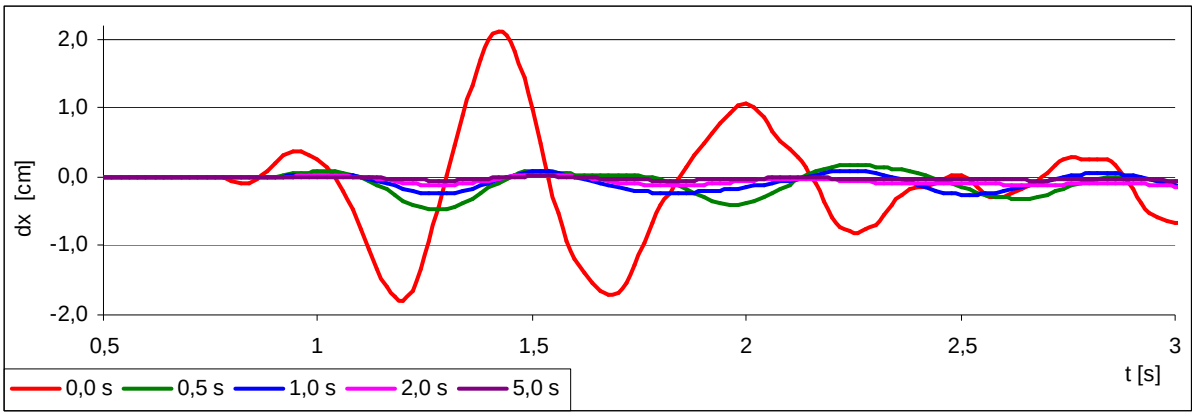
Rysunek 4.2.40. Ekstremalne wartości momentów zginających w trzonie masztu w przypadku zerwania odciągu kondygnacji piątej przy wzrostach siły naciągu w odciągu przed zerwaniem

Wielkość zmiany siły naciągu w odciągu przed jego zerwaniem w istotny sposób wpływa na wartości sił przekrojowych i przemieszczeń występujących podczas odpowiedzi konstrukcji na ten typ zerwania. Rozważono wzrosty sił w odciągach do 200%. W praktyce rzadko można się spotkać z taką ewentualnością, gdyż przyłożenie obciążenia (z wyjątkiem czystego rozciągania) do liny odciągowej wiąże się z występowaniem w jej przekroju lokalnych momentów zginających, co z reguły jest przyczyną uplastycznienia przekroju, zanim zostanie w nim osiągnięta docelowa duża siła osiowa. Niemniej w przypadku specjalnych zabiegów przy przykładaniu obciążenia do lin efekt ten jest możliwy do osiągnięcia.

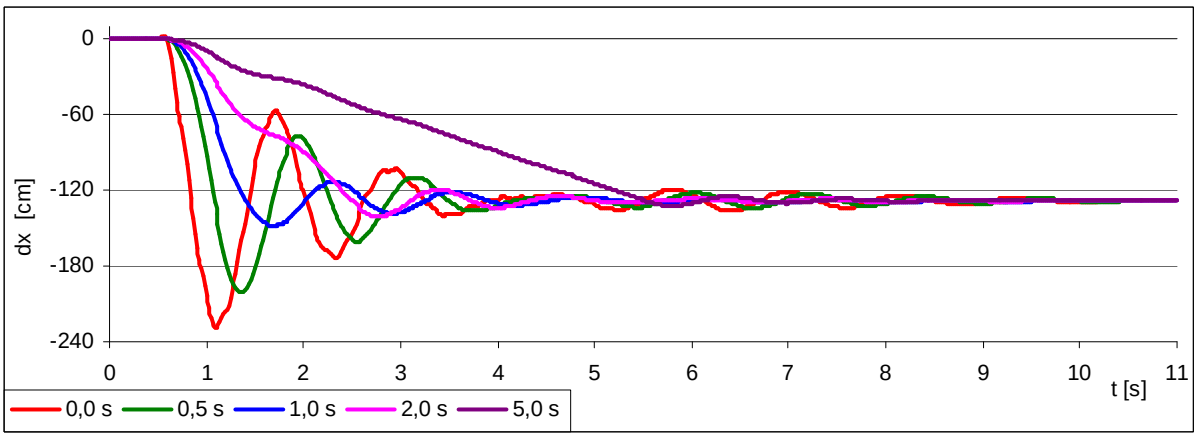
W rzeczywistych konstrukcjach może się zdarzyć zjawisko wysuwania się lin z zacisków, wtedy trudno powiedzieć, że utrata naciągu jest nagła. Zdecydowano się na analizę zachowania konstrukcji przy różnych czasach trwania tego zjawiska. Założono, że może ono trwać 0,0 s, 0,5 s, 1,0 s, 2,0 s i 5,0 s. Problem ten rozważono w przypadku zerwania odciągów najwyższej kondygnacji.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Przykładowo rysunki 4.2.41 i 4.2.42 przedstawiają przemieszczenia środka pierwszego przęsła (w czasie pierwszych 3 s) i wierzchołka masztu w przypadku zerwania odciągu najwyższej kondygnacji. Efekt końcowy w każdym z przypadków jest jednakowy: przemieszczenie dąży do wartości uzyskiwanej z rozważenia statycznego modelu zerwania odciągu. Zależność pomiędzy czasem zerwania a odpowiedzią konstrukcji jest różna na różnych wysokościach konstrukcji. Generalnie można powiedzieć, że w przypadku czasu zerwania powyżej dwóch okresów drgań własnych można pominąć wpływ czasu na wartości przemieszczeń, traktując przebieg zjawiska jako statyczny.



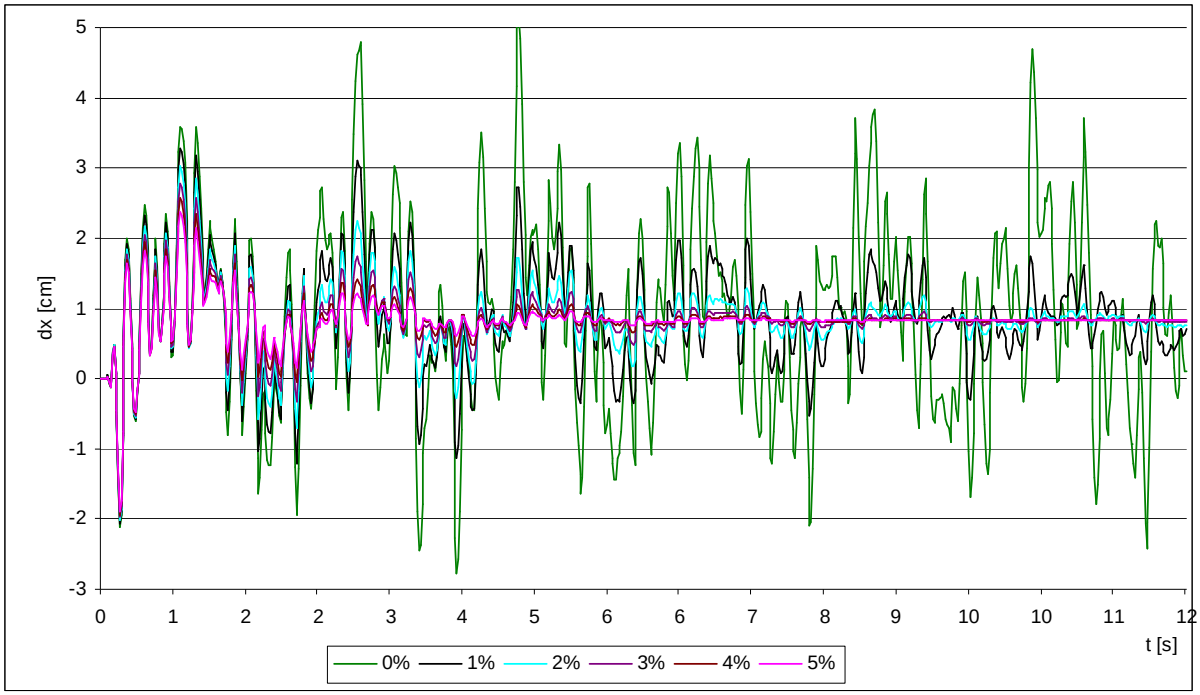
Rys. 4.2.41. Przemieszczenia środka pierwszego przęsła masztu w przypadku zerwania odciągu najwyższej kondygnacji przy różnych czasach realizacji zerwania



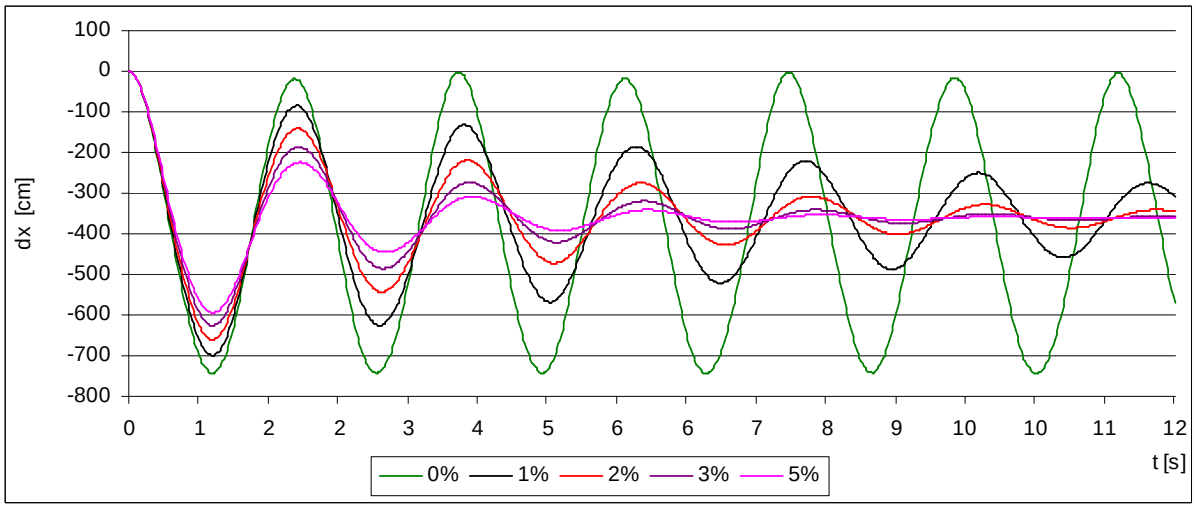
Rys. 4.2.42. Przemieszczenia wierzchołka masztu w przypadku zerwania odciągu najwyższej kondygnacji przy różnych czasach realizacji zerwania

Istotnym zagadnieniem, które wpływa na wyniki całkowania równania ruchu konstrukcji, jest znalezienie odpowiedniej wartości tłumienia w konstrukcji. Wykonano analizę ilustrującą wpływ tłumienia na wyniki przemieszczeń konstrukcji (rys. 4.2.43 i 4.2.44).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 4.2.43. Przemieszczenia pierwszej podpory (poziom h = 60 m) podczas zerwania odciągu (typ zerwania 2.2) przy różnych wartościach tłumienia (od 0 % do 5%)



Rys. 4.2.44. Przemieszczenia piątej podpory (poziom h = 300 m) podczas zerwania odciągu (typ zerwania 2.2) przy różnych wartościach tłumienia (od 0 % do 5%)

Jak wynika z analizy, wraz ze wzrostem tłumienia maleje czas ruchu konstrukcji. Zmniejszają się też amplitudy przemieszczeń. Można wyciągnąć więc wniosek, że w celu minimalizacji przemieszczeń winno się tak konstruować maszty, by uzyskiwać jak najmniejsze tłumienia. W konstrukcjach stalowych z reguły przyjmuje się tłumienie 0,2% z pewnymi naddatkami na połączenia. Maszty są jednak specyficzne. Posiadają odciągi, które dodatkowo dodają im tłumienia. Dla masztów tłumienie waha się w granicach 0,3% — 0,5%.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

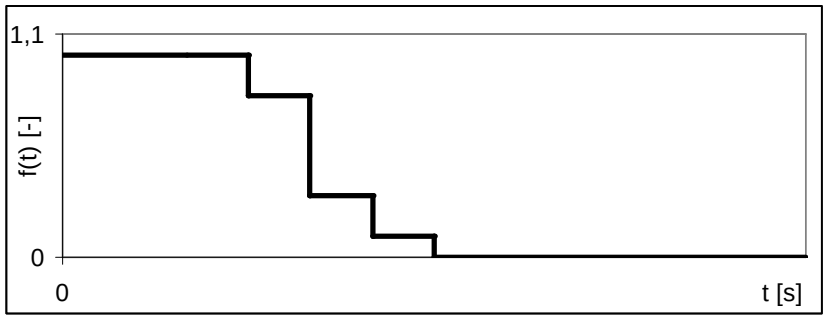
Problem zerwania odciągów jest bardzo realnym obciążeniem dla konstrukcji masztów z odciągami, dlatego powinien stanowić jedno z podstawowych obciążeń normowych tych konstrukcji. Analiza tego zagadnienia dowiodła, że uzyskiwane wyniki zależą od wielu parametrów (tłumienia konstrukcji, naciągu wstępnego czy czasu zerwania) i dlatego są potrzebne badania doświadczalne. Jak wynika z przedstawionych badań, zmiana konfiguracji konstrukcji w czasie jest różnorodna, a przyjęcie statycznego równoważnika, który pozwala na określenie wytężenia czy przemieszczenia, nie umożliwi zaprojektowania konstrukcji w sposób ekonomiczny i optymalny.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

4.3. Kinematyczne, nagłe przemieszczenie fundamentów trzonu

Konstrukcje przekazują reakcje na grunt za pomocą fundamentów. Grunt może się charakteryzować różnorodną strukturą i może podlegać oddziaływaniom takim, jak: ruchy spowodowane trzęsieniem ziemi lub odstrzałami, zapadliska lub tąpnięcia wywołane działalnością górniczą, zmianą stosunków wodnych, zjawiskami krasowymi itp. Istnieje zatem konieczność określenia, jak zachowa się konstrukcja pod wpływem takich czynników. Aby to zbadać, należy właściwie zamodelować tego typu oddziaływanie na konstrukcję. W niniejszym rozdziale dotyczy to zapadnięcia się podpory. Zjawisko może mieć różnorodny przebieg:

- „Nagły" przeskok z jednego położenia równowagi do innego stanu docelowego (model rys. 2.2). Takie obciążenia występują np. na szkodach górniczych, gdzie wykształcona pod obiektem pustka powietrzna ulega zapełnieniu znajdującym się wokół niej gruntem, tworząc zapadlisko, a co za tym idzie wywołując ruch znajdujących się w jego obszarze obiektów.
- Kaskadowe przejście z jednego poziomu równowagi na drugi poziom równowagi poprzez stany pośrednie (rys. 4.3.1). Jest to swego rodzaju modyfikacja poprzedniego przypadku.



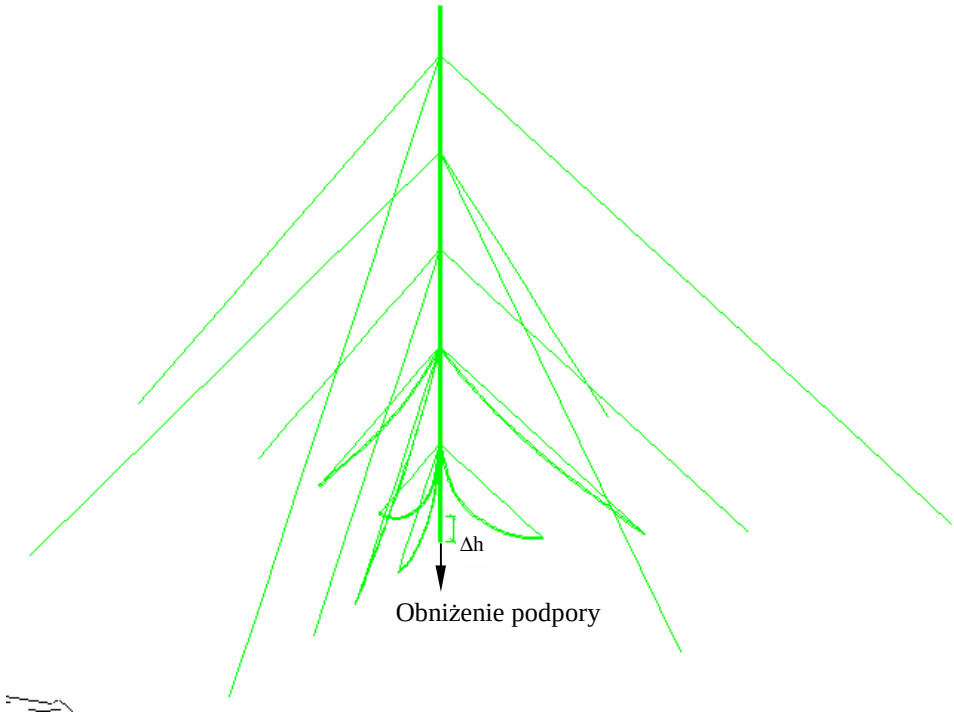
Rys. 4.3.1. Model obciążenia „kaskadowego"

- Powolne przemieszczanie się podpory — przypadek osiadania fundamentu spowodowany konsolidacją gruntu pod nim (model rys. 2.2) z założeniem, że czas zmiany przejścia z jednego do drugiego stanu równowagi jest duży (powyżej pięciokrotnego pierwszego okresu drgań własnych)

Z reguły dokładny opis zjawiska jest niemożliwy, dlatego wybiera się funkcję wymuszenia, która opisuje go w sposób „bezpieczny". W analizie możliwych wymuszeń jako najbardziej

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

prawdopodobną założono funkcję Heaviside'a, czyli przypadek nagłego zapadnięcia się podpory (rys. 4.3.2).



Rys. 4.3.2. Schemat modelu fizycznego analizowanego masztu

Zagadnienie analizowano, posługując się przestrzennym modelem masztu (przyjęto go z uwagi na inne obciążenia), choć w rzeczywistości jest to zagadnienie płaskie. Redukcja trzeciego wymiaru była możliwa dzięki symetrii układu i obciążenia.

Fizyczna realizacja tego obciążenia wygląda w taki sposób: następuje przeskok z jednego stanu położenia podpory trzonu w inny stan, a w efekcie dochodzi do zmiany wielkości sił przekrojowych zarówno w przekroju trzonu, jak i w odciągach, a w skrajnym przypadku — do wyłączenia z pracy odciągów, które wówczas przestają pełnić rolę podpory trzonu. Prowadzi to do zmiany warunków stateczności konstrukcji. Wstępnie można by to zjawisko osiadania określić w prosty sposób, stosując zależności liniowe zawarte w prawie Hooka, ale w przypadku masztów zagadnienie to jest bardziej skomplikowane ze względu na nieliniową zależność pomiędzy naprężeniami w odciągach i ich odkształceniami. W tablicy 4.3.1 zestawiono wyniki zmian wielkości sił w odciągach podczas zapadnięcia się podpory trzonu o zadaną wielkość. Jak wynika z przedstawionych danych, najwcześniej z pracy wyłączają się odciągi dolnych kondygnacji. Wiąże się to z faktem, że odciągi są tutaj najkrótsze stąd otrzymuje się ich największe względne skrócenia. Drugą przyczyną jest fakt, iż właśnie na najniższych kondygnacjach występują również największe skrócenia trzonu masztu. Dzieje

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

się tak, ponieważ im niżej — tym większa część pionowego przemieszczenia gruntu (tąpnięcia) jest „wykorzystywana” na redukcję siły ściskającej trzon, a wraz ze wzrostem wysokości punktu podparcia następuje redukcja udziału tego przemieszczenia gruntu na rzecz sprężystej odkształcalności trzonu.

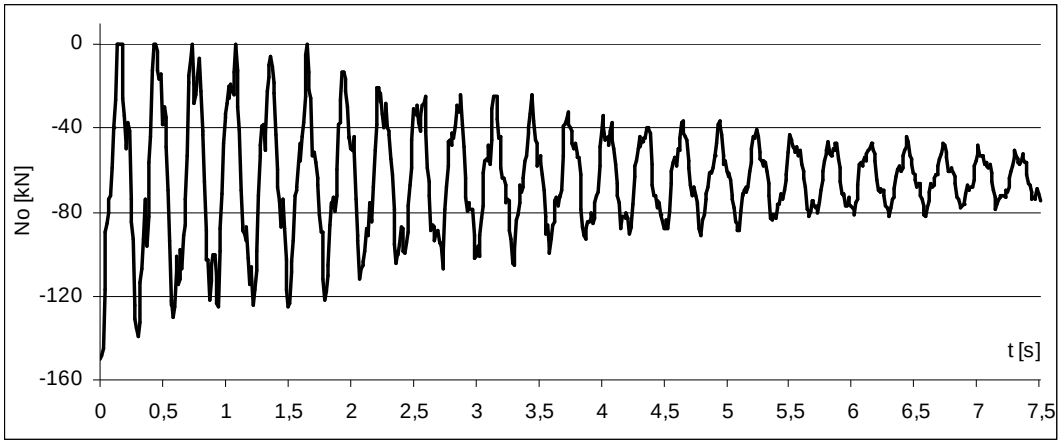
Tablica 4.3.1. Zależności pomiędzy wielkością tąpnięcia a wartościami sił w odciągach poszczególnych kondygnacji

Wielkość zapadnięcia podpory trzonu	**Wartość**	**Siły w odciągach w [kN] na kondygnacji**				
		1	**2**	**3**	**4**	**5**
5cm	max	0	0	-10	-4	-109
	min	-145	-150	-162	-207	-297
	końcowa	-13	-63	-86	-105	-203
	zmiana	0%	0%	-4%	0%	-3%
10cm	max	0	0	-1	0	-38
	min	-145	-150	-171	-211	-314
	końcowa	0	-22	-59	-69	-174
	zmiana	0%	0%	-11%	-2%	-8%
15cm	max	-5	0	0	0	-4
	min	-145	-150	-180	-213	-330
	końcowa	0	-1	-33	-35	-147
	zmiana	0%	0%	-16%	-3%	-14%
20cm	max	-5	-1	0	0	-2
	min	-145	-150	-187	-214	-346
	końcowa	0	0	-15	-17	-127
	zmiana	0%	0%	-21%	-3%	-19%
30cm	max	-8	-1	0	-1	0
	min	-145	-150	-200	-222	-378
	końcowa	0	0	0	0	-60
	zmiana	0%	0%	-29%	-7%	-30%
40cm	max	-32	0	0	-1	0
	min	-145	-150	-213	-244	-410
	końcowa	0	0	0	0	-16
	zmiana	0%	0%	-37%	-18%	-41%
50cm	max	-22	0	0	-1	0
	min	-189	-150	-266	-264	-442
	końcowa	0	0	0	0	-3
	zmiana	-30%	0%	-71%	-27%	-52%

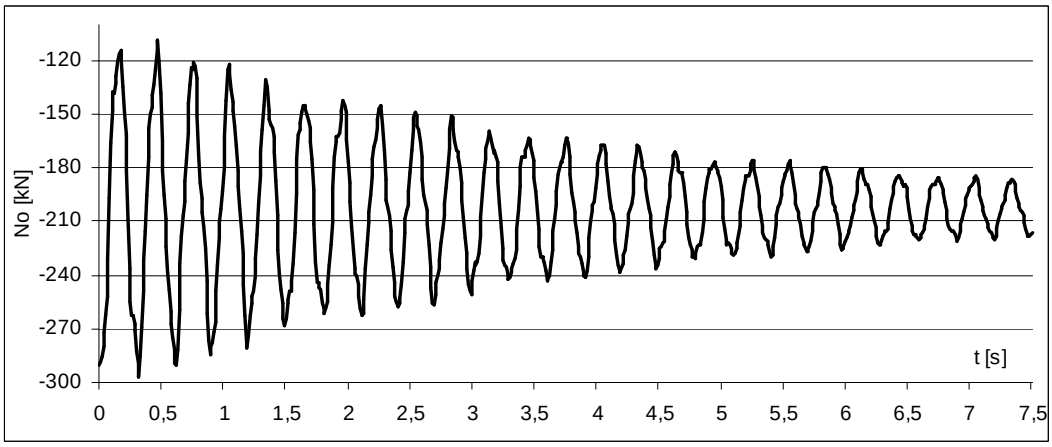
Z tablicy 4.3.1 wynika dodatkowo, że pomijając problem możliwości utraty stateczności, podczas tąpnięcia podpory trzonu masztu o 50 cm trzon przestaje być podparty odciągami (wartości sił w odciągach spadają do zera). Chwilowy wzrost wartości sił w odciągach

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

podczas ruchu masztu jest tym większy, im większa jest wartość tąpnięcia (wiersz „zmiana” w tablicy 4.3.1 pokazuje procentowy przyrost siły podczas drgań w stosunku do naciągu wstępnego). Przykładowe przebiegi (w czasie 7,5 s) zmiany siły naciągu odciągów drugiej i piątej kondygnacji przy tąpnięciu podpory trzonu o 5 cm podano na rysunkach 4.3.3 i 4.3.4. Ponownie potwierdza się fakt, iż wraz z wysokością maleje udział wyższych częstotliwości w przebiegach czasowych zmian sił w odciągach podczas drgań.



