

na prawach rękopisu

**INSTYTUT BUDOWNICTWA
POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ
Raport serii SPR 34 / 2006**

**EKSPERTYZA NOŚNOŚCI
CIĘGNOWEGO DACHU ROTUNDY
PANORAMY RACŁAWICKIEJ**

Jan RZĄDKOWSKI

Władysław MIRONOWICZ

*Słowa kluczowe: konstrukcja cięgnowa, badania,
drgania własne, siły wewnętrzne*

Wrocław czerwiec 2006

Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej
Zakład Konstrukcji Metalowych

Plac Grunwaldzki 11, Bud. C-7
50 – 377 Wrocław
Tel.: 071 320 2365, 071 320 2364
e-mail: jan.rzadkowski@pwr.wroc.pl

Raport opracowano na zlecenie Muzeum Narodowego we Wrocławiu dane pismem MN/DAG/ 382/06 z dn. 3.02.2006 r.

Nr rejestracyjny zlecenia w Instytucie Budownictwa:601685.....

Autorzy opracowania:

dr inż. Jan Rządkowski – kierownik zlecenia

prof. dr hab. inż. Władysław Mironowicz

dr inż. Wojciech Sawicki

mgr inż. Agnieszka Maciejewska

Współpraca:

mgr inż. arch. Paweł Rządkowski

Symbol pracy:

dr inż. Jan Rządkowski
RZECZOZNAWCA BUDOWLANY nr RZ/X55/06
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
Izba Inżynierów Budownictwa nr DOŚ/BO1033/03
UPRAWNIENIA PROJEKTOWE nr 119/78/Wwm
UPRAWNIENIA KONSERWATORA ZABYTKÓW
NIERUCHOMYCH nr 06/97
tel. kom.: 691 509 730

Dr hab. inż. WŁADYSŁAW MIRONOWICZ
profesor Politechniki Wrocławskiej
53 - 006 Wrocław, ul. Wojszycka 26
Uprawniony rzeczoznawca
w specjalności konstr – budowlanej
nr 55/92/UW – Urząd Wojew. Wrocław
nr 1184 PZITB

Agnieszka Maciejewska

SPIS TREŚCI

1. WSTĘP	4
1.1. <i>Przedmiot opracowania</i>	4
1.2. <i>Cel i zakres opracowania</i>	4
1.3. <i>Geneza opracowania</i>	4
1.4. <i>Podstawa opracowania</i>	4
2. OPIS TECHNICZNY	6
2.1. <i>Opis techniczny rozwiązania konstrukcyjnego budynku rotundy Panoramy Raławickiej</i>	6
2.2. <i>Analiza dotychczasowych opracowań dotyczących wyężenia i nośności elementów konstrukcji dachu budynku rotundy</i>	8
2.3. <i>Empiryczne badania sił wewnętrznych w cięgnach nośnych dachu</i>	11
2.4. <i>Oszacowanie nośności cięgien</i>	38
2.5. <i>Wyznaczenie wartości awaryjnego obciążenia śniegiem dachu rotundy</i>	38
2.6. <i>Oszacowanie wyężenia elementów konstrukcji więzarów trójpasowych</i>	41
3. WNIOSKI I ORZECZENIE KOŃCOWE	44

1. WSTĘP

1.1. Przedmiot opracowania

Przedmiotem niniejszego opracowania jest konstrukcja nośna dachu rotundy Panoramy Raławickiej przy ul. Purkyniego 11, 50 – 155 Wrocław.

1.2. Cel i zakres opracowania

Celem niniejszego opracowania jest sporządzenie ekspertyzy nośności konstrukcji przekrycia dachu w odniesieniu do obecnie obowiązujących norm obciążeń. Niniejsze opracowanie stanowi I - szą część ekspertyzy konstrukcyjno - budowlanej stanu technicznego zespołu budynków Panoramy Raławickiej.

Zakres niniejszego opracowania obejmuje: wizję lokalną, studia istniejącej dokumentacji technicznej konstrukcji przedmiotowego dachu, badania wyteżenia cięgien nośnych dachu, sporządzenie stosownych obliczeń statycznie – wytrzymałościowych oraz raportu syntetycznego zawierającego wnioski z badań *in situ* oraz przeprowadzonych analiz teoretycznych.

1.3. Geneza opracowania

Genezę niniejszego opracowania stanowią:

- pisma z dnia 12 oraz 31 grudnia 2005 roku Projektanta konstrukcji nośnej budynku Rotundy rzeczoznawcy budowlanego mgr inż. Jana Weryńskiego do Muzeum Narodowego we Wrocławiu odnośnie możliwych zagrożeń budynku w aspekcie wyjątkowych obciążeń śniegiem;
- wymóg Prawa Budowlanego odnośnie okresowej oceny stanu technicznego budynków.

1.4. Podstawa opracowania

Podstawą formalną niniejszego opracowania jest zlecenie Muzeum Narodowego we Wrocławiu dane pismem nr MN/DAG/382/06 z dn.03.02.2006 roku dla Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Plac Grunwaldzki 11, 50 – 377 Wrocław, oraz umowa zawarta na podstawie niniejszego zlecenia.

Podstawą merytoryczną niniejszego opracowania są: wizje lokalne na przedmiotowym dachu, pomiary częstotliwości drgań własnych cięgien nośnych wykonane w maju i czerwcu 2006 roku, uzgodnienia ze Zleceniodawcą, stan prawa budowlanego obowiązującego na dzień 01.05.2006 roku, oraz wyszczególniona poniżej literatura techniczna:

- [1] Bogucki W., Żybertowicz M., Tablice do projektowania konstrukcji metalowych., ARKADY, Warszawa 1996.
- [2] Bodarski Z., Cabaj J., Sposoby pomiaru sił w odciągach., Inżynieria i Budownictwo nr 4/1989.
- [3] Dmitriev Ł.G., Kasilov A.V., Vantovyje pokrytia., Izdate'lstvo Budivelnik, Kiev 1974.
- [4] Nowacki W., Dynamika budowli., Arkady, Warszawa 1961.
- [5] Kaliski S. i inni., Drgania i fale., PWN, Warszawa 1986.
- [6] Solecki R., Szymkiewicz J., Układy prętowe i powierzchniowe. Obliczenia dynamiczne., Arkady, Warszawa 1986.
- [7] PN-82/B – 02001., Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
- [8] PN-90/B – 03200., Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [9] PN-86/B – 02005., Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
- [10] PN-80/B – 02010., Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
- [11] PN-77/ B – 02011., Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- [12] PN-EN 1991-1-3 październik 2005., Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.
- [13] Weryński Jan., Obliczenia statyczne obiektu Panorama Raclawicka – rotunda., Wrocławskie Biuro Projektowo – Badawcze Budownictwa Przemysłowego we Wrocławiu., nr archiw.:421706, Wrocław 1966.
- [14] Czupajłło J., Kowal Z., Koziółek E., Łaban W., Orzeczenie w sprawie stanu technicznego przekrycia Rotundy Panoramy Raclawickiej we Wrocławiu. Instytut Budownictwa, Politechnika Wroclawska, Raport I-2/R- 92/77.
- [15] Czarnowski K., Kowal Z., Cabaj J., Kowaliszyn S., Koziółek E., Łaban W., Aktualizacja orzeczenia stanu technicznego przekrycia

i pokrycia budynku Rotundy Panoramy Racławickiej we Wrocławiu.
Instytut Budownictwa, Politechnika Wrocławska, Raport I-2/SPR nr 2/81.

[16]Bodarski Z., Cabaj J., Badania stalowej konstrukcji przekrycia wiszącego Rotundy Panoramy Racławickiej we Wrocławiu., Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Raport I-2/SPR nr 42/89.

[17]Suwalski J., Podolski B., Knauer T., Ekspertyza konstrukcyjno – budowlana stanu technicznego zespołu budynków Panoramy Racławickiej we Wrocławiu, zawierająca koncepcje remontu oraz zalecenia dotyczące eksploatacji i konserwacji. Część 1 Ogólna charakterystyka i wnioski wynikające z ekspertyzy. Spis inwentaryzacyjny archiwum dokumentacji architektoniczno – budowlanej. Wrocław, marzec 1993.

[18]Suwalski J., Bodarski Z., Cabaj J., Szołomicki D., Ekspertyza konstrukcyjno – budowlana stanu technicznego zespołu budynków Panoramy Racławickiej we Wrocławiu, zawierająca koncepcje remontu oraz zalecenia dotyczące eksploatacji i konserwacji. Część 2., Opinia dotycząca stanu technicznego konstrukcji stalowej budynku Rotundy. Wrocław, marzec 1993.

[19]Rządkowski J., Maciejewska A., Failure process analysis of the „Bicycle Wheel” type structure., V International Scientific and Technical Conference: The Metalwork in Civil Engineering: State - of - the Art and Perspectives”., September 19-22, 2006, Kyiv, Ukraine

2. OPIS TECHNICZNY

2.1. Opis techniczny rozwiązania konstrukcyjnego budynku rotundy Panoramy Racławickiej

Konstrukcję nośną rotundy stanowią 24 prefabrykowane żelbetowe słupy „2” rozstawione co 5,6 m po obwodzie okręgu o średnicy 43,00 m w narożnikach 24 - bocznej wielokąta foremnego. Słupy w poziomie + 17,00 m stężone są scalonym z elementów prefabrykowanych żelbetowym pierścieniem „3” o skrzyńkowym, trapezowym przekroju. Żelbetowe słupy „2” oparte są przegubowo na monolitycznym pierścieniu żelbetowym stanowiącym oczep pali Wolfsholtza. Pomiedzy słupami żelbetowymi umocowane są prefabrykowane płyty ściennie o kształcie trapezu. Płyty są przyspawane do słupów za pomocą specjalnych marek osadzonych w betonie słupów i płyt. Konstrukcję nośną każdej z płyt stanowi żelbetowe „korytko” o grubości ścianki

wynoszącej 6 cm, wypełnione lekkim gazobetonem o grubości 24 cm pełniącym funkcję izolacji termicznej. Zewnętrzna powierzchnia dna korytka pokryta jest ozdobną fakturą fasadową. Ściana utworzona z płyt prefabrykowanych sięga do poziomu dołu konstrukcji pierścienia na wysokości + 15,60 m. W górnej części słupów na wysokości + 21,20 m zakotwione są cięgna nośne „1” z prętów \varnothing 40 mm o długości 24,0 m. Cięgna „1” wykonano z sześciu odcinków pręta ze stali 18G2A (obecnie stal S355RJ), połączonych ze sobą za pomocą zgrzewania doczołowego. W niektórych przypadkach połączenie zgrzewane wzmocniono prostopadłymi przykładkami tzw. piórami z płaskowników. Zakotwienie cięgien w żelbetowych słupach zrealizowano przez nagwintowanie końcówek cięgien i przepuszczenie ich przez płytki oporowe w specjalnie wykształconych gniazdach. Naciąg wstępny cięgien zrealizowano przez dokręcanie nakrętek, a następnie zakręcono przeciwnakrętki i zabetonowano gniazda. Cięgna zbiegają się w pierścieniu centralnym „5” składającym się z dwóch stożkowych blach o grubości 20 mm rozsuniętych na odległość 40 mm, oraz o średnicy zewnętrznej 1 200 mm. W blachach talerza są wykonane 24 otwory \varnothing 61 mm rozmieszczone w odległości osiowej 145 mm od krawędzi blach. Cięgna są zakończone odkutymi ze stali 18G2 końcówkami o przekroju prostokątnym, połączonymi przez zgrzewanie doczołowe z prętami cięgien, oraz w kilku przypadkach wzmocnionymi „piórami”. W każdej z końcówek nawiercony jest otwór \varnothing 61 mm przez który przełożony jest sworzeń \varnothing 60 mm scalający końcówkę z blachami talerza. Na talerzu ustawiony jest przestrzenny ustrój kratowy w formie stożka „6” o osiowej wysokości 5 100 mm oraz o średnicy podstawy \varnothing 2 500 mm. Podstawę kratowego stożka stanowi pierścień wykonany z dwuteownika I 200 wzmocnionego przyspawanym do górnej półki pierścieniowym płaskownikiem 200 x 16 mm. Pierścień górny i talerz połączone są ze sobą wypełnioną betonem rurą \varnothing 216 x 22. Do pobocznic rury oraz do dolnej półki pierścienia z dwuteownika I 200 przyspawano skratowanie ze zdwojonych kątowników.

Pokrycie dachowe stanowią 24 wiązary trójpasowe „4” częściowo przeszklone oraz spełniające rolę świetlików, a częściowo pokryte płytami żelbetowymi grubości 6 cm ocieplonymi od spodu 5 cm grubości zbrojonymi płytami gazobetonowymi z natryskiem azbestocementowym. Pokrycie z płyt znajduje się w centralnej części dachu, zaś świetliki w części obrzeżnej. Na płytach położono pierwotnie pokrycie z dwóch warstw papy, a następnie pokryto je blachą miedzianą. Świetliki zostały przeszklone szkłem zbrojonym grubości 6 mm. Konstrukcja nośna wiązarów została wykonana z następujących profili: pas górny 2 kątowniki 80 x 80 x 10, pasy dolne kątownik 80 x 80 x 8, skratowanie 2 kątowniki 50 x 50 x 6, szczepliny oszklenia teownik 30 x 30 x 4, drugorzędne elementy nośne świetlików z teowników 80 x 80 x 9, 50 x 50 x 6 oraz dwuteownika I 80. Wiazary trójpasowe „4” są oparte jednym końcem na wspornikach zamocowanych w żelbetowym pierścieniu obrzeżnym „3”, drugim zaś końcem na pierścieniu górnym kratowego stożka „6”. W tzw. koszach

utworzonych przez świetliki umieszczona została instalacja grzewcza zapobiegająca tworzeniu się zasp śnieżnych.

Do słupów na poziomie + 14,20 m zamocowano galeryjkę komunikacyjną. Galeryjka jednym brzegiem wspiera się o pierścień obrzeżny „3”, drugim oraz zamocowana jest do konstrukcji nośnej do której zostało podwieszone płótno Panoramy Raławickiej. Konstrukcję tę tworzą wsporniki z profili stalowych mocowane do pierścienia „3” i podparte zastrzałami opartymi dolnymi końcami na słupach żelbetowych „2”. Na końcach tychże wsporników oparte są wiązary trójkątne „4” dachu. Na galeryjkę prowadzą zabiegowe schody metalowe z poziomu $\pm 0,00$, zaś z galeryjki jest wyjście na dach rotundy.

Konstrukcja pasmo obrzeżnego dachu nad galeryjką została w płaszczyźnie połąci dachowej usztywniona płaskim stężeniem w formie pierścienia kratowego o krzyżulcach z teowników 50 x 50 x 6, zaś spody wiązarów kratowych stężono skratowaniem typu „X” z prętów okrągłych $\varnothing 14$ mm.

Do wiązarów kratowych dachu podwieszony jest lekki stalowy pomost remontowy z ręcznym napędem. Również do górnych pasów wiązarów podwieszono są wieszaki z prętów okrągłych $\varnothing 14$ mm główne ciągnia nośne „1” celem zmniejszenia ich strzałki zwisu.

Uproszczony schemat rozwiązania konstrukcyjnego rotundy Panoramy Raławickiej pokazano na rys.1.

2.2. Analiza dotychczasowych ekspertyz dotyczących wyteżenia i nośności konstrukcji dachu budynku rotundy

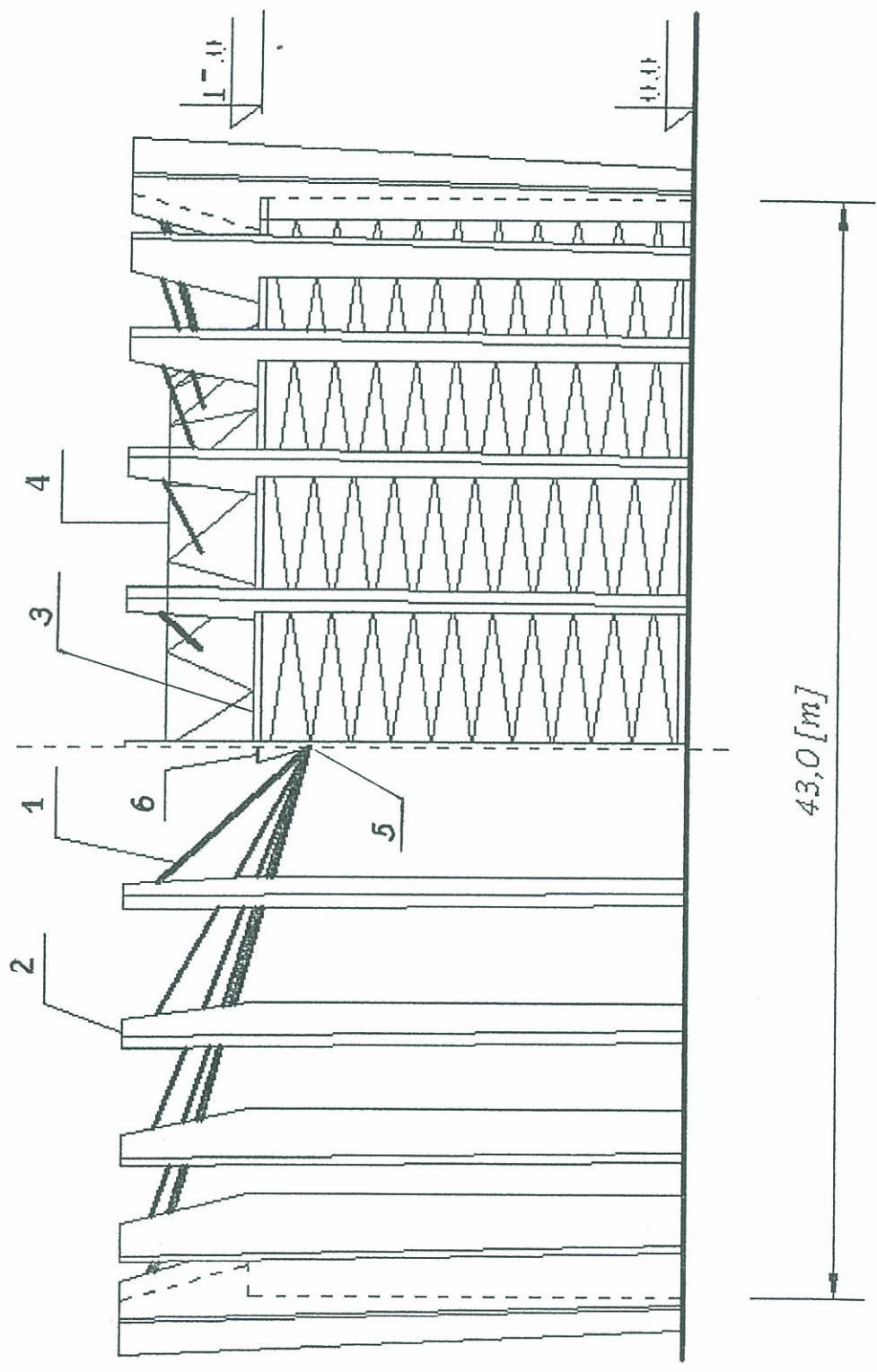
Budynek rotundy Panoramy Raławickiej stanowił kilkakrotnie przedmiot ekspertyz budowlanych analizujących jego stan techniczny [14], [15], [16], [17], [18]. Szczególną uwagę poświęcono układowi konstrukcyjnemu dachu, a przede wszystkim unikatowej ciągnowej konstrukcji nośnej. Ciągnowy układ nośny dachu był analizowany pod następującymi kątami;

- stanu zakotwienia i zamocowania końców cięgien [14], [16], [18],
- uszkodzeń korozyjnych cięgien [15],
- wyteżenia cięgien nośnych [16], [18],
- dopuszczalnego obciążenia śniegiem [16].

Ponadto szczegółowo analizowano wyteżenie takich elementów nośnych jak trójpasowe wiązary kratowe [16], [18]. Analiza wykazała, że dla obowiązującej w 1989 roku wersji normy [8] wyteżenie od ciężaru własnego poszczególnych elementów nośnych wiazara kratowego wynosiło [16]:

- pas górny i pasy dolne: ok. 25% nośności;
- krzyżulce: maksymalnie ok. 75% nośności.

RYŚ. 1 PRZEKRÓJ PIONOWY / WIDOK ELEWACYJNY



Wpływ obciążenia śniegiem dachu (traktowany jako awaryjny) określono jako niewielki. Obciążenie śniegiem, przyjęte według obowiązującej w 1989 roku normy [10] powodowało wzrost wyężenia elementów do 15%.

Analiza wyężenia cięgien nośnych przeprowadzana była metodą tradycyjną bez uwzględnienia losowych wartości sił wewnętrznych od wstępnego naciągu cięgien. Pojęto również próby zbadania *in situ* wyężenia cięgien nośnych [16], [18]. Badania przeprowadzono mierząc częstotliwość drgań własnych cięgien za pomocą stopera i tastografu. Zbadano w ten sposób tylko 9 z 24 cięgien.

Koncepcja zbadania rzeczywistych sił w cięgnach jest prawidłowym podejściem do rozwiązania problemu sprawdzenia bezpieczeństwa konstrukcji nośnej dachu, jednakże w ekspertyzie [18] z przyczyn technicznych badania nie objęły wszystkich cięgien.

Projektant konstrukcji obiektu w pismach pisma z dnia 12 oraz 31 grudnia 2005 roku, skierowanych do Dyrekcji Muzeum Narodowego we Wrocławiu w podniósł problem konieczności pełnego oszacowania wyężenia cięgien nośnych Wskazał również na pewne niedoszacowania wartości obciążenia cięgien przy tradycyjnej metodzie obliczeń.

Autorzy niniejszego opracowania uznali również tradycyjną metodę szacowania wyężenia cięgien za mało wiarygodną. Przy istniejącym obecnie wyposażeniu technicznym budynku rotundy Panoramy Racławickiej w postaci systemów oświetleniowych, klimatyzacyjnych, ochrony p.poż., pomiarowych, etc. podwieszonych do konstrukcji dachu nie ma praktycznie możliwości ścisłego oszacowania obciążenie przypadającego na dane cięgno nośne. Także w metodzie tradycyjnej nie mają możliwości wiarygodnego określenia wartości siły naciągu wstępnego w cięgnie. W związku z tym zdecydowano się na poniższą procedurę postępowania przy oszacowaniu nośności konstrukcji dachu rotundy:

- empiryczne zbadanie wartości rzeczywistych wartości sił wewnętrznych we wszystkich cięgnach konstrukcji dachu,
- określenie minimalnej nośności cięgien z uwzględnieniem istniejących ubytków korozyjnych ich przekroju opisanych w ekspertyzie [15],
- wyznaczenie dopuszczalnego awaryjnego obciążenia śniegiem dachu według obecnie obowiązującej przedmiotowej normy [12],
- oszacowanie maksymalnego wyężenia konstrukcji wiązarów trójpasowych dachu z uwzględnieniem niedoszacowania obciążeń od ciężaru własnego, wyposażenia technicznego i dopuszczalnej dla cięgien wartości awaryjnego obciążenia śniegiem.
- przeprowadzenie analizy porównawczej wyników oraz wydanie stosownych zaleceń.

Badania sił wewnętrznych w cięgnach aparaturą eliminującą niedokładności pomiarowe badań tastografem przeprowadzono 16 maja 2006 roku.

