

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	テンション構造のシステム化およびその構造性能に関する研究
Title(English)	SYSTEMATIZATION OF TENSION STRUCTURES AND THEIR DYNAMIC PERFORMANCES
著者(和文)	竹内徹
Author(English)	Toru Takeuchi
出典(和文)	学位:工学博士, 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第4924号, 授与年月日:2001年9月30日, 学位の種別:課程博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor of Engineering, Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第4924号, Conferred date:2001/9/30, Degree Type:Course doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

テンション構造のシステム化および
その構造性能に関する研究

SYSTEMATIZATION OF TENSION STRUCTURES
AND THEIR DYNAMIC PERFORMANCES

2001年9月

竹内 徹

論文概要

テンション構造(張弦構造)は、鉄を引張りに使用する最も効率的な架構形式であり、軽量・高耐力・高剛性の構造物を少ない材料で構成することができ、優れたデザイン性と共に省材料で分解・組立てが容易な環境負荷の低い構法である。テンション材は初期張力を与えることにより、見かけ上圧縮材としても挙動するため、トラス構造と同様に扱うことができ、応用範囲が広い。土木の分野では吊橋を中心に適用例が見られ、建築でも 80 年代にヨーロッパで屋根架構、ガラス支持架構を中心に構造デザインの主流となった後、90 年代以降日本でも多くの適用例が建設されるようになった。しかしながら、橋梁分野での耐風・弾性設計、ヨーロッパでの静的設計に対し、日本の建築物は高い地震・風外乱に対する弾塑性・動的設計を行う必要があり、構造を構成する要素がこのような観点から性能評価できる形に整理されていないのが現状である。そこで、本研究では、テンション構造を性能評価可能な部品要素から成るシステムとして再構成し、各要素の動的・終局性能を明らかにすることによって、性能設計に対応した建築用テンションシステムおよびその設計指標を確立することを目的とする。

第 1 章「序論」では、本研究の背景およびテンション構造に関する既往の研究を整理し、テンション構造の性能設計に対する課題とともに、本研究の目的を示した。

第 2 章「テンション構造のシステム化」ではテンション構造の歴史を 19 世紀まで溯って分析し、構成要素の抽出を行った。次にテンション構造をサブシステム、部品、材料のヒエラルキーに沿って分解し、それぞれのレベルの構成要素から成る構造システムとして定義するとともに各要素における必要性能を整理した。これより一例としてサブシステムとしての放物線張弦要素および部品としての高張力鋼棒を用いたテンション接合システムの設定を行い、実建物を想定した評価を行った。以上よりサブシステムとしての放物線張弦要素および提案接合部の適応性が確認された。

第 3 章「サブシステムの構造特性および要求性能」では、サブシステムとしての放物線張弦要素を幾何非線型特性の面から取り上げ、その剛性評価・耐力評価に関する簡便な設計式を誘導、提案すると共に、数値解析および実大実験

によりその妥当性を確認した。次に本サブシステムを使用した張弦屋根構造を考え、地震・風外乱に対する部品要素の要求性能項目を分析・整理した。以上より性能設計のために、テンション材および接合部に対し、終局耐力、疲労性能、減衰性能を解明することの重要性を明確にした。

第4章「サブシステムを構成する部品要素の構造性能」ではテンション構造の代表的部品要素である高張力鋼棒およびピン接合部について、第3章で抽出した要求性能の内、疲労性能と終局性能を解明した。具体的には各高張力鋼棒の材料およびネジ製造方法と疲労・終局性能との関係を実験的に確認し、次にピン接合についてその形状と終局耐力の関係を実験的・解析的に評価すると共に既往の設計式の評価および新しい評価式の提案を行った。その後、両結果を参考に接合部全体の疲労実験を行い、要求性能に対するテンション材及び接合部の設計手法の提案を行った。

第5章「部品要素としての付加減衰機構およびその効果」ではもう一つの要求性能である減衰について、ばね付き粘弾性体によるテンション構造用付加減衰要素の概念を提案し、その特性を分析すると共に簡便な動的応答評価手法を提示し、合わせて数値解析による検証を行った。さらに付加減衰機構の実機製作を行い、その特性・性能を動的実験により確認することによって、評価手法の妥当性を確認すると共に、適用範囲の検証を行った。以上よりテンション構造用付加減衰機構(ダンパー)の実用化および設計法が確立された。

第6章「実建物への適用による検証」では、第3章～第5章で得られた知見を実際の建物に適用することにより、実用性の検証を行った。まず第1の適用例として、第3章で研究した放物線張弦要素を使用したガラス支持架構を取り上げ、施工方法を含む構造システムおよび剛性・耐力評価手法の実用性を検証した。第2の適用例として、放物線張弦要素および第4章で検証した高張力鋼棒・ピン接合システムを用いたアリーナ屋根構造を取り上げ、全体構造から部材要素までの動的構造性能に関する検証を行った。第3の適用例として、第5章で提案した減衰機構を付加したスタジアム屋根架構を取り上げ、要素実験及び解析による建物の付加減衰効果の検証を行った。

第7章「結論」では、各章で得られた研究成果を要約し本論文の結論を述べている。

Synopsis

Tension (string) structures are one of the most rational structural systems, which use steel members under pure tension forces, without buckling. They are lightweight, high-strength/stiffness, and have elegant appearances. They are also considered to be ecological, because of less consumption of material and ability to easy decomposition and reconstruction. With pre-tension forces, tension strings act as compression member, making the design as simple truss-frames while tension forces remains.

This structural system has long history back to early 19th century, beginning with suspension bridges, and became popular in European architectures in 80's for the long-span roofs and glass-support structures. These trends were transferred to Japan in early 90's, and many such systems have been built until today. Comparing with bridge's elastic design or European static design, however, building structure in Japan have to be designed against high levels of earthquake and wind loads, which requires plastic and dynamic design. However, to the author's knowledge, very few reports regarding such issue for tension structures have been published, and no guidance for performance design against such conditions has been proposed. This paper aims for offering basic information for performance-based design for tension structures under severe seismic and wind loads, through systematization of tension structures consisting of various elements, and clarifying their ultimate and dynamic performances.

The paper composed of seven chapters and outline of each chapter is given below.

Chapter 1 gives the introduction. The background of this study is described and the past researchers are surveyed. The purpose and composition of this study are shown, with the territory of this study.

Chapter 2, titled "Systemization of Tension Structure", beginning with historical surveys of tension structures back to 19th century, extracting main composition elements from bridges, architectures, and glass walls. After classifying these composition elements along hierarchic levels, tension-structure systems are defined composed of sub-systems of parabolic elements, high-strength rods and their connections. The application of these systems to detailed roofs and glass walls are studied, and their adaptability is verified.

Chapter 3, titled "Characteristics of Sub-System and Required Performances" shows studies on parabolic-shaped structural sub-systems. They have geometrical non-linear stiffness against asymmetrical or out-of-plane forces, often counted in practical design. Simple equations to estimate these stiffness and strength are proposed here followed by verification through numerical non-linear analyses and mock-up tests. Then roof frames using these sub-systems are modeled, and characteristics of these

frames against severe seismic loads and wind loads are studied. It was ascertained that ultimate and fatigue strength of each elements, and damping ratios of whole structures are quite important for the performances against these dynamic loads.

Chapter 4, titled “Performances of Tension Rods and their Connections”, clarifying the ultimate strength and low-cycle fatigue performances of the end threads of tension rods and their fork-end connections. Ultimate strength tests and fatigue test under high tensile stresses on various tension rods with their end threads are carried out, ascertained their performances are deeply affected by the production process of the end threads. Experiments on fork-end connection are also conducted, with various proportions of fork-ends and pin diameters, or eccentricities of pin. Simple equations estimating the strength of fork-ends and pins including these parameters are proposed, and verified with test results. With these results, appropriate proportions of tension rods and their connections against seismic or wind loads are clarified.

Chapter 5, titled “Additional Damping Element for Vibration Control”, proposes additional damping mechanism using visco-elastic material with springs, to reduce dynamic response of tension structures. Proposed mechanism is inserted in line with tension strings, and increases structural damping with keeping their pre-tension forces. Plain equations estimating equivalent own-period and damping ratio of the whole structure including these elements are also proposed, and ascertained simple structural model with these equations can predict general response against dynamic loads. For these dampers, real-size mock-up specimens are composed, and dynamic loading tests are carried out on them. It is ascertained from the test that the mock-upped mechanism works as predicted, and its effects are well modeled by proposed equations. As results, proposed damping elements are clarified as practical, and their design methods are established.

In Chapter 6, titled “Applications of the system to the Practical Structures”, proposed tension systems are applied to three practical structures, for verification of their performances. First example is a large glass wall structure using parabolic sub-system counting geometrical non-linear stiffness studied in Chapter 3. Second example is roof structure covers gymnasium using parabolic sub-systems and high-strength rod and connections designed following Chapter 4. The last example is roofs of football stadium, using additional damping elements proposed in Chapter 6. For all these structures, the conditions under seismic, wind or snow loads are studied, and their performances against 500-years return period loads are clarified.

In Chapter 7, the conclusions obtained in this study are summarized.

目次

論文概要	
Synopsis	
目次	
記号の説明	
表のリスト	
図のリスト	
写真のリスト	

1章 序論

1.1 本研究の背景	1
1.2 既往の研究	
1.2.1 建築構造のシステム化に関する研究	4
1.2.2 テンション構造の設計・施工に関する研究	5
1.2.3 テンション構造の動的解析および動的特性に関する研究	6
1.3 本研究の目的	7
1.4 本研究で対象とするテンション構造	10

2章 テンション構造のシステム化

2.1 はじめに	20
2.2 テンション構造の歴史	20
2.3 テンション構造システムの定義	31
2.4 テンション構造システムの成立	
2.4.1 システムに要求される性能項目	33
2.4.2 ロッドを用いたテンション構造システムの提案および評価	36
2.4.3 実建物を想定した適用性の検証	42
2.5 まとめ	47

3章 サブシステムの構造特性および要求性能

3.1 はじめに	51
3.2 サブシステムの構造特性	
3.2.1 サブシステムの剛性・耐力評価式の誘導	52

3.2.2	数値解析による評価式の検証	69
3.2.3	実験による評価式の検証	72
3.3	サブシステムの要求性能	
3.3.1	サブシステムを用いた屋根架構の動的特性	77
3.3.2	テンション構造システムに要求される性能項目	86
3.4	まとめ	92
4章	サブシステムを構成する部品要素の構造性能	
4.1	はじめに	95
4.2	テンション材および定着部の終局性能および疲労性能	
4.2.1	鋼棒およびネジ定着部の終局性能	97
4.2.2	鋼棒およびネジ定着部の疲労性能	102
4.3	接合部の耐力および疲労性能	
4.3.1	ピンブロックおよびガセットプレートの耐力評価	105
4.3.2	ピンの耐力評価	126
4.3.3	解析による検証	127
4.3.4	接合部全体の疲労性能評価	135
4.4	まとめ	138
5章	部品要素としての付加減衰機構およびその効果	
5.1	はじめに	141
5.2	付加減衰要素としてのばね付粘弾性体	
5.2.1	一般化モデルと理論式の誘導	143
5.2.2	等価付加減衰に与える諸条件の影響	148
5.2.3	ランダム波に対する応答低減効果の評価	155
5.3	付加減衰機構の動的性能評価	
5.3.1	実験パラメータの設定	160
5.3.2	定常振動下における応答性および評価式との比較	171
5.3.3	内蔵ばね剛性の条件	179
5.3.4	ランダム波に対する応答評価	184

5.4 付加減衰要素としてのばね付き粘性体	184
5.5 まとめ	191
6章 実建物への適用による検証	
6.1 はじめに	195
6.2 サブシステムを用いたガラス壁支持構造	
6.2.1 設計の概要	196
6.2.2 システムの施工性の検証	200
6.2.3 サブシステムの性能評価	203
6.3 サブシステムを用いたアリーナ屋根構造	
6.3.1 設計の概要	206
6.3.2 テンション材および接合部の性能評価	211
6.3.3 屋根構造の動的性能評価	214
6.4 付加減衰機構を用いたスタジアム屋根構造	
6.4.1 設計の概要	223
6.4.2 付加減衰機構の設計および性能評価	226
6.4.3 屋根構造の動的性能評価	230
6.5 まとめ	242
7章 結論	
7.1 研究の成果	244
7.2 今後の課題	247
付録1 建築用テンション構造システムの構成例	
付録2 テンション用鋼棒メートルネジ有効径の算出手法	
付録3 粘弾性体モデル化における各係数の誘導	
付録4 論文中に引用した建物に関する緒元	
関連発表論文	
謝辞	

記号の説明

第3章

- A : テンション材(張弦材)の断面積
 A_s : テンション材(ステイ材)の断面積
 E : 鋼材のヤング率 = 2.05×10^5 N/mm²
 f : 放物線張弦要素のサグ
 f_i : 張弦要素 i 節の変形
 Δf : 張弦要素の最大変形
 H : 張弦要素全体の初期張力軸方向成分
 I : 上弦材の断面 2 次モーメント
 K : 張弦要素の非対称構面内剛性
 ${}_oK$: 張弦要素の面外剛性(外側テンション材に沿っての面外荷重に対し)
 ${}_iK$: 張弦要素の面外剛性(内側テンション材に沿っての面外荷重に対し)
 K_H : テンション屋根架構水平剛性
 L : 放物線張弦要素または屋根架構の全長
 l : 張弦要素の 1 区間の長さ
 N : テンション材最大軸力(kN)
 P : 張弦要素に働く全体荷重 (構面内または構面外, kN)
 P_L : 張弦屋根に働く長期鉛直荷重(kN)
 ΔT : テンション材 1 本分の変動張力軸方向成分
 T_i^+ : 正側テンション材 i 節における張力
 T_i^- : 負側テンション材 i 節における張力
 T : テンション屋根架構固有周期
 A : テンション材全長
 θ_i : i 節のテンション材構面内角度
 ϕ_i : i 節のテンション材構面外角度
 η : テンション材累積塑性変形倍率
 μ : テンション材最大塑性率

第4章

- A_0 : テンションロッド軸部断面積
 A_e : テンションロッドネジ部有効断面積
 A_s : ピンブロックのピン穴周り軸直角方向の断面積
 A_q : ピンブロックのピン穴端軸方向の断面積
 A_{45} : ピンブロックのピン穴周り 45° 方向の断面積
 e : ピンブロック・ピン孔偏心量
 P_a : ピンブロックの設計耐力
 r : ピン穴半径
 r_p : ピン半径
 R : ピンブロック外半径
 t : ピンブロック肉厚
 t_g : ガセットプレート板圧
 σ_y : ロッド・ピンブロック・ピン鋼材降伏応力
 σ_u : ロッド・ピンブロック・ピン鋼材引張り耐力

第5章

- $a_0, a_1, a_2, a_3, b_0, b_1, b_2, b_3$: 粘弾性体の Voigt モデルにおける定数
 $a_{ref}, b_{ref}, \alpha, G, T_h, p_1, p_2$: 粘弾性体の分数次導関数モデルにおける定数
 A_s : 粘弾性体表面積
 c, c_d : 粘(弾)性体減衰係数
 t : 粘弾性体厚
 h_{eq} : 全体系等価減衰定数 = $\eta_{eq}/2$
 k_d : 粘弾性体せん断剛性率
 K_b : 直列ストリング軸剛性
 K_d : 粘弾性体せん断剛性
 K_{d0} : 基準粘弾性体せん断剛性(20℃, 250%)
 K_f : フレーム剛性
 K_s : 内臓ばね剛性
 K_s' : ダンパー(粘弾性+ばね系)剛性

- K_a : ダンパー+直列ストリング系剛性
 K_{eq} : 全体系等価剛性
 M : 全体系等価質量
 q : 環境温度
 $Q(t), Q_a(t)$: ダンパーまたはダンパー+ストリング系に働く外力
 $Q_{eq}(t)$: 全体系に働く外力
 T_{eq} : 全体系固有周期
 f : 振動数
 γ : せん断変形角振幅
 δ_0 : ダンパー(粘弾性+ばね系)振幅
 δ_{a0} : ダンパー+直列ストリング系振幅
 δ_{eq} : 全体系振幅
 η_d : 粘弾性体損失係数 = $c_d\omega/k_d$
 η_s : ダンパー(粘弾性+ばね系)損失係数
 η_a : ダンパー+直列ストリング系損失係数
 η_{eq} : 全体系等価損失係数
 Γ_s : $1+\eta_s^2/(1+K_s^2/K_b)$
 θ : テンションストリング取付き角度
 ω : 円振動数 = $2\pi f$

表のリスト

表 2.1	関係文献におけるストリングへの要求性能記述	29
表 2.2	ストリングに要求される性能項目	30
表 2.3	テンション構造用ストリングの性能概要	37
表 2.4	ロッド用接合部の性能評価	41
表 2.5	検討事例における接合部の性能指標	45
表 3.1	ガラス支持架構試設計例	79
表 3.2	張弦屋根架構試設計例	79
表 3.3	張弦屋根モデルの地震波時刻歴応答結果	85
表 3.4	各テンション材の設計応力	88
表 4.1	試験体用鋼棒の機械的性質	98
表 4.2	試験体のネジ仕様および単純引張り試験破断位置	99
表 4.3	定着部疲労試験結果	103
表 4.4	ピンブロック試験パラメータ	106
表 4.5	ピンブロック・ピン素材の機械的性質	109
表 4.6	ピンブロック耐力試験結果	118
表 4.7	各評価式によるピンブロック耐力	120
表 4.8	ピンの耐力評価	127
表 4.9	解析モデルの材料特性	129
表 4.10	接合部疲労試験結果	136
表 5.1	粘弾性体の設定パラメータ	149
表 5.2	等価減衰に与える内蔵ばね剛性比・直列ストリング剛性比・ フレーム剛性比の影響	150
表 5.3	記録地震波に対する応答低減効果	156
表 5.4	試験体および試験の設定パラメータ	163
表 5.5	内蔵ばねおよびモデル化ストリング仕様	169
表 5.6	ダンパー+ストリング系の等価剛性および等価減衰	176
表 5.7	内蔵ばね、モデル化ストリングの減衰評価	180
表 5.8	ばね付き粘弾性体(A3 試験体)の自由減衰振動	183

表 5.9	ばね付き粘性体の等価減衰・等価振動数	188
表 6.1	風荷重に対する張弦要素の最大変形および付加軸力	204
表 6.2	北側ガラス壁指示架構サブシステムの性能評価	205
表 6.3	屋根架構の固定荷重および載荷荷重	210
表 6.4	接合部に使用する鋼材および耐力	212
表 6.5	張弦屋根解析用地震動	217
表 6.6	各解析モデルにおける最大応答値	220
表 6.7	張弦屋根支持架構サブシステムの性能評価	220
表 6.8	簡易評価式による等価減衰評価	225
表 6.9	スタジアム解析用地震動	232
表 6.10	応答結果概要	237

図のリスト

第1章 序論

図 1.1	2方向テンション架構と1方向テンション架構	2
図 1.2	テンション(張弦)構造による軽量化	2
図 1.3	本研究の目的	8
図 1.4	本研究の構成	8
図 1.5	2方向(面的)張弦架構と1方向(線的)張弦架構	11
図 1.6	1方向(線的)張弦架構の変形モード	11
図 1.7	2方向立体トラス架構と1方向立体トラス架構	13
図 1.8	1方向立体トラス架構の変形モード	13
図 1.9	1方向立体トラス梁の捩り剛性評価	14
図 1.10	1方向立体トラス梁の横座屈耐力	14
図 1.11	テンション架構の動的性能評価	15

第2章 テンション構造のシステム化

図 2.1	初期のタイバーとしての鋼棒使用例	23
図 2.2	産業革命時の駅舎張弦屋根	23
図 2.3	1980年代のテンション・ロッド構造	24
図 2.4	テンション(張弦)構造の変遷	28
図 2.5	テンション構造におけるシステム・ヒエラルキー	31
図 2.6	サブシステムとしての放物線張弦要素	32
図 2.7	各ヒエラルキー構成要素に要求される性能項目相関	35
図 2.8	各ストリングの性能比較	37
図 2.9	テンションロッド(鋼棒)用接合部形式案	39
図 2.10	放物線張弦要素への初期張力導入方法	39
図 2.11	検討接合部タイプ	43
図 2.12	サブシステム・接合部適用検討事例5	45

第 3 章	サブシステムの構造特性および要求性能	
図 3.1	放物線張弦要素に作用する非対称荷重および面外荷重	52
図 3.3	非対称荷重を受ける放物線張弦要素(n=3)	54
図 3.4	非対称荷重を受ける放物線張弦要素(n=4)	55
図 3.5	非対称荷重を受ける放物線張弦要素(n=6)	56
図 3.6	非対称荷重を受ける放物線張弦要素(n=i)	57
図 3.7	分割数による剛性評価式係数の変化	58
図 3.8	張弦梁における非対称剛性	59
図 3.9	面外荷重を受ける放物線張弦要素	59
図 3.10	面外荷重を受けるガラス支持架構(n=3)	60
図 3.11	面外荷重を受けるガラス支持架構(n=4)	62
図 3.12	面外荷重を受けるガラス支持架構(n=6)	64
図 3.13	面外荷重を受けるガラス支持架構(n=i)	65
図 3.14	端部面外荷重に対する剛性	66
図 3.15	張弦梁下弦材の面外安定性と形状の関係	68
図 3.16	凹形張弦梁の面外釣合いと不安定変形	68
図 3.17	非線型数値解析結果と評価式の比較(n=3)	70
図 3.18	非線型数値解析結果と評価式の比較(n=4)	70
図 3.19	非線型数値解析結果と評価式の比較(n=4：張弦梁)	71
図 3.20	非線型数値解析結果と評価式の比較(n=3：面外変形)	71
図 3.21	テンション支持ガラス壁実大実験装置	73
図 3.22	テンション支持ガラス壁実大実験状況	73
図 3.23	初期張力導入実験	74
図 3.24	張弦面外(鉛直)載荷実験結果	76
図 3.25	張弦面内(水平)載荷実験結果	76
図 3.26	放物線張弦要素を用いた屋根架構	77
図 3.27	ステイ材付き張弦フレームの非対称変形モード	77
図 3.28	ガラス支持架構(n=3)の固有値解析結果	81
図 3.29	張弦屋根(16m モデル)固有値・振動解析結果	82
図 3.30	張弦屋根(32m モデル)固有値・振動解析結果	83

図 3.31	張弦屋根(48m モデル)固有値・振動解析結果	84
図 3.32	周期評価値と解析の比較	85
図 3.33	張弦屋根架構の固有周期	85
図 3.34	テンション材の設計応力振幅	88
図 3.35	風荷重に対する空力安定性	89
図 3.36	地震外乱(レベル 1)に対するテンション材応力	89
図 3.37	地震外乱(レベル 2)に対するテンション材応力	89
図 3.38	各荷重に対するテンション材の要求性能項目	91
第 4 章	サブシステムを構成する部品要素の構造性能	
図 4.1	テンション構造用鋼棒の接合部構成	96
図 4.2	鋼棒および定着部ネジ試験体図	98
図 4.3	定着部引張り試験・素材試験結果の比較	101
図 4.4	荷重－ナット間歪度関係	101
図 4.5	中心部歪度－ナット間歪度関係	101
図 4.6	鋼棒定着部の疲労性能(P_{max}/A_0)	104
図 4.7	鋼棒定着部の疲労性能(P_{max}/A_e)	104
図 4.8	鋼棒定着部の疲労性能($P_{max}/A_e\sigma_u$)	104
図 4.9	ピンブロック・ガセットプレート破壊線モデル	106
図 4.10	ピンブロック平面試験体	108
図 4.11	ピンブロック平面試験体引張り加力治具	108
図 4.12	ピンブロック立体試験体	109
図 4.13	ピンブロック・ピン素材の機械的性質	109
図 4.14	ピンブロック平面モデル(R30)荷重－変形関係	110
図 4.15	ピンブロック平面モデル(R37.5)荷重－変形関係	110
図 4.16	ピンブロック平面モデル(R45)荷重－変形関係	111
図 4.17	ピンブロック平面モデル(R52.5)荷重－変形関係	111
図 4.18	ピンブロック立体モデル荷重－変形関係	111
図 4.19	平面モデル(P-2)荷重－歪関係	112
図 4.20	平面モデル(P-4)荷重－歪関係	112

図 4.21	平面モデル(P-5)荷重－歪関係	113
図 4.22	平面モデル(P-6)荷重－歪関係	113
図 4.23	平面モデル(P-7)荷重－歪関係	114
図 4.24	平面モデル(P-10)荷重－歪関係	114
図 4.25	平面モデル(P-14)荷重－歪関係	115
図 4.26	平面モデル(S-1)荷重－歪関係	115
図 4.27	平面モデル(S-2)荷重－歪関係	116
図 4.28	平面モデル(S-3)荷重－歪関係	116
図 4.29	平面モデル降伏面角度	117
図 4.30	ピンブロック(平面モデル)降伏耐力	120
図 4.31	慣例式(4.1)(4.2)の評価	121
図 4.32	BS 式(4.4)の評価	121
図 4.33	森田式(4.6)の評価	121
図 4.34	偏心を伴うピンブロックの破壊線モデル	123
図 4.35	耐力が最低となる降伏線角度	124
図 4.36	提案式(4.15)の評価	125
図 4.37	実験地と各評価式の比較	125
図 4.38	ピンの破壊形式	126
図 4.39	立体モデル耐力評価	127
図 4.40	平面解析モデルの形状および寸法	129
図 4.41	立体解析モデルの形状および寸法	129
図 4.42	平面解析モデル(PA-2)の応力コンタ＋変形	130
図 4.43	平面解析モデル(PA-2)の塑性歪コンタ＋変形	130
図 4.44	平面解析モデル(PA-1)の荷重－変形関係	131
図 4.45	平面解析モデル(PA-2)の荷重－変形関係	131
図 4.46	立体解析モデル(SA-1)の応力コンタ＋変形	132
図 4.47	立体解析モデル(SA-1)の塑性歪コンタ＋変形	132
図 4.48	ピンモデル(SA-1)の応力コンタ	133
図 4.49	ピンモデル(SA-1)の塑性歪コンタ	133
図 4.50	立体解析モデル(SA-1)の変形	133

図 4.51	立体モデル(SA-3)の荷重－変形関係	134
図 4.52	立体モデル(SA-1)の荷重－変形関係	134
図 4.53	ブロック耐力と鋼棒設計荷重との関係	135
図 4.54	接合部疲労試験体	136
図 4.55	接合部の疲労性能評価	137
第5章	部品要素としての付加減衰機構およびその効果	
図 5.1	ばね付き粘弾性体ダンパーの概念	142
図 5.2	ダンパーの空間構造適用例	142
図 5.3	Kelvin-Voigt 要素によるダンパーのモデル化	144
図 5.4	ダンパー要素の荷重－変形関係	144
図 5.5	粘弾性体の材両特性および温度依存性	144
図 5.6	付加減衰付き構造の一般化モデル	145
図 5.7	テンション材付門形フレーム	148
図 5.8	等価減衰に与える内蔵ばね剛性比の影響	151
図 5.9	等価減衰に与える温度の影響	152
図 5.10	等価減衰に与える直列ストリング剛性比の影響	153
図 5.11	固有周期に与える環境温度の影響	153
図 5.12	ステップ荷重に対する変位－時刻歴応答例	154
図 5.13	ステップ荷重に対するダンパー部の荷重－変形関係例	154
図 5.14	各記録地震波に対する応答変位時刻歴	156
図 5.15	各記録地震波におけるダンパー部履歴ループの変化	157
図 5.16	応答せん断力および変位の低減率	158
図 5.17	加速度応答スペクトルと応答結果の比較	159
図 5.18	ばね付き粘弾性体の実機機構化	161
図 5.19	ばね付き粘弾性体実機機構および実験装置	163
図 5.20	ばね付き粘弾性体実機試験体の構成	164
図 5.21	ばね付き粘弾性体実機試験体の組立て状況	164
図 5.22	粘弾性体部の詳細	165
図 5.23	ダンパーへの初期張力導入手順	167

図 5.24	粘弾性体の設計仕様	168
図 5.25	モデル化ストリング詳細	169
図 5.26	皿ばね加力試験	170
図 5.27	内蔵ばね(皿ばね)の履歴ループ	172
図 5.28	A2 試験体(1.0Hz,10mm,12℃)	172
図 5.29	A3 試験体(1.0Hz,10mm,12℃)	172
図 5.30	A3 試験体(1.0Hz,20mm,12℃)	173
図 5.31	A3 試験体(1.0Hz,10mm,32℃)	173
図 5.32	A3 試験体(3.0Hz,10mm,12℃)	173
図 5.33	B3 試験体(1.0Hz,10mm,12℃)	174
図 5.34	C3 試験体(1.0Hz,10mm,12℃)	174
図 5.35	A3 試験体(1.0Hz,10mm,12℃)の吸収エネルギー	173
図 5.36	等価剛性－温度関係	177
図 5.37	等価剛性－内蔵ばね剛性比関係	177
図 5.38	等価剛性－ストリング剛性比関係	177
図 5.39	等価減衰－温度関係	178
図 5.40	等価減衰－内蔵ばね剛性比関係	178
図 5.41	等価減衰－ストリング剛性比関係	178
図 5.42	内蔵ばね－モデル化ストリングの1ループ減衰エネルギー	180
図 5.43	実験値・理論値の比較(等価剛性 K_a)	181
図 5.44	実験値・理論値の比較(等価減衰は h_a)	181
図 5.45	除荷過程におけるダンパー＋ストリング系のモデル	182
図 5.46	A3 試験体の除荷応答と自由減衰振動	182
図 5.47	等価剛性および等価減衰に与える振動数の影響	185
図 5.48	入力用ランダム波	185
図 5.49	ランダム波に対する応答	186
図 5.50	ばね付き粘性体の荷重－変形関係	187
図 5.51	ばね付き粘弾性体等価減衰に与える内蔵ばね剛性比の影響	189
図 5.52	ばね付き粘性体等価減衰に与える直列ストリング剛性比の影響	189
図 5.53	ばね付き粘性体等価周期に与える内蔵ばね剛性比の影響	189

第 6 章	実建物への適用による検証	
図 6.1	高層ビル足元に設置されたガラス壁面	197
図 6.2	ガラスを支持するテンション架構	198
図 6.3	幾何非線型剛性を利用した部材の省略	199
図 6.4	初期張力導入状況	201
図 6.5	面外剛性測定による張力確認	201
図 6.6	ガラス壁に働く風圧変動成分と変形モードの設定	204
図 6.7	低層部頂部にアリーナを有する高層建物	207
図 6.8	放物線張弦要素を用いたアリーナ屋根架構	208
図 6.9	数値解析と評価式との応力・変形比較	210
図 6.10	接合部の設計および詳細	212
図 6.11	接合部実大耐力試験装置	213
図 6.12	接合部実大耐力試験結果	213
図 6.14	張弦屋根に作用する積雪分布および変形状況	216
図 6.15	鉛直地震動を受ける張弦屋根解析モデル	217
図 6.16	振動スタディ用ばね付き粘弾性体ダンパー	218
図 6.17	各解析モデルにおける応答変位時刻歴	219
図 6.18	付加減衰機構を有するスタジアム屋根架構	224
図 6.19	付加減衰機構の稼動範囲	225
図 6.20	耐風ケーブル用付加減衰機構詳細	227
図 6.21	付加減衰機構の施工手順	227
図 6.22	付加減衰機構動的載荷試験装置	229
図 6.23	付加減衰機構動的加力試験結果	229
図 6.24	振動解析用モデル	231
図 6.25	固有振動モード	232
図 6.26	応答結果(EL CENTRO UD)	233
図 6.27	応答結果(TAFT UD)	234
図 6.28	応答結果(HACHINOHE UD)	235
図 6.29	応答結果(BCJ-L1)	236

図 6.30	温度による減衰機構部履歴ループの変化	239
図 6.31	等価減衰評価に対する温度変化の影響	240
図 6.32	等価周期に対する温度変化の影響	240
図 6.33	バックステイケーブルの応答軸力低減効果	240

写真のリスト

写真 2.1	チェーンロッドによる初期の吊橋	22
写真 2.2	ケーブルによる吊橋の長大化	22
写真 2.3	現代の長大吊橋	22
写真 2.4	1960年代のケーブル構造	23
写真 2.5	1970年代のテンション・ロッド構造	24
写真 2.6	1980年代のテンション・ロッド構造	24
写真 2.7	ガラス支持テンション構造(ループル・ピラミッド)	26
写真 2.8	ガラス支持テンション構造(ラ・ビレット・システム)	26
写真 2.9	ガラス支持テンション構造(東京フォーラム)	26
写真 2.10	サブシステム・接合部適用検討事例 1	43
写真 2.11	サブシステム・接合部適用検討事例 2	43
写真 2.12	サブシステム・接合部適用検討事例 3	44
写真 2.13	サブシステム・接合部適用検討事例 4	44
写真 4.1	試験装置	98
写真 4.2	引張り試験体破断状況	99
写真 4.3	引張り試験体破断面	99
写真 4.4	疲労試験体破断状況	102
写真 4.5	疲労試験体破断面	102
写真 4.6	ピンブロック平面モデル試験状況	110
写真 4.7	ピンブロック平面モデル破壊状況	117
写真 4.8	接合部疲労試験体破壊性状	136
写真 5.1	ばね付き粘弾性体ダンパー分解状況	165
写真 5.2	試験装置全景	168
写真 6.1	張弦梁施工状況	222
写真 6.2	接合部詳細	222
写真 6.3	スタジアム屋根全景	241
写真 6.4	付加減衰機構の設置状況	241
写真 6.5	メインスタンド全景(竣工時)	

第 1 章

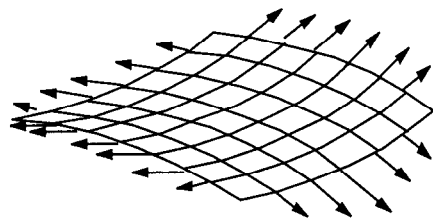
序論

第1章 序論

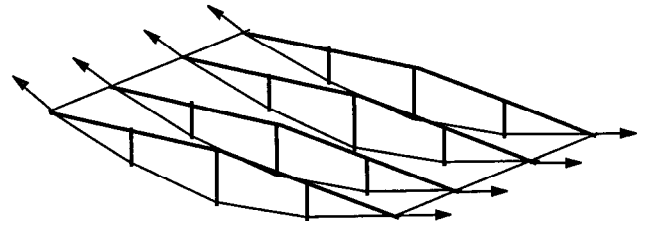
1.1 本研究の背景

テンション構造は引張りに対し一定の強度および剛性を持つ材料を張力状態で使用することにより安定化させた構造の総称であり、様々な形態の構造が実現化されている。これらは図 1.1 に示すように、大きく分けて平面状の材料に対し 2 方向の張力をかける張力膜構造と、線状の材料に 1 方向の張力をかける張弦構造に分類することができる。一般的に張力膜構造には有機系やガラス繊維を用いた膜材や線材を網状に構成したネットが使われ、張弦構造にはケーブルを含む鉄鋼系の線材が用いられることが多い¹⁾。特に鉄という素材にとっては、座屈現象を発生させること無く部材を軸力下で全断面にわたって使用できるテンション構造は最も効率的に材料を働かせることができ、曲げ系や圧縮系の構造に比べて部材断面をはるかに小さく設計することが可能となる。従ってテンション構造を用いることによって軽量で軽快な構造体を構成することができる。図 1.2 に曲げ系の片持ち梁と、張弦構造による片持ち梁を例として比較して示す。曲げ系の片持ち梁の応力は、部材断面内に圧縮－引張りの釣り合い応力を内蔵せねばならないため、剛性と耐力の確保の為にある程度の部材サイズが要求される。しかしこれにテンション材を適所に加えることにより、片持ち梁の応力は曲げから軸力に変換され、部材サイズを大幅に縮小することができる。同図のテンション構造の内、上部のテンション材だけでは上向きの力が働いた場合にはテンション材が圧縮場に転じてたわみ、抵抗力を失うが、下部にテンション材を追加して自己釣り合い系を形成し初期張力を導入することによって、任意方向の外力が働いてもテンション材の初期張力が喪失するまでは見かけ上圧縮にも抵抗するかのごとく挙動する。この方法はテンション構造を安定化させる為に有効な汎用的手法である。

テンション構造の概念は縄や竹索による吊橋を初めとして有史以前より存在し、19 世紀に鋼材が工業生産されるようになって飛躍的に発展した²⁾。あるスパンを超えると橋梁の架構は自重との戦いとなるが、現在のところ支点間距離 2000m を超える構造物を実現できるのは高張力ケーブルを用いたテンション構造に限られている。このことはテンション構造が軽量化に最も有効な構造形式であることを示している。建築において要求さ

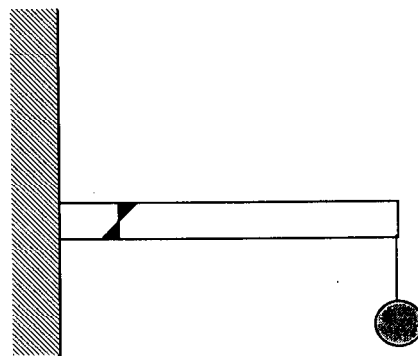


a) 2方向テンション架構

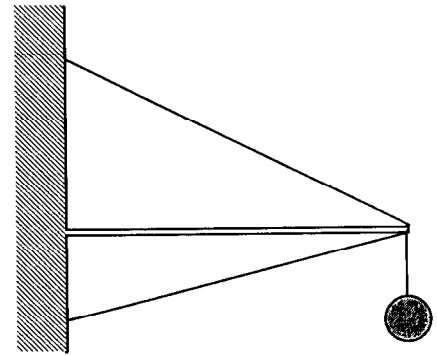


b) 1方向テンション架構

図 1.1 2方向テンション架構と1方向テンション架構



a) 曲げ系構造



b) テンション(張弦)構造

図 1.2 テンション(張弦)構造による軽量化

れる支点間距離は橋梁に比べ一般的に小さいが、その軽快感・透明性を意匠上活かす目的で、多くの構造物にテンション構造が適用されている。

テンション構造は一般的に最小限の部材を軸応力下で効果的に配置しているために高剛性であるが、テンション材の破断または張力喪失後、耐力が急激に低下する特性を有する。さらにスペースフレームに比べ不静定次数が低く、全体崩壊に至るまでの破壊部材数が少ない。従って風・雪・地震など他の地域に比べ過酷な外乱条件を有する我が国にこの構造を適用するに当たってはその終局性能および動的性能を把握し、入力に対する構造性能および設計余裕度の適切な評価手法を確立しておく必要が有る。従来、層状の一般建物に付いてはこのような考え方から、構造架構の終局性能および動的性能が盛んに研究され、設計に取り入れら

れてきた³⁾。しかしながら空間構造においては、軽量であることや、設計が煩雑であることから、弾性挙動を中心とした研究・設計にとどまっており、塑性化後の性能や動的特性が論じられることは少ないのが現状である。空間構造の一種であるテンション構造についても、この分野の研究は未だあまりなされていない。

ある構造形式の構造性能を論じるとき、これを構成する部材は千差万別であり、特に空間構造の場合はその形態すら様々に変化するため、層状建物に比較し一般的な理論展開が困難であることが多い。その性能評価の為にはまずその構成要素をそれぞれ要求性能が独立して定義できる汎用部材に分解できるようにする手法が有効である。汎用部材の定義は「高張力鋼材」のような「素材」や、「ケーブル」「接合部」のような「部品」、または「張弦梁」のような架構要素など、いろいろなレベルで考えることができ、互いにその性能が関連付けられている。構成要素の種類をある程度限定し、それらを組み合わせて様々な架構を構成するとき、その構造体は「システム化」されていると考えることができる。構造体をシステム化し、その構成要素をひとつひとつ性能評価していくことによって、構造物全体の性能を評価することが可能になる。テンション構造のうち、張弦構造については、部品レベルの構成要素は張弦材(ストリング)と接合部に代表させることができる。動的性能の把握のためにはまずこれらの部品の構造性能を明らかにする必要が有る。

建築における張弦構造の張弦部材としては橋梁の技術を応用してケーブル、すなわち鋼線・鋼索を縫り合わせたものが多く用いられている。ケーブルを用いたテンション・吊り構造は、その技術資料・指針⁴⁾⁵⁾が整備されるに伴い多くの空間構造にケーブルを用いた架構が適用できるようになり、テンション構造がそのままケーブル構造と呼ばれることも多い。一方、これらの文献で指摘されているように、実際の設計においてはケーブルだけでなく、鋼製ロッド(鋼棒)やプレート(鋼板)などもテンション材として古くから用いられている。特にロッドはケーブルとは別の背景による独自の発展をとげ、近年かなり高張力のものも用いられるようになると共にルーブル宮殿のガラスのピラミッドに代表される多くの特筆すべき建築を生み出してきている。しかしケーブルに比べてその素材および接合部が詳細に研究された例が少なく、上記指針類にも記述が殆どみられない。多く見られる記述は個々の建物適用に関するもので、総括的な知見について述べ

たものは少ないのが現状である。

1.2 既往の研究

1.2.1 建築構造のシステム化に関する研究

工業化を含む建築のシステム化に関しては、内田らの研究を初めとして多くの成果が有り、1970年代の工業化建築の試みへと展開された⁶⁾⁻⁹⁾。基本概念としては空間のモジュール化、納まりの標準化を行うことによって建築を空間適応性およびくり返し性を有する限られたパターンの構成部材に分解し、これらの部材の設計・製造・施工プロセスに対し通常の1回限りの部品では不可能な費用・時間・技術をかけて造り込み、その品質・信頼性を確保すると共に発生する費用をくり返し数に分散することで薄め、経済的で良質な建築を生産しようとする試みと言える。1970年代には建築を大量生産する手法として検討されたが、1990年以降は環境問題に配慮し必要な部分のみを更新・展開できるスケルトン-インフィルの概念への展開がなされている。

一方、構造体そのものに対象を限定しそのシステム化を論じた研究はそれほど多くない。古くは J. プルーベや B. フラーの一連の研究・生産活動¹⁰⁾⁻¹¹⁾が構造を主体としたシステム化・工業化の初期の試みであったと捉えることができるが、学術的に特定のシステム構造体に関し集中的にその性能が論じられたのは、戦後大きく発展したスペースフレームに関するものが多い。

スペースフレームについては、1941年に MERO システムによる「空間における構造原理」が発表されて以来、C. ワックスマンや先述の B. フラーらにより、スペースフレームを現実化するための工業生産的試みが様々な形で行われた¹²⁾。これを受けて我が国では坪井らが1970年に鋳鋼ノードを用いた我が国初の本格的スペースフレームを完成させ、同様の概念が工業化されたシステムトラスへと継承された¹³⁾。岩田・白井・藤田・和田ら¹⁴⁾⁻¹⁹⁾はシステムトラスの研究において、スペースフレームを「システム化された構造体」と捉えて研究を行っており、システム構造体が成立する条件として以下の2点を設定している。

- ①ある部材・部品が他の部分から明確に分離・分類・定義され、その要求性能項目が一様に設定できること。
- ②設定された要求性能の評価とコストが、独立して明示できること。

同研究ではスペースフレームの構成要素を分解しそれぞれの性能評価を行うことによって、設計・解析から生産に至るまでの課題と選択肢を整理し、広い範囲をカバーするシステムとして作り込むための一連の研究を行っており、同様の手法を一般的な鋼構造のシステム化に適用する可能性についても述べている²⁰⁾。

これらの手法は同じ空間構造であるテンション構造に関しても有効であり、同構造をプレエンジニアリングされたシステム部材として整理し、性能評価することが可能であると考えられるが、こういった研究はまだあまり行われていないのが現状である。

1.2.2 テンション構造の設計・施工に関する研究

2章において示すように、張弦構造は19世紀末に鋼材の工業生産が開始されて以来、吊橋を中心に技術的発展が図られてきた。我が国における張弦構造も基本的に橋梁におけるケーブル技術をその母体としており、初期の基本文献としては日本鋼構造協会発行の「吊構造」(1975年)⁴⁾に遡る。同文献では、吊橋・建築の両面にわたってケーブル構造の基本形態、解析・設計手法、施工方法、ケーブル材の基本特性、接合方法などが詳細にまとめられている。この前後、坪井・斎藤・川口・半谷らの多くの研究および現実の建物への適用により、建築分野においても張弦構造は大きな発展を見た。

坪井・川口らは、東京オリンピック代々木体育館において我が国で初めて空間構造にケーブルを本格的に適用し(1964)、その設計・施工を通じて多くの知見を示した^{21)・23)}。

斎藤らは、1970年代より張弦梁の基本性状に関する研究を始め²⁴⁾、日本大学理工学部ファラデーホール(1978)、同スポーツホール(1985)などの実施建物への適用を通じて多くのテンション構造に関する研究を行い^{25)・26)}、1993年には岡田らと共に張弦構造をフレームに展開したストリング式骨組架構の提案を行い、これを実際に建設することによってその有効性を確認している²⁷⁾。岡田、斎藤はこの他にもケーブルの中間金物の研究、張弦梁の座屈長さの研究などテンション構造に関する一連の研究を行っている^{28)・29)}。

一方欧州各国では、1980年代よりケーブルや高張力ロッドを用いた張弦構造が多く見られるようになり、空間構造の屋根や、ガラス壁面を軽快に支持させる

ことによって、建築意匠に利用する例が増加した²⁸⁾。これに伴い、P.Rice らによりガラスや軽量屋根を支持する為の多くの構法研究がなされている³¹⁾。

その後多くの活動と実績、恒久膜構造の発展を経て、1994年には日本建築学会より「ケーブル構造設計指針・同解説」⁵⁾が刊行され、テンション構造の設計を行う上での重要な指針となっている。しかしながらこれらの文献においても中小規模の張弦架構で多用される高張力鋼棒を中心としたテンションロッドおよびその接合法に関する知見や、強風・地震国である我が国に張弦構造を適用するにあたっての終局性能および動的性能に関する知見は十分に示されるに至らなかった。

テンション構造の設計における動的性能評価については、土木分野において吊橋のケーブルに働く交通振動、風力下のケーブルの自励振動に対する照査およびこれらに対する疲労性能が照査されているものの、あくまでも弾性・低応力領域の検討にとどまっている³²⁾。また、建築分野においても、その設計の煩雑さから我が国の一般構造骨組において発展した動的弾塑性設計手法はテンション構造を初めとする空間構造では一般化せず、未だに静的弾性設計を主体とした設計・研究が行われている状況であり、振動制御に関する研究成果としても加藤ら³³⁾の研究など数例の知見が得られているにとどまっている。

1.2.3 テンション構造の動的解析および動的特性に関する研究

テンション構造の動的解析を行う試みは1970年代にNewmarkら³⁴⁾により紹介された時刻歴数値積分法を用いて行われるようになり、Morrisら³⁵⁾は幾何非線型性を考慮したケーブル構造のモーダル・アナリシスを行っている。さらにLeonardら³⁶⁾、Papadrakakisら³⁷⁾は張力材料の非線型性をも含むアルゴリズムを研究しているが、得られた性状は極めて複雑であり、一般的な法則性を導くには至っていない。我が国においても特定形式のテンション構造に関する弾性動的解析手法が半谷ら³⁸⁾や元結ら³⁹⁾により紹介されているが、材料非線型性を含む汎用手法には至っていない。設計に使用し得る汎用解析手法としては藤本・和田ら⁴⁰⁾が1973年に確立した幾何学的非線型性・材料非線型性を考慮した骨組みの解析手法が一例として挙げられ、これをその後動的解析に展開しているが、同解析手法をテンション構造の解析に適用する試みはまだなされていない。

テンション構造の減衰特性に関しては 1970 年代より実験的研究が散発的に行われ、報告されている。Jensen ら⁴¹⁾はケーブル単体の減衰常数が 0.5%~1.5%、膜材付きで 6%~10%、空力減衰が 2%~8%であるとし、Schlaich ら⁴²⁾はミュンヘンのオリンピックスタジアムの膜屋根を空力減衰を入れて 10%として設計したと報告している。Elashker・Novak ら⁴³⁾は開口付きのテンション屋根の実験・解析を行い、1%~3%の減衰を示している。これらは比較的軽量の張力膜屋根を対象としており、鉄骨梁を伴う張弦梁などのやや重量のある構造についてはこれより低い値となるものと考えられる。

我が国においても、近年多くの実測調査がなされ、その減衰特性が明らかになりつつある⁴⁴⁾。立道ら⁴⁵⁾の調査によると、テンション構造を含む空間構造の減衰常数はスパンが大きくなるほど増大し、50m 程度のスパンに対し、骨組みのみで 1~2%、仕上げ後で 1~5%程度の間にはばらついている。これらの知見を現実の設計にどう適用していくかは今後の課題となっている。

1.3 本研究の目的

以上述べた背景より、本研究の目的を図 1.3 に示す。主目的は橋梁分野で知見の得られている耐風・弾性設計、欧州の伝統的テンション構造で用いられている静的設計に対し、我が国の耐震工学により発展した弾塑性・動的設計法の考え方を導入し、テンション構造を性能評価可能な部品要素から成るシステムとして再構成するとともに構成要素の動的・終局性能を明らかにすることによって、性能設計に対応した建築用テンションシステムおよびその設計指標を確立することにある。以下、研究の構成を図 1.4 にまとめると共に、章ごとに詳細に述べる。

第 2 章「テンション構造のシステム化」ではテンション構造の歴史を 19 世紀まで溯って分析し、構成要素の抽出を行う。次にテンション構造をサブシステム、部品、材料のヒエラルキーに沿って分解し、それぞれのレベルの構成要素から成る構造システムとして定義するとともに各要素における要求性能を整理する。この過程においてケーブルとロッドの特性および適正規模について論じる。またサブシステムとして放物線張弦要素を設定し、テンション材として高張力鋼棒を用いた場合の接合部への要求性能を分析し、適する接合部形式の抽出を行い、実建物を想定して評価を行う。以上よりサブシステムとしての放物線張弦要素および

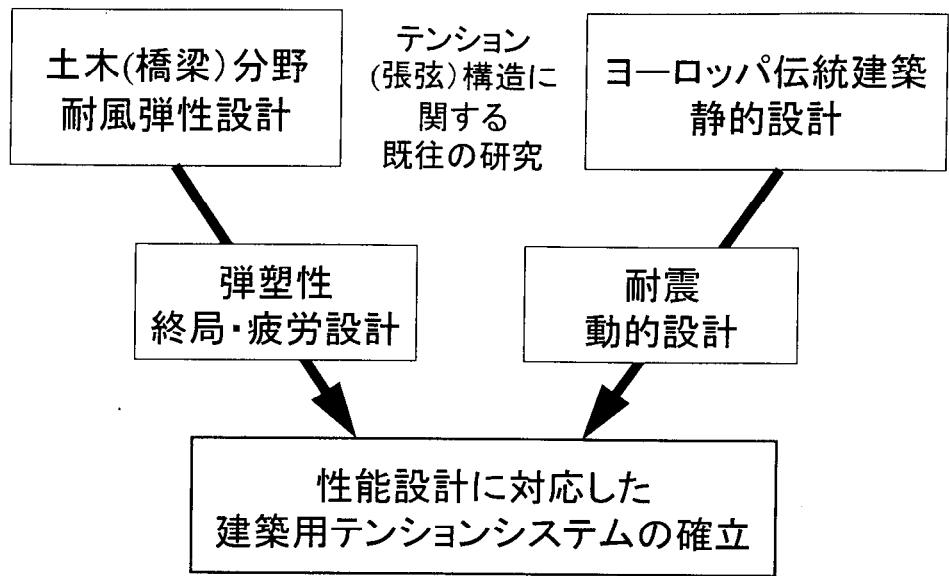


図 1.3 本研究の目的

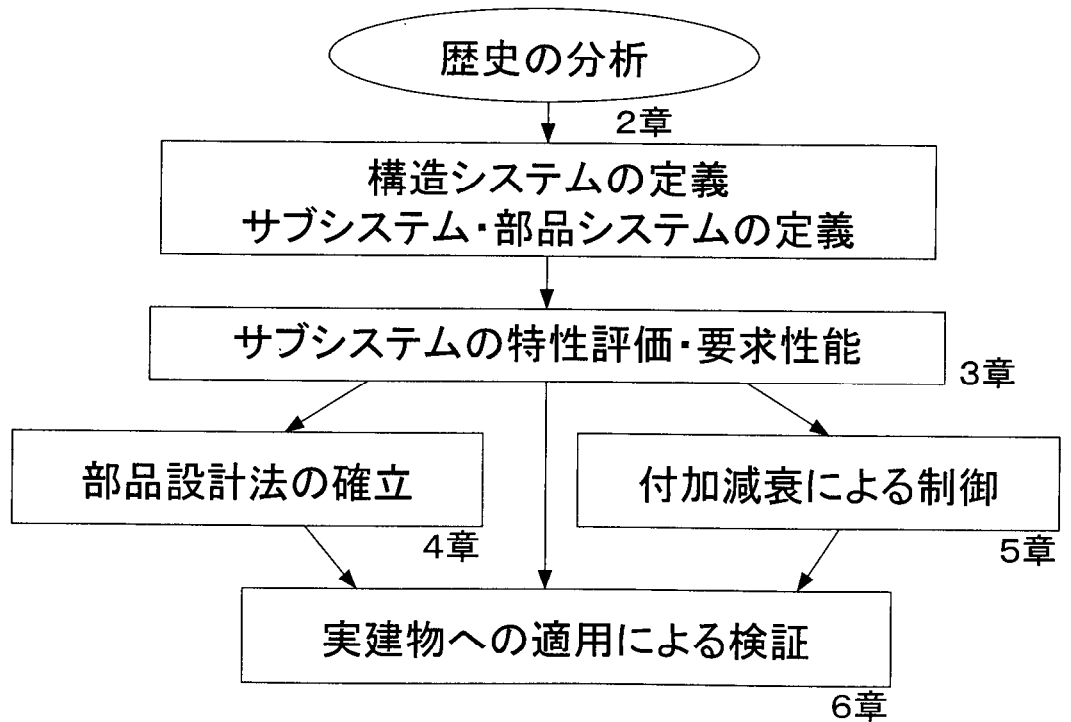


図 1.4 本研究の構成

提案接合部の適応性を確認する。

第3章「サブシステムの構造特性および要求性能」では、サブシステムとしての放物線張弦要素を幾何非線型特性の面から取り上げ、その非対称変形および面外変形モードの剛性・耐力に関する簡便な設計式を誘導、提案すると共に、数値解析および実大実験によりその妥当性を確認する。次に本サブシステムを使用した張弦屋根構造を想定し、地震・風外乱に対する部品要素の要求性能項目を分析・整理する。以上より性能設計のために、部品要素であるテンション材および接合部に対し、終局耐力、疲労性能、塑性変形性能、減衰性能を解明することの重要性を明確にする。

第4章「サブシステムを構成する部材要素の構造性能」ではテンション構造の代表的部品要素である高張力鋼棒およびピン接合部について、第3章で抽出した要求性能の内、疲労性能と終局性能を解明する。具体的には各高張力鋼棒の材料およびネジ製造方法ごとにテンション構造で想定される高応力下での疲労実験および耐力試験を行い、これら定着部仕様と疲労・終局性能との関係を実験的に確認する。

次に最も汎用的に使用されるピン接合についてその形状、すなわちピン穴/外径比およびピン穴偏心率を変化させたモデルを作成し、耐力実験および数値解析を行うことにより、これらの指標と降伏耐力・終局耐力の関係を評価すると共に既往の設計式の評価および新しい評価式の提案を行う。その後、両結果を参考にテンション材および接合部を組み合わせた部材システム全体の疲労実験を行い、要求性能に対する部材レベルの設計手法の提案を行う。

第5章「部品要素としての付加減衰要素およびその効果」ではもう一つの要求性能である減衰について、ばね付き粘弾性体によるテンション構造用付加減衰要素(ダンパー)の概念を提案し、その特性を分析すると共に簡便な動的応答評価手法を提示し、合わせて数値解析による検証を行う。この過程によりダンパー付き架構の応答を等価剛性・減衰評価とモードスペクトル法により評価する手法を提示する。

さらに提案した付加減衰機構の実機製作をパラメータを変化させながら行い、その特性・性能を動的実験により確認することによって、評価手法の妥当性を確認すると共に、適用範囲の検証を行う。この中には、粘弾性体に対する最小弾性

ばね剛性の検討を含む。以上の検討によりテンション構造用付加減衰機構の実用化および設計法を確立する。

第6章「実建物への適用による検証」では、第3章～第5章で得られた知見を実際の建物に適用することにより、実用性の検証を行う。まず第1の適用例として、第3章で研究した放物線張弦要素を使用したガラス支持架構を取り上げ、施工方法を含む構造システムおよび剛性・耐力評価手法の実用性を検証すると共に、4章で明らかにしたテンション材の疲労性能を基にガラス壁支持架構としての風外乱に対する性能評価を行う。

第2の適用例としては、3章で検証する放物線張弦要素および第4章で検証する高張力鋼棒・ピン接合システムを適用した中層建物頂部に位置するアリーナ屋根構造を取り上げ、全体構造から部材要素までの風・雪・地震外乱に対する動的構造性能に関する検証を行う。

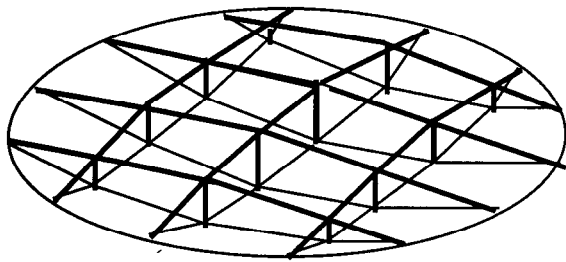
第3の適用例としては、第5章で提案した減衰機構をテンション構造によるスタジアム屋根架構に対し実際に設計・製作・適用し、さらに要素実験及び数値解析による建物の付加減衰効果の検証を行い、その実用性を確認する。

第6章「結論」では、各章で得られた研究成果を要約し本論文の結論を述べている。

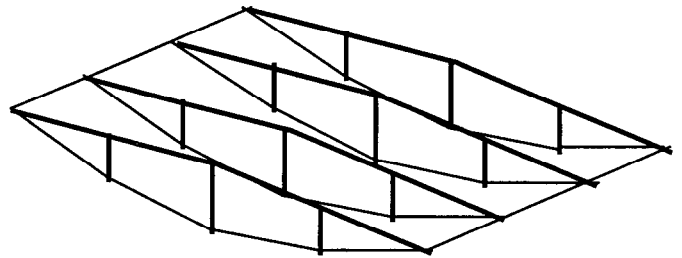
1.4 本研究で対象とするテンション構造

本研究においてはテンション構造のシステム化を検討するにあたり、対象を図1.1に示す線的テンション構造、すなわち張弦構造に限定している。この構法的な意味について考察する。

一般的に、空間構造システムは2方向、すなわち面的に構成することにより、力の流れが双方向になり、不静定次数が向上する一方で挙動が複雑化する特性を有している。その挙動に関しては架構全体をシェルまたは平板にモデル化することにより解析する手法が多く研究され提案されてきたが、これは通常的设计においては容易でなく、モデル化したシェル・平面が陽な解を持たない場合が多いため、結局は数値解析によりその挙動を把握せざるを得ないケースが多い。これに対し、力の流れを1方向に限定した構造要素を並列させた架構は、個々の要素の挙動が単純で、大きく線材理論に置換することが容易であり、設計・施工上取り

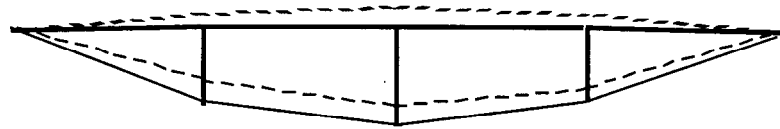


(a) 2方向(面的)張弦架構

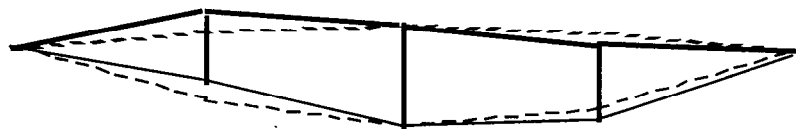


(b) 1方向(線的)張弦架構

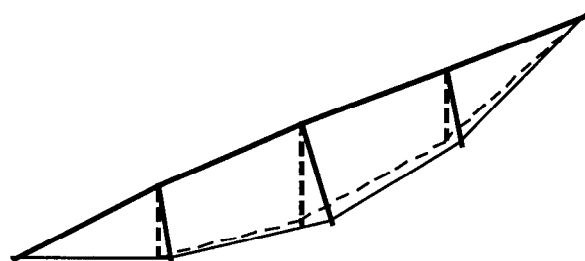
図 1.5 2方向(面的)張弦架構と 1方向(線的)張弦架構



(a) 面内対称変形モード



(b) 面内非対称変形モード



(c) 面外変形モード

図 1.6 1方向(線的)張弦架構の変形モード

扱いやすい。図 1.5 にテンション材を放物線状に配置した 2 方向(面的)架構と 1 方向(線的)架構の例を示す。

同図中、a)の 2 方向架構は基本的に X 方向と Y 方向の剛性バランスによって成り立っている。このため、1 交点に働く外力が X,Y 方向に流れる配分比率は、双方向の架構の剛性比、形状、さらには周囲の交点に働く他の外力により様々に変化する。従って本架構の構造特性、例えば振動モードは、この形状からでは一義的に決定されず、陽な簡便式で表現することは容易ではない。また、施工においても双方向の初期張力をバランスさせながら所定の位置に各部材を安定させることは高度な張力導入技術を要することになる。

これに対し、b) の 1 方向張弦架構では不静定次数が低いため、一連の外力分布に対し、各部材応力は部材に抛らず一義的に決定され、振動モードも図 1.6 に示すものではほぼ補足できる。従って、これらの変形モードに対する簡便式が準備できれば、手計算で架構の設計が可能となり、かつ形状・初期張力等の設定条件と剛性・耐力・応力等の因果関係が明確化されるため、性能の設定が容易となる。

一方、留意すべき点として 1 方向架構特有の変形モードの取り扱いがある。図 1.6 において c) の面外変形モードは線材での振りにあたり、相互に面外変形を拘束し合う 2 次元架構では発生しない。1 方向架構においても、隣り合う架構を互いに連結すれば面外変形を拘束する設計も可能となるが、面外変形モードが本来安定的なものであれば、むしろこれを拘束せず非拘束な状態のまま利用する設計も可能となる。

1 方向架構と 2 方向架構の特性の違いを同様のコンセプトで構成した例として、図 1.7 に示すような立体トラスを考える。同図中 a)が一般的に用いられる立体トラス(スペースフレーム)であり、高い不静定次数と無方向性・均質性を有した 2 方向(面的)架構である。これに対し、b)に示すように立体トラスを梁状に構成して並列させ、1 方向に力を流す架構を考える。こうすることによって立体トラス梁は大きく 1 本の線材として置換し設計することが可能となる。立体トラス梁の変形モードは連続断面を持つ梁と同様に曲げ・せん断変形および捩れ変形によって構成されるが、箱状に組むことによって梁は弱軸方向の曲げや捩れに対し高い剛性を持ち、横つなぎによる拘束無しで大きなスパンを架け渡すことができる。従って横座屈を生じ易い平面トラスのように線的架構特有の捩れ変形モードを拘

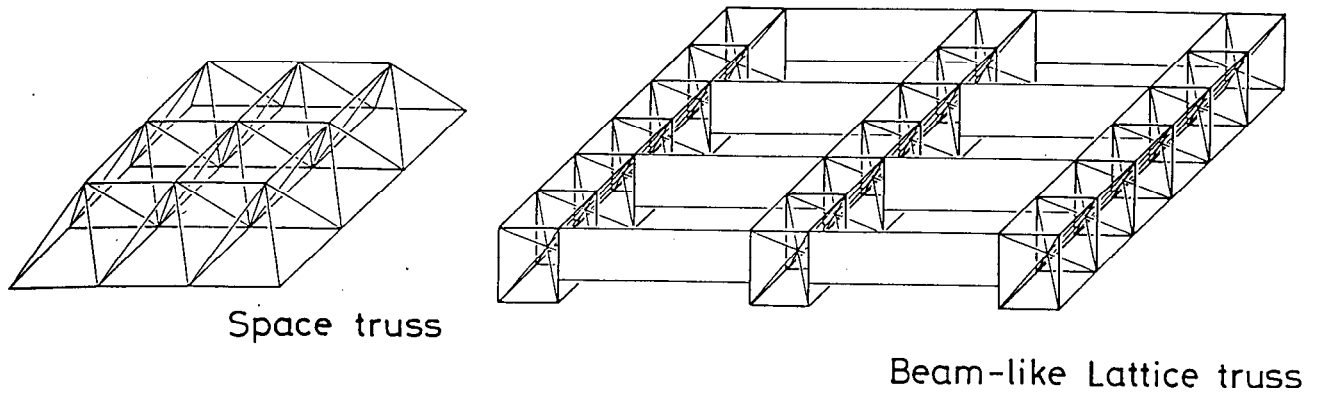
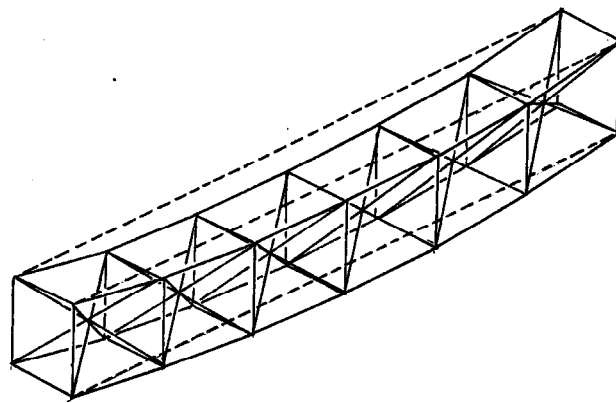
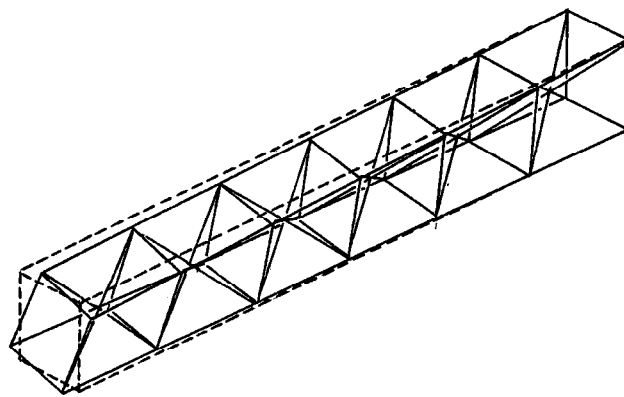


図 1.7 2方向立体トラス架構と 1方向立体トラス架構



(a) 曲げ・せん断変形モード



(b) 捩り変形モード

図 1.8 1方向立体トラス梁の変形モード

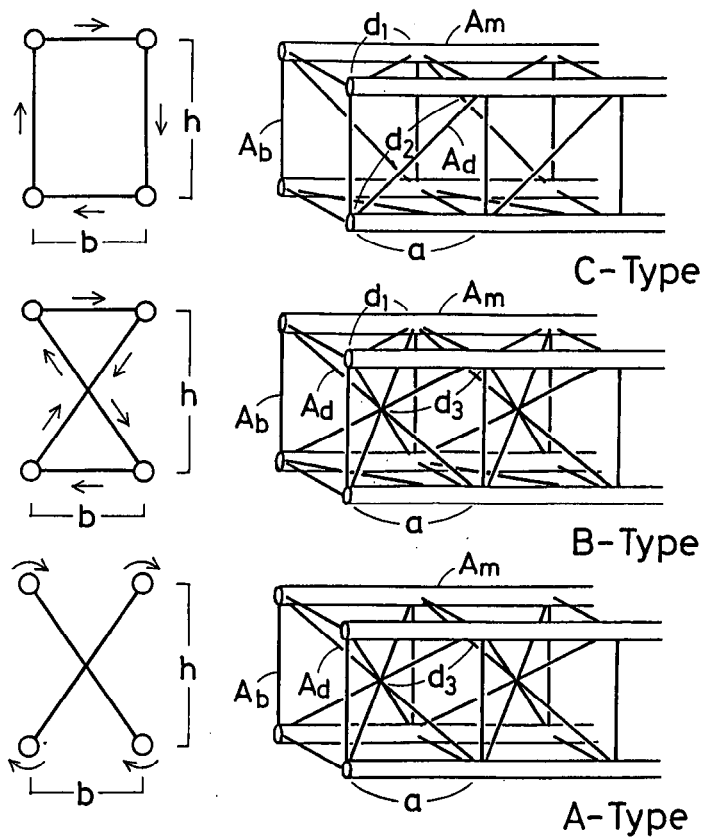


図 1.9 1方向立体トラス梁を線材置換した際の振り剛性

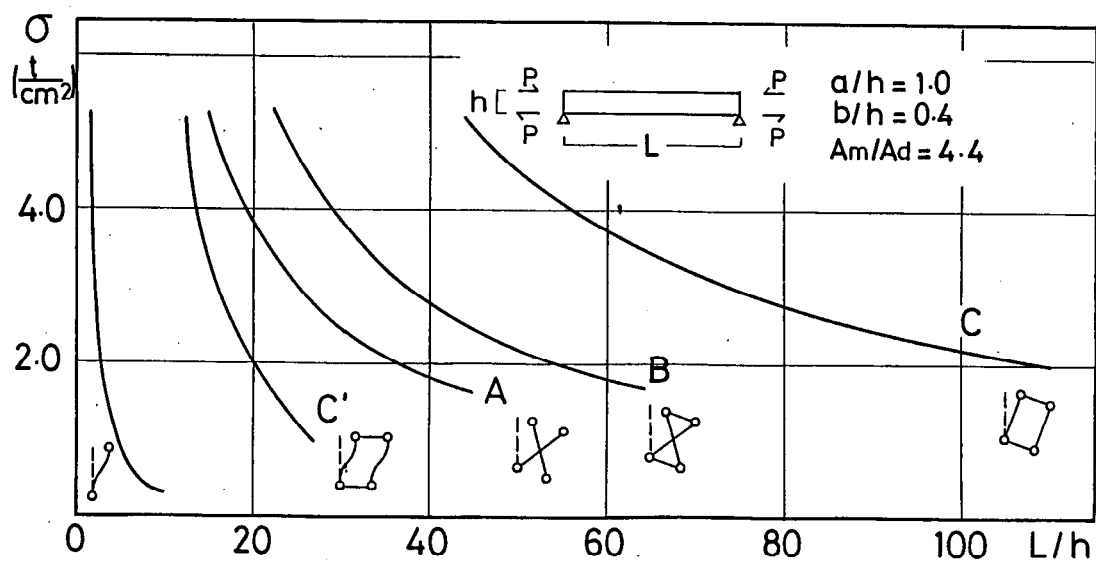


図 1.10 1方向立体トラス梁の横座屈耐力

束する必要はない。図 1.9 に示すように、この振り変形に対する力の流れは、トラス腹材(せん断材)の配置によって大きく異なり、腹材によるせん断流れが閉断面を形成している B,C タイプでは腹材に軸力が発生し高い振り剛性を有するが、A タイプの様にせん断流れが閉じていないケースでは腹材に軸力は発生せず、剛性は主弦材自身の振り剛性に依存し低い値となる。これらの剛性値および応力は線材モデルとしての簡便式に誘導が可能である。これを用いて、図 1.10 に示すように立体トラス梁を単純な連続梁として評価し、曲げ耐力の評価を行うことが可能となる。

以上は、立体トラス架構における 1 方向架構と 2 方向架構の特性の違いを利用し、線材モデルに置換できる 1 方向架構を対象に特性研究を行った例であるが、同様にテンション構造においても 2 方向架構を論ずる前提としてまず 1 方向架構を対象とした特性の分析およびシステム化が基本となるものと考えられる。サブシステムを単純化することによって、初期張力や複雑な幾何・材料非線型性を有するテンション架構を単純化し、動的な性能評価が簡便に行える。こういった構造計画・性能評価の概念を図 1.11 に示す。

以上の観点から、本研究においては特に架構の特性を分析するにあたり、1 方向の張弦構造を対象とし、その基本特性を簡便な評価式に誘導し設計および性能評価に応用できるようにすることを主眼とした。こういった架構特性の分析は主に 3 章において行われるが、他の章における歴史の分析、システムの定義、部材性能、付加減衰等に関する研究は、1 方向架構に限らずすべての張弦構造に応用できる内容となっている。

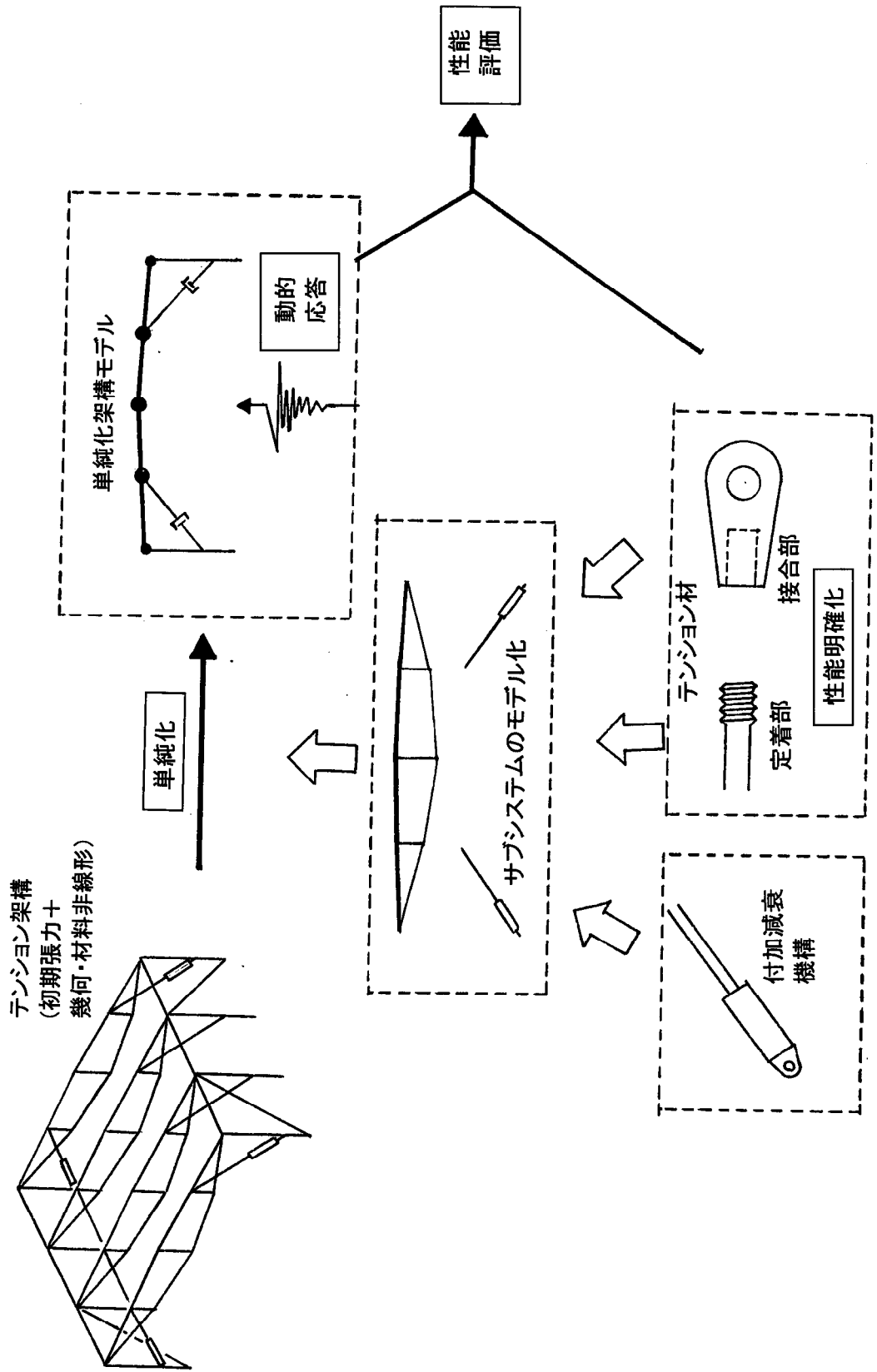


図 1.11 テンション架構の動的性能評価

第1章の参考文献

- 1) 斎藤公男：吊構造の形と力、カラム、No.18、1966
- 2) 成瀬昭男：吊橋史拾遺、カラム、No.107、1988
- 3) 秋山宏：建築物の耐震極限設計、東京大学出版会、1987(第2版)
- 4) 日本鋼構造協会：吊構造、1975
- 5) 日本建築学会：ケーブル構造設計指針、1994
- 6) 大野勝彦：建築生産と部品、建築技術、1970.12
- 7) 内田祥哉：建築生産のオープンシステム、彰国社、1977.8
- 8) 日本建築学会：工業化住宅の構法計画、彰国社、1984.11
- 9) 内田祥哉：建築の生産とシステム、星雲社、1993
- 10) P. George：新しい建築の錬金術師、SD、1985.1
- 11) Di Roberto Grimaldi: R.Buckminster Fuller 1985-1983, Officina Edizioni, 1990
- 12) 神谷忠治：スペースフレームの歴史的展望、カラム、No.2、1962.4
- 13) 坪井善勝(研究者代表)：スペースフレーム(立体格子構造)の設計・解析・施工、1982年度文部省科学研究費補助金、総合研究(B)研究報告書、1983.3
- 14) 川合廣樹、岩田衛、白井貴志：システムトラス構法計画成立に関する論証、日本建築学会計画系論文報告集、No.390、1988.8
- 15) 岩田衛、和田章、大場高秋、白井貴志：部品構成された鋼管立体トラスの接合部の回転性能に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.391、1988.9
- 16) 岩田衛、和田章、白井貴志：太径ボルトを用いたシステムトラスの疲労実験、日本建築学会構造系論文報告集、No.422、1991.4
- 17) 岩田衛、藤田正則、米田雅子、和田章：システムトラスにおける設計・加工・施工情報に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.460、1994.6
- 18) 岩田衛：はじめてのシステムトラス、建築技術、1996.6
- 19) 藤田正則、岩田衛、和田章：システムトラスにおける接合部性能に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.517、1999.3
- 20) 岩田衛、米田雅子、和田章：鉄骨構造の供給システムに関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.495、1997.5
- 21) 坪井善勝他：スペースストラクチャーの設計と実例、日本鋼構造協会編、鹿島出版会、1971

- 22) 川口衛：サスペンション構造における諸問題、カラム、No.18、1966.4
- 23) 川口衛：斜張形式の吊屋根の設計と工法、建築技術、No.318、1978.2
- 24) 斎藤公男：張弦梁構造の原理と応用、カラム、No.75、1980
- 25) 斎藤公男他：スペース・ストラクチャーのデザイン、カラム、No.83、1981
- 26) 斎藤公男：張弦梁構造のデザイン、カラム、No.99、1985
- 27) 斎藤公男、岡田章：ストリング式骨組み架構の構造特性(その 1,2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1933
- 28) 斎藤公男、岡田章：ケーブル金物の設計法に関する基礎的研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.518 1999.4
- 29) 岡田章、斎藤公男、金子みゆき他：張弦梁構造の座屈長さに関する基礎的研究(その 1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999.9
- 30) ハイテック・スタイル、SD,1985.1
- 31) P.Rice, H.Dutton: Le Verre Structurel, Le Moniteur, 1990
- 32) 道路橋耐風設計便覧、日本道路協会、1991.7
- 33) S.Kato, S.Nakazawa, Y.Matsue, T.Yamashita : Active Control of Axial Forces in Beam String Space Frames, IASS-ASCE Int. Sym., Atlanta, 1994.4
- 34) N.M.Newmark: A Method of Computation for Structural Dynamics, J. Eng. Mech., ASCE, 1959, No.85, (EM3)
- 35) N.F.Morris: Modal Analysis of Cable Networks, J. Struct. Div., ASCE, 1975, No.101(ST1)
- 36) D. Ma, J.J.Leonard, K.H.Chu: Slack-elasto-plastic Dynamics of Cable Systems: J. Eng. Mech. Div., ASCE, 1979, No.105(EM2)
- 37) M.Paradrakakis: Inelastic Dynamic Response of Cable Networks, J. Struct. Div., ASCE, 1983, No.109(5)
- 38) 呉明児、半谷裕彦：ケーブルと剛体構造による張力安定複合構造の構造挙動、日本建築学会構造系論文報告集、No.497、1997.7
- 39) 加藤元樹、元結正次郎、大木洋司：ケーブル構造のケーブル弛緩現象を考慮した動的挙動に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998
- 40) 藤本盛久、和田章、白方和彦、小杉立：筋違付鉄骨ラーメンの弾塑性解析に関する研究、日本建築学会論文報告集、No.209、1973.7

- 41) J.J.Jensen: Dynamics of Tension Roof Structures, Int. Conf. on Tension Roof Structures, Polytechnic of Central London, 1974
- 42) F.Leonhardt, J.Schlaich: Vorgespannte Seilnetzkonstruktionen-Das Olympiadach in Munchen, SFB64/Mitteilungen 19/1973, University of Stuttgart, 1973
- 43) I.Elashkar, M.Novak: Wind Tunnel Studies of Cable Roofs, J. Wind Eng. Industr. Aerodyn., 1983, No.13
- 44) 建築物の減衰、日本建築学会、2000.10
- 45) 立道郁生：既往の振動計測に基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集会(大空間に想定し得る被災の要因と対策)論文集、2000.11

第 2 章

テンション構造のシステム化

第2章 テンション構造のシステム化

2.1 はじめに

本章では性能設計に対応した建築用テンションシステムを構築するに当たり、システムの定義と構成の設定を行う。まず構造システムが成立するためには、以下の2つの条件を満足する必要がある¹⁾。

①ある部材・部品が他の部分から明確に分離・分類・定義され、その要求性能が一様に設定できること。

②設定された要求性能項目の評価と価格が、独立して明示できること。

さらに、定義されたシステムが市場性を有するためには、以下の条件が一般的に要求される。

①設定されたシステム構造体がくり返し性を有すること。すなわち、複数の建築に普遍的に使用できるか、単数の建築に大量に使用できること。

②限られた部品種数で多様なディテール・デザインに対応可能なこと。

③在来構法以上の品質信頼性と在来構法以下の価格で実行可能なこと。

以上の条件を満足するテンションシステムを構築するために、まずテンション構造におけるテンション材(ストリング)の要求性能項目を歴史的変遷より抽出し、テンション材としてのケーブルやロッドの位置付けおよびその技術的課題を明らかにする。この時橋梁等、建築以外の分野をも視野に入れ広範に論じる。特に指針等²⁾が整備されているケーブルに比べ研究資料の少ないロッドに留意する。その後、得られた要求性能を現代の視点より見直し、サブシステムとしての要求性能を導く。これよりストリングおよび接合部に要求される性能を設定し、最終的に生産的観点より各テンション材に適した接合部の提案・抽出を行うことを目的とする。同時に抽出された接合部の使用実例を通じて具体的な性能評価を試みる。

2.2 テンション構造の歴史

テンション構造のストリングへの要求性能を歴史的に拾遺する上で、その範囲を橋梁・建築および透明皮膜・ヨットの分野に拡張し、特に調査報告例の少な

いロッドの使用例を中心に評価する。以下にその内容を記しながら、要求される性能項目の抽出を行う。

2.1)橋梁における変遷

テンション構造による橋梁、即ち吊り橋の分野においては、古くから蔓などの自然素材や鍛鉄を用いた小規模な事例が世界中に散見されるが、工業製品としてのテンション材は産業革命時の英国に始まる。まず産業革命後の 1818 年、Samuel Brown らによりアイバー・チェーンによる吊り橋が実用化され、英国・独国を中心に多くの吊り橋が 19 世紀末まで同様の方式で建設されている(写真 2.1)³⁾⁴⁾。アイバー・チェーンは練鉄によるピンエンド付きのロッドまたはプレートを多数連結したもので、現在使われているタイロッドと基本的に同じ形状を有する。他方ではやや遅れてフランスを中心にケーブルを使用した吊り橋が発展し、両者の間でその性能の優劣をめぐり論争が交わされた⁵⁾。当時の議論においては強度・本数が多いことによる安全性や、引き抜き過程で品質管理のできるケーブルは一品生産のチェーンに勝り、一方防錆、定着部の弱さの点でチェーンに劣るとされている。しかしながら 20 世紀以降、吊り橋の径間が長大になるにつれ、大容量化の可能なケーブルがその主導権を握るようになった。その転換点となったのは 1883 年に建設された N.Y の Brooklyn 橋である(写真 2.2)。以降、チェーンによる吊り橋は姿を消し、より長大なスパンを架け渡すためにより高強度かつ大径のケーブルが開発されていった⁶⁾。現代の吊橋は、その殆どが平行線ケーブル(PWS)を頂点とするケーブルにより支持されており、支持荷重に応じて素線強度および径が決定されている(写真 2.3)。以上の事実より、橋梁においては最終的にその強度がストリングに要求される最重要性能であり、剛性・防錆などの性能が付随的な要求性能であることが判断できる⁷⁾。これらのケーブルの定着は、マスト頂部において鞍状金物を使用し、最短部でコンクリートマスに分散定着する例が一般的となっている。

2.2)建築屋根構造における変遷

建築分野、特に大スパンを構成する屋根構造において、テンション構造は歴史的にも古くから数多くの適用例が見られる。19 世紀以前の事例に見られる

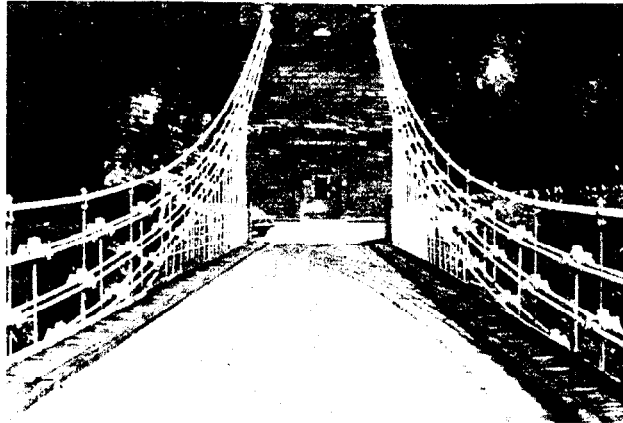


写真 2.1 チェーンロッドによる初期の吊橋(Tweed 河 Union 橋:1818)



写真 2.2 ケーブルによる吊橋の長大化(NY. Brooklyn橋:1883)

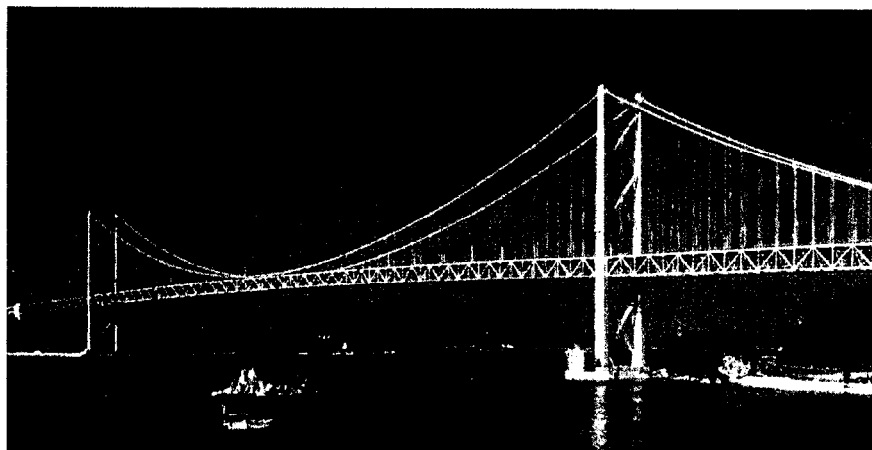


写真 2.3 現代の長大吊橋(明石海峡大橋:1998)

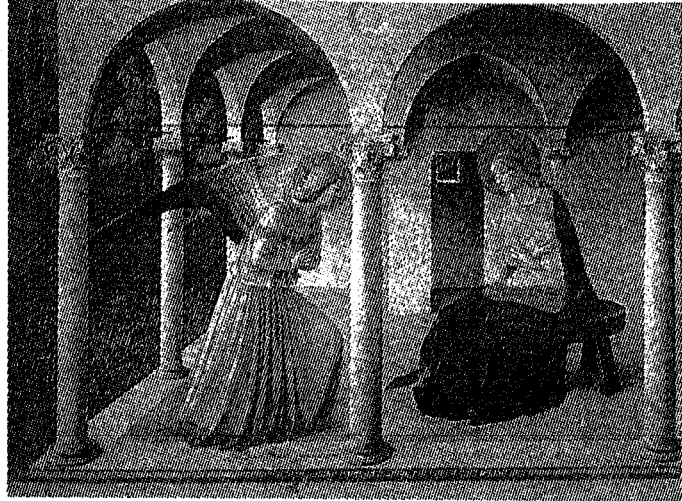


図 2.1 初期のタイバーとしての鋼棒使用例(フラ・アンジェリコ・受胎告知:1440 頃)

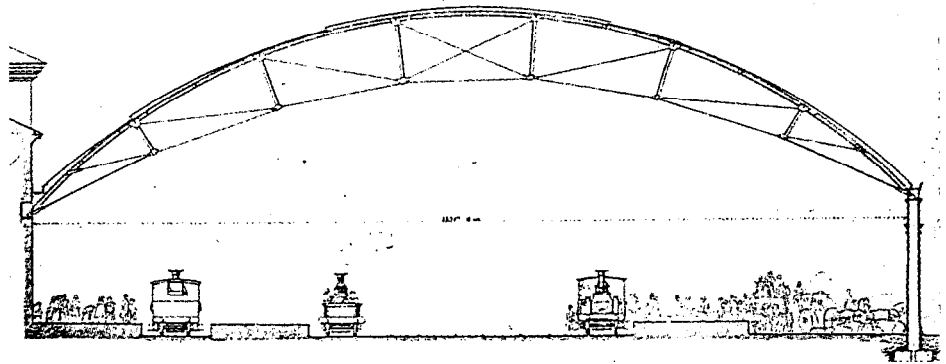


図 2.2 産業革命時の駅舎張弦屋根(London・Rymestreet 駅:1847)

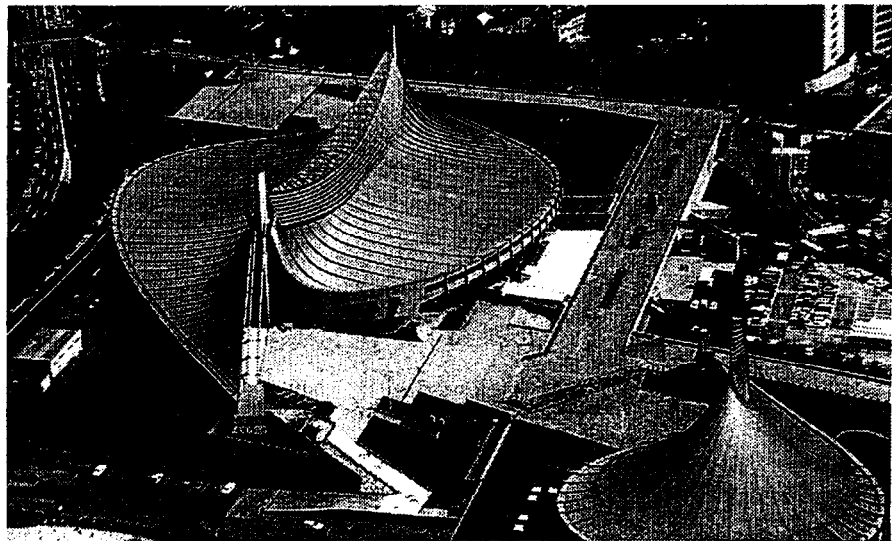


写真 2.4 1960 年代のケーブル構造(国立代々木体育館:1964)

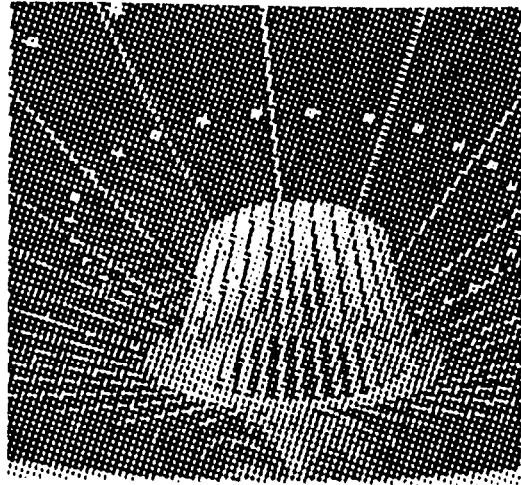


写真 2.5 1970 年代のテンション・ロッド構造(日大ファラデーホール:1978)

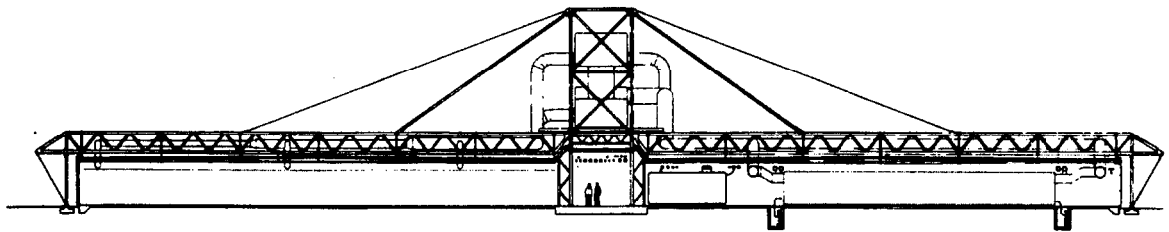


図 2.3 1980 年代のテンション・ロッド構造(インモス・マイクロプロセッサ工場:1982)

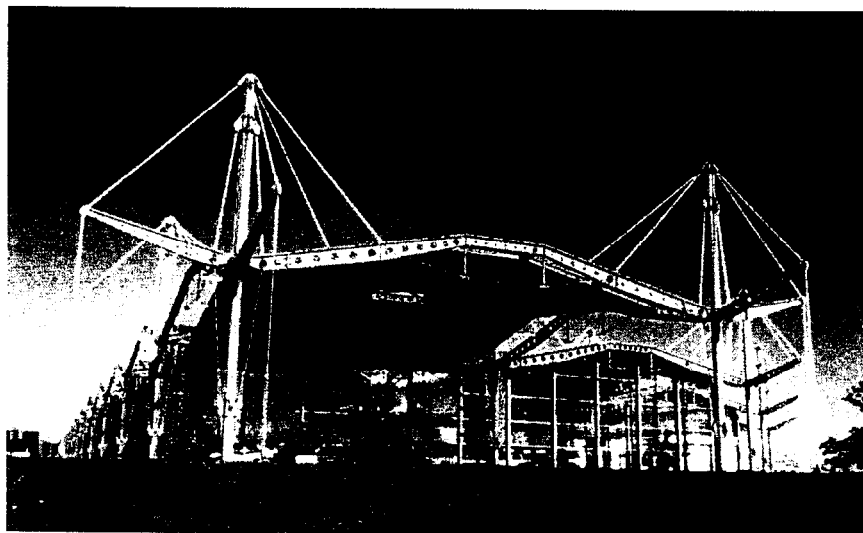


写真 2.6 1980 年代のテンション・ロッド構造(ルノー・センター:1983)

テンション部材はロッドが中心であり、その使用用途はアーチ構造のスラストを処理するタイバーおよび張弦梁架構、または屋根・壁面を補剛するブレースが主である(図 2.1)³⁾⁹⁾。続く産業革命時には工業化された錬鉄鋼材による駅舎などの大スパン構造物が多く建設された。例えば 1847 年竣工のライム・ストリート駅舎屋根は張弦アーチ構造の一例であるが、同種事例の要求性能としては、単に引張りに強い安価な材料ということにとどまっている(図 2.2)。従って 20 世紀に入り型鋼および RC 構造の普及に伴い引張り・曲げに抵抗できる汎用部材が出現するにあたり、これらの架構はトラスや RC 梁に置き換わり、ロッドは RC 鉄筋としての使用が主用途となって RC プレストレス材としての高強度化が進行した¹⁰⁾。

一方、1960 年代に入ると橋梁技術を応用したケーブルによる大空間構造が見られるようになり、F.Otto、J.Schlaich 坪井、川口、斎藤らにより多くの代表的な空間構造が実現された(写真 2.4)^{11)・19)}。これらの構造における径間は一般的に 20～100m であり、ケーブル選択の理由もその強度容量にあるといえる。定着部には初期張力導入の為、リブ先端にソケットを設け、ストリングを通して背後から緊張するィテールが多く用いられている。

その一方で 1980 年代より欧州を中心に展開された N.Foster、R.Rogers、R.Piano らによる建築においてはロッドを主体とした吊り屋根、張弦梁、テンショントラスが多用されている(図 2.3、写真 2.6)^{3)19)・21)}。このロッドには鉄筋用の鋼棒が転用されたが、その選択理由は接合部を含む意匠上の要求や剛性の高さなどによる。この場合、ストリングの平均部材長は 2～20m 前後のものが多い。日本においても大規模な屋根構造はケーブルが多用される一方で、図 2 に見るよう比較的小規模のテンション構造にロッドが多く使用されている(写真 2.5)^{22)・24)}。これらのストリングの定着には、先述のリブ付きソケットの他、初期張力不要の箇所にはカップラー付きピンエンドが用いられている例が多い。

2.3)透明皮膜・ヨットにおける変遷

高緯度・寒冷地である欧州各国では 19 世紀中期よりガラス皮膜による温室建築が発達したが、1980 年以降に至り省エネルギーの観点より再評価され、視覚的にも高度に意匠化されたガラスのエントランスホール、アトリウム、壁面等が数多く実現された^{25)・32)}。その多くに視覚的な透明感・軽快感を得るためにテン

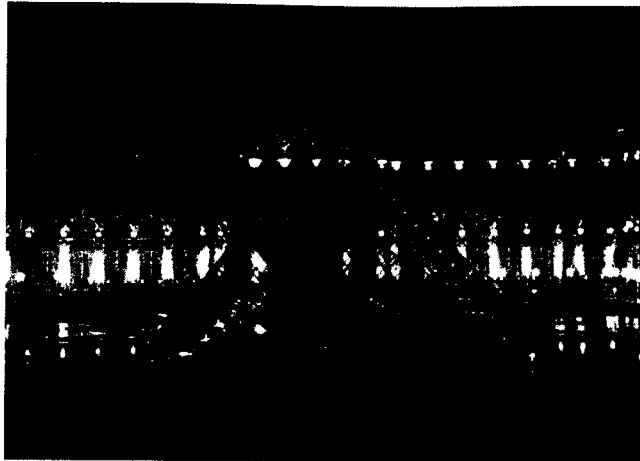


写真 2.7 ガラス支持テンション構造(ルーブル・ピラミッド:1988)

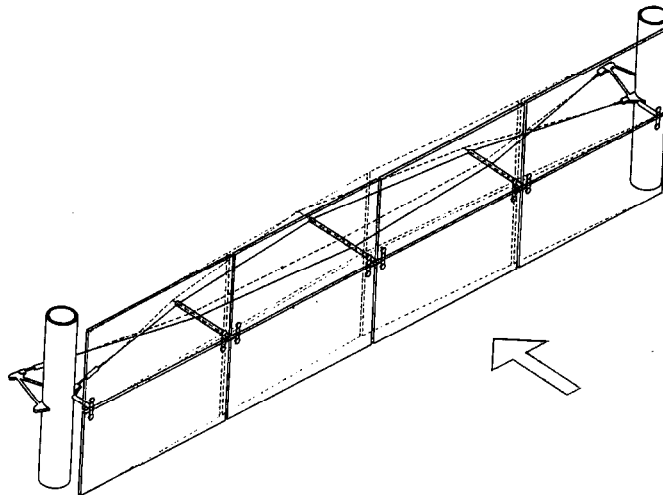


写真 2.8 ガラス支持テンション構造(ラ・ビレット・システム:1986)

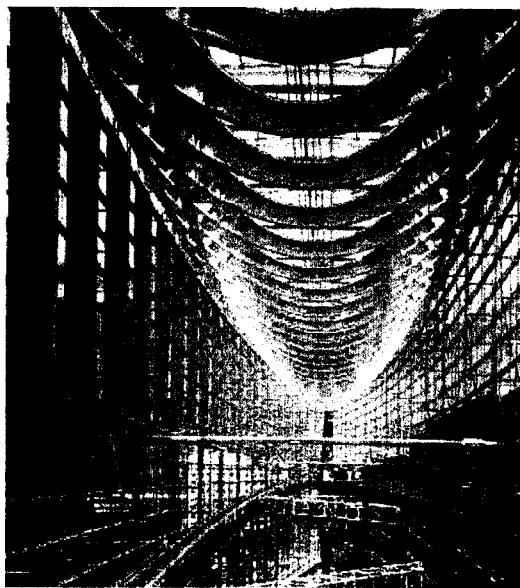


写真 2.9 ガラス支持テンション構造(東京フォーラム:1997)

ション構造が適用され、初期の代表的な事例に I.M.Pei によるパリ・ルーブル宮のガラスのピラミッドが挙げられる(写真 2.7)³³⁾。同構造では強度 1000MPa 級の高張力ステンレスロッドが用いられており、これは競技用ヨットのマスト支持構造のために開発されたものである。

競技用ヨットにおいてはマストのリギンには永らくステンレスロープが用いられてきたが、1970 年代以来ロッドが主流となった。その理由としては、重量・見付け面積に対する剛性の高さがある³⁴⁾。

一方、P.Rice らは 1986 年パリ、ラ・ビレット公園にテンション構造により支持された 32m 角のガラスボックスを実現し、支持構造用ストリングとしてステンレスロープを使用している(写真 2.8)³⁵⁾。こうしたガラス壁を支持するテンション構造はガラスパネルの支持構法と共に日本に導入され、1990 年以降多くの事例に適用されると共に、独自の開発が活発に行われた³⁶⁾。代表例として渡辺らが東京フォーラムにおいて実現した高さ 60m のガラスホールが挙げられ、同事例では壁構造にはケーブル、屋根にはロッドを使用している(写真 2.9)³⁷⁾。

この分野においては、各ストリング材 1 本に要求される平均長さは 20m 以下であることが多い。また、ロッドと共に多用されているステンレスロープは強度上は通常のケーブルに比べやや劣り、PC 鋼棒程度であるため、その要求性能は外観・防錆および剛性を主体としているものと考えられる。外観重視のため、定着部もピンエンド等を使用しコンパクトに納める例が多い³⁸⁾³⁹⁾。

以上 3 つの主要な分野におけるテンション構造(張弦構造)の変遷を、図 2.4 にまとめて整理する。連続的に技術発展が継続しつつケーブルに主導権が移った橋梁分野に対し、建築・透明建築分野では 20 世紀前半の空白期間を経てテンション構造の復権が見られ、かつテンション材としてケーブルと鋼棒(ロッド)が共存している現状が特徴付けられる。

2.4) 要求性能項目の抽出

以上の概要に沿って拾遺した 2)~39)の文献内において、ストリングへの主要な要求性能としての記述を各分野ごとに抽出し、その記述数明細を表 2.1 に、比率をまとめたものを表 2.2 に示す。またヨットを除く各分野におけるケーブルと

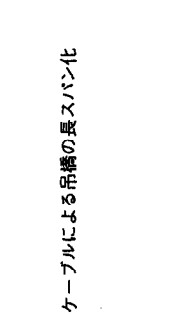
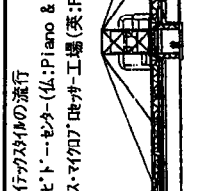
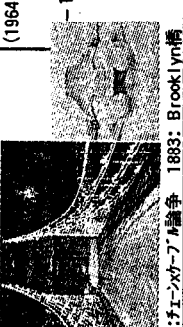
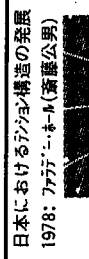
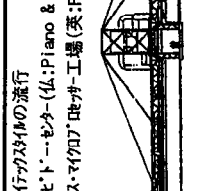
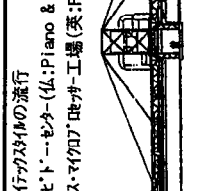
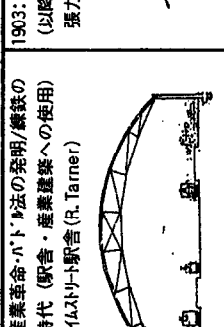
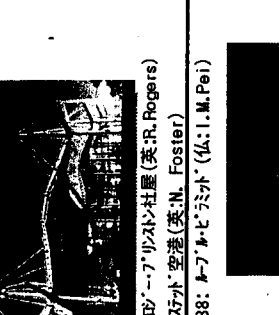
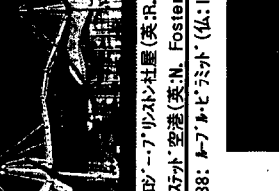
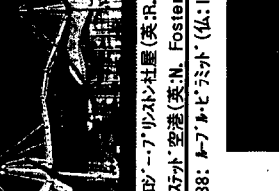
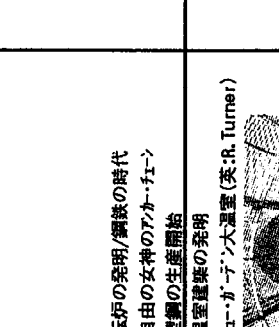
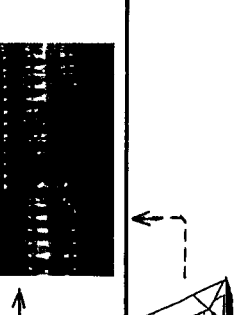


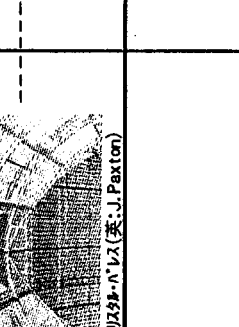

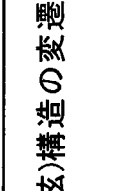
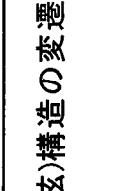

<p>橋</p> <p>梁</p>	<p>16c頃: 「連桿」による吊り橋 (中国)</p>	<p>1801~1900</p> <p>1818: Samuel Brown, 7パターフェン特許</p> <p>1820: Theed/Union Bridge (スコットランド)</p>  <p>1830-40: フェンカブの競争 1833: Brooklyn橋</p> <p>18初: 産業革命・パト法の発明/鋼鉄の時代 (駅舎・産業建築への使用)</p> <p>1847: 7パターフェン駅舎 (R. Turner)</p> 	<p>1901~1980</p> <p>(1937: Golden Gate Bridge (米))</p> <p>(1949: Tacoma Narrows (米))</p> <p>(1964: 7パターフェン連鉄橋 (英))</p> <p>→ 1900以降カブが主体に移行 →</p>	<p>1981~</p> <p>(1981: Humber Bridge (米))</p> <p>(1989: ファイ・ミルン・ミルトン橋 (トルコ))</p> <p>(1997: 青島大橋 (HK))</p> <p>(1998: 明石海峡大橋 (日))</p> 
<p>建</p>	<p>10c~15c: 積層アーチのハイパ (イスラム圏→ヨーロッパ)</p> 	<p>1880代: M. テグ・スミットの流行</p> <p>1977: ピンポイント・センター (仏: Piano & Rogers)</p> <p>1982: イース・マウア・デガ工場 (英: R. Rogers)</p> 	<p>日本におけるテンション構造の発展 (1964: 代々木総合体育館 (丹下・坪井)</p> <p>1993: 栃木ウーイング7A (川口節)</p> 	<p>1980代: M. テグ・スミットの流行</p> <p>1983: M. テグ・スミット (英: N. Foster)</p> 
<p>築</p>	<p>1856: 転炉の発明/鋼鉄の時代</p> <p>1881: 自由の女神のアカーフェン</p> <p>1885: 鋳鋼の生産開始</p> <p>18初: 温室建築の発明</p> <p>1848: ユー・ガテン大温室 (英: R. Turner)</p> 	<p>1986: 7パターフェン空港 (英: N. Foster)</p> <p>1988: M. テグ・スミット (仏: I. M. Pei)</p> 	<p>1994: 関西空港ターミナル (R. Piano)</p> <p>1996: SKELSTON (斎藤公男)</p> 	<p>1997: 東京フォーラム (渡辺邦夫)</p> 
<p>透明皮膜</p>	<p>1970代: ポリウレタンコート化</p> 	<p>1980代: M. テグ・スミットの流行</p> <p>1983: M. テグ・スミット (英: N. Foster)</p> 	<p>1986: 7パターフェン空港 (英: N. Foster)</p> <p>1988: M. テグ・スミット (仏: I. M. Pei)</p> 	<p>1997: 東京フォーラム (渡辺邦夫)</p> 
<p>シート</p>	<p>1970代: ポリウレタンコート化</p> 	<p>1980代: M. テグ・スミットの流行</p> <p>1983: M. テグ・スミット (英: N. Foster)</p> 	<p>1986: 7パターフェン空港 (英: N. Foster)</p> <p>1988: M. テグ・スミット (仏: I. M. Pei)</p> 	<p>1997: 東京フォーラム (渡辺邦夫)</p> 

