

テンション構造用付加減衰機構 を有するスタジアム屋根の振動 性状

DYNAMIC CHARACTERISTICS OF STADIUM ROOF WITH ADDITIONAL DAMPING DEVICES

斎藤公男 —*1 竹内 徹 —*4
岡田 章 —*1 鈴木一弁 —*4
金田勝徳 —*2 中村博志 —*4
渡邊朋宏 —*3

Masao SAITOH —*1 Toru TAKEUCHI —*4
Akira OKADA —*1 Kazuaki SUZUKI —*4
Katunori KANEDA —*2 Hiroshi NAKAMURA —*4
Tomohiro WATANABE —*3

キーワード：
テンション構造, 振動測定, 振動制御, 減衰

Keywords:
Tension structure, Vibration Test, Vibration Control, Damping

The authors have proposed a damping system composed of visco-elastic material and spring, which is invented as a device for hybrid tension structures with small damping. In this paper, the proposed system is applied to front stays for suppressing vibration of the cantilevered football stadium roof tensioned with counteracting back stays. Vibration tests were carried out and compared with the theoretical values, proving the effectiveness of the system.

1. はじめに

空間構造の減衰性能は地震動入力または風入力に対する応答を左右する重要な特性のひとつであるとの概念より、近年建設された多くの空間構造において、積極的に振動特性の調査が行われ、その性状が明らかにされている^{1)~10)}。これらによると例えばテンション材で補剛された張弦構造において、減衰定数は概ね1~3%の間に分布していることが報告されている¹¹⁾。固有周期が1秒以下の短周期構造物においては、地震入力に対する最大応答を制御する上で減衰の確保が効果的であり、空間構造に減衰機構を付加する試みも散発的に行われてきた^{12)~14)}。これに対し、筆者らは汎用的なテンション構造用付加減衰(ダンパー)として、ばね付粘弾性体による機構の概念を提案してきた。粘弾性体は、それ自身が変位依存型の弾性剛性を有しないため、テンション材に導入される初期張力を保持することはできないが、弾性ばねを並列に組み合わせることによって、テンション材に直列に接続し、初期張力を保持したまま付加減衰を与える応用範囲の広い減衰機構を構成することができる。筆者らはこの概念に基づき、簡便な評価式を誘導するとともに実大実験などでその性能を検証してきた^{15)~18)}。本報告では、提案した付加減衰機構を実際に構造物に設置し、その効果を振動測定によって検証するとともに、設計時に想定した解析結果との比較を行う。

2. 建物および付加減衰機構

対象とする建物は静岡県に建設された収容人員約50,000席のサッカースタジアムであり、グラウンド周囲に観客席およびその上部を覆う屋根が設けられている。断面図を図1に、平面図を図6に示す。屋根架構は観客席後頂部を支点とし、グラウンドに向かって張

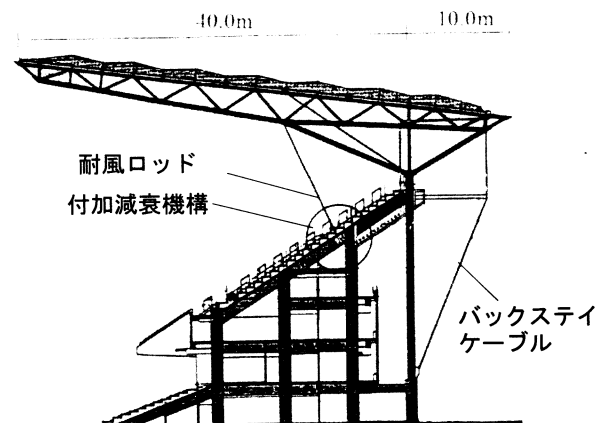


図1 構造概要

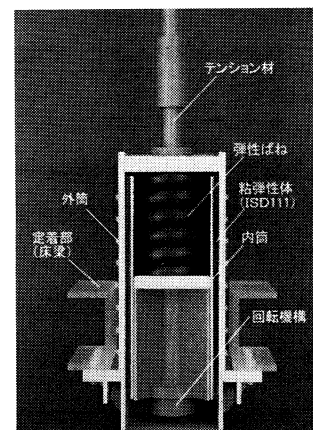


図2 付加減衰機構

*1 日本大学理工学部 工博
(〒101-8308 千代田区神田駿河台1-8)
*2 構造計画プラスワン
*3 佐藤総合計画
*4 新日本製鐵建築事業部

*1 Nihon University, Dr. Eng.
*2 Structural Design Plus-One Ltd.
*3 AXS Satow Inc.
*4 Nippon Steel Corporation