2.3. Empiryczne badania sił wewnętrznych w cięgnach nośnych dachu

Istniejące obecnie siły rozciągające S w 24 prętach nośnych $\varnothing 40$ mm rotundy ustalono poprzez analizę drgań swobodnych tych prętów.

Analizę drgań prętów przeprowadzono przyjmując model ciągły pręta obustronnie przegubowego, rozciąganego siłą S o stałej wartości. Równanie poprzecznych harmonicznym drgań swobodnych takiego pręta (z pominięciem tłumienia) ma postać:

$$EJ \frac{d^4 w}{dx^4} - S \frac{d^2 w}{dx^2} - \rho \omega^2 w = 0$$

gdzie: ρ – gęstość (masa jednostkowa), kgm^{-1} ,

EJ – sztywność giętna pręta, Nm^2 ,

w – przemieszczenie poprzeczne pręta, m ,

ω – częstość kołowa drgań, s^{-1} (w rozpatrywanym przypadku – uzyskana z pomiarów).

Rozwiązanie tego równania, z wykorzystaniem warunków brzegowych

$$w(0) = w(l) = 0, \quad w''(0) = w''(l) = 0,$$

prowadzi do układu równań algebraicznych. Rozwinięcie przyrównanego do zera wyznacznika głównego tego układu prowadzi w konsekwencji do określenia częstości kołowych

$$\omega_i^2 = \omega_{oi}^2 (1 + S S_{oi}^{-1}), \quad i = 1, 2, 3, \dots$$

Stąd

$$S = S_{oi} (\omega_i^2 \omega_{oi}^{-2} - 1) = S_{oi} (f_i^2 f_{oi}^{-2} - 1),$$

gdzie $f = \omega (2\pi)^{-1}$ – częstotliwość drgań (Hz),

$$\omega_{oi}^2 = (i \pi l^{-1})^4 E J \rho^{-1},$$

$$S_{oi} = E J i^2 \pi^2 l^{-2}.$$

W rozpatrywanym tutaj przypadku mamy:

$$E J = 25760,3 \text{ Nm}^2 \text{ (pręt } \varnothing 40 \text{ mm, stal 18G2A),}$$

$$\rho = 9,8646 \text{ kg/m,}$$

$$l = 23,35 \text{ m.}$$

Siłę rozciągającą w pręcie można określić na podstawie dowolnej częstości (częstotliwości) drgań swobodnych, jednak wyższe częstości dają wyniki mniej wiarygodne niż niższe. Dzieje się tak ze względu na to, że odpowiadające im wyższe formy drgań mają stosunkowo skomplikowany przebieg i analiza harmoniczna zarejestrowanego sygnału (wywołanego początkowym zaburzeniem równowagi statycznej) może prowadzić do wyników zakłóconych przez jeszcze wyższe składowe spektrum drgań (w przypadku układu ciągłego jest ono, jak wiadomo, nieskończone). Z tego względu zdecydowano się na określenie sił rozciągających w omawianych prętach nośnych na podstawie dwóch początkowych częstości drgań,

uzyskanych z analizy harmonicznej zarejestrowanych sygnałów. Jako miarodajną potraktowano pierwszą (podstawową) częstotliwość drgań, natomiast drugą wykorzystano do potwierdzenia wyników tej pierwszej – chodzi o uniknięcie ewentualnych większych błędów identyfikacji.

Wyniki, w postaci dwóch początkowych częstotliwości drgań oraz otrzymanych na tej podstawie sił w prętach – przytoczono poniżej w tabeli. Siły rozciągające w prętach, ustalone jako miarodajne (faktycznie występujące w prętach), zapisano pogrubionym drukiem (boldem). Zapisano je również na załączonym szkicu ukazującym rozłożenie omawianych prętów.

Numer pręta nośnego Ø40 mm	Pierwsza forma drgań		Druga forma drgań	
	Częstotliwość, Hz	Siła w przecie. kN	Częstotliwość, Hz	Siła w przecie. kN
1	2,8125	169,75	5,5625	164,52
2	2,8750	177,40	5,4375	157,13
3	3,0625	201,36	6,1887	204,09
4	2,9375	185,22	5,6875	172,08
5	2,4375	127,39	4,8000	122,03
6	2,6250	147,81	5,1250	139,38
7	2,6875	154,96	5,4375	157,14
8	2,9375	185,22	6,0000	191,72
9	2,3750	120,92	4,5000	107,03
10	3,0000	193,21	6,0000	191,72
11	3,1875	218,17	6,1250	199,87
12	2,7500	162,27	5,1875	142,84
13	2,8750	177,40	5,7500	175,93
14	2,5625	141,30	4,5625	110,07
15	2,3125	114,61	5,0000	132,57
16	2,9375	185,22	5,7500	175,93
17	2,8125	169,75	5,7500	175,93
18	2,2500	108,47	4,5000	107,03
19	2,6875	154,96	5,3750	153,49
20	2,4375	127,38	4,8490	124,57
21	2,7500	162,27	5,0377	134,61
22	2,5625	140,84	4,9430	129,52
23	3,1875	218,17	6,2500	208,19
24	2,9375	185,22	6,0000	191,72

Częstotliwości zamieszczone w powyższej tabelicy uzyskano z pomiarów drgań omawianych prętów, które przeprowadzono w dniu 16 maja 2006 r. Mierzono swobodne drgania poziome prętów, wywołane poziomą krótkotrwałą siłą przyłożoną w rejonie środka rozpiętości pręta (był to szybki poziomy ruch dłoni przyłożonej do pręta). Do rejestracji i analizy drgań zastosowano następujący zestaw aparatury:

- analizator BK 2148,
- akcelerometry BK 4348 (nr 3108962 i 2068048),
- kalibrator drgań typ K-10, nr 062 firmy EMSON MAT (świadectwo uwierzytelnienia wydane przez Okręgowy Urząd Miar W-w - nr 264-W5-2003).

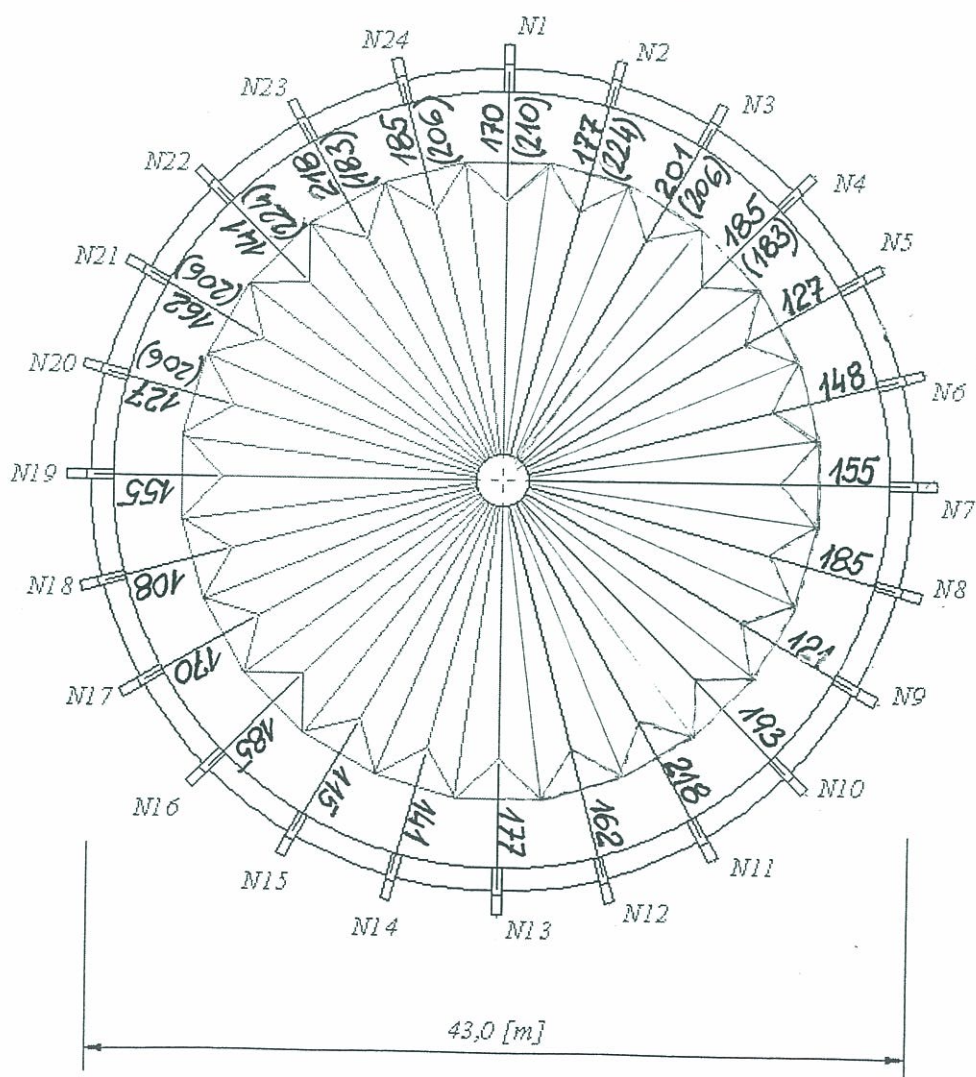
Mierzono przebiegi czasowe przyspieszeń oraz ich widmo tercjowe. Uzyskane wyniki poddano analizie Fouriera (analiza FFT), otrzymując widma częstotliwości drgań kolejnych prętów. Widma te przedstawiono w załączniku 1 zawierającym 24 strony odpowiadające kolejnym 24 prętom. Na każdej stronie górny rysunek przedstawia zwykłą analizę widmową FFT w układzie oś pozioma – częstotliwość (Hz), oś pionowa - przyspieszenie (ms^{-2}). Dolny rysunek przedstawia tę samą analizę widmową, ale na osi pionowej zastosowana jest skala logarytmiczna. Oznaczenia na osi pionowej należy czytać następująco: przykładowo $100\text{m} \sim 100\text{mm s}^{-2}$, $100\mu \sim 100\mu\text{m s}^{-2}$.

W nagłówku rysunków podany jest numer pręta – przykładowo 001 oznacza pręt nr 1.

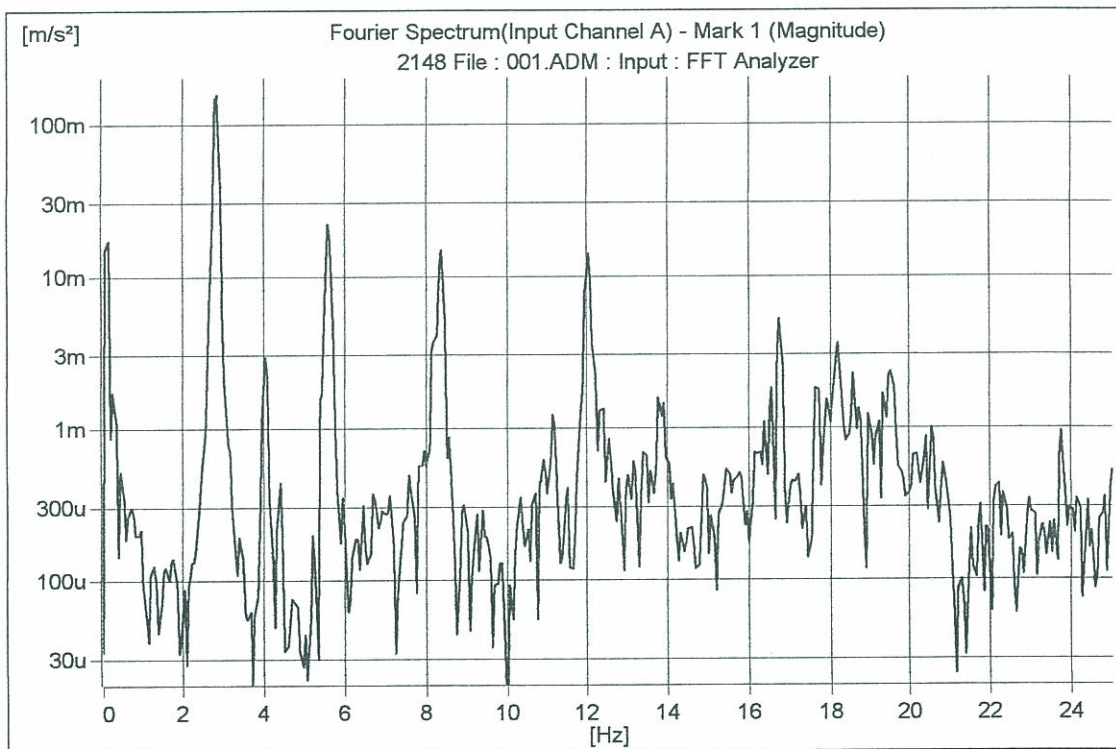
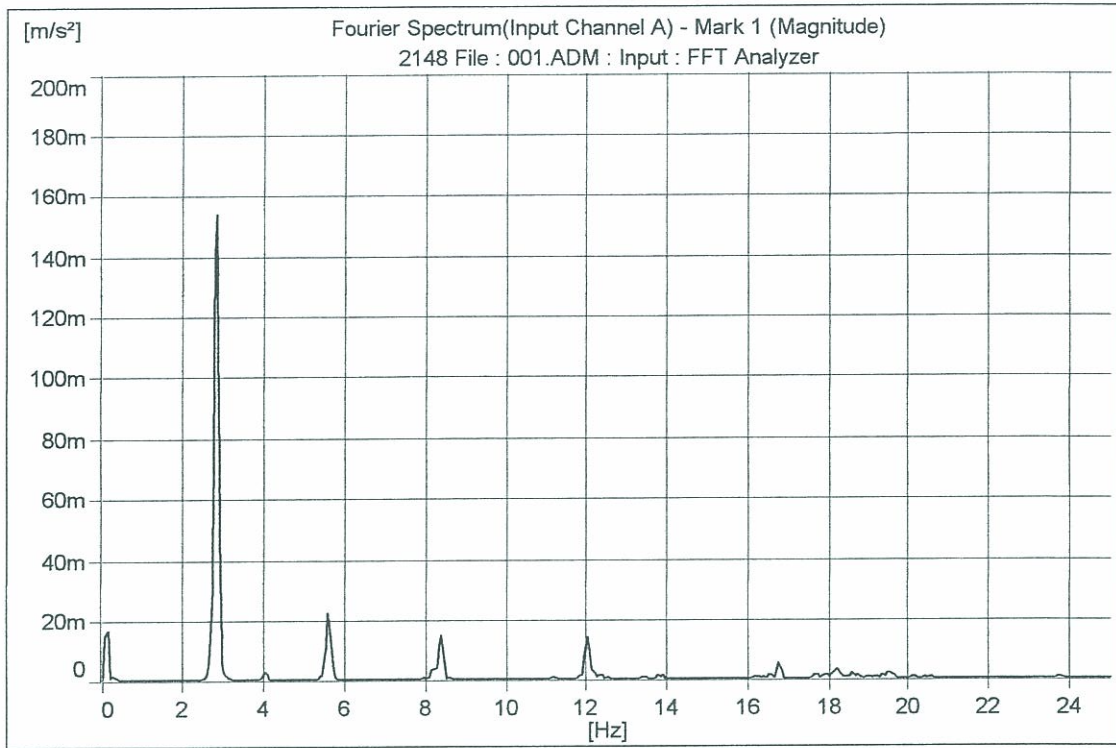
Na dole strony, w tabelce, podane są wybrane, istotniejsze składowe harmoniczne f (Hz) oraz wartości skuteczne amplitud przyspieszeń Arms (ms^{-2}).

Dolny rysunek pokazuje, że zarejestrowane drgania mają widmo częstotliwości bardzo złożone, co z pewnością wynika z zastosowanego sposobu wymuszenia drgań (występują również składowe dodatkowe, nie odpowiadające przyjętemu modelowi pręta), jak również faktu istnienia pionowych wieszaków podtrzymujących pręt. Aby zminimalizować te wpływy generowano małe drgania (por. wartości amplitud Arms w tabelce) i mierzono je po ich ustabilizowaniu. Górny rysunek pokazuje wyraźnie wyselekcjonowane składowe najistotniejsze, w tym dwie początkowe, odpowiadające rozpatrywanemu modelowi pręta.

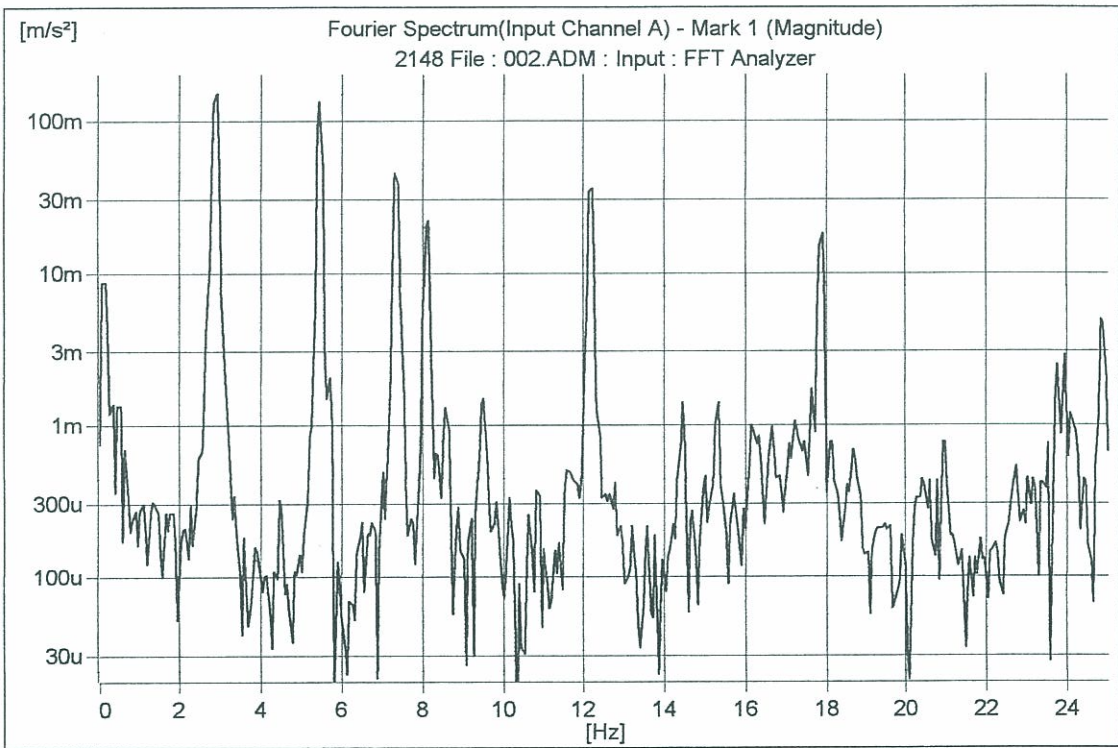
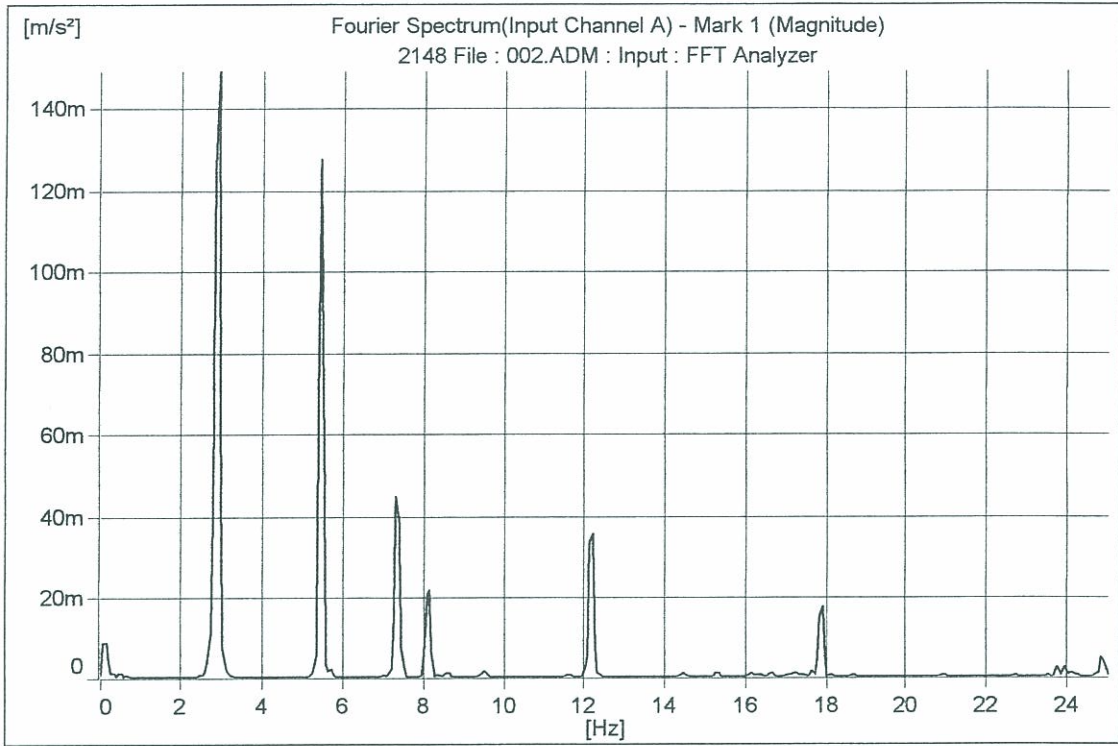
Zbiorcze wyniki badań sił wewnętrznych w cięgnach przedstawiono na rys. 2, gdzie zestawiono je z wynikami badań sił przy użyciu tastografu i stopera [18].



