最適化構造概念に基づく新しい応急仮設橋のプロトタイプ技術開発

Development of the prototype of a new emergency bridge based on the concept of optimized structure

有尾 一郎* ,田中 義和** ,中沢 正利*** ,古川 祐輔**** ,近広 雄希 **** Ichiro ARIO, Yoshikazu TANAKA, Masatoshi NAKAZAWA, Yusuke FURUKAWA, Yuki CHIKAHIRO

*博士 (工学) 広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻 (〒 739-8527 東広島市鏡山 1-4-1)

**博士 (情報工学) 広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻 (同上)

***工博 東北学院大学工学部建設環境工学科 (〒 985-8537 多賀城市中央 1 丁目 13-1)

****広島大学工学部第四類環境・建設系 (〒 739-8527 東広島市鏡山 1-4-1)

ABSTRACT We have been experienced many natural disasters such as earthquake, flood, Tsunami and so on in the world. It is necessary to develop a new rescue structure to survive from them. We have to consider how to recover a damaged construction or how to rebuilt up a new type of the rescue system as soon as possible after a disaster because time is quite important to save lives after emergent situation. On the other hand, we have created the optimum truss structures by micro-truss approach with a large degree-of-freedom in computing method. This is good skill to form new design for the objection of a light structure or high stiffness under a condition in mechanics. So, we have good idea based on this computing skill to apply to the problem of natural disaster. To design a new emergency bridge which is called as "Mobile Bridge", we have originally created the formation of the optimization truss by computing mechanics. We realize that it is necessary to develop this mobile bridge as soon as possible for next natural disaster.

Key Words: Structural optimization, Folding bridge, Mobile bridge, Deployable structure, Emergency bridge / キーワード: 構造最適化, 折畳める橋, モバイルブリッジ, 展開構造, 応急仮設橋

1. はじめに

昨今,地震,台風,集中豪雨による地すべりなどの自然災害が多発し,その災害復旧の現状としては,現場ごとに異なる状況や二次災害などの発生も考えられることから,復旧活動に長い時間がかかっていた.しかしながら,河川閉塞(天然ダム)の発生や被災地への救助・救出など迅速な対応が求められるようになっており,新しい災害復旧方法が望まれている.特に,四川大地震のような以害発生直後に,迅速にリカバリーさせる手段や方法を具体的なハード面の技術開発を念頭される災害に備えておく意味からも重要な必要要件である.

最近の具体的事例として,台風 9 号による兵庫県佐用郡 (千種川水系)・宍粟市 (揖保川水系)の豪雨災害 $(H21.8.9)^1$)においては,実際に橋脚や橋本体が流され,ライフラインが寸断するという,生々

しい橋構造物の流失と破損現場が発生していた (写 真-1 を参照).

我が国は,山間部が多いので被災規模や被災形態が種々考えられ,現場の状況などから様々な問題点が浮き彫りとなっている.つまり、具体的な対応策が急務とされている場合でも,災害発生後の対応が大幅に遅れて問題視される場合がある.

橋の仮設もライフラインを早急にリカバリーさせる技術的課題を解決する上で、その対象物と想定される。よって、緊急車両一台でも迅速に通行が可能となる新しい応急橋」を開発・構築しておくことは、自然災害が多発する我が国にとっては必要不可欠な復旧支援構造物と考える。

一方,従来の橋梁の設計における構造様式は,その構造物の目的や用途などに応じて既設の標準的な構造物の形状をもとに,その設計条件を満足するように材料や寸法などが仕様によって修正され,最終的な形状・断面等の構造形態が決められる場合が多い.すなわち,半ば経験的な設計手順に従って

 $^{^{1}}$ ここでは,その開発目標から「モバイルブリッジ」と呼ぶこととする.



(a) 津羅橋の半分が流橋 (宍粟市福知,揖保川水系福知川)





(c) 農道の橋の流橋 (南光町,千種川)



(d) 山脇橋の流橋 (佐用町,佐用川)

写真-1 兵庫県佐用郡・宍粟市 $\mathrm{H}21.8.9$ 豪雨によるいくつかの流橋被害事例 $^{1)}$

断面等が与えられた上で FEM 構造解析などによって部材の応力照査が行われてきた.しかしながら,構造物が大型化すると,部材自体や地盤強度に耐えない重量物となるために「無駄な贅肉 (材料)を切り落とし,必要な筋肉を必要な部分に配置する」といった軽量かつ丈夫な構造形態そのものを設計する必要性に迫られる.

特に冒頭で述べた災害レスキュー的な仮設構造物の開発ではその機動性が求められ,部材の軽量化と高強度化が必要とされる傾向となるが,高品質な材料を使用することは,加速度的に材料コストを引き上げかねない.そこで,構造物の構造形態による高い剛性を目標とする最適化配置設計と最適部材形状を決定させる概念や方法が必要となる.そのため,軽量化と高剛性の両立に関して構造最適化理論がこれまでに数多く開発されてきた 2 2 2 13).

近年,構造物の形態を創生させる解析法として, 例えばグランドストラクチャー法 $^{14)\sim16}$,均質化 この解析法によって,構造物の形状レイアウト設計や材料配置問題に対して,構造工学的に有用で自由度の高いデザインが可能となると思われる.この論文では,デジタル的に離散化された設計領域内にマイクロトラスを大規模に配置した独自のグランドストラクチャーと,座屈に伴うフォールディング技術^{25),26)}を活用し,最適な折畳み構造形態を創生する.その構造形態からなるプロトタイプを実際に製作し,非破壊的な人荷重による力学挙動実験を行ったので,この折畳み構造物の基本的な実験を通して設計・製作のための比較検討を

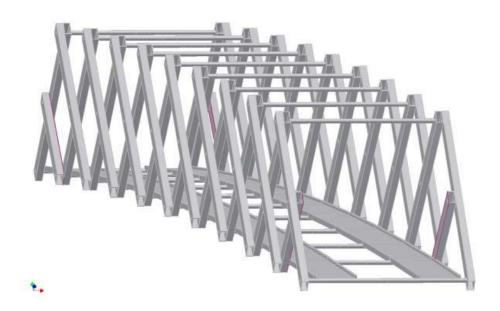


図-1 折畳める橋「モバイルブリッジ」の開発構想図

行った.