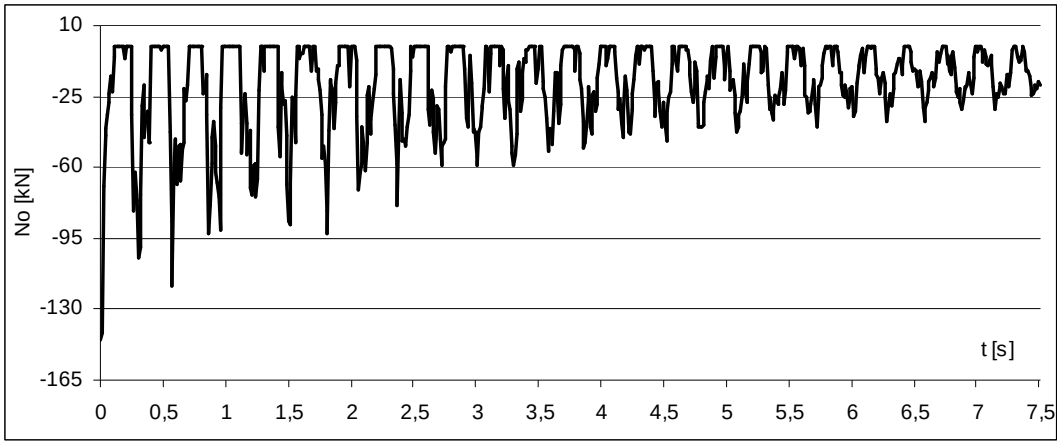
Rys. 4.3.3. Zmiana wartości siły naciągu w odciągu drugiej kondygnacji przy tąpnięciu podpory trzonu o 5 cm



Rys. 4.3.4. Zmiana wartości siły naciągu w odciągu piątej kondygnacji przy tąpnięciu podpory trzonu o 5 cm

W analizie założono, że w przypadku wystąpienia sił ściskających w odciągu następuje ich wykluczenie z analizy (rys. 4.3.5). Jest to uproszczenie zagadnienia — nie uwzględnia się bowiem efektów związanych z chwilowym, „gwałtownym” wzrostem siły w odciągu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.3.5. Zmiana wartości siły naciągu w odciągu pierwszej kondygnacji przy tąpnięciu podpory trzonu o 5 cm

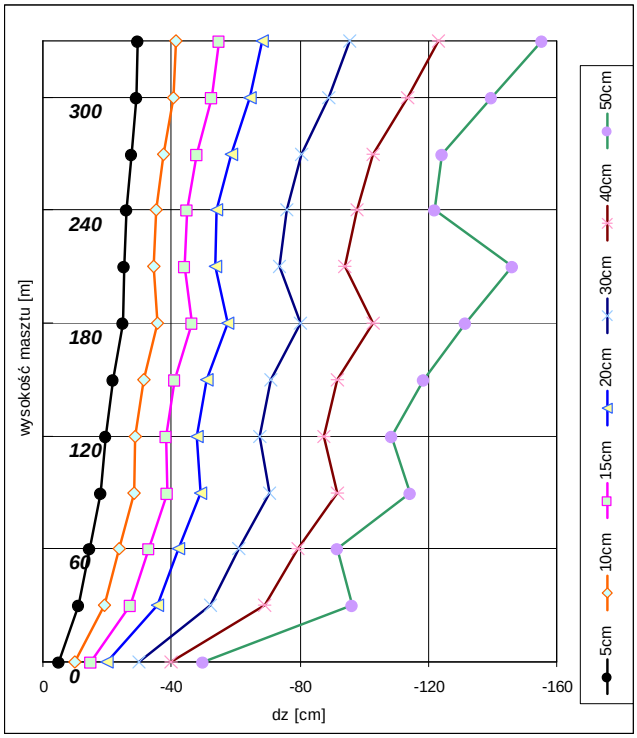
Istotne jest również zachowanie się trzonu masztu pod wpływem tąpnięcia jego podpory głównej. Zestawienie wartości pionowych przemieszczeń pokazano w tablicy 4.3.2

Tablica 4.3.2. Zestawienie wartości przemieszczeń pionowych poszczególnych punktów trzonu podczas tąpnięcia jego podpory

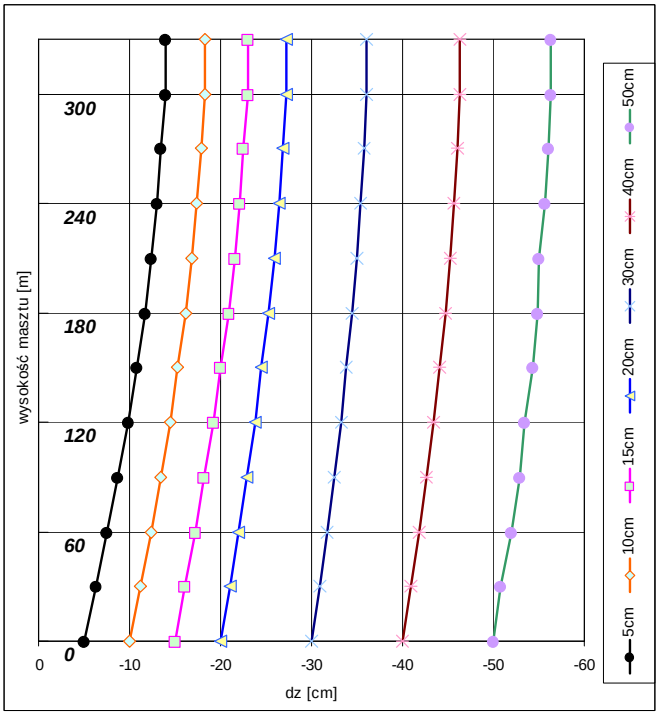
Wielkość zapadnięcia podpory trzonu	**Wartość**	**Przemieszczenia pionowe punktów trzonu w [cm] na wysokości**											
		0m	**30m**	**60m**	**90m**	**120m**	**150m**	**180m**	**210m**	**240m**	**270m**	**300m**	**330m**
5cm	max	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	1
	min	-5	-11	-15	-18	-19	-22	-25	-25	-26	-28	-29	-29
	końcowa	-5	-6	-8	-9	-10	-11	-12	-12	-13	-13	-14	-14
10cm	max	0	0	0	0	0	0	3	1	1	2	4	4
	min	-10	-19	-24	-28	-29	-31	-36	-35	-35	-37	-41	-42
	końcowa	-10	-11	-12	-13	-14	-15	-16	-17	-17	-18	-18	-18
15cm	max	0	0	0	0	0	1	4	1	1	3	7	7
	min	-15	-27	-33	-39	-38	-41	-47	-44	-45	-48	-53	-55
	końcowa	-15	-16	-17	-18	-19	-20	-21	-22	-22	-23	-23	-23
20cm	max	0	0	0	0	0	1	6	1	1	4	9	9
	min	-20	-36	-42	-49	-48	-51	-58	-54	-54	-59	-65	-68
	końcowa	-20	-21	-22	-23	-24	-25	-25	-26	-26	-27	-27	-27
30cm	max	0	0	0	0	0	1	8	1	2	8	14	14
	min	-30	-52	-61	-70	-68	-71	-80	-74	-76	-81	-89	-96
	końcowa	-30	-31	-32	-33	-33	-34	-35	-35	-35	-36	-36	-36
40cm	max	0	0	0	0	0	1	10	1	5	11	19	20
	min	-40	-69	-80	-92	-87	-92	-103	-94	-98	-103	-113	-123
	końcowa	-40	-41	-42	-43	-43	-44	-45	-45	-46	-46	-46	-46
50cm	max	0	0	2	1	0	26	19	31	8	16	25	31
	min	-50	-96	-92	-114	-109	-119	-132	-146	-122	-124	-140	-155
	końcowa	-50	-51	-52	-53	-53	-54	-55	-55	-56	-56	-56	-56

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Na rysunkach 4.3.6 i 4.3.7 zamieszczono wykresy przemieszczeń poszczególnych punktów trzonu masztu odpowiednio w postaci wartości ekstremalnych, które wystąpiły podczas ruchu trzonu oraz końcowych po ustaniu tego ruchu.



Rys. 4.3.6. Ekstremalne pionowe przemieszczenia punktów trzonu masztu przy różnych wartościach tąpnięć jego podpory głównej

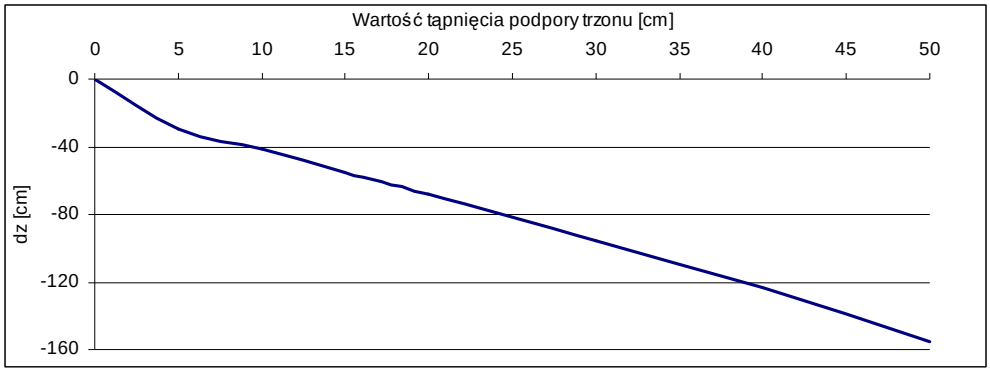


Rys. 4.3.7. Końcowe pionowe przemieszczenia punktów trzonu masztu przy różnych wartościach tąpnięć jego podpory głównej

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Przemieszczenia końcowe są odpowiednikiem przemieszczeń otrzymywanych w wyniku analizy statycznej. Ich wartości rosną wraz ze wzrostem wielkości tąpnięcia i wysokości trzonu. Wzrost ten nie jest liniowy, co jest efektem nieliniowego charakteru zmiany sił naciągu w odciągach oraz sprężystości trzonu.

Podobne zależności występują w przypadku wartości maksymalnych (co do wartości bezwzględnej) pionowych przemieszczeń trzonu, jakie mogą się pojawić podczas ruchu po zapadnięciu się podpory (rys. 4.3.7). Jednakże widać tu większe zróżnicowanie zachowania się trzonu, co wynika z różnych wartości wstępnych sił naciągu w odciągach. Można jednak zauważyć, iż wartość ekstremalnego przemieszczenia trzonu masztu (w tym przypadku dotyczy wierzchołka masztu) jest niemal w sposób liniowy zależna od wielkości tąpnięcia jego podpory — przedstawiono to na rysunku 4.3.8.

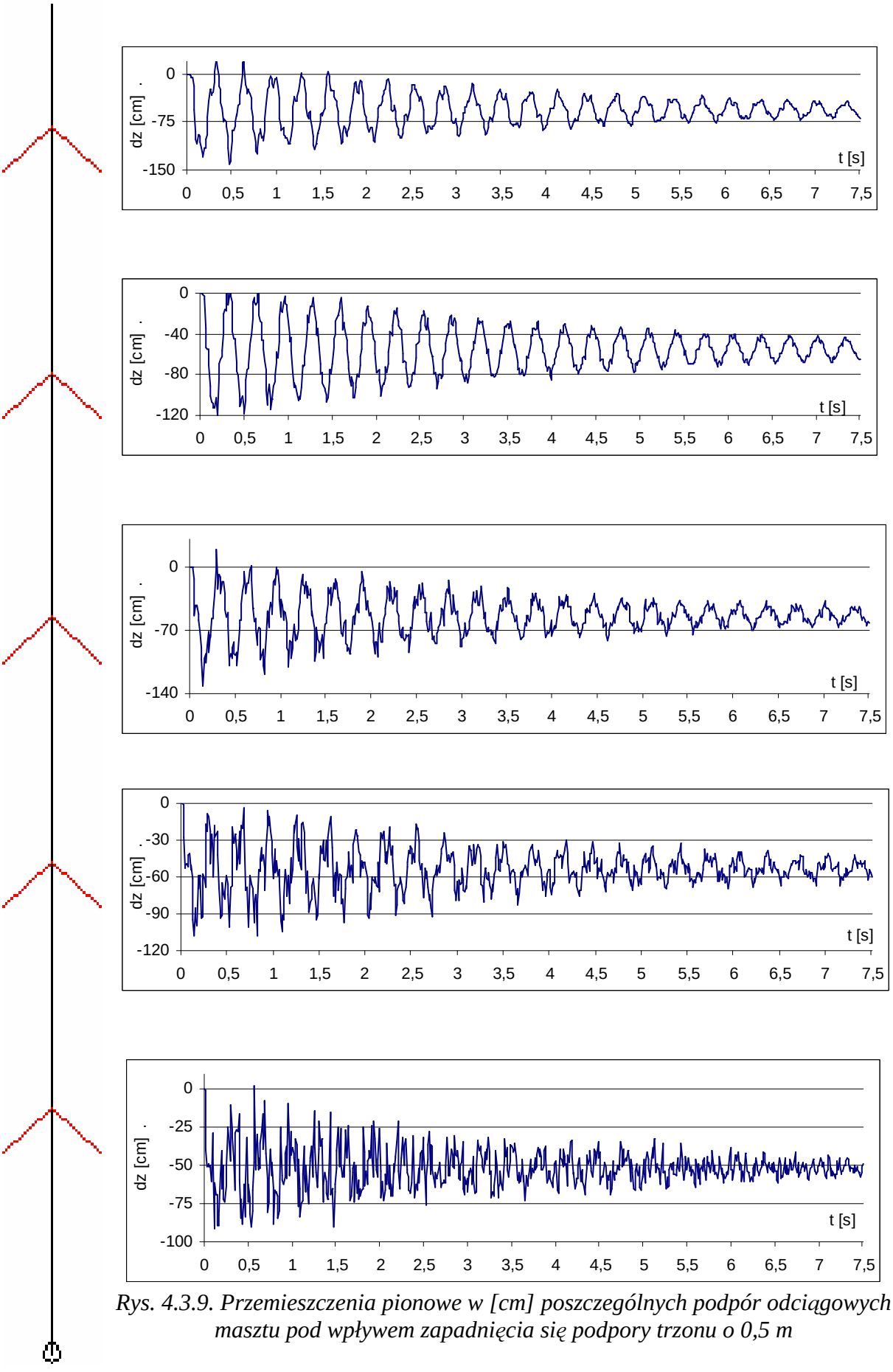


Rys. 4.3.8. Ekstremalne pionowe przemieszczenia wierzchołka trzonu masztu przy różnych wartościach tąpnięć jego podpory głównej

Rysunek 4.3.9. przedstawia przebiegi czasowe pionowych przemieszczeń punktów zamocowania poszczególnych podpór odciągowych masztu pod wpływem tąpnięcia podpory trzonu o 50cm Jak wynika z rysunku, punkty trzonu masztu drgają wokół położenia równowagi, którym jest końcowa wartość przemieszczeń ze zmienną amplitudą — sięgającą w tym przypadku wartości 50cm — punkty masztu wędrują nawet do góry ponad stan wyjściowy.

Potwierdza się też wniosek, że wraz z wysokością również w przypadku tąpnięcia podpory trzonu masztu maleje udział wyższych częstotliwości w spektrum drgań. Konstrukcja na ten typ obciążenia odpowiada podłużnymi częstotliwościami drgań własnych. Największy udział w ruchu konstrukcji ma pierwsza pionowa częstotliwość drgań masztu. Przy czym wartość tego udziału w odpowiedzi maleje wraz ze zmniejszaniem się wielkości tąpnięcia na korzyść wyższych częstotliwości drgań własnych.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.3.9. Przemieszczenia pionowe w [cm] poszczególnych podpór odciągowych masztu pod wpływem zapadnięcia się podpory trzonu o 0,5 m

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Analiza wykazała, że nawet niewielkie osiadanie podpory głównej trzonu masztu znacznie obniża napięcie odciągów, a przy wartości ΔH = 0,50 m wszystkie wiązki odciągów tracą napięcie, co może być przyczyną katastrofy. Wcześniej jednak nawet przy ΔH = 0,20 m, gdy napięcie odciągów spada ponad dwukrotnie, podparcia są zbyt wiotkie i stan ten może doprowadzić do wyboczenia trzonu masztu. Osiadanie głównej podpory masztu jest więc przypadkiem ważnym, także gdy przebiega w sposób statyczny. Jednak okresowa kontrola napięcia odciągów i ich korekta poprawia sytuację.

Przy rozważaniu wpływów górniczych w postaci ciągłych odkształceń podłoża można brać pod uwagę jeszcze przypadek rozkładu frontu niecki osiadań w taki sposób, że kotwienia niektórych odciągów znajdą się na innym obszarze w stosunku do podpory masztu. Wielkość różnicy osiadań zależy wówczas od rozmiaru niecki i od rozmieszczenia w planie podparć odciągów i trzonu masztu.

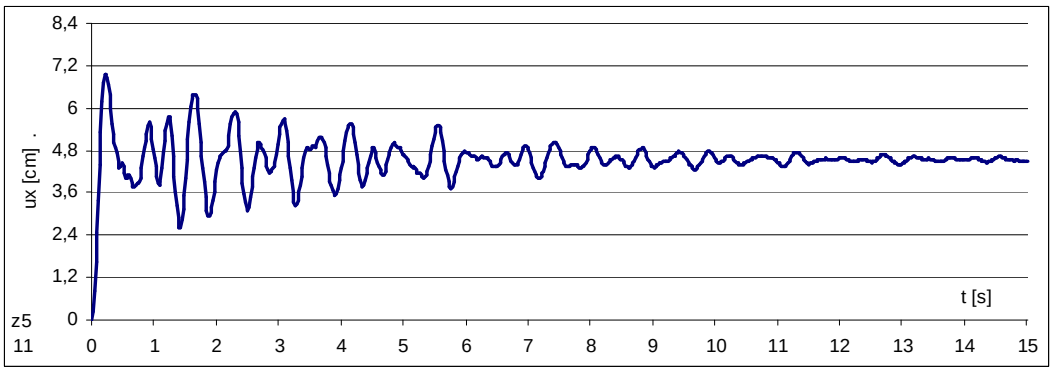
W powyższej analizie pominięto wpływ przemieszczeń poziomych, ponieważ z reguły wartości poziomych składowych przemieszczeń są znacznie mniejsze od wartości składowej pionowej.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

4.4. Kinematyczne nagłe przemieszczenie fundamentów odciągów

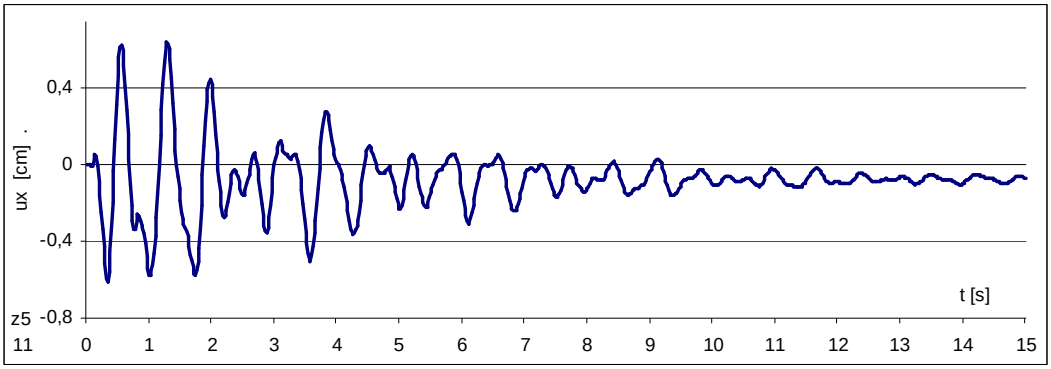
Z ruchem gruntu związana jest także możliwość zapadnięcia się fundamentu odciągu. Przebieg tego zjawiska i jego fizykalna interpretacja nie różnią się od przedstawionego w punkcie 4.3 opisu zapadnięcia się fundamentu trzonu masztu. W ramach niniejszej pracy wykonano analizy odpowiedzi konstrukcji, rozważając przemieszczenia (zapadnięcia się) fundamentów odciągów o wartościach od 0,1 m do 0,5 m ze skokiem co 0,1 m. Ten przedział wartości przemieszczeń gruntu jest w praktyce spotykany, chociaż nie wyczerpuje wszystkich możliwości. Na szkodach górniczych przemieszczenia te mogą wynosić nawet i kilka metrów. W przypadku tak dużych wartości z reguły maszt ulegałby katastrofie. Tu starano się pokazać ogólnie zagadnienie. Dla konkretnych rzeczywistych przemieszczeń można wykonać obliczenia indywidualnie. Poniżej podano wybrane wyniki analiz, które uzyskano, opisując wymuszenie za pomocą modelu przedstawionego na rysunku 2.2. charakteryzującego się największymi odpowiedziami konstrukcji.

Przykładowe przebiegi czasowe przemieszczeń środka pierwszego przęsła oraz wierzchołka trzonu masztu w wyniku zapadnięcia się podpory odpowiednio pierwszej, trzeciej i piątej kondygnacji przedstawiają rys. 4.4.1-4.4.6. Jak z nich wynika, przy ustalonej wielkości zapadnięcia się podpory odciągowej wpływ efektów dynamicznych (w tym przypadku maksymalnych wartości przemieszczeń) jest tym większy im krótszy jest odciąg łączący zapadający się fundament z trzonem masztu. Istotnym czynnikiem wpływającym na te zależność jest też przekrój w/w odciągu. W analizowanym przypadku odciąg piątej kondygnacji ma średnicę ϕ48mm, zaś trzeciej i pierwszej ϕ36mm, dlatego w przypadku zapadnięcia się podpory piątej kondygnacji efekty dynamiczne ulegają zwiększeniu (maksymalne amplitudy przemieszczeń dla zapadnięcia się podpór odciągów trzeciego i piątego są zbliżone).

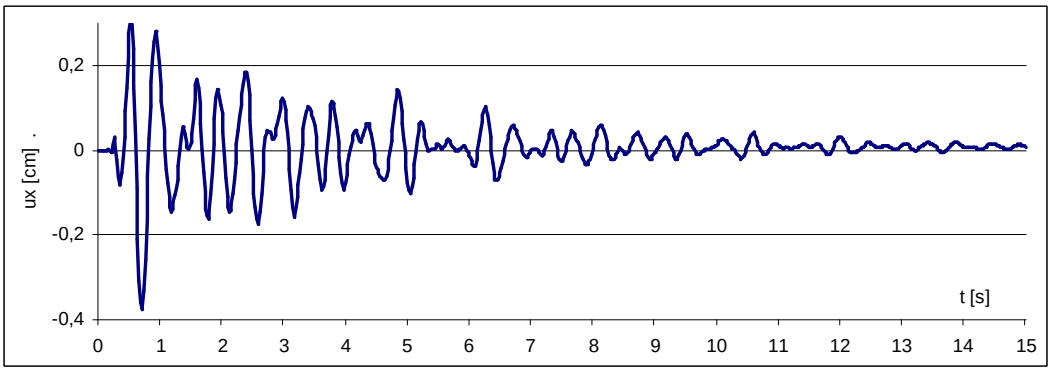


Rys. 4.4.1. Przemieszczenia poziome środka pierwszego przęsła trzonu masztu wywołane zapadnięciem się podpory odciągu pierwszej kondygnacji o 10cm

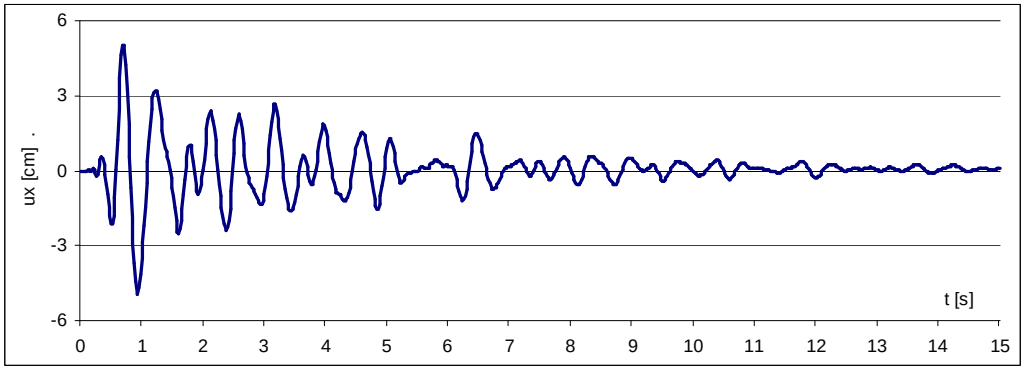
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



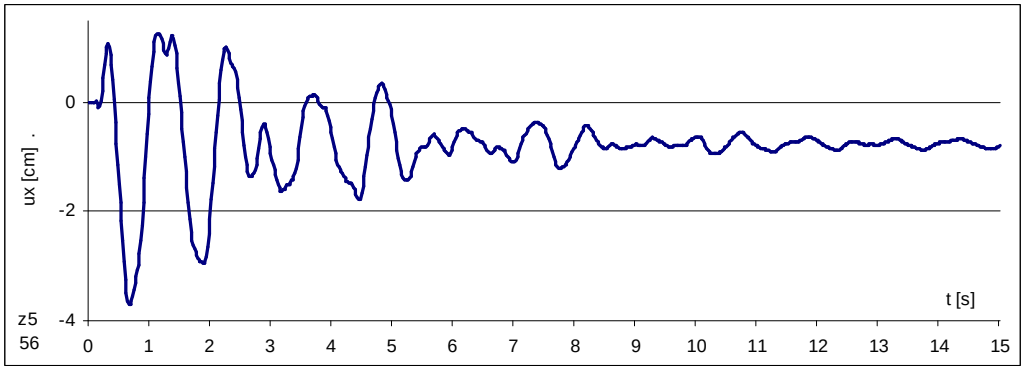
Rys. 4.4.2. Przemieszczenia poziome środka pierwszego przęsła trzonu masztu wywołane zapadnięciem się podpory odciągu trzeciej kondygnacji o 10cm



Rys. 4.4.3. Przemieszczenia poziome środka pierwszego przęsła trzonu masztu wywołane zapadnięciem się podpory odciągu piątej kondygnacji o 10cm

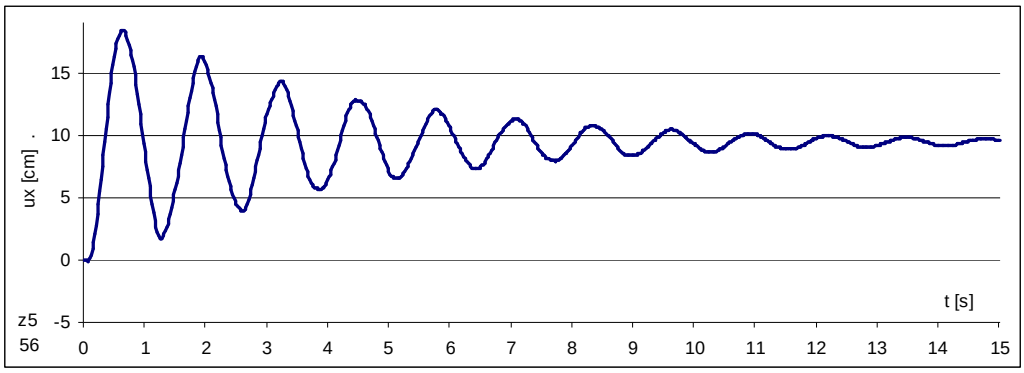


Rys. 4.4.4. Przemieszczenia poziome wierzchołka trzonu masztu wywołane zapadnięciem się podpory odciągu pierwszej kondygnacji o 10cm



Rys. 4.4.5. Przemieszczenia poziome wierzchołka trzonu masztu wywołane zapadnięciem się podpory odciągu trzeciej kondygnacji o 10cm

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.4.6. Przemieszczenia poziome wierzchołka trzonu masztu wywołane zapadnięciem się podpory odciągu piątej kondygnacji o 10cm

Dodatkowo (rys. 4.4.1-4.4.6.) uwidacznia się informacja o większym udziale wyższych częstotliwości drgań własnych konstrukcji w niżej położonych punktach trzonu.

Wybrane wyniki dotyczące zapadnięcia się podpory odciągu pierwszej kondygnacji zamieszczono w tablicach 4.4.1–4.4.3. Zawierają one odpowiednio wartości poziomych i pionowych przemieszczeń charakterystycznych punktów (punkty środkowe i końcowe przęseł) trzonu masztu oraz zmiany siły naciągu w odciągach. W odniesieniu do każdej z tych wielkości podano trzy wartości: maksymalną i minimalną wartość podczas ruchu trzonu masztu oraz wartość końcową, która dotyczy stanu po ustaniu ruchu trzonu masztu.