図 2.4 テンション(張弦)構造の変遷

表 2.1 関係文献におけるSTRINGへの要求性能記述

No.	文献	分野	強度	剛性	耐錆	コスト	意匠(径)	施工性
2	ケーブル指針	建築	主	有(クープ)	有			
3	Building for Industry	建築						
4	ブルーネルについて	橋梁	主					有
5	吊橋史拾遺	橋梁	主		主			
6	ケーブル構造の歴史	建築						
7	Long Span Blidges	橋梁						
8	吊構造	橋梁	主		有			有
		建築	主(疲労)					
9	Transparentes Bauen	透明		主			主	
10	小型棒鋼概論	建築	主	主(ビ'ワレ)		主		
11	吊構造の形と力	建築						
12	サスペンション構造の諸問題	建築						
13	Principle of BSS	建築						
14	張弦梁構造の原理と応用	建築						
15	スペースストラクチャー	建築	主					有
16	Long Span Tension Str.	建築						
17	Design Revolution of Tens.	建築	主(疲労)					
18	ケーブル構造の計画	建築	主	主	主	主	有	
19	Renault Ctr.	建築	主				主	
20	Stanstead	建築	主	主				
21	海外のケーブル事情	建築						
22	SKELSION	建築	主	主				有
23	作品集・素材感	建築				主	有	
24	屋根の架構マニュアル	建築						
25	透明皮膜の建築技術	透明					有	
26	透明建築の魅力	透明						
27	鉄とガラスの建築	建築						
28	Atrium Building	建築						
29	Exposed Building	建築						
30	Product Dev. of Glass Arc.	透明	主	主(クープ)			主	
31	Glass in Architecture	透明						
32	Space Modulator	透明						
33	Grand Louvre	透明					主	
34	Rod Rigging	ヨット	主(疲労)	主	有		主	
	NATEC Fatigue Test	ヨット	主(疲労)	主			主	
		透明		主	主	有	主	
35	Le Verre Structurel	透明		主	有		有	有
36	透明なデザインと建築技術	透明	主	主				
37	東京フォーラム	透明	有	有			有	有
38	ガラス壁面のテンション構造	透明	主	主			主	
39	Connections	建築						

集計	橋梁	4	3		2			2
	建築	24	9	5	2	4	3	2
	透明	12	4	7	2	1	8	2
	ヨット	2	2	2	1		2	

42

比率	橋梁	4	0.43	0.00	0.29	0.00	0.00	0.29
	建築	24	0.36	0.20	0.08	0.16	0.12	0.08
	透明	12	0.17	0.29	0.08	0.04	0.33	0.08
	ヨット	2	0.29	0.29	0.14	0.00	0.29	0.00

ロッドの使用比率を同表に示す。使用比率の分析対象としては、吊橋は文献 7)、建築屋根は文献 2)付録、透明皮膜は文献 32),35),36)の内、1970 年以降の 184 事例を抽出し使用した。同表は吊橋において強度・耐錆・施工性が絶対条件であるのに対し、建築屋根では剛性・コストが強度に並ぶ要求性能となり、透明皮膜では意匠性(径)および剛性が主要要求性能となる事を示唆している。また現代の吊り橋ではケーブルの使用率が 100%であるのに対し、建築屋根では約 10%、透明皮膜では約 50%程度のロッド使用率が見られる。

表 2.2 スtringに要求される性能項目

	要求性能項目記述比率								String 使用比率		
	文献数	記述数	強度	剛性	耐錆	コスト	径	施工性	事例数	ケーブル	ロッド
吊橋	4	7	43%	0%	29%	0%	0%	29%	77	100%	0%
建築屋根	24	25	36%	20%	8%	16%	12%	8%	79	89%	11%
透明皮膜	12	24	17%	29%	8%	4%	33%	8%	28	50%	50%
ヨット	2	7	29%	29%	14%	0%	29%	0%	-	-	-

2.3 テンション構造システムの定義

以上の歴史的経緯をふまえ、テンション構造のシステム化についての定義を行う。文献 40) で論じられている考え方をもとに、テンション構造をメーカー側からの建築生産上の構造システムととらえヒエラルキー上にプロットすると、図 2.5 のようになる。まずシステムの適用対象となる空間構造・透明被膜建築を構成する要素を構造・設備・仕上げの各システムに分類し、構造システムに注目する。この内テンションシステムを適用する典型的な構造要素としては張弦屋根やガラス壁支持架構が考えられる。そこでこれらの構造要素をサブシステムと定義し、その特性によって分類すると、トラスを形成している要素、形成していない要素、2 方向要素などその他の要素等に分類できる。更にこれらを構成するケーブルやロッドなどの String はもう 1 段階下に位置する部品レベルの構成要素と定義することができ、大きく分けてケーブルとロッドに分類することができる。同時に String を繋ぐ接合部も同じ部品レベルの構成要素と位置づけられ、様々な形式のものが選択できる。さらにこの下に String および接合部を構成

建築レベル

空間建築・透明皮膜建築

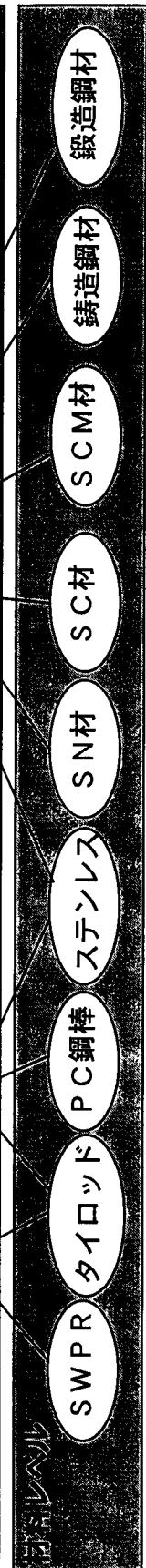
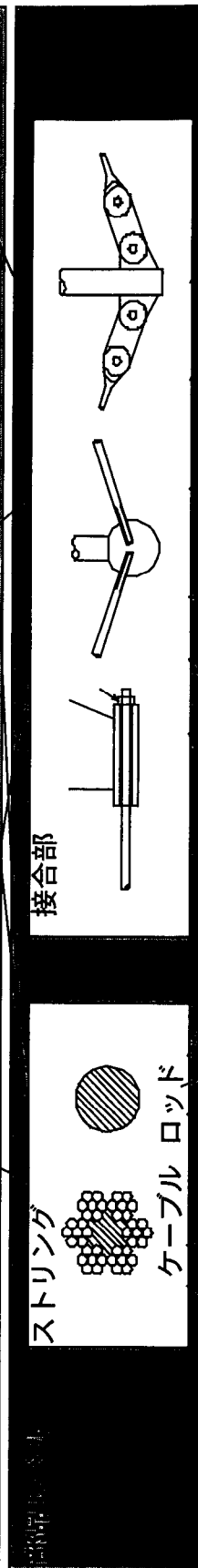
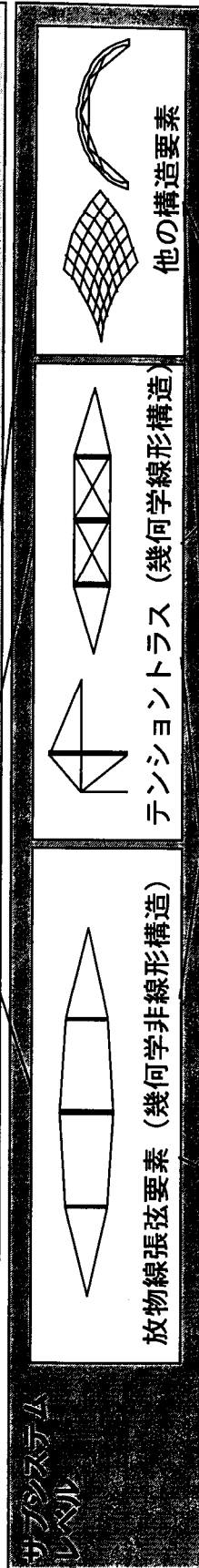
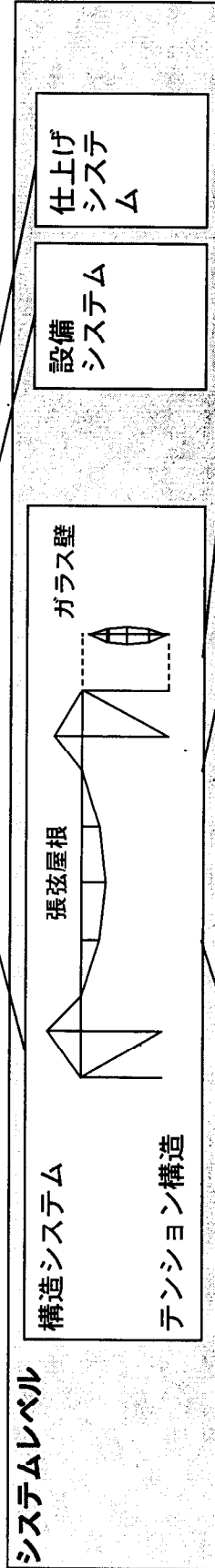


図 2.5 テンション構造におけるシステム・ヒエラルキー

する様々な鋼素材が材料レベルの要素として位置付けられる。これらを統合してサブシステムとしてのテンション架構ユニットが構成されると考えれば、様々な鋼材を用いたケーブルやロッドなどのストリングおよびこれらの接合部を同等レベルの部品として性能評価し、適材適所に使用することが可能になると考えられる。

既に述べたように、テンション構造がシステムとして成立するために重要な点は、構造を構成する各要素が普遍的な性能評価項目に基づく性能評価に応えることが可能な部品より構成されている点であり、その普遍的な性能評価項目の設定とその評価分析手法をどう行うかが最適なシステムを構築する上での課題となる。従ってシステム構築においては、無限の選択肢の中から有限個数の構成要素を各レベルから抽出し、各自の性能評価を行った上で組み合わせていかねばならない。当然ながら各レベルにおける構成要素の性能は互いに関連し合っており、不適切な組合せはより上位の全体システムの性能に繋がらないことは明らかである。同文献では、これらの不整合を回避する手段として、より上位レベルからのヒエラルキーに沿った要求性能の分析を行い、これを下位レベルに変換していきながら構成要素を抽出していく手法を提示している。

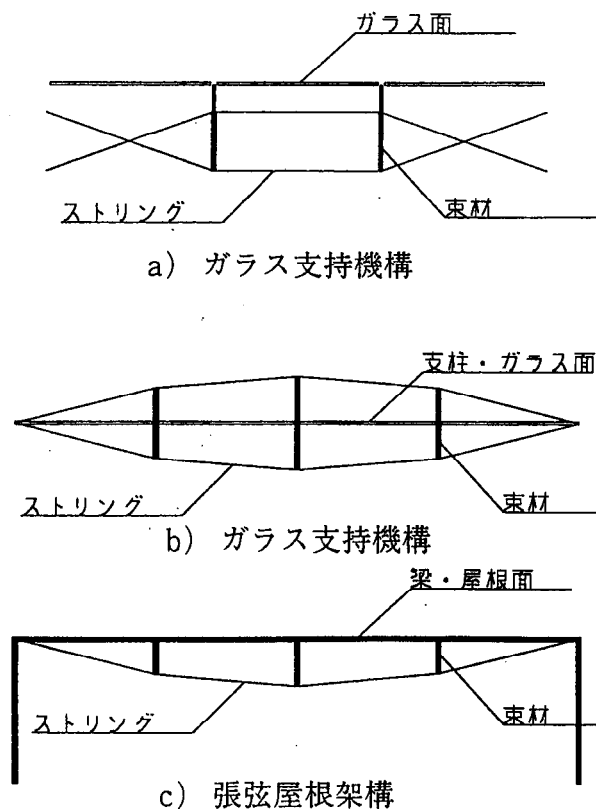


図 2.6 サブシステムとしての放物線張弦要素

本章では、同手法に基づき、ヒエラルキーに沿って要求性能項目の抽出および評価を行いながら、図 2.5 に示すヒエラルキーの内、サブシステムとしての放物線張弦要素、ストリングとしての鋼棒・ケーブルおよびこれらの接合部を構成要素の中心とした、中小規模のテンション構造に汎用的に適用できるシステムの定義をおこなう。

2.4 テンション構造システムの成立

2.4.1 システムに要求される性能項目

4.1.1) サブシステムへの要求性能項目の抽出

上述したテンション構造分野のうち、中小規模の建築屋根および透明皮膜を対象とし、適した構造システムの構築を試みる。

システムを構成するストリングおよび接合部を評価するにあたっては、上位レベルである構造サブシステムの要求性能を明確に定義する必要がある。テンション構造におけるサブシステムとしてはストリングと圧縮材が組み合わさってトラスを形成しているテンショントラスの他に、図 2.6 に示す様な放物線状にストリングを組み合わせた構造要素が多く用いられる。後者は均等荷重を主体として受けるガラスを支持する壁構造や、屋根構造などに多用され、張弦梁の一部もその一種としてとらえることができる。ここではこれらを放物線張弦要素と呼び、接合部の要求性能を抽出するためのサンプルとして使用する。構造システム全体に要求される性能を構造技術者協会の「構造規範」⁴¹⁾より設定し、これを前項で抽出した項目を中心にテンション・サブシステムへの要求性能に分解すると、以下のようになる。

構造システムへの要求性能項目—サブシステムへの要求性能項目

- a) 安全性・耐久性 — 強度、耐錆(維持管理)
- b) 機能性・居住性 — 剛性
- c) 経済性 — 製造コスト、組立施工性
- d) 施工性 — 組立施工性
- e) 創造性 — 意匠性、納まり適応性

さらにこのサブシステムに対する要求性能から、部材レベルのストリングおよび接合部への要求性能への分解を、放物線張弦要素の力学的性状を参照しながら試みる。

4.1.2)ストリングへの要求性能項目の抽出

放物線張弦要素は、全面にわたる均等荷重を主体として形状設定されており、各節はトラスを形成していないため、非対称荷重に対しては、微小変形理論で考えると不安定構造といえる。しかしながら初期張力が存在し、幾何学的非線形性を考慮すれば非対称荷重に対しても剛性を有する。その非対称荷重に対する初期剛性は、単純に初期張力と放物線の形状比により決定されるため、このサブフレームの非対称荷重に対する剛性確保の為には初期張力の導入機能が不可欠となる。ここでは放物線張弦要素の構成ストリングには強度・剛性の確保のため初期張力が導入されているものとする。初期張力による軸方向の端部反力は図 2.6a)の例では外部構造により支持されており、b) c) の例では内部支柱または梁により受けられ、自己釣り合い系を形成している。また、a) b) の例は軸直交方向に対し初期張力を伴う放物線ストリング同士が釣り合っている一方、c) の例では片方の初期張力を伴う放物線ストリングが屋根自重と釣り合っている状態となっている。

2.4)で過去の適用例より抽出した要求性能項目を参考に、以上のサブシステムへの要求性能項目から部品としてのストリングへの要求性能項目を導くと以下のようになる。

サブシステムへの要求性能項目—ストリングへの要求性能項目

- a) 強度 — ストリング材強度
- b) 耐錆(維持管理) — ストリング耐錆性
- c) 剛性 — ストリング材剛性
- d) 製造コスト — ストリング材コスト、対部品定着コスト
- e) 組立施工性 — 定尺長さ、巻き取り性
- f) 意匠性、納まり適応性 — ストリング意匠性(径)、塗装性

4.1.3) 接合部への要求性能項目の抽出

放物線張弦要素に付加される初期張力導入機能は現実には接合部・定着部に依存する。また幾何学的非線形性が発現するまでの有意量の節点移動に伴いストリング端部に回転角が生じ、特に高張力ロードを用いたサブシステムにおいて耐力低下を誘発する危険性が生じるため、幾何非線型性の強い構造に高張力ロードを使用する場合には回転機能が接合部に要求される。

施工上各サブシステムは現場において部品レベルより組立および寸法調整を行うことを前提とすれば、各接合部は長さ調整機能を保持していることが望ましい。また、接合形式はできる限り標準化され、かつ多様なサブシステム形状に対応可能であることが製造コスト・意匠納まり上要求される。

以上の考察により抽出された、接合部への要求性能項目を示すと以下の様になる。

サブシステムへの要求性能項目—接合部への要求性能項目

- a) 強度 — 接合部強度・回転機能
- b) 剛性 — 初期張力導入機能
- c) 製造コスト — 接合部製造コスト・接合部数
- d) 組立施工性 — 長さ調整機能・初期張力導入機能
- e) 意匠性、納まり適応性 — 接合部サイズ・数、納まり適応性

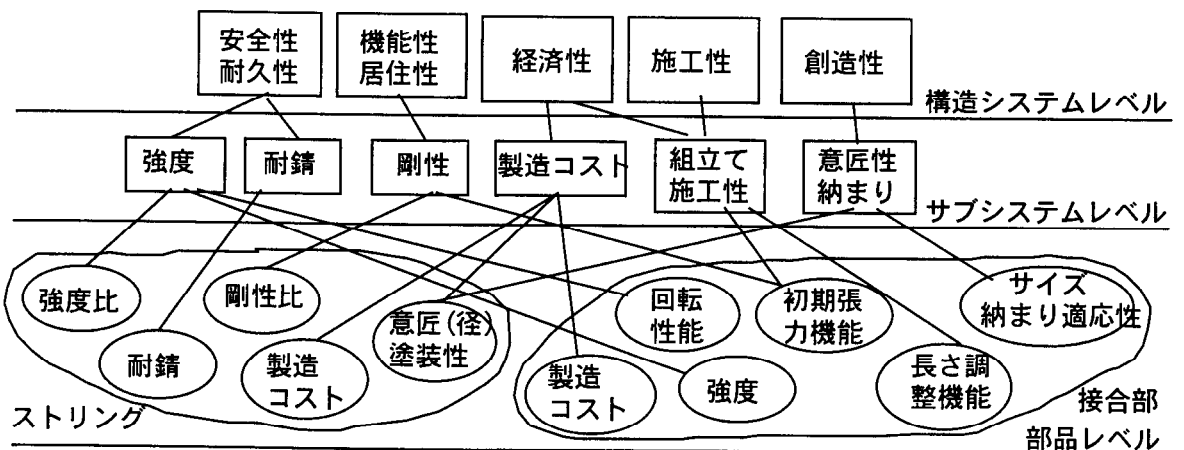


図 2.7 各ヒエラルキー構成要素に要求される性能項目相関

以上構造レベルの要求項目からサブシステムレベル、部材レベルに至る要求性能項目の相関をまとめて図 2.7 に示す。

2.4.2 ロッドを用いたテンション構造システムの提案および評価

4.1.2), 4.1.3)で設定した要求性能に対し部材レベルの設定・選定を行う。

4.2.1) スtringの選択

現状日本において利用が可能なStringの緒元を表 2.3 にまとめる。また、これらのStringを単位断面積に対する強度、剛性および接合部を含む製造コストの点からケーブルと比較したものを図 2.8a),b),c)にそれぞれ示す。a)を見ると、鋼棒はその強度が向上するにつれ、その製造可能最大径が減少し、引き抜きにより製造されるケーブル鋼索は一般的に径 10mm以下となる。最大面積と破断応力の積より一本のStringの強度を評価した場合、一本の素線の強度向上は必ずしも容量の増大につながらないが、ケーブルは高強度素線をまとめることによりその弱点を克服し、Stringとしての強度の点でロッドに対し優位となっている。ただし、b)を見ると、単位見付け断面積当たりの軸剛性は他の鋼棒素線が一定であるのに対し、素線を縫り合わせた空隙によりケーブルではその見かけ上の剛性はロッドに対しやや低くなる。また接合部を含む単位重量あたりの製造価格についてはケーブル・ロッド共に単位長さが短くなるほど高くなるが、相対的にケーブルが高くなる。同図における評価は 1997 年 10 月時点での日本における見積価格(各 2 社)より以下の式に回帰させたものであり、変動幅は 4 割程度と思われる。

$$\text{コスト: } P = A(1 + B/L + C) \quad (2.1)$$

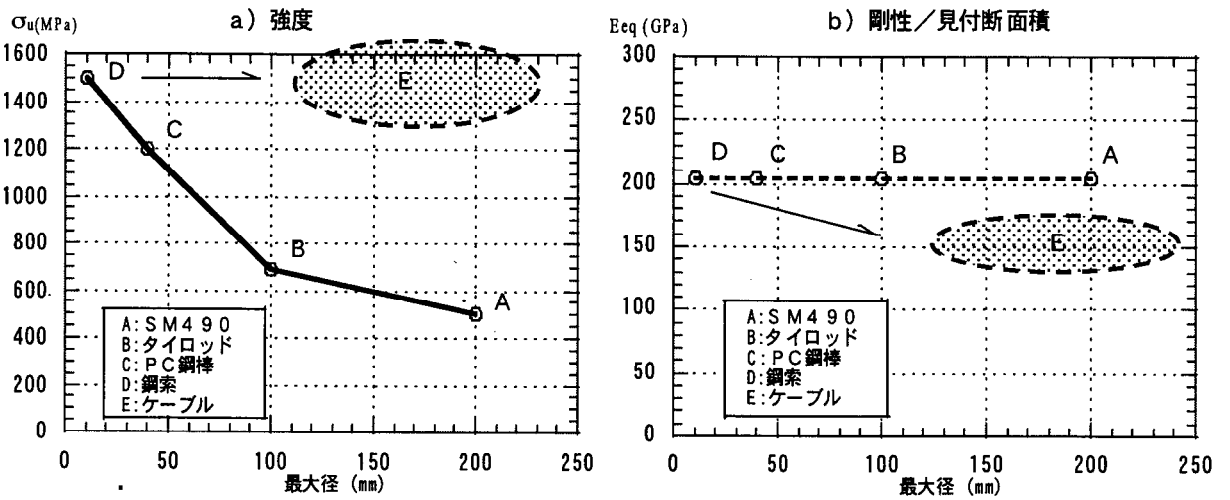
但し A: String単価、B: 接合部等価String長さ、C: カプラー等価String長さ/製造可能長さ、L: String長さである。

以上の傾向を総合すると、強度においてケーブルはロッドに対し圧倒的に優位であり、剛性・製造コストの面では一般的にロッドがやや優位となる。他の性能としては、ケーブルがString長さの制限を受けないのに対し、ロッドは 12m程度の定尺長さ制限があり、また屈曲できないことによる接合部の増加を伴う点に留意する必要がある。

以上の考察と 2.4)、4.1.2)で抽出した要求性能項目を比較すると、Stringの

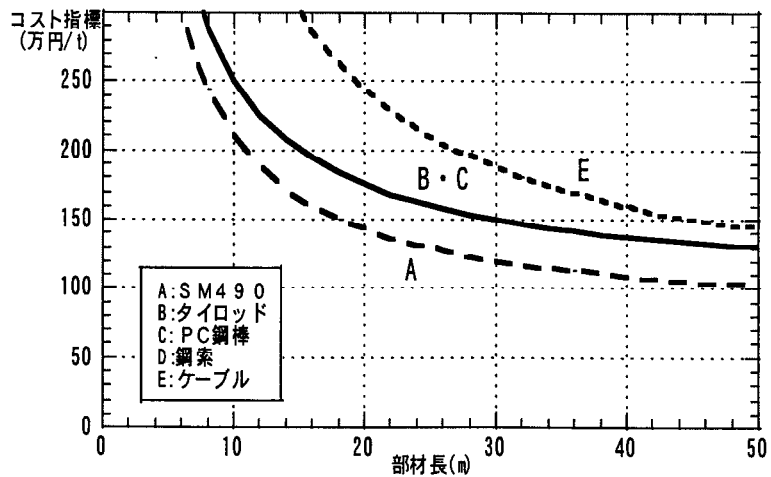
表 2.3 テンション構造用STRINGの性能概要

鋼棒	機械的性質			製造可能 最大径 (mm)
	降伏点耐力 (MPa)	引張強さ (MPa)	伸び (%)	
SM490鋼棒	≥325	≥490	≥21	200
MSP-17MHS(BS)	≥460	≥610	≥19	95
HT690(タイロッド)	≥440	≥690	≥20	100
PC鋼棒(C種1号)	≥1080	≥1230	≥5	40
Nitronic50(ステンレス)	≥1000	≥1240	≥8	60
ケーブル素線(ST1470)	≥1080	≥1470	≥3	6



(a) 強度/断面積

(b) 剛性/見付面積



(c) 製造コスト/重量(含接合部)

図 2.8 各STRINGの性能比較^{注1)}

適性としては、以下の傾向が見られる。

- ①橋梁・大規模ドーム等、大容量で部材長の大きなストリングに対してはケーブルに優位性がある。
- ②中小規模(スパン 30m 程度以下) で部材長の小さな建築および透明皮膜向けのストリングとしては、ロッドに優位性がある。ただし、中間金物を通じ連続的に使用できる場合はケーブルも有効となる。

本章では、ケーブルに比べ知見の少ないロッドを対象としたシステム接合部について以下に考える。

4.2.2)接合部形式案の設定

次に、4.1.3)で抽出した要求項目に対するロッド用接合部の候補として、図 2.9 に示すような7タイプのジョイント形式を設定する。タイプAはカップラータイプのジョイントで、定着材に溶接他の方法により接合された鋼管内にストリングを通し、反対側よりセンターホールジャッキ等で初期張力が容易に導入できる定着方法である。タイプBは定着材に雌ねじを切り、ねじ加工したロッドを直接ねじ込んで定着させる方法、タイプCはフレア溶接でロッドをガセットプレートに定着しボルト止めする方法である。タイプDはアップセット加工によりロッド端部に形成したアイエンドとガセットプレートを2枚のスプライスプレートおよびボルトで接合するもので、タイロッドで標準的に用いられている接合形式である。タイプEはソケットタイプの接合部で、立体トラスシステムのノード等とテンションロッドを接合する場合を想定し、ソケット内部の球座により、 $2^{\circ} \sim 3^{\circ}$ の全方向回転性ととも、ソケットの回転による長さ調整機能を有している。また、外部加力により鋼棒端部をソケット内に引き込み、長さ調整機能を使用することにより、初期張力導入に対応可能な形式である。タイプFは埋め込みタイプの接合部形式であり、ノード内に回転機能を有する球座とこれを抑えるネジ付き蓋部をもち、この蓋部を回転させることにより長さ調整を行うことができ、かつソケットタイプと同じプロセスで初期張力導入が可能となる。タイプGはピンタイプの接合部で、一方向のみに大きな回転性能を持つ。長さ調整機能の為にカップラを加え、内部ナットまたはルーズホールのピン穴を付加することにより、外部引きこみによる初期張力導入を可能とすることができる。

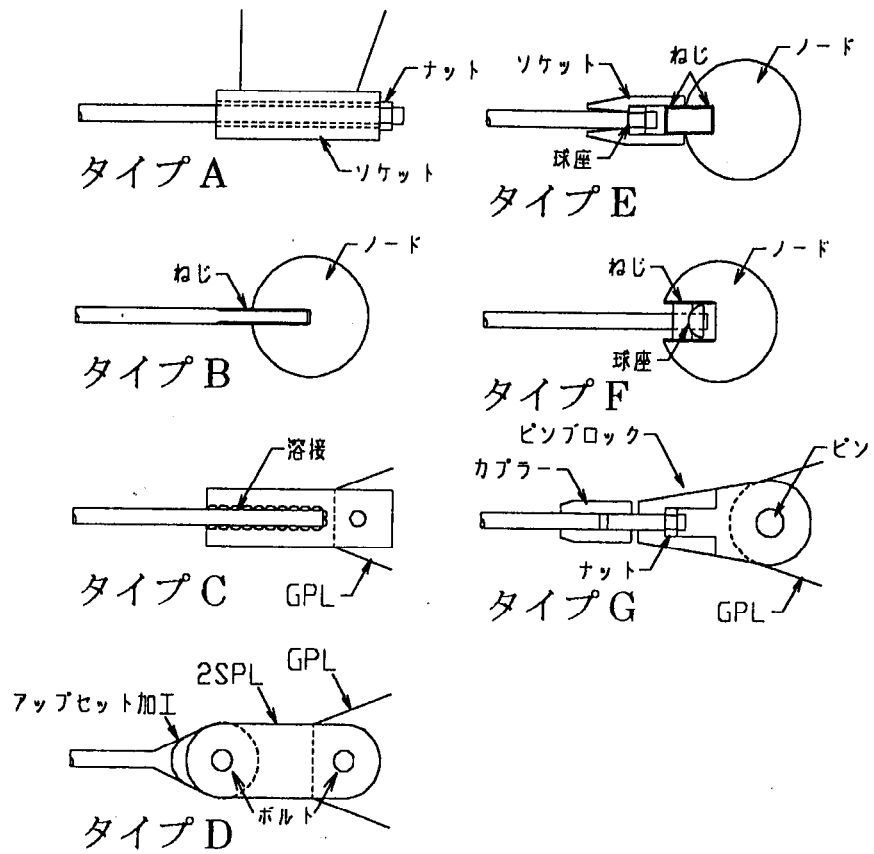


図 2.9 テンションロッド(鋼棒)用接合部形式案

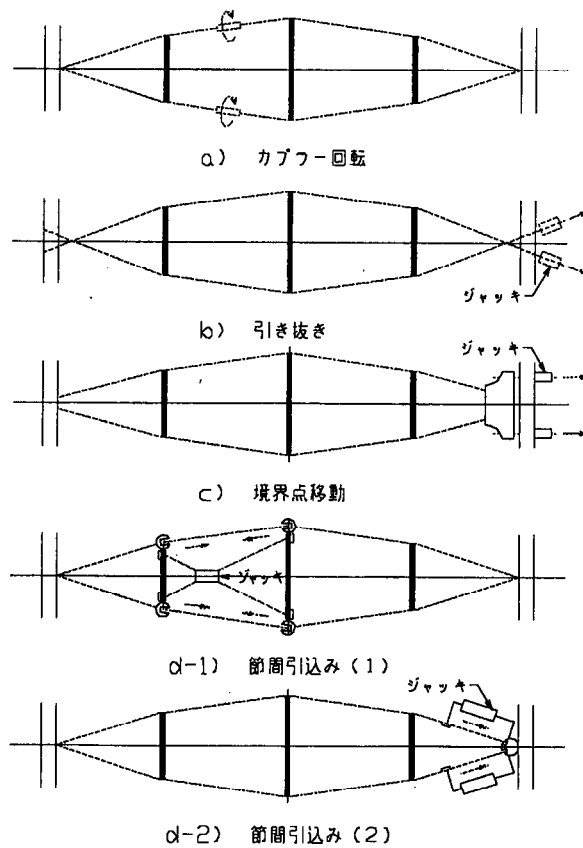


図 2.10 放物線張弦要素への初期張力導入方法

4.2.3)初期張力導入方法の分類

これらのジョイントを適用した場合の放物線張弦要素への初期張力の導入方法としては図 2.10 に示す様な方法が挙げられる。

<サブシステムへの張力導入方法>

- a) カプラーの締め込みによる軸力導入
- b) センターホールジャッキによる背後からの引き抜き
- c) 境界点移動によるサブシステム全体への張力導入
- d-1) 中央節間引き込みおよびたわみ消去による張力導入
- d-2) 端部節間引き込みおよびたわみ消去による張力導入

上記のうち、a)はカプラーを人力または油圧により回転させ張力導入するもので、定量的な張力管理が難しく、また導入可能張力に限界がある。b) c)の方法はRC構造へのプレストレス導入などで多用されている方法であり、安定した張力管理が可能である一方、定着部を含む接合部全体の寸法が増大し、多方向からテンション材が一点に集中する構造については適用が困難である。

d-1)、d-2)は張弦要素の一節に油圧ジャッキ等の外力により負の強制変位を与えて周囲のストリングに初期張力を導入し、同節の各接合部に弛緩したテンションロッドを引き込んで長さ調節機構を固定した後に解放することにより、同構造要素全体に同時に張力を導入する方法であり、この場合、導入張力は油圧、変位または構造要素の面外剛性等で管理することができ、また多方向からテンション材が一点に集中する構造についても適用が容易である。

以上の初期張力導入方式を先述した接合部の方式と対応させると、以下のようになる。すなわち接合部タイプB、CおよびDは a),c)の初期張力方法のみ適用が可能であり、接合部タイプAはb)の方法がこれに付加される。さらに、接合部タイプE、F、Gは a)、c)に加え d-1)、d-2)の方法が適用可能となる。

4.4)接合部形式案の評価

4.2)、4.3)の考察をふまえ、提案したロッド用各接合部の性能評価を 3.3)で定義した評価項目につき試みた。評価はテンション構造を含む 20 年以上の構造

表 2.4 ロッド用接合部の性能評価

タイプ	評価	強度	回転	初期張力	長さ調整	製造コスト	納まり
A	G	⑤		⑤	⑤		①
	R		②			⑤	④
	D		③				
B	G	⑤				④	⑤
	R			①	①	①	
	D		⑤	④	④		
C	G		④			⑤	⑤
	R	③		①	①		
	D	②	①	④	④		
D	G	⑤	⑤				⑤
	R			①	①	⑤	
	D			④	④		
E	G	⑤	④	⑤	⑤		⑤
	R		①			④	
	D					①	
F	G	⑤	⑤	⑤	⑤		⑤
	R					③	
	D					②	
G	G	⑤	⑤	④	④		④
	R			①	①	④	①
	D					①	

G: 良い(Good) R: 普通 (Reasonable) D: 良くない(Disadvantagous)、○内は評価人数

設計実務経験を有し、10名以上の構造設計者を擁する個別組織（構造事務所3、構造設計部1、研究所1）の主宰者5名を選択し、当方より示した性能評価項目に対する各接合部の評価をヒアリング形式で得た。少数のサンプル数であるが得られた評価のばらつきは少なかったため、これを有為な評価として表3に示す。強度に関しては接合部形式タイプCは2次曲げが有りフレア溶接を介しているため評価が低くなっており、回転機能についてはA、Bの評価が低い。また、初期張力導入機能および長さ調整機能の評価は先述の初期張力方式の対応性を反映したものとなり、タイプA、E、F、Gに対し高い評点となった一方、コスト評価の点でB、Cに高い評価となった。納まり適応性は多方向からのテンション材の集中に対する適応性を満足できないタイプAにやや低い評点を与えられている。また、ヒアリング過程で指摘された他の要求性能項目としては、維持管理、がたつきの無いことが挙げられた。

各項目の比重については強度が一義的という点で一致し、その他の項目について

は個別の設計毎に変化するという回答が支配的であった。また、提案した接合部形式の内、接合形式E、F、Gがテンションロッド用接合部として平均的に高い性能評価を得ていることが解る。

2.4.3 実建物を想定した適用性の検討

前項で抽出したストリングとしての高張力ロッドと、その接合形式E、F、Gの組み合わせをテンション構造を構成する構造システムと定義し、数件の実建物に適用を試みた。以下に各事例におけるサブシステムの形式の検証および設計上の要求性能とこれに対する接合部システムの保有性能との比較を行うことにより3、4節において定義された構造システムの有効性について評価を行う。

4.3.1)事例1 (写真 2.10)

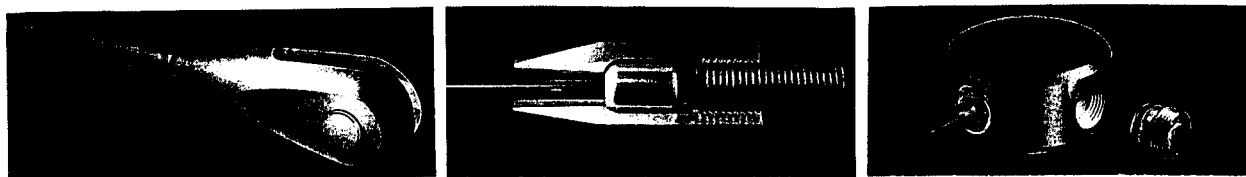
鉄骨構造オフィスビルのアトリウムに設けられたガラス屋根支持構造である。スパン 25m×奥行 25mの屋根をP C鋼棒 $\phi 32$ をストリングとした張弦梁(サブシステム図 2.6-c))で支持している。上弦材にH断面、束材に鋼管システムトラス材を使用。ストリング接合部形式はタイプE(ソケット型)を使用した。プレストレスは屋根自重により各ストリング 100 tが導入された状態となっている。

4.3.2)事例2 (写真 2.11) ⁴²⁾⁻⁴⁴⁾

オフィスビルに付随した総面積 3,600m² のガラス壁支持構造である。ユニットスパン 6.4mの放物線張弦要素が構造柱間に水平方向に適用され、間隔 2.3m毎に壁面の風圧に抵抗している(サブシステム図 2.6-a))。ストリングにP C鋼棒 $\phi 13$ を使用。使用接合形式はタイプF(埋め込み型)を使用し、張力導入方式 d-1(節間引き込み)により 30kN のプレストレスを導入した。各サブシステムの張力管理は油圧により行い、面外剛性により確認した。

4.3.3)事例3 (写真 2.12) ⁴⁵⁾

博物館に付随したガラス壁支持構造。ユニットスパン 12.0m、間隔 2.4m(サブシステム図 2.6-b))の放物線張弦要素が屋根一床間に鉛直に使用され、壁面を面外方向に支持している。ストリングにステンレスワイヤ $\phi 19$ を使用し、接合



Eタイプ

Fタイプ

Gタイプ

図 2.11 検討接合部タイプ

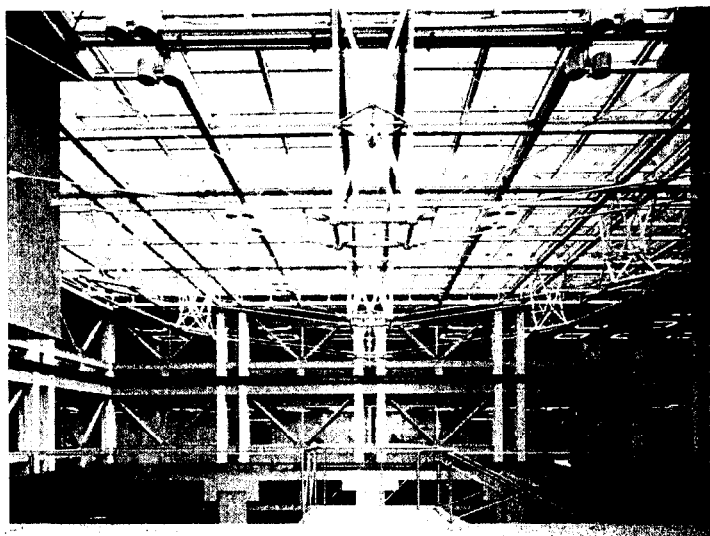


写真 2.10 サブシステム・接合部適用検討事例 1

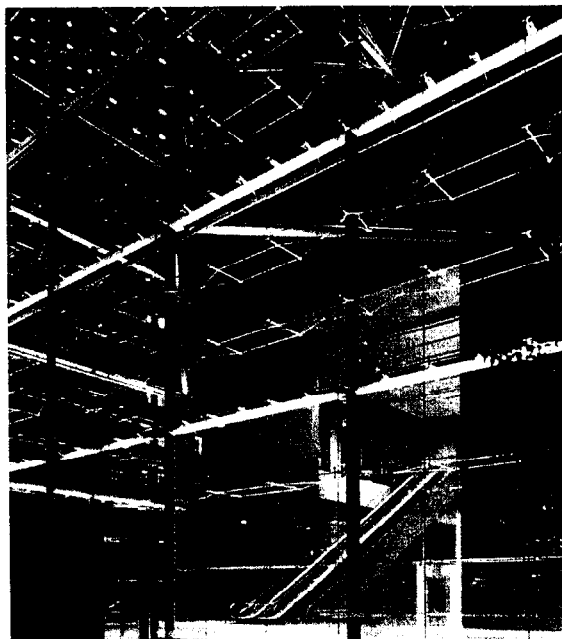


写真 2.11 サブシステム・接合部適用検討事例 2

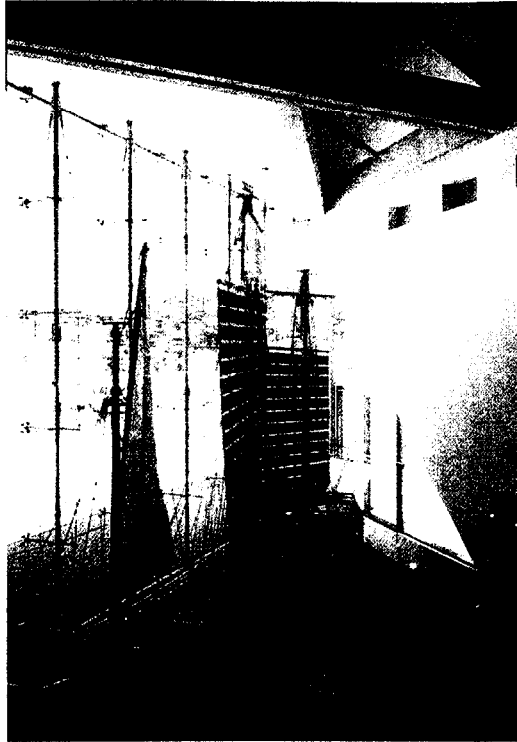


写真 2.12 サブシステム・接合部適用検討事例3

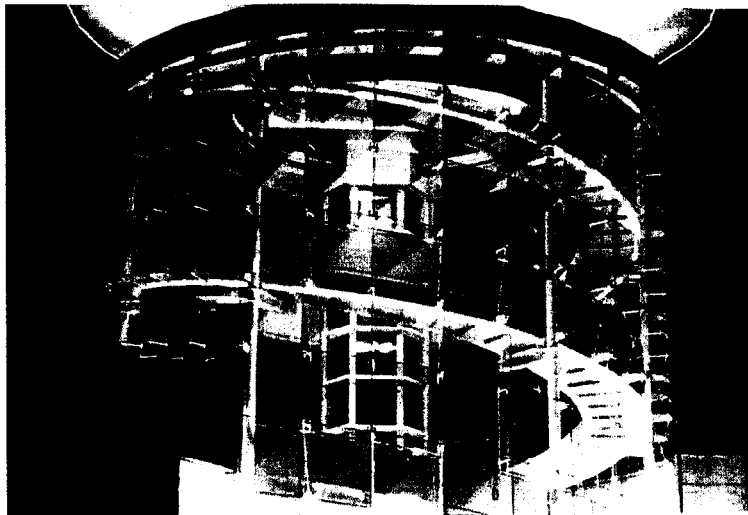
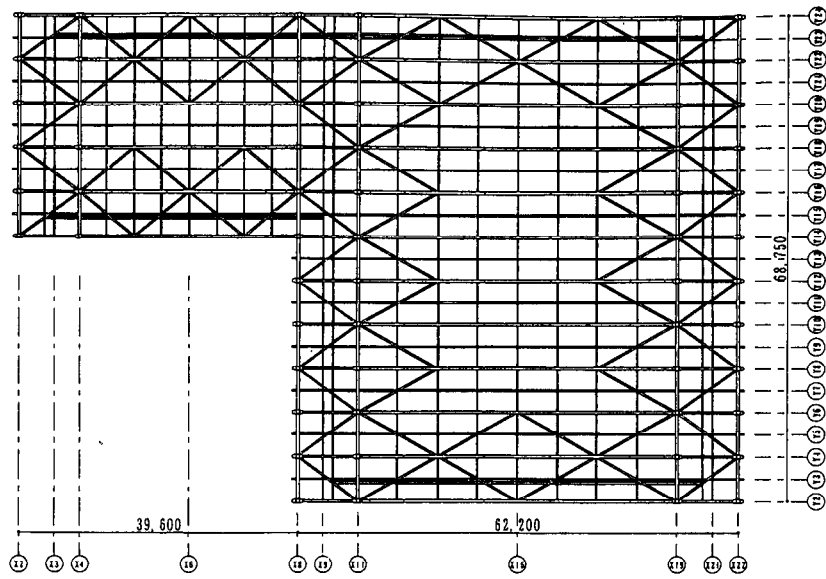


写真 2.13 サブシステム・接合部適用検討事例4



鉄骨平面図

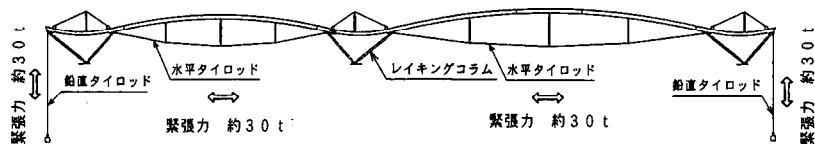


図 2.12 サブシステム・接合部適用検討事例5

表 2.5 検討事例における接合部の性能指標

事例	概要		接合部 タイプ	設計要求値							
	竣工年	適用箇所		基準 材長	最大 軸力 (kN)	最小 軸力 (kN)	回転 量 (ra)	長さ 調整 (mm)	スト リ ング 径 (mm)	許容 応力 (Pa)	
1	1992	屋根	E	5.25	275	44	0.01	10	32	630	
2	1992	ガラス壁	F	2.33	50	10	0.04	3	13	660	
3	1993	ガラス壁	G	2.40	120	5	0.03	10	19	660	
4	1996	ガラス壁	G	2.00	43	6	0.03	5	13	660	
5	1996	屋根	G	10.9	421	98	0.02	20	52	440	

事例	接合部性能							性能評価					
	軸 強度 (kN)	回転 能力 (ra)	導入 軸力 (kN)	長さ 調整 (mm)	接合 部長 (mm)	接合 部幅 (mm)	スト 等価 長(m)	1 強度	2 回転 機能	3 初期 張力	4 長さ 調整	5 製造 コスト	6 納り 適応
1	883	0.05	100	10	240	90	30	3.21	5.23	1.79	1.00	0.18	0.36
2	186	0.05	30	3	45	45	30	3.72	1.25	1.50	1.00	0.08	0.29
3	425	0.05	64	15	160	76	27	3.54	1.67	1.08	1.50	0.09	0.25
4	182	0.05	25	10	115	50	30	4.23	1.67	1.32	2.00	0.07	0.26
5	1585	0.05	294	30	280	140	30	3.76	2.50	1.50	1.50	0.36	0.37

性能評価基準

- 1：強度：接合部保有強度／設計軸力
- 2：回転機能：接合部回転能力／設計変形回転量
- 3：初期張力機能：導入可能張力／設計圧縮軸力
- 4：長さ調整能：接合部調整能／設計施工要求値
- 5：製造コスト：基準材長／コスト等価長
- 6：納まり適応性：ストリング幅／接合部幅

部タイプはG（ピン型）とした。プレストレスは各ストリング64kNであり、方式d-2（端部節間引き込み）により張力導入を行った。張力管理は油圧に拠る。

4.3.4)事例4（写真2.13）

階段ホールを取り囲むガラス壁の支持構造。放物線張弦要素が階段の側板間に鉛直方向に適用され、ユニットスパン平均6.0m、間隔2.0m（サブシステム図2.6-a）の放物線張弦要素により壁を支持。ストリングにPC鋼棒φ13を使用し、接合部タイプはG（ピン型）とした。プレストレスは25kN、張力導入方式はa（カプラー回転）を使用し、張力管理は局部曲げ変位測定に拠る。

4.3.5)事例5（図2.11）

体育館の屋根を支持する張弦梁構造（サブシステム図2.6-c）であり、スパン62.2m×奥行68.75mおよびスパン39.6m×奥行31.2mの規模の屋根を支持している。ストリングにタイロッドφ52を使用。接合部タイプG（ピン型）を使用し、張力導入方式d-1（節間引き込み）によりプレストレス150～350kNを導入した。張力管理は油圧に拠る。

以上の実例はいずれもサブシステムとして3-1)で定義した放物線張弦要素を使用しており、この要素はサブシステムとしての一般性を有しているものと思われる。それぞれの実例に対し、3-3)で定義した接合部への要求性能項目の評価を、各設計・施工図書より抽出した設計要求性能と実験・試作で得た接合部保有性能との比較により行った結果を表2.5に示す。各性能項目の評価方法に付いては、同表に付記した定義を使用した。

これらの定義による評価値は、項目1に対し3.2～4.2、項目2に対し1.2～5.2、以下項目3～6に対しそれぞれ1.0～1.8、1.0～2.0、0.08～0.36、0.25～0.36となっており、上記の実適用例において各指標値はこれらの変動幅の中に収まっていることが分った。

2.5 まとめ

テンション構造をメーカー側からの建築生産上の構造システムの一つとしてとらえ、構成要素をヒエラルキー上に分解した上でサブシステムとしての放物線張弦要素に注目した。このサブシステムへの要求性能項目より各部材要素における要求性能項目を歴史的事例を参照しながら抽出し、高張力ロッドに適した接合部の提案を行った上で、実プロジェクトへの適用と考察を行った。以上より以下の点が明らかになった。

1) 1970年以降の事例およびストリングへの要求性能を分析した結果、ケーブルの優位性は橋梁および大規模建築物に、ロッドの優位性は建築屋根のうち中小規模のものおよび透明皮膜の支持構造において主に見られる。

2) サブシステムとしての放物線張弦要素は、建築屋根および透明皮膜の支持構造として、一般性を有している。高張力ロッドによる放物線張弦要素の適用については要素のスパンにおいて6m～60mの実施例5例において適用が可能であった。

3) ストリングに高張力ロッドを用いた場合、放物線張弦要素への要求性能を満足するための接合部への要求性能項目が示された。サブシステムを構成すべく設定された7タイプの接合部形式の内、抽出されたE～Gの3タイプの接合部は、設計および施工上汎用的に要求される性能項目を一通り満足することが実施例への適用により確認され、定義された評価式による各項目の評価値はある変動幅内に納まっていることが示された。

3) 建築構造の生産システムを構築するに当たり、構造システムをヒエラルキーにおいて定義し、その要求性能を抽出する手法は、オープン部材としてのストリングの選択、新たな部材を含む接合部形式の抽出・選択を含むテンションシステムの構築において有効であると思われる。

第2章の参考文献

- 1) 岩田衛、竹内徹、藤田正則：建築鋼構造のシステム化、鋼構造出版、2001.3
- 2) 日本建築学会：ケーブル構造設計指針,1994
- 3) Kurt Axkermann: Building for Industry, Watermark 1991
- 4) 川口衛：ブルーネルについて、カラム、No.65, 1976
- 5) 成瀬昭男：吊橋史拾遺、カラム、No.107, 1988
- 6) 坪井義昭：ケーブル構造の歴史、建築技術 1997.1
- 7) 本州四国連絡橋公団：The Long-Span Bridges of the World, 1983
- 8) 日本鋼構造協会：吊構造,1975
- 9) Derek Sugden: Ein Ruckblick uber Transparentes Bauen in Grosbritannien, Stahl-Information-Zentrum: Transparents Bauen mit Stahl, 1990
- 10) 大内俊司：小形棒鋼概論、毎日新聞社,1976
- 11) 斎藤公男：吊り構造の形と力、カラム、No.18, 1966
- 12) 川口衛：サスペンション構造における諸問題、カラム、No.18, 1966
- 13) M.Saitoh: Principle of Beam String Structure, World Congress on Shell and Spacial Structure, 20th Anniversary of IASS(Madrid), 1979.9
- 14) 斎藤公男：張弦梁構造の原理と応用、カラム、No.75, 1980
- 15) 斎藤公男,小堀徹、佐竹克也、今川憲英、黒木二三男、岡田章他：スペース・ストラクチャーのデザイン、カラム、No.83,1982
- 16) William C. Knudson: Recent advances in the Field of Long Span Tension Structures, Eng.Struct.,1991, Vol.13, April
- 17) William Addis: Design Revolutions in the History of Tension Structures, Struct. Engineering Review, Vol. 6, 1994
- 18) 斎藤公男、岡田章：ケーブル構造の計画、建築技術 1997.1
- 19) Chris Abel: Renault Centre, Architecture in Detail,Architecture Design and Technology Press, 1982
- 20) Mark Whitby: Stanstead - Keeping it up, The Architectural Review, 1991.5
- 21) 原田昭穂：海外のケーブル事情、建築技術 1997.01
- 22) 斎藤公男、岡田章：ストリング式骨組み架構の構造特性（その 1,2）、大会

学術講演梗概集 1993 (関東)

- 23) 日本構造技術者協会：作品集／素材感, structure, No.53, 1995.1
- 24) 渡辺邦夫他：屋根の架構マニュアル, 建築技術, No.558, 1995.1
- 25) 大野隆司：透明被膜の建築技術, 日本建築学会建築年報 1993
- 26) 鋼材倶楽部：鉄骨による透明建築の魅力, 1994
- 27) 佐々木宏：鉄とガラスの建築 (その1, 2), カラム, No.71-72, 1979
- 28) R.Saxson: Atrium Building - Development and Design, Architectural Press, 1986
- 29) Thornton & Tomasetti: Exposed Structure in Building Design, McGraw-Hill, 1993
- 30) Mick Eekhout: Product Development in Glass Structures, Uitgeverij 010 Publishers, 1990
- 31) M.Wigginton: Glass in Architecture, Phaidon, 1996
- 32) 日本板硝子：Glass Architecture in Europe, Space Modulator, 1991.3
- 33) James S.Russel, John H. Sullivan, III: The Grand Louvre - Rigging, Architectural Record, 1988.5
- 34) Dan Spurr: Is Rod Rigging Here to Stay - The Story of Nabtec and its quest for a better mouse trap, Cruising World, 1982.5
(ヨットのロッドリギンの接合部性能を論じたものとして) Tripyramid Structures inc.: NAVTEC Fatigue Yest Report", 1989
- 35) P.Rice, H.Dutton: Le Verre Structurel, Le Moniteur, 1990
- 36) 斎藤公男：透明なデザインと建築技術, 建築技術, No.550, 1996.1
- 37) 渡辺邦夫：東京国際フォーラムガラス棟の設計, 鉄構技術, 1994.12
- 38) 竹内徹：ガラス壁面を支えるテンション構造, structure, No.52, 1994
- 39) Alan J. Brookes and Chris Grech: Connections, Butterworth-Heinemann, 1992
- 40) 岩田衛、米田雅子、和田章：鉄骨構造の供給システムに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.495, 1997.5
- 41) 日本構造技術者協会：構造設計規範, 1991
- 42) T.Takeuchi, H.Kitamura, K.Higuchi, M.Iwata: A Basic Study on the

- Tensile Rod Supported Glazing, SEIKEN-IASS Symposium Procedure, 1993 (Tokyo)
- 43) T.Takeuchi, H.Kitamura, K.Harada, K.Higuchi, A.Harada, M.Iwata: A Practical Design and Construction of Tension Rod Supported Glazing, ASCE-IASS Int.Symposium Procedure, 1994 (Atlanta)
- 44) 寺本隆幸、北村春幸、原田公明、竹内徹：D P G 構法を用いたガラスキューブの設計と施工、日本建築学会技術報告集, No.3, 1996
- 45) 松岡祐一、竹内徹、林賢一：クローズド・システムによるガラス支持テンション架構の実施例、大会学術講演梗概集 1994 (東海)

第 3 章

サブシステムの構造特性および要求性能

第3章 サブシステムの構造特性および要求性能

3.1 はじめに

第2章において、ガラス壁や屋根を支持するテンション構造のサブシステムとして、テンション材を放物線状に配置した放物線張弦要素を定義し、その一般性について確認した。本章ではさらにこのサブシステムの分析を通じて、構造全体のシステムに対する要求性能から構成部材レベルへの要求性能を抽出する。

前章で述べたようにこの構造サブシステムはトラスを形成しておらず、均等荷重に対してはテンション材の軸剛性により抵抗し、非対称荷重および面外荷重に対しては初期張力と幾何非線形変位に伴う剛性により抵抗することが知られている(図 3.1)。この内、長期荷重や風・雪による均等分布荷重に対しては、テンション材の軸剛性と張弦形状により、架構剛性およびテンション材応力が陽な形で与えられており、簡便に設計が可能である。一方、不均等な風・雪荷重や地震荷重等により放物線張弦要素に非対称荷重が働いた場合の設計は、設計式が与えられておらず、また線形解析によっても解くことができない。これは、水平方向に架けられたガラス支持架構の鉛直荷重に対する設計や張弦屋根架構の下弦材の横つなぎの設計など、放物線張弦要素の面外剛性に対しても、同様である。このため非対称荷重及び面外荷重に対する設計に際しては幾何学的非線形性を考慮した数値解析に拠ることが一般的に行われている。

しかしながら、その剛性・耐力が幾何非線型解析の結果でしか得られない状態では構造計画を行う上で、また架構の動的性状を論じる上で不便であり、これらの特性に与える要因の分析及び部品レベルの要求性能の抽出に困難を伴うこととなる。

そこで、本章ではこれらの放物線張弦要素について、まず非対称荷重および面外荷重に対する簡便な剛性・耐力評価式の誘導を行ない、これらの構造特性に影響を与える要因の分析を試みる。加えて数値解析および実大実験の結果と比較することにより、これらの評価式の妥当性を確認する。次にこれらの評価式を用いて放物線張弦要素を用いた屋根構造モデルを作成し、これらのモデルの動的性能

をパラメトリックに分析すると共に、風荷重や地震荷重などの動的外乱に対する構造要求性能を設定することによって、最終的にテンション材や接合部等の部品要素に要求される構造性能の抽出を行う。

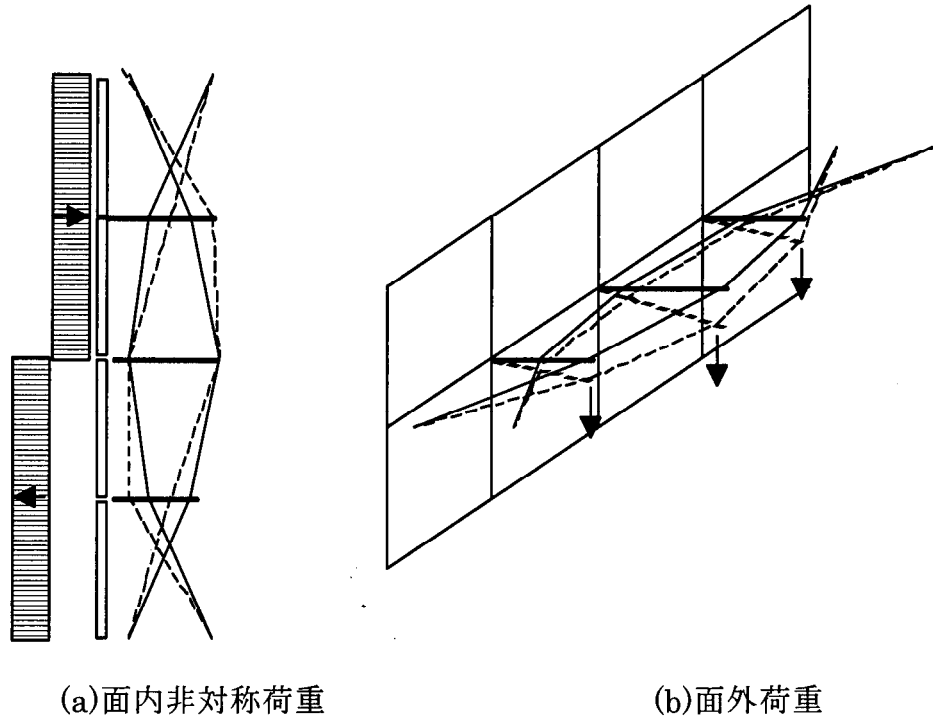


図 3.1 放物線張弦要素に作用する非対称荷重および面外荷重

3.2 サブシステムの構造特性

3.2.1 サブシステムの面内剛性・耐力評価式の誘導

(1) 面内均等荷重に対する剛性・耐力

評価式を誘導する上で図 2.2 に示す様な放物線張弦要素を考える。分割数が十分に多い場合、最下点を原点として張弦材の形状には以下のような関係式が成り立つ。

$$\text{形状条件} \quad y(x) = \frac{4f}{L^2} x^2 \quad \frac{dy}{dx} = \frac{8f}{L^2} x \quad (3.1)$$

$$\text{1本分変動張力} \quad \Delta T = \frac{P}{2} \cdot \frac{L}{8f} \quad \text{サグ} \quad f = \frac{PL}{16\Delta T} \quad \therefore y(x) = \frac{P}{4\Delta TL} x^2 \quad (3.2)$$

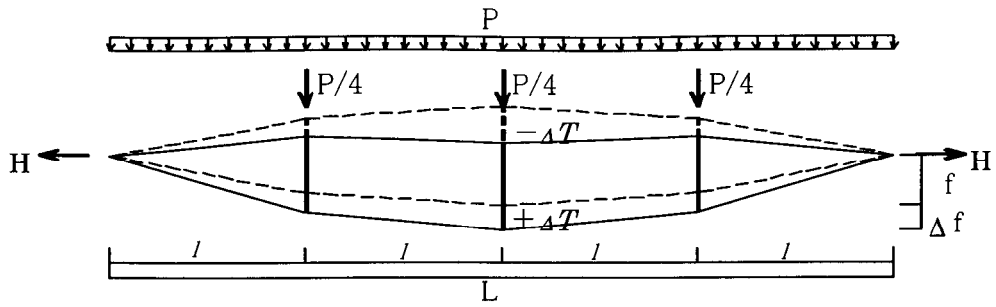


図 3.2 均等荷重を受ける放物線張弦要素

このとき部材長は以下のように表現できる 1)2)。

$$\begin{aligned}
 A &= 2 \int_0^{\frac{L}{2}} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx = 2 \int_0^{\frac{L}{2}} \sqrt{1 + \left(\frac{8f}{L^2}\right)^2 x^2} dx \\
 &= \frac{L}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{L}\right)^2} + \frac{L^2}{8f} \ln \left(\frac{4f}{L} + \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{L}\right)^2} \right) \quad (3.3)
 \end{aligned}$$

これをべき級数展開し、2項以上を省略すると、

$$\begin{aligned}
 A &= L \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{4f}{L}\right)^2 - \frac{1}{40} \left(\frac{4f}{L}\right)^4 + \frac{1}{112} \left(\frac{4f}{L}\right)^6 \dots \right] \\
 &\approx L \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L}\right)^2 \right] \quad (3.4)
 \end{aligned}$$

ここから Δf 増分すると、

$$\Delta A = \frac{16}{3} \left(\frac{f}{L}\right) \Delta f \quad (3.5)$$

一方、放物線要素に合計 P の均等荷重が作用した場合、

$$\text{1本分変動張力 } \Delta T = \frac{PL}{16f} \quad (3.6)$$

$$\begin{aligned}
 \text{張弦伸び } \Delta A &= \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} e ds = \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \left(\frac{\Delta T}{EA}\right) \left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 \right] dx \\
 &= \frac{\Delta TL}{EA} \left[1 + \frac{16}{3} \left(\frac{f}{L}\right)^2 \right] \quad (3.7)
 \end{aligned}$$

(3.5),(3.6),(3.7)式より中央部の変位は、

$$\begin{aligned}
\Delta f &= \frac{3}{16} \left(\frac{L}{f} \right) \Delta A \\
&= \frac{3}{16} \left(\frac{L}{f} \right) \frac{\Delta TL}{EA} \left[1 + \frac{16}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 \right] \\
&= \frac{3}{256} \left(\frac{L}{f} \right)^2 \frac{PL}{EA} \left[1 + \frac{16}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 \right]
\end{aligned} \tag{3.8}$$

従って、荷重－変形関係は、以下のようになる。3)

$$P = \frac{(256EA/3L)(f/L)^2}{1 + \frac{16}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2} \Delta f \tag{3.9}$$

また、部材応力は端部で最大となり、下式で与えられる。

$$N = (H/2 + \Delta T) \sqrt{1 + (4f/L)^2} \tag{3.10}$$

(2)面内非対称荷重に対する剛性・耐力評価

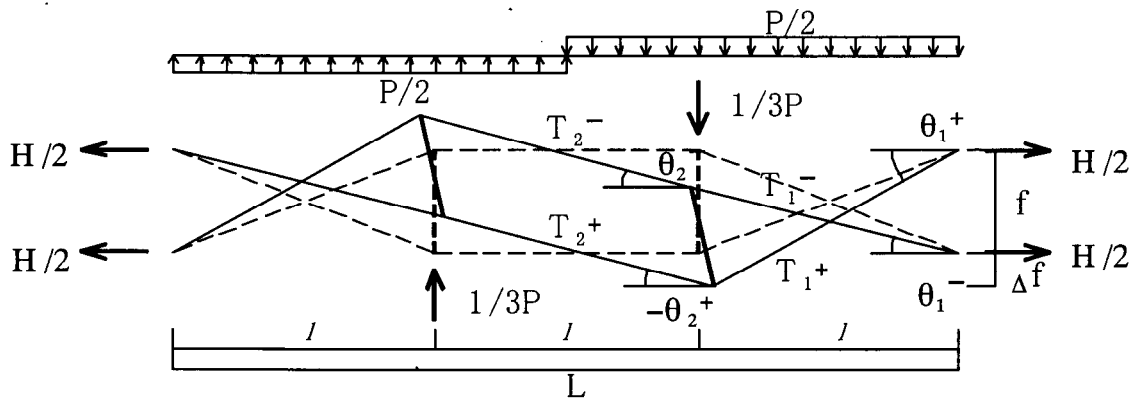


図 3.3 非対称荷重を受ける放物線張弦要素(n=3)

次に非対称荷重に対する剛性評価を行う。まず最も簡単な分割数 $n=3$ の場合を図 2.3 に示す。放物線張弦要素を非対称モードで Δf 撓ませた場合にはテンション材長は線形的に変化しないため剛性は初期張力 H に依存し、一般的に対称荷重より低剛性となる。分割数 $n=3$ の場合には幾何学的関係より、

$$\begin{aligned}
\tan \theta_1^+ &= (f + \Delta f) / l & \tan \theta_1^- &= (f - \Delta f) / l \\
\tan \theta_2^+ &= -2 \Delta f / l & \tan \theta_2^- &= 2 \Delta f / l
\end{aligned} \tag{3.11}$$

一方、力の釣り合いより、

$$\begin{aligned}
T_1^+ &= (H/2)/\cos\theta_1^+ & T_1^- &= (H/2)/\cos\theta_1^- \\
T_2^+ &= (H/2)/\cos\theta_2^+ & T_2^- &= (H/2)/\cos\theta_2^-
\end{aligned}
\tag{3.12}$$

従って、以下の関係が成り立つ。

$$\begin{aligned}
(1/3)P &= T_1^+ \sin\theta_1^+ - T_1^- \sin\theta_1^- - T_2^+ \sin\theta_2^+ + T_2^- \sin\theta_2^- \\
&= (H/2)(\tan\theta_1^+ - \tan\theta_1^- - \tan\theta_2^+ + \tan\theta_2^-) \\
&= 3H \Delta f / l = 9H \Delta f / L
\end{aligned}
\tag{3.13}$$

これより、非対称荷重に対する荷重－変形関係は、以下のような単純式で表現できる。

$$P = 27(H/L) \Delta f \tag{3.14}$$

以下、分割数を変化させて同様の評価式の誘導を行う。

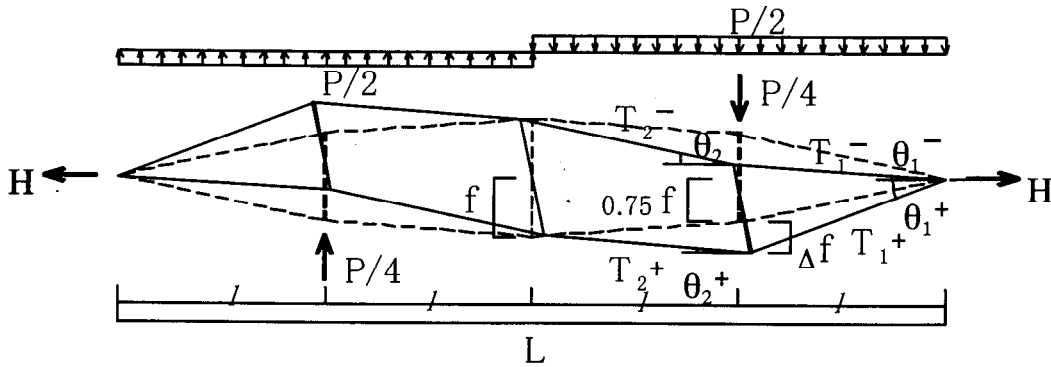


図 3.4 非対称荷重を受ける放物線張弦要素(n=4)

図 2.4 に示すような n=4 の場合には、

$$\begin{aligned}
\tan\theta_1^+ &= (0.75f + \Delta f) / l & \tan\theta_1^- &= (0.75f - \Delta f) / l \\
\tan\theta_2^+ &= (0.25f - \Delta f) / l & \tan\theta_2^- &= (0.25f + \Delta f) / l
\end{aligned}
\tag{3.15}$$

力の釣り合いは(4)式と同様となり、

$$\begin{aligned}
(1/4)P &= T_1^+ \sin\theta_1^+ - T_1^- \sin\theta_1^- - T_2^+ \sin\theta_2^+ + T_2^- \sin\theta_2^- \\
&= (H/2)(\tan\theta_1^+ - \tan\theta_1^- - \tan\theta_2^+ + \tan\theta_2^-) \\
&= 2H \Delta f / l = 8H \Delta f / L
\end{aligned}
\tag{3.16}$$

従って、荷重－変形関係は、

$$P = 32(H/L) \Delta f \tag{3.17}$$

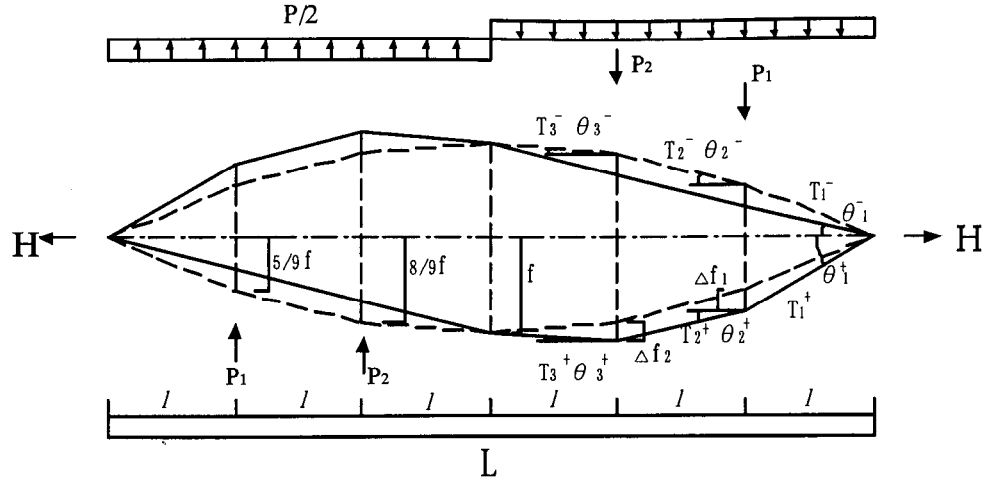


図 3.5 非対称荷重を受ける放物線張弦要素(n=6)

同様に、分割数 $n=6$ の場合には、

$$\begin{aligned}
 \tan \theta_1^+ &= (5/9 f + \Delta f_1) / l & \tan \theta_1^- &= (5/9 f - \Delta f_1) / l \\
 \tan \theta_2^+ &= [(8/9 f + \Delta f_2) - (5/9 f + \Delta f_1)] / l \\
 \tan \theta_2^- &= [(8/9 f - \Delta f_2) - (5/9 f - \Delta f_1)] / l \\
 \tan \theta_3^+ &= (f/9 - \Delta f_2) / l & \tan \theta_3^- &= (f/9 + \Delta f_2) / l
 \end{aligned} \tag{3.18}$$

力の釣り合いより、

$$\begin{aligned}
 T_1^+ &= (H/2) / \cos \theta_1^+ & T_1^- &= (H/2) / \cos \theta_1^- \\
 T_2^+ &= (H/2) / \cos \theta_2^+ & T_2^- &= (H/2) / \cos \theta_2^- \\
 T_3^+ &= (H/2) / \cos \theta_3^+ & T_3^- &= (H/2) / \cos \theta_3^-
 \end{aligned} \tag{3.19}$$

従って、

$$\begin{aligned}
 P_1 &= T_1^+ \sin \theta_1^+ - T_1^- \sin \theta_1^- - T_2^+ \sin \theta_2^+ + T_2^- \sin \theta_2^- \\
 &= (H/2) (\tan \theta_1^+ - \tan \theta_1^- - \tan \theta_2^+ + \tan \theta_2^-) \\
 &= (H/2) \left(\frac{5/9 f + \Delta f_1}{l} - \frac{5/9 f - \Delta f_1}{l} - \frac{(8/9 f + \Delta f_2) - (5/9 f + \Delta f_1)}{l} + \frac{(8/9 f - \Delta f_2) - (5/9 f - \Delta f_1)}{l} \right) \\
 &= (H/l) (2 \Delta f_1 - \Delta f_2) \\
 P_2 &= (H/2) (\tan \theta_2^+ - \tan \theta_2^- - \tan \theta_3^+ + \tan \theta_3^-) \\
 &= (H/l) (2 \Delta f_2 - \Delta f_1)
 \end{aligned} \tag{3.20}$$

$P_1 = P_2 = P/6$ のとき、 $\Delta f_1 = \Delta f_2 = \Delta f$ であるから、荷重-変形関係は

$$P = 6(H/l) \Delta f = 36(H/L) \Delta f \tag{3.21}$$

同様に、分割数 $n=8$ の場合には、

$$\begin{aligned} P_1 &= (H/l)(2\Delta f_1 - \Delta f_2) \\ P_2 &= (H/l)(-\Delta f_1 + 2\Delta f_2 - \Delta f_3) \\ P_3 &= (H/l)(2\Delta f_3 - \Delta f_2) \end{aligned} \quad (3.22)$$

半領域では均等分布であるから

$$\begin{aligned} P_1 = P_2 = P_3 = P/8, \Delta f_1 = \Delta f_3 = (3/4)\Delta f_2 = (3/4)\Delta f \text{より、} \\ P = 4(H/l)\Delta f = 32(H/L)\Delta f \end{aligned} \quad (3.23)$$

となる。

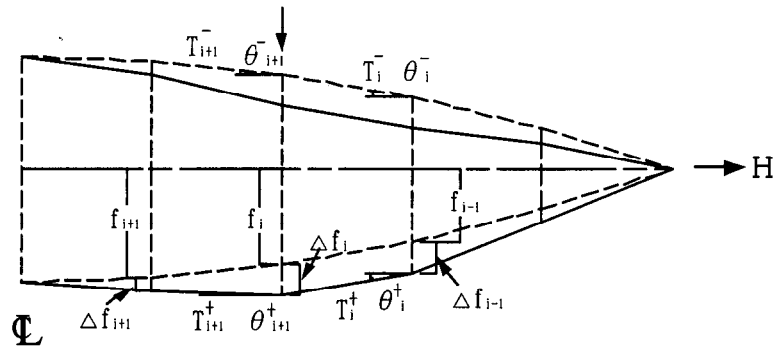


図 3.6 非対称荷重を受ける放物線張弦要素($n=i$)

さらに、分割数 n が十分に多い場合には、 i 番目の分割点にかかる荷重 P_i に対し、下式が成り立たねばならない。

$$\begin{aligned} P_i &= T_i^+ \sin \theta_i^+ - T_i^- \sin \theta_i^- - T_{i+1}^+ \sin \theta_{i+1}^+ + T_{i+1}^- \sin \theta_{i+1}^- \\ &= (H/2)(\tan \theta_i^+ - \tan \theta_i^- - \tan \theta_{i+1}^+ + \tan \theta_{i+1}^-) \\ &= (H/2) \left[\frac{(f_i + \Delta f_i) - (f_{i-1} + \Delta f_{i-1})}{l} - \frac{(f_i - \Delta f_i) - (f_{i-1} - \Delta f_{i-1})}{l} \right. \\ &\quad \left. - \frac{(f_{i+1} + \Delta f_{i+1}) - (f_i + \Delta f_i)}{l} + \frac{(f_{i+1} - \Delta f_{i+1}) - (f_i - \Delta f_i)}{l} \right] \\ &= (H/l)(-\Delta f_{i-1} + 2\Delta f_i - \Delta f_{i+1}) = \text{一定} \end{aligned} \quad (3.24)$$

上式第2項は変形増分の曲率を示し、これは非対称荷重による変形が片側 $1/2$ の放物線分布 $y = 16f(x/L)^2$ であることを示している。これより、荷重—変形関下のように求まる。

$$P = 4 \frac{dy}{dx} \Big|_{x=L/4} H = 32 \left(\frac{H}{L} \right) \Delta f \quad (3.25)$$

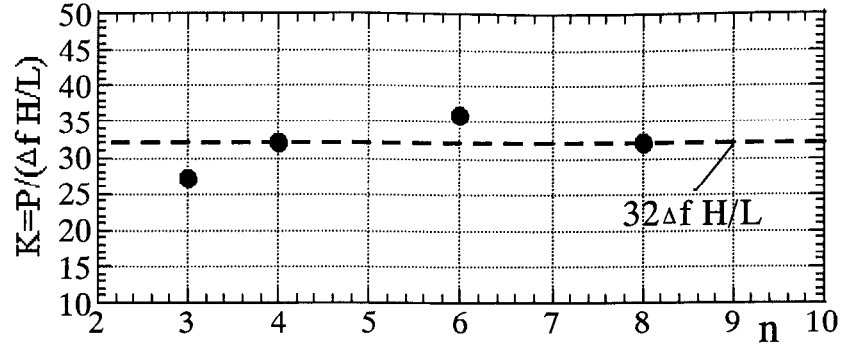


図 3.7 分割数による剛性評価式係数の変化

以上、各分割数毎に得られた非対称剛性を無次元化し、 $K=P/(\Delta f H/L)$ として分割数 n との関係を図 5 に示す。 n が増えていくに伴い、 K が $32(H/L)$ に収斂していく様子が分かる。従って、放物線張弦要素の非対称荷重に対する剛性は線形におおむね(23)式で評価できる。各剛性式が単純に初期張力 H と全長 L によって決定され、サグ f に依存しないことから、この釣合式は直線状に張力 H で張られたテンション材の分節点に荷重を加えた場合に等しいことがわかる。

以上の評価式は初期剛性を求めるものであるが、さらに変形の増大による張力増分を考慮することにより、非線形項を得ることができる。1/2 波形の変形増分によるテンション材の軸長増分は(3.4)式より張弦材 1 本分で、

$$\Delta l = \frac{8}{3} \left(\frac{\Delta f}{l} \right)^2 l \quad (3.26)$$

張力の増分は、

$$\Delta T = EA \frac{\Delta l}{l} = \frac{8EA}{3l^2} \Delta f^2 = \frac{32EA}{3} \left(\frac{\Delta f}{L} \right)^2 \quad (3.27)$$

これより(3.25)式における H を、2 本分の張力増分 ΔH を用い、 $H + \Delta H$ に置き換えることにより非線形項を得る。

$$\Delta H = \frac{64EA}{3} \left(\frac{\Delta f}{L} \right)^2 \quad (3.28)$$

設計用の部材軸力は下式にて得られる。

$$N = \left(\frac{H + \Delta H}{2} \right) \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{L} \right)^2} \quad (3.29)$$

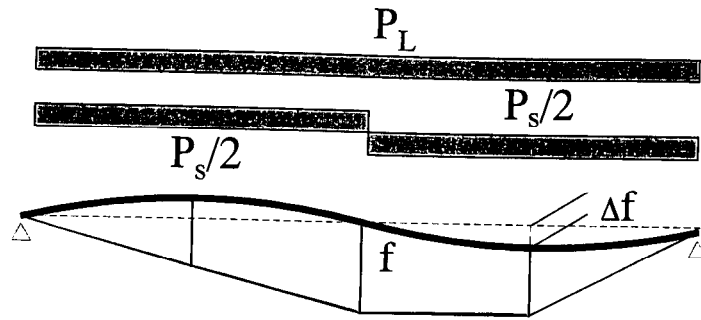


図 3.8 張弦梁における非対称剛性

一方、図 3.8 に示すような放物線要素により支持された張弦梁屋根架構の非対象対称荷重に対する剛性は、梁の曲げ剛性を EI として、以下のように表現できる。

$$K = \frac{P_s}{\Delta f} = \frac{768EI}{5(L/2)^3} + 32 \frac{H}{L} = \frac{768EI}{5(L/2)^3} + 4 \frac{P_L}{f} \quad (3.30)$$

また、対象荷重に対する剛性は、(3.9)式の半分と梁の剛性の和で表現できる。

3.2.2 面外荷重に対する剛性・耐力評価

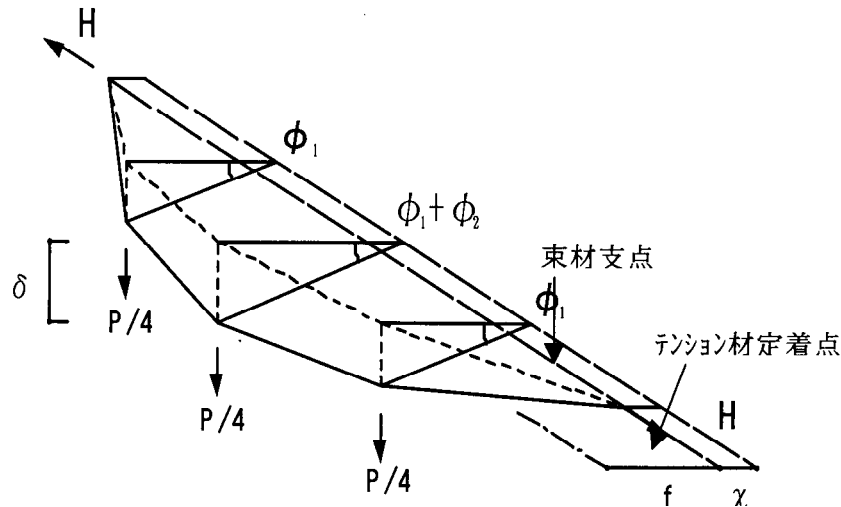


図 3.9 面外荷重を受ける放物線張弦要素

次に面外荷重に対する剛性・耐力の評価を行う。放物線張弦要素は、テンション材の定着点が東材支点より外側にあれば、テンション材と東材が変形により形成する微小な角度に伴う初期張力の方向余弦による面外復元力を有していることが知られている^{4)~6)}。この特性を利用することにより、ガラス支持架構や張弦屋

根架構間のつなぎ材を設けること無く、独立した安定架構を得ることができる。この際、設備・メンテナンス等に伴う面外付加荷重に対し最低限の面外剛性・耐力の評価が設計上必要であり、数値解析をしないで済む簡便な評価手法が求められる。本題は、非対称荷重と同様に幾何非線型性を考慮して初めて剛性評価できる特性であり、前項と同様に分割数毎に検討する。

図 3.10 にガラス支持架構を想定した $n=3$ の場合のモデルを示す。有限変形した張弦要素を側面から見たとき、外側のテンション材 A が束材先端を微小な角度で引張る力は、 $H=f/l$ であり、束材直交方向の成分は、

$$H \frac{f \phi x}{l f} = H \frac{3\phi x}{L} = \frac{P}{3} \quad (3.31)$$

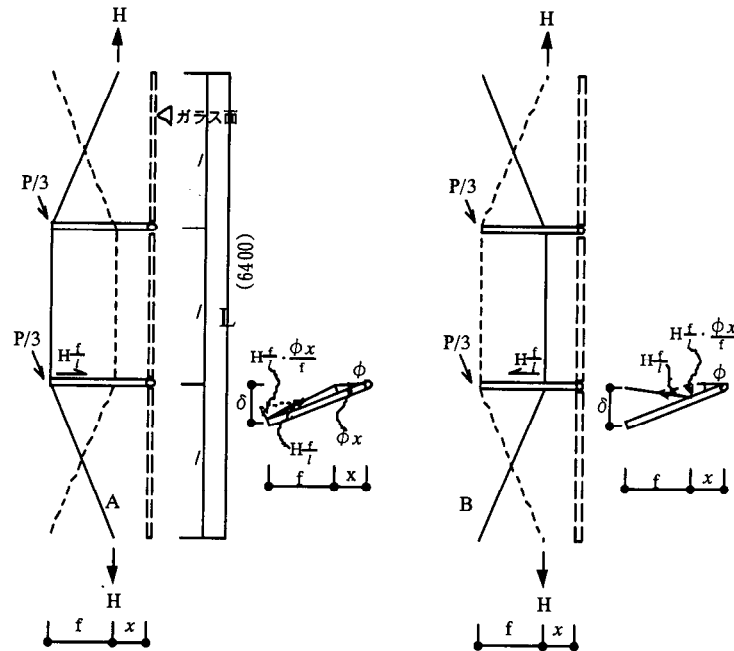


図 3.10 面外荷重を受けるガラス支持架構($n=3$)

先端の変位 $\delta = \phi(f+x)$ であるから、テンション材 A による剛性は次式のように得られる。

$$K_A = \frac{P}{\delta} = \frac{9H}{L} \left(\frac{x}{f+x} \right) \quad (3.32)$$

一方、内側のテンション材 B による直角成分と、外力の釣り合いより、

$$H \frac{f \phi (f+x)}{l f} x = H \frac{3\phi x (f+x)}{L} = \frac{P}{3} (f+x) \quad (3.33)$$

これより、テンション材Bによる剛性は

$${}_0K_B = \frac{P}{\delta} = \frac{9H}{L} \left(\frac{x}{f+x} \right) \quad (3.34)$$

従って内外のテンション材ABによる剛性は、下式で表現できる。

$${}_0K = {}_0K_A + {}_0K_B = \frac{18H}{L} \left(\frac{x}{f+x} \right) \quad (3.35)$$

上式は、文献 45)により示された下式の、単純化式となっている。

$$\frac{P}{3} = \frac{H}{\tan \theta} \frac{x}{f} (\tan \phi + \sin \phi) \quad \text{ただし、} \tan \theta = l/f = L/3f \quad (3.36)$$

一方、テンション材Bに働く面外荷重が、テンション材Bと束材の結節点に働く場合の剛性は、同様の手法により

$${}_1K_B = \frac{P}{\delta} = \frac{9H}{L} \quad (3.37)$$

${}_cK = {}_0K_A + {}_1K_B$ は、向かい合う2本の放物線張弦要素の中心線に沿って2Pの面外荷重が働いた場合の剛性を示しており、外面に沿って面外荷重が働いたときの剛性 ${}_0K$ は、下式によっても求められる。

$${}_0K = {}_0K_A + {}_1K_B \left(\frac{x}{f+x} \right) \quad (3.38)$$

なお、上記一連の評価式において、テンション材ABの交点は分離している。交点が接続されている場合の剛性は、下式で与えられる。

$$H \frac{f}{l} \frac{\phi}{f} \left(x + \frac{f}{2} \right) \left(1 + \frac{x}{f+x} \right) = \frac{P}{3} \quad (3.39)$$

$${}_0K_x = \frac{P}{\delta} = \frac{9H}{2L} \left(1 + \frac{x}{f+x} \right)^2 \quad (3.40)$$

次に分割数 $n=4$ の外側テンション材Aについて、同様に剛性を求める。点2直角方向の釣り合いより、

$$0.5 \frac{Hf}{l} \frac{(0.75f+x)}{0.25f} \phi_2 = \frac{P}{4} \quad (3.41)$$

$$\phi_2 = \frac{PL}{32H(0.75f+x)}$$

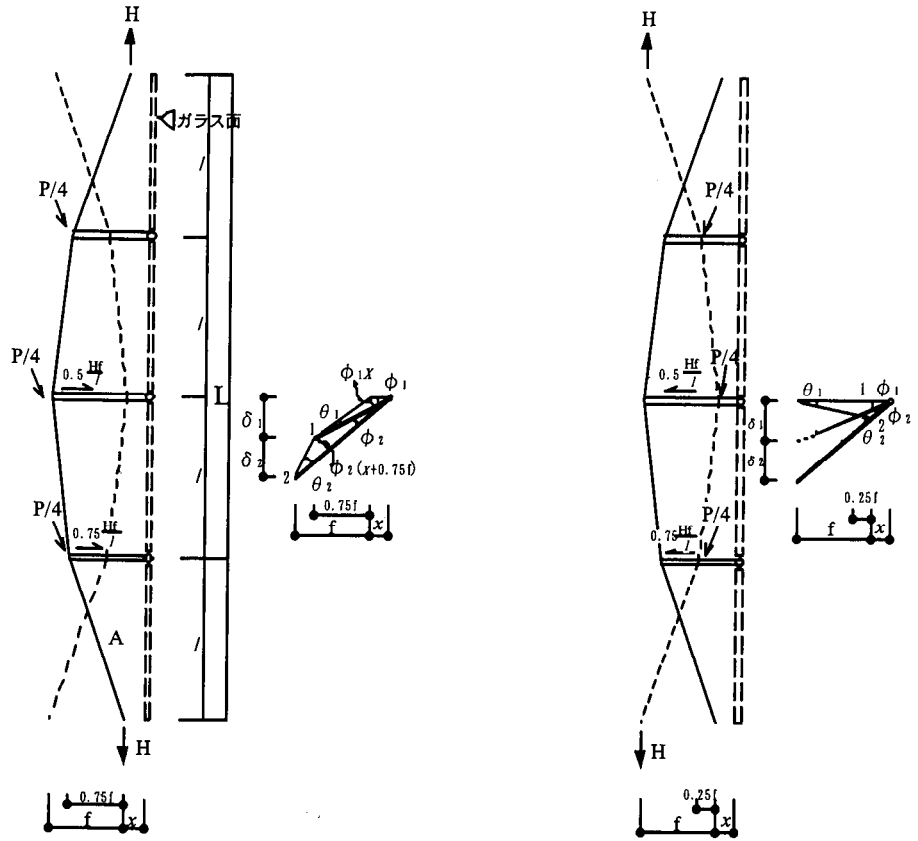


図 3.11 面外変形を受けるガラス支持架構(n=4)

点1 直角方向の釣り合いより、

$$0.75 \frac{Hf}{l} \frac{x}{0.75f} \phi_1 = \frac{3P}{8}$$

$$\phi_1 = \frac{3PL}{32Hx}$$

(3.42)

先端の変形 δ は、

$$\begin{aligned} \delta &= (\phi_1 + \phi_2)(x + f) \\ &= \frac{PL}{32H} \left(\frac{3}{x} + \frac{1}{0.75f + x} \right) (f + x) \end{aligned}$$

(3.43)

従って外側テンション材 A による面外剛性は、

$${}_0K_A = \frac{P}{\delta} = \frac{32H}{L \left(\frac{3}{x} + \frac{1}{0.75f + x} \right) (f + x)}$$

(3.44)

一方、それぞれのテンション材が束材となす角度 θ は、

$$\theta_2 = \frac{\phi_2(0.75f + x)}{0.25f} = \frac{PL}{8Hf}$$

(3.45)

$$\theta_1 = \frac{\phi_1 x}{0.75f} = \frac{PL}{8Hf}$$

次に内側のテンション材 B について考えると、点 2 直角方向の釣り合いより、

$$0.5 \frac{Hf}{l} \frac{(x+0.25f)}{0.25f} \phi_2 = \frac{P}{4} \quad (3.46)$$

$$\phi_2 = \frac{PL}{32H(x+0.25f)}$$

点 1 直角方向の釣り合いより、

$$0.75 \frac{Hf}{l} \frac{(f+x)}{0.75f} \phi_1 = \frac{3P}{8} \quad (3.47)$$

$$\phi_1 = \frac{3PL}{32H(f+x)}$$

先端の変形 δ は、

$$\delta = (\phi_1 + \phi_2)(x+f) \quad (3.48)$$

$$= \frac{PL}{32H} \left(\frac{3}{f+x} + \frac{1}{0.25f+x} \right) (f+x)$$

従って内側テンション材 B による面外剛性は、

$${}_1K_A = \frac{P}{\delta} = \frac{32H}{L \left(\frac{3}{f+x} + \frac{1}{0.25f+x} \right) (f+x)} \quad (3.49)$$

これより、外側 A 材に沿って働く面外荷重に対する剛性は、下式で表現できる。

$${}_0K = {}_0K_A + {}_1K_A \frac{f+6x}{5f+6x} \quad (3.50)$$

一方、それぞれのテンション材が束材となす角度 θ は、以下のようにになる。

$$\theta_2 = \frac{\phi_2 x}{0.25f} = \frac{PL}{8Hf} \frac{x}{0.25f+x} \quad (3.51)$$

$$\theta_1 = \frac{\phi_1 (0.25f+x)}{0.75f} = \frac{PL}{8Hf} \frac{0.25f+x}{f+x}$$

続いて、 $n=6$ の場合に付いて考える。

点 3 直角方向の釣り合いより

$$\frac{2Hf}{9l} \frac{(x+\frac{8}{9}f)}{\frac{1}{9}f} \phi_3 = \frac{P}{6} \quad (3.52)$$

$$\phi_3 = \frac{PL}{72H(x+\frac{8}{9}f)}$$

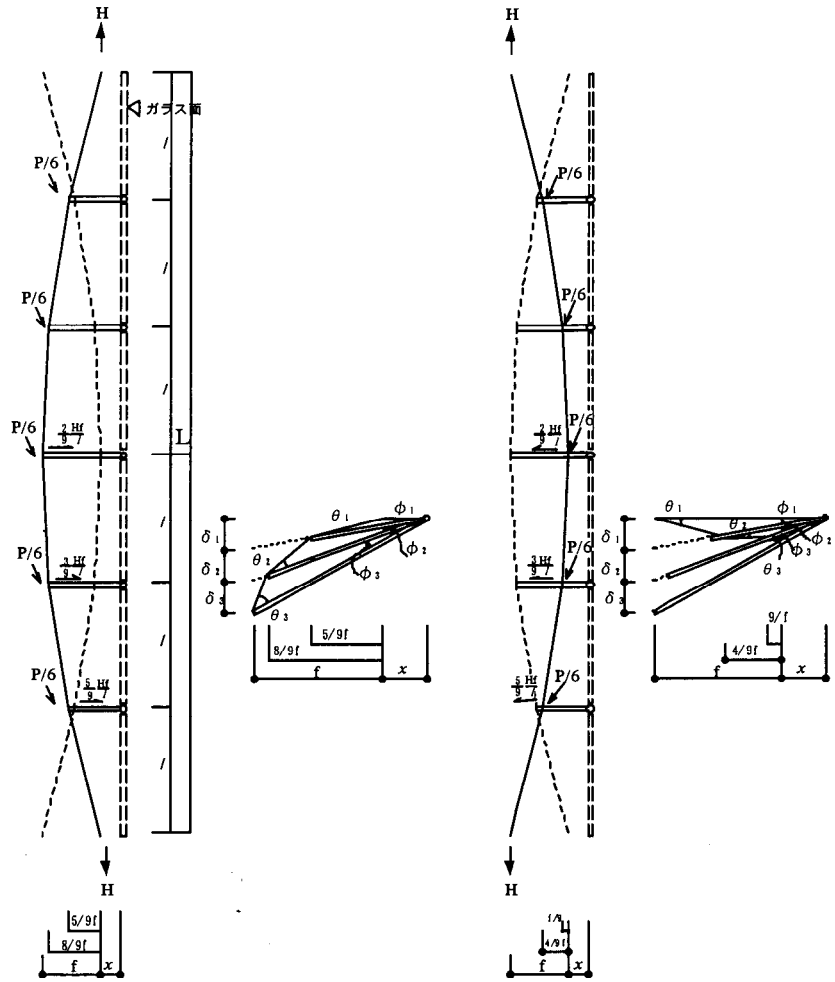


図 3.12 面外荷重を受けるガラス支持架構(n=6)

点 2 直角方向の釣り合いより、

$$\frac{3Hf}{9l} \frac{(x + \frac{5}{9}f)}{\frac{3}{9}f} \phi_2 = \frac{P}{4} \quad (3.53)$$

$$\phi_2 = \frac{PL}{24H(x + \frac{5}{9}f)}$$

点 1 直角方向の釣り合いより、

$$\frac{5Hf}{9l} \frac{x}{\frac{5}{9}f} \phi_2 = \frac{5P}{12} \quad (3.54)$$

$$\phi_2 = \frac{5PL}{72Hx}$$

先端の変形 δ は、

$$\begin{aligned} \delta &= (\phi_1 + \phi_2 + \phi_3)(x + f) \\ &= \frac{PL}{72H} \left(\frac{5}{x} + \frac{3}{\frac{5}{9}f + x} + \frac{1}{\frac{8}{9}f + x} \right) (f + x) \end{aligned} \quad (3.55)$$

従って外側テンション材 A による面外剛性は、

$${}_0K_A = \frac{P}{\delta} = \frac{72H}{L \left(\frac{5}{x} + \frac{3}{5/9 f + x} + \frac{1}{8/9 f + x} \right) (f+x)} \quad (3.56)$$

一方、それぞれのテンション材が束材となす角度 θ は、以下のようになる。

$$\begin{aligned} \theta_3 &= \frac{\phi_3 (8/9 f + x)}{1/9 f} = \frac{PL}{8Hf} \\ \theta_2 &= \frac{\phi_3 (5/9 f + x)}{3/9 f} = \frac{PL}{8Hf} \\ \theta_1 &= \frac{\phi_1 x}{5/9 f} = \frac{PL}{8Hf} \end{aligned} \quad (3.57)$$

同様に、内側のテンション材 B について考え、各束材との交点に働く力に対する剛性式を誘導すると、以下が得られる。

$${}_1K_A = \frac{P}{\delta} = \frac{72H}{L \left(\frac{5}{f+x} + \frac{3}{4/9 f + x} + \frac{1}{1/9 f + x} \right) (f+x)} \quad (3.58)$$

これより、外側の材 A に沿った面外荷重に対する剛性は、下式で求まる。

$${}_0K = {}_0K_A + {}_1K_B = \frac{10f + 45x}{35f + 45x} \quad (3.59)$$

一方、各ケースでテンション材の側面から見た角度はほぼ類似の値となっており、微小変形では同一角内にあるとみなして良いと考えられる(図 3.13)。

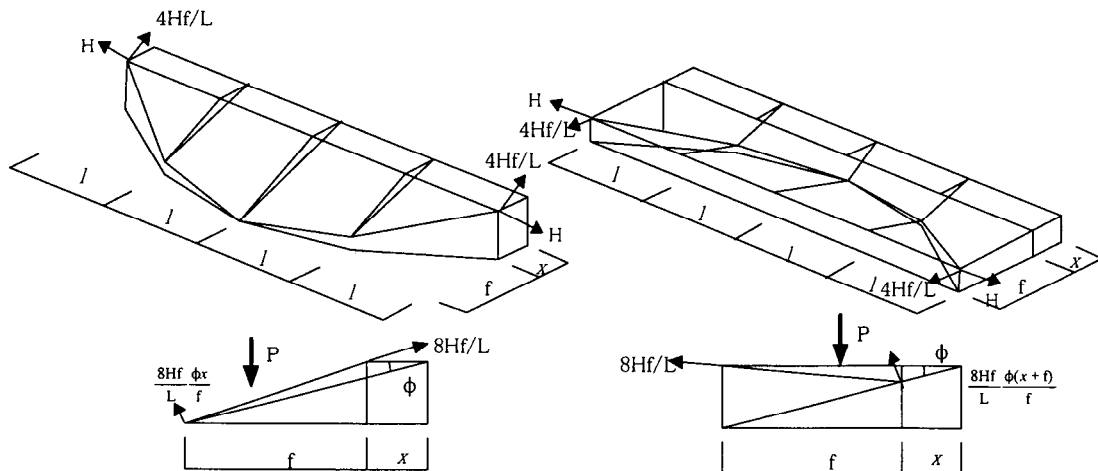


図 3.13 面外荷重を受けるガラス支持架構(n=i)

そこで、微小変形時にテンション材の側面から見た断面が直線と仮定すると、面外変形したテンション材は傾いた同一面内に放物線を形成していることになる。このとき、外側テンション材 A について、端部反力と鉛直荷重の釣り合いより次式が成り立つ。

$$2 \frac{4Hf}{L} \frac{\delta}{f(f+x)} (f+x) = P \left(\frac{2}{3} f + x \right) \quad (3.60)$$

$${}_0K_A = \frac{P}{\delta} = \frac{8H}{L} \left(\frac{x}{x + \frac{2}{3}f} \right)$$

同様にして、内側テンション材 B の面外剛性について、次式が成り立つ。

$$2 \frac{4Hf}{L} \frac{\delta}{f} x = P \left(\frac{1}{3} f + x \right) \quad (3.61)$$

$${}_1K_B = \frac{P}{\delta} = \frac{8Hx}{L(x + \frac{1}{3}f)}$$

これより、外側の A 材に沿った面外荷重に対する剛性は、下式で表現できる。

$${}_0K = {}_0K_A + {}_1K_B \left(\frac{x + (1/3)f}{x + (2/3)f} \right) \quad (3.62)$$

以上得られた ${}_0K_A$ 、 ${}_1K_B$ の各式から、先端部に面外荷重を受ける 1 組の放物線張弦要素の剛性を分割数毎に(3.38)によって求め、比較すると下図のようになる。

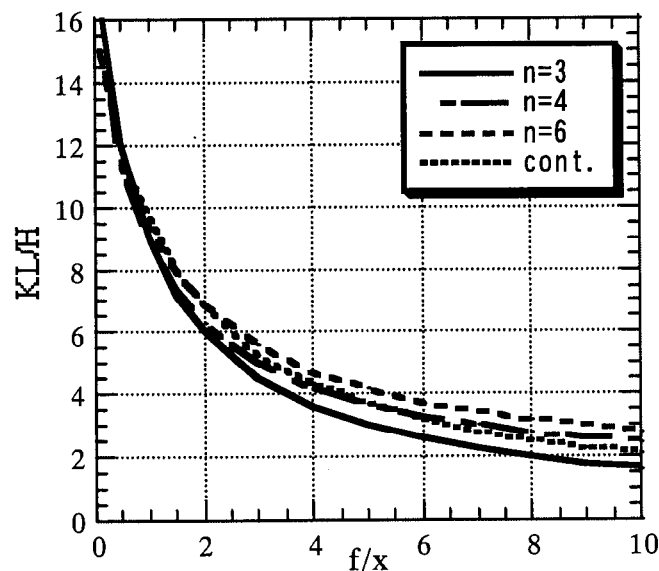


図 3.14 端部面外荷重に対する剛性

上図をみると、分割数による面外剛性式は分割数 $n=3$ を下限として連続式へと収斂している。以上より、共通して面外剛性は f と x の比率に依存し初期張力 H/L に比例すること、剛性式はおおむね(3.60)~(3.62)式で与えられるが、 $n=3$ の(3.32)(3.38)式で安全側の評価となることがわかる。

以上得られた面外剛性式を応用し、張弦屋根の下弦材の横補剛条件に関する考察を行う。屋根形状と面外安定性の関係を図 3.15 に示す。ガラス支持テンション架構と同様に、張弦材および束材の各支持点が固定され、張弦材の端部支持点が束材支持点より前面（屋根においては下方）にあれば面外変形に対し張弦材張力が変形を引き戻す方向に作用し、横つなぎ材が無くても安定する（図 3.15(a)）。これは単純な張弦梁においては上弦材が凸形状であることを意味する。逆に張弦材の支持点が束材の支持点より上部に位置する場合は、張力が面外変形を増大させる方向に作用する為、面外不安定となる（図 3.15(b)）。これは上弦材が凹形状の場合に発生する。上弦材が直線上の場合は面外方向に関しては中立であり、回転を抑制する反力または剛性は下弦材の自重のみとなる（図 3.15 (c)）。なお、以上の特性は束材支持点が固定されていることが前提であり、上弦材は屋根面の横つなぎ材により面外拘束されていることが条件となる。

次に、図 3.15(c)のような凹型張弦屋根において、面外不安定力が下弦材自重と釣合う条件を考える。図 3.16(a)において不安定モーメントは(3.32)式より

$$M_r = \frac{9H}{L} \left(\frac{x}{f+x} \right) (f+x) \delta_H = \frac{9H}{L} x \delta_H = \frac{9x}{8f} P \delta_H \quad (3.63)$$

一方、下弦材自重による安定 方向モーメントは、

$$M_w = \frac{2}{3} \delta_H m g = \frac{2}{3} \delta_H L \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 \right] w g \quad (3.64)$$

m : 下弦材自重、 w : 下弦材長さあたり自重

となるので、両者の釣合いより、

$$x_{cr} < \frac{16}{27} \frac{m g}{P} f = \frac{16}{27} L \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 \right] w g \quad (3.65)$$

となる。

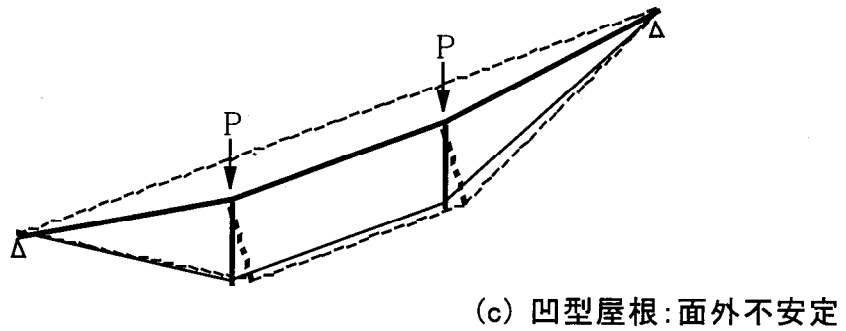
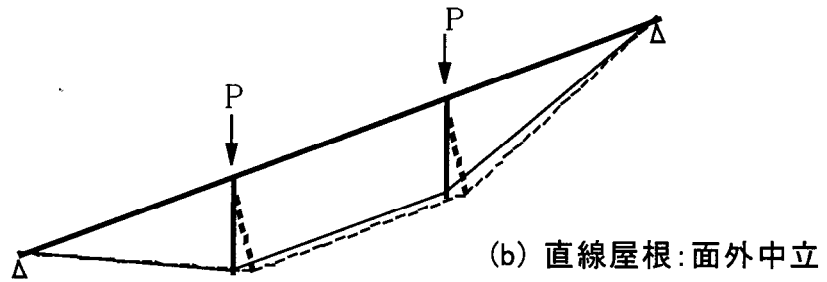
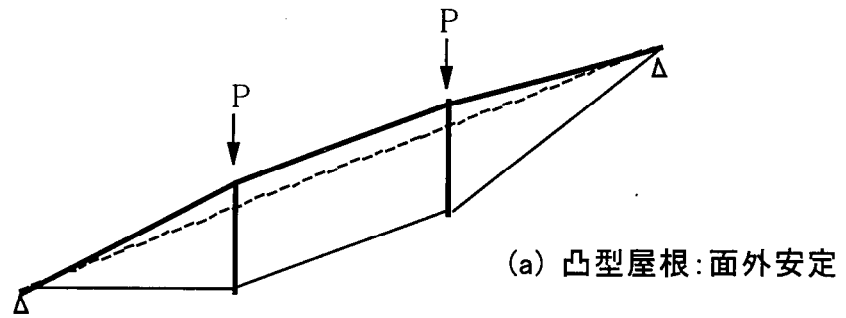
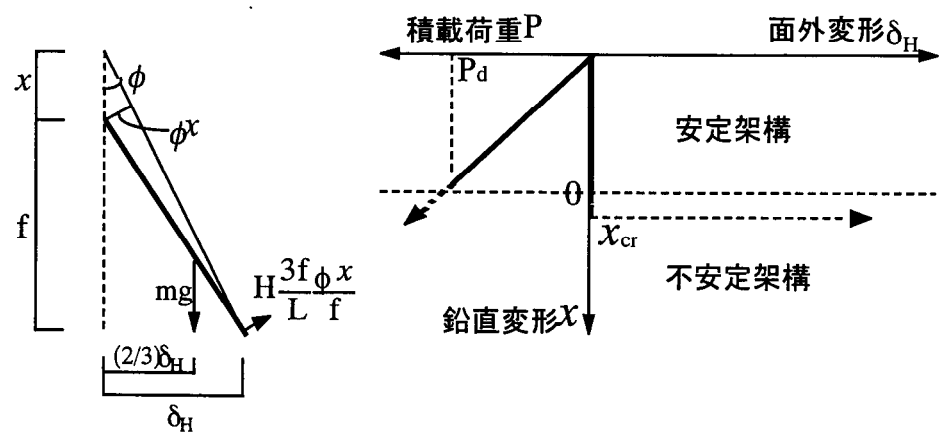


図 3.15 張弦梁下弦材の面外安定性と形状の関係



i) 凹型張弦梁の面外釣合い

(b) 張弦梁の荷重一面外変形関係

図 3.16 凹形張弦梁の面外釣合いと不安定変形

図 3.16(b)に、下弦材を横補剛しない凸型張弦梁に分布荷重を載荷した場合の荷重-面外変形関係を示す。荷重 P が増加するに従い鉛直変形 x が増加していき、屋根が凹型に転じ x_{cr} に達した時点で面外変形が不安定となり急激に増大する。ただし実際の設計では $mg/P=0.05$ 程度であり、これに対する $x_{cr}=0.03 f$ と微小な値となるため、実際の設計では最大設計荷重に対し屋根面が凹型に転じない条件で下弦材の横つなぎを省略することが現実的である。

なお、条件を満足しない場合には、下弦材中央の一個所を横つなぎにより面外拘束すれば、新しい張弦材支持点は中央拘束点と端部支持点を結ぶ直線となり、各束材支持点より大きく下方に移動する為、他点の追加の横つなぎは不要となると考えられる。

3.2.3 数値解析による評価式の検証

以上得られた評価式を幾何非線形数値解析による結果と比較することにより、妥当性の検討を行う。解析には藤本・和田らが筋違い付き架構の解析の為に用いた幾何・材料非線形解析手法⁹⁾を用いる。解析モデルは図 3.17、図 3.18 に示すような分割数 $n=3$ および $n=4$ の放物線張弦要素および図 3.19 に示すような張弦梁屋根架構とする。分割数 $n=3$ の場合の均等荷重および非対称荷重に対する荷重-変形関係を図 3.17 に示す。同図中、○印が数値解析による結果、実線が(3.14)式および(3.9)式、破線が(3.14)式に(3.28)式を代入した値である。

同様に分割数 $n=4$ の場合の均等荷重および非対称荷重に対する荷重-変形関係を図 3.18 に示す。何れのケースも非対称荷重に対する剛性は均等荷重に対する剛性に比べ $1/10$ 以下となっておりかなり低い。一方、各評価式と数値解析の結果は良く整合しており、放物線張弦要素の構造計画および設計において提案した評価式は十分利用できると思われる。特に、非対称荷重に対する変形がサグ f の 3% を越えると非線形性が顕著になり、線形評価式を外れてくるが、式(3.28)による補正によって精度良く評価できていることがわかる。

次に図 3.19 に示したような張弦屋根架構に関しても幾何非線形を考慮した数値解析と評価式との比較を行う。同図中(a)は長期(均等)荷重による中央点と $1/4$ 点の変形と評価式(3.9)とを比較したものである。共に評価式の方がやや剛性が高いが、これは評価式(3.9)が上弦梁の軸変形を無視していることによる。長期