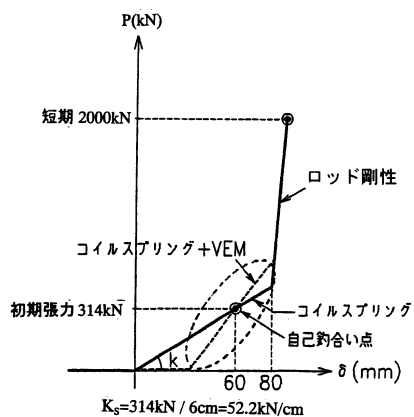


図3 付加減衰機構稼動範囲

り出したキャンティレバーとなっており、そのスパンはメインスタンド・バックスタンドで最大50mに達する。屋根架構は後方よりバックステイケーブルによって安定化させられており前方に張り出した屋根自重と釣合っているが、吹上げによる反転およびバックステイケーブルの張力喪失を防ぐ為に前方に耐風ロッドが設けられ、314 kNの初期張力が導入されている。以上の架構はスタンド周囲に10～13 mの間隔をもって56列設置され、構造上互いに独立している。スタンド円周方向には、別途耐震ケーブルが設けられている。付加減衰機構はスタンド前方に設けられた耐風ロッド定着部に設置し、屋根架構の地震・風外乱に対する上下振動エネルギーを吸収することによって応答を低減し、構造全体の揺れを速やかに収めるとともに、設備の損壊および支点部の疲労損傷の危険性を低減する。これらの減衰機構は全56トラスの内、スパンの大きいメインスタンドおよびバックスタンドの24トラスに付設され、他の通りでは粘弾性体の無い弾性ばねのみが耐風ロッド定着部に付設されている。

減衰機構について、振動制御を行う範囲を図3に示す。内蔵ばね剛性は52.2 kN/cm (5.33 tf/cm) とし60mmの初期変位を与えて314 kN (32 tf)の初期張力を導入する。内蔵ばねは定常点から20mm引張られた変位でばね間隙が0となり固定される為、以降はロッド自身の剛性となる。一方定常点から60mm圧縮側に変位した時点で初期張力が喪失し、ロッドが撓みを生じる。付加減衰は定常点を中心に±20mmの範囲で応答制御するように設計を行う。

図2に設計した付加減衰機構を示す。機構は2重の箱型断面部材よりなっており内筒が耐風ロッドに、外筒がスタンド構造材に定

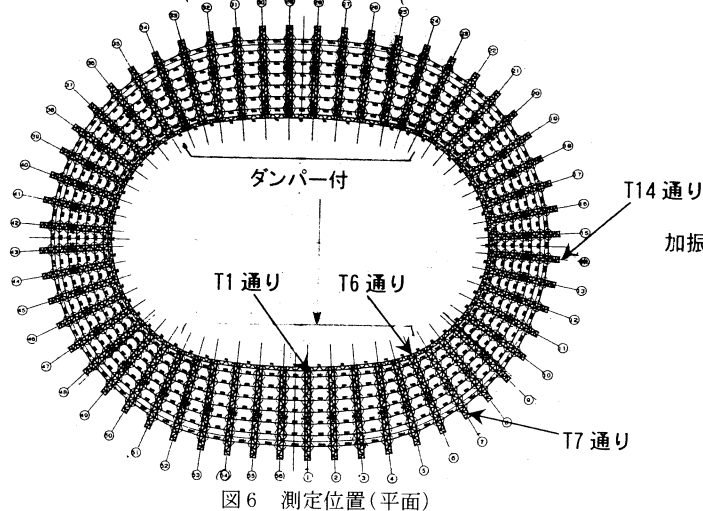


図6 測定位置(平面)

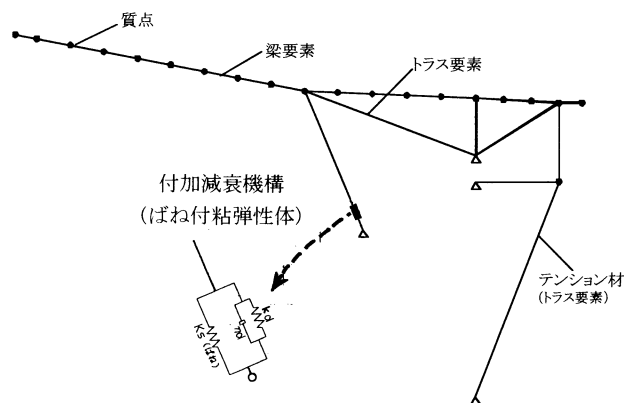


図4 屋根架構解析モデル

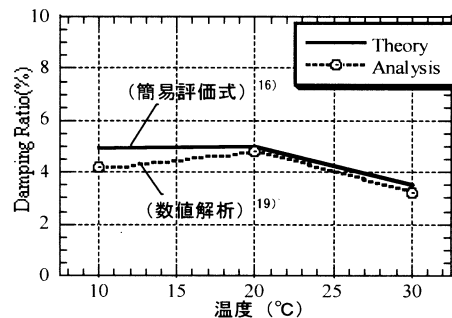


図5 Voigtモデルによるダンパー付加減衰効果の評価¹⁶⁾

(評価条件: 粘弾性体厚15mm、面積1.2m²、振動数1.2Hz、振幅2mm、内蔵ばね剛性52.2kN/cm、テンション材剛性365kN/cm、フレーム剛性78.4kN/cm、質量88t、テンション材角度60°)

着されることにより、屋根架構の上下動とともに相対変位するように構成されており、両者の間に内蔵ばねが設置されると共に粘弾性体が接着されている。外筒はスタンドの梁に直接定着する為、ロッド端部の微小な回転に追従できるように定着部に回転機構(球座)を設ける。耐風ロッドには径75mmのタイロッド(HT690)を用い、減衰機構とカプラーによりネジ接合する。設置は以下の手順により行う。

