

F R P を用いた橋梁の設計技術に関する 共同研究報告書()

-ビルトアップ法による F R P 歩道橋設計に関する検討-

平成 17 年 1 2 月

独立行政法人 土木研究所
材料地盤研究グループ新材料チーム
財団法人土木研究センター
旭硝子マテックス株式会社
石川島播磨重工業株式会社
新日本石油株式会社
日東紡績株式会社
三菱重工業株式会社

Copyright © (2005) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

F R P を用いた橋梁の設計技術に関する
共同研究報告書()

-ビルトアップ法による F R P 歩道橋設計に関する検討-

独立行政法人土木研究所	新材料チーム	上席研究員	西崎 到
		主任研究員	木嶋 健
	財団法人	土木研究センター	佐伯 彰一
	財団法人	土木研究センター	安波 博道
	旭硝子マテックス株式会社		田澤 仁
	旭硝子マテックス株式会社		渡邊 哲也
	石川島播磨重工業株式会社		小川潤一郎
	石川島播磨重工業株式会社		鈴木 統
	新日本石油株式会社		小林 智和
	日東紡績株式会社		平山 紀夫
	日東紡績株式会社		宮永 直弘
	三菱重工業株式会社		土屋 美和
	三菱重工業株式会社		上林 正和
	三菱重工業株式会社		武内 幸生

要 旨

本報告書は、FRP を用いて軽量かつ耐食性に優れた歩道橋構築技術を開発するために実施された、「FRP を用いた橋梁の設計技術に関する共同研究」の検討の中間的結果を報告するものである。FRP 歩道橋を効率的に設計するための方法として、主桁部材をビルトアップ法により構築する方法に注目して、これによる主桁部材設計法の検討と、4m 主桁の試設計、試作、載荷試験結果などの結果をまとめた。

キーワード：繊維強化プラスチック，FRP，構造材料，歩道橋，効率，コスト，市場性，設計，接合，FEM，許容応力度，安全率，ビルトアップ，引抜成形材，載荷試験

目 次

まえがき

第1章 FRP歩道橋の効率的な構築手法の検討.....	1
1.1 FRP歩道橋に適した構築形式と特徴	1
1.1.1 橋梁部材としてのFRP材料の設計について	1
1.1.2 歩道橋の構築形式の選定	4
1.1.3 FRP歩道橋の構築形式と特徴	8
1.2 梁部材の構築方法とコストの検討.....	9
1.2.1 梁部材の構築方法の選定	9
1.2.2 使用材料	10
第2章 主桁部材の設計に関する検討.....	13
2.1 主桁部材設計法に関する考え方.....	13
2.1.1 主桁断面	17
2.1.2 荷重の設定	17
2.1.3 振動応答解析による許容活荷重たわみの緩和.....	17
2.1.4 たわみ照査	33
2.1.5 座屈強度（理論値）.....	34
2.1.6 座屈照査	37
2.2 許容応力度と安全率の考え方.....	38
2.2.1 FRPの許容応力度・安全率の考え方.....	38
2.2.2 物性保持率.....	40
2.2.3 安全率.....	40
2.2.4 安全率の試算.....	42
2.2.5 構造用FRPの安全率と許容応力度（参考）.....	42
2.3 4m主桁部材の設計.....	47
2.3.1 主桁部材の設計法.....	47
2.3.2 FEMによる解析検証.....	61

第3章 主桁部材および接合に関する実験的検討.....	73
3.1 ビルトアップ法による4m主桁部材の検討	73
3.1.1 主桁の製作.....	73
3.1.2 載荷試験方法.....	78
3.1.3 試験結果および考察.....	84
3.2 接合に関する検討.....	90
3.2.1 ボルト接合静的強度(M5ボルト).....	90
3.2.2 ボルト接合静的強度(M16ボルト)	98
3.2.3 ボルト接合疲労強度(M5ボルト).....	103
3.2.4 ボルト接合疲労強度(M16ボルト).....	104
3.2.5 接着接合静的強度.....	105
第4章 今後の課題.....	107
4.1 今後の構想.....	107
4.2 主桁部材のコスト分析とコストダウンの可能性.....	108

まえがき

F R Pは軽量かつ高強度、高耐食性を併せ持つ素材である。土木構造物の多くは鉄筋コンクリート、鋼材で作られるが、四方を海に囲まれている我が国では、海塩による鋼材の腐食が大きな問題となっている。様々な対策方法が検討されつつあるが、F R Pのような鋼材のような腐食を生じない材料の適用は、土木構造物の鋼材腐食問題を根本から解決するひとつの方策と期待できる。また、F R Pは軽量であるため、橋梁上部工等に使用することにより、死荷重の低減、下部工の縮小、施工性の改善、短時間の施工、プレハブ化による高品質化など、様々な利点が期待できる。一方、F R Pの橋梁構造部材への本格的な適用にあたっては、設計技術の面および経済性の面から、いくつかの課題が存在する。そこで、これらのうち、特に技術的な課題について解決を図るための検討を、独立行政法人土木研究所が公募した共同研究「F R Pを用いた橋梁の設計技術に関する共同研究」(平成13～17年)により実施した。

本共同研究の実施期間は平成17年度までであり、現在(平成17年12月)研究の途上であるが、F R P橋梁に関する研究は、内外で活発に進められつつあり、研究途上であっても、結果がまとまった部分については迅速に成果を公表することが、当該分野の研究の活性化につながると考え、ここでは平成16年度までの結果に基づき中間的報告として公表する事とした。本共同研究実施の途中で共同研究から離脱した参加者がおり、本報告書のとりまとめにあつたのは、平成16年度時点の参加者(独立行政法人土木研究所、財団法人土木研究センター、旭硝子マテックス(株)、石川島播磨重工業(株)、新日本石油(株)、日東紡績(株)、三菱重工業(株)の7者)である。

本共同研究のポイントは、F R P歩道橋を如何に効率的に構築するかと言う点に置いた。このため国内唯一の実用F R P歩道橋である沖縄ロードパーク橋(2000年3月竣工)を研究材料とし、これをさらに効率的かつ標準的に設計する方策について検討した。その結果、主桁部材をF R P引抜成形材の組み合わせにより構築する「ビルトアップ法」に着目し、これによる主桁設計法を検討した。また、4mの試験桁の製作、載荷試験を行い、設計法の妥当性と問題点を検証した。本報告書ではこれらの検討内容の詳細についてまとめたものである。