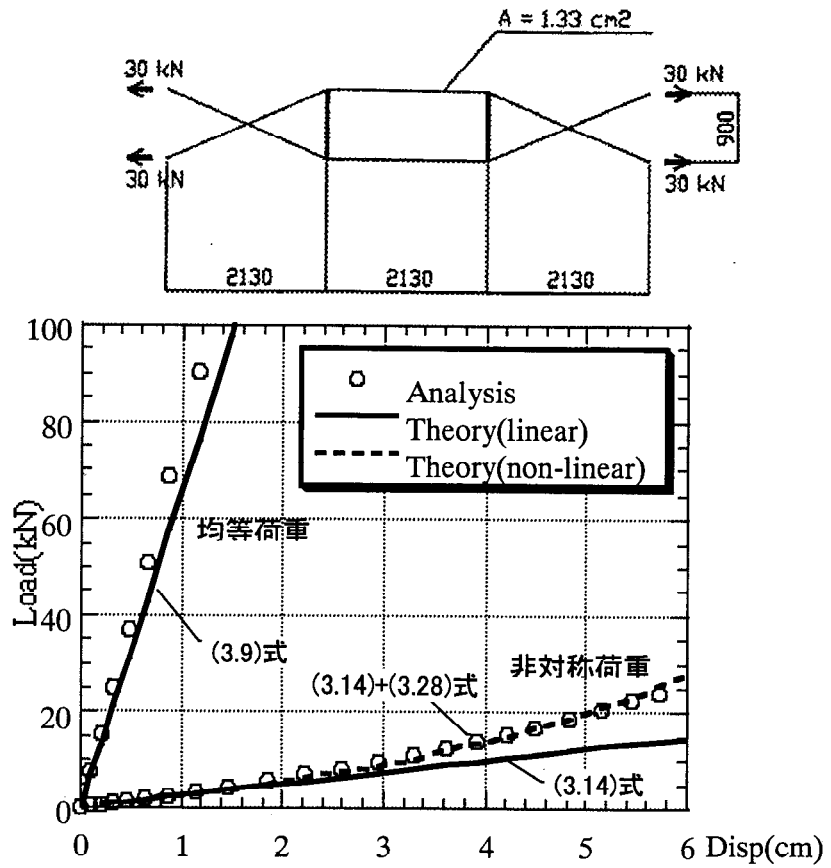


図 3.17 非線型数値解析結果と評価式との比較(n=3)

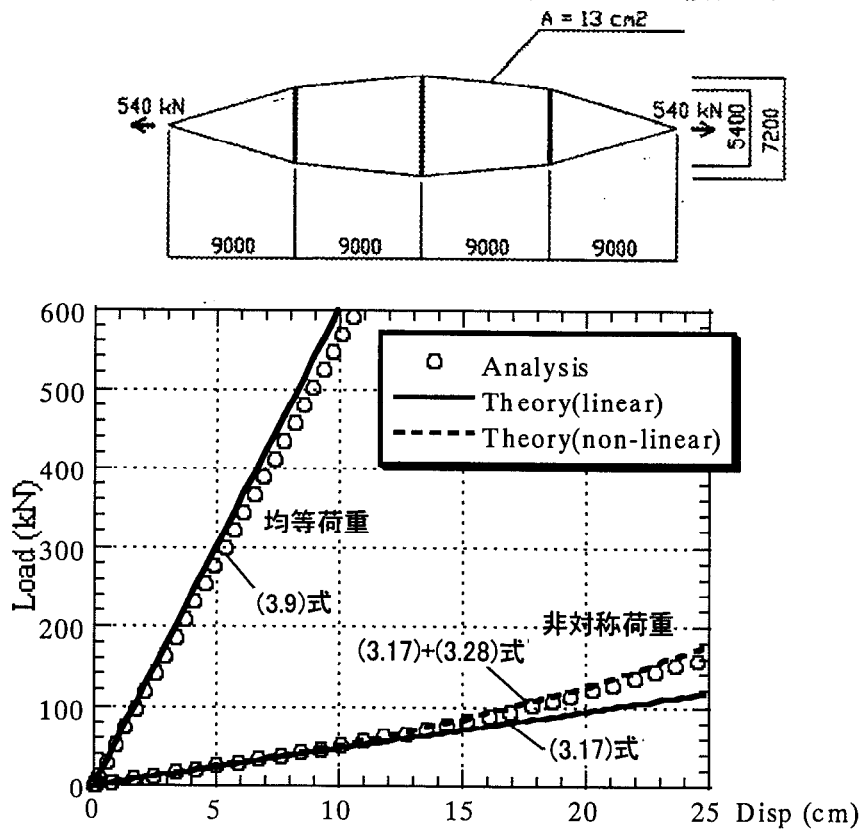


図 3.18 非線型数値解析結果と評価式との比較(n=4)

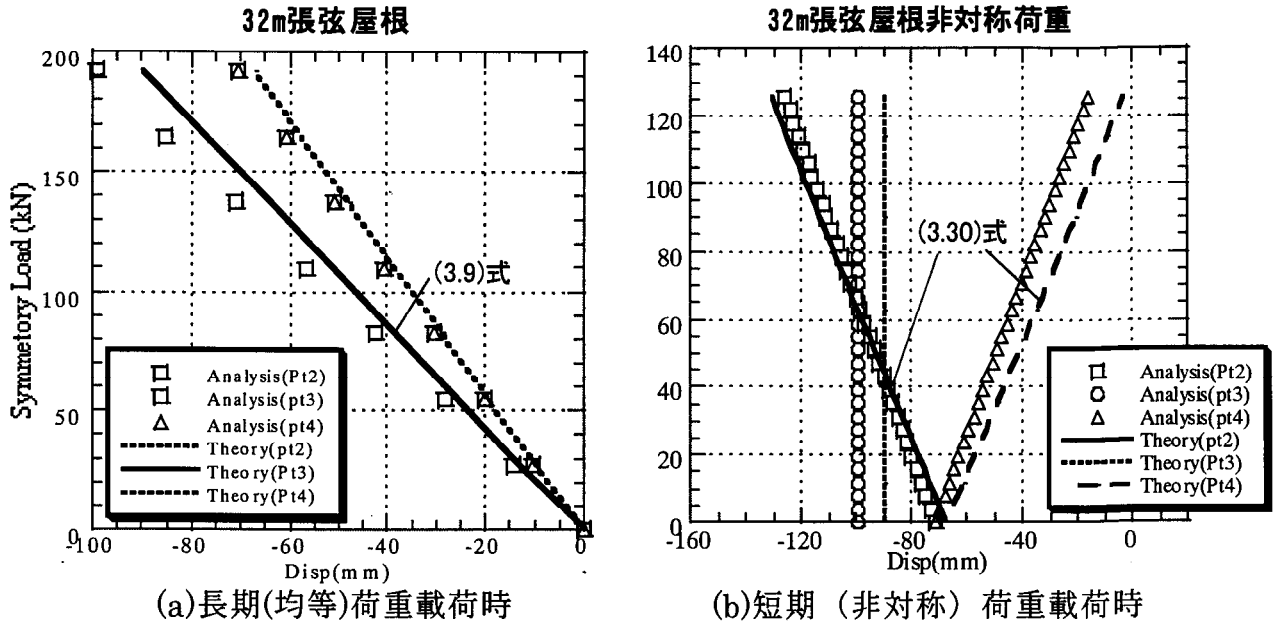
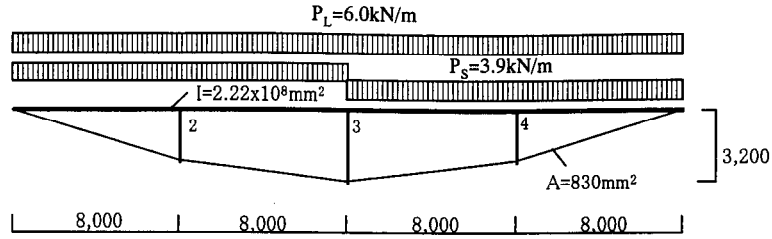


図 3.19 非線型数値解析結果と評価式との比較(n=4:張弦梁)

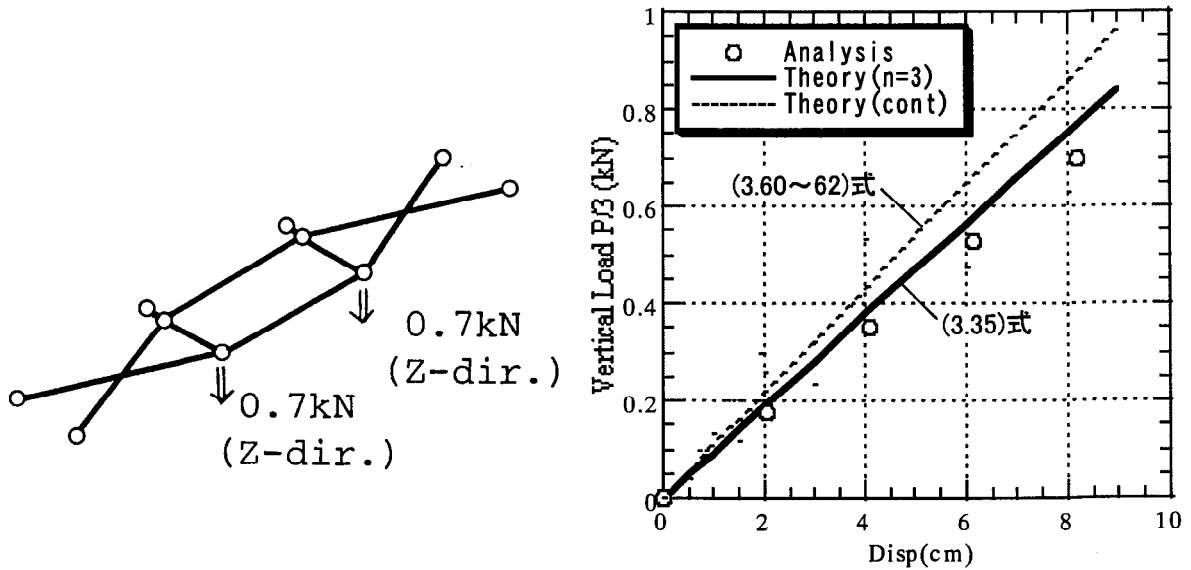


図 3.20 非線型数値解析結果と評価式との比較(n=3:面外変形)

荷重によりテンション材に初期張力が導入された後、短期(非対称)荷重を載荷した場合の変形を、評価式(3.30)と比較して(b)に示す。前記の理由により載荷前の変形が解析で大きくなっているが、そこから左右 1/4 点が非対称荷重によって変形する剛性は、評価式と良く一致している。

図 3.20 は $n=3$ のガラス支持架構の面外変形解析を行ったものである。前面がガラスに接続された対向放物線張弦要素の背面に、点検時の積載荷重(計 1.4kN)が働いた状態を想定している。初期張力は図 3.14 のケースと同様である。同図中、○が非線型数値解析による変形、実線が評価式(3.35)、破線が(3.60)~(3.62)によるものである。 $n=3$ による評価式(3.35)は解析結果とよく整合しており、連続理論の単純式(3.60)~(3.62)はやや高剛性側の値を与えている。

何れの場合も、各評価式は設計に使用し得る程度の精度を有しているものと考えられる。

3.2.4 実験による評価式の検証

引き続き、分割数 $n=3$ の対向放物線張弦要素を用いたガラス支持架構を実際に製作し、非対称荷重および面外荷重に対する剛性を載荷実験により求め、各評価式との比較を行う。試験体図を図 3.21、試験の様子を図 3.22 に示す。ガラス壁は幅 2,133mm、高さ 2,020mm のガラスパネルを横 3 列×縦 3 段に並べた 6.4m x 6.06 m の範囲の外周を鉄骨フレームで支持し、中央部で 2 段の放物線張弦要素を設け水平に面外方向に支持する。各ガラスパネルは DPG 金物によって隅部で点支持し、張弦要素の節点に接続する。各放物線張弦要素は $n=3$ のもので、構成は図 3.17 に示したものと同様である。張弦要素を構成するテンション材には、直径 13mm の PC 鋼棒を使用し、束材との接続は回転を許容する球座ナットをソケットで接合する第 1 章のタイプ(e)の接合部を使用する。接合部は、±5mm の長さ調整機能と、±3° の回転性能を有し、母材より高い耐力を有していることを確認した。

まず変形・耐力実験に先立ち、各張弦要素に 30kN の初期張力を導入するプロセスの妥当性を確認する(図 3.23)。初期張力の導入手順は、第 1 章で示した(c)の方法による。すなわち、

ステップ 1: 各部材を所定の位置で組み立てる。但し束材を最終位置より少し外側に広げて設置する。

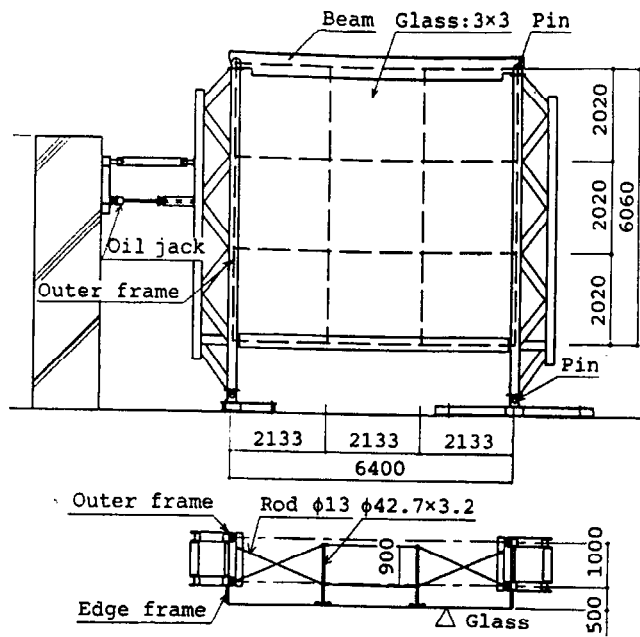


図 3.21 テンション支持ガラス壁実大実験装置

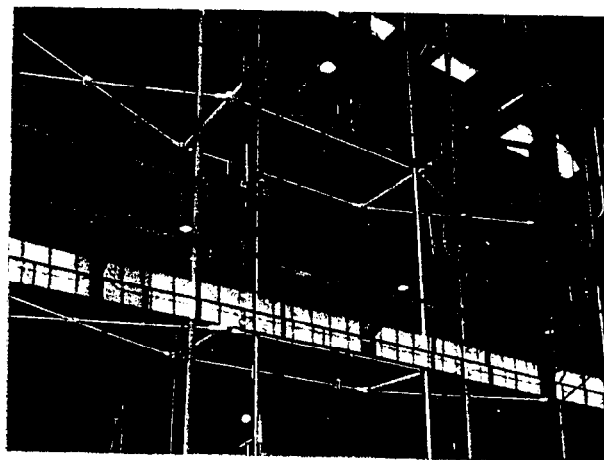
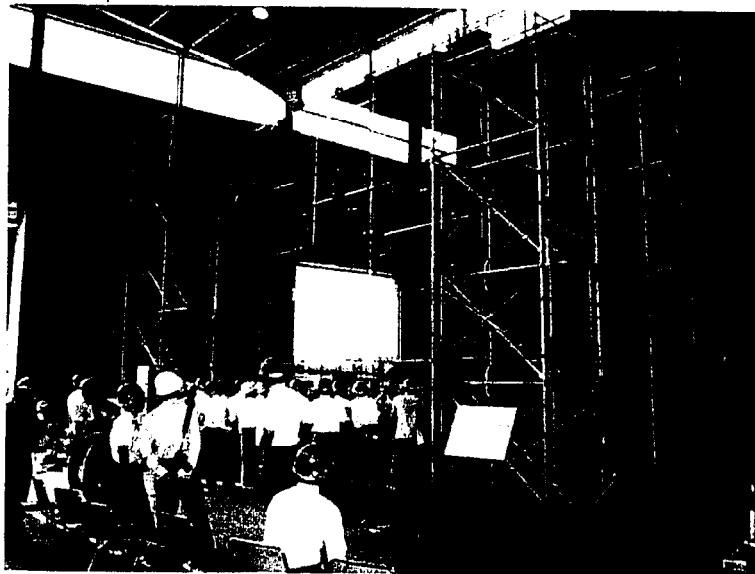
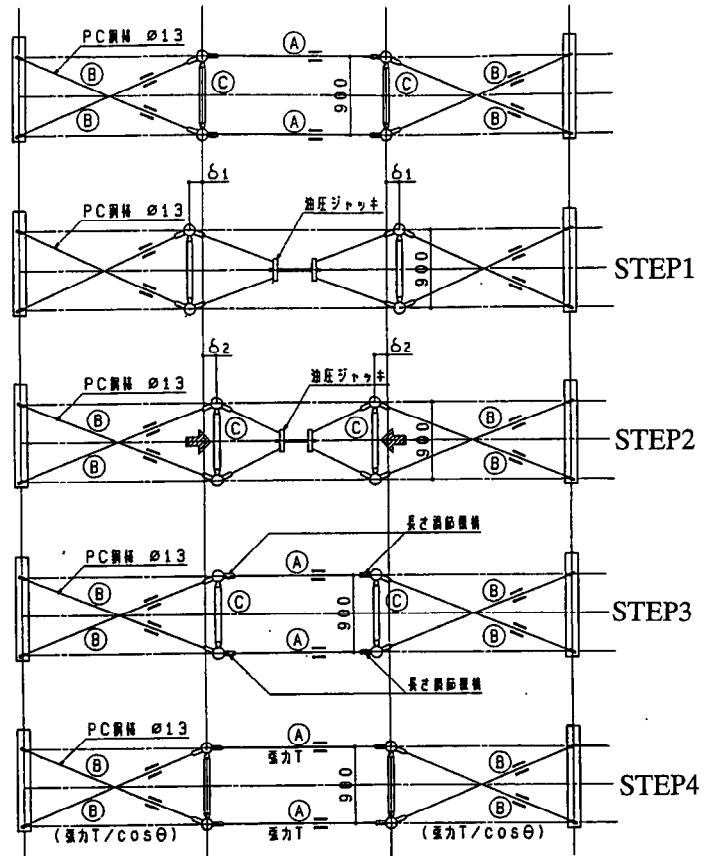
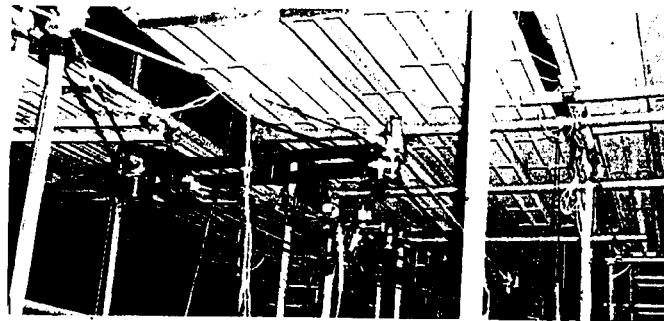


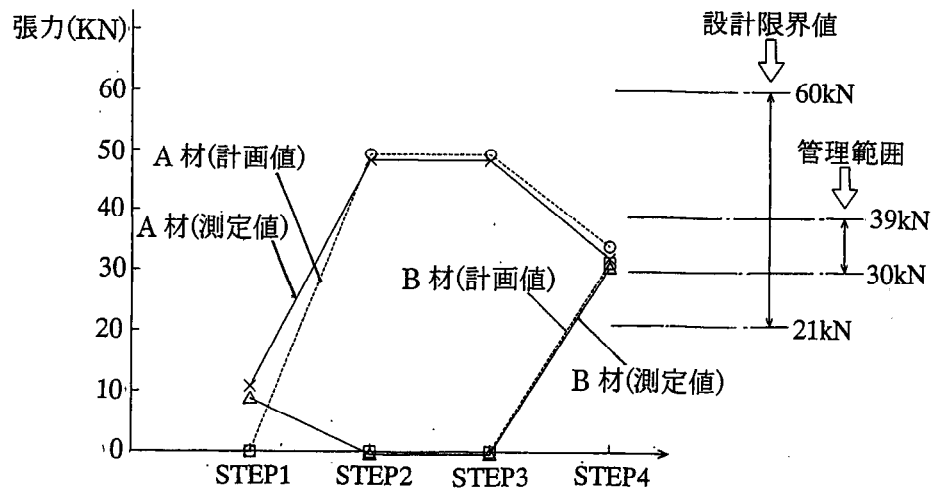
図 3.22 テンション支持ガラス壁実大実験状況



a) 張力導入手順



b) 張力導入状況



c) テンション材張力

図 3.23 初期張力導入実験

ステップ 2: 中央の区間にオイルジャッキを設置し、両束材を強制的に最終位置より内側に引張り込む。この時、中央のテンション材は弛緩し、両端のテンション材には最終の状態より高目の張力が入る。

ステップ 3: この状態で中央部テンション材両端の接合部長さ調整ソケットを締込み、弛緩を除去する。

ステップ 4: オイルジャッキの引き込み力を解除し、両端の張力を全体に再配分させる。この時、束材位置は外に戻り、最終位置でバランスする。

現実の初期張力導入は、あらかじめ束材の設置位置 δ_1 を計算しておき、引き込み力はジャッキの油圧により管理した。図 3.23 中に、各ステップにおける予定の張力値と、歪ゲージにより測定された実際の張力値を示す。初期組立て時の手締めによる張力が 10kN 程入った所からスタートする以外はほぼ予定通りのプロセスを経ており、張力管理範囲内に収まっている事がわかる。初期張力試験は 3 回にわたり繰り返し行ったが、得られた張力値に大きな変動はなく、安定した手法であることが確認された。

引き続き、ガラスをテンション材に取り付けた後、背面に錘をぶら下げることでより面外剛性実験を行った。実験時のテンション材張力は平行部で 42kN である。錘は各 10kg のものを 2 本の束材先端に同時に追加していき、各 30kg までの荷重を載荷すると共に変位を測定した。実験の様子および得られた荷重-変形関係を図 3.24 に示す。両端の区間におけるテンション材の交点は金物により接続されているため、式(3.40)による剛性値を理論値として同図中に示す。両者は良く一致しており、面外剛性式の妥当性は実験によっても確認できる。

最後に反力壁より各束材を背面に引張り、変形を測定することにより面外剛性実験を行った。加力は中央 4 点をすべて同時に引張る均等載荷と、片側のみ引張る片側載荷とを行った。荷重は風圧を想定し、 1.0kN/m^2 刻みで最大 4.0kN/m^2 までの加力を行った。試験治具および変形状況を図 3.25 に示す。片側載荷を均等載荷と非対称載荷の和と考え、式(3.9)(3.14)による理論剛性値と実験値を比較したものを同図中に示す。理論値に比べ非対称荷重に対する実験値の剛性が高いが、この差は剛性材として算入していないガラスパネルやシールの大変形に伴う面外・軸剛性によるものと考えられる。このような 2 次部材の影響は剛性を向上させる方向に働くことから、評価値は現実の下限值を示すものと考えられる。

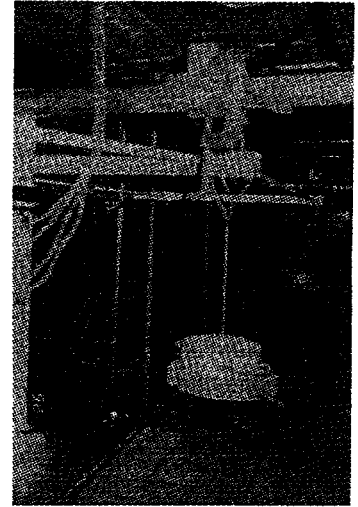
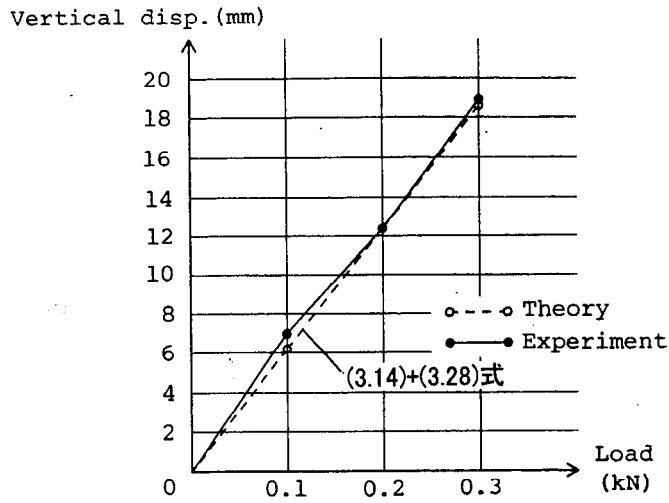


图 3.24 張弦面外(鉛直)載荷實驗結果

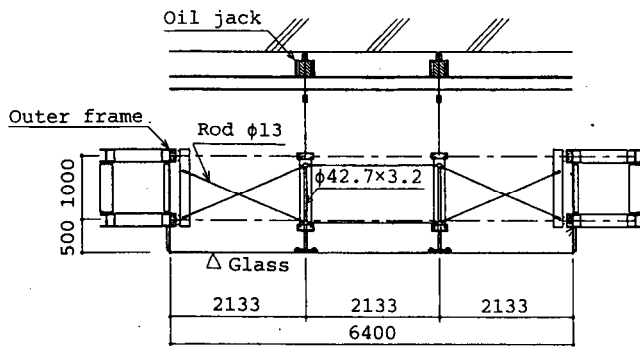


Fig. 17 Out-of-plane loading

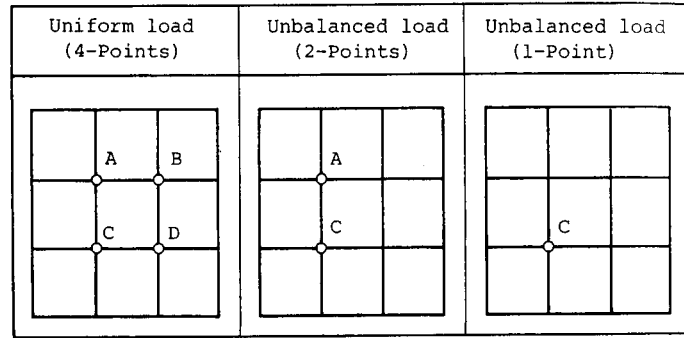


Fig. 18 Loading pattern

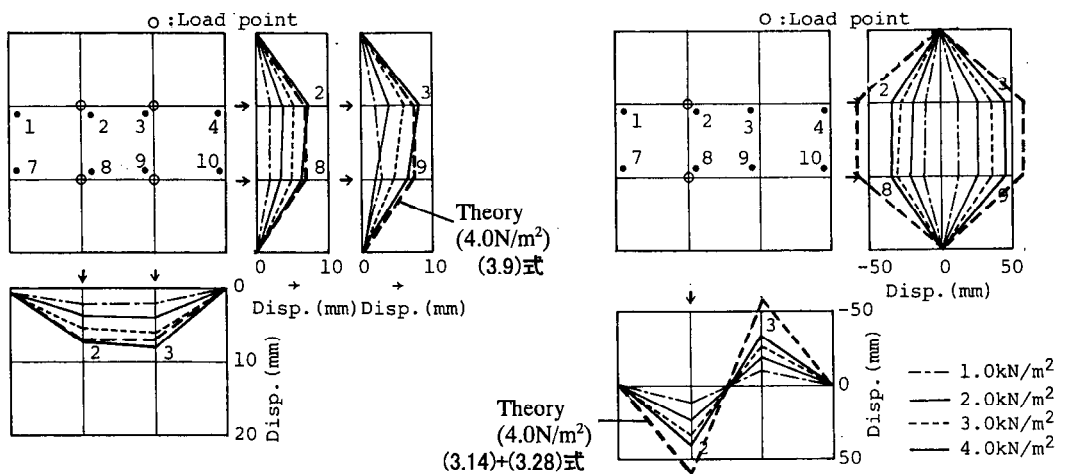


图 3.25 張弦面内(水平)載荷實驗結果

3.3 サブシステムの要求性能

3.3.1 サブシステムを用いた屋根架構の動的特性

前項にて得られた剛性および耐力評価式を用いて放物線張弦要素を用いた屋根構造の動的な構造性能についての評価を試みる。放物線張弦要素を用いた屋根構造の形式としては、図 3.26 に示すようなものが最も単純であり、実際の建物にも多くの適用例がある。3.2 で示したように、下弦材の面外安定性を確保する為には屋根が微少でも凸型であることが前提となるが、以下の検討においては単純化の為、直線状の上弦材を使用する。同図中、(a)は置き屋根形式の張弦梁であり、放物線状に配置された下弦のテンション材が鉛直均等荷重を受け持ち、上弦の梁はテンション材の反力による軸力と、局所的な曲げを受け持っている。初期張力は常時荷重により与えられ、それ以上の吹上げ力が加わった場合にはテンション材は張力を失い、屋根構造は上方に大きく変形する。

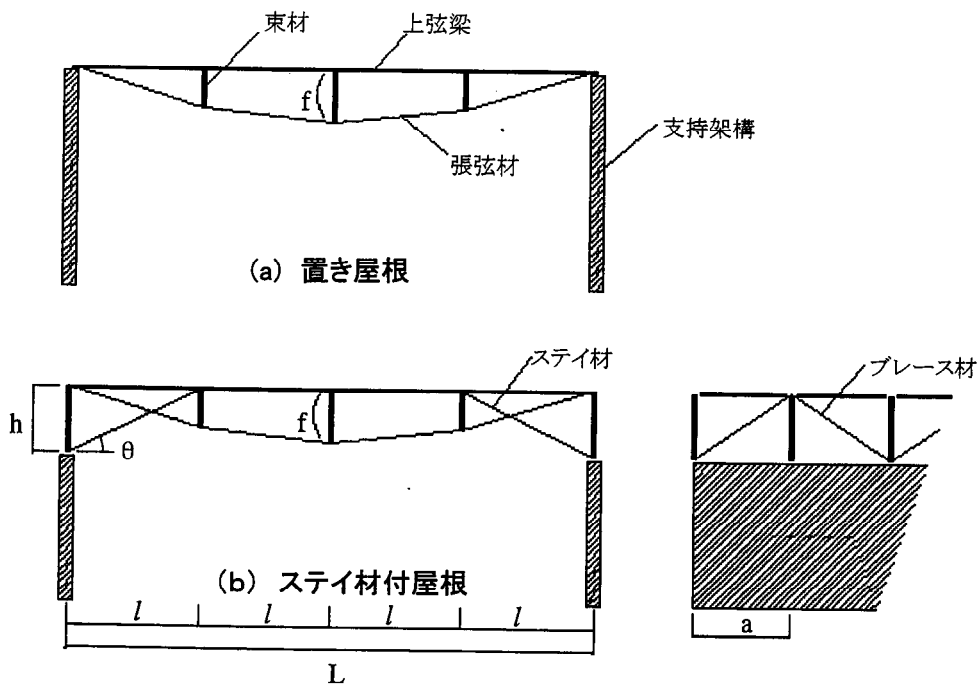


図 3.26 放物線張弦要素を用いた屋根架構

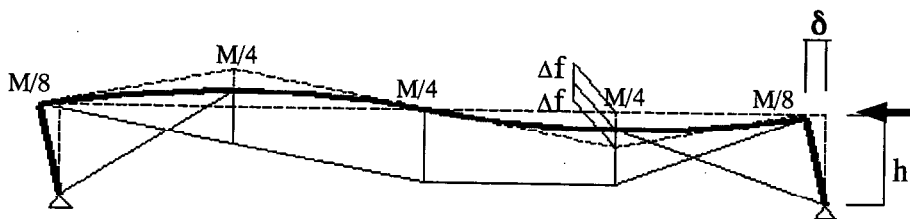


図 3.27 ステイ材付き張弦フレームの非対称変形モード

強風による吹上げ荷重が屋根仕上げを含む固定荷重を上回る場合には(b)に示すようにステイ材を配置した構造形式も多く用いられる。(b)に示した構造では、ステイ材は吹上げと共に水平荷重に対して抵抗する。(a)の構造形式は(b)の $h=0$ の場合と考えることができるため、(b)を基準に試設計を行い評価を試みる。本構造形式の直交方向はテンション材によるブレースを配置し水平安定性を確保した構造とする。

本構造に水平力が働いたときの変形モードを図 3.27 に示す。ステイ材の変形が 0 の場合には水平力 Q に対し、 $Qh/2l = P/2$ 、水平変形 δ に対し $\delta l = h\Delta f$ の関係が成り立つため、(3.30)式は下式のように表現できる。

$$\frac{Qh}{l} = \frac{K\delta l}{h} \quad \text{但し } K = \frac{768EI}{5(L/2)^3} + 32\frac{H}{L} = \frac{768EI}{5(L/2)^2} + 4\frac{P_L}{f} \quad (3.66)$$

これより張弦梁の非対称変形による水平剛性は、

$$K_{H1} = \frac{Q}{\delta} = K\left(\frac{l}{h}\right)^2 = K\left(\frac{L}{4h}\right)^2 \quad (3.67)$$

また、ステイ材の変形による水平剛性は、

$$K_{H2} = \frac{8EA_s \cos^3 \theta}{L} \quad \text{但し、} A_s \text{ はステイ材の断面積} \quad (3.68)$$

これより、水平剛性は下式で求められる。

$$K_H = \frac{1}{K_{H1} + K_{H2}} \quad (3.69)$$

K_{H1} と K_{H2} が同程度である場合には、変形モードは図 3.25 に示すように $\delta l = 2h\Delta f$ の関係となり、質点の鉛直振動を含む一次固有周期は下式で求められる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_H} \left[1 + \left(\frac{8h}{L} \right)^2 \right]} \quad M: \text{屋根全面の質量 (t)}, K_H (\text{kN/m}), L, H (\text{m}) \quad (3.70)$$

一方、一組の放物線張弦要素を組み合わせたガラス支持架構の非対称固有周期は下式で求められる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{ML}{32H}} \quad M: \text{壁全面の質量 (t)}, H: \text{初期張力和 (kN)}, L (\text{m}) \quad (3.71)$$

表 3.2 張弦屋根架構試設計例

表 3.1 ガラス支持架構
試設計例

		6.4mモデル	36mモデル	式
スパン	L	6.4	36	
節間	l	2.13	9	
間隔	a	2.02	8	
サグ	f	0.9	3.6	

テンション材(片側)		PC-φ13	Tie-φ40	
許容応力	(N/mm ²)	660	440	4fH/L (3.10)
断面積	(mm ²)	133	1256	
プレストレス	H/2(kN)	30	270	
	Q(kN)	17	108	
	N(kN)	34	291	
W (1.3)	CHK	0.39	0.29	(3.6)
	ΔT(kN)	7.5	234	
	ΔQ(kN)	4.2	94	
	N(kN)	43	543	
CHK				(3.10)

対称剛性 (kN/mm)		6.50	5.79	(3.9)
W (-1.3)	変形(mm)	3	65	
	変形/スパン	1/2476	1/557	

非対称剛性(kN/mm)		0.30	0.48	(3.25)
W (-0.65)	変形(mm)	28	390	
	変形/スパン	1/228	1/92	

壁面重量 (kN)		9.05	202	
対称周期 (sec)		0.07	0.37	
対称震度		0.30	0.30	
E (C ₀ =0.3)	ΔT(kN)	1.21	37.8	(3.6)
	N(kN)	35.8	332	(3.10)
	CHK	0.41	0.60	
E (C ₀ =0.3)	変形(mm)	0.42	10.44	
	変形/スパン	1/15330	1/3449	
非対称周期 (sec)		0.35	1.30	(3.71)

		16mモデル	32mモデル	48mモデル	式
スパン	L	16	32	48	
節間	l	4	8	6	
高さ	h	2	4	6	
桁スパン	a	6	6	6	
サグ	f	1.6	3.2	4.8	

		2H-150x150x7x10	2H-294x200x8x12	2H-390x300x10x16	
上弦梁					PL/8f ステイ間 吹上げ
断面積	(mm ²)	7930	14210	26640	
2次M	(mm ³)	3.24E+07	2.22E+08	7.58E+08	
断面係数	(mm ³)	4.32E+05	1.51E+06	3.88E+06	
細長比		63	64	36	
fc	(N/mm ²)	187	185	207	
D+L+S (1.9)	N(kN)	228	456	684	
	M(kNm)	22.8	91.2	51.3	
D-W (-0.3)	CHK	0.42	0.47	0.19	
	M(kNm)	14.4	57.6	129.6	
鋼材重量	(t/m2)	0.011	0.020	0.037	
張弦材		PC2-φ16	PC2-φ23	PC2-φ29	PL/8f 4fH/L √H ² +Q ²
許容応力	(N/mm ²)	660	660	660	
断面積	(mm ²)	400	830	1320	
上弦/下弦断面比		20	17	20	
D+L+S (1.9)	H(kN)	228	456	684	
	Q(kN)	91	182	274	
	N(kN)	246	491	737	
	CHK	0.21	0.28	0.28	
鋼材重量	(t/m2)	0.011	0.020	0.037	

対称剛性 (kN/mm)		2.08	2.15	2.28	(3.9)/2
D (1.0)	変形(mm)	46	89	126	PL/8f
	H(kN)	120	240	360	
	変形/スパン	1/182	1/189	1/200	
D+L+S (1.9)	変形(mm)	88	169	240	
	変形/スパン	1/182	1/189	1/200	
L+S (0.9)	変形(mm)	42	80	114	
	変形/スパン	1/384	1/399	1/423	
W (-1.3)	変形(mm)	-63	-146	-217	ステイ間 吹上げ
	変形/スパン	-1/255	-1/219	-1/221	

非対称剛性(kN/mm)		2.23	1.95	1.97	(3.30)
S (0.3)	変形(mm)	13	30	44	
	変形/スパン	1/1240	1/1081	1/1093	
W (-0.65)	変形(mm)	28	64	95	
	変形/スパン	1/572	1/499	1/504	

ステイ材		PC-φ9	PC-φ13	PC-φ16	
許容応力	(N/mm ²)	660	660	660	(3.67) (3.68) (3.69) (3.70) 75% 負担
断面積	(mm ²)	63	133	200	
下弦/ステイ断面比		6.35	6.24	6.60	
プレストレス	N(kN)	16	32	48	
	CHK	0.29	0.29	0.27	
水平剛性 (kN/mm)	K _{H1}	8.93	7.79	7.87	
	K _{H2}	4.62	4.88	4.89	
	K _H	3.05	3.00	3.02	
屋根重量	(kN)	96	192	288	
水平周期	(sec)	0.50	0.72	0.88	
水平震度		0.30	0.30	0.30	
D-W (-0.3)	N(kN)	24	48	72	
	CHK	0.29	0.29	0.27	
E (C ₀ =0.3)	N(kN)	16	32	48	
	CHK	0.78	0.74	0.74	
E (C ₀ =0.3)	変形(mm)	9.46	19.21	28.65	
	変形/高さ	1/211	1/208	1/209	
鉛直周期	(sec)	0.35	0.49	0.58	
鉛直震度		0.15	0.15	0.15	
	E (C ₀ =0.3)	変形(mm)	6.94	13.37	18.92
変形/スパン		1/2307	1/2393	1/2537	

ブレース材 (直交)		PC-φ9	PC-φ13	PC-φ16	
許容応力	(N/mm ²)	660	660	660	EAcos ² /a
断面積	(mm ²)	63	133	200	
プレストレス	N(kN)	15	35	61	
	CHK	0.20	0.20	0.47	
水平剛性	K _H	1.84	2.62	2.42	
水平周期	(sec)	0.32	0.38	0.49	
水平震度		0.30	0.30	0.30	
E (C ₀ =0.3)	N(kN)	15	35	61	
	CHK	0.20	0.20	0.47	
E (C ₀ =0.3)	変形(mm)	7.84	11.00	17.88	
	変形/高さ	1/255	1/364	1/336	

以上求められた評価式により、放物線張弦架構を幾つか試設計し、その構造特性を求める。ガラス支持架構については前項で設定した 6.4m モデルと 36m モデルの 2 ケースについて、張弦屋根架構についてはスパン 16m、32m、48m の 3 ケースについて試設計を行い、設定された部材および各評価式により計算された構造特性から動的特性を分析する。設計に用いる荷重は自重に加え地震・風・雪の 3 ケースとし、太平洋沿岸の都市を想定してそのレベルを設定する。具体的にはレベル 1 を再現期間 50 年期待値、レベル 2 を再現期間 500 年期待値とし、各荷重の再現期間をおおむねそろえて設計を行う。荷重指針⁸⁾等の指標を参考に、下記の値を使用する。

a) 風荷重

レベル 1(50 年)：設計風速 $U_H = U_0 E_H R = 40 \times 0.9 \times 0.9 = 32\text{m/s}$

$$q_H = 0.5 \rho U_H^2 = 0.5 \times 0.00125 \times 32^2 = 0.65\text{kN/m}^2$$

ガスト係数 $G_{pe} = 2.0$

風力係数 $C_{pe} = -0.5$ (吹上げ) $\rightarrow -0.65\text{ kN/m}^2$ (全面)

$C_{pe} = -1.0$ (吹上げ) $\rightarrow -1.30\text{ kN/m}^2$ (半面)

レベル 2(500 年)：再現期間換算 $R = [0.54 + 0.1 \ln(500)] / [0.54 + 0.1 \ln(50)] = 1.24$

従って、レベル 2 はレベル 1 の $R^2 = 1.54$ 倍

b) 地震荷重

レベル 1(50 年)：地表加速度 120cm/s^2 (換算 $C_0 = 0.3$)として設定

レベル 2(500 年)：再現期間換算 $R = (500/50)^{0.54} = 3.5$ より

地表加速度 400 cm/s^2 (換算 $C_0 = 1.0$)として設定

従って、レベル 2 はレベル 1 の $R = 3.5$ 倍

c) 雪荷重

レベル 1(50 年)：設計雪荷重 $S_0 = d_0 \times R \times p \times C_e$

$$= 25\text{cm} \times 0.9 \times 0.027 \times 1.0 = 0.60\text{kN/m}^2$$

レベル 2(500 年)：再現期間換算 $R = [0.40 + 0.13 \ln(500)] / [0.40 + 0.13 \ln(50)] = 1.33$

従って、レベル 2 はレベル 1 の $R = 1.33$ 倍

なお屋根自重は構造・仕上げ込みで 1.0 kN/m^2 (ガラス壁は 0.7 kN/m^2)と仮定した。

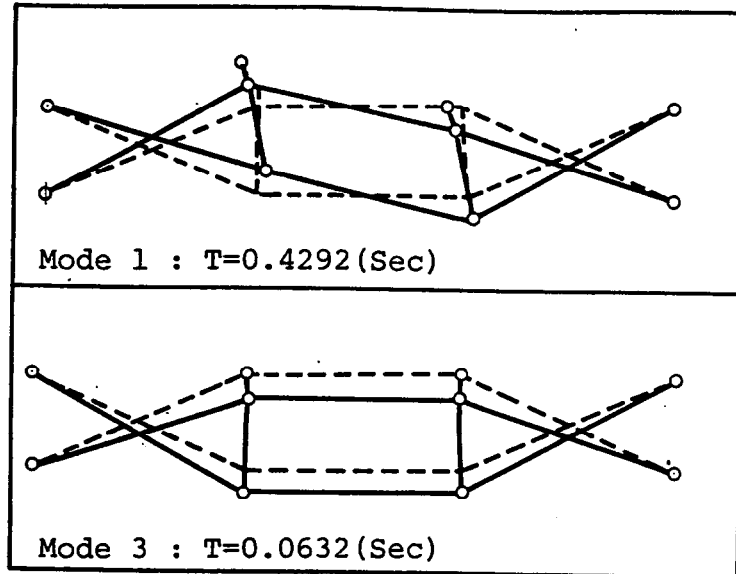


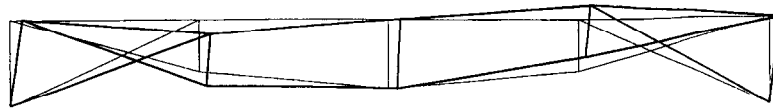
図 3.28 ガラス支持架構(n=3)の固有値解析結果

以上の荷重組み合わせに対し、レベル 1 で各部材が許容応力以下となると共に、スパンに対する鉛直変形、 h に対する水平変形が $1/200$ 以下となるよう部材設定を行った。また、今まで得られた評価式を用い、各モデルにおける対称・非対称剛性、対称・非対称周期および各部材応力を算出した。計算結果をガラス支持架構に付いて表 3.1 に、張弦屋根架構について表 3.2 にまとめて示す。

この内、得られた動的特性評価値の妥当性を確認するため、各モデルに対して固有値解析を行い、比較検討する。

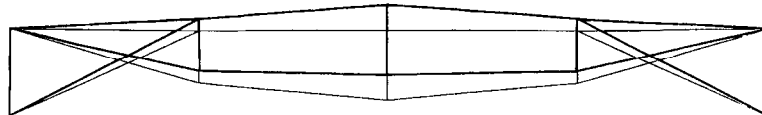
図 3.28 はガラス支持架構 $n=3$ のモデルについて固有値解析を行った結果である。1 次モードは非対称振動となっており周期約 0.4 秒、2 次モードは対称振動となっており周期約 0.06 秒となっている。これらの値は(3.71)式により求められ、表 3.1 に示された値（非対称 0.35 秒、対称 0.07 秒）と良い対応を示している。

また、スパン 16m、32m、48m の張弦屋根モデル(高さ/スパン比 0.125)において固有値解析および振動解析を行った結果をモデルごとに図 3.29、3.30、3.31 および表 3.3 に示す。それぞれ固有値解析は 3 次までの固有周期、固有モード、振動解析は水平地動 400cm/s^2 のステップ荷重、ELCENTO 波、BCJ-L1 波(人工地震波)を与え、この時の時刻歴解析を同図中に示す。振動解析における構造減衰は $h=0.02$ 、 0.10 の 2 種類とする。

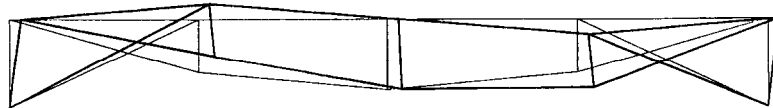


1次モード ($T_1 = 0.49 \text{ sec}$)

↑ 評価式 0.50sec



2次モード ($T_2 = 0.33 \text{ sec}$)



3次モード ($T_3 = 0.17 \text{ sec}$)

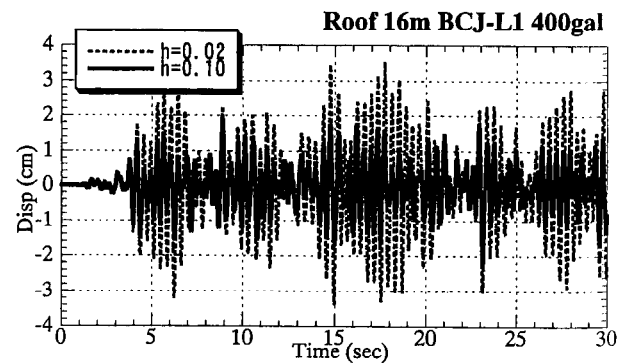
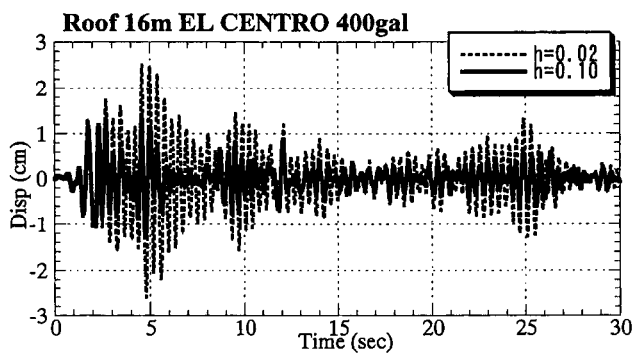
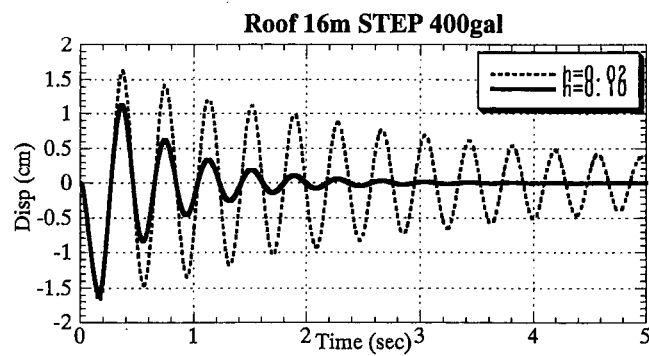
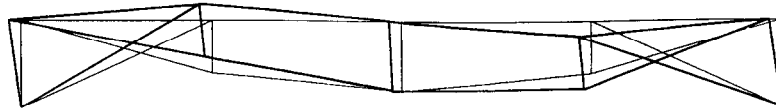
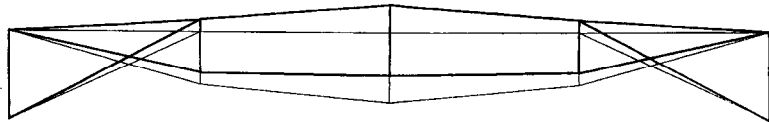


図 3.29 張弦屋根(16mモデル)固有値・振動解析結果

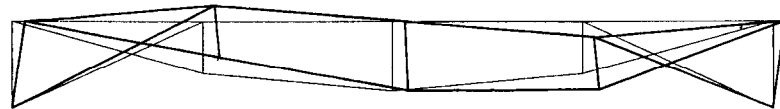


1次モード ($T_1 = 0.72 \text{ sec}$)

↑評価式 0.72sec



2次モード ($T_2 = 0.47 \text{ sec}$)



3次モード ($T_3 = 0.25 \text{ sec}$)

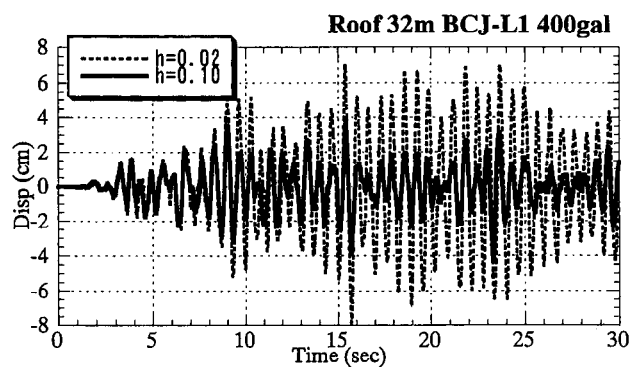
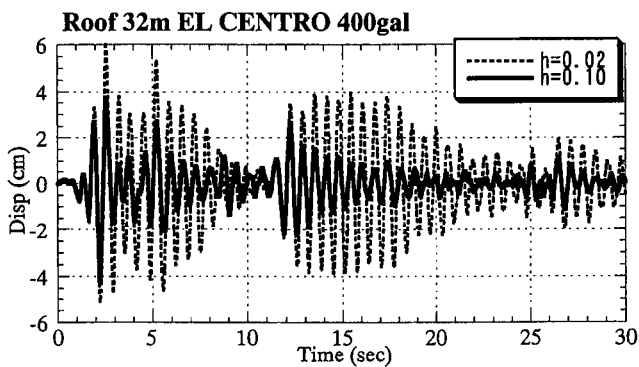
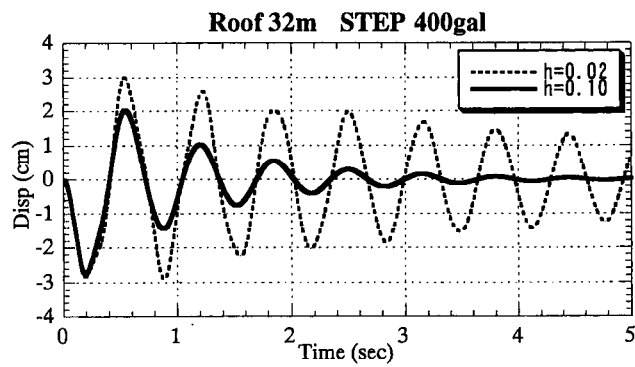
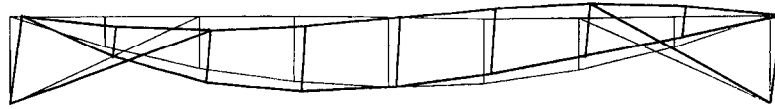


図 3.30 張弦屋根(32m モデル)固有値・振動解析結果

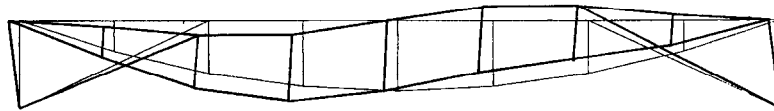


1次モード ($T_1 = 0.88 \text{ sec}$)

↑評価式 0.88sec



2次モード ($T_2 = 0.56 \text{ sec}$)



3次モード ($T_3 = 0.30 \text{ sec}$)

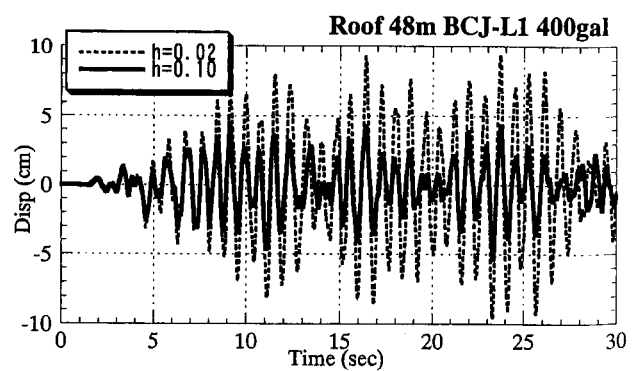
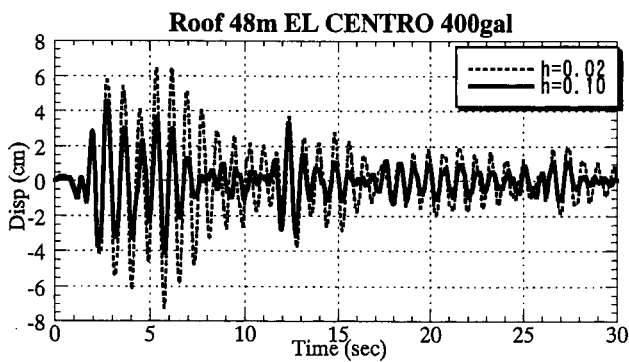
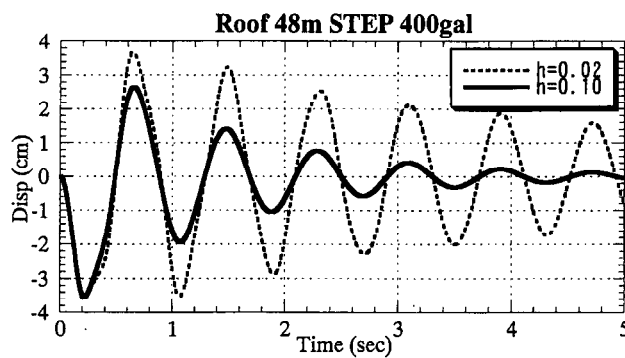


図 3.31 張弦屋根(48m モデル)固有値・振動解析結果

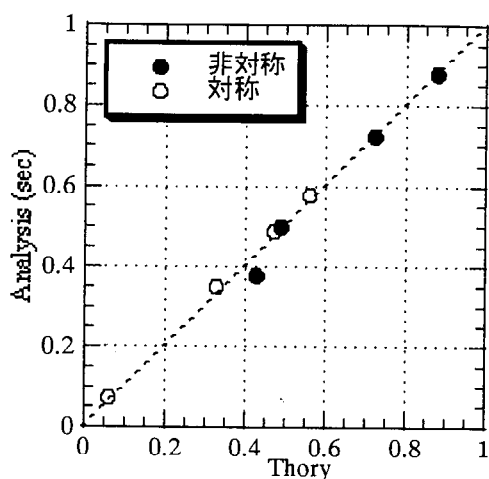


図 3.32 周期評価式と解析の比較

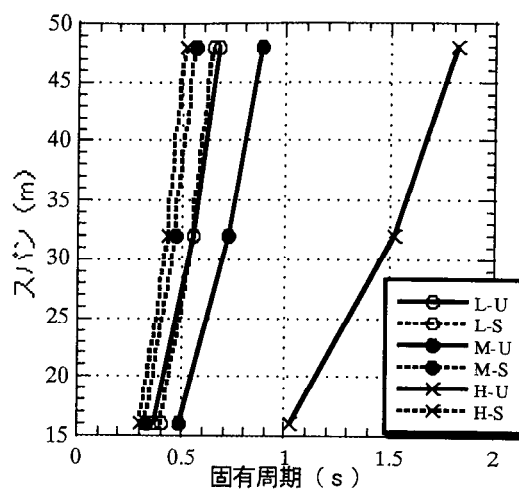


図 3.33 張弦屋根架構の固有周期

表 3.3 張弦屋根モデルの地震波時刻歴応答結果

屋根16mモデル									
Acc. (cm/s ²)	h	EL CENTRO NS				BCJ-L1			
		Shear(kN)	(C ₀)	d(cm)	N(kN)	Shear(kN)	(C ₀)	d(cm)	N(kN)
120	0.02	24.5	(0.25)	0.8	11	34.1	(0.36)	1.1	15
400	0.02	81.5	(0.85)	2.5	35	113.7	(1.18)	3.5	49
	0.10	43.1	(0.45)	1.4	19	65.4	(0.68)	1.9	29
屋根32mモデル									
Acc. (cm/s ²)	h	EL CENTRO NS				BCJ-L1			
		Shear(kN)	(C ₀)	d(cm)	N(kN)	Shear(kN)	(C ₀)	d(cm)	N(kN)
120	0.02	59	(0.30)	1.8	27	62	(0.32)	2.4	38
400	0.02	195	(1.02)	6.0	89	205	(1.07)	7.9	127
	0.10	102	(0.53)	3.7	52	98	(0.51)	3.9	59
屋根48mモデル									
Acc. (cm/s ²)	h	EL CENTRO NS				BCJ-L1			
		Shear(kN)	(C ₀)	d(cm)	N(kN)	Shear(kN)	(C ₀)	d(cm)	N(kN)
120	0.02	49	(0.17)	2.2	23	80	(0.28)	2.9	37
400	0.02	162	(0.56)	7.2	77	265	(0.92)	9.6	123
	0.10	109	(0.38)	4.6	55	129	(0.45)	5.3	63

各図を見ると、ガラス支持架構と同様に、1次モードは共通して張弦要素の非対称モード、2次モードは対称モード、3次モードはステイ材の伸びによるスエイモードとなっている。それぞれの1次モード固有周期は(3.70)式により計算された表3.2中の水平周期と良い対応を示している。非対称モードの評価式と固有値解析結果との比較をガラス支持架構と合わせて図3.32に示す。さらに、同様の

解析を高さ／スパン比を 0、0.375 のタイプに付いても行ない、対称・非対称固有周期を整理したものを図 3.33 に示す。同図中、L が立ち上がりの無いタイプ ($h/L=0$)、M が標準($h/L=0.125$)、H が高いタイプ($h/L=0.375$)であり、U が非対称モード、S が対称モードを示す。図 3.33 を見ると、 $h/L=0$ のケースで、対称・非対称モード周期が拮抗しているが、おおむねすべての範囲で非対称モードが 1 次となっている。高さが増すに連れて非対称周期は増大するが、 $h/L=0.375$ のタイプを除き 1 秒以下の短周期構造物であることがわかる。

3.3.2 テンション構造システムに要求される性能項目

以上の試設計において得られたサイズの異なるガラス支持架構、張弦屋根架構について、風・地震などの動的外乱を対象とした要求性能について考える。

1) テンション材および接合部に働く応力レベル

表 3.1～2 で設定した各試設計における各テンション材の初期応力および最大応力と材許容応力との関係を、第 2 章における実建物適用設計例の 5 ケースと合わせて表 3.4 および図 3.34 に整理する。同図より、テンション材の初期張力は材許容応力のおよそ 25～50%、最大応力は 50～100% の間に分布している事が分かる。これはテンション材に許容応力の約半分弱の初期張力が与えられ、強風や地震外乱による変動軸力に対し、0～許容軸力間の範囲で抵抗する設計が典型的となることを示している。従って、テンション材および接合部の疲労性能を論じる場合には、0～許容軸力間の振幅が基本となると考えられる。

この振幅は、400Mpa～700Mpa に達し、テンション材に関しては交通振動がクリティカルになる橋梁や機械構造物・コンクリート構造物に挿入されるプレストレス材における疲労振幅として対象とされる 100～150Mpa に比べかなり大きい。従って、露出仕様のテンション材は、従来橋梁やプレストレス材で用いられてきたような疲労限度以下に抑える低応力振幅設計でなく、風・地震の限られた回数の自然外乱に対する、大応力振幅の疲労性能設計が求められることになる。

2) 張弦屋根架構の耐風安定性

次に、張弦屋根架構の強風下の空力安定性について考える。荷重指針・同解

説によると、フラットな屋根架構の空力不安定性が問題になる条件式として、下3式を与えている。

$$\frac{m}{\rho L} < 3 \quad \text{但し } \rho : \text{空気密度} \quad (3.72)$$

$$\frac{U_H}{n_{a1} L} > 1.0 \quad \text{但し } U_H : \text{設計風速(mm/s)}, \quad n_{a1} : \text{非対称モード振動数(Hz)} \quad (3.73)$$

$$I_H < 0.15 \quad \text{但し } I_H : \text{風の乱れ強さ} \quad (3.74)$$

試設計を行った3ケースの張弦屋根について、建物の構造特性に関わる(3.72)、(3.73)の2条件に対する関係を●で図3.35中に示す。また、同条件で設計した立体トラス梁を屋根の特性を○で同図中に示す。右上に位置する空力不安定領域に対し、トラス梁構造は十分な剛性を有しているが、張弦屋根構造は非対称剛性が低く、設計条件によっては空力不安定領域に入る可能性がある。従って、特にスパン・高さの比較的大きな張弦屋根要素に関しては、空力不安定性の確認が必要となる。上記条件式には減衰の影響が考慮されていないが、減衰の向上によって、空力不安定振動を回避する手法も有効と考えられる。

3) 地震外乱に対するテンション材の要求性能

設計された張弦屋根の各試設計に対し、再現期間50年(レベル1)の地震外乱を与えたときの振動応答を図3.36中にX印として示す。外乱としては前節で求めたEL CENTRO NS波およびBCJ-L1波を地表加速度 120cm/sec^2 に対する応答値を使用し、減衰は $h=0.02$ としている。同レベルの設計用加速度スペクトルを我が国の建築基準法許容応力度設計法Rt曲線(第2種地盤)を元に実線で示す。各応答値は設計用加速度スペクトルの周囲にばらついている。これに対し各テンション材の許容耐力レベルを同図中に○印で示す。各ケースにおいてテンション材はレベル1の地震入力に対し、1.5倍～2倍程度の余裕率を有していることがわかる。

次に、同じモデルに対し、再現期間500年(レベル2：地表加速度 400cm/sec^2)

表 3.4 各テンション材の設計応力

部位	建物	テンション材			軸力(kN)			応力(N/mm ²)		チェック値
		ケース	径	短期許容応力度(N/mm ²)	初期張力	風(50年)	地震(50年)	初期張力	短期(50年)	
張弦材	2.4.3 検討事例	1	32	630	149	223	—	185	277	0.44
		2	13	650	30	50	—	226	377	0.58
		3	19	650	63	120	—	222	423	0.65
		4	13	650	25	43	—	188	324	0.50
		5	52	440	323	421	—	152	198	0.45
	ガラス6.4m	6	13	660	34	43	—	256	324	0.49
	ガラス36m	7	40	440	291	543	—	232	432	0.98
	屋根16m	8	16	650	129	246	—	322	612	0.94
	屋根32m	9	23	650	258	491	—	311	591	0.91
	屋根48m	10	29	650	388	737	—	294	558	0.86
ステイ材	屋根16m	11	9	650	16	40	32	252	629	0.98
	屋根32m	12	13	650	32	80	64	241	603	0.93
	屋根48m	13	16	650	48	120	96	239	597	0.93
ブレース材	屋根16m	14	9	650	15	30	30	236	472	0.74
	屋根32m	15	13	650	35	70	70	264	528	0.81
	屋根48m	16	16	650	61	122	122	304	607	0.93

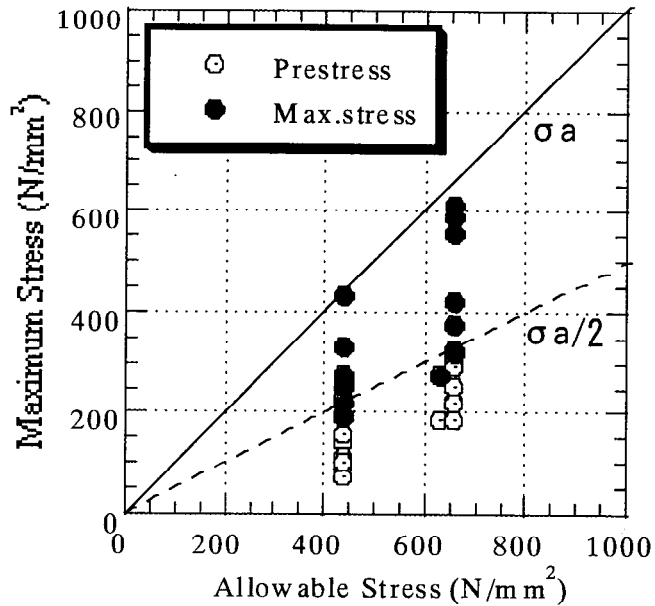


図 3.34 テンション材の設計応力振幅

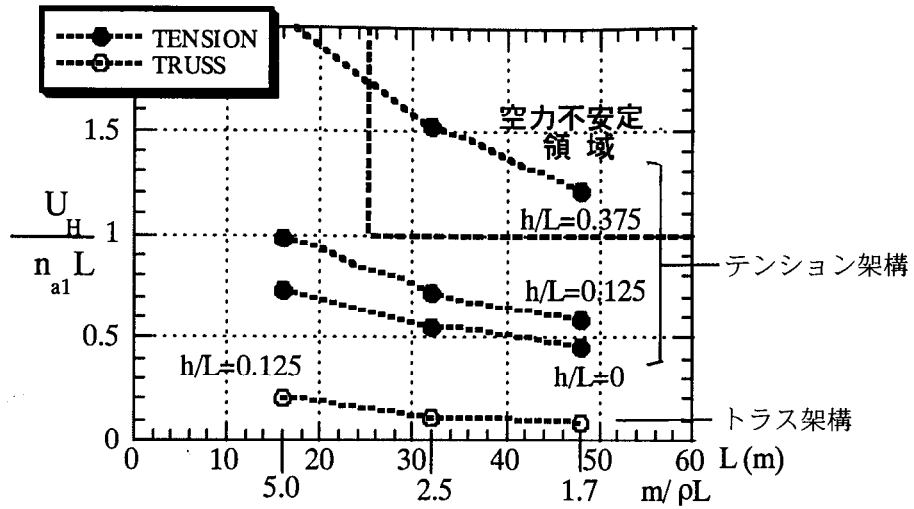


図 3.35 風荷重に対する空力安定性

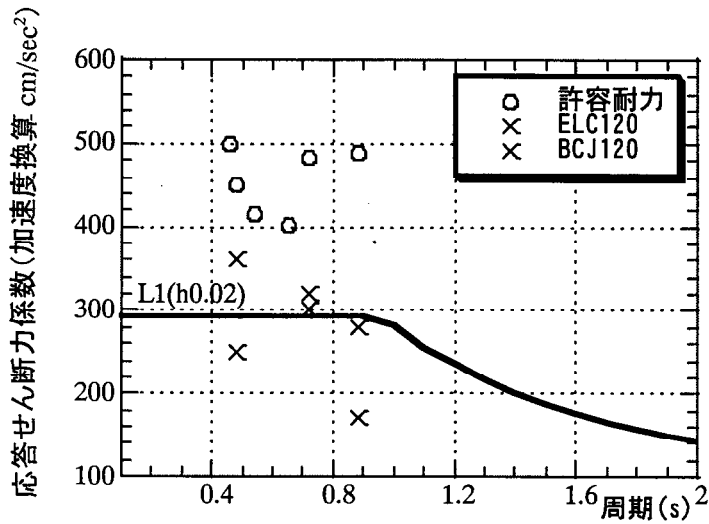


図 3.36 地震外乱(レベル1)に対するテンション材応力

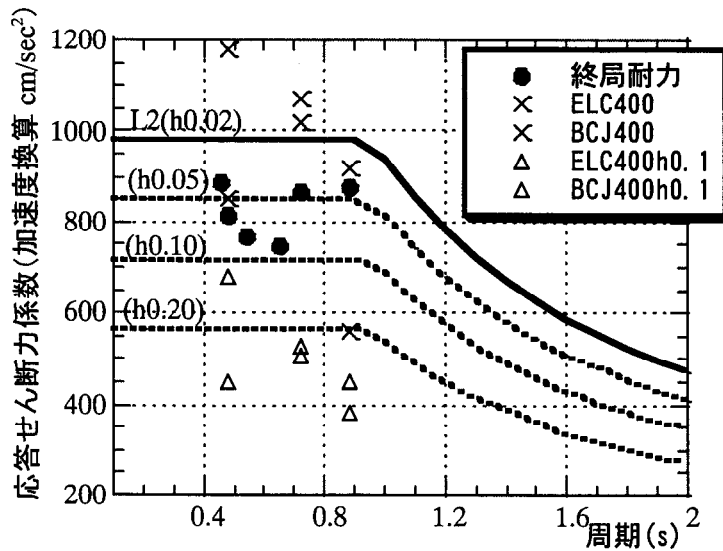


図 3.37 地震外乱(レベル2)に対するテンション材応力

の地震外乱を与えたときの振動応答を図 3.37 に示す。各モデルの解析応答値(X印)および同レベルの設計用加速度スペクトル(実線)は、レベル 1 で余裕を持って設計された終局耐力(●印)を上回っている。従って、各テンション材はレベル 2 入力に対しては終局耐力を越えてしまうことを示している。最大応力度を終局耐力以下に収めるためにはテンション材の塑性化または付加減衰により 0.6~0.5 程度の応答低減を達成する必要が有る。

付加減衰による応答低減率を

$$a_h = a_0 \frac{\sqrt{1+25h_0}}{\sqrt{1+25h}} \quad (3.75)$$

で表わすと¹⁰⁾¹¹⁾、低減率 0.6~0.5 を実現するための付加減衰は 7~12%にあたる。

一方、秋山ら¹²⁾は部材の塑性化による低減率を下式で表現している。

$$D_a = \frac{1}{\sqrt{1+2\eta}} \quad (3.76)$$

ここに η は累積塑性率である。ターンバックルによる崩壊の場合、架構の復元力特性はスリップ型となり、累積塑性変形倍率と最大塑性率 μ との間にほぼ下式が成り立つ。

$$\eta = 2(\mu - 1) \quad (3.77)$$

これより、等価減衰 7~12%に当たる塑性率は 1.5~1.8 となる。ただし上式は変位履歴が正負均等である条件から導かれているため、倍程度の安全率を見込むことが望ましい。架構の崩壊系を構成するテンションの伸び能力より計算される限界塑性率が、上記の値を満足できない場合には、性能の確認された付加減衰機構(ダンパー)などにより減衰の不足分を補うことが必要となる。

図 3.37 中に構造減衰を $h=0.10$ 与えたときの解析応答値を△印で、 $h=0.05, 0.10, 0.20$ 与えたときの設計用加速度スペクトルを、式(3.75)に従い破線で示す。

これらの値と終局耐力の関係を見ると、テンション構造の塑性化または付加減衰により 10%程度の付加減衰が確保できれば、これらの構造はレベル 2 の外乱にも耐えうるということがわかる。

以上、テンションサブシステムとしての放物線張弦要素に求められる動的要求性

能として、以下のような性能項目が挙げられる。(図 3.38)

- 1) 風外乱に対する応答が卓越するガラス支持材では、レベル 2 / レベル 1 の入力比が 1.5 程度となり、許容耐力に対し同比以上の終局耐力が要求される。また、レベル 1 の風外乱に対する入力振幅は、0 ~ 許容耐力限にわたる大振幅となるため、これらの大振幅繰返し荷重に対するテンション材および接合部の疲労性能が要求される。
- 2) 風外乱・雪荷重が卓越する張弦屋根支持材でも、雪荷重のレベル 2 / レベル 1 の入力比が 1.3 程度であるため、風荷重と合わせ許容耐力に対し 1.5 程度以上の終局耐力が要求される。また、風外乱に対する入力振幅は同様に 0 ~ 許容耐力限にわたる大振幅となり、これらの大振幅繰返し荷重に対するテンション材および接合部の疲労性能が要求される。また、スパンが大きい場合には吊り構造と同様に強風時の共振現象の発生可能性が生じるが、減衰を付加することができれば制御の可能性が有ると考えられる。

ステイ材など、地震外乱を受けるテンション材に付いては、風・雪荷重に比べてレベル 2 / レベル 1 の入力比が 3.5 程度と高いため、テンション材および接合部は終局耐力だけでなく、塑性変形能力の確保が求められる。更にテンション架構の塑性メカニズム時の設計の複雑さを考えると、何らかの付加減衰機能を構造に加えることが望ましい。

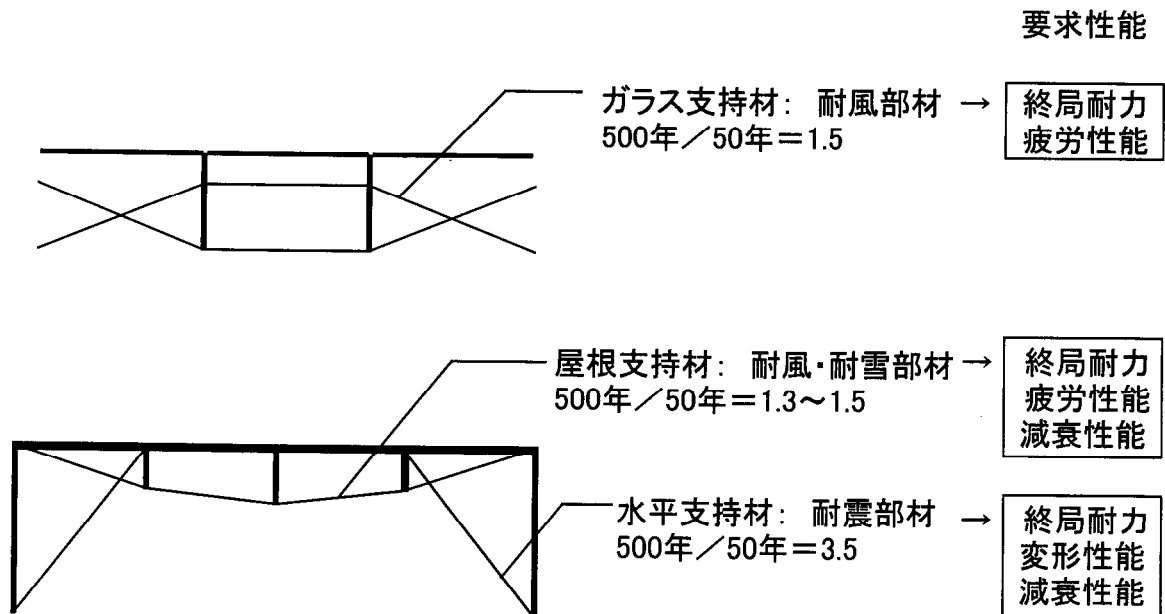


図 3.38 各荷重に対するテンション材の要求性能項目

3.4 まとめ

以上の検討により、以下の知見が得られた。

1. テンション構造のサブシステムとしての放物線張弦要素は、均等荷重に対してはテンション材自身の軸剛性で抵抗するが、非対称荷重荷重に対しては、初期張力 H /全長 L に比例した剛性を有する。剛性評価式は分割数により変化するが、おおむね下式で評価できる。

$$P = 32 \left(\frac{H}{L} \right) \Delta f$$

2. さらに、非対称荷重に対する変形が進行するに伴いテンション材に発生する付加軸力を評価し、非線型項は下式を上式に代入することにより得られる。

$$H = H_0 + \frac{64EA}{3} \left(\frac{\Delta f}{L} \right)^2$$

3. 面外荷重に対する初期剛性は、やはり初期張力 H と束材・テンション定着部間距離 x に比例し、下式でおおむね評価できる。

$${}_0K = {}_0K_A + {}_1K_B \left(\frac{x + (1/3)f}{x + (2/3)f} \right)$$

$${}_0K_A = \frac{P}{\delta} = \frac{8Hx}{L(x + 2/3 f)}$$

$${}_1K_B = \frac{P}{\delta} = \frac{8Hx}{L(x + 1/3 f)}$$

また、安全側の評価式として、下式が使用できる。

$${}_0K = \frac{18H}{L} \left(\frac{x}{x + f} \right)$$

4. 張弦屋根の非対称剛性も同様の考え方により、下式で表現できる。

$$\begin{aligned} K &= \frac{P_s}{\Delta f} = \frac{768EI}{5(L/2)^3} + 32 \frac{H}{L} \\ &= \frac{768EI}{5(L/2)^3} + 4 \frac{P_L}{f} \end{aligned}$$

これらの評価式を利用することにより、幾何非線形性剛性を陽な形で表現でき、固有値計算や振動応答解析などの動的特性を、幾何非線型解析を行うこと無く評価することが可能になる。

5. 上記の評価式は、解析・実験結果とも良く一致しており、構造計画・設計に利用できる精度を有していることが確認された。
6. 6m～36m のガラス支持架構、16m～48m の張弦屋根架構について、試設計を行い分析した結果、サブシステムを構成するテンション部材および接合部に要求される動的性能として、以下のような項目が重要であることが明らかになった。
 - a) 許容耐力に対する終局耐力余裕度の確認
 - b) 張力 0～許容耐力の大振幅に対する疲労性能の確認
 - c) 塑性化後の破壊性状および変形性能の確認
 - d) 振動制御を目的とした付加減衰機構の可能性検討

第3章の参考文献

- 1) 日本鋼構造協会：吊構造、1975
- 2) 日本建築学会：ケーブル構造設計指針、1994
- 3) 岡田章：張弦梁構造の構造計画に関する研究(学位論文)、1999.11
- 4) P.Rice、H.Dutton：Le Verre Structurel, Le Moniteur, 1990
- 5) T.Takeuchi, H.Kitamura, K.Higuchi, M.Iwata: A Basic Study on the Tensile Rod Supported Glazing, SEIKEN-IASS Int. Sympo. Proc. 1993(Tokyo)
- 6) 佐藤明憲、和久井智、船岡努、為広尚起：テンショントラスで支持された DPG 構法の研究(その 2 テンショントラスの実大実験／水平偏心荷重・鉛直荷重)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1995.8
- 7) 竹内徹、岩田衛、和田章：放物線張弦要素の剛性評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、2000.9
- 8) 日本建築学会：荷重指針・同解説
- 9) 藤本盛久、和田章、白方和彦、小杉立：筋違付鉄骨ラーメンの弾塑性解析に関する研究、日本建築学会論文報告集、No.209、1973.7
- 10) 日本建築学会：免震構造設計指針、1989
- 11) 日本構造技術者協会：応答制御構造設計法、2000.12
- 12) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂、1999.11

第 4 章

サブシステムを構成する部品要素の構造性能

第4章 サブシステムを構成する部品要素の構造性能

4.1 はじめに

第1章で述べたように、ケーブルやロッド(鋼棒)を用いたテンション構造の設計は現在まで幾何非線形問題を含め静的許容応力度設計によることが一般的であったが、その動的性能についての議論も近年徐々に行われるようになってきている。これらの構造は不静定次数の低さ、使用鋼材の高強度化、接合部の回転変形の大きさなどの特性を有していることが第2章で、動的性能を論じる前段階としてまず地震・強風等の外乱を想定した構成要素の終局耐力および疲労性能の把握が必要であることが第3章で示された。

第2章で述べたように、テンション材の内、ケーブル材については、吊橋を中心とする多くの研究成果により、その終局・疲労性状に関する豊富な知見が得られている¹⁾。しかしながら近年テンション材として多用されるようになった高張力鋼棒については、これらの部材が本来コンクリートのプレストレス用や土止め構造物用に開発されてきたものであるため、確認されている性能が建築のテンション構造で要求される条件と必ずしも一致したものになっていない。図4.1に示したようなピンを用いた汎用的な接合部形式を想定し、以下に得られている知見を整理するとともに、設計上の問題点を示す。

1) 鋼棒及び定着ネジ部の性能

プレストレス材や締結ボルトとして使用される高張力鋼棒は、疲労限度以下の低応力レベルに対し設計するため、現在得られている疲労性能の変動応力振幅は高くとも100~150MPaの範囲となっている²⁾⁻⁵⁾。一方、3章での分析で明らかになったように、長期許容応力度分の初期張力を有し、短期許容応力度限界から圧縮に転じるまでの範囲で設計されるテンション材においては設計上、最大振幅応力は400~700MPaに達する。

高張力ネジの低応力振幅領域の疲労特性においては、辻岡らの研究⁴⁾によってボルトの公称径や応力比(ボルト軸力の下限值と上限値との比)によって疲労

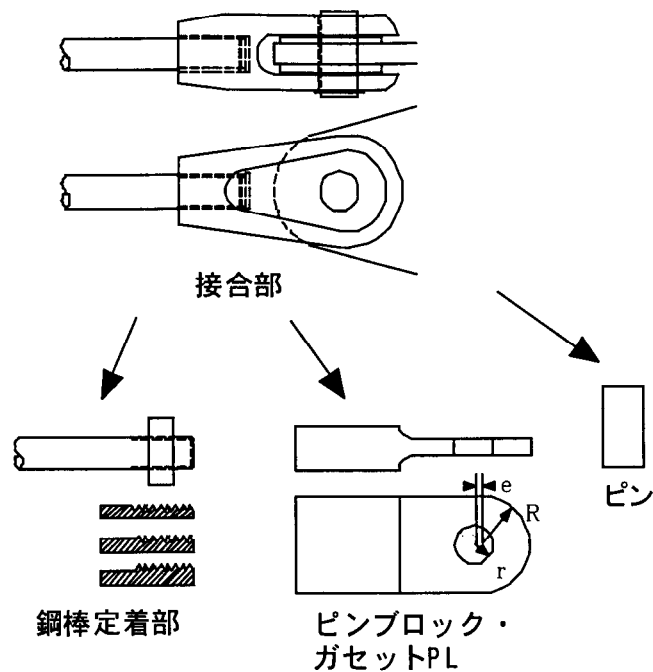


図 4.1 テンション構造用鋼棒の接合部構成

特性に大きな差異が無いことがわかっている。また、今井らの研究⁵⁾によって、製造方法の違うボルトについては、切削加工およびネジ転造加工後熱処理したボルトは応力比に関わらず同程度であるが、熱処理後転造したボルトでは応力比0で疲労強度が高く、他製造方法のボルトに比べて疲労性能が改善されるという報告がされている。

しかし、上記を含む既往の研究⁶⁾⁻⁹⁾はそのほとんどが初期張力をもって母材に締結される低応力振幅を前提とした締結ボルトの研究であり、第3章で明らかになった様な、テンション構造における疲労限界をはるかに越える高応力振幅下における疲労性能の知見は殆ど見られない。またテンション構造用鋼棒のネジ定着部には形状（ネジサイズやアップセットの有無）・製法（ネジ切削方法や熱処理）も数種類のもものが混用されており、これら定着ネジの形状・製法が切欠き部として高応力振幅下の疲労性能・終局耐力に与える影響も明らかになっていない¹⁰⁾⁻¹²⁾。

2)ピンブロック・ピンの性能

定着部を構造体に接続する接合部材には、図4.1に示すようなピンブロック形式が汎用的に設計・使用されるようになっている。この中にはピンをブロック外径に対し偏心させ、性能向上を図ったものも含まれる。本接合部の弾性応力評

価法については古くから幾つかの文献が見られる¹³⁾⁻¹⁶⁾。また限定された偏心形状の終局耐力が文献 17)-18)に、偏心の無い形状においてピン穴/ブロック径比と終局強度の関係を論じた研究が森田ら 19)により発表されている。しかしその一方で実際の設計においてはリベット・ボルト接合の縁端部の設計式が流用されているなど²⁰⁾、ピンの偏心効果を含む形状に応じた耐力評価式・設計式は整理されていないのが現状である。従ってこれらを前提とする接合部自身の疲労性能も評価できる段階に至っておらず、鋼棒の性能とのバランスも不明である。

以上より、第4章ではテンション構造用接合部を分解し、まず多用される3種類の鋼棒および3種類のネジ定着部の製法において、設計上想定される高応力振幅下における疲労性能及び終局耐力を実験的に検証し、素材およびネジ定着部の製法がこれらの性能に与える影響を把握する。次にピンブロック形式の接合部においてピン径・ピンブロック径の比、ピンの偏心率を変化させた試験体を製作し、実験および解析的にその耐力を確認すると共に現在使用されている各設計式の評価を行う。最後に以上の知見を総合し接合部全体の耐力・疲労試験を行い接合部システム全体の動的入力下における性能およびバランスについて考察する。

4.2 テンション材および定着部の終局性能および疲労性能

4.2.1 鋼棒およびネジ定着部の終局性能

鋼棒を用いたテンション材の接合部においてピンブロックとガセット PL の構成を同一と考え、構造性能を評価するための要素は図 4.1 に示すように以下の要素に分解できる。

- a) 鋼棒およびネジ定着部
- b) ピンブロックまたはガセット PL
- c) ピン

まず、a) のネジ定着部付き鋼棒について考える。テンション構造用鋼棒として SM490、HT690(タイロッド)、PC 鋼棒(B 種)を考えると、現在定着部に使用されているネジ加工方法としては以下の3種が上げられる。

試験体	円筒部外径	ネジ外径	ネジピッチ	ネジ谷r	破断位置
SM490-C	φ 25	M24	P2.0	r0.2	2
SM490-R	φ 26	M27	P2.0	r0.2	2
SM490-B	φ 25	M30	P3.5	r0.35	5
HT690-C	φ 25	M24	P2.0	r0.2	2
HT690-B	φ 25	M30	P3.5	r0.3	5
PC-C	φ 26	M24	P2.0	r0.2	2
PC-R	φ 26	M27	P2.0	r0.2	2

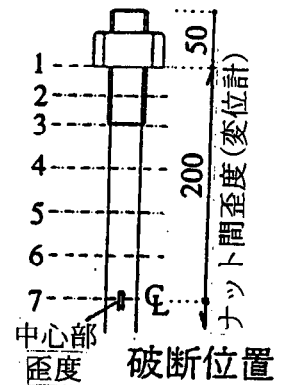
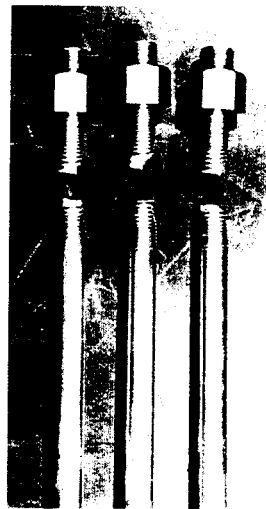


表 4.2 試験体のネジ仕様および単純引張り試験破断位置



(a)機械ネジ加工



(b)転造ネジ加工



(c)アップセット加工

写真 4.2 引張り試験体破断状況

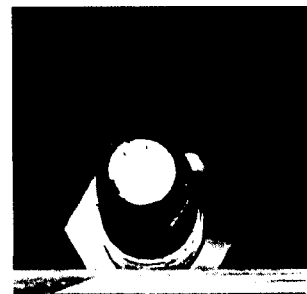
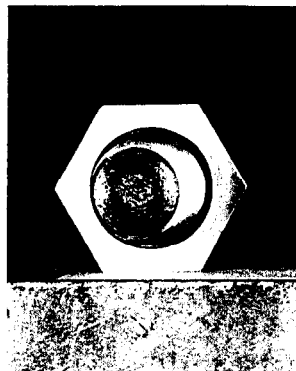
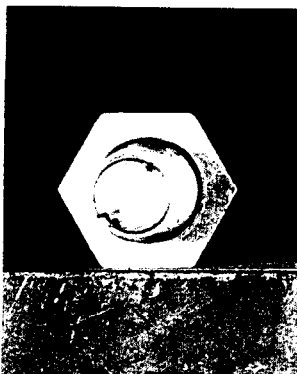


写真 4.3 引張り試験体破断面

- 1)鋼棒をそのまま切削し機械ネジ加工する
- 2)鋼棒を切削せず転造によりネジ加工する
- 3)鋼棒を一旦アップセットし径を増大させた後機械ネジ加工する

ネジ部は鋼棒素材にとっては切欠き応力集中部となる。そこで定着部を持つ各素材の引張り試験および疲労試験を行い、素材およびネジ定着部の違いが耐力および疲労特性に与える影響を解明する。

表 4.1 に試験体に用いた鋼棒の場所別の機械的性質を、図 4.2 に試験体図を示す。ロッド素材は SM490、HT690、PC 鋼棒の 3 種、ネジ定着部は機械ネジ加工、転造ネジ加工、アップセット後機械ネジ加工の 3 種とし、これらを組み合わせて 7 種類の試験体を作成する。素材試験は各ロッド定着部および中央部より JIS22014・4 号試験片を切出して機械的性質を確認する。表 4.1 の素材試験結果を見ると、同一素材で定着部仕様および切出し位置による降伏応力度、最大応力度および伸び率に優位な差は認められない。

次に図 4.2 中に示す定着部付き試験体各 3 体について単純引張り試験を行う。各試験体のネジ仕様を表 4.2 に示す。また、写真 4.1 に試験装置の概要を示す。試験装置は島津サーボパルサー U200S 試験機に鋼製治具を取付け、ナット間が 400 mm となるようにセットし、周囲 4 箇所軸方向に変位計を取付けナット間の変位を測定する。また、各試験体中央の両側 2 箇所に変位ゲージを貼付し材中央の変位を測定する。

表 4.2 に引張り試験の結果および破断位置を示す。また、写真 4.2 に各試験体の破断状況、写真 4.3 にその破断面を示す。写真 4.2 に示すように破断は素材に関わらず、機械ネジ加工・転造ネジ加工ではネジ部 2、アップセットネジ加工では母材部 5 で破断した。

図 4.3 に定着部試験と素材試験の比較を示す。縦軸は定着部試験引張り強度、横軸は素材試験から得られた最大応力 σ_0 と破断位置断面（ネジ部有効断面積 A_e または母材断面積 A_0 ）との積をとっている。実験値と素材強度からの計算値は良い対応を示していることから、素材試験から定着部の耐力を予測することができる。図 4.4 に荷重－ナット間歪度、図 4.5 に中心部歪度－ナット間歪度の関係を示す。図 4.4 の縦軸は反力を A_e または A_0 で除した値とし、横軸は変位

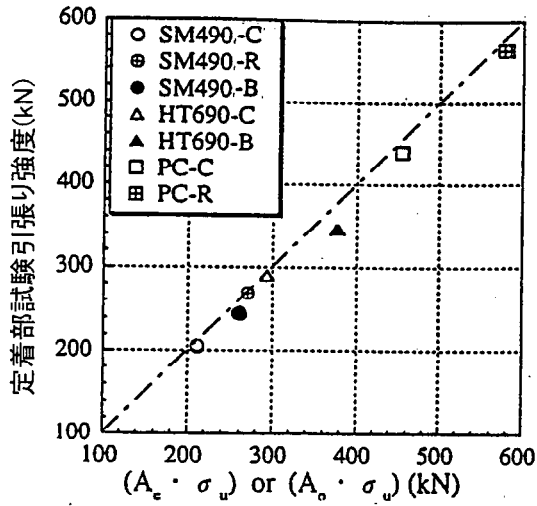


図 4.3 定着部引張り試験・素材試験結果の比較

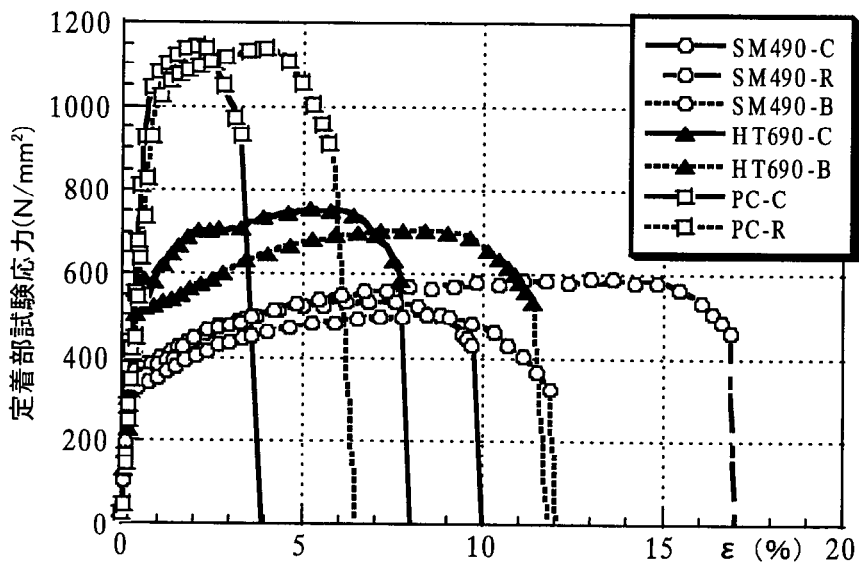


図 4.4 荷重－ナット間歪度関係

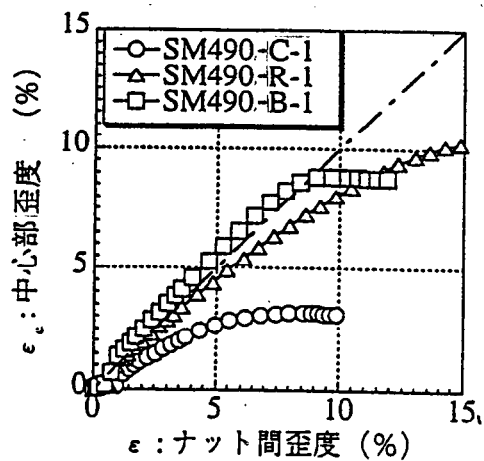
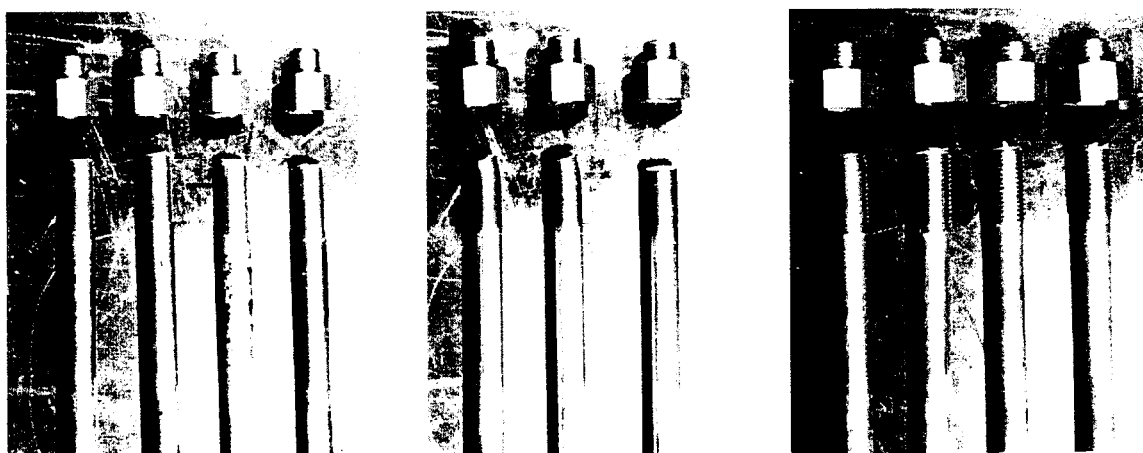


図 4.5 中心部歪度－ナット間歪度関係

測定長さ (400mm) で伸びを除いた歪度を用いている。この図より同素材であってもネジ定着部の製造仕様の違いにより、最大応力や伸び率に差が見られ、共通して転造ネジ、アップセット、機械ネジ加工の順に破断伸び率が向上している。図 4.5 は SM490 において縦軸に材中央の歪ゲージによる値、横に図 4.4 と同じ歪度を取り定着部の差をまとめたものである。鎖線は鋼材が均一に伸びた場合を示しているが、機械ネジ加工は早期よりネジ部に応力集中を生じてナット間歪度のみが上昇し、転造ネジおよびアップセット後ネジ加工では破断までのあいだ中央部が歪度 8%程度まで均一に伸びていることが解る。ただし、以上の変形性能は、ここでの試験体長さ 400mm に依存する量であり、長さの異なるテンション材の変形性能は定着部の絶対変形量で決定されることに留意が必要である。



(a)機械ネジ加工

(b)転造ネジ加工

(c)アップセット加工

写真 4.4 疲労試験体破断状況

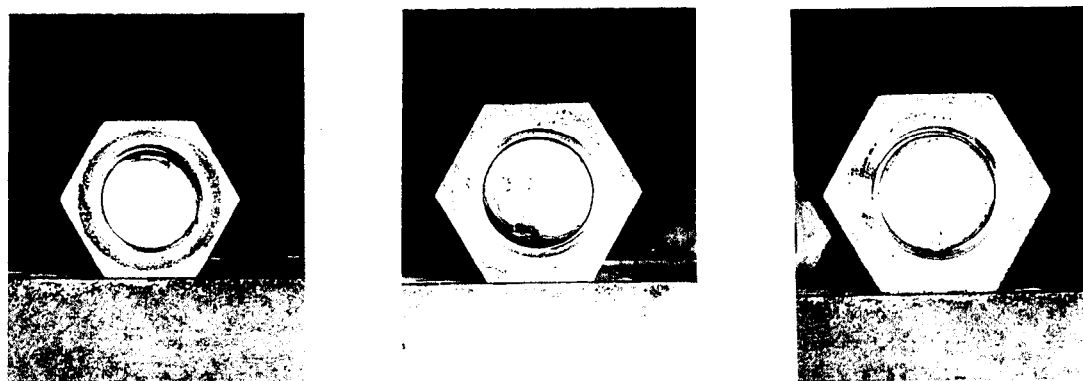


写真 4.5 疲労試験体破断面

4.2.2 鋼棒およびネジ定着部の疲労性能

次に単純引張り性状を確認した試験体に対し疲労試験を行う。初期張力を含むテンション材を想定して入力引張り側の片振り試験とし、単純引張り試験の結果を参考に0 からナット間歪度 0.1%、0.2%、0.4%に対応する最大荷重を持つ正弦波として入力する。試験装置および測定方法は単純引張り試験と同様のものを用いる。

表 4.3 に疲労試験結果の一覧、写真 4.4 および 4.5 に各鋼棒の破断状況を示す。表 4.3 中の破断位置の定義は表 4.2 と同様である。引張り試験と異なり、疲労荷時の破断はアップセットネジを含めてすべてネジ部で生じている。また、写真 4.4、写真 4.5 に見るように単純引張り試験に比べて破断部の伸び・絞りは少なく典型的な疲労破断の性状を示している。

疲労試験結果より得られる各鋼棒・各定着部ネジ仕様毎の疲労曲線を図 4.6～4.8 に示す。図 4.6 はネジの仕様に関わらず母材部の断面積 A_0 で標準化した見か

表 4.3 定着部疲労試験結果

試験体	A_0 (mm ²)	A_e (mm ²)	P_{max} (kN)	破断位置	破断回数(回)
SM490-C-4	491	384	105.25	1	70359
SM490-C-5			136.91	1	18946
SM490-C-6			82.03	1	343114
SM490-C-7			163.56	1	11947
SM490-R-4	531	496	132.30	1	1500243
SM490-R-5			175.62	1	47372
SM490-R-6			215.01	1	15824
SM490-B-4	491	561	137.49	1	49475
SM490-B-5			190.71	1	18555
SM490-B-6			93.69	1	1007095
SM490-B-7			160.43	1	25420
HT690-C-4	491	384	187.08	3	12547
HT690-C-5			239.32	3	3607
HT690-C-6			145.53	1	27968
HT690-C-7			103.59	1	101634
HT690-B-4	491	561	241.77	1	14258
HT690-B-5			191.10	1	23008
HT690-B-6			288.91	1	4532
HT690-B-7			125.34	1	162919
PC-C-4	521	384	341.63	1	2798
PC-C-5			281.86	1	4804
PC-C-6			202.86	1	9579
PC-C-7			132.30	1	66965
PC-R-4	521	496	464.91	1	3930
PC-R-5			358.97	1	22546
PC-R-6			259.50	1	554573

P_{max} : 最大振幅、 A_e : ねじ有効断面積 = $(d-0.938p)^2 \pi / 4$ (d: ねじ外径、p: ピッチ)

* 式の算出については付録 2 参照のこと

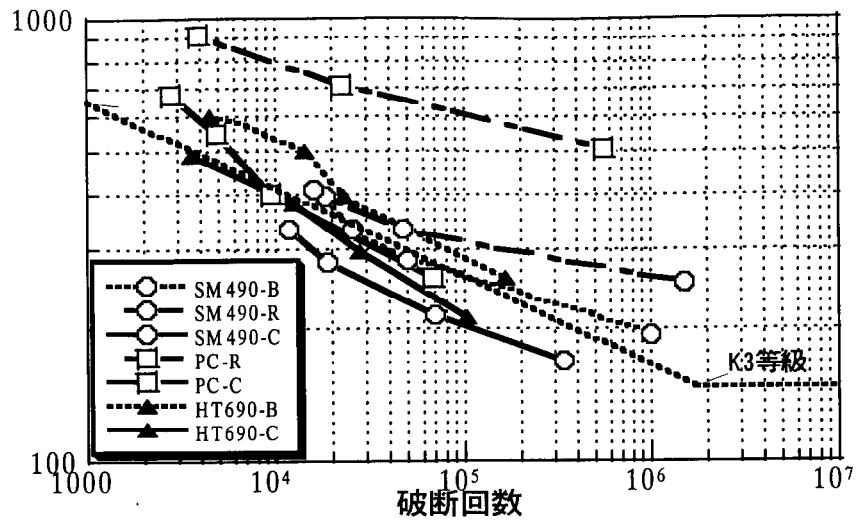


図 4.6 鋼棒定着部の疲労性能(P_{max}/A_0)

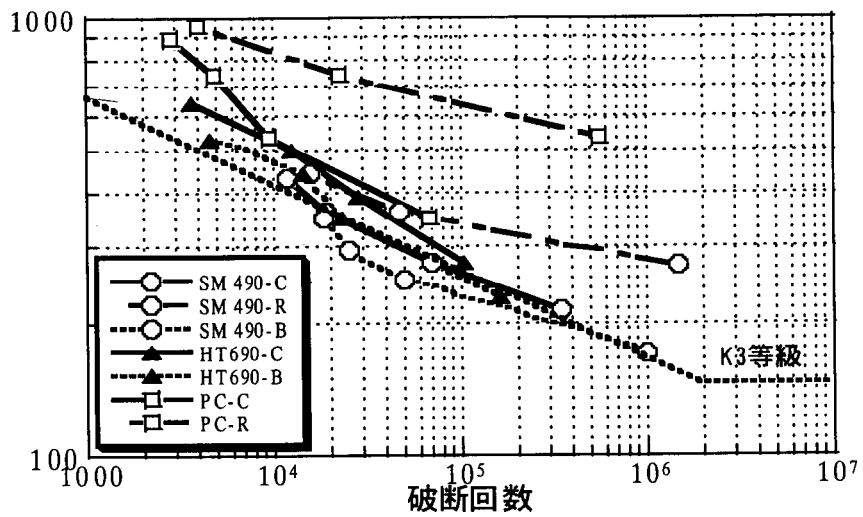


図 4.7 鋼棒定着部の疲労性能(P_{max}/A_c)

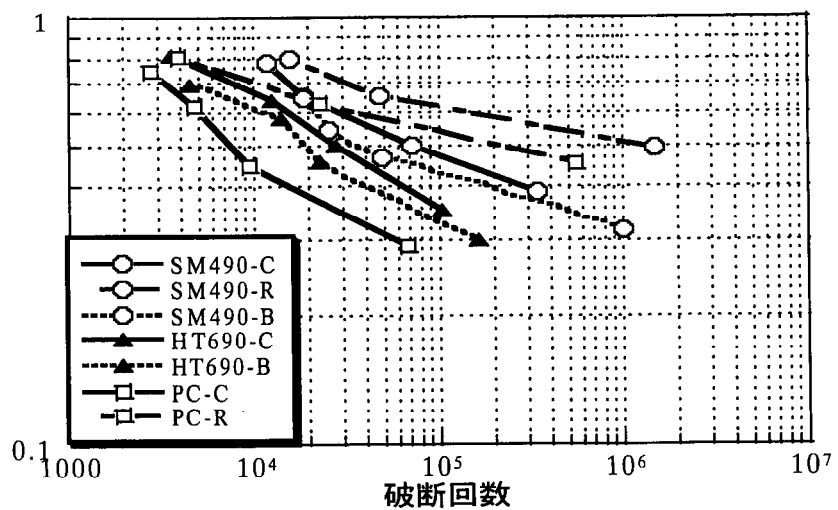


図 4.8 鋼棒定着部の疲労性能($P_{max}/A_c \sigma_u$)

けの疲労曲線で、疲労性能は各素材毎におおむね転造ネジ、アップセット、機械加工の順となっている。同図中の破線は鋼構造疲労設計指針・同解説³⁾におけるK3等級の疲労曲線である。図4.7は破断位置であるネジ部断面積 A_t で標準化したもので、疲労性能は各素材毎に転造ネジ、機械加工、アップセットの順となっている。これよりアップセットは機械加工より単位断面積あたりの疲労性能は低下することがわかる。図4.8はさらに単純引張り試験の最大応力度 σ_u で除したもので、図4.6、4.7より全体のばらつきは減少するが、一致していないのは定着部の特性によるものと考えられる。これらより同素材、同ネジ形状に対して疲労性能は転造ネジ、機械加工、アップセットの順となるが、アップセットのネジ部断面積が他に比べて大きいため、見かけ上の性能は機械加工より高い。

以上の性能を一般的なテンション構造の設計クライテリアと比較すると、タイロッドおよびPC鋼棒の許容応力度がそれぞれ440MPa、660MPa程度であり、台風通過時の最大風荷重の繰返し回数が $10^3 \sim 10^4$ 程度に達する可能性があることから、これらの定着部仕様が構造安全性に影響を与え、設計応力の繰返し入力に対する疲労性能の照査が必要なレベルにあると考えられる。図4.6、図4.7中に鋼構造疲労設計指針・同解説に示されたケーブルおよび高力ボルトのK3等級の疲労性能を示す。高力ボルトの要求性能はK4等級およびK5等級で規定されているが、これらは応力振幅の小さな締結ボルトを対象とした要求性能であり、K2～K3等級が要求されるケーブルと同様に高振幅の直接入力を受ける可能性のあるテンション材に対しては、K3等級程度以上の疲労性能を有していることが望ましい。

4.3 接合部の耐力および疲労性能

4.3.1 ピンブロックおよびガセットプレートの耐力評価

ピンブロック、ガセットPLの降伏・終局耐力について図4.9に示すようなモデルを考える。ピンブロック・ガセットプレートの破壊形態には引張りの A_s 、せん断の A_q 、斜め方向の A_{45} などいろいろな破壊線モデルが想定でき、破壊形態は外径/ピン径比 R/r およびピン孔偏心/ピン径比 e/r により変化するものと考えられる。そこでこれらの指標を変化させパラメータとした引張り試験による検証を行う。破壊形態は試験体の一覧を表4.4に示す。まず $R/r=2, 2.5, 3.0, 3.5, e/r=-0.8, 0, 0.4, 0.8$ の計15ケースの単純化した平面試験体について図引張り耐力実験

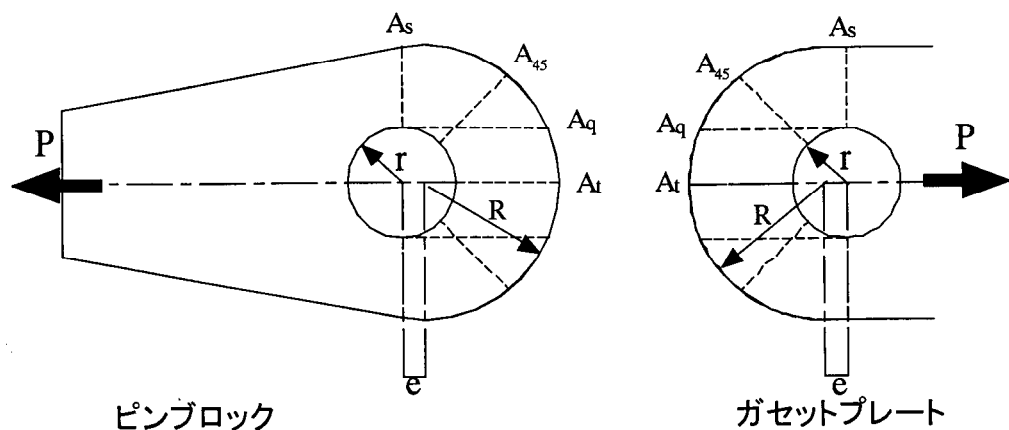


図 4.9 ピンブロック・ガセットプレート破壊線モデル

表 4.4 ピンブロック試験パラメータ

Model No.	ピン半径 r (mm)	外径 R (mm)	孔偏心 e (mm)	厚 t (mm)	R/r	e/r	側断面 A_s (mm ²)	頂断面 A_t (mm ²)	せん断面 A_q (mm ²)	45断面 A_{45} (mm ²)	降伏点 σ_y (N/mm ²)
平面モデル											
P-1	15	30.0	0	15	2.0	0.00	450	225	779	450	320
P-2	15	30.0	6	15	2.0	0.40	450	315	959	568	320
P-3	15	30.0	12	15	2.0	0.80	450	405	1139	668	320
P-4	15	37.5	-12	15	2.5	-0.80	675	158	671	391	320
P-5	15	37.5	0	15	2.5	0.00	675	338	1031	675	320
P-6	15	37.5	6	15	2.5	0.40	675	428	1211	795	320
P-7	15	37.5	12	15	2.5	0.80	675	518	1391	900	320
P-8	15	45.0	-12	15	3.0	-0.80	900	270	913	621	320
P-9	15	45.0	0	15	3.0	0.00	900	450	1273	900	320
P-10	15	45.0	6	15	3.0	0.40	900	540	1453	1021	320
P-11	15	45.0	12	15	3.0	0.80	900	630	1633	1130	320
P-12	15	52.5	-12	15	3.5	-0.80	1125	383	1149	850	320
P-13	15	52.5	0	15	3.5	0.00	1125	563	1509	1125	320
P-14	15	52.5	6	15	3.5	0.40	1125	653	1689	1247	320
P-15	15	52.5	12	15	3.5	0.80	1125	743	1869	1359	320
立体モデル											
S-1	15	38.0	6	30	2.5	0.40	1380	870	2455	1620	320
S-2	15	38.0	0	30	2.5	0.00	1380	690	2095	1380	320
S-3	12.5	38.0	6	30	3.0	0.48	1530	945	2513	1770	320