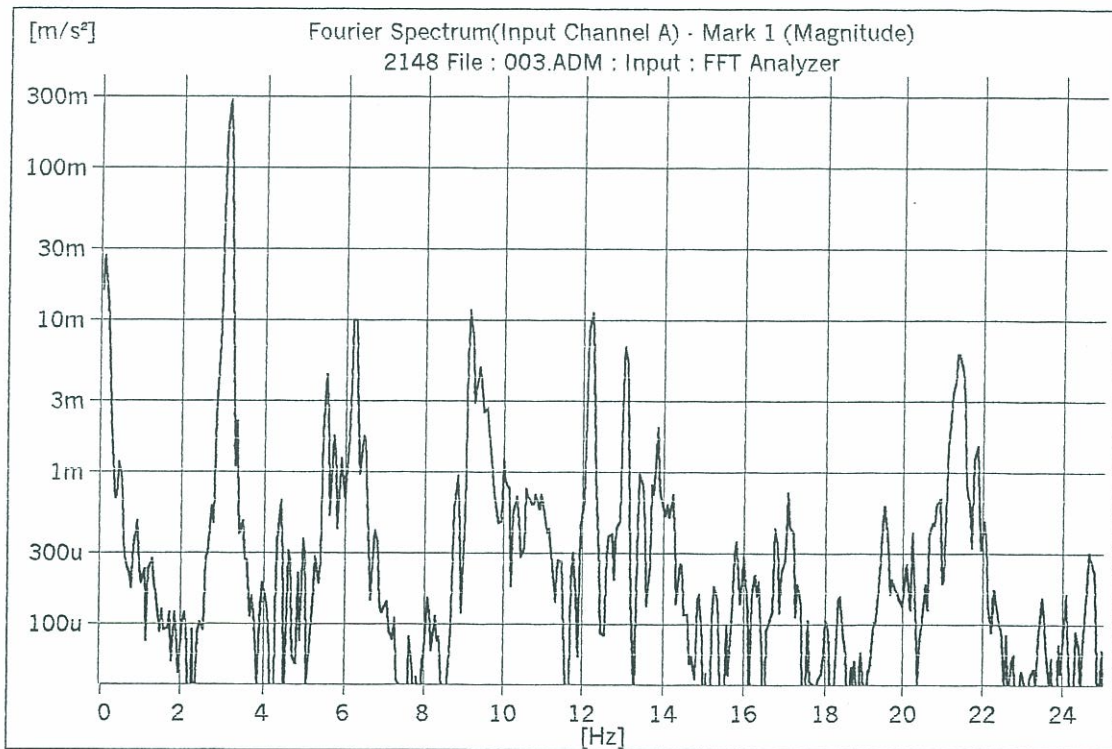
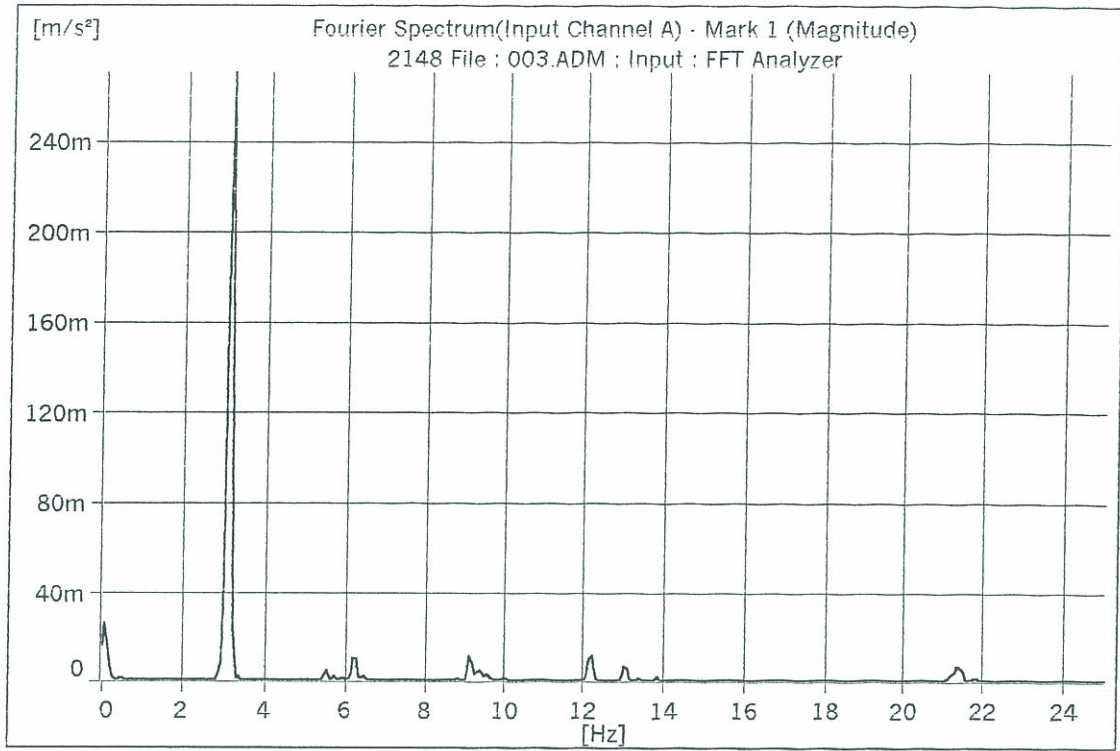
Rys.2 Zbiorcze zestawienie wyników badań sił wewnętrznych w cięgnach.



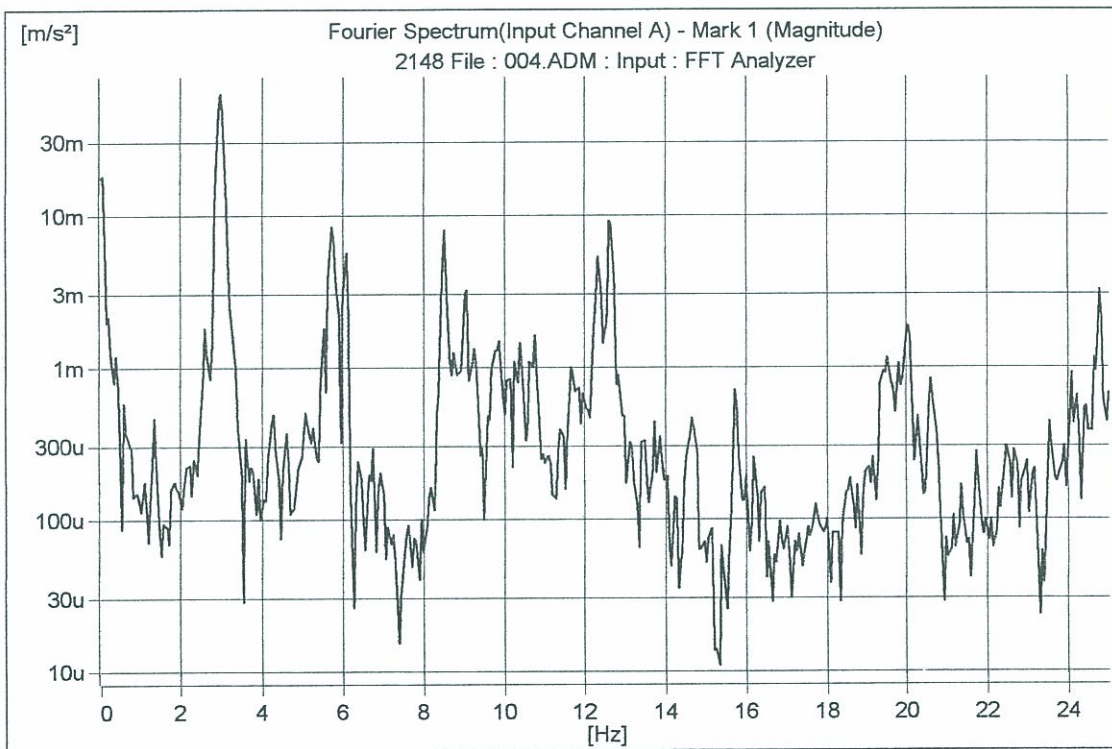
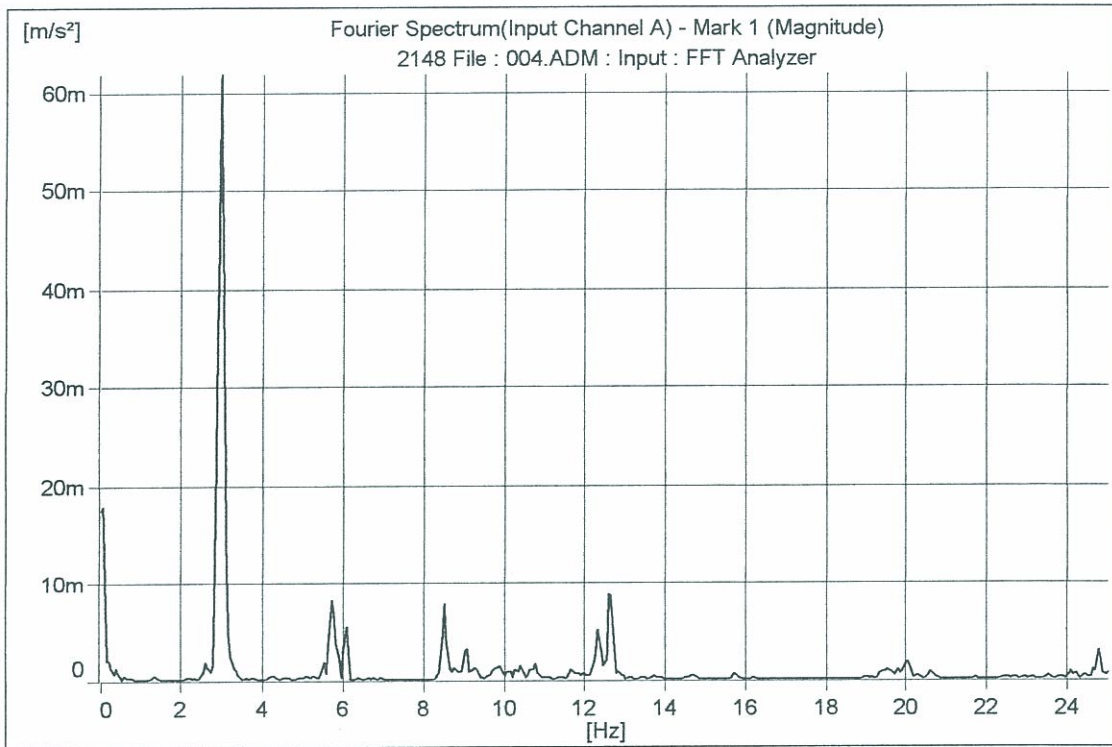
f[Hz]	Arms [m/s ²]
2.8125	0.1534
5.5625	0.0218
8.3750	0.0142
12.0000	0.0136



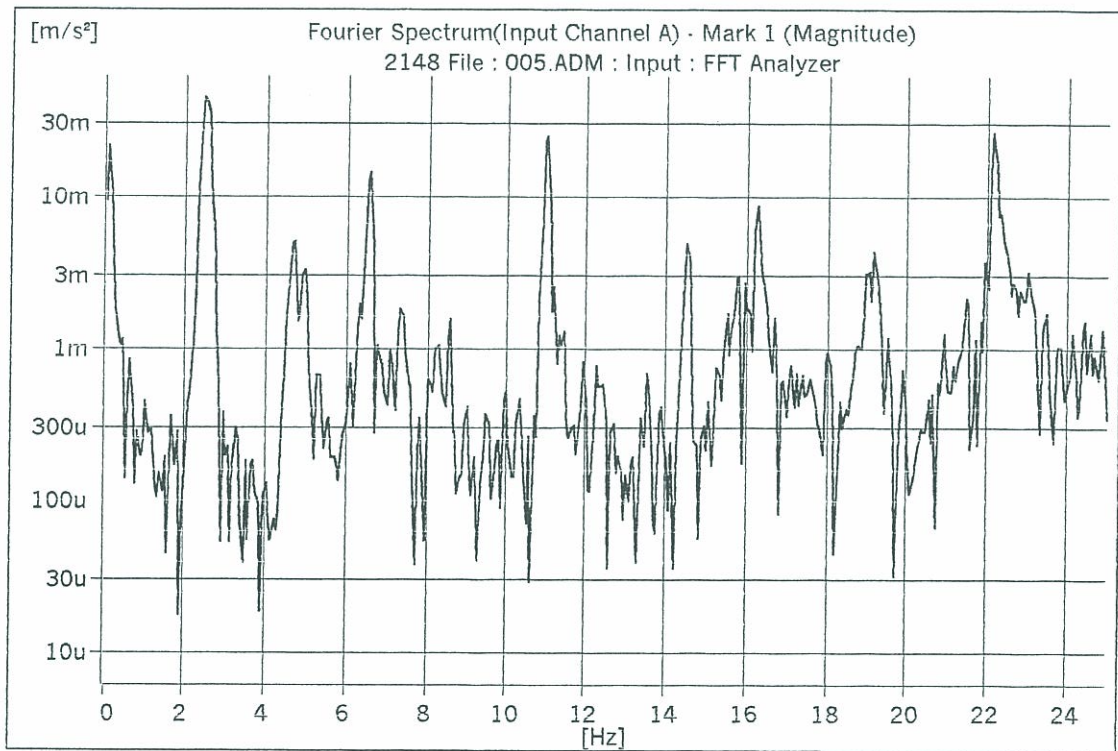
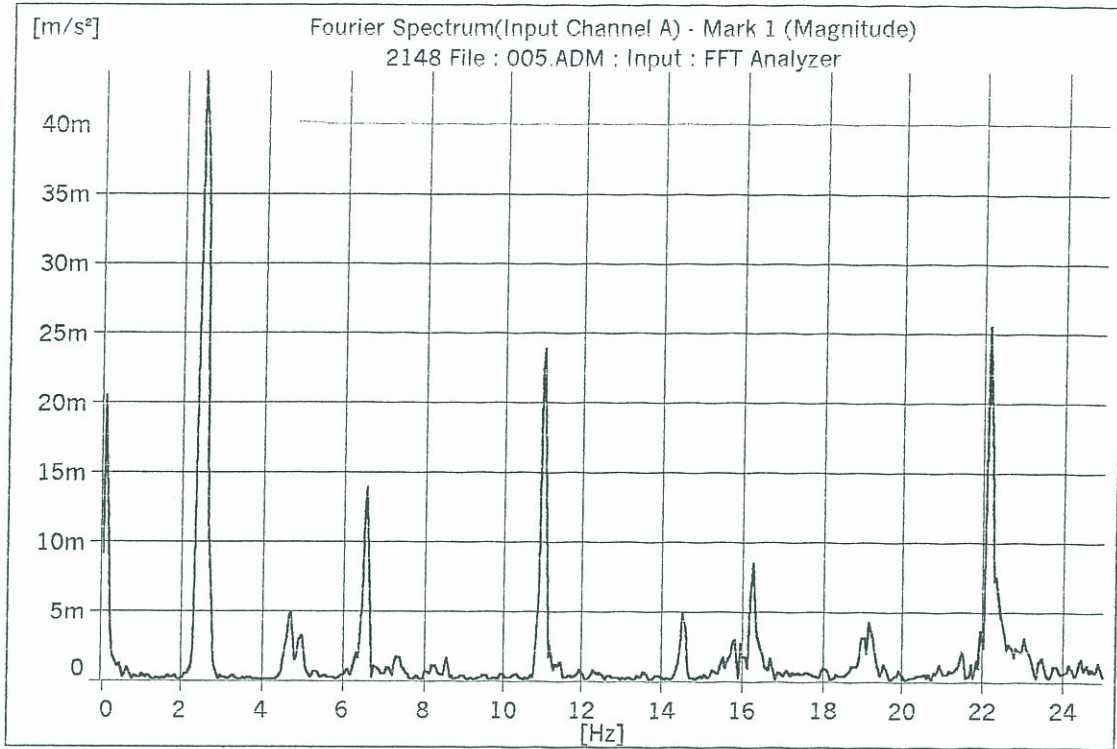
f[Hz]	Arms [m/s ²]
2.8750	0.1490
5.4375	0.1271
7.3125	0.0442
8.1250	0.0216
12.1875	0.0352
17.8750	0.0175



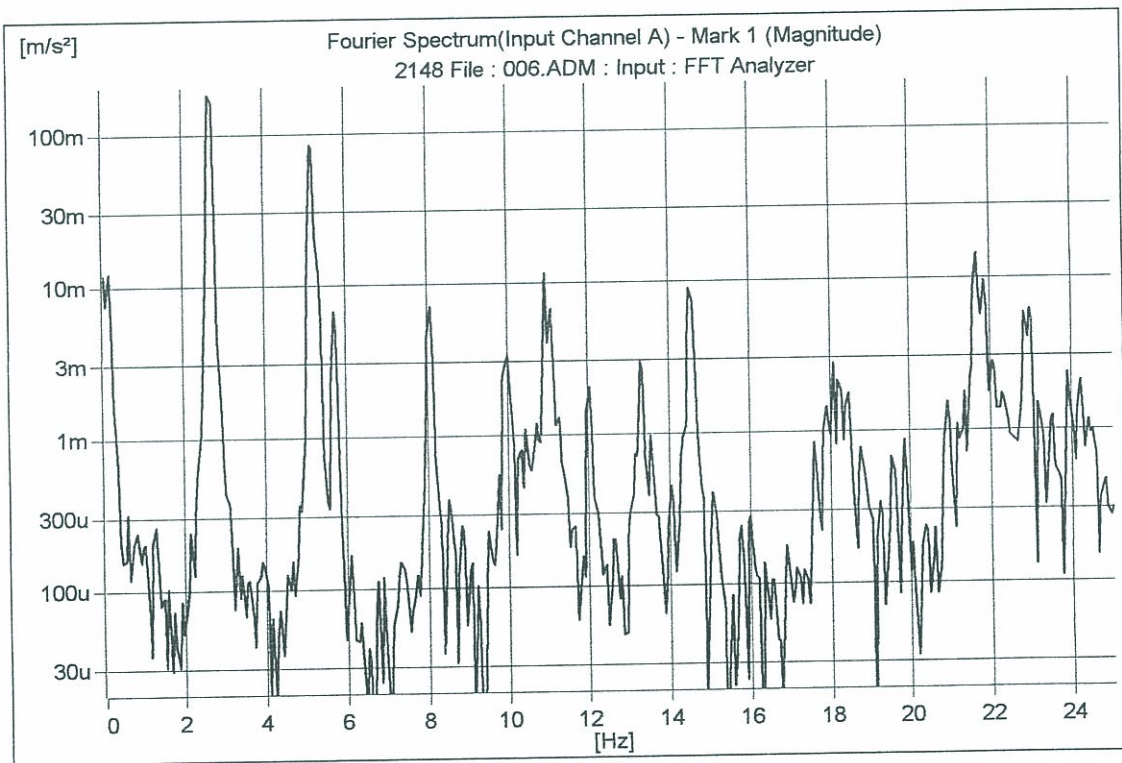
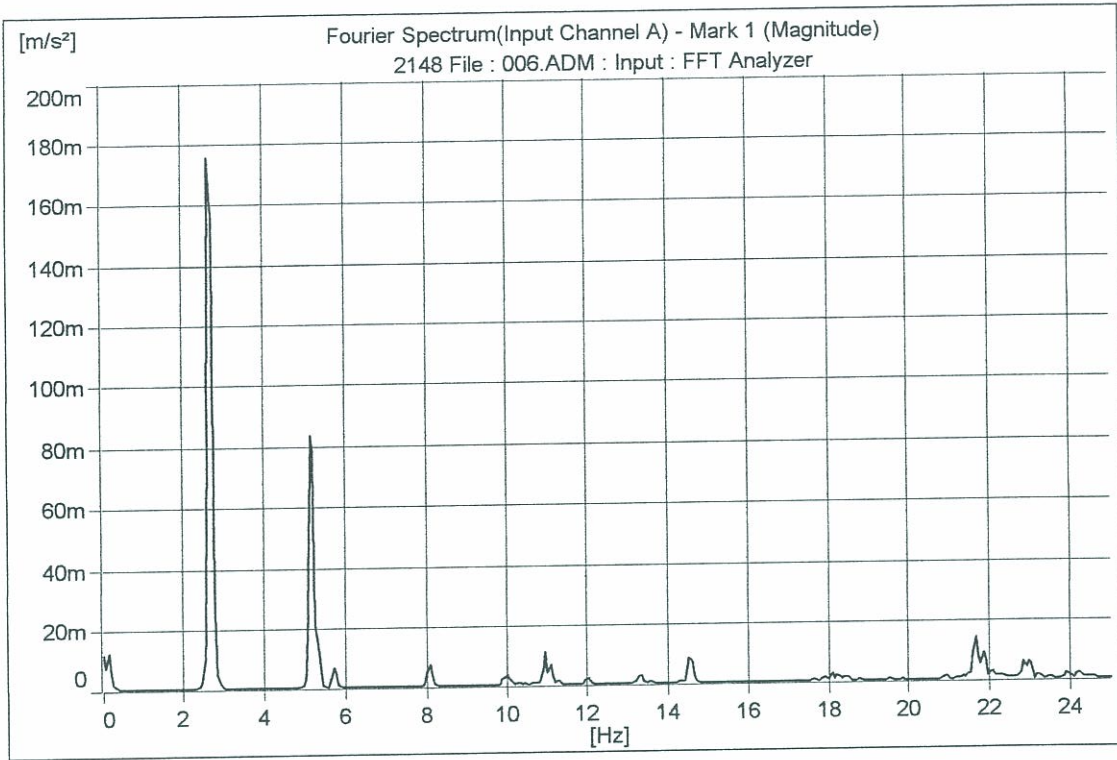
f[Hz]	Arms [m/s ²]
3.0625	0.2700
6.1887	0,0100
9.1250	0.0114
12.1875	0.0110



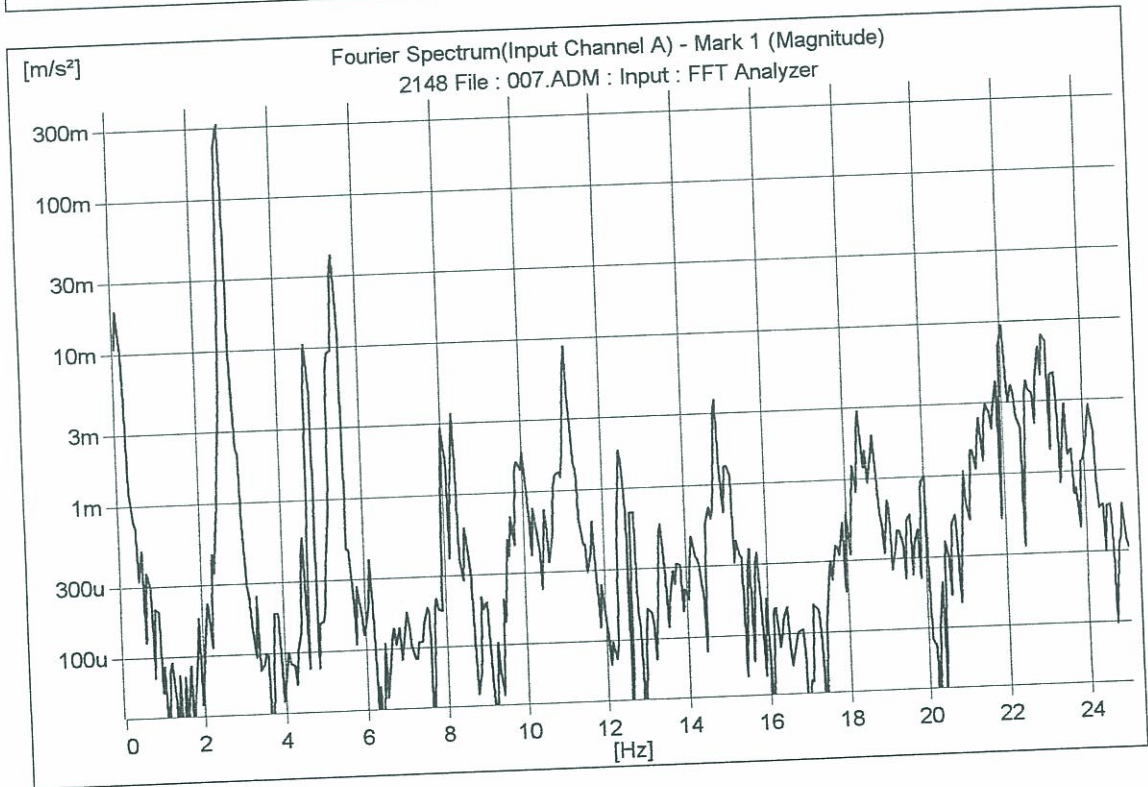
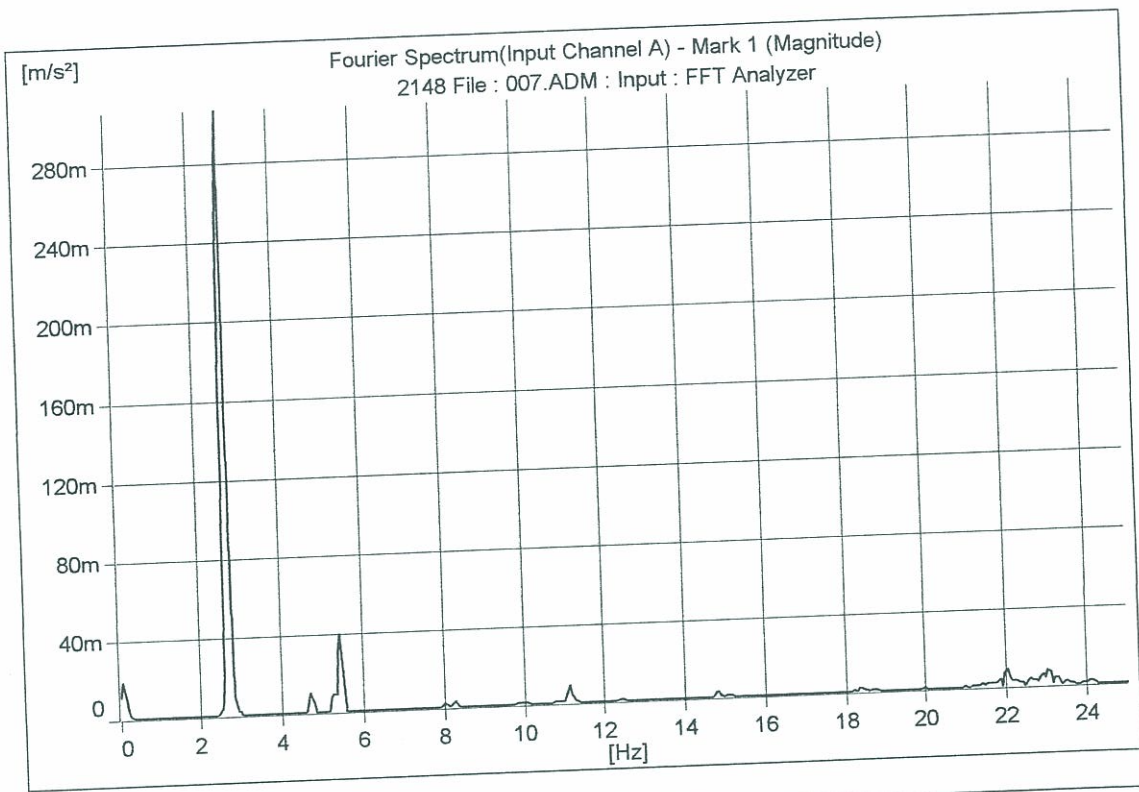
f [Hz]	A _{rms} [m/s ²]
2.9375	0.0618
5.6875	0.0082
6.0625	0.0055
8.5000	0.0077
12.3125	0.0051
12.5625	0.0088