2. 形態形成の理論

この章では、古典的な Michell トラスの最適化構造 (1904) の概念⁵⁾を通して、最近のローカルな部材応力に主眼を置いた構造形態の形成法を用いて構造形態をデジタル的に具現化する.

2.1 Michell の最適化構造概念

トラス構造の形態設計あるいは位相設計問題 (layout design problem) におけるトラス構造の最 小重量設計問題については, Hemp の方法4)および Michell の形態決定法がある.後者の方法は設計領 域内に節点数を制限して実用的な形態を創造する 方法である.一方、前者は制限を与えず無限に近 い(計算上大規模な自由度)方法の中で,骨組みの 組み合わせを想定することで,最適な構造が得ら れる.この考え方を拡張して,無限の広がりを持つ 領域内に無数の節点が分布するモデルを考えると、 Michell によって提案された連続骨組み (Continuous Framework) あるいは構造連続体 (Structural Continua) と呼ばれる構造概念に至る. Michell は このような構造モデルの最小重量設計問題の双対 問題の特性を拡張した概念から構造形態に対して 最小重量構造の形態が直交曲線網で与えられるこ とを導き出し,ある支持条件,荷重条件に対する 解を求めている.

2.2 形態形成の考え方

ある設計領域 Ω を M 部材からなる有限の設計変数

$$\boldsymbol{x} = \left(\cdots, x^{(m)}, \cdots\right)^{\mathrm{T}} \in \mathbf{R}^{M} \text{ in } \Omega$$
 (1)

で満たされるものとする. すなわち, 設計領域は

$$\Omega = \int d\Omega = \lim_{\substack{d\Omega \to 0}} \sum_{m}^{(1/d\Omega) \in \mathbf{Z}} d\Omega^{(m)}$$

$$\approx \sum_{\substack{m \gg 1 \\ d\Omega \propto 1/m}} d\Omega^{(m)} \propto \sum_{\substack{m \gg 1 \\ x^{(m)} \propto 1/m}} x^{(m)}$$
 (2)

と有限の部材断面積で敷き詰められるものとする . 離散数 m が大きくなれば , この均質な設計領域 Ω は格子トラスでマイクロストラクチャー的に敷き詰められることとし , 均等な格子トラスを用いることで離散化によるモデルの生成および形態創生が容易であり , 複雑な設計領域や設計条件にも柔軟に対応できることも利点がある .

非線形釣合方程式を

$$F(u, p, x) = 0 \tag{3}$$

とする.ここに, $u\in\mathbf{R}^N$ は変位ベクトルを, $p\in\mathbf{R}$ は荷重パラメータとする.最終的に,離散系の釣合式を満足する解 (u,p,x) を求める.方程式 (3) の 釣合点の近傍で局所線形化を行うと,増分釣合式

$$J\widetilde{u} + \frac{\partial F}{\partial p}\widetilde{p} + \frac{\partial F}{\partial x}\widetilde{x} = 0$$
 (4)

となる.ここに ĕ は増分変数であり,

$$J(\boldsymbol{u},p,\boldsymbol{x}) = \frac{\partial \boldsymbol{F}}{\partial \boldsymbol{u}}$$

は接線剛性行列である.一方,構造最適化の目標 として,例えば最小重量最大剛度では

$$\sum_{m=1}^{M} x^{(m)} \to \min \tag{5}$$

s.t.

$$x_{\min} \le x^{(m)} \le x_{\max},$$

 $\sigma_{\min} \le \sigma^{(m)} \le \sigma_{\max},$
 $u_{\min} \le u^{(m)} \le u_{\max}, \quad \forall m = 1, \dots, M (6)$

と記述される.

2.3 反復法による形態形成の原理

本研究では,剛性行列の修正は各部材の応力 応答のフィードバック系とし,これが釣合式を満たすように剛性を制御する.いま,初期設計変数 $x_{(0)}$ を設定し,荷重制御や変位制御によって釣合 点 $(u,p,x_{(0)})$ が得られたとしよう.このときの部 材応力は

$$\sigma_{\min} \le \sigma^{(m)} \le \sigma_{\max}, \quad m = 1, \cdots, M \quad (7)$$

$$\sigma_{(\nu)} = \mathcal{W}\left(\mathbf{u}_{(\nu)}\right), \quad \nu = 0, 1, \cdots$$
 (8)

と,各部材の変形状態の関数とする.ここに, ν は反復回数を, $\sigma_{(\nu)}=(\cdots,\sigma_{(\nu)}^{(m)},\cdots)^{\mathrm{T}},\;u_{(\nu)}=(\cdots,u_{(\nu)}^{(m)},\cdots)^{\mathrm{T}}$ をそれぞれ表すこととする.さらに,現在の設計変数 (剛性) $x_{(\nu)}$ を次の $x_{(\nu+1)}$ に還元するために,還元率 γ を定義するとともに,新たな設計変数は

$$\mathbf{x}_{(\nu+1)} = \mathcal{F}\left(\gamma, \boldsymbol{\sigma}_{(\nu)}\right),$$

= $\mathcal{F}\left(\gamma, \mathcal{W}\left(\mathbf{u}_{(\nu)}\right)\right) \quad \nu = 0, 1, \cdots \quad (9)$

と反復され, 当然剛性行列も更新されることになり

$$J(\boldsymbol{u}, p, \boldsymbol{x}_{(\nu+1)})\widetilde{\boldsymbol{u}}_{(\nu+1)} = \frac{\partial \boldsymbol{F}}{\partial p}\widetilde{p}$$
 (10)