なお、本共同研究の実施に当たり、豊橋技術科学大学の山田聖志助教授にはF R P部材の座屈について助言・指導を頂いた。ここに記して謝意を表します。

第1章 FRP歩道橋の効率的な構築手法の検討

1.1 FRP歩道橋に適した構築形式と特徴

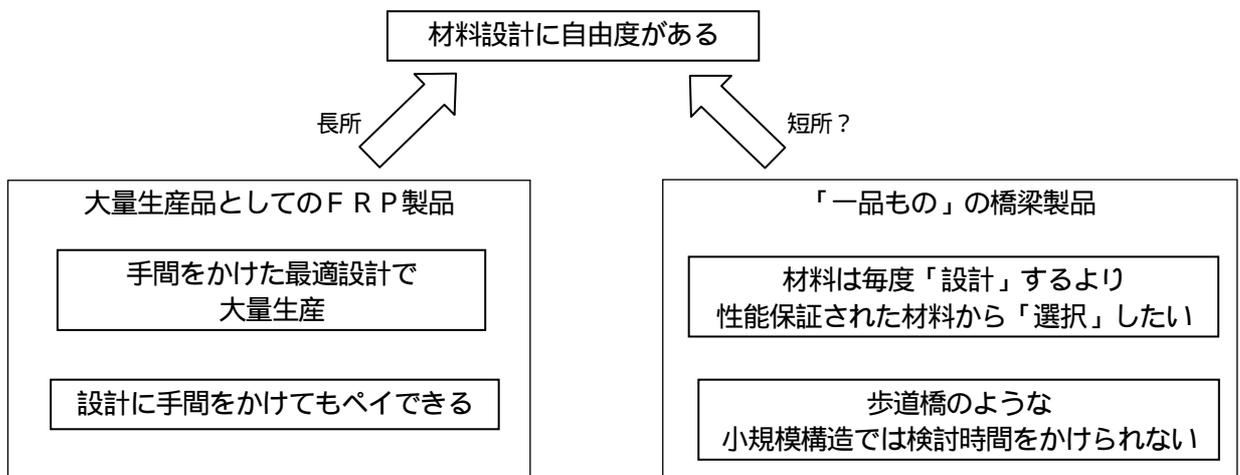
1.1.1 橋梁部材としてのFRP材料の設計について

日本国内の道路橋は、(社)日本道路協会の「道路橋示方書」に基づき、設計、施工が行われており、これに歩道橋であれば「立体横断施設技術基準」が適用される。現在の道路橋示方書では使用材料を鋼材とコンクリートに限定し、これらの材料については誰もが橋の設計を行えるように編纂されているが、その他の材料を構造部材に用いる場合の基準強度等の規定は無い。

このような背景で、これまでの一般橋梁の設計技術者がFRPを主部材とした橋梁の設計を実際に行おうとすると、主桁の大きな計算や試設計、コスト試算は出来るが、実業務における継ぎ手の設計や、座屈照査、部材寸法の照査などの設計においては、コンクリートや鋼材を対象とした道路橋示方書の基準式は適用できないため、実際の詳細設計が困難という問題がある。そのため、解析と確認のための実験をその都度行うことになるが、確立された設計法や評価基準がないため、過剰な安全側の設計での実施や試験的な採用に留まり、一般への普及が難しい状況にある。このため、土木構造用部材のFRPとしての合理的な設計法が必要である。

また、FRPは比較的新しい材料で、性能や製作方法が進歩上にあり、構造用部材としての鋼材のような材料の使用規定も無い。これまでの一般のFRP製品は、材料設計の自由度を利点として、材料強度、樹脂の種類、繊維含有率に至るまで材料設計者が決定し、必要に応じ解析や実験で妥当性を検証している。このことは、大量生産品などでは最適設計が可能で、生産効率が良いといえる。しかし、いわゆる「一品もの」である土木構造材料としてFRPの使用を考えた場合には、材料選定や設計方法の基準のようなものが無い場合、設計や製作効率が悪く、競争力を悪化させる一因になり、FRPに馴染みのない使用者側からは基準が無いことで「訳のわからない材料」と評価され、敬遠されてしまい、利点である自由度がある意味で欠点になってしまっている。

これらの事柄を背景に本研究では、鋼材の設計法と対比させながら実務上の設計方法について検討し、樹脂と強化繊維から構成される、異方性材料としても考慮しながら、合理的な設計を試みることにした。



(橋梁設計者からみた実務上の具体的な初期課題)

道路橋示方書の式が使用できない。

例を挙げると、圧縮材の許容応力低減の考え方など、鋼材の b/t の規定 (下記例) が、FRP ではどのように扱えば良いのか明確に示したものがない。カタログの引抜材を圧縮部材に使用しようとした場合に、これらの式が使えるような規格材料や評価式が存在せず、同じようなサイズでもメーカーによって性能にばらつきもある。この結果、設計者はこの材料を使用して良いのか簡易に確かめることが出来ず、解析や実験等に頼るか、または、勘に頼った過大設計を行うことになる。

例 . 圧縮応力を受ける自由突出部の板厚 b/t についての鋼材及びアルミニウムの記述

「道路橋示方書・同解説 鋼橋編」
より抜粋

「アルミニウム合金土木構造物
設計・製作指針案」より抜粋

4.2.3 圧縮応力を受ける自由突出板

(1) 圧縮応力を受ける自由突出板の板厚 t は、自由突出幅 b の $1/16$ 以上とする。

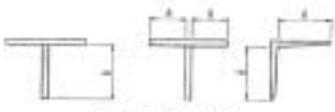


図-4.2.3 自由突出板

(2) 圧縮応力を受ける自由突出部の屈曲座屈に対する許容応力度は、表-4.2.3に示す値とする。ただし、鋼橋基礎等の耐震設計上じん性が必要な部位に用いられる自由突出部については、屈曲座屈に対する許容応力度がその上乗値となる状態で材料寸法を設計するものとする。