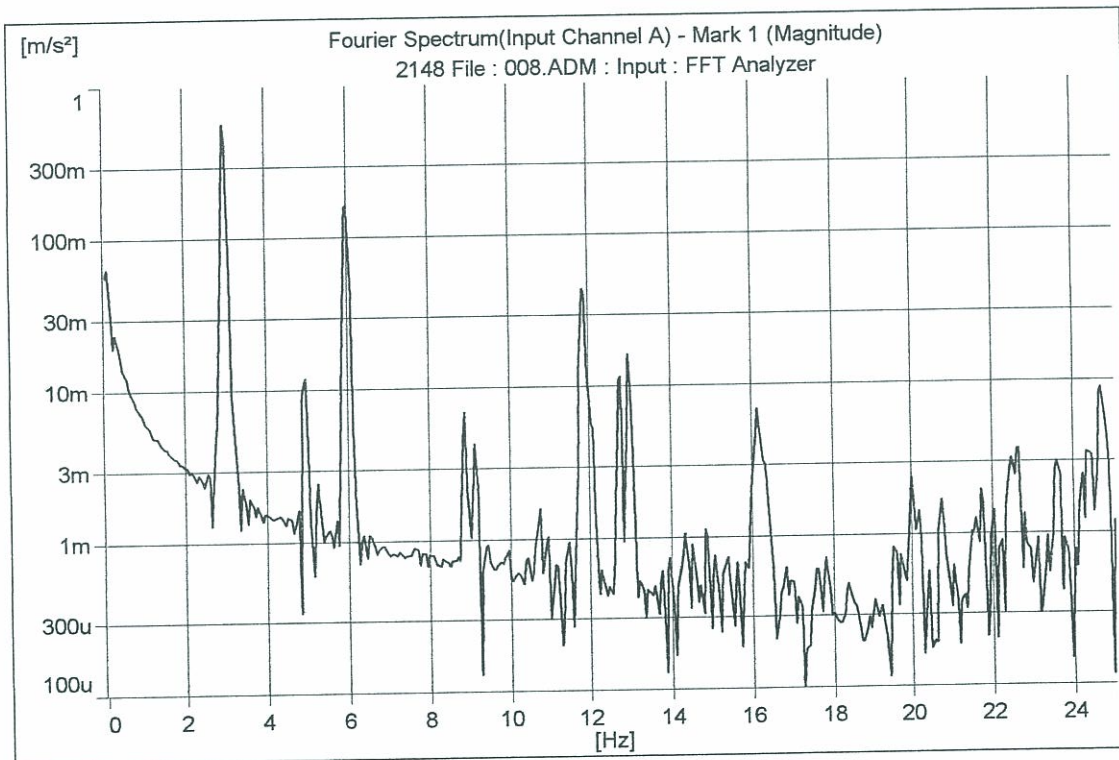
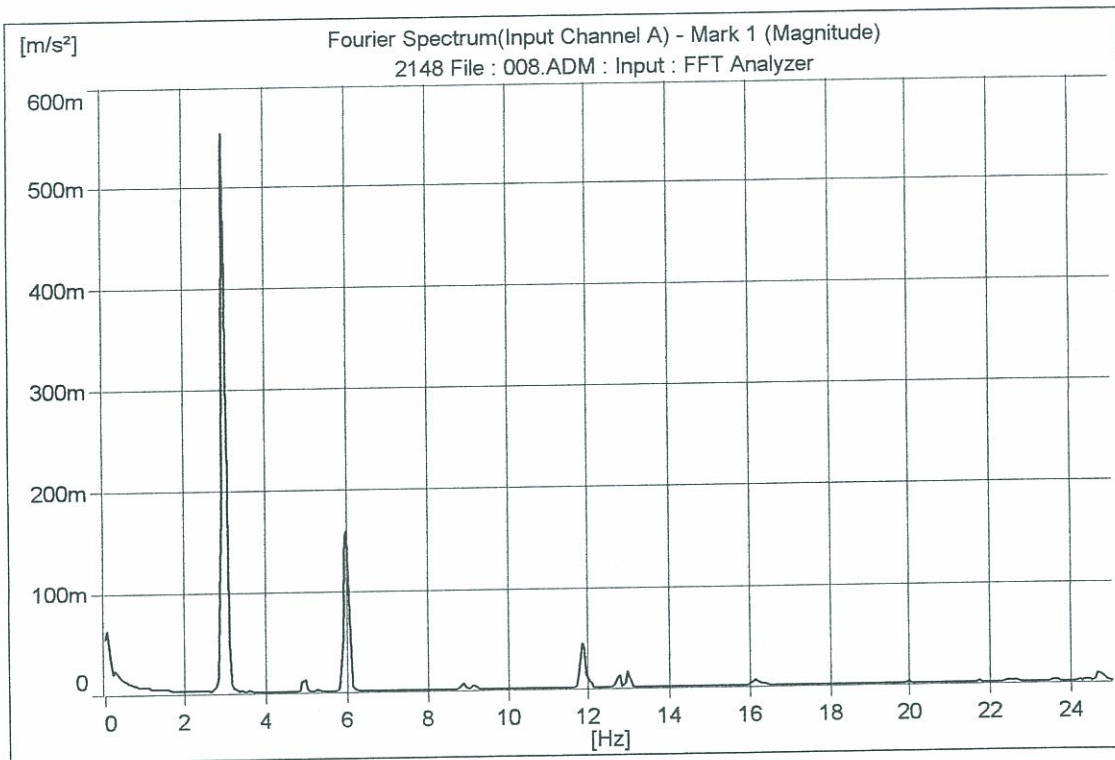
f [Hz]	Arms [m/s ²]
2.4375	0.0437
4.8000	0.0051
6.5625	0.0138
11.0000	0.0238
16.2500	0.0084
22.1250	0.0254



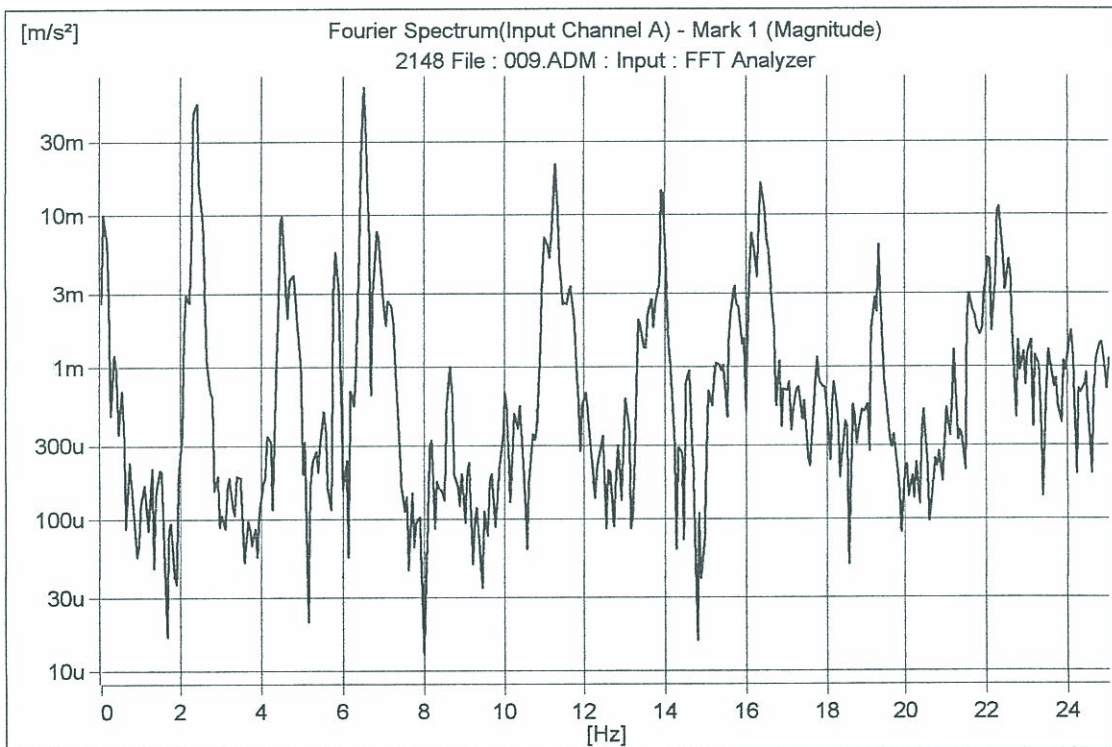
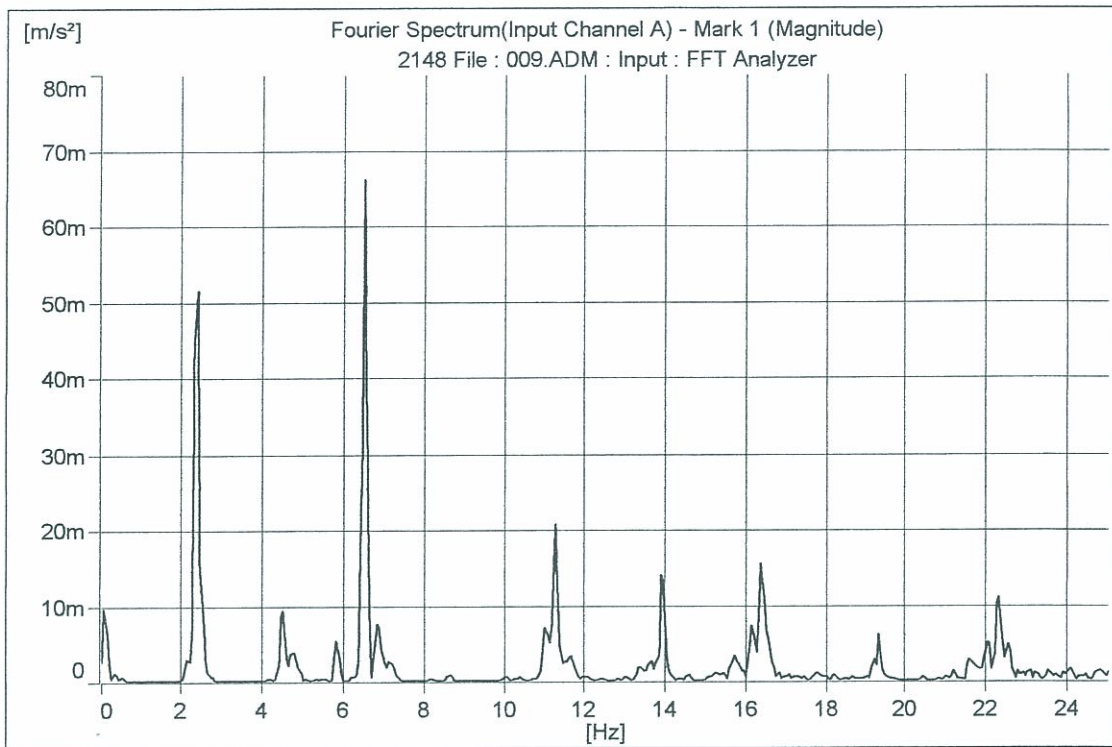
f [Hz]	Arms [m/s ²]
2.6250	0.1751
5.1250	0.0828
10.9375	0.0111
21.6250	0.0139



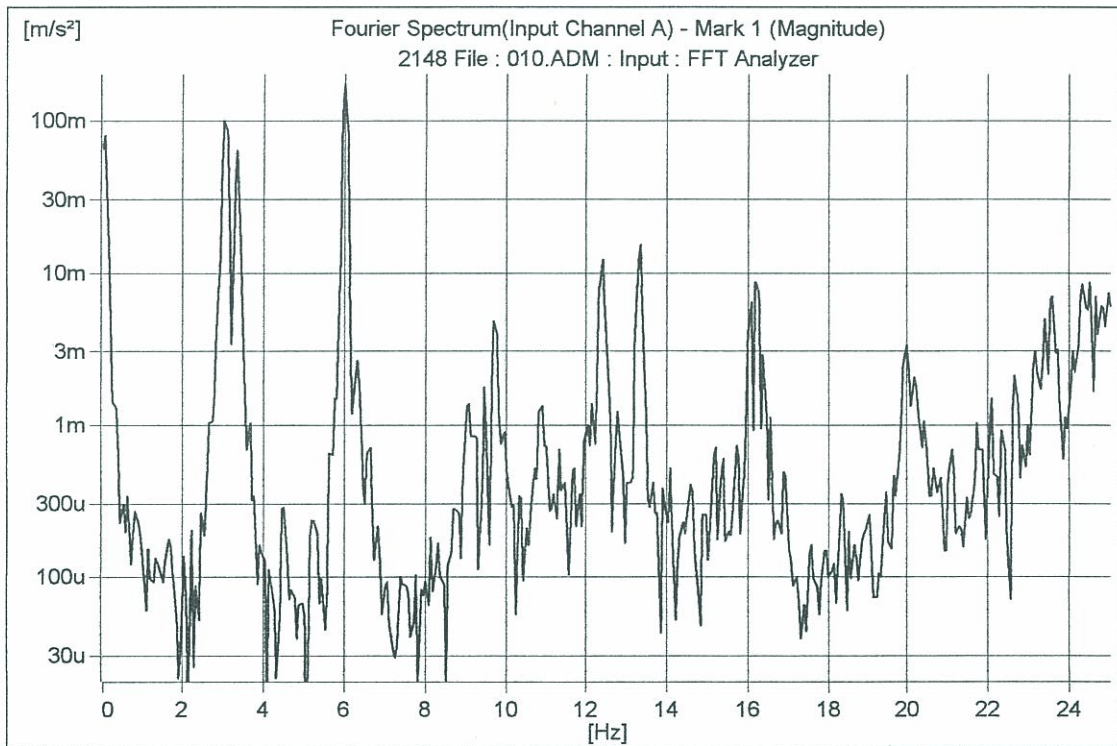
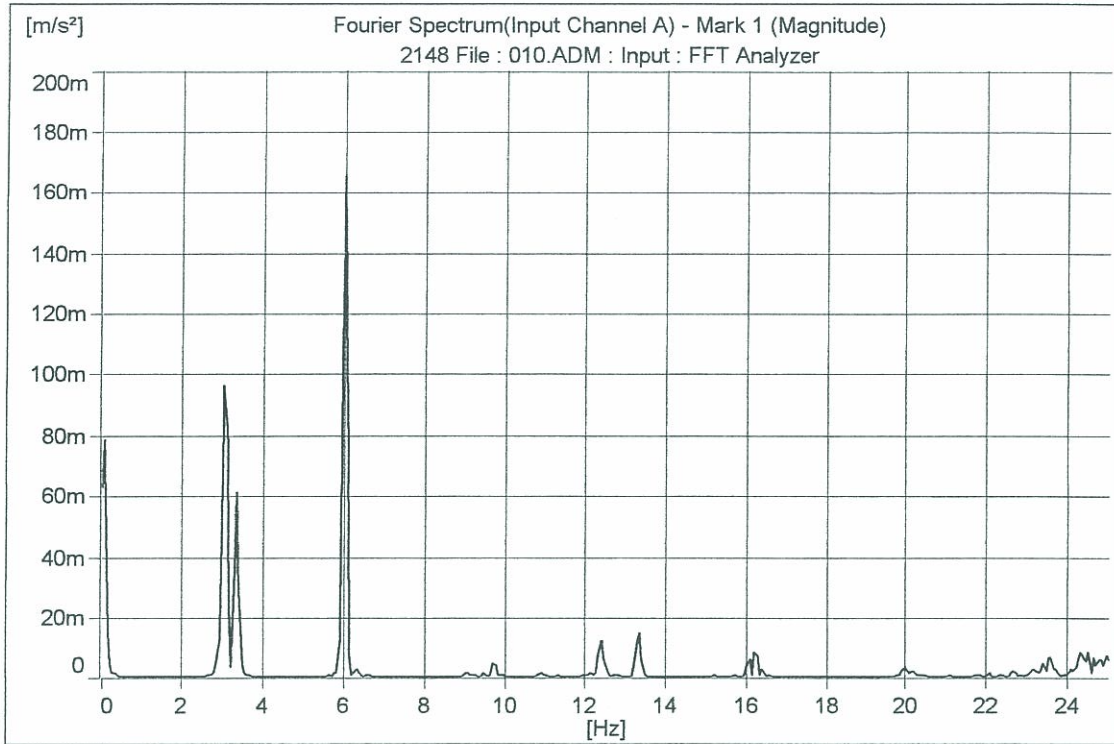
f [Hz]	Arms [m/s ²]
2.6875	0.3070
5.4375	0.0394



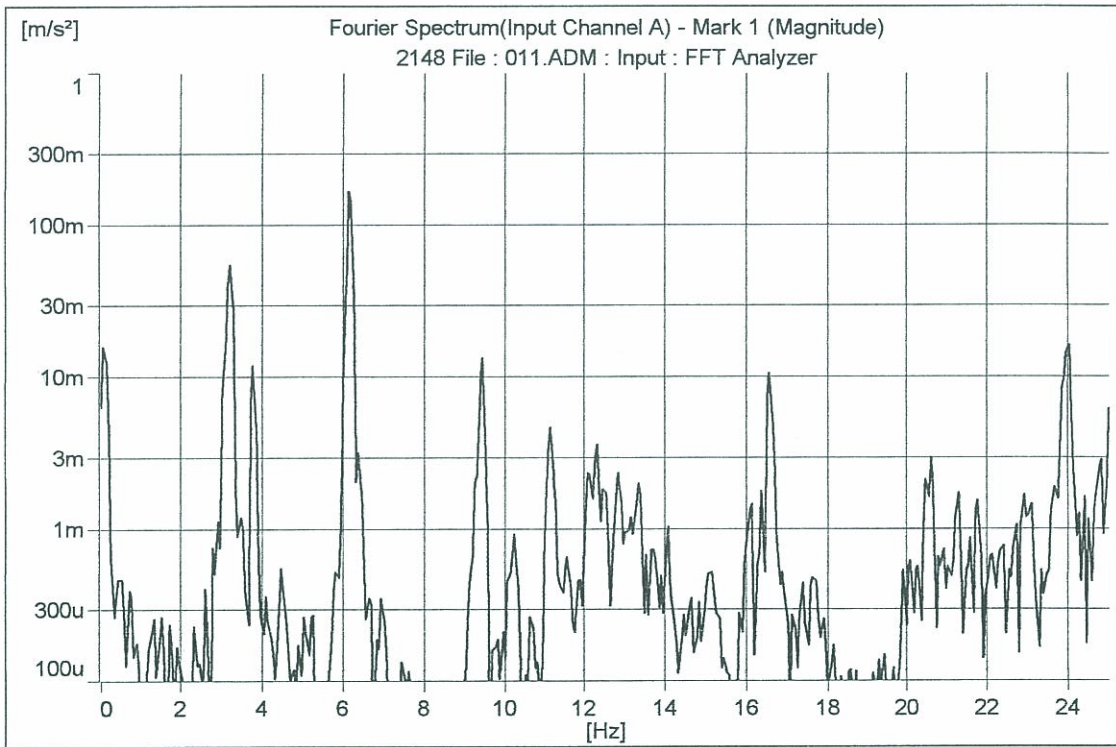
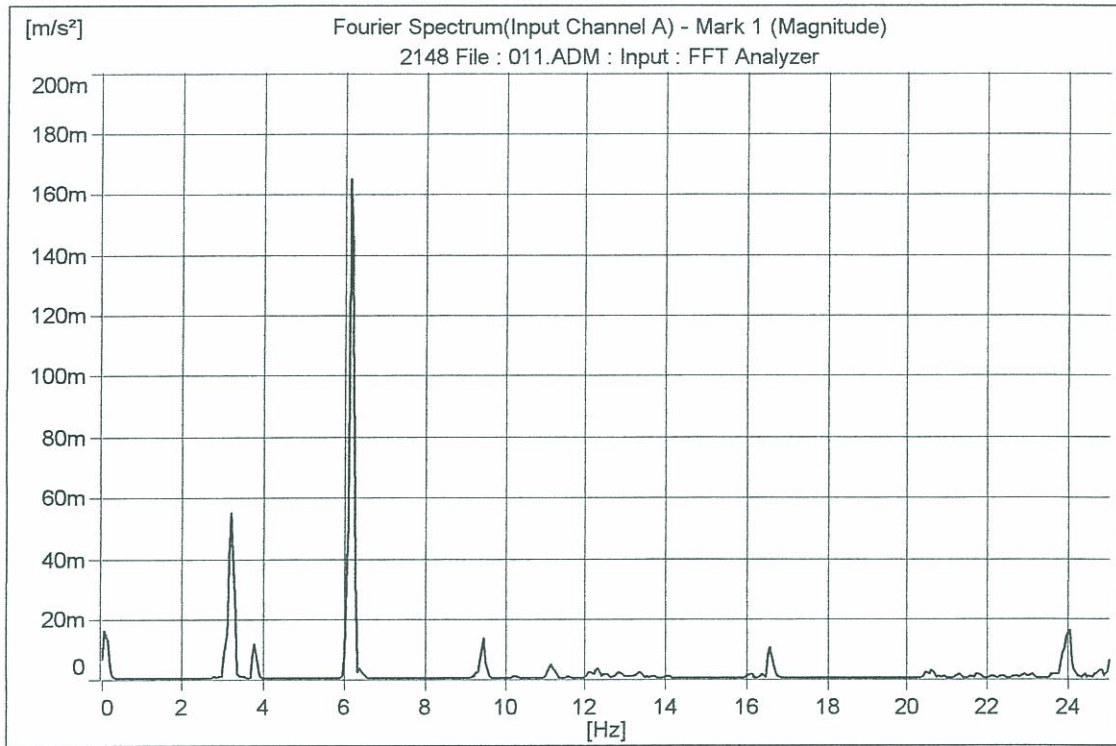
f [Hz]	Arms [m/s ²]
2.9375	0.5529
6.0000	0.1576
11.8125	0.0434