の釣合方程式の解を $(u_{(\nu+1)},p,x_{(\nu+1)})$ を求めることになる 2 . この解を式 (8) に再び代入することで,一連の反復計算を行い,応力あるいは変位の収束条件を満たすようにすればよい.すなわち,節点変位と新しい設計変数は釣合式の反復計算より

$$egin{aligned} oldsymbol{u}_{(
u)} &= oldsymbol{F}\left(p, oldsymbol{x}_{(
u)}\right), \\ oldsymbol{x}_{(
u+1)} &= \mathcal{F}\left(\gamma, \mathcal{W}(oldsymbol{u}_{(
u)})\right), \quad
u = 0, 1, \cdots (11) \end{aligned}$$

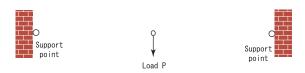


図-2 Michell の最適構造概念に基づく形態形成問題

と表すことができる. γ,p,\mathcal{W} が与えられれば,多元多重型の非線形反復式

$$\mathbf{x}_{(\nu+1)} = \mathcal{F}(\mathbf{x}_{(\nu)}) = \mathcal{F}(\mathcal{F}(\cdots \mathcal{F}(\mathbf{x}_{(0)}))),$$

= $\mathcal{F}^{\nu}(x_{(0)}), \quad \nu = 0, 1, \cdots,$ (12)

として書ける.この研究では,応力や変位の制約条件をできるだけ単純なローカルルールを採用し, 反復計算によって構造形態の位相(レイアウト)を 明確にしていく手段をとる.

2.4 Michell の最適トラス問題の適用例

図-2 に示されるように,両端でピン支持され,その中央に鉛直荷重が作用する形態形成問題を考えよう.このときの荷重の位置や大きさは線形の位相最適化問題では相対的な問題となる.最近の構造形態形成に関する逆解析の発展によって,この問題は計算力学において最適化構造の試行および検証用標準モデルとして,注目されている3.

2.5 Michell の 2 次元平面問題

ここでは,大規模ラチストラスの配置する本手法の反復法によって,Michell の概念である最適化構造形態の再現を試みる.このときの主応力に関する最適構造は Michell(1904) によって,図-3 に示されるような構造形態とされている.ただし,この構造系は最適であるがトラスとしては不安定構造 (Michell トラス) として知られており,基本的骨組み構造と考えれば圧縮部材と引張部材だけから成り立ち,荷重とつりあう構造系となる.

本解析プログラムは,有限変形 (幾何学的非線形性) を考慮し,図-4(a) に示すようなメッシュサイズが 40×40 のデカルト座標系上のユニットトラスからなる初期モデルを離散化設計領域として設定する.ここでは,最大剛性 $EA_{\max}=25EA_0$,還元率 $\gamma=0.5\%$ とし,荷重パラメータ $f=0.001EA_0$ とした.

このときの形態解析の結果を図-4(b)-(f) に示す. 還元率が微小であるために,同図(b) の step 2 で

 $^{^2}$ いま、この解は荷重制御にて変位ベクトル $oldsymbol{u}_{(
u+1)}$ を求めたこととして表記する

³ この問題は Michell の最適トラス問題として知られている.

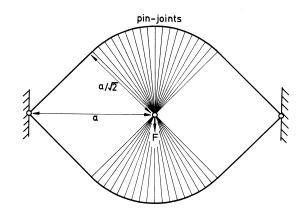


図-3 理論上の Michell の最適化トラス (1904)⁵⁾

は既に概形的な構造形態が現れ,圧縮場(赤色)と 引張場 (青色) に明確に現れた.同図(c)の step 3 では固定端と荷重作用点では部材力が集約されて いることがわかる.荷重作用点の上と下の領域で は縦横の格子がはっきり現れた.さらに,同図(d) の step 5 では上下の水平部材はぼけているものの, 系全体の構造体として形態が現れつつある状態と なった.この形態の斜め 45° の部材構成は Michell トラスとほぼ同様の位相となって現れた.ただし, その後の形態でも荷重作用点からの放射状の斜材 が現れず, Michell トラスとは一部異なった.加え て,同図(e),(f)の形態プロセスでは上下対称性が 崩れていることがわかった.これは,反復剛性制御 の段階で,微妙な引張場と圧縮場の力のつりあい が崩れ(分岐を起こし),上下対称性が崩れたため である.ただし,左右対称性は顕在しているので, これに関する特異分岐点には達していないことも この位相結果から読み取ることができる.この解 析での同図(f)では,非常にスリムな形態の創出に 成功した.このことから, Michell トラスの問題は 大局的なトラス構造によって近似的に置換(補完) することができることを意味している.

これらの結果を,ユニットセルで数値的に要素の平均応力化処理 4 した step 5 と step 8 について,図-5(a) と (b) にそれぞれ示す.左側は応力密度図(濃度が高いほど応力と剛性が高い)を,右側の結果は等応力コンター図(等応力イメージを可視化)を,それぞれ示す.それぞれはっきりとした位相結果が得られた.

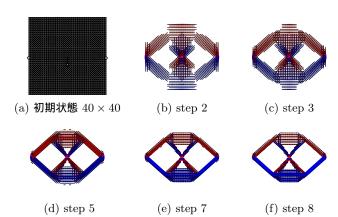


図-4 ラチストラスモデルによる Michell の形成プロセス (40 × 40 mesh)

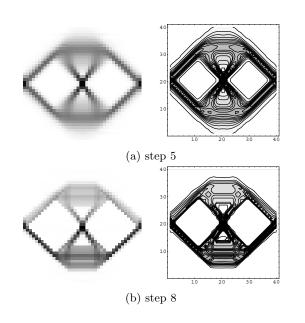


図-5 Michell のコンター図 $(40 \times 40 \text{ mesh})$

3. 梁モデルのレイアウト最適問題

梁のモデルを用いた均質化法等による位相最適化は,スパンが長くなるにつれて,その中央部分にソリッド要素と空隙要素の密度分布がチェッカーボードのように交互に並ぶ数値不安定性が現れ,構造物としてどこに境界を定めるべきかを判断しにくいといった問題が存在する.