Tablica 4.4.1. Przemieszczenia poziome wybranych punktów trzonu masztu wywołane zapadnięciem się podpory odciągu pierwszej kondygnacji

Wielkość zapadnięcia odciągu	**Wartość**	**Przemieszczenia poziome punktów trzonu w [cm] na poziomie**										
		30m	**60m**	**90m**	**120m**	**150m**	**180m**	**210m**	**240m**	**270m**	**300m**	**330m**
10cm	max	7,0	7,0	7,5	4,8	2,8	1,9	1,0	0,8	2,8	0,9	5,0
	min	0,0	0,2	0,0	-0,4	-1,7	-1,8	-2,1	-1,6	-2,4	-1,1	-4,9
	końcowa	1,6	4,5	4,0	1,7	0,2	-0,2	-0,3	-0,1	0,0	0,0	0,1
20cm	max	13,9	13,9	15,0	9,6	5,5	3,8	2,1	1,6	5,5	1,7	10,1
	min	-0,1	0,5	-0,1	-0,7	-3,4	-3,7	-4,1	-3,2	-4,8	-2,1	-9,9
	końcowa	3,2	9,1	8,0	3,3	0,5	-0,5	-0,5	-0,3	-0,1	0,0	0,1
30cm	max	20,9	20,9	22,5	14,5	8,3	5,8	3,1	2,5	8,3	2,6	15,1
	min	-0,1	0,7	-0,1	-1,1	-5,1	-5,5	-6,2	-4,8	-7,3	-3,2	-14,8
	końcowa	4,8	13,6	12,0	5,0	0,7	-0,7	-0,8	-0,4	-0,1	0,1	0,2
40cm	max	27,9	27,9	30,0	19,3	11,0	7,7	4,1	3,3	11,1	3,4	20,2
	min	-0,1	0,9	-0,1	-1,4	-6,8	-7,4	-8,2	-6,4	-9,7	-4,2	-19,7
	końcowa	6,4	18,2	16,0	6,7	1,0	-0,9	-1,0	-0,5	-0,1	0,1	0,3
50cm	max	34,9	34,9	37,5	24,1	13,8	9,6	5,1	4,1	13,8	4,3	25,2
	min	-0,2	1,2	-0,1	-1,8	-8,5	-9,2	-10,3	-8,0	-12,1	-5,3	-24,7
	końcowa	8,0	22,7	20,0	8,4	1,2	-1,1	-1,3	-0,6	-0,2	0,1	0,3

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 4.4.2. Przemieszczenia pionowe wybranych punktów trzonu masztu wywołane zapadnięciem się podpory odciągu pierwszej kondygnacji

Wielkość zapadnięcia odciągu	Wartość	Przemieszczenia pionowe punktów trzonu w [cm] na poziomie										
		30m	60m	90m	120m	150m	180m	210m	240m	270m	300m	330m
10cm	max	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,01	0,01	0,03	0,04
	min	-0,07	-0,14	-0,16	-0,16	-0,17	-0,17	-0,17	-0,16	-0,17	-0,18	-0,18
	końcowa	-0,04	-0,09	-0,09	-0,08	-0,08	-0,08	-0,08	-0,08	-0,08	-0,08	-0,08
20cm	max	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,02	0,07	0,07
	min	-0,14	-0,29	-0,31	-0,32	-0,34	-0,35	-0,34	-0,32	-0,35	-0,36	-0,37
	końcowa	-0,08	-0,17	-0,17	-0,17	-0,16	-0,16	-0,16	-0,16	-0,16	-0,16	-0,16
30cm	max	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,01	0,02	0,04	0,10	0,11
	min	-0,20	-0,43	-0,47	-0,48	-0,52	-0,52	-0,51	-0,49	-0,52	-0,54	-0,55
	końcowa	-0,12	-0,26	-0,26	-0,25	-0,25	-0,24	-0,24	-0,24	-0,24	-0,23	-0,23
40cm	max	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,02	0,03	0,05	0,14	0,15
	min	-0,27	-0,58	-0,62	-0,64	-0,69	-0,70	-0,67	-0,65	-0,69	-0,72	-0,73
	końcowa	-0,16	-0,35	-0,34	-0,33	-0,33	-0,32	-0,32	-0,32	-0,31	-0,31	-0,31
50cm	max	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,02	0,04	0,06	0,17	0,19
	min	-0,34	-0,72	-0,78	-0,80	-0,86	-0,87	-0,84	-0,81	-0,87	-0,90	-0,91
	końcowa	-0,19	-0,44	-0,43	-0,42	-0,41	-0,40	-0,40	-0,39	-0,39	-0,39	-0,39

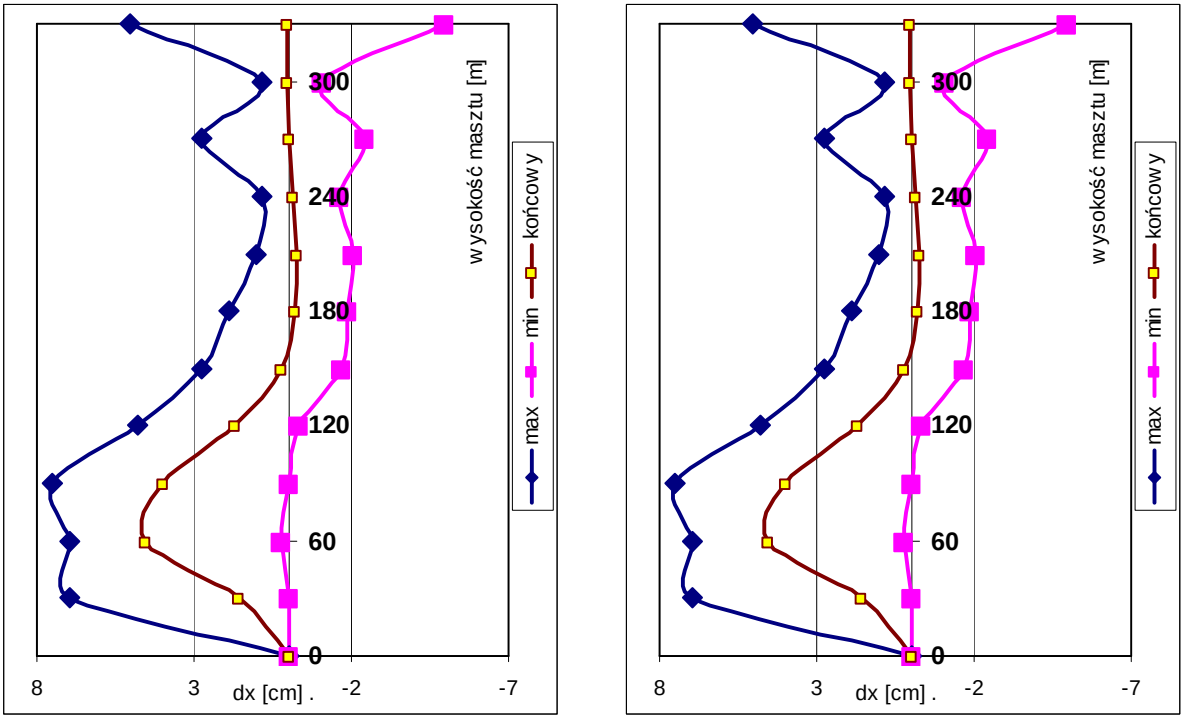
Tablica 4.4.3. Wartości amplitud sił osiowych w odciągach kolejnych kondygnacji masztu wywołanych zapadnięciem się podpory odciągu pierwszej kondygnacji

Wielkość zapadnięcia odciągu	Wartość	SIŁY W ODCIĄGACH [kN] NA POZIOMACH									
		Odciągi w płaszczyźnie zapadnięcia					Odciągi poza płaszczyzną zapadnięcia				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
10cm	max	120	41	11	12	4	0	2	6	4	4
	min	0	-2	-10	-6	-2	-57	-20	-5	-6	-2
	końcowa	78	15	-1	2	0	-37	-6	1	0	0
20cm	max	240	83	23	25	8	0	5	11	7	8
	min	0	-5	-20	-12	-4	-115	-40	-10	-11	-4
	końcowa	157	30	-2	3	1	-74	-13	2	0	1
30cm	max	360	124	34	37	12	0	7	17	11	12
	min	0	-7	-31	-18	-7	-172	-60	-15	-17	-7
	końcowa	235	45	-2	5	1	-111	-19	3	0	1
40cm	max	480	166	46	50	16	0	9	23	14	16
	min	0	-9	-41	-24	-9	-230	-80	-21	-23	-9
	końcowa	314	59	-3	6	2	-148	-25	4	0	2
50cm	max	600	207	57	62	20	0	11	28	18	20
	min	0	-11	-51	-29	-11	-287	-100	-26	-29	-11
	końcowa	392	74	-4	8	2	-185	-32	5	0	2

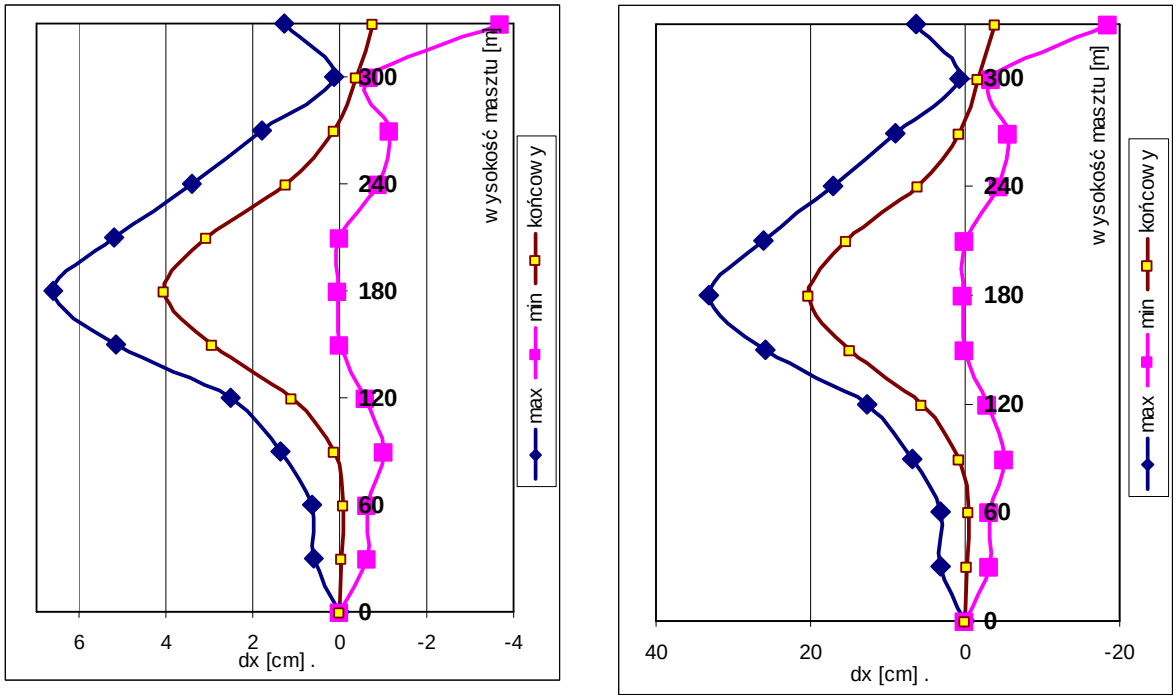
Wykresy przemieszczeń poziomych dx charakterystycznych punktów (środki i końce przęseł) trzonu masztu w przypadku zapadnięcia się podpór odciągowych pierwszej, trzeciej i

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

piątej kondygnacji pokazano na rysunkach 4.4.7–4.4.10. Poszczególne krzywe reprezentują wartości ekstremalne wychyleń trzonu masztu podczas ruchu oraz wartości końcowe po ustaniu tego ruchu.

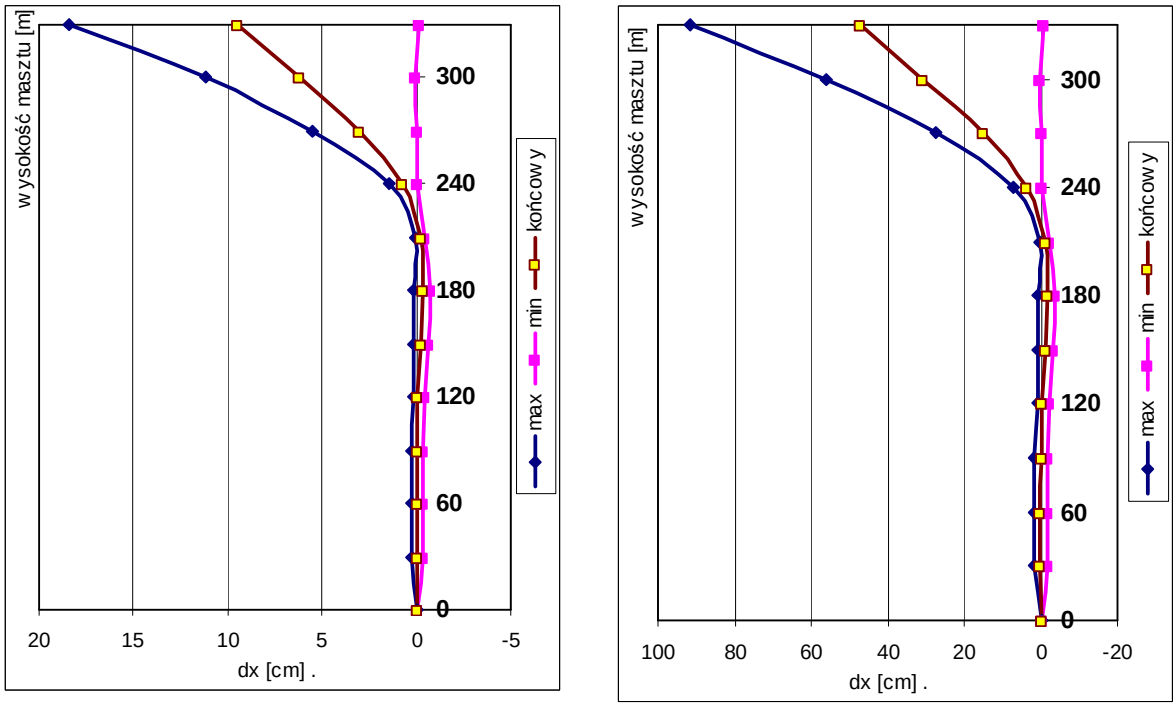


Rys. 4.4.7. Przemieszczenia poziome dx charakterystycznych punktów trzonu masztu wywołane zapadnięciem się podpory odciągu pierwszej kondygnacji: a) o 10 cm, b) o 50 cm



Rys. 4.4.8. Przemieszczenia poziome dx charakterystycznych punktów trzonu masztu wywołane zapadnięciem się podpory odciągu trzeciej kondygnacji: a) o 10 cm, b) o 50 cm

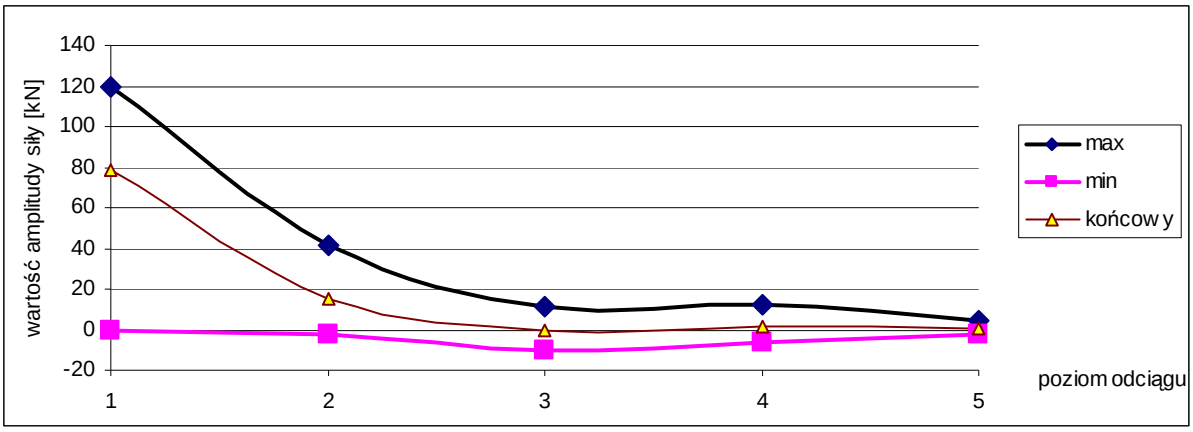
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.4.9. Przemieszczenia poziome d_x charakterystycznych punktów trzonu masztu wywołane zapadnięciem się podpory odciągu piątej kondygnacji: a) o 10 cm, b) o 50 cm

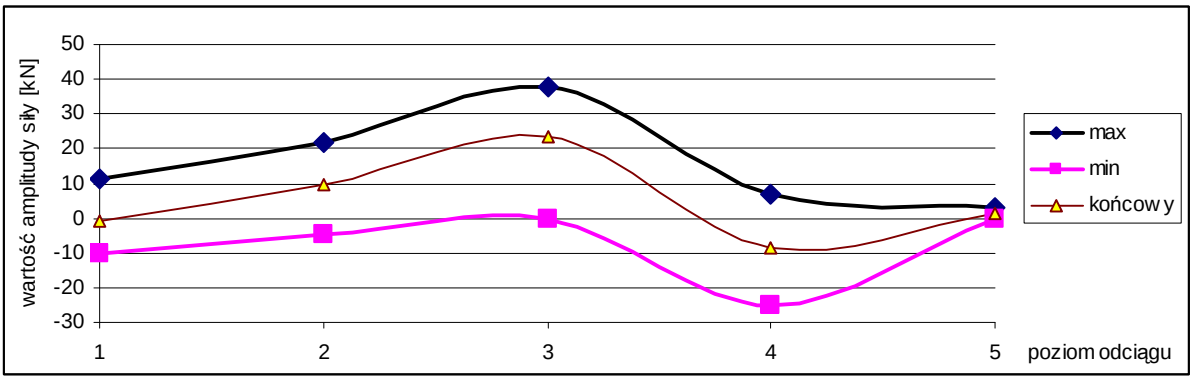
Analiza zachowania się trzonu masztu dowodzi, iż wartości ekstremalnych przemieszczeń są nawet dwukrotnie większe od wartości końcowych (w analizowanym maszcie od 1,64 do 1,99). Lokalizacja punktów występowania największych amplitud przemieszczeń z reguły jest związana z miejscem podparcia odciągiem, którego podpora zapada się.

Rysunki 4.4.10–4.4.12 ilustrują zmiany sił naciągu w odciągach podczas zapadnięcia się fundamentu odciągu odpowiednio pierwszej, trzeciej i piątej kondygnacji o 10 cm. Pokazane są wartości ekstremalne (min i max) podczas ruchu masztu oraz wartość końcowa po ustaniu ruchu.

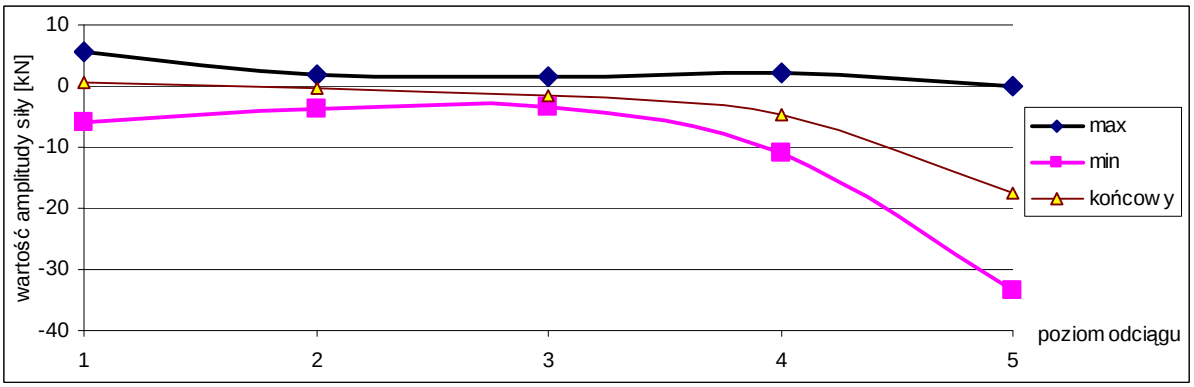


Rys. 4.4.10. Wartości amplitud sił naciągu w odciągach wywołanych zapadnięciem się podpory odciągu pierwszej kondygnacji o 10 cm

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.4.11. Wartości amplitud sił naciągu w odciągach wywołanych zapadnięciem się podpory odciągu trzeciej kondygnacji o 10 cm



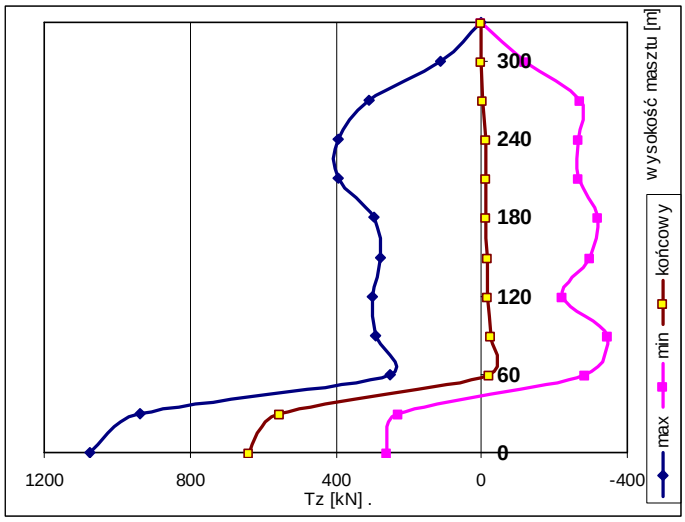
Rys. 4.4.12. Wartości amplitud sił naciągu w odciągach wywołanych zapadnięciem się podpory odciągu piątej kondygnacji o 10 cm

W przypadku siły osiowej w odciągu wniosek jest jednoznaczny — największa zmiana amplitudy wartości ekstremalnych oraz wartości końcowej występuje w odciągu, którego podpora zapadła się. W analizowanym maszcie stosunek amplitudy ekstremalnej do końcowej wartości siły naciągu w odciągach wynosi od 1,55 do 2,25.

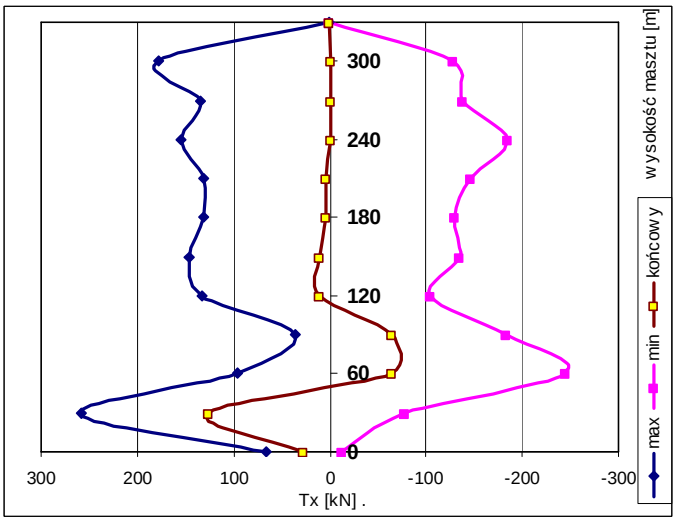
Z punktu widzenia projektowania istotnymi są również wartości sił przekrojowych w trzonie masztu. Na rysunkach 4.4.13–4.4.18. zamieszczono przykładowo wartości (ekstremalne oraz końcowe) dodatkowej siły osiowej, siły tnącej i momentu zginającego w punktach charakterystycznych trzonu masztu w przypadku zapadnięcia się o 50 cm fundamentu odciągu pierwszej oraz piątej kondygnacji.

W przypadku siły osiowej (rys.4.4.13 i 4.4.16) najniekorzystniejsze dla konstrukcji są zapadnięcia podpór dolnych odciągów. Zapadnięcie się odciągu dolnej kondygnacji jest powodem wystąpienia w konstrukcji trzonu dodatkowej siły osiowej ponad dwukrotnie większej niż zapadnięcie się podpory górnego odciągu o tę samą wartość.

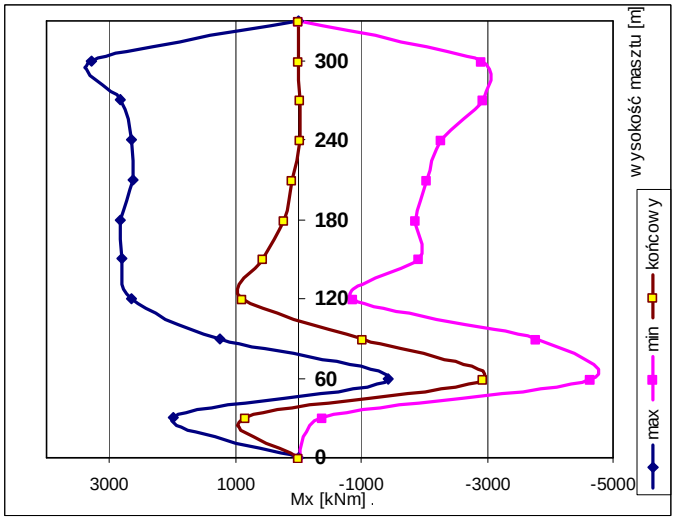
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.4.13. Wartości amplitud dodatkowych sił osiowych w trzonie masztu wywołanych zapadnięciem się podpory odciągu pierwszej kondygnacji o 50 cm

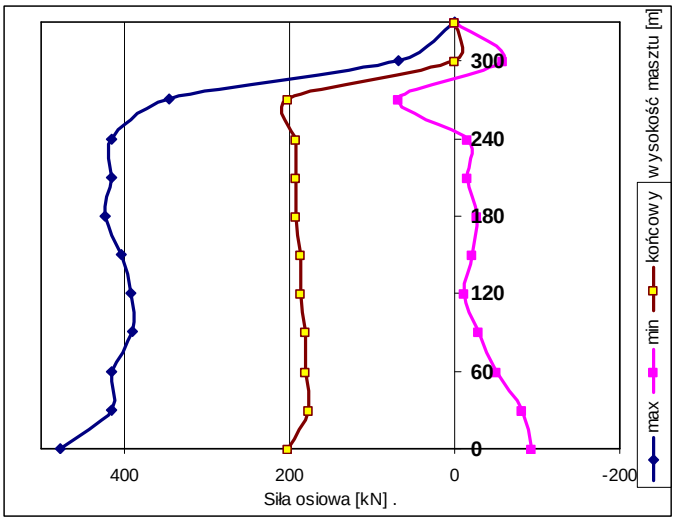


Rys. 4.4.14. Wartości amplitud sił tnących w trzonie masztu wywołanych zapadnięciem się podpory odciągu pierwszej kondygnacji o 50 cm

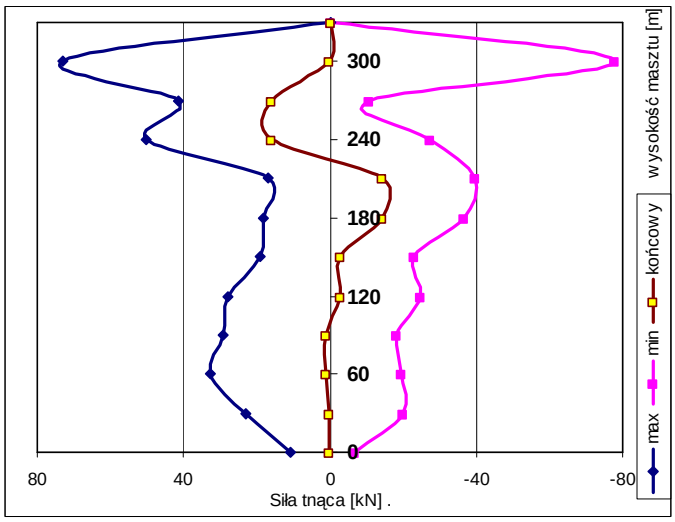


Rys. 4.4.15. Wartości amplitud momentów zginających w trzonie masztu wywołanych zapadnięciem się podpory odciągu pierwszej kondygnacji o 50 cm

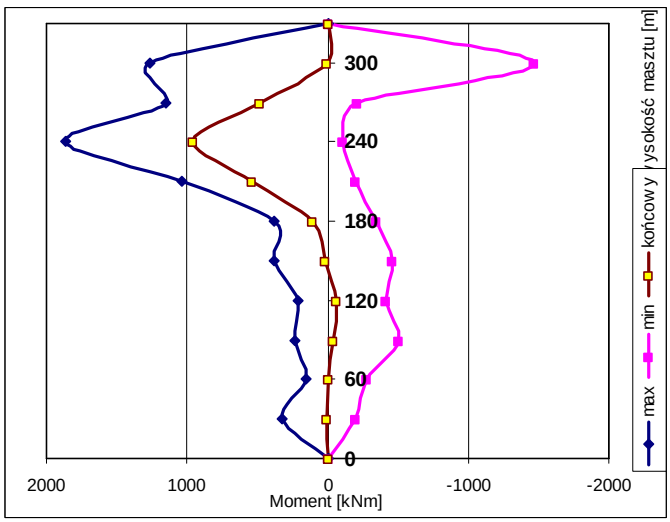
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.4.16. Wartości amplitud dodatkowych sił osiowych w trzonie masztu wywołanych zapadnięciem się podpory odciągu piątej kondygnacji o 50 cm



Rys. 4.4.17. Wartości amplitud sił tnących w trzonie masztu wywołanych zapadnięciem się podpory odciągu piątej kondygnacji o 50 cm



Rys. 4.4.18. Wartości amplitud momentów zginających w trzonie masztu wywołanych zapadnięciem się podpory odciągu piątej kondygnacji o 50 cm

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rozkłady wartości sił momentów zginających i sił tnących w trzonie charakteryzują się tym, iż największa zmiana wartości ekstremalnych oraz wartości końcowej występuje w miejscu podparcia tym odciągiem, którego podpora zapadła się. Z przedstawionych analiz wynika, że niekorzystniejsze dla konstrukcji są zapadnięcia się odciągów niższych kondygnacji.