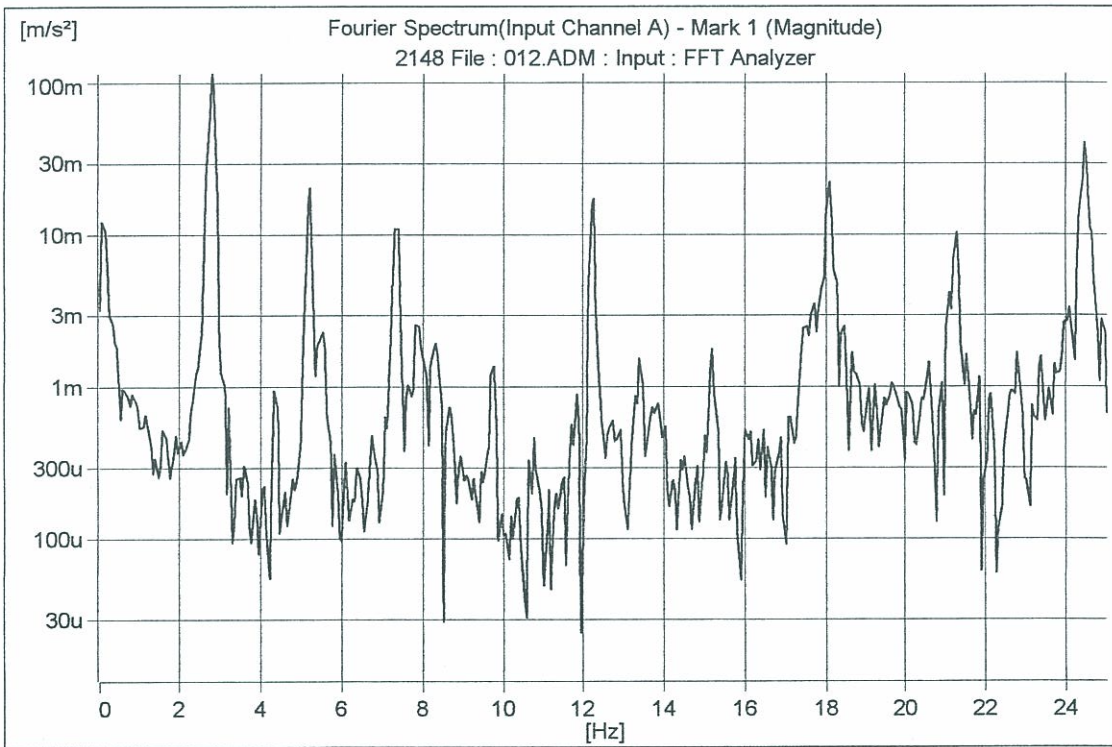
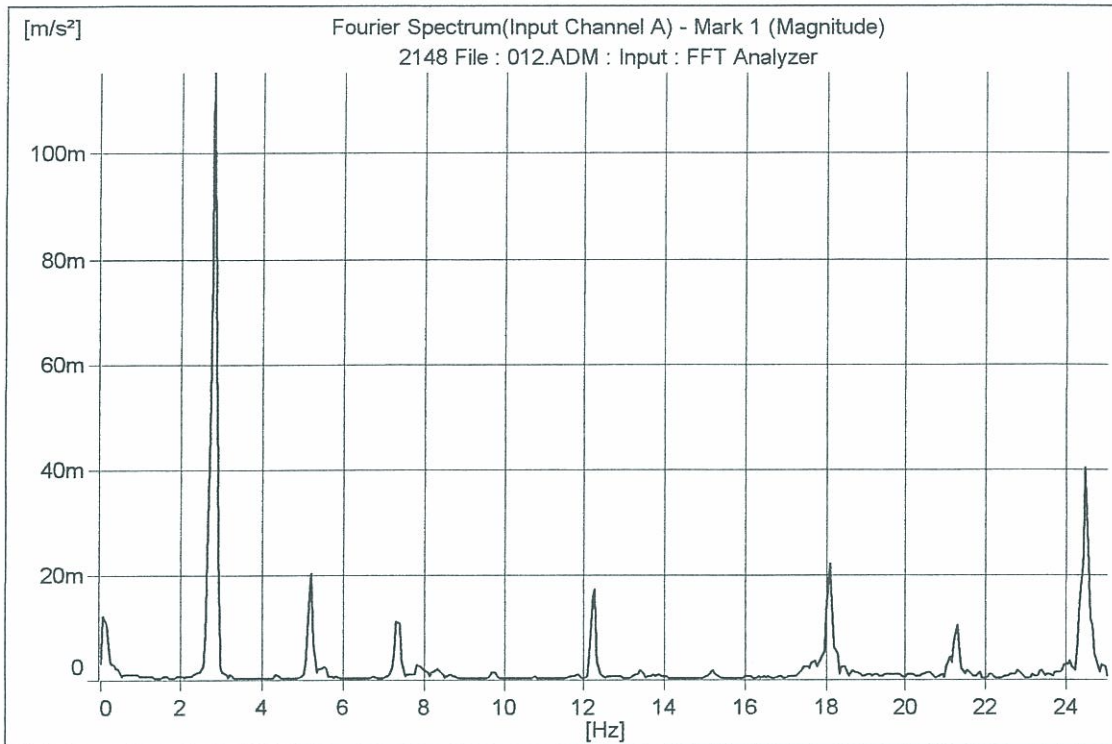
f [Hz]	Arms [m/s ²]
2.3750	0.0515
4.5000	0.0092
6.5000	0.0662
11.2500	0.0206
13.8750	0.0139
16.3750	0.0155
22.3125	0.0109



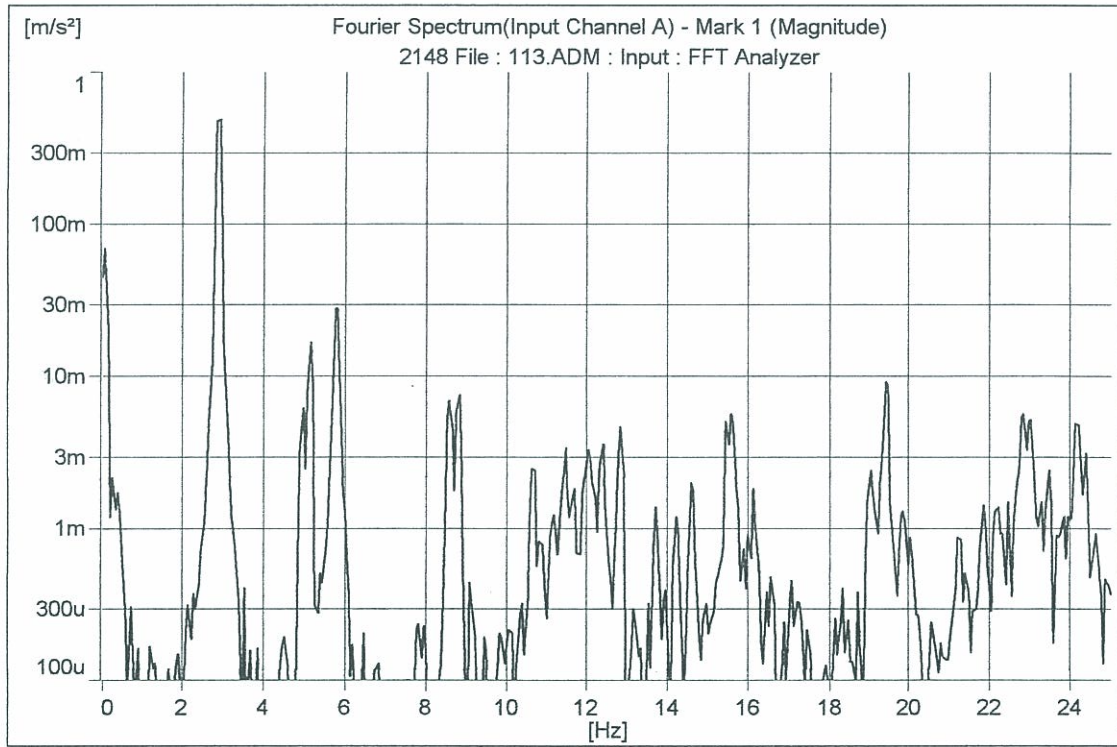
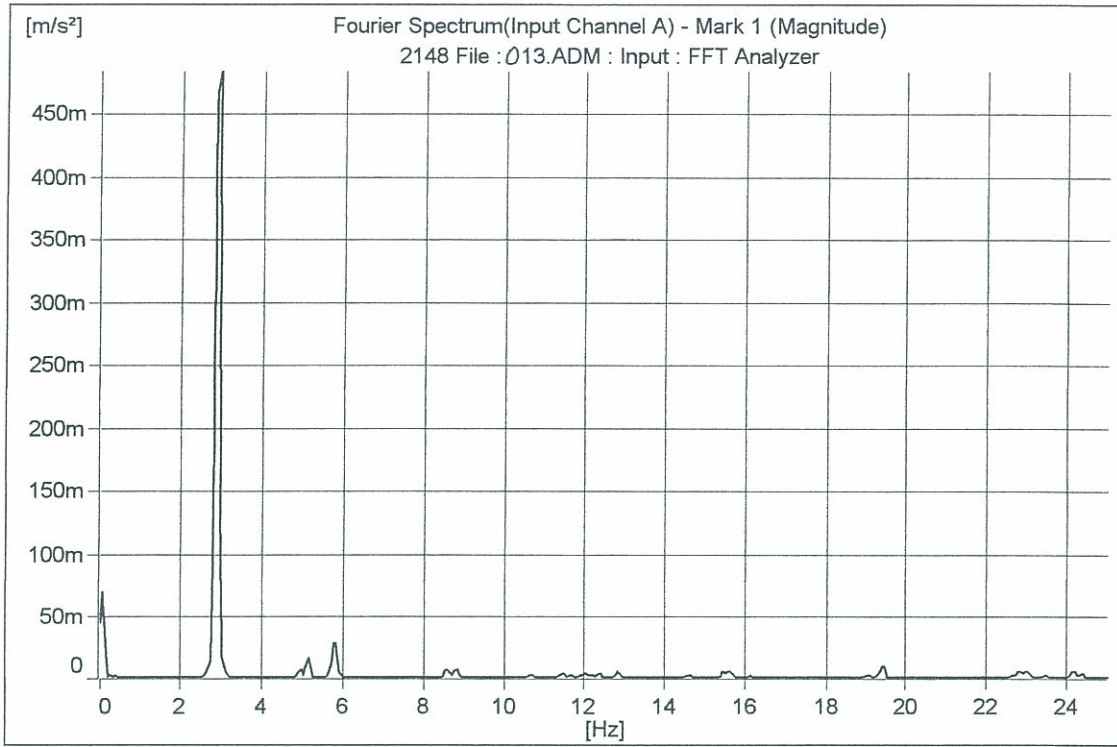
f[Hz]	Arms [m/s ²]
3.0000	0.0961
3.3125	0.0609
6.0000	0.1649
12.3750	0.0118
13.3125	0.0147



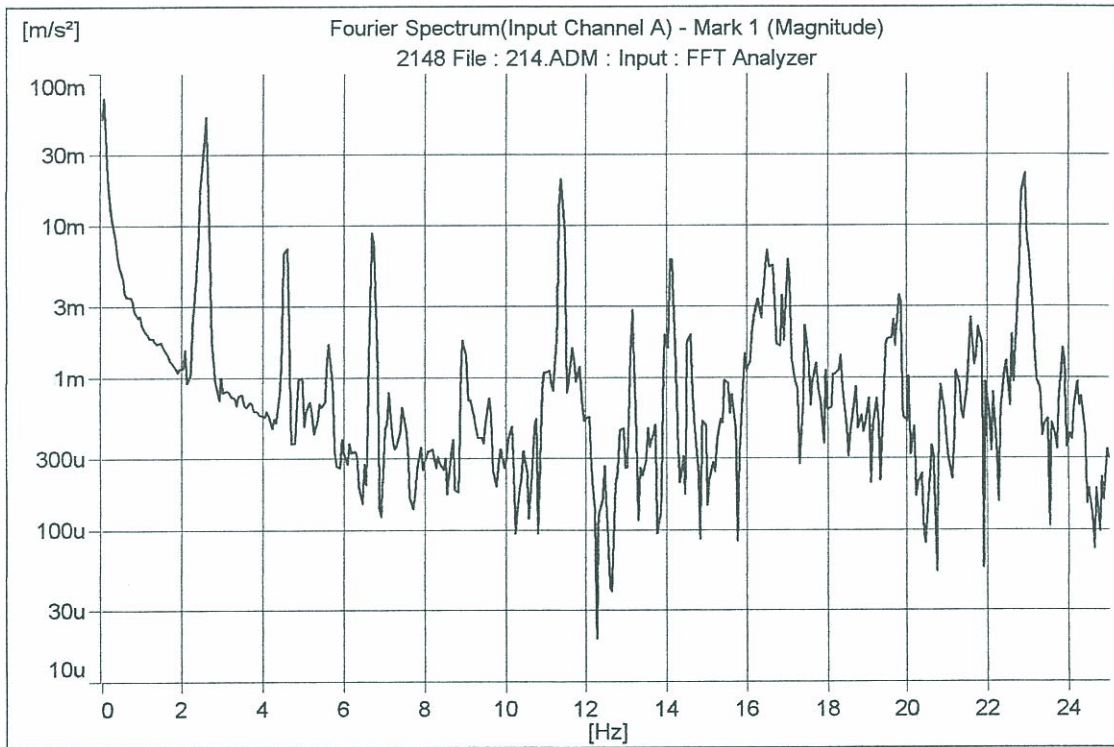
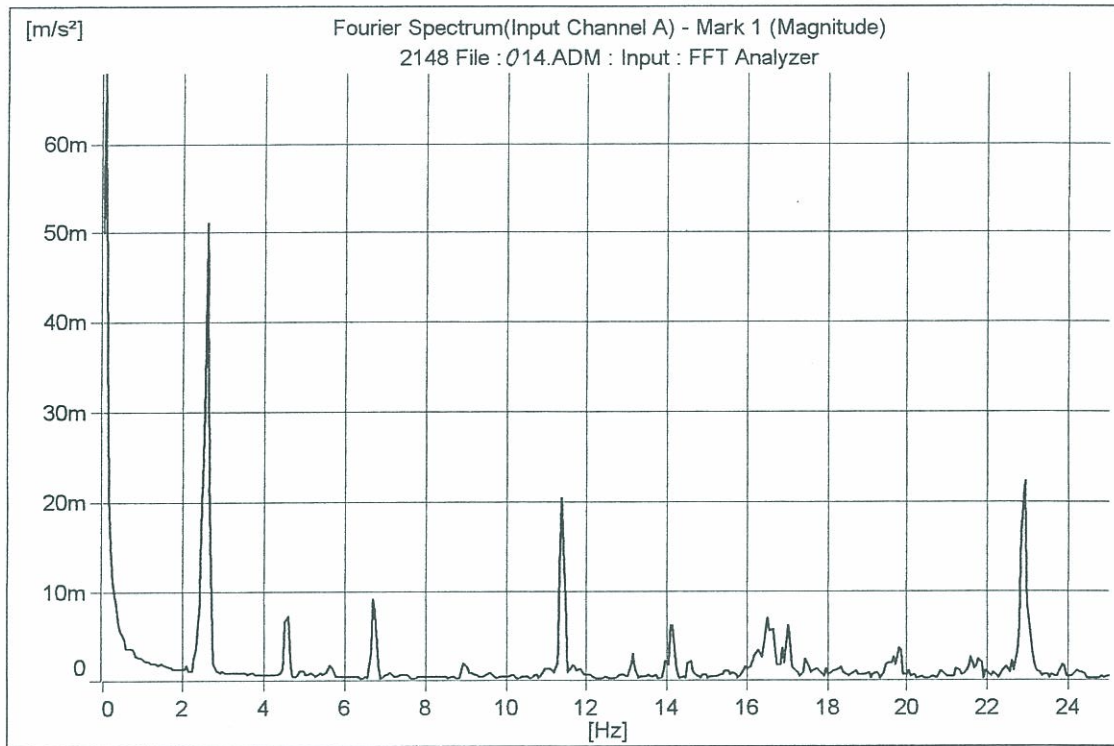
f [Hz]	Arms [m/s ²]
3.1875	0.0547
3.7500	0.0115
6.1250	0.1644
9.4375	0.0132
16.5625	0.0105
24.0000	0.0159



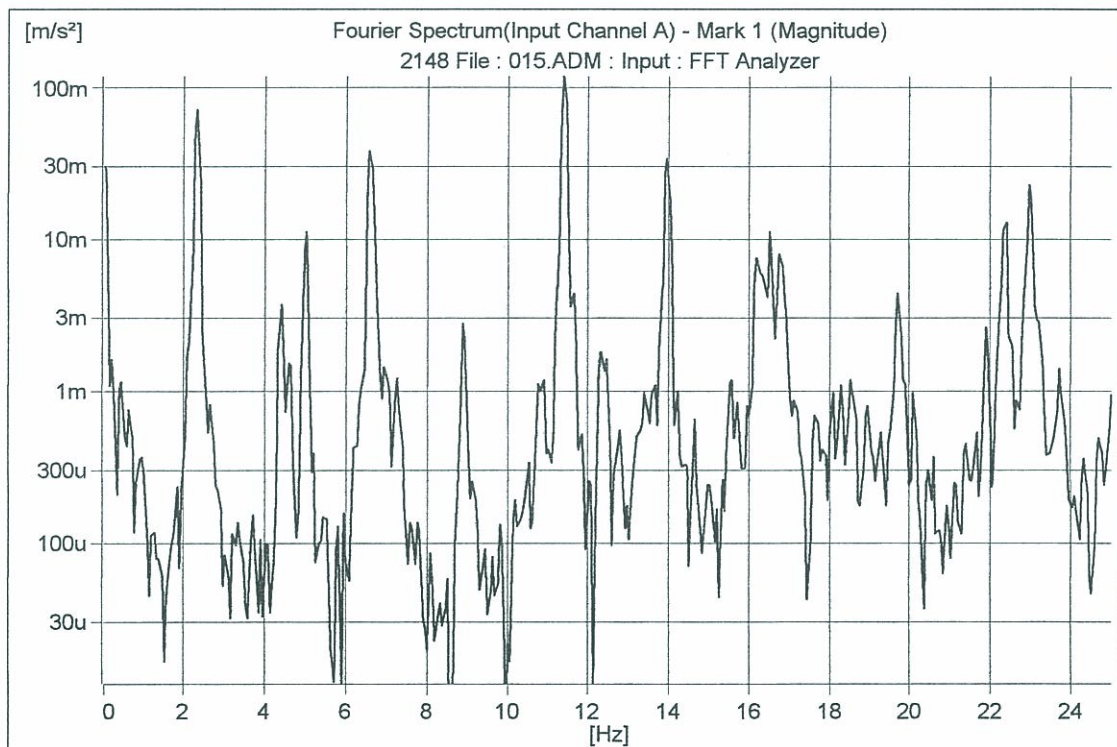
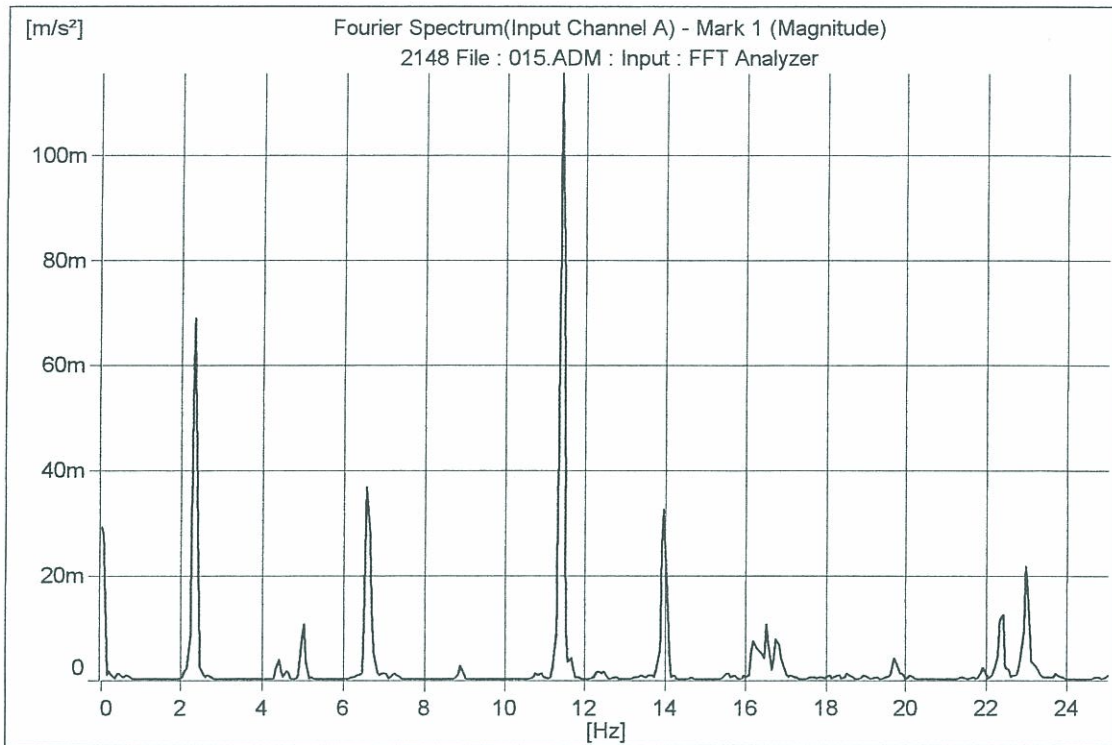
f [Hz]	Arms [m/s ²]
2.7500	0.1152
5.1875	0.0199
7.3125	0.0108
12.2500	0.0167
18.0625	0.0219
21.2500	0.0101
24.4375	0.0399