3.1 単純梁モデル

本研究で用いたマイクロトラスによる解析モデルを図-6(a) に示す.設計領域はアスペクト比を 1/6 とした $50 \times 300 ({
m cm})$ とする.メッシュ分割は 20×120 分割とし, $2.5 \times 2.5 ({
m cm})$ のユニットセルで満たされている.なお,モデルの左右対称性

⁴ ここでは、1 つのユニットセル内の部材力を2乗化しノルム平均化を可視化のために変換した。

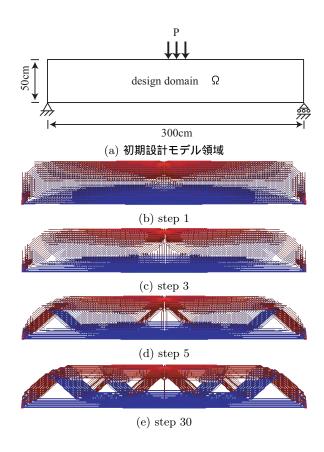


図-6 単純梁モデルの解析結果 (20×120分割)

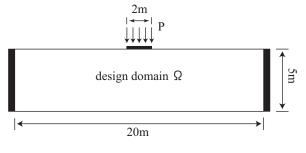


図-7 対象構造モデル

を考慮して 1/2 領域で解析を行う . 各パラメータは ,初期部材剛性は $EA_0=1.0$ とし ,最大剛性の制限値は $EA_{\max}=10EA_0$ とし ,荷重レベルは $\widetilde{p}=1.0\times10^{-3}EA_0$ とした . 図 (b) 以降は形態形成の収束計算の過程であり,図中の赤色の部材は圧縮部材を ,青色は引張部材を示し ,太さはその大きさを示す . 30 回目の収束ステップの図 (e) の解析結果では ,我々がよく知るワーレントラスの概形を得た .

3.2 両端固定梁モデル

図-6(a) は単純支持であったが,次に,両端が固定された両端固定モデルを考える.両端固定で中央

に帯分布荷重 P が作用する領域を設計領域としたレイアウト最適化問題を考える.この問題に関しては,Ramm and Mauteによるアダプティブ位相最適化法による解がある $^{29),30}$.この手法は,均質化設計法によって位相を求め(位相最適化(topology optimization))、次に有限要素メッシュを切り,さらにその形状における位相を求める(形状最適化(Shape optimization))といった手順を数回繰り返すものである.この手法は,前節で述べた数値的不安定を解決しており,このようにして得られた位相は滑らかな境界を持ち非常に明解なものとなっているが,計算コストがかかりすぎるという問題があった.

そこで,我々は例え得られた最適形態であっても,そのまま実際の構造物に適用するには敏感な要素が実在するので,その修正とアダプティプな収束計算コストから,グランドストラクチャー法のマイクロトラスから形成される形態形成を行う.この方法でも,構造形態を決める上で,工学的に効率的で有用性がある.

E. Ramm $et~al.^{31}$)が提案している両端完全固定梁モデルについて,本解析手法を適用した結果について以下に述べる.設計領域は $5m\times20m$ で,荷重が上端中央部2m に載荷しているものとする.メッシュ分割は 20×80 分割とし, $25cm\times25cm$ のユニットセルで満たされている.なお,モデルの左右対称性を考慮して1/2 領域で解析を行う.各パラメータは, $EA_0=1.0$, $EA_{\max}=10EA_0$ とし,荷重レベルは $\tilde{p}=2.0\times10^{-4}EA_0$ とした.

図―8 に各ステップ数における形態変化の様子を示す.その図の右側半分は,各ステップ数に対する設計領域内の応力の状態を等応力線図によって表現したものである.また,左半分が形態解析によって得られた最適形状を表したものである.アダプティブ位相最適化によって得られた形態に酷似た位相が表れ,最終的には総部材数は初期部材数の約19 %にまで削減された.アダプティブ位相最適化による解と比較してみると,支持点に伸びる部材がそれぞれ2本あり,より強固な形態が現れている.載荷点直下の大きな3角形のトラス形態をした太い部材で荷重を支える形態を示し,これはRammの位相最適化結果でも発現されたものである.

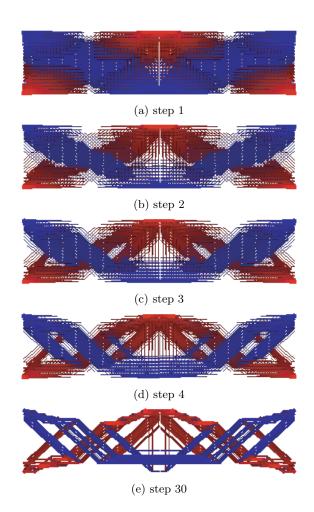


図-8 両端固定梁モデルの解析結果(20×80分割)

4. 折畳み・最適化構造概念からモバイルブリッジ機構への適用可能性

一般のトラス橋では,上弦材と下弦材が曲げモーメントに抵抗する主要部材であるが,この研究成果ではその一部が欠けた構造でも抵抗できるとともに,折畳みを持たせた構造体にするためには,積極的に取り入れることによって全く新しい構造物を創生できる可能性がある.

また,この構造最適化法と折畳み構造研究「MFM 概念とそれを応用したモバイルブリッジの研究開発」²⁸⁾から、今回具体的な災害復旧のための折畳み-展開可能なトラス構造の仮設橋の開発とその適用性を考える.