- 1) 減衰機構は製作時にセンターホールジャッキにて所定の初期張力を導入し、張力保持ボルトで固定し、粘弾性体の初期せん断変形はこの状態で0として搬入・固定する。
- 2) 屋根架構およびバックステイケーブル設置後、耐風ロッドを屋根より吊り下げる。
- 3) 仮設加力治具を耐風ロッドに取り付け、下向きに314kN引き込

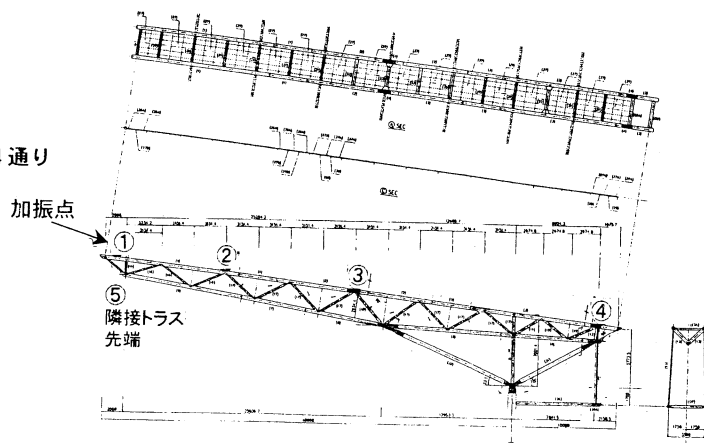


図7 測定位置(断面)