Analiza wykazała również istotny wpływ osiadania podpór odciągowych na rozkład sił wewnętrznych w przekrojach konstrukcji. Na uwagę zasługuje fakt, iż w przypadku zapadnięcia się fundamentów odciągów różnych kondygnacji otrzymuje się zróżnicowane wartości współczynnika dynamicznego — rozumianego jako stosunek wartości ekstremalnej podczas ruchu konstrukcji do wartości końcowej po ustaniu drgań. Ponadto każdy typ analizowanych wielkości (przemieszczenia, siły osiowe, siły tnące, momenty zginające) charakteryzuje się inną wartością współczynnika dynamicznego. Powyższe spostrzeżenia uzasadniają konieczność wykonywania analiz przebiegu w czasie odpowiedzi konstrukcji masztu z odciągami w przypadku rozważania obciążenia dynamicznego takiego jak nagłe zapadnięcie się fundamentu odciągu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

4.5. Wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne

Konstrukcje typu masztowego mogą być zlokalizowane na terenach sejsmicznych lub w miejscach narażonych na wpływy parasejsmiczne, gdzie pojawia się dodatkowe obciążenie kinematyczne konstrukcji ruchem podłoża. Pociąga to za sobą potrzebę wyznaczenia dodatkowych sił wewnętrznych spowodowanych przemieszczaniem się podpór masztu. Ze względu na rozległość konstrukcji w planie (rozstaw podpór może wynosić nawet kilkaset metrów, a w analizowanym przykładzie odległość pomiędzy skrajnymi podporami wynosi 540 m) należy w szczególny sposób podejść do modelowania wymuszenia. Z reguły zakres informacji dotyczących zachowania się gruntu pod wpływem tego typu wymuszenia jest ograniczony. Wyniki pomiarów dotyczą przeważnie jednego punktu i to niejednokrotnie zlokalizowanego w znacznej odległości od terenu projektowanej inwestycji. W celu opisania zachowania się podłoża pod wpływem wymuszeń sejsmicznych bądź parasejsmicznych należałoby oprócz rejestracji w jakimś punkcie posiadać informacje związane z tłumieniem ośrodka, w jakim się ono rozprzestrzenia (tłumienie winno dotyczyć każdej ze składowych częstotliwości drgań), informacje o całym spektrum drgań (w przypadku sygnału zarejestrowanego w jednym miejscu może się zdarzyć, że pominięto jakąś składową sygnału, np. punkt pomiarowy zlokalizowany jest w węźle drgań jakiejś częstotliwości), informacje o prędkości rozchodzenia się drgań w danym ośrodku czy też o ewentualności odbicia od ośrodków sąsiednich. Jak widać, jest to problem bardzo złożony i mało rozpoznany, dlatego niejednokrotnie wykorzystuje się podejście statystyczne, tworząc różnorodne modele propagacji drgań. Na modele te narzuca się ograniczenia i parametry związane z ukształtowaniem terenu, budową ośrodka gruntowego, typem fali (sejsmiczna czy parasejsmiczna), odległością od epicentrum, głębokością położenia źródła drgań czy wartością energii, która wywołuje te drgania, etc.

Pomiędzy falą sejsmiczną a parasejsmiczną istnieją zasadnicze różnice, spowodowane zróżnicowaniem wartości energii emitowanej przez dane źródło drgań. Zaproponowano wiele empirycznych wzorów odnoszących się do wyznaczenia funkcji zaniku granicznych wartości amplitud drgań gruntu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Przykładowo według [40] na obszarze LGOM w Polsce na podstawie badań empirycznych wstrząsów z lat 2000–2002 wyprowadzono wzór:

$$log(a_{gr}) = 2{,}54+0{,}225*log(E)–0{,}614*log(r) \tag{4.5.1}$$

gdzie: a_{gr} — maksymalne wypadkowe przyśpieszenia drgań gruntu z trzech składowych w mm/s^2,

E — energia sejsmiczna wstrząsu,

r — odległość epicentralna.

Zależność ta odnosi się do wstrząsów niskoczęstotliwościowych (do 10 Hz).

W przypadku źródeł drgań o charakterze harmonicznym lub do niego zbliżonym uwzględnienie tzw. tłumienia geometrycznego w ośrodku idealnie sprężystym prowadzi do następującego wzoru [67-69]:

$$A_r = A_o*(r_o/r)^n \tag{4.5.2}$$

gdzie: A_r — amplituda drgań w odległości r od źródła drgań,

A_o — amplituda drgań w odległości r_o od źródła drgań,

n — współczynnik rozbieżności przyjmowany w zależności od rodzaju fali: fale powierzchniowe Rayleigha n = 0,5, fale przestrzenne (podłużne i poprzeczne) n = 1,0.

W rzeczywistości grunt nie jest ośrodkiem idealnie sprężystym ani też jednorodnym. Istotny wpływ na rozprzestrzenianie się fal w gruncie mają własności dysypatywne gruntu, warunkujące absorpcję fal przez grunt, co wyraża się zależnością [17, 34, 44]:

$$A_r = A_o*e^{\alpha*(r-ro)} \tag{4.5.3}$$

gdzie wartość współczynnika absorpcji α (wyrażana w [1/m]) przyjmowana jest w zależności od rodzaju gruntu i mieści się w granicach 0,01*1/m — 0,10*1/m.

Uwzględniając zarówno tłumienie geometryczne, jak i absorpcję fal w gruncie uzyskuje się ostatecznie następujący wzór na wartość amplitudy drgań A_r w odległości r od źródła drgań:

$$A_r = A_o*(r_o/r)^n * e^{\alpha*(r-ro)} \tag{4.5.4}$$

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

W przypadku źródeł drgań impulsowych (np. wybuchy, eksploatacja górnicza) bywa stosowany wzór [xx]:

$$A_r = kr^{\beta} \tag{4.5.5}$$

gdzie: A_r — amplituda w odległości r od źródła drgań,

k, β — współczynniki określone metodami regresji liniowej.

Przykładowo w odniesieniu do obszaru LGOM wzór ten przyjmuje postać:

$$A_r = 0{,}8585 * r^{-1{,}0098} \tag{4.5.6}$$

gdzie: r — odległość hipocentralna, która przy założeniu, że średnia głębokość źródła drgań wynosi 0,5 m, jest wyrażona zależnością:

$$r = (r_e^2 + 0{,}5)^2 \tag{4.5.7}$$

gdzie: r_e — odległość epicentralna.

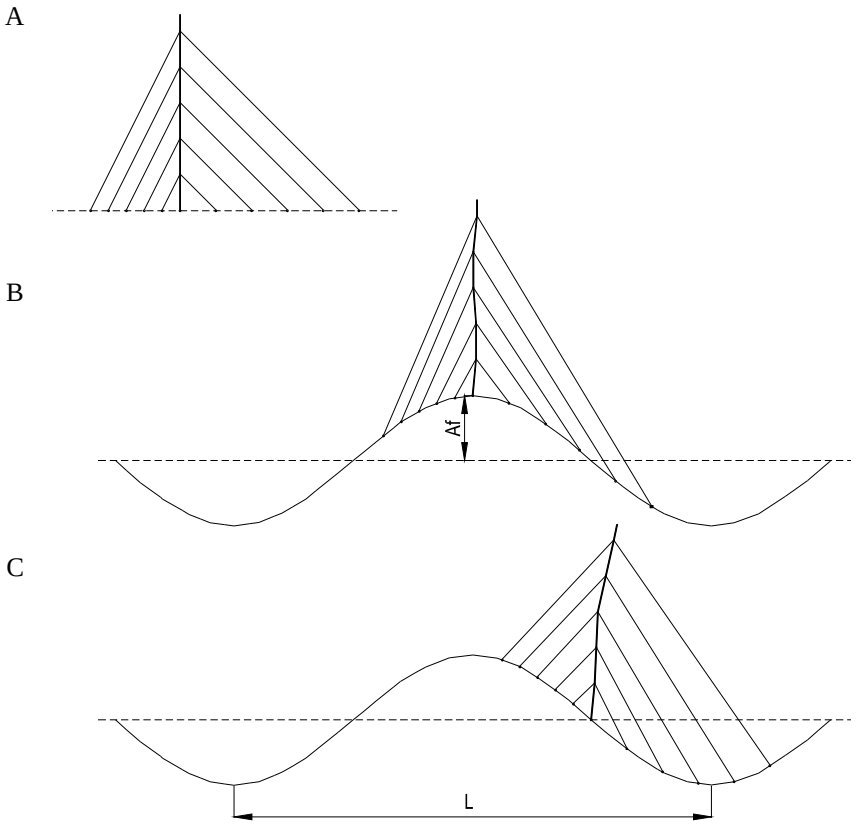
Poniżej przeanalizowano odpowiedź konstrukcji masztu z odciągami na wybrane obciążenie ruchem podłoża, wywołanym wstrząsem sejsmicznym lub górniczym.

4.5.1. Odpowiedź konstrukcji na trzęsienie ziemi El-Centro

Ze względu na to, że prędkości rozchodzenia się fal sejsmicznych w gruncie (rysunek 4.5.5) są bardzo duże, a długości fal są niejednokrotnie trudne do określenia (na ogół wynoszą kilkaset metrów), przyjęto, iż analizowana konstrukcja będzie się znajdować na grzbiecie jednej fali gruntu oraz alternatywnie grunt będzie przemieszczał się translacyjnie w sposób stały (pionowo) zgodnie z wymuszeniem.

Na rysunku 4.5.1. pokazano ideowo schemat zachowania się konstrukcji pod wpływem odkształceń gruntu pod nią.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



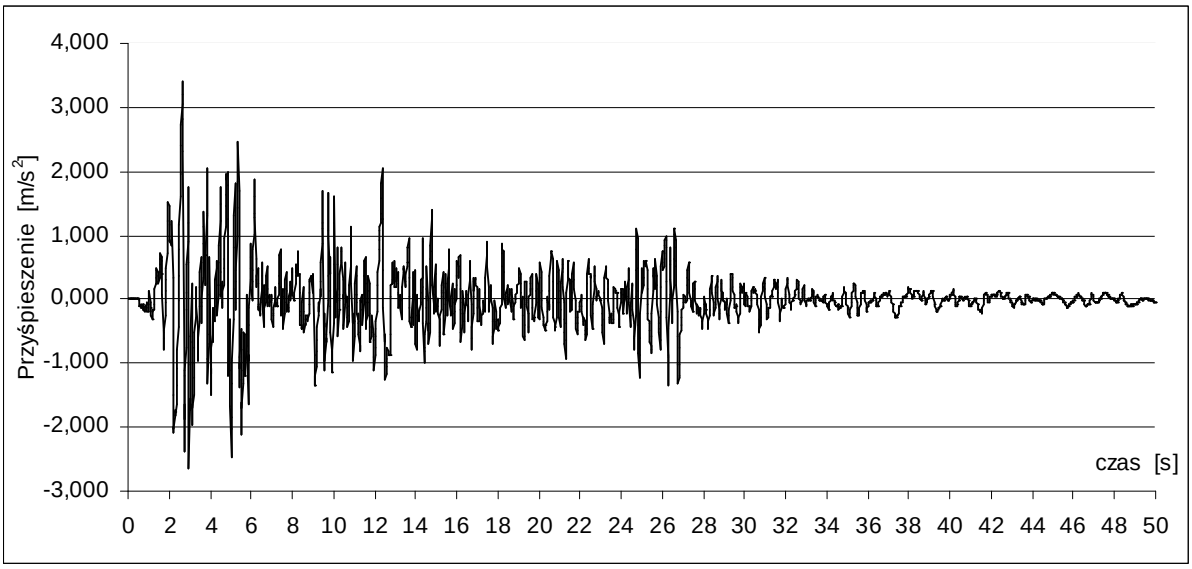
Rys. 4.5.1. Warianty obliczeniowe konstrukcji

Ze schematu 4.5.1 wynika, że pod wpływem zmiany kształtu powierzchni gruntu zmieniają się położenia zarówno podpory głównej trzonu, jak i podpór odciągów. Proces deformacji powierzchni gruntu jest zmienny w czasie, wobec czego ulegają również zmianie wzajemne różnice położenia podparć. Podpora trzonu może się znajdować na wzniesieniu jak również poza nim. Z punktu widzenia projektowania należy znaleźć najniekorzystniejszy wariant usytuowania obiektu na umownej powierzchni odkształconego gruntu.

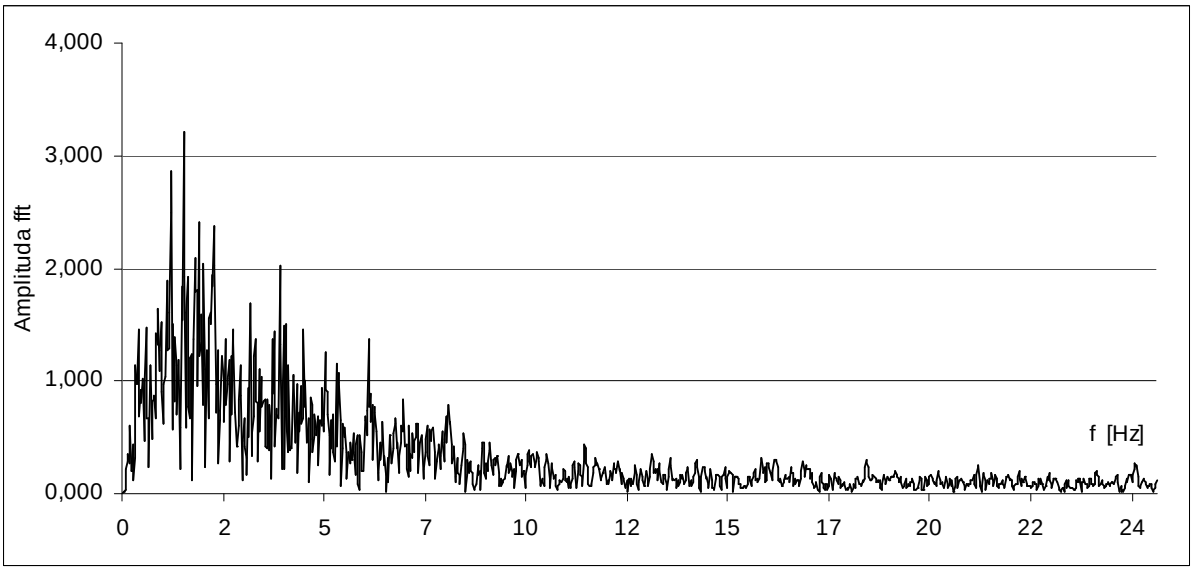
Wymuszenia typu sejsmicznego i parasejsmicznego charakteryzują się prędkością fali specyficzną dla gruntu, w którym fala się rozchodzi, np. dla piasków wynosi ona około 200 m/s — 550 m/s. Z reguły dysponuje się informacjami dotyczącymi przebiegu czasowego przyśpieszeń, prędkości lub przemieszczeń drgań wybranego punktu w przestrzeni. Przy założeniu stałej amplitudy drgań i informacji o prędkości rozchodzenia się fali można określić wartości wymuszenia kinematycznego w dowolnym punkcie styku konstrukcji z podłożem. Oczywiście, jest to przybliżone oszacowanie, bowiem zatraca się efekt tłumienia drgań w gruncie. W odniesieniu do fal o niskich częstotliwościach drgań (sejsmiczne, parasejsmiczne w dużej odległości od źródła drgań) popełnia się niewielki błąd, uznając, że amplituda ta jest stała. W niniejszej pracy przyjęto wymuszenie w postaci ruchu podłoża podczas trzęsienia

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

ziemi w El-Centro, którego przebieg czasowy przyśpieszeń drgań powierzchniowych gruntu przedstawiono na rysunku 4.5.2. Wymuszenie to charakteryzuje się niskimi częstotliwościami drgań (rysunek 4.5.3). Można założyć, że nie występują drgania z częstotliwością powyżej 8 Hz. Dominującą częstotliwością wymuszenia jest 1,2 Hz. Maksymalna amplituda osiąga około 350 cm/s^2, co w przypadku tak małej częstotliwości drgań stanowi dość dużą wartość.



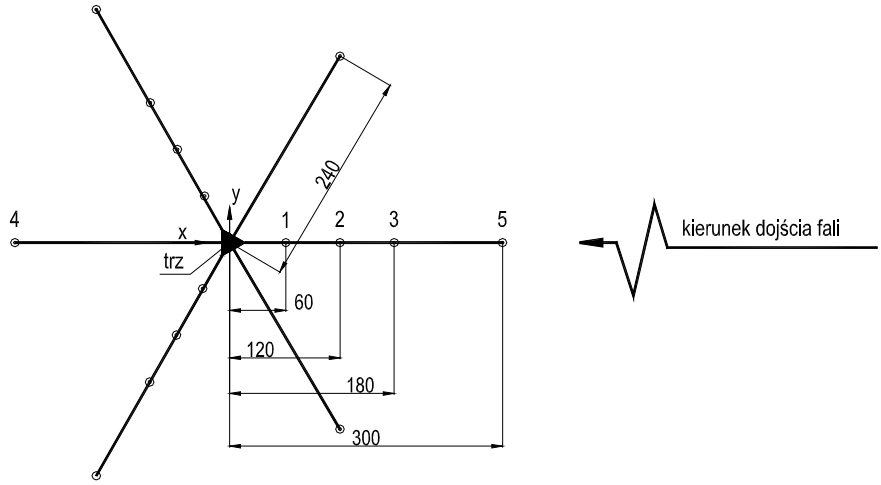
Rys. 4.5.2. Przebieg czasowy przyśpieszeń drgań pionowych powierzchni gruntu wywołanych trzęsieniem ziemi w El-Centro [L4]



Rys. 4.5.3. Analiza Fouriera sygnału z rysunku 4.5.2

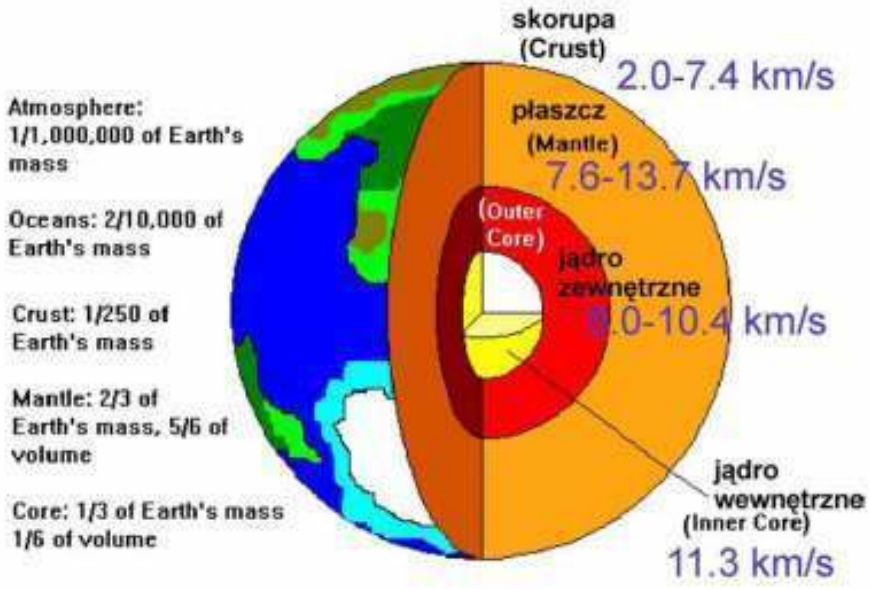
W analizie przyjęto, że fala jest falą płaską, której czoło biegnie w kierunku prostopadłym do płaszczyzny odciągów i trzonu — rysunek 4.5.4 (wzdłuż tego kierunku przyjęto oś x).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.5.4. Kierunek przyłożenia obciążenia do konstrukcji

Schemat działania obciążenia na konstrukcję jest następujący: w stanie wyjściowym znajduje się ona w konfiguracji początkowej, po czym dochodzi do niej fala (opisana przyśpieszeniem gruntu), powodując zmianę położenia podpór, zarówno odciągowych, jak i podpory trzonu, przy czym amplituda zmiany tego położenia jest uzależniona od wartości prędkości propagacji fali w gruncie — na potrzeby pracy założono, że wynosi ona 2000 m/s (rysunek 4.5.5).



Rys. 4.5.5. Prędkości fal w różnych warstwach przekroju kuli ziemskiej (L8)

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Jak wynika z rysunku 4.5.5 wartości prędkości fali maleją wraz ze wzrostem odległości od wnętrza Ziemi. Na konstrukcję mają wpływ fale powierzchniowe, zaś przyjęcie do analizy najmniejszej wartości prędkości tych fal dawało możliwość umieszczenia konstrukcji w obrębie jednej długości fali dominującego okresu drgań.

Rozważono następujące przypadki obliczeniowe:

- Wymuszenie stałym przebiegiem drgań (wibrogram z rysunku 4.5.2) w każdym punkcie podparcia — rysunek 4.5.1.a. W tym przypadku wymuszenie nazwano: „stałym”.
- Wymuszenie ze zmiennym przebiegiem drgań (wibrogram z rysunku 4.5.2 skalowany zgodnie z odkształceniem podłoża), z przyjętym największym wymuszeniem w punkcie styku trzonu z podłożem (strzałka wymuszenia znajduje się nad podporą) — rysunek 4.5.1.b. W tym przypadku wymuszenie nazwano: „trzon max” (rysunek 4.5.1.b).
- Wymuszenie ze zmiennym przebiegiem drgań (wibrogram z rysunku 4.5.2 skalowany zgodnie z odkształceniem podłoża), z przyjętym zerowym wymuszeniem w punkcie styku trzonu masztu z podłożem — rysunek 4.5.1.c. W tym przypadku wymuszenie nazwano: „trzon 0”.

Wyniki analiz przedstawiono w postaci wartości pionowych i poziomych przemieszczeń punktów trzonu masztu na poszczególnych wysokościach (tablice 4.5.1 i 4.5.2).

Tablica 4.5.1. Wartości pionowych przemieszczeń punktów konstrukcji masztu na poszczególnych wysokościach

Wymuszenie	wartość	Przemieszczenia pionowe punktów trzonu w [mm] na poziomie											
		0	**30**	**60**	**90**	**120**	**150**	**180**	**210**	**240**	**270**	**300**	**330**
stale	max	7,56	7,54	7,56	7,58	7,60	7,60	7,59	7,63	7,64	7,65	7,66	7,66
	min	-8,63	-8,65	-8,66	-8,67	-8,68	-8,70	-8,73	-8,74	-8,74	-8,75	-8,76	-8,76
trzon max	max	7,56	7,46	7,39	7,33	7,27	7,19	7,11	7,09	7,03	7,01	6,97	6,97
	min	-8,63	-8,55	-8,47	-8,39	-8,30	-8,24	-8,18	-8,12	-8,04	-8,01	-7,98	-7,98
trzon 0	max	0,0	0,1	0,2	0,2	0,3	0,4	0,4	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6
	min	0,0	-0,1	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5

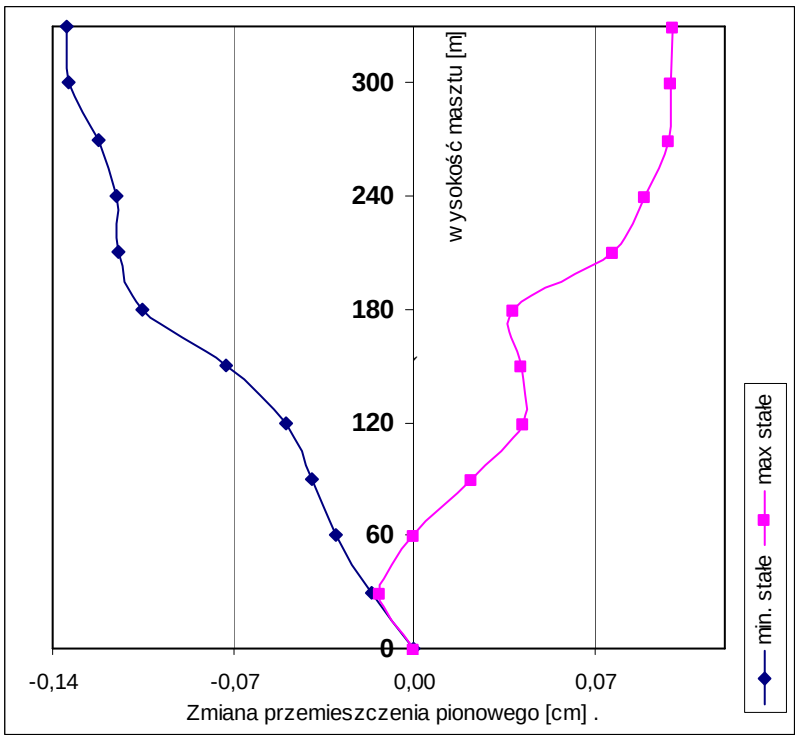
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 4.5.2. Wartości poziomych przemieszczeń punktów konstrukcji masztu na poszczególnych wysokościach

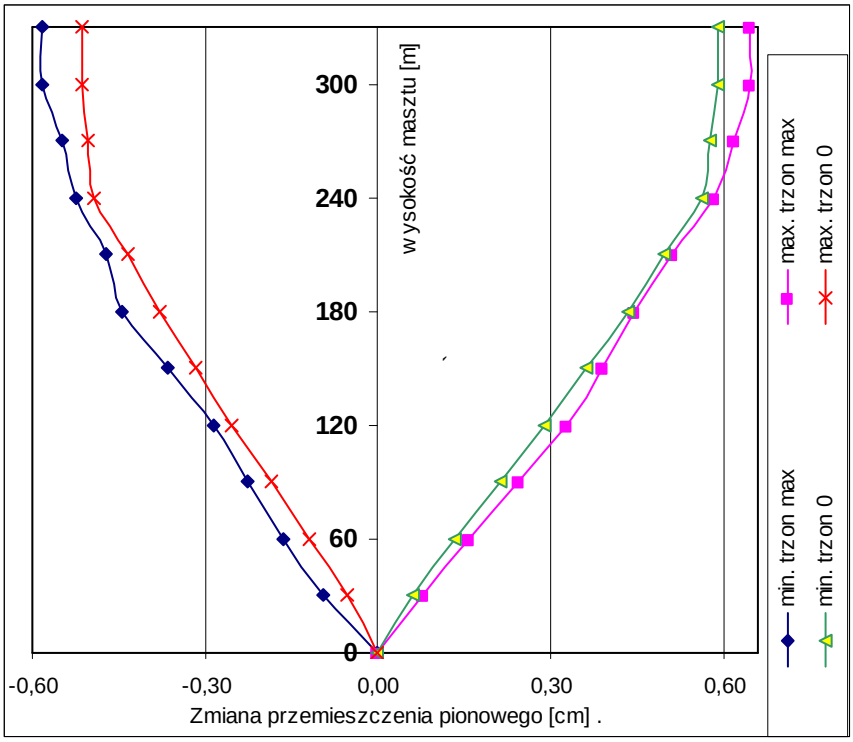
Wymuszenie	wartość	Przemieszczenia poziome punktów trzonu w [cm] na poziomie											
		0	**30**	**60**	**90**	**120**	**150**	**180**	**210**	**240**	**270**	**300**	**330**
stale	max	0,00											
	min												
trzon max	max	0,00	0,10	0,24	0,42	0,56	0,60	0,42	0,09	0,16	0,23	0,73	1,22
	min	0,00	-0,11	-0,22	-0,36	-0,46	-0,50	-0,36	-0,10	-0,18	-0,23	-0,77	-1,26
trzon 0	max	0,00	1,39	2,81	4,50	5,89	6,63	6,12	4,15	3,25	5,91	10,62	14,80
	min	0,00	-1,33	-2,92	-4,98	-6,62	-7,63	-6,59	-4,32	-3,39	-5,47	-10,10	-14,35