その一例として,図-9 は,Michell の構造問題における構造最適化の研究成果をヒントに,その構造を横に3連並べて,部材中央で交差するはり部材に置換することによって,仮設の伸縮できる骨組み構造体に応用したものである.このように,

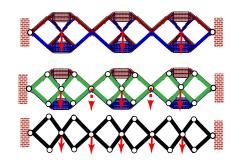


図-9 仮設骨組トラス構造 (Michell 問題の応用)

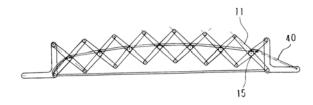


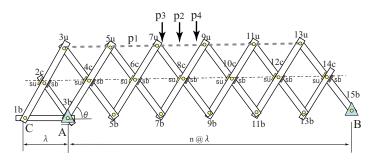
図-10 モバイルブリッジ構造のアイデア 27)

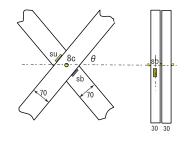
この構造体では展開時に強度が十分であれば上弦材と下弦材に頼る必要がない.また,展開後に活荷重が作用する場合には,組立て補強材として上下弦材を組み込めばよい.

しかしながら,この場合は水平方向の変位は拘束されているので面内剛性は保持されるが,この構造体を仮設橋とする場合には,この課題と面外剛性の問題を解決しなければならない.

そこで,一つの考え方として,図-10に示すように,構造体の両端にタイドケーブルやタイドバーを設けて立体トラス構造にすることで不安定な構造を安定構造として活用できる.このことは,橋を伸縮できる利点が生まれるとともに,運搬等の移動が可能となり,迅速な橋の組み立てが可能となるメリットも生まれる²⁷⁾.あるいは,タイドケーブル等の代わりに,展開後に水平部材を一箇所固定することによっても構造体を安定化させることが可能である.

それを確かめるために,この構造最適化手法と折畳み構造概念を組み合わせて,特許技術の内容を盛り込んで,人が載れる程度の設計荷重を想定してプロトタイプの製作を実施した.実際の試作では,基本的には同じ主要構造概念からなる,図-11の格子トラス型の橋プロトタイプをアルミニウム合金で製作し,構造不安定を起こすことなく,自立安定性を実現した.





(a) 格子トラスの全体

(b) 縁ひずみゲージ位置 (例 No.8 の su と sb)

図-11 格子トラスの載荷ケース $P_1 \sim P_4$ とひずみゲージ位置

5. プロトタイプ格子トラスの解析モデル

5.1 プロトタイプ構造の仕様

新しい展開型の応急橋のプロトタイプを製作するにあたり,様々な検討を実施した.最終的には,入手可能な材料でコストが廉価な規格品,アルミニウム合金 A6063-T5 の角パイプ材を主要骨組材として選定した.骨組構造の構成は,図-11(a) に示すように,長さ 120cm で,両端ピン間は 100cm,部材中央で X 型に交差するピン構造から構成される,伸縮可能なパンタグラフトラス構造仕様とした.支点としては,構造的バランスを考えて,暫定的に図中のように A 点と B 点とした.

5.2 人荷重載荷による荷重ケース

プロトタイプの節点番号とひずみ位置を図-11(a)に示す.例えば,No.8のひずみゲージ位置は,図-11(b)に示すように部材交差部の上縁側 (su)と下縁側 (sb)に対応する.プロトタイプの力学実験と照合させるために,幾つかの荷重 p_i を図-11 のように考える.プロトタイプの骨組だけの状態を P_0 の既定値 (ゼロリセット) とし,荷重ケース P_k は各荷重 p_i の累加

$$P_k = \sum_{i=1}^{k} p_i, \quad k = 1, \dots, 4$$

として表すこととする.荷重ケース P_1 はアルミニウム合金製のエキスパンドメタルで製作された簡易 床版 $(4 {
m kgf}/1~{
m All})$ を構造体の上路部分にセットした $(P_1=196 {
m N}~(20 {
m kgf}))$.荷重ケース P_2 は節点 $8 {
m C}$ の部材交差部に位置する部分に一人 $686 {
m N}~(70 {
m kgf})$ が載り,合計 $P_2=882 {
m N}~(90 {
m kgf})$ とする.荷重ケース P_3 は節点 $8 {
m C}$ をはさんで,二人と床版の荷重合計 $1499 {
m N}~(153 {
m kgf})$ が載り,ケース P_4 は三人と床版の荷重合計 $2117 {
m N}~(216 {
m kgf})$ が載った状態をそれぞ

れ示す . 解析ではトラスの片面を対象とし , それぞれの荷重値を $p_i^*=p_i/2$ として扱うこととする .

5.3 梁近似解析による着目すべき応力設計値

ここでは、厳格な解析は行わず、あくまでも製作用の設計に活用できる近似解法を考える.モデルをできるだけ単純化するために、システムにとって構造的に不利な状態を想定し、着目した応力やひずみなどの力学諸量の挙動観察と近似解法の整合性をみることによって、設計に役立つデータを把握することにする.

この論文では構造体の設計に対して必要な諸量を算定することを主眼にしているので,この構造体は水平方向に固定(静止)されているものと仮定し,構造体内にピン結合構造があるが,これらは静的に釣り合っているものとする.すなわち,この構造体は大局的に格子桁のように梁構造物とみなし,構造物全体に作用する曲げモーメントに抵抗するものとして,設計を考える.このとき,この構造体の弱点になる部材交差部の断面力を考え,部材応力の照査と実験によるひずみ計測から分析することとする.

部材交差部の角パイプ断面は,部材が水平時と同等とみなして,断面 2 次モーメント I を算定する.すなわち,1 本のアルミ角パイプ断面の図心軸に対する最小断面 2 次モーメントは

$$I_{\min} = \frac{BH^3 - bh^3}{12}, \quad \text{as } \theta = 0$$

である.ここに,B は角パイプの外側の幅,b は内側の幅,H は外側の高さ,h は内側の高さである.