表-4.2.3 自由突出部の屈曲座屈に対する許容応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	屈曲座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
SM500 SM500 SMA500W	40以下	140 $\leq \frac{b}{12.5} \leq 1$ $23,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \leq \frac{b}{18} \leq 1 < \frac{b}{22.5}$
	40を超え 100以下	125 $\leq \frac{b}{12.5} \leq 1$ $23,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \leq \frac{b}{18} \leq 1 < \frac{b}{15.5}$
SM490	40以下	390 $\leq \frac{b}{11.2} \leq 1$ $23,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \leq \frac{b}{16} \leq 1 < \frac{b}{11.2}$
	40を超え 100以下	375 $\leq \frac{b}{11.2} \leq 1$ $20,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \leq \frac{b}{16} \leq 1 < \frac{b}{12.5}$
SM490Y SM490 SMA490W	40以下	210 $\leq \frac{b}{10.5} \leq 1$ $21,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \leq \frac{b}{18} \leq 1 < \frac{b}{18.5}$
	40を超え 75以下	195 $\leq \frac{b}{10.5} \leq 1$ $21,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \leq \frac{b}{18} \leq 1 < \frac{b}{22.5}$
	75を超え 100以下	180 $\leq \frac{b}{11.0} \leq 1$ $23,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \leq \frac{b}{18} \leq 1 < \frac{b}{11.5}$
SM520 SMA520W	40以下	230 $\leq \frac{b}{9.5} \leq 1$ $23,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \leq \frac{b}{10} \leq 1 < \frac{b}{8.5}$
	40を超え 75以下	215 $\leq \frac{b}{9.5} \leq 1$ $21,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \leq \frac{b}{18} \leq 1 < \frac{b}{8.5}$
	75を超え 100以下	210 $\leq \frac{b}{9.5} \leq 1$ $21,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \leq \frac{b}{18} \leq 1 < \frac{b}{8.5}$

3.2.2 圧縮力を受ける自由突出部の板厚

等分布圧縮応力を受ける自由突出部は、自由端に最大圧縮応力度を有する等分布圧縮力を受ける自由突出部の板厚は、表-3.2.2に示す値以上でなければならない。

表-3.2.2 圧縮力を受ける自由突出部の板厚

材質と鋼種	板厚範囲 (mm)	突出部幅 (mm)
鋼	SM500・SM490	15-40
	SM520	15-40
	SM520・SM490	15-25
アルミニウム	SM500・SM490	15-40
	SM520	15-25
	SM520・SM490	15-25

ここに、 b : 板の自由突出幅 (mm) (図 3.2.2参照)



図 3.2.2 圧縮力を受ける自由突出部の板厚

計算応力度が表 3.2.1 に規定する許容応力度に比べて小さいときには、表 3.2.2 の自由端の値を $\sqrt{2}$ 倍することができる。
ただし、1.5 倍をこえてはならない。 b は表 3.2.2 の値をとるものとする。

橋梁用材料の材料規格がなくメーカーにばらつきがあり、橋梁設計者が使用材料を選定できない。(自由度が高すぎる。)

例えば鋼材の SM400 のような材料強度の規格がない。

道路橋示方書では橋梁用に使用する標準的な鋼種とその強度、許容応力度を定め、さらに使用する板厚により選定される標準的な鋼種をまとめている(下表)。

発注時に何を規定すれば良いのか、品質保証基準など整理する必要がある。

ある程度の構造用材料の規格化が望まれる。

表-1.6.1 板厚による鋼種選定標準

鋼種		板厚(mm)							
		6	8	10	25	32	40	50	100
積層構造用鋼	SS400	●							
	SM400A	●							
	SM400B	●							
	SM400C	●							
	SM490A	●							
	SM490B	●							
	SM490C	●							
	SM490YA	●							
	SM490YB	●							
	SM520C	●							
	SM570	●							
	SMA490AW	●							
	SMA490BW	●							
	SMA490CW	●							
	SMA570W	●							

設計者は材料メーカーと協議しながら、積層構成を理解し設計する必要がある。

積層構成による強度の違いが設計にどのような影響を及ぼすのか、設計者が決定しなければならない材料の仕様(構成)はどの範囲なのかを明確にする。

1.1.2 歩道橋の構築形式の選定

FRP 橋の実現にあたっては、材料、設計法と並び、従来形式橋梁とのコスト競争力を考慮したうえで技術的課題への取組みが必要であり、想定される課題事項に対して将来的なコスト優位性を考慮して形式を選定した。

(1) 材料

FRP 材料を主に用いる場合、FRP の種類や、他の材料とのいくつかの組み合わせが考えられる。全部材に GFRP を用いなければならないということではなく、継ぎ手部のスプライスにはステンレス材を用いるなど臨機応変に選択するというのも重要である。材料の選択に際しては仕様とコストの整理が必要となる。下記に考えられる材料の構成パターンを示す。

(材料の構成パターン)

GFRP で全てを構成する

CFRP で全てを構成する

GFRP と CFRP のハイブリッドとする

金属材料(鋼、Alミ、スチルス)と併用する

: 縦桁・横桁の曲げ部材、添接板等への鋼材の使用により FRP の弱点を補い、かつ、コストダウンを図る。

FRP 材料とコンクリートのハイブリッドとする

リサイクル材を用いる

GFRP は剛性が小さく、鋼の 10 分の 1 程度であることから、 の GFRP で全てを構成する場合、たわみ制限を満足させるために大きな断面が必要となることが推測できる。そのため、応力的には余裕のある断面となり、重量も大きくなる。従って、剛性を付加する目的で、CFRP を部分的に用いて剛性を補うことが効率的と考えられる。また、構造全体がねじりを受ける接ぎ手部などは、力の方向が一方ではないので金属板(耐食性を合わせるため SUS とする)を一部用いた、 と の併用が効率的な構成と期待できる。

(2) 成形方法

成形方法は生産量によってコストに影響するが、開発中の現時点では、将来的に FRP 歩道橋の製造量がある程度確保できると仮定して、成形方法によるコストを比較しながら検討することにする。以下の 3 つの成形方法を検討対象とした。

a) 引抜成形

既往の形にこだわらず、大断面成形用の形を提案(製作コストや引抜き設備コスト検討)

設備投資が過大であるなら CFRP の採用も検討する必要がある。

新規性があまりないと考えられる型材の 2 段重ねや、引抜材の主桁を密に横に並べるような形式は今回は採用しない方向で検討するものとする。

b) ハンドレイアップ

沖縄の歩道橋の成功点・失敗点を踏まえてコスト改善検討を行っておく必要がある。

c) ビルトアップ(貼り合わせ)

引抜き成形の組み合わせにより、大断面を構成する。この場合、ボルトと接着剤の併用も考えられる。接着剤については性能により価格に幅があるため、接着力とコストのバランスについても検討しておくことが必要である。また、引抜き成形の大断面構造を製作した場合とのコスト比較についても調査を行う。

(3) 橋格

橋格について、今回、歩道橋を選択した理由であるが、下記のような経緯から、歩道橋について検討することとなった。FRP 材料が公共構造物の主要構造材料として、使用できるのかという初期的な疑問があったため、まずは主桁断面に重点をおき、橋梁支間の最低規模と考えられる 10~15m スパン程度の試設計を実施することとした。

a) 道路橋(B活荷重)