を行う。これらの平面試験体においてはピンの耐力に十分な余裕を与え、破壊がピンブロックで決定されるようにする。図 4.10 に平面試験体の形状、4.11 に加力治具を示す。一方、ピンブロックとピンとの耐力が拮抗する立体モデルを作成し、同様に引張り実験を行う。立体モデルでは R/r をほぼ 2.5 とし、ピン径 30mm で偏心のあるものと無いもの、ピン径を小さくしたものの 3 種を製作する。立体モデルの試験体図を図 4.12 に示す。平面モデル、立体モデルとも、ピンブロック孔とピンのクリアランスは全周 0.25mm (片寄時に片側最大 0.5mm) とする。

ピン、ピンブロックを構成する各鋼素材には、実際のシステム構成に使用するものを規準に、表 4.5 に示すものを採用する。各ピンブロック試験体には、SM490 材を使用し、平面試験体のピンには強度に余裕を持たせるため PC-B 材、立体試験体のピンには実際のシステムで使用する機械用鋼材 S53CH を使用する。素材試験により求めた各鋼材の荷重－変形関係を図 4.13 に示す。ピンに使用する S53CH は 500N/mm^2 弱で降伏し、最大 500N/mm^2 の強度を持つ材料であり、40% 程度の伸び率と 2% 歪レベルまでのほぼバイリニアな荷重－変形関係を有している。

これらの材料により試験体を製作し、まず単純引張り試験を行う。平面モデルの载荷状況を写真 4.6 に示す。载荷にはサーボ高精度試験機を用い、ブロック・ガセット PL 間の相対変位を変位計で、ピン周囲のブロック応力を 3 軸歪ゲージにて放射状に測定した。歪を測定する試験体を $R/r=2.5$ の全ケースおよび $e/r=0.4$ の全ケースとし、範囲を図 4.10 中に破線で示す。

接合部耐力実験の結果得られた各試験体の荷重－変形関係を外径毎に図 4.14～図 4.18 に示す。この内、図 4.14～4.17 が各平面試験体の荷重－変形関係、図 4.18 が立体試験体の荷重－変形関係である。各図中にはピン孔の偏心量の異なる試験体の結果を比較して示している。平面試験体の荷重－変形関係図 4.14～4.17 を見ると、外径比 R/r が大きいほど、ピン偏心量 e/r が大きいほど降伏強度・最大耐力・伸び共に増大しているが、共通して最大耐力の 50% 程度の荷重から塑性化による剛性低下が顕著となり見かけの降伏が生じている。そこで得られた荷重－変形関係より勾配が初期剛性の $1/6$ になった点からの接線と初期剛性との交点の荷重を降伏強度と定義する。この降伏強度は最大強度と共各試験体毎に表 4.6 にまとめている。降伏荷重に達した時の変形は 1～2mm (ピン径の 3～6%) 程度であるが、その後は大きく変形が進み最大耐力に達する変位は 10～20mm

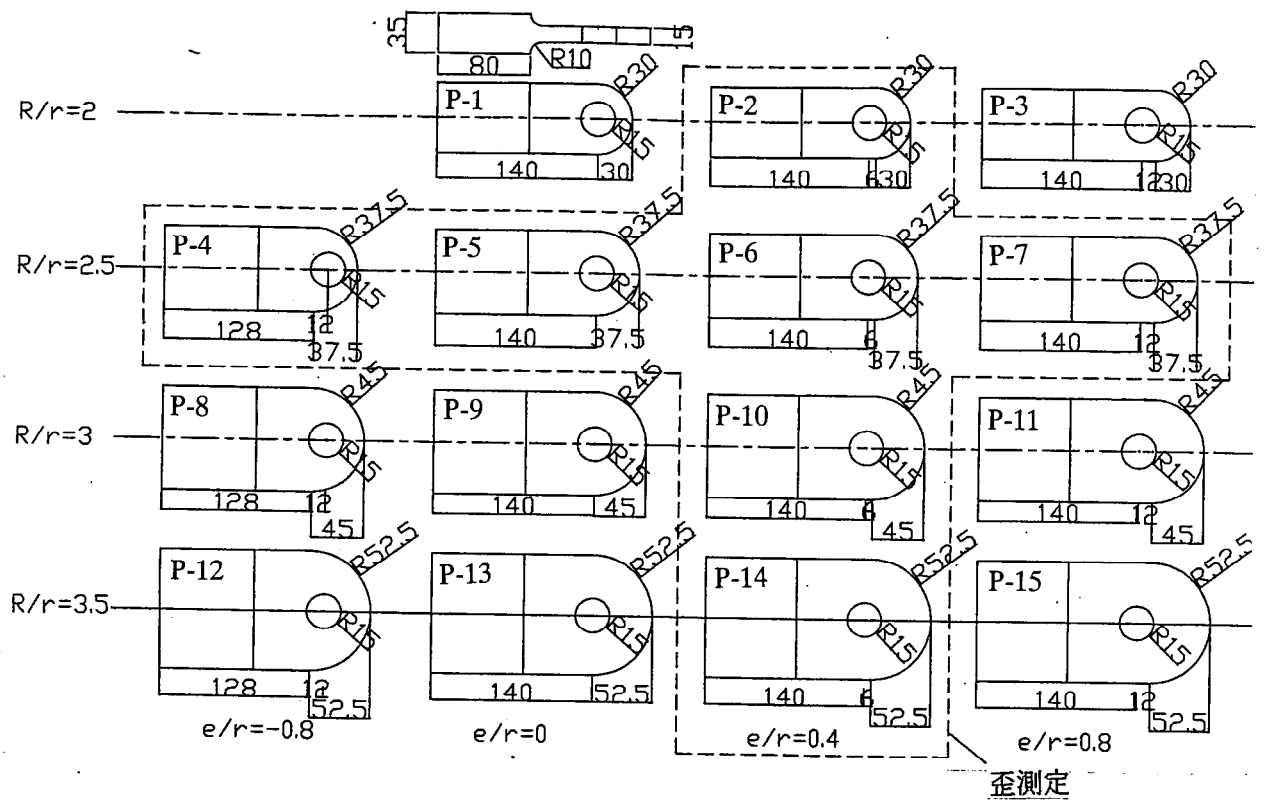
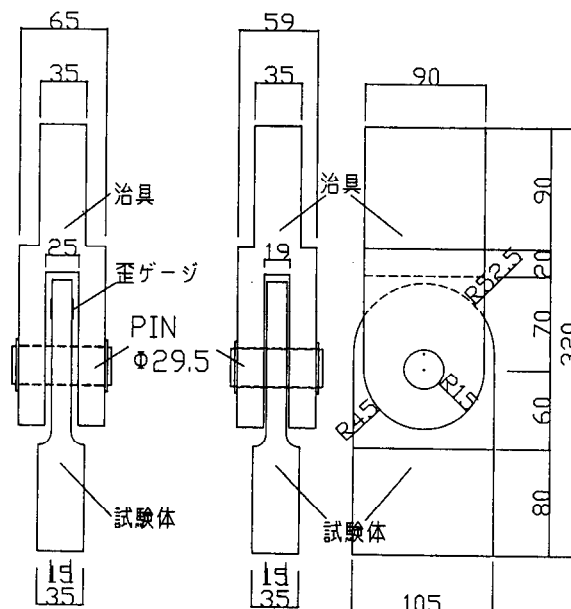


図 4.10 ピンブロック平面試験体



平面試験体 (23体)

鋼材: ピン: PC鋼棒B種 ($\sigma_y > 930\text{MPa}$)
 試験体・治具: SM490 ($\sigma_y > 325\text{MPa}$)

図 4.11 ピンブロック平面試験体引張り加力治具

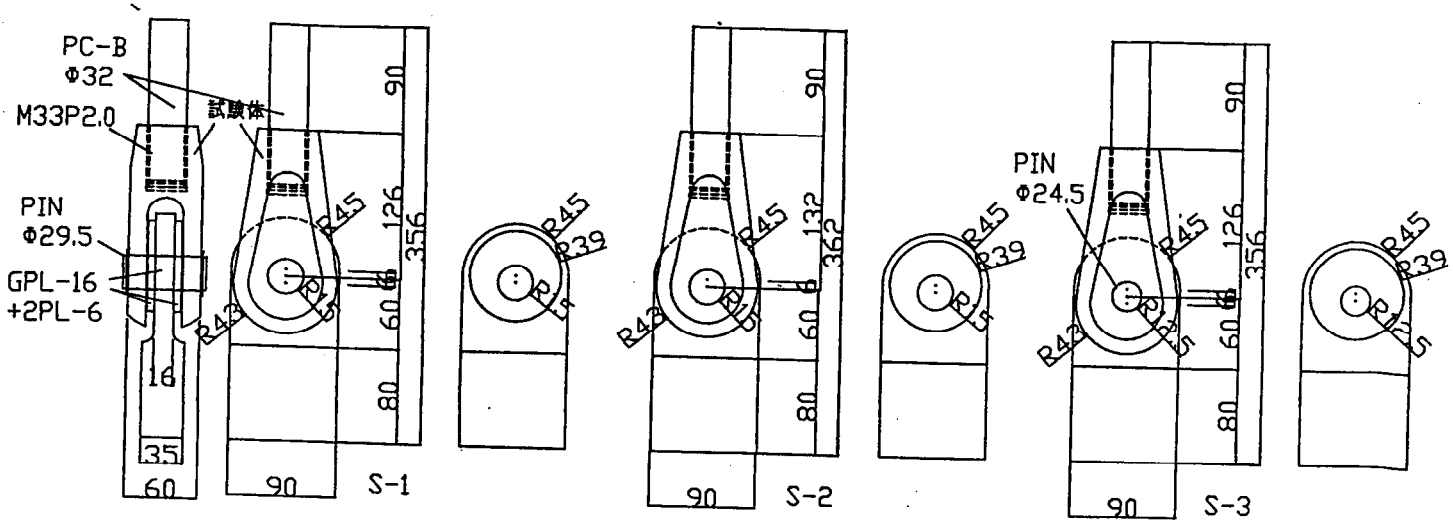


図 4.12 ピンブロック立体試験体

表 4.5 ピンブロック・ピン素材の機械的性質

試験体	鋼材	降伏応力度 σ_v (N/mm ²)	最大応力度 σ_u (N/mm ²)	降伏比 σ_v/σ_u	ヤング率 E (N/mm ²)
試験体	SM490	320	682	0.469	2.10E+05
ピン(平面)	PC-B	881	1252	0.704	2.13E+05
ピン(立体)	S53CH	490	780	0.628	2.10E+05

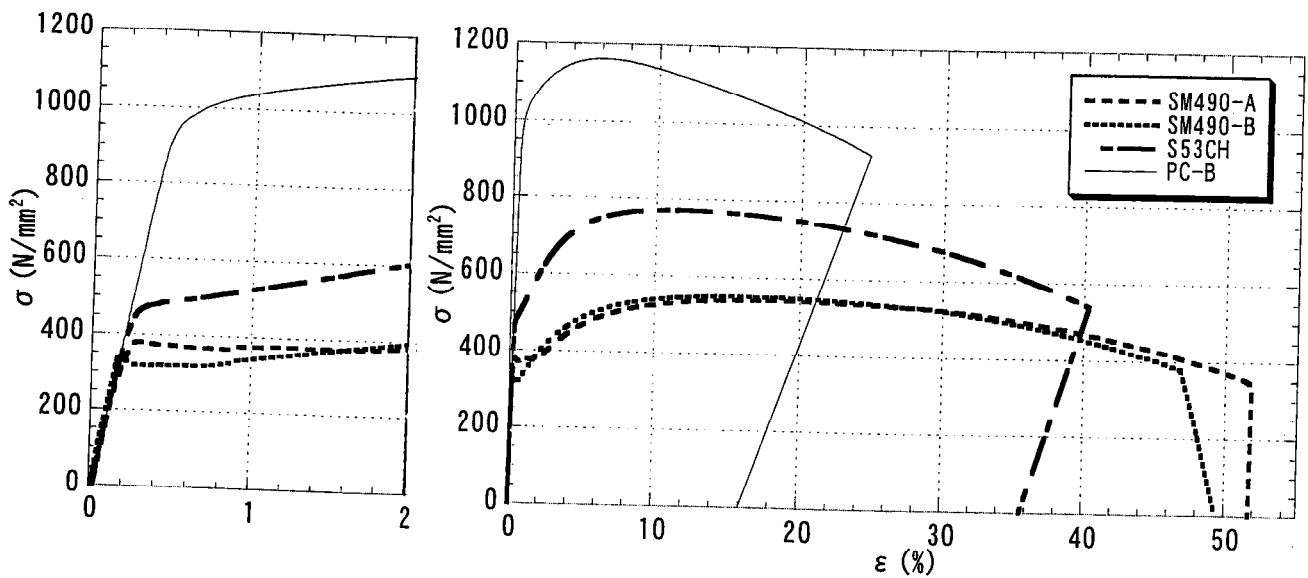


図 4.13 ピンブロック・ピン素材の機械的性質(荷重—変形関係)

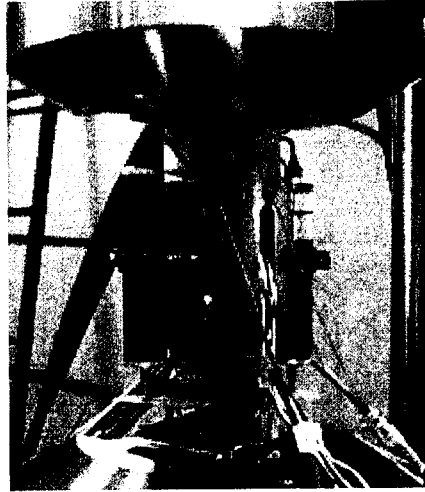


写真 4.6 ピンブロック平面モデル試験状況

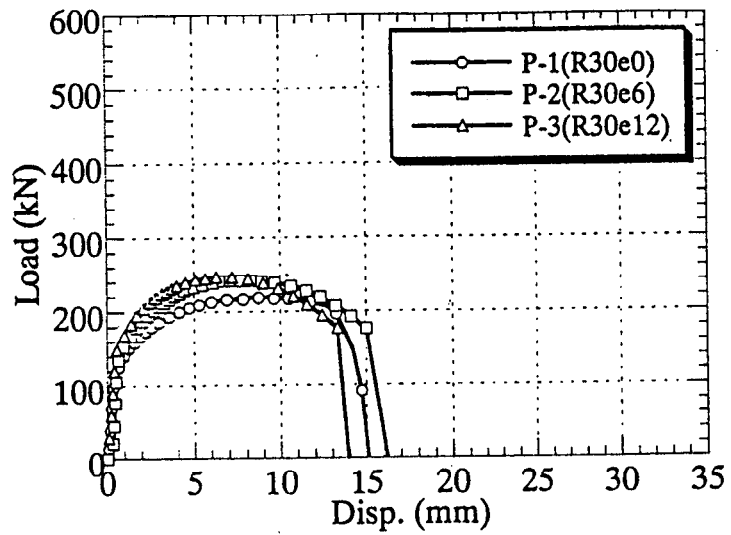


図 4.14 ピンブロック平面モデル(R30)荷重－変形関係

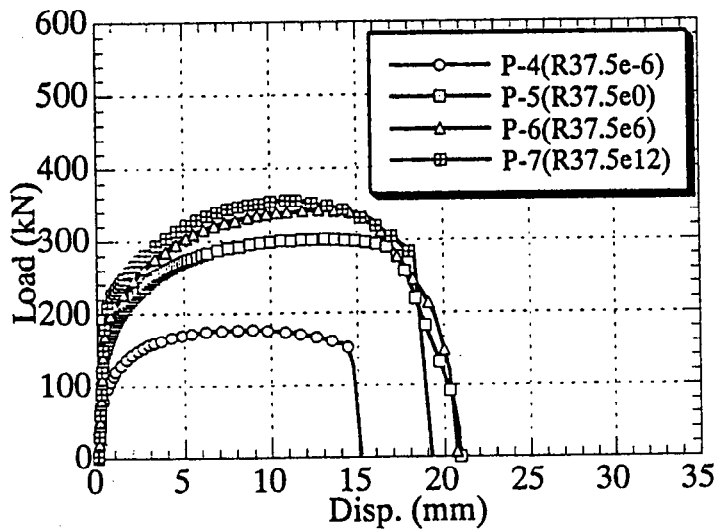


図 4.15 ピンブロック平面モデル(R37.5)荷重－変形関係

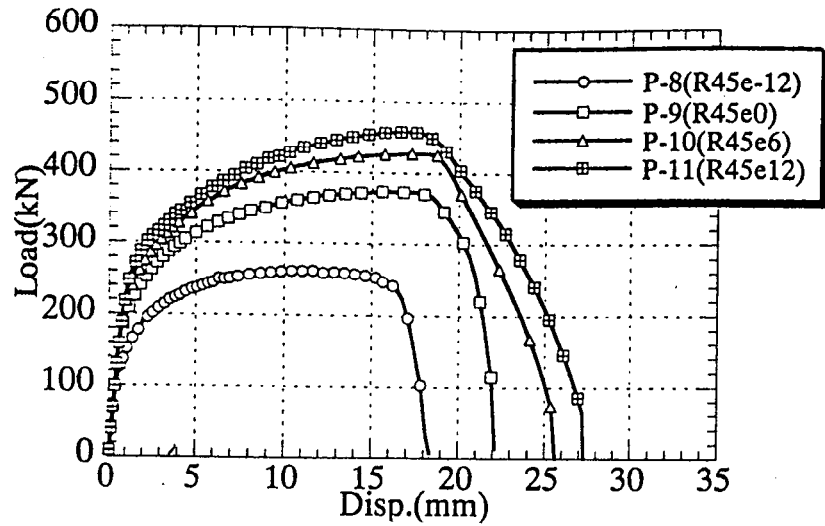


図 4.16 ピンブロック平面モデル (R45) 荷重—変形関係

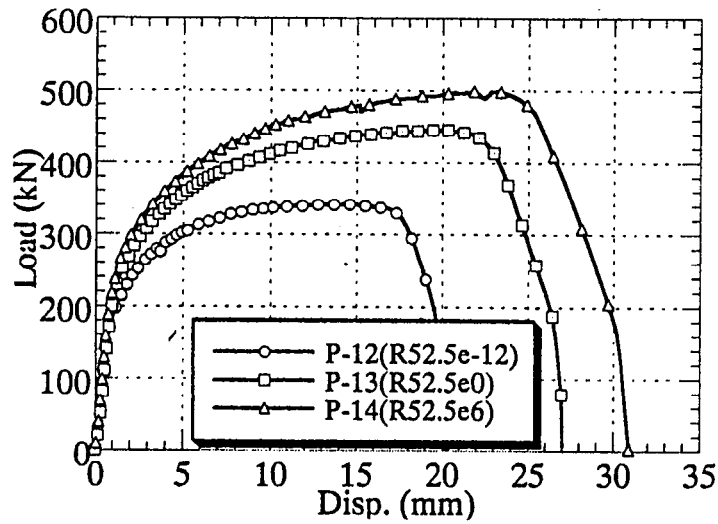


図 4.17 ピンブロック平面モデル (R52.5) 荷重—変形関係

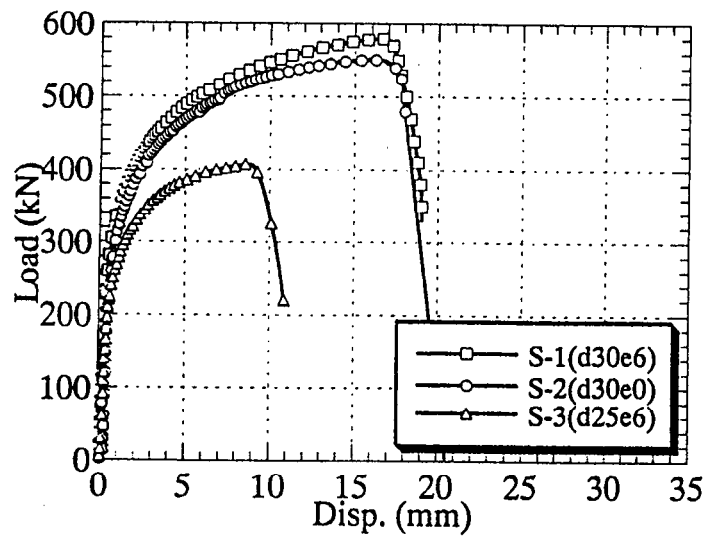
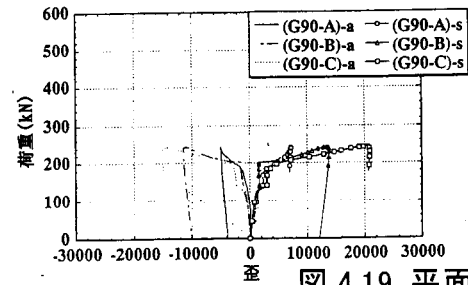
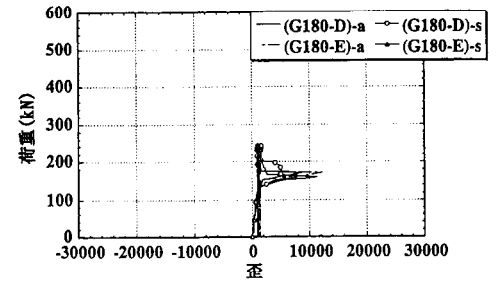
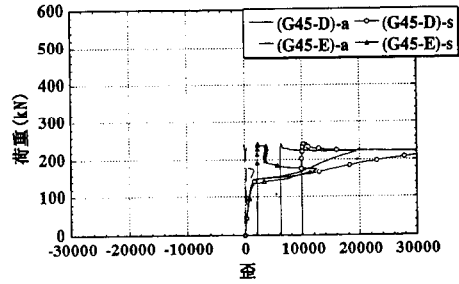
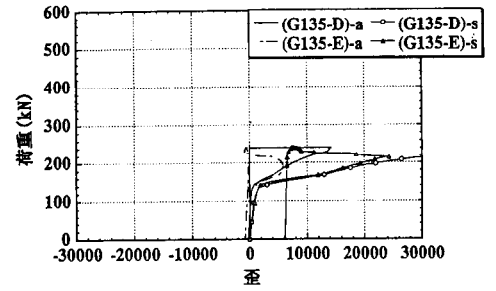
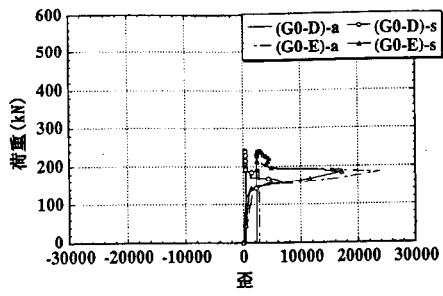


図 4.18 ピンブロック立体モデル 荷重—変形関係



(G45-A)-a
 ゲージ番号 ——— 歪の種類
 a : 軸歪
 s : せん断歪

図 4.19 平面モデル(P-2) 荷重-歪関係

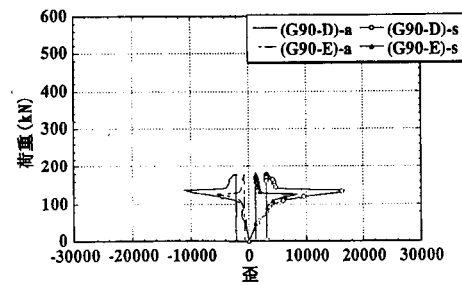
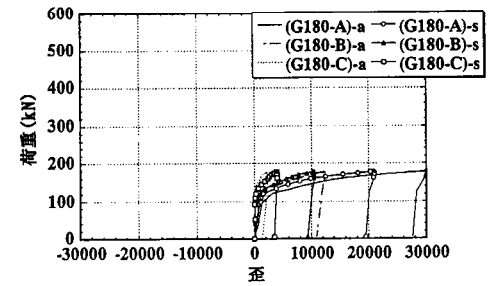
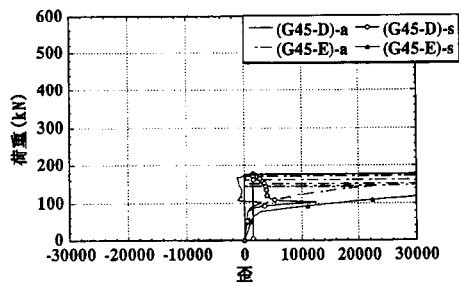
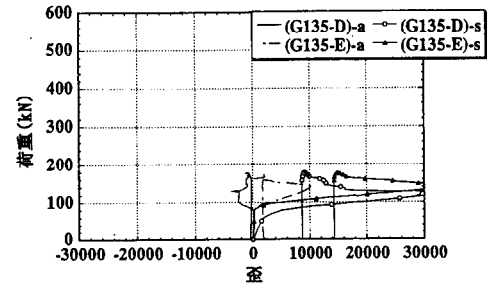
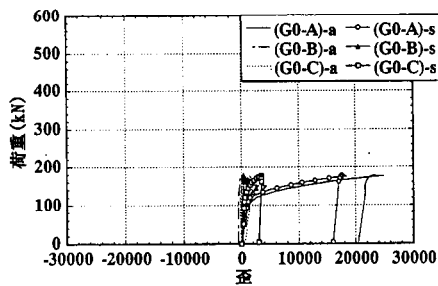


図 4.20 平面モデル(P-4) 荷重-歪関係

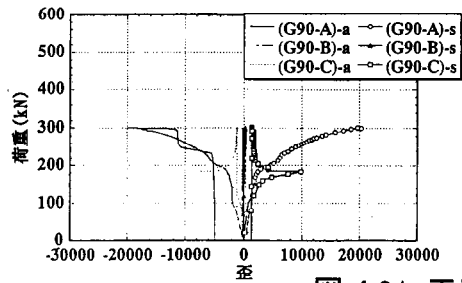
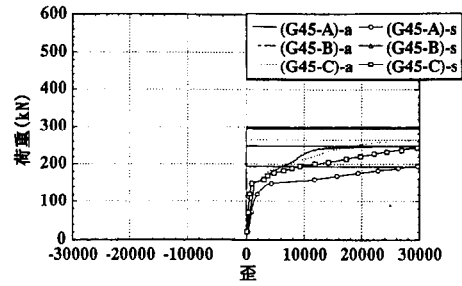
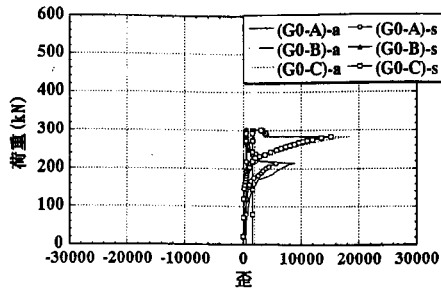


図 4.21 平面モデル(P-5)荷重-歪関係

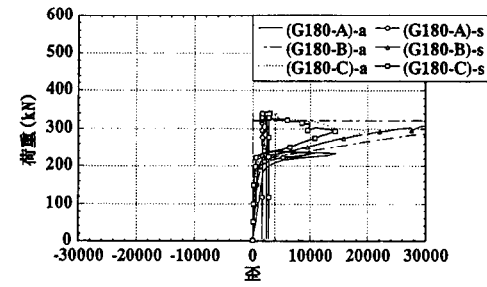
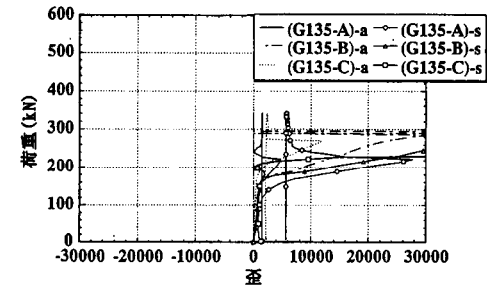
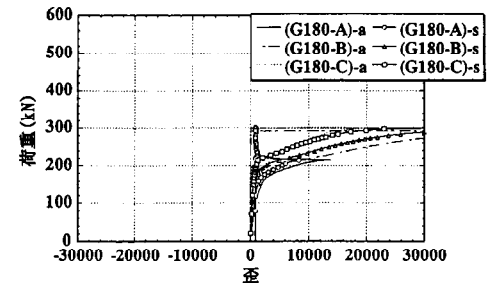
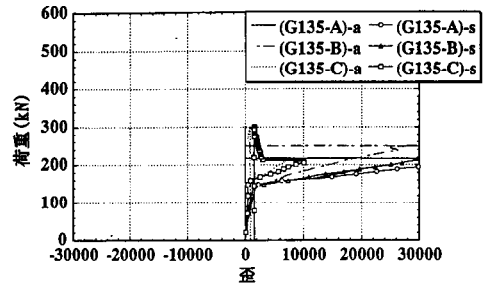
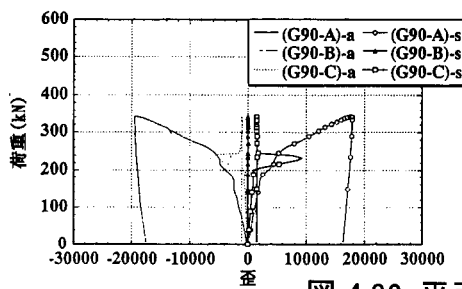
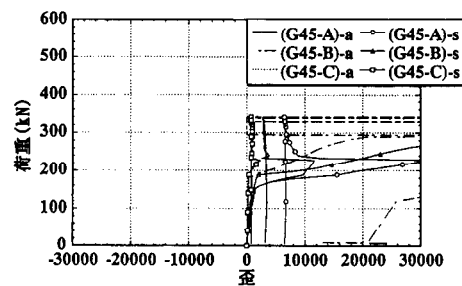
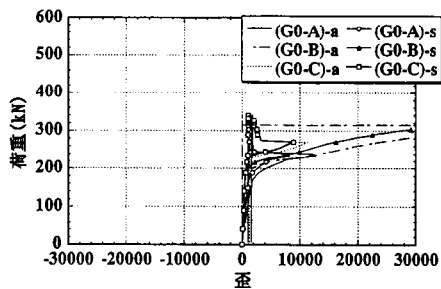


図 4.22 平面モデル(P-6)荷重-歪関係

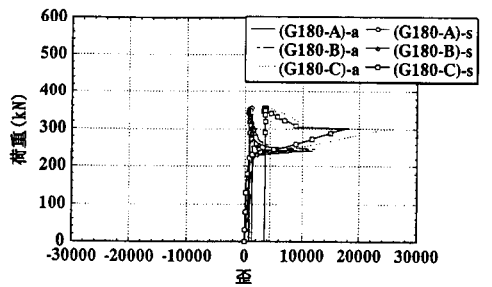
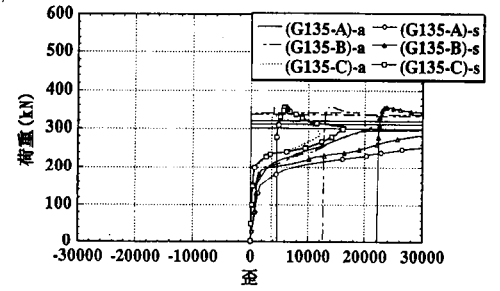
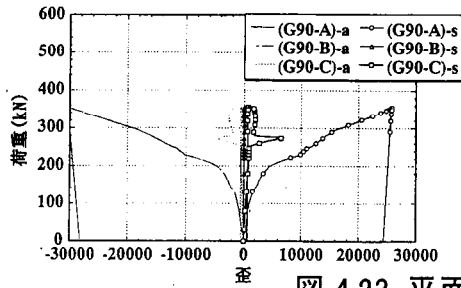
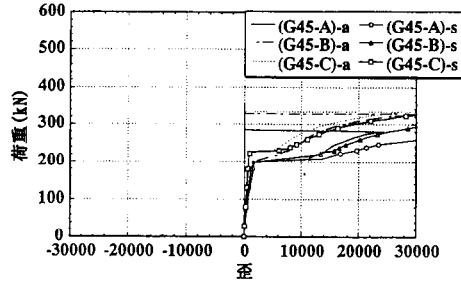
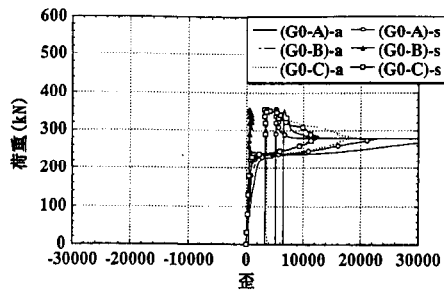


図 4.23 平面モデル(P-7)荷重-歪関係

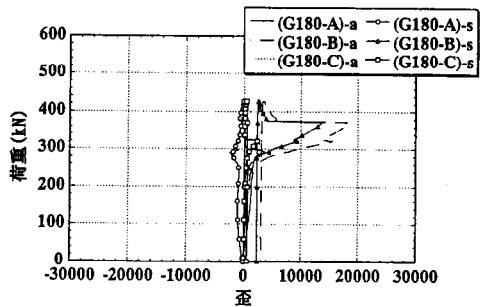
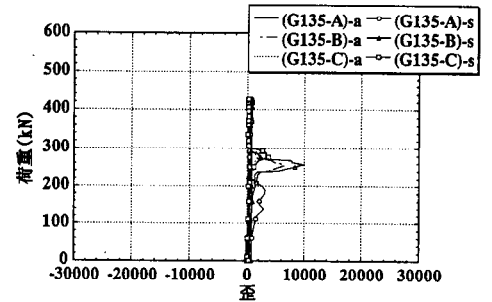
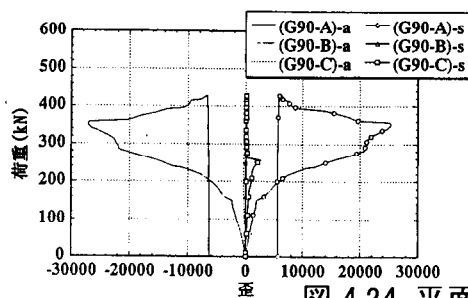
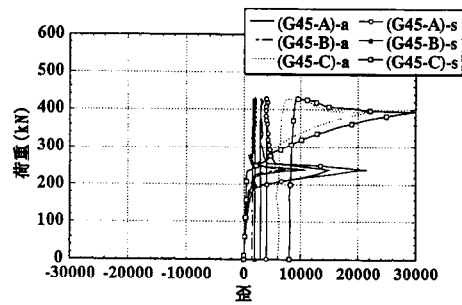
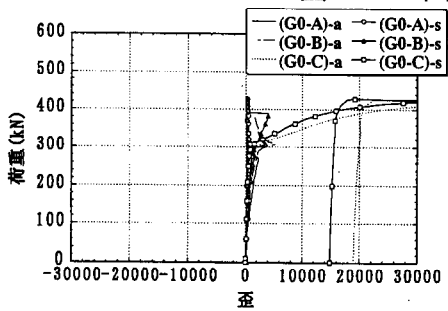


図 4.24 平面モデル(P-10)荷重-歪関係

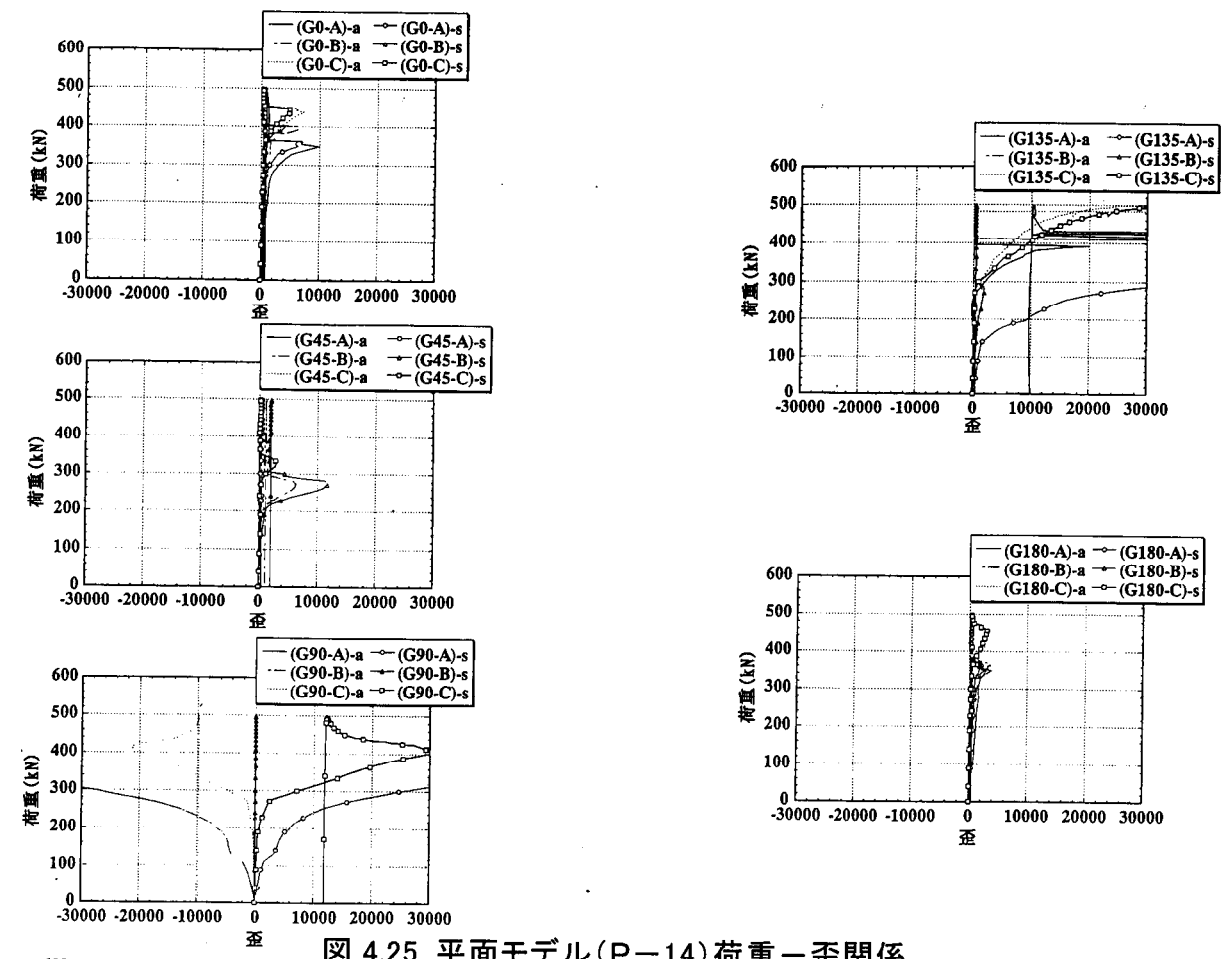


図 4.25 平面モデル(P-14)荷重-歪関係

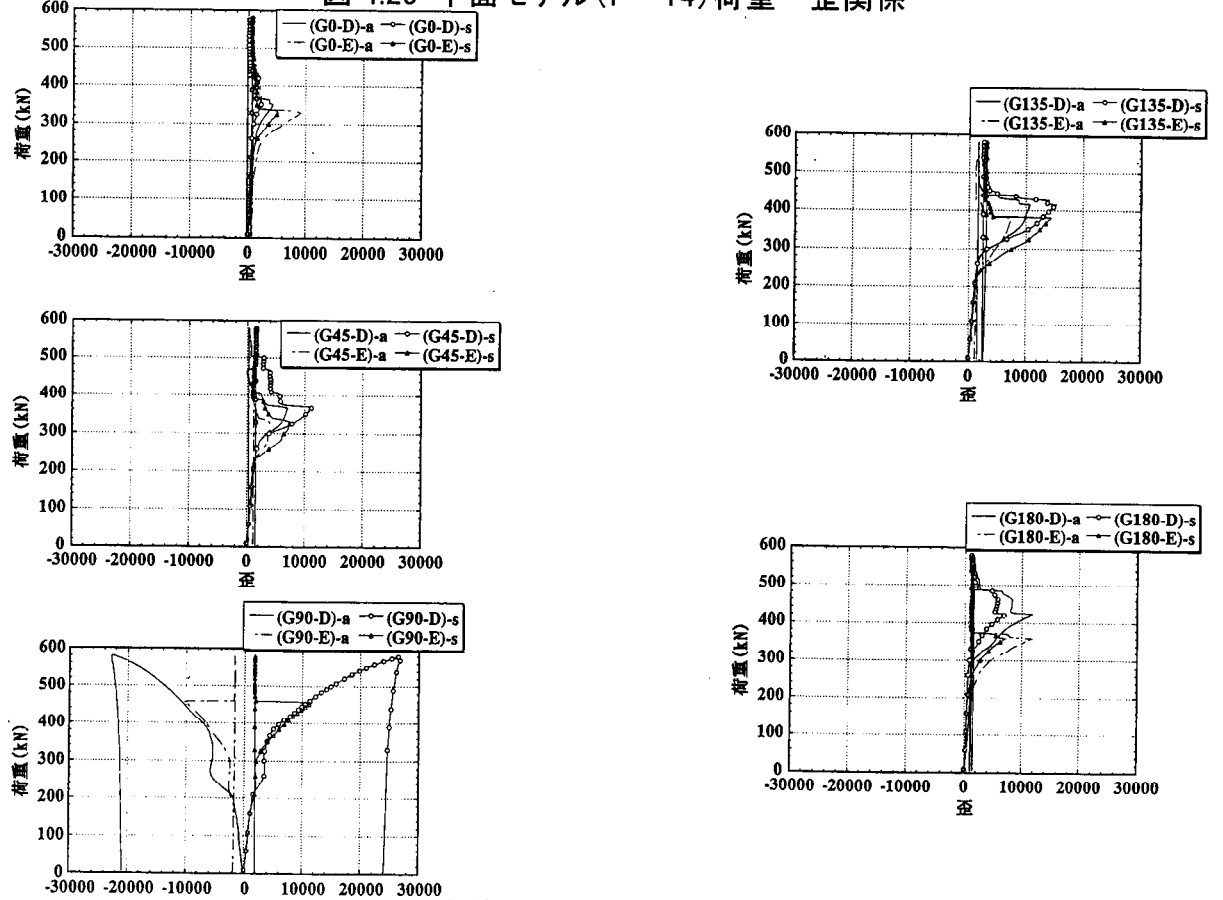


図 4.26 立体モデル(S-1)荷重-歪関係

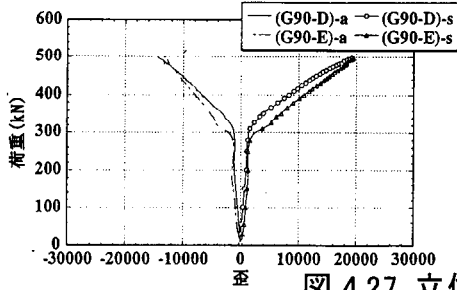
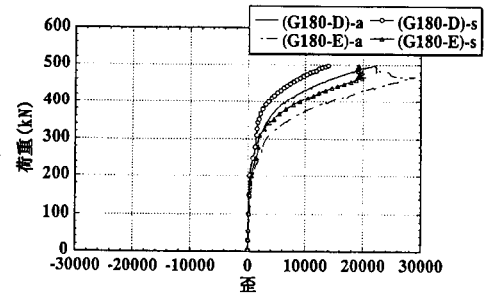
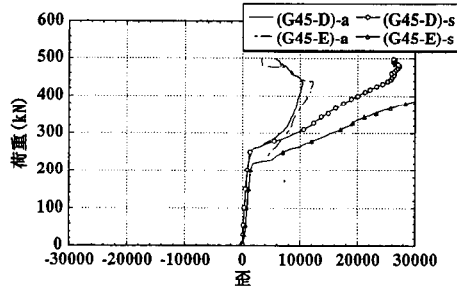
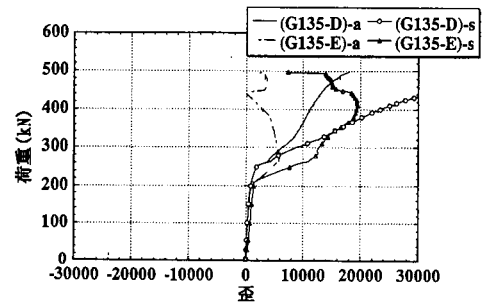
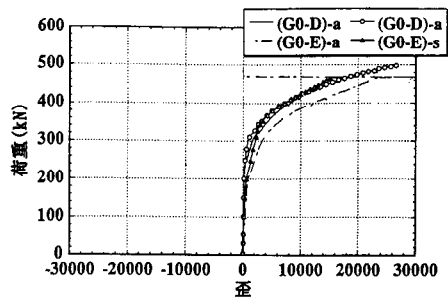


図 4.27 立体モデル(S-2)荷重-歪関係

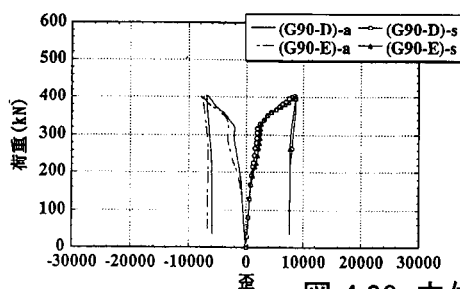
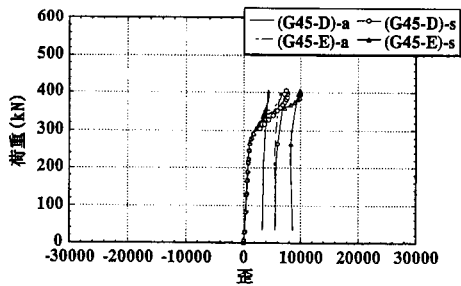
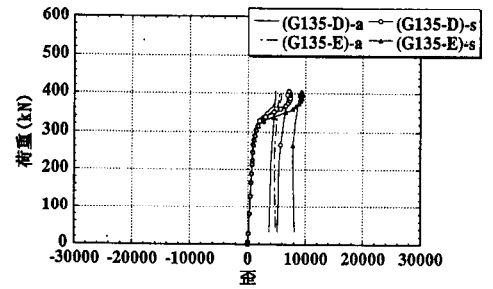
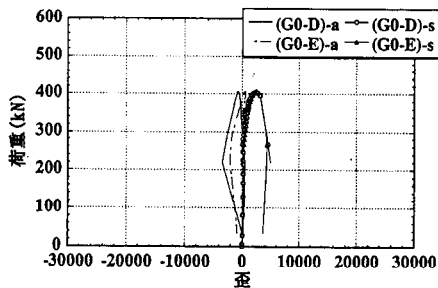


図 4.28 立体モデル(S-3)荷重-歪関係

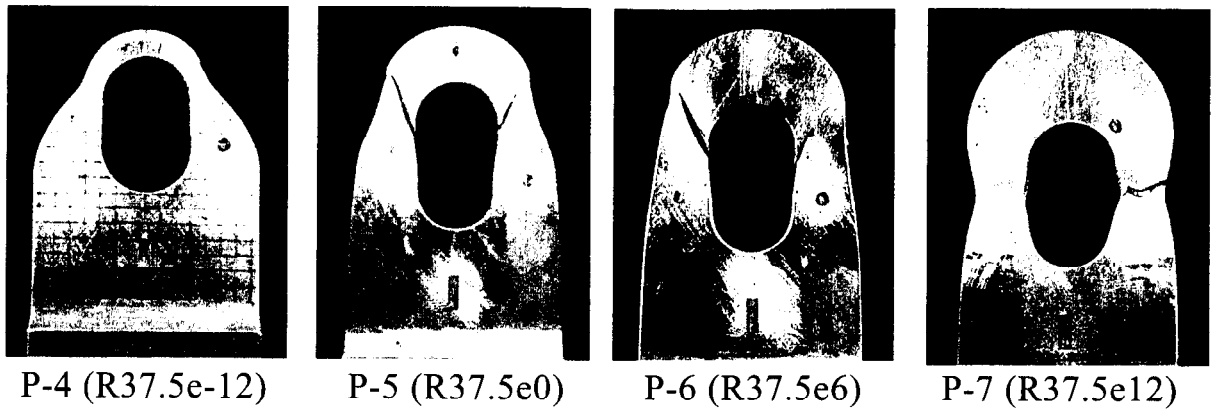


写真 4.7 ピンブロック平面モデル(R37.5)破壊性状

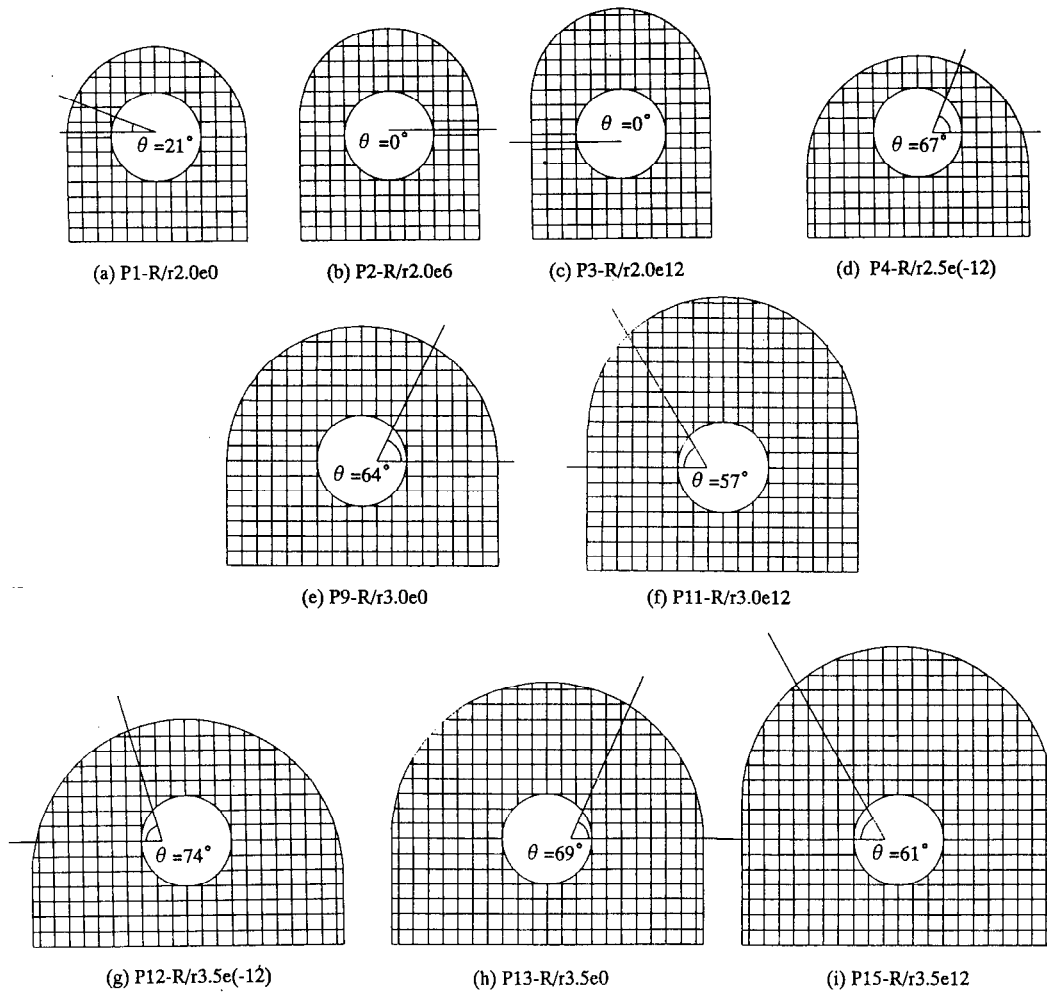


図 4.29 平面モデル降伏面角度

(ピン径の 30~60%)に達している。図 4.19~4.28 に歪ゲージより得られた試験体各部の荷重-歪関係を示す。また、平面モデル R37.5 における各偏心率毎の最終変形状態を写真 4.6 に示す。これらを見るとピンブロックの破壊線はおおむね $0^{\circ} \sim 70^{\circ}$ へと変化しており、偏心量 e が大きくなるほど破壊線角度は小さくなっている様子がわかる。図 4.29 に示した各径の平面試験体の破壊線角度も同様の傾向を示している。図 4.19~4.25 に示した平面試験体の歪値も各試験体毎におおむね $45^{\circ} \cdot 135^{\circ}$ の歪が増大しており、ピンより斜め方向の破壊によりピンブロックの耐力が決定されていることを裏づけている。

一方、立体モデルの荷重-変形関係(図 4.18)を見るとピン径の小さい S-3 は R/r が S-1、S-2 より大きいにもかかわらず降伏荷重が低い。これはピン破壊が

表 4.6 ピンブロック耐力試験結果

Model No.	R/r	e/r	支圧 従来式		破壊形式
			降伏強度 (kN)	最大強度 (kN)	
平面モデル					
P-1	2.0	0	118	219	PB破断
P-2	2.0	6	137	243	PB破断
P-3	2.0	12	157	247	PB破断
P-4	2.5	-12	99	178	PB破断
P-5	2.5	0	142	302	PB破断
P-6	2.5	6	174	341	PB破断
P-7	2.5	12	199	356	PB破断
P-8	3.0	-12	143	262	PB破断
P-9	3.0	0	194	374	PB破断
P-10	3.0	6	227	427	PB破断
P-11	3.0	12	247	458	PB破断
P-12	3.5	-12	179	341	PB破断
P-13	3.5	0	244	445	PB破断
P-14	3.5	6	250	498	PB破断
P-15	3.5	12	254	561	PB破断
立体モデル					
S-1	2.5	6	281	569	ピン破壊
S-2	2.5	0	250	541	PB破断
S-3	3.0	6	235	407	ピン破壊

ブロック破壊に先行したためである。図 4.26～図 4.28 の立体モデルのピンブロック荷重－歪関係を見ると図 4.27 の S-2 試験体が $45 \cdot 135^\circ$ 方向で大きく塑性変形しているのに対し、図 4.26 の S-1 試験体ではピンブロックは塑性化しているが歪量が限定されていること、図 4.28 の S-3 試験体ではピンブロックはあまり塑性化していないことから、S-2 試験体ではピンブロックとピンの耐力が拮抗していること、S-3 試験体ではピンの破壊によって接合部全体の耐力が決定されていることがわかる。

図 4.14～図 4.18 に示すような大きな降伏比を持つ荷重－変形関係のどこで接合部の設計耐力を設定するかという問題については、テンション構造の持つ構造的な特性を考慮する必要がある。先述したように、最大耐力に達する変位は 10～20mm(ピン径の 30～60%)に達してしまうことから、接合部の塑性変形は初期張力の喪失や構造物の応力配分の変化を誘発するため、接合部設計は少なくとも荷重－変形関係が線形となる見かけの降伏点に対し行うべきである。そこで接合部の見かけの降伏耐力を基準に耐力評価式を検証する。

既往の耐力評価式では、ブロックの破壊性状をピン外周部の引張り－せん断破壊または支圧部の破壊に分類し、慣例的には図 4.9 のピンブロックに対しボルト・リベット用の縁端部設計式を流用し以下のような許容耐力式で検証することが多く行われている²⁰⁾。

$$\text{引張り: } P_a = A_s \sigma_y \quad (4.1)$$

$$\text{せん断: } P_a = A_q \sigma_y / \sqrt{3} \quad (4.2)$$

$$\text{支圧: } P_a = 2 r t \sigma_y \times 1.5 / 1.1 \quad (4.3)$$

一方英規準(BS)ではピンブロックの耐力式として下式を与えている¹⁷⁾。

$$\text{引張り・せん断: } P_a = \min(A_s \sigma_y / 1.33, A_t \sigma_y) \quad (4.4)$$

また、多くの繰返し荷重を想定している土木・機械分野では、支圧部に Hertz の弾性限式を使用することが多い²¹⁾。

$$\text{支圧: } P_a = \frac{(\sigma_y / 0.591)^2 r r_p t}{(r - r_p) E} \quad (4.5)$$

ここに、 r_p ：ピン半径、 E ：ヤング率である。また文献 19)では、以下の式で許容耐力を与えている。

表 4.7 各評価式によるピンブロック耐力

Model No.	ピン半径 r (mm)	外径 R (mm)	孔偏心 e (mm)	引張・せん断(kN)				支圧(kN)		
				慣例式 (4.1,2)式	BS5950 (4.4)式	文献19) (4.6)式	提案式 (4.8)式	Hertz (4.5)式	慣例式 (4.3)式	文献19) (4.7)式
平面モデル										
P-1	15	30.0	0	144	72	107	102	38	196	207
P-2	15	30.0	6	144	101	107	129	38	196	207
P-3	15	30.0	12	144	108	107	151	38	196	207
P-4	15	37.5	-12	124	50	151	89	38	196	233
P-5	15	37.5	0	190	108	151	153	38	196	233
P-6	15	37.5	6	216	137	151	180	38	196	233
P-7	15	37.5	12	216	162	151	204	38	196	233
P-8	15	45.0	-12	169	86	193	141	38	196	251
P-9	15	45.0	0	235	144	193	204	38	196	251
P-10	15	45.0	6	268	173	193	231	38	196	251
P-11	15	45.0	12	288	202	193	256	38	196	251
P-12	15	52.5	-12	212	122	232	192	38	196	264
P-13	15	52.5	0	279	180	232	255	38	196	264
P-14	15	52.5	6	312	209	232	282	38	196	264
P-15	15	52.5	12	345	238	232	308	38	196	264
立体モデル										
S-1	15	38.0	6	442	278	308	367	76	393	468
S-2	15	38.0	0	387	221	308	312	76	393	468
S-3	12.5	38.0	6	464	302	326	401	53	327	420

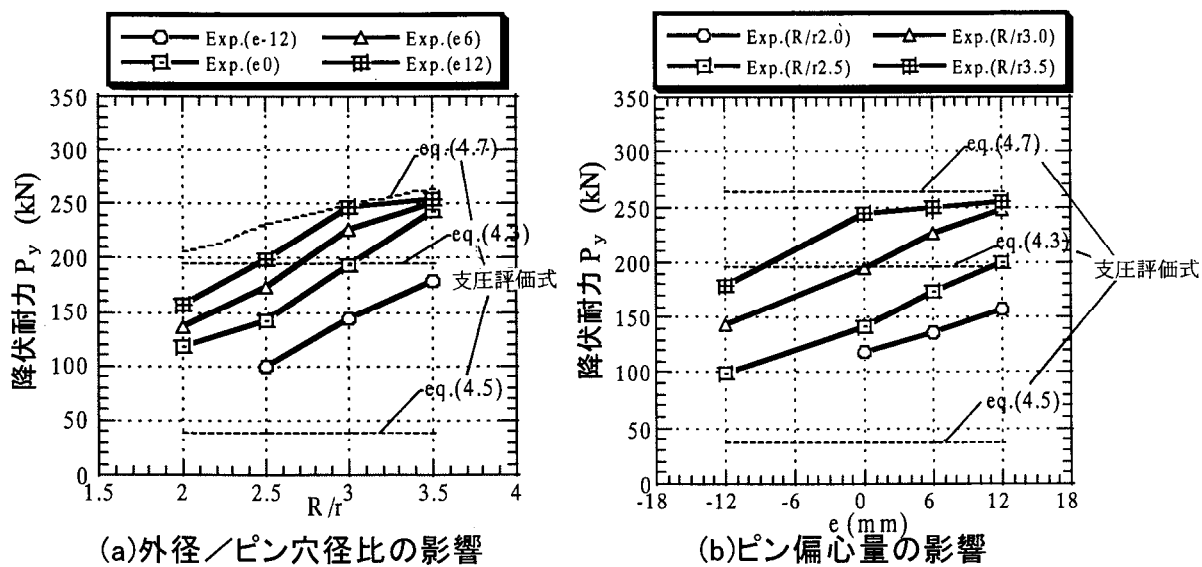


図 4.30 ピンブロック(平面モデル)降伏耐力

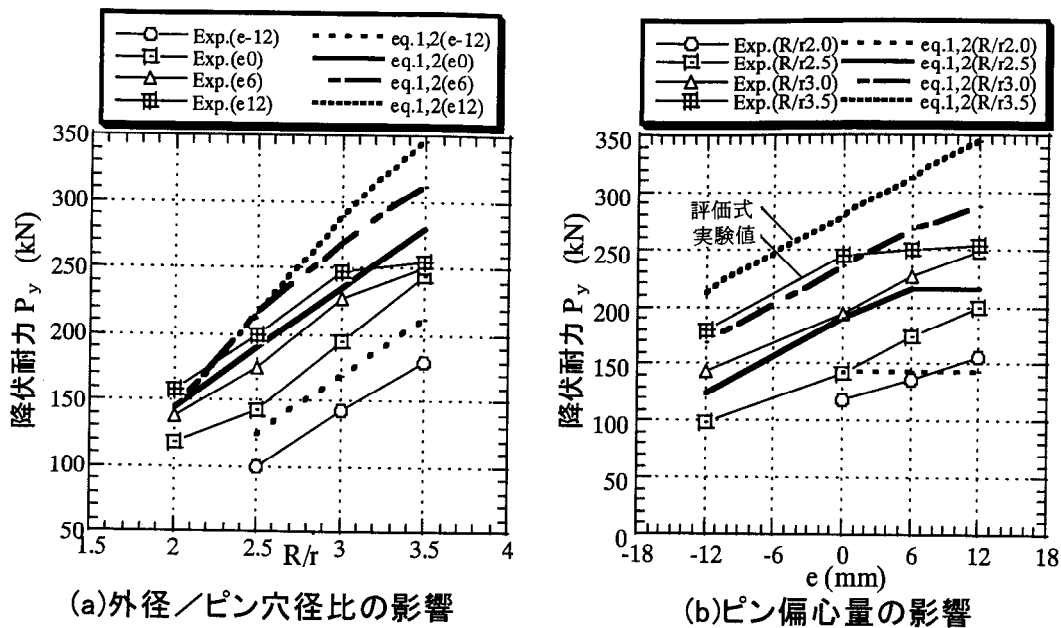


図 4.31 慣例式(4.1)(4.2)の評価

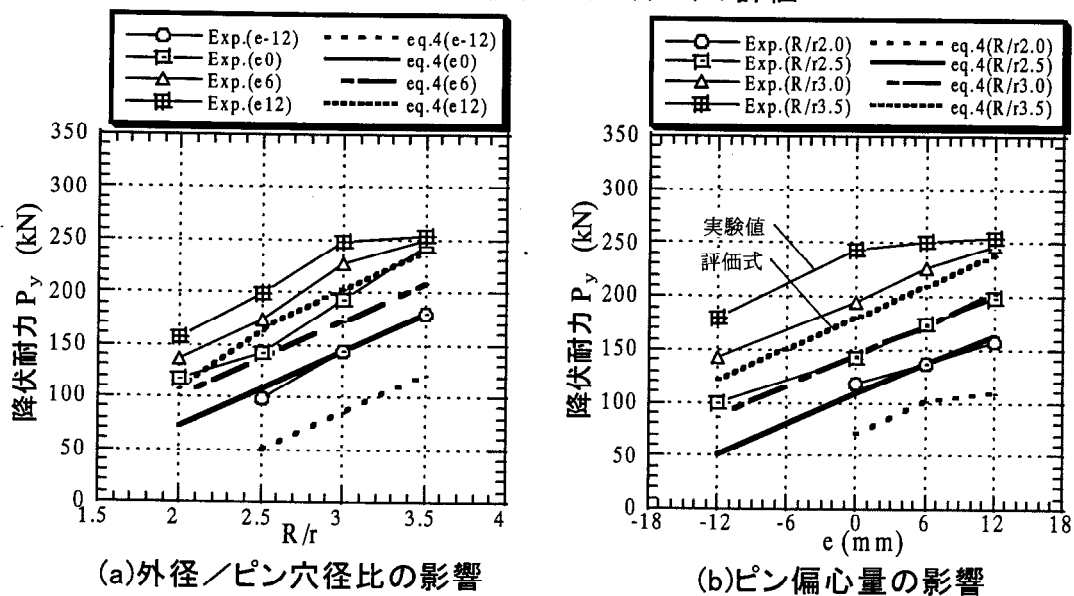


図 4.32 BS 式(4.4)の評価

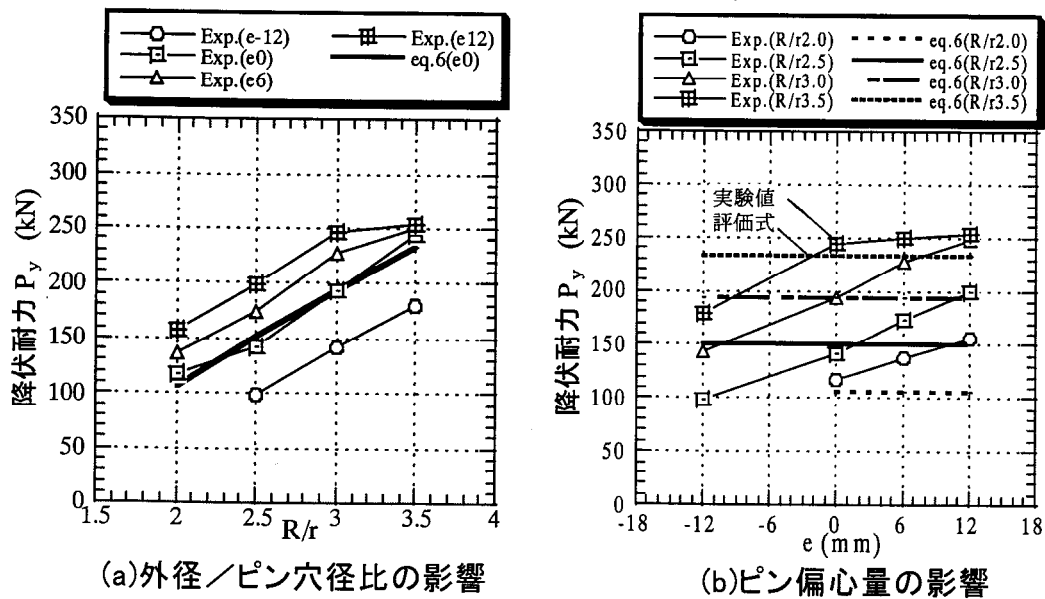


図 4.33 森田式(4.6)の評価

$$\text{引張り・せん断} : P_a = 0.94 \frac{4[(R/r)^2 - 1]}{\sqrt{6 + 12(R/r)^{2.1}}} rt\sigma_y \quad (4.6)$$

$$\text{支圧} : P_a = 2.9[\ln(R/r)]^{0.41} \frac{2}{\sqrt{3}} rt\sigma_y \quad (4.7)$$

実験を行った $R/r=2\sim 3.5$ 、 $e/r=-0.8\sim 0.8$ の範囲において各式の耐力式を比較した結果を表 4.7 に示す。各値は最大 2 倍以上のばらつきを持ち、現実の破壊状況に対応した評価が必要であることがわかる。

そこで以下に各式における耐力値を得られた実験結果と比較し評価を試みる。まず平面モデルの降伏荷重を外径比 R/r 、偏心比 e/r により整理したものをそれぞれ図 4.30(a)、(b) に示す。降伏荷重はおおむね R/r 、 e/r をパラメータに並んでいるが、250kN に達するあたりから頭打ちの傾向を示している。これはピンブロックの引張り・せん断破壊に対し支圧圧縮破壊が先行していることを示している。同図中に各支圧式(4.3)(4.5)(4.7)の評価値を点線で示す。Herlz の弾性限式(4.5)は降伏荷重よりはるかに低い値を示し、これはピンがピン孔縁に接する微小領域での降伏はかなり早い時機から生じているが、マクロな剛性変化として現われないことを示す。慣例支圧式(4.3)はやや安全側の値を示し、文献 19) による式(4.7)は実験による支圧降伏値をよく捉えている。以上より、支圧降伏は(4.7)式で評価することとし、これ以下の荷重で決定される引張り・せん断破壊形式の評価を行う。

図 4.31 は実験結果と慣例式(4.1)(4.2)の評価値を比較したものである。同図中細線が実験値、太線が評価値であり、これらを見ると慣例式の評価値は実験降伏荷重より 1~2 ランク高い。従って慣例式によりピンブロックを設計すると見かけの降伏荷重を超えてしまい、危険側となる。これは慣例式が直線状の縁を持つ材の孔端強度式であり、円弧状の縁を持つピンブロックでは現実の破壊線が短くなることに起因していると考えられる。

次に BS 式(4.4)と実験値の比較を図 4.32 に示す。これらを見ると BS 式の評価値は実際の降伏荷重の 1 ランク程度低い値を示しており、逆に安全側となっている。次に文献 19) の(4.6)式による評価値の比較を図 4.33 に示す。この実験式はピン偏心 $e=0$ においては精度良く降伏荷重を捉えているが、ピン偏心がある場合の変化を考慮した式とはなっていない。

そこで、現実の破壊状況を元に簡便な評価式を誘導する。既に写真 4. 6、図 4. 29、図 4. 19～4. 25 をもとに分析したように、ピンブロックの破壊線はピン中心を通り $0^\circ \sim 70^\circ$ 程度の角度で立ち上がっており、ピン偏心率が小さいほど、また R/r が大きいほど角度が大きい。これを図 4. 34 に示すようなモデルで考える。すなわち、ピン孔系 r とブロック外径 R に対し、 e の偏心があるとき、ピンブロック

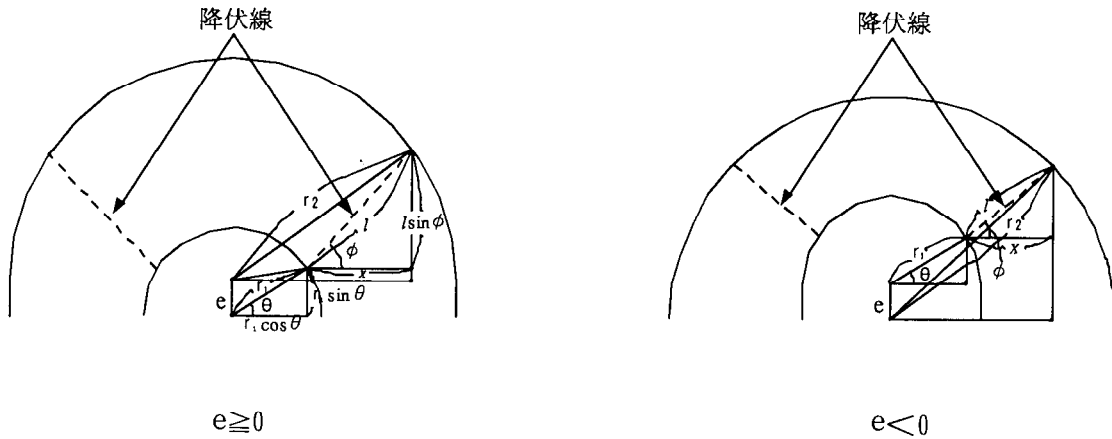


図 4.34 偏心を伴うピンブロックの破壊線モデル

の降伏線の始点をピン孔芯より θ の角度の孔端とし、そこから ϕ の角度でブロック外端に伸びる直線と仮定する。この時、幾何学的関係より、

$$(l \sin \phi + r \sin \theta - e)^2 + (r \cos \theta + l \cos \phi)^2 = R^2 \quad (4-8)$$

θ を一定とし、変数を $x = l \cos \phi$ とおくと、

$$(\sqrt{l^2 - x^2} + r \sin \theta - e)^2 + (r \cos \theta + x)^2 = R^2 \quad (4.9)$$

$$l^2 = [\sqrt{R^2 - (r \cos \theta + x)^2} - r \sin \theta + e]^2 + x^2 \quad (4.10)$$

一方、降伏線上の平均応力は、

$$\tau = \frac{P}{2lt} \frac{1}{\sin \theta} = \frac{\sqrt{l^2 - x^2}}{2l^2t} P \quad (4.11)$$

$$\sigma = \frac{P}{2lt} \frac{1}{\cos \theta} = \frac{x}{2l^2t} P \quad (4.12)$$

(4. 11), (4. 12) を Mises の降伏条件 $\sigma^2 + 3\tau^2 = \sigma_y^2$ に代入し整理すると、

$$P = \frac{2l^2t}{\sqrt{3l^2 - 2x^2}} \sigma_y \quad (4.13)$$

(4. 10) 式を (4. 13) 式に代入し、 P の最小値を求めることにより、偏心ピンブロッ

クの耐力を求めることができる。平面試験体のうち $r=15\text{mm}$ 、 $R/r=2.5$ 、 $e/r=-0.4$ ~ 0.4 の範囲で、 ϕ を 15° 刻みで(4.13)式の値を計算した結果を図 4.35 に示す。同図を見ると、 P の値は θ が 35° 、 45° のとき、 $\phi=40^\circ \sim 80^\circ$ の範囲で最少となり、実験結果と同様の傾向を示す。

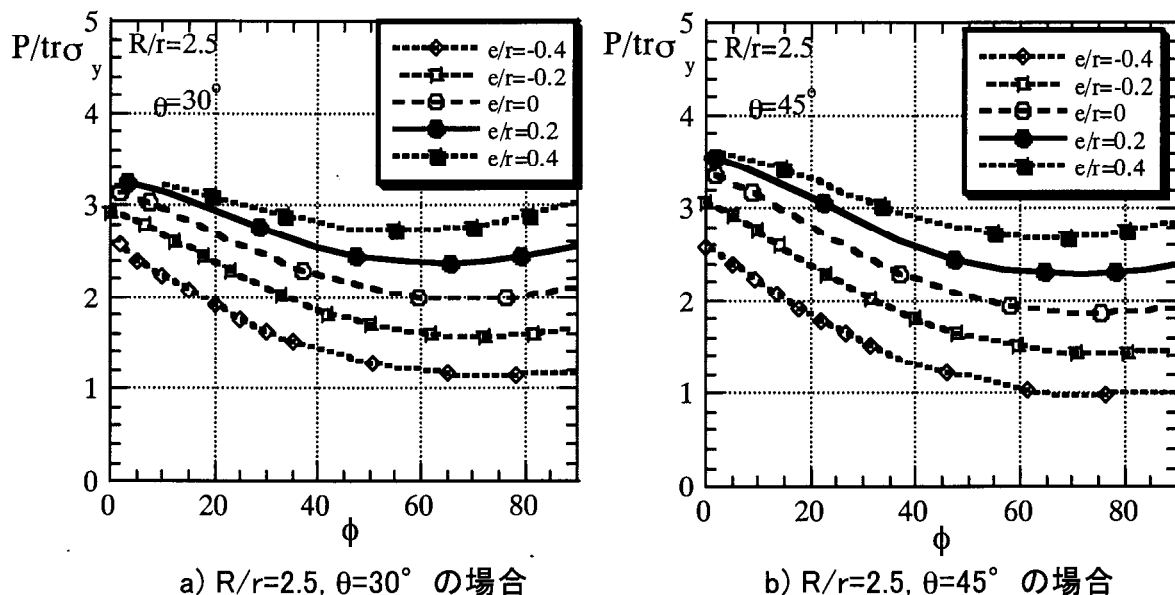


図 4.35 耐力が最低となる降伏線角度

ここで代表値として破壊線が図 4.9 の A_{45} に示すようにピン孔中心を通り 45° の角度を持っていた ($\theta = \phi = 45^\circ$) と仮定すると、(4.8) 式よりこの線上のピンブロックの断面積は両側で、

$$A_{45} = 2 \left(\sqrt{R^2 - \frac{e^2}{2}} - r + \frac{e}{\sqrt{2}} \right) t \quad (4.14)$$

平均応力度(4.11)(4.12)式は $\sigma = \tau = P/A_{45}/\sqrt{2}$ となり、これを Mises の降伏条件に代入すると(4.13)式の単純解として下式を得る。

$$\text{引張り・せん断: } Pa = \frac{A_{45}\sigma_y}{\sqrt{2}} \quad (4.15)$$

(4.15)式を実験降伏荷重と比較したものを図 4.36 に示す。本評価値は破壊線の角度をかなり大胆に仮定したものであるが、それでも支圧破壊に至らないピンブロックの降伏荷重をすべての外径比・偏心率の範囲で良く捉えており最も精度が

良い。これより、 $R/r=2\sim 3.5$ 、 $e/r=-0.8\sim 0.8$ の範囲のピンブロック及びガセット PL の設計においては(4.7)式と(4-15)式の組み合わせでほぼ降伏荷重を予測できると考えられる。各耐力評価式と実験値の対応をまとめて図 4.37 に示す。

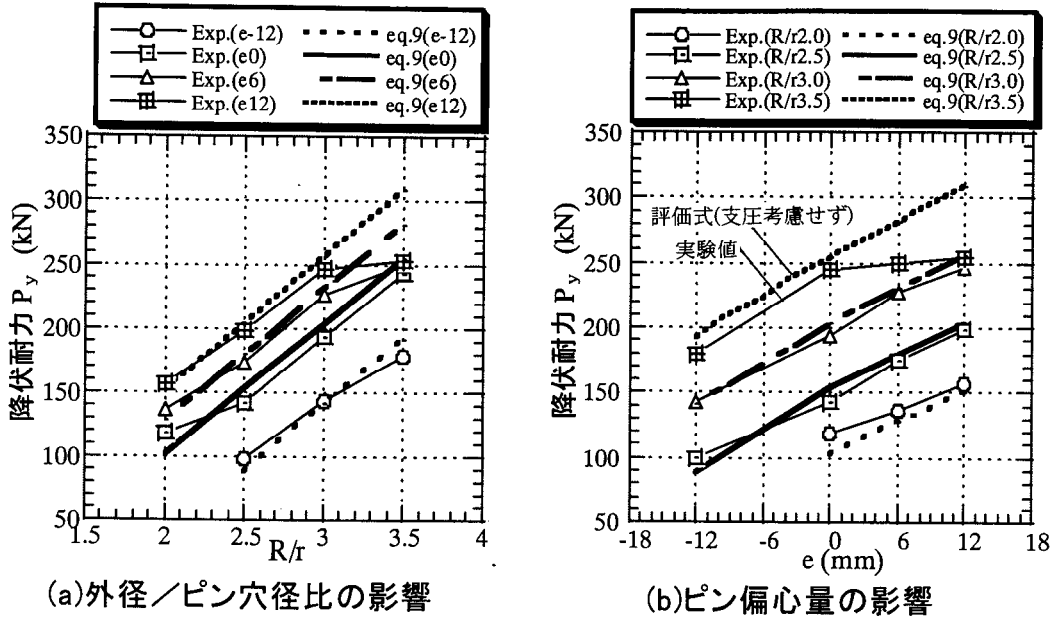


図 4.36 提案式(4.15)の評価

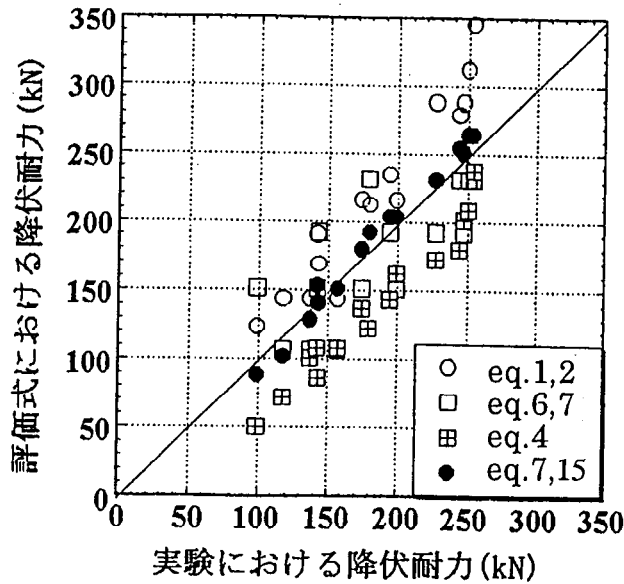


図 4.37 実験値と各評価式の比較

4.3.2 ピンの耐力評価

次に、ピンブロックとガセット PL を繋ぐピンの耐力について考える。ピンの設計にはやはりボルト・リベットの設計手法を流用し、せん断破壊の下式で設計を行うことが多い。

$$\text{せん断: } P_{pa} = 2A_p \sigma_{py} / \sqrt{3} \quad (4.16)$$

ここに A_p : ピン断面積、 σ_{py} : ピン素材降伏応力である。一方、EURO 規準ではピンの曲げによる耐力式として下式を与えている¹⁸⁾。

$$\text{曲げ: } P_{pa} = \frac{8Z_p \sigma_{py}}{t + 4c + 2a} \quad (4.17)$$

ここに Z_p : ピン塑性断面係数、 t : ガセット PL 厚、 c : ピンブロック-ガセット PL 間隙、 a : ピンブロック片側厚である。(4.17)式はピンブロックおよびガセット PL の厚み方向に等分布荷重を受けるピンの曲げ耐力より誘導できる。

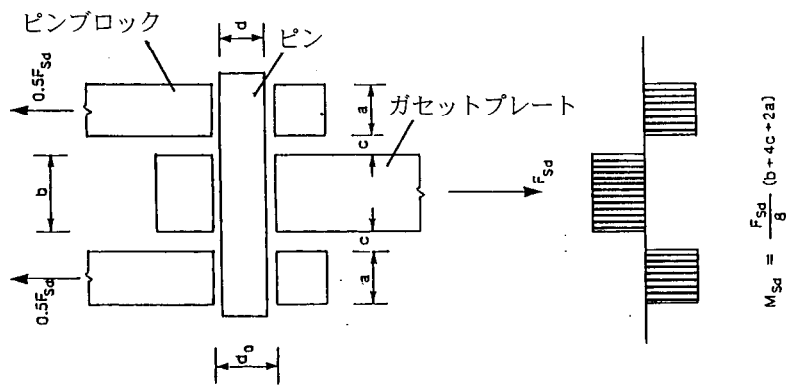


図 4.38 ピンの破壊形式

(4.16)式、(4.17)式を用い、前項で示したピンブロックの試験体に使用したピンの耐力評価を行った結果を表 4.9 に示す。既に述べたように平面試験体においてはピン耐力は曲げ、せん断ともにピンブロック耐力を大きく上回っており、破壊形式はすべてピンブロックに抛る。これに対し立体モデルでは S-1 および S-3 がピンブロック耐力以下かつピン曲げ耐力式(4.17)に近い降伏荷重でピンが破壊しており、これはピンがせん断ではなく曲げ破壊していることを示している。せん断破壊に限定されるボルト・リベットに対し本形式の接合部ピンが曲げ破壊を生じるのは、ピンとピンブロック・ガセット PL 孔間の間隙のためであると考えられる。立体モデルの実験降伏耐力結果と評価式 (4.7) (4.15)、(4.17)を組み合

わせた評価値を図 4.39 に示す。ピンブロック耐力式(4.15)とピン耐力式(4.17)の組み合わせにより、立体モデルの降伏耐力もほぼ評価できていることが分かる。

表 4.8 ピンの耐力評価

Model No.	ピン半径 r (mm)	t_g (mm)	c (mm)	a (mm)	降伏点 σ_y (N/mm ²)	ブロック耐力(kN)		ピン耐力(kN)	
						BS5950 (4.4)式	提案式 (4.15)式	曲げ (4.17)式	せん断 (4.16)式
平面モデル									
P-1-15	15	15	2	20	881	max238	max308	503	719
立体モデル									
S-1	15	28	1	15	490	278	367	285	400
S-2	15	28	1	15	490	221	312	285	400
S-3	12.5	28	1	15	490	302	401	165	278

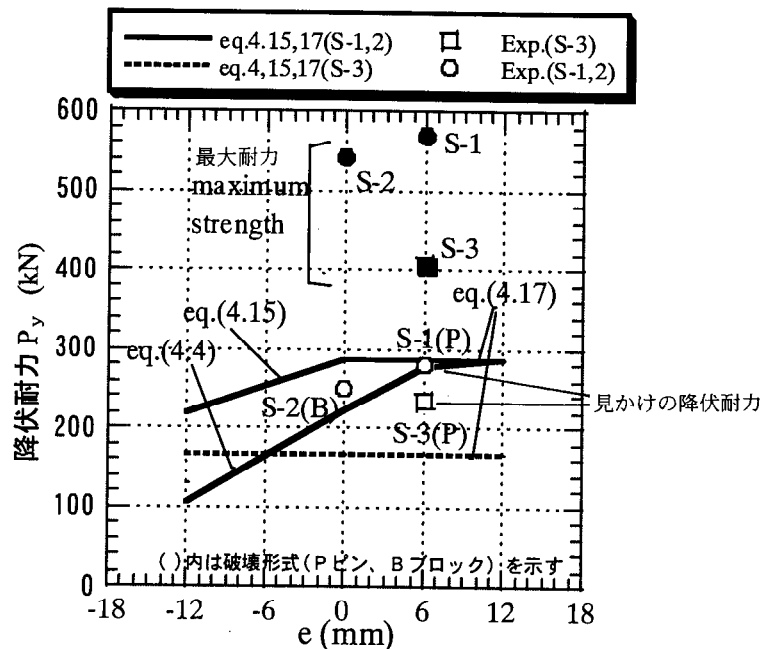


図 4.39 立体モデル耐力評価

4.3.3 解析による検証

以上、実験から推定された破壊線および提案した評価式の妥当性を確認するため、弾塑性 FEM 解析によるピンブロックの応力解析を行う。解析モデルは実験と同様に平面モデルと立体モデルとし、実験結果および評価式との比較を行う。

解析に用いる平面モデルを図 4.40 に、立体モデルを図 4.41 に示す。平面モデルは $R/r=3.4$ 、 $e/r=0, 0.48$ の 2 種類 (PA-1、PA-2)、立体モデルは $R/r=2.5, 3.0$ 、 $e=6\text{mm}$ の 2 種類 (SA-1、SA-2) を用意する。解析には、ソルバーとして MARC

(Ver. K6.2)、プリポストプロセッサとして MENTAT II2.3 を用いる。PA-1 は無偏心、PA-2 は偏心モデルであり、SA-1 はブロック破壊モデル、SA-2 はピン破壊モデルである。SA-1、SA-3 は実験における S-1、S-3 と同形状のモデルとなっている。各モデルは対象条件を考慮して半分を解析し、立体モデルにはピンもモデル化している。ピンとピン孔のクリアランスは実験と同様に片寄り時で最大 0.5mm とする。ピンブロック・ピンを構成する材料は表 4.10 に示すような機械的性質を有するバイリニア弾塑性材料としてモデル化する。

図 4.42 および図 4.43 に平面モデル PA-2 における BS 設計耐力近傍($P=330\text{ kN}$) 時の Mises 応力および塑性歪を示す。この状態でピン孔周辺の接触部では既に Hertz 耐力を越え局所的な塑性化が始まっている事が分かる。一方、図 4.44 および 4.45 に PA-1 および PA-2 の荷重-変形関係を示す。ピンの偏心の有無による耐力の違いはここでも明らかになっている。図 4.45 を見るとピン孔端部が塑性化している BS 設計軸力レベルに対してもピンブロックは見かけ上の降伏耐力以下となっており、前節で仮定した支圧破壊性状が正しいことがわかる。同図中の▼印は前節で提案した評価式の耐力である。

図 4.46 および図 4.47 に立体モデルの BS 設計耐力近傍の Mises 応力および塑性歪をそれぞれ示す。最大応力および塑性歪はピンから斜め方向を中心にピン孔端部から外周に向かって広がっていく様子がわかる。これより 45° 方向を破壊線と仮定した(4-19)式はおおむね妥当と考えることができる。一方、図 4.49 のピンの塑性歪を見ると断面に対し両端の塑性歪が進展しており、ピンが主に曲げ破壊により変形していることがわかる。また、図 4.50 の変形図を見ると、ピンの曲げ変形によりブロックが微少な面外変形を生じており、ピン耐力とブロック耐力が拮抗する場合には、連成破壊モードの影響も予想される。図 4.51~52 に SA-1 および SA-3 の荷重-変形関係を示す。SA-3 に関してはピンを塑性化させずに弾性のままでモデル化した解析も行った(同図中(b))。各図中の▼印は前節で提案したピンブロック評価式、▽はピンの評価式の耐力である。SA-3(a)はピンで破壊するモデルであるが、ピンを破壊させなければピンブロックの評価式レベルまで耐力が上昇することがわかる。

以上より、4.3.2 で実験を元に推定した破壊モードは解析においても確認され、推定した破壊モードをもとに設定した評価式は妥当であると考えられる。

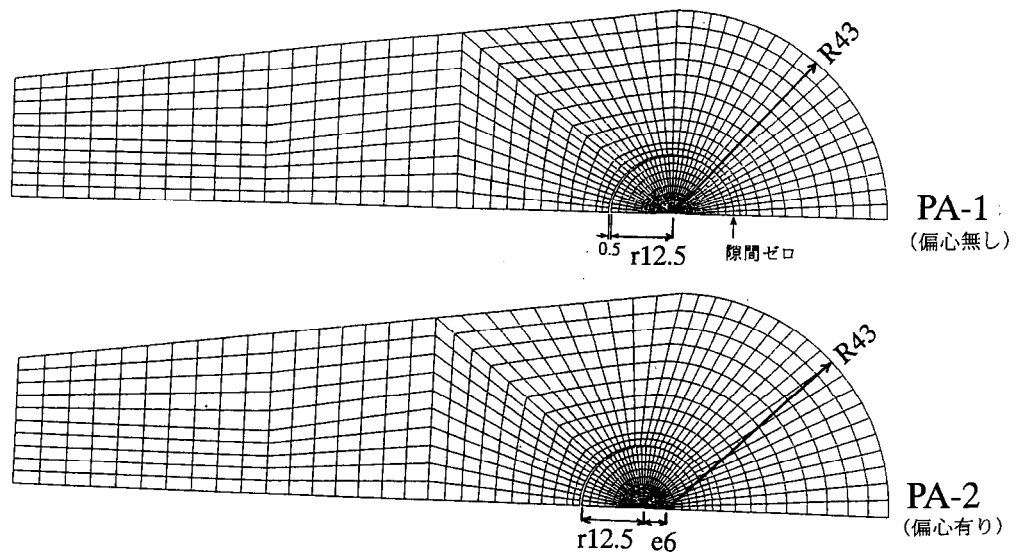
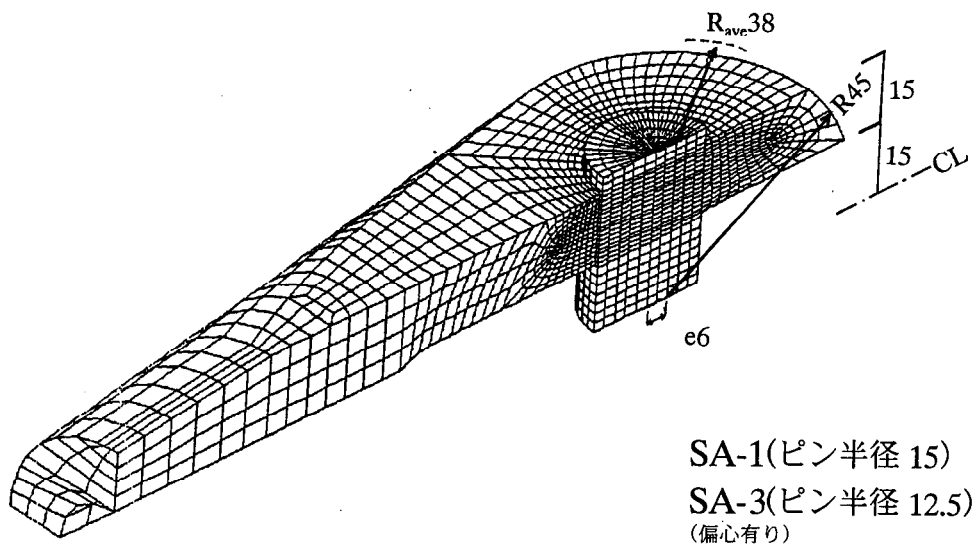


図 4.40 平面解析モデルの形状および寸法 (mm)



SA-1(ピン半径 15)
SA-3(ピン半径 12.5)
(偏心有り)

図 4.41 立体解析モデルの形状および寸法 (mm)

表 4.9 解析モデルの材料特性

	フォークエンド	ピン
材料特性	パイリニア	パイリニア
ヤング率 (E)	20904.2kg/mm ² (205GPa)	20904.2kg/mm ² (205GPa)
ポアソン比	0.3	0.3
降伏応力 (σ_y)	36kg/mm ² (0.353GPa)	57.1kg/mm ²
2次勾配	209.18kg/mm ² (2.05GPa)	316.1kg/mm ² (3.1GPa)
加工硬化係数	211kg/mm ² (2.071GPa)	320.9kg/mm ²

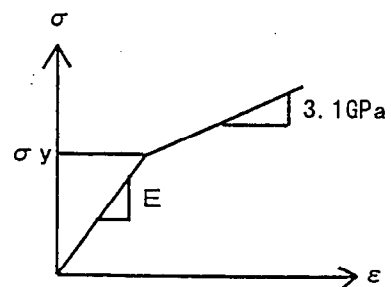


図3-6 ピンの材料特性

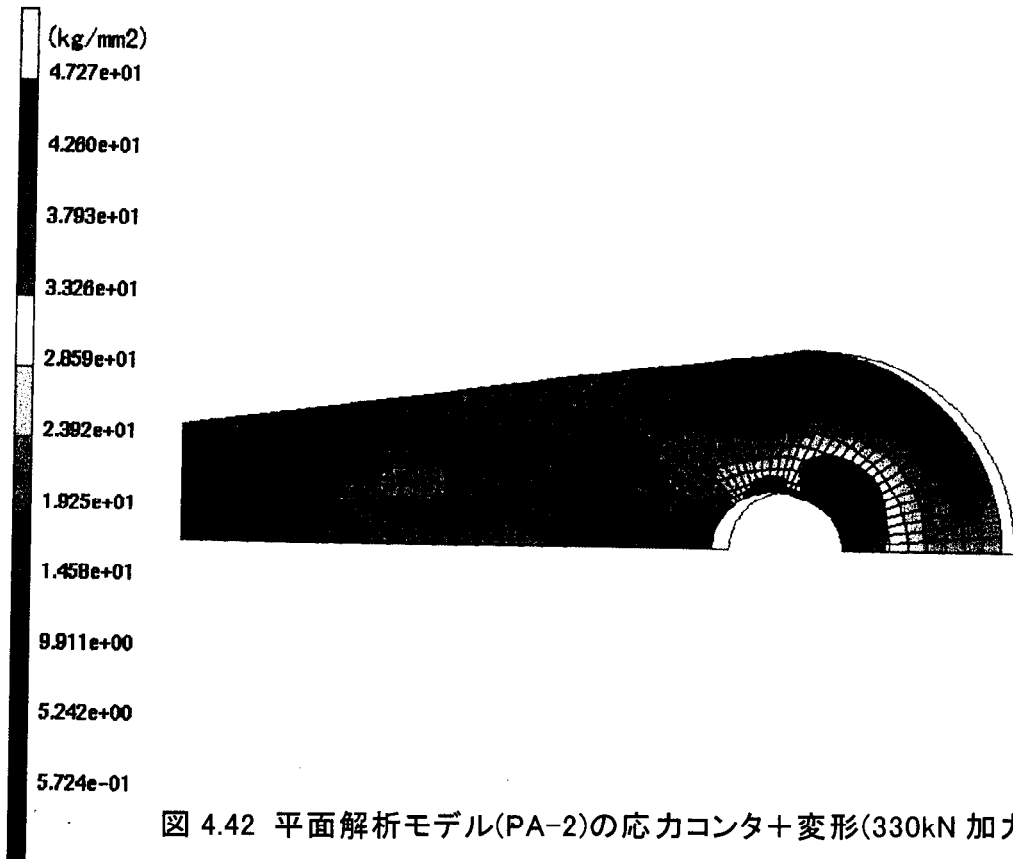


図 4.42 平面解析モデル(PA-2)の応力コンタ+変形(330kN 加力時)

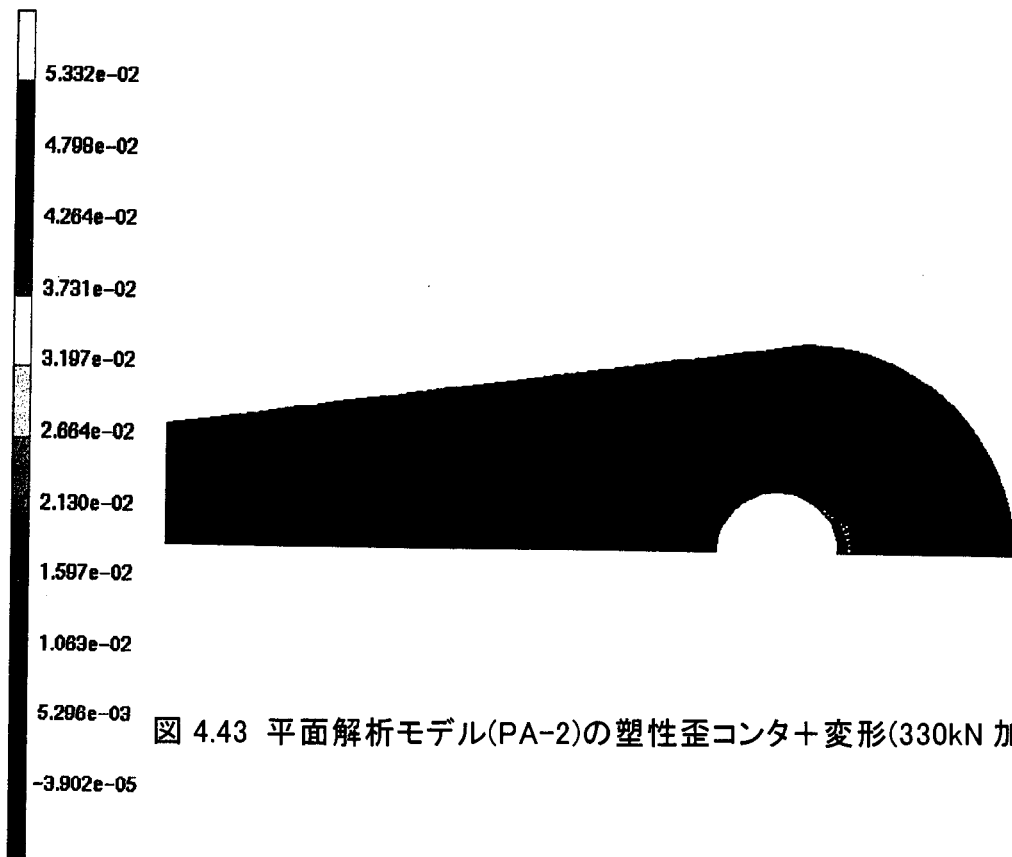


図 4.43 平面解析モデル(PA-2)の塑性歪コンタ+変形(330kN 加力時)

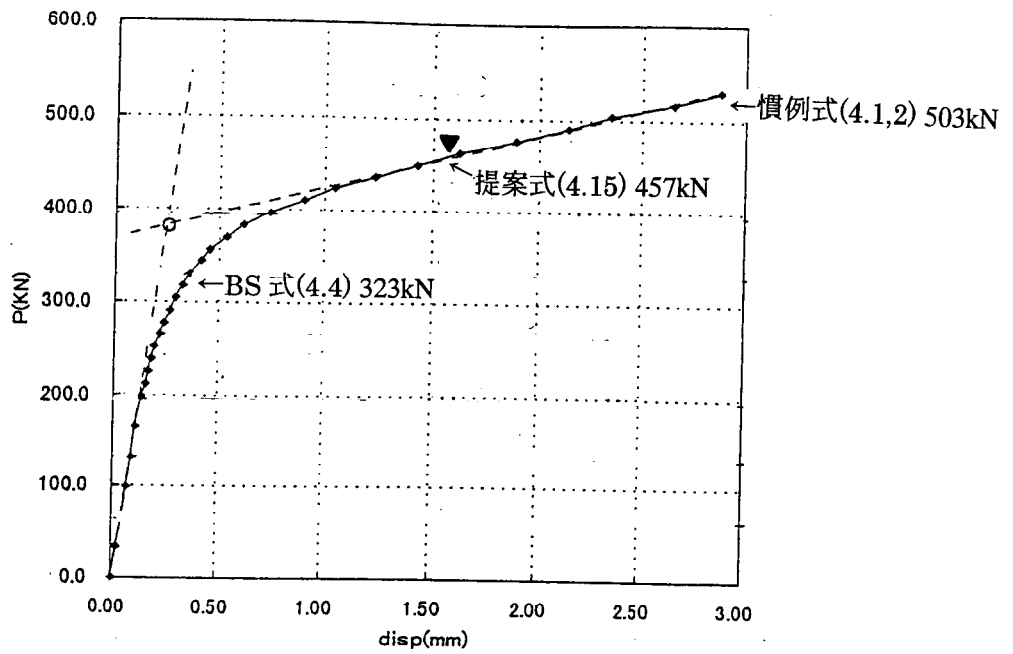


図 4.44 平面解析モデル(PA-1)の荷重-変位関係

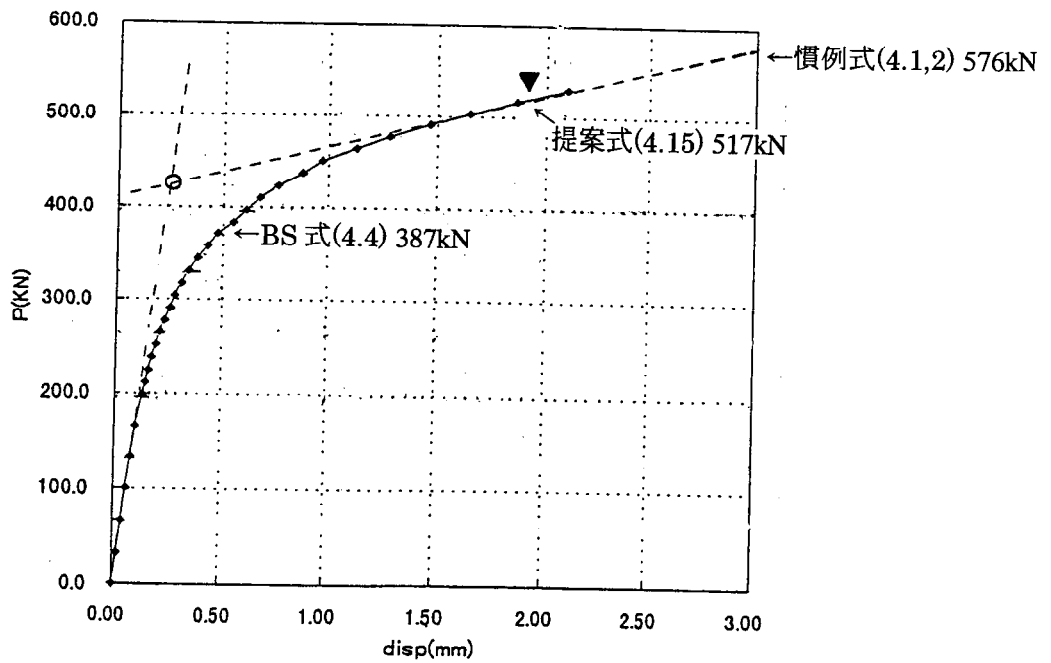


図 4.45 平面解析モデル(PA-2)の荷重-変位関係

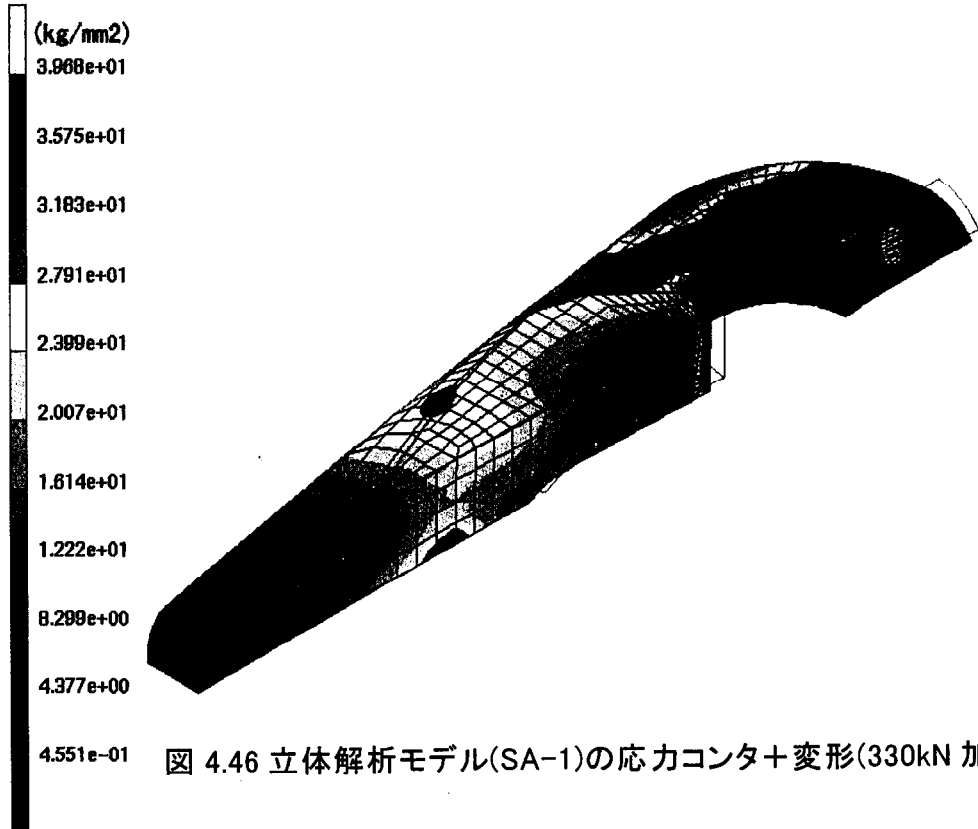


図 4.46 立体解析モデル(SA-1)の応力コンタ+変形(330kN 加力時)

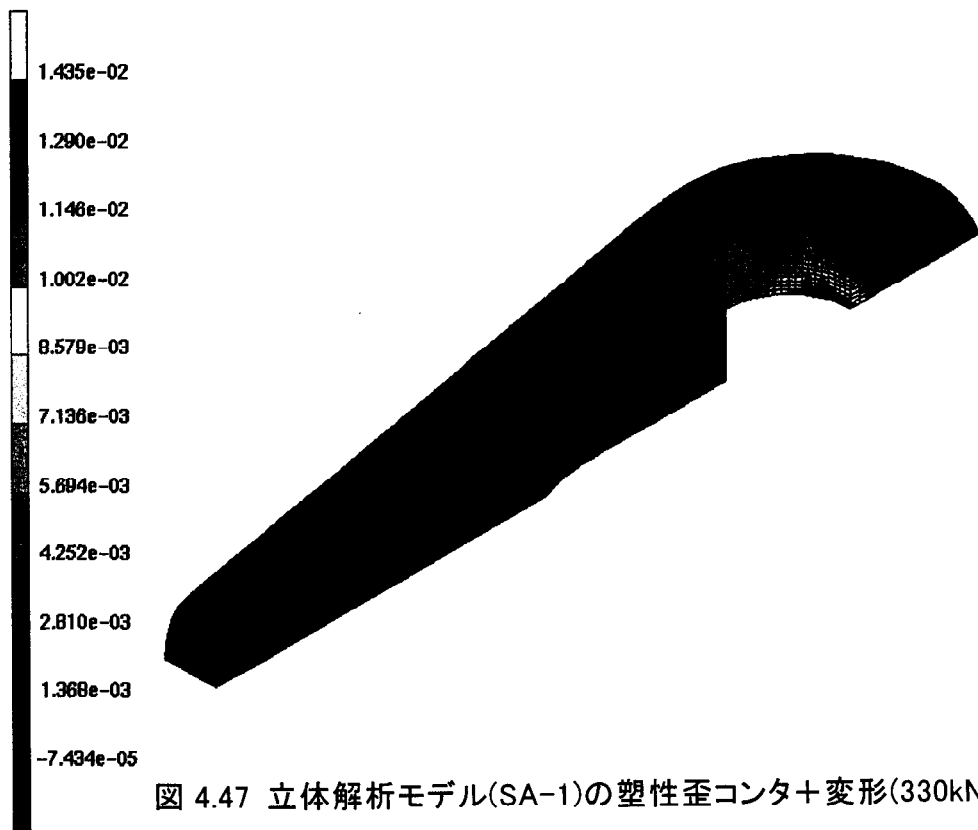


図 4.47 立体解析モデル(SA-1)の塑性歪コンタ+変形(330kN 加力時)

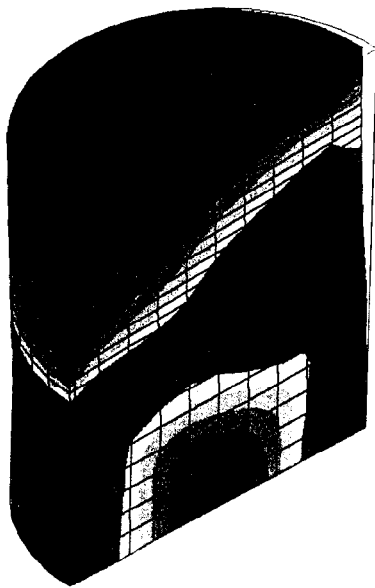


図 4.48 ピンモデル(SA-1)の応力コンタ
(330kN 加力時)

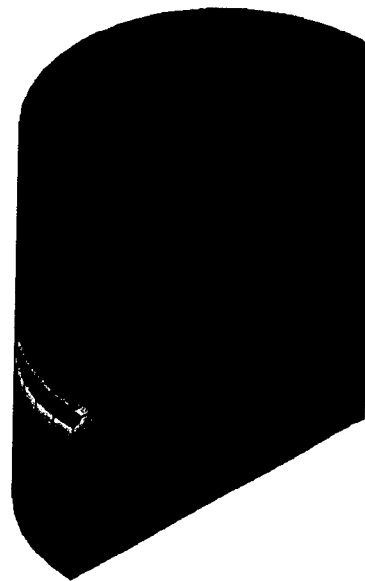


図 4.49 ピンモデル(SA-1)の塑性歪コンタ
(330kN 加力時)