Jak wynika z analizy największe co do wartości przemieszczenia pionowe bezwzględne (tablica 4.5.1) występują przy wymuszeniu typu „stałe”, zaś ich zmiany w stosunku do przemieszczenia podpory trzonu (rys. 4.5.6) — na ogół rosną wraz z wysokością położenia punktu. Zależność ta jest prawdziwa też w pozostałych przypadkach obliczeniowych (rys. 4.5.7). Jest to wynikiem zmiany sztywności samego trzonu, która maleje wraz z wysokością. Dlatego też stosunek dodatkowej siły osiowej, pochodzącej od obciążenia kinematycznego, do wartości pierwotnej siły osiowej w trzonie masztu rośnie wraz z wysokością (tablica 4.5.3). Największe wzrosty sił osiowych w przekrojach trzonu występują w przypadku lokalizacji ekstremalnych amplitud przemieszczeń gruntu pod podporą trzonu, zarówno podczas wymuszenia „stałe”, jak i dla wymuszenia „trzon max”. Uwarunkowane jest to faktem, iż w miejscu ekstremalnego wymuszenia jest zlokalizowana największa masa, co powoduje generowanie największych sił bezwładności. Na uwagę zasługuje fakt, że w żadnym z analizowanych przykładów obliczeniowych oddzielnie nie wystąpiły ekstremalne siły osiowe w trzonie, stąd aby uzyskać pełną informację należy analizować każdy z przypadków.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.5.6. Ekstremalne przemieszczenia pionowe punktów charakterystycznych trzonu masztu przy wymuszeniu typu „stałe”



Rys. 4.5.7. Ekstremalne przemieszczenia pionowe punktów charakterystycznych trzonu masztu przy wymuszeniach typu „trzon max” i „trzon 0”

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 4.5.3. Wartości sił osiowych w punktach charakterystycznych trzonu masztu w przypadku wymuszeń kinematycznych zarejestrowanych podczas trzęsienia ziemi El-Centro

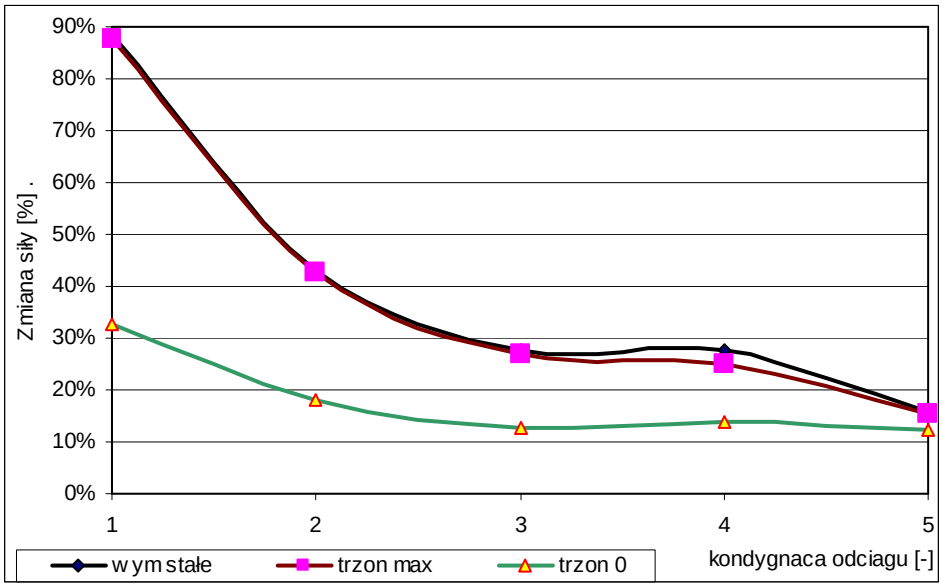
Wymuszenie	wartość	Dodatkowe wartości sił osiowych [kN]											
		0	**30**	**60**	**90**	**120**	**150**	**180**	**210**	**240**	**270**	**300**	**330**
WYJSCIOWE		**2883**	**2803**	**2416**	**2337**	**1939**	**1860**	**1452**	**1372**	**854**	**774**	**79**	**0**
stałe	max	3082	3067	2690	2656	2242	2138	1685	1601	982	869	159	0
	min	2461	2487	1952	2006	1630	1515	1075	1075	750	634	-9	0
	wzrost %	7%	9%	11%	14%	16%	15%	16%	17%	15%	12%	100%	-
trzon max	max	3126	3048	2695	2655	2192	2148	1710	1594	991	911	160	0
	min	2414	2473	1942	1967	1598	1441	1112	1173	733	595	-9	0
	wzrost %	8%	9%	12%	14%	13%	15%	18%	16%	16%	18%	101%	-
trzon 0	max	3030	2951	2568	2488	2081	2002	1580	1500	881	800	82	0
	min	2714	2635	2243	2163	1777	1698	1305	1226	824	745	77	0
	wzrost %	5%	5%	6%	6%	7%	8%	9%	9%	3%	3%	3%	-

Zmiana sił w trzonie masztu pociąga za sobą zmianę sił w odciągach (tablica 4.5.4, rys. 4.5.8). Zasadniczo, dla wymuszenia ekstremalnego, umiejscowionego pod podporą trzonu masztu, wzrost wytężenia odciągów maleje wraz ze wzrostem wysokości. Nie jest to jednak wniosek generalny, bowiem przy usytuowaniu podpory trzonu masztu w strzałce drgań na poziomie ostatniej kondygnacji występuje większe wytężenie odciągu niż na czwartej kondygnacji.

Tablica 4.5.4. Wartości sił w odciągach w przypadku wymuszeń kinematycznych zarejestrowanych podczas trzęsienia ziemi El-Centro

Miejsce wymuszenia	**wartość**	**SIŁY W ODCIĄGACH [N]**									
		Odciągi w płaszczyźnie zapadnięcia					**Odciągi poza płaszczyzną zapadnięcia**				
		1	**2**	**3**	**4**	**5**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
stałe	**max**	wył	-76	-106	-141	-237	wył	-76	-106	-141	-237
	min	-273	-214	-198	-265	-336	-273	-214	-198	-265	-336
	wzrost %	88%	43%	28%	28%	16%	88%	43%	28%	28%	16%
podp trz	**max**	wył	-78	-109	-147	-240	-5	-78	-107	-150	-239
	min	-272	-214	-196	-259	-333	-267	-213	-196	-258	-334
	wzrost %	88%	43%	26%	25%	15%	84%	42%	27%	25%	15%
podp 0	**max**	-118	-120	-134	-180	-256	-100	-120	-134	-196	-256
	min	-171	-177	-175	-236	-326	-192	-177	-175	-219	-326
	wzrost %	18%	18%	13%	14%	12%	33%	18%	13%	6%	12%

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.5.8. Zmiany sił w odciągach na poszczególnych kondygnacjach masztu w przypadku wymuszeń kinematycznych zarejestrowanych podczas trzęsienia ziemi El-Centro

Zważywszy na fakt, iż w przypadku umiejscowienia podpory trzonu w miejscu strzałki drgań, wartości sił w odciągach są większe niż przy innych lokalizacjach, należy przyjąć, że jest to przypadek „wymiarujący" odciągi. Wykres na rysunku 4.5.8 ilustruje obwiednię zmiany ekstremalnych sił w odciągach na poszczególnych kondygnacjach w analizowanych przypadkach obliczeniowych. Potwierdza on spostrzeżenia przedstawione powyżej.

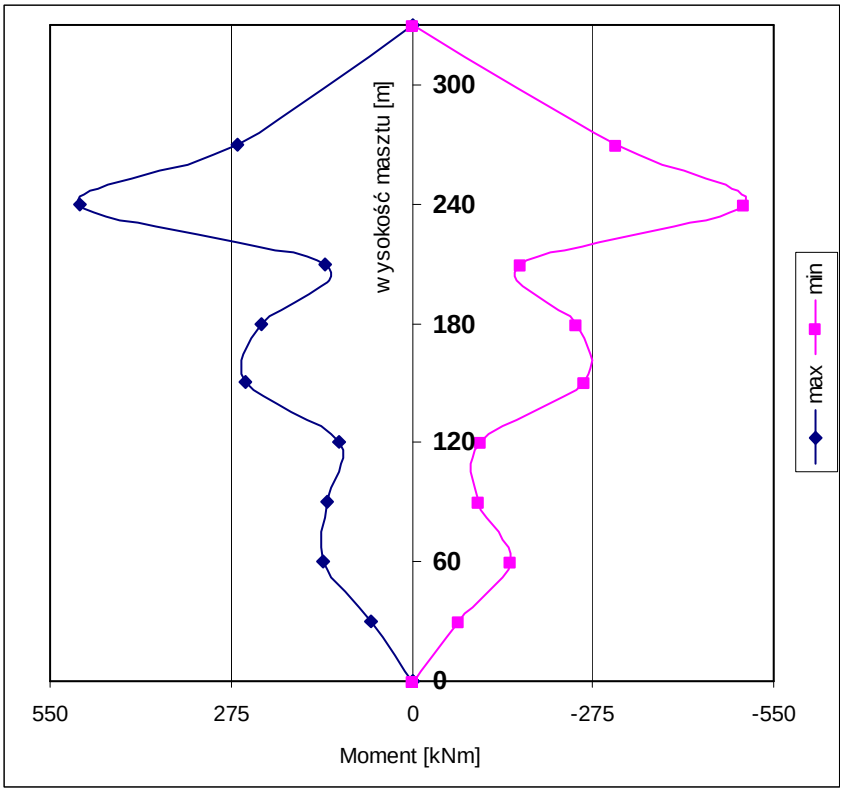
Niestety, określenie przypadku „wymiarującego" konstrukcję trzonu masztu jest nieco bardziej złożone. Dla wymiarowania przekroju trzonu istotnymi są wartości momentów zginających występujących w jego przekrojach. W przypadku wymuszenia typu „stałe" przy symetrii konstrukcji brak jest momentów zginających (mają wartość zerową). Pojawiają się one, gdy konstrukcja jest obciążona niesymetrycznie osiowo (tablica 4.5.5).

Tablica 4.5.5. Wartości momentów zginających w punktach charakterystycznych trzonu masztu w przypadku wymuszeń kinematycznych zarejestrowanych podczas trzęsienia ziemi El-Centro

Wymuszenie	wartość	Wartości momentów zginających [kNm]											
		0	**30**	**60**	**90**	**120**	**150**	**180**	**210**	**240**	**270**	**330**	**330**
trzon max	max	0	7	7	8	11	28	20	28	57	33	23	0
	min	0	-7	-8	-10	-13	-29	-19	-26	-55	-31	-26	0
trzon 0	max	0	64	134	130	111	252	230	131	506	267	308	0
	min	0	-72	-150	-103	-105	-263	-251	-164	-505	-311	-253	0

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Wartości momentów zginających rosną wraz ze wzrostem względnych różnic wymuszeń między poszczególnymi podporami odciągowymi. Z analizowanych przypadków obliczeniowych wynika, że największe momenty zginające wystąpiły dla wymuszenia typu „trzon 0” (rys. 4.5.8). Jest to przypadek najbardziej niekorzystny pod względem wartości momentów zginających trzon.



Rys. 4.5.8. Wartości maksymalnych amplitud momentów zginających w punktach charakterystycznych trzonu masztu przy wymuszeniu „trzon 0”

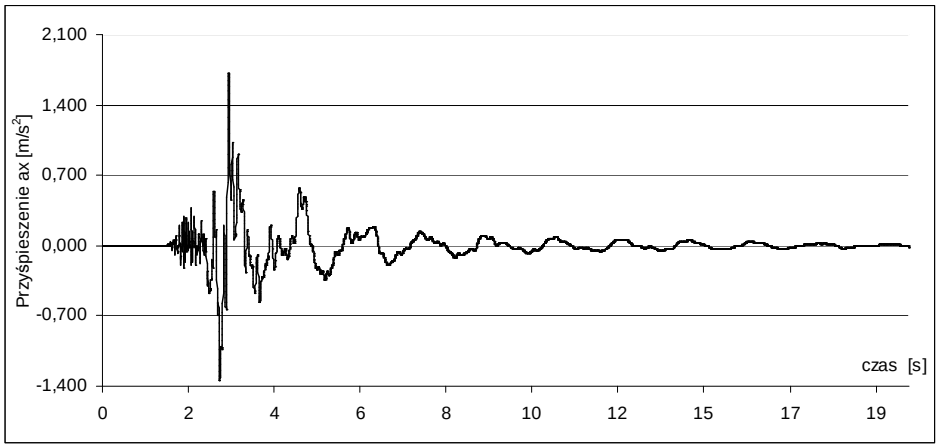
Reasumując, przypadek obciążenia konstrukcji drganiami pochodzącymi od wymuszeń sejsmicznych może w istotny sposób wpływać na wymiarowanie przekrojów konstrukcji. W takiej sytuacji należy odpowiednio oszacować wartość tego wymuszenia oraz jego rozkład w przestrzeni (styk konstrukcji z gruntem zdeformowanym pod wpływem wymuszenia – rys. 4.5.1). Bardzo istotna w tym przypadku jest dominująca częstotliwość wymuszenia — dla niej należy określić długość fali i odpowiednio umiejscowić konstrukcję na gruncie (jak to przedstawiono na rysunku 4.5.1). W celu określenia najbardziej niekorzystnych wartości sił w odciągach i sił osiowych w trzonie należy wymuszenie o największej wartości przyśpieszenia przyjąć w strzałce drgań (wymuszenie „trzon max” — rys. 4.5.1.b), zaś w celu określenia najbardziej niekorzystnych momentów zginających należy podporę trzonu umiejscowić w

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

węźle drgań. Z reguły długość fali sejsmicznej jest większa aniżeli rozpiętość rzutu konstrukcji. Wówczas można stosować, jako „wymiarujące", dwa przypadki obciążenia: „stały" i „trzon 0".

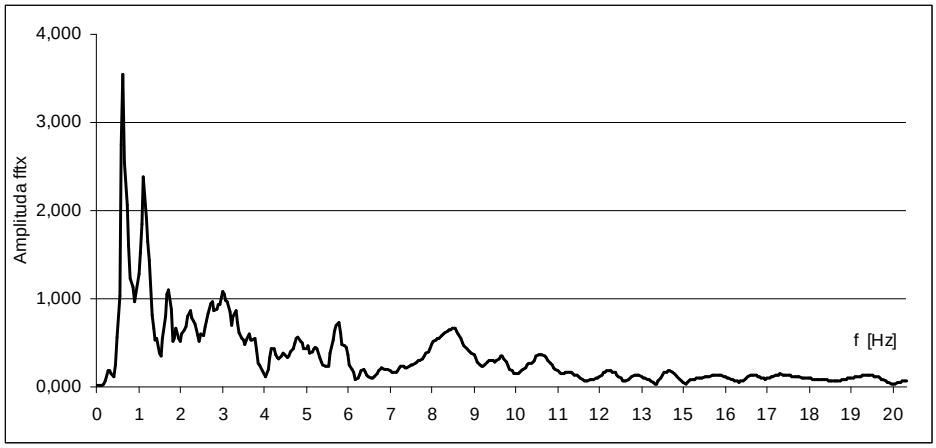
4.5.2. Odpowiedź konstrukcji na ruch podłoża wywołany wybranym wstrząsem górniczym w LGOM

Do wpływów parasejsmicznych, które mogą mieć istotne znaczenie dla obiektów inżynierskich, zalicza się odstrzały i tąpnięcia związane z eksploatacją górniczą. Powodują one powstanie powierzchniowej fali wstrząsowej, propagującej się w kierunku fundamentów trzonu masztu i odciągów (rysunek 4.5.4). W celu rozważenia reakcji masztu z odciągami na takie obciążenie przyjęto jako wymuszenie drgania gruntu wywołane wstrząsem górniczym, zarejestrowane w 21 maja 2006 r. przy ulicy 3 Maja w Polkowicach. Odległość epicentralna wynosiła 1330 m, zaś wartość energii w źródle drgań została określona jako $En = 1{,}9 * 10^9$ J. Zarejestrowano 3 składowe drgań gruntu (poziome: radialną *x* i transwersalną *y* oraz pionową *z*), których przebiegi czasowe przedstawiono na rysunkach 4.5.9–4.5.11, zaś analizy częstotliwościowe tych przebiegów pokazano na rysunkach 4.5.9a–4.5.11a. Należy zaznaczyć, że spośród wstrząsów zarejestrowanych na obszarze LGOM jest to jeden z największych pod względem wartości amplitud przemieszczeń powierzchni gruntu (największe amplitudy przyspieszeń i najmniejsze wartości dominującej częstotliwości drgań).

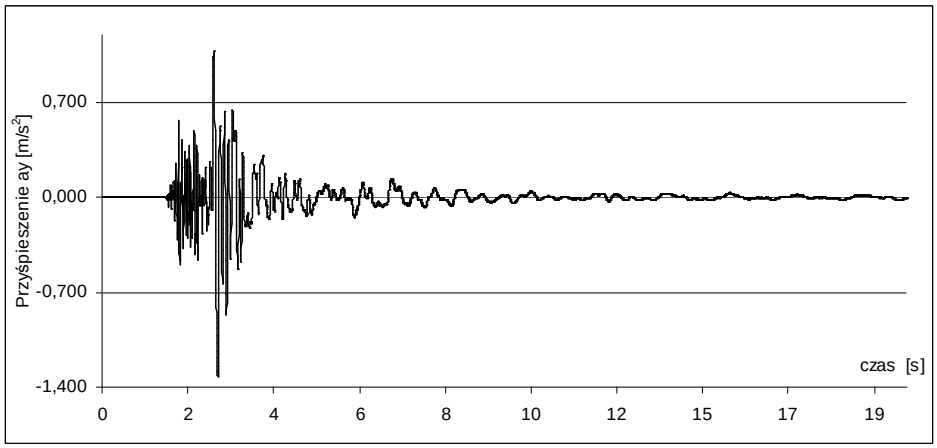


Rys. 4.5.9. Wykres przyśpieszeń drgań gruntu w kierunku poziomym x-x

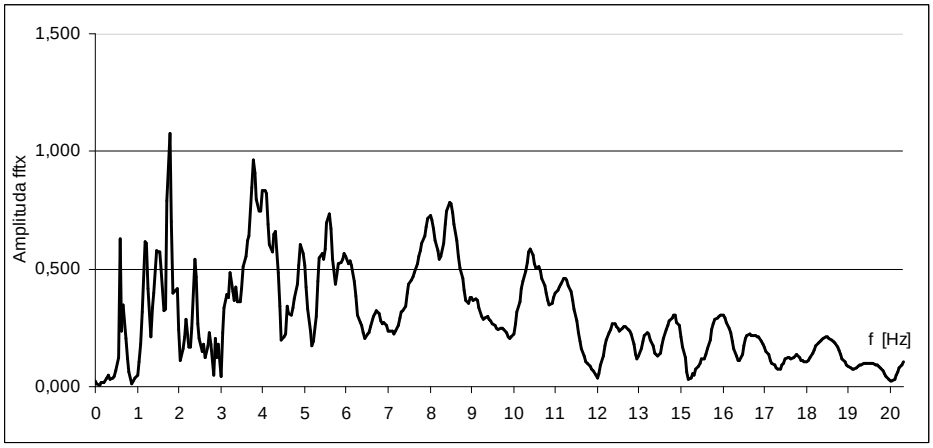
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.5.9a. Analiza częstotliwościowa drgań gruntu w kierunku x (por. rysunek 4.5.9)

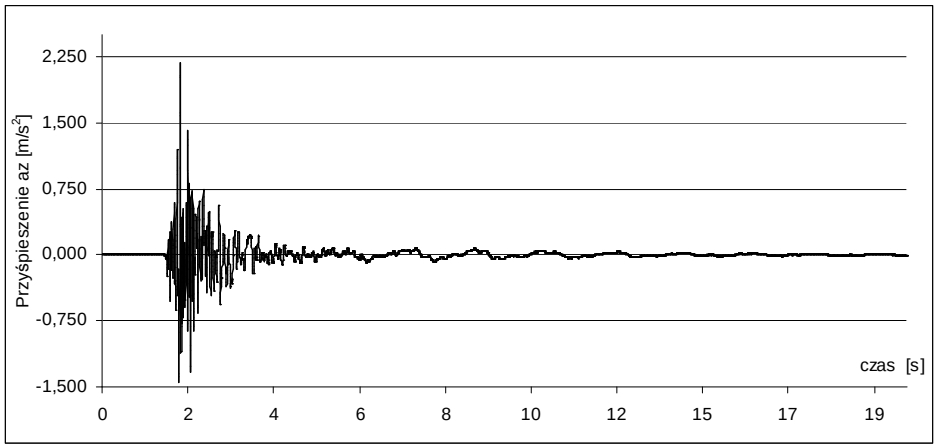


Rys. 4.5.10. Wykres przyśpieszeń drgań gruntu w kierunku poziomym y

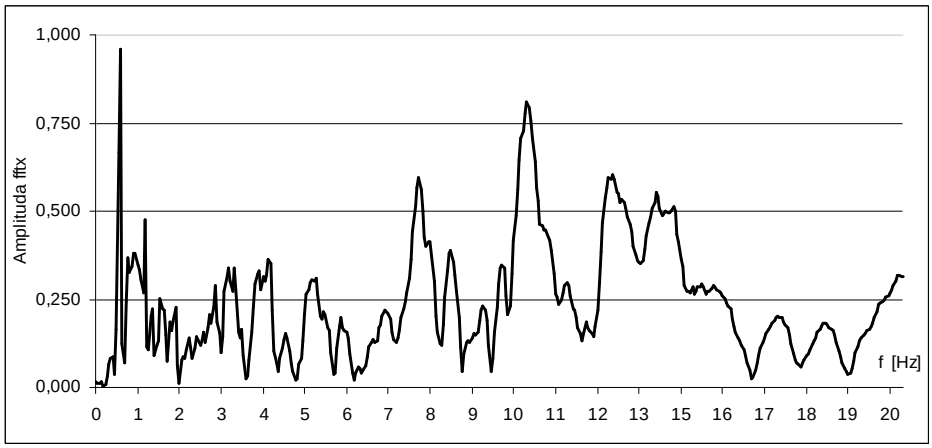


Rys. 4.5.10a. Analiza częstotliwościowa drgań gruntu w kierunku y (por. rysunek 4.5.10)

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.5.11. Wykres przyśpieszeń drgań gruntu w kierunku pionowym z



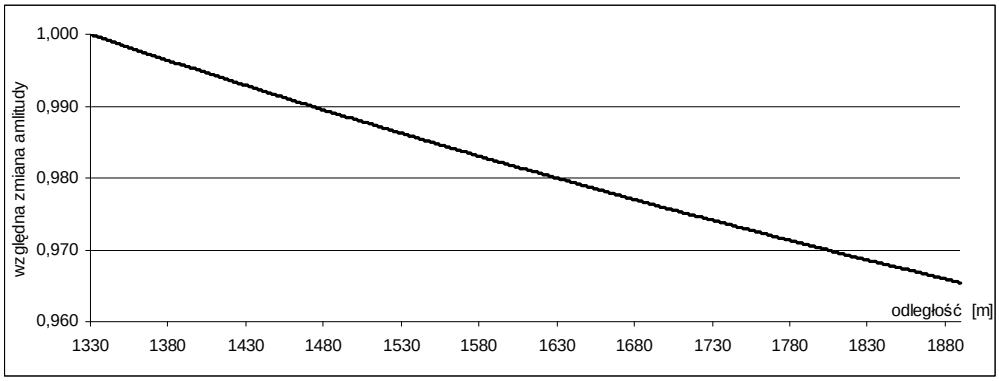
Rys. 4.5.11a. Analiza częstotliwościowa drgań gruntu w kierunku z (por. rysunek 4.5.11)

W analizie odpowiedzi konstrukcji masztu na to wymuszenie założono, że oś *x* jest zgodna z kierunkiem propagacji fali po powierzchni gruntu od źródła drgań do fundamentu trzonu masztu (jest to przecięcie płaszczyzny poziomej i płaszczyzny rozpiętej pomiędzy źródłem wymuszenia a osią trzonu masztu). Oś *y* jest osią poziomą prostopadłą do osi *x*, zaś *z* — osią pionową. Składowa radialna *x* charakteryzuje się niską dominującą częstotliwością drgań (0,70 Hz) i maksymalną amplitudą przyśpieszeń 1,72 m/s^2, a udziały wyższych częstotliwości są znikome. Natomiast wymuszenia w kierunkach *y* oraz *z* są o wiele bardziej złożone. Częstotliwości o wartościach poniżej 1 Hz są w nich mniej eksponowane.

Założono, iż fala ma charakter pakietu falowego w każdym z kierunków, a zmiana jej amplitud jest opisana zależnością (4.5.1). Analiza tego wzoru dowodzi, iż zanik maksymalnej amplitudy przyśpieszeń na obszarze, w którym jest zlokalizowana konstrukcja (rozstaw podpór w kierunku działania wymuszenia wynosi 540 m), jest mały. Przy założeniu, że amplituda przyśpieszeń gruntu w najbardziej wysuniętym odciągu w kierunku źródła drgań

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

wynosi 1, to w przypadku najodleglejszego odciągu ma ona wartość 0,97, co daje 3% zmiany amplitudy wymuszenia. Zależność zmiany amplitudy w przypadku takiej lokalizacji można uznać za liniową (rys. 4.5.12). Przy lokalizacji masztu nad źródłem drgań (które z reguły w LGOM zlokalizowane jest 50 m pod powierzchnią ziemi) zmiana amplitudy sięgałaby 19%.