一般の道路橋に適用するには基本的な思想を決定しておく必要があり、安全率、疲労、クリープなど設計に対する考え方が定まらない現時点では道路橋に採用するのは課題が多い。

b) 道路橋(管理橋等活荷重限定)

活荷重の条件は緩和されるものの、上記とほぼ同じ理由により、現時点では課題が多い。

c) 応急橋

応急橋であることから、疲労検討の必要は無い。応急橋としてはトラス構造が一般的であるが、応急橋の場合、全体の組立、解体が容易であることが要求される。一般橋梁で用いられるボルトサイズ(M20程度)をFRPに使用すると、トラスで用いる引抜き成形材の場合、端抜けが懸念されるなど継ぎ手構造の設計法が確立していない問題があり、応急橋への応用は、これらの問題を克服した後の検討となる。

d) 歩道橋

橋梁としては最小規模であり、基本的な問題を解決していく際に妥当であると考えられる。

(4) 橋梁形式

以下に示す形式の組み合わせを適切に行う必要がある。

a) 鈹桁(曲げ部材)

FRPの引抜き材を使用する場合、断面制約があり小スパンに限定されるが、板材の橋梁主構造としては最も基本となる構造である。

製作時にキャンバー付与については現状では不可能である。

b) 箱桁(曲げ部材)

引抜き材をそのまま使用する場合、断面の小さい形材しかないため、箱桁と言えるサイズは現状では無い。従って、ビルトアップにより箱桁を作る場合は、ビルトアップ手法となる。製作時にキャンバー付与については現状では不可能である。

c) トラス(軸力部材)

部材の断面が小さくできる。引抜き材の使用が優位であるが格点部の構造に課題がある。格点部継ぎ手に一般に橋梁で用いられるようなサイズ(M20程度)のボルトを用いる場合に、引張りボルトにおける端抜けせん断が起こらないような設計法が考えられる。しかし、現状では端抜けで継ぎ手を決定して良いのかという課題がある。小さなサイズ(M8程度)のボルトを使用する方法が考えられるが、施工工数の多さの問題も残る。

d) アーチ(軸力部材)

部材あたりの断面が小さくでき、引抜き材の使用が優位であるが、現状は曲線の引抜き成形は出来ないでハンドレイアップになる。

e) 新形式

吊り床版橋の床組、コンクリート充填パイプ部材などが考えられる。

今回、検討対象とする形式の選定にあたっては、FRPの橋梁構造部材の設計方法を明確にしておく目的があるため、橋梁部材の基本単位となるI型を基本とした鋸桁構造を採用することとした。また、様々な大きさの断面を実現できるように、I型はビルトアップから検討し、形材で採用できる大きさがある場合にはそれに対応するものとした。

(5) 床版形式

考えられる床版の形式を以下に挙げる。荷重として主桁に与える影響を含めたコスト比較が今後、詳細に検討を進める上で必要になると思われる。

しかし、今回の試設計では、床版自体が軽量でなければ橋体を軽量化するメリットが得られにくいことや、同様に床版に耐腐食性がなければ、FRPの利点が半減すること、また、歩道橋であるため、床版の疲労に対する検討が不要であることから、沖縄の歩道橋で用いたものと同じ形式のFRP床版を基本として試設計を行った。

RC床版

FRP合成床版

グレーティング床版

鋼床版

全FRP床版 今回の試設計で用いることとした条件

(6) 継ぎ手構造

継ぎ手構造についてはどの形式が最適であるかの判断が難しく、鋼橋の継ぎ手形式をそのまま踏襲するのは困難であると思われる。また、沖縄の歩道橋でボルト孔からの縁短までの距離の断面のせん断（端抜け）で設計しているが、万が一の危険を考慮し、端抜けの起こらないような構造について検討する必要がある。