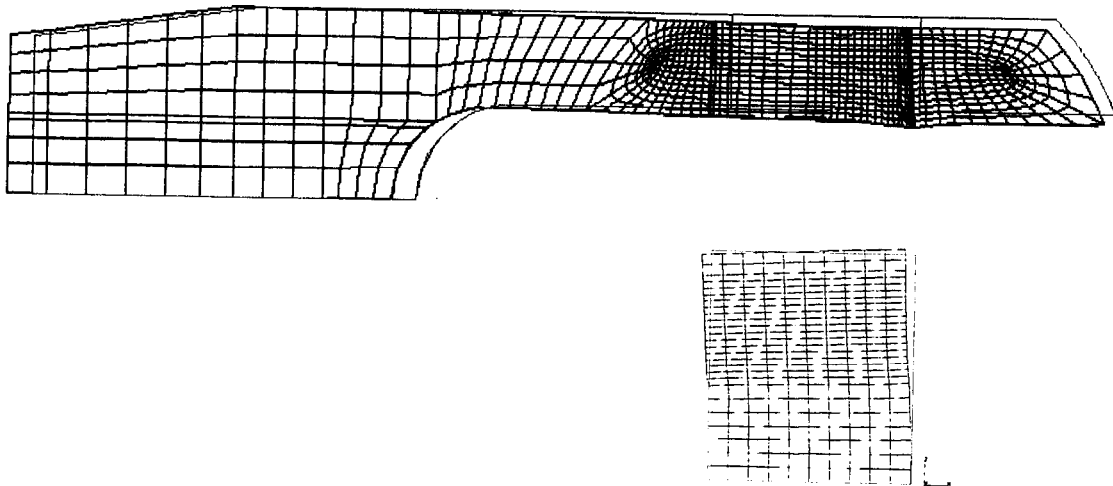


図 4.50 立体解析モデル(SA-1)の変形(330kN 加力時)

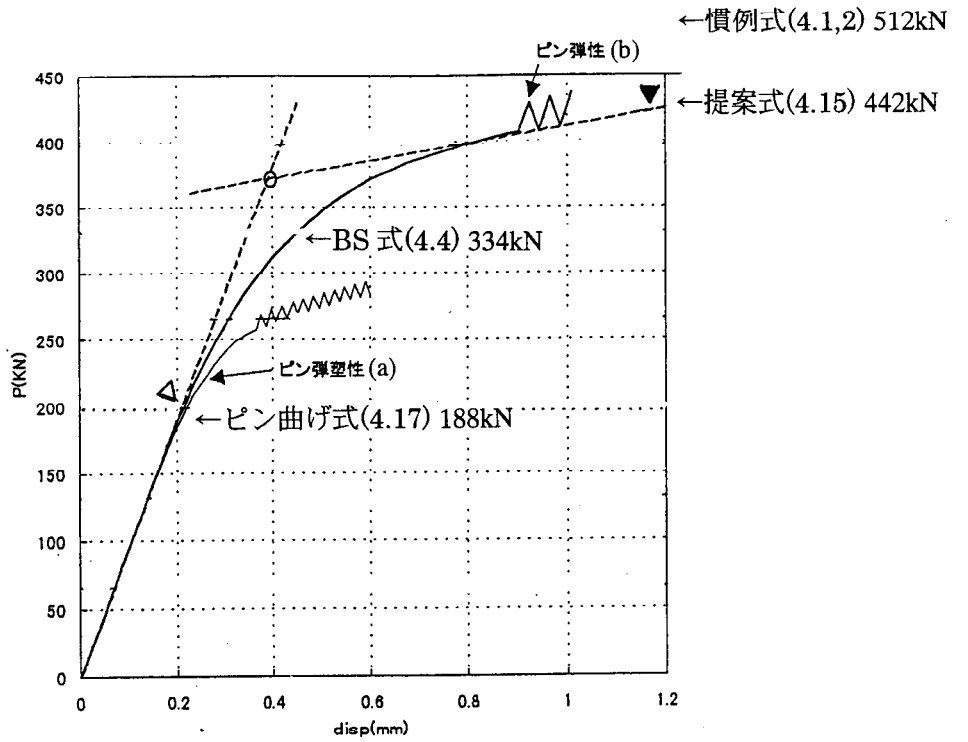


図 4.51 立体モデル(SA-3)の荷重-変形関係

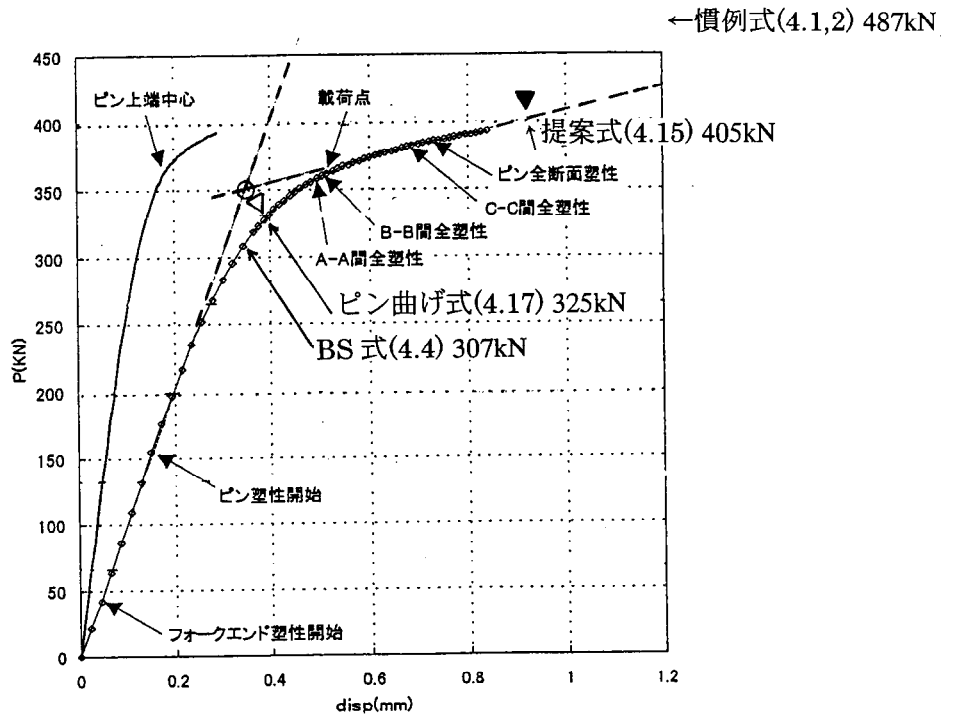


図 4.52 立体モデル(SA-1)の荷重-変形関係

4.3.4 接合部全体の疲労性能評価

以上得られた知見を総合してテンション構造のピンブロックの設計のクライテリアとして図 4.53 に示すように次の 3 つを考え、接合部全体の性能評価を行う。

- 1) ピンブロックが局部弾性限(4.5式)以下となるよう設計する(F-1)。
- 2) ピンブロック・ピンが見かけの降伏点程度(4.4, 4.7, 4.15, 4.17式)以下となるよう設計する(F-2)。
- 3) ピンブロックが見かけの降伏点を超えても最大耐力以下(4.1, 4.2, 4.3, 4.16式)であれば許容する(F-3)。

ピンブロックは 2) においては局部的に、3) においては広範囲にわたり塑性化することになるため、これらの塑性化が疲労性能に与える影響を立体モデルを使用した疲労試験で検証する。図 4.54 に接合部疲労試験体を示す。ピンブロック試験 S-1($R/r=2.5$, $e/r=0.4$) に PC 鋼棒 17φ、23φ、29φ を接続し、それぞれの公称断面積に対し最大耐力 660MPa \sim 0 の片振り入力を行うことによって上記 1)~3) の設計状況をモデル化し、それぞれ F-1~3 とする。なお、PC 鋼棒のネジ定着部は転造ネジとする。試験装置および測定方法は 4.3.2 の立体モデル単純引張り試験と同様のものを用いる。

表 4.10 に接合部の疲労試験結果、写真 4.8 に各試験体の破壊性状を示す。1) の設計による接合部試験体 F-1 は約 5 万回で鋼棒ネジ破断した。2) の設計による

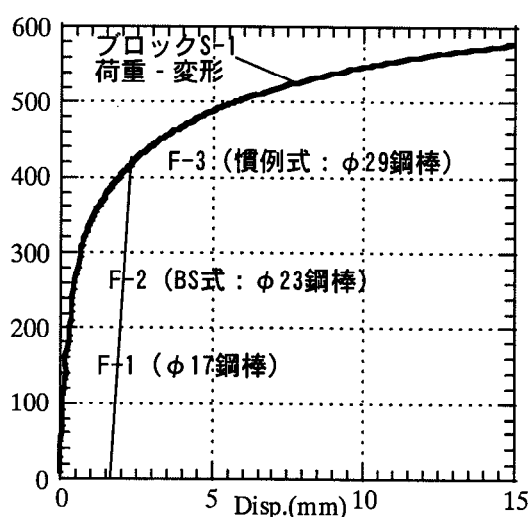


図 4.53 ブロック耐力と鋼棒設計荷重との関係

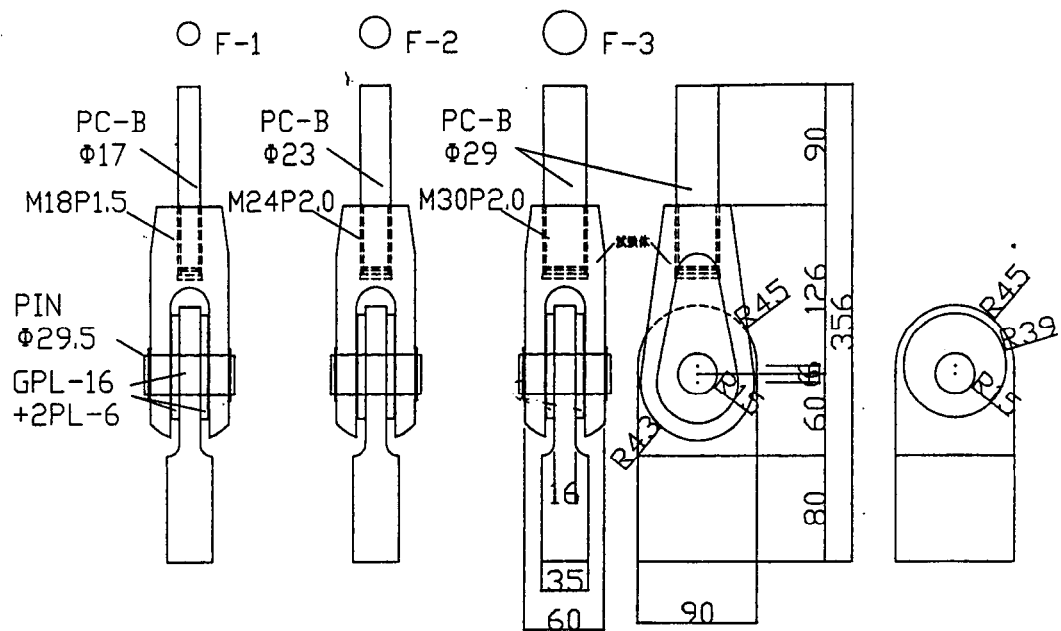


図 4.54 接合部疲労試験体

表 4.10 接合部疲労試験結果

Model No.	PC 鋼棒径 (mm)	振幅 P_{max} (kN)	ピン ブロック 設計式	破壊回数 (回)	破壊形式
立体モデル(S-3)					
F-1	17.0	147	—	49823	鋼棒ねじ破断
F-2	23.0	270	BS式	27616	鋼棒ねじ破断・ブロック変形
F-3	29.0	430	慣例式	13940	ピン・ブロック破壊

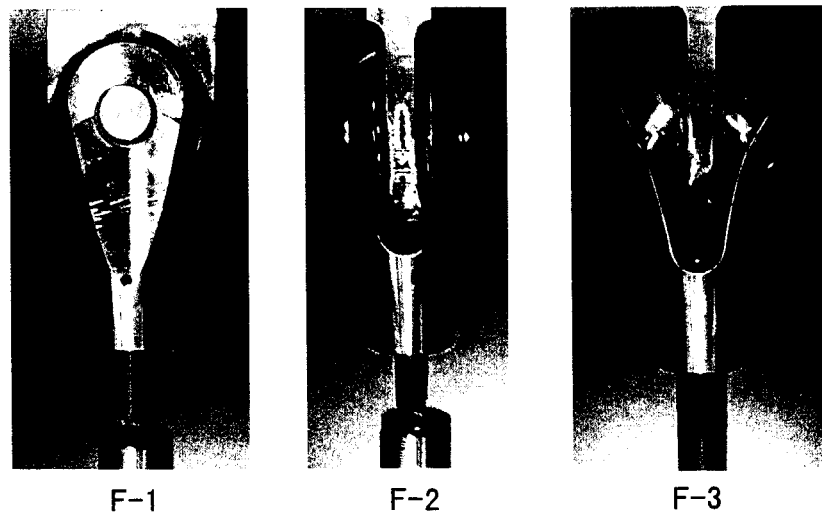


写真 4.8 接合部疲労試験体破壊性状

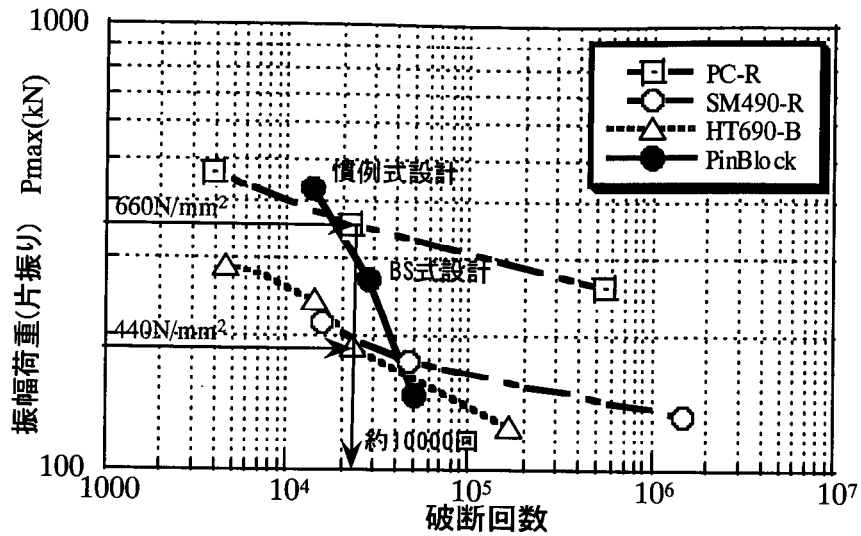


図 4.55 接合部の疲労性能評価

試験体 F-2 は約 2 万 8 千回でブロック変形を伴いながら最終的には鋼棒ネジ部で破断した。3) の設計による試験体 F-3 は鋼棒および定着部が健全なまま 1 万 4 千回でピン・ブロックで破壊した。

これらの結果を 4.3.1 の鋼棒の疲労性能と並べて図 4.55 に示す。鋼棒が許容応力度 (PC 鋼棒で 660MPa、タイロッドで 440MPa) 一杯の片振り振動を受けた時の疲労性能は約 2 万回であり、これに耐え得る接合部を設計するためには、2) の方法で良いと考えられる。すなわち、設計荷重に対し、接合部が (4.4) (4.7) (4.15) (4.17) 式で評価される見かけの降伏点以下となるように設計すれば、接合部性能は鋼棒とほぼ同等以上の性能を有する。一方、慣例式 (4.1) (4.2) (4.3) (4.16) 式で耐力評価するなどそれ以上の塑性変形を与えた接合部では、接合部自身の疲労性能が鋼棒を下回る危険性がある。

4.4 まとめ

鋼棒を用いたテンション構造用のピン接合部を鋼棒および定着部、ピンブロック、ピンの3要素に分解し、耐力・疲労試験を行いその性能を検証した結果、以下の知見が得られた。

- 1) 現在使用されている高張力鋼棒の終局性能および疲労性能はその定着ネジの仕様に依存する。変形能および鋼棒呼び径を規準とした見かけの疲労性能は転造ネジ、アップセット加工、機械加工の順に良く、機械加工ネジを除き K3 等級程度の疲労性能を有する。アップセット後のネジ加工により、単純引張りが母材で決定される場合でも、繰返し荷重時の破断はネジ部で生じる可能性がある。
- 2) ピンブロックおよびガセット PL の最大耐力は見かけの降伏耐力に対し 1.5～2.0 倍あるが、最大耐力時の変形はピン径の 30～60% に達し、見かけの降伏耐力に対し設計することが望ましい。これに対し慣例式(4.1)(4.2)は危険側、BS 式(4.4)は安全側の評価を示す。
- 3) ピンの偏心を伴うピンブロックおよびガセット PL の破壊線はピン中心より斜めの領域を通り、見かけの降伏耐力は下記の 45° 破壊式および支圧式(4.7)によりほぼ評価できる。

$$\text{引張り・せん断：} P_a = \frac{A_{45}\sigma_y}{\sqrt{2}} \quad A_{45} = 2 \left(\sqrt{R^2 - e^2/2} - r + e/\sqrt{2} \right) t$$

R : ピンブロック外半径、 r : ピン半径、 e : ピン偏心量

- 4) ピンの耐力はせん断だけでなく曲げを考慮して評価する必要がある、見かけの降伏耐力は(4.17)式で評価できる。
- 5) 接合部の疲労性能を鋼棒および定着部以上とするためには、鋼棒の許容応力に対し、接合部を見かけの降伏耐力以下に設計することでほぼ達成できる。一方、見かけの耐力を超える慣例式により接合部設計を行った場合、その疲労性能は鋼棒および定着部を下回る危険性がある。

第4章の参考文献

- 1) 例えば、牧野文雄、小松定夫、田中義人、原口俊男：太径ケーブルの疲労強度に関する研究、土木学会論文集 No.374/I-6, pp.477-486, 1986.10
- 2) 西田新一：機械・構造物の破損解析と対策、金華堂、pp.81-123, 1995.11
- 3) 鋼構造物の疲労設計指針・同解説、日本鋼構造協会編、技報堂、1993.4
- 4) 辻岡静雄、山田義智、安井信行、今井克彦、脇山広三：立体トラス接合部の疲労特性に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、No.490, pp.223-228, 1996.2
- 5) 脇山広三、今井克彦、山田義智：締め付け力を導入した立体トラスのボルト接合部疲労強度に関する実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp933-934, 1988.10
- 6) 日本建築学会：高力ボルト接合設計施工指針、1983.7
- 7) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説、1990.2
- 8) 脇山広三、平井敬二：高力ボルトの疲労に関する研究：日本建築学会論文報告集、No.288, pp.21-27, 1980.2
- 9) 今井克彦、木下陵二、辻岡静雄、古川忠稔：システムトラスの球継手の疲労強度改善に関する研究、日本建築学会学術講演梗概集、pp979-980, 1998.9
- 10) 山本晃：ねじ締結の理論と計算、養賢堂、pp147-178, 1995.3
- 11) 吉本勇編：ねじ締結体設計のポイント、日本規格協会、pp136-1150, 1992.3
- 12) JISハンドブックねじ、日本規格協会、1979
- 13) J.Beke: Beitrag Zur Berechnung der Spannungen in Augen Staben, Eisenbau, 1921(文献 12)pp.107 にて引用)
- 14) Lehr: Spannungsverteilung in Konstraktionselementen, 1934
- 15) Sommer: Konstruktionsbucher, heft.6, 1942
(14), (15)は長野利平：応力集中と形態強度概論、山海堂、1980、pp.26-27 にて引用)
- 16) 日本鋼構造協会接合小委員会：鋼構造接合資料集成・リベット接合・高力ボルト接合、技報堂、pp.106-189, pp.643-715, 1987.3
- 17) British Standards Institution: BS5950: Part 1, Structural use of Stelwork in Building, pp.89-90, 1990

- 18) British Standards Institution: Eurocode 3:Design of Steel Structures Part1.1, pp.164-166, 1992
- 19) 森田時雄、木下陵二、梅津康義、今井克彦：クレビス型ピン接合部の引張・圧縮耐力に関する研究(その 1-2)、大会学術講演梗概集、1998.9(九州), pp. 981-984
- 20) 例えば、接合部についての略算法、建築知識、438,1994.1,pp.143-144
- 21) Warren C. Young: Roark's Formuras for Stress & Strain, 6th ed. McGraw-Hill, pp.651, 1989

第 5 章

部品要素としての 付加減衰機構およびその効果

第5章 部品要素としての付加減衰機構およびその効果

5.1 はじめに

テンション構造におけるケーブルやロッドなどのストリング材は初期張力を与えることにより見かけ上圧縮材としても働き、また軸直交方向にも幾何非線形剛性を有するなど空間構造における付加剛性要素として広い応用範囲を持つ。一方、これらの部材は最大設計荷重に対し弾性設計を行うことが基本であり、塑性設計を前提としたビル架構に比べ構造体自身に風や地震に対するエネルギー吸収機構を有しないものが多い。第3章で示したように、まれに生じる大規模な地震・風外乱に対し減衰性状を期待する設計は、応答の安定化の為に有効となる。第4章で検証したように、テンション材および接合部に一定の塑性変形能力を持たせる設計も可能であるが、初期張力の喪失による応力バランスの変化や、復元力特性がスリップタイプになることを考えると、塑性設計が煩雑化することは避けられない。もしテンションストリングを弾性範囲にとどめ、初期張力を保持したまま汎用的に適用できる付加減衰機構が存在すれば、同種の構造の適用範囲の拡大に寄与できるものと考えられる。例えば地震外乱に対しては、応答スペクトルが不安定な短固有周期領域に位置する構造物の応答を低減・安定させる効果があり、風外乱に対しては、軽量・低剛性の屋根の空力不安定振動を抑止する効果が期待できる¹⁾。

テンション構造に付加減衰を与える試みは、過去にも散発的に行われてきた。橋梁の分野においては、吊り橋のケーブル自身の空力安定を図るために端部直交方向に付加する減衰部材が実用化されており²⁾、建築においても川口ら³⁾の吊構造屋根振動安定化のための付加的なオイルダンパーの使用や、五十嵐ら⁴⁾のワイヤ式吊り設備の上下動安定のための高減衰ゴムを用いた支持金物の適用などが先例として見られる。また、張弦構造や膜構造に付加減衰機構の適用を提案し、その効果について論じた研究も加藤らを始め幾つか発表されている⁵⁾⁻⁷⁾。しかしながら、汎用的な構造システムの一部としてストリングに直列に取付ける付加減衰の性能を評価し一般化設計式を提案したものは見られない⁸⁾。

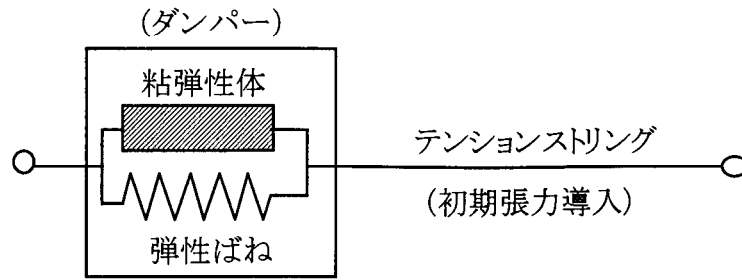


図 5.1 ばね付き粘弾性体ダンパーの概念

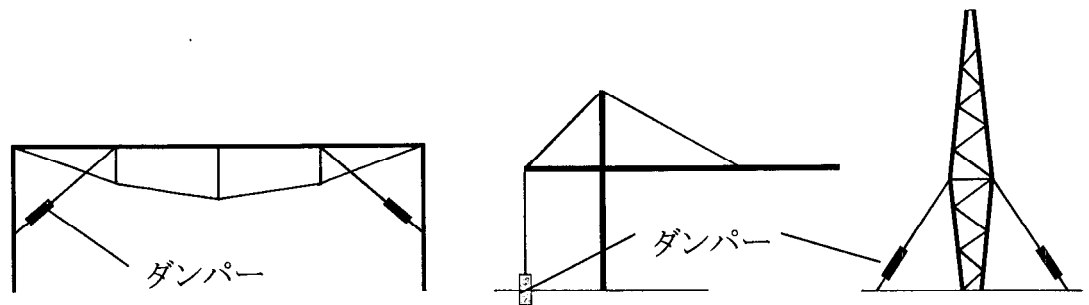


図 5.2 ダンパーの空間構造適用例

テンション構造に減衰を付加させる場合には、地震外乱に加え風外乱も対象とすることになり、高サイクルの繰り返し減衰性能を有する粘性体や粘弾性体が適していると考えられる。粘(弾)性体は、それ自身が変位比例型のばねを持たないためにダンパーがストリングに直列に配置された場合、ストリングに導入された初期張力を保持することはできない。しかし図 5.1 に示すようにこれを弾性ばねと組み合わせることによって初期張力を伴うテンションストリング用付加減衰(ダンパー)を構成することが可能である。この場合粘性体・粘弾性体はストリングの軸力変動に伴う内蔵ばねの弾性変位速度に対し減衰効果を発揮することになる。ばね付き粘弾性体をテンションストリングに接続し、構造体の振動制御を図る適用形態としては図 5.2 に示すように様々なものが考えられる。粘弾性体を含む構造体の解析手法は、主に高層建物を対象に多くの研究が行われてきた。粘弾性体は定常振動下ではその挙動を単純な Kelvin-Voigt モデルに帰着させる事ができるが、多くの場合振動数依存性を有するため振動数の変化するランダム波に対する解析手法として分数次微分・分数次導関数を用いる方法や、多要素モデルを用いる方法が広く研究され実用化されてきた⁹⁾⁻¹⁶⁾。一方、空間構造のうち

振動モードが構造体とダンパー剛性による 1 次固有振動に主に支配されているものに関しては、定常振動理論がそのまま適用できる範囲も存在すると思われる¹⁷⁾。

本章では第 2 章で提示したテンション構造におけるシステム化の考え方に基づき、新しい構造の要求性能として減衰を考え、同報で定義した構造ヒエラルキー中の部品レベルの要素として付加減衰としてのばね付粘弾性体を提案する。この要素が構造システムに与える減衰効果の理論式を Kelvin-Voigt モデルをベースに内蔵ばね剛性、ストリング剛性、フレーム剛性をパラメータに展開し、簡便な評価式を誘導すると共に、この付加減衰要素が構造全体に与える特性を明らかにする。また得られた評価式を単純な構造モデルに適用し、既に評価を得ている解析手法の結果と比較することにより検証を行い、その妥当性を確認する。

5.2 付加減衰要素としてのばね付粘弾性体

5.2.1 一般化モデルと理論式の誘導

粘弾性体を図 5.3 に示すような Kelvin-Voigt モデルとした場合、ばね付き粘弾性体(ダンパー)の履歴曲線は図 5.4 に示すように粘弾性体と内蔵ばねの和の弾性剛性に粘弾性体の粘性履歴が加算された形で表現できる。付加減衰にはアクリル系粘弾性体を想定する。本材料は大きな温度・振動数依存性および若干の振幅依存性を有するが文献¹⁸⁾では以下のような単純式でせん断剛性率 k_d および減衰係数 c を与えている。

$$k_d = a_0 f^{a_1} \gamma_a^{a_2} e^{a_3 q} \quad (5.1)$$

$$c = b_0 f^{b_1} \gamma_a^{b_2} e^{b_3 q} \quad (5.2)$$

ここに f : 振動数 (Hz)、 γ_a : せん断歪、 q : 環境温度 (°C)、 a_0 、 a_1 、 a_2 、 a_3 、 b_0 、 b_1 、 b_2 、 b_3 : 材料毎に設定される定数である。同文献のパラメータによる各温度、各振動数におけるせん断剛性率 k_d 、減衰係数 c 、損失係数 $\eta_d = c\omega/k_d$ の関係を図 5.5 に示す。粘弾性体の剛性は次式で表わせる。

$$K_d = k_d \frac{A_s}{t} \quad (5.3)$$

ここに K_d : 粘弾性体せん断剛性 (kN/cm)、 A_s : 粘弾性体総面積 (cm²)、 t : 粘弾性体厚 (cm) である。振幅・振動数一定時の荷重-変形関係(図 5.4a))は次式で表わせる。

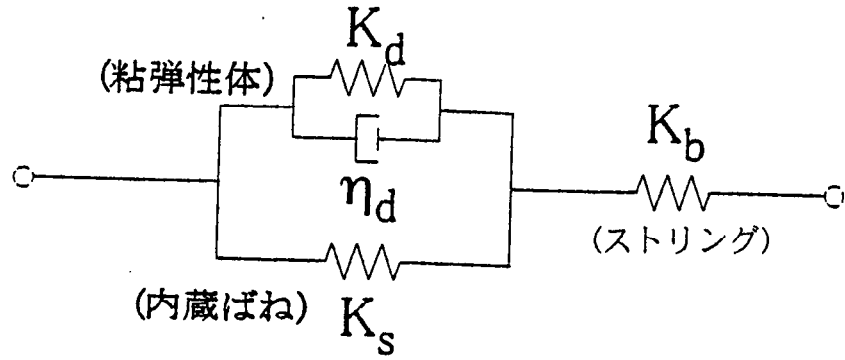


図 5.3 Kelvin-Voigt 要素によるダンパーのモデル化

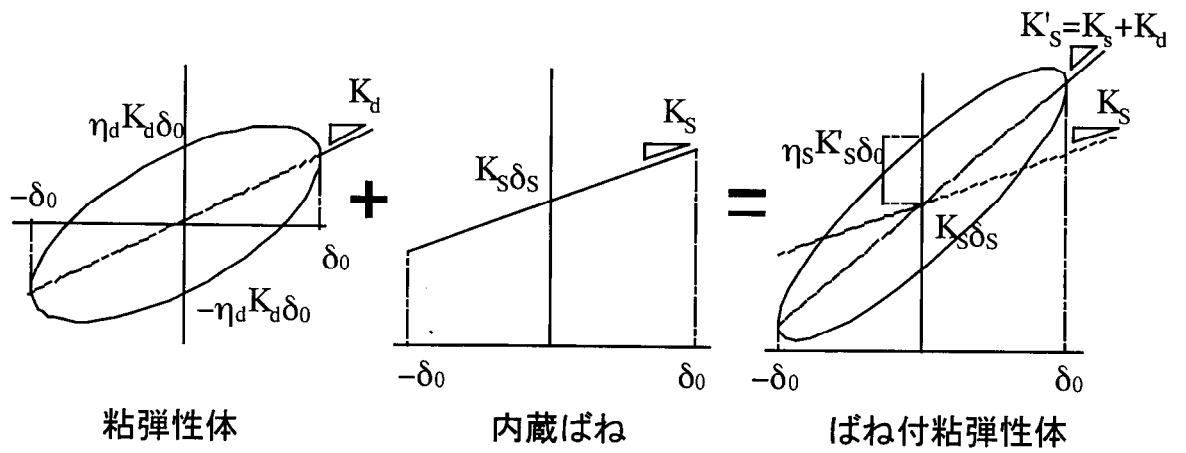


図 5.4 ダンパー要素の荷重-変形関係

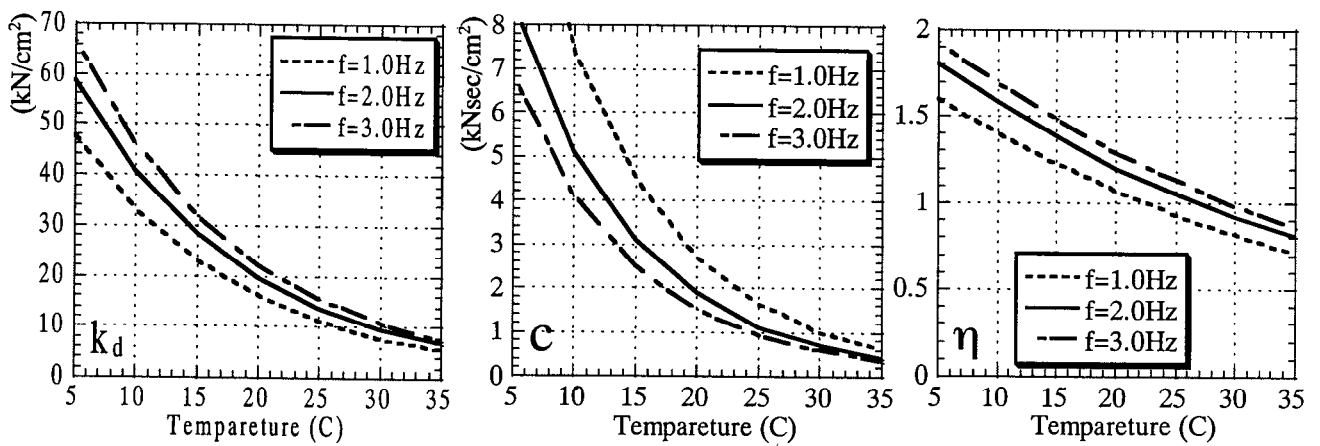


図 5.5 粘弾性体の材料特性および温度依存性(アクリル系粘弾性体 ISD111)

$$Q_d(t) = K_d \delta(t) \pm \eta_d K_d \sqrt{\delta_0^2 - \delta(t)^2} \quad (5.4)$$

これよりばね付き粘弾性体(ダンパー)の荷重-変形関係(図4c))は初期張力変形を δ_s 、ダンパー内臓ばね定数を K_s (kN/cm)とすると、

$$\begin{aligned} Q(t) &= Q_d(t) + (\delta(t) + \delta_s)K_s \\ &= (K_d + K_s)\delta(t) \pm \eta_d K_d \sqrt{\delta_0^2 - \delta(t)^2} + \delta_s K_s \end{aligned} \quad (5.5)$$

これより等価な剛性・損失係数は下式の様に誘導できる。

$$\text{等価剛性: } K'_s = K_d + K_s$$

$$\text{損失係数: } \eta_s = \frac{K_d}{K_d + K_s} \eta_d \quad (5.6)$$

但し、全履歴ループにおいて外力が圧縮に転じないための条件は、

$$\delta_s K_s \geq \delta_0 K_d \sqrt{1 + \eta_d^2} \quad (5.7)$$

となる。

次にこの付加減衰要素をストリングに直列に配置し構造体に組み込んだ場合の振動性状について考える。対象とする構造体は図5.2に示すように様々な形態が考えられるが、これらはすべて1次モードの振動を代表させる事によって図5.6に示すような一般化モデルに集約することが可能である。

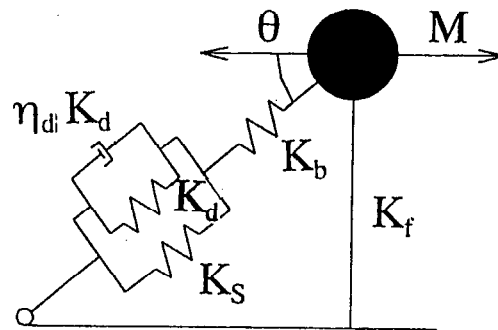


図 5.6 付加減衰付き構造の一般化モデル

この一般化モデルにおけるダンパー+ストリング直列結合体の荷重-変形関係はストリング軸剛性(kN/mm)を K_b 、初期張力を $P = \delta_s K_s$ 、ストリングの中立点からの変形を δ^+ (kN)とすると、変位・荷重の関係より、

$$\delta_a(t) = \delta(t) + \delta^+(t) \quad (5.8)$$

$$Q_a(t) = Q(t) = \delta^+(t)K_b + P \quad (5.9)$$

(5.5)～(5.6)式より、

$$\begin{aligned} Q_a(t) - K'_s \delta(t) - P &= \pm \eta_s K'_s \sqrt{\delta_0^2 - \delta(t)^2} \\ [K'_s{}^2 + \eta_s^2 K'_s{}^2] \delta(t)^2 - 2(Q_a(t) - P) K'_s \delta(t) + (Q_a(t) - P)^2 - (\eta_s^2 K'^2_s \delta_0^2) &= 0 \end{aligned} \quad (5.10)$$

$Q'_a = Q_a(t) - P$ とおくと、(5.9) (5.10)式より、

$$\delta(t) = \frac{Q'_a K'_s \pm \sqrt{Q'^2_a K'^2_s - (1 + \eta_s^2) K'^2_s (Q'^2_a - \eta_s^2 K'^2_s \delta_0^2)}}{(1 + \eta_s^2) K'^2_s} = \delta_a(t) - \delta^+(t) = \delta_a(t) - \frac{Q'_a}{K_b} \quad (5.11)$$

上式を Q'_a について整理すると、

$$\begin{aligned} [(1 + \eta_s^2) K'^2_s + 2K_b K'_s + K_b^2] Q'^2_a - 2[\delta_a K_b K'_s (1 + \eta_s^2) + \delta_a K'_s K_b^2] Q'_a \\ + \delta_a^2 K'^2_s (1 + \eta_s^2) - \eta_s^2 K'^2_s K_b^2 \delta_0^2 = 0 \end{aligned} \quad (5.12)$$

これは、 Q'_a に関する2次方程式となっており、解を以下の形に展開することによって、ダンパー+ストリング系の等価剛性および損失係数を得る。

$$Q'_a(t) = K_a \delta_a(t) \pm \eta_a K_a \sqrt{\delta_{a0}^2 - \delta_a(t)^2} \quad (5.13)$$

ここに、

$$\begin{aligned} K_a \delta_a &= \frac{K_b K'_s (K'_s + K_b + \eta_s^2 K'_s)}{K_b (K'_s + K_b) + K'_s (K'_s + K_b + \eta_s^2 K'_s)} \delta_a \\ &= \frac{1}{\frac{1}{K'_s} \left(1 + \frac{\eta_s^2}{1 + \frac{K_b}{K'_s}} \right) + \frac{1}{K_b}} \delta_a \end{aligned} \quad (5.14)$$

$$\begin{aligned} \eta_a K_a \sqrt{\delta_{a0}^2 - \delta_a(t)^2} &= \frac{\eta_s K_s K_b \sqrt{[(1 + \eta_s^2) K'^2_s + 2K_b K_s + K_b^2] \delta_0^2 - K_b 2\delta_a^2}}{(1 + \eta_s^2) K'^2_s + 2K'_s K_b + K_b^2} \\ &= K_a \frac{\eta_s}{1 + (1 + \eta_s^2) \frac{K'_s}{K_b}} \sqrt{\left[\eta_s^2 \left(\frac{K'_s}{K_b} \right)^2 + \left(1 + \frac{K'_s}{K_b} \right)^2 \right] \delta_0^2 - \delta_a^2} \end{aligned} \quad (5.15)$$

であるから、結局ダンパー+ストリング系の荷重-変形関係は、

$$Q_a(t) = K_a \delta_a(t) \pm \eta_a K_a \sqrt{\delta_{a0}^2 - \delta_a(t)^2} + P \quad (5.16)$$

ここに、等価剛性は

$$K_a = \frac{1}{\frac{1}{K'_s \Gamma_s} + \frac{1}{K_b}} \quad \text{ただし、} \Gamma_s = 1 + \frac{\eta_s^2}{1 + \frac{K_b}{K'_s}} \quad (5.17)$$

損失係数は、

$$\eta_a = \frac{\eta_s}{1 + (1 + \eta_s^2) \frac{K'_s}{K_b}} \quad (5.18)$$

見かけの振幅は

$$\delta_{a0} = \delta_0 \sqrt{\eta_s^2 \left(\frac{K'_s}{K_b} \right)^2 + \left(1 + \frac{K'_s}{K_b} \right)^2} \quad (5.19)$$

で求められる。

さらに、図 5.6 に示すように、このダンパー付きSTRINGが θ の角度で取り付けられたフレーム結合体について考える。フレームのせん断力 $Q_{eq}(t)$ および変形 $\delta_f(t)$ は、フレーム剛性 (kN/cm) を K_f として、

$$Q_{eq}(t) = K_f \delta_f + Q_a(t) \cos \theta \quad (5.20)$$

$$\delta_f = \delta_a / \cos \theta \quad (5.21)$$

であるから、(5.16) 式に代入すると、

$$\begin{aligned} Q_{eq}(t) &= K_f \delta_f + (K_a \delta_f \cos \theta \pm \eta_a K_a \sqrt{\delta_{a0}^2 - \delta_f^2 \cos^2 \theta} + P) \cos \theta \\ &= (K_f + K_a \cos \theta) \delta_f \pm \eta_a K_a \cos^2 \theta \sqrt{\delta_{a0}^2 / \cos^2 \theta - \delta_f^2} + P \cos \theta \end{aligned} \quad (5.22)$$

従って、荷重-変形関係は同様に、下式で表現できる。

$$Q_{eq}(t) = K_{eq} \delta_f(t) \pm \eta_{eq} K_{eq} \sqrt{\delta_{eq}^2 - \delta_f(t)^2} + P \cos \theta \quad (5.23)$$

ここに、等価剛性は

$$K_{eq} = K_f + K_a \cos \theta \quad (5.24)$$

損失係数は、

$$\eta_{eq} = \frac{\eta_a}{1 + \frac{K_f}{K_a \cos^2 \theta}} \quad (5.25)$$

見かけの振幅は、

$$\delta_{eq} = \delta_{a0} / \cos \theta \quad (5.26)$$

となる。

以上より構造システム全体の等価周期 T_{eq} および等価減衰定数 h_{eq} は、 M : フレーム質量 (t) として下式で得られる。

$$h_{eq} = \frac{\eta_{eq}}{2} \quad (5.27)$$

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eq}}} \quad (5.28)$$

$K_b = \infty$ のとき(5.25)式は、

$$h_{eq} = \frac{\eta_d}{1 + \frac{K_s}{K_d} + \frac{K_f}{K_d \cos^2 \theta}} \quad (5.29)$$

となる。これはフレーム剛性比 K_f / K_d が一定のとき内蔵ばね剛性比 K_s / K_d は小さくなるにつれて構造系全体の等価減衰が増大することを示唆している。

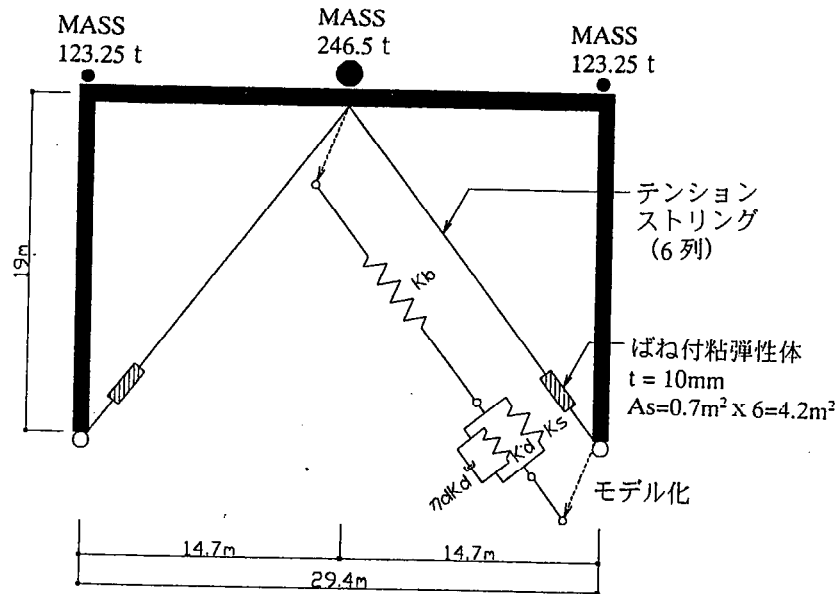


図 5.7 テンション材付門型フレーム

5.2.2 等価付加減衰に与える諸条件の影響

誘導した(5.3)～(5.29)式の検証として、図7に示すようなアトリウム架構を想定したテンション材付門型フレームを検証モデルとして設定する。空間構造においては架構への入力として水平・鉛直方向の地震外乱および風外乱を想定する必要があるが、本論においては等価減衰を論じる上で、外乱として水平方向の地震外乱を使用する。本モデルは同外乱を対象として1次が卓越した振動モードを持つ図5.6の一般化モデルの最も単純な架構形態例といえる。粘弾性体に対する内蔵ばね剛性比、直列ストリング剛性比、フレーム剛性比および環境温度を変化させ、これらが構造全体の等価付加減衰 h_{eq} および等価振動数 f_{eq} に与える影響を計算する。計算結果を表5.2にまとめて示す。

まずダンパーおよびストリングの無い状態の門型フレームの剛性を、固有

表 5.1 粘弾性体の設定パラメータ *付録 3 参照

Parameters in Kelvin-Voigt Model						
K_d (kN/mm ²)	a_0	a_1	a_2	a_3		
	8.57	0.30	-0.24	-0.07		
c (kNsec/mm ²)	b_0	b_1	b_2	b_3		
	2.18	-0.53	-0.09	-0.10		
Parameters in Kasai Model						
a_{ref}	b_{ref}	α	G (kgf/cm ²)	Th_{ref} (°C)	$p1$	$p2$
0.0115	13.9	0.6089	0.515	0.2	19.5	80.2

振動数が 3.0Hz、2.0Hz、1.0Hz となるように 3 ケース設定する。次に 20°C、250% 変形時の同振動数における粘弾性剛性 K_{d0} に対し、 $K_b/K_{d0}=2, 4, 20$ になるよう直列ストリング材剛性を決定する。これらは設定モデルにおいて、 $\phi 64\text{mm}$ 、 $\phi 90\text{mm}$ 、 $\phi 200\text{mm}$ の鋼棒にあたる。また、内蔵ばね剛性は K_{d0} に対し、 $K_s/K_{d0}=0, 1, 2, 4$ の 4 ケースを設定し、さらに $K_s/K_{d0}=1$ のケースにおいて環境温度を 10°C、20°C、30°C の 3 種設定する。同表左端の K_s の値はそれぞれの固有振動数に対応した内蔵ばねの剛性である。こうして計 54 ケースに付いて(5.3)~(5.29)式より、構造全体の等価減衰定数および等価振動数を算出する。

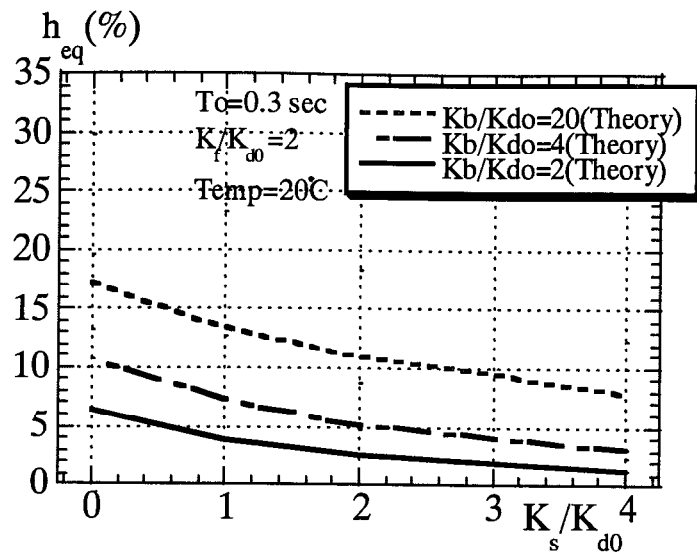
一方、検証のためフレーム固有振動数 2.0Hz の 18 ケースについて門型フレームの離散化線材モデルを作成し、粘弾性体解析に実績のある分数次導関数要素 (Kasai の方法¹¹⁾¹⁶⁾ を用いてステップ荷重に対する時刻歴応答解析を行い、その応答履歴より等価減衰定数および等価振動数を算出した。表 5.2 中の数値は (5.3)~(5.29) 式より求めた理論値、() 内の数値が分数次導関数要素を用いた解析値である。(5.1)、(5.2) 式における各定数および導関数における各定数は、せん断歪 100%時の実験値を参考に表 5.1 に示す値を使用する。また、ダンパーを介さず、ストリングを直接フレームに接続した場合の固有振動数を合わせて表 2 下段に示す。

以上の結果の内、温度 20°C における等価減衰定数-内蔵ばね剛性比関係を図 5.8 に示す。同図は内蔵ばね剛性および直列ストリング剛性比の影響を示すものであり、 $K_b=\infty$ の場合だけでなくストリング剛性比 K_b / K_{d0} が低下しても、一貫してばね剛性比 K_s / K_{d0} が小さい程等価減衰が大きくなる傾向が確認される。これより内蔵ばねは粘弾性体の制御に必要な最低限の剛性で設計することとなると

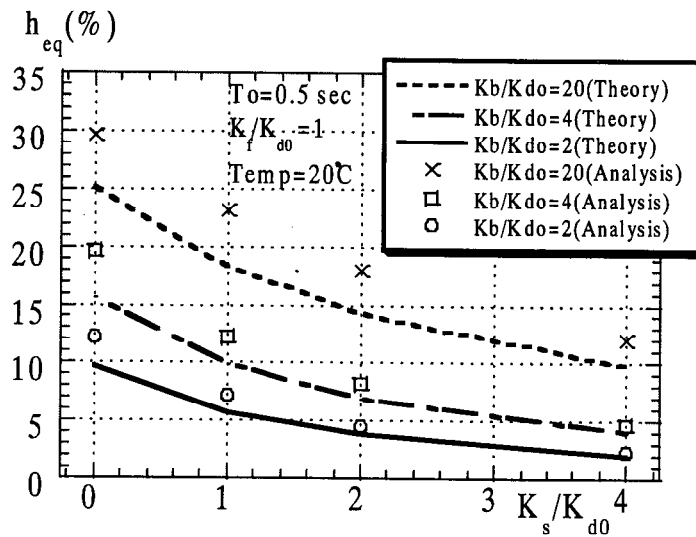
表 5.2 等価減衰に与える内蔵ばね剛性比・直列ストリング比・フレーム剛性比の影響

K_{40} : 20°C, 250%時のVEM剛性 (kN/mm), K_S : 内蔵ばね剛性 (kN/mm), K_i : ストリング剛性 (kN/mm), K_f : フレーム剛性 (kN/mm)
 f_0 : フレームのみの振動数 (Hz), h_{eq} : 全体系等価減衰常数 (%), f_{eq} : 全体系等価振動数 (Hz)

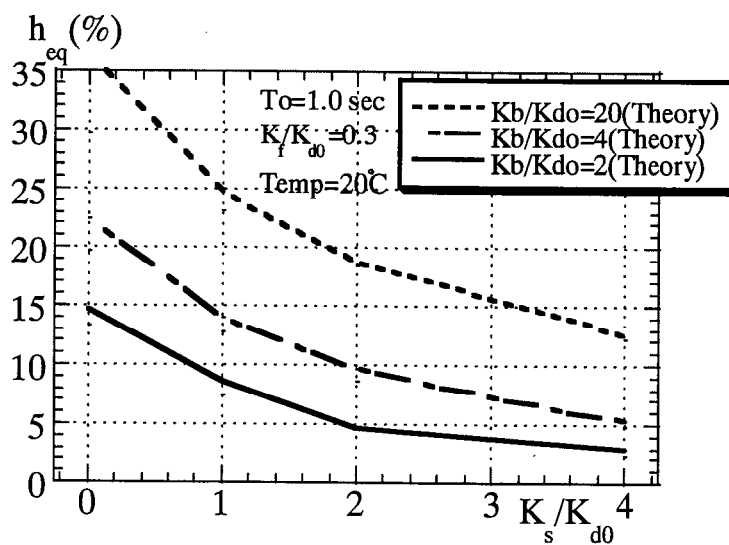
K_f/K_{40}	2 ($f_0=3.0\text{Hz}$, $K_f=180\text{kN/mm}$, $K_{40}=93\text{kN/mm}$)		1 ($f_0=2.0\text{Hz}$, $K_f=80\text{kN/mm}$, $K_{40}=84\text{kN/mm}$)		0.3 ($f_0=1.0\text{Hz}$, $K_f=20\text{kN/mm}$, $K_{40}=67\text{kN/mm}$)														
	heq	f_{eq}	heq	f_{eq}	heq	f_{eq}													
0 ($K_S=0$)	6.4	3.6	10.5	3.7	17.3	3.7	9.8	2.7	15.6	2.8	25.2	2.9	14.6	1.9	22.4	2.1	36.5	2.2	
($K_S=93$)	4.0	3.8	8.7	4.2	24.3	4.8	5.7	3.0	11.4	3.5	30.1	4.1	7.6	2.2	13.7	2.8	34.9	3.6	
1 ($K_S=84$)	3.9	3.6	7.0	3.8	13.5	4.1	5.8	2.8	(11.6)	(3.4)	(33.8)	(4.7)	8.6	2.0	13.9	2.3	24.9	2.7	
($K_S=67$)	2.4	3.5	3.7	3.6	6.0	3.8	(7.2)	(2.6)	(12.3)	(2.9)	(23.2)	(3.2)	6.0	1.9	8.8	2.0	13.0	2.3	
($K_S=186$)							(4.8)	(2.4)	(7.4)	(2.6)	(12.1)	(2.9)							
2 ($K_S=168$)	2.6	3.7	5.0	4.0	11.0	4.4	3.8	2.9	6.9	3.2	14.3	3.7	4.7	2.1	9.6	2.5	18.9	3.0	
($K_S=134$)							(4.5)	(2.7)	(8.3)	(3.0)	(18.0)	(3.6)							
4 ($K_S=336$)	1.4	3.8	2.9	4.2	7.9	4.9	2.0	3.0	4.0	3.4	9.8	4.3	2.9	2.8	5.4	2.7	12.5	3.6	
($K_S=268$)							(2.3)	(2.8)	(4.7)	(3.2)	(12.0)	(4.2)							
Frame+ K_b (no VEM)	0.0	4.0	0.0	4.8	0.0	8.9	0.0	3.2	0.0	4.1	0.0	8.2	0.0	2.5	0.0	3.3	0.0	7.2	



(a) フレーム周期 0.3sec

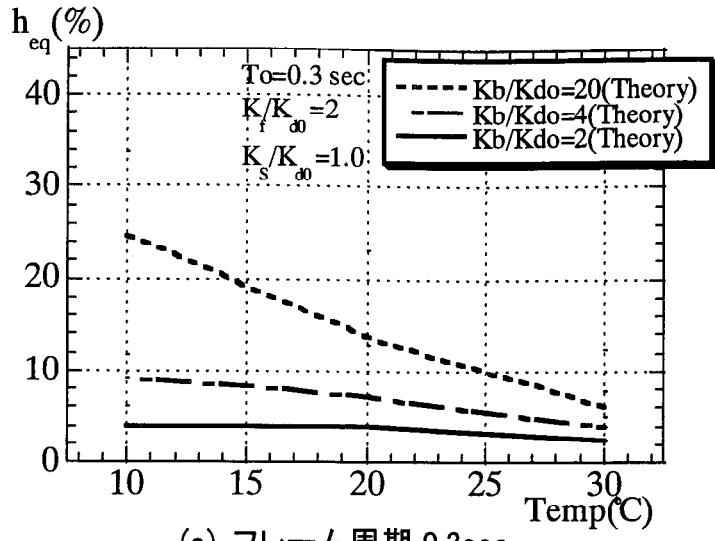


(b) フレーム周期 0.5sec

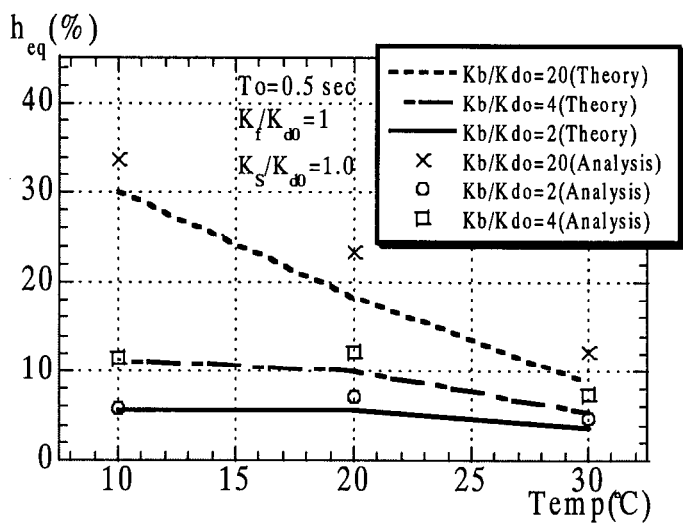


(c) フレーム周期 1.0sec

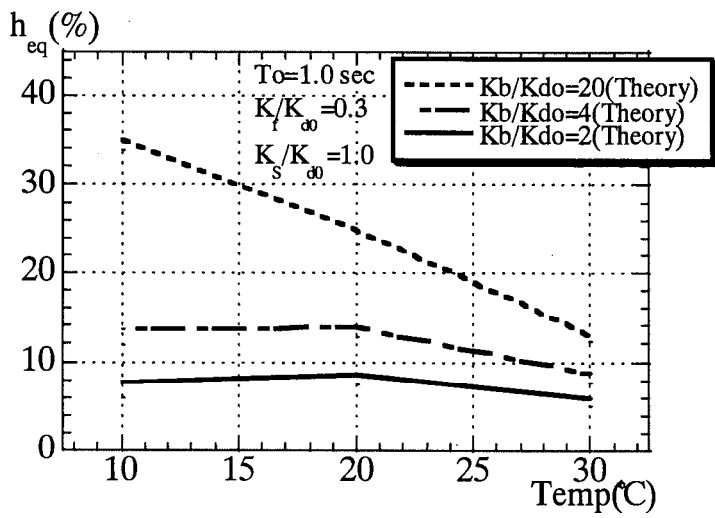
図 5.8 等価減衰に与える内蔵ばね剛性比の影響



(a) フレーム周期 0.3sec



(b) フレーム周期 0.5sec



(c) フレーム周期 1.0sec

図 5.9 等価減衰に与える環境温度の影響

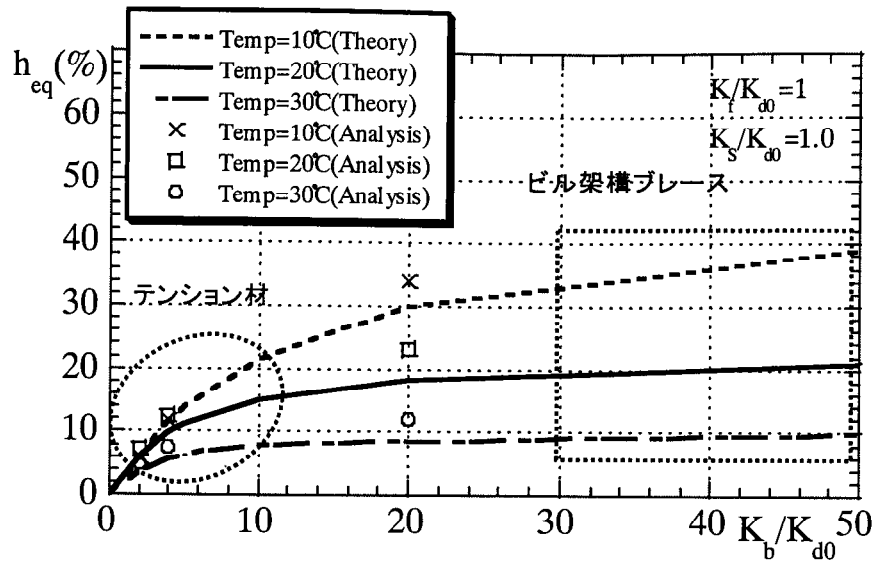


図 5.10 等価減衰に与える直列ストリング剛性比の影響(フレーム周期 0.5sec)

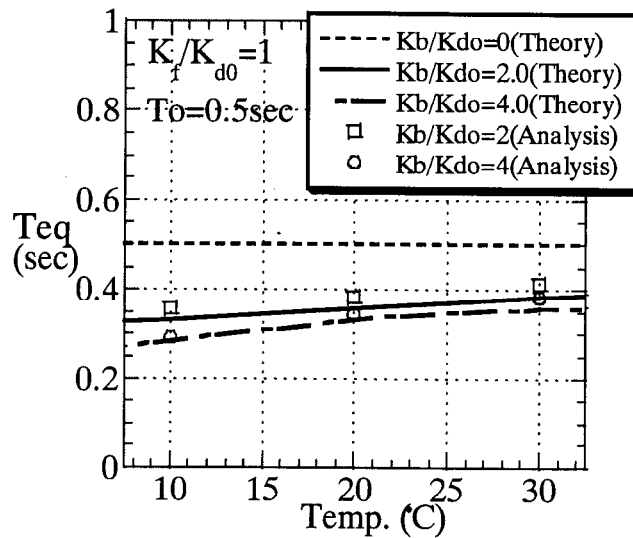


図 5.11 固有周期に与える環境温度の影響(フレーム周期 0.5sec)

考えられる。また当然ながら粘弾性体に対し直列ストリング剛性比 K_b / K_{d0} が高い程、またフレーム剛性比 K_f / K_{d0} が低いほど等価減衰は高い。

一方、 $K_s / K_{d0} = 1$ の場合の等価減衰定数-環境温度関係を図 5.9 に示す。図 5.9 において、直列ストリング剛性の高い $K_b / K_{d0} = 20$ においては温度が低くなると等価減衰が急激に増加し、この傾向は粘弾性体自身の温度依存性をそのまま反映している。ところがテンション材剛性比が低くなると等価減衰が全体的に低下する中で環境温度の影響は全体的に緩和される傾向が見られ、 K_b / K_{d0} が 4 以下に低下すると温度による変化はほぼフラットになっている。これは(5.18)式におけ

る分母第2項の影響が増大するためであり、通常のビル架構では顕著には生じない現象である。図 5.10 はフレーム固有周期 0.5sec の場合の等価減衰定数-直列ストリング剛性比 K_b / K_{d0} 関係を示したもので、ビル架構を対象とした $K_b / K_{d0}=30$ 以上の領域では等価減衰が温度毎に異なった定常値にあるのに対しテンション材で対象となる $K_b / K_{d0}=1\sim 10$ 程度の範囲では温度による等価減衰定数の差が小さい立ち上がり領域にあることがわかる。これより、この温度依存性の緩和現象は直列材剛性比の低いテンション構造特有のものと考えることができる。一方、この時の温度による等価周期の変動は図 5.11 に示すように 0.1 秒程度と小さい。

以上の特性は図 5.8~5.11 中に解析値として示された導関数要素を用いた離散化線材モデル解析結果によっても裏付けられている。また両者の傾向は良い精度

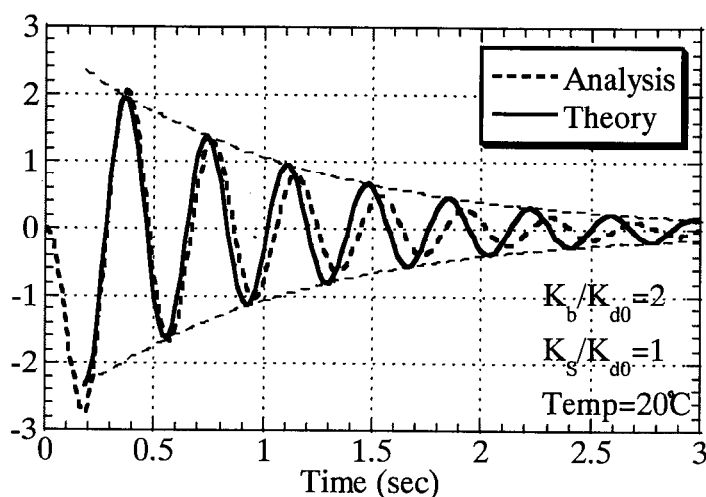


図 5.12 ステップ荷重に対する変位-時刻歴応答例

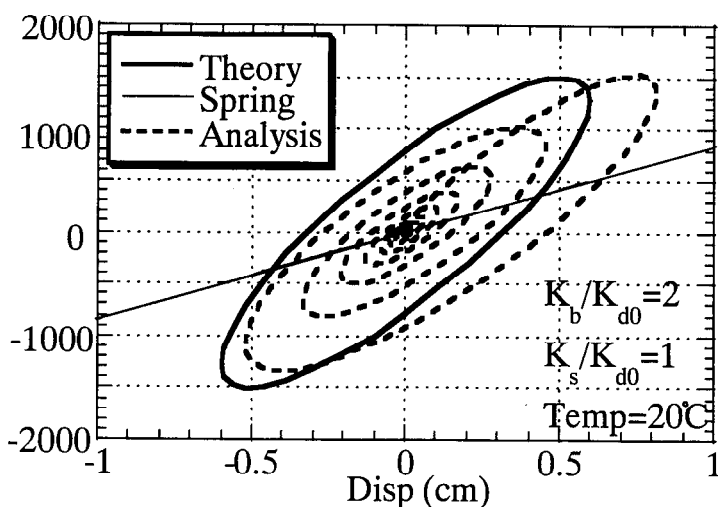


図 5.13 ステップ荷重に対するダンパー部の荷重-変形関係例

で一致しており、理論式の妥当性が確認できる。具体的な応答比較の一例として表 5.2 の結果中、 $f_0=2.0\text{Hz}$ 、 $K_b / K_{d0}=2$ 、 $K_s / K_{d0}=1$ 、温度 20°C の場合の (5.23) ~ (5.26) 式より求めたステップ荷重に対する構造頂部の変位応答時刻歴および (5.16) ~ (5.19) 式より求めたダンパー部 (粘弾性体 + 内蔵ばね) の荷重 - 変形履歴ループ形状を理論値として解析結果と合わせそれぞれ図 5.12、図 5.13 に示す。なお、図 5.13 中の理論値は δ_0 を与えた定常ループ ((5.5) 式) として表現し、荷重は初期張力中立点を原点としている。

5.2.3 ランダム波に対する応答低減効果の評価

先述した様に、粘弾性体を含む高層架構の解析においては振動数が刻々と変化するランダム波に対する応答を捉えるため、粘弾性体のモデル化には分数次導関数等の手法をとることが一般的である。しかしながら 1 次モードが卓越するテンション構造では振動形態は主に 1 次固有振動数に支配されるものと考えられる。本節では、前項でスタディしたケースの内、固有振動数 2.0Hz のフレームに対し、最も設計実現性の高いと思われる $K_b/K_{d0}=2$ 、 $K_s/K_{d0}=1$ のケースについて記録地震波による応答解析を行い、付加減衰による応答せん断力および応答変位の低減効果を、前項で求めた等価減衰と比較検証する。このケースにおける付加減衰は前項の理論値において $3.6\sim 5.8\%$ である。解析モデルは図 7 の門型フレーム離散化モデルを用い、粘弾性体を導関数要素でモデル化し組み込む方法を解析値、前項で求めた等価減衰を付加する方法を理論値とし、環境温度 10°C 、 20°C 、 30°C の 3 ケースにおいて 4 種の地震波による時刻歴応答解析計 12 ケースを行う。地震波は EL CENTRO NS, TAFT EW, HACHINOHE NS, BCJ-L1 (人工地震波)¹⁹⁾ を最大加速度 $A_{\max}=400\text{gal}$ に規準化して使用する。また、応答低減効果の検証のため、それぞれダンパーより粘弾性を削除した場合の解析を行った。付加減衰を除く構造減衰定数は 2.0% ^{注 1)} とし剛性比例型の減衰として考慮する。ダンパー無しの解析

注 1): テンション構造の構造減衰については今後の調査・研究に負う所が多いが、引用文献 8) には 9 例のテンション構造の構造減衰に関する研究・調査例が紹介され、膜・ネット構造 (面外方向) で $6\sim 13\%$ 、アルミ被覆されたケーブル構造 (面外方向) で $4\sim 6\%$ 以下の値が示されている。同様に空力減衰に関しても、柔らかい膜構造 (面外方向) に対し数%~ 20% 程度以下とされている。本章ではこれらの値を参考に、検討架構が剛性の高いトラスを形成している点や外装を伴う鉄骨架構で水平荷重に対し一般的に使用されている減衰定数を考慮し、低めの値として 2% を設定した。

表 5.3 記録地震波に対する応答低減効果 ($T_0=0.5\text{sec}, K_b/K_{d0}=2, K_s/K_{d0}=1$)

Seis.wave		EL CENTRO NS				TAFT EW				
		max.Shear (kN)	Reduct. ratio	max.Disp. (cm)	Reduct. ratio	max.Shear (kN)	Reduct. ratio	max.Disp. (cm)	Reduct. ratio	
Model										
No Damper		6860	1.00	5.22	1.00	6270	1.00	4.70	1.00	
with Damper	10 °C	Analysis	3350	0.49	2.10	0.40	3860	0.62	2.53	0.54
		Theory	4510	0.66	3.46	0.66	4210	0.67	3.19	0.68
	20 °C	Analysis	3130	0.46	2.36	0.45	3510	0.56	2.68	0.57
		Theory	4460	0.65	3.42	0.66	4150	0.66	3.15	0.67
	30 °C	Analysis	3010	0.44	2.80	0.54	4920	0.78	4.16	0.89
		Theory	5130	0.75	3.95	0.76	4910	0.78	3.68	0.78

Seis.wave		HACHINOHE EW				BCJ L1				
		max.Shear (kN)	Reduct. ratio	max.Disp. (cm)	Reduct. ratio	max.Shear (kN)	Reduct. ratio	max.Disp. (cm)	Reduct. ratio	
Model										
No Damper		7110	1.00	6.11	1.00	8140	1.00	6.24	1.00	
with Damper	10 °C	Analysis	6110	0.86	3.98	0.65	4650	0.57	2.98	0.48
		Theory	5580	0.78	4.85	0.79	5730	0.70	4.35	0.70
	20 °C	Analysis	4510	0.63	3.72	0.61	4120	0.51	3.22	0.52
		Theory	5550	0.78	4.82	0.79	5670	0.70	4.32	0.69
	30 °C	Analysis	3740	0.53	3.68	0.60	5530	0.68	4.66	0.75
		Theory	5590	0.79	4.85	0.79	6440	0.79	4.86	0.78

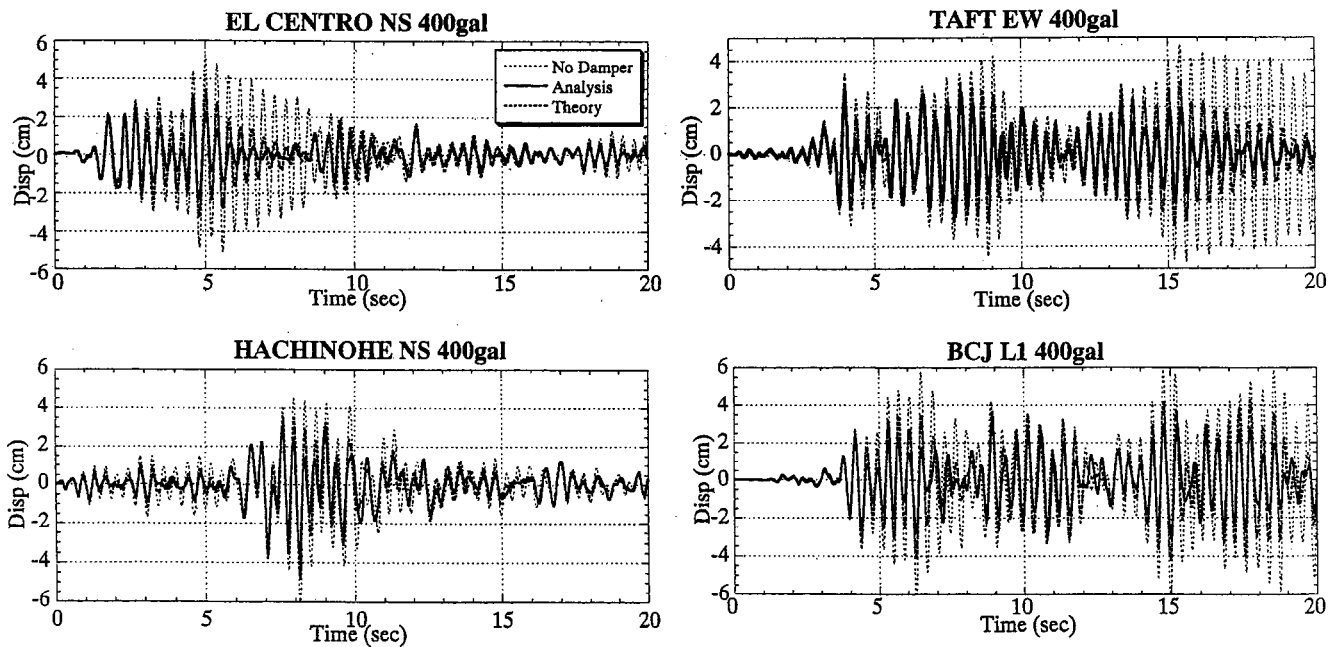


図 5.14 各記録地震波に対する応答変位時刻歴(環境温度 20°C)

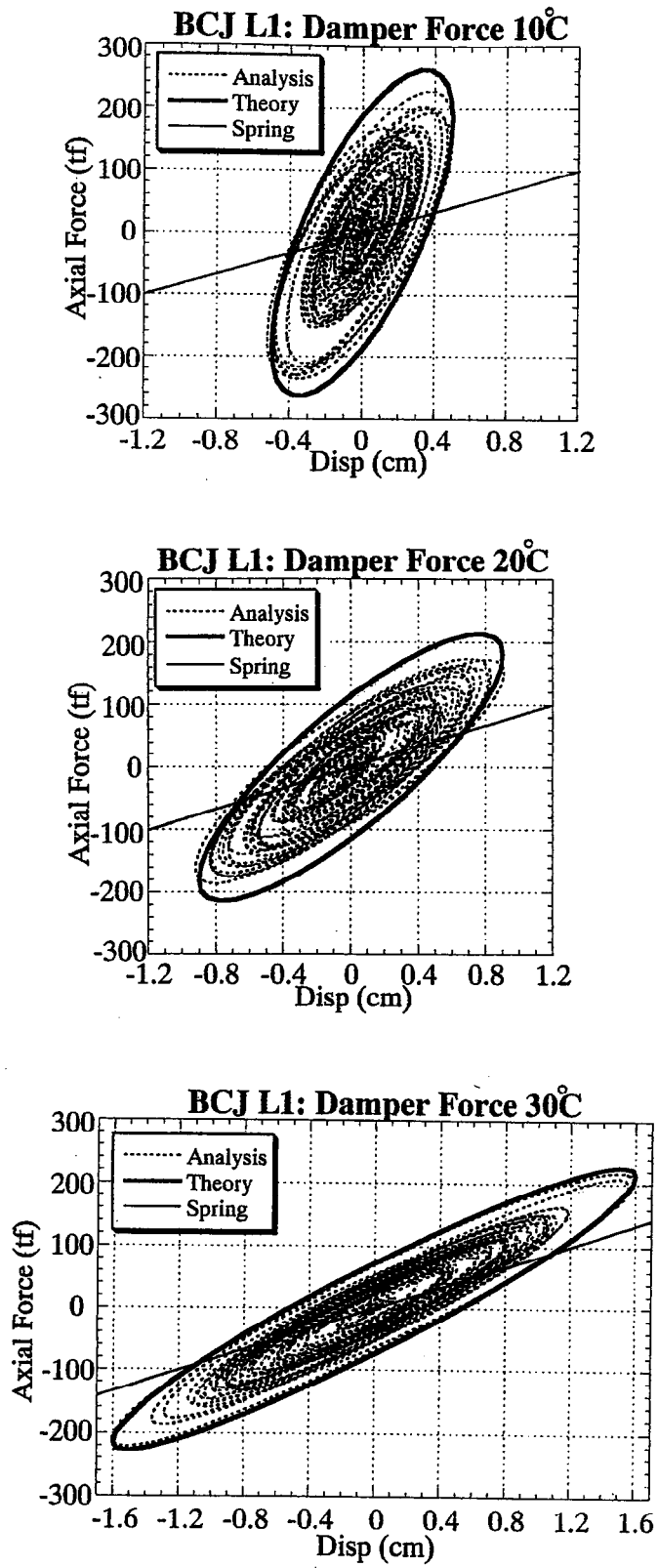


図 5.15 各記録地震波におけるダンパー部履歴ループの変化(BCJ-L1 波)

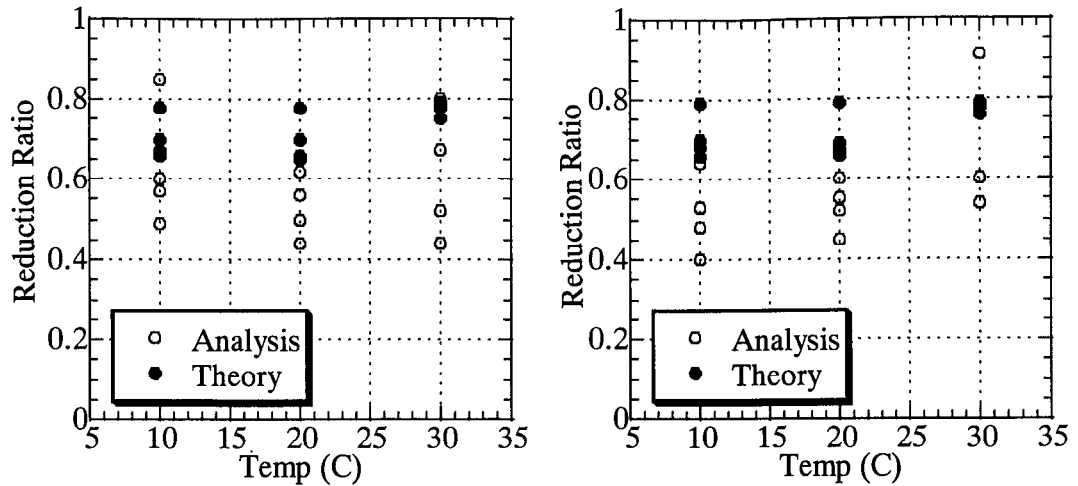
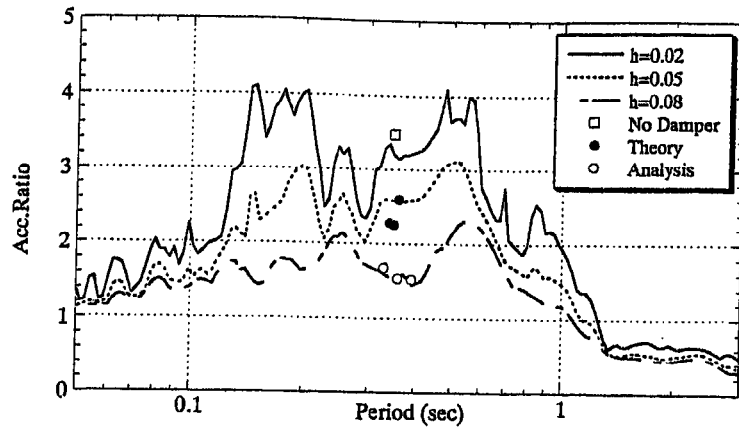


図 5.16 応答せん断力および変位の低減率

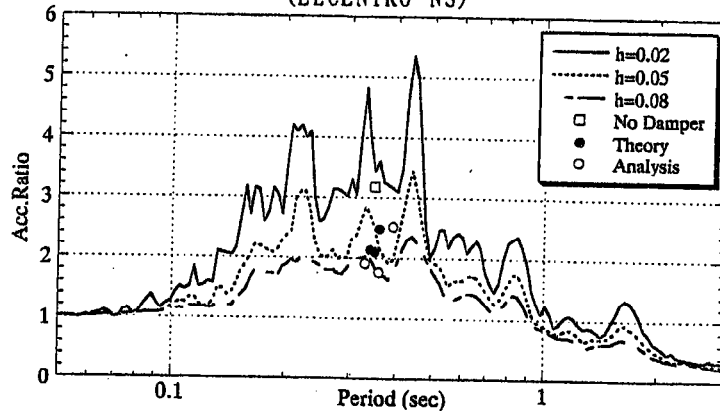
時には全体の振動数を 2.9Hz となる様ストリング剛性を調整する。なお、理論値においてはダンパーによる等価減衰を構造減衰に加算した値を全体の減衰として付与する。

表 5.3 にそれぞれの最大応答せん断力、最大応答変形、および粘弾性体が無い場合に比較した応答低減率をまとめて示す。最大応答倍率は地震波により 3.2～4.1 程度にばらついているが、粘弾性体を付加することによる応答低減効果は応答せん断力、応答変位ともに解析値で 0.4～0.8、理論値で 0.6～0.8 程度に分布し、共に地震波、環境温度による変動幅は小さい。図 5.14 に 20℃の時の各記録波に対する応答変位の時刻歴を地震波毎に示す。架構の特性として変位応答が 1 次固有周期 (2.8Hz) に支配されていることが時刻歴からも見てとれる。

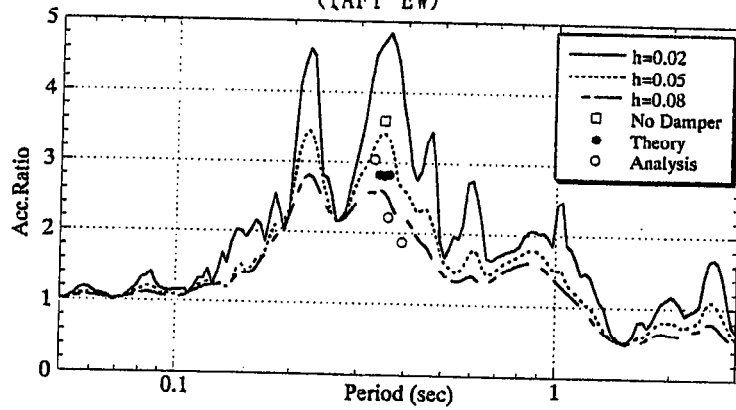
BCJ-L1 波に対する各温度におけるダンパー部 (粘弾性体 + 内蔵ばね) の荷重 - 変形履歴ループの変化を一例として図 5.15 に示す。理論値は図 5.13 と同様に (5.16)～(5.19) 式による定常ループ形状として示す。図 5.15 を見ると、環境温度が高くなるにつれ、履歴ループの膨らみは減少していくが、その一方でダンパー部の変位振幅は増大し、結果として履歴ループで囲まれるエネルギー量は同程度になっていることが解る。これは応答変形の増加と共に、温度上昇に伴う粘弾性体の剛性低下によってダンパー・ストリング直列系におけるストリング部の軸変形割合が低下し、よりダンパー部に変形が集中するためである。これより、等価減衰の温度依存性緩和現象は直列ストリングによる剛性補正現象と捉えることもできる。



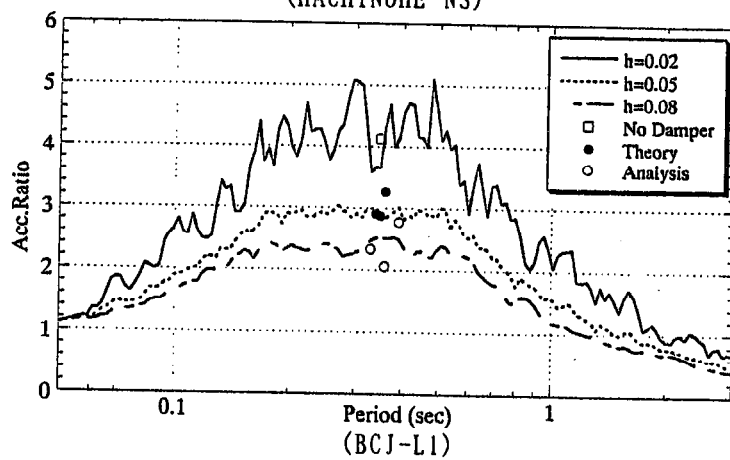
(ELCENTRO NS)



(TAFT EW)



(HACHINOHE NS)



(BCJ-L1)

図 5.17 加速度応答スペクトルと応答結果の比較

表 5.3 の数値の内、低減効果のみを応答せん断力、応答変形別に環境温度に対しプロットした結果を図 5.16 に示す。本解析においては応答せん断力、応答変形共にダンパーの効果を付加減衰として評価した理論応答値は粘弾性体の応答を直接解析した解析値のほぼ上限に分布しているが、これは表 5.2 における減衰評価値の差がそのまま影響しているものと考えられる。また、解析値のばらつきは記録地震波の低周期領域におけるスペクトル変動が大きいいため、温度による微少な固有周期の変化が応答に与える影響が一因になっていると考えられる。そこで応答せん断力の最大値を地震波毎に加速度応答スペクトル中にプロットしたものを図 5.17 に示す。これらを見ると、本解析では例えば EL CENTRO 波に対し HACHINOHE 波の解析値のばらつきの大きさは、等価周期がスペクトルの変動の大きな箇所に位置しているためと考えられる。これより、ある程度以上の減衰を持つ確率的な地震波加速度応答スペクトルがマクロに短周期領域でフラットな分布を持つとすれば、構造体の温度の差による応答のばらつきは、BCJ-L1 程度に収束していくものと予想される。いずれにしても応答値は等価減衰定数に対応した応答スペクトル上にほぼ乗っており、付加減衰による応答低減効果は理論式により求めた等価減衰・等価周期をスペクトル上にプロットすることによっても予測可能である。以上を総合すると、少なくとも今回使用した様な 1 次モードが卓越するモデルにおいては、粘弾性体+弾性ばねよりなるダンパーの付加減衰効果および地震応答は、5.2 の理論式より求められる等価減衰定数を付加減衰として評価し時刻歴応答解析を行うか、または応答スペクトルにより直接評価することによって、ある程度の精度で予測できるものと考えられる。

5.3 付加減衰機構の動的性能評価

5.3.1 実験パラメータの設定

本節においてはばね付き粘弾性体機構を実際に製作し、これにモデル化したストリングを接続して各振動数・振幅下における動的実験を行う事により、ダンパー+ストリング系の等価剛性および等価減衰を測定し、その特性を実験的に研究する。この結果得られた特性を前節の結論と比較すると共に、提案した評価式の妥当性を確認する。また、テンション材に撓みが生じない内蔵ばね・粘弾性体

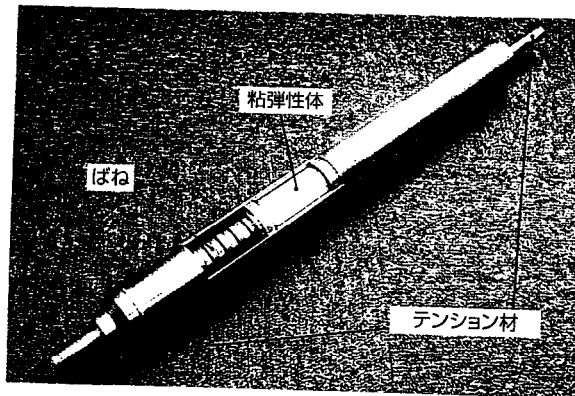
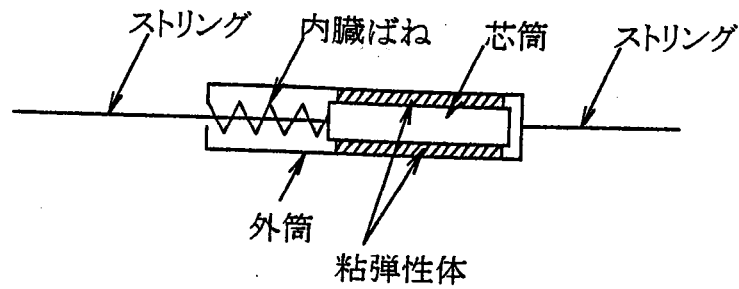


図 5.18 ばね付き粘弾性体の実機機構化

剛性比 K_s/K_d の最低値およびランダム波に対する応答評価についても検証を行う。ばね付き粘弾性体の概念を実機機構として考えた場合、一例として図 5.18 に示すような形態が考えられる。すなわち、片側のストリングが接合された外筒の中にもう一方のストリングを接続した芯筒を挿入して外筒内でスライドするようにし、芯筒と外筒の隙間に粘弾性体を封入すると共に両者の間に弾性ばねを設置する。この機構により、見かけは直列ながら、機能としては粘弾性体と弾性ばねが両ストリングの間に並列に設置されることになる。この機構のモデル化については、5.2 で示したように粘弾性体を Kelvin-Voigt モデルとし、ばね付き粘弾性体(ダンパー)の履歴曲線は粘弾性体と内蔵ばねの和の弾性剛性に粘弾性体の粘性履歴が加算された形で表現できる。粘弾性体のせん断剛性率 k_d および減衰係数 c を(5.1)、(5.2)式で与えると、ダンパーに直列ストリングが接続された場合の等価剛性 K_a 、損失係数 η_a 、等価減衰定数 h_a は(5.17)、(5.18)式に(5.6)式を代入して、下記のように表現できる。

$$\begin{aligned}
K_a &= \frac{1}{\frac{1}{K_s G_s} + \frac{1}{K_b}} \\
&= \frac{K_d}{1 + \frac{K_s}{K_d} + \frac{K_b}{K_d}} + \frac{1}{\left(1 + \frac{K_s}{K_d}\right) \left(1 + \frac{K_s}{K_d} + \frac{K_b}{K_d} + \frac{\eta_d^2}{1 + K_s/K_d}\right) + \frac{K_b}{K_d}}
\end{aligned} \tag{5.30}$$

$$\begin{aligned}
\eta_a &= \frac{\eta_s}{1 + (1 + \eta_s^2) \frac{K_s}{K_b}} \\
&= \frac{\eta_d}{1 + \frac{K_s}{K_d} + \frac{(1 + K_s/K_d)^2}{K_b/K_d} + \frac{\eta_d^2}{K_b/K_d}} \quad h_a = \frac{\eta_a}{2}
\end{aligned} \tag{5.31}$$

(5.30), (5.31)式において、ダンパー+ストリング系の等価剛性及び等価減衰は内蔵ばね・粘弾性体剛性比 K_s/K_d 、ストリング・粘弾性体剛性比 K_b/K_d の関数として表現できることが分かる。これより、これらの値をパラメータとして変化させた機構を実機に製作する事とする。製作する実機機構はダンパー+ストリング系のモデルであり、これらを取り付けられる構造物全体の等価剛性 K_{eq} 、等価減衰 h_{eq} は(5.24)、(5.25)式に示したように K_a 、 h_a と構造体の剛性 K_f により求めることができる。

図 5.19 に製作するばね付き粘弾性体機構及び試験装置を示す。実機機構は鋼製外筒と芯筒の2重構造より成り、それぞれが両端に直列されたストリングに接合されている。両者間にはアクリル系粘弾性体が貼付され、かつ弾性ばねが挿入される事により、外筒と芯筒の相対変位に対し粘弾性体と内蔵ばねの双方が抵抗するようにしてある。この機構により、粘弾性体と内蔵ばねの並列機構が実現できる。内蔵ばねには皿ばねを使用し、別途載荷試験を実施し荷重変形関係が線形となる範囲で使用する。今回は粘弾性体量や内蔵ばね剛性等のパラメータを変化させた実験を目的とする為、機構は粘弾性体と皿ばねは剛性の異なる数種を交換できるように製作する。また、直列ストリングは現実の想定長さが数10mに及び実験装置内に治める事が困難なため、これに関しても皿ばねを組み合わせて等価

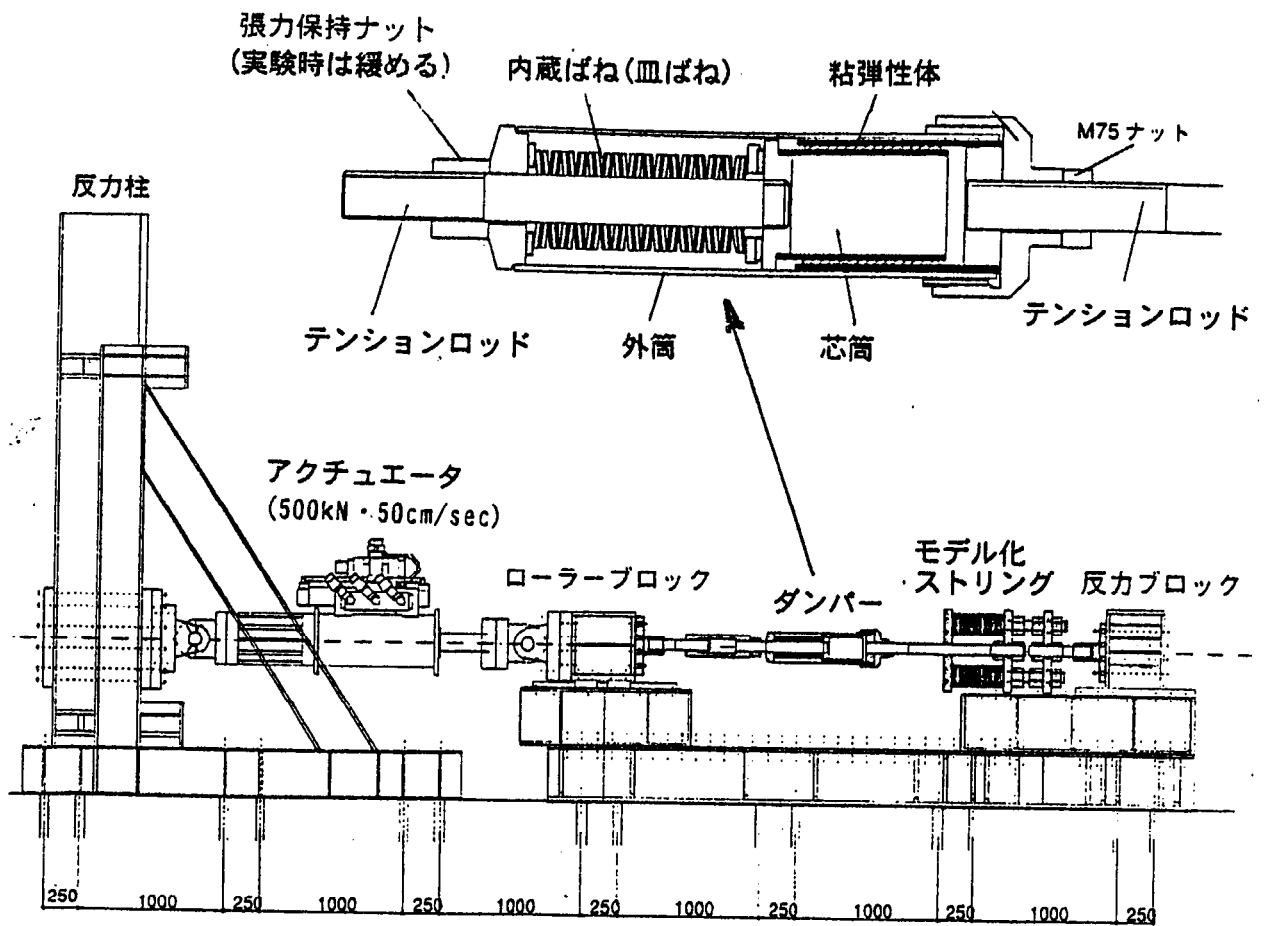


図 5.19 ばね付き粘弾性体実機機構および実験装置

表 5.4 試験体および試験の設定パラメータ

ダンパー						
ダンパー タイプ	粘弾性体			内蔵ばね		
	温度 q (°C)	面積 A _d (cm ²)	厚 t _d (mm)	剛性 K _d (kN/mm)	剛性 K _s (kN/mm)	比 K _s /K _d
A	12	1038	8	4.54	1.32	0.29
	32			1.05		1.26
B	12	1038	8	4.54	2.73	0.60
	32			1.05		2.60
C	12	519	8	2.27	2.73	1.20
	32			0.53		5.20

直列ストリング									
ダンパー タイプ	0mモデル			17mモデル			38mモデル		
	試験 No.	剛性 K _b (kN/mm)	比 K _b /K _d	試験 No.	剛性 K _b (kN/mm)	比 K _b /K _d	試験 No.	剛性 K _b (kN/mm)	比 K _b /K _d
A	A1	∞ (7.5 × 10 ³)	∞ (5.7 × 10 ³)	A2	12.17	2.68 11.6	A3	5.47	1.20 5.20
B	B1	∞ (7.5 × 10 ³)	∞ (5.7 × 10 ³)	B2	12.17	2.68 11.6	B3	5.47	1.20 5.20
C	C1	∞ (7.5 × 10 ³)	∞ (5.7 × 10 ³)	C2	12.17	5.36 23.1	C3	5.47	2.41 10.40

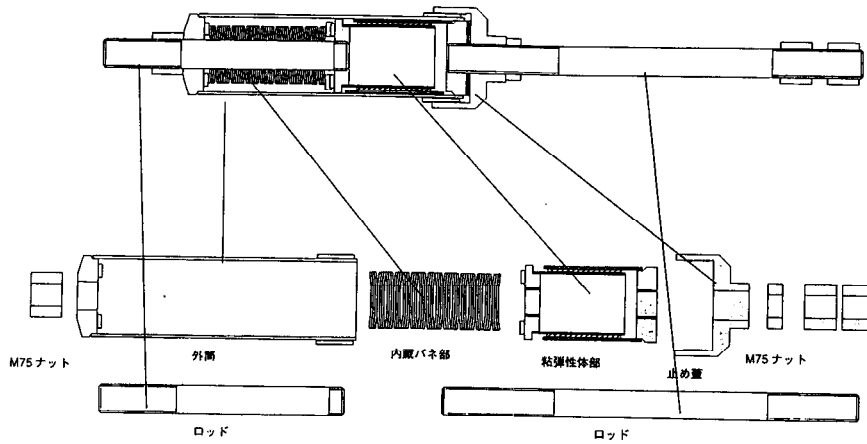


図 5.20 ばね付き粘弾性体実機試験体の構成

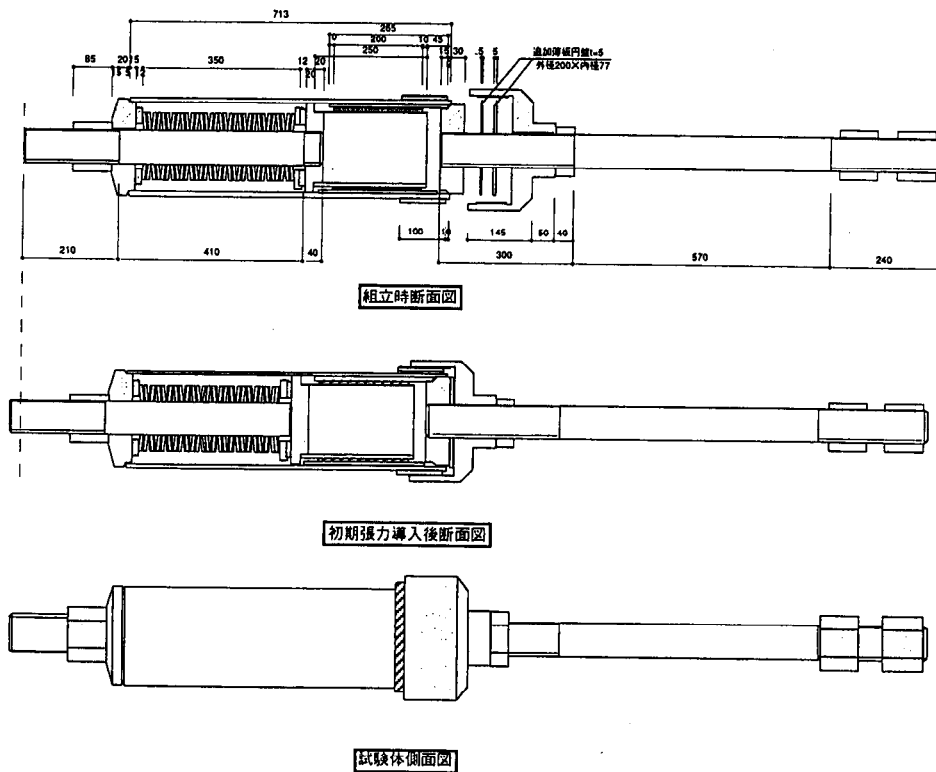


図 5.21 ばね付き粘弾性体実機試験体の組立て状況

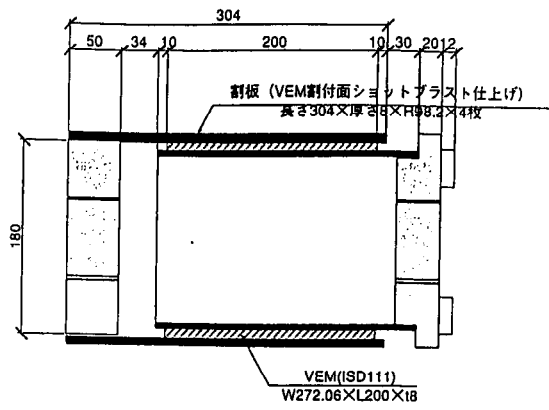


図 3.2.3-1 粘弾性体部_断面図 1/5 (1038cm²)

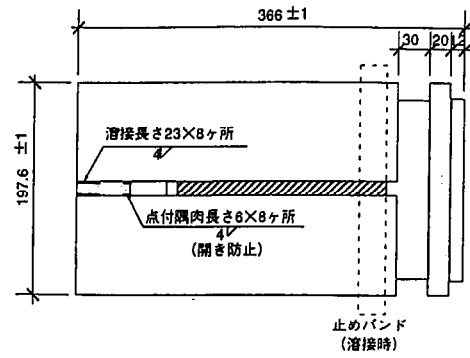


図 3.2.3-5 粘弾性体部_側面図 1/5 (1038cm²)

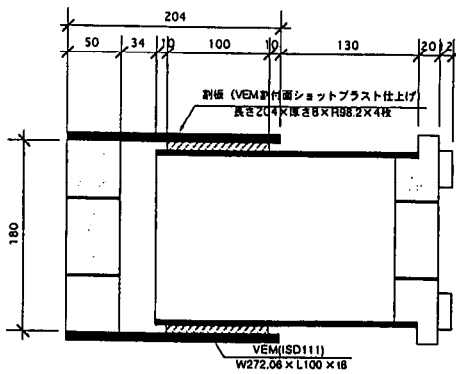
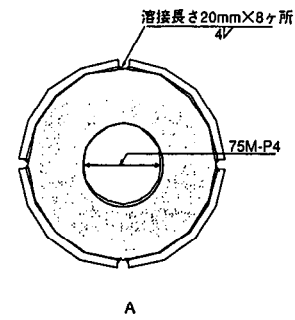


図 3.2.3-2 粘弾性体部_断面図 1/5 (519cm²)



A

図 5.22 粘弾性体部の詳細

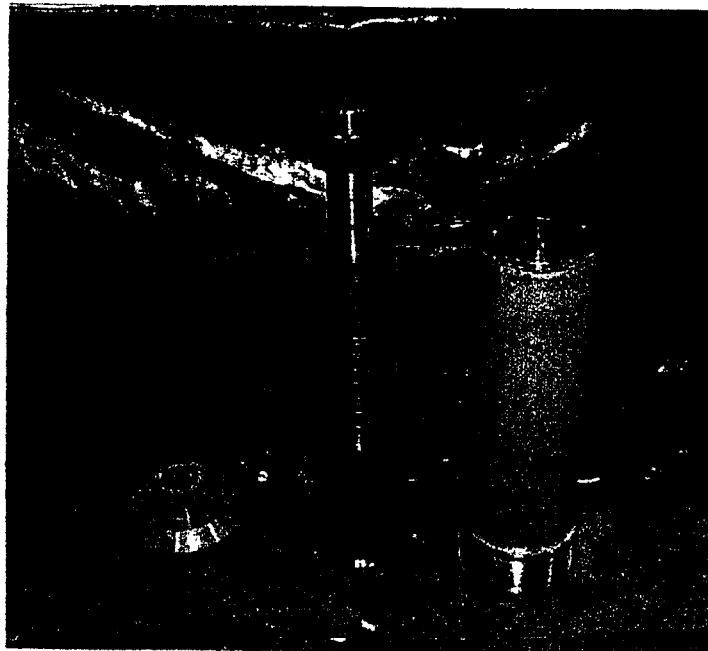


写真 5.1 ばね付き粘弾性体ダンパー分解状況

な軸剛性を持つモデル化ストリング材を製作し、ダンパーに接合する。モデル化ストリングは、現実のストリングが圧縮場で弛緩し圧縮力を伝えないのと同様に、圧縮に転じると弛緩し軸力を伝達しない機構とする。

図 5.20 にダンパーの構成を示す。ダンパーは外筒と内蔵ばね、粘弾性体部と止め蓋からなり、粘弾性体部は間に粘弾性体が貼付された 2 重の鋼管より構成されている。図 5.21 に示すように、外筒内に内蔵ばねと粘弾性体部を封入し、内蔵ばねが圧縮された状態で止め蓋を外筒にネジ固定することによって、粘弾性体部の外殻は外筒・止め蓋と一体化される。この状態で粘弾性体部の内外殻に両側からくるストリング(鋼棒)をネジ固定することにより図 5.18 に示した機構が形成される。すなわち、図 5.21 中左からのストリングおよび粘弾性体部内殻が、外筒および右ストリングに対し相対変形することになる。粘弾性体部の詳細を図 5.22 に示す。アクリル系粘弾性体はシート状に供給され、圧着により自己接着されるため、外殻は間隔をもって 4 分割されている。ダンパーの分解時の様子を写真 5.1 に示す。

ダンパーおよび直列するストリングに関して設定した試験パラメータを表 5.4 に示す。粘弾性体は厚さを 8mm とし、表面積が $1,038\text{cm}^2$ および 519cm^2 の 2 種類を用意し、内蔵ばねは皿ばねの組み合わせにより $K_s=1.32\text{kN/mm}$ 、 2.73kN/mm の 2 種を用意する。また直列ストリングは 75ϕ のロッドを直接固定点に接合した $K_b=\infty$ モデルに加え、径 36ϕ のロッド長 17m の軸剛性に当たる $K_b=12.17\text{kN/mm}$ および長 38m の軸剛性に当たる $K_b=5.47\text{kN/mm}$ の計 3 種を用意する。これらを組み合わせ、内蔵ばね・粘弾性体剛性比 $K_s/K_d=0.29\sim 5.2$ 、ストリング・粘弾性体剛性比 $K_b/K_d=1.20\sim \infty$ の試験体を設定する。環境温度は室温(12°C 前後)とするが、温度変化の影響を確認するため A3 のケースのみ 32°C の試験を行う。このそれぞれにおいて振動数 0.5、1.0、2.0、3.0 (Hz)、最大変位 5, 10, 15, 20(mm) (A3- 32°C は 10, 20mm のみ)の計 152 ケースに付き定常振幅加力下における挙動を測定する。

初期張力は A シリーズで 40kN、B, C シリーズで 70kN とする。初期張力導入はセンターホールジャッキにより内蔵ばね側のロッドを引き出した状態で張力保持ナットを固定した後、粘弾性体の固定及びダンパーの取り付けを行うことにより、初期張力導入状態で粘弾性体のせん断歪が 0 となるようにする。初期張力導入手順を図 5.23 に示す。初期張力量は、 20°C 、 $\pm 10\text{mm}$ 程度の振幅に対し圧縮側での

張力喪失が起こらない程度に設定した。評価式による各ダンパーの設計仕様を図 5.24 に示す。加力は 500kN・50cm/sec アクチュエータにより行い、それぞれ初期張力を保持した状態を始点とした 10 サイクルの全体変位制御正弦波入力を行い、合わせて熱伝対による粘弾性体の温度変化を測定する。試験状況を写真 5.2 に、また内蔵ばねおよびモデル化ストリングに使用した皿ばね仕様を表 5.5 に示す。

皿ばねは並列に重ねると剛性が枚数倍に、直列に重ねると半分になる性質があり、2 種類のを並列・直列に組み合わせることにより内蔵ばねおよびモデル化ストリングに使用する 5 種類のばねを構成する。モデル化ストリングの詳細を図 5.25 に示す。重ね合わせた皿ばねについては実験に先立ち加力試験を行い、剛性および荷重-変形関係の確認を行った。試験治具および実験結果を図 5.26