いま,部材内の軸力は未知であるが,構造体は 曲げモーメントに支配されるものとして,ここで は軸力による垂直応力を0とする.よって,各格 間中央の交差部の曲げ縁応力 σ_b は , 片面あたり 2 本の骨組部材からトラスを形成しているので ,

$$(\sigma_b)_{\stackrel{\circ}{\circ}\stackrel{\circ}{=}} = \pm \frac{M_{\stackrel{\circ}{\circ}\stackrel{\circ}{=}}}{I_{\min}@2_{\text{4f}}(\text{Ein})} \frac{H}{2}$$
 (13)

から算出できるものとする.

特に,この格子トラスが同断面部材で構成されている場合には,最大曲げモーメント付近の交差部がシステム全体における弱点となりうるので,最重要チェックポイントと考えられる.

5.4 着目すべき断面力

図-11 の節点番号 j を上弦材の節点ならび部材 交差点に対応させ , j=3 番目に対応する支点 A からの距離 x_i $(j=1,\cdots,15)$ を格間長 λ を用いて

$$x_j = \frac{j-3}{2}\lambda, \quad j = 1, \dots, 15$$
 (14)

と定義する . このとき , 基点となる支点 A は $x_3=0$ であり , 支点 B は x_{15} に対応する .

荷重については,床版を除いて集中荷重が作用するものと考え,一般的に利用できるように格間数を偶数としてnと与え,その荷重作用点 x_j は上弦材の節点に対応しているとすると,その作用位置は

$$\{x_j|j=3,5,\cdots,2n+1\}$$

となる.

一方,着目すべき断面位置 x_j は,部材交差部の 格間中点とし,すなわち,

$$x_j = \frac{j-3}{2}\lambda, \quad j = 2, 4, \dots, 2(n+1)$$

と表される.作用点 $x_j\;(j=3,5,\cdots)$ に集中荷重 pを想定しているので,このときの反力 R_B は

$$-R_B \times (n\lambda) + p \times x_j = 0$$

$$R_B = \frac{x_j}{n\lambda} p = \frac{j-3}{2n} p, \quad j = 3, 5, \dots,$$

と表現できる.同様に,反力 R_A は

$$R_A = \left(1 - \frac{j-3}{2n}\right) p, \quad j = 3, 5, \cdots,$$

と求められる.

ある1つの集中荷重pの作用位置を x_j とするとき,曲げモーメント $M(x_k)$ は

$$M(x_k) = \begin{cases} R_A * x_k, & x_j \ge x_k \\ R_A * x_k - p * (x_k - x_j), & x_j < x_k \end{cases}$$
$$= \begin{cases} -\frac{(k-3)(j-3-2n)}{4n} p\lambda, & x_j \ge x_k \\ -\frac{(j-3)(k-3-2n)}{4n} p\lambda, & x_j < x_k \end{cases}$$
(15)

と求められ,格点におけるモーメントの影響線を 得る。

したがって,作用モーメントがほぼ最大となるトラス交差部の着目点 $(x_k=((n+2)-3)\lambda/2), k=n+2$ に着目すると,荷重作用節点 j=n+2 のときに

$$M_{\text{max}}(p) \simeq \frac{n^2 - 1}{4n} p\lambda$$
 (16)

を得る.

5.5 実験と解析値との比較

プロトタイプ構造の実験検証用に人荷重の各荷重 p_i を適用する.便宜的に,平均体重の半分 (片面分) を

$$p_i^* = 196/3/2$$
(片面) = 32.7(kgf)
= 320.5(N), $i = 2, \dots, 4$

とする.最大荷重時のモーメントを考える. 床版は等分布荷重強度 $p_1^*=0.2254(\mathrm{N/cm})$ $(0.023(\mathrm{kgf/cm}))$ を想定し, p_3^* の作用点は節点 $7\mathrm{u}$ の j=7 に, p_4^* は節点 $9\mathrm{u}$ の j=9 に, p_2^* は交差部 $8\mathrm{c}$ の j=8 に,計 3 人がプロトタイプのそれぞれ の位置で載荷した.このときの反力は

$$R_A = 609.6(N)$$

となる.作用モーメントがほぼ最大となるのは交差部の着目点 k=8 であるから,最大曲げモーメントの値と式 (16) の $M_{\rm max}(p)$ の 3 人分の近似値 (床版を含まない) は

$$M_{\text{max}} = R_A * x_k - p^*(x_k - x_j) - p_1^* x_k^2 / 2$$

= 1133(Nm) < $M_{\text{max}}(3p_2^*) = 1215(\text{Nm})$

となる.各荷重ケース P_i に対する曲げモーメント分布図を図-12 に示す.図中の太線は,最大荷重時の荷重ケース P_4 (三人) が構造体の中央付近に載ったとき 5 の曲げモーメント図に対応し,最大曲げモーメントの値は式 (17) の値にほぼ一致する.このように,基本的には構造体中央付近で最大曲げモーメントが発生する.

したがって,同一断面部材使用時は, x_k 位置での曲げモーメントを断面係数で割れば,この曲げモーメントに対する縁応力理論値が得られることになる.すなわち,式 (13) に代入すると、

$$\sigma_b(x_k) = \pm 84.3 (\text{MPa})$$

⁵ 三人がプロトタイプに載った場合の荷重作用点は,上弦節点と 部材交差部付近に対応する.

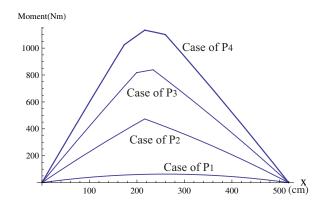


図-12 各荷重ケース P_i の載荷状態に対する曲げモーメント 分布図

となった.このモーメント分布図を,式 (13) のように応力値に換算すると,図-15 の破線となる.図中の点はそれらの部材交差部の両縁端部に位置するひずみゲージ実験計測による応力値に対応する.この図を見ると、荷重ケース P_4 による計算値は実験値より大きく安全側に現れた.