設計方法の提案

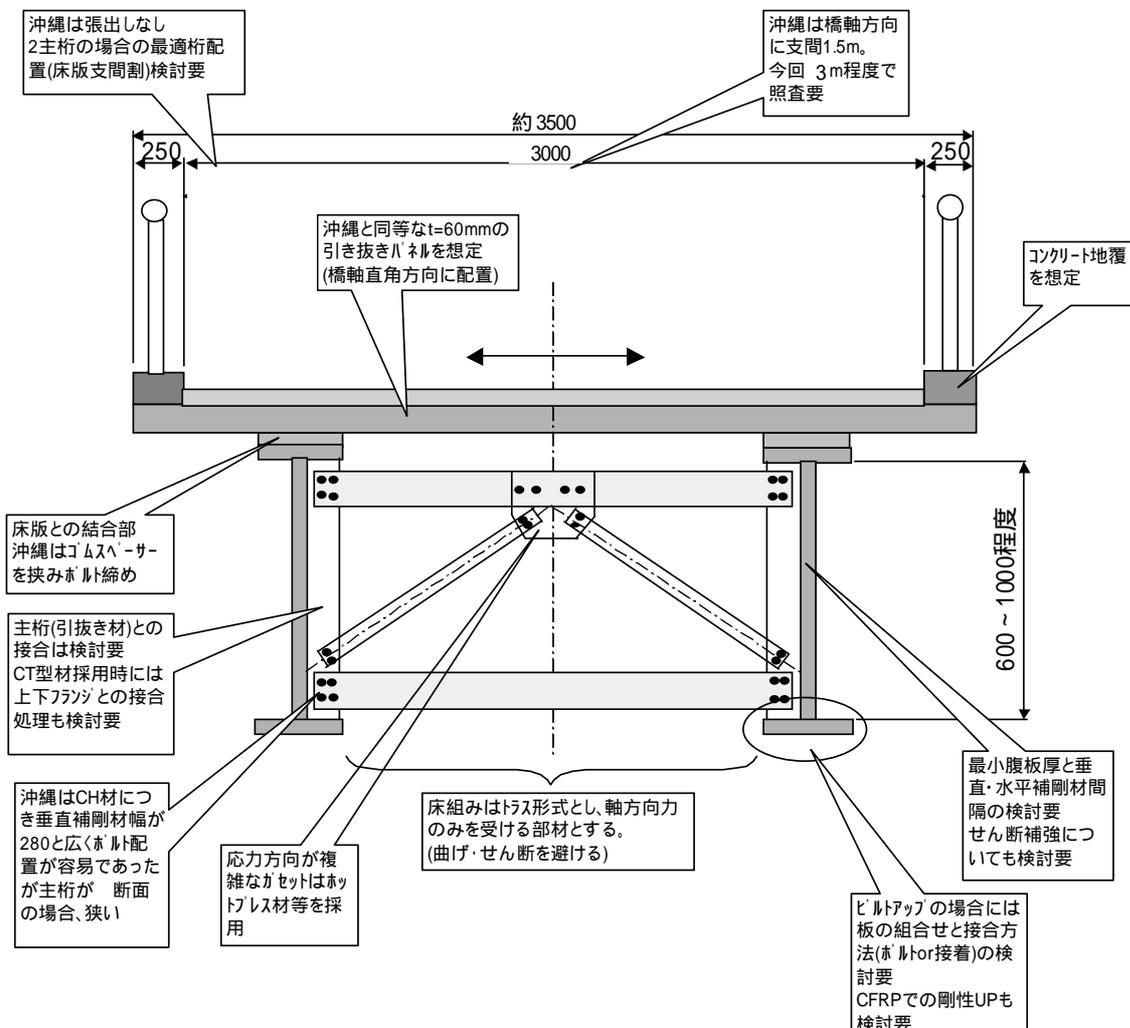
格点構造の検討（ユニバーサルジョイントに代わる改善案）

1.1.3 FRP歩道橋の構築形式と特徴

FRPの歩道橋に対しては、形式を自由に出来るのではという期待や、FRPの利点を生かした新しい形式が期待されるが、従来形式で設計した場合においても、設計上の初歩的な問題点や不明点が多々あると予想されたことと、国内唯一の実績である沖縄の歩道橋において残された設計上の課題について掘り下げることが念頭に、橋梁の基本形式ともいえる、鋳桁の断面構造を基本として、問題点を洗い出しながら検討を進めることとした。従って、この構造がFRP歩道橋に最も適しているということではなく、初歩的な問題点を洗い出し、解決することで、より適した構造形式を創出する第1ステップである。

以下に今回検討する構造イメージを示す。

支間 10 ~ 12 m 引抜き成形材を用いたプレートガーダー歩道橋



1.2 梁部材の構築方法とコストの検討

1.2.1 梁部材の構築方法の選定

前節のFRP歩道橋を実現するために、FRP梁部材構築のための効率的な方法を検討した。大型の梁部材の構築方法としては、下記3種類が主に考えられる。

(1) 大断面引抜成形による単一部材

図 1.2.1 - a は国内にある大型のI断面である。

(2) HLU (ハンドレイアップ) による単一部材

図 1.2.1 - b は沖縄のロードパーク橋で使用した断面である。

(3) 引抜成形品等の部材を二次接着加工により構築するビルトアップ

図 1.2.1 - c は既存の引抜成形による平板と HLU 成形のアンクル材を接着により構築した断面である。接着構造であるため、引抜成形の平板には CFRP、GFRP とそれぞれ単独で作成したものの組合せが使用可能である。

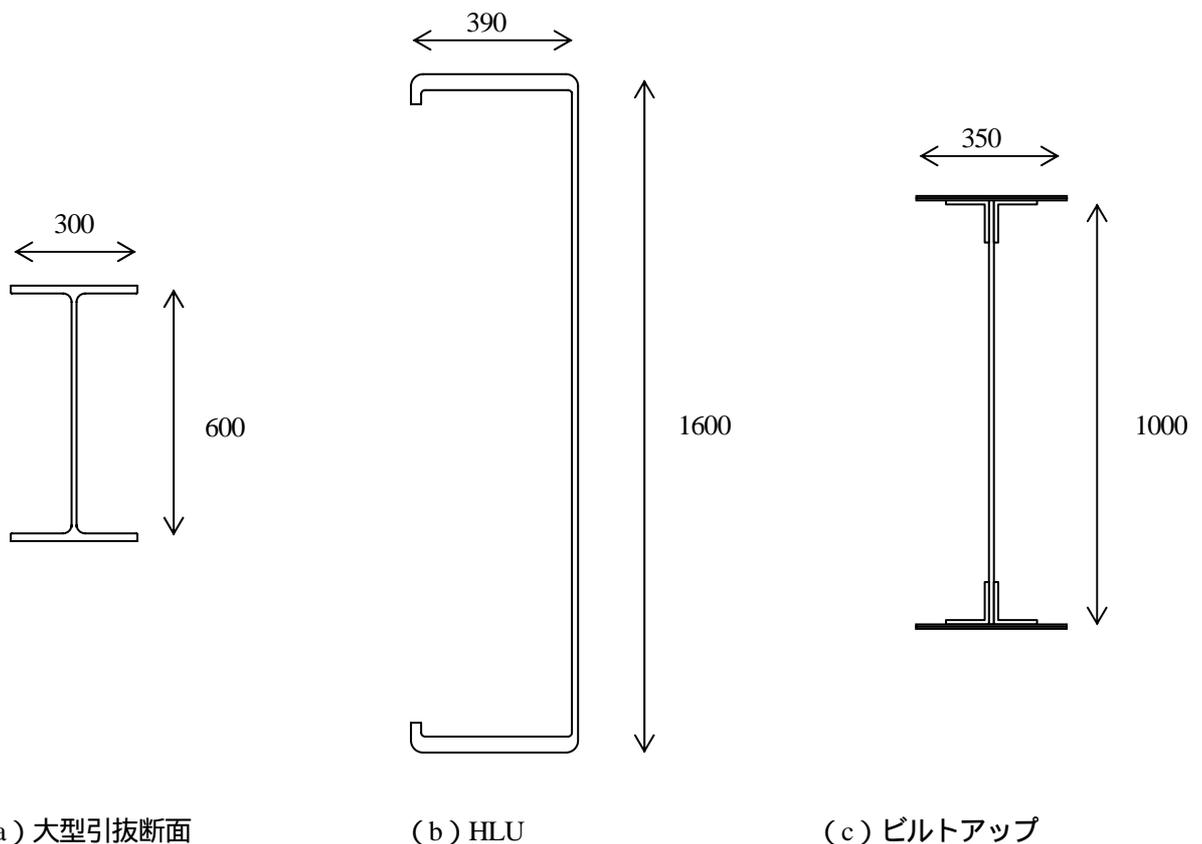


図 1.2.1 FRP の大型梁部材断面

FRP 鋸桁歩道橋の支間が 10m 程度場合に想定される梁の断面は、ウェブ高 1000mm × フランジ幅 350mm 程度と想定される。この程度の FRP 梁部材を構築するそれぞれの作成方法での特徴を以下に示す。