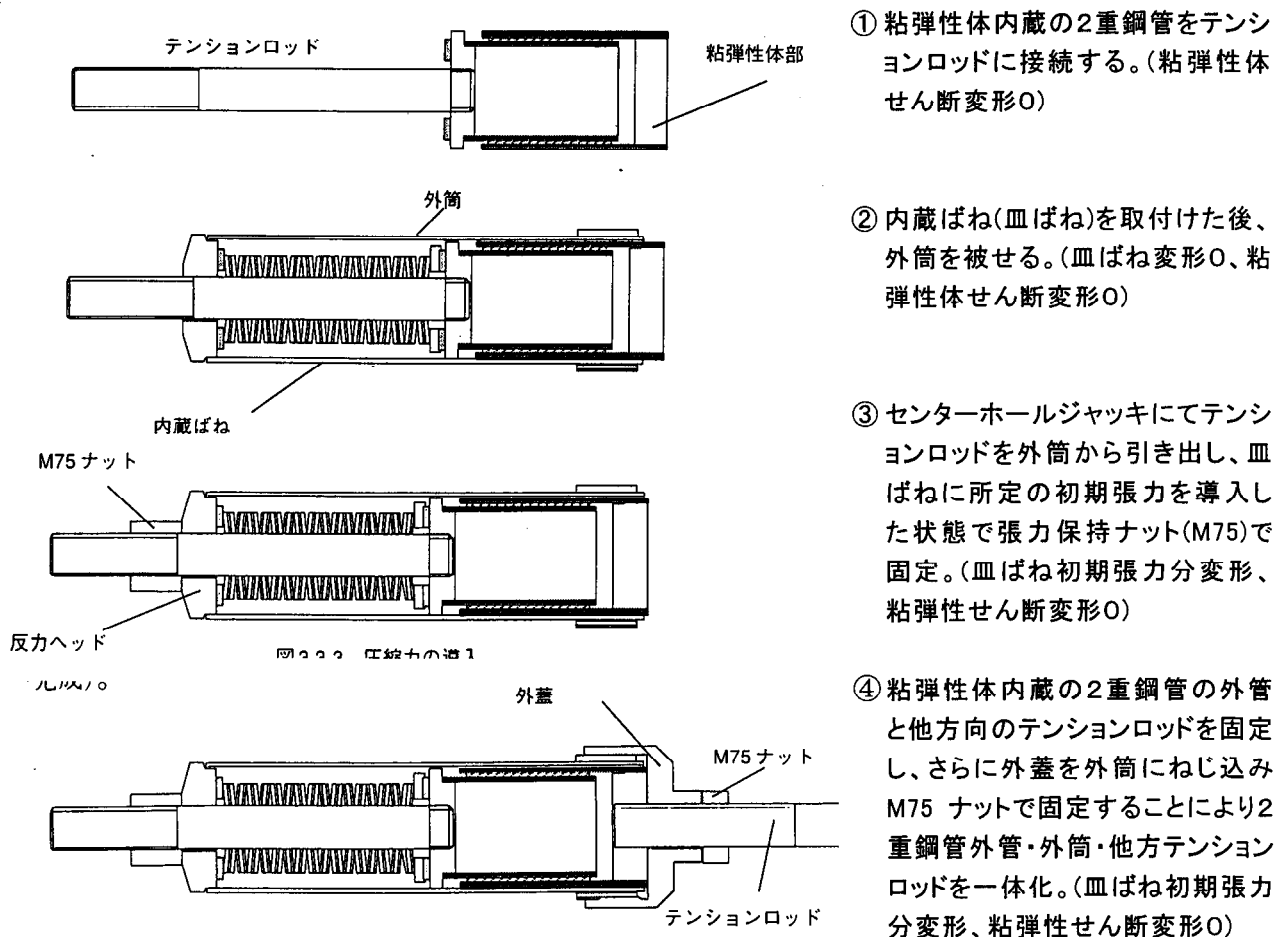


図 5.23 ダンパーへの初期張力導入手順

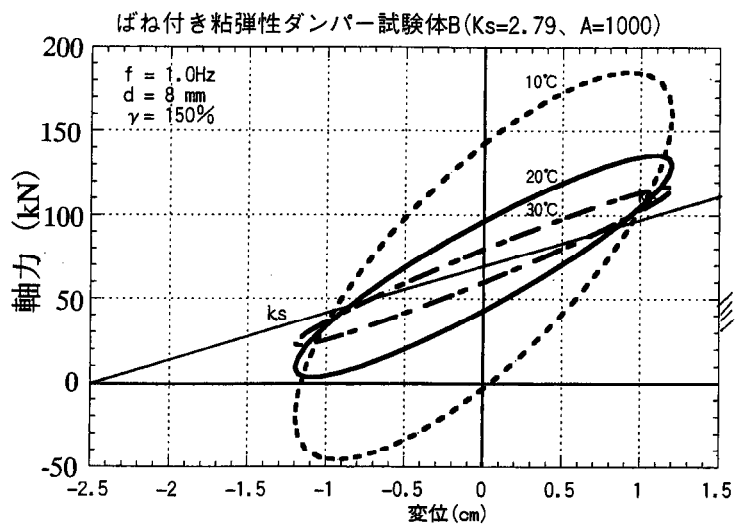
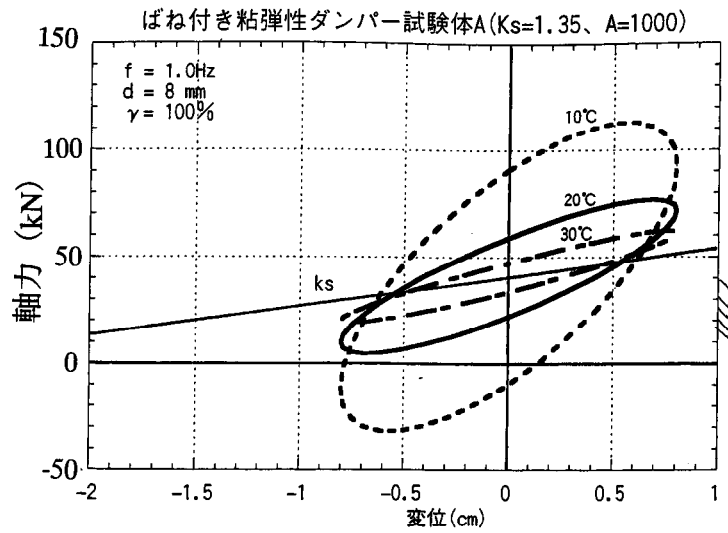


図 5.24 粘弾性体の設計仕様

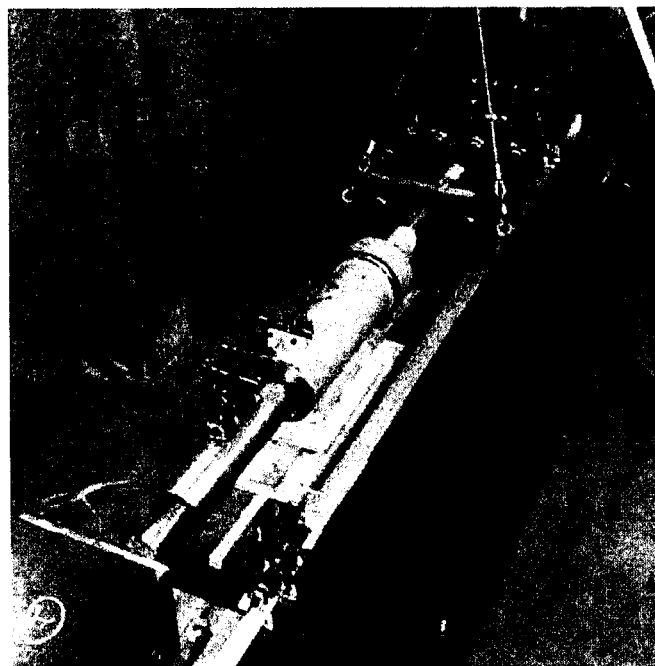


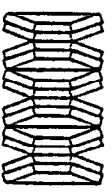


写真 5.2 試験装置全景

表 5.5 内蔵ばねおよびモデル化ストリング仕様

内蔵ばね K_s , ストリングばね K_b		$K_s=1.32$	$K_s=2.73$	$K_s=6.09$	$K_b=5.47$	$K_b=12.17$	
皿ばね 単体	内径 d (mm)	77	77	77	$K_s=2.73$ x 2	$K_s=6.09$ x 2	 並列  直列
	外径 D (mm)	150	150	150			
	厚さ t (mm)	6	6	9			
	高さ H_0 (mm)	10	10	12			
	剛性 k_s (mm)	14.6	14.6	48.7			
	許容変位 $0.75(H_0-t)$	3.0	3.0	2.4			
組合せ	並列数 n	2	3	2			 $n=2$ $m=3$
	直列数 m	11	8	8			
	全個数 $2nm$	44	48	32			
	全剛性 $nk_s/2m$	1.32	2.73	6.09			
	全長 $2m(H_0-(n-1)t)$	352	352	339			
	許容変位 $1.5m(H_0-t)$	66	48	38			

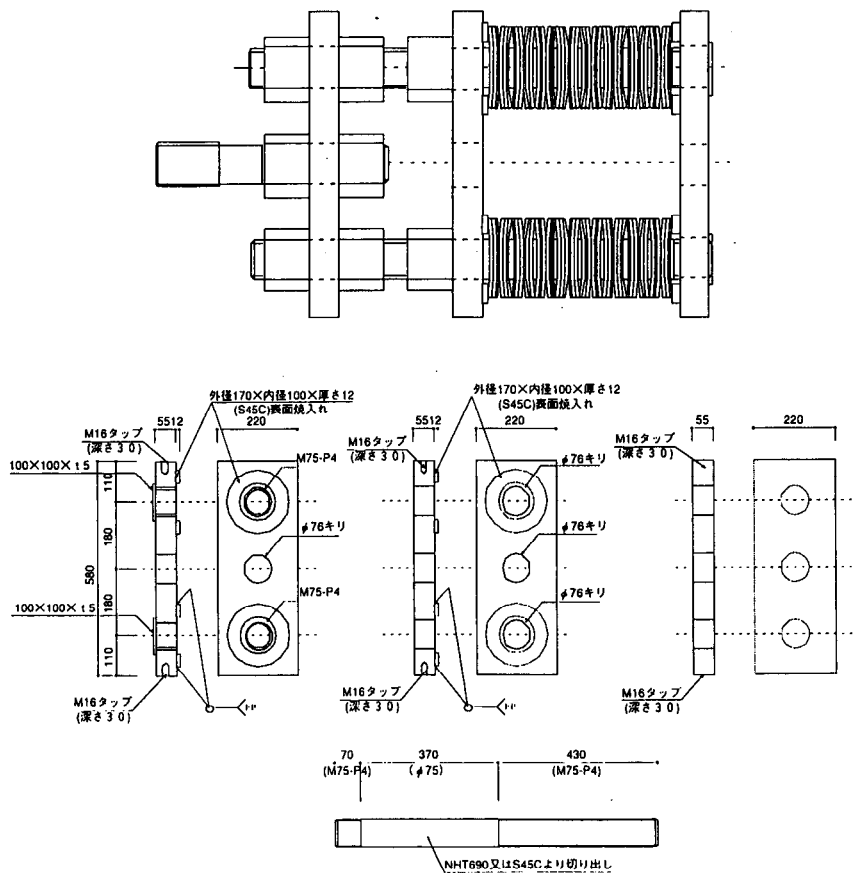


図 5.25 モデル化ストリング詳細

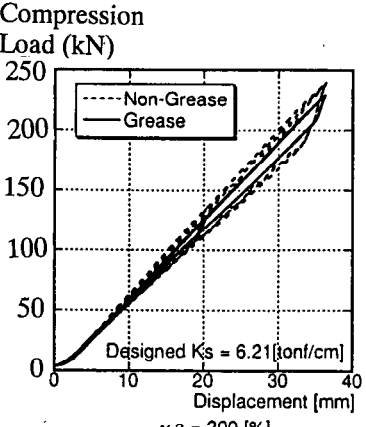
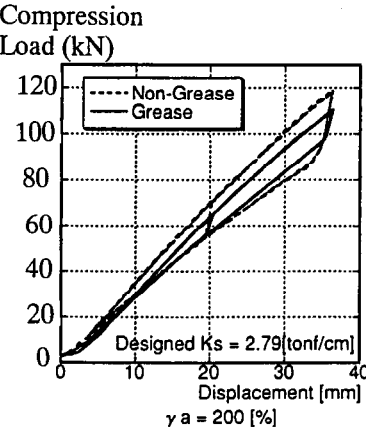
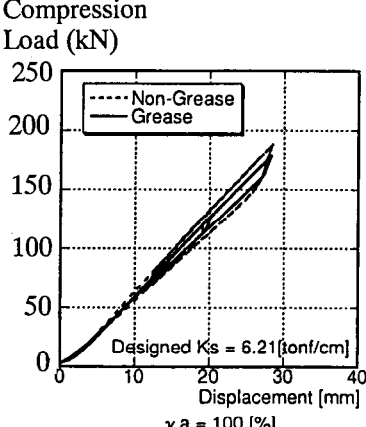
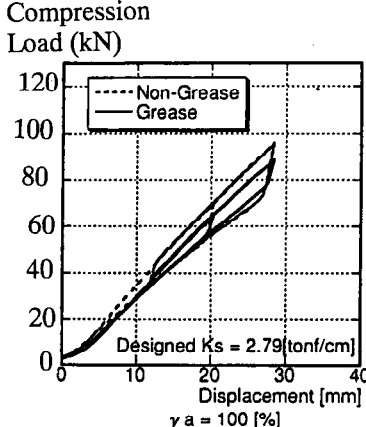
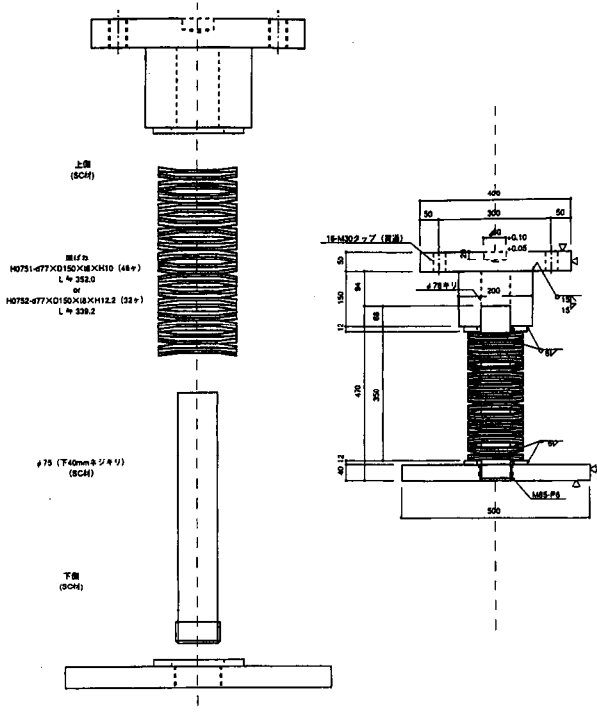


図 5.26 皿ばね加力試験

に示す。荷重-変形関係を見ると皿ばねの剛性は正加力方向ではほぼ設計値通りとなっているが、負加力方向ではやや低下し、ばね自身がわずかながら減衰履歴ループを持っている事を示している。この性状は皿ばねにグリースを塗布する事により減少する事から皿ばね同志の接触による摩擦減衰と考えられる。内蔵ばね $K_s=2.73\text{kN/mm}$ は接触面積数から $K_s=1.32\text{kN/mm}$ より減衰定数が高い。

5.3.2 定常振動下における応答性状および評価式との比較

組み立てたダンパーの試験においても、まず粘弾性体を除く内蔵ばねのみの動的载荷を行った。この時の荷重-変形関係を図 5.27 に示すが、おおむね静的载荷試験結果と同様の性状が見られた。すなわち、剛性はほぼ設計値通りであり、わずかに摩擦による履歴ループを有している。

次に粘弾性体を含む各ダンパーの加力実験の結果得られた履歴ループの一部を図 5.28～図 5.34 に実線で示す。各図中、●が初期状態であり、変位の大きな楕円が全体の応答、小さな楕円がダンパー部だけの応答である。また各図中の点線は評価式(5.30)、(5.31)による理論楕円である。図 5.28、5.29 はそれぞれ A2, A3 の試験体に対し振動数 1.0Hz、振幅 10mm の定常波を与えた応答を示す。同じダンパーであるが、A3 の方が直列ストリングの剛性が低い分ダンパー部への入力振幅が小さく反力も小さい。図 5.30 は A3 のまま振幅を 20mm としたケースで、図 6 と同様に最小反力が圧縮側に転じ、モデル化ストリングの張力損失による弛緩が生じている事が解る。図 5.31 は図 5.29 と同条件であるが温度のみ 32℃としたもので、粘弾性体の軟化により剛性及び反力は減少しているが、全体系の中でのダンパー部の振幅は図 5.29 に比べ増加している事が解る。図 5.32 は図 7 と同条件で振動数を 3.0Hz に上げた場合で、最小軸力が圧縮に転じていないにも関わらず、応答が理論値に比べ圧縮側で追随していない様子が観測される。図 5.33、5.34 はそれぞれ B3, C3 の 1.0Hz、10mm の場合の履歴ループで、内蔵ばね $K_s=2.73\text{kN/mm}$ の履歴性状の影響で、特に最大変位側で全体履歴ループが理論値に比べ膨らんでいる様子が解る。図 5.35 には A3、1.0Hz、10mm の場合のエネルギー入力の様子を示す。全体系に入力されたエネルギーはダンパー履歴の中で周期的に消費されている様子が解る。応答中の温度上昇は単位粘弾性あたりの入力エネルギーが最も大きい C3, 20mm、3.0Hz で平均 2.4℃であり、これは粘弾性体

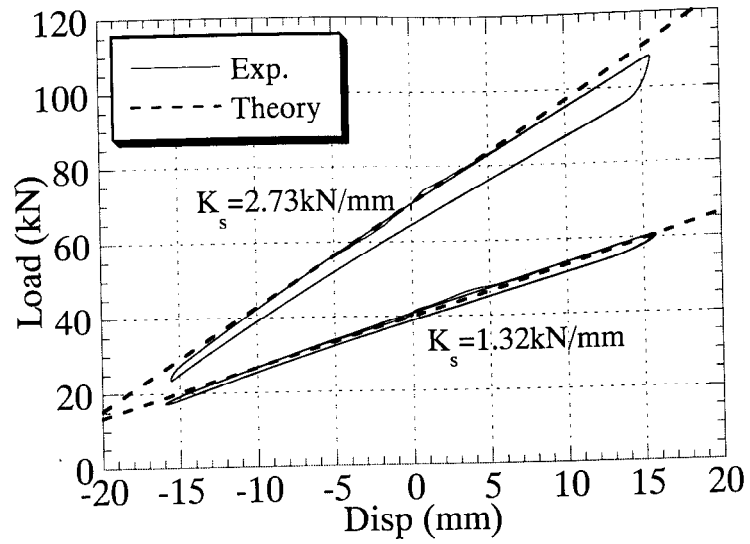


図 5.27 内蔵ばね(皿ばね)の履歴ループ

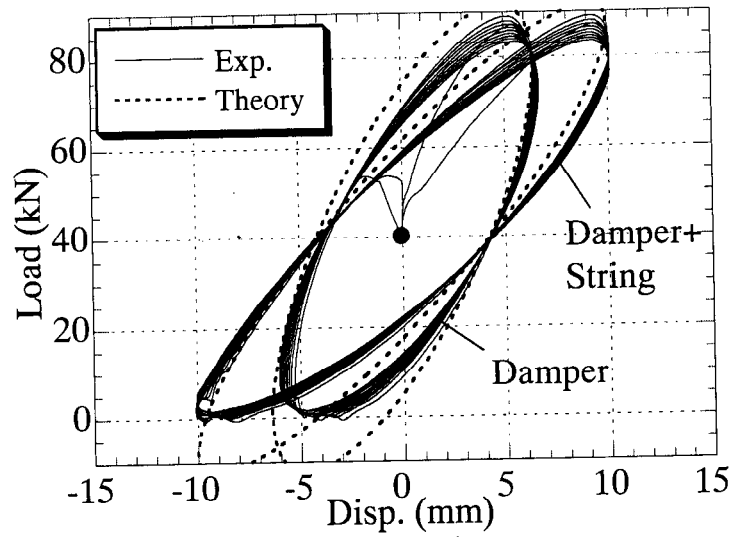


図 5.28 A2 試験体(1.0Hz, 10mm, 12°C)

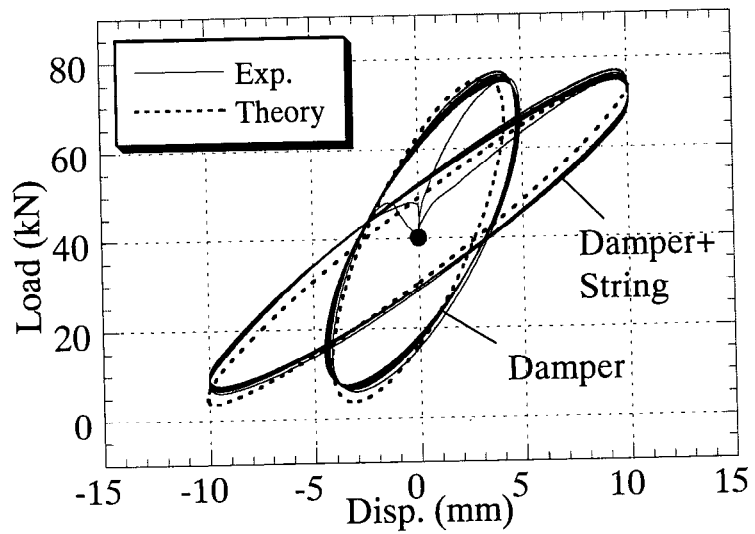


図 5.29 A3 試験体(1.0Hz, 10mm, 12°C)

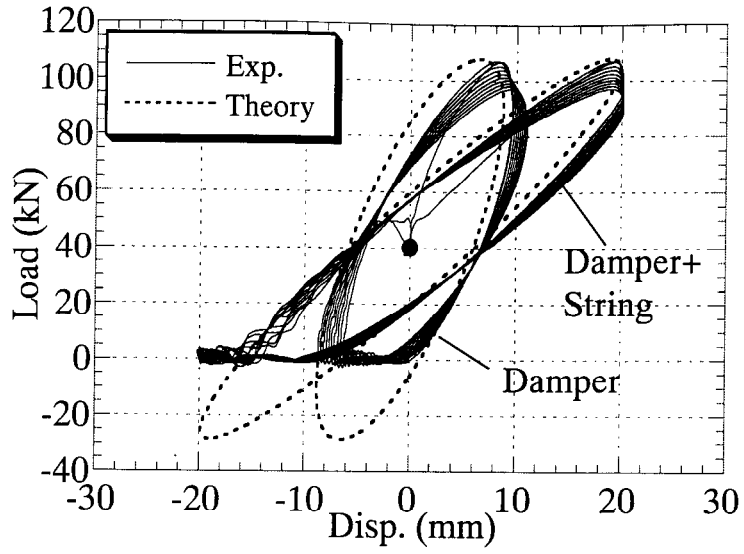


図 5.30 A3 試験体(1.0Hz、20mm、12°C)

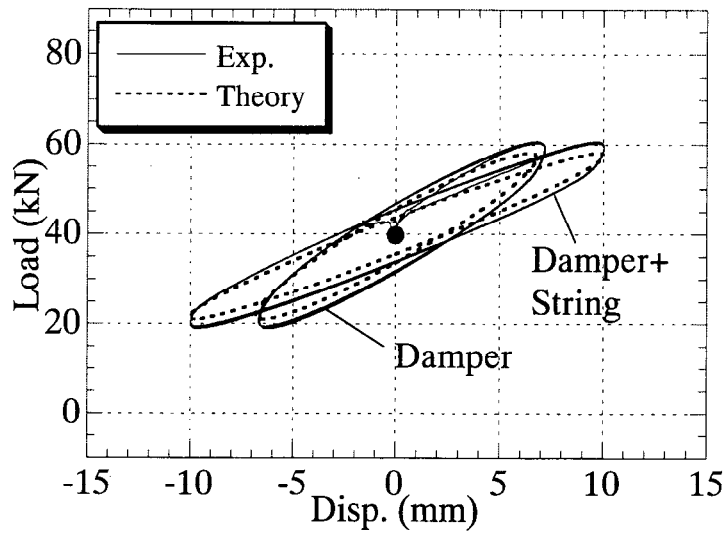


図 5.31 A3 試験体(1.0Hz、10mm、32°C)

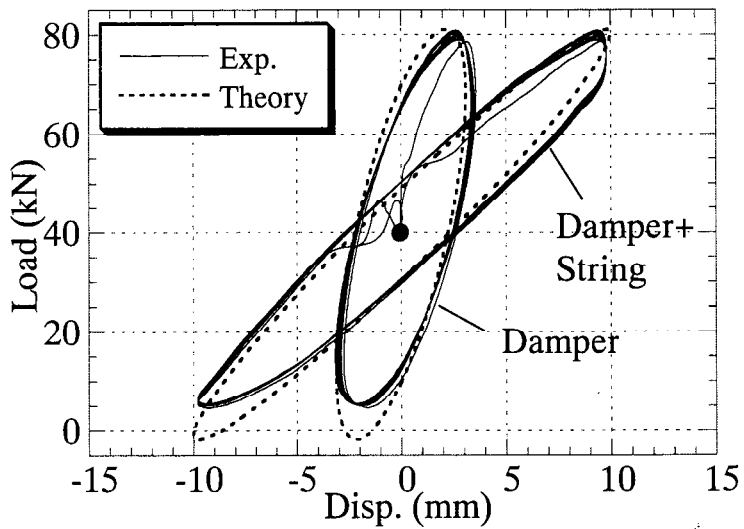


図 5.32 A3 試験体(3.0Hz、10mm、12°C)

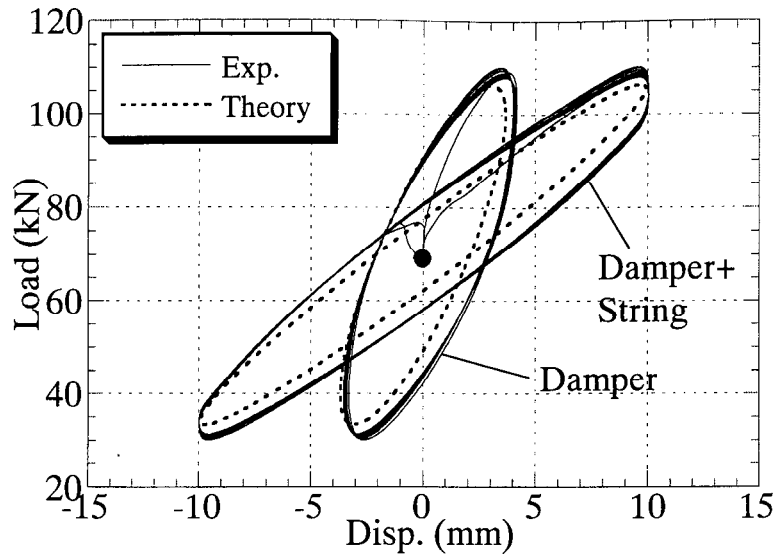


図 5.33 B3 試験体 (1.0Hz、10mm、12°C)

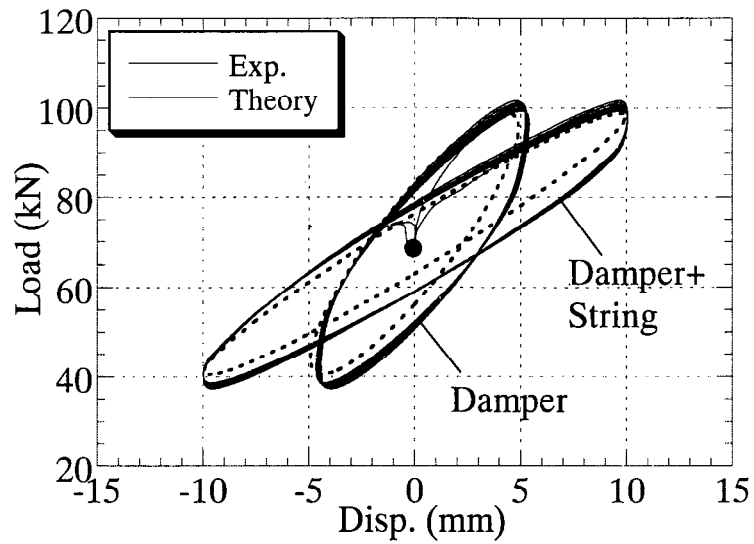


図 5.34 C3 試験体 (1.0Hz、10mm、12°C)

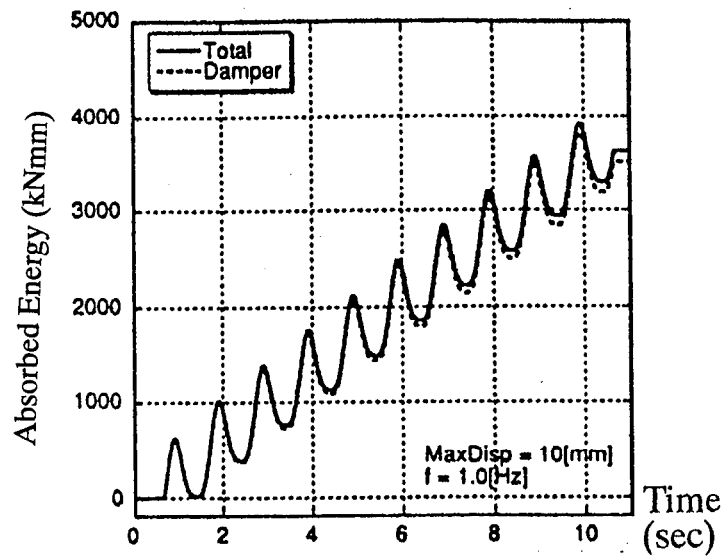


図 5.35 A3 試験体 (1.0Hz、10mm、12°C) の吸収エネルギー

の比熱×密度 $s\rho=1.87 \text{ N/mm}^2/\text{°C}$ としたときの入力エネルギー $1.1 \times 10^4 \text{ kNmm}$ の約 17%にあたる。これより熱に変換されたエネルギーは熱容量の大きい鋼製部材に逸散しているものとする。

同様の応答結果をを A2、A3、B2、B3、C2、C3 の全てのケースにおいて評価し、履歴ループより求めたダンパー+ストリング系の等価剛性および等価減衰を実験値としてまとめて表 5.6 に示す。履歴ループより等価剛性を求める方法としては、応答が安定した第 2 ループ目において最小 2 乗法により最適近似楕円を導き、その主軸の傾きより剛性を算出する。すなわち、

$$K_a = (\alpha_4\beta_1 - \alpha_2\beta_2) / (\alpha_1\alpha_4 - \alpha_2\alpha_3) \quad (5.32)$$

ここに

$$\alpha_1 = \sum x_i^2, \quad \alpha_2 = \alpha_3 = \sum x_i \dot{x}_i, \quad \alpha_4 = \sum \dot{x}_i^2, \quad \beta_1 = \sum x_i Q_i, \quad \beta_2 = \sum \dot{x}_i Q_i,$$

ただし x_i : i ステップ時の変位、 \dot{x}_i : i ステップ時の速度、 Q_i : i ステップ時の荷重である。等価減衰の算出に際しては、第 2 ループの包絡面積 A を算出し、下式により減衰定数を求める。

$$h_s = A / 2\pi K_a \delta_0^2 \quad (5.33)$$

ただし δ_0 は最大変位である。検証のため評価式(5.30)、(5.31)により求めた等価剛性、等価減衰の理論値を表 5.6 中に合わせて示す。なお、図 5.28、5.30 に見るように応答が圧縮場に転じ、ストリングに弛緩が生じているケースは評価式に乗らないため、表中に R として示し、比較対象から外している。全般的に等価剛性の実験値は理論値と良く整合しているが、等価減衰の実験値は理論値よりかなり大きくなっているケースが多い。これは定性的には先述した内蔵皿ばねの減衰が影響しているものと推察できる。

等価剛性および等価減衰に与える温度、内蔵ばね剛性比、ストリング剛性比の影響をそれぞれ図 5.36～図 5.41 に示す。各図においては実験値を各プロット点で、理論値を実線および破線で示している。図 5.36～5.38 の等価剛性においてはいずれも実験値は解析値と良く一致している。図 5.39～5.41 を見ると各実験値はダンパーのみの理論減衰値より大き目であるが、ストリング剛性比の低い A3 では環境温度の影響をあまり受けていない点、A3 と B3 の比較により内蔵ばね剛性比の低い方が等価減衰が高くなる傾向、及びストリング剛性比が高くなるに連れ等価減衰は向上していく様子が確認され、前報告で指摘した各特性が確認で

表 5.6 ダンパー＋ストリング系の等価剛性および等価減衰

振幅 δ_a (mm)	振動数(Hz)	0.50		1.00		2.00		3.00		0.50		1.00		2.00		3.00	
		理論式	試験値	理論式	試験値	理論式	試験値	理論式	試験値	理論式	試験値	理論式	試験値	理論式	試験値	理論式	試験値
		試験体No.A2 ($A_d=1038, K_s=1.32, K_b=12.17$)															
		試験体No.A3 ($A_d=1038, K_s=1.32, K_b=5.47, q=12^\circ\text{C}$)															
5.0	K_a (kN/mm)	4.37	3.88	5.09	4.58	5.95	5.39	6.51	5.78	3.23	2.93	3.59	3.38	3.95	3.8	4.16	3.93
	h_a (%)	20.3	25.7	20.7	24.3	20.2	22.0	19.5	20.0	12.5	22.0	11.8	20.5	10.7	17.9	9.9	16.8
10.0	K_a (kN/mm)	4.02	3.40	R	R	R	R	R	R	3.06	2.80	3.43	3.23	3.82	C	C	C
	h_a (%)	22.5	24.0	R	R	R	R	R	R	14.2	19.4	13.6	18.3	12.4			
15.0		R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R
20.0		R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R
		試験体No.B2 ($A_d=1038, K_s=2.73, K_b=12.17$)															
		試験体No.B3 ($A_d=1038, K_s=1.32, K_b=5.47, q=32^\circ\text{C}$)															
		試験体No.C3 ($A_d=519, K_s=2.73, K_b=5.47$)															
δ_a (mm)		δ_a (mm)															
5.0	K_a (kN/mm)	4.92	4.42	5.54	4.89	6.28	5.64	6.77	6.06	3.44	3.50	3.73	3.91	4.04	4.26	4.22	4.21
	h_a (%)	15.6	21.6	16.6	22.8	17.0	20.7	16.7	19.0	9.5	21.4	9.5	20.0	9.0	17.3	8.6	15.5
10.0	K_a (kN/mm)	4.61	-	5.2	4.54	5.93	5.15	6.42	5.37	3.30	3.28	3.60	3.64	3.92	3.96	4.11	4.00
	h_a (%)	16.9	-	18.3	20.6	18.9	20.1	18.7	18.6	10.5	17.3	10.7	16.4	10.0	14.5	9.8	13.0
15.0	K_a (kN/mm)	4.5	5.01	4.24	19.2	19.5	R	R	R	3.22	3.14	3.52	3.46	3.85	3.74	4.04	3.79
	h_a (%)	17.6	R	R	R	R	R	R	R	11.2	16.1	11.4	15.7	11.1	13.8	10.6	12.4
20.0	K_a (kN/mm)	R	R	R	R	R	R	R	R	3.17	2.99	3.46	3.29	R	R	R	R
	h_a (%)	R	R	R	R	R	R	R	R	11.6	15.1	11.9	14.9				
δ_a (mm)		試験体No.C2 ($A_d=519, K_s=2.73, K_b=12.17$)															
5.0	K_a (kN/mm)	3.65	3.41	4.01	3.83	4.46	4.34	4.79	4.64	2.76	2.8	2.98	3.08	3.24	3.36	3.42	3.42
	h_a (%)	13.9	23.6	16.3	24.4	18.5	25.9	19.6	25.6	9.7	21.5	10.9	21.9	11.7	22.1	11.9	21.8
10.0	K_a (kN/mm)	3.46	3.24	3.78	3.53	4.20	3.89	4.51	4.03	2.65	2.67	2.86	2.87	3.11	3.09	3.28	3.12
	h_a (%)	14.3	19.7	17.1	21.9	19.7	23	20.9	24.4	10.2	17.1	11.7	18.0	12.7	17.8	13.0	17.8
15.0	K_a (kN/mm)	3.36	3.18	3.66	3.48	4.06	3.79	4.35	3.93	2.59	2.60	2.79	2.79	3.04	2.99	3.21	3.03
	h_a (%)	14.6	16.9	17.5	19.7	20.3	20.8	21.7	21.2	10.5	14.9	12.1	16.2	13.3	16.5	13.7	16.4
20.0	K_a (kN/mm)	3.30	3.03	3.58	3.25	R	R	R	R	2.55	2.51	2.74	2.70	2.99	2.83	3.16	2.84
	h_a (%)	14.7	15.5	17.7	18.0					10.6	13.5	12.3	14.8	13.7	16.0	14.1	15.7

* Rは応答の一部が圧縮場に転じたケース、Cは圧縮側の応答が入力に追従していないケースを表わし、履歴ループの乱れのため等価剛性・等価減衰を記述しない。

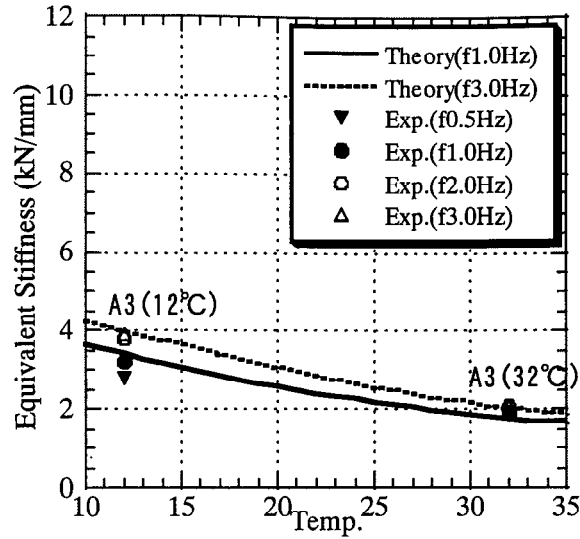


図 5.36 等価剛性－温度関係

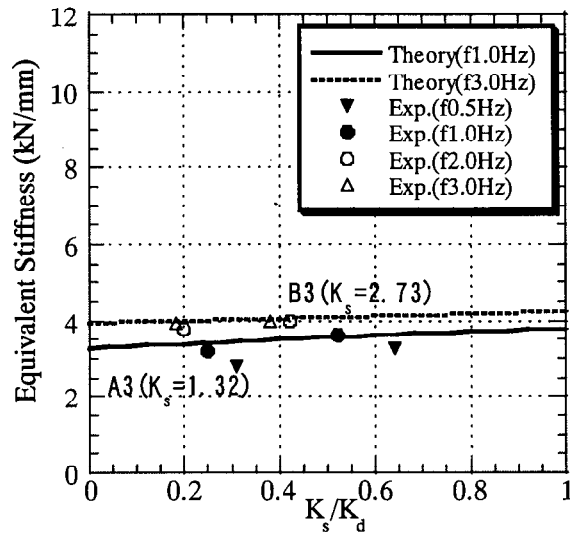


図 5.37 等価剛性－内蔵ばね剛性比関係

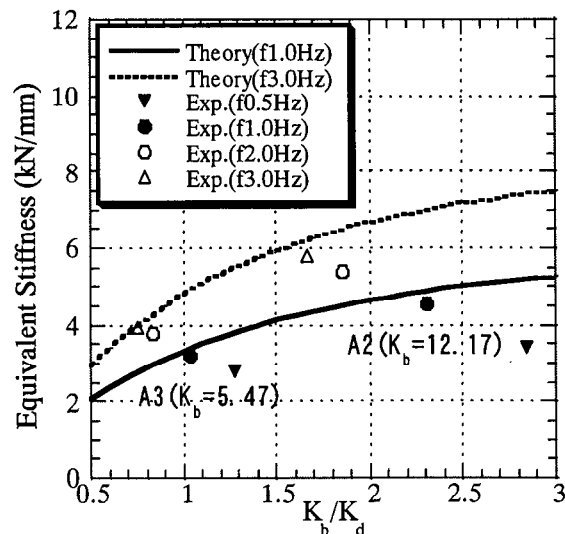


図 5.38 等価剛性－ストリング剛性比関係

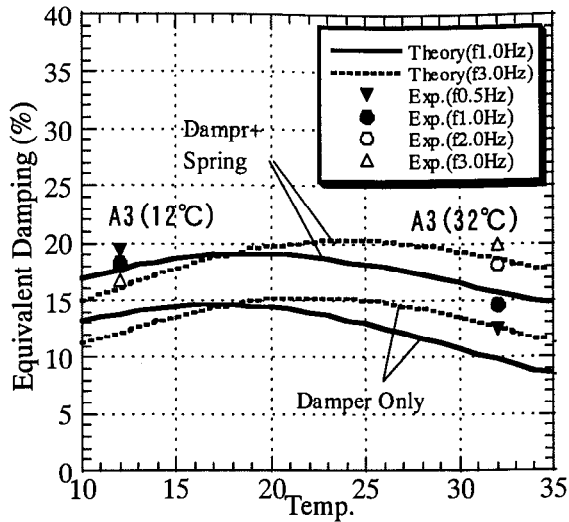


図 5.39 等価減衰—温度関係

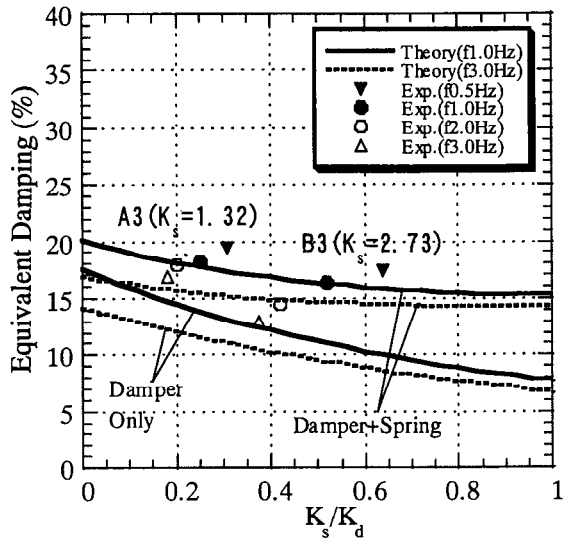


図 5.40 等価減衰—内蔵ばね剛性比関係

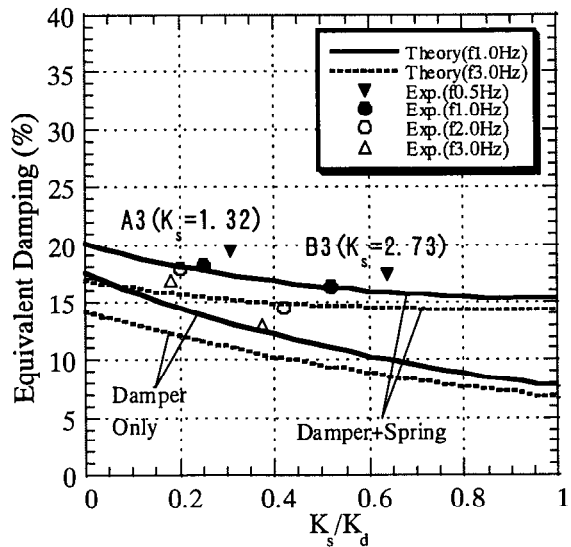


図 5.41 等価減衰—ストリング剛性比関係

きる。

一方、内蔵ばねおよびモデル化ストリングに使用した皿ばねのもつ減衰の影響を検証するために、各ばね単独の実験により得られた履歴ループより変位振幅毎の1ループ減衰エネルギーを算定したものを表 5.7 および図 5.42 に示す。図 5.43 を見ると皿ばねにより構成された内蔵ばねおよびモデル化ストリングばね自身の1ループの減衰エネルギーは振幅にほぼ比例し、並列面すなわち摩擦面の多いほど大きい。この値をダンパーの理論減衰に付加した値を修正値として図 5.39～5.41 に合わせ「Damper+Spring」と付した実線、破線で示す。修正した理論値は実験値と良く整合しており、表 5.5 中で指摘された実験値と理論値の等価減衰の差は、各皿ばね自身の持つ摩擦減衰で説明できる。

以上の結果を総合し、全ケースに付いて、等価剛性及び皿ばね減衰の影響を除去した等価減衰における実験値と理論値の整合比を図 5.43～5.44 に示す。両者は明確な相関関係にあり、かつその精度は文献 8) に示された粘弾性体評価式の精度である±15%でほぼ包絡されていることがわかる。

以上より、定常振幅応答下における理論評価式の妥当性が実験においても確認できる。

5.3.3 内蔵ばね剛性の条件

前報で指摘したように、ばね付き粘弾性体による等価減衰定数は、粘弾性体に対する内蔵ばね剛性が低いほど高くなる傾向がある。従って内蔵ばねは粘弾性体の制御に必要な最低剛性によって設計する事になる。内蔵ばね剛性は、予想される加力点の振動に対し、ダンパー+ストリング系が圧縮される(張力除荷)局面において圧縮速度(除荷速度)を上回る速度で粘弾性体を押し戻す性能があれば良い。本論では除荷過程のダンパー+ストリング系を図 5.45 に示すように考え、上記条件より最低剛性条件を導く。粘弾性体の持つ減衰係数を c とし、弾性ばね剛性を K 、中間質量を m とすると、 $4mK > c^2$ の条件下において自由減衰振動数は下式のようなになる。

$$f_h = \frac{\sqrt{4mK - c^2}}{4\pi m} \quad (5.34)$$

弾性ばね剛性 K には、内蔵ばねのみの剛性 K_s を採る方法と、粘弾性体自身の復

表 5.7 内蔵ばね、モデル化ストリングの減衰評価

	内蔵ばね $K_s=1.32$						モデル化ばね $K_b=12.17$					
δa (mm)	2.5	3.5	5	7.5	10	15	1.5	2.5	3.5	5	7.5	10
A(kNmm)	11	15.4	22	33	44	66	0	0	0	0	0	0
	内蔵ばね $K_s=2.73$						モデル化ばね $K_b=5.47$					
δa (mm)	2.5	3.5	5	7.5	10	15	1.5	2.5	3.5	5	7.5	10
A(kNmm)	27	37.8	54	81	108	162	18	30	42	60	90	120

	A2 ($K_s=1.32 \times 0.7, K_b=12.17 \times 0.3$)			
振幅	5	10	15	20
K_a (1Hz)	4.71	4.02		
減衰(%)	2.1	1.3		

	A3 ($K_s=1.32 \times 0.5, K_b=5.47 \times 0.5$)			
振幅	5	10	15	20
K_a (1Hz)	3.59	3.43	3.4	3.3
減衰(%)	7.3	3.8	2.6	2.0
	A3 ($K_s=1.32 \times 0.7, K_b=5.47 \times 0.3$) (30°C)			
振幅	5	10	15	20
K_a (1Hz)		1.71		1.62
減衰(%)		5.9		3.1

	B2 ($K_s=2.73 \times 0.6, K_b=12.17 \times 0.4$)			
振幅	5	10	15	20
K_a (1Hz)	5.54	5.2	5.01	4.9
減衰(%)	4.3	2.5	1.5	1.3

	B3 ($K_s=2.73 \times 0.5, K_b=5.47 \times 0.5$)			
振幅	5	10	15	20
K_a (1Hz)	3.59	3.43	3.4	3.3
減衰(%)	10.1	5.3	3.6	2.8

	C2 ($K_s=2.73 \times 0.6, K_b=12.17 \times 0.4$)			
振幅	5	10	15	20
K_a (1Hz)	4.01	3.78	3.66	3.58
減衰(%)	6.0	3.4	2.1	1.8

	C3 ($K_s=2.73 \times 0.5, K_b=5.47 \times 0.5$)			
振幅	5	10	15	20
K_a (1Hz)	2.98	2.86	2.79	2.74
減衰(%)	12.2	6.3	4.3	3.3

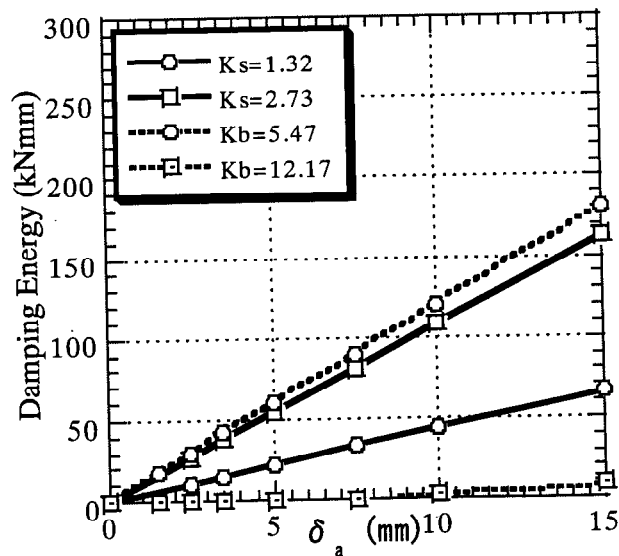


図 5.42 内蔵ばね、モデル化ストリングの1ループ減衰エネルギー

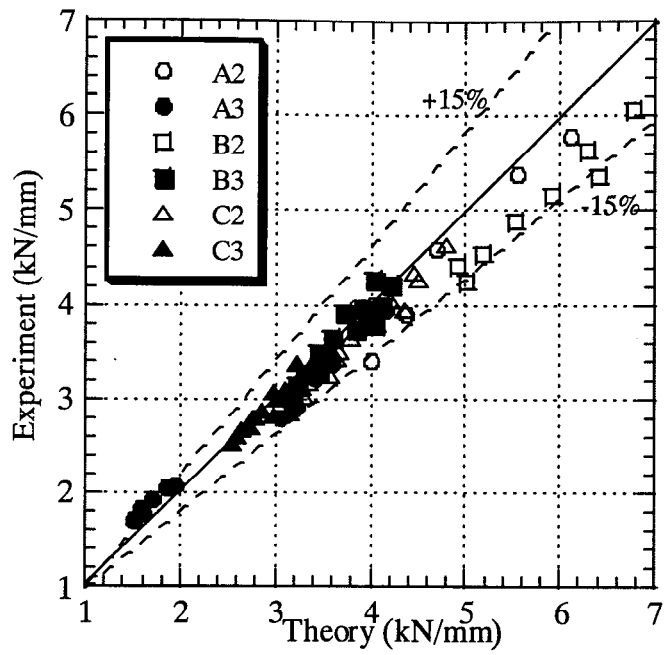


図 5.43 実験値・理論値の比較(等価剛性 K_a)

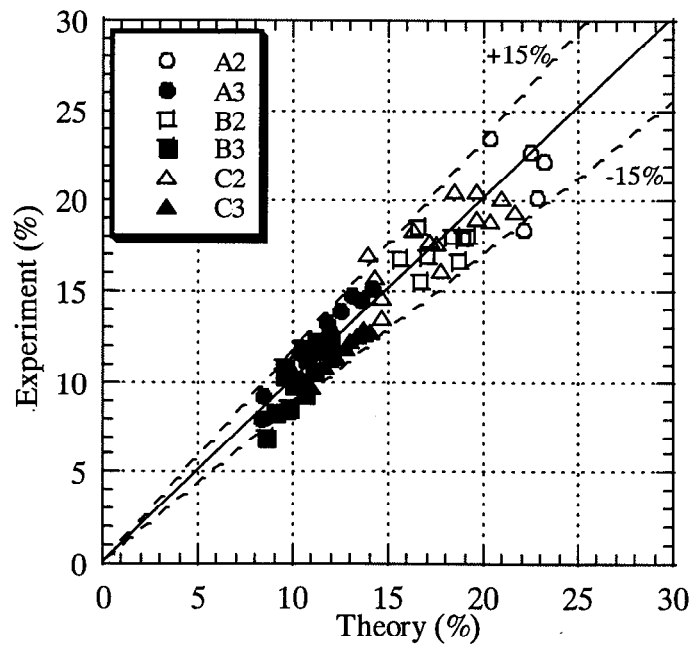


図 5.44 実験値・理論値の比較(等価減衰 h_a)

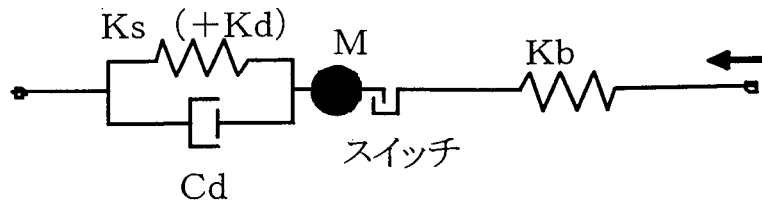


図 5.45 除荷過程におけるダンパー+ストリング系のモデル

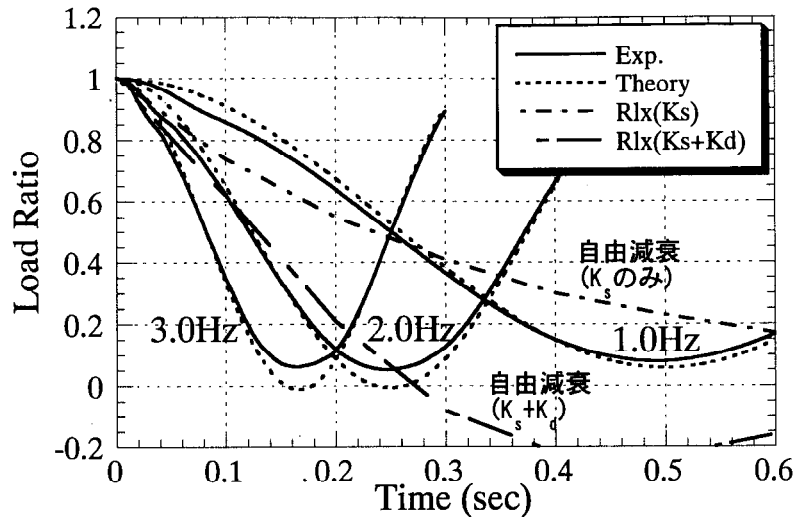


図 5.46 A3 試験体の除荷応答と自由減衰振動

元剛性にも期待し $K_s + K_d$ を採る方法がある。入力振動数が(5.34)式の値以下であれば、除荷時の自由減衰挙動が入力振動を阻害しないと考え、試験体 A3、振幅 10mm、1.0Hz~3.0Hz の実験結果と自由減衰応答を比較したものを図 5.46 に示す。ここに自由減衰応答は $K_s=1.32\text{kN/mm}$, $K_d=5.24\text{kN/mm}$, $c=0.88\text{ kNsec/mm}$ (振幅 4.5mm で(5.1)(5.2)式により算定), $m=0.15\text{kNsec}^2/\text{mm}$ (外筒・中間ロッド質量)とし、下式により表 5.8 に示すように計算した。

$$\delta / \delta_0 = e^{(-\alpha t)} \cos(\beta t) \quad \text{ただし} \quad \alpha = \frac{c}{2m} \quad \beta = \frac{\sqrt{4mk - c^2}}{2m} \quad (5.35)$$

A3 試験体の 2.0Hz 及び 3.0Hz においては応答が理論減衰に追随しない現象が観察され、これはばね剛性の不足によるものと考えられるが、同図に抛ればこれらは自由減衰応答より速度の速い周波数領域で生じている事が解る。1.0Hz においてはダンパーは入力に追随できている事から、K の計算には内蔵ばねだけでなく

粘弾性体自身の剛性を付加して良いと推察できる。以上より、少ないサンプル数での推定ではあるが、内蔵ばね剛性比 $K_s/K_d \geq 0.25$ において、(5.34)式を下回る振動数領域においては内蔵ばねは必要な剛性条件を満たしているものと考えられる。

表 5.8 ばね付き粘弾性体(A3 試験体)の自由減衰振動

<i>VEM</i>		<i>Spring</i>	
Area(cm ²)	1038	k_s (kN/mm)	1.32
Thick(mm)	8	<i>mass</i> (kg)	150
f(Hz)	1	(kNsec/mm)	0.15
γ	0.55	$\alpha=c/2m$	2.94
Temp	12	$\beta=\omega_0$	
k (kN/mm)	5.24	(K_s only)	(K_s+K_s)
c (kNsec/mm)	0.88	0.40	5.92
h	714.00		

t(sec)	(Ks only)			(Ks+Ks)	
	$\alpha=c/2m$	$\beta=\omega_0$	Resp.	$\beta=\omega_0$	Resp.
0.0	2.94	0.40	1.00	5.92	1.00
0.1	2.94	0.40	0.74	5.92	0.62
0.2	2.94	0.40	0.55	5.92	0.21
0.3	2.94	0.40	0.41	5.92	-0.08
0.4	2.94	0.40	0.30	5.92	-0.22
0.5	2.94	0.40	0.23	5.92	-0.23
0.6	2.94	0.40	0.17	5.92	-0.16
0.7	2.94	0.40	0.12	5.92	-0.07
0.8	2.94	0.40	0.09	5.92	0.00
0.9	2.94	0.40	0.07	5.92	0.04
1.0	2.94	0.40	0.05	5.92	0.05
1.1	2.94	0.40	0.04	5.92	0.04
1.2	2.94	0.40	0.03	5.92	0.02
1.3	2.94	0.40	0.02	5.92	0.00
1.4	2.94	0.40	0.01	5.92	-0.01
1.5	2.94	0.40	0.01	5.92	-0.01
1.6	2.94	0.40	0.01	5.92	-0.01
1.7	2.94	0.40	0.01	5.92	-0.01
1.8	2.94	0.40	0.00	5.92	0.00
1.9	2.94	0.40	0.00	5.92	0.00
2.0	2.94	0.40	0.00	5.92	0.00
2.1	2.94	0.40	0.00	5.92	0.00
2.2	2.94	0.40	0.00	5.92	0.00
2.3	2.94	0.40	0.00	5.92	0.00
2.4	2.94	0.40	0.00	5.92	0.00
2.5	2.94	0.40	0.00	5.92	0.00

5.3.4 ランダム波に対する応答評価

次に上記の内蔵ばね条件が満足されている領域内においてのランダム波入力について考える。図 5.47 は前項で得られたダンパー＋ストリング系 A2($K_b/K_d=2.7$) の定常波応答実験結果より、等価剛性及び等価減衰定数における入力振動数の影響を示したものである。これを見ると粘弾性体が本来有する両定数に対する振動数依存性(点線)は、内蔵ばねとストリングを付加した事により大幅に緩和され、フラットに近くなっている事が解る。

これより、ランダム入力に対する応答予測に関しては、代表的な振動数・振幅に対する一定の減衰定数を用いて行ってもある程度の精度で予測できると考えられる。そこで、複数の振動数を持つ正弦波を組み合わせるランダム波を作成し、ダンパー＋ストリング試験体に入力することによる応答を検証する。

図 5.48(a), (b)に作成したランダム波の時刻歴および振動数分布を示す。作成したランダム波は波はおおよそ 1.5~5Hz の振動数領域を持っている。次にこの波を実機 A2 試験体に入力した実験応答結果を図 5.49(a)に示す。一方、 $K_d=5\text{kN/mm}$ 、 $h_d=20\%$ に固定し、反力を下式で評価した応答を図 5.49(b)に示す。

$$Q_d = K_d x + c_d \dot{x} + P = K_d x + K_d h_d \dot{x} / \pi f + P \quad (5.36)$$

ここに、P は初期張力である。また、両者の時刻歴応答比較を図 5.49(c)に示す。これらを見ると、式(6)~(9), (14)により求めたダンパー＋ストリング系全体の一定剛性・一定減衰定数による応答予測は、圧縮場における除荷を除けば(a)の実験結果をほぼ表現できていることが解る。

5.4 付加減衰要素としてのばね付き粘性体

以上、ばね付き粘弾性体によるテンション構造用付加減衰機構の有効性が解析的・実験的に検証されたが、同様の構成が粘弾性の代わりに粘性体を用いた減衰機構においても可能であると考えられ、粘弾性体と同様に Voigt モデルを前提とした理論式の展開を行う。

粘性体の応答反力は一般的に速度に純粋に比例したダッシュポットでモデル化され、粘弾性体の弾性剛性が0となった場合と考えることができる。この減衰

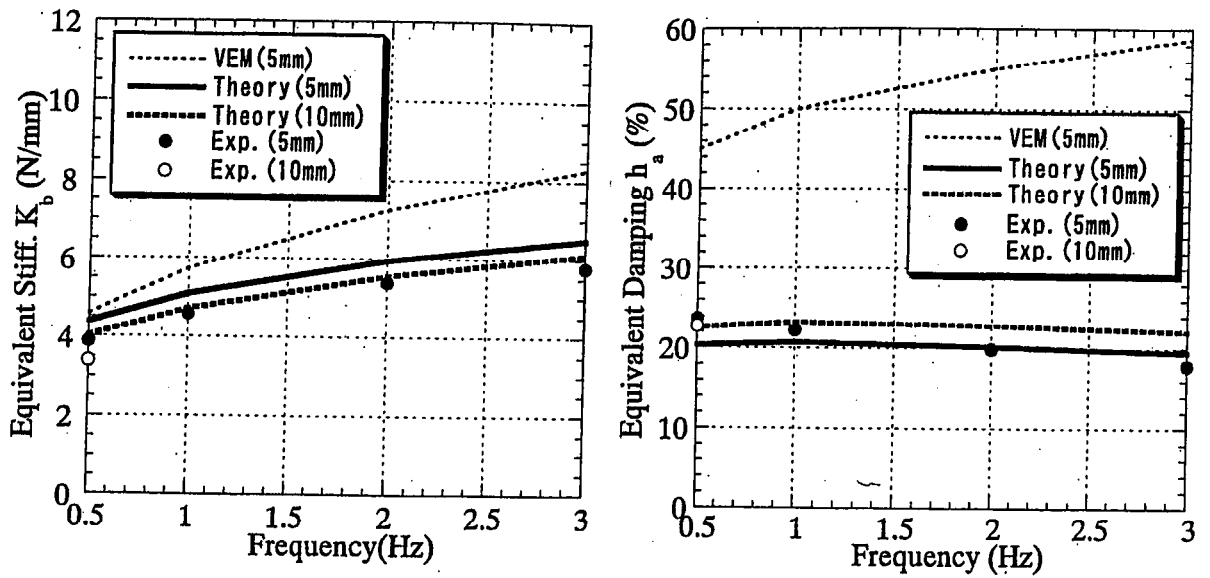
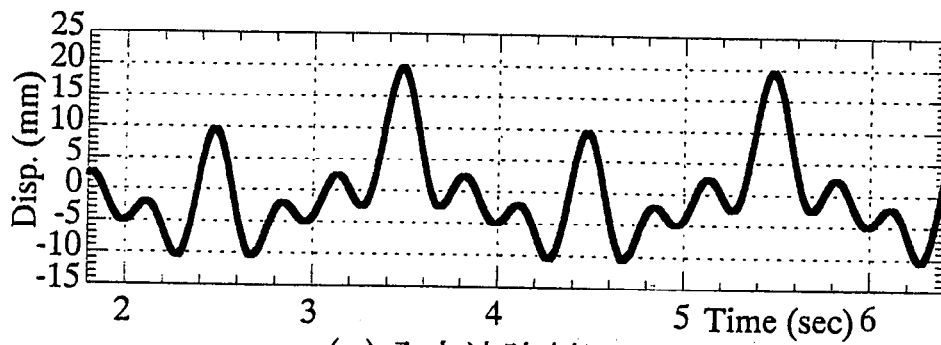
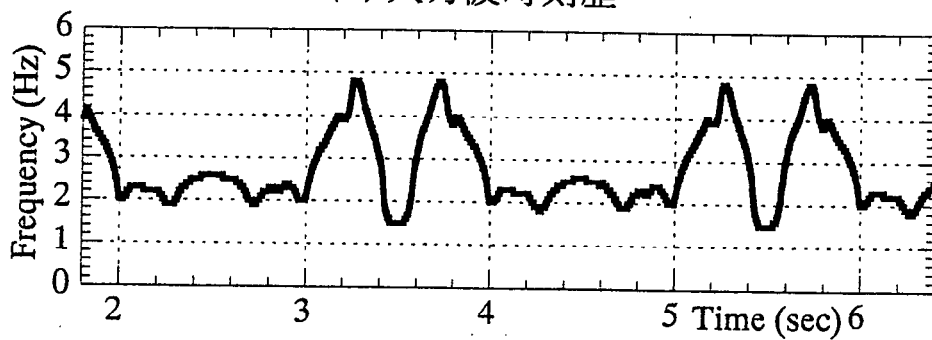


図 5.47 等価剛性および等価減衰に与える振動数の影響

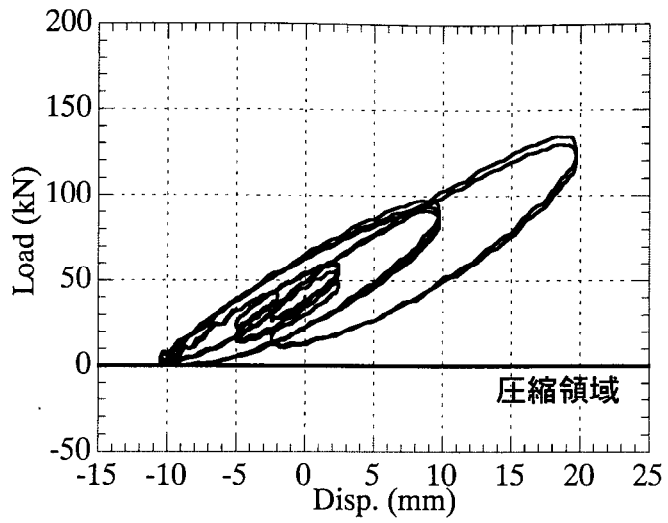


(a) 入力波時刻歴

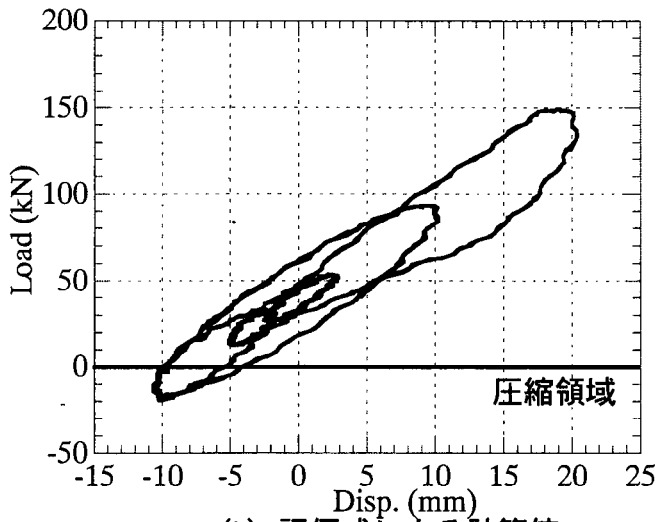


(b) 入力波振動数分布

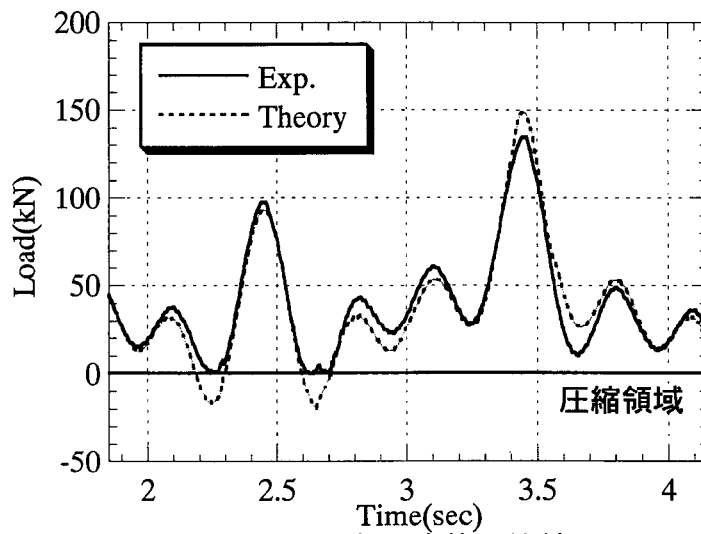
図 5.48 入力用ランダム波



(a) 実機実験結果



(b) 評価式による計算値



(c) 時刻歴応答の比較

図 5.49 ランダム波に対する応答

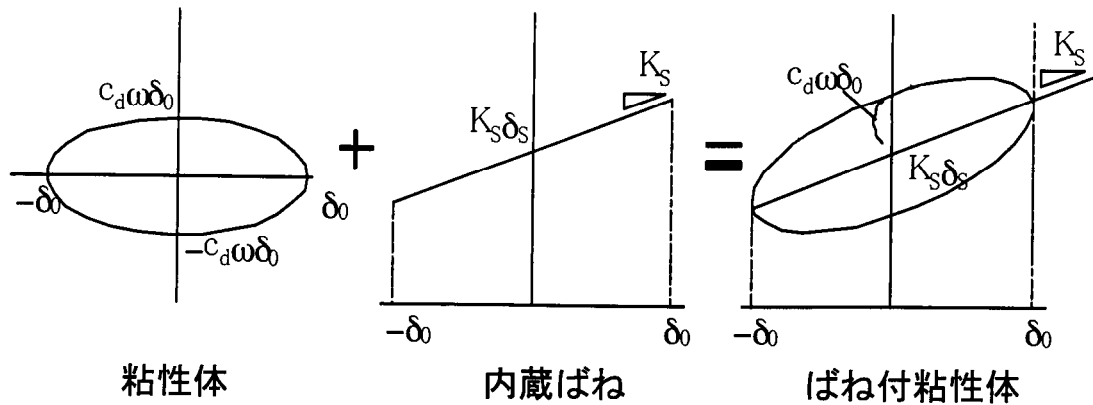


図 5.50 ばね付き粘性体の荷重－変形関係

係数を c_d とし、弾性ばね K_S を並列させた場合の荷重－変形関係を図 5.50 に示す。
粘性体の反力 $Q_d(t)$ は、振幅を δ_0 として

$$Q_d(t) = \pm c_d \omega \sqrt{\delta_0^2 - \delta(t)^2} \quad (5.37)$$

であるから、ばね付き粘性体の荷重－変形関係は

$$Q(t) = K_S \delta(t) \pm c_d \omega \sqrt{\delta_0^2 - \delta(t)^2} + \delta_s K_S \quad (5.38)$$

ただし、 $P = \delta_s K_S$ は初期張力である。さらにこれにテンション材が直列接続された系では、テンション材の軸剛性を K_b として、

$$Q_a(t) = K_a \delta(t) \pm c_a \omega \sqrt{\delta_{a0}^2 - \delta(t)^2} + P \quad (5.39)$$

ただし、

$$K_a = \frac{1}{\frac{1}{K_S + \frac{c_d^2 \omega^2}{K_S + K_b}} + \frac{1}{K_b}} \quad (5.40)$$

$$c_a \omega = \frac{c_d \omega}{\left(1 + \frac{K_S}{K_b}\right)^2 + \left(\frac{c_d \omega}{K_b}\right)^2} \quad (5.41)$$

$$\delta_{a0} = \delta_0 \sqrt{\left(1 + \frac{K_S}{K_b}\right)^2 + \left(\frac{c_d \omega}{K_b}\right)^2} \quad (5.42)$$

となる。このばね付き粘性体を 5.2.1 と同様に図 5.6 のような構造体の系に取付

けた場合の荷重－変形関係は、構造体の剛性を K_f として、

$$Q_{eq}(t) = K_{eq} \delta(t) \pm c_{eq} \omega \sqrt{\delta_{eq}^2 - \delta(t)^2} + P \cos \theta \quad (5.43)$$

ここに、等価剛性は、

$$K_{eq} = K_f + K_a \cos^2 \theta \quad (5.44)$$

等価減衰係数は、

$$c_{eq} = c_a \omega \cos^2 \theta \quad (5.45)$$

見かけの振幅は、

$$\delta_{eq} = \delta_{a0} / \cos \theta \quad (5.46)$$

となる。

以上より、構造システム全体の等価周期 T_{eq} および等価減衰常数 h_{eq} は、構造体質量を $M(t)$ として、下式で得られる。

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eq}}} \quad (5.47)$$

$$h_{eq} = \frac{c_{eq} \omega}{2K_{eq}} \quad (5.48)$$

系全体が、等価固有周期で振動するとき、 $\omega = 2\pi/T_{eq} = \sqrt{(K_{eq}/M)}$ であるから、等価減衰定数は下式のようにになる。

$$h_{eq} = \frac{c_{eq}}{2\sqrt{K_{eq}M}} \quad (5.49)$$

これらの理論式は、ばね付き粘弾性体における、(5.4)～(5.24)式に対応している。

ばね付き粘弾性体の代わりにばね付き粘性体を用いた場合の構造体への減衰効果の違いについて、5.2.2と同様のモデルを用いて検証を行う。図5.7に示したテンション材付き門形フレーム(フレーム周期0.5sec)に同様の内蔵ばねと直列

表 5.9 ばね付き粘性体の等価減衰・等価振動数

	K_f/c_d	28($f_0=2.0\text{Hz}$, $K_f=80\text{kN/mm}$, $c_d=2.8\text{kNsec/mm}$)					
	K_b/c_d	60($K_b=168$)		120($K_b=336$)		600($K_b=1680$)	
K_S/c_d	$K_S/c_d \omega$	h_{eq}	f_{eq}	h_{eq}	f_{eq}	h_{eq}	f_{eq}
0($K_S=0$)	0	15.2	2.08	16.1	2.04	16.5	2.01
30($K_S=84$)	1.9	5.7	2.50	8.1	2.60	11.3	2.66
60($K_S=168$)	3.5	3.0	2.70	5.1	2.89	8.7	3.14
120($K_S=336$)	6.4	1.3	2.88	2.6	3.23	6.0	3.82

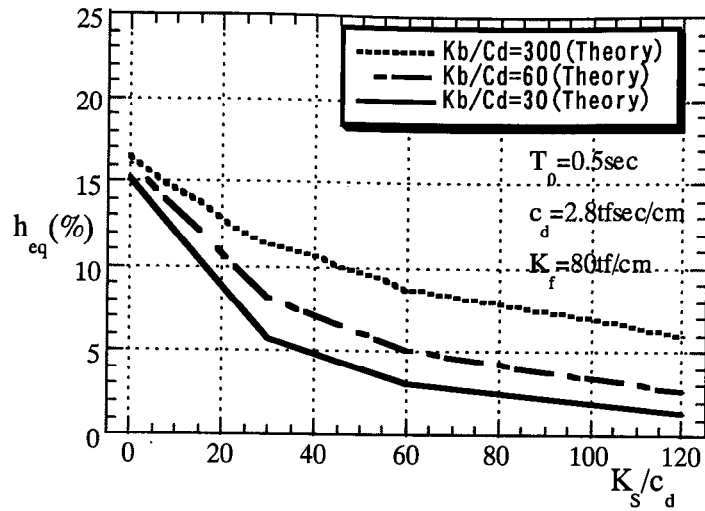


図 5.51 ばね付き粘性体等価減衰に与える内蔵ばね剛性比の影響

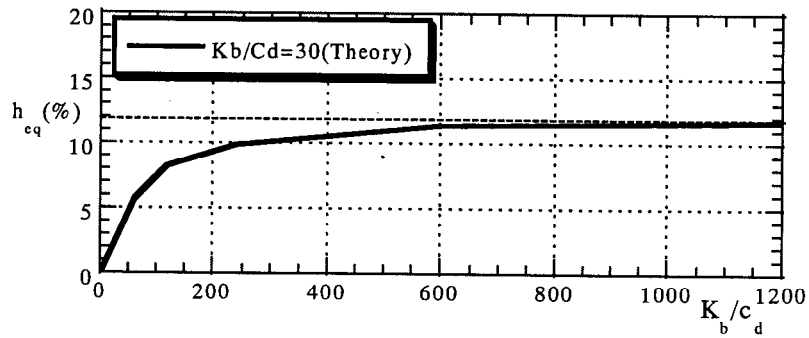


図 5.52 ばね付き粘性体等価減衰に与える直列ストリング剛性比の影響

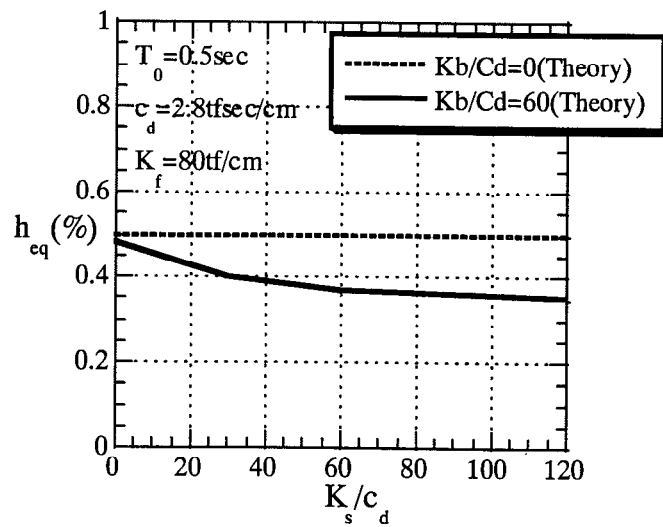


図 5.53 ばね付き粘性体等価周期に与える内蔵ばね剛性比の影響

テンション材を配し、粘弾性体の代わりに粘性体 $c_d=0.46\text{kNsec/mm}\times 6 = 2.8\text{kNsec/mm}$ を設置した場合の等価減衰 h_{eq} および等価振動数 f_{eq} について(5.37)~(5.49)式を用いて計算した結果を表 5.9 に示す。パラメータとしては、内蔵ばね剛性比として K_s/K_{d0} の代わりに K_s/c_d 、直列ストリング剛性比として K_b/K_{d0} の代わりに K_b/c_d を用いる。 $K_s/c_d = 30, 60, 120$ のケースはおおむね $K_s/c_d\omega = 1.9, 3.5, 6.4$ にあたる。

図 5.51 は図 5.8(b)と同様に、計算した等価減衰と内蔵ばね剛性比の関係を示す。粘弾性体の場合と同様に、内蔵ばね剛性比が小さいほど、直列ストリング剛性比が大きいほど等価減衰の値は大きくなっている。ただし、内蔵ばね剛性が 0 となった場合の等価減衰は直列ストリング剛性比に関係なく一定となる。

図 5.52 は図 5.10 と同様に等価減衰と直列ストリング剛性比との関係を示す。粘弾性体の場合と同様に、直列ストリング剛性比が大きくなるに連れて等価剛性は一定の値に収斂していく様子が見られる。

等価周期 T_{eq} に与える内蔵ばね剛性比の影響を図 5.53 に示す。内蔵ばね剛性比がある程度以上となるとダンパー+ストリング系の剛性がストリング剛性で決定されるため、等価周期は一定値に収斂していく様子が見られる。

以上をまとめると、ばね付き粘弾性体による付加減衰機構において、粘弾性体の代わりに粘性体を用いた場合でも、その性状はおおむね類似の特性を示すものと考えられる。粘性体を制御するための内蔵ばね剛性比の下限値は、5.3.3 の結果より $K_s/c_d=10$ 程度と考えられる。

5.5 まとめ

以上の解析および実機実験による検討により、以下の結論が得られた。

1) テンションストリングに直列に配置された、粘弾性体および弾性ばねより成るダンパーの構造全体に対する付加減衰、履歴ループおよび固有周期は、粘弾性体を単純な Kelvin-Voigt モデルで表現した場合、粘弾性体に対する内蔵ばね剛性比、直列ストリング剛性比およびフレーム剛性比をパラメータとして、陽な形に表現が可能である。また、上記の方法で求められた構造特性は、系の 1 次モードが卓越すると考えられる範囲において、既に評価の定まった分数次導関数モデルによる解析結果と良い一致を示す。

2) 構造全体の等価減衰は、粘弾性体が一定の場合、内蔵ばね剛性比が小さいほど、

直列ストリング剛性比が高い程、フレーム剛性比が低いほど大きい。また、粘弾性体に対する直列ストリング剛性比が4程度以下になると、粘弾性体の持つ温度依存性が見かけ上減少していく現象が見られる。これは直列ストリングによる変位振幅調整機能によるものである。一方、今回検討された範囲において温度変化による等価周期の変動は0.2秒程度以内であり、マクロな応答に影響を与える変動量にはならない。

3) テンション・ダンパーを付加した構造物の地震応答は、誘導された等価減衰評価式を付加減衰として与え、時刻歴応答解析を行うことにより、ほぼ予測が可能である。また、1次固有周期が卓越する構造物の応答評価は応答スペクトル上に算出された等価減衰係数、等価周期をプロットすることによりほぼ予測が可能である。

4) テンションストリングに直列に配置された、粘弾性体および弾性ばねより成る実機ダンパー+ストリング系の等価剛性および履歴ループは、粘弾性体を単純な Kelvin-Voigt モデルで展開した理論式と良い一致を示す。また等価減衰に関しても、内蔵ばね自身が持つ減衰を考慮すれば、理論式と良い一致を示す。

2) ダンパー+ストリング系の等価減衰は、粘弾性体が一定の場合、内蔵ばね・粘弾性体剛性比 K_s/K_d が小さいほど、直列ストリング・粘弾性体剛性比 K_b/K_d が高い程大きい。また、 $K_b/K_d=1\sim5$ の試験体では、等価減衰に対する粘弾性体の温度依存性の影響が見かけ上フラットになる現象が見られた。これらは理論式において指摘した特性と一致する。

3) 内蔵ばね・粘弾性体剛性比 $K_s/K_d \geq 0.25$ において、入力が入力ばね+粘弾性体系の自由減衰振動数を下回る振動数領域においては張力除荷過程におけるストリングの撓みは生じず、ダンパーはストリングとの静的釣り合いに応じた振幅で作動する。

4) 粘弾性体材料が本来持つ振動数依存性は、ダンパー+ストリング系では内蔵ばねおよびストリングの影響により緩和される。 $K_s/K_d=0.3$ 、 $K_b/K_d=2.7$ の試験体で検証した結果、ランダム波に対する応答は系全体の評価式で求めた一定剛性・減衰定数の応答評価でもある程度の精度で予測できる。

5) 粘弾性の代りに粘性体を用いて弾性ばねを並列に組合せても、テンション構造用付加減衰機構を構成することが可能である。その等価剛性および等価減衰は粘

弾性体の場合と同様に粘性体の減衰係数に対する内蔵ばね剛性比、直列ストリング剛性比およびフレーム剛性比をパラメータに陽な単純式で表現が可能である。ばね付き粘性体付きテンション構造の各パラメータに対する特性は、おおむね粘弾性体を用いた場合と同様となる。

第5章の参考文献

- 1) 建築物荷重指針・同解説、日本建築学会、1993
- 2) 土木学会：鋼斜張橋 - 技術とその変遷 - 、1990
- 3) 川口衛：空間構造の耐震・免震－経験と前進、京都大学防災研究所共同研究会論文集、1998
- 4) 五十嵐信哉、深尾康三、谷口元、向井久夫：ワイヤ式吊り物の上下震動に関する防振対策、大会学術講演梗概集 1996（近畿）
- 5) 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
- 6) 加藤史郎：振動と形態の制御、空間骨組構造－形態・性能・生産、日本建築学会 シェル・空間構造運営委員会 空間骨組構造小委員会、1995
- 7) 金田崇興、斎藤公男、岡田章、今井克彦：テンションリングを有する放射型ケーブル屋根構造の力学特性に関する研究（その4）、大会学術講演梗概集 1998（九州）
- 8) William C. Knudson: Recent advances in the Field of Long Span Tension Structures, Eng.Struct.,1991, Vol.13, April
- 9) P.Mahmoodi : Structural Dampers, Journal of Structural Div., ASCE, Vol.95, No.ST8, pp.1661-1672, 1969
- 10) R.H.Zhang, T.T.Soong, P.Mahmoodi : Seismic Response of Steel Frame Structures with Added Viscoelastic Dampers, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.18, pp.389-396, 1989
- 11) K.Kasai, J.A.Munshi, B.F.Maison : ELEM7:Viscoelastic Element for PC-ANSR, Nat.Inf.Serv. for Eartq. Enfrf. (NISEE), Univ.of Calif. Berlkeley, CA, 1992
- 12) K.Kasai, J.A.Munshi, M.L.Lai, B.F.Maison : Viscoelastic Damper Hysteresis Model : Theory, Experiment and Application, Proceedings ATC-17-1, Semiar of Seismic Isolation , Passive Energy Dissipation and Active Control, San Francisco CA, pp.521-532, 1993
- 13) 曾田五月也、和田純一、平田裕一、山中久幸：繰り返し加力実験に基づく粘弾性ダンパーの力学モデルの構築、日本建築学会構造系論文集、 pp.29-

36,1994.3

- 14) 曾田五月也、高橋雄司：ランダム加力による粘弾性ダンパーの振動数依存の定量化、日本建築学会構造系論文集、pp.43-49,1997.8
- 15) K.Kasai, Yaomin Fu : Seismic Analysis and Design Using Viscoelastic Dampers, シンポジウム「耐震設計の一つの新しい方向」、pp.113-140, 1995
- 16) K.Kasai, Y.H. Huang, A.Wada : Hysteretic Model of Visco-Elastic Damper for Long Duration Loading, 大会学術講演梗概集 1997 (関東)
- 17) 笠井和彦、大熊潔：粘弾性ダンパー制振構造の近似解析法(その 1,2)、大会学術講演梗概集 1999.9
- 18) 黄一華、加藤敬司、和田章、岩田衛、竹内徹、大熊潔：振動数と温度に依存する粘弾性ダンパーの動的力学モデル、日本建築学会構造系論文集、1999.2
- 19) 建設省建築研究所、日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針(案)、1992.3

第 6 章

実建物への適用による検証

第6章 実建物への適用による検証

6.1 はじめに

2章においてテンション構造システムの定義を行ない、3章においてサブシステムの構造特性、4章において部材レベルの構造性能を解明し、5章において新たな付加減衰要素の提案を行った。しかしながら提案・解明された本システムおよびその特性・手法が、実際の建築物の設計において有効な範囲および精度を有しているかどうかを確認する必要がある。本章では、2章～5章において解明された特性および提案された手法を実際に建設する建物の設計に適用し、その適応性を確認すると共に、得られた知見を用いて適用各建物の性能評価を試みることをとする。

適用建物として、以下の3例を取り上げる。

1) サブシステムを用いたガラス壁支持構造

サッシュレスガラスパネルによる壁面を面外支持する高張力ロッドによる放物線張弦要素をもちいたテンション架構である。設計および施工に3章で得られたサブシステムの構造特性評価式を用い、4章で得られた部材性能をもとに、風荷重に対する性能評価を試みる。

2) サブシステムを用いたアリーナ屋根構造

中層ビル頂部に設けられた、スパン36mの張弦屋根構造である。屋根を支持する放物線張弦要素に高張力ロッドを用い、4章で提案された性能評価式により接合部の設計を行うと共に、地震および風荷重に対する性能評価を試みる。

3) 付加減衰要素を用いたスタジアム屋根構造

張弦材により安定化された50mの片持ち屋根を有するサッカースタジアムの屋根構造である。張弦材には高張力ロッドおよびケーブルを用い、張弦材の一部に5章で提案された付加減衰機構を組み込むことによって、振動制御を図っている。この構造に対し、5章での提案式による具体的な付加減衰機構

の設計を行うと共に、機構の付加が屋根構造全体の性能に与える効果の検証を行う。

6.2 サブシステムを用いたガラス壁支持構造

6.2.1 設計の概要

本例は、図 6.1 に示すような銀行本店ビルとして計画された高さ 130m のオフィスビルの足元南北にエントランスホールおよび主営業室として設置される高さ約 30m、幅 26m、奥行き 13m のガラスの箱であり、主構造は張弦材またはトラス材で安定化された径 318mm 厚 20mm のシームレス鋼管による格子状のフレームとなっている。主構造のグリッドは 6m~7m となっており、この間に張弦構造を配し、1.6m から 2.1m 角のガラスパネルのコーナー部に設けられたサッシレス支持金物を支持する構成となっている。このような透明被膜において構造体はそのまま建築デザインとして使用されるため、要求性能は安全性を保持したまま如何に透明性と意匠性を向上させるかという点に集約される。2章で分析したようにテンション構造はこのような目的を達成する為に効果的であり、同種の部位に多用されているが、その効果を生かす為に以下の点が重要となる。

1) 部材数の最小限化

テンション構造は軽快さと透明性を保持したままガラス壁面を安定支持するのに有効であるが、安定性を確保する為に必要とされる部材数はテンション材の配置と初期張力に依存する。初期張力に伴う幾何非線型安定性を利用することにより、線形理論で必要とされる部材数をさらに省略し、軽快さや透明性を高めることができる。

2) 非構造材の利用

ガラスやサッシは従来非構造材として取り扱われていたが、これを構造材または補強材として評価することによって、これらと重複していた構造部材を省略することができる。ただし従来の重複材の境界に介在していた精度調整部材が消滅または応力伝達を要求されることにより、施工性が犠牲となる場合がある。

3) 構造ディテールの洗練

従来の鋼構造部材は型鋼を組合せ、ガス切断、溶接、高力ボルト摩擦接合等

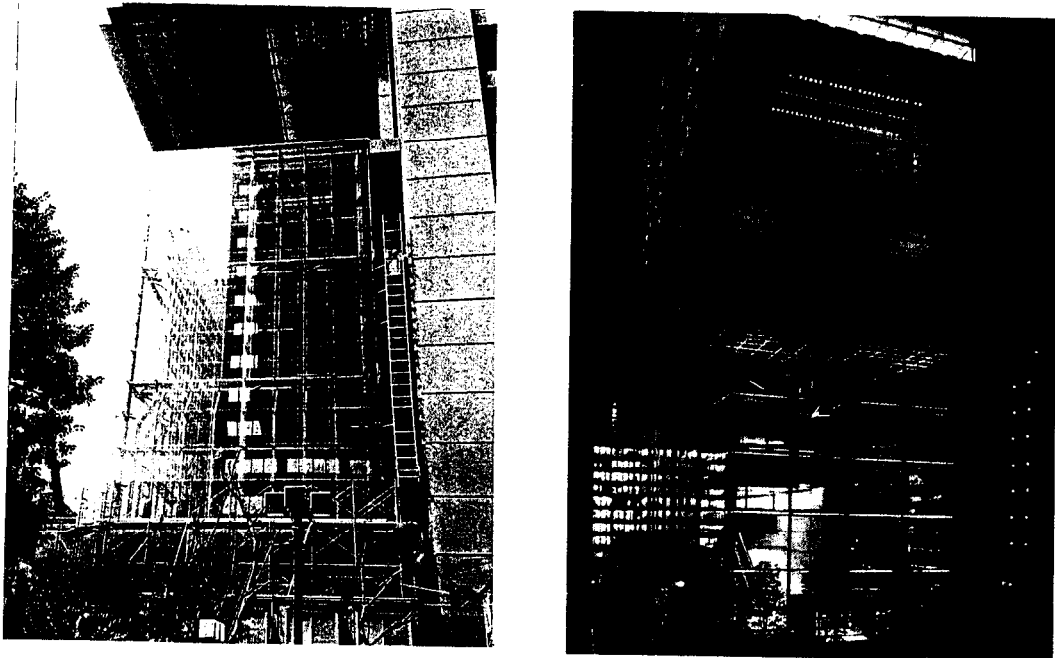
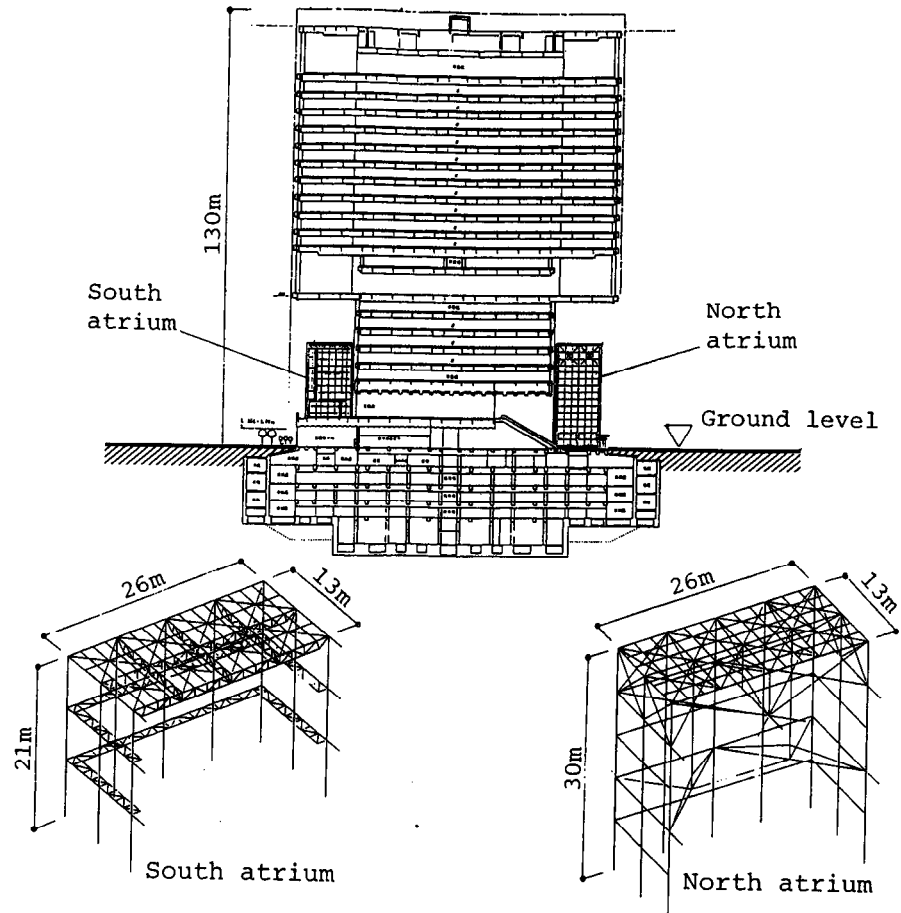


図 6.1 高層ビル足元に設置されたガラス壁面

によって組み立てられており、そのディテールは多くの場合そのまま意匠材として使用するほど洗練されていない。鍛造・鋳造・機械加工により部材を製作し、機械接合を利用することによって、より洗練されたディテールを構成することができる。

以上の建築意匠上の要求性能を満足すべく、いままで検討を行ってきたテンションシステムを応用したガラス壁支持架構を構成し、合わせて施工・構造性能の観点からの性能評価を行う。

本建物に設定された北側・南側のガラス壁面の支持システムをそれぞれ図 6.2 に示す。北側ガラス壁面の支持システムは同図(a)に示すように文献 1)に紹介されたシステムと同種のもので、1グリッドに3列×3段のガラスパネルが配置され、縦3段のガラスは上部よりコーナー部の支持金物を介して簾状に吊り下げられている。従って、鉛直支持材にはガラスパネル自身を利用する。一方、1グリッド

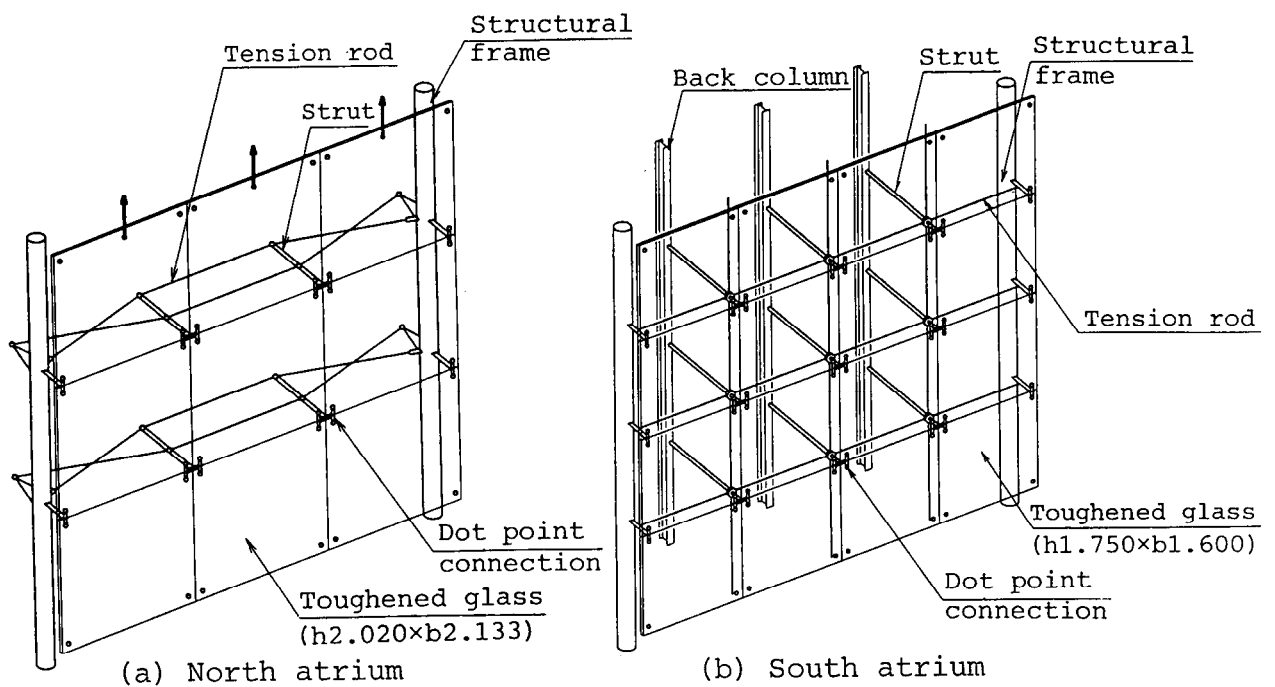


図 6.2 ガラスを支持するテンション架構

2段の放物線張弦要素が壁内側に設置され、コーナー金物を面外に支持することによって風荷重等に抵抗する要素とする。テンションストリングには径 13mm の PC 鋼棒(B 種)を使用し、各 30 kN の初期張力を導入することによって、対象・非対称荷重に対する剛性・耐力を確保する。図 6.3(a)に線形理論により必要とされる部材配置、同図(b)に非線型理論を応用し部材を省略した場合の部材配置を示す。初期張力を導入し、3章で論じた幾何非線型剛性を利用することにより、ガラス支持架構の軽快性・透明性が大きく向上することがわかる。接合部には2章、図 2.11 に示した F タイプのものをを用い、施工精度の調整、初期張力の導入および大変形に伴う接合部回転に追従できるようにする。ガラスは透明樹脂シートをラミネートした強化ガラスを使用し、コーナー部に皿穴加工を行ってベアリングを内蔵したサッシュレス支持金物を取付け、テンション架構に接続する。本架構では、ガラスパネルを取り外すとテンション架構は不安定となることから、ガラス自身が構造材の一部として機能していることがわかる。また、テンション架構の接合位置がガラスパネルに追従するよう静定次数を低減することによって、通常のサッシュに要求される構造材・仕上げ材間の精度調整金物を簡略化している。

南側壁面は空調負荷軽減のため、内側を白濁ガラスとしたダブルスキン構造となっている。図 6.2(b)に示すように、内側壁面の支持は H 型間柱およびサッシュを用いた通常構法により、外側ガラスは内側架構を利用したサッシュレス構

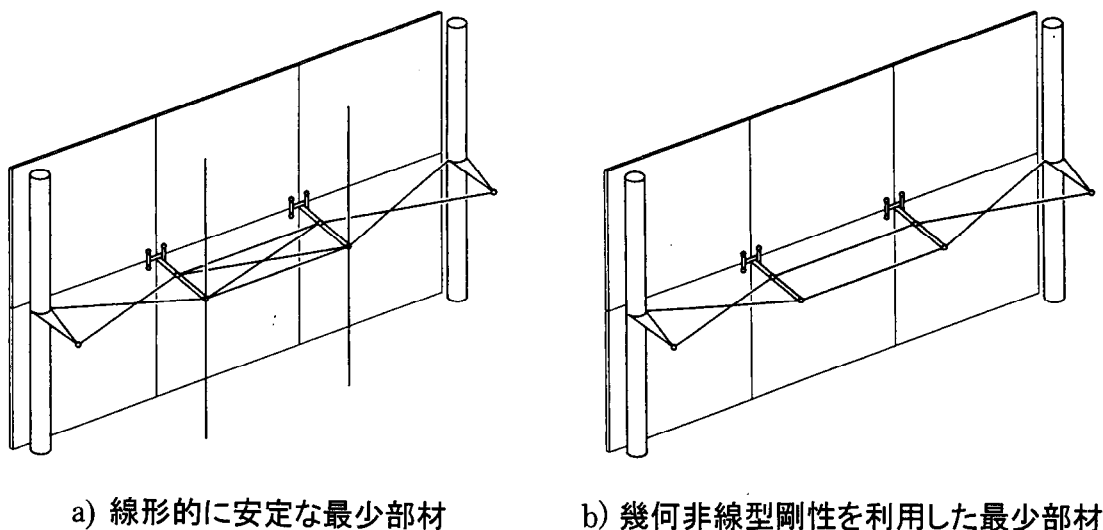


図 6.3 幾何非線型剛性を利用した部材の削減

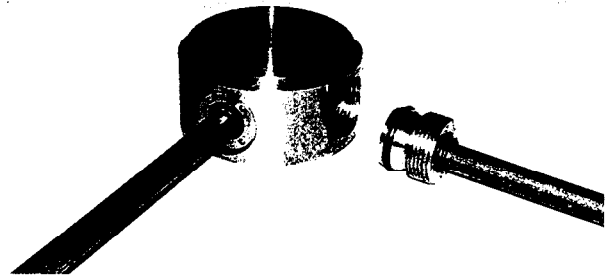
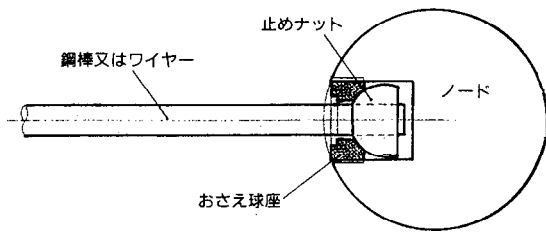
法とする。1グリッドは4列×4段のガラスパネルを配置するが、北側と異なりガラスパネル自身に鉛直支持能力が期待できない為、鉛直・水平方向に格子状にテンションストリングを配し、各サッシュレス支持金物を面内方向に安定させる。一方、面外方向に関しては、内側間柱より支持材を突き出し、支持金物に接続することにより風荷重に抵抗する。本架構ではガラスパネルを取り外しても架構は安定しており、ガラスは構造材として利用されていない。従って初期張力は不要である代りに構造材を仕上げ精度に合わせて調整する必要がある。これよりテンションストリングには北側と同く PC 鋼棒を用い接合部には長さ調整機能を有する F タイプ金物を使用する。

これらのガラス支持テンション架構を2章、図 2.5 に示すテンション構造のシステムヒエラルキーに分類すると、北側壁面は放物線張弦要素を用いたサブシステム、南側壁面はテンショントラスまたは幾何線形構造要素によるサブシステムとなっている。以下、北側壁支持架構を対象に、3章、4章で得られた知見を応用して施工性の検証および構造上の性能評価を試みる。

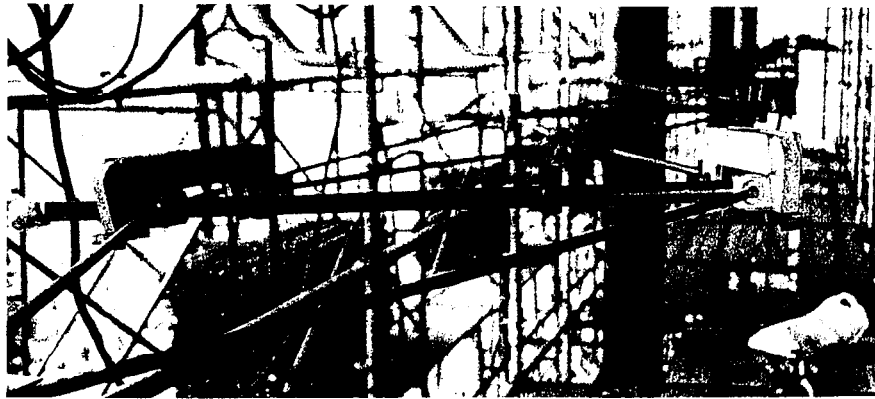
6.2.2 システムの施工性の検証

先述したように、北側のガラス壁を支持する主架構は図 6.2a)に示すように風、地震、積雪荷重に対する剛性・耐力確保の為にテンション材を要所に配置しており、その一部に初期張力を導入している。主架構のテンションストリングには2章・図 2.9 におけるタイプ G の接合部を使用した。接合部のディテールを図 6.4(a)に、上段 X ブレース部における初期張力の導入状況を同図(b)に示す。初期張力はロッドつかみ部に設置したオイルジャッキによりロッド端部を長さ調整カプラーごとピンブロック内に送り込み、所定の張力を導入した状態で長さ調整カプラーを回転させて送り込みにより発生したクリアランスを消去し、その後ジャッキを開放・除去することにより行った。これは2章・図 2.10 における d-2)の初期張力導入方法に当たる。互いに対向しバランスする X 配置されたストリングに対しては、同一ポンプからそれぞれのジャッキに同油圧の力を加えることにより、同時に張力導入を行った。

同様に、ガラスを支持するサブシステムのテンション材については2章・図 2.10 における d-1)の方法で張力導入を行った。具体的な導入手順は3.2.4 の実大



(a) 接合部ディテール



(b) 初期張力導入状況

図 6.4 初期張力の導入

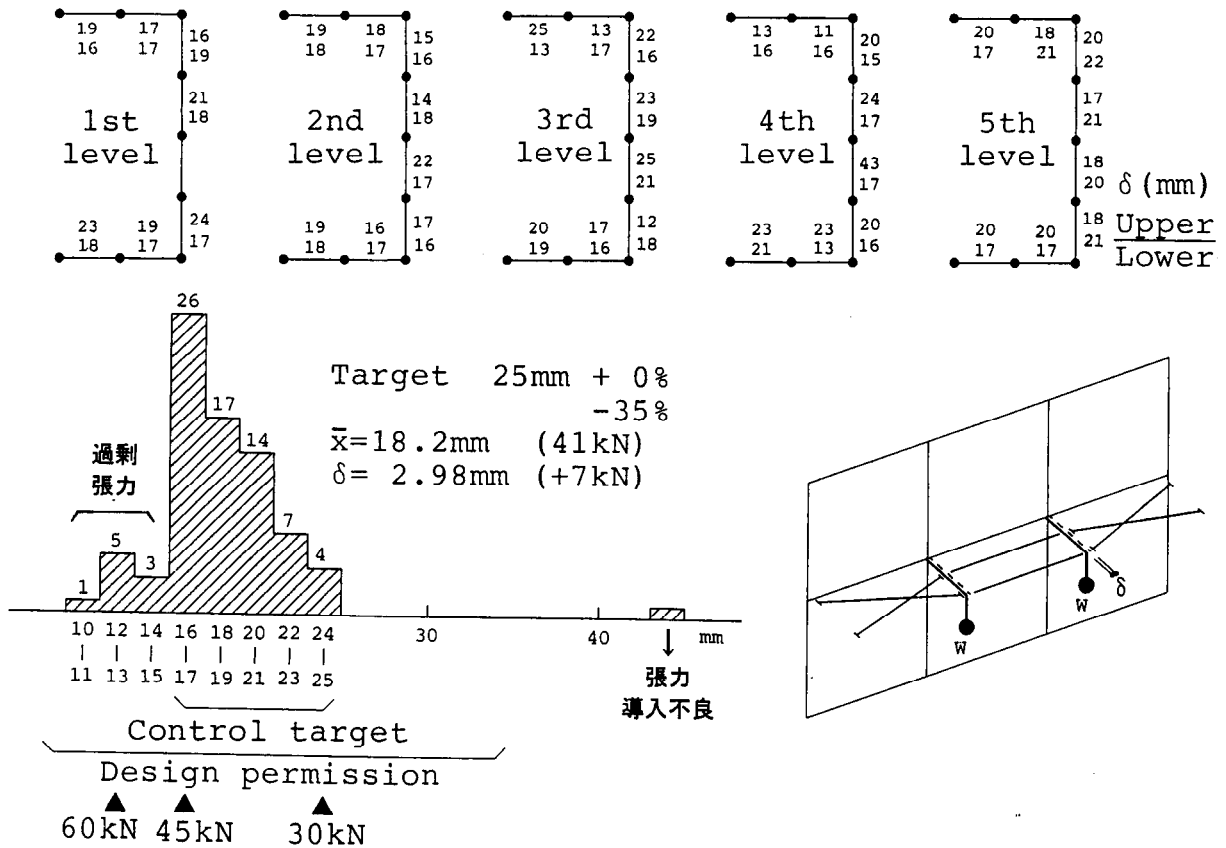


図 6.5 面外剛性測定による張力確認

実験と同様の方法を用いる。但し、1グリッドの張力導入に伴う定着部の変位が隣り合うグリッドの張弦要素張力に与える影響を除去する為、同じ段に属する8グリッドの張弦要素の張力導入を同時に行う。張力はガラスパネルの取り付け前に行い、ガラスパネルを所定の精度で吊下げ施工した後に張弦要素と接合し、全体を安定化させた。

システム完成後の張力の確認については張弦要素数が多量となる為、実大実験において用いたような歪ゲージによる検証は現実的とは言えない。そこで3章・3.2.1で求めた剛性評価式に着目し、面外剛性が導入張力と比例関係にあることを利用して張力検証を行う。

放物線張弦要素において、分割数 $n=3$ かつテンション材交点が結節している場合、平行部のテンション材1本あたりの残留張力 $H/2$ は式(3.40)より下式のように求められる。

$$\frac{H}{2} = \frac{PL}{9\delta \left(1 + \frac{x}{f+x}\right)^2} \quad (6.1)$$

ここに、 P ：外端部にかかる面外分布荷重、 L ：放物線張弦要素長、 δ ：面外変形、 f ：サグ、 x ：ストリング定着部—束材支点間距離である。従って完成したガラス支持材の後部接点に錘を吊り下げ、その時の変形 δ を測定することによって残留張力を計算することができる。張弦要素の形状は図3.10において、 $L=6400\text{mm}$ 、 $f=900\text{mm}$ 、 $x=450\text{mm}$ である。この後部接点に $W=P/3=30\text{kg}$ (0.3kN) の錘を吊り下げ変位を測定する作業を全張弦要素について行った。測定結果を図6.5に示す。各グリッドレベル毎に示された数字はグリッド内の2段の張弦要素の変形量を示し、何れも左右の平均値を示している。同図左下には変形値の分布を対応する張力と合わせて示す。設計張力 $30\text{kN}\sim 45\text{kN}$ に対応する管理変形 $24\text{mm}\sim 16\text{mm}$ に対し、測定された変形はおおむねこの範囲内に分布しているものの、全78点の内、 $45\text{kN}\sim 60\text{kN}$ までの過剰張力が9箇所、全く張力が入っていない箇所が1箇所発見された。これらの箇所は張力導入作業を再度やり直すことにより、所定の管理値に収まるようにした。

以上、3章で提案された剛性式を応用することにより、施工上サブシステムの張力管理を容易に行うことができることが実証された。

6.2.3 サブシステムの性能評価

次に4章で提案したストリングの構造評価指標を用いて本建物の北側ガラス壁面を支持するテンションサブシステムの構造性能評価を行う。本サブシステムを構成する放物線張弦要素において、主要な変動外力は風荷重である。文献2)を参照に建物耐用年数を再現期間とした外装材を対象とした荷重の平均成分と変動成分を求めると、以下ようになる。

東京における100年基準風速： $U_0=40\text{m/s}$

鉛直分布係数(粗度区分IV、 $H=30\text{m}$)： $E_H=0.72$

設計風速： $U_H=29\text{m/s}$ 、設計用速度圧： $q_H=0.525\text{kN/m}^2$

風圧係数： $C_{pe}=-0.8\sim-1.2$ (縁部)

ガスト影響係数： $G_{pe}=3.0\sim 2.5$ (縁部)

外壁の風上隅角部に近い領域では、局部的に大きな負圧が生じることが知られており、その領域はおおよそ壁面幅の1/10程度とされている。本壁面の幅は30mであり、局部領域はおおよそサブシステム全長の半分に当たる。このため隅部の張弦要素に関しては、不均等風圧分布による非対称モードについても検討を行う必要がある。