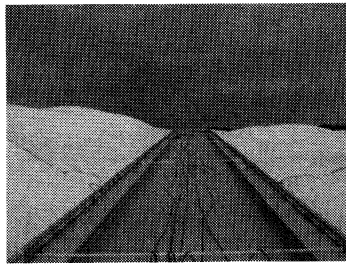


写真1 測定状況

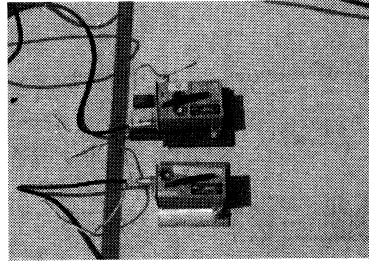


写真2 測定機器設置状況



写真3 人力加振状況

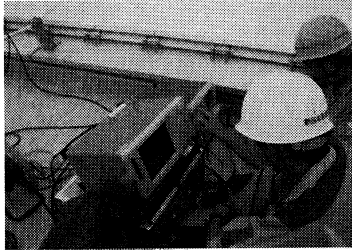


写真4 計測状況

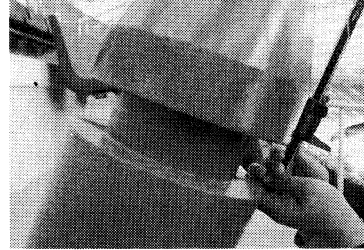


写真5 ダンパー変位計測状況

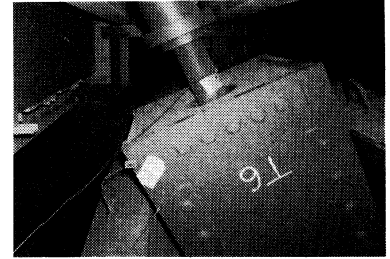


写真6 ダンパー温度測定状況

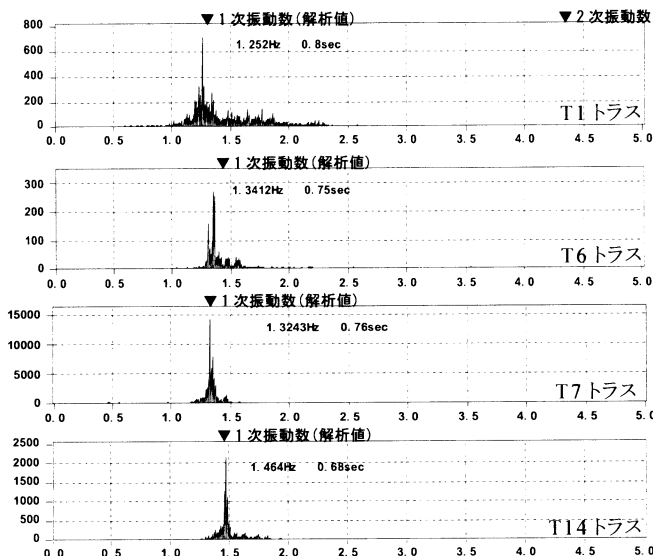


図8 各通りの常時微動パワースペクトル

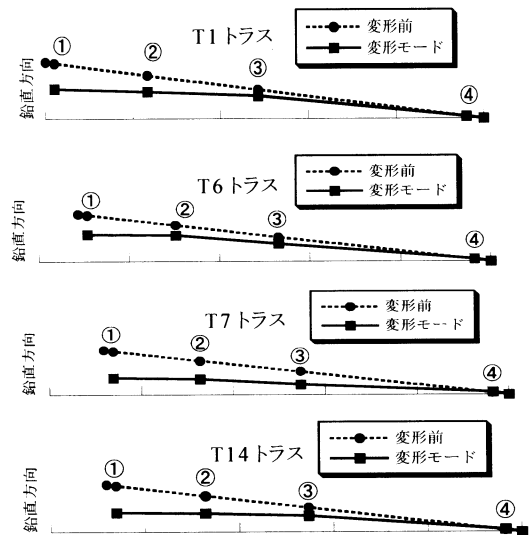


図9 各通りの振動モード

み、初期張力を導入する。

- 4) 耐風ロッドに張力が導入された状態で、ダンパー側のカブラーを回転させ、耐風ロッドと接続する。
- 5) オイルジャッキの導入力を緩め、ダンパーの張力保持ナットの浮き上がったことを確認して加力治具を撤去し、張力保持ナットをカブラー側に引き上げる。
- 6) 減衰機構周りのスタンド工事および防水仕上げを行う。

耐風ロッド基部に設置する付加減衰機構の効果を評価するため、メインスタンド屋根架構の2次元モデルを作成し、簡易評価式および時刻歴応答解析による検討を行う。解析モデルを図4に示す。1列の屋根架構断面を線材でモデル化し、屋根トラスは等価な曲げ部材、屋根自重は節点ごとの質点としてモデル化した。付加減衰機構は内蔵ばねおよび粘弾性体によりモデル化し、粘弾性体には笠井ら¹⁹⁾による分数次微分モデルを使用する。モデルの諸定数には、文献16)に示す値を使用する。解析により得られた固有周期は1次モードが0.78秒(振動数1.28Hz)、2次モードが0.23秒(振動数4.35Hz)となっている。その一方で、等価な1次固有周期を有する1質点系モデルを設定し、文献16)による簡易評価を行う。

本解析モデルにステップ荷重を入力し、減衰応答により等価な減

衰定数を温度毎に求めたものと、簡易評価式による値を合わせ図5に示す。これらによると環境温度10～30℃の間で3%～5%の付加減衰が得られることがわかる。文献16)中でも指摘したように、テンション材の剛性調整機能により、系の等価減衰の温度依存性は粘弾性自身よりかなり小さくなっている。

3. 振動測定の概要

建物竣工後、屋根の振動特性および付加減衰機構の効果を検証するため、屋根各部の強制人力加振および常時微動観測による振動測定を実施した。測定部位を図6～7中に示す。測定はダンパー付トラスのT1通りおよびT6通り、ダンパー無しトラスのT7通りおよびT14通りについて、それぞれ ①人力加振・常時微動による自由振動の変位量(鉛直5点・水平1点同時計測)②粘弾性体温度③粘弾性ダンパー設置ピット内温度④外気温⑤変位量(粘弾性ダンパーのケーブル軸方向変位量)⑥計測時の風速を測定する。トラス上の測定位置を図6に示す。①～⑤の位置に鉛直方向、①に水平方向の振動計を設置する。測定方法は、サーボ型振動計を所定の位置へ設置し、FFTアナライザーにより波形の確認を行ないながら、人力加振による自由振動波形および常時微動を記録する。この時、相互作用確

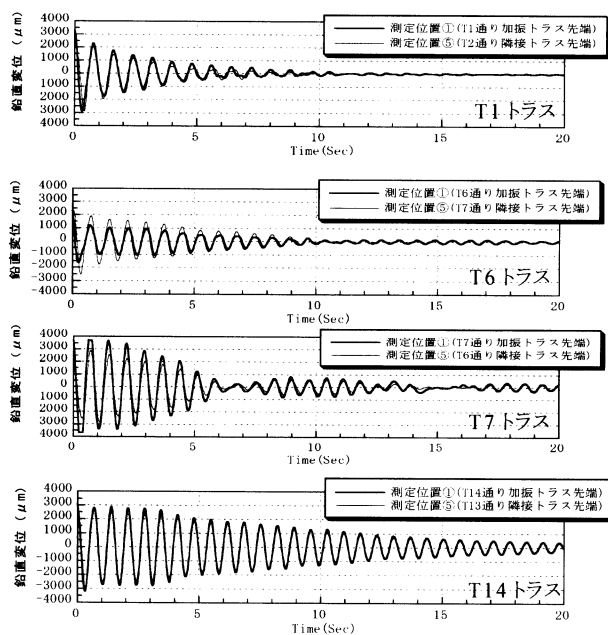


図10 人力加振後の自由振動波形

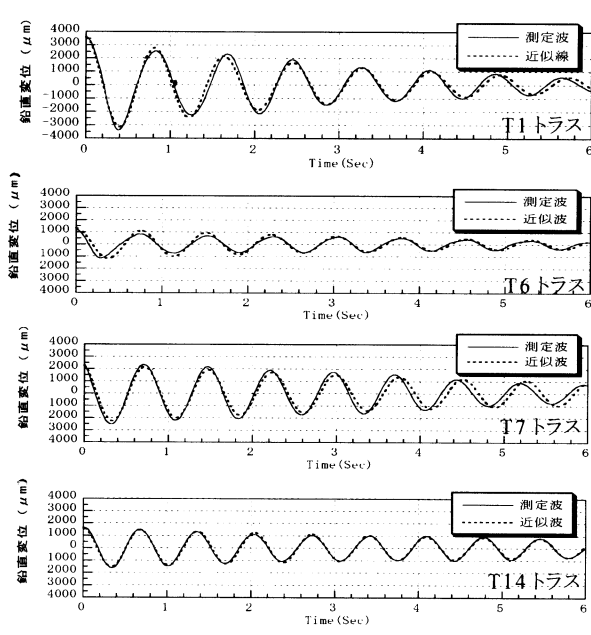


図11 理論減衰曲線との比較(人力加振)