(1) 大断面引抜成形

長所：機械成形のため断面が均一で部材強度や信頼性がある。

大量生産時には単価が安くなる。

短所：国内設備による引抜成形断面を越えているため、仮に 1000mmH×350mmW を作成する場合は型費とともに、設備費等の大掛かりな初期投資が必要である。

技術的、設備的に成形できる業者が限られてくる。

型断面形状の変更が難しい。

少量生産には向いておらず、少量時は単価が高くなる。

(2) HLU

長所：断面サイズに制約がなく大型部材にも向いている。

補剛材等の一体成形も可能。

生産量による材料費の変動があまりない。

沖縄の歩道橋にて実績がある。

短所：高弾性率品の成形が難しい。

手作業による成形のため作業員によるバラツキがでる場合がある。

一般的に手作業の一品ものであるため材料費は割高である。

成形には主桁と同じ長さの専用型が必要となる。

型断面形状、型長さの変更が難しい。

技術的、設備的に成形できる業者が限られてくる。

I型断面は難しく、通常はコの字型断面となる。

(3) ビルトアップ

長所：各部材の物性が安定しているものを選択できる。

CFRP + GFRP 等を後加工で組み合わせることができる。

断面サイズの微調整により、さまざまなスパンに対応できる。

各々の部材は他の用途にも使用されている場合が多く、成形業者が複数ある。

専用型の初期投資が不要。

短所：接着、組立て等の加工がある。

接着、接合方法が未確定である。

設計に関しては、主桁自体の設計に関する難しさがあり検討の必要がある。

上記のように各々の成形方法で長所、短所があるが、今回の縮小版(4m主桁)の構築においては、従来の汎用性もふまえ(3)のビルトアップによる構築方法を採用した。

1.2.2 使用材料

今回の縮小版(4m主桁)の供試体に使用した部材の材料構成の内訳を表 1.2.1 に示す。ここで、フランジとウェブに用いている GFRP (引抜) は同一部材を切り出して各々の部材として用いた。

また部材断面のイメージ図を図 1.2.2 に示す。

なお、フランジ及びウェブでの GFRP (引抜) の基材構成に $\pm 45^\circ$ を用いた理由としては、通常の引抜成形材では 0° 方向(長手方向)の繊維が主体であり面内のせん断に弱い事が想定されたため、せん断の補強用として $\pm 45^\circ$ に繊維を配置したものを利用した。

表 1.2.1 FRP の部材材料構成

場所	品種	成形法	樹脂	各繊維の基材構成	
				基材種類	厚さ
フランジ	CFRP	引抜	エポキシ	基材種類 基材割合 厚さ	TOW 100 1.2
フランジ	GFRP	引抜	ビニルエステル	基材種類 基材割合 厚さ	CSM / ±45 / ROV / ±45 / CSM 10.0 / 13.3 / 53.4 / 13.3 / 10.0 0.692 / 0.42 / 1.976 / 0.42 / 0.692
ウェブ	GFRP	引抜	ビニルエステル	基材種類 基材割合 厚さ	CSM / ±45 / ROV / ±45 / CSM 10.0 / 13.3 / 53.4 / 13.3 / 10.0 0.692 / 0.42 / 1.976 / 0.42 / 0.692
接合アングル	GFRP	HLU	ビニルエステル	基材種類 基材割合 厚さ	CM 100 3.0

TOW : カーボン・トウ

(0° 方向、連続した長繊維)

CSM : ガラス・コンティニューアストランドマット

(ランダム方向、うねった長繊維をまとめたもの)

±45 : ガラス・ニットファブリック

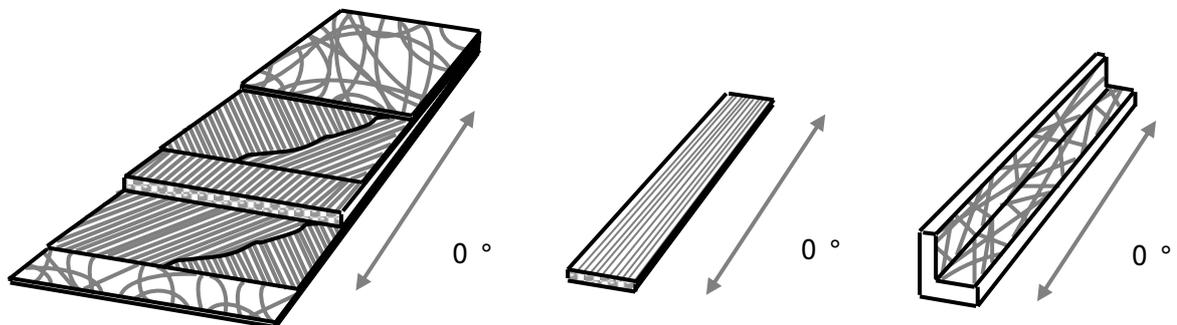
(±45° 方向、+45、-45° に長繊維を並べ糸で留めたもの)

ROV : ガラス・ロービング

(0° 方向、連続した長繊維)

CM : ガラス・チョップドストランドマット

(ランダム方向、数 cm にカットした繊維をまとめたもの)



(a) GFRP (フランジ、ウェブ)

(b) CFRP (フランジ)

(c) GFRP (接合アングル)

図 1.2.2 各部材の基材構成イメージ図

また表 1.2.2 に各部材の物性値を示す。ここで HLU の値は実験値ではなく推定値をもちいている。

表 1.2.2 各部材物性値

箇所	材料	方向		最大応力 (MPa)	弾性率 (GPa)
フランジ	CFRP	橋軸	引張	2697	150
			圧縮	1418	143
		橋軸直角	引張	74.8	10.4
			圧縮	232	10.6
	GFRP	橋軸	引張	406	26.3
			圧縮	419	24
		橋軸直角	引張	81.5	11.2
			圧縮	168	12.5
ウェブ	GFRP	橋軸	引張	406	26.3
			圧縮	419	24
		橋軸直角	引張	81.5	11.2
			圧縮	168	12.5
			面内せん断	58.2	5.24
		アングル	GFRP (HLU)	橋軸	引張
圧縮	286				10.3
橋軸直角	引張			128	10.3
	圧縮			286	10.3
	面外せん断			117	-
補剛材	GFRP			橋軸	引張
		圧縮	419		24
		橋軸直角	引張	81.5	11.2
			圧縮	168	12.5
			面内せん断	58.2	5.24
		接着剤	砂入りエポキシ		引張せん断