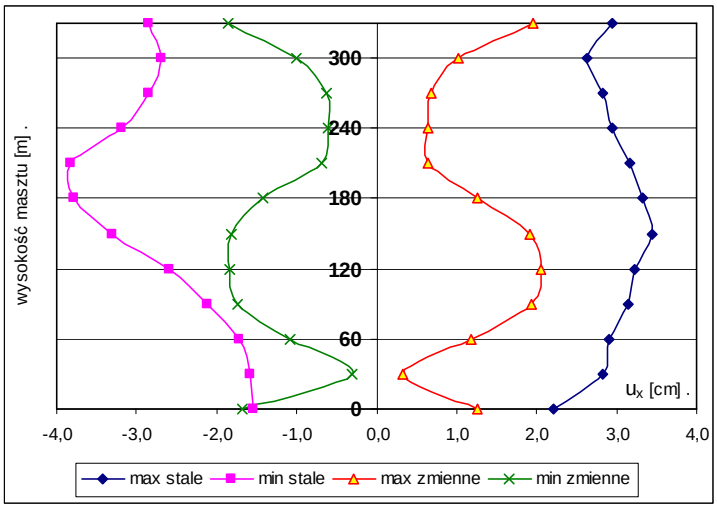
Rys. 4.5.12. Względna zmiana amplitudy przyśpieszenia, przy założeniu, że najbliższy odciąg masztu znajduje się w odległości 1330 m od epicentrum drgań (wzór 4.5.1)

Ze względu na tak mały zakres zmiany amplitud przyśpieszeń drgań gruntu zdecydowano się na analizę dwóch przypadków obliczeniowych:

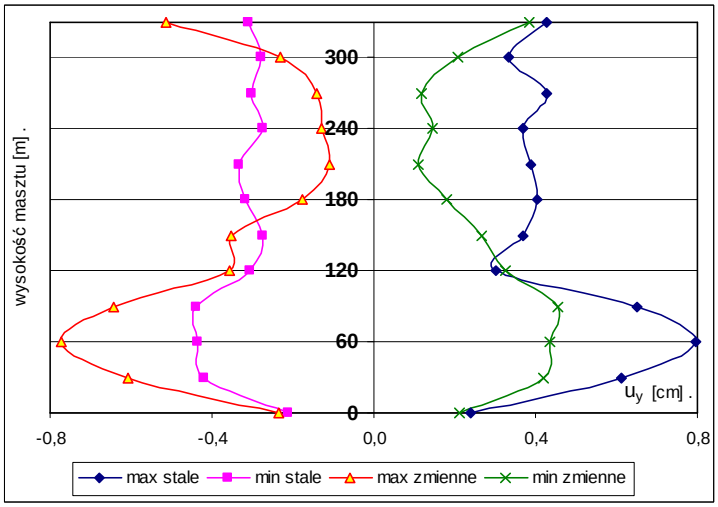
- Wymuszenie stałe — analiza konstrukcji pod wpływem wymuszenia jednakowego dla każdego styku konstrukcji z podłożem, przy założeniu opóźnienia czasowego dojścia fali do następnych podpór z prędkością 2 km/s.
- Wymuszenie zmienne — analiza konstrukcji pod wpływem wymuszenia o zmiennej amplitudzie (zmienność opisana wzorem 4.5.1) i przy założeniu przesunięcia w czasie momentu dojścia sygnału do poszczególnych fundamentów (efekt fali wędrującej).

Obliczone przy zastosowaniu obu wymuszeń wartości przemieszczeń charakterystycznych punktów trzonu masztu zestawiono na rysunkach 4.5.13–4.5.15. Są to wartości niewielkie, jak na konstrukcję masztu z odciągami. Uzyskane wyniki wskazują natomiast, podobnie jak w przypadku obciążeń typu sejsmicznego, na dość dużą wrażliwość konstrukcji na sposób realizacji wymuszenia. W odniesieniu do składowej poziomej *x* oraz pionowej *z* ekstremalne wartości przemieszczeń charakterystycznych punktów trzonu masztu wystąpiły podczas wymuszenia typu stałego (o jednakowej amplitudzie i fazie drgań). Natomiast ekstremalne wartości składowej poziomej w kierunku *y* wystąpiły w niektórych punktach trzonu masztu (np. na jego wierzchołku) przy przyjęciu wymuszenia zmiennego. Wydaje się, więc, że żadnego z tych dwu przypadków realizacji wymuszenia nie można pominąć w analizie odpowiedzi konstrukcji na wpływy parasejsmiczne.

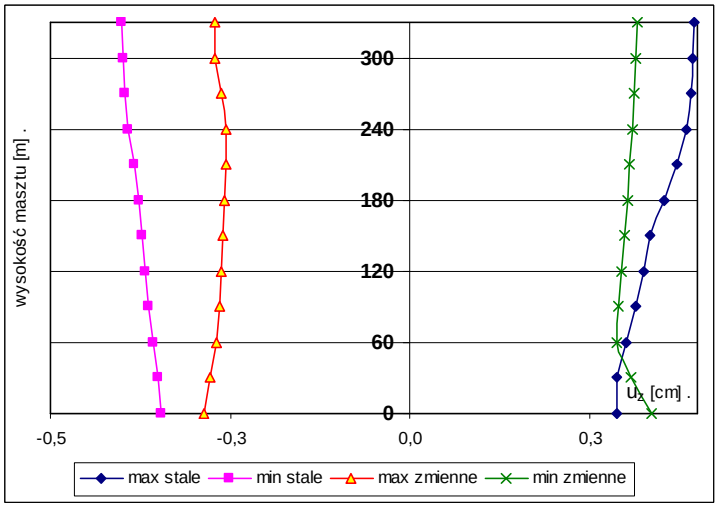
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.5.13. Przemieszczenia poziome trzonu masztu w kierunku x

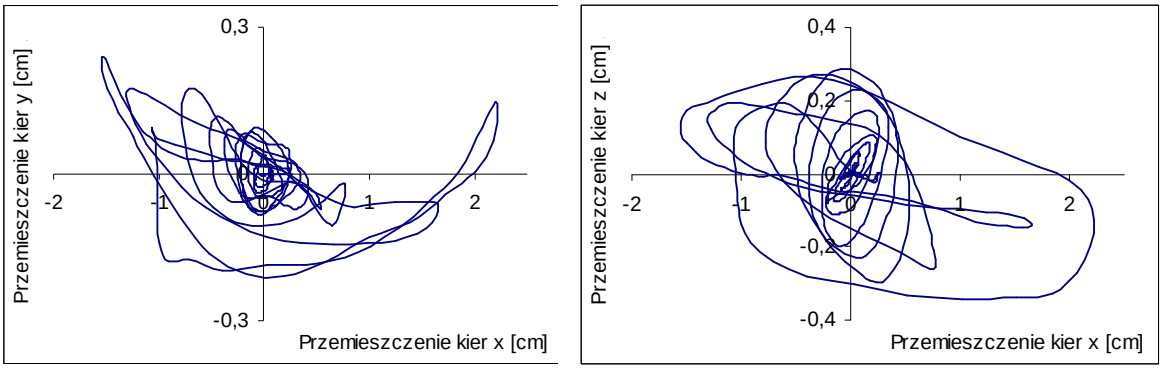


Rys. 4.5.14. Przemieszczenia poziome trzonu masztu w kierunku y

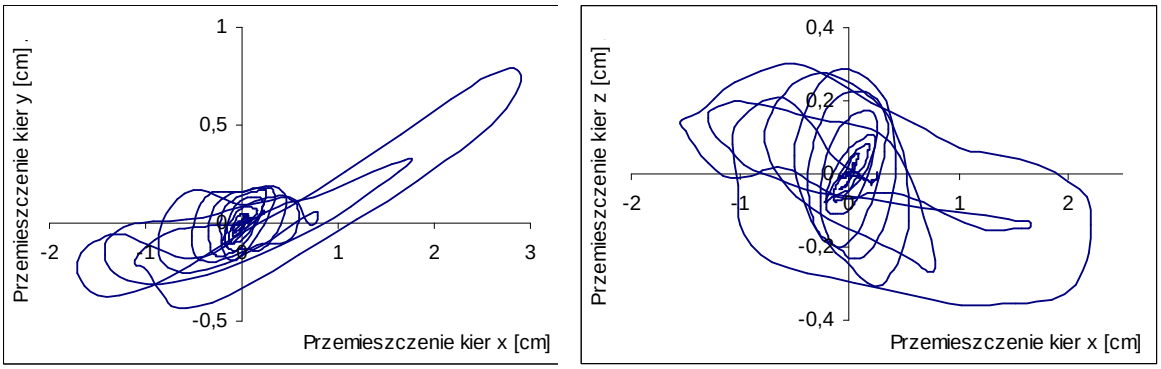


Rys. 4.5.15. Przemieszczenia pionowe trzonu masztu (kierunek z)

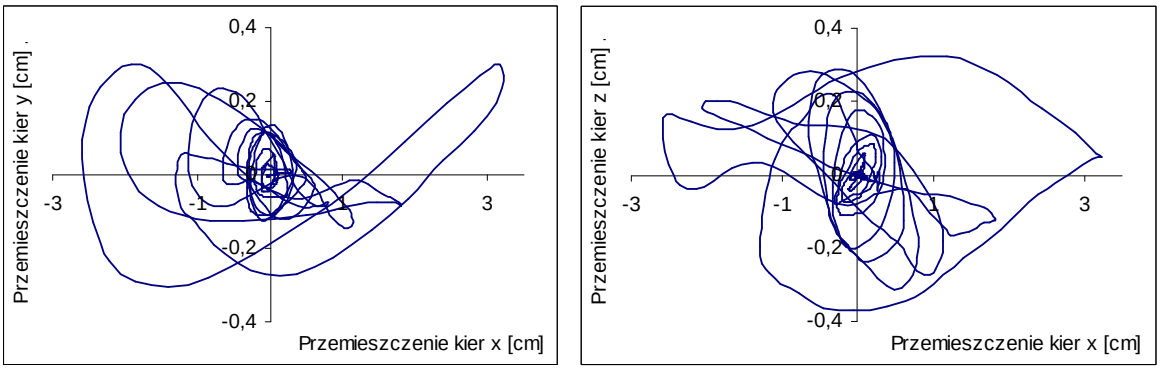
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



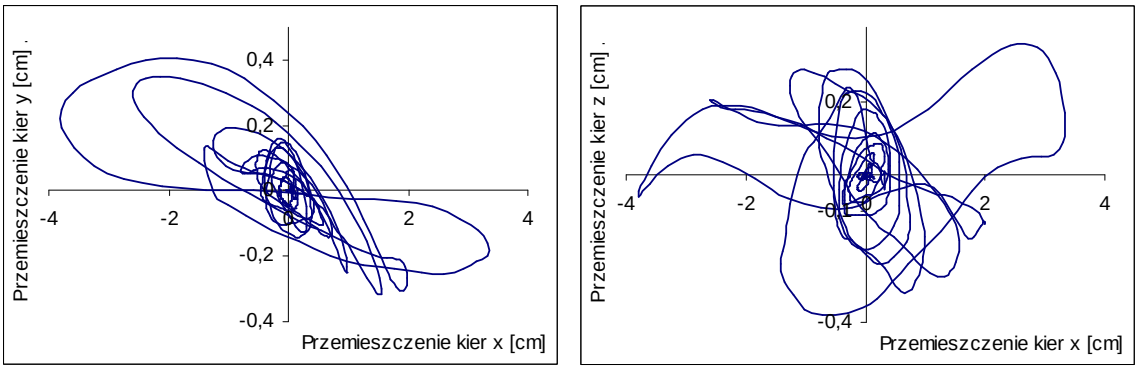
Rys. 4.5.16. Ruch podpory trzonu masztu w płaszczyznach x-y i x-z w przypadku wymuszenia typu „stałe”



Rys. 4.5.17. Ruch trzonu masztu na poziomie +60 m w płaszczyznach x-y i x-z w przypadku wymuszenia typu „stałe”

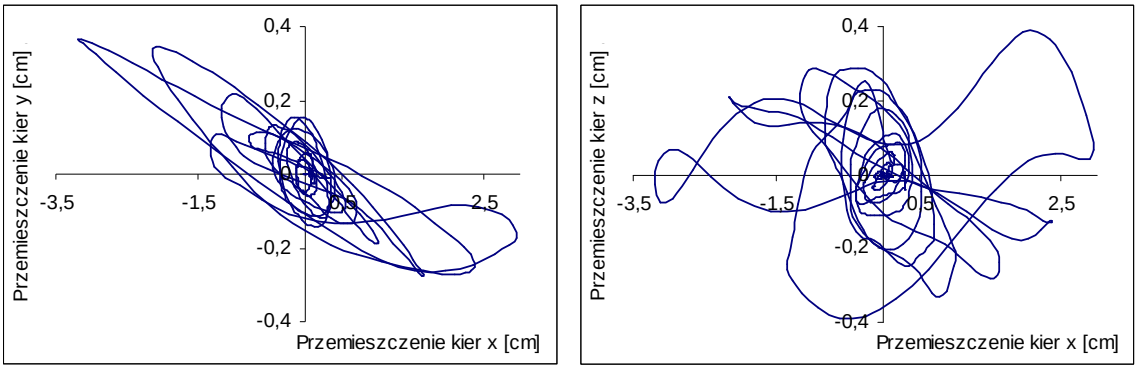


Rys. 4.5.18. Ruch trzonu masztu na poziomie +120 m w płaszczyznach x-y i x-z w przypadku wymuszenia typu „stałe”

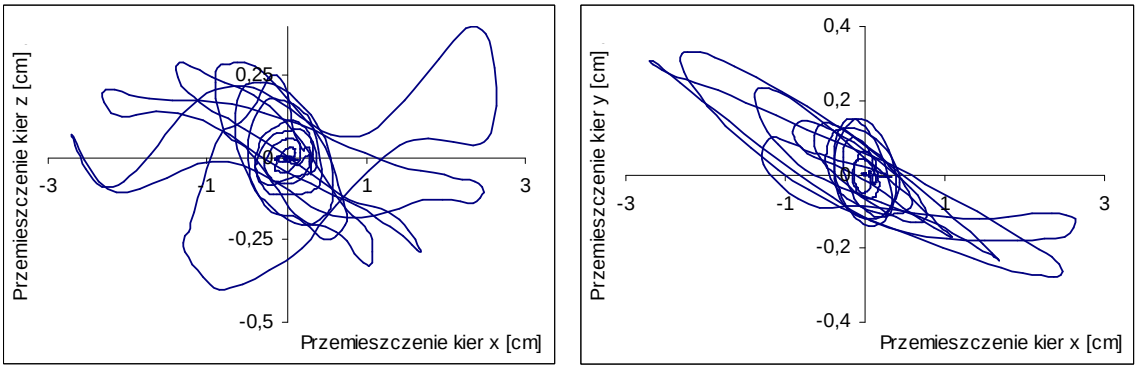


Rys. 4.5.19. Ruch trzonu masztu na poziomie +180 m w płaszczyznach x-y i x-z w przypadku wymuszenia typu „stałe”

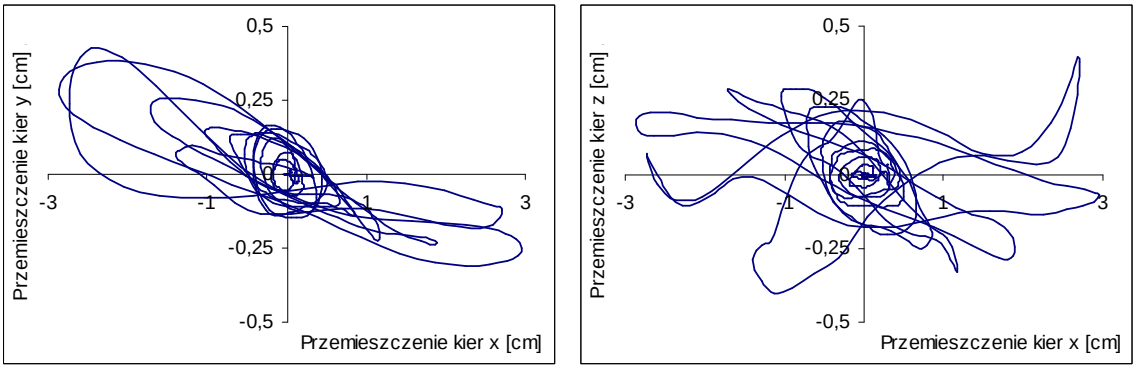
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.5.20. Ruch trzonu masztu na poziomie +240 m w płaszczyznach x-y i x-z w przypadku wymuszenia typu „stałe”



Rys. 4.5.21. Ruch trzonu masztu na poziomie +300 m w płaszczyznach x-y i x-z w przypadku wymuszenia typu „stałe”



Rys. 4.5.22. Ruch wierzchołka masztu w płaszczyznach x-y i x-z w przypadku wymuszenia typu „stałe”

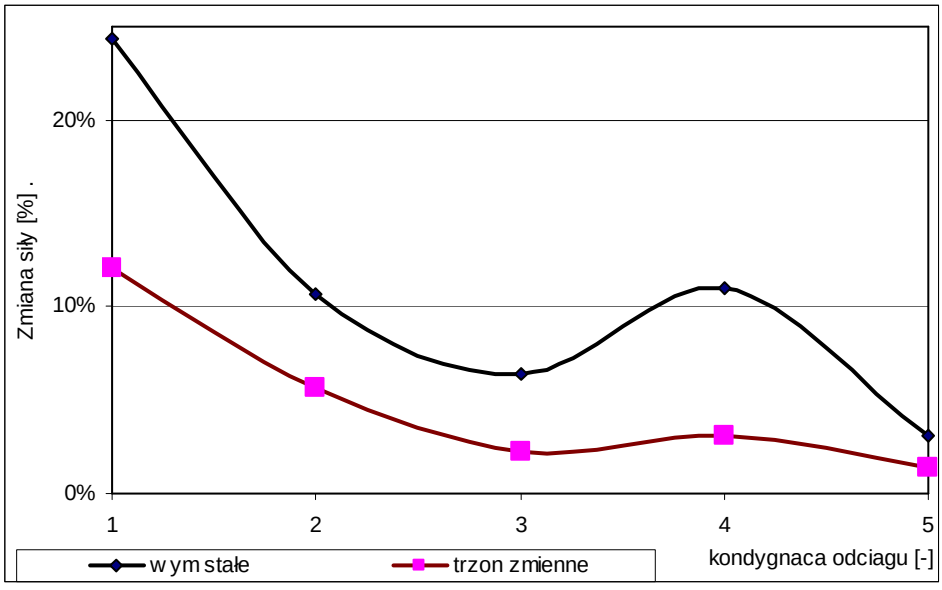
Rysunki 4.5.16–4.5.22 ilustrują ruch wybranych punktów konstrukcji (podpór i wierzchołka) w płaszczyznach poziomej i pionowej, łączącej trzon z punktem epicentrum wymuszenia. Można na nich zaobserwować złożoność odpowiedzi konstrukcji na wymuszenie typu parasejsmicznego. Rysunek 4.5.16 przedstawia ruch podłoża, stanowiący wymuszenie kinematyczne konstrukcji. Przemieszczenia w kierunku osi *x* są nawet pięciokrotnie większe niż w pozostałych kierunkach. Generalnie, wraz z wysokością masztu rosną przemieszczenia punktów trzonu. Zmianie ulega też stosunek przemieszczeń w różnych kierunkach. Nie da się jednak ustalić jakiejś prawidłowości tych zmian.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

W tablicy 4.5.6. zestawiono ekstremalne wartości amplitud sił w odciągach (jakie wystąpią pod wpływem rozważanego wymuszenia parasejsmicznego przedstawionego na rysunkach 4.5.9–4.5.11) oraz wyrażono w procentach, o ile uległy one zmianie w stosunku do wartości siły napięcia pierwotnego w danym odciągu. Uzyskane wyniki potwierdzają fakt, że w przypadku wymuszenia kinematycznego ruchem podłoża (wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne) ekstremalne wzrosty sił w odciągach uzyskuje się, gdy to wymuszenie realizowane jest jako typ „stałe”.

Tablica 4.5.6. Ekstremalne wartości sił w odciągach pod wpływem rozważanego wymuszenia parasejsmicznego oraz procentowy wskaźnik ich zmiany w stosunku do pierwotnej wartości siły naciągu

Wymuszenie	**wartość**	**SIŁY W ODCIĄGACH [kN]**									
		Odciągi w płaszczyźnie zapadnięcia					**Odciągi poza płaszczyzną zapadnięcia**				
		1	**2**	**3**	**4**	**5**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
stałe	**max**	-128	-140	-145	-183	-284	-95	-138	-143	-195	-281
	min	-180	-166	-165	-230	-299	-177	-162	-166	-222	-301
	wzrost %	24%	11%	6%	11%	3%	22%	8%	7%	7%	4%
zmienne	**max**	wył	-142	-151	-201	-286	-125	-141	-151	-204	-287
	min	-160	-159	-158	-213	-294	-162	-158	-158	-209	-293
	wzrost %	10%	6%	2%	3%	1%	12%	6%	2%	1%	1%



Rys. 4.5.23. Procentowa zmiana sił w odciągach w przypadku obu rozważanych typów wymuszeń

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Analiza odpowiedzi konstrukcji na rozważane tu wymuszenie parasejsmiczne obejmowała również określenie ekstremalnych sił przekrojowych w trzonie masztu — tablice 4.5.7–4.5.11. Dodatkowe wzrosty sił osiowych (tablica 4.5.7) są bardzo małe (do 9% w górnych partiach trzonu), a rozkład ich wartości jest uzależniony od sposobu realizacji wymuszenia (stałe lub zmienne).

Tablica 4.5.7. Ekstremalne wartości sił osiowych w trzonie masztu

Wymuszenie	wartość	Dodatkowe wartości sił osiowych z-z [kN]											
		0	**30**	**60**	**90**	**120**	**150**	**180**	**210**	**240**	**270**	**300**	**330**
WYJSCIOWE		**2883**	**2804**	**2416**	**2337**	**1939**	**1860**	**1452**	**1372**	**854**	**774**	**79**	**0**
stałe	max	2926	2842	2455	2369	1972	1887	1481	1396	878	796	87	0
	min	2835	2756	2377	2296	1899	1817	1411	1339	833	760	74	0
	wzrost %	1%	1%	2%	1%	2%	1%	2%	2%	3%	3%	9%	-
zmieny	max	3010	2929	2503	2418	1996	1916	1498	1419	881	796	87	0
	min	2768	2684	2316	2251	1867	1796	1398	1321	825	749	72	0
	wzrost %	4%	4%	4%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	9%	-

Tablica 4.5.8. Ekstremalne wartości momentów zginających trzon masztu M_x

Wymuszenie	wartość	Moment zginajacy w plaszczyźnie x-x [kNm]											
		0	**30**	**60**	**90**	**120**	**150**	**180**	**210**	**240**	**270**	**300**	**330**
stałe	max	39	101	131	82	83	81	67	101	132	57	118	0
	min	-47	-135	-82	-102	-96	-123	-40	-89	-90	-43	-77	0
trzon max	max	19	45	74	75	51	69	38	45	132	82	112	0
	min	-34	-87	-161	-125	-32	-78	-49	-32	-101	-73	-72	0

Tablica 4.5.9. Ekstremalne wartości momentów zginających trzon masztu M_y

Wymuszenie	wartość	Moment zginajacy w plaszczyźnie y-y [kNm]											
		0	**30**	**60**	**90**	**120**	**150**	**180**	**210**	**240**	**270**	**300**	**330**
stałe	max	26	78	54	52	22	28	28	26	24	31	27	0
	min	-12	-46	-42	-37	-40	-33	-23	-26	-15	-26	-26	0
trzon max	max	11	46	43	40	44	34	33	30	27	28	31	0
	min	-28	-80	-56	-50	-24	-34	-31	-30	-38	-28	-39	0

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 4.5.10. Ekstremalne wartości sił ścinających trzon masztu Q_x

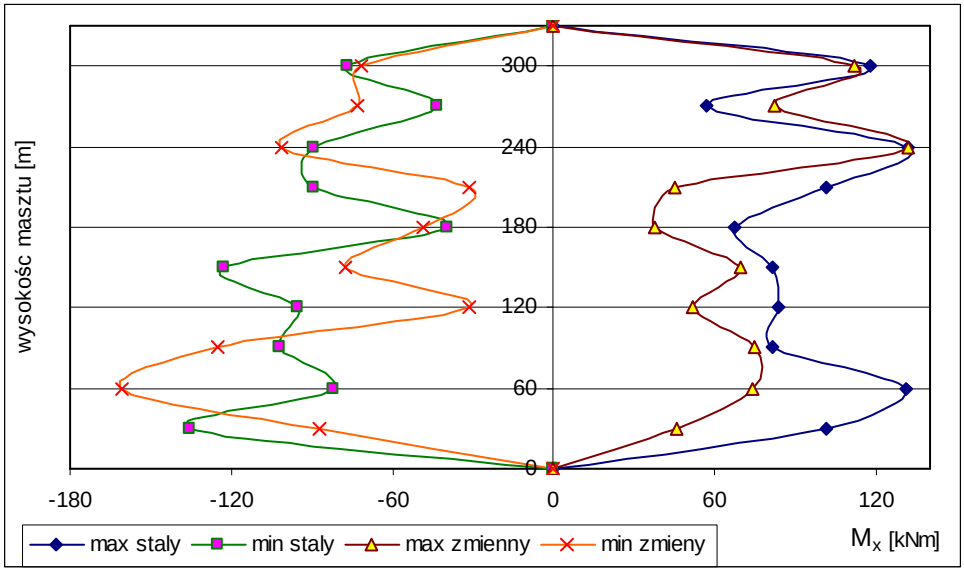
Wymuszenie	wartość	Dodatkowe wartości sił tnących kier x-x [kN]											
		0	**30**	**60**	**90**	**120**	**150**	**180**	**210**	**240**	**270**	**300**	**330**
stałe	max	7	4	10	5	10	4	7	7	7	4	7	0
	min	-5	-5	-6	-3	-9	-6	-6	-8	-5	-4	-5	0
zmieny	max	5	5	6	3	7	3	3	4	5	3	6	3
	min	-4	-8	-5	-5	-6	-2	-4	-5	-4	-3	-5	-3

Tablica 4.5.11. Ekstremalne wartości sił ścinających trzon masztu w płaszczyźnie Q_y

Wymuszenie	wartość	Dodatkowe wartości sił tnących kier y-y [kN]											
		0	**30**	**60**	**90**	**120**	**150**	**180**	**210**	**240**	**270**	**300**	**330**
stałe	max	4	3	3	2	2	2	1	2	2	2	2	0
	min	-4	-2	-4	-3	-2	-2	-2	-2	-3	-2	-2	0
zmieny	max	4	2	4	3	2	3	2	2	3	2	2	1
	min	-4	-2	-3	-2	-3	-2	-3	-2	-2	-2	-3	-2

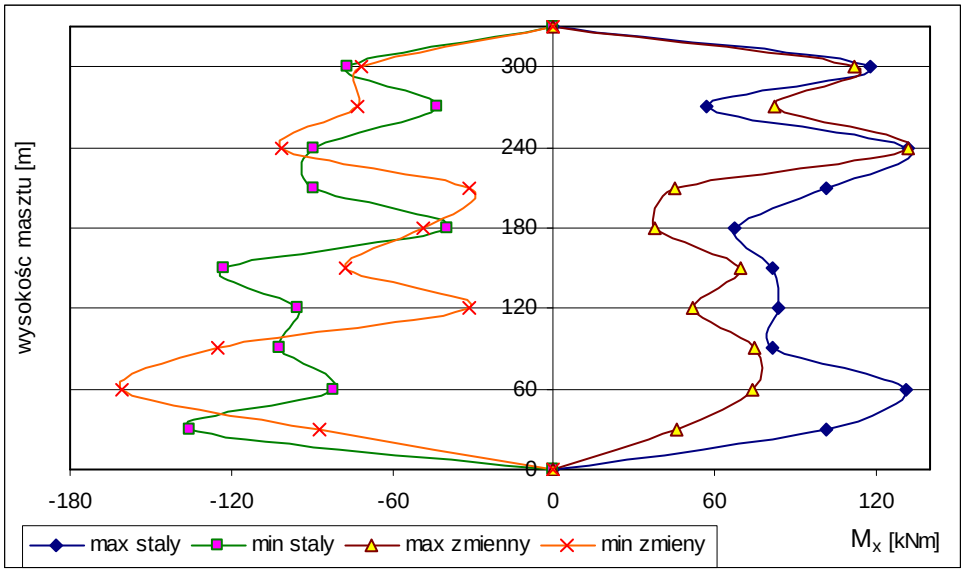
Można zauważyć, że nie zawsze wartości momentów zginających osiągają wartości ekstremalne w miejscu podparcia trzonu podporą odciągową (rys. 4.5.24 i 4.5.25). Przyczyną takiego stanu rzeczy jest sztywność podparcia, która dodatkowo ulega zmianie podczas ruchu konstrukcji.