表1 人力加振測定結果一覧

トラス 通り	ダンパー 有無	風速 (m/s)	外気温 (℃)	粘弾性体 温度(℃)	ピット内 温度(℃)	ケーブル 最大 変位 (mm)	項目	測定位置							固有値 解析結果 *
								①	②	③	④	隣⑤	水①	①-④ 平均	
T1 (隣⑤:T2通り)	有	5.0	24.7	24.7	25.6	0.77	固有振動数 (Hz)	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.29	1.22	1.28
							固有周期 (sec)	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.77	0.82	0.78
							減衰定数 (%)	4.10	4.16	4.01	4.08	3.88	—	4.09	—
							固有振動数 (Hz)	1.33	1.34	1.34	1.33	1.34	1.32	1.34	1.47
T6 (隣⑤:T7通り)	有	0.5	26.0	24.7	25.8	0.48	固有振動数 (Hz)	1.33	1.34	1.34	1.33	1.34	1.32	1.34	1.47
							固有周期 (sec)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.76	0.75	0.68
							減衰定数 (%)	2.80	2.55	2.55	2.01	1.66	—	2.48	—
							固有振動数 (Hz)	1.36	1.35	1.35	1.35	1.34	1.34	1.35	1.37
T7 (隣⑤:T6通り)	無	2.0	26.4	25.0	25.2	1.88	固有振動数 (Hz)	1.36	1.35	1.35	1.35	1.34	1.34	1.35	1.37
							固有周期 (sec)	0.74	0.74	0.74	0.74	0.75	0.75	0.74	0.73
							減衰定数 (%)	1.30	1.49	1.51	1.70	2.34	—	1.50	—
							固有振動数 (Hz)	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	1.46	1.47	1.47
T14 (隣⑤:T13通り)	無	1.5	27.4	25.3	25.5	0.51	固有振動数 (Hz)	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	1.46	1.47	1.47
							固有周期 (sec)	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68
							減衰定数 (%)	1.08	1.05	1.06	1.18	1.11	—	1.09	—
							固有振動数 (Hz)	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	1.46	1.47	1.47

*解析値は温度20℃と30℃の平均値として評価している

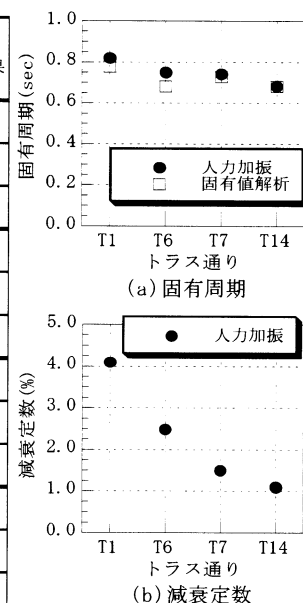


図12 人力加振測定結果

認のため、隣接するトラスの先端位置⑤に鉛直センサーを設置し測定する。一方、熱電対 (T-TYPE) により、粘弾性体温度・ピット内温度・外気温を、デジタルノギスにより人力加振時の粘弾性ダンパー軸方向変位量を、風速ハンディ風速計にて常時微動測定時の風速を測定する。各部の測定状況を写真1～6に示す。

まず各通りにおいて30分の常時微動測定を実施し、卓越周期の確認を行った。各通りのパワースペクトル分布を図8に示す。各トラスとも1次モードのみが卓越する特性を示し、固有振動数は1.22～1.47Hz(周期0.68～0.82秒)の間に分布している。図9に示す振動モードも、1次モードの変位分布を示している。そこでこれらの周期に合わせてトラス先端で4～5名の人間が跳躍を10回繰り返して1次モード振動を励起させ、その後の自由振動波形を測定した。

図10に各通りの自由振動波形を示す。ダンパーの有るT1トラスと無いT14トラスの波形では、減衰状態に明確な差が見られる。ま

た、T6、T7通りでは、一度減衰した波形が再度増幅し、うなりが生じている。各波形に細線で併記した隣接トラスの振動状況を見ると、隣接トラスも同位相、ほぼ同振幅で連成振動していることがわかり、うなりは周期の異なるT6、T7トラスが互いに連成振動しているためと考えられる。このためT6、T7トラスの測定結果は単体の性能を表しておらず、ダンパーの有無の特性比較は、周囲に同種のトラスが連続するT1、T14トラスにより行うことが妥当と考えられる。

加振後の自由振動波形より、各トラスの固有周期と減衰定数を指数近似により求める。図11に測定波形と算出した近似波形の比較例を、表1に得られた各測定位置の測定値を解析値と合わせて示す。測定結果は固有値解析結果と良く一致しており、周期に与える仕上げ等の影響が比較的小さい架構であることがわかる。減衰定数はダンパー有りT1通りが平均4.1%、ダンパー無しT14通りは平均1.1%

