

許容応力度法に基づいて静的に設計された ラチスアーチの弾塑性静的地震耐力特性

僧 理 栄 司・加 藤 史 郎*・山 下 哲 郎**

Characteristics of the elast-plastic static strength for a latticed arch based on japanese design code

Takashi SOHRI, Shiro KATO and Tetsuroh YAMASHITA

(1997年11月28日受理)

The elast-plastic static analysis for a latticed arch with 72 m of span, which is designed as the ratio of the static response stress to the acceptable stress based on the japanese design code becomes the unit, is performed.

As a results, it is found that the horizontal strength of the structure goes up just a little after the stress of the weakest member first reaches the yield stress, and the horizontal maximum ultimate strength is about 0.6 times as large as the dead load.

1. はじめに

構造物の設計にあたっては、想定入力のおおきさや構造耐力を適切に評価する必要がある。そこで本研究においては、ラチスアーチを対象として崩壊メカニズムならびにその耐力特性についての分析を通して、その構造耐力の合理的な評価手法について検討することを試みている。

ラチスアーチは、構造物全体形状としての平板やドームとともに体育運動施設などの大空間構造物の屋根などに広く用いられている。それら大空間構造物に対する力学的な特徴や構造計画などについては多くの研究が発表され、その成果が文献⁽¹⁾⁽²⁾にまとめられている。その一方で、設計された構造物が実際の荷重に対してどれだけ余裕を持つか、あるいは構造物の安全率がどの程度確保されているか等、大空間構造物全体の変形能力・エネルギー吸収能力の面での定量的で包括的に検討された研究成果が少ないのが現状であり、構造耐力の合理的な評価にあたってはこれらの点を明白にすることが重要となる。

本報においては、前報⁽⁵⁾⁽⁶⁾において実施された動的解析結果と比較のために実施した静的解析結果について考察している。検討結果は、許容応力度法に

基づいて静的な設計を行って部材断面形状が決定されたものであり、解析にあたっては弾塑性特性と幾何学的非線形性が考慮されている。

2. 解析モデル

解析対象モデルは図1に示す複層ラチスアーチであり、水平震度 C_i を0.5として断面設計を実施した結果、得られた部材諸元は文献⁽⁵⁾と同様である。部材には全て鋼管を想定しており、アーチ間隔として10 m、設計用鉛直荷重として1.8 t/mを設定している。

断面算定に際しては、上弦材、下弦材、ラチス材をそれぞれ図1に示すようなI~IVの領域に分けて、それぞれの領域内で最大許容応力度比が1.0となるようにしている。また柱部材においても、内柱と外柱に分け、それぞれにおいて最大許容応力度比が1.0となるようにしている。許容応力度比の計算にあ

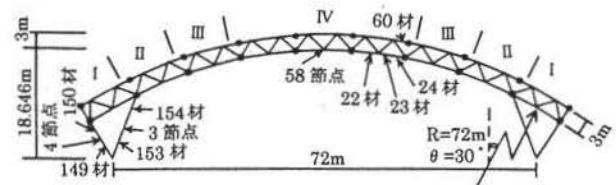


図1 解析モデル

* 豊橋技術科学大学, **バコーポレーション

許容応力度法に基づいて静的に設計されたラチスアーチの弾塑性静的地震耐力特性

たっては、上弦材のラチス引き付け点のみに設計荷重を載荷して静的線形弾性解析を行って、部材応力度を求めている。

静的弾塑性解析においては、長期荷重を想定した鉛直荷重のみによる載荷の場合と、地震時荷重を想定して自重が作用した状態に水平荷重が作用する場合を実施している。水平荷重の載荷にあたっては荷重形態として、設計時と同様に設計荷重相当量を水平荷重として上弦材のラチス引き付け点のみに加える形態を基準荷重分布形とする場合(以下において、CASE I と表現する)と、全節点に各部材の自重に相当する荷重を水平集中荷重として載荷し、設計荷重から自重を引いた残りの荷重を上弦材のラチス引き付け点に等分配して水平集中荷重として載荷する形態を基準荷重分布形とする場合(以下において、CASE II と表現する)の二種類を検討するものとした。これは動的解析における荷重状態に、後者の場合のほうがより近いと考えられるからである。解析にあたっては載荷が鉛直方向、水平方向のいずれの