6. プロトタイプの力学挙動実験

モバイル仮設橋のプロトタイプを展開した状態での力学挙動特性を理解するために,基本的な力学実験を以下の通り実施した.

6.1 実験条件と計測値

力学実験の条件は,使用範囲内の非破壊実験を前提に,人による上弦載荷荷重をプロトタイプに与えた.ここでは,各荷重条件下に対して,主として設計基礎データを得るために,基本的な変形量の計測を行った.

6.2 プロトタイプの変位と荷重の関係

プロトタイプに上述の人荷重を載荷したときの変位の計測を実施した.近似的に曲げモーメント分布は,ほぼ中央に集中荷重が載荷したときの三角形分布とみなすことができるので,中央のたわみ量を予測し,実験値と比較する.最初に,自重状態を既定値(ゼロリセット)として,それぞれの荷重状態に対する,構造体中央付近の節点8cにおける鉛直変位を図-13に示す.また,それらの計測値を表-1に示す.これらの計測結果から,両者はほぼ線形関係にあることがわかった.

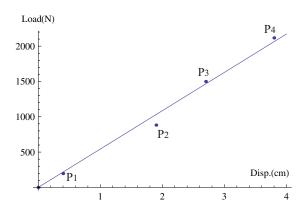


図-13 上弦載荷荷重と中央点 No.8 の変位の関係

表-1 上弦載荷条件による構造体中央の No.8 付近の計測値

荷重ケース	計測 変位	ひずみ 理論値	上縁側 計測値	下縁側 計測値
P_i (N)	(cm)	$ \varepsilon (\mu)$	$\varepsilon_{ m su}(\mu)$	$\varepsilon_{ m sb}(\mu)$
$P_0 = 0$	0.0	0	-34	36
$P_1 = 196$	0.4	77	-172	171
$P_2 = 882$	1.9	556	-476	498
$P_3 = 1499$	2.7	987	-782	809
$P_4 = 2117$	3.8	1414	-1125	1160

6.3 各荷重ケースに対する部材交差部のひずみ

構造体中央付近の部材交差部 No.8c に着目し,その上下縁端部のひずみゲージを図-11(b) に示すように部材軸方向に貼り,その計測値を表-1 に示す.表中の理論値は,フックの法則に基づく応力-ひずみ関係と,曲げモーメントから算定した値である.そのときの関係図を図-14 に示す.この結果,ひずみの理論値は実験値に対して大きめに算定されており 6 ,実験値は理論値よりもひずみが低く抑制される結果となった.両者のひずみは,各荷重に対してほぼ線形関係となり、その差も荷重の増加につれて大きくなった.

6.4 部材交差部に位置する縁端応力値

プロトタイプの部材交差部全ての縁端ひずみを測定し,それらを材料引張実験から得られたヤング係数を用いて応力値に換算し,ひずみ測定位置と各荷重ケース P_i に対応する関係を図-15 に示す.図中の破線は,荷重ケース P_4 の場合の作用曲げモーメントから算出した理論的な縁端応力の曲線である.その結果,理論値が実験値より大きめに算出されており,傾向として相対的に類似な関係になっている.したがって,設計に用いる際には,理論値を参考にするとよいことが分った.理論値の最大曲げ縁応力度は 84.3MPa (860kgf/cm²) であり,

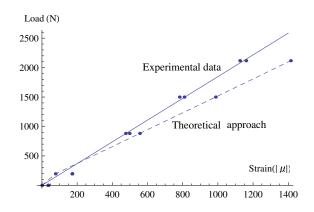


図-14 上弦載荷と中央点の上縁側と下縁側のひずみ実験値 (|arepsilon|)

実験による応力算定値は,69.3MPa(707kgf/cm²)の降伏応力度以下で使用限界範囲内の応力状態であることが確認された.

したがって、このプロトタイプ製作時には、設計荷重を 980N 程度の人一人荷重を想定していたが、実際には三人が載れるまでの耐力を有していることが、理論的にも実験的にも明らかとなり、このことからこのような水平方向に展開するトラス構造系はモーメントに抵抗できるような「はり」構造物としてみなして設計に適用できる.このことは、橋本体を迅速に架橋する技術開発を飛躍的に進歩させる可能性も秘めており、今後の詳細な実験を踏まえて適用範囲の可能性を明確にしていきたいと考えている.

7. まとめ

本解析ならびに開発研究により,以下の点が明らかになった.

- 構造最適化計算手法により、軽量かつ丈夫な 構造形態を創生し、その理想的な構造形態から、さらに折畳める構造物の創造を考案する ことによって、折畳める仮設橋の「モバイル ブリッジ」の設計の基礎材料を得た。
- 最適化構造の計算結果に基づく基本形態を,実際にプロトタイプとして製作し,その梁理論の検証と実験検証を行うことによって,そのプロトタイプの設計法と耐荷性能の一部が明らかになった。
- このようなシザーズ構造物は、これまで屋根構造などの建築構造物で適用されてきた例は存在するが、荷重が載荷するような仮設橋モデルに適用した例はなく、実質上最初の試みであったが、設計値と実験値データがほぼ予

測どおりの関係を示し,この構造体の可能性を示唆することができた.今後は詳細な検証を進めるとともに,仮設橋の展開方法を含め,様々な挙動特性を調査しながら,開発を進歩させていきたいと考えている.

謝辞: 本プロトタイプを製作にあたり,本学学校工場の技術員・スタッフの多大な協力に感謝するとともに,日本建設機械化協会施工技術総合研究所の共同研究に深謝する.