本建物の風洞実験による壁面の平均風圧係数は1.6であることから、上記指標を参考に図6.6に示すような平均風圧および変動風圧を隅部および中央部においてそれぞれ設定する。さらに3章において提案した剛性式(3.9)(3.14)(3.28)および軸力評価式(3.10)(3.29)を用いてこれらの荷重に対応した変形およびテンションストリングの軸力変動を求めると表6.1のようになる。表6.1中、組合せ1および2は変動成分を含む最大荷重が同位相で正負荷されたケースであり、組合せ3は張弦要素の左右半領域で最大荷重が反位相で載荷されたケースを示す。組合せ1,2に対し組合せ3の生じる確率は低いと考えられる。最大変形は隅部の非対称荷重において生じており、変形に与える均等変形の影響は小さい。一方、最大軸力は隅部の均等荷重において生じており、組合せ1,2に限定すると軸力に与える非対称荷重の影響は小さい。これより全ケースにおけるストリングの最大軸力は50kN、変動軸力は全振幅で30kNとなる。これは見かけの断面積に対する最大

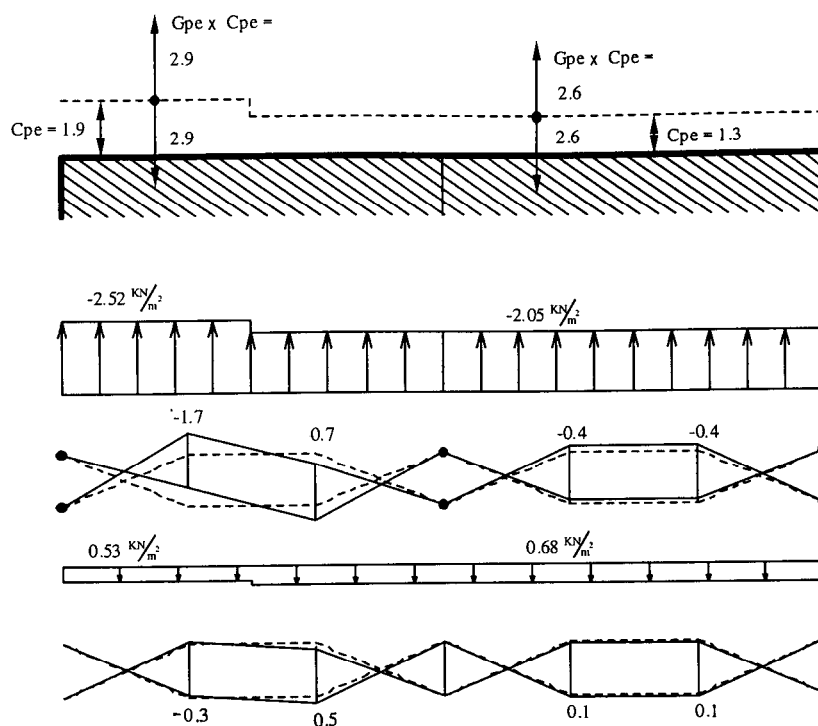


図 6.6 ガラス壁に働く風圧変動成分と変形モードの設定

表 6.1 風荷重に対する張弦要素の最大変形および付加軸力

荷重		位置	隅部張弦要素		中央部張弦要素		式
			隅側	中央側	隅側	中央側	
風圧 係数	最大(正圧)		1.0	1.3	1.3	1.3	
	最小(負圧)		-4.8	-3.9	-3.9	-3.9	
風圧 (kN/m ²)	最大(正圧)		0.53	0.68	0.68	0.68	
	最小(負圧)		-2.52	-2.05	-2.05	-2.05	
組合 1(正)	均等荷重Ps(kN)/変形δs(cm)		[7.81	[0.1	[8.82	[0.1	(3.9)
	非対称荷重Pu(kN)/変形δs(cm)		[1.02	[±0.4	[0.00	[±0.0	(3.14)
組合 2(負)	均等荷重Ps(kN)/変形δs(cm)		[-29.52	[-0.5	[-26.47	[-0.4	(3.9)
	非対称荷重Pu(kN)/変形δs(cm)		[3.05	[±1.2	[0.00	[±0.0	(3.14)
組合 3(逆)	均等荷重Ps(kN)/変形δs(cm)		[-0.92	[0.0	[-0.68	[0.0	(3.9)
	非対称荷重Pu(kN)/変形δs(cm)		[20.70	[±5.0	[17.65	[±4.4	図3.17
初期張力による最大軸力(kN)			34.4		34.4		(3.10)
組合 1(正)	均等荷重による付加軸力(kN)		4.0		4.5		(3.10)
	非対称荷重による付加軸力(kN)		0.0		0.0		(3.28,29)
組合 2(負)	均等荷重による付加軸力(kN)		-15.1		-13.5		(3.10)
	非対称荷重による付加軸力(kN)		0.1		0.0		(3.28,29)
組合 3(逆)	均等荷重による付加軸力(kN)		-0.5		-0.3		(3.10)
	非対称荷重による付加軸力(kN)		2.1		1.6		(3.28,29)

応力として 372N/mm²、変動応力として 230N/mm²にあたる。最大応力は許容応力 660 N/mm²以下であり、4章・図 4.4 で得られた PC 鋼棒(転造ネジ定着部)の荷重-変形関係と比較すると 2 倍以上の余裕率を有している。また、図 4.6 に得られた疲労曲線上に変動応力をプロットすると、転造ネジを使用すれば同変動応力に対し 10⁷以上の繰返し疲労性能を有していることが分かる。

一方、風荷重下におけるピークファクターに対する平均応力変動振動数は、高層構造物を対象にカナダ基準(NBCC : 1985 : Commentary B)に下式のように示されている。

$$v = n_0 \sqrt{\frac{sF}{sF + \beta B}} \quad (6.2)$$

ここに n_0 : 固有振動数、 s : 規模低減係数、 F : ガストエネルギー比、 β : 減衰常数、 B : バックグラウンド・タービュランス・ファクターである。同式は、減衰の影響が小さいときには平均振動数は固有振動数に近づくことを示しており、本サブシステムの固有周期が非対称モードに対し 0.4 sec、対称モードに対し 0.06 sec であることから、最大荷重を与える均等モードに対する平均振動数を 17Hz と仮定する。また、再現期間 100 年の風荷重を与える気象は東京においては台風であり、その通過時間を 3 時間と仮定すると、その間の振動回数は約 2×10^5 回となる。実際の変動応力における最大変動応力の発生頻度が限定されていることを考慮すると、最大応力に対する疲労性能 10⁷ は余力を有しており、繰返し応力に対しても安全性が確保されているものと判断できる。以上の検討により、サブシステムの性能評価をまとめたものを表 6.2 に示す。テンションロンド定着部の疲労性能に関しては、4 章で明らかになったように同応力振幅で 10⁴~10⁵ 程度の性能にとどまる形式も存在する為、設計に関しては留意する必要性がある。

表 6.2 北側ガラス壁支持架構サブシステムの性能評価

		再現期間100年 最大入力	保有性能 (許容値)	余裕率
終局耐力	ストリング応力(N/mm ²)	372	1073	2.9
	接合部(ストリング応力換算)	372	1398	3.8
面外変形(張弦要素全長に対し)		1/128	1/50	2.6
疲労性能		2x10 ⁵	10 ⁷ 以上	50以上

6.3 サブシステムを用いたアリーナ屋根構造

6.3.1 設計の概要

本節では、放物線張弦要素を用いて 36m のスパンを持つ屋根架構を設計・施工し、その接合部性能を実験によって確認するとともに、構造全体の性能評価を試みる。

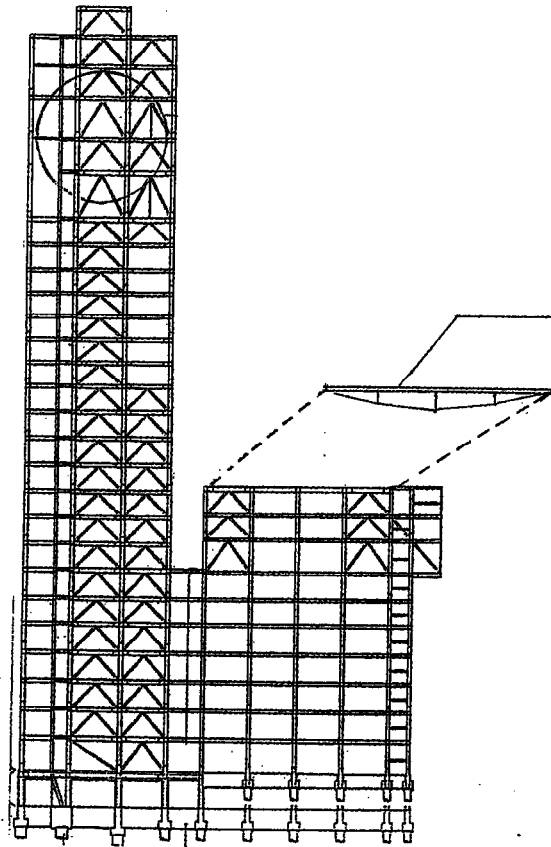
検討対象とする建物の概要を図 6.7 に示す。建物全体は関東平野に立地する高さ 130m、地上 24 階地下 1 階、延べ床面積約 47,000m² の高層ビルである。建物は基準階面積約 1000m² の高層部と基準階約 2300 m² の低層部からなり、低層部の頂部(地上 8 階)にアリーナが乗った建築計画となっている。アリーナは 36m x 32m の平面を持ち、床レベルから梁下までの高さは約 12m となっている。屋根面の高さは地上から約 49m の高さに位置している。

アリーナ屋根架構の概要を図 6.8 に示す。屋根仕上げは鋼製デッキプレートを型枠とした平均厚 125mm のコンクリート床となっており、アリーナ屋根自重としては比較的重い。架構計画としては、下弦材に鋼棒およびピンブロックを用いた放物線張弦要素を用い、上弦材には 2 本の II 形断面鋼材を梯子状に組み立てた組立材を用いる。上弦材に水平方向の断面剛性の高い組立材を用いることにより、床スラブが施工されるまでの鉄骨建方時の張弦梁の横座屈を回避し、横つなぎを不要とすることができる。上弦材の座屈は(3.1)式より下式のように評価できる。

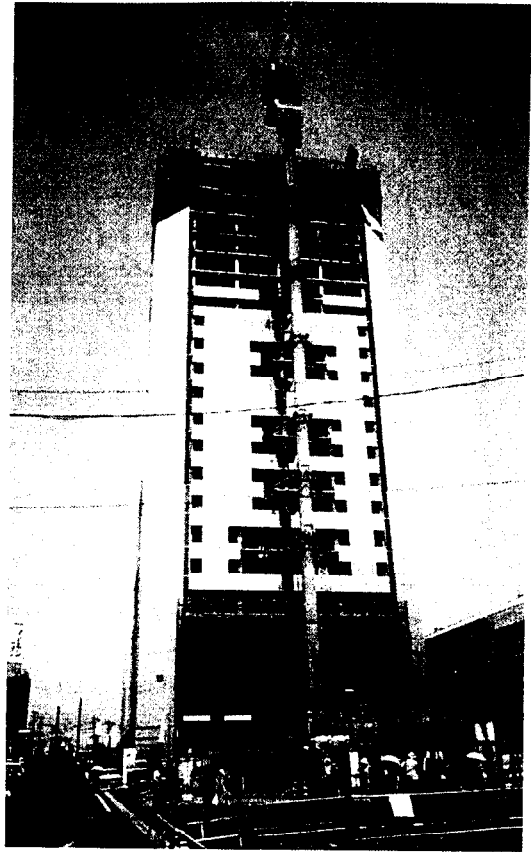
$$\begin{aligned} H_{cr} &\geq H_d \\ H_d &= \frac{PL}{8f} \quad H_{cr} = \sigma_y f_B(\lambda_e, \sigma_y) \\ \lambda_e &= \sqrt{\lambda^2 + (l_1/i_1)^2} \end{aligned} \quad (6.3)$$

ここに、 H_{cr} : 上弦材横座屈耐力、 H_d : 上弦材設計軸力、 P : 施工時の屋根分布荷重、 L : 屋根スパン、 f : 張弦要素サグ、 f_B : 設計用圧縮座屈耐力式、 λ_e : 有効細長比、 λ : 組立て断面細長比、 l_1 : 区間長、 i_1 : 個材断面半径である。

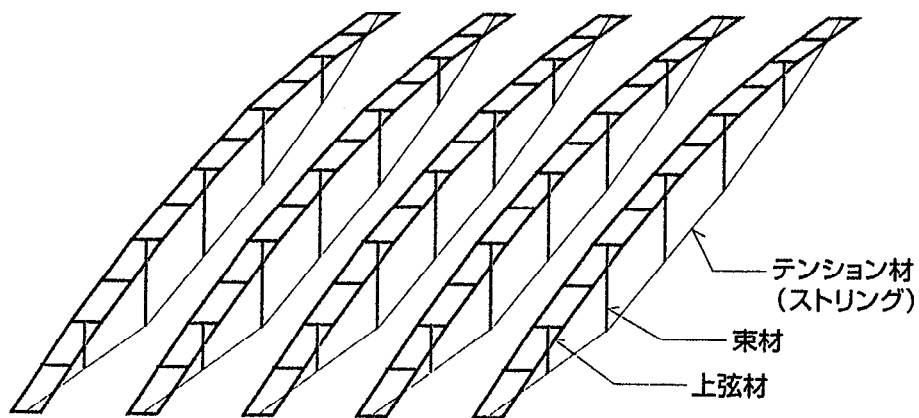
アリーナ屋根レベルの柱は外周周りに頂部を剛接合された梁で繋がれ、張弦梁はそれぞれ独立してその上に置き屋根として設置されている。これは図 3.26 の上部に示す屋根架構形式にあたり、屋根自重が重く吹上げステイ材が不要な場合に適用できる。従って地震・風等による水平荷重は屋根架構には伝達されず、鉛



a) 建物断面図



b) 建物全景



c) 張弦屋根架構システム

図 6.7 低層部頂部にアリーナを有する高層建物

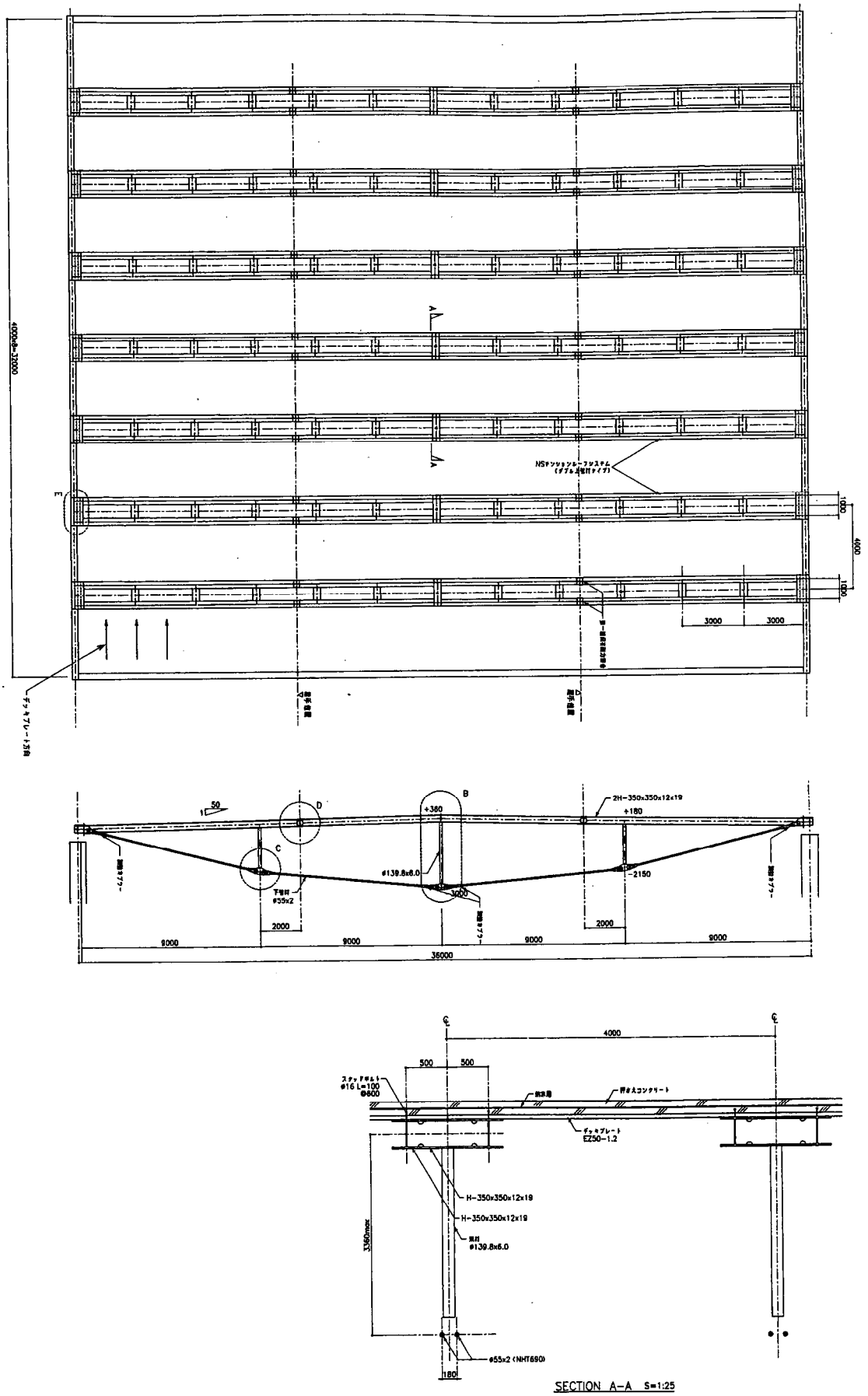


図 6.8 放物線張弦要素を用いたアリーナ屋根架構

直方向の外力に対しサブシステムを設計することとなる。屋根の固定荷重および積載荷重条件を表 6.3 にまとめて示す。また、これに対し設定された各部材断面を図 6.8 中に示す。

本屋根架構の均等荷重下および非対称荷重下の応力・剛性および固有周期は 3 章において誘導された各剛性・応力評価式により、以下のように評価できる。まず均等荷重に対し、

$$\begin{aligned} \text{テンション材軸力 } N &= \frac{PL}{8f} \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{L}\right)^2} \\ &= \frac{850 \times 3600}{8 \times 336} \sqrt{1 + \left(\frac{4 \times 336}{3600}\right)^2} = 1215 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.4)$$

$$\begin{aligned} \text{剛性 } K_s &= \frac{(128EA/3L)(f/L)^2}{1 + (16/3)(f/L)^2} \\ &= \frac{(128 \times 205 \times 10^2 \times 47.5/3 \times 3600)(336/3600)^2}{1 + (16/3)(336/3600)^2} = 96.0 \text{ kN/cm} \end{aligned} \quad (6.5)$$

$$\text{固有周期 } T_s = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{57.8}{9600}} = 0.49 \text{ sec} \quad (6.6)$$

但し、振動等価質量は全面の 2/3 とし、 $M=5.9/9.8 \times 144 \times 2/3=57.8$ を使用する。

一方、非対称荷重に対しては、微小変形下では軸力変化は微小であり、

$$\begin{aligned} \text{剛性 } K_v &= \frac{768EI}{5(L/2)^3} + \frac{4P}{f} = \frac{768 \times 205 \times 10^2 \times 8 \times 10^4}{5(3600/2)^3} + \frac{4 \times 850}{336} \\ &= (43.2 + 10.1) \text{ kN/cm} = 53.3 \times 10^2 \text{ N/mm} \end{aligned} \quad (6.8)$$

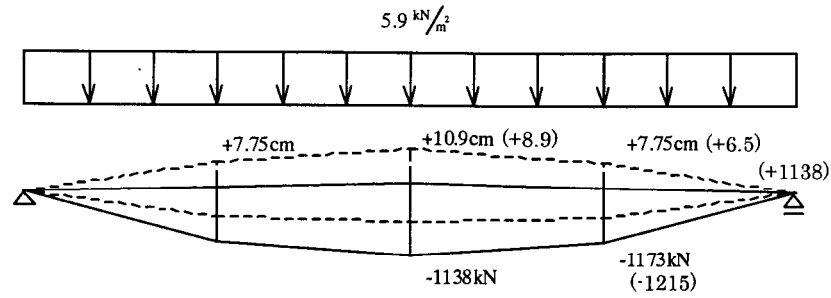
$$\text{固有周期 } T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K} \left[1 + \left(\frac{8h}{L}\right)^2 \right]} = 2\pi \sqrt{\frac{57.8}{5330} \left[1 + \left(\frac{8 \times 0}{36 \times 10^3}\right)^2 \right]} = 0.65 \text{ sec}$$

となる。

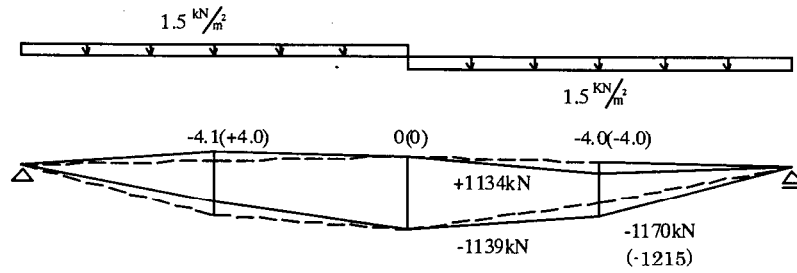
これらの評価値について、幾何非線型数値解析を行った結果と評価式による結果を比較した例を図 6.9 に示す。数値解析により求めた変形および軸力は評価式の値に対しおおよそ 10~25% の誤差内に収まっていることが分かる。また、数値解析による周期は、非対称モード 0.69sec、対称モードに対し 0.59 秒となっており、評価式はやはり 10~20% の精度で周期を予測できている。これより

表 6.3 屋根架構の固定荷重および載荷荷重

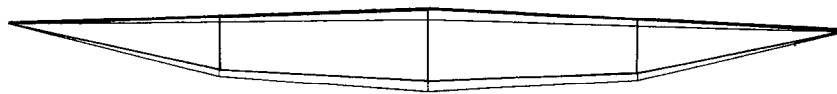
項目	明細	荷重 (kN/m ²)
押えコンクリート	(厚 80、 $\gamma = 2.0$)	1.6
アスファルト防水層		0.15
コンクリートスラブ	(デッキEZ50山上80)	2.6
設備・配管		0.3
鉄骨自重		0.65
固定荷重計		5.3
積載荷重		0.6
常時荷重計		5.9



(a) 固定+積載荷重による変形(加力後所定位置)



(b) 非対称荷重による変形・応力



c) 対称モード : 周期 0.59sec (0.49sec)



d) 非対称モード : 周期 0.69sec (0.65sec)

*()内は評価式による値を示す。

図 6.9 数値解析と評価式との応力・変形比較

部材設定など構造計画においては必要な各構造特性を提案した評価式によって設定可能であることが分かる。

6.3.2 テンション材および接合部の性能評価

設定された部材の内、下弦材は径 55mm のタイロッド (HT-690) 2 本となっている。4 章で得られた知見を元に、接合部の設計を以下のように行う。

- 1) 接合部はピンブロック形式を使用し、鋼棒を長さ調整カプラーを介しネジ定着する。
- 2) ネジ定着部はアップセット加工後機械加工を採用する。
- 3) ピンブロックの設計は 4.3.1 で提案した 45° 式 (4.14)、(4.15) に従い行う。
ピンブロック・ピン間の支圧耐力は (4.3) 式を使用する。
- 4) ピンの設計は曲げ耐力式 (4.17) により行う。
- 5) ガセットプレートの設計はピンブロックと同様に 45° 式 (4.14)、(4.15) および支圧耐力式 (4.3) により行う。
- 6) ネジ定着部の耐力およびカプラーの耐力はネジせん断式およびカプラーリング耐力式により評価する。

接合部各部に使用する鋼材種および素材耐力を表 6.4 に、接合部の設計例を図 6.10 にまとめて示す。同様の方針により各ストリング鋼種・径毎に接合部を設計し標準化した概要を付録 1 に示す。設計された接合部を 2 章・表 2.5 で定義した納まり適応性の評価値で表現すると、0.37 と最大の値となっており、同表中に引用された他の事例と比較しても意匠的に小さく納まっていることが分かる。

設計されたカプラー・ガセットプレートを含む接合部全体に対し別途実大引張り試験を行い、その耐力の確認を行う。試験装置の概要を図 6.11 に示す。試験装置は 40,000kN 引張り試験を用い、実大で製作された長さ約 3 m のテンションストリングおよび上記方針で設計された接合部を単純引張り载荷により最大耐力を超えるまで载荷する。

試験結果を図 6.12 に示す。同図中実線が全体変形、破線が接合部変形、鎖線がテンション材部の変形である。破壊形式はテンション材の母材降伏により決定されているが、テンション材が歪硬化領域に入り耐力が上昇すると、接合部も微

表 6.4 接合部に使用する鋼材および耐力

部位	鋼材	降伏点または 0.2%オフセット耐力 (N/mm ²)	引張り強度 (N/mm ²)	伸び (%)
テンション材	HT690	440-	690-810	20-
ピンブロック	SCM435	500-	700-	15-
ピン	SCM435	750-	850-	15-
カブラー	SCM435	750-	850-	15-
ガセットプレート	SM490	325-	490-	21-
連結ボルト	S45C(H)	440-	690-	20-

設計用軸力(再現期間 50 年) : $N_d = 238\text{mm}^2 \times 440\text{Mpa} = 1045\text{kN}$

ピンブロック設計 : $R_{ave} = 58.8\text{mm}$, $r = 27.5\text{mm}$, $e = 14\text{mm}$

$$A_{45} = 2(\sqrt{(R_{ave}^2 - e^2)/2}) - r + e/\sqrt{2} \cdot t = 4198 \text{ mm}^2$$

引張り・せん断力 : $P_a = A_{45}\sigma_y/\sqrt{2} = 1306\text{kN} > N_d$

支圧 : $P_a = 2rt\sigma_y \times 1.5/1.1 = 1716\text{kN} > N_d$

ピンの設計 : 曲げ : $Z_p = 55^3/6 = 2.77 \times 10^4 \text{ mm}^3$,

$$P_a = 8Z_p\sigma_y/(t+4c+2a) = 8 \times 2.77 \times 10^4 \times 750 / (56+4+26) = 1483\text{kN} > N_d$$

せん断 : $P_a = 2A_p\sigma_y/\sqrt{3} = 2 \times 2735 \times 750 / \sqrt{3} = 2056\text{kN} > N_d$

ガセットプレート設計 : $R = 81\text{mm}$, $r = 27.5\text{mm}$, $e = 14\text{mm}$, $A_{45} = 6745 \text{ mm}^2$

引張り・せん断力 : $P_a = A_{45}\sigma_y/\sqrt{2} = 6745 \times 325 / \sqrt{2} = 1550\text{kN} > N_d$

支圧 : $P_a = 2rt\sigma_y \times 1.5/1.1 = 1365\text{kN} > N_d$

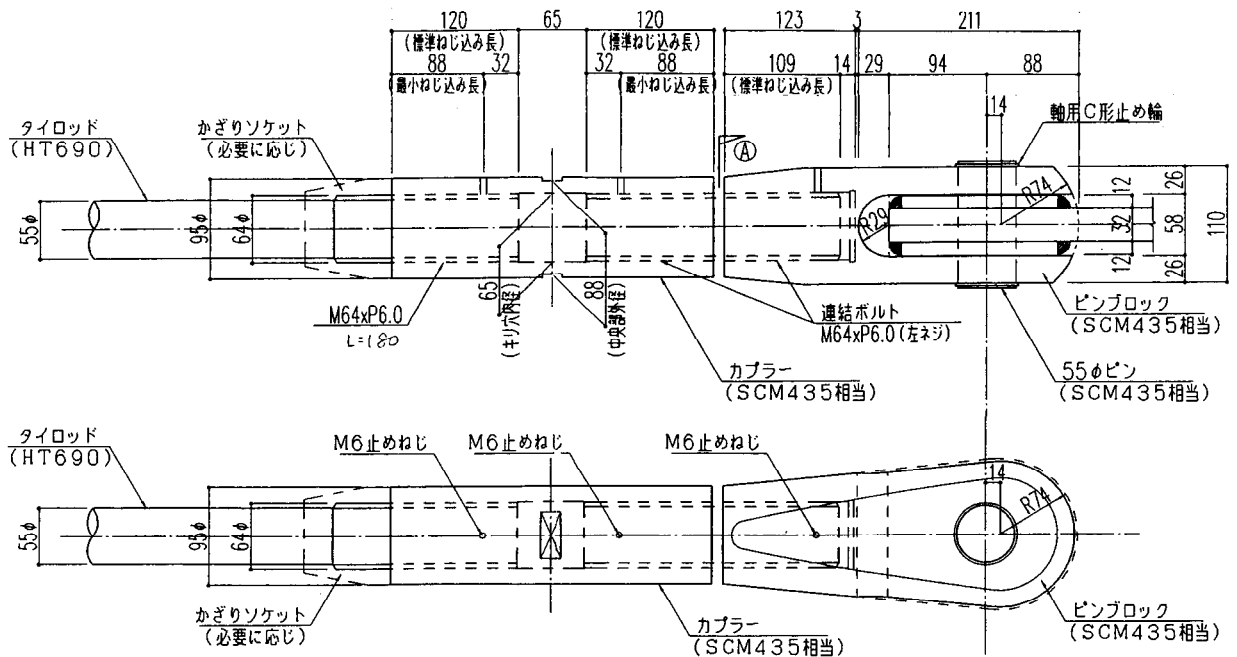
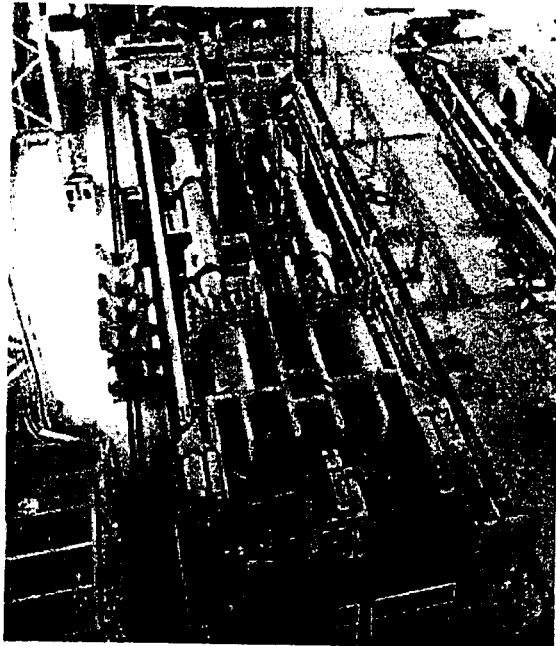
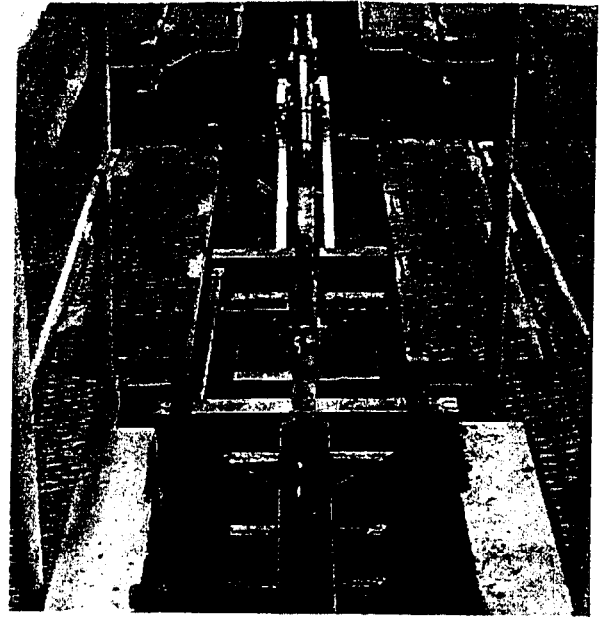


図 6.10 接合部の設計および詳細



試験装置全景



試験状況

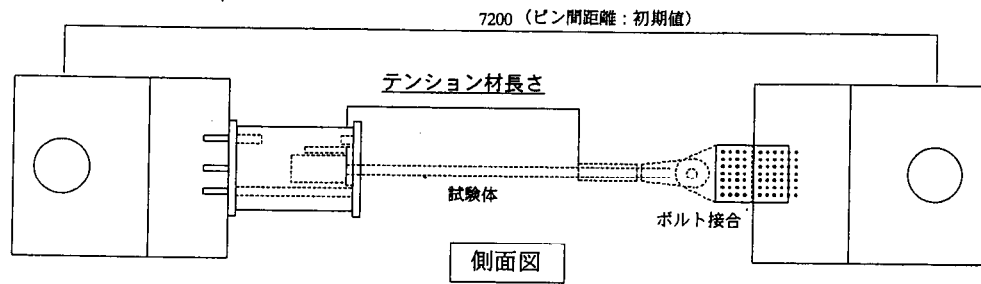


図 6.11 接合部実大耐力試験装置

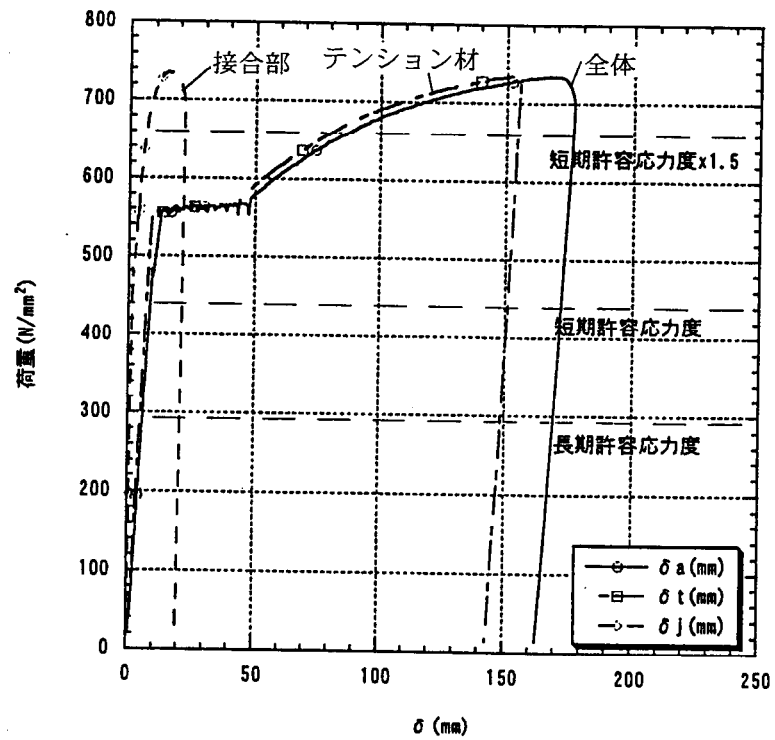


図 6.12 接合部実大耐力試験結果

小な剛性低下を生じており、部分的な降伏が生じていることが分かる。しかしながら4章の実験結果に当てはめて評価するとテンション材降伏時に接合部は同章で定義した見かけの降伏強度にあっており、接合部としては十分な耐力余裕に加えてテンション材と同等の疲労性能が期待できる領域と考えられる。定着部ネジ仕様はアップセット加工とした為、単調引張り載荷下ではテンション材母材部で降伏破壊させることになり、十分な変形性能を有している。結果として、接合部の全体システムとして、設計許容耐力 440N/mm^2 に対しその 1.27 倍 (560 N/mm^2) の降伏耐力、1.68 倍 (740 N/mm^2) の最大耐力に加え、十分な変形性能が確認できた。

6.3.3 屋根構造の動的性能評価

確認された接合部の性能を元に屋根構造の性能評価を試みる。外力として 500 年再現期待値の鉛直方向の風荷重および積雪荷重を次のように設定する。

建設地における 100 年基準風速 : $U_0=27\text{m/s}$

鉛直分布係数(粗度区分 III、 $H=49\text{m}$) : $E_H=1.1$

再現期間係数 : $R=1.15$

設計風速 : $U_H=34\text{m/s}$ 、設計用速度圧 : $q_H=0.723\text{kN/m}^2$

風圧係数 : $C_{pe} = -1.0$ (風上部) ~ -0.4 (風下部)

ガスト影響係数 : $G_{pe}=2.0$

陸屋根にかかる風圧分布は、風上部で剥離した気流の再付着により、風上部と風下部で変化し、剥離点と再付着点の間には大きな負圧が生じることが知られている。再付着点の距離は高さの 2 倍または見付幅の小さい方に依存することより、剥離点から再付着点までの距離の 50% 程度までは設計用風圧係数を大きくする必要が有る。これより、6.2 のガラス支持架構と同様に張弦要素の左右半分で風圧および乱れ分布が異なる場合に付いても検討を行う。また、風洞実験の結果、高層棟に当たる風の吹き降ろしにより、最大 2.25kN/m^2 の下向き風圧が測定されており、これらを包絡して検討を行う。

屋根架構の固有振動数は、1 次モード(非対称)に対し 1.45Hz であるから、

(3. 72), (3. 73) に示す空力不安定条件に関しては、

$$\frac{m}{\rho L} = \frac{600/9.8}{0.125 \times 36} = 13.6 > 3$$

$$\frac{U_H}{n_{a1}L} = \frac{34}{1.45 \times 36} = 0.65 < 1.0$$

となり、不安定になる領域ではない。また、ガスト影響係数の算定に関しても

$$\frac{n_0 H}{U_H} = \frac{1.45 \times 49}{34} = 2.1 > 1.5$$

であり、風による共振効果も無視し得る範囲となっている。これらの風に対する安定性は主に屋根仕上げに重量のあるコンクリートスラブを採用した効果であると考えられるが、その一方で地震鉛直荷重に対する応答応力は軽量屋根に対して増大することが予想される。

上記条件により屋根架構に載荷される上下の最大風圧および変形・応力状態を図 6.13 に示す。なお、()内は数値解析に拠らず簡易評価式を用いて求めた値である。

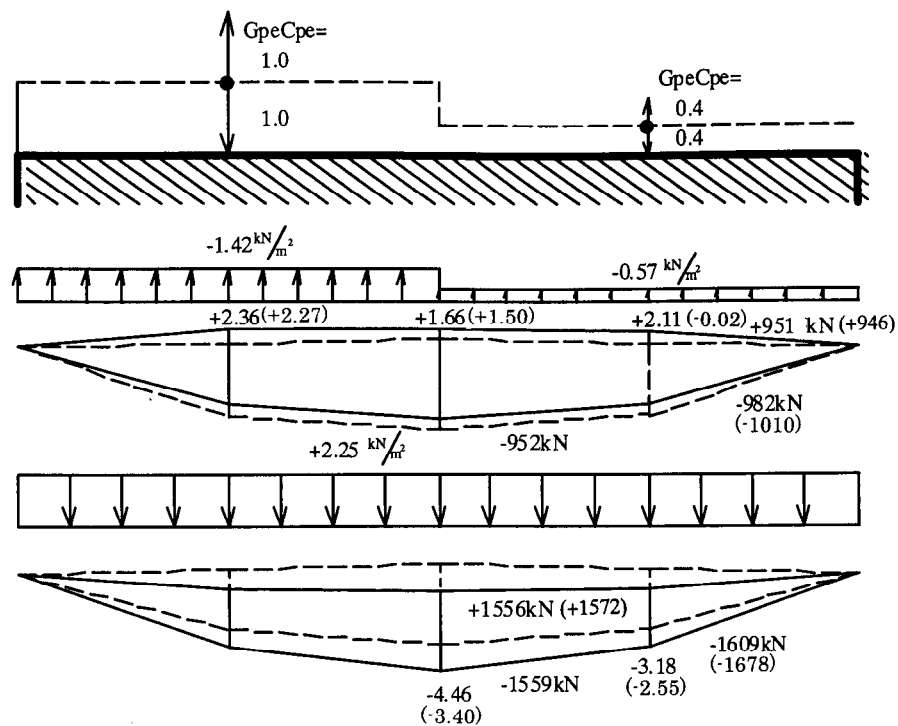
一方、雪荷重に対しては、建設地による再現期間 100 年の積雪量を 40cm とすると、500 年再現期間において、

$$S_0 = d_0 \times R \times p \times C_e = 0.4 \times 1.2 \times 2.85 \times 1.0 = 1.37 \text{ kN/m}^2$$

となる。これが屋根全面に載荷されたケースと、風による吹きだまりのため片側半面に載荷されたケースについて検討する。これらの雪荷重および屋根架構の変形・応力状態を図 6.14 に示す。図 6.13 と同様に簡易評価式を用いて求めた値を同図中に()で示す。

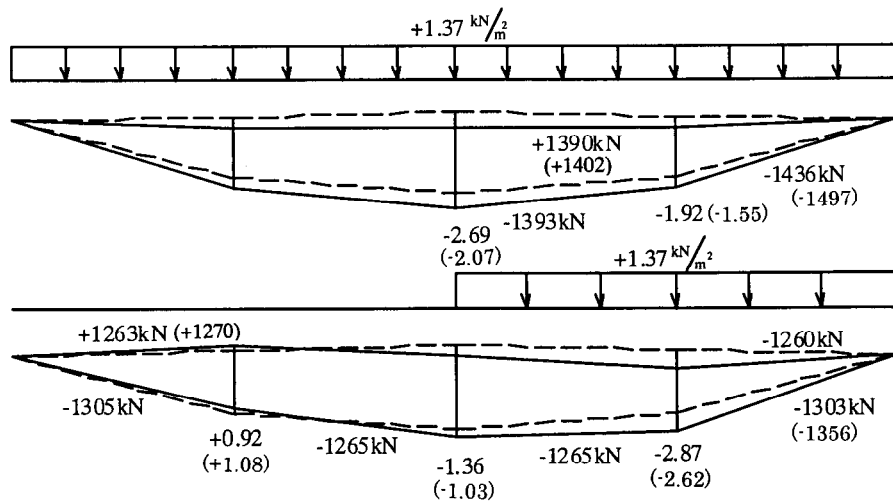
次に地震荷重に対する検討を行う。先述したように、屋根架構は置き屋根であることから水平地震動に対する振動励起は無視し得るが、鉛直地震動に関してはその自重が重いことからテンション材の最大軸力に与える影響が大きいと考えられる。また、屋根の設置位置が地上 49m の柱の上であることから、支持架構による応答増幅が生じることも予想される。そこで、図 6.15 に示すような振動モデルを作成し、鉛直方向地震入力に対する時刻歴応答解析を行い、これらの影響を検証する。

同図中、1. が支持架構の柱を含む基本モデル、2. が支持架構の柱を省略した柱無しモデルである。3. は非対称モードが卓越する雪荷重偏載モデルである。



* ()内は評価式による値を示す。

図 6.13 張弦屋根に作用する風圧分布および変形状況



* ()内は評価式による値を示す。

図 6.14 張弦屋根に作用する積雪分布および変形状況

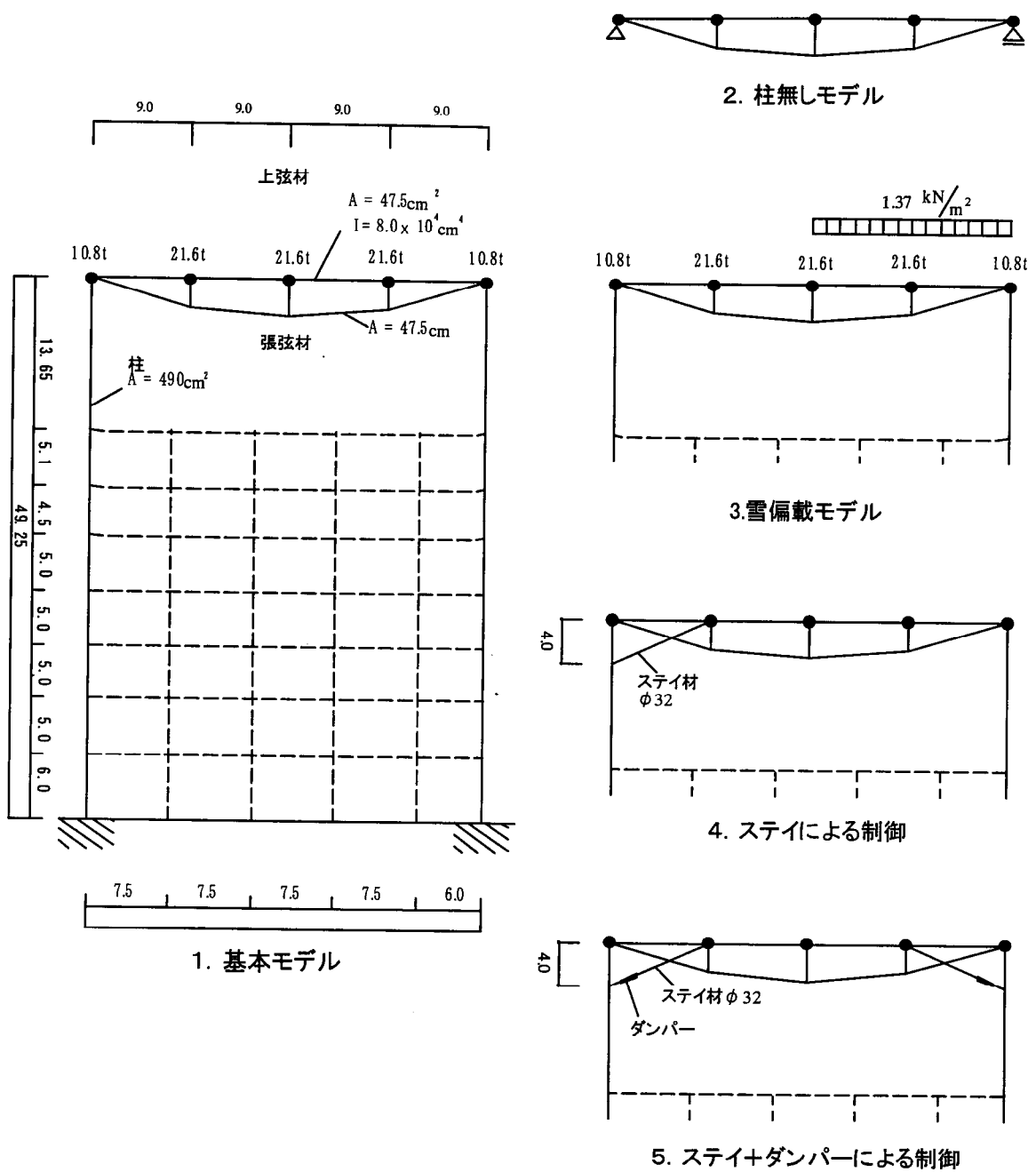


図 6.15 鉛直地震動を受ける張弦屋根解析モデル

表 6.5 張弦屋根解析用地震動

地震波	記録時最大加速度 (cm/sec ²)
EL CENTRO UD	206.3
BCJ L1	207.3

さらに、鉛直方向の変位および鉛直振動によるテンション材の最大軸力低減のために 4. ステイ材を付加したモデル、5. ステイ材に加えて 5 章で提案したばね付粘弾性体ダンパーを付加したモデルである。本検討に用いるばね付き粘弾性体ダンパーには、図 6.16 に示すような粘弾性体(面積 1770cm^2 厚 5mm 、 $K_d=6.86\text{kN/mm}$: 20°C)、内蔵ばね剛性 $K_s=2.93\text{kN/mm}$ のものを使用する。地震入力としては再現期間 500 年を想定し、表 6.5 に示す地震波を最大加速度 200cm/sec^2 に規準化して使用する。

各モデルの解析結果のうち、BCJ-L1 波に対する時刻歴応答を図 6.17 に、最大応答値を表 6.6 にまとめて示す。以下、1. の基本モデルを他のモデルと比較しながら考察する。

まず、図 6.17-1. の基本モデルを見ると、張弦屋根架構は実線の中央部と点線の $1/4$ 部が同じ位相で振動しており、かつその比率も 75% と一定を保っていることから、2 次モード(対称モード)で放物線分布に沿って振動していることが分かる。応答は BCJ-L1 波が ELCEMTR0 波に比べて卓越しており同波におけるテンション材の最大応答軸力は常時荷重に対し約 68% の 792kN に達している。

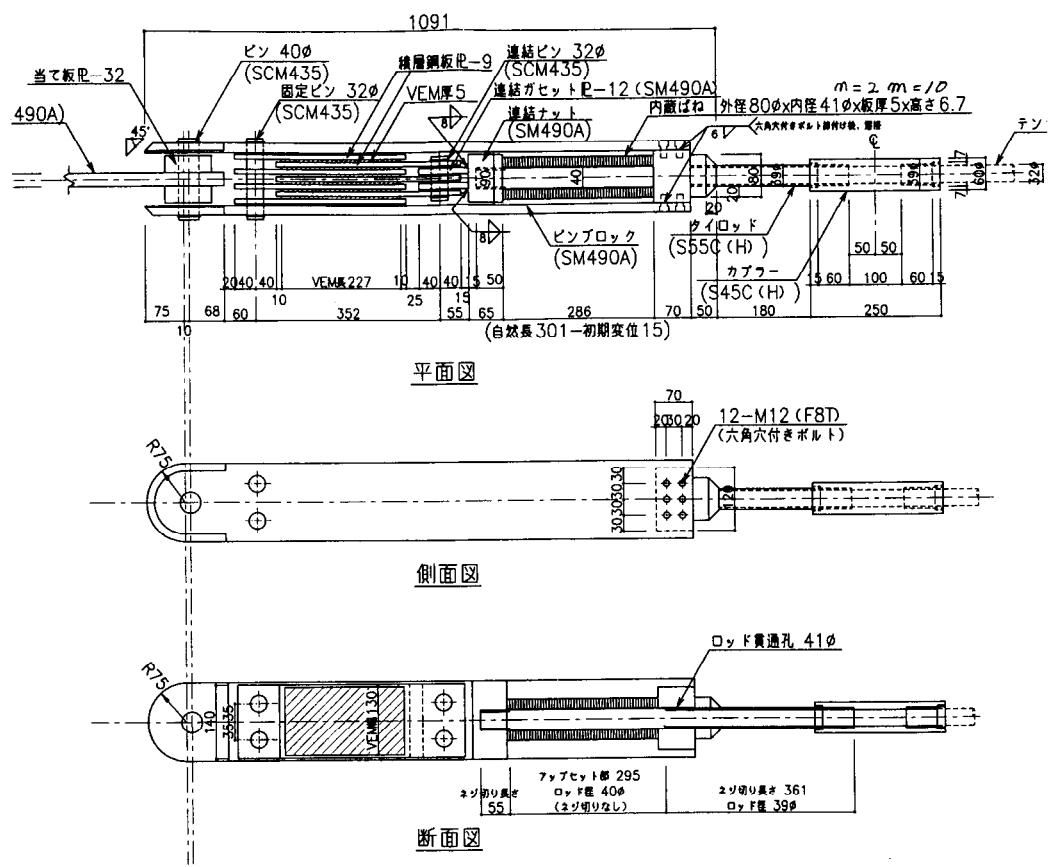
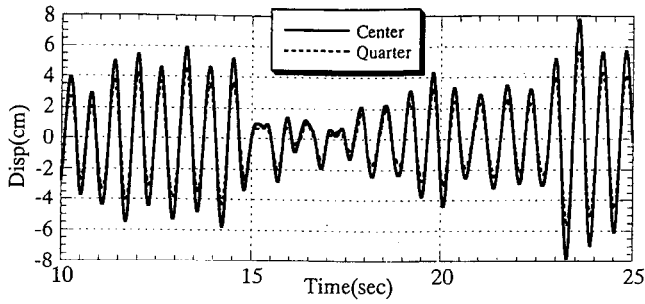
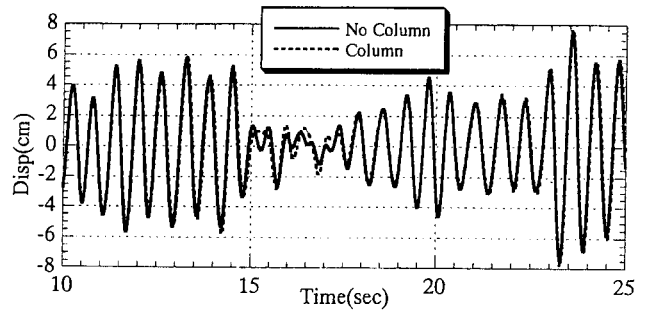


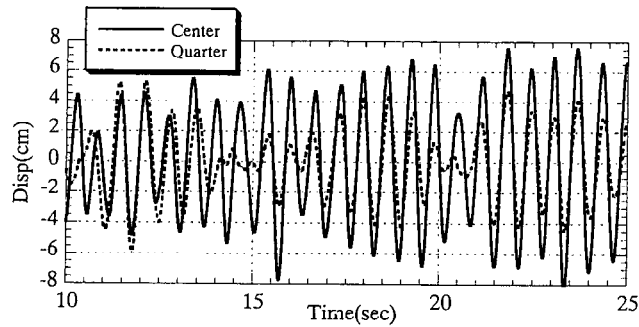
図 6.16 振動スタディ用ばね付き粘弾性体ダンパー



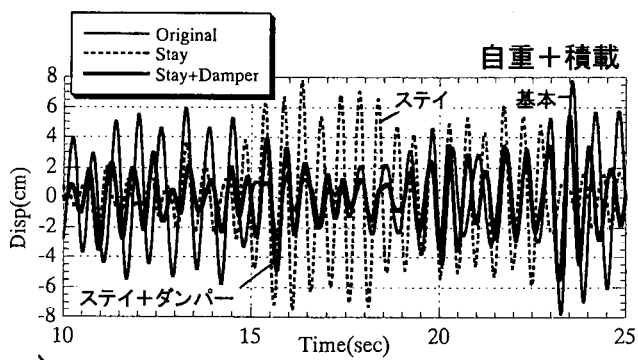
1. 基本モデル



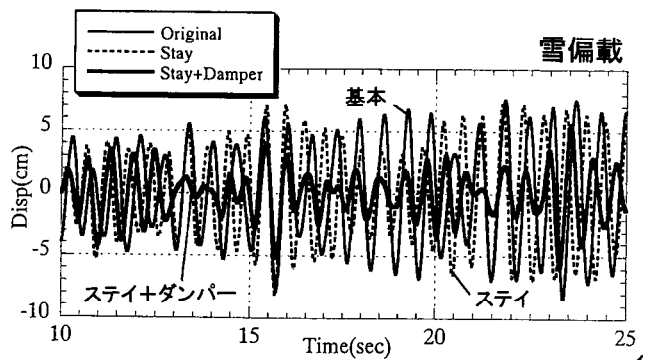
2. 柱無しモデル



3. 雪偏載モデル



4. ステイによる制御



5. ステイ+ダンパーによる制御

図 6.17 各解析モデルにおける応答変位時刻歴(BCJ-L1)

表 6.6 各解析モデルにおける最大応答値

1. 基本(自重+積載)

地震波	最大応答変位(cm)			部材軸力(kN)	
	節点3	節点4	節点5	テンション材	柱
EL CENTRO UD	2.03	2.64	2.03	272	72
BCJ L1	5.83	7.79	5.83	792	215

2. 柱無し(自重+積載)

地震波	最大応答変位(cm)			部材軸力(kN)	
	節点3	節点4	節点5	テンション材	柱
EL CENTRO UD	1.95	2.57	1.95	269	74
BCJ L1	5.66	7.50	5.66	783	204

3. 雪偏載

地震波	最大応答変位(cm)			部材軸力(kN)	
	節点3	節点4	節点5	テンション材	柱
EL CENTRO UD	2.56	2.55	1.40	261	77
BCJ L1	8.38	8.40	5.92	847	229

4. ステイによる制御(BCJ L1)

地震波	最大応答変位(cm)			部材軸力(kN)		
	節点3	節点4	節点5	テンション材	柱	ステイ材
自重+積載	3.71	7.74	3.67	608	250	245
雪偏載	4.43	8.18	3.61	668	285	331

5. ステイ+ダンパーによる制御(BCJ L1)

地震波	最大応答変位(cm)			部材軸力(kN)		
	節点3	節点4	節点5	テンション材	柱	ステイ材
自重+積載	3.55	5.48	3.55	508	174	108
雪偏載	3.94	5.91	3.52	524	167	127

表 6.7 張弦屋根支持架構サブシステムの性能評価

	再現期間500年 最大入力	保有性能 (許容値)	余裕率
風荷重			
ストリング応力(N/mm ²)	339	550	1.62
鉛直変形	1/807	1/300	2.69
疲労性能	2x10 ⁴	4x10 ⁴	2.0
雪荷重			
ストリング応力(N/mm ²)	302	550	1.82
鉛直変形	1/1254	1/300	4.18
地震荷重(ダンパー無)			
ストリング応力(N/mm ²)	425	550	1.29
鉛直変形	1/428	1/300	1.43
疲労性能	60	2x10 ⁴	333
地震荷重(ダンパー有)			
ストリング応力(N/mm ²)	357	550	1.54
鉛直変形	1/609	1/300	2.03
疲労性能	60	3x10 ⁴	500

これに対し、図 6.17-2. および表 6.4-2. の柱無しモデルを 1. と比較すると、振動性状は殆ど同一であるが、応答量は 1. に比べわずかに少ない。従って屋根架構が 49m の柱の上に位置していることによって、応答の増幅が生じていることが分かる。ただしその影響は 1~3%程度と小さい。

図 6.17-3. および表 6.4-3. の雪荷重偏載モデルを見ると、屋根中央部と 1/4 部の位相が必ずしも一致しておらず、最大応答が左右で大きく異なっていることがわかる。BCJ-L1 波における 1/4 部の最大応答変位は中央部と同等の 8.4cm に達し、テンション材最大軸力も 847kN に達している。

図 6.17-4, 5. 点線および表 6.4-4. に、基本モデルと雪偏載モデルにステイ材を付加した場合の応答を示す。何れの場合もステイ材を設けたことにより 1/4 点の最大応答は低減されているが、中央部の最大変位は殆ど低減されておらず、テンション材軸力への低減効果も 80%程度に留まっている。時刻歴応答を見ると、最大応答を生じる時刻はステイ材を付加することで変化しており、両端を補剛することで中央部の応答がかえって励起されている様子が見られる。

図 6.17-4, 5. 太線および表 6.4-5. に、ステイ材に図 6.16 のダンパーを付加したケースの応答結果を示す。この場合は常時荷重、雪偏載荷重ともに最大応答は大きく低減しており、中央変位の低減率は 70%、軸力低減率は 61~64%に達している。これはダンパーの付加減衰効果に拠るものである。

以上の結果を総合し、各外乱荷重に対する張弦屋根架構サブシステムの性能評価を表 6.5 にまとめて示す。テンション材の動的性能はほぼ各外乱の 500 年再現期待値に耐え得るものであり、地震の鉛直振動によるものが最も厳しい条件となるが 29%程度の余裕率を有している。ダンパーを付加することによりこの余裕率は 50%以上に向上するが、ダンパー無しでも所定の性能を有していることから現実の建物ではダンパーの付加は行わなかった。写真 6.1 に張弦屋根架構の施工状況を、写真 6.2 に接合部の詳細を示す。

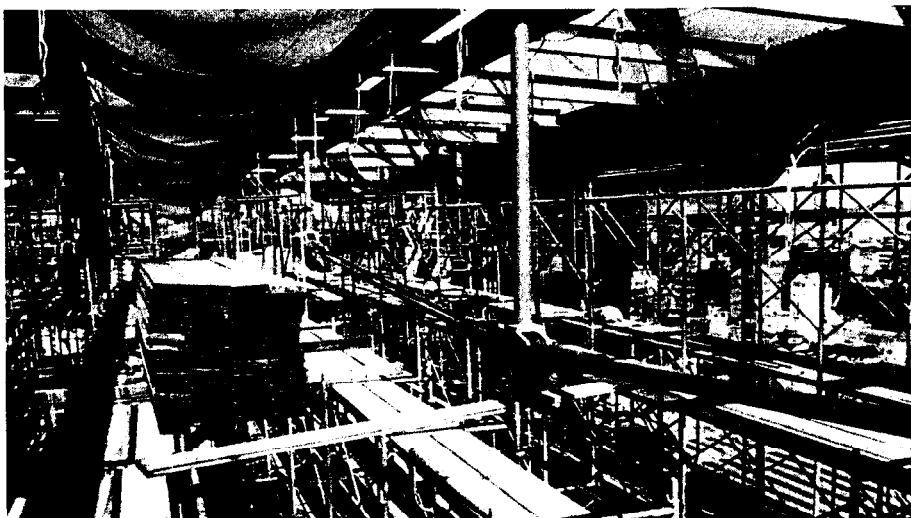


写真 6.1 張弦梁施工状況

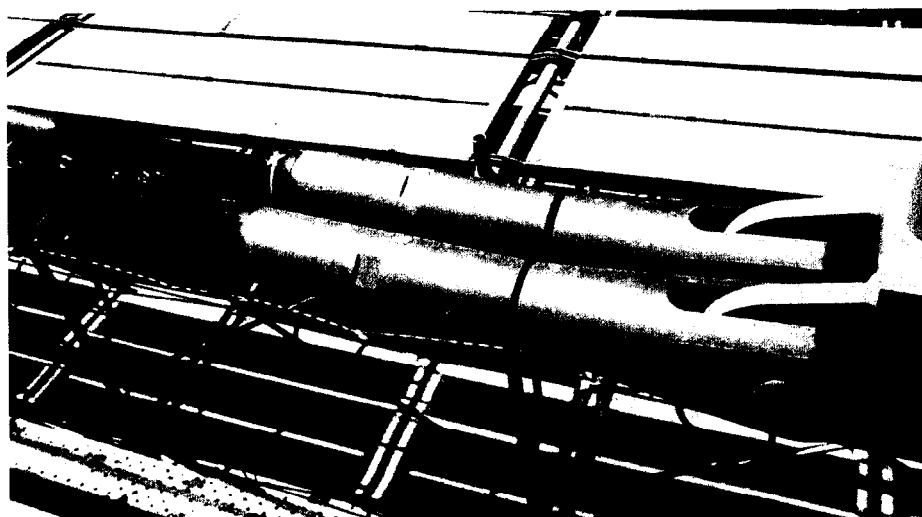


写真 6.2 接合部詳細

6.4 付加減衰機構を用いたスタジアム屋根構造

本節では、最後の事例として 5 章において提案したばね付き粘弾性体を用いた付加減衰機構を実際の建築物に取り付け、その設計検討を通じて地震外乱に対する応答低減効果を確認すると共に、建設を通じて施工性の検討を行う。

対象とする建物の概要を図 6.18 に示す。本建物はサッカーを主要用途としたスタジアムであり、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。屋根架構は観客席後部を支点としグラウンドに向かって張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 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・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ケーブルが設けられ、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 10~13m の間隔をもって 56 個所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ケーブル定着部に設置し、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。

振動制御を行う範囲を図 6.19 に示す。内蔵ばね剛性は 5.33tf/cm(52.2kN/cm) とし 60mm の初期変位を与えて 32tf(314kN) 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、以降はケーブル自身の剛性となる。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、ケーブルが撓みを生じる。付加減衰は定常点を中心に $\pm 20\text{mm}$ の範囲で応答制御するように設計を行う。解析に先立ち、付加減衰機構の代りに弾性ばね支点を用いた予備設計を行い、系の固有周期と概略の変形量を求め、これをもとに 5.2 で提案した評価式による減衰評価を行いながら付加減衰機構の設計を行う。表 6.8 に減衰付加変位をとした場合の各温度における等価付加減衰定数の評価例を示す。この検討の結果、内蔵ばね剛性 5.33tf/cm(52.2kN/cm) に対し粘弾性体厚 15mm、粘弾性体面積 12,000cm² の粘弾性体 (ISD111) を組み合わせた付加

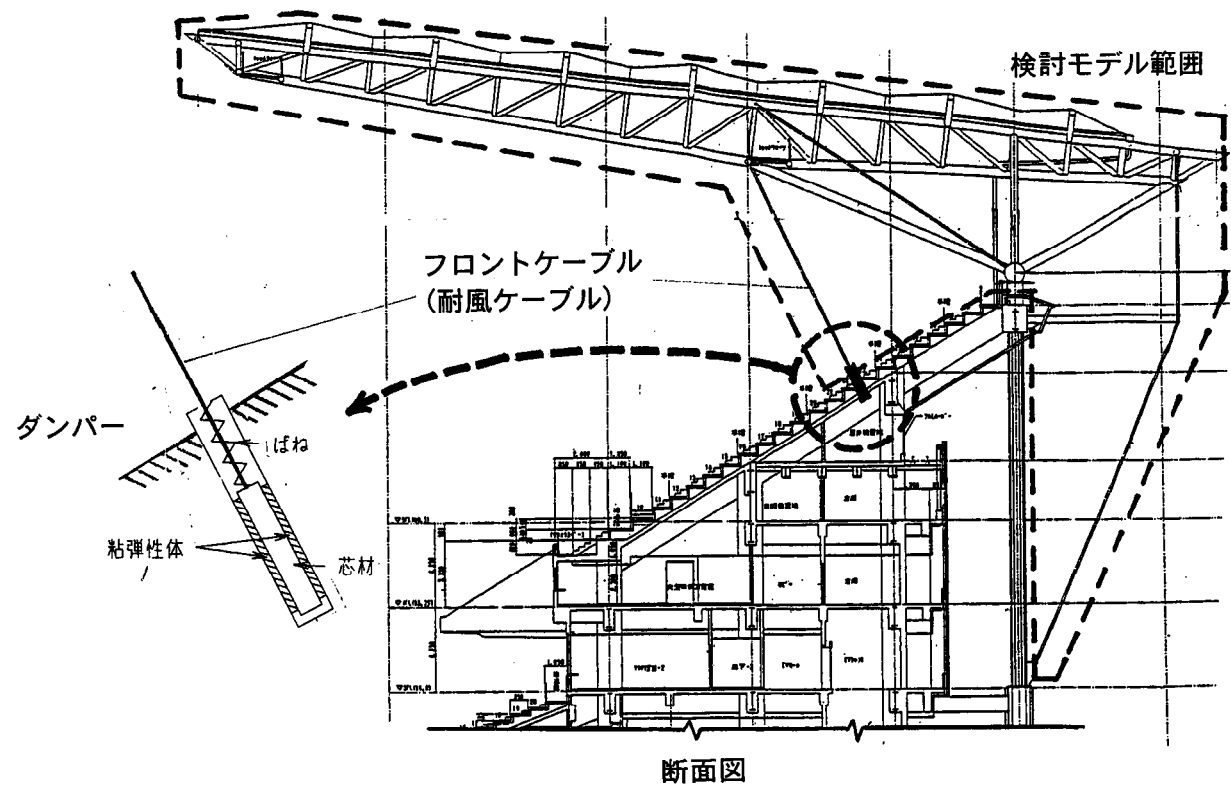
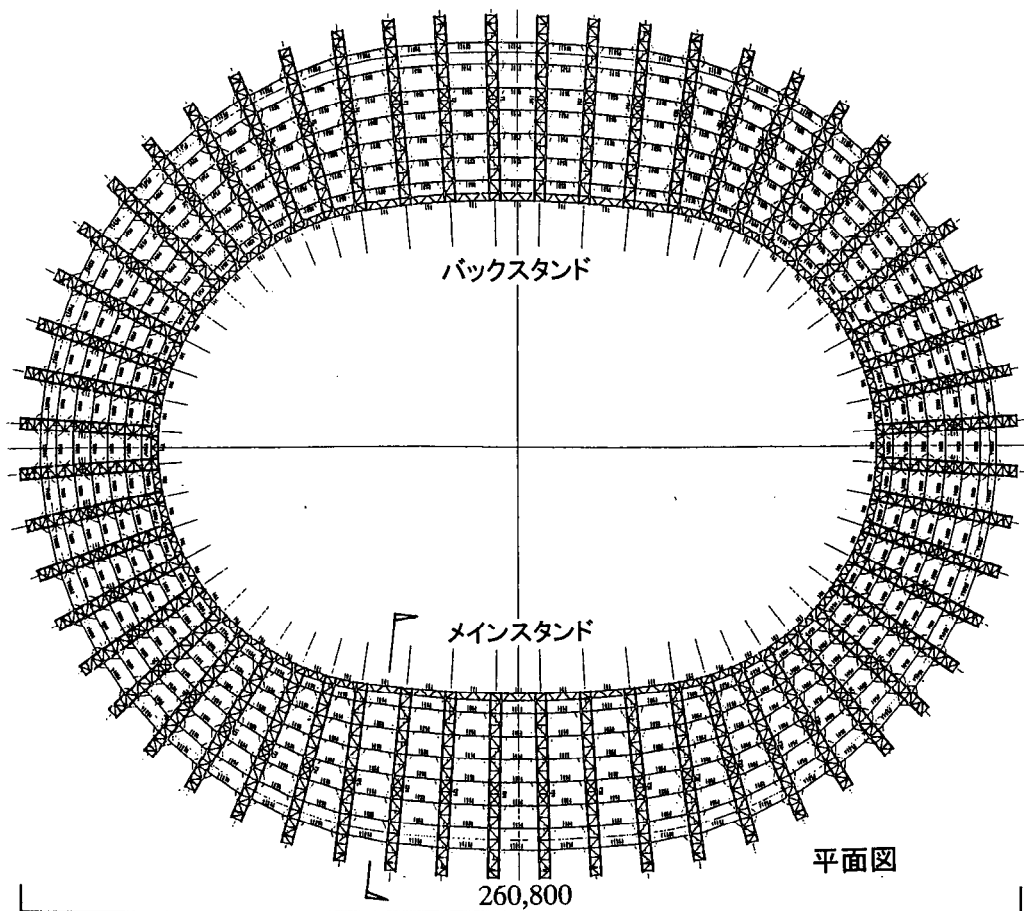


図 6.18 付加減衰機構を有するスタジアム屋根架構

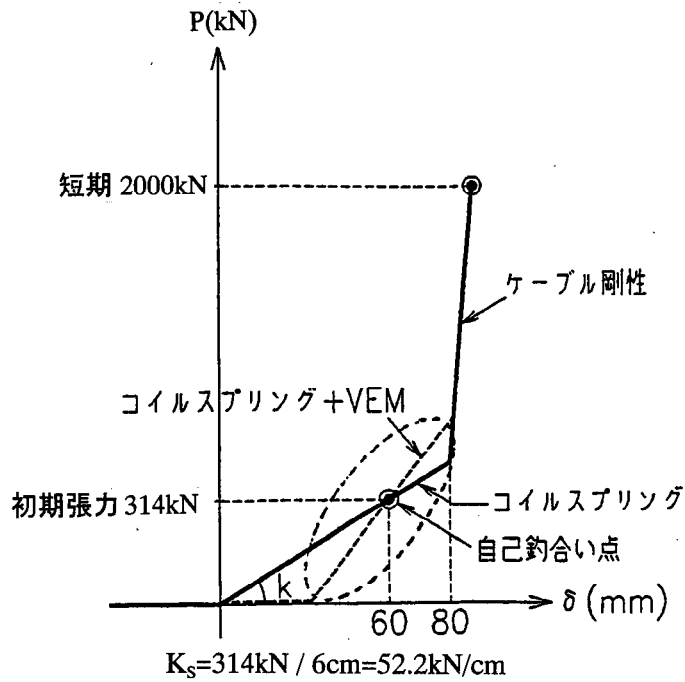


図 6.19 付加減衰機構の稼動範囲

表 6.8 簡易評価式による等価減衰評価

振動数 f (Hz) = 0.7 VEM厚 1.50 cm
 最大歪振幅 / 厚 = 0.33 面積 12000 cm²
 最大歪振幅 δ_0 (cm) = 0.5

素材定数	10°C	20°C	30°C
せん断剛性 k (kN/mm ²)	0.47	0.23	0.11
減衰係数 c (kNsec/mm ²)	0.10	0.04	0.01
ロスファクター η	0.97	0.74	0.57

材料定数			
せん断剛性 K_d (kN/cm)	380	183	88
ばね剛性 K_s (kN/cm) =	52.2		
初期変位 δ_0 (cm) =	6	プレストレス P (kN) =	314

ばね付きVEM			
剛性 K_s' (kN/cm)	432	235	140
ロスファクター η_s	0.86	0.58	0.36
テンション材剛性 K_b (kN/cm) =	372.3		

ばね付きVEM+テンション材			
剛性 K_a' (kN/cm)	230	155	104
Γ_s	1.39	1.13	1.03
ロスファクター η_a	0.28	0.31	0.25
見かけの振幅 (cm)	1.08	0.81	0.68
フレーム剛性 (kN/cm)	40	質量 (t)	88
テンション材角度 (°)	70	テンション材数	1

フレーム+ばね付きVEM+テンション材			
剛性 K_{eq} (kgf/cm)	67.0	58.2	52.3
ロスファクター η_{eq}	0.115	0.098	0.059
フレーム周期 T_f	9.41		
等価周期 T_{eq} (sec)	0.73	0.78	0.82
等価振動数 (Hz)	1.38	1.28	1.21
等価減衰定数	5.73%	4.90%	2.93%

減衰機構を設置すれば、10℃～30℃の環境温度に対し 3%～5.7%程度の付加減衰効果が得られることが予想される。以上の条件をもとに、減衰機構の設計および詳細解析による検討を行う。

6.4.2 付加減衰機構の設計および性能評価

図 6.20 に具体的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ケーブルに、外筒がスタンド構造材に定着されることにより、屋根架構の上下動とともに相対移動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。これらの機構は5章において実験を行ない性能確認したものと基本的に同じメカニズムを有している。但し、所定の変形性能を満足するために、内蔵ばねには皿ばねの代わりにコイルばねを使用している。また、外筒は反対側のテンション材ではなくスタンドの梁に直接定着する為、ケーブル端部の微少な回転に追従できるよう定着部に球座を設けている。耐風ケーブルには径75mmのタイロッド(HT690)を用い、減衰機構とカップラーによりネジ接合する。

図 6.21 に施工時における減衰機構の設置要領を示す。設置は以下の手順により行う。

- 1) 減衰機構は製作時に5章の実験試験体と同様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する。粘弾性体の初期せん断変形はこの状態で0として施工現場に搬入する。この状態で減衰機構を受け梁・定着部高力ボルト付設後、下部より吊り込み、受け梁に固定する。
- 2) 屋根架構およびバックステイケーブル設置後、加力用ナットを取付けた耐風ケーブル(タイロッド)を屋根より吊り下げる。
- 3) 仮設加力治具を受け梁に取り付け、耐風ケーブルを加力用ナットを手掛りにオイルジャッキにより下向きに314kN引き込み、初期張力を導入する。
- 4) 耐風ケーブルに張力が導入された状態で、ダンパー側のカップラーを回転させ、耐風ケーブルと接続する。
- 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ップラー側に引き上げる。

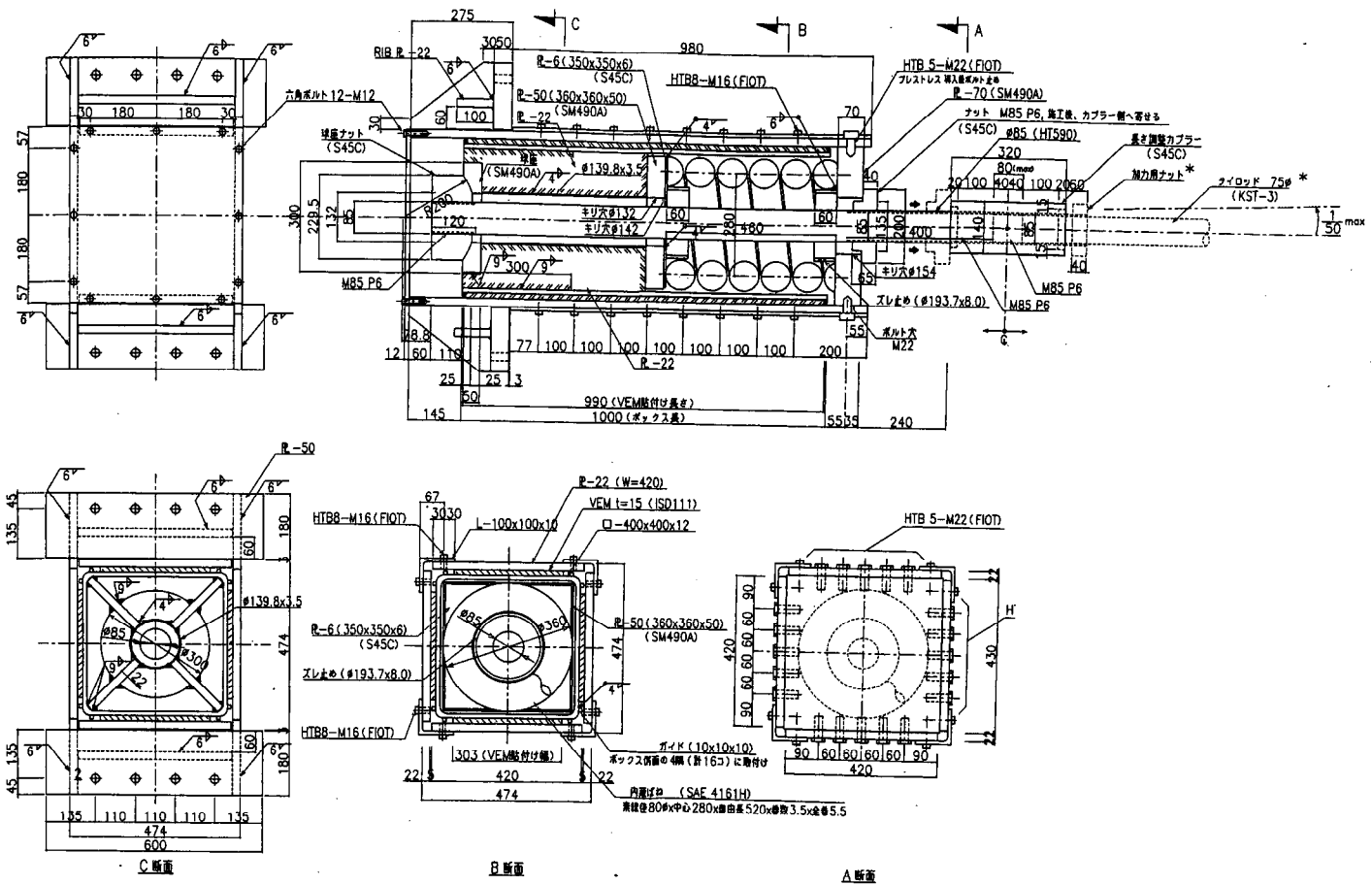


図 6.20 耐風ケーブル用付加減衰機構詳細

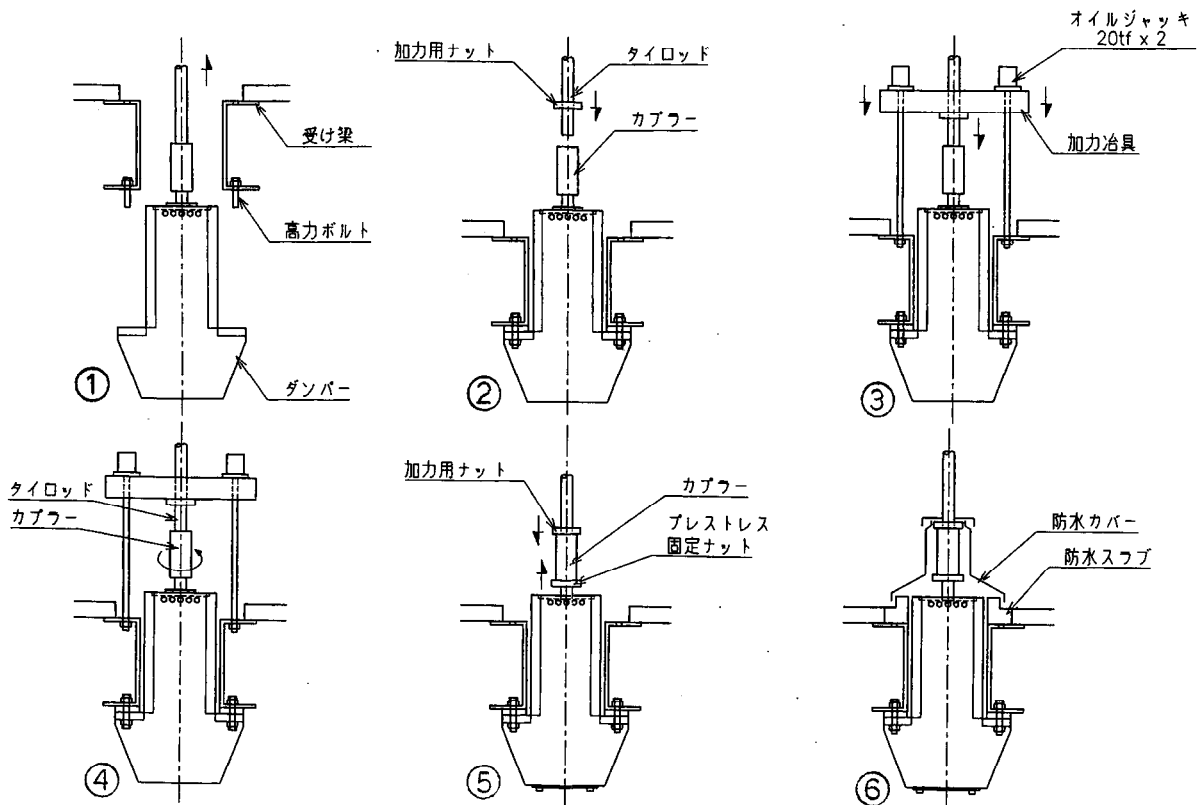


図 6.21 付加減衰機構の施工手順

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。

施工に先立ち、付加減衰機構を実際に試作し、動的載荷試験を行ってその効果を確認した。試験治具および試験の概要を図 6.22 に示す。付加減衰機構は床にアンカーされた鉄骨梁に固定され、減衰機構から伸びるテンション材は耐風ケーブル剛性を模したばね機構を介して、2000 kN アクチュエーターに接続されている。この状態で屋根架構の振動を模した変位をアクチュエーターによって与えることによって減衰機構を稼働させ、反力を測定して性能の確認を行う。耐風ケーブルの軸剛性は 712kN/cm 、架構の振動数が約 1.3Hz であることから、同等の剛性を持つモデル化ストリングを皿ばねを組み合わせて構成し、設計と同様に初期張力 314kN から最大 $160\sim 260\text{kN}$ の交番載荷を振動数 1.0 、 1.3 、 2.5Hz の正弦波で与える。試験体はあらかじめ所定の初期張力を導入した状態で張力保持ナットで固定されて製作されており、治具にセットしアクチュエーターにより初期張力を加え、張力保持ナットが緩めて内部張力との釣り合いを確認後、所定の繰返し載荷を 10 サイクルにわたり与え、ダンパー部の変形およびダンパー+ストリングモデル部の変形を変位計で、全体反力をロードセルにより測定した。以上のプロセスは図 6.21 に示した実際の施工プロセスと同様の手順となっている。

図 6.23 に実際の架構と同じ振動数 1.3Hz 、粘弾性体部変形 $\pm 7\text{mm}$ の試験におけるダンパー部およびダンパー+ストリング部の荷重-変形関係を示す。また、5章にて示した Voigt モデルによる定振幅下における応答予測値を各図中に点線で示す。ダンパー+ストリング部の正側の最大変形付近でループがつぶれているが、これは5章の実験で示されたものと同様にモデル化ストリングに使用した皿ばね自身の荷重-変形関係が三角形の履歴ループを有していることによるものである。いずれにしてもダンパーは設計で想定された約2倍の振動数である 2.5Hz の振動下でも弛緩を生じる事無くスムーズに稼働し、かつ理論上予測される履歴ループとほぼ同等の荷重-変形関係を示したことから、本プロジェクト用のばね付き粘弾性体ダンパーは屋根架構の挙動に対し所定の減衰性能を有していることが確認できる。

この他、モデル化ストリング剛性を 271kN/cm^2 に低減したタイプや、正弦波の代わりに三角波、ランダム波を用いた試験を行ったが、何れも弛緩を伴うこと無く

スムーズに稼動した。但し、三角波を用いた実験では、同試験体の正弦波によるものに比べ、履歴ループがより角張る傾向が見られた。

6.4.3 屋根構造の動的性能評価

耐風ケーブル基部に設置した付加減衰機構の効果を検証するため、屋根架構の2次元モデルを作成し、時刻歴応答解析による検討を行い、評価式による設定と比較すると共に地震外乱に対する低減効果を確認する。解析モデルを図 6.24 に示す。1グリッド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され、粘弾性体には笠井による分数次導関数モデル⁴⁾を使用する。モデルの諸定数には、表 5.1 に示す値を使用する。

モデルの妥当性を確認するため、耐風ケーブルを支持点に固定した場合の固有値解析を行い、トラス部材を詳細にモデル化した解析と比較した結果を図 6.25 に示す。両者の固有周期は1次モードでほぼ同等、2次モードでも11%程度の誤差に収まっているため、本検証のモデルとしては妥当であると考えられる。

応答解析に使用する地震波としては、500年再現期待値の鉛直入力として、表 6.9 に示す4波を最大加速度 200cm/s^2 に規準化して上下方向に入力した。また、粘弾性体の温度依存性の影響を検証するため、それぞれの地震波において環境温度を 10°C 、 20°C 、 30°C の3ケースについて解析を行う。解析プログラムには PC-ANSR を使用し、構造・空力減衰常数は2%と仮定した。この減衰値は既往の研究を総合すれば空力減衰を主体として低めの評価を示すものと思われるが、安全側の値として設定する。

それぞれの地震波(温度 20°C)における屋根先端部・耐風ケーブル取り付け部の応答変位およびダンパー部(付加減衰機構部)の荷重-変形関係を図 6.26~6.29 に示す。各地震波とも、屋根先端部および耐風ケーブル取り付け部で応答低減効果が認められ、これに対応してダンパー部では荷重-変形関係が楕円ループを示し振動エネルギーを吸収していることが分かる。ダンパー部の変形は設定された外乱に対し最大7mm程度となっており、付加減衰機構稼動範囲の20mm以下に収まっている。

各地震波、各環境温度における屋根先端部および耐風ケーブル取り付け位置で

断面特性

断面番号	E (x10 ⁴ kg/cm ²)	A (cm ²)	I (cm ⁴)
1	2.1	907.54	-
2	2.1	150.82	-
3	2.1	404.46	-
4	2.1	150.82	-
5	2.1	127.24	-
6	1.6	86.21	-
7	2.1	473.61	3,476,562
8	2.1	473.61	3,476,562
9	2.1	473.61	3,476,562
10	2.1	473.61	3,476,562
11	2.1	473.61	3,476,562
12	2.1	572.57	7,225,210
13	2.1	572.57	7,225,210
14	2.1	572.57	7,225,210
15	2.1	572.57	7,225,210
16	2.1	572.57	7,225,210
17	2.1	572.57	7,225,210
18	2.1	572.57	7,225,210
19	2.1	572.57	7,225,210
20	2.1	572.57	7,225,210
21	2.1	572.57	7,225,210
22	2.1	572.57	7,225,210
23	2.1	572.57	7,225,210
24	1.6	31.00	-

節点位置 (T₁=0.737s)

節点番号	位置 (cm f)
1	1.250
2	5.160
3	3.911
4	3.911
5	3.911
6	4.319
7	4.728
8	4.728
9	4.728
10	9.624
11	4.896
12	4.896
13	4.896
14	5.584
15	3.949
16	3.949
17	7.209
18	1.630
19	4.297

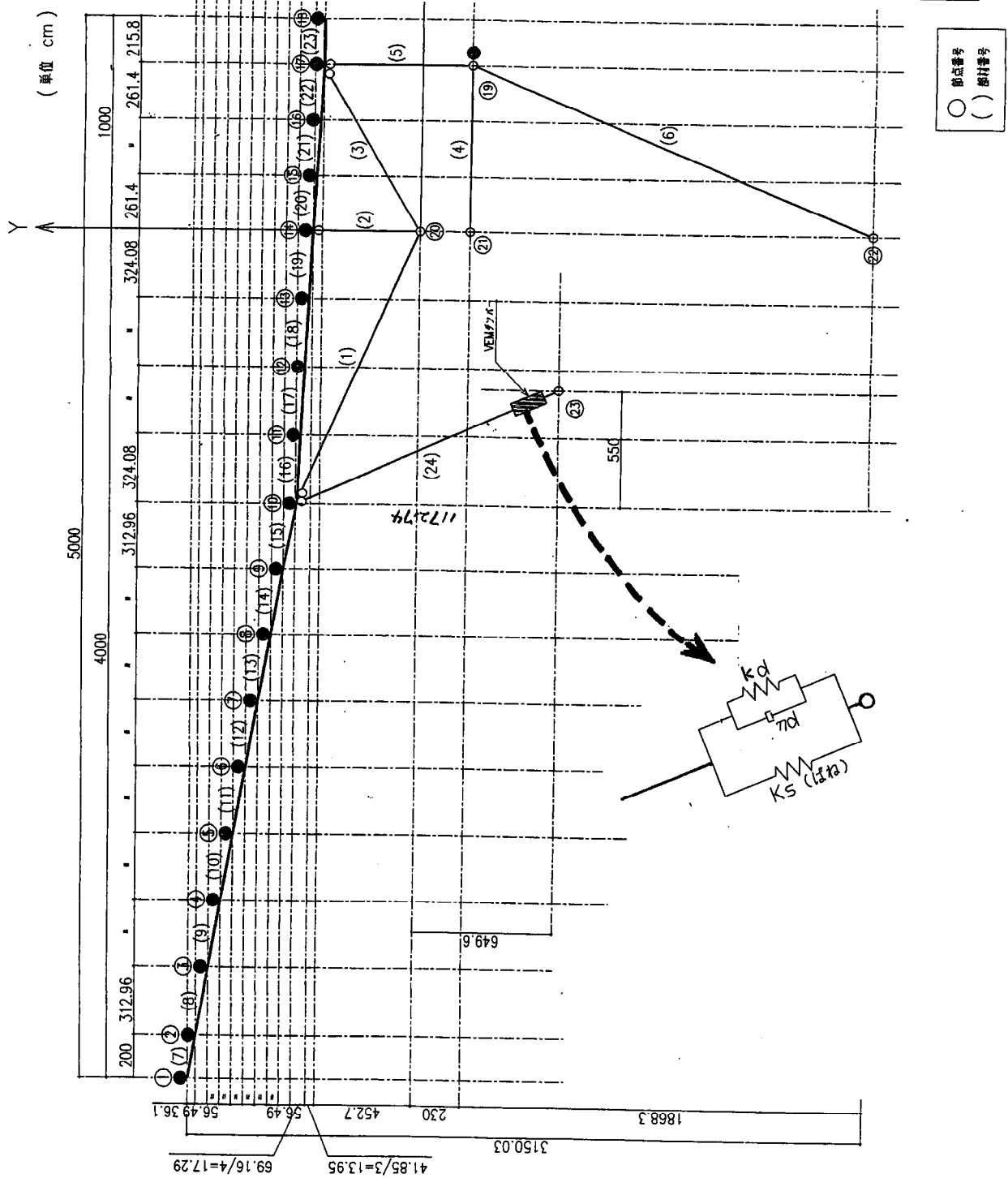
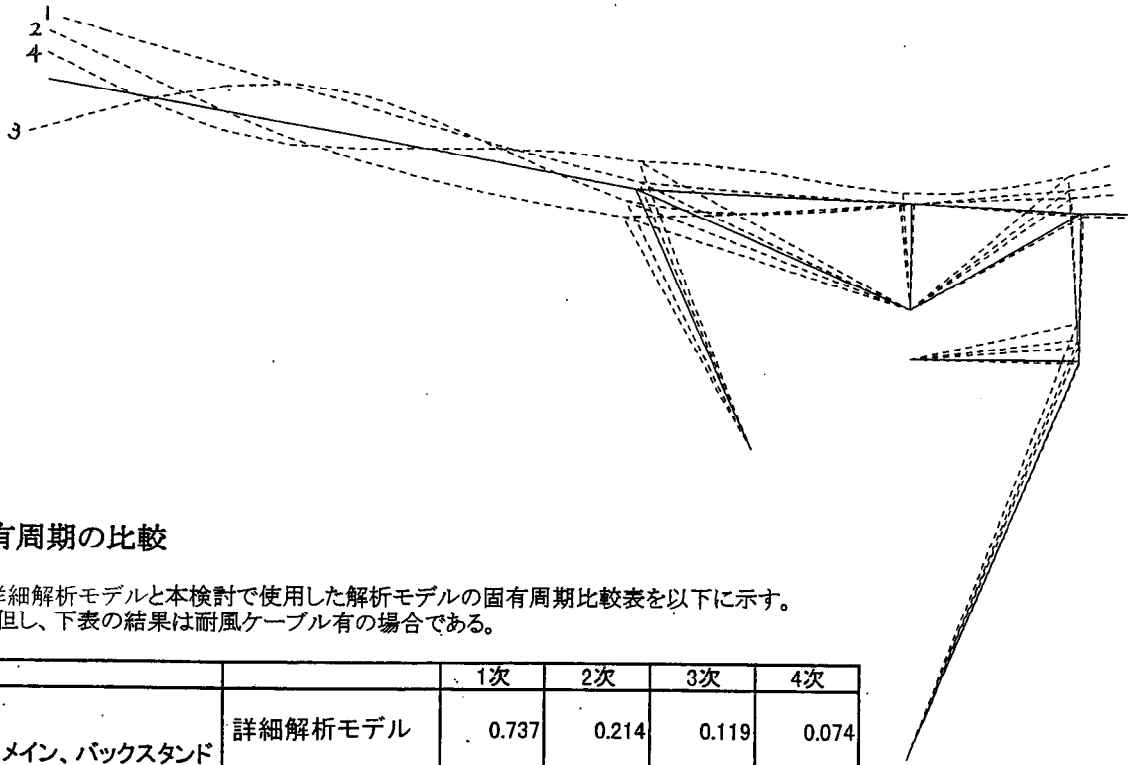


図 6.24 振動解析用モデル



固有周期の比較

詳細解析モデルと本検討で使用した解析モデルの固有周期比較表を以下に示す。
但し、下表の結果は耐風ケーブル有の場合である。

		1次	2次	3次	4次
メイン、バックスタンド (大)	詳細解析モデル	0.737	0.214	0.119	0.074
	ダンパー無モデル ^{注1)} (0.78) ^{注2)}	0.737 (0.78) ^{注2)}	0.192	0.089	0.056

注1) 耐風ケーブル定着部を固定した場合

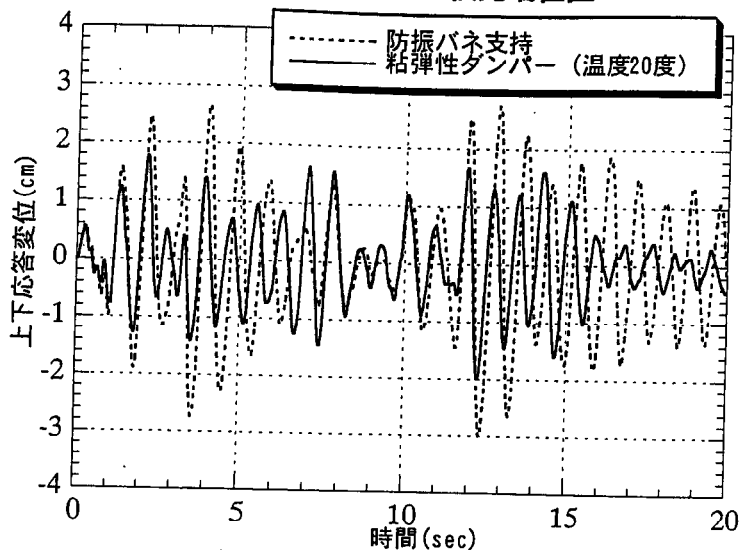
注2) 耐風ケーブル定着部にばね又はダンパーを設置した場合

図 6.25 固有振動モード

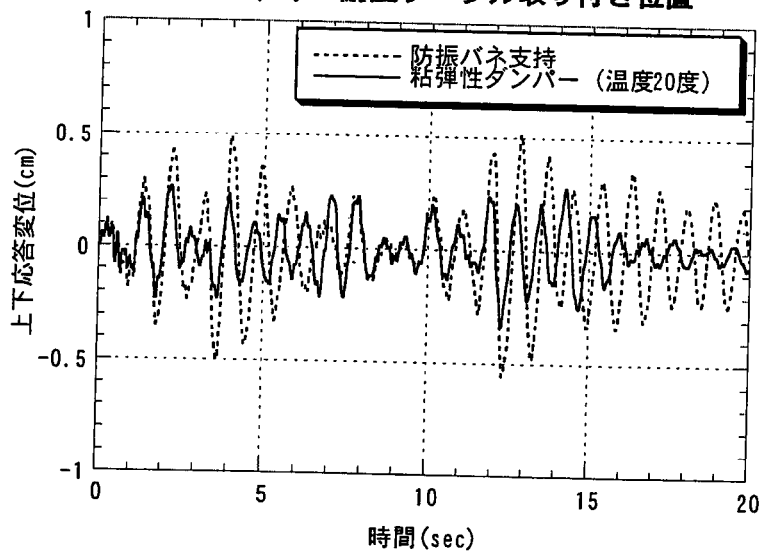
表 6.9 スタジアム解析用地震動

地震波	記録時最大加速度(gal)
EL-CENTRO(UD)	206.3
TAFT(UD)	102.9
HACHINOHE(UD)	114.3
BCJ-L1	207.3

EL-CENTRO (UD) : 屋根先端位置



EL-CENTRO (UD) : 耐風ケーブル取り付け位置



EL CENTRO (UD) : ダンパー

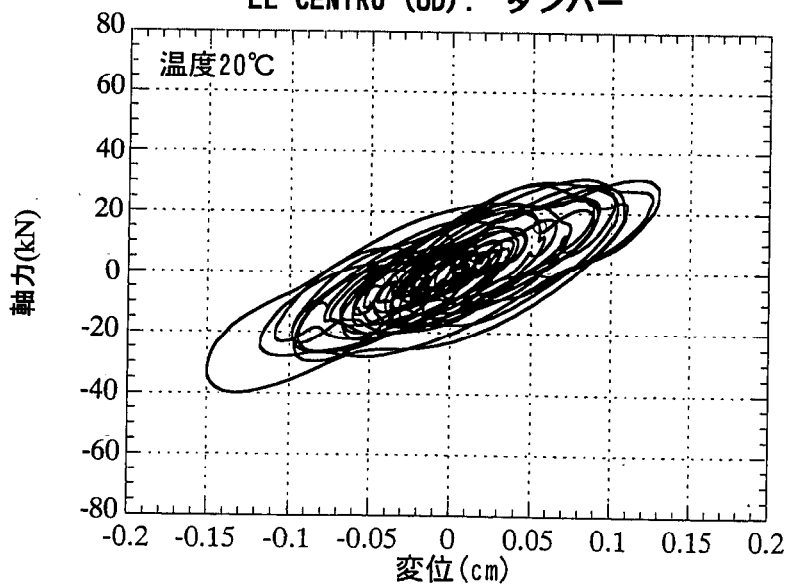
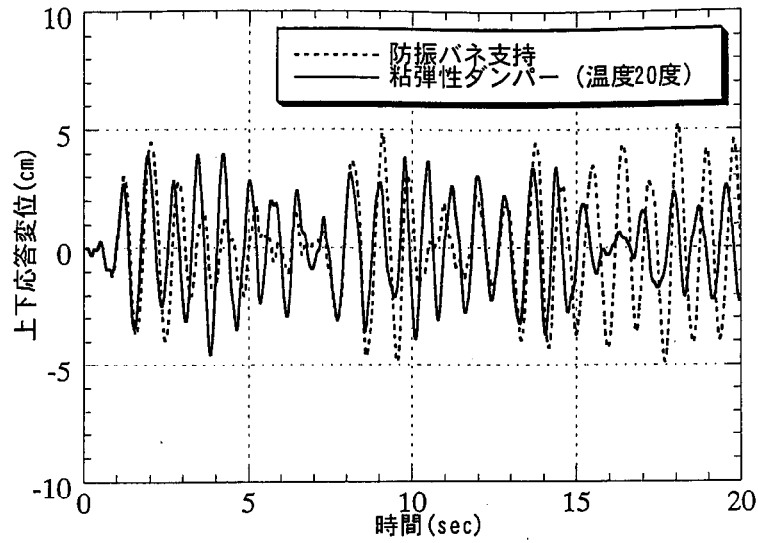
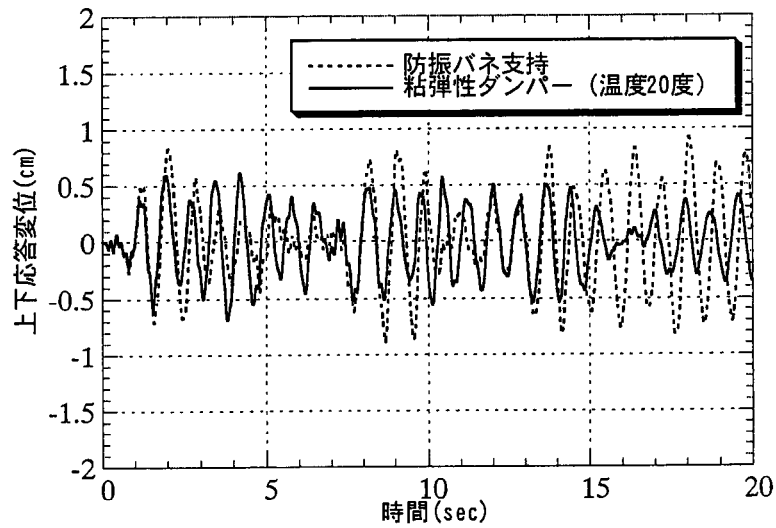


図 6.26 応答結果(EL CENTRO UD)

TAFT (UD) : 屋根先端位置



TAFT (UD) : 耐風ケーブル取り付け位置



TAFT (UD) : ダンパー

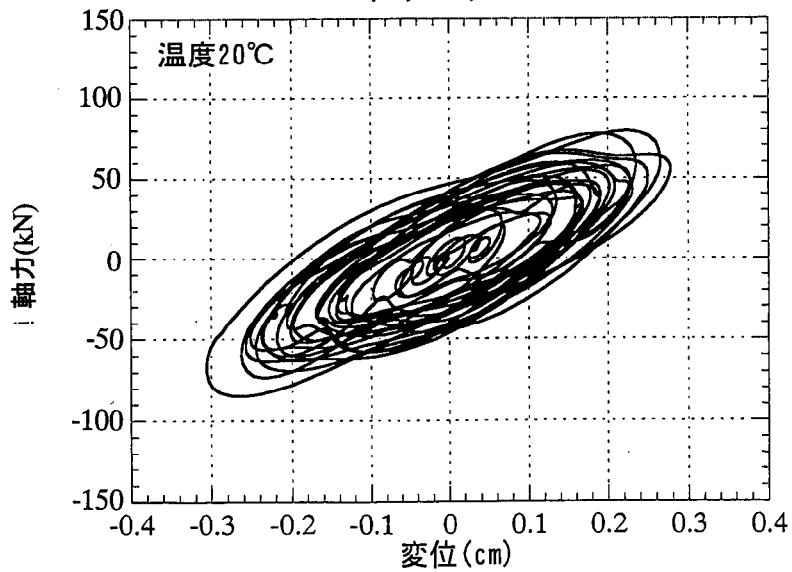
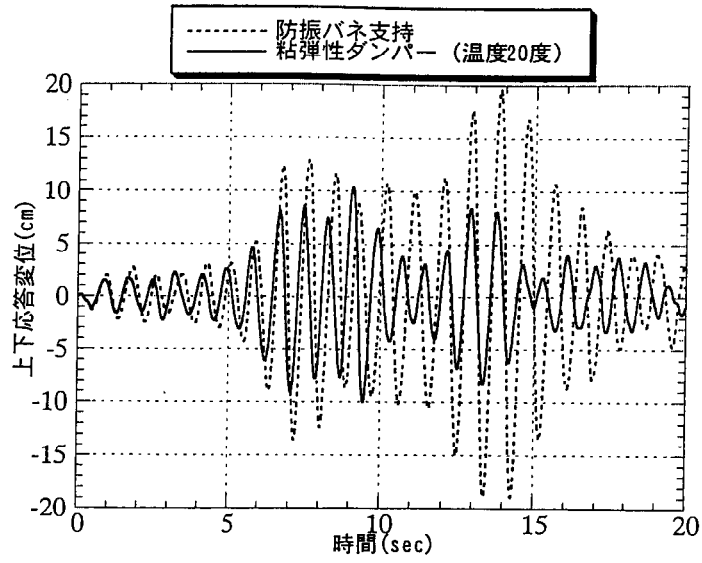
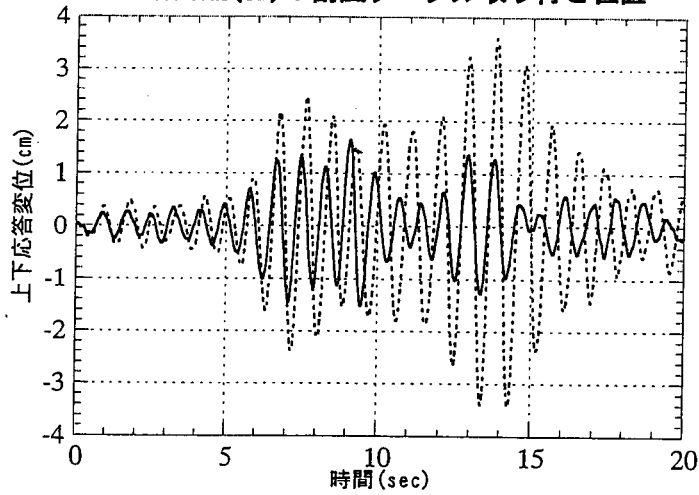


図 6.27 応答結果(TAFT UD)

HACHINOHE (UD) : 屋根先端位置



HACHINOHE (UD) : 耐風ケーブル取り付け位置



HACHINOHE (UD) : ダンパー

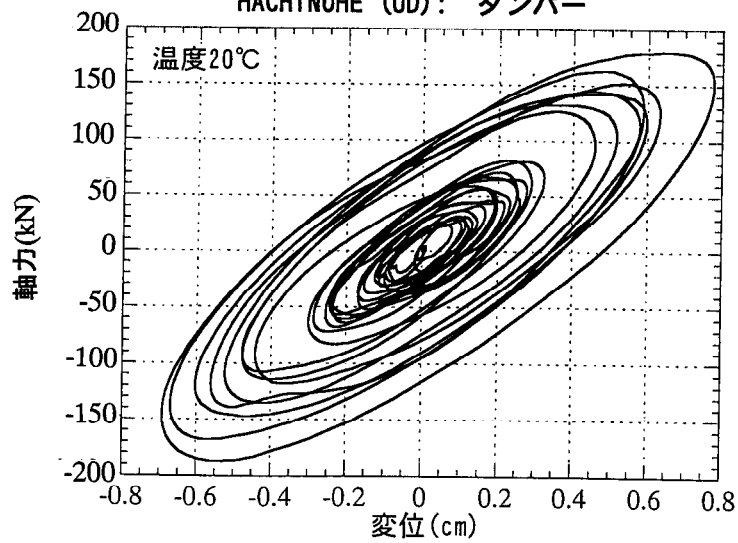
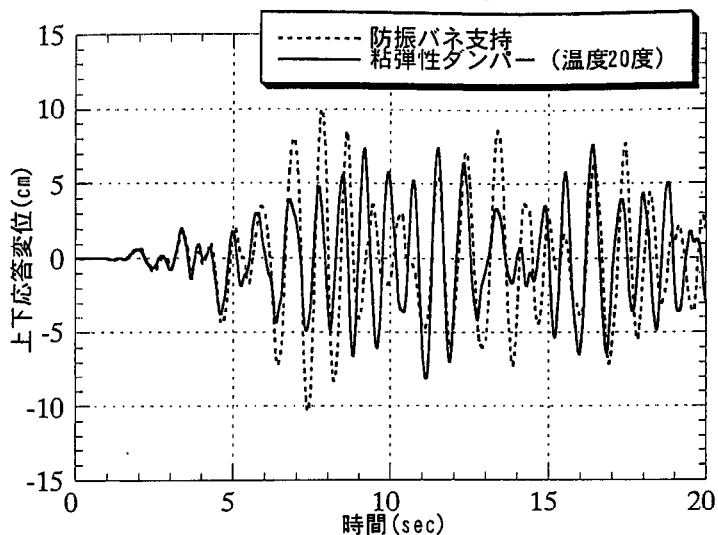
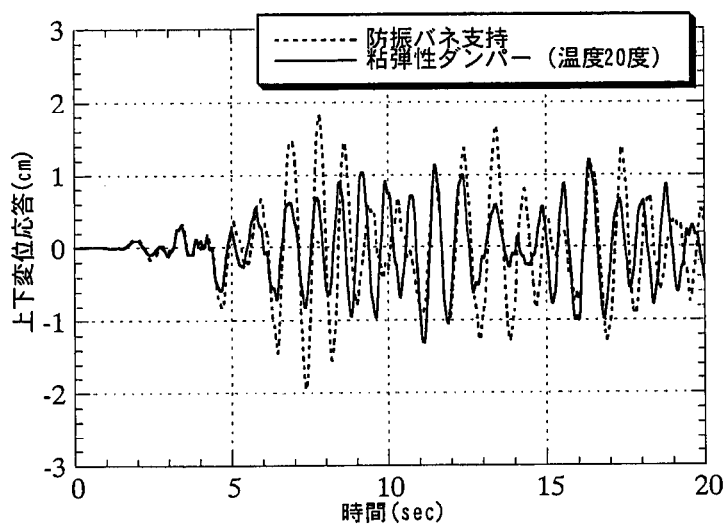


図 6.28 応答結果(HACHINOHE UD)