場合であっても、全ての節点荷重の大きさを基準となる荷重分布形に対して同じ比率で増加または減少させるようにするものとして解析を実施して、その時の挙動を追跡している。以下においては、載荷する荷重の大きさを基準となる荷重分布形に対する比率で表すものとし、それを荷重係数と名付けて表現するものとする。すなわちこの荷重係数に、CASE I では設計荷重を、CASE II では自重に相当する量かあるいは場所によっては設計荷重と自重の差分を掛けることにより、そこに加えられている荷重の実際の大きさが得られることとなる。

さらに今後のパラメトリック解析に備えて、変位増分の増分載荷点の違いによる影響の検討も実施している。検討した載荷点は、外柱頂部節点とモデル中央下弦材位置節点の二個所である。また、静的弾性非線形解析も実施し、弾塑性解析結果とも比較している。

なお、解析にあたって水平荷重は図1の右側から左側の方向に向かって載荷し、水平変位は右方向に向かう量を正として表すものとする。

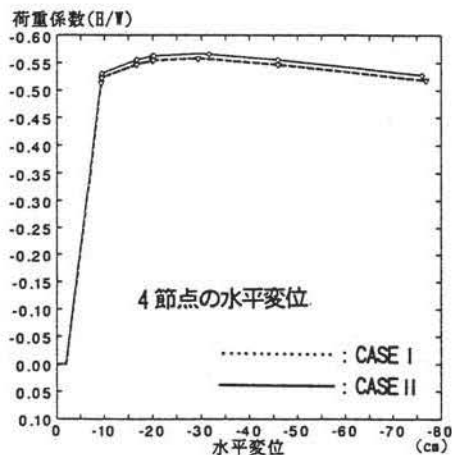


図 2(a) 静的弾塑性解析結果 (水平載荷)

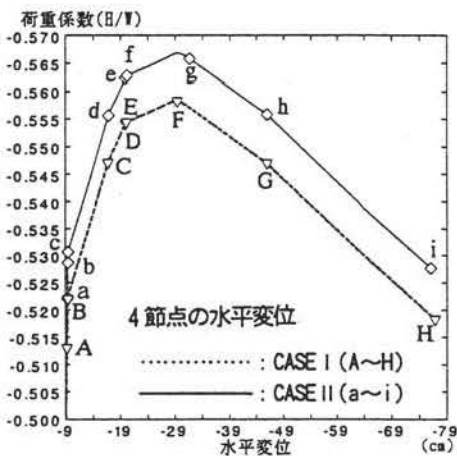


図 2(b) 静的弾塑性解析結果 (水平載荷)

3. 弾塑性静的解析結果

3. 1. 水平載荷解析

図2に、水平方向に載荷した場合の静的弾塑性解析によって得られた荷重係数と水平変位の関係を示す。CASE I と CASE II の二つの荷重状態の場合に対する結果を示す。点線がCASE I であり、実線がCASE II の場合である。縦軸は水平荷重と基準荷重との比で表現した荷重係数であり、横軸は図1の4節点における水平変位量である。またそれぞれの図の中には、部材の応力が最初に降伏状態に達した位置を◇と▽で示してある。それら降伏に達した位置とモデル上の部材の位置の関係を表1に示す。

表 1 部材の降伏位置

CASE I	CASE II
A : 149 材 下端降伏	a : 149 材 下端降伏
B : 150 材 上端降伏	b : 150 材 下端降伏
C : 23 材 右端降伏	c : 150 材 上端降伏
D : 24 材 右端降伏	d : 24 材 左端降伏
E : 23 材 左端降伏	e : 24 材 右端降伏
F : 22 材 左端降伏	f : 23 材 左端降伏
G : 60 材 左端降伏	g : 22 材 左端降伏
H : 153 材 上端降伏	h : 60 材 左端降伏
H : 154 材 下端降伏	i : 153 材 上端降伏

それらの図と表より、以下のようなことがわかる。まず、最大耐力の大きさは、CASE II のほうが大きく出るが、最大耐力時の変形量はほぼ等しい。CASE I と CASE II とで、最大耐力は約1.5%の違いが生じている。最初に部材降伏が発生した後は、あまり耐力の上昇は見られない。今回の場合、CASE I で降伏時の耐力に対して8.8%増、CASE II で降伏時の耐力に対して8.6%の耐力増加がみられている。また、最大耐力に達した後でも、比較的急激な耐力の低下は見られず、かなりの靱性が期待できるものであると考えられる。さらに荷重係数0.5に対して許容応力度設計を行っているので、図2において荷重係数0.5付近で最初の部材降伏が発生している点は矛盾していない。