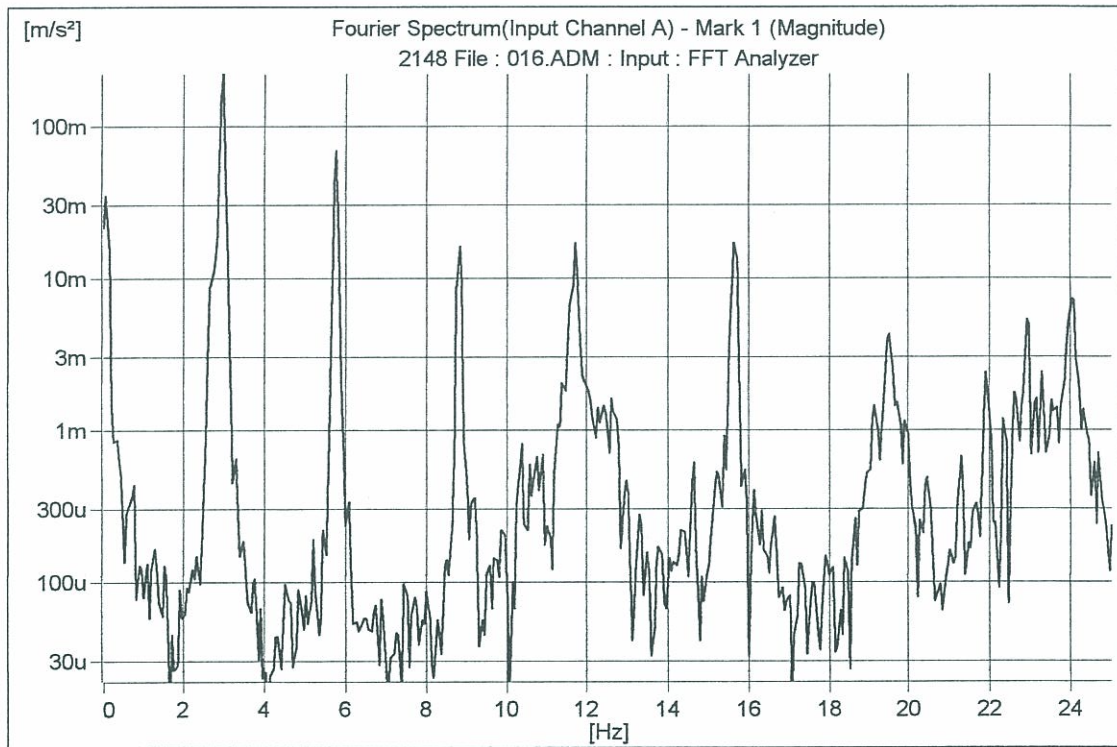
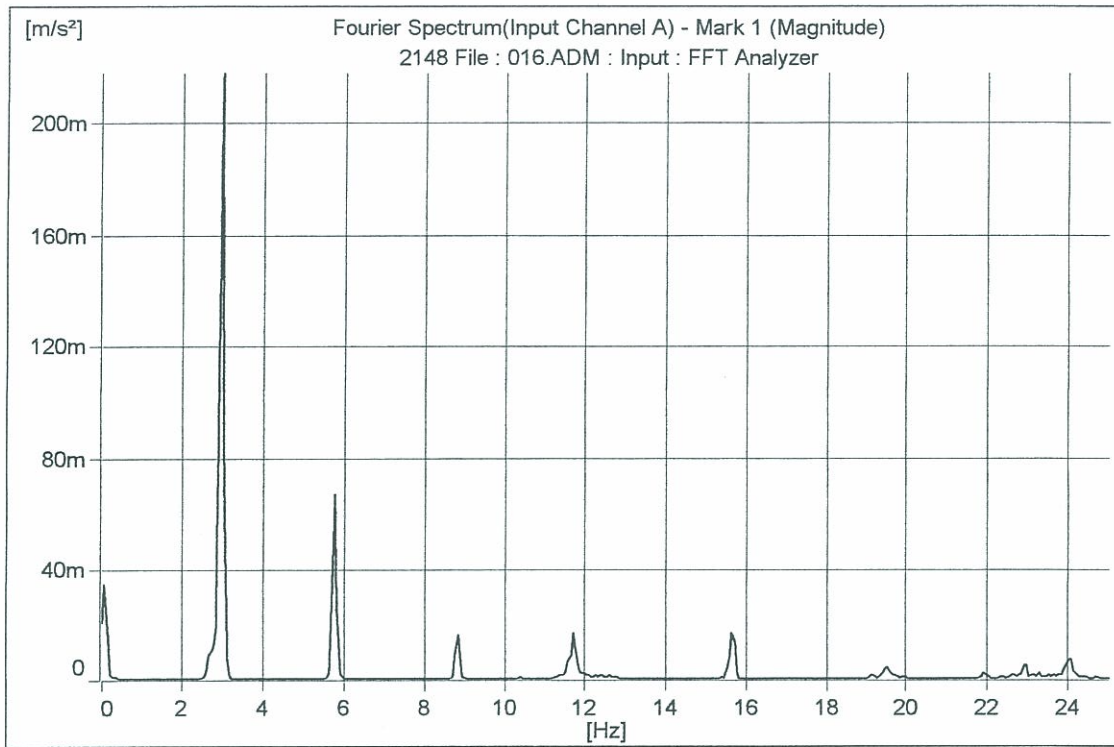
f [Hz]	Arms [m/s ²]
2.8750	0.4838
5.1250	0.0163
5.7500	0.0271



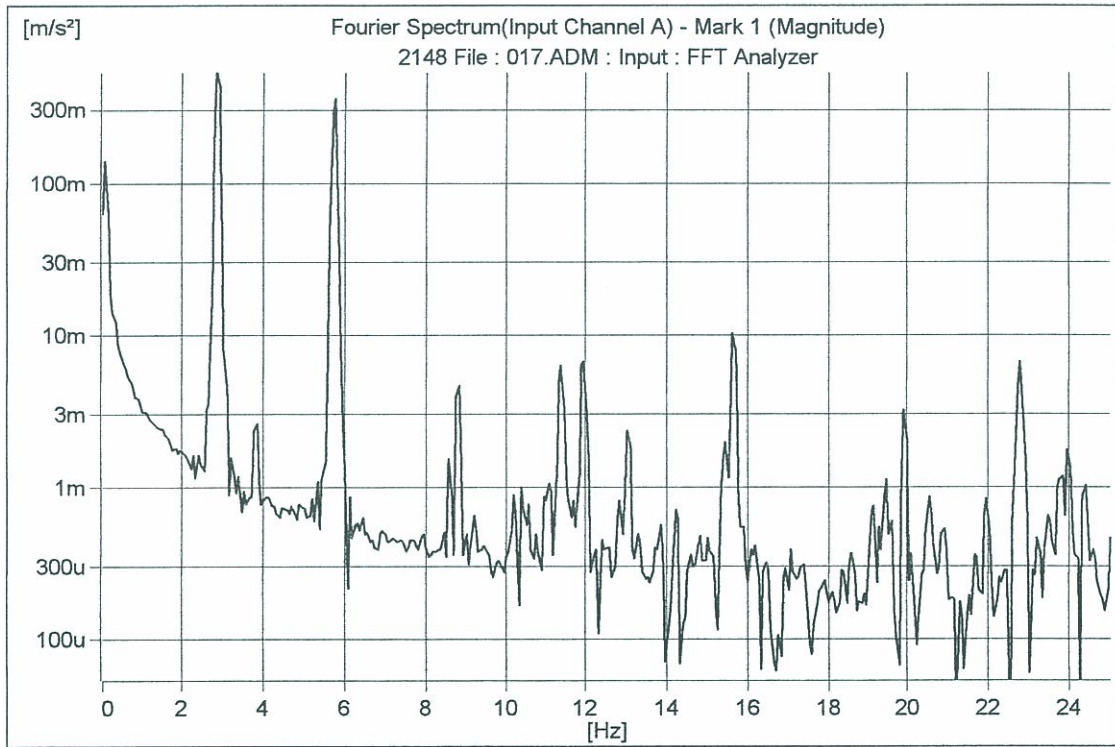
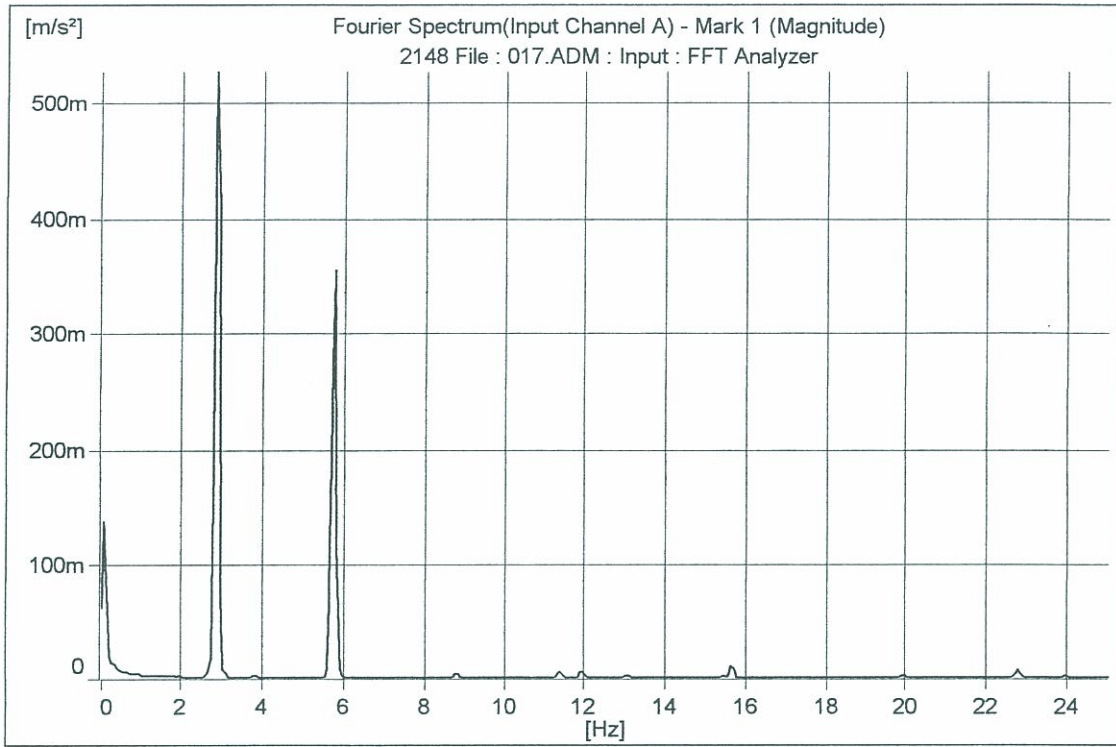
f[Hz]	Arms [m/s ²]
2.5625	0.0510
4.5625	0.0071
6.6875	0.0088
11.3750	0.0203
14.1250	0.0060
16.5000	0.0069
16.6250	0.0054
17.0000	0.0059
22.8750	0.0220



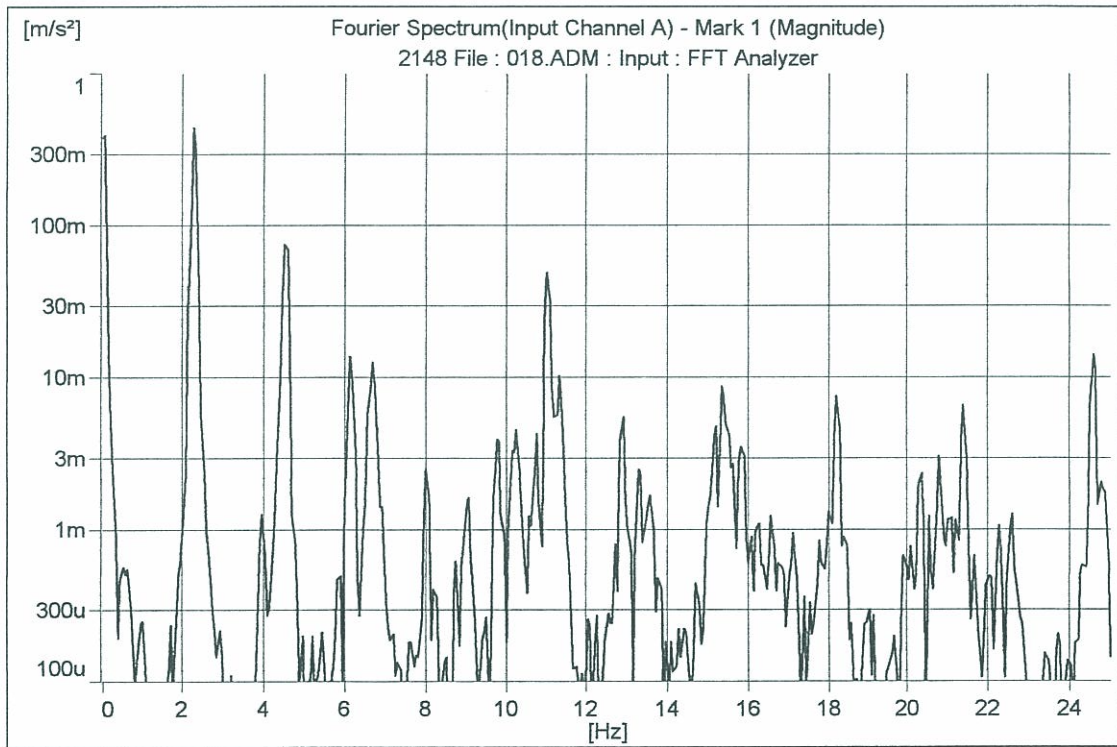
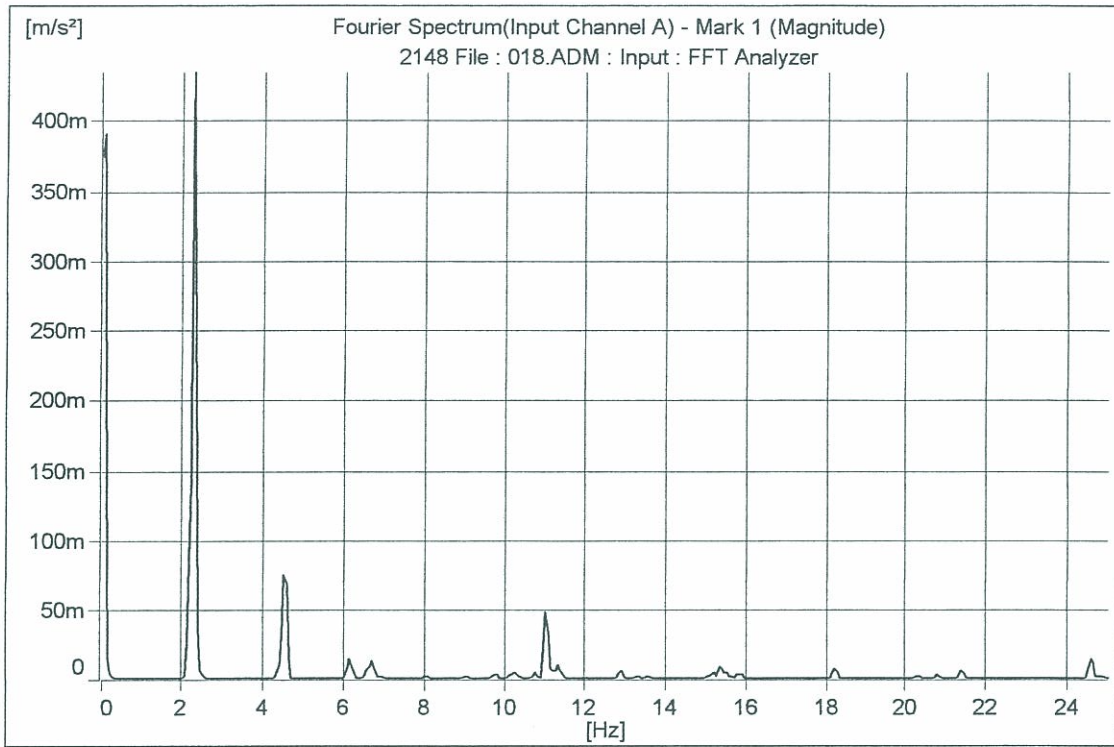
f[Hz]	Arms [m/s ²]
2.3125	0.0683
5.0000	0.0107
6.5625	0.0365
11.3750	0.1153
13.9375	0.0322
16.5000	0.0107
22.3750	0.0123
22.9375	0.0216



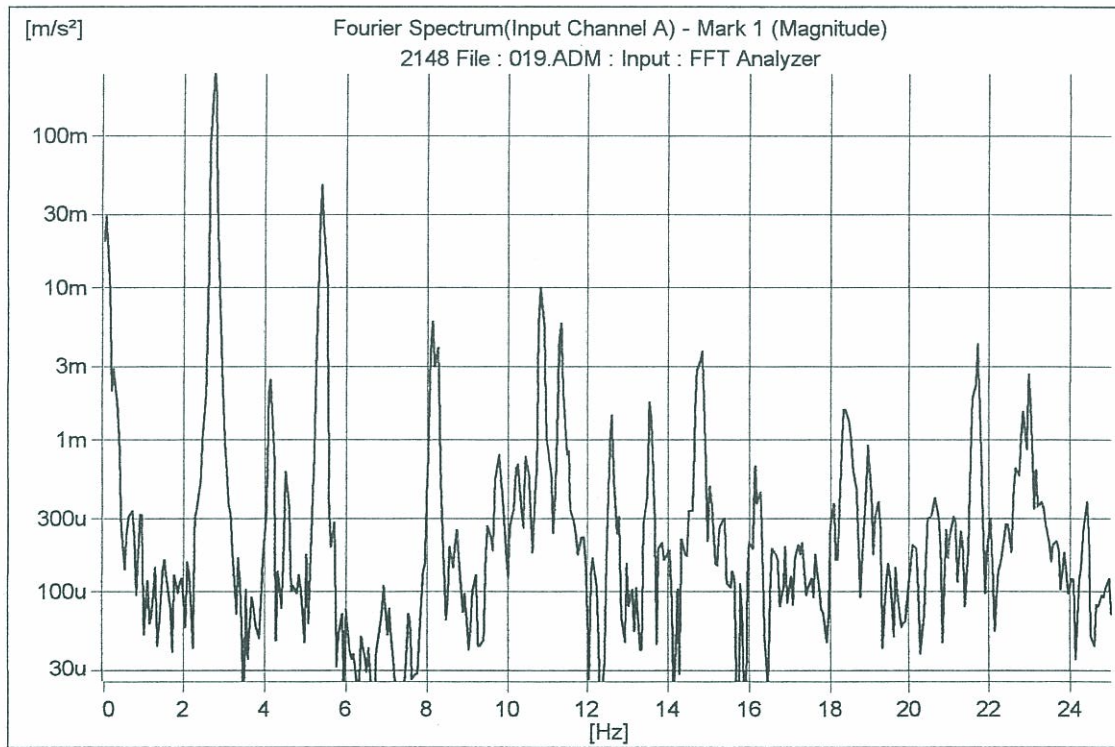
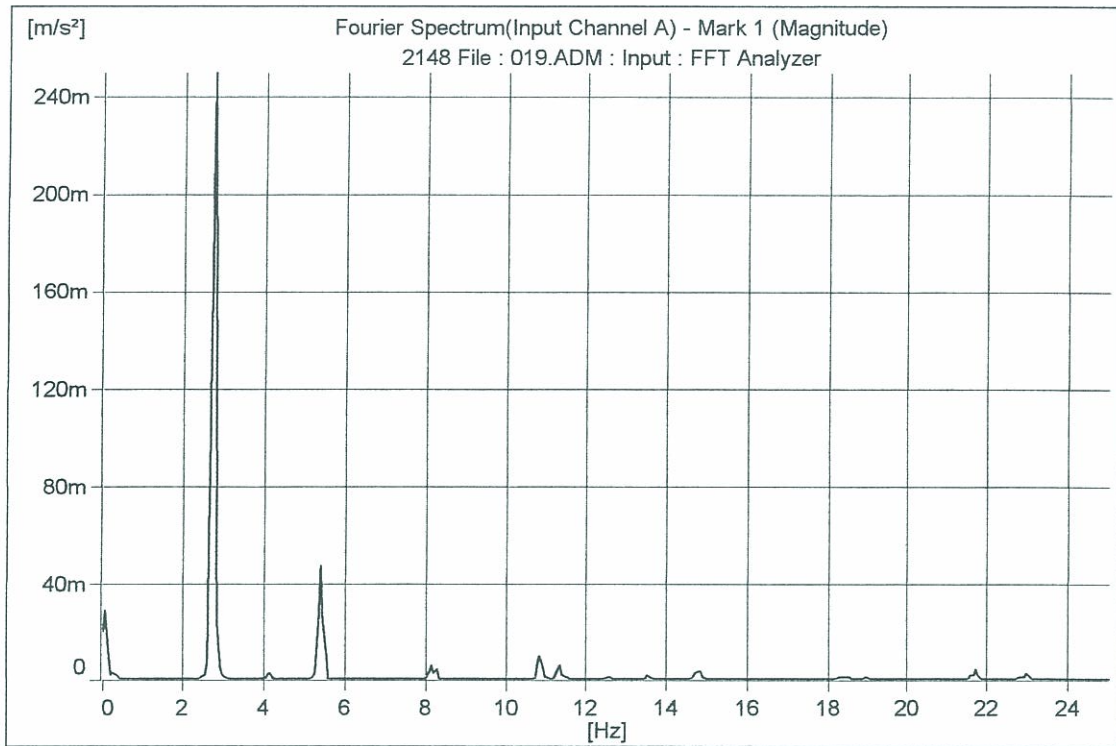
f[Hz]	Arms [m/s ²]
2.9375	0.2179
5.7500	0.0663
8.8125	0.0158
11.6875	0.0164
15.6250	0.0168