第2章 主桁部材の設計に関する検討

2.1 主桁部材設計法に関する考え方

鋼橋での強度照査（道路橋示方書・同解説¹⁾）は、図 2.1.1 に示すように鋼材の降伏点を基準として許容応力度を求めるが、FRP は完全弾性材料であり降伏点がないため、引張強度（材料強度）を基準強度とする場合の安全率や座屈強度の考え方を見直す必要があり、また鋼材に比べて剛性が低い GFRP では歩行者通行時の振動を考慮し、たわみ制限を緩和する必要がある。

これらの検討結果を踏まえて、FRP 主桁部材に関する設計手法として、図 2.1.2 に示す設計手順や照査内容の考え方を適用した。

まず座屈強度に注目すると、従来の鋼材では降伏点まで応力が作用するという考え方（許容応力度の低減無し）により、幅厚比はオイラー座屈強度によって規定（2.1.1 式）されるため、FRP 材料には適用できない。仮に、FRP 材料の 0° 方向圧縮強度（実験値）を降伏点とした場合のフランジ幅またはフランジ厚さを簡易的に試算した結果を図 2.1.3 に示す。2.1.1 式にそのまま適用すると、フランジ厚 4.2mm の場合、フランジ幅は 41mm となり非常に狭くなり実用上にはない。また、フランジ幅 100mm とした場合の要求板厚は 12.6mm となり現実的ではなく、過安全側の設計となる。ここでは、主桁部材に対して FRP 特有の座屈強度の考え方を導入することを検討した。

次に、鋼橋での基本たわみ許容値（支間長の 1/600）をコストの安価な GFRP にそのまま適用すると、剛性が低いことからたわみ設計となり、本来の材料特徴を生かした強度設計とならない。そこで、立体横断施設技術基準（日本道路協会）²⁾に「利用者への影響について特に配慮を加えた場合には、支間長の 1/400 までとして良い」との記述もあることから、歩行者通行時の振動解析などを行い FRP 適用時の許容たわみの緩和を検討した。

以上を踏まえ、橋梁メーカーに馴染みのある「道路橋示方書・同解説」¹⁾になるべく準拠とした形式として FRP 主桁部材の設計法を構築した。

なお FRP の場合、鋼材に比べて注意すべき点として、初期不整の扱いとクリープの影響などが考えられるが、FRP 橋梁の場合には死荷重比率が小さいこと等からこれらの影響は小さく、設計上無視し得るとした。