構造物の崩壊メカニズムを分析してみると、以下のようになる。まず最初に外柱部材に降伏が発生し、そのことによって全体の耐力の増加量が変位量の増加に比べて低下するようになる。次に、図1で示すところの領域 III と領域 IV の境界部分における部材に降伏が発生し、そのあたりをヒンジとする形で

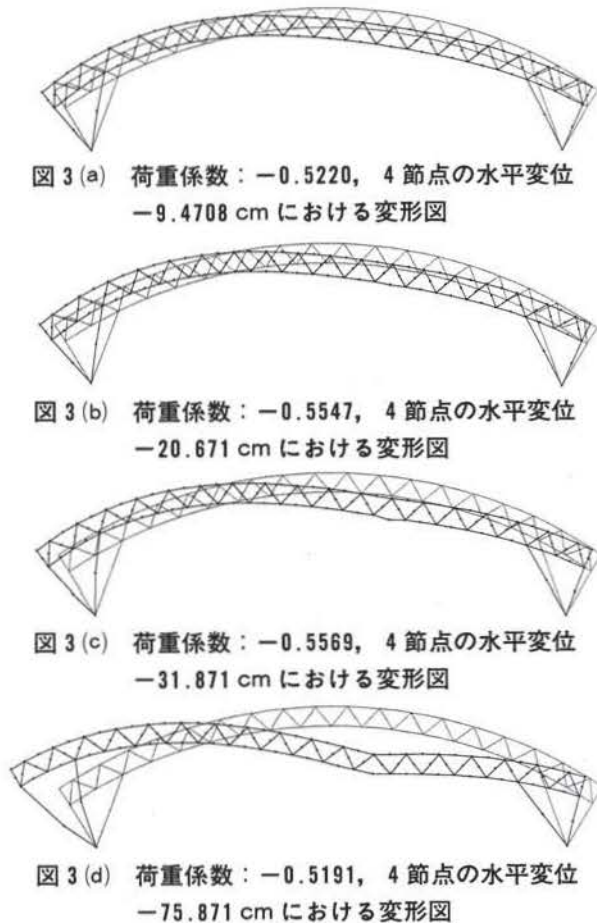


図3 静的非線型弾塑性解析における変形図 (変位倍率: 10倍): CASE I

屋根面全体が折れ曲がり、全体として大きな変形が生じるようになっていっているものと考えられる。最後に内柱部材に降伏が発生することにより、構造物全体としての崩壊に至っている。崩壊時でも設計荷重よりは大きな耐力が残っている。図1に示されている22部材が降伏する直前あたりで最大耐力となり、その後は耐力が低下している。これは、23部材と24部材が降伏した場合には、負担応力の再配分によってその後も耐力の増加がみられたものの、22部材の降伏によりそれ以上の耐力上昇がなされなくなった結果であるものと考えられる。

これらの変形性状を確認するために、図3に構造物全体の変形状態を示す。図3は、CASE I の場合の変形図である。図3(b)に示された下弦材部材が降伏後の変形状態では、23部材と24部材に局部座屈のような大きな変形が生じ始めていることがわかる。さらに最大耐力付近の図3(c)では、その部分の変形がはっきりと認識できる。最後に図3(d)で示されるように、構造物全体の変形量はますます大きくなり、図1で示すところの領域 III と領域 IV の境界部分で大きく折れ曲がっていることがわかる。

また、部材23部材と24部材の局部変形をもっと詳細に検討するために、図4に23部材と24部材の間の節点における部材変形角の推移を示す。縦軸は図2と同様に荷重係数であり、横軸には部材変形角(R)の逆数、すなわち(1/R)の値をとっている。点線がCASE I であり、実線がCASE II の場合である。その図より、鉛直方向への自重の荷重によって最初に生じていた部材変形角が、水平荷重の増加によってしだいに減少してゆき、部材の降伏後に急激に変形が増加してゆき、崩壊に至っていることがよくわかる。