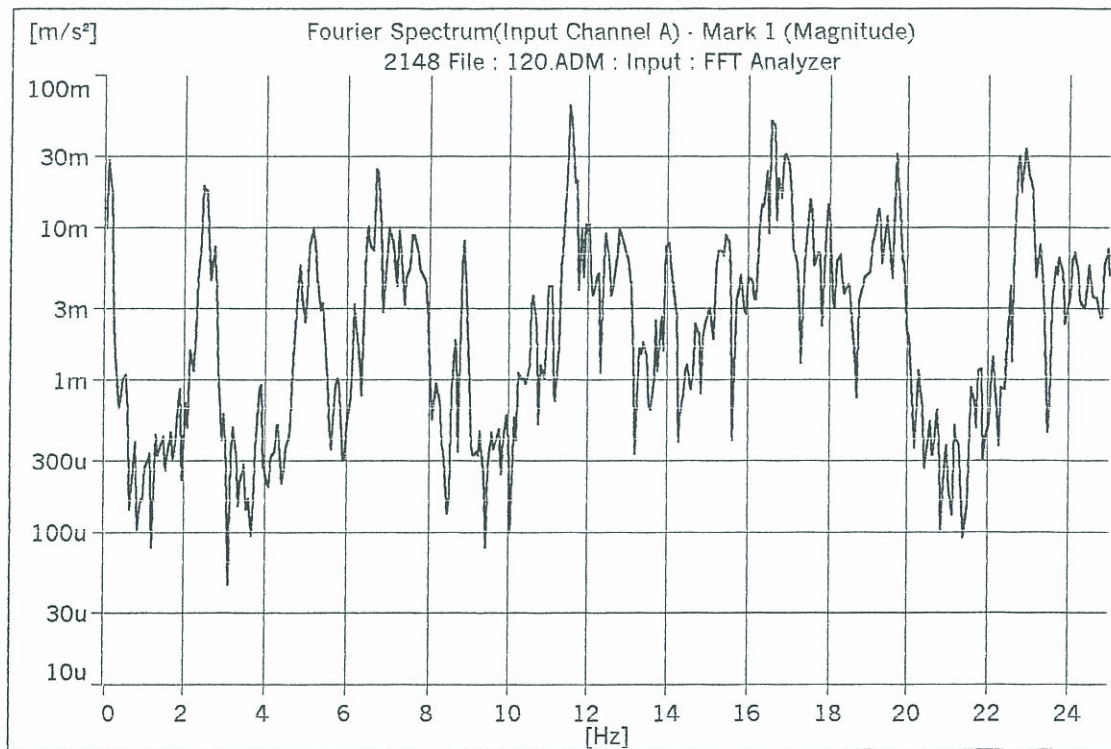
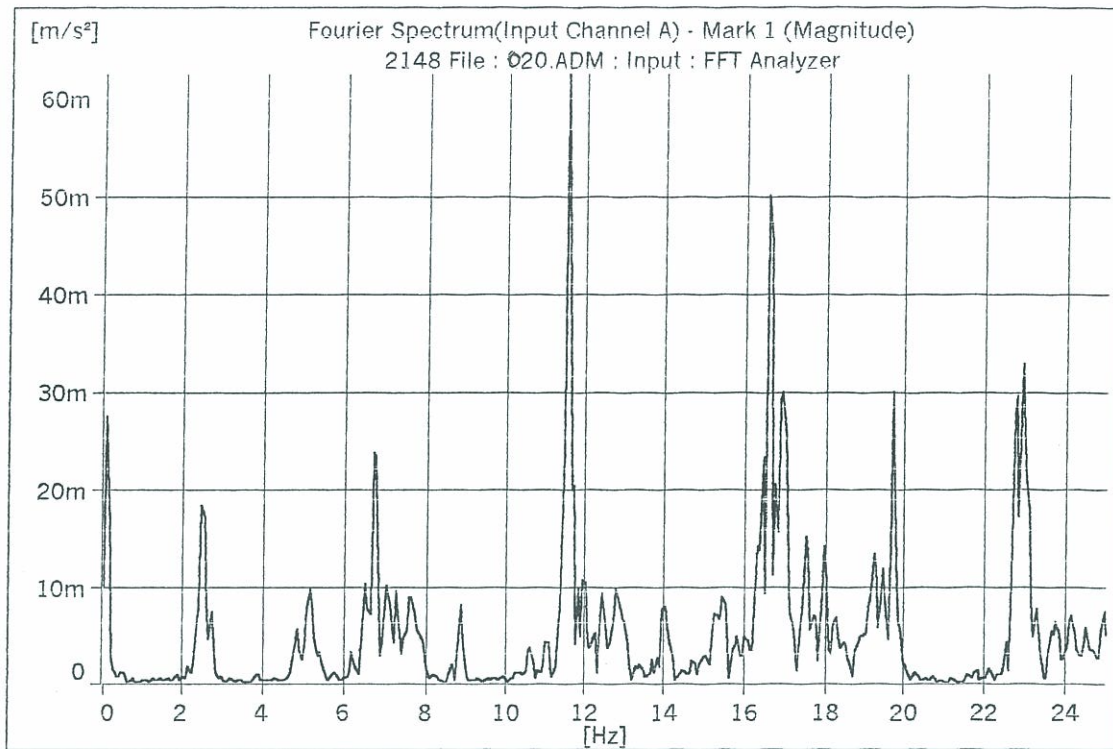
f [Hz]	Arms [m/s ²]
2.8125	0.5276
5.7500	0.3542



f[Hz]	Arms [m/s ²]
2.2500	0.4348
4.5000	0.0752
11.0000	0.0478

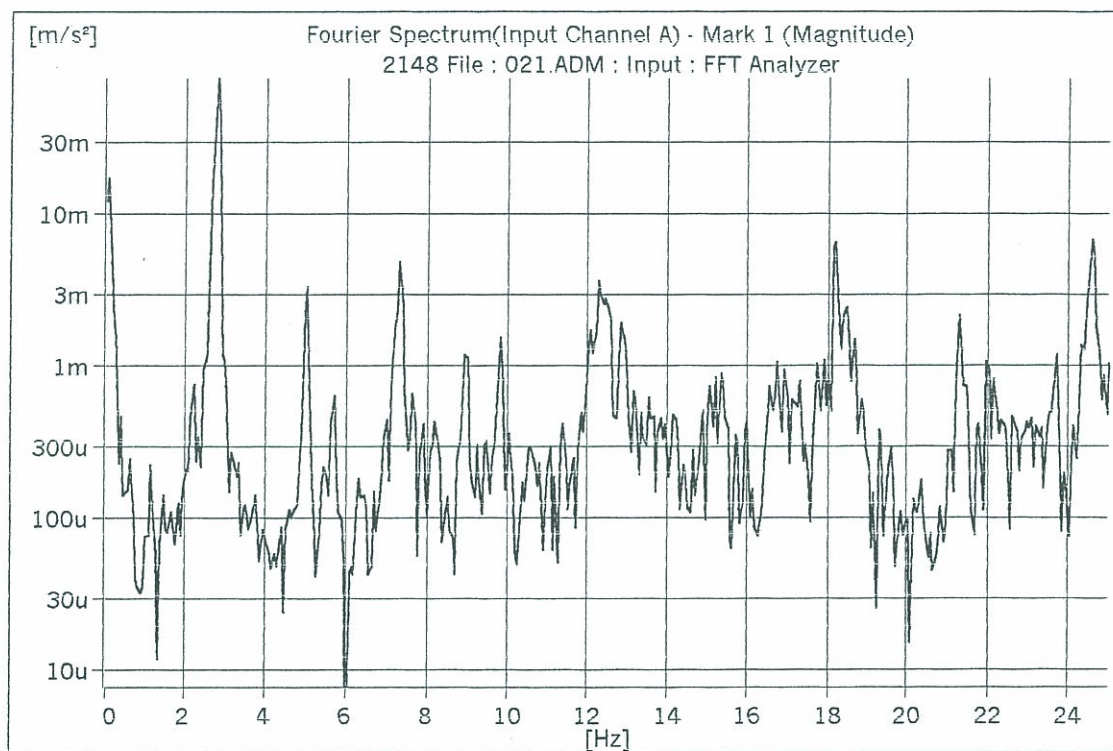
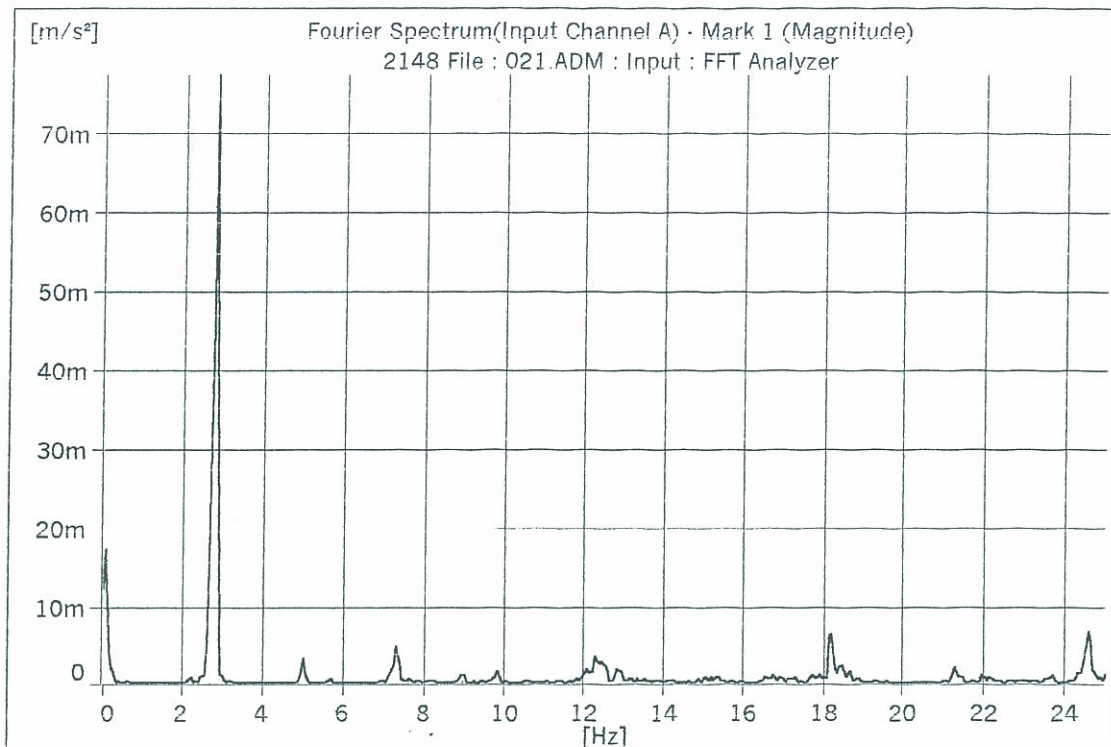


f [Hz]	Arms [m/s ²]
2.6875	0.2494
5.3750	0.0465

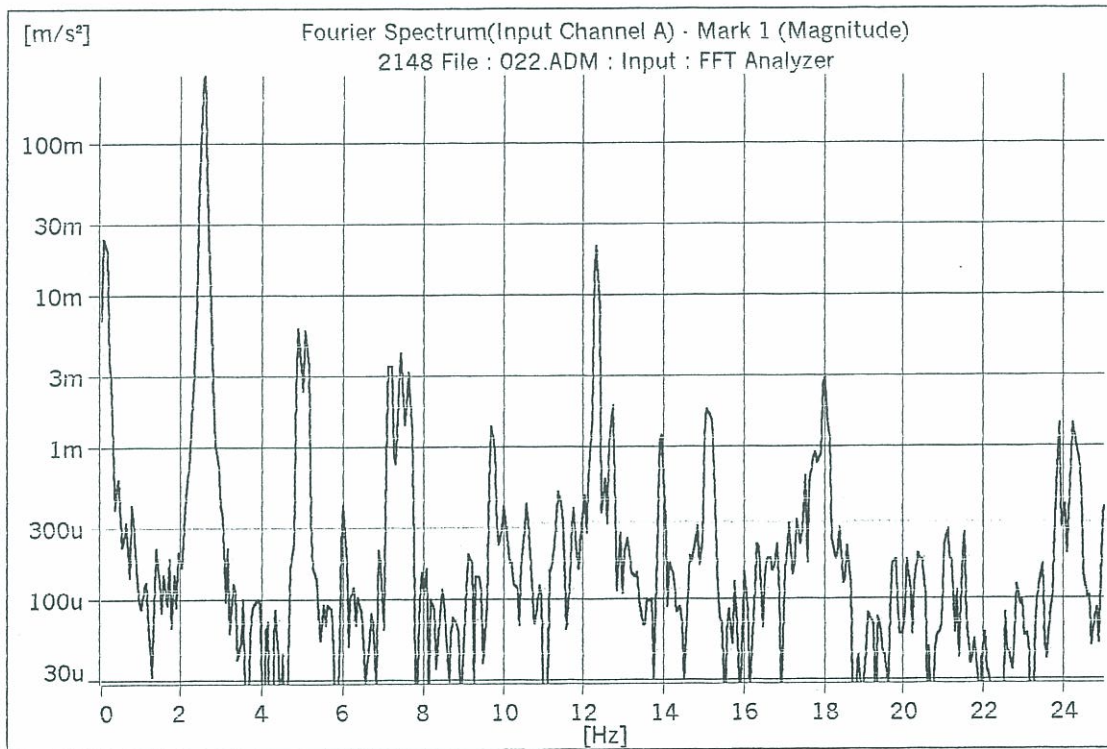
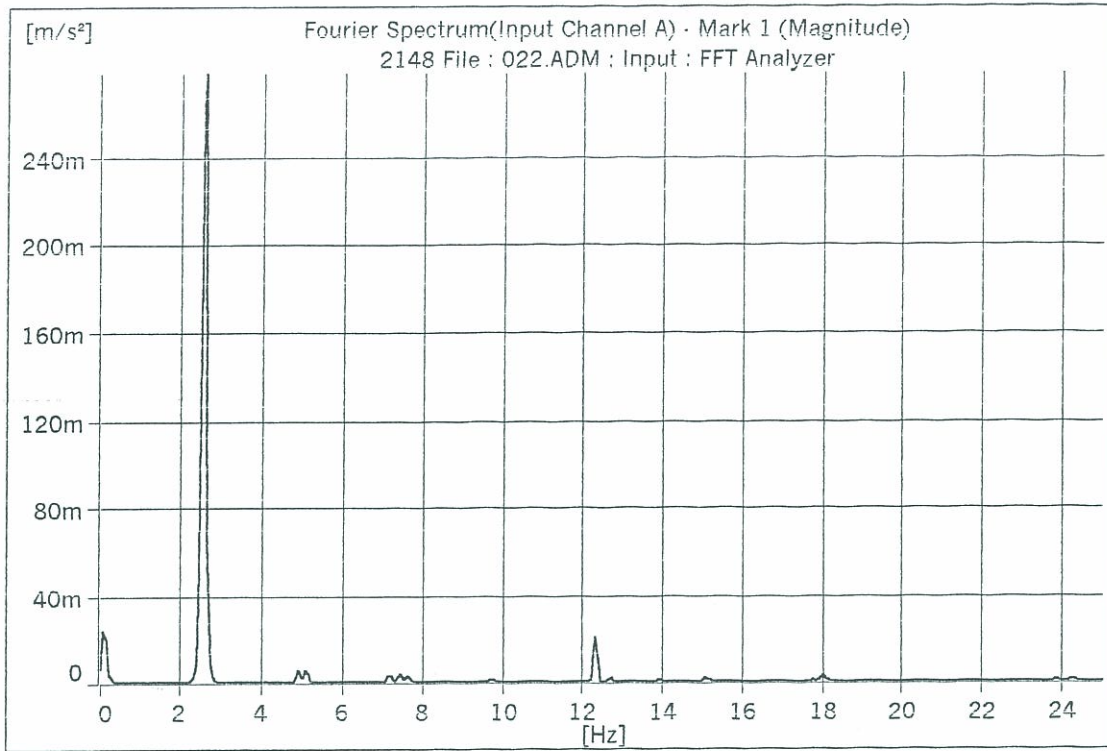


f[Hz]	Arms [m/s ²]
2.4375	0.0183
4.8490	0.0100
6.6875	0.0236
11.5000	0.0625
11.6875	0.0201
16.4375	0.0230

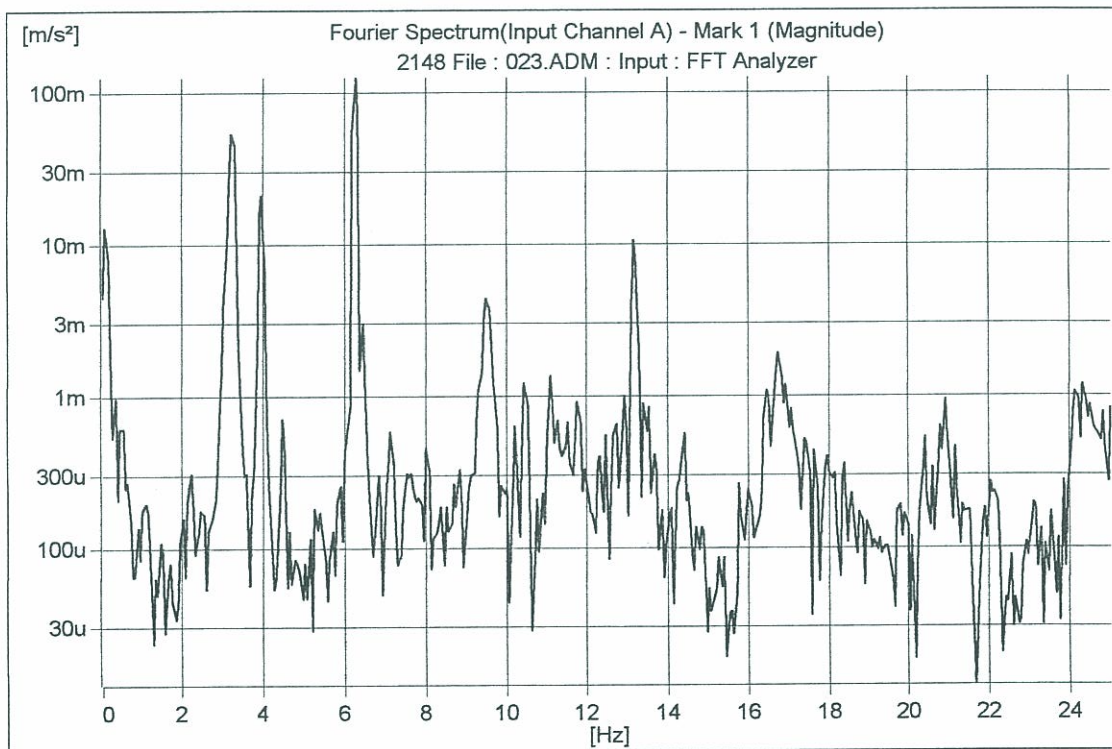
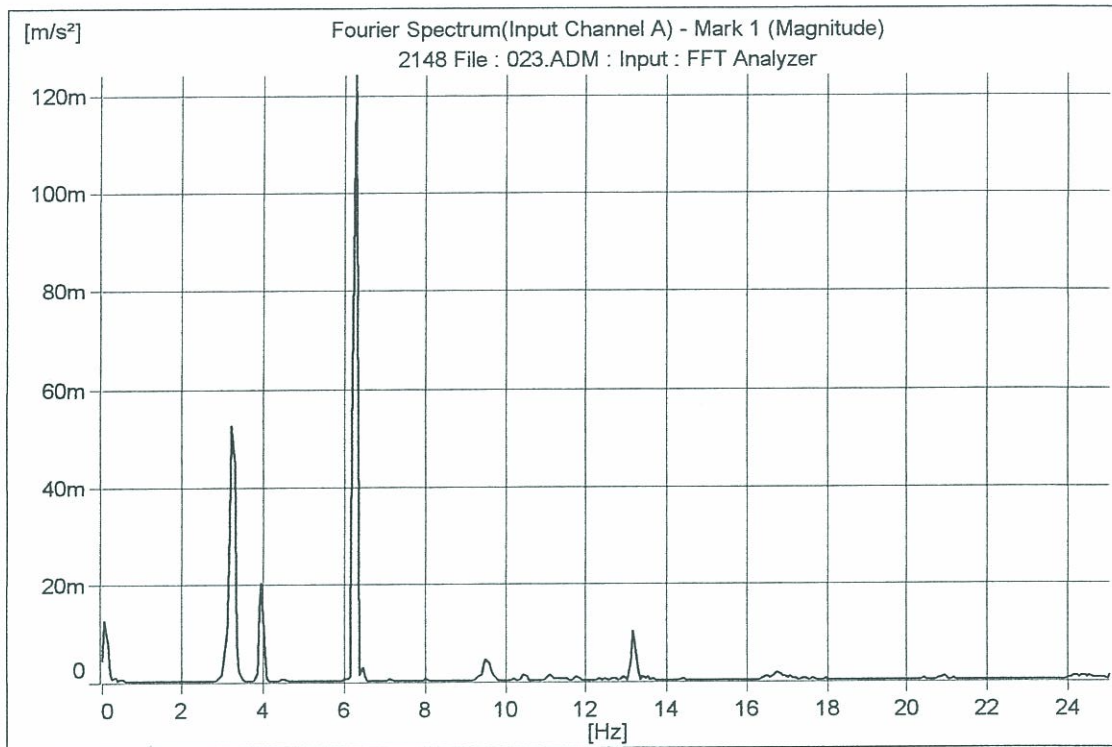
16.5625	0.0501
16.7500	0.0204
16.9375	0.0299
19.6875	0.0297
22.7500	0.0293
22.8750	0.0328



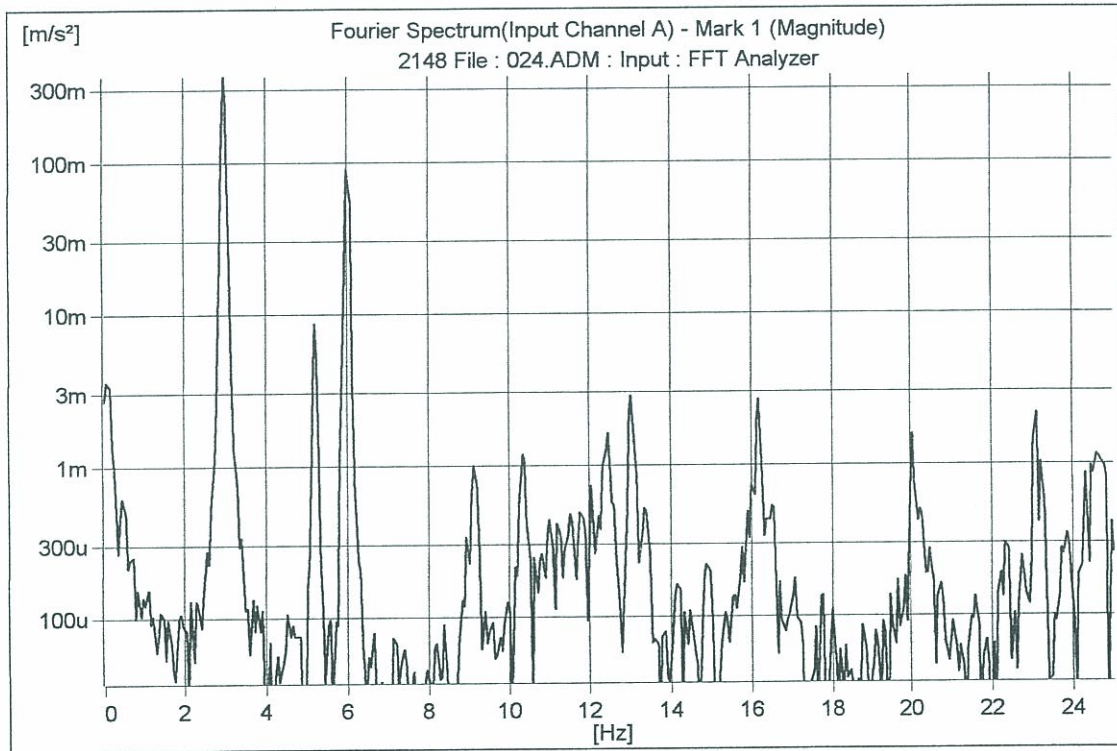
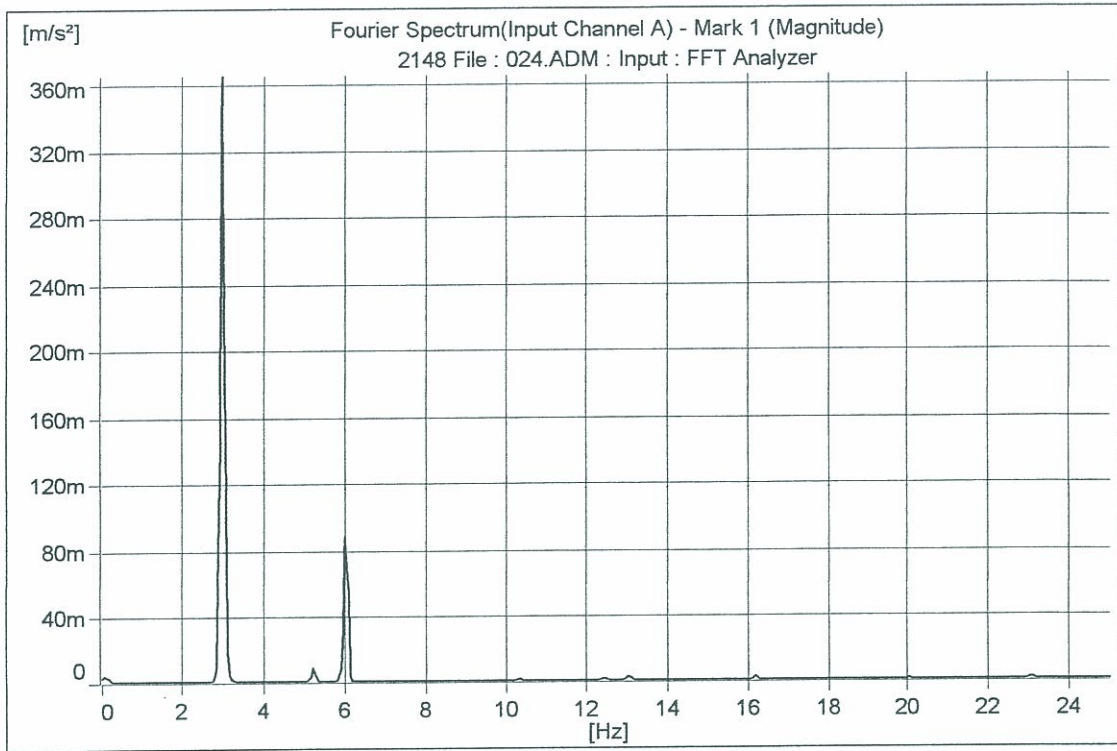
f[Hz]	Arms [m/s ²]
2.7500	0.0772
5.0377	0.0038
18.1875	0.0063
24.5625	0.0066