となり、ダンパーの有無による減衰定数の差が約3%見られる。T6・T7通りでは、先述した連成振動により、減衰はT1、T14の中間値に位置している。

続いて常時微動測定結果を利用し、RD法²⁰⁾による減衰定数の算定を行う。常時微動測定により得られた各通りの波形例を図13に示す。測定当日の風速は5m/秒以下の微風であり、得られた微動振幅も100 μ m程度以下と小さい。これらのランダム波を衝撃荷重の集合体とみなし、位相をずらしながら各波頂点を重ねあわせ自由振動波形を求める。2000波を重ね合わせて得られた波形例を図14に示す。各波はきれいな自由減衰振動波形を示しており、これより各通りの固有周期と減衰定数を算定する。算定した固有周期(固有振動数)及び減衰定数と固有値解析結果をまとめて表2に示す。図表中の固有値解析値は、表1と同様の値を使用している。得られた固有周期は、

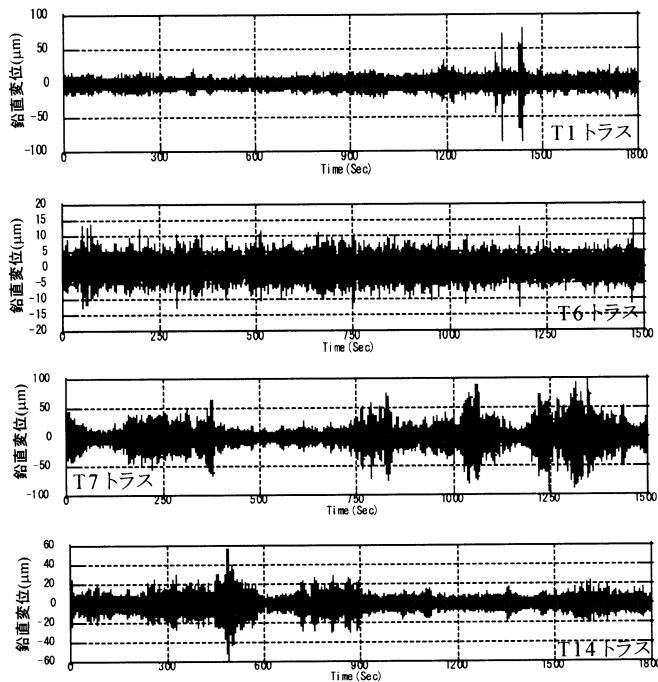


図13 常時微動測定波形

表2 常時微動測定結果一覧

トラス通り	ダンパー有無	風速(m/s)	外気温(℃)	粘弾性体温度(℃)	ヒット内温度(℃)	項目	測定位置							固有値解析結果*
							①	②	③	④	隣⑤	水①	①-④平均	
T1 (隣⑤:T2通り)	有	5.0	24.7	24.7	25.6	固有振動数(Hz)	1.25	1.25	1.25	—	1.25	1.32	1.25	1.28
						固有周期(s)	0.80	0.80	0.80	—	0.80	0.75	0.80	0.78
						減衰定数(%)	4.18	4.47	4.09	—	3.94	—	4.25	—
T6 (隣⑤:T7通り)	有	0.5	26.0	24.7	25.8	固有振動数(Hz)	1.34	1.34	1.34	1.33	1.34	1.34	1.34	1.47
						固有周期(s)	0.74	0.74	0.74	0.75	0.74	0.74	0.75	0.68
						減衰定数(%)	2.10	2.23	1.90	—	1.66	—	2.08	—
T7 (隣⑤:T6通り)	無	2.0	26.4	25.0	25.2	固有振動数(Hz)	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.37
						固有周期(s)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.76	0.73
						減衰定数(%)	1.90	1.83	1.76	—	1.94	—	1.83	—
T14 (隣⑤:T13通り)	無	1.5	27.4	25.3	25.5	固有振動数(Hz)	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	1.34	1.46	1.47
						固有周期(s)	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.74	0.68	0.68
						減衰定数(%)	1.33	1.35	1.25	—	—	—	1.31	—

*解析値は温度20℃と30℃の平均値として評価している

T1通りで約0.80sec (1.25Hz)、T14通りでは約0.66sec (1.46Hz)と人力加振の結果とほぼ一致している。減衰定数はダンパー有りのT1通りが約4.2%、ダンパー無しのT14通りは約1.3%となり、常時微動時でもダンパーによる減衰定数の差は3%程度と人力加振と同様の結果が得られた。他建物の振動測定報告例では、常時微動測定による固有振動数および減衰定数は人力加振時より値が大きく、振幅依存性を示すことが一般的であるが、本建物においては、人力加振と常時微動の結果がほぼ一致し、振幅依存性があまり見られなかった。これは屋根の構造上、1次振動モードの変形が主にバックステイケーブルおよび耐風ケーブルの軸変形に依存した屋根架構の剛体変形に近く、トラス上の2次部材や仕上げによる付加剛性・付加減衰が小さいためと推察される。各通りの固有周期が解析値と良く一致し、ダンパー付加前の構造減衰が1%程度と他の構造物に比べ