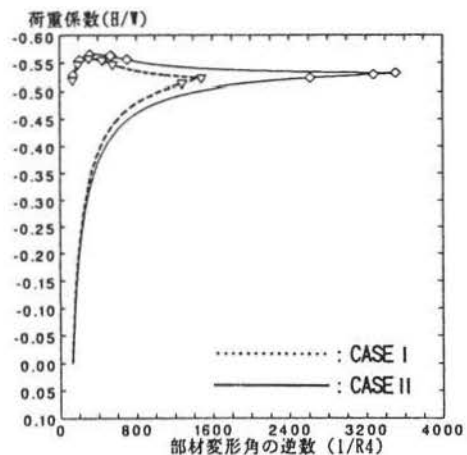


図4 部材中央部変形角

次に、静的弾性非線形解析の結果と弾塑性解析の結果を比較する。図5に、図1に示すところの4節点の水平変位を両解析から求めた結果の比較を示す。この図は、CASE I の場合に対する結果である。弾性解析結果の最大耐力と弾塑性解析結果の最大耐力の比を求めてみると、CASE I では0.309, CASE II では0.306となっている。これを完全弾塑性系の履歴特性とエネルギー一定則を仮定した場合の結果であるとした時には、この結果を新耐震設計基準で言うところの構造特性計数Dsの値と比較することができる。得られた値は新耐震基準での範囲内に入っていると同時に、その範囲内では低いほうに属していることになる。しかしながら、図5において示されているように、この解析においては塑性率に相当する弾塑性解析の降伏時の変位と崩壊時の変位の比は、一般的な構造物よりかなり大きなものとなっている。この点は、エネルギー一定則を仮定した場合に塑性率から求まる構造特性係数の値と矛盾するものとなるものであり、さらには、動的解析において本構造物が比較的長い周期を有するので、変位一定則に属するべきである点とも矛盾する結果となっている。これらの点は今後さらに検討を有するものと考えられる。

3. 2. 増分载荷点の影響

図2に示したような静的弾塑性解析を精密に計算するには、 10^{-5} cm オーダーの変位増分解析を実施する必要がある、解析ステップ数も膨大なものとなる。そのため、計算時間やディスクスペースのような計算資源に対する負荷も過大なものとなり、構造

特性を変えて今後更に検討を進めてゆくパラメトリックスタディーに、このままの方法を継続して採用することは必ずしも容易なことではない。そこで少しでも計算資源に対する負荷を減少させる方法がないかを検討したものが本節である。

前節において示されていた図2は、図1に示すところの節点4を対象として変位増分解析を行うことによって得られた結果である。それに対して、図1に示すところの節点58を対象として、変位増分を実施した結果を、図6に示す。その図には、図2に示されているような節点4を対象として変位増分を実施した結果も比較のために合わせて示されている。図6に示された結果は、CASE II の荷重状態において水平荷重载荷を実施して得られたものである。

図6(a)に示されているように、節点58における荷重係数と水平変位との関係は、変位増分を実施した

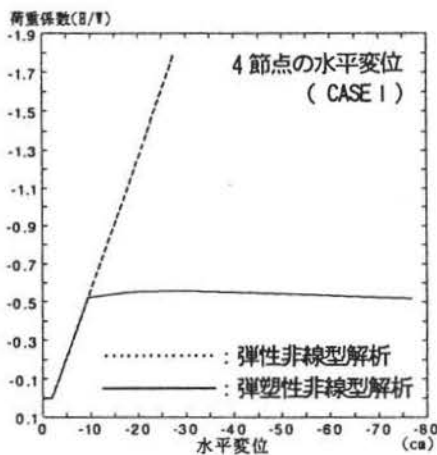


図5 弾性非線形解析との比較
(水平载荷: CASE I)

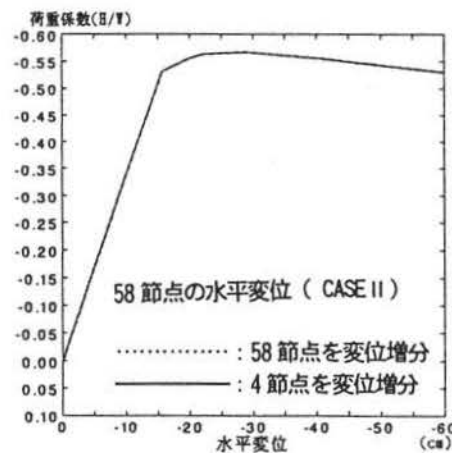


図6(a) 58 節点の水平変位
(水平载荷: CASE II)