W odniesieniu do przypadku obciążenia wymuszeniem parasejsmicznym przedstawione wyniki analiz dynamicznych potwierdzają fakt, iż uzyskanie miarodajnych i przydatnych do projektowania danych wymaga wykonywania analiz czasowych odpowiedzi konstrukcji na takie wymuszenie.



Rys. 4.5.24. Wykres ekstremalnych momentów zginających trzon - M_x [kNm]

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.5.25. Wykres ekstremalnych momentów zginających trzon - M_y [kNm]

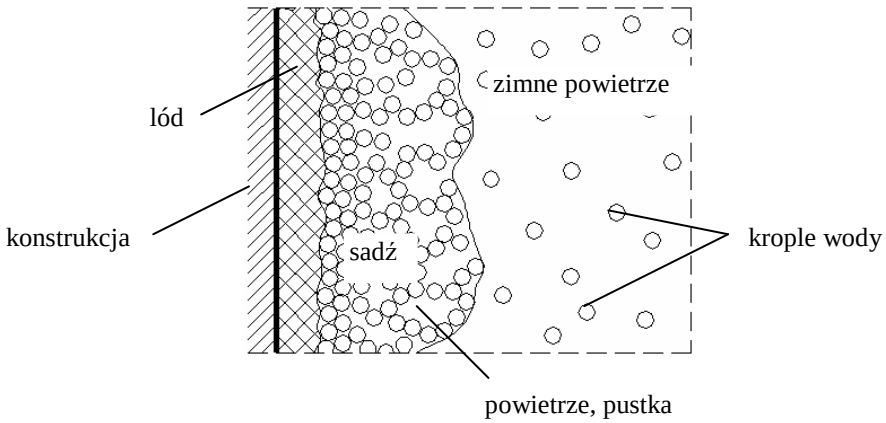
Generalnie, z przeprowadzonych analiz wynika, że o odpowiedzi masztu na wzbudzenia kinematyczne (ruchem podłoża) decydują niższe częstotliwości, zbliżone do pierwszych częstotliwości drgań własnych masztu. Udział wyższych częstotliwości jest zdecydowanie mniejszy. W obu rozważanych tu przypadkach wymuszenia kinematycznego (sejsmicznego i parasejsmicznego) uzyskane z analiz wartości przemieszczeń są niższe od wartości dopuszczalnych z uwagi na stan graniczny użytkowania masztu z odciągami.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

4.6. Nagłe odpadnięcie oblodzenia

Ze statystyk wynika, że wiele przypadków awarii masztów było spowodowanych obciążeniem lodem (szadzią), osadzającym się na konstrukcji, a także odpadaniem lodu od konstrukcji.

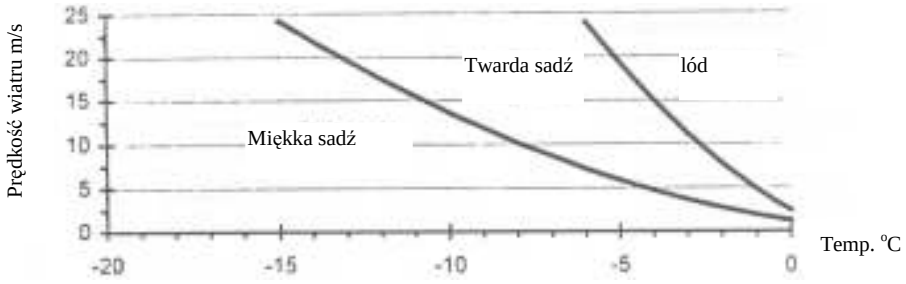
Sadź śnieżna powstaje w wyniku oblepiania się konstrukcji mokrym śniegiem przy niewielkich mrozach i przymarzania tego śniegu do konstrukcji. Zjawisko to dotyczy szczególnie cienkich lin i prętów. Struktura sadzi charakteryzuje się znacznymi pustkami powietrza, tym większymi, im bardziej sadź jest oddalona od powierzchni, na której rozpoczęło się jej osadzanie. Ciężar objętościowy sadzi przyjmuje więc różne wartości w zależności od wspomnianej odległości (rys. 4.6.1).



Rys. 4.6.1. Struktura osadu na powierzchni elementu [N24]

W normach poszczególnych krajów przyjmuje się różne wielkości gęstości sadzi (np. według DIN — 0,66 kg/dm^3). W Polsce zaleca się [N24, 13] przyjmować wartość równą ciężarowi objętościowemu lodu — 0,90 kg/dm^3. Brak danych dotyczących grubości sadzi powoduje, że w projektowaniu trzeba się opierać na obserwacjach konstrukcji pracujących w warunkach podobnych do projektowanego masztu. Należy zauważyć, iż grubość sadzi zależy dodatkowo od stopnia zagęszczenia sieci prętów masztu (rośnie wraz z intensywnością tego zagęszczenia) i od wielkości parcia wiatru, co ilustruje rysunek 4.6.2.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 4.6.2. Oblodzenie jako funkcja prędkości wiatru i temperatury według [N24]

W normie ISO/CD przyjmuje się cztery rodzaje oblodzenia:

- lód o gęstości 900 kg/m^3, charakteryzujący się wysoką przyczepnością do konstrukcji i bardzo dużą zwartością wewnętrzną,
- sadź twarda o gęstości 600 kg/m^3 — 900 kg/m^3, która podobnie do lodu bardzo silnie przylega do konstrukcji,
- sadź miękka o gęstości 200 kg/m^3 — 600 kg/m^3, o słabej lub średniej przyczepności do konstrukcji,
- mokry śnieg o gęstości 300 kg/m^3 — 600 kg/m^3 i o małej przyczepności do konstrukcji.

Z kolei skorupa lodowa — osad twardego lodu — pojawia się przy gwałtownych zmianach temperatury, mżawce czy mgle, występującej w temperaturze zamarzania wody (około 0^o C). Zjawisko oblodzenia może być lokalne lub globalne, może obciążać konstrukcję symetrycznie lub nie. Jakościowa różnica pomiędzy sadzią a oblodzeniem jest taka, że przy oblodzeniu niezależnie od wymiaru elementu grubość warstwy lodu jest ta sama na danej wysokości ponad poziomem morza. Ma to, oczywiście, swoje konsekwencje, gdyż na cienkich przewodach (np. odciągi) otrzymujemy największe względne przyrosty masy, pochodzące od zamarzniętej wody.

Suchy śnieg na ogół nie ma większego wpływu na obciążenie konstrukcji masztowej. Wyjątek stanowią konstrukcje bardzo gęsto skratowane lub zlokalizowane w obszarach obfitych opadów śniegu.

Z reguły normy większości krajów traktują obciążenie lodem, sadzią czy śniegiem jako statyczne, co w niektórych przypadkach jest uproszczeniem. Nietrudno sobie wyobrazić taką sytuację, gdy osadzona na konstrukcji sadź odpada np. w wyniku nasłonecznienia (nagrzania). Zjawisko to może przebiegać jako pojedyncze odpadnięcie części lub całości osadzonego lodu lub też może mieć charakter lawinowy: odszczepienie się lodu od nagrzanego odciągu w jego górnych partiach pociąga za sobą odpadanie lodu w coraz to niższych partiach aż ku

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

dołowi. Gwałtowniejsze odpadnięcie sadzi czy oblodzenia od konstrukcji może być także wywołane działaniem czynników nienaturalnych, mowa o ruchach powietrza spowodowanych np. przelotem samolotu czy odstrzałem jakiegoś ładunku wybuchowego, np. w pobliskim kamieniołomie.

Zagadnienie uwzględnienia czasu odszczepiania się (odpadania) sadzi czy lodu od konstrukcji zostało częściowo ujęte w projekcie normy ISO/TC 98/S.C.3 — „Atmospheric Icing of Structures" [N24]. Norma ta zaleca, by badać różnicę pomiędzy charakterystykami dynamicznymi konstrukcji z oblodzeniem i bez niego, zaś dla bardzo wysokich masztów przeprowadzać szczegółowe badania dynamiczne.

Norma ta bardziej szczegółowo niż obowiązująca aktualnie w Polsce PN-87/B-02013 [N13] rozważa problem zestawienia obciążeń oblodzeniem. Dzieli ona obciążenie, jak wspomniano wcześniej, na lity lód i sadź, dla których w zależności od kierunku wiatru, rodzaju przekroju elementu konstrukcji (wielkości i kształtu), grubości pokrywy (odległości od powierzchni, na której się osadza) przyjmuje zróżnicowaną miąższość i gęstość objętościową.

W niniejszym punkcie opracowania starano się przedstawić problem zachowania się konstrukcji masztu pod wpływem odpadnięcia od niej oblodzenia. Przedstawiono trzy sytuacje obliczeniowe:

- Odpadnięcie oblodzenia w jednej chwili z całego masztu (zarówno z odciągów, jak i z trzonu masztu) nazwany symetrycznym
- Odpadnięcie oblodzenia z odciągów znajdujących po jednej stronie masztu nazwany niesymetrycznym

Zagadnienie rozważono w odniesieniu do obciążenia szadzią dla warunków norweskich [wg N24] przy założeniu wymuszenia typu 2.2

Zestawcze wyniki podano w tabeli 4.6.1

Tablica 4.6.1. Ekstremalne amplitudy przemieszczeń pionowych wybranych punktów trzonu przy spadku lodu z konstrukcji masztu

SPADEK LODU	Wartość	Amplitudy drgań pionowych dz [cm] na wysokości											
		0m	30m	60m	90m	120m	150m	180m	210m	240m	270m	300m	330m
symetryczny	max	0,00	0,04	0,09	0,13	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,39	0,40
	min	0,00	-0,13	-0,26	-0,37	-0,47	-0,56	-0,63	-0,69	-0,73	-0,77	-0,79	-0,79
niesymetryczny	max	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,34	0,38	0,41	0,44	0,44
	min	0,00	-0,15	-0,28	-0,41	-0,52	-0,62	-0,71	-0,77	-0,83	-0,86	-0,89	-0,89

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 4.6.2. Ekstremalne amplitudy przemieszczeń poziomych wybranych punktów trzonu przy spadku lodu z konstrukcji masztu

SPADEK LODU	Wartość	Amplitudy drgań poziomych dx [cm] na wysokości											
		0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330
niesymetryczny	max	0,00	0,25	0,24	0,34	0,33	0,37	0,61	0,89	0,84	0,56	0,85	1,42
	min	0,00	-0,27	-0,27	-0,30	-0,33	-0,47	-0,62	-0,69	-0,51	-0,49	-1,26	-2,85

Otrzymane w wyniku analizy przemieszczenia trzonu masztu charakteryzują się bardzo małymi wartościami. Ekstremalne przemieszczenia pionowe i poziome trzony w wyniku spadku lodu z konstrukcji rosną wraz z wysokością.

W tabl. 4.6.3 podano ekstremalne wartości sił w odciągach podczas spadku lodu z konstrukcji. Największe zmiany wielkości sił występują na dolnych kondygnacjach odciągów. Niekorzystniejszym pod względem wartości sił w odciągach jest spadek lodu w sposób niesymetryczny z konstrukcji.

Tablica 4.6.3. Ekstremalne amplitudy sił w odciągach przy spadku lodu z konstrukcji masztu

SPADEK LODU	wartość	SIŁY W ODCIĄGACH [kN] NA KONDYGNACJI									
		Odciągi w płaszczyźnie zapadnięcia					Odciągi poza płaszczyzną zapadnięcia				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
symetryczny	max	-141	-146	-151	-201	-285	-141	-146	-151	-201	-285
	min	-146	-152	-156	-210	-292	-146	-152	-156	-210	-292
	wzrost %	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
niesymetryczny	max	-139	-145	-150	-199	-280	-140	-145	-151	-199	-285
	min	-151	-154	-160	-213	-298	-148	-153	-158	-213	-297
	wzrost %	4%	3%	3%	3%	3%	2%	2%	2%	3%	2%

Ze względu na bardzo małe wartości sił wewnętrznych w przekrojach trzonu nie przedstawiano ich. Użyte zostały w punkcie 5-tym.

Wartości sił i przemieszczeń, pochodzące od wymuszenia spowodowanego przez odpadnięcie lodu są małe i nie stanowią istotnego składnika wytężenia elementów konstrukcji.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

5. PODSUMOWANIE ANALIZY KONSTRUKCJI RZECZYWISTYCH

Analiza konstrukcji masztowych pod wpływem działania na nie obciążeń wyjątkowych okazuje się dość pracochłonna a jej wyniki bywają niejednokrotnie zaskakujące. Należy podczas analizy rozpatrywać oddzielnie stany użytkowania jak i stany związane z wytężeniem elementów konstrukcyjnych, tak trzonu masztu jak i odciągów.

Warto zauważyć, że niejednokrotnie nie spełnienie warunków użytkowania nie idzie w parze z niespełnieniem warunków wytrzymałościowych (wytężenia konstrukcji rozumianego jako wielkości sił w przekrojach). Trudno jest porównywać między sobą efekty poszczególnych działań wyjątkowych na konstrukcję, do których w pracy zaliczono:

a) uderzenia awionetki w trzon masztu,
b) obciążenie zerwaniem pojedynczego odciągu na poszczególnych kondygnacjach,
c) kinematyczne, nagłe przemieszczenie fundamentów trzonu.
d) kinematyczne, nagłe przemieszczenie fundamentów odciągów,
e) wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne,
f) nagłe odpadnięcie oblodzenia.

Sam model przyjęcia typu obciążenia budzić może kontrowersje, stąd pomysł by wykorzystać badania doświadczalne.

W celu porównania efektów działania obciążeń dynamicznych na konstrukcje utworzono tabele 5.1-5.5. Przedstawiają one wyniki ekstremalnych wartości przemieszczeń i sił przekrojowych w odniesieniu do analizowanych przypadków obciążeń dynamicznych. Wartości podane w wierszu „wiatr” są maksymalnymi wartościami w przypadku obciążenia konstrukcji wiatrem w sposób statyczny. Obciążenia te zestawiono zgodnie z normami N10 i N19, zaś wyniki przemieszczeń i sił wewnętrznych uzyskano za pomocą własnej procedury obliczeniowej (pokrywają się one z dokumentacją budowlaną analizowanej konstrukcji masztowej). Odpowiedź konstrukcji w przypadku działania wiatru nie uwzględnia współczynników kombinacji obciążeń.

Wyniki dotyczące poszczególnych rodzajów obciążeń (za wyjątkiem przypadku obciążenia zerwaniem odciągu) są obwiednią ekstremalnych wartości od wszystkich rodzajów rozważanych wymuszeń: modeli obciążenia i punktów ich przyłożenia.

Wiersz dotyczący zerwania odciągu zawiera ekstremalne wartości w przypadku obciążenia typu 2.2 (por. rys. 2.2).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

W pracy nie przedstawiano analizy stanu wytężenia konstrukcji, lecz tylko efekty zmiany sił wewnętrznych i przemieszczeń, dlatego w tablicach brak jest przypadku zapadnięcia się podpory.

Jak wynika z tab. 5.1 największe chwilowe przemieszczenia poziome punktów trzonu uzyskano przy wymuszeniu zerwaniem odciągu. Są one kilkukrotnie większe (4,49) niż od obciążenia działaniem wiatru. Występują w przypadku zerwania odciągu najwyższej kondygnacji, co jest uzasadnione powiększeniem się dzięki zerwaniu na tym poziomie długości wspornika (swobodnego końca masztu). Następnymi pod względem wartości bezwzględnej są przemieszczenia wywołane uderzeniem w wierzchołek awionetką (obciążenie przyłożone do końca wspornika).

Duże wartości przemieszczeń poziomych obserwuje się w przypadku zapadnięcia się podpory odciągu. Spowodowane jest to efektem „pozostawienia" obciążenia na konstrukcji po ustaniu drgań.

Pomimo, iż jako wymuszenia sejsmiczne i parasejsmiczne wybrano takie, które charakteryzowały się dużą amplitudą i udziałem w spektrum niskich częstotliwości, to odpowiedź konstrukcji cechuje się małymi amplitudami przemieszczeń – kilkukrotnie mniejszymi niż uzyskane z obciążenia konstrukcji wiatrem. Stąd wniosek, o małej wrażliwości masztów na obciążenia tego typu. Podobny wniosek można wysnuć w odniesieniu do obciążenia konstrukcji spowodowanego spadnięciem z niej oblodzenia.

W przypadku analizy odpowiedzi obiektu w przemieszczeniach w kierunku pionowym okazało się, że są one na tyle małe, iż nie mają istotnego znaczenia. Dlatego nie zestawiano ich w formie tabelarycznej. Można tylko dodać, iż zaobserwowano, że wielkość odpowiedzi rośnie wraz ze wzrostem siły naciągu w odciągach dla zerwania typu 2.4 (por. rys. 2.4). Wynika to z faktu, iż dla konstrukcji masztowych naciąg odciągów stanowi duży udział w reakcji pionowej trzonu na grunt (tutaj około 70%) a wzrost naciągu przy zerwaniu zwiększa tę zależność.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 5.1. Zbiorcze zestawienie ekstremalnych przemieszczeń punktów trzonu w przypadku analizowanych typów obciążeń dynamicznych działających na rozważany maszt z odciągami.

Rodzaj wymuszenia	**Wartość**	**Ekstremalne przemieszczenia poziome d_x [cm] na wysokości**											
		0 m	**30 m**	**60 m**	**90 m**	**120 m**	**150 m**	**180 m**	**210 m**	**240 m**	**270 m**	**300 m**	**330 m**
Wiatr	Ux	0,00	5,67	9,24	16,08	21,07	27,35	29,42	30,61	29,16	32,80	38,13	50,90
Uderzenie awionetką	Ux	0,00	16,93	15,23	19,42	18,53	22,13	20,03	18,96	17,04	22,33	48,18	102,88
	zm Ux	0,00	**2,98**	1,65	1,21	0,88	0,81	0,68	0,62	0,58	0,68	1,26	2,02
Zerwanie odciągu	Ux	0,00	14,85	18,85	17,68	24,70	23,18	30,87	34,39	43,57	76,51	143,86	228,66
	zm Ux	0,00	2,62	2,04	1,10	1,17	0,85	1,05	1,12	1,49	2,33	3,77	**4,49**
Zap. podpory odciągu	Ux	0,00	34,86	34,86	37,52	24,10	25,86	33,06	26,01	17,05	27,40	55,92	91,85
	zm Ux	0,00	6,15	**3,77**	2,33	1,14	0,95	1,12	0,85	0,58	0,84	1,47	1,80
EL-Centro	Ux	0,00	1,39	2,81	4,50	5,89	6,63	6,12	4,15	3,25	5,91	10,62	14,80
	zm Ux	0,00	0,24	**0,30**	0,28	0,28	0,24	0,21	0,14	0,11	0,18	0,28	0,29
Wstrząs górniczy	Ux	2,22	2,84	2,90	3,14	3,23	3,44	3,78	3,82	3,19	2,86	2,70	2,95
	zm Ux	0,00	0,50	0,31	0,20	0,15	0,13	0,13	0,12	0,11	0,09	0,07	0,06
Odpadnięcie lodu	Ux	0,00	0,27	0,27	0,30	0,33	0,47	0,62	0,69	0,51	0,49	1,26	2,85
	zm Ux	0,00	0	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,03	0,06

W tablicy 5.2 przedstawiono zmiany sił ekstremalnych osiowych w trzonie. Poza lokalnymi przypadkami związanymi głównie z punktami położonymi powyżej ostatniego poziomu odciągów nie obserwuje się dużego wpływu obciążeń na zmianę ich wartości. W przypadku analizowanych typów obciążeń największe efekty dynamiczne uzyskano dla zapadnięcia się podpory odciągu, co podobnie jak w przypadku przemieszczeń poziomych związane jest z faktem wzrostu obciążenia pionowego wywołanego tym typem działania na konstrukcję.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 5.2. Zbiorcze zestawienie ekstremalnych sił osiowych w punktach charakterystycznych trzonu w przypadku analizowanych typów obciążeń dynamicznych działających na rozważany maszt z odciągami

Rodzaj wymuszenia	Wartość	Ekstremalne siły osiowe Fz [kN] na wysokości										
		0 m	30 m	60 m	90 m	120 m	150 m	180 m	210 m	240 m	270 m	300 m
Wiatr	Fz	-2958	-2880	-2494	-2417	-2020	-1942	-1536	-1458	-849	-771	-78
Uderzenie awionetką	Fz	-3040	-2961	-2527	-2449	-2052	-1970	-1558	-1482	-865	-785	-83
	zm Fz	1,03	**1,03**	1,01	1,01	1,02	1,01	1,01	1,02	1,02	1,02	1,07
Zerwanie odciągu	Fz	-2957	-2879	-2585	-2492	-2113	-2036	-1633	-1555	-973	-864	-179
	zm Fz	1,00	1,00	1,04	1,03	1,05	1,05	1,06	1,07	1,15	1,12	**2,29**
Zap. podpory odciągu	Fz	-3892	-3294	-2884	-2807	-2424	-2364	-1949	-1871	-1194	-884	-98
	zm Fz	**1,32**	1,14	1,16	1,16	1,20	1,22	1,27	1,28	1,41	1,15	1,25
EL-Centro	Fz	-3126	-3067	-2695	-2656	-2242	-2148	-1710	-1601	-991	-911	-160
	zm Fz	1,06	1,07	**1,08**	1,10	1,11	1,11	1,11	1,10	1,17	1,18	2,05
Wstrząs górniczy	Fz	-3010	-2929	-2503	-2418	-1996	-1916	-1498	-1419	-881	-796	-87
	zm Fz	1,02	**1,02**	1,00	1,00	0,99	0,99	0,98	0,97	1,04	1,03	1,11
Odpadnięcie lodu	Fz	-2963	-2879	-2494	-2417	-1996	-1916	-1498	-1419	-849	-771	-78
	zm Fz	1,00	1,00	**1,00**	1,00	0,99	0,99	0,98	0,97	1,00	1,00	1,00

W tab. 5.3 i 5.4 przedstawiono ekstremalne amplitudy sił tnących i momentów zginających. Są one powiązane miedzy sobą zależnościami różniczkowymi. Ich wartości mają duży udział w wytężeniu trzonu, a przy informacji, że zmiana sił osiowych w trzonie jest niewielka to głównie one (a zwłaszcza moment zginający) decydują o zmianie wytężenia przekroju. Największe zmiany momentów zginających występują w górnych partiach trzonu. Od uderzenia awionetką dodatkowy moment zginający jest 58,06 razy większy (na wysokości środka piątego przęsła trzonu) niż moment pochodzący od obciążenia konstrukcji wiatrem. Mniejsze, ale tez duże (ponad 30-krotne) wzrosty momentów zginających w stosunku do momentu zginającego pochodzącego od obciążenia wiatrem występują od zerwania odciągu oraz od zapadnięcia się podpory odciągu. Tak duże wartości momentów zginających w porównaniu z uzyskanymi z analiz konstrukcji na działanie podstawowego normowego obciążenia narzucać powinny wymóg uwzględnienia w projektowaniu obciążeń wyjątkowych o charakterze dynamicznym.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tablica 5.3. Zbiorcze zestawienie ekstremalnych sił tnących dla trzonu w przypadku analizowanych typów obciążeń dynamicznych działających na rozważany maszt z odciągami

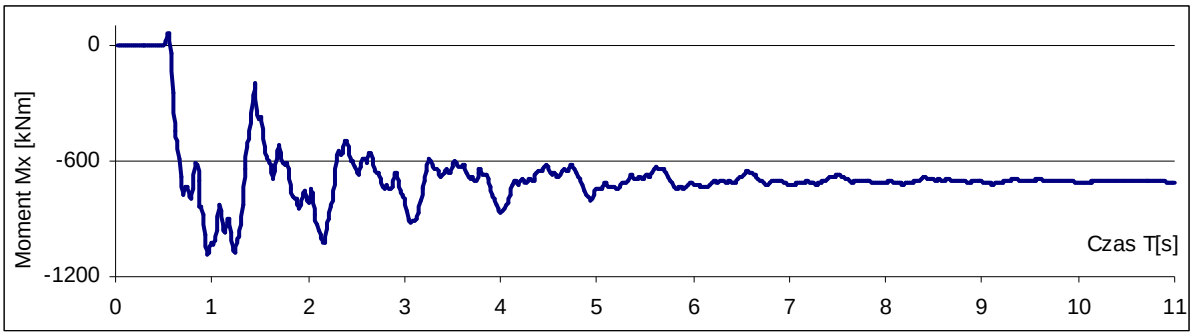
Rodzaj wymuszenia	Wartość	Siły tnące Tx [kN] na wysokości										
		0 m	**30 m**	**60 m**	**90 m**	**120 m**	**150 m**	**180 m**	**210 m**	**240 m**	**270 m**	**300 m**
Wiatr	Tx	31,9	19,1	82,0	5,4	94,7	3,7	86,3	14,3	105,3	5,1	115,8
Uderzenie awionetką	Tx	157,1	118,1	152,1	103,2	126,5	101,4	158,2	139,8	174,3	116,8	249,3
	zm Tx	4,93	6,20	1,86	19,27	1,34	27,03	1,83	9,74	1,66	**22,89**	2,15
Zerwanie odciągu	Tx	75,0	56,0	89,7	57,7	80,0	58,3	93,1	69,0	148,0	132,2	301,1
	zm Tx	2,35	2,94	1,09	10,77	0,85	15,55	1,08	4,81	1,41	**25,92**	2,60
Zap. podpory odciągu	Tx	379,4	363,1	357,9	343,1	327,0	162,8	162,6	185,4	138,5	177,8	198,0
	zm Tx	11,91	19,05	4,37	64,09	3,45	43,41	1,88	12,92	1,31	**34,86**	1,71
EL-Centro	Tx	2,4	5,0	3,4	3,5	8,8	8,4	5,5	16,8	10,4	8,4	8,0
	zm Tx	0,08	0,26	**0,04**	0,65	0,09	2,23	0,06	1,17	0,10	1,66	0,07
Wstrząs górniczy	Tx	3,4	4,4	2,7	2,8	2,7	2,2	3,4	4,4	1,9	3,9	3,9
	zm Tx	0,11	**0,23**	0,03	0,52	0,03	0,60	0,04	0,31	0,02	0,77	0,03
Odpadnięcie lodu	Tx	1,9	3,5	2,2	2,2	2,2	1,8	2,7	3,5	1,5	3,1	3,1
	zm Tx	0,06	0,18	**0,03**	0,41	0,02	0,48	0,03	0,24	0,01	0,62	0,03

Tablica 5.4. Zbiorcze zestawienie ekstremalnych momentów zginających trzon w płaszczyźnie xz w przypadku analizowanych typów obciążeń dynamicznych działających na rozważany maszt z odciągami.