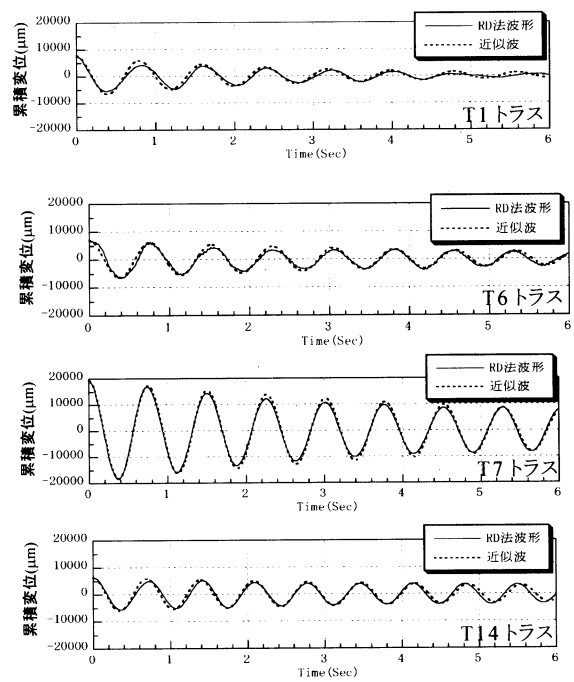


図14 理論減衰曲線との比較(常時微動RD法処理後)

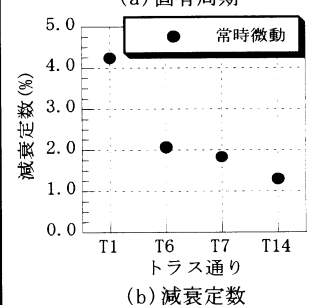
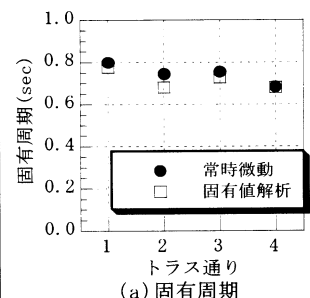


図15 常時微動測定結果

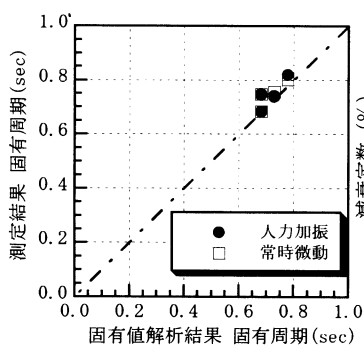


図16 固有周期の測定値／解析値比較

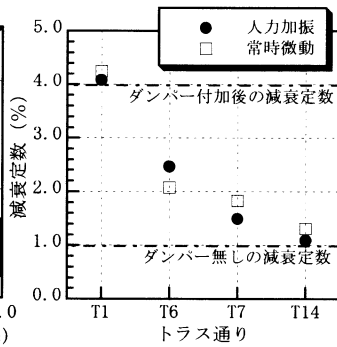


図17 減衰定数測定値

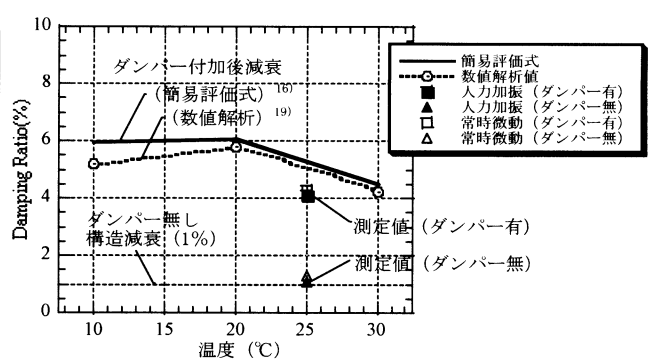


図18 減衰定数の測定値と解析値・理論値の比較

て低めの値である点も、同様の理由により説明できる。

また、各トラスが構造的には独立しているにも関わらず、隣接するトラスと強い連動性を示した理由として、各通りの屋根トラス先端部がキャットウォークのフレームにより連結されており、これが連梁として剛性を発揮したことが考えられる。

以上を総合し、人力加振・常時微動測定により得られた固有周期および減衰定数を2節で求めた解析等による理論値と比較したものをそれぞれ図16、17に示す。ダンパー付きのT1トラスとダンパー無しのT14トラスは、スパンはやや異なるものの、固有周期や振動モードは類似しており、先述したように両者の比較をもってダンパーの効果を評価するものとする。ダンパー付加前の構造減衰定数が約1%、付加後の減衰定数が約4%となり、ダンパーの付加減衰効果は、環境温度25℃において約3%となる。図18は、これを2節で求めた温度ごとのダンパー効果の解析・理論値上にプロットしたものであり、測定により得られた付加減衰効果は、解析・理論による値と概ね一致していると判断することができる。