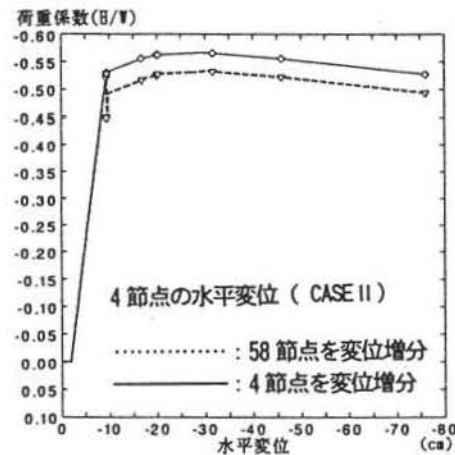


図6(b) 4 節点の水平変位
(水平载荷: CASE II)

場所の違いにもかかわらず全く同じ結果を示している。それに対して図6(b)に示された結果は、増分載荷点の異なる両者の場合において、明らかな違いが見られる。節点58を対象として変位増分を実施すれば、適用する増分変位量の大きさは、節点4を対象とするより大きな量で実施することができる。これは、節点変位量に適合するように求められるべき節点荷重相当量が、節点4において変位の変化量により敏感に反応するためであると考えられる。

前節での検討結果に見られるように、構造物全体での最大耐力に最も寄与するのは、図1に示されるところの領域IIIと領域IVの境界部分の部材であり、また最終的な崩壊特性も内柱の降伏によって決定されている点を鑑みれば、節点58を対象とした変位増分解析結果でも十分信頼に足るものではないかと考えられる。

このことより、構造物全体の基本的な応答特性を把握した上での変位増分載荷点の適切な選択は、解析の信頼性を損なうことなく計算資源への負荷の減少に十分寄与し得るものであると考えられる。

3. 3. 鉛直載荷解析

図1の解析モデルに、鉛直方向のみの載荷を実施した結果を、図7に示す。その図には、静的弾塑性非線形解析を実施した結果と静的弾性非線形解析を実施した結果の両者を比較して示す。検討した鉛直荷重は、設計時と同様の分布形態であり、上弦材のラチス取り付け点のみに載荷する形態のものである。図7の横軸には、図1に示されるところの節点3における鉛直方向変位を用い、縦軸には載荷されている鉛直荷重と設計荷重との比を示した荷重係数を用いている。図の中に☆印で示した点は、弾塑性

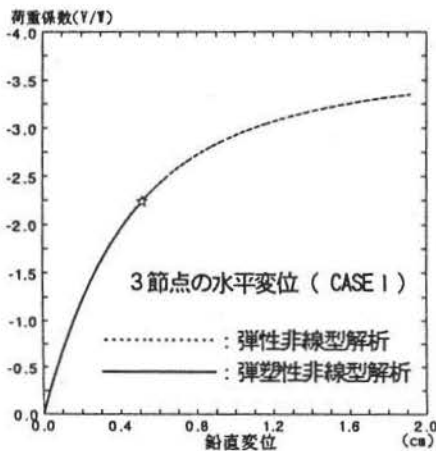


図7 鉛直載荷解析

解析を実施した場合に最初に部材降伏が生じた荷重位置を表しており、部材降伏は構造物の両側にある内柱の中間節点位置において発生している。弾塑性解析においては、この部材降伏の発生によって、構造物全体の最大耐力が決定されている。

その図より、次のようなことがわかる。弾塑性非線形解析での最大耐力は荷重係数で2.242であり、設計荷重の2倍以上の耐力を有していることがわかる。またその値は、水平載荷の場合の0.567よりかなり大きいものとなっている。これは、設計時においてもほとんどの部材が短期荷重の場合に対して断面が決定されていることと矛盾していない。このように水平震度Ciが0.5で設計された構造物では、水平方向の荷重が支配的であり、長期荷重に対しては大きな安全率を有する設計となっているものと考えられる。

弾性非線形解析の場合のみにおいては、水平載荷解析で最大耐力は荷重係数で1.809なのに対して、鉛直載荷解析では最大耐力が荷重係数で3.345となっている。設計時においては水平荷重を荷重係数0.5としているので、水平載荷における最大耐力は設計荷重の3.618倍であると考えることができる。つまり、弾性解析の結果のみを比較すると、鉛直載荷解析の結果と水平載荷解析の結果とはほぼ等しくなっていることがわかる。つまり設計する場合に水平荷重を震度0.5と設定すれば、水平・鉛直の両方向に対して、弾性解析において設計荷重の約3.5倍という等しい耐力が得られることを示している。そして、その弾性耐力の約0.3倍が水平荷重に対する弾塑性耐力となっていることになる。