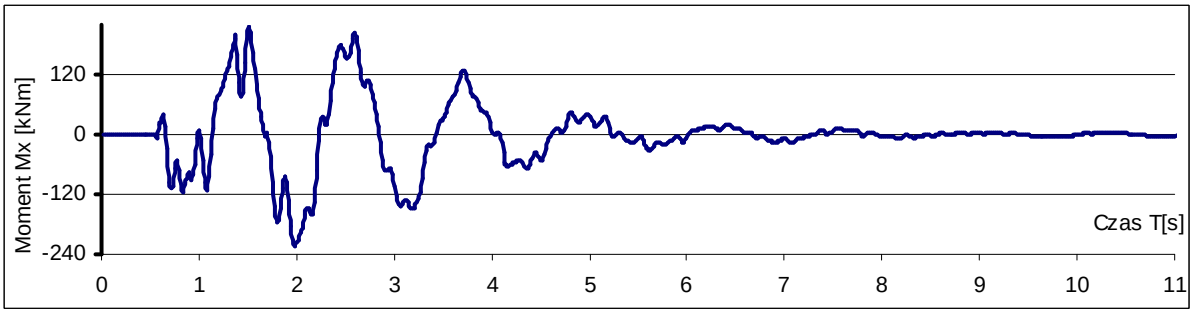
Rodzaj wymuszenia	Wartość	Momenty zginające Mx										
		0 m	**30 m**	**60 m**	**90 m**	**120 m**	**150 m**	**180 m**	**210 m**	**240 m**	**270 m**	**300 m**
Wiatr	Mx	1	399	1046	453	885	727	545	565	1456	88	1742
Uderzenie awionetką	Mx	0	3784	1169	2231	1544	2181	1869	3474	3483	5118	5950
	zm Mx	0,00	9,49	1,12	4,92	1,74	3,00	3,43	6,15	2,39	**58,06**	3,42
Zerwanie odciągu	Mx	0	1560	1531	1228	1758	1389	2138	2553	4935	3303	6270
	zm Mx	0,00	3,91	1,46	2,71	1,99	1,91	3,93	4,52	3,39	**37,47**	3,60
Zap. podpory odciągu	Mx	0	1989	4651	3773	2644	2809	2826	2624	2637	2944	3282
	zm Mx	0,00	4,99	4,45	8,33	2,99	3,86	5,19	4,65	1,81	**33,40**	1,88
EL-Centro	Mx	0	72	150	130	111	263	251	164	506	311	308
	zm Mx	0,00	0,18	0,14	0,29	0,13	0,36	0,46	0,29	0,35	**3,53**	0,18
Wstrząs górniczy	Mx	0	101	131	82	83	81	67	101	132	57	118
	zm Mx	0,00	0,25	0,13	0,18	0,09	0,11	0,12	0,18	0,09	**0,64**	0,07
Odpadnięcie lodu	Mx	0	41	54	53	95	63	147	109	160	140	183
	zm Mx	0,10	0,05	0,12	0,11	0,09	0,27	0,19	0,11	1,59	0,11	0,10

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

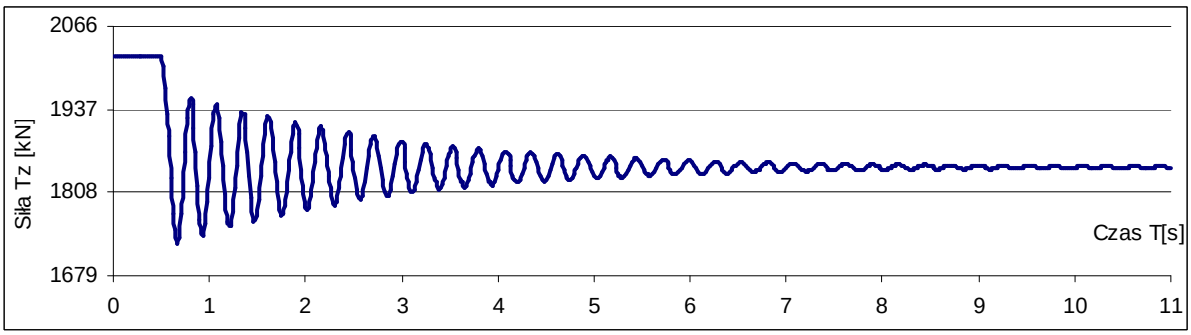
Stateczność konstrukcji (warunki normowe narzucone na jej elementy) powinna być zachowana w każdej chwili jej pracy. Na uwagę zasługuje fakt, iż wartości ekstremalne sił przekrojowych i ugięć dla analizowanych wymuszeń występowały w różnych chwilach czasowych. Przykładowo w przypadku zerwania odciągu na poziomie Hz=120m maksymalna wartość momentu zginającego występuje w pobliżu pierwszej sekundy analizy na poziomie h=120m (rys. 5.1), zaś w pobliżu drugiej sekundy analizy na poziomie +300m (rys.5.2). Jeżeli dodatkowo uwzględni się fakt, że w kierunku pionowym reakcja konstrukcji jest niemal natychmiastowa (rys. 5.3 i 5.4) to w przypadku analizy wytrzymałości przekroju uwzględniając tylko wartości ekstremalne z odpowiedzi dokonuje się przewymiarowania przekrojów.



Rys. 5.1. Wykres momentu zginającego Mx na poziomie h=120m przy zerwaniu odciągu na poziomie Hz=120m

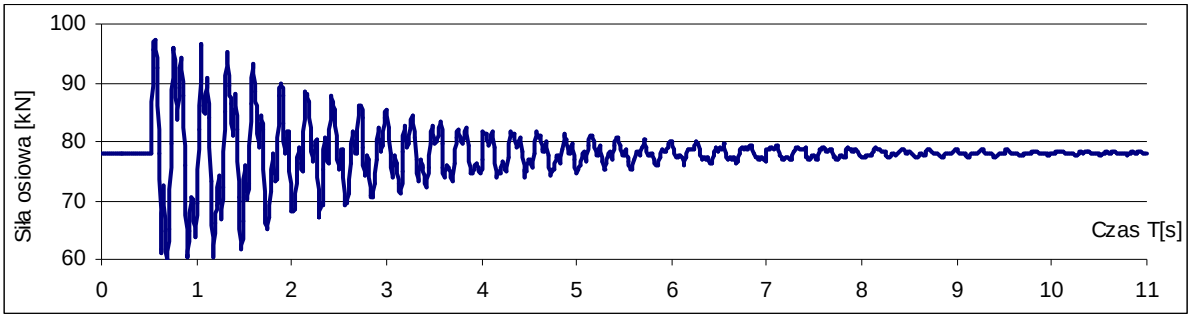


Rys. 5.2. Wykres momentu zginającego Mx na poziomie h=300m przy zerwaniu odciągu na poziomie Hz=120m



BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rys. 5.3. Wykres siły osiowej Fz na poziomie h=120m przy zerwaniu odciągu na poziomie Hz=120m



Rys. 5.4. Wykres siły osiowej Fz na poziomie h=300m przy zerwaniu odciągu na poziomie Hz=120m

Tablica 5.5. Zbiorcze zestawienie ekstremalnych przemieszczeń punktów trzonu w przypadku analizowanych typów obciążeń dynamicznych działających na rozważany maszt z odciągami

Rodzaj wymuszenia	**Wartość**	**Siły w odciągach NO+ [kN] na kondygnacji**				
		1	**2**	**3**	**4**	**5**
Wiatr	Nox	303	330	323	419	512
Nac. Nomin.	Nn	145	150	155	207	290
Uderzenie awionetką	Nox	322	260	212	308	493
	zm.n Nox	**2,22**	1,73	1,37	1,49	1,70
	zm Nox	1,06	0,79	0,66	0,74	**0,96**
Zerwanie odciągu	Nox	263	250	268	428	380
	zm.n Nox	1,82	1,67	1,73	**2,07**	1,31
	zm Nox	0,87	0,76	0,83	**1,02**	0,74
Zap. Podpory odciągu	Nox	432	250	245	331	456
	zm.n Nox	**2,98**	1,67	1,58	1,60	1,57
	zm Nox	1,43	0,76	0,76	0,79	**0,89**
EL-Centro	Nox	273	214	198	265	336
	zm.n Nox	**1,88**	1,43	1,28	1,28	1,16
	zm Nox	0,90	0,65	0,61	0,63	**0,66**
Wstrząs górniczy	Nox	180	166	166	230	301
	zm.n Nox	**1,24**	1,11	1,07	1,11	1,04
	zm Nox	0,59	0,50	0,51	0,55	**0,59**
Odpadnięcie lodu	Nox	-151	-154	-160	-213	-298
	zm.n Nox	0,99	1,05	1,09	1,02	**1,06**
	zm Nox	0,47	0,48	0,52	0,50	**0,60**

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Analiza wartości sił osiowych występujących w odciągach podczas odpowiedzi konstrukcji na obciążenia wyjątkowe o charakterze dynamicznym (tab.5.5) dowodzi, ze przypadek obciążenia wiatrem jest warunkiem nośności dla lin odciągowych (poza wyjątkiem uderzenia w trzon awionetka na poziomie pierwszej podpory odciągowej). Natomiast maksymalne wzrosty sił w odciągach w stosunku do naciągu nominalnego są niemal trzykrotne (dla zapadnięcia się podpory odciągu pierwszej kondygnacji o 50cm.)

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

6. WNIOSKI I KIERUNKI DALSZYCH PRAC

Zgodnie z postawioną na wstępie tezą dowiedziono, że zaproponowane w niniejszej pracy modele obliczeniowe obciążeń wyjątkowych o charakterze dynamicznym umożliwiają uzyskanie wyników pełniej informujących o rzeczywistej odpowiedzi konstrukcji na te obciążenia, niż wykonywana dotychczas standardowo analiza statyczna. Z przedstawionych w pracy analiz wynika, iż odpowiedź masztu na obciążenia wyjątkowe da się poprawnie opisać dzięki zastosowaniu analizy czasowej (time history analysis). Tylko wówczas w każdej chwili czasowej w sposób jednoznaczny można określić konfigurację ciała (przemieszczenia, siły wewnętrzne), co z kolei pozwala na zapewnienie większego bezpieczeństwa przy projektowaniu. Należy zauważyć, że ekstremalne wartości sił wewnętrznych w poszczególnych przekrojach występują w różnych chwilach czasowych i mają różny kierunek, dlatego też uwzględnienie w wymiarowaniu wielkości ekstremalnej może prowadzić do błędnych wniosków. Uwzględnienie zależności nieliniowych w modelowaniu konstrukcji podczas określania wytężenia poszczególnych jej przekroi pozwala na pominięcie analizy stateczności globalnej konstrukcji [35], co jest dużym uproszczeniem dla projektanta.

Porównania wartości sił i przemieszczeń w wybranych przekrojach analizowanej konstrukcji dowodzi, że konstrukcje typu masztowego okazują się mało wrażliwe na wpływy związane z ruchem podłoża wokół położenia równowagi (w pracy wpływy te określono jako sejsmiczne i parasejsmiczne) oraz na odpadnięcie z konstrukcji zalegającego na niej oblodzenia. W pozostałych analizowanych przypadkach obciążeń wyjątkowych o charakterze dynamicznym maszty wykazują wielokrotnie większą wrażliwość na ich działanie.

Wartość wielkości działania poszczególnych obciążeń wyjątkowych na konstrukcje można zmienić ingerując w jej charakterystyki. Np. zmniejszenie siły naciągu w odciągach spowoduje podczas ewentualnego zerwania jednego z nich zmniejszenie sił przekrojowych podczas odpowiedzi konstrukcji na to wymuszenie. Ma to niestety swoje konsekwencje, bowiem w przypadku obciążenia konstrukcji działaniem wiatru (czyli podstawowym obciążeniem dla tego typu konstrukcji) pogarszają się walory użytkowe – zmniejszenie sztywności podpór odciągowych powoduje zwiększenie przemieszczeń dla tego obciążenia. Dodatkowo należy zauważyć, że zmianie ulegnie również wielkość obciążenia (w tym przypadku powiększenie) działaniem wiatru w wyniku zmiany charakterystyk dynamicznych konstrukcji. Inną ewentualnością zmniejszenia wielkości odpowiedzi na działanie obciążeń wyjątkowych na maszt jest zmiana sztywności jego trzonu. Zabieg ten pozwala na uzyskanie

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

pożądanych efektów odpowiedzi konstrukcji na niemal każdy z przypadków analizowanych obciążeń działających na konstrukcję, ale prowadzi do wzrostu masy obiektu a więc do wzrostu kosztów budowy takiego obiektu. Istnieje więc potrzeba znalezienie tak zwanego złotego środka. Aby to jednak uczynić należy ściśle określić funkcję celu związaną zarówno z bezpieczeństwem w sensie wytężenia elementów konstrukcji jak i z użytkowaniem. Zabiegi związane ze zmianą naciągu w odciągach lub sztywności trzonu powodują poprawę zachowania się konstrukcji masztu w odniesieniu do wybranego typu obciążenia pogarszając reakcję na inne wpływy.

Istotnym dla wielkości uzyskanych wyników jest tłumienie konstrukcji, którego wzrost w przypadku każdego z analizowanych obciążeń powodował zmniejszenie odpowiedzi. Dowodzi to, że zwiększenie tłumienia może stanowić ów złoty środek. Oczywiście tłumienie związane z konstrukcją może mieścić się w określonym przedziale. Stąd pomysł by zastosować tłumiki drgań. Tłumiki drgań można dobrać w ten sposób, by ich działanie uaktywniane było w określonych sytuacjach związanych z wymuszeniem lub wielkością odpowiedzi na nie (np. gdy przemieszczenie w wybranym punkcie osiągnie jakąś ustaloną wartość). Zastosowanie tego typu rozwiązań również wymaga przeprowadzenia pełnej analizy czasowej odpowiedzi konstrukcji na obciążenia o charakterze dynamicznym.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

SPIS LITERATURY

1. Amiri, G.: *Seismic Sensitivity Indicators for Tall Guyed Telecommunication Towers*, Computers and Structures, 80, p.349-364, 2002
2. Chmielewki T., Zembaty Z.: *Podstawy dynamiki budowli*, Warszawa, Arkady 1998
3. Ciesielski R., Kawecki J., Pieronek Pierożek.: *Wstępna analiza drgań własnych masztu stalowego*, Materiały XXI konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB Krynica 1975
4. Ciesielski R.: *O katastrofach i defektach stalowych masztów radiowo-telewizyjnych*, Inżynieria i budownictwo Nr 3/1992 73-78
5. Davenport, A.G.: *Dynamic Behaviour of Massive Guy Cables*, Journal of the Structural Division, ASCE, p.43-70, April 1965
6. Davenport, A.G., Sparling, B.F.: *Dynamic Guy Response Factors for Guyed Towers*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 44, p.2237-2248, 1992
7. Dean, D.L., *Static and Dynamic Analysis of Guy Cables, Transactions*, ASCE, Part 2 of Vol. 127, p.382-419, 1962
8. Fahleson C, Claes K.: *Ice and wind loads on guyed masts*, Steel Structures 1999-08-16.
9. Gerstoft, P., *Simplified Methods for Dynamic Analysis of a Mast*, MSc Thesis, University of Western Ontario, 1984
10. Goldberg, J.E., Gaunt, J.T.: *Stability of Guyed Towers*, Journal of the Structural Division, ASCE, p.741-756, April 1973
11. Grey M.: *Finite Element Seismic Analysis of Guyed Masts*, A thesis submitted for the degree of Master of Science by Research at the University of Oxford
12. Grochowski I.: *Maszty radiowe i telewizyjne*, rozdz.17 cz2, Poradnik projektanta konstrukcji metalowych, Arkady, Warszawa 1982
13. Hensely, G.: *Finite Element Analysis of the Seismic Behaviour of Guyed Masts*, MSc Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, 2005
14. Kawecki J.: *Identyfikacja dynamiczna obiektów inżynierskich typu maszty z odciągami*, Zeszty naukowy nr 5 PK Kraków 1978
15. Kozłowski T.: *Stalowe maszty i wieże radiowe i telewizyjne*, Arkady 1965
16. Laicho J.K.: *Some kown mast failures*, materials 19-th meeting WG-4 Masts and Towers in Krakow, Poland str. 135-142

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

17. Lipinski J.: *Fundamenty pod maszyny*, Arkady, Warszawa 1985
18. Madugula, M, Wahba.Y., Monforton, G.R.: *Dynamic Response of Guyed Masts, Engineering Structures*, Vol.20 No.12, p.1097-1101, 1998
19. Madugula, M.: *Dynamic Response of Lattice Towers and Guyed Masts*, ASCE, Virginia, 2002 Codes
20. Matuszkiewicz M,Pałkowski Sz.: *Analiza statyczna masztu z uwzględnieniem zerwania odciągu*, Inżynieria i budownictwo nr 4/2007
21. Mogens G. Nielsen: *Guyed Masts Exposed to Guy Failure*, Chief consultant, Ramboll Denmark, Bredevej 2, 2830 Virum, DK Denmark
22. Moossavi N. SE.: *Dynamic response of guyed masts to strong motion earthquake*, Proc 11th World Conf on Earthquake Eng. Acapulco: Mexico; 23–28 June 1996, Paper #289.
23. Nabi B. K.: *Equivalent Beam-Column Analysis of Guyed Towers*, Computers and Structures, Vol. 55 (4), p.631-645, 1995
24. Nabil B. K.: *Response of guyed tower to a guy rupture under no wind pressure*, Engeenering Structures vol22, pp699-706
25. Nabil B. K.: *Dynamic analysis of guyed towers*, Engeenering Structures 1994, 16 (4) pp287-301
26. Nabil B. K.: *Nonlinear dynamic responce of a guyed tower to sudden guy rupture*, Engeenering Structures vol. 19, No 11, pp879-890
27. Nowacji W.:*Dynamika budowli*, Warszawa, Arkady 1972
28. Pałkowski Sz: *Konstrukcje cięgnowe*, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne 1994.
29. Peyrot, A.H., Goulois A: "Analysys of cable structures" –.M Com. Structures 1979, 10, 805-813
30. Pierelmuter. A.W: *Ustroje prętowo-cięgnowe*, Arkady Warszawa 1972
31. Polak J: "Braced aerial mast top 646 meters". International Construction nr 9/1974
32. Rakowski G, Kacprzyk R: *Metoda Elementów Skończonych w mechanice konstrukcji*, –PW-1993
33. Raoof, M., Davies, T. J.: *Determination of the Bending Stiffness for Spiral Strand Cables*, Journal of Strain Analysis, Vol. 39(1), p.1-13, 2004
34. Richard F.E, Woods R.D., Hall J.R.:*Vibrations of soils and Foundations*, Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1970
35. Rykaluk K.: *Konstrukcje stalowe: kominy, wieże, maszty*, Oficyna wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2007

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

36. Sawickij G.A: *Osnowy rascziota radiomaczt*, Moskwa 1953
37. Schiff, A.J.: *Case Study of Earthquake Performance of Communication Towers*, Prepared for the Electric Power and Communications Committee, USA
38. Sparling, B.F., Davenport, A.G.: *Nonliner Behaviour of Guy Cables in Turbulent Winds*, Canadian Journal of Civil Engineering, 28, p.98-110, 2001
39. Sparling, B.F., Smith, B.W., Davenport, A.G.: *Simplified Dynamic Analysis Methods for Guyed Masts in Turbulent Winds*, Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, 37(2), p. 89-106, 1996
40. Stecznik S., Bachowski C, Dubliński J.: *Korelacja rejestrowanych przyspieszeń drgań z obserwowaną intensywnością dla wstrząsów z obszaru LGOM*, WUG 8/2007
41. Stottrup-Andersen U.: *The 12 new 300m Masts for the Danish Cannel 2*, R & H. Bulletin No.5/1989. Virum, Danmark
42. Structures Congress 2006: *Structural Engineering and Public Safety*
43. Sullins E.J.: *Analysis of radio communication towers subjected do wind, ice and seismic loading*, praca doktorska Maj 2006 Uniwersity of Missouri Columbia.
44. Tatara T.: *Działanie drgań powierzchniowych wywołanych wstrząsami górniczymi na niską tradycyjna zabudowę mieszkalną*, Zeszyty Naukowe PK, seria Inzynieria Lądowa, nr 74/2002
45. Wahba, J., Brinker, D., Malouf, P., Erichsen, J.: *New Standards for Broadcast Structures ANSI/EIA/TIA-222-G*, National Association of Broadcasters Paper, 2003
46. Wahba, Y.M.F., Madugula, M.K.S., Monforton G.R.: *Evaluation of Nonlinear Analysis of Guyed Antenna Towers*, Computers and Structures, 68, p.207-212, 1998
47. Zienkiewicz O. C.: *Metoda elementów skończonych*, Arkady Warszawa 1980
48. Dulińska J.: *Odpowiedź dynamiczna budowli wielopodporwych na nierównomierne wymuszenie parasejsmiczne pochodzenia górniczego*, Wydawnictwo PK Kraków 2006
49. CloughR. W., Penzien J.: *Dynamics of structures*, New York 1975

Przepisy prawne i wytyczne do projektowania

N1. "IASS WG for maszt and towers (WG-4)" materials Meeting in Stocholm, September 1991
N2. "IASS –WG-4. Recommendation for the design and analysis of lattice towers London-virum may 1991
N3. American Standards for Broadcast Structures ANSI/EIA/TIA-222-G

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

N4. British Standard, BS8100-4: 1995, Lattice Towers and Masts

N5. Canadian standards association „Antennas, towers and antena supporting structures" CSA S37-94, Etobicoke, Ontario, Canada 1994

N6. ENV 1993-3-1 Eurocode 3 Design of steel structures. Part3.1 Towers and masts Januar 1997

N7. European Standard, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance,

N8. IASS. Recommendations for Guyed Masts, International Association for Shell and Spatial Structures, Madrid, Spain, 1981

N9. PN-76/B-03001 Konstrukcje i podłoża budowli. Ogólne zasady obliczeń.

N10. PN-77/B-02011 - Obciążenia w obliczeniach statycznych - Obciążenie wiatrem.

N11. PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.

N12. PN-82/B-02003 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.

N13. PN-82/B-02004 Obciążenia budowli - Obciążenia zmienne technologiczne - Obciążenia pojazdami

N14. PN-83/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.

N15. PN-87/B-02013 - Obciążenia budowli - Obciążenia zmienne środowiskowe - Obciążenie oblodzeniem

N16. PN-87/B-02015 - Obciążenia budowli - Obciążenia zmienne środowiskowe - Obciążenie temperaturą

N17. PN-90/B-03000 Projekty budowlane. Obliczenia statyczne.

N18. PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

N19. PN-B-03204: „Konstrukcje stalowe - Wieże i maszty - projektowanie i wykonanie".

N20. PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

N21. PN-B-06200:1997 – Zasady wykonawstwa i odbioru robót budowlanych

N22. PN—EN 1991-1-1:2002 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-1; Oddziaływania ogólne, Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach

N23. PN—EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-3; Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Używane strony internetowe

L 1. http://peer.berkeley.edu/smcat/
L 2. http://nsmp.wr.usgs.gov/
L 3. http://www.kuleuven.ac.be/bwk/materials/Teaching/master/wg01b/l0300.htm
L 4. http://www.seismosoft.com/
L 5. http://www.mcgill.ca/iass-wg4-2007/iass-wg4/
L 6. http://archiwum.wiz.pl/2000/00050100.asp
L 7. http://pl.wikipedia.org/wiki/Lista_maszt%C3%B3w_radiowych
L 8. ww.igf.fuw.edu.pl

Wykaz publikacji

M1. Ciesielski R., Kozioł K., *Dynamic investigations of guyed mast model,* 17th International Meeting of Masts & Towers Group Winchester England September 1995 Journal of IASS Vol 37, p107-116

M2. Ciesielski R., Kozioł K.: *Odpowiedź masztu stalowego na dynamiczne zerwanie odciągu* XLI Konferencja naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB "KRYNICA 1995" : problemy naukowo-badawcze budownictwa. T. 3, teoria konstrukcji. - Kraków : PKrak., 1995. - s. 57-64

M3. Ciesielski R., Kozioł K., Kwiećień A., *Response of guyed mast structure to paraseismic influences,* International Association for Shell and Spatial Structures : Working Group IV Masts and Towers : 19th Meeting in Krakow, Poland, 13-16 September 1999 : materials, proceedings. - Kraków : PKrak., 2000. - s. 53-64, bibliogr. 10

M4. Ciesielski R., Kozioł K., Stypuła K.: *Analiza nietypowego budynku żelbetowego na wpływy parasejsmiczne wywołane eksploatacją metra.* Mat. IX Symp. Wpływy Sejsmiczne i Parasejsmiczne na Budowle. Kraków, 2000, s. 145-156

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

M5. Ciesielski R., Kozioł K., Dieter K., Bernhard S., *Two radio mast structures H1=330 m and H2=289 m for LW broadcasting station Solec Kujawski* International Association for Shell and Spatial Structures : Working Group IV Masts and Towers : 19th Meeting in Krakow, Poland, 13-16 September 1999 : materials, proceedings. - Kraków: PKrak., 2000. - s. 43-51, bibliogr. 5 poz.

M6. Ciesielski R., Kozioł K., *Rupture of a guy in guyed mast, analysis of the process International Association for Shell and Spatial Structures* : Working Group IV Masts and Towers : 19th Meeting in, Krakow, Poland, 13-16 September 1999 : materials, proceedings. - Kraków : PKrak., 2000. - s. 65-77, bibliogr. 7 poz

M7. Ciesielski R., Kozioł K.: *Analiza zmian własności dynamicznych masztów w zależności od napięcia odciągów*, XLVII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZTIB : Opole-Krynica, 16-21 września 2001 r. T. 2, Teoria konstrukcji. Konstrukcje metalowe. Fizyka budowli. - Wrocław : Dolnośl. Wydaw. Eduk., 2001. - s. 27-34, bibliogr. 15 poz., Summ.

M8. Ciesielski R., Kozioł K.: *Cechy konstrukcji wpływające na możliwość awarii stalowych masztów z odciągam,i* Awarie budowlane : XX konferencja naukowo-techniczna, Szczecin-Międzyzdroje 22-26 maja 2001 : referaty. T. 2. - Szczecin : PSzczec., 2001. - s. 675-684, bibliogr. 7 poz.

M9. Ciesielski R., Kozioł K. Fiszer P., Gwóźdź M.: *Zmiany właściwości dynamicznych hali stalowej na skutek wypełnienia ścian płytami osłonowymi z blach stalowych* XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZTIB : Opole-Krynica, 15-20 września 2002 r. T. 2, Teoria konstrukcji. Konstrukcje metalowe. Konstrukcje betonowe. - Wrocław : Dolnośląskie Wydaw. Edukacyjne, 2002. - s. 35-44, bibliogr. 9 poz.

M10. Ciesielski R., Kozioł K.: *Odpowiedź wysokiego masztu z odciągami na wpływy parasejsmiczne [Response of tall guyed mast for paraseismic influence*], Wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne na budowle : X Sympozjum : materiały z Sympozjum Naukowego zorganizowanego przez Instytut Mechaniki Budowli Politechniki

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Krakowskiej oraz Komisję Budownictwa Oddziału PAN w Krakowie pod patronatem Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Kraków, 27-28 listopada 2003 r. - Kraków : PKrak., 2003. - s. 97-106, bibliogr. 8 poz.

M11. Ciesielski R., Stypuła K., Kozioł K.: *Wpływ wytrzymałości spoiwa i geometrii stropów stalowo-ceramicznych na odbiór drgań komunikacyjnych przez ludzi.* Mat. L Konf. Naukowej KILiW PAN i KN PZITB „Krynica 2004", Krynica 2004, tom II, s. 21-28

M12. Stypuła K., Kozioł K.: *Numeryczna analiza wpływu na ludzi drgań stropów budynku od przejazdów metra.* Mat. XI Symp. Wpływy Sejsmiczne i Parasejsmiczne na Budowle. Kraków, 2006.

M13. Ciesielski R., Kozioł K.: Nagłe odciążenie masztu odpadnięciem obciążenia z odciągów – analiza odpowiedzi konstrukcji / Roman Ciesielski, Krzysztof Kozioł Mat. L Konf. Naukowej KILiW PAN i KN PZITB „Krynica 2003", Krynica 2003, tom II, s. 21-28

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