4. まとめ

ばね付き粘弾性体による付加減衰機構を設置したスタジアム屋根架構の振動測定を行い、固有周期および減衰定数についての評価を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 本屋根架構においては、各通りともに屋根の剛体変位を主体とする1次振動モードが卓越し、測定された固有周期は人力加振・常時微動ともに0.68秒～0.8秒と解析結果と良い一致を示した。また、ダンパー付加前の減衰定数は人力加振・常時微動ともに約1%と、やや低めの値を示した。
- 2) ダンパー付きのトラスにおいては、人力加振・常時微動ともに4%程度の減衰定数を示し、3%程度の付加減衰効果が見られた。この値は分数次微分要素を用いた数値解析結果や、Voigtモデルによる理論式評価¹⁶⁾とほぼ同等の値となった。
- 3) 各通りのトラスは隣接するトラスと強い連動性を示し、ダンパー付加トラスとダンパー無しトラスとの境界領域では、ダンパー有無の中間的な減衰性能が得られた。
- 4) 本架構では固有周期および減衰定数の値が人力加振と常時微動でほぼ同じ値となり、振幅依存性があまり見られなかった。理由としては1次変形モードが屋根の剛体変形に近く、二次部材および仕上げの影響が小さい構造上の特徴等が考えられる。

謝辞

本研究は鹿島建設、相澤侑氏との共同によるものです。また、ばね付粘弾性体によるテンション構造用付加減衰機構の研究は、東京工

業大学教授・和田章博士、神奈川大学教授・岩田衛博士との共同によるものであり、ご指導に感謝いたします。解析・測定にあたっては、ご協力頂きました構造計画プラスワン・小林真一郎氏、大成建設・細澤治氏、高木政美博士に感謝いたします。

参考文献

- 1) 建築構造物の振動実験、日本建築学会、1978
- 2) 建築物の減衰、日本建築学会、2000.10
- 3) 空間構造の動的挙動と耐震設計、日本建築学会、2000
- 4) 金田勝徳、斎藤公男、黒木二三男、小島英治：複合式張弦梁構造の設計と施工(その2)力学性状と振動特性について、大会学術講演梗概集、1991.9、p.1313-1314
- 5) 魏然、河井宏允、志村正幸、義江龍一郎：大スパン片持ち梁の風応答について(その1)屋根勾配および減衰等の影響、大会学術講演梗概集、1996.9、p.309-310
- 6) 細澤治、斎藤公男、岡田章他、ストリングを面外配置したテンション・グリッド・ドームの力学性状に関する実験的研究(その2)実建物における振動実験、大会学術講演梗概集、1998.9、p.1059-1060
- 7) 高木政美、細澤治、山田正明：ドーム屋根の減衰定数、大会学術講演梗概集、1998.9、B-2、p.995-996
- 8) 萬田隆、国枝治郎：既設空間構造の振動測定、大会学術講演梗概集、1999.9、B-1、p.903-904
- 9) 安間由倫、立道郁生、嶋登志夫、藤原智：中規模空間構造の常時微動測定、大会学術講演梗概集、2000.9、B-1、p.931-932
- 10) 末岡利之、豊嶋学、大木洋司：格子型張弦屋根構造の振動計測、大会学術講演梗概集、2000.9、B-1、p.975-978
- 11) 立道郁生：既往の振動計測に基づく空間構造の減衰性能に関する一考察、京都防災研究所共同研究会論文集、p.67、2000年11月
- 12) 川口衛：空間構造の耐震・免震一経験と前進、京都大学防災研究所共同研究会論文集、1998
- 13) 加藤史郎、中澤祥二：張弦梁構造の軸力による多段階軸力制御、半質量ダンパーによる張弦梁構造の制振、構造工学論文集、Vol.41.A, pp.123-132、1995
- 14) William C. Knudson: Recent advances in the Field of Long Span Tension Structures, Eng. Struct., 1991, Vol.13, April
- 15) 金田崇興、斎藤公男、岡田章：補強ケーブルを持つスタジアム屋根架構の構造特性に関する研究(その2:地震時におけるケーブル及びばね機構の効果)、大会学術講演梗概集1999.9(中国)
- 16) 竹内徹、岩田衛、大熊潔、黄一華、笠井和彦、和田章：ばね付き粘弾性体によるテンション構造の制振、日本建築学会構造系論文集、2000.1
- 17) 竹内徹、柴田正樹、金田勝徳、岩田衛、和田章、斎藤公男：テンション材用粘弾性減衰機構の実験的研究、本建築学会構造系論文集、2000.3
- 18) 中村博志、竹内徹、金田勝徳、和田章、岡田章、斎藤公男：実大テンション構造用粘弾性制振ダンパーに関する実験的・解析的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、2000.9、B-1、pp.971-972
- 19) 笠井和彦、寺本道彦、大熊潔、所健：粘弾性体の温度・振動数・振幅依存性を考慮した構成則(その1:線形領域における温度・振動数依存のモデル化)、日本建築日本建築学会構造系論文集、No.543、p.77-86、2001.5
- 20) 田村幸雄、佐々木淳、塚越治夫：RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価、日本建築日本建築学会構造系論文集、No.454、p.29-38、1993.12
- 21) T.Takeuchi, K.Kaneda, M.Iwata, A.Wada, M.Saito: Vibration Control Devices for Tension Structures using Visco-elastic Material with Spring, Ext. Abstracts of IASS Symposium 2001 (Nagoya), pp.270, TP121
- 22) K.Kaneda, M.Saito: Endeavors to Control the Vibration on Long Span Structure, Ext. Abstracts of IASS Symposium 2001 (Nagoya), pp.260, TP116

[2002年2月26日原稿受理 2002年7月23日採用決定]