f[Hz]	Arms [m/s ²]
2.5625	0.2780
4.943	0.0018
12.3125	0.0203



f [Hz]	Arms [m/s ²]
3.1875	0.0523
3.9375	0.0203
6.2500	0.1239
13.1250	0.0102



f [Hz]	Arms [m/s ²]
2.9375	0.3651
6.0000	0.0864

2.4. Oszacowanie nośności cięgien

Nominalną normową nośność cięgien z prętów okrągłych $\varnothing 40$ mm ze stali 18G2A (tj. stali S355RJ wg nomenklatury Unii Europejskiej) wyznaczono ze wzoru:

$$N = A_{\min} f_d$$

gdzie dla $\varnothing 40$ mm $f_d = 285\,000$ N/m², zaś:

$$A_{\min} = \min\{A_{cz}, A_{kor}\}$$

$$A_{cz} = 10,27 \text{ cm}^2 = 1,027 \text{E-}3 \text{ m}^2 = A_{\min}$$

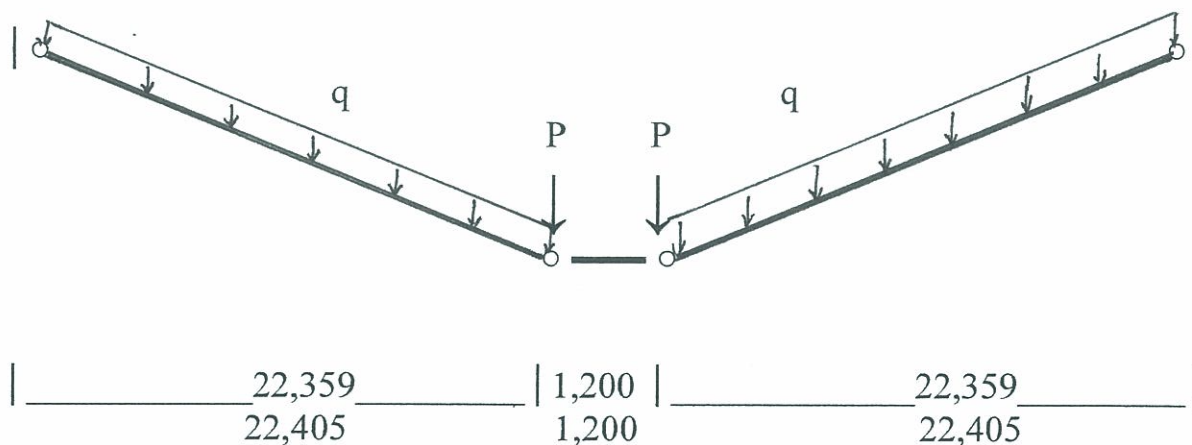
a w świetle badań opisanych w [15]:

$$A_{kor} = (1 - 0,034) \times 12,57 = 12,14 \text{ cm}^2 > A_{cz} = 10,27 \text{ cm}^2$$

Stąd:

$$N = 1,027 \text{E-}3 \times 285\,000 = \underline{\underline{292,7 \text{ kN}}} > S = 218 \text{ kN}$$

2.5. Wyznaczenie wartości awaryjnego obciążenia śniegiem dachu rotundy



Rys.3 Schemat statyczny cięgien nośnych przekrycia dachowego rotundy

Dla danych inwentaryzacyjnych (1) zestawionych w ekspertyzie [16]:

- kąta nachylenia cięgien

$$\alpha = 16,75^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,95757$$

- długości cięgna i długości rzutu cięgna

$$L = 23,55 \text{ m} \rightarrow L^* = L \cos \alpha = 22,551 \text{ m}$$

oraz dla danych (2) według projektu [1]:

- kąta nachylenia cięgien

$$\alpha = 16,50^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,95882$$

- długości cięgna i długości rzutu cięgna

$$L = 22,405 \text{ m} \rightarrow L^* = L \cos \alpha = 21,482 \text{ m}$$

Ponieważ cięgna są praktycznie proste, a nawet dla zmniejszenia ich ugięcia zostały podwieszane w kilku punktach do konstrukcji wiązarów, przyjęto poniższy sposób oszacowania dopuszczalnej ilości śniegu w koszu między wiązarami.

Dla różnicy ΔS pomiędzy nośnością cięgna siłą w najbardziej wyężonym cięgnię:

$$\Delta S = 292,7 - 218 = 74,7 \text{ kN}$$

maksymalna dopuszczalna obliczeniowa siła P_{\max} , będąca reakcją działającą na pierścień stożka od ciężaru śniegu zgromadzonego w koszu utworzonym przez wiązary trójpasowe, wyniesie:

$$P_{\max (1)} = 74,7 \sin \alpha = 21,53 \text{ kN}$$

$$P_{\max (2)} = 74,7 \sin \alpha = 21,22 \text{ kN}$$

Przyjęto $P_{\max} = 21 \text{ kN}$ oraz sytuację awaryjną, w której śnieg zalega na długości $L = 22,0 \text{ m}$

Ze względu na unikatowość kształtu dachu i braku jakichkolwiek badań największą trudność sprawia oszacowanie kształtu przyzmy śniegu, jaka zalegałaby pomiędzy wiązarami trójpasowymi w przypadku awarii systemu grzewczego. Rozważono zatem dwa przypadki:

- 1) korzystniejszy i bardziej prawdopodobny – przyzma śniegu ma kształt ostrosłupa o przekroju trójkątnym;
- 2) bardziej niekorzystny – przyzma śniegu ma kształt prostopadłościanu o przekroju trójkątnym.

W obydwu przypadkach przekrój przyzmy jest trójkątem prostokątnym.

Rozważono również zgodnie z aktualnymi wymaganiami normy [12] ciężar śniegu $\gamma = 2,0 \text{ kN/m}^2$.

Dla przypadku „1” – tj. dla obciążenia przyzmatycznego o trójkątnym kształcie przekroju podłużnego i poprzecznego:

$$q = 0,5(0,7071a)^2 \gamma = 0,5 \times 0,7071^2 \times a^2 \times 2,0 = 0,5 a^2$$

Reakcja obciążająca pierścień stożka

$$R_A = P = 1/6qL$$

$$P = 1/6 \times 0,5 \times a^2 \times 22,0$$

$$P = 1,8(3) \times a^2$$

przyjmując współczynnik obciążenia śniegiem równy 1,4

$$P = 21 / 1,4 = 15$$

stąd

$$a = 2,86 \text{ m}$$

czyli maksymalna dopuszczalna wysokość przyzmy śniegu między końcami świetlików może wynosić:

$$h = a / \sqrt{2} = 2,86 / \sqrt{2} = \underline{\underline{2,02 \text{ m}}}$$

przy maksymalnej wysokości świetlików ponad poziom dachu równej 2,90 m.

Dla przypadku „2” – tj. dla obciążenia przyzmatycznego o prostokątnym kształcie przekroju podłużnego i trójkątnym kształcie poprzecznego:

$$q = (0,7071a)^2 \gamma = 0,7071^2 \times a^2 \times 2,0 = a^2$$

Reakcja obciążająca pierścień stożka

$$R_A = P = 0,5qL$$

$$P = 0,5 \times a^2 \times 22,0$$

$$P = 11 \times a^2$$

przyjmując współczynnik obciążenia śniegiem równy 1,4

$$P = 21 / 1,4 = 15$$

stąd

$$a = 15/11 = 1,364 \text{ m}$$

czyli maksymalna dopuszczalna wysokość przyzmy śniegu między końcami świetlików może wynosić:

$$h = a \times 0,7071 = 1,364 \times 0,7071 = \underline{\underline{0,96 \text{ m}}}$$

2.6. Oszacowanie wyęźnienia elementów konstrukcji więźarów trójpasowych

Szczegółowe obliczenia statyczno – wytrzymałościowe konstrukcji nośnej dachu zamieszczono w opracowaniach [16], [18]. W obliczeniach tych nieoszacowano wartość obciążenia ciężarem własnym pokrycia płytami na nieoszlonej części więźarów dachowych. Dlatego też poniżej przeprowadzono analizę statyczną uwzględniającą wpływ dodatkowych obciążeń na wyęźnienie trójpasowych więźarów dachu, tj.: od dodatkowego obciążenia ciężarem własnym płyt żelbetowych, poszycia blachą miedzianą.

- obciążenia pionowe nieoszlonej części więzara

	Obc. charakt.	Obc. oblicz.
- ciężar własny 1 m ² blachy miedzianej		
	0,108 kN/m ²	x1,1 = 0,118 kN/m ²
- ciężar własny ocieplenia gazobetonem zbrojonym o grubości warstwy 5 cm		
	0,05 x 10 / 0,7071 = 1,952 kN/m ²	x1,2 = 2,342 kN/m ²
- blacha miedziana grubości 1mm		
	0,001 x 89 / 0,7071 = 0,126 kN/m ²	x1,4 = 0,176 kN/m ²
- natrysk azbestocementowy 1 cm		
	0,01 x 15,0 / 0,7071 = 0,212 kN/m ²	x1,3 = 0,276 kN/m ²
- ciężar pokrycia 2x papą na lepiku		
	0,012 / 0,7071 = 0,017 kN/m ²	x1,3 = 0,022 kN/m ²
	2,415 kN/m ²	2,934 kN/m ²
▪ obciążenie pionowe według [16]		
	0,466 kN/m ²	0,596 kN/m ²
▪ wartość nieuwzględnionego obciążenia pionowego		
	1,949 kN/m ²	2,338 kN/m ²

▪ dodatkowe obciążenie więzara trójpasowego od nieuwzględnionego ciężaru własnego

$$P_3 = 0,5 \times \sqrt{2} \times 2,338 \times (0,8 + 0,5) \times 18,25^{-1} \times 3,536 \times 0,5 = 0,208 \text{ kN}$$

$$P_5 = 0,5 \times \sqrt{2} \times 2,338 \times (0,8 + 1,25) \times 18,25^{-1} \times 3,536 \times 0,5 \times (0,5 + 0,4) = 0,295 \text{ kN}$$

$$P_7 = 0,5 \times \sqrt{2} \times 2,338 \times (1,9 + 1,25) \times 18,25^{-1} \times 3,536 \times 0,5 \times (0,5 + 0,8) = 0,656 \text{ kN}$$

$$P_9 = 0,5 \times \sqrt{2} \times 2,338 \times (1,9 + 2,75) \times 18,25^{-1} \times 3,536 \times 0,5 \times (0,9 + 0,8) = 1,638 \text{ kN}$$

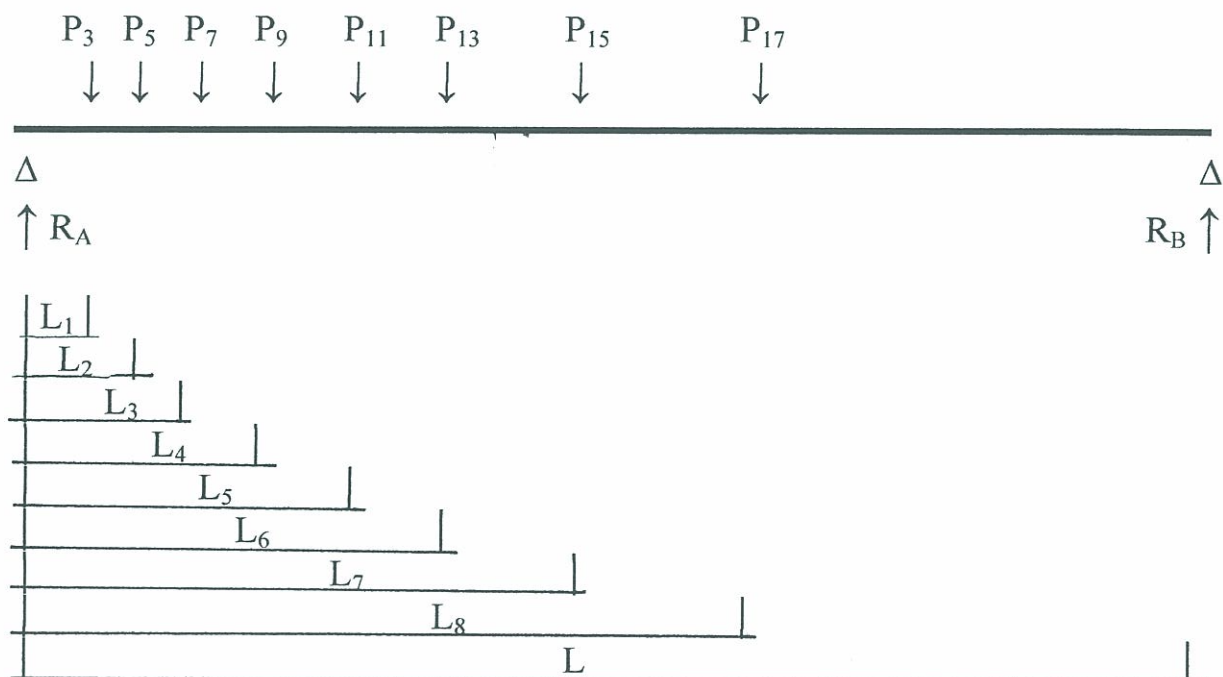
$$P_{11} = 0,5 \times \sqrt{2} \times 2,338 \times (3,85 + 2,75) \times 18,25^{-1} \times 3,536 \times 0,5 \times (0,9 + 1,3) = 2,325 \text{ kN}$$

$$P_{13} = 0,5 \times \sqrt{2} \times 2,338 \times (3,85 + 5,45) \times 18,25^{-1} \times 3,536 \times 0,5 \times (1,9 + 1,3) = 4,766 \text{ kN}$$

$$P_{15} = 0,5 \times \sqrt{2} \times 2,338 \times (5,45 + 7,625) \times 18,25^{-1} \times 3,536 \times 0,5 \times (1,9 + 2,45) = 9,109 \text{ kN}$$

$$P_{17} = 0,5^2 \times \sqrt{2} \times 2,338 \times (10,125 + 7,625) \times 18,25^{-1} \times 3,536 \times 0,5 \times (3,1 + 2,45) = 7,889 \text{ kN}$$

Schemat statyczny dodatkowego obciążenia



$$L_1 = 0,40 \text{ m}$$

$$L_2 = 0,90 \text{ m}$$

$$L_3 = 1,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
L_4 &= 2,30 \text{ m} \\
L_5 &= 3,20 \text{ m} \\
L_6 &= 4,50 \text{ m} \\
L_7 &= 6,40 \text{ m} \\
L_8 &= 8,85 \text{ m} \\
L &= 18,25 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$R_A = L^{-1} [P_3(L - L_1) + P_5(L - L_2) + P_7(L - L_3) + P_9(L - L_4) + P_{11}(L - L_5) + P_{13}(L - L_6) + P_{15}(L - L_7) + P_{17}(L - L_8)]$$

$$\begin{aligned}
R_A &= 18,25^{-1} [0,208 \times (18,25 - 0,40) + 0,295 \times (18,25 - 0,90) + 0,656 \times (18,25 - 1,50) + 1,638 \times (18,25 - 2,30) + 2,325 \times (18,25 - 3,20) + 4,766 \times (18,25 - 4,50) + 9,109 \times (18,25 - 6,40) + 7,889 \times (18,25 - 8,85)] = 18,25^{-1} [3,3128 + 5,1183 + 10,9880 + 26,1261 + 34,9913 + 65,5325 + 107,9417 + 74,15,66] = 18,004 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$R_B = 0,208 + 0,295 + 0,656 + 1,638 + 2,325 + 4,766 + 9,109 + 7,889 - 18,004 = 8,882 \text{ kN}$$

Zatem w miejscu gdzie znajdują się najbardziej wyęteżone krzyżulce nr 43 wzrost reakcji podporowej od nieuwzględnionego ciężaru własnego według wyniósł [16]:

$$(8,882 / 17,392) \times 100 = 51\%$$

Reakcja łączna od ciężaru własnego i śniegu w koszu wynosi wg [16]:

$$R_{B[16]} = 17,392 + 2,634 = 20,026 \text{ kN}$$

Dla takiej wartości reakcji R_B na zewnętrznej podporze świetlika zostało sprawdzone w opracowaniu [16] wyęteżenie krzyżulców nr 43. Procentowo wyęteżenie tego krzyżulca wg [16] wynosi:

$$(90,2 / 215) \times 100 = 42\%$$

natomiast wzrost wyęteżenia spowodowany uwzględnieniem rzeczywistego obciążenia wynosi:

$$(8,882 / 17,392 + 2,634) \times 100 = 44,4 \%$$

Zatem łączne wyęteżenie krzyżulców na podporze wyniesie $42 + 44,4 = 86,8\%$. Zakładając, że w przybliżeniu wzrost wyęteżenia krzyżulców będzie podobny dla całego wiażara trójpasowego, wówczas wg [16] krzyżulec nr 36 będzie wyęteżony:

$$(159,6 / 215) \times 100 + 44,4 = \underline{\underline{118,4 \%}} > 100 \%$$

Ponieważ wyteżenie było wyznaczone przy założeniu, że w koszu świetlika zalega śnieg, zaś *de facto* urządzenia grzewcze w działają bardzo sprawnie, dotychczasowe wyteżenie tego krzyżulca można oszacować jako równe:

$$159,6 / 215) \times 100 \times [17,392 / (17,392 + 2,634)] + 44,4 = 108,9 \%$$

zatem brak oznak utraty stateczności tychże krzyżulców należy tłumaczyć faktem, że wartość obliczeniowa obciążenia wiazara jest większa o ok. 15÷20 % od wartości charakterystycznej, którą można traktować jako rzeczywistą wartość działających obciążeń. Ponadto krzyżulec nr 36 znajduje się w środkowej strefie wiazara trójpasowego, gdzie wpływ zwiększenia sił wewnętrznych od sił tnących jest znacznie mniejszy niż na podporach.

3. WNIOSKI I ORZECZENIE KOŃCOWE

- A) Uwagi Projektanta konstrukcji nośnej budynku Rotundy mgr inż. Jana Weryńskiego, zawarte w piśmie z dnia 12 oraz 31 grudnia 2005 roku do Muzeum Narodowego we Wrocławiu, odnośnie możliwych zagrożeń dla konstrukcji dachu budynku w aspekcie wyjątkowych obciążeń śniegiem, są zasadne.
- B) Przeprowadzone badania sił wewnętrznych w cięgnach nośnych konstrukcji dachu oraz analiza statyczna – wytrzymałościowa wykazały, że nośność cięgien jest wystarczającą do przeniesienia bardzo dużego awaryjnego obciążenia śniegiem. Przeprowadzone obciążenia wykazały, że wysokość pokrywy śnieżnej w koszu wiazarów trójpasowych może sięgać nawet 0,95 m w najbardziej niekorzystnym przypadku przy równomiernym obciążeniu dachu. Przy zaleganiu śniegu tylko w koszach wiazarów trójpasowych wysokość zasy na końcu świetlików może wynosić nawet 2,0 m przy wysokości świetlików ponad poziom dachu w tym miejscu równej 2,90 m.
- C) Obciążenie śniegiem zgodnie z obowiązującą normą [12] jest traktowane jako awaryjne. Należy przypomnieć, że w koszach wiazarów trójpasowych dotychczas sprawnie funkcjonuje ogrzewanie zapobiegające powstawaniu zasp śnieżnych.
- D) Przeprowadzone badania sił wewnętrznych w cięgnach nośnych konstrukcji dachu potwierdzają opisane w [19] badania modelowe przeprowadzone przez autorów niniejszej ekspertyzy w Laboratorium Akredytowanym Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej dotyczące rozkładu sił

wewnętrznych w cięgnach konstrukcji dachowych obiektów typu rotundy Panoramy Raławickiej.

- E) Awaryjne obciążenie śniegiem o wartości którą przenoszą cięgna nośne spowodowałyby zniszczenie trójpasowych wiązarów dachu rotundy. Po uwzględnieniu niedoszacowanego obciążenia wiązarów wstępne oszacowania wskazują natomiast na bardzo duże wyiężenie ich krzyżulców. Wyiężenie to w przypadku pojawienia się nawet stosunkowo niewielkiego awaryjnego obciążenia śniegiem spowodowałyby przede wszystkim uszkodzenia oszklenia wiązarów.
- F) Wymiana wiązarów dachowych jest praktycznie niemożliwa. Natomiast zaleca się jako **konieczne** odciążenie konstrukcji wiązarów poprzez wymianę ciężkiego oszklenia ze szkła zbrojonego na lekkie płyty poliwęglanowe oraz zastosowanie szczelin aluminiowych. Takie rozwiązanie pozwoliłoby na usunięcie materiałowych zasłon przeciwsłonecznych ze świetlików.
- G) **Orzeka się zatem co następuje:**
- dla dalszej bezpiecznej eksploatacji niezbędne jest utrzymanie sprawnej instalacji topiącej śnieg w kosztach utworzonych przez wiązary trójpasowe;
 - w przypadku awarii instalacji topiącej śnieg należy bezwzględnie usuwać śnieg z koszy;
 - niezbędne jest szybkie opracowanie dokumentacji projektowej modernizacji świetlików w której znalazłoby się również oszacowanie nośności zmodernizowanych świetlików;
 - opracowanie tejże dokumentacji powinno stanowić pierwszy etap koniecznego remontu budynków Panoramy Raławickiej, którego pełny zakres opisany został w drugiej części Raportu nr Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej.

kierownik zlecenia

dr inż. Jan Rządowski


dr inż. Jan Rządowski
RZECZOZNAWCA BUDOWLANY nr RZ/X55/06
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
Izba Inżynierów Budownictwa nr DOŚ/BO1033/03
UPRAWNIENIA PROJEKTOWE nr 119/78/Wwm
UPRAWNIENIA KONSERWATORA ZABYTKÓW
NIERUCHÓMYCH nr 06/97
tel. kom.: 691 509 730