参考文献

- 1) 台風 9 号に伴う兵庫県西部佐用・宍粟・美作の 千種川水系と揖保川水系の豪雨災害被災記録誌 (流橋調査), http://home.hiroshima-u.ac.jp/bridge2/outhiro/open/hasi-nagare-0810.htm
- J. C. Maxwell, Scientific Papers, Vol.2, 175, 1869.
- 3) 有尾一郎・Kim, H.A. (2006), 3 次元空間における形態 形成の Michell 問題, 日本機械学会最適化シンポジウム 講演論文集, 7, pp.179-184.
- W. Hamp, Theory of structural design, Report214, AGARD, October 1958.
- A. G. M. Michell (1904), The limits of economy of material in framed structures, Phil. Mag. (Series 6), 8, pp.589-597.
- H. Cox, The Design of Structures of Least Weight, Pergamon, Oxford, 1965.
- F. Shanley, Weight-Strength Analysis of Aircraft Structure, Dover, New York, 1960.
- 8) G. Gerard, Minimum Weight Analysis of Compression Structures, New York, University Press, 1956.
- J. Taylor (1969), Optimal design of structural systems, an energy formulation, AIAA J., 7, pp.1404-1406
- V. Venkayya (1956), Design of optimum structures, Computers and Structures, 1, No.1/2, pp.265-309.
- R. A. Gellatly and L. Berke, Optimal structural design, AFFDL-TR-70-165, February 1971.
- R. K. Livesley, The automatic design of structural frames, Quart. J. Mech. Appl. Math., 9, Part3 1956.
- 13) 成岡昌夫監修: 骨組み構造物最適設計, 日本鋼構造協会 JSSC Vol.7, No.63 - Vol.9 No.93, 1971-73.
- 14) Ringertz, U.T. (1986), A branch and bound algorithm for topology optimization of truss structures, *Engng.* & Optimization, 10, pp.111-124.
- 15) Kirsch, U. (1989), Optimal topologies of truss structures, Comput. & Struct., 72, pp.15-28.
- 16) M. Zhou and G.I.N. Rozvany (1991), The COC algorithm Part II: Topological, geometrical and generalized shape optimization, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.89, pp.309-336.
- 17) M. P. Bendsøe and N. Kikuchi (1988), Generating Optimal Topologies in Structural Design using a Homogenization Method, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.71, pp.197-224.
- M. P. Bendsøe (1989), Optimal Shape Design as Material Distribution Problem, Structural Optimization, Vol.1, pp.193-202.
- 19) K. Suzuki and N. Kikuchi (1991), A homogenization method for shape and topology optimization, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.93, pp.291-318.
- 20) R. J. Yang and C. H. Chuang (1994), Optimal topol-

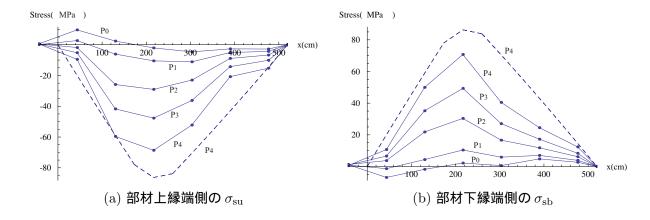


図-15 交差部の応力の実験値と理論値の分布

- ogy design using linear programming, Computers & Structures, Vol.52, No.2, pp.265-275.
- Jenkins, W.M.(1991), Towarrds structural optimization via the genetic algorithm, Comput. & Struct., 40, pp.1312-1327.
- Ohsaki, M.(1995), Genetic algorithm for topology optimization of trusses, Comput. & Struct., 57, pp.219-225
- 23) 大森博司・鬼頭伸彰 (2001), 遺伝的アルゴリズムを用いたトラス構造物の形態創出, 日本建築学会構造系論文集, Vol.520, pp.85-92.
- 24) 伊能教夫・下平真子・小林弘樹 (1995), 力学構造物を自己組織化するセル・オートマトン (ローカルルールによって生じるシステム全体の挙動), 日本機械学会論文集 (A編), Vol.61, No.586, pp.1416-1422.
- 25) G.W. Hunt and I. Ario (2005), Twist buckling and the foldable cylinder: an exercise in origami, *Int. J.* of Nonlinear Mechanics, Vol.40(6), pp.833-843.
- 26) J. Holnicki-Szulc, P. Pawlowski, M. Wiklo (2003); High-performance impact absorbing materials - the concept, design tools and applications, Smart Materials and Structures, No.12, pp.461-467.
- 27) 有尾一郎, 特許申請中 (2006), 構造体及びその主フレームの伸張・縮収装置 (特願 2006-037668).
- 28) 中沢正利・有尾 一郎・谷倉 泉・小野秀一 (2009), MFM 概念とそれを応用したモバイルブリッジの研究開発, 土 木学会全国大会 第一部門.
- 29) K. Maute, E. Ramm(1995), Adaptive topology optimization, Struct. Optim. 10, pp.100-112
- 30) K. Maute, E. Ramm(1995), General shape optimization an integrated model for topology and shape optimization, N. Olhoff, G. I. N. Rozvany(Eds.), Proceddings of the First World Congress of Structural and Mutidisciplinary Optimization, 28 May-2 June 1995, Goslar, Germany, Elsevier, Oxford, pp.299-306
- S. Schwarz, K. Maute, E. Ramm(2001), Topology and shape optimization for elastoplastic structural response, Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 190, pp.2135-2155

表-2 引張実験用の材料供試体と実験結果

変位速度 (mm/min)	0.1		
供試体	No.3	No.4	
材質	A-6063T	A-6063T	
幅 (mm)	20.05	20.10	
厚さ (mm)	3.05	3.10	
断面積 (mm^2)	61.15	62.31	
標点間距離 (mm)	100.0	100.0	
変形後の標点間	108.2	108.3	
降伏応力 (MPa)	150.3	150.4	
0.2%耐力 (MPa)	176.5	183.5	
引張強度 (kN)	12.16	12.19	
弾性係数 (kN/mm²)	59.5	62.5	
ポアソン比	0.31	-	

付録: 使用材料の引張強度実験

プロトタイプで使用したアルミ合金部材の強度 実験を実施したので,以下に示す.引張実験用の材料供試体の諸量と主な実験結果を表-2に示す.

(2009年9月20日受付)