また弾性非線形解析での最大耐力は設計荷重の3.345倍であり、弾性非線形解析の最大耐力と弾塑性非線形解析での最大耐力との比は1.49倍となっている。水平載荷解析では、3.19倍の値となっており、鉛直載荷解析のほうが小さくなっている。つまり、鉛直載荷解析のほうが靱性がより少なく、より脆性的になっているものと考えられる。このことは次の点とも関連していると考えられる。

鉛直載荷に対する弾塑性非線形解析においては、内柱に最初に降伏が生じたその時点で構造物の崩壊に至るという現象を生じている。図2において示されているように、水平載荷解析の場合においても同様に、内柱の降伏によって構造物の崩壊が決定されている。このような崩壊性伏は、構造物全体の靱性に対しては不利であるので設計にあたっては十分注意する必要がある、柱部材に対しては特に十分な安全

許容応力度法に基づいて静的に設計されたラチスアーチの弾塑性静的地震耐力特性

性を確保しておく必要があるものと考えられる。その一方で、鉛直荷重耐力は設計荷重の2倍以上の耐力であり、かつ水平載荷解析の場合においては、図2に示されているように、崩壊時においてでさえも設計荷重よりは大きな耐力が残っていることわかる。水平載荷解析の結果より、最大耐力後の徐荷状態に大きく寄与するのは屋根面部材であることがわかっている。このことより、柱部材に十分な余裕は必要であることは間違いないが、それとともに屋根面部材の特に接合部関係に構造物全体での靱性に十分寄与できるような構造特性が求められるものと考えられる。

4. 結 び

本報告は、前報⁽⁵⁾⁽⁶⁾において実施された動的解析結果と比較のために実施した静的解析結果について考察したものであり、検討の結果、以下の点が明らかになった。

- 1) 水平耐力は、部材降伏の発生後、最大耐力まであまり耐力は上がらない。最大耐力は降伏時の耐力の約1割増し程度である。しかしながら、最大耐力後でもすぐには崩壊に至らない。最大耐力後の靱性は、特定部材の変形特性と密接に関連している。
- 2) 構造物全体の基本的な応答特性を把握した上で、適切に変位増分載荷点を選択すれば、解析の信頼性を損なうことなく計算資源への負荷の減少に寄与し得る。そして、全体の耐力に著しく寄与する部分以外での増分解析位置の違いは、結果に大きな違いを生じない。
- 3) 柱材が座屈した場合には急激な耐力の低下が見られるので、構造物全体として靱性が保持されない。

そのために柱部材に対しては十分な余裕を有するような断面設計が必要である。

参考文献

- 1) 日本建築学会シェル空間構造運営委員会・空間骨組小委員会・二層立体ラチス構造研究班：「二層立体ラチス構造の解析・設計・施工—その現状と問題点—」，日本建築学会，1992. 11.
- 2) 日本建築学会：「シェル・単層ラチス構造の振動解析—地震，風応答と動的安定—」，日本建築学会，1993. 8.
- 3) 加藤史郎，庄村昌明：「接合部の曲げ剛性が円形平面状の単層ラチスドームの座屈荷重に与える影響—部材の座屈応力度曲線について—」，日本建築学会構造系論文報告集，第465号，1994. 11, pp. 97-107.
- 4) 加藤史郎・庄村昌明・向山洋一：「水平と鉛直地震動を受ける大スパン単層ラチスドームの応答性状と崩壊加速度に関する研究」，日本建築学会構造系論文報告集，第477号，1995. 11, pp. 87-96.
- 5) 僧理栄司・加藤史郎・山下哲郎：「許容応力度法に基づいて静的に設計されたラチスアーチの弾塑性地震応答特性—構造特性の影響の分析—」，秋田工業高等専門学校研究紀要，第32号，平成9年2月，pp. 72-81.
- 6) 僧理栄司・加藤史郎・山下哲郎：「許容応力度法に基づいて静的に設計されたラチスアーチの弾塑性地震応答特性（その2）—構造特性の影響の分析—」，秋田工業高等専門学校研究紀要，第32号，平成9年2月，pp. 82-89.