BCJ-L1 : 屋根先端位置



BCJ-L1 : 耐風ケーブル取り付け位置



BCJ-L1 : ダンパー

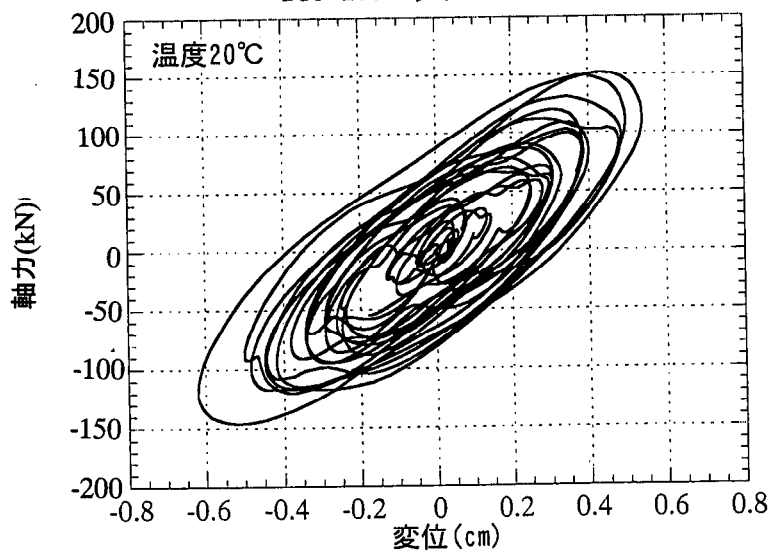


図 6.29 応答結果(BCJ-L1)

表 6.10 応答結果概要

a) フロントケーブル取付き位置の上下最大応答変位

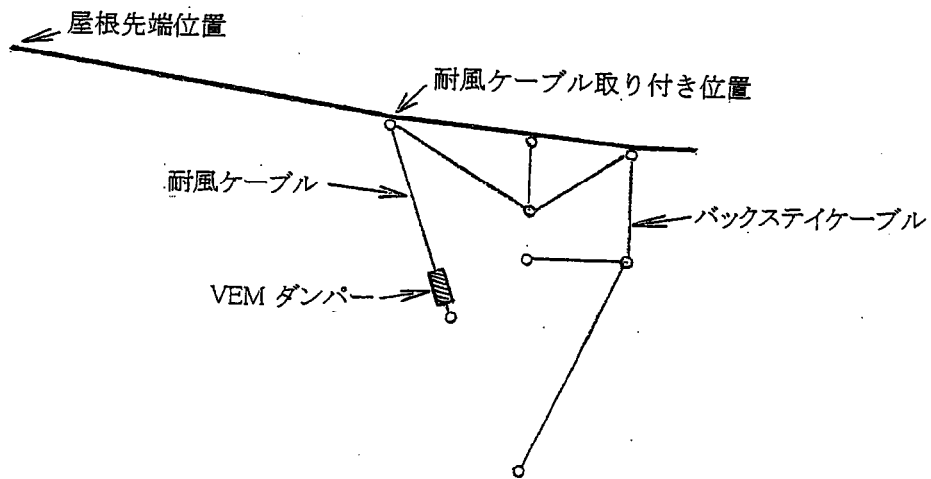
フロントケーブル定着方式	ELCENTRO UD (cm)	TAFT UD (cm)	HACHINOHE UD (cm)	BCJ L1 (cm)
弾性ばね支持	0.62	0.90	3.61	2.03
ばね付き 粘弾性体 支持	10°C	0.27	0.71	1.30
	20°C	0.33	0.69	1.20
	30°C	0.39	0.68	2.00
平均低減率	0.53	0.77	0.45	0.61

b) 屋根先端での上下最大応答変位

フロントケーブル定着方式	ELCENTRO UD (cm)	TAFT UD (cm)	HACHINOHE UD (cm)	BCJ L1 (cm)
弾性ばね支持	3.0	5.2	19.6	10.4
ばね付き 粘弾性体 支持	10°C	1.8	4.9	9.4
	20°C	2.2	4.5	10.3
	30°C	2.3	4.1	12.1
平均低減率	0.70	0.87	0.54	0.79

c) バックケーブル最大応答軸力

フロントケーブル定着方式	ELCENTRO UD (kN)	TAFT UD (kN)	HACHINOHE UD (kN)	BCJ L1 (kN)
弾性ばね支持	113	181	696	396
ばね付き 粘弾性体 支持	10°C	50	136	254
	20°C	68	138	263
	30°C	79	126	248
平均低減率	0.58	0.74	0.45	0.64



の最大応答変位の低減効果を表 6.10 a)b)に示す。どちらの箇所でも地震波により異なるものの、最大変位が内蔵ばねのみの支持に比べ 40%~80%に低減され、低減率は粘弾性体無しの最大応答変位が大きいほど顕著である傾向が見られる。

また、各解析結果におけるバックステイケーブルの最大応答軸力の低減効果を表 6.10 c)に示す。変位と同様に 40%~70%の低減効果がみられ、その低減効果はやはり粘弾性体無しの応答が大きいほど顕著である。屋根支持部応力の低減効果も同様の傾向が有るものと考えられ、付加減衰が外乱の特性に抛らず応答を一定値に低減する傾向が確認できる。

一方、最大応答を示す HACHINOHE UD 波について、温度変化によるダンパー部の荷重-変形ループの変化を図 6.30 に示す。5 章・図 5.15 で見られたような温度変化に応じたループ最大変位の変化がここでも見られ、直列ストリングの剛性による減衰の自己調整機能がここでも発揮されていることがわかる。そこで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常数を温度毎に求めたものを図 6.31 に示す。温度変化に関わらず、構造減衰(2%を仮定)を含めて 7%~9%の安定した減衰が得られていることがわかる。同図中、○印は提案評価式により表 6.6 で求めた付加減衰に構造減衰を加えたものである。両者はほぼ同等の値となっており、評価式の妥当性が確認できる。また、温度変化による屋根架構全体の等価 1 次固有周期の変化を図 6.32 に示す。10℃~30℃の温度変化に対応した固有周期の変化は 0.1 秒程度に留まっており、設計上無視し得るレベルに収まっている。

図 6.34 にバックステイケーブル軸力に与えるダンパーの有無の影響をテンション材の性能評価として示す。ダンパーが無い場合には最大応答が初期張力が喪失する領域にまで及んでいるのに対し、ダンパーを付加することによって応答が張力保持領域内に低減されている様子がわかる。

写真 6.3 に施工中のスタジアム屋根架構の全景、写真 6.4 に付加減衰機構の設置状況を示す。減衰機構の設置は組立時にダンパーを下にずらし、タイロッドを横から払い込む方法で取付けた他は図 6.21 で示した手順により行うことができた。写真 6.5 に竣工時のメインスタンド全景を示す。

HACHINOHE (UD): ダンパー

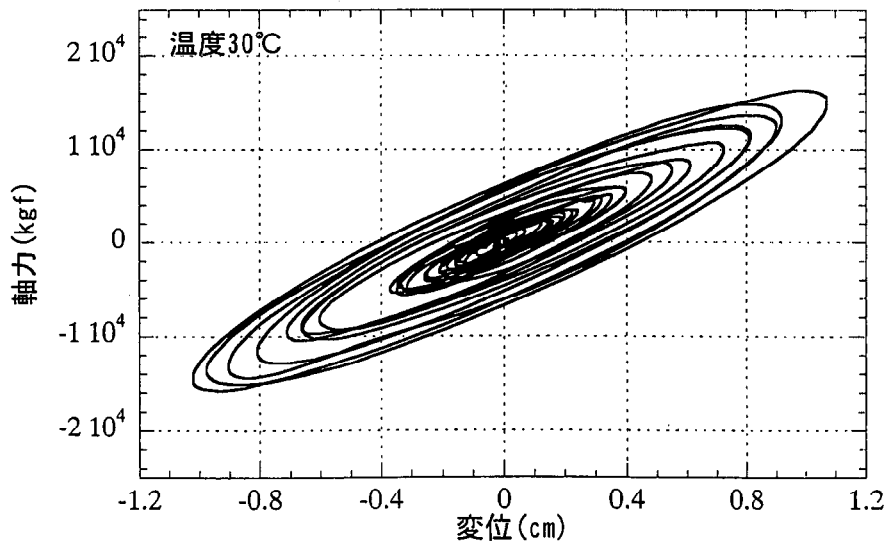
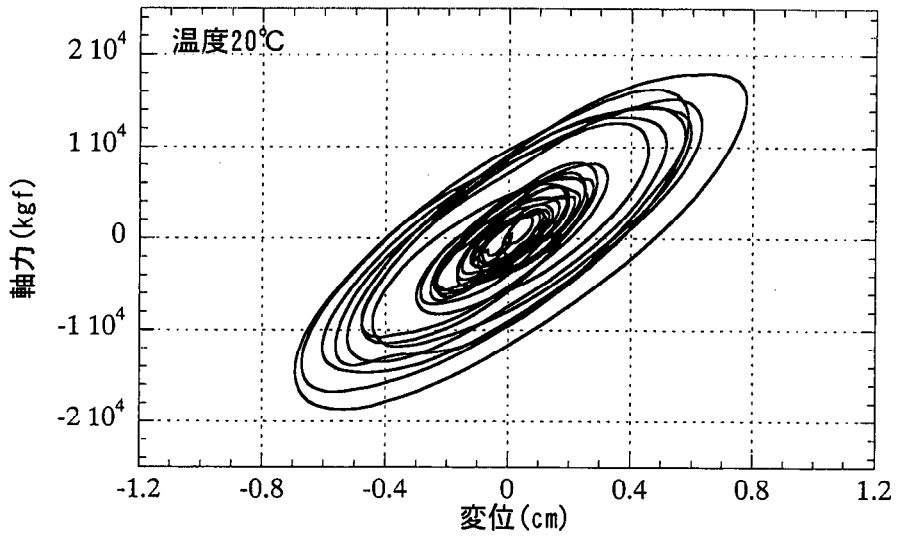
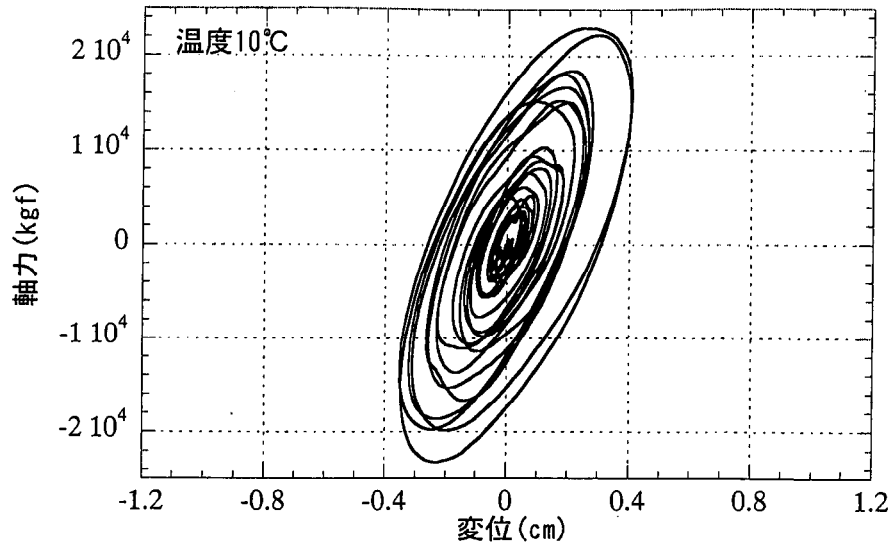


図 6.30 温度による減衰機構部履歴ループの変化

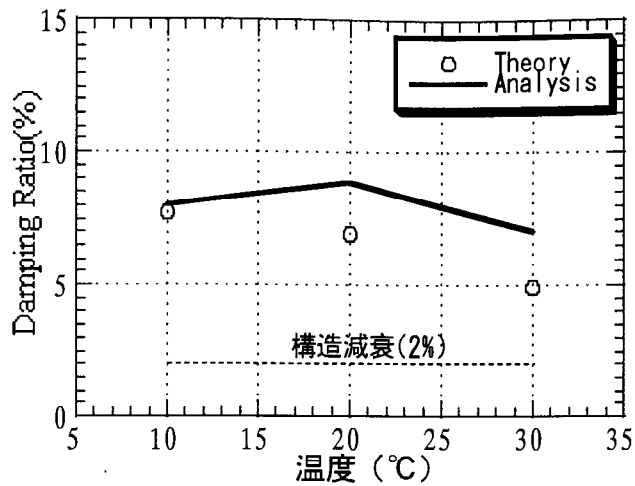


図 6.31 等価減衰評価に対する温度変化の影響

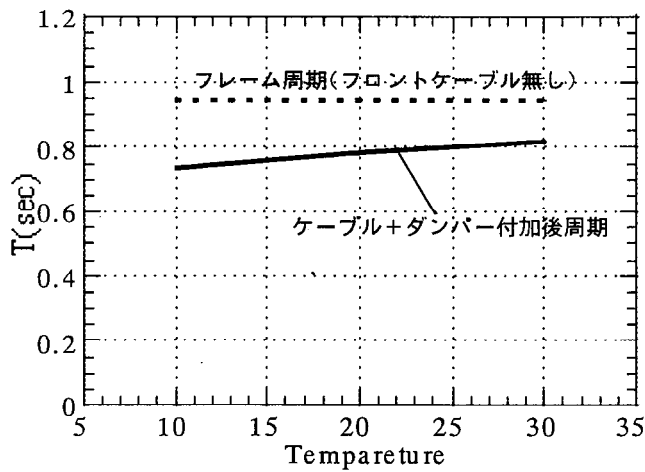


図 6.32 等価周期に対する温度変化の影響

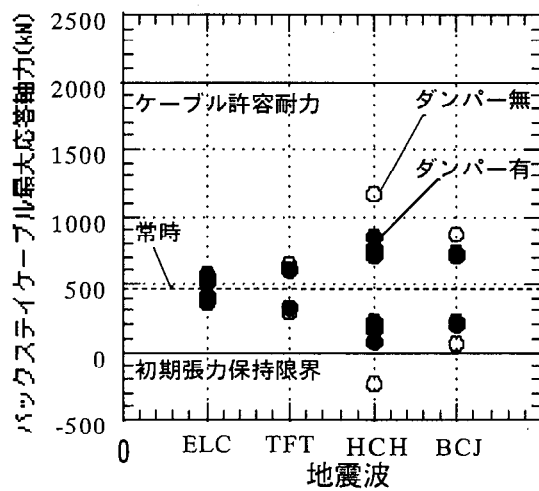


図 6.33 バックステイケーブルの応答軸力低減効果

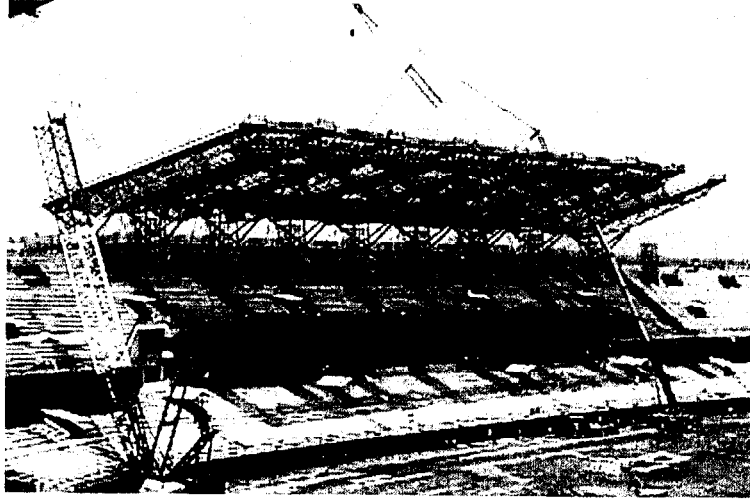


写真 6.3 スタジアム屋根施工状況

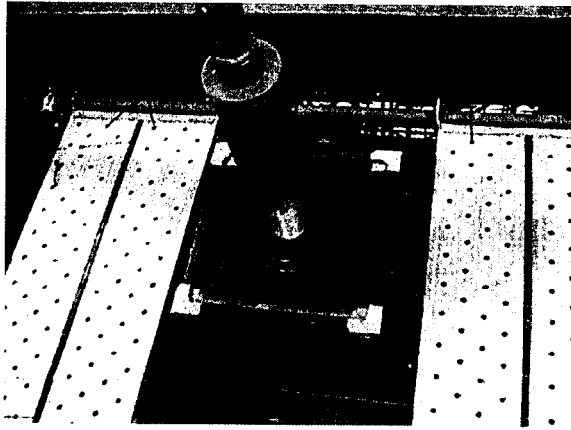


写真 6.4 付加減衰機構の設置状況

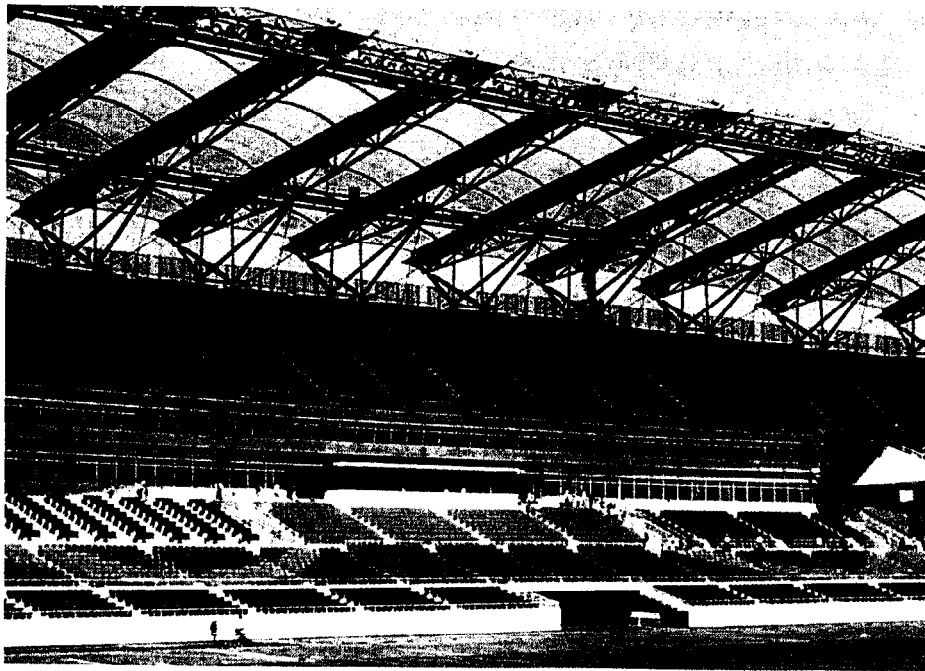


写真 6.5 メインスタンド全景(竣工時)

6.5 まとめ

以上、放物線張弦要素サブシステムを用いたガラス壁支持架構および屋根架構、付加減衰機構を用いた片持ち屋根架構の3例の現実に建設される建物に対し2～5章において得られた知見を適用し、その妥当性を検証すると共にテンション構造サブシステムの性能評価を行った。検討の結果得られた結論をまとめると以下のようなになる。

- 1) 3章で提案された非対称荷重および面外荷重に対する放物線張弦要素サブシステムの剛性評価式、応力評価式は非線型数値解析および施工現場にて実測された値と良い対応を示し、設計上有効に使用できる。特に面外剛性がテンション材存在張力と比例関係にある事を利用し、面外剛性を測定することによって張力管理を行うことが可能であり、現実の施工においても有効であることが確認された。
- 2) 4章で提案された接合部の終局耐力式は実際の架構の設計において、意匠上支障の無い納まりで設計が可能であり、かつその耐力・変形能力が所定以上であることが実大実験により確認された。また同章で明らかになった高張力ロッドの疲労性能をもとに、テンションサブシステムの各外乱に対する性能評価が可能であることが確認された。
- 3) 5章で提案されたばね付き粘弾性体を用いた付加減衰機構は、現実の架構に対しても設計可能であり、また実大サイズで製造・施工が可能であることが確認された。また試作した機構により地震外乱に対する架構の振動が制御される効果が解析により明らかになった。しかしながら、風外乱に対する付加減衰の低減効果については、未だ評価方法および解析手法の知見が確定しておらず、今後の研究成果に期待することとする。
- 4) いずれの建物においても、既往の研究を基に設定された再現期間 500 年程度の各外乱に対し、テンションシステムを構成するストリング、接合部、減衰機構は健全に作動する領域で設計されていることが確認された。

第 6 章の参考文献

- 1) P.Rice, H.Dutton: Le Verre Structurel, Le Monteur, 1990
- 2) 日本建築学会 : 建築物荷重指針・同解説、1993
- 3) National Building Code of Canada: 1985: Commentary B
- 4) K.Kasai, J.A.Munshi, B.F.Maison : ELEM7:Viscoelastic Element for PC-ANSR, Nat.Inf.Serv. for Eartq. Enfrf. (NISEE), Univ.of Calif. Berlkeley, CA, 1992

第 7 章

結論

第7章 結論

1.1 研究の成果

本論文において、得られた結論を要約すると、以下のようになる。

1. テンション構造システムの定義

テンション構造（張弦構造）をサブシステムレベル、部品レベル、材料レベルのヒエラルキーに沿って分解し、それぞれの要求性能項目を抽出・分析することによって、サブシステムとしての放物線張弦要素、部品レベルとしての高張力ロッドおよび接合部、材料レベルとしての各種高張力鋼材よりなるテンション構造システムとして定義した。定義されたテンション構造システムはスパン 60m程度までの屋根架構ないしガラス支持架構に要求される基本的な要求性能を満足していることが検証された。

2. サブシステムの構造特性

サブシステムとして定義された放物線張弦要素について非対称変形モードおよび面外変形モードに対する簡便な剛性評価式および耐力評価式の誘導を行った。これらの変形モードに対する剛性・耐力は幾何非線形問題となるが、テンション材の初期張力および張弦要素の形状により陽な評価式として表現でき、その妥当性を数値解析および実験によって確認した。このことによって、サブシステムとしての放物線張弦要素を等価な線材要素として構造計画上取り扱うことが可能となり、また剛性・耐力上必要とされる形状・初期張力が容易に設定できるようになった。

3. サブシステムへの要求性能

放物線張弦要素を用いたテンション架構について試設計を行い、サブシステムへの要求性能を検証した。その結果、テンション構造に働く外乱として、再現期間 50 年および 500 年の風荷重・雪荷重・地震荷重（関東近辺）を設定し、再現期間 50 年の外乱に対し各部材を許容応力度一杯に設計した場合、再現期間 500 年の風荷重・雪荷重に対して部材要素としてのテンション材はほぼ終局耐力以下

に収まるが、短期許容耐力～終局耐力の高い応力下での低サイクル疲労性能を照査する必要があると考えられる。一方、再現期間 500 年の地震荷重に対しては各テンション材は終局耐力を超える可能性があるが、塑性率 2～4 程度迄の塑性変形能力または 10%程度の減衰があれば架構はテンション材の破断・倒壊に至らないレベルに留まると考えられる。

4. 部材要素の構造性能

部材レベルの構成要素であるテンション材および接合部について、代表的な接合部であるピンブロック形式の終局性能および疲労性能の把握を行った。この結果、テンションロッド定着部の疲労性能はネジの製造方法に大きく影響されること、ピンブロックの耐力はピンブロック外径/ピン径およびピンの偏心量により変化することが明らかになった。ピンブロックの耐力評価に関しては、これらのパラメータを用いて簡便な評価式の提案を行い、実験結果との整合性を確認した。総合すると、ピンブロックおよびロッドのネジ定着部については、適切な部品の設計式および製造方法を選択すれば 3%程度の塑性変形能力および短期許容応力度に対し 10^4 程度の疲労性能を確保することが可能であると考えられる。ただし、ネジで破壊する形式の定着部については、塑性変形能力がテンション材の全長に関係なくネジ部の絶対変形能力に依存するため、部材としての塑性変形能力の評価については注意が必要となる。

5. ばね付き粘(弾)性体による付加減衰要素

テンション構造に付加減衰を追加する試みとして、ばね付き粘弾性機構またはばね付き粘性機構などのテンション構造用ダンパーを提案した。ばね付き粘(弾)性機構はテンション材に直列に組み込むことによって初期張力を保持したまま減衰を付加することが可能であり、全体系は粘弾性体自身に比べ温度依存性が減少するという特長を有している。本研究では振動モードが限定された系に対し、粘弾性体剛性に対する内蔵ばね剛性、直列ストリングばね剛性、およびフレーム剛性の比率をパラメータに等価剛性および等価付加減衰効果を簡便に表現した評価式を提案し、その妥当性および応答低減効果を時刻歴応答解析等により検証した。また、ばね付き粘弾性機構を実際に製作し、振動実験を行うことによって理論値

通りの減衰を発揮することを確認した。このことによって、構造体に対する付加減衰機構の計画および地震応答低減効果を、数値解析に拠ることなく簡便に行える手法が提示された。

6. 実建物へのシステムの適用による検証

サブシステム・部材・材料レベルで定義・設計されたテンション構造システムを再構成し、ガラス支持架構、屋根架構等、3件の実際の国内プロジェクトに適用することより、その妥当性および施工性を検証した。実建物への適用を通じてサブシステムの剛性評価や、接合部の終局性能について、施工時実験等により提案した各評価式の値と良い対応を示すことを確認した。付加減衰機構に対しては1件で検討、1件で実際に製作・適用し、詳細な解析により5~7%の付加減衰を発揮することを検証した。3件のプロジェクトを通じて定義されたテンション構造システムはいずれも施工性・経済性・意匠性共に良好であり、部品レベルの性能をサブシステムにフィードバックすることにより再現期間500年程度の各外乱に対応した構造性能を有していることを確認した。これより、再構成されたテンション構造システムは我が国の自然条件に対応した形で成立していることが確認された。

7.2 今後の課題

今後、本論文で提案されたテンション構造システムの適用範囲をさらに汎用化するために、以下の点について明らかにしていくことが効果的と考える。

1. ライズのあるテンション屋根架構の地震応答性状

今回のスタディおよび適用プロジェクトで採用したテンション屋根架構はフラットなものが主体となっており、地震外乱に対する応答性状は比較的単純なものとなっている。しかしながら、ライズのある屋根架構においては、テンション構造に限らず水平入力に対する非対称振動モードが励起され、上下動を含む振動応答を生じることが知られている。放物線張弦要素を用いた屋根架構においては、対称モードに対し非対称モードの剛性が低く、非対称モードが1次モードを形成しているため、ライズのある屋根架構の場合には非対称振動の励起が顕著となる

ことが予想される。従って、ライズの大きな放物線要素を用いたテンション屋根架構の構造性能の評価においては、これらの応答性状を明らかにする必要がある。

2. 風荷重に対する付加減衰の効果

テンション構造に付加減衰機構を追加した場合の地震外乱に対する応答性状および応答低減効果については、5章においてほぼ明らかとなった。しかしながら、風応答に対する大スパン構造の減衰の効果については未だ明らかになっていない点も多く、現在、付加減衰機構を持たない通常の空間構造に対し、構造減衰および空力減衰の測定調査が行なわれている段階である。従って減衰機構を付加した場合の振動性状、特に固有振動数が低く空力不安定性を有する屋根架構に対する減衰付加効果については今後の課題とする。これらの効果が明確になれば、現在は剛性を無理に向上させて空力不安定性を回避している建物に関しても、付加減衰機構を設置することによって適切な剛性で架構を設定できるなど、設計の自由度が高まる可能性がある。

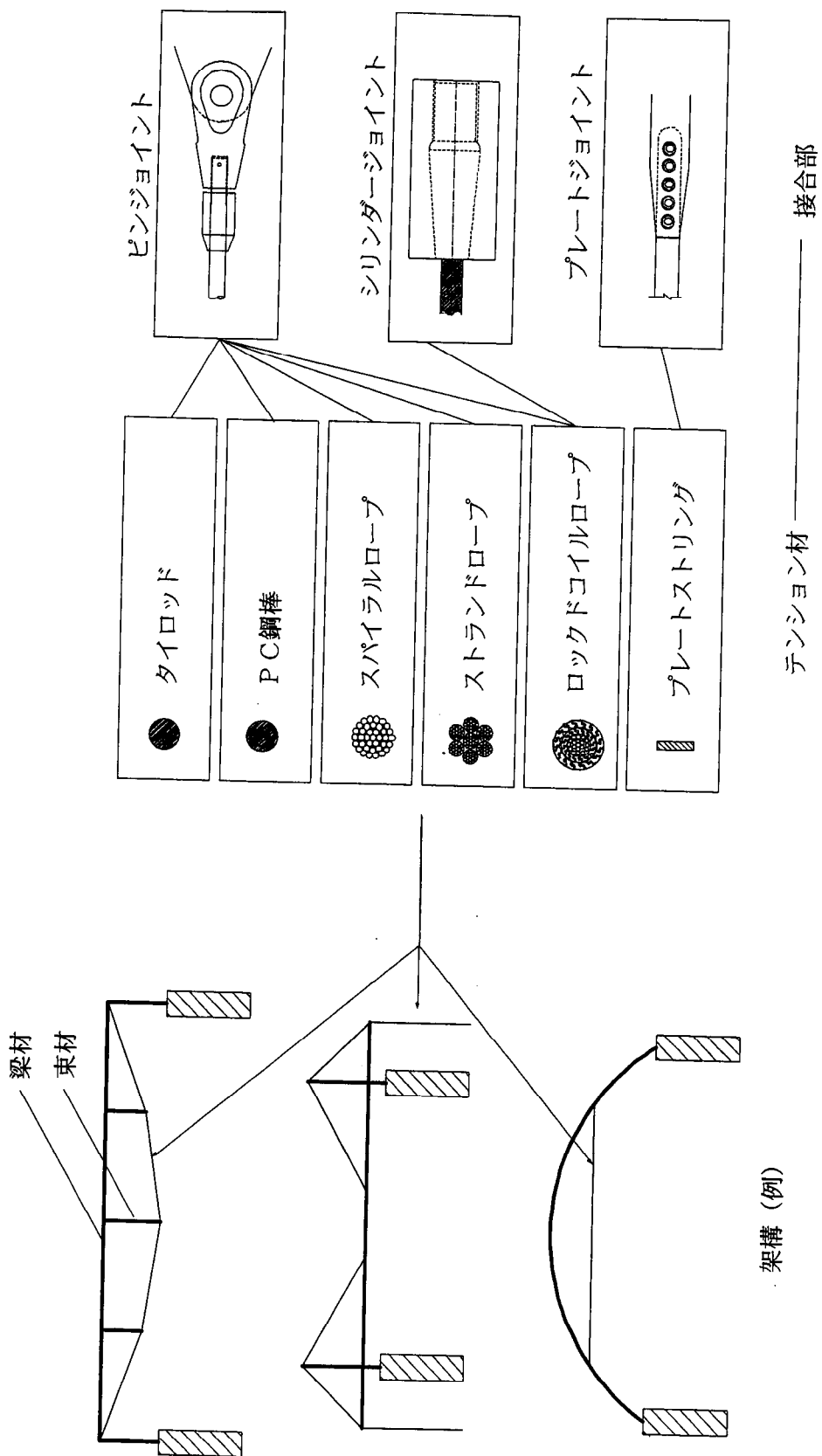
但し、風外乱に対する応答は構造の固有周期のみに依存せず、入力側に様々な振動数を含んでいる為、5章で提案したような振動数依存性のある付加減衰機構の効果は、単純な構造であっても同章で提案しているような一義的な減衰評価で捕捉しきれない場合も考えられ、その評価法についても合わせて研究する必要がある。

付録

- 付録 1. 建築用テンション構造システムの構成例
- 付録 2. テンション用鋼棒メートルネジ有効径の算出方法
- 付録 3. 粘弾性体モデルにおける各係数の誘導
- 付録 4. 論文中に引用した建物に関する諸元

付録 1. 建築用テンション構造システムの構成例

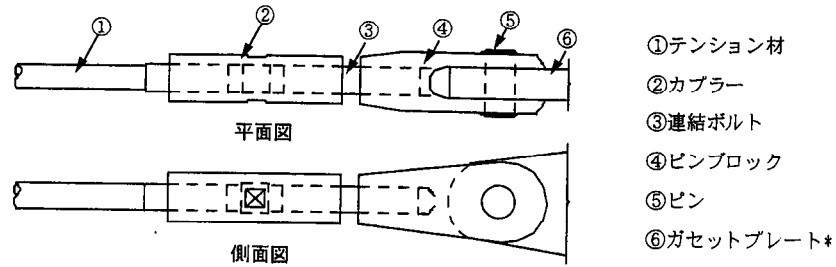
1.1 テンション構造システムの構成例



付図 1-1 テンションシステムの概要

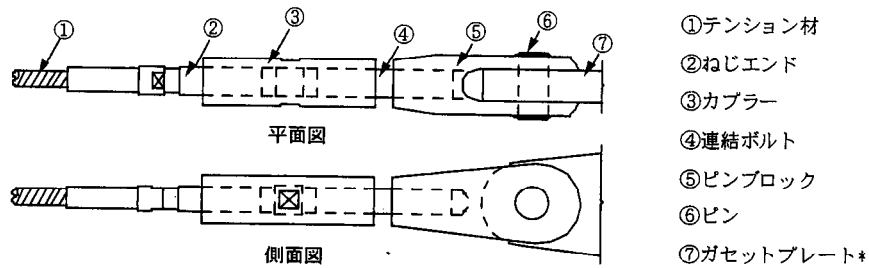
1. 2 構成する部品

テンションシステム用ターンバックルを構成する部品を図 1-1-2(a)～(d)に示す。



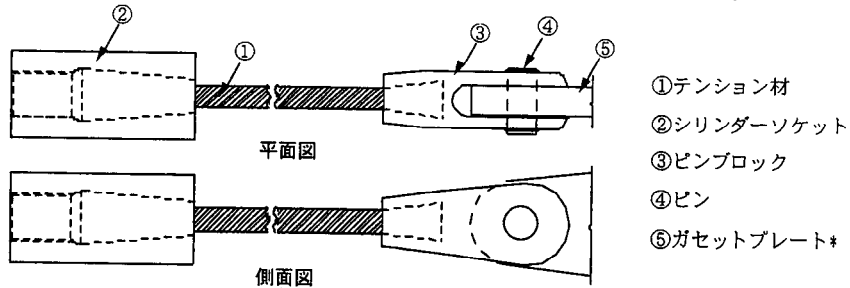
- ①テンション材
- ②カブラー
- ③連結ボルト
- ④ピンロック
- ⑤ピン
- ⑥ガセットプレート*

(a)タイロッド形式, PC 鋼棒形式



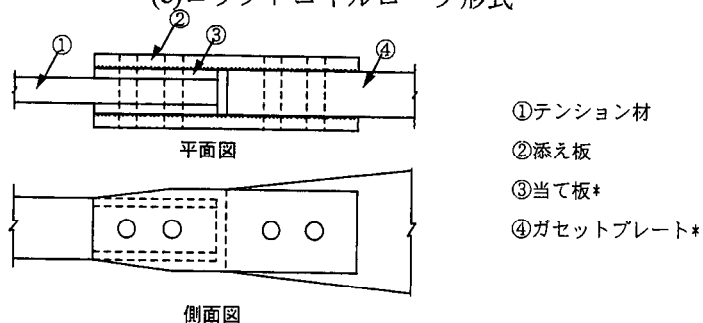
- ①テンション材
- ②ねじエンド
- ③カブラー
- ④連結ボルト
- ⑤ピンロック
- ⑥ピン
- ⑦ガセットプレート*

(b)スパイラルロープ形式, ストランドロープ形式



- ①テンション材
- ②シリンダーソケット
- ③ピンロック
- ④ピン
- ⑤ガセットプレート*

(c)ロックコイルロープ形式



- ①テンション材
- ②添え板
- ③当て板*
- ④ガセットプレート*

(d)プレートストリング形式

*) 各ガセットプレート及びプレートストリング形式の当て板は、隅肉溶接によってカバープレートを溶接する場合がある。

付図1-2 テンションシステム用ターンバックルを構成する部品

1. 3 機械的性質

テンションシステムを構成する部品の主たる機械的性質（降伏点または耐力・引張強度・伸び）の一覧を付表 1-1(a)～(f)に示す。スパイラルロープ形式・ストランドロープ形式およびロックドコイルロープ形式については、テンション材の径毎の破断荷重を付表 1-1(c)～(e)に示す。

付表1-1(a) 機械的性質（タイロッド形式）

部位	該当規格	仕様	降伏点または0.2% オフセット耐力(N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
テンション材	大臣認定品	690N/mm ² 級鋼	440以上	690-810	20以上
ピン	JIS G 4105	SCM440,SCM435	750以上	850以上	15以上
	JIS G 4052	SCM440H,SCM435H	750以上	850以上	15以上
ピンブロック	JIS G 4105	SCM440,SCM435	500以上	700以上	15以上
	JIS G 4052	SCM440H,SCM435H	500以上	700以上	15以上
カブラー	JIS G 4105	SCM440,SCM435	750以上	850以上	15以上
	JIS G 4052	SCM440H,SCM435H	750以上	850以上	15以上
ガセットプレート	JIS G 3106	SM490A	(該当規格による)	同左	同左
	JIS G 3136	SN490B	(該当規格による)	同左	同左
連結ボルト	大臣認定品	690N/mm ² 級鋼	440以上	690-810	20以上
	JIS G 4051	S45C(H)	490以上	690以上	17以上

付表1-1(b) 機械的性質（PC 鋼棒形式）

部位	該当規格	仕様	降伏点または0.2% オフセット耐力(N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
テンション材	JIS G 3109	B種1号	930以上	1080以上	5以上
ピン	JIS G 4105	SCM440,SCM435	750以上	850以上	15以上
	JIS G 4052	SCM440H,SCM435H	750以上	850以上	15以上
ピンブロック	JIS G 4105	SCM440,SCM435	500以上	700以上	15以上
	JIS G 4052	SCM440H,SCM435H	500以上	700以上	15以上
カブラー	JIS G 4105	SCM440,SCM435	750以上	850以上	15以上
	JIS G 4052	SCM440H,SCM435H	750以上	850以上	15以上
ガセットプレート	JIS G 3106	SM490A	(該当規格による)	同左	同左
	JIS G 3136	SN490B	(該当規格による)	同左	同左
連結ボルト	JIS G 3109	B種1号	930以上	1080以上	5以上

付表1-1(c) 機械的性質 (スパイラルロープ形式)

部位	該当規格	仕様	降伏点または耐力 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
テンション材*1 (素線)	JSS II 04	ST1470	1080以上*3	1470-1720	3以上 4以上
ピン	JIS G 4051	S45C(H)	490以上*2	690以上	17以上
ピンブロック	JIS G 4051	S45C(N)	345以上*2	570以上	20以上
	JIS G 3106	SM490A相当	325以上*2	490以上	17以上
カブラー	JIS G 4051	S45C(N)	345以上*2	570以上	20以上
	JIS G 3106	SM490A相当	325以上*2	490以上	17以上
ガセットプレート	JIS G 3106	SM490A	(該当規格による)	同左	同左
	JIS G 3136	SN490B	(該当規格による)	同左	同左
連結ボルト	JIS G 4051	S45C(N)	345以上*2	570以上	20以上
ねじエンド	JIS G 4105	SCM415	422以上*2	539以上	30以上
	JIS G 4052	SCM415H	422以上*2	539以上	30以上

*1)テンション材の上段の値は素線径が2.80mm以下の場合、下段は2.80mmを超える場合

*2)降伏点または0.2%オフセット耐力 : *3)0.7%全伸び耐力

付表 1-1(d) 機械的性質 (ストランドロープ形式)

部位	該当規格	仕様	降伏点または耐力 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
テンション材*1 (素線)	JSS II 03	ST1470	1080以上*3	1470-1720	3以上 4以上
ピン	JIS G 4051	S45C(H)	490以上*2	690以上	17以上
ピンブロック	JIS G 4051	S45C(N)	345以上*2	570以上	20以上
	JIS G 3106	SM490A相当	325以上*2	490以上	17以上
カブラー	JIS G 4051	S45C(N)	345以上*2	570以上	20以上
	JIS G 3106	SM490A相当	325以上*2	490以上	17以上
ガセットプレート	JIS G 3106	SM490A	(該当規格による)	同左	同左
	JIS G 3136	SN490B	(該当規格による)	同左	同左
連結ボルト	JIS G 4051	S45C(N)	345以上*2	570以上	20以上
ねじエンド	JIS G 4105	SCM415	422以上*2	539以上	30以上
	JIS G 4052	SCM415H	422以上*2	539以上	30以上

*1)テンション材の上段の値は素線径が2.80mm以下の場合、下段は2.80mmを超える場合

*2)降伏点または0.2%オフセット耐力 : *3)0.7%全伸び耐力

付表 1-1(e) 機械的性質 (ロックドコイルロープ形式)

部位	該当規格	仕様	降伏点または0.2% オフセット耐力(N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
テンション材(素線) Z線 丸線*1	DIN779	—	—	1570-1830	—
	DIN2078	—	—	1570-1830 (-1960)	—
ピン*2	DIN EN 10083	34CrNiMo6V	800以上 700以上	1000-1200 900-1100	11以上 12以上
ピンブロック	SEW520	G-18NiMoCr3 6	700以上	830-980	12以上
シリンダー	SEW520	G-18NiMoCr3 6	700以上	830-980	12以上
	DIN EN 10083*3	34CrNiMo6V	700以上 600以上	900-1100 800-1000	12以上 13以上
ガセットプレート	JIS G 3106	SM490A	(該当規格による)	同左	同左
	JIS G 3136	SN490B	(該当規格による)	同左	同左

*1)テンション材丸線の引張強度上限値は、ワイヤ径が0.20mm以上0.50mm未満の場合は1960、0.50mm以上1.00mm未満の場合は1920、1.00mm以上1.50mm未満の場合は1900、1.50mm以上2.00mm未満の場合は1860、2.00mm以上の場合は1830

*2)ピンの上段の値は径が100mm以下の場合、下段は100mmを超えて160mm以下の場合

*3)シリンダーの上段の値は径が160mm以下の場合、下段は160mmを超えて250mm以下の場合

付表 1-1(f) 機械的性質 (プレートストリング形式)

部位	該当規格	仕様	降伏点または0.2% オフセット耐力(N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
テンション材*1	大臣認定品	SA440B	440-540	590-740	20以上 26以上
高力ボルト	JIS B 1186	F10T	900以上	1000-1200	14以上
	JSS II 09-1981	S10T	900以上	1000-1200	14以上
あて板	JIS G 3106	SM490A	(該当規格による)	同左	同左
添え板	大臣認定品	HFPL-PW	1100以上	1600以上	—
ガセットプレート	JIS G 3106	SM490A	(該当規格による)	同左	同左
	JIS G 3136	SN490B	(該当規格による)	同左	同左

*1)テンション材の上段の値は4号試験片の場合、下段は5号試験片の場合

付表 1-1(c') 破断荷重 (スパイラルロ-フ形式)

構成	径 (mm)	破断荷重 kN (tf)
1X19	14	161 (16.4)
	16	210 (21.4)
	18	265 (27.1)
	20	328 (33.5)
1X37	22.4	407 (41.5)
	25	507 (51.7)
	28	636 (64.8)
	30	730 (74.4)
	31.5	805 (82.1)
1X61	33.5	910 (92.8)
	35.5	1,020 (104)
	40	1,290 (132)
	45	1,630 (167)

付表 1-1(d') 破断荷重 (スラットロ-フ形式)

構成	径 (mm)	破断荷重 kN (tf)
7×7	14	126 (12.9)
	16	165 (16.8)
	18	209 (21.3)
	20	258 (26.3)
	22.4	323 (33.0)
	25	403 (41.1)
	28	505 (51.5)
	30	580 (59.1)
	31.5	639 (65.2)
	33.5	723 (73.7)

付表 1-1(e') 破断荷重 (ロケットコイルロ-フ形式)

構成	径 (mm)	破断荷重 kN (tf)
VVS-2	26	644 (65.7)
	28	747 (76.2)
	30	858 (87.6)
	32	976 (100)
	34	1,100 (112)
	36	1,230 (126)
	38	1,380 (141)
	40	1,520 (155)
	42	1,680 (171)
	44	1,840 (188)
	47	2,110 (215)
VVS-3	50	2,380 (243)
	54	2,910 (297)
	57	3,240 (331)
	60	3,590 (366)
	64	4,090 (417)
	67	4,480 (457)
	70	4,890 (499)
	74	5,470 (558)
	77	5,920 (604)

1. 4 化学成分

テンションシステムを構成する部品の化学成分（主要5元素）の一覧を付表 1-2(a)～(f)に示す。

付表 1-2(a) 化学成分（タイロッド形式） 単位：％

部位	該当規格	仕様	C	Si	Mn	P	S
テンション材	大臣認定品	690N/mm ² 級鋼	0.34-0.44	0.15-0.35	1.35-1.65	0.040以下	0.035以下
ピン ピンブロック カブラー	JIS G 4105	SCM440	0.38-0.43	0.15-0.35	0.60-0.85	0.030以下	0.030以下
	JIS G 4052	SCM440H	0.37-0.44	0.15-0.35	0.55-0.90	0.030以下	0.030以下
	JIS G 4105	SCM435	0.33-0.38	0.15-0.35	0.60-0.85	0.030以下	0.030以下
	JIS G 4052	SCM435H	0.32-0.39	0.15-0.35	0.55-0.90	0.030以下	0.030以下
ガセットプレート	JIS G 3106	SM490A	0.20以下	0.55以下	1.60以下	0.035以下	0.035以下
	JIS G 3136	SN490B	0.18以下	0.55以下	1.60以下	0.030以下	0.015以下
連結ボルト	大臣認定品	690N/mm ² 級鋼	0.34-0.44	0.15-0.35	1.35-1.65	0.040以下	0.035以下
	JIS G 4051	S45C	0.42-0.48	0.15-0.35	0.60-0.90	0.030以下	0.035以下

付表 1-2(b) 化学成分（PC 鋼棒形式） 単位：％

部位	該当規格	仕様	C	Si	Mn	P	S
テンション材	JIS G3109	B種1号	—	—	—	0.030以下	0.035以下
ピン ピンブロック カブラー	JIS G 4105	SCM440	0.38-0.43	0.15-0.35	0.60-0.85	0.030以下	0.030以下
	JIS G 4052	SCM440H	0.37-0.44	0.15-0.35	0.55-0.90	0.030以下	0.030以下
	JIS G 4105	SCM435	0.33-0.38	0.15-0.35	0.60-0.85	0.030以下	0.030以下
	JIS G 4052	SCM435H	0.32-0.39	0.15-0.35	0.55-0.90	0.030以下	0.030以下
ガセットプレート	JIS G 3106	SM490A	0.20以下	0.55以下	1.60以下	0.035以下	0.035以下
	JIS G 3136	SN490B	0.18以下	0.55以下	1.60以下	0.030以下	0.015以下
連結ボルト	JIS G3109	B種1号	—	—	—	0.030以下	0.035以下

付表 1-2(c) 化学成分（スパイラルロープ形式） 単位：％

部位	該当規格	仕様	C	Si	Mn	P	S
テンション材(素線)	JSS II 04	ST1470	0.59-0.86	0.12-0.35	0.30-0.90	0.030以下	0.030以下
ピン	JIS G 4051	S45C	0.42-0.48	0.15-0.35	0.60-0.90	0.030以下	0.035以下
ピンブロック カブラー	JIS G 4051	S45C	0.42-0.48	0.15-0.35	0.60-0.90	0.030以下	0.035以下
	JIS G 3106	SM490A相当	0.20以下	0.55以下	1.60以下	0.035以下	0.035以下
ガセットプレート	JIS G 3106	SM490A	0.20以下	0.55以下	1.60以下	0.035以下	0.035以下
	JIS G 3136	SN490B	0.18以下	0.55以下	1.60以下	0.030以下	0.015以下
連結ボルト	JIS G 4051	S45C	0.42-0.48	0.15-0.35	0.60-0.90	0.030以下	0.035以下
ねじエンド	JIS G 4105	SCM415	0.13-0.18	0.15-0.35	0.60-0.85	0.030以下	0.030以下
	JIS G 4052	SCM415H	0.12-0.18	0.15-0.35	0.55-0.90	0.030以下	0.030以下

付表1-2(d) 化学成分（ストランドロープ形式） 単位：％

部位	該当規格	仕様	C	Si	Mn	P	S
テンション材(素線)	JIS II 03	ST1470	0.59-0.86	0.12-0.35	0.30-0.90	0.030以下	0.030以下
ピン	JIS G 4051	S45C	0.42-0.48	0.15-0.35	0.60-0.90	0.030以下	0.035以下
ピンブロック	JIS G 4051	S45C	0.42-0.48	0.15-0.35	0.60-0.90	0.030以下	0.035以下
カブラー	JIS G 3106	SM490A相当	0.20以下	0.55以下	1.60以下	0.035以下	0.035以下
ガセットプレート	JIS G 3106	SM490A	0.20以下	0.55以下	1.60以下	0.035以下	0.035以下
	JIS G 3136	SN490B	0.18以下	0.55以下	1.60以下	0.030以下	0.015以下
連結ボルト	JIS G 4051	S45C	0.42-0.48	0.15-0.35	0.60-0.90	0.030以下	0.035以下
ねじエンド	JIS G 4105	SCM415	0.13-0.18	0.15-0.35	0.60-0.85	0.030以下	0.030以下
	JIS G 4052	SCM415H	0.12-0.18	0.15-0.35	0.55-0.90	0.030以下	0.030以下

付表1-2(e) 化学成分（ロックドコイルロープ形式） 単位：％

部位	該当規格	仕様	C	Si	Mn	P	S
テンション材*1 Z線	DIN779	C82D*1	0.80-0.85	0.10-0.30	0.50-0.80	0.035以下	0.035以下
(素線) 丸線	DIN2078	C82D*1	0.80-0.85	0.10-0.30	0.50-0.80	0.035以下	0.035以下
ピン	DIN EN 10083	34CrNiMo6V	0.30-0.38	0.40以下	0.60-0.90	0.035以下	0.035以下
ピンブロック	SEW520	G-18NiMoCr3 6	0.17-0.22	0.60以下	0.80-1.20	0.020以下	0.015以下
シリンドー							
ガセットプレート	JIS G 3106	SM490A	0.20以下	0.55以下	1.60以下	0.035以下	0.035以下
	JIS G 3136	SN490B	0.18以下	0.55以下	1.60以下	0.030以下	0.015以下

*1)テンション材の化学成分はC82Dの場合。その他は添付資料2に示す。

付表1-2(f) 化学成分（プレートストリング形式） 単位：％

部位	該当規格	仕様	C	Si	Mn	P	S
テンション材	大臣認定品	SA440B	0.18以下	0.55以下	1.60以下	0.030以下	0.008以下
高力ボルト	JIS B 1186	F10T	—	—	—	—	—
	JIS II 09-1981	S10T	—	—	—	—	—
あて板	JIS G 3106	SM490A	0.20以下	0.55以下	1.60以下	0.035以下	0.035以下
添え板	大臣認定品	HFPL-PW	0.25-0.35	0.40以下	1.00以下	0.015以下	0.005以下
ガセットプレート	JIS G 3106	SM490A	0.20以下	0.55以下	1.60以下	0.035以下	0.035以下
	JIS G 3136	SN490B	0.18以下	0.55以下	1.60以下	0.030以下	0.015以下

1. 5 基本特性

テンションシステムにおける部品レベルのセット(テンション材+接合部)の設計耐力一覧を付表 1-3(a)~(f)に示す。同表中の設計荷重が通常部材の短期許容応力度に相当する。ただし、これらの荷重に対する永久変形は、テンション材長さの 0.5%以内となることを確認する。

付表 1-3(a) 設計耐力 (タイロッド形式)

タイロッド形式 (材質: 690N/mm ² 級鋼)		
弾性係数 E=205kN/mm ²		
JIS A 5541により, 保証荷重=テンション材の短期許容応力 (440N/mm ²) とする。		
引張荷重=保証荷重×1.5 (=終局時軸力) とする。		
径 (mm)	保証荷重 (短期許容軸力) kN (t f)	引張荷重 (終局時軸力) kN (t f)
φ 25	215 (22.0)	324 (33.1)
φ 28	270 (27.6)	406 (41.5)
φ 32	353 (36.0)	531 (54.2)
φ 38	498 (50.8)	749 (76.4)
φ 42	609 (62.1)	914 (93.3)
φ 46	731 (74.5)	1,097 (111.9)
φ 50	864 (88.1)	1,296 (132.2)
φ 55	1,045 (106.6)	1,568 (160.0)
φ 60	1,243 (126.8)	1,866 (190.4)
φ 65	1,460 (149.0)	2,190 (223.5)
φ 70	1,693 (172.6)	2,540 (259.2)
φ 80	2,212 (225.7)	3,318 (338.5)
φ 90	2,799 (285.4)	4,199 (428.4)

付表1-3(b) 設計耐力 (P C鋼棒形式)

P C鋼棒形式 (材質: JIS3109種1号 SBPR930/1080)		
弾性係数 E=205kN/mm ²		
JIS A 5541により, 保証荷重=テンション材の短期許容応力 (648N/mm ²) とする。		
引張荷重=保証荷重×1.5 (=終局時軸力) とする。		
径 (mm)	保証荷重 (短期許容軸力) kN (t f)	引張荷重 (終局時軸力) kN (t f)
φ 13	85 (8.7)	129 (13.2)
φ 15	114 (11.6)	172 (17.5)
φ 17	147 (14.9)	221 (22.5)
φ 19	183 (18.7)	276 (28.1)
φ 21	224 (22.8)	337 (34.4)
φ 23	269 (27.4)	404 (41.2)
φ 26	344 (35.0)	516 (52.7)
φ 29	428 (43.6)	642 (65.5)
φ 32	521 (53.1)	782 (79.8)
φ 36	659 (67.2)	989 (101)
φ 40	814 (83.0)	1,221 (125)

付表 1-3(c) 設計耐力 (スパイラルロープ形式)

スパイラルロープ形式 (材質: JSS II 04 ST1470)			
弾性係数 E=157kN/mm ²			
JIS A 5541により, 保証荷重=テンション材の短期許容引張力とする。			
ここで, テンション材の短期許容引張力=長期許容引張力×1.35			
長期許容引張力=テンション材の破断荷重×1/3			
引張荷重=保証荷重×1.5 (=終局時軸力) とする。			
構成	径 (mm)	保証荷重 (短期許容引張力) kN (t f)	引張荷重 (終局時軸力) kN (t f)
1X19	14	72 (7.3)	110 (11.2)
	16	94 (9.6)	141 (14.4)
	18	119 (12.1)	179 (18.2)
	20	147 (15.0)	221 (22.5)
1X37	22.4	183 (18.6)	275 (28.0)
	25	228 (23.2)	342 (34.9)
	28	286 (29.1)	429 (43.8)
	30	328 (33.4)	492 (50.2)
	31.5	362 (36.9)	543 (55.4)
	33.5	409 (41.7)	614 (62.6)
1X61	35.5	459 (46.8)	689 (70.3)
	40	581 (59.2)	871 (88.9)
	45	734 (74.8)	1,100 (112)

付表 1-3(d) 設計耐力 (ストランドロープ形式)

ストランドロープ形式 (材質: JSS II 03 ST1470)			
弾性係数 E=137kN/mm ²			
JIS A 5541により, 保証荷重=テンション材の短期許容引張力とする。			
ここで, テンション材の短期許容引張力=長期許容引張力×1.35			
長期許容引張力=テンション材の破断荷重×1/3			
引張荷重=保証荷重×1.5 (=終局時軸力) とする。			
構成	径 (mm)	保証荷重 (短期許容引張力) kN (t f)	引張荷重 (終局時軸力) kN (t f)
7×7	14	56 (5.8)	84 (8.6)
	16	74 (7.5)	111 (11.3)
	18	94 (9.5)	141 (14.4)
	20	116 (11.8)	174 (17.8)
	22.4	145 (14.8)	218 (22.2)
	25	181 (18.4)	272 (27.7)
	28	227 (23.1)	341 (34.7)
	30	261 (26.5)	392 (39.9)
	31.5	287 (29.3)	431 (43.9)
	33.5	325 (33.2)	488 (49.7)

付表1-3(e) 設計耐力 (ロックドコイルロープ形式)

ロックドコイルロープ形式 (材質: DIN779, DIN2078)			
弾性係数 E=160kN/mm ²			
JIS A 5541により, 保証荷重=テンション材の短期許容引張力とする。			
ここで, テンション材の短期許容引張力=長期許容引張力×1.35			
長期許容引張力=テンション材の破断荷重×1/3			
引張荷重=保証荷重×1.5 (=終局時軸力) とする。			
構成	径 (mm)	保証荷重 (短期許容引張力) kN (tf)	引張荷重 (終局時軸力) kN (tf)
VVS-2	26	290 (29.6)	435 (44.4)
	28	336 (34.3)	504 (51.5)
	30	386 (39.4)	579 (59.1)
	32	439 (44.8)	659 (67.2)
	34	495 (50.5)	743 (75.8)
	36	554 (56.5)	830 (84.7)
	38	621 (63.4)	932 (95.1)
	40	684 (69.8)	1,030 (105)
	42	756 (77.1)	1,130 (116)
	44	828 (84.5)	1,240 (127)
VVS-3	47	950 (96.9)	1,420 (145)
	50	1,070 (109)	1,605 (164)
	54	1,300 (133)	1,950 (199)
	57	1,450 (148)	2,175 (222)
	60	1,600 (163)	2,400 (245)
	64	1,830 (187)	2,745 (280)
	67	2,010 (205)	3,015 (308)
	70	2,200 (224)	3,300 (337)
	74	2,450 (250)	3,675 (375)
	77	2,650 (270)	3,975 (406)

付表1-3(f) 設計耐力 (プレートストリング形式)

プレートストリング形式 (材質: SA440B)			
弾性係数 E=205kN/mm ²			
JIS A 5541により, 保証荷重=テンション材の短期許容応力 (440N/mm ²) とする。			
引張荷重=保証荷重×1.1 (=終局時軸力) とする。			
板厚 (mm)	幅 (mm)	保証荷重 (短期許容引張力) kN (tf)	引張荷重 (終局時軸力) kN (tf)
19	60	318 (32.4)	477 (48.7)
	80	485 (49.4)	728 (74.2)
22	60	368 (37.5)	552 (56.3)
	80	561 (57.2)	842 (85.9)
25	80	616 (62.8)	924 (94.3)
	120	1,056 (107.7)	1,584 (161.6)
29	80	715 (72.9)	1,073 (109.4)
	120	1,225 (125.0)	1,838 (187.5)
36	80	887 (90.5)	1,331 (135.8)
	120	1,521 (155.2)	2,282 (232.8)

1. 6 接合部形状・寸法

テンションシステムを構成する接合部周辺の形状・寸法の基準値の一覧を以下に示す。部品の形状・寸法は添付図を確保するものとし、下記に示すとおり安全側となる設計寸法は可とする。

□安全側となる設計寸法（寸法の記号は添付1の表の寸法記号に対応）

1) タイロッド形式、PC鋼棒形式、スパイラルロープ形式、及びストランドロープ形式

・ L_1 、 L_2 、 L_3 、 D_1 、 D_2 、 t 、 D 、 D_p 、 T_{g1} 、 W_G 、 T_{g2} 、 L_C 、及び D_C

表中の値以上の設計寸法を可とする。

・ T_0-2t 及びピン穴径

表中の値以下の設計寸法を可とする。

2) ロックドコイルロープ形式

・ d_B 、 D_1 、 D_2 、 t 、 L_1 、 ϕD_1 、 T_{g1} 、 W_G 、 T_{g2} 、 ϕD_{C1} 、及び L_C

表中の値以上の設計寸法を可とする。

・ T_1 、 ϕD_2 、 ϕD_{C2} 、及びピン穴径

表中の値以下の設計寸法を可とする。

3) プレートストリング形式

・ t_p 、 t_s 、 L_1 、 L_2 、 B 、 D 、及び t_g

表中の値以上の設計寸法を可とする。

(2) 形状・寸法の許容値

テンションシステム用ターンバックルを構成する部品の許容寸法一覧を表1-1-4(a)-(i)に示す。

テンション材および接合部の設計

接合部形状・寸法の基準値は以下の設計式を満足する様に設計を行う。

テンション材の設計

長期 $P_a \leq N_a$

短期 $P_d \leq N_d$

P_a : 長期軸力

N_r : 保証荷重

P_d : 短期軸力

$= \min.F_r \times A_r$

N_a : 長期許容引張力

$\min.F_r$: ロッドの最小降伏点

N_d : 短期許容引張力

A_r : ロッドの軸断面積

	長期 : N_a	短期 : N_d
許容軸力 (引張)	$N_r / 1.5$	N_r

接合部の設計

保有耐力接合として設計するものとし、以下に従って設計する。

(1) 設計用軸力

短期許容軸力

$N_d = N_r = \min.F_r \times A_r$

A_r : ロッドの断面積

終局時軸力

$N_u = N_d \times 1.5$

(2) ピンの設計

短期許容曲げ応力

$Z \times F_p \times 1.5 / 1.1 \times 8 / T_o > N_d$

短期許容せん断応力

$2A_p \times F_p / \sqrt{3} > N_d$

終局時曲げ応力

$Z_p \times F_p \times 1.1 \times 8 / T_o > N_u$

終局時せん断応力

$2A_p \times \sigma_{up} / \sqrt{3} > N_u$

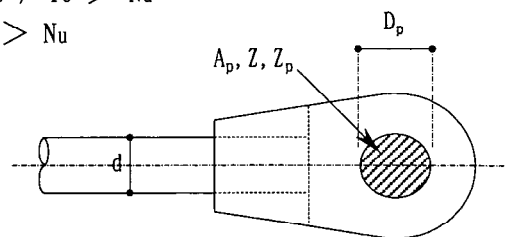
D_p : ピンの外径

A_p : ピンの断面積 = $D_p^2 \pi / 4$

Z : ピンの断面係数 = $D_p^3 \pi / 32$

Z_p : ピンの塑性断面係数 = $D_p^3 / 6$

T_o : フォークエンドの全厚



(3) ピンブロックの設計

短期許容引張応力

$A_{b45} \times F_b / \sqrt{2} > N_d$

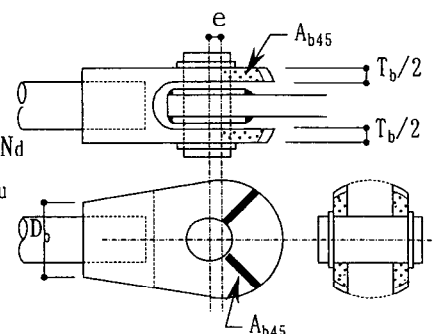
短期許容支圧応力

$T_b \times D_p \times F_b \times 1.5 / 1.1 > N_d$

終局時引張応力

$A_{b45} \times \sigma_{ub} / \sqrt{2} > N_u$

A_{b45} : フォークエンド45° 方向断面積



(4) ガセットプレートの設計

短期許容引張応力 $A_{g45} \times F_g / \sqrt{2} > N_d$

短期許容支圧応力 $(T_g \times D_p) \times F_g \times 1.5 / 1.1 > N_d$

終局時引張応力 $A_{g45} \times \sigma_{ug} / \sqrt{2} > N_u$

添板溶接部短期許容引張応力 $L_{sp} \times a \times f_s > Q$

A_{g45} : ガセットプレート45° 方向断面積

T_g : ガセットプレート合計板厚

Q : 添板1枚負担引張応力

$= N_d \times (T_{g2} / T_g)$

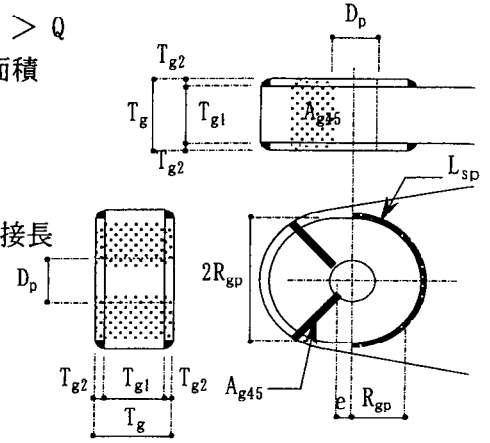
L_{sp} : 添板部負担許容引張応力伝達溶接長

$= \pi \times R_{gp}$

a : 溶接のど厚

f_s : 溶接部許容せん断応力度

$= F_g / (1.5\sqrt{3}) \times 1.5$



(5) 最小定着ネジ長さの設計 (ねじ仕様はタイロッド標準による)

ピンブロック部終局時せん断応力 $0.45 \times \pi D_1 L_{nb} F_{sb} / \sqrt{3} > N_u$

カプラー部終局時せん断応力 $0.45 \times \pi D_1 L_{nc} F_{sc} / \sqrt{3} > N_u$

F_{sb} : ピンブロック部ねじ周り最小F値 = $\min(F_r, F_b)$

F_{sc} : カプラー部ねじ周り最小F値 = $\min(F_r, F_c)$

L_{nb} : ピンブロック側最小定着ねじ長さ (= $2d$ を標準とする)

L_{nc} : カプラー側最小定着ねじ長さ (= $1.5D_s + 2\text{mm}$ を標準とする)

D_s : ねじ呼径

D_1 : おねじ谷径

(6) カプラーの設計

短期許容引張応力 $A_c \times F_c > N_d$

終局時引張応力 $A_c \times \sigma_{uc} > N_u$

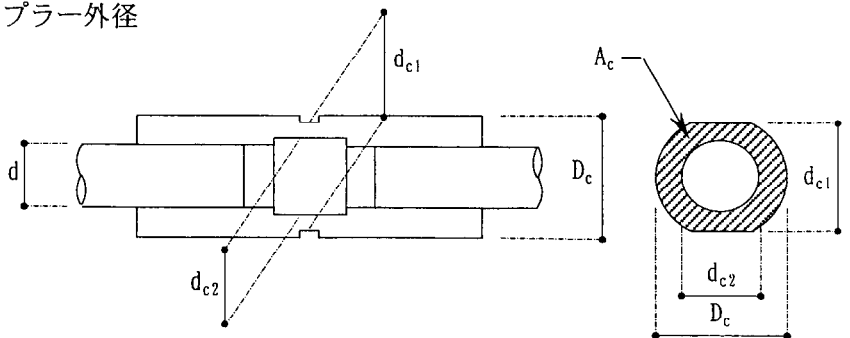
口開きチェック ・ ピンブロック部 $\pi \tan 60^\circ L_{nb} D_s \frac{D_b^2 - D_s^2}{D_b^2 + D_s^2} F_b > N_u$

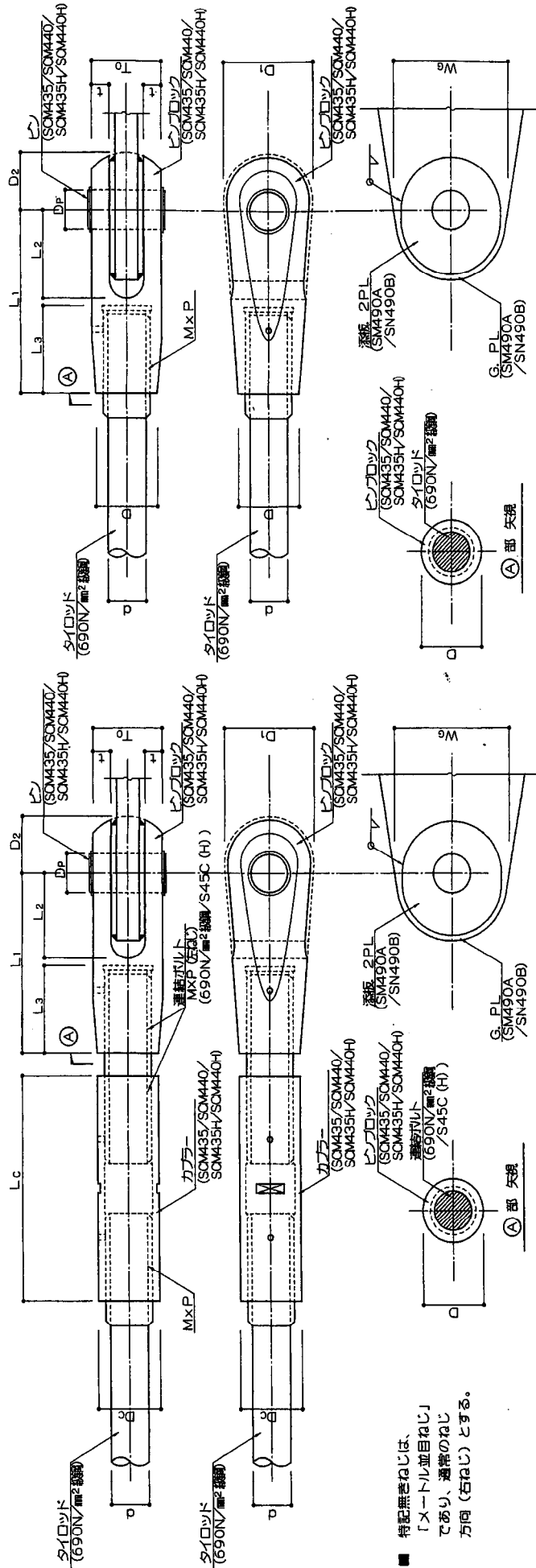
・ カプラー部 $\pi \tan 60^\circ L_{nc} D_s \frac{D_c^2 - D_s^2}{D_c^2 + D_s^2} F_c > N_u$

D_b : ピンブロック端部外径

A_c : カプラー最小断面積

D_c : カプラー外径



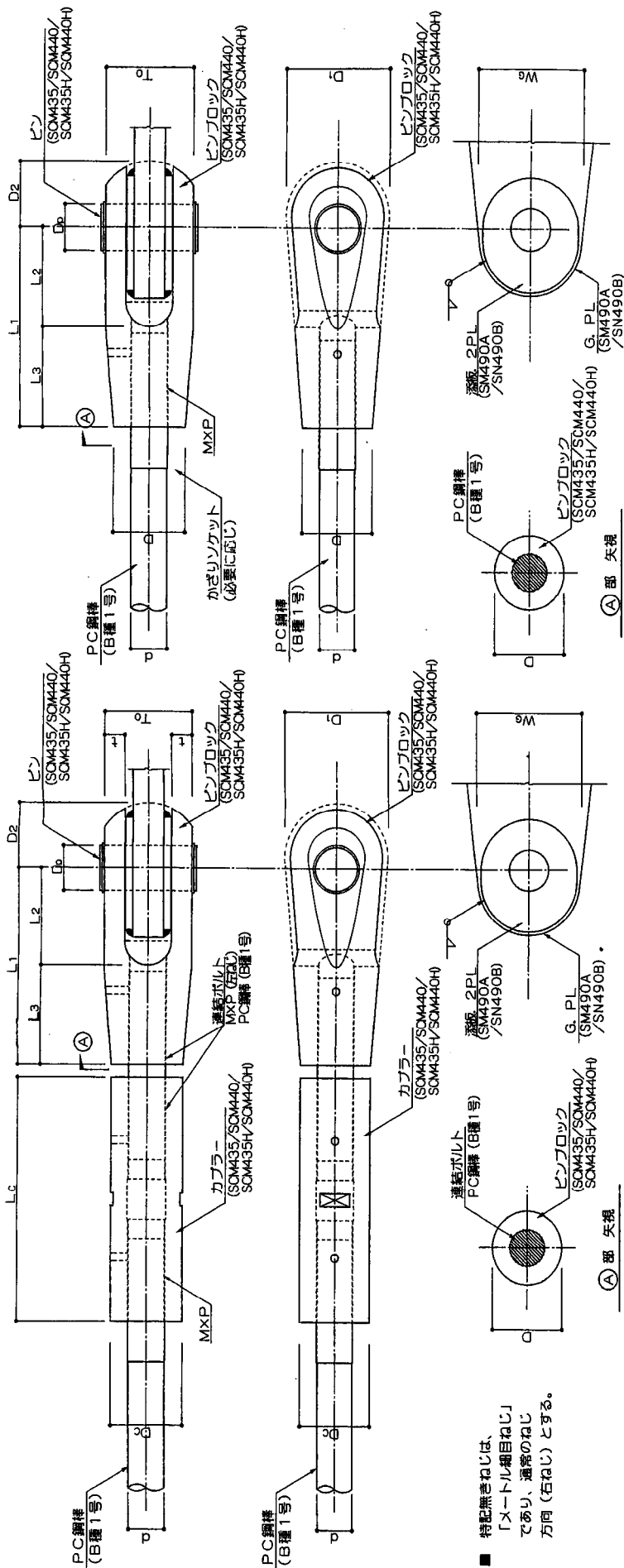


径 d	ロッド		ピンブロック										ピン			ガセットプレート			カバー	
	M(サイズ)	ねじ P(ピッチ)	L ₁	L ₂	ねじ長さ L ₃	幅 D ₁	先端部長さ D ₂	全厚 T ₀	G. PL. 差込部厚 t	最小端径 D	径 D _p	G. PL. 厚 T _{g1}	幅 % _g	添板厚 T _{g2}	全長 L _c	外径 D _c				
25	30	x 3.5	120	59	55	60	36	50	12	42	25	74 以上	0	143	42					
28	33	x 3.5	132	65.5	62	68	41	55	13	46	28	82 以上	0	158	46					
32	39	x 4.0	148	72.5	71	76	46	62	16.5	52	28	94 以上	0	186	52					
38	48	x 5.0	177	85	85	92	56	77	19.5	64	25	112 以上	6	225	64					
42	52	x 5.0	193	92	93	100	61	77	19.5	68	25	124 以上	6	245	68					
46	56	x 5.5	205	100	103	110	66	86	22	72	28	136 以上	6	263	72					
50	60	x 5.5	225	110	110	120	72	96	24	80	28	148 以上	9	281	80					
55	64	x 6.0	250	124	120	132	80	110	26	95	32	162 以上	12	299	95					
60	72	x 6.0 (細目ねじ)	275	135	132	144	87	120	29	100	36	178 以上	12	337	100					
65	76	x 6.0 (細目ねじ)	295.5	143	143	156	94	130	34	104	36	192 以上	12	355	104					
70	80	x 6.0 (細目ねじ)	321	157	153	168	102	140	35	120	36	208 以上	16	373	120					
80	90	x 6.0 (細目ねじ)	365	178	176	192	116	160	40	128	40	236 以上	19	419	128					
90	100	x 6.0 (細目ねじ)	408	201	195	216	131	180	45	150	50	266 以上	19	465	150					

単位: mm

※ ピンブロックのピン穴径は、ピン径+1mmとする。
 ※ ガセットプレートのピン穴径は、ピン径+1mmとする。

テンションシステム
 部材標準図
 タイロッド形式用ピンジョイント



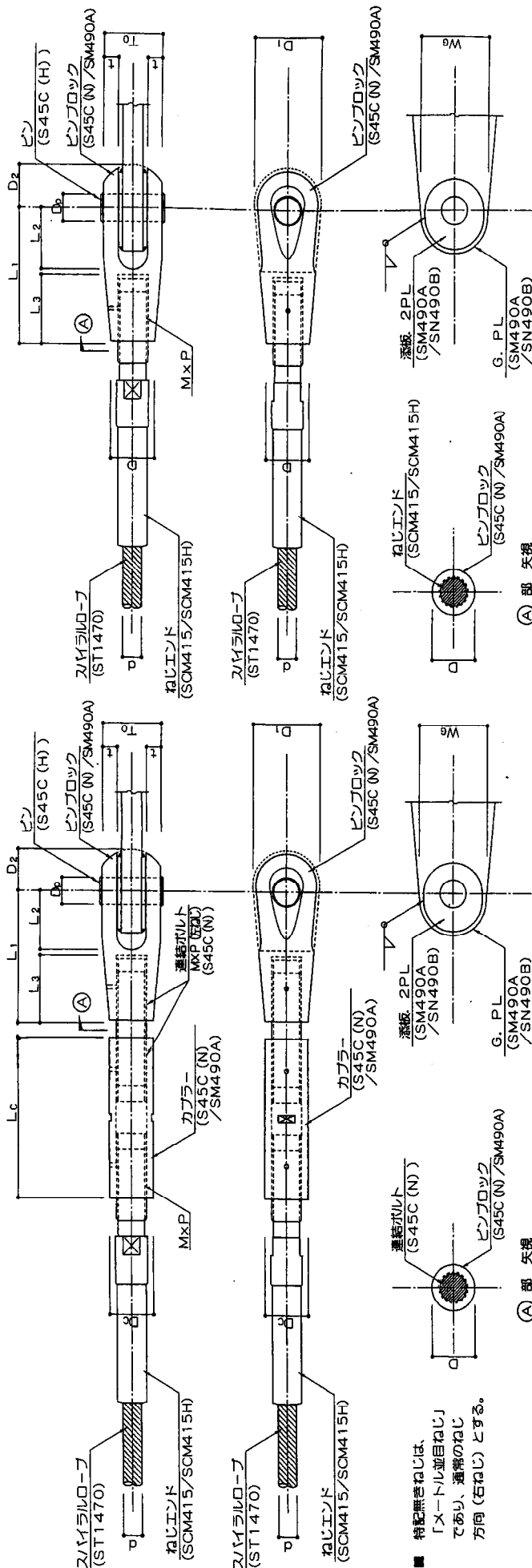
径 d	ねじ M(サイズ) x P(ピッチ)	ピンブロック					ガセットプレート				カラー			
		先端面長さ D ₂	幅 D ₁	L ₁	L ₂	L ₃	全厚 T ₀	G. PL. 差込部厚 t	最小端径 D	径 D _p	G. PL. 厚 T _{gi}	幅 W _g	添板厚 T _{g2}	全長 L _c
13	14 x 1.5	24	40	71	35.5	35.5	31	7	26	16	40 以上	0	93	26
15	16 x 1.5	27	44	80	38.5	41.5	36	9.5	30	16	44 以上	0	99	30
17	18 x 1.5	31	52	93	44	49	41	10.5	34	19	52 以上	0	115	34
19	20 x 1.5	34	56	102	48.5	53.5	46	11.5	38	22	56 以上	0	131	38
21	22 x 2.0	37	62	111	53	58	50	12	42	25	62 以上	0	137	42
23	24 x 2.0	41	68	125	58.5	66.5	55	13	46	28	68 以上	0	153	46
26	27 x 2.0	46	76	138	63.5	74.5	62	16.5	52	28	76 以上	0	174	52
29	30 x 2.0	52	86	155	71	84	70	16	58	25	86 以上	6	191	58
32	33 x 2.0	56	92	169	75	94	77	19.5	64	25	92 以上	6	212	64
36	38 x 3.0	63	104	192	84	108	86	22	72	28	104 以上	6	235	72
40	42 x 3.0	71	118	213	95	118	96	24	80	28	118 以上	9	257	80

単位：mm

※ ピンブロックのピン穴径は、ピン径+1mmとする。

※ ガセットプレートのピン穴径は、ピン径+1mmとする。

2
テンションシステム
部材標準図
PC鋼棒形式用ピンジョイント



■ 特配無きねじは、「メートル並目ねじ」であり、通常のねじ方向（右ねじ）とする。

構成	ロープ		ピンブロック										ガセットプレート				カラー	
	径 d	径 D ₀	ねじエンド M(サイズ) x P(ピッチ)	L ₁	ねじ長さ L ₃	幅 D ₁	先端部長さ D ₂	全厚 T ₀	G. PL 最小厚 t	最小端径 D	径 D _p	G. PL 厚 T _{g1}	幅 W _g	添板厚 T _{g2}	全長 L _c	外径 D _c		
1 x 19	14	22	2.5	90	46	52	31	44	11	33	20	19	52 以上	0	115	33		
	16	26	3.0	114	56.5	58	35	52	13.5	39	22	22	58 以上	0	142	39		
	18	28	3.0	109	56.5	66	40	56	14	42	25	25	66 以上	0	142	42		
	20	32	3.5	139	68.5	72	43	64	16	48	28	30	72 以上	0	172	48		
	22.4	34	4.0	150	74	80	48	68	17	51	31	32	80 以上	0	185	51		
1 x 37	25	38	4.0	160	80.5	92	55	76	19	57	35	36	92 以上	0	202	57		
	28	44	4.5	187	92.5	102	61	88	22	66	39	30	102 以上	6	232	66		
	30	46	4.5	182	92.5	110	66	92	23	69	42	32	110 以上	6	232	69		
	31.5	48	5.0	196	98	114	68	96	24	72	44	28	114 以上	9	245	72		
	33.5	52	5.0	213	106	122	73	104	26	78	47	32	122 以上	9	265	78		
1 x 61	35.5	54	5.5	230	114	130	78	108	27.5	81	50	32	130 以上	9	285	81		
	40	62	5.5	243	122	146	87	124	31	93	56	36	146 以上	12	305	93		
	45	70	6.0	276	138	164	98	140	35	105	63	36	164 以上	16	345	105		

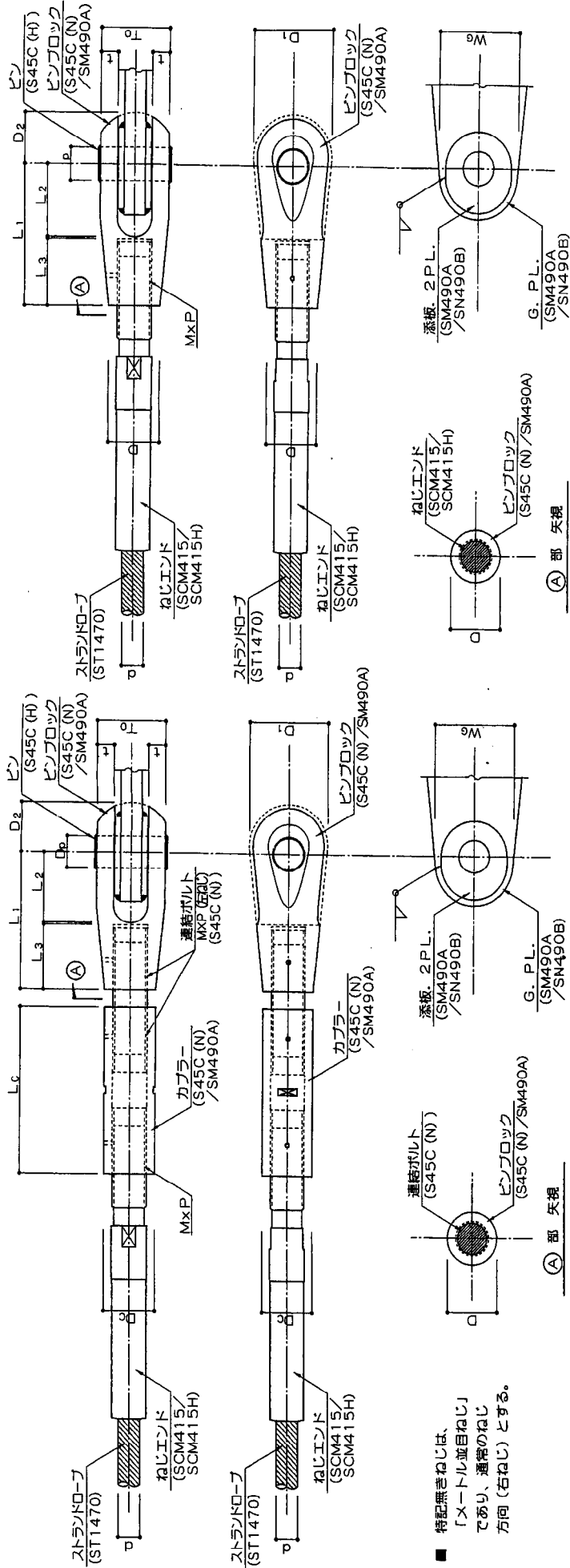
単位: mm

2001.01.16

テンションシステム
部材標準図
スパイラルロープ形式用ピンジョイント

□ 本標準図に示す部材の寸法は、「耐震プレースとして使用する場合」には、適用できない。その場合には、別途設計して寸法を定めること。

* ピンブロックのピン穴径は、ピン径 + 1mm とする。
* ガセットプレートのピン穴径は、ピン径 + 1mm とする。



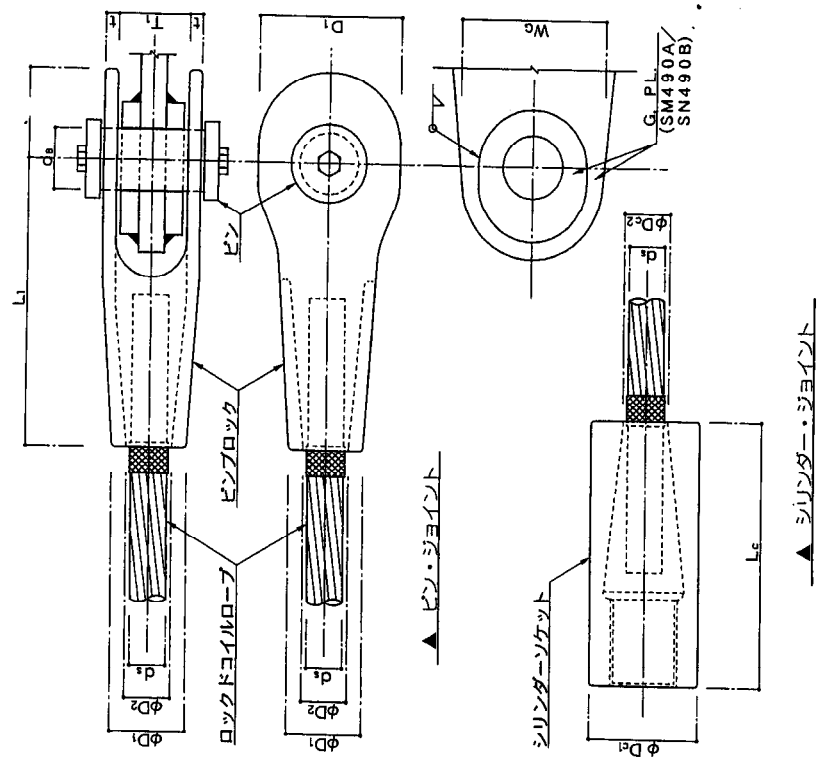
構成	ロープ		ピンブロック							ケーブルプレート				ケーブル		
	径 d	径 D ₀ M(サイズ) × P(ピッチ)	L ₁	L ₂	ねじ長さ L ₃	幅 D ₁	先端部長さ D ₂	全厚 T ₀	G.P.L. 添板厚 t	最小端径 D	径 D _p	G.P.L. 厚 T _{g1}	幅 M _g	添板厚 T _{g2}	全長 L _c	外径 D _c
7 × 7	14	22 × 2.5	86	44	42	52	31	44	11	33	20	19	52 以上	0	107	33
	16	27 × 3.0	109	48.5	51.5	58	35	52	13.5	39	22	22	58 以上	0	132	39
	18	27 × 3.0	104	55	51.5	66	40	56	14	42	25	25	66 以上	0	132	42
	20	33 × 3.5	132	62	62.5	72	43	64	16	48	28	30	72 以上	0	160	48
	22.4	36 × 4.0	143	68	67	80	48	68	17	51	31	32	80 以上	0	171	51
	25	39 × 4.0	152	77	73.5	92	55	76	19	57	35	36	92 以上	0	188	57
	28	45 × 4.5	178	86	83.5	102	61	88	22	66	39	30	102 以上	6	214	66
	30	45 × 4.5	173	92	83.5	110	66	92	23	69	42	32	110 以上	6	214	69
	31.5	48 × 5.0	187	97	89	114	68	96	24	72	44	28	114 以上	9	227	72
	33.5	52 × 5.0	203	104	96	122	73	104	26	78	47	32	122 以上	9	245	78

単位：mm
2001.01.16

※ ピンブロックのピン径は、ピン径 + 1mm とする。
※ ケーブルプレートのピン径は、ピン径 + 1mm とする。

□ 本標準図に示す部材の寸法は、「耐震ブレースとして使用する場合」には、適用できない。その場合は、別途設計して寸法を定めること。

デモンストラティブシステム
部材標準図
ストランドロープ形式用ピンジョイント



A-19

□ 材質

■ ピンジョイント

該当規格	仕様
DIN EN 10083	34CrNiMo6V
SEW 520	G-18NiMoCr36

■ シリンダージョイント

該当規格	仕様
SEW 520	G-18NiMoCr36
DIN EN 10083	34CrNiMo6V

ロープ		Joint Size	ピン		ピンブロック						ガセットプレート				シリンダーソケット		
Type	径 d_s		径 d_p	幅 b_1	先端部長さ D_2	T_1	t	L_1	端部径 ϕD_1	ϕD_2	G.P.L. 厚 T_{g1}	幅 W_g	添板厚 T_{g2}	外径 ϕD_{o1}	径 ϕD_{o2}	全長 L_c	
WS-2	26	030	54	135	83	66	12	255	69	42	36	135以上	12	110	42	235	
	28																
	30																
	32																
	34																
	36																
	38																
	40																
	42																
	44																
WS-3	47	040	64	160	98	77	14	295	81	49	36	160以上	19	125	49	270	
	50																
	54																
	57																
	60																
	64																
	67																
	70																
	74																
	77																

単位：mm

※ ピンブロックのピン穴径は、ピン径+3mmとする。

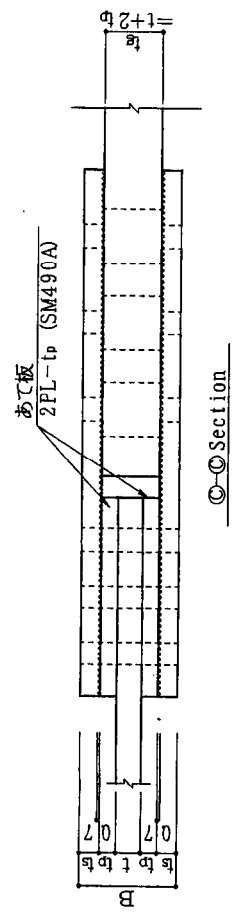
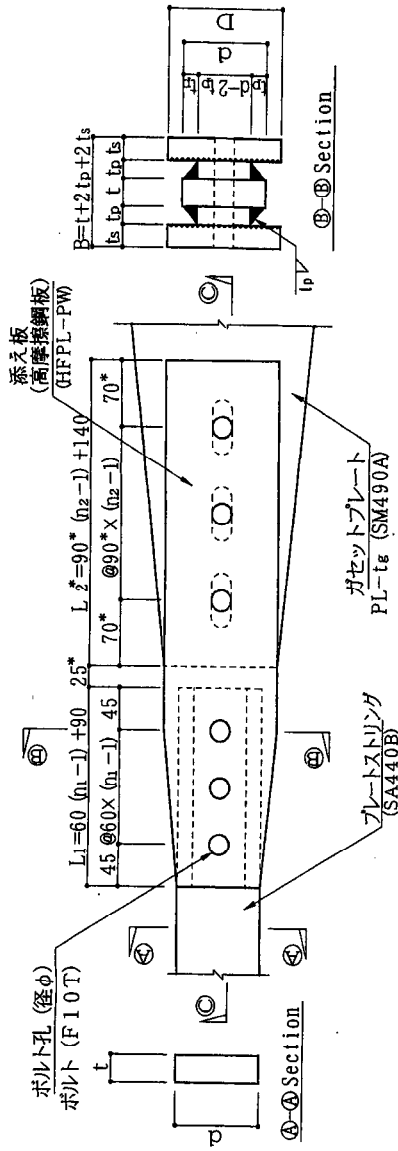
※ ガセットプレートのピン穴径は、ピン径+2mmとする。

□ 本標準図に示す部材の寸法は、「耐震ブレースとして使用する場合」にも適用できる。

2001.01.16

テンションシステム
部材標準図
ロックコイルロープ形式用ピンジョイント
及びシリンダージョイント

5



* L₂寸法・スロットホールピッチ等は、スロットホール寸法により、変更のこと！

ストリッピング	高力ボルト				添え板		ブロック		G.PL.		
	幅 d	穴径 φ	ボルト径	本数	板厚 t _p	板厚 t _g	ブロック長	全厚 B		幅 D	板厚 t _g
				テンション材 n ₁	G.PL.側 n ₂		L ₁	L ₂ *			
19	60	22	20	2	2	6	150	230	49	70	31
19	80	22	20	2	2	9	150	230	55	100	37
22	60	22	20	2	2	6	150	230	58	70	34
22	80	22	20	2	3	9	150	320	64	100	40
25	80	24	22	2	3	9	150	320	67	100	43
25	120	24	22	4	4	9	270	410	67	150	43
29	80	24	22	3	3	9	210	320	79	100	47
29	120	24	22	4	5	9	270	500	79	150	47
36	80	24	22	3	3	9	210	320	92	100	54
36	120	24	22	5	6	9	330	590	92	150	54

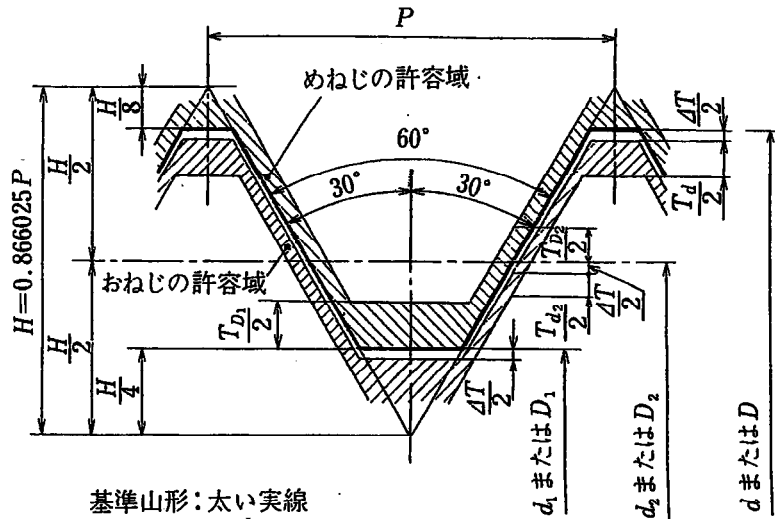
単位：mm

2001.01.16

テンションシステム
部材標準図
プレートストリッピング形式用
プレートジョイント

付録2. テンション用鋼棒メートルネジ有効径の算出方法

本文第4章におけるテンション材用高張力鋼棒定着部におけるネジ軸応力の算定に用いた有効断面積の誘導を行う。



付図2.1

高張力鋼棒の定着部におけるネジ1ピッチの形状（基準山形）を付図2.1に示す。同図中、 d がおネジ外径（=めネジ谷径）の基準寸法（メートルネジの場合は呼び径の値）であり、これより以下の寸法が定義される。すなわちネジ山交点高さを $H = 0.866025 P$ として、

おネジ谷径（めネジ内径）基準寸法： $d_1 = d - 2(H - H/8 - H/4) = d - 1.082532 P$

おネジ有効径（めネジ有効径）基準寸法： $d_2 = d - 2(H/2 - H/8) = d - 0.649519P$

図中、ハッチを施した領域が許容域であり、

$$T = 15 + 11P \quad (付2.1)$$

$$T_d = 180P^{2/3} - 3.15/P^{1/2} \quad (付2.2)$$

$$T_{D1} = 433P - 190P^{1.22} \quad (0.2\text{mm} < P < 0.8\text{mm})$$

$$= 230P^{0.7} \quad (1\text{mm} < P) \quad (付2.3)$$

$$T_{d2} = 90P^{0.4} d^{0.1} \quad (付2.4)$$

$$T_{D2} = 1.32 T_{d2} \quad (付2.5)$$

で定義され、 μm の単位に丸められる。

おネジの平均的な引張り応力を公称応力で表わす場合には、ボルト軸力を谷の断面積 A_3 で除した値が用いられる。付図3において破線で描かれている切り取りの高さを $H/6$ とし、谷底の $r_3 = H/6 = 0.144338 P$ とすると、谷底に接する円筒の半径 d_3 および最小断面積 A_3 は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} d_3 &= d - 2(H - H/8 - H/6) \\ &= d - 1.226869 P \end{aligned} \tag{付2.8}$$

$$\begin{aligned} A_3 &= (\pi/4)d_3^2 \\ &= (\pi/4)(d - 1.226869 P)^2 \end{aligned} \tag{付2.9}$$

一方、おネジの軸応力を計算する際には、有効断面積 A_s が用いられる。 A_s の計算に用いられる径 d_s はおネジ有効径 d_2 と谷径 d_3 の平均値をとり、

$$d_s = (d_2 + d_3)/2 = d - 0.938194 P \tag{付2.10}$$

従って、

$$A_s = (\pi/4)(d - 0.938194 P)^2 \tag{付2.11}$$

が得られる。

付録3. 粘弾性体モデルにおける各係数の誘導

本文第5章において使用した振動数および温度依存性を有する粘弾性体のモデル化にあたり、分数次導関数の各係数の設定を行う。

笠井らによる手法は、Bagley & Tovikの4パラメータを引用し、温度の影響を考慮して粘弾性体のモデル化に以下の構成式を使用している。

$$\tau(t) + aD^\alpha\tau(t) = G[\gamma(t) + bD^\alpha\gamma(t)] \quad (\text{付3.1})$$

ここに、 D^α は分数次導関数であり、

$$D^\alpha\tau_n = \frac{1}{(\Delta t)^\alpha} \sum_{j=0}^N w^{(j)}\tau^{(n-N+j)} \quad (\text{付3.2})$$

$$w^{(0)} = \frac{1}{\Gamma(2-\alpha)} [(N-1)^{(1-\alpha)} - N^{(1-\alpha)} + (1-\alpha)N^{-\alpha}] \quad (\text{付3.3})$$

$$w^{(N-j)} = \frac{1}{\Gamma(2-\alpha)} [(j-1)^{(1-\alpha)} - 2j^{(1-\alpha)} + (j+1)N^{-\alpha}] \quad (\text{付3.4})$$

$$w^{(N)} = \frac{1}{\Gamma(2-\alpha)} \quad (\text{付3.5})$$

4つのパラメータ a, b, α, G を用いて定常振動下における剛性および損失係数を表すと、以下のようなになる。

$$G'(\omega) = G \frac{[1 + b\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)][1 + a\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)] + [ab\omega^{2\alpha} \sin^2(\alpha\pi/2)]}{[1 + a\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)]^2 + [a\omega^\alpha \sin(\alpha\pi/2)]^2} \quad (\text{付3.6})$$

$$\eta(\omega) = \frac{[-a + b]\omega^\alpha \sin(\alpha\pi/2)}{1 + [-a + b]\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2) + ab\omega^{2\alpha}} \quad (\text{付3.7})$$

また、温度依存性について、パラメータ a, b を下式のように設定する。

$$a = a_{\text{ref}} c^\alpha, \quad b = b_{\text{ref}} C^\alpha, \quad c = e^{-p_1(\theta - \theta_{\text{ref}})/(p_2 + \theta - \theta_{\text{ref}})} \quad (\text{付3.8})$$

ここに、 θ は環境温度である。試験によりこれらの係数を求めるときは、まず異なる3種類の振動数における G', η を求め、(付3.7)式に代入することによって a, b, α を求め、(付3.6)式によって G を求める。ここでは、実験データの代わりに下の実験式を用いて各係数を同定する。

$$\begin{aligned}k &= 0.84 f^{0.30} \gamma^{-0.24} e^{-0.073q} \\c &= 0.214 f^{-0.53} \gamma^{-0.089} e^{-0.10q} \\ \eta &= c\omega/k\end{aligned}\tag{付3.9}$$

付図3.1に振動数0.3～3.0Hz、せん断歪100%、温度10℃～30℃の範囲において各係数を同定した結果を示す。第5章における数値解析は、これらの係数を用いて行われている。

付録4:論文中に引用した建物に関する緒元

第2章

2.4.3実建物への適用における検証

4.3.1)事例1

建物名称：アイ・ケイ・ビル

主要用途：事務所・アトリウム

所在地：東京都目黒区

建築設計：日建設計

構造設計：日建設計

施工：大林組

鉄骨工事：新日本製鉄

竣工：1991

4.3.2)事例2

建物名称：旧日本長期信用銀行(現新生銀行)本店・ガラスキューブ

主要用途：事務所・エントランスホール

所在地：東京都千代田区

建築設計：日建設計

構造設計：日建設計

施工：竹中工務店

鉄骨工事(ガラスキューブ)：新日本製鉄

竣工：1992

4.3.3)事例3

建物名称：佐世保西海パールシー・センター・ガラスウォール

主要用途：博物館

所在地：長崎県佐世保市

建築設計：古市徹雄・都市建築研究所

施工：大成建設JV

鉄骨工事(ガラスウォール)：新日本製鉄
竣工：1993

4.3.4) 事例4)

建物名称：八王子北野余熱利用センター・あったかホール
主要用途：保養施設・エントランスホール
所在地：東京都八王子市
建築設計：梓設計
構造設計：梓設計
施工：相武企業 J V
鉄骨工事(ガラス壁)：新日本製鉄
竣工：1996

4.3.5) 事例5)

建物名称：花巻市総合体育館
主要用途：体育館
所在地：岩手県花巻市
建築設計：古市徹雄・都市建築研究所
構造設計：Ove Arup & Partners
施工：熊谷組 J V
鉄骨工事：新日本製鉄
竣工：1996

第6章

6.2サブシステムを用いたガラス壁支持構造

建物名称：旧日本長期信用銀行(現新生銀行)本店・ガラスキューブ
主要用途：事務所・エントランスホール
所在地：東京都千代田区
建築設計：日建設計
構造設計：日建設計

施工：竹中工務店
鉄骨工事(ガラスキューブ)：新日本製鉄
竣工：1992

6.3サブシステムを用いたアリーナ屋根構造

建物名称：郡山駅西口第1種市街地再開発事業施設建築物
主要用途：事務所・学校・商業施設
所在地：福島県郡山市
建築設計：アール・アイ・エー
構造設計：アール・アイ・エー
施工：大成建設JV
鉄骨工事(アリーナ屋根)：新日本製鉄
竣工：2001

6.4付加減衰要素を用いたスタジアム屋根構造

建物名称：小笠山運動公園スタジアム「エコパ」
主要用途：サッカースタジアム
所在地：静岡県袋井市
建築・構造設計：佐藤総合計画・斎藤公男+構造計画プラスワンJV
施工：鹿島建設JV(1工区)・大林組JV(3工区)・住友建設JV(2工区)・銭高建設JV(4工区)
鉄骨工事(1工区アリーナ屋根・ダンパー)：新日本製鉄
竣工：2001

関連発表論文(審査論文・海外発表論文)

第1章:

- 1) 鈴木敏郎、小河利行、竹内 徹: 鋼管立体トラスはり構造の力学性状について、日本建築学会構造系論文集、No.353、1985.7、pp.21-28

第2章:

- 2) 竹内徹、岩田衛、和田章: 高張力ロッドを用いたテンション構造のシステム化に関する研究、日本建築学会構造系論文集、No.517、1999.3、pp.85-92

第3章:

- 3) T.Takeuchi, H.Kitamura, K.Higuchi, M.Iwata: A Basic Study on the Tensile Rod Supported Glazing, SEIKEN-IASS International Symposium 1993.10, Tokyo, Japan, pp.481-488

第4章:

- 4) 小野徹郎、竹内徹、岩田衛、石田和人: テンション構造用鋼棒および接合部の構造性能、日本建築学会構造系論文集、No.537、2000.11、pp.91-98

第5章:

- 5) 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、No.527、2000.1、pp.117-124
- 6) 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ダンパーの実験的研究、日本建築学会構造系論文集、No.534、2000.8、pp.87-93
- 7) T.Takeuchi, K.Kaneda, M.Iwata, A.Wada, M.Saitoh: Vibration-Control Devices For Tension Structures Using Visco-elastic or Viscous Material with Spring, IASS Symposium, No.A8-49, 2001.10

第6章:

- 8) T.Takeuchi, H.Kitamura, K.Harada, K.Higuchi, A.Harada, M.Iwata: A Practical Design and Construction of Tension Rod Supported Glazing, IASS-ASCE International Symposium 1994.4 Atlanta, pp.684-693

関連発表論文(口頭発表論文)

- 1) 竹内徹、樋口公平、北村春幸、和久井智:テンション架構で支持された DPG ガラスファサードの研究(その1~4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993.9
- 2) 竹内徹、原田昭穂、寺本隆幸、北村春幸、原田公明:日本長期信用銀行本店ビルのガラスキューブの設計と施工(その 1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1994.9
- 3) 松岡祐一、竹内徹、林賢一:クローズド・システムによるガラス支持テンション架構の実施例、日本建築学会大会学術講演梗概集、1994.9
- 4) 寺本隆幸、北村春幸、原田公明、竹内徹:D.P.G.構法を用いたガラスキューブの設計と施工、日本建築学会技術報告集、第3号、1996.12, pp.84-89
- 5) 竹内徹、中村博志、大熊潔、金田勝徳、岩田衛、和田章:ばね付き粘弾性体による空間構造の制振に関する基礎研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998.9, B-1, pp.1079-1080
- 6) 神野貴之、小野徹郎、竹内徹、岩田衛、堀川達弥:テンション構造用鋼棒の疲労特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999.9, C-1, pp.387-388
- 7) 竹内徹、柴田正樹、中村博志、和田章、金田勝徳、斎藤公男:減衰機構を付加したテンションストリングの動的挙動に関する実験的研究(その 1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999.9, C-1, pp.389-390
- 8) 今枝裕貴、小野徹郎、竹内徹、堀川達弥:テンション構造ピンエンド接合部の耐力に関する研究、日本建築学会東海支部研究報告集、2000.2
- 9) 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
- 10) 竹内徹、岩田衛、和田章:放物線状に配置された張弦要素の剛性評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、2000.9
- 11) 坂本桂・竹内徹・和田章:張弦要素を用いた架構形式の耐震性能に関する考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、2001.9, B-1, pp.925-926
- 12) 今枝裕貴・小野徹郎・竹内徹:建築テンション構造用ピン接合部の耐力評価(その1~2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、2001.9, C-1, pp.1005-1006

その他の主な発表論文

- 1) T.Suzuki, T.Ogawa, T.Takeuchi, K.Ukai, M.Kato: New Design Method of Space Structures Using Beam-like Lattice Trusses, IABSE proceedings, 1985, pp.677-685
- 2) 藤本盛久、和田章、佐伯英一郎、竹内徹、渡辺厚: アンボンドブレースの開発、季刊カラム、1990. 1, pp.91-99
- 3) 田村幸夫、竹内徹、市川康: 粘弾性体を用いた制振構法に関する研究(その2: 建築構造物に対する制振効果の評価)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10
- 4) 山口種美、中田安洋、竹内徹、池辺卓、長尾年通、南昇、鈴木孝彦: 極低降伏点鋼、低降伏点鋼を使用した制震技術の開発、新日鉄技報、No.368, 1998.7, 61-67
- 5) 中村博志・前田泰史・竹田智樹・竹内徹・黄一華・和田章: 交差型アンボンドブレースの拘束効果に関する研究(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998.9, C-1, pp.847-850
- 6) 竹内徹、D.Lee、木村功: 香港における 300m 級超高層オフィスの構造設計(LDC-H6ビル)、日本建築学会技術報告集、第6号、1998.10、pp.71-76
- 7) 前田泰史・中村博志・竹内徹・中田安洋・岩田衛・和田章: 実大アンボンドブレースの疲労性能(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999.9, C-1, p.813-816
- 8) 長谷川久巳・竹内徹・岩田衛・山田哲・秋山宏: アンボンドブレースの動的性能に関する実験的研究(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999.9, C-1, pp.819-822
- 9) 竹内徹、市川康、中村博志、大熊潔: 粘弾性制振ブレースの実用化: 鉄構技術、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999.9, pp.35-39
- 10) 長谷川久巳、竹内徹、岩田衛、山田哲、秋山宏: アンボンドブレースの動的性能に関する実験的研究、日本建築学会技術報告集、第9号、1999.12 pp. 103-108
- 11) 岩田衛、竹内徹、藤田正則: 建築鋼構造のシステム化(1~13): 鉄構技術、2000.1~2001.1
- 12) 日本建築技術者協会編: 応答制御構造設計法(共著)、彰国社、2000.12

謝 辞

本論文は、著者が研究開発に携わったテンション構造のシステム化およびその動的制御に関する基礎研究をまとめたものであります。

本テーマに限らず、著者が社会に出て以来様々な研究を通じてご指導を頂き、且つ東京工業大学博士課程在学中に終始適切な御助言を頂いた東京工業大学教授 和田章博士に心より感謝の意を表します。又、テーマの位置付けや方向性について常に貴重な御助言を頂いた神奈川大学教授 岩田衛博士に深く感謝いたします。

個々の章で取り上げた研究テーマや実験・プロジェクトの実行は日本大学教授 斎藤公男博士、同講師 岡田章博士、名古屋工業大学教授 小野徹郎博士、東京工業大学教授 笠井和彦博士、同助教授 山田哲博士、東京理科大学教授 寺本隆幸博士、同 北村春幸博士、構造計画プラスワン代表 金田勝徳氏およびその研究室の方々の御指導・御協力を得て行なったものであり、ここに慎んで御礼申し上げます。また、第1章で取り上げた修士課程時代の研究は東京工業大学名誉教授 鈴木敏郎博士、同教授 小河利行博士の御指導により行なったものであり、ここに感謝いたします。又、論文審査の際に貴重なご意見を頂いた東京工業大学教授 林静雄博士、同教授 田村哲郎博士、同助教授 坂田弘安博士に御礼申し上げます。

著者が本分野の技術に触れるきっかけとなったのは、1990～91年の英国オブ・アラップ・アンド・パートナーズ社での実務経験に溯ります。その際様々な技術知見を与えて頂いた同社 故 Peter Rice, Richard Hough, Brian Foster の各氏および同社エンジニアの方々に感謝いたします。又、新日本製鉄株式会社復帰後にその技術開発を支援して頂きました新日本製鉄株式会社元建築事業部長 二階堂隆保氏、元副事業部長 中野大治氏、元建築事業部長 佐々木孝夫氏および新日本製鉄株式会社部長 佐伯英一郎博士、元室長 原田昭穂氏、同マネージャー 神山芳氏、樋口公平氏、中村博志博士、前田泰史氏他の各氏に感謝致します。又、4章の解析については日鉄プラント設計株式会社 岩松浩一氏、5章の実験については東京工業大学和田研究室(当時) 柴田正樹氏に御協力を頂きました。改めて御礼申し上げます。

以上、本論文は紙面には表しきれない多くの方々の御協力と貴重な御助言により完成したものであります。

最後に、東京工業大学和田研究室の皆様と新日本製鉄株式会社建築事業部の皆様のご協力及び家族の激励に感謝して謝辞と致します。