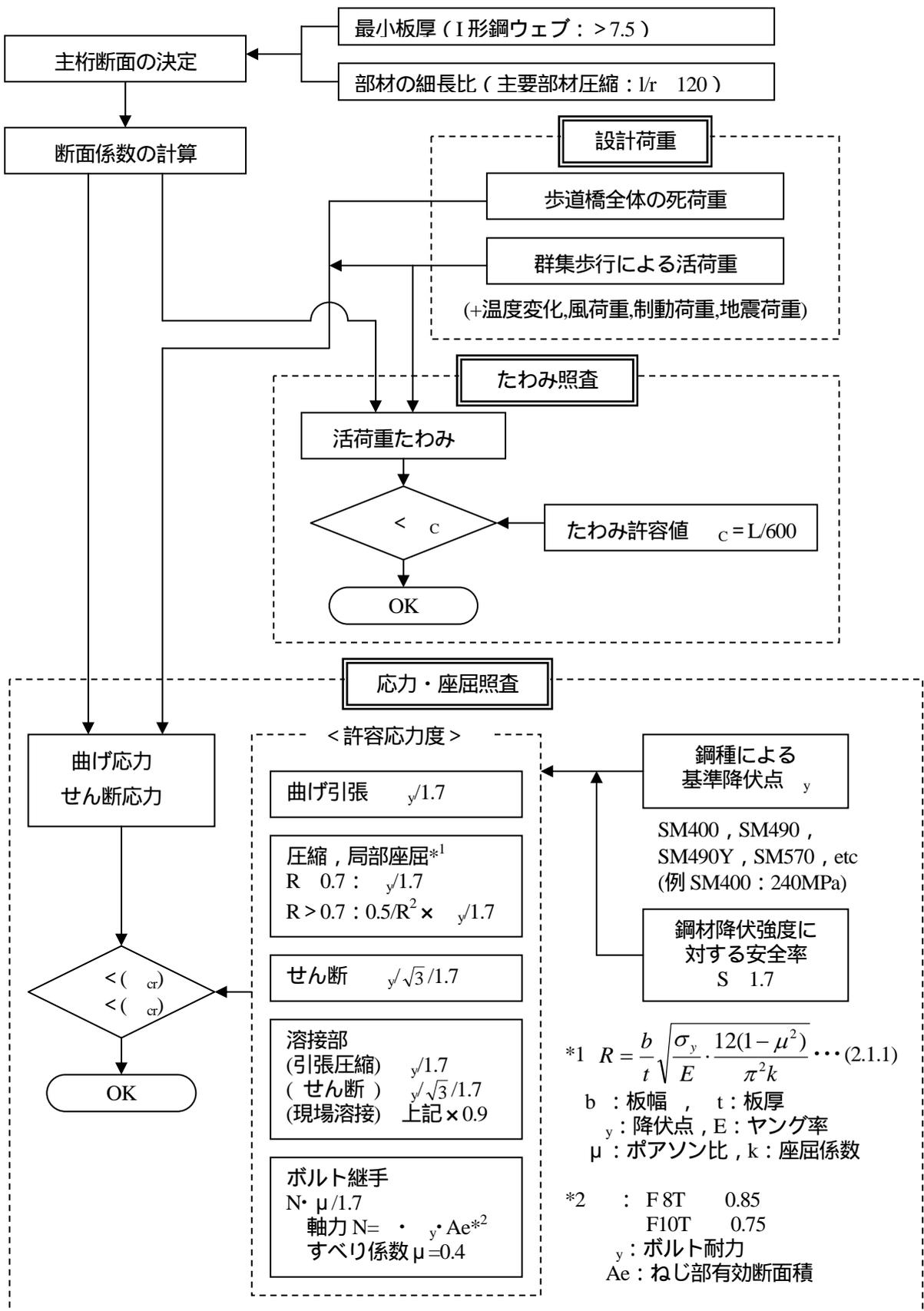


図 2.1.1 道示による鋼主桁設計法フロー

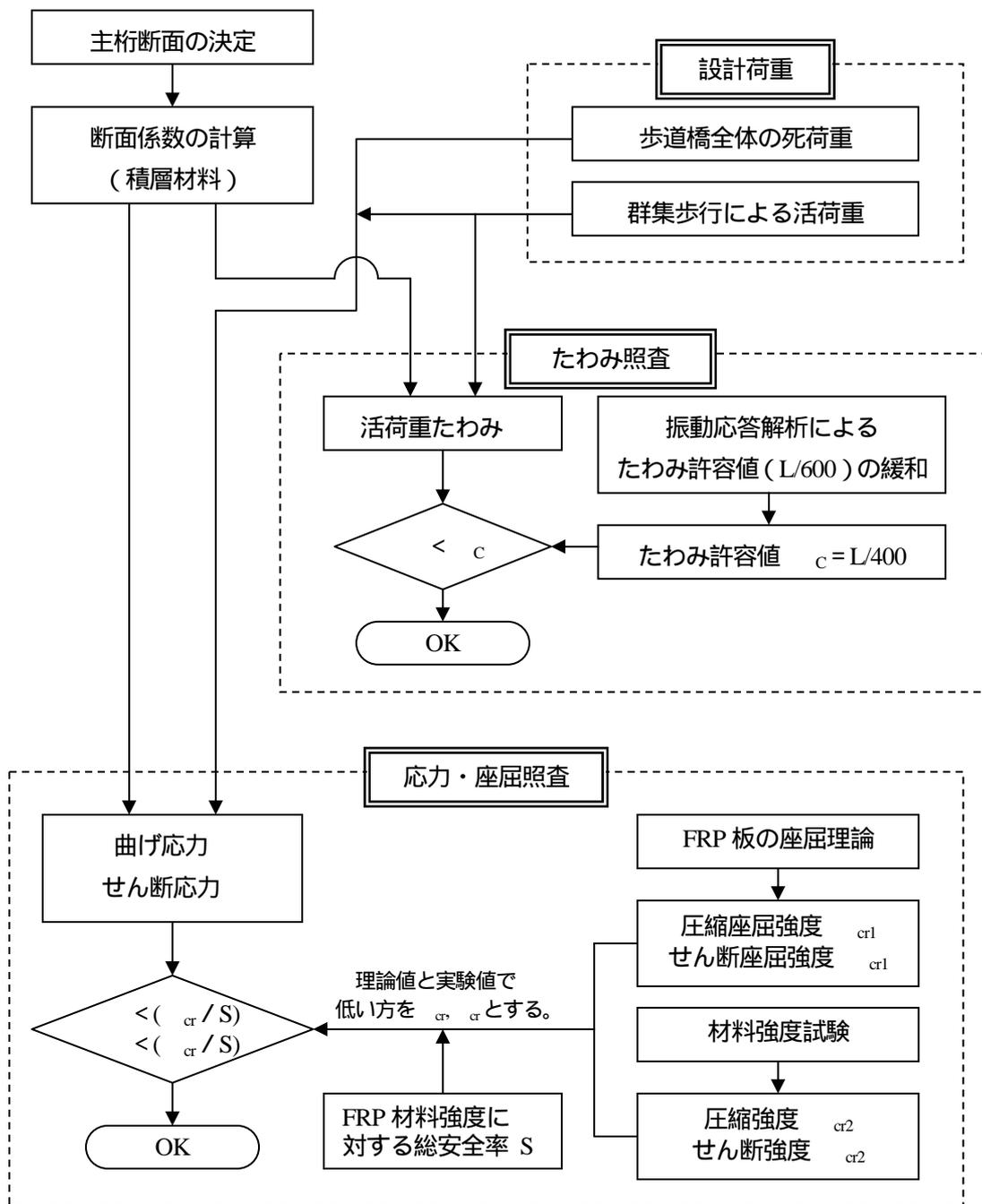
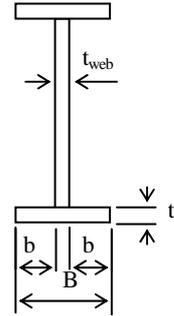


図 2.1.2 FRP 歩道橋の主桁設計法フロー

・FRP 材料では、便宜的に鋼橋と同じオイラー座屈式により、妥当な b/t を決めるものとした。
 ・FRP 材料は降伏点が無いことから、材料圧縮強度 (0°) を降伏点 y として使用した。
 ・許容応力の低減を許す形状と考えた。

< 自由突出板の局部座屈に対する許容応力度 >

	材料圧縮強度 (0°)	材料弾性率 (0°)	許容応力度(低減無) 安全率 3.2	許容応力度(低減有)
GFRP 0°	419 MPa	24,000 GPa	$b/3.4 \ t$ 131 MPa	$b/16 \ t < b/3.4$ $1481(t/b)^2$
GFRP 90°	168 MPa	12,500 GPa	$b/3.7 \ t$ 131 MPa	$b/16 \ t < b/3.7$ $1745(t/b)^2$
CFRP 0°	1418 MPa	143,000 GPa	$b/4.4 \ t$ 443 MPa	$b/16 \ t < b/4.4$ $8628(t/b)^2$



(2.1.1) 式を適用

(1) 従来鋼材での道路橋示方書による座屈限界の自由突出幅 ($R=0.7$)

降伏点がないため材料強度とした。								許容応力度低減無し							
	(y)	cr	cr/ y	E	μ	k	R	b/t	t	t_{web}	B(フランジ幅)				
GFRP(0°)	419	131	0.31	24,000	0.35	0.43	0.7	3.4	4.2	4.2	32				
GFRP(90°)	168	53	0.31	12,500	0.18	0.43	0.7	3.7	4.2	4.2	41				
CFRP(0°)	1,418	443	0.31	143,000	0.32	0.43	0.7	4.4	1.2	4.2	12				
$y/3.2$								3辺単純支持				合計	5.4	4.2	41

(2) フランジ突出幅を設けるための板厚評価 ($R=0.7$)

降伏点がないため材料強度とした。								許容応力度低減無し			
	(y)	cr	cr/ y	E	μ	k	R	b/t	t	t_{web}	B(フランジ幅)
GFRP(0°)	419	131	0.31	24,000	0.35	0.43	0.7	3.4	12.6	4.2	89
GFRP(90°)	168	53	0.31	12,500	0.18	0.43	0.7	3.7	12.6	4.2	115
CFRP(0°)	1,418	443	0.31	143,000	0.32	0.43	0.7	4.4	1.2	4.2	12
								合計	5.4	4.2	97

(3) 最大応力が圧縮強度 / 3.2 までしか作用しないと考えた場合のフランジ幅

降伏点がないため材料強度とした。								許容応力度低減無し			
	(y)	cr	cr/ y	E	μ	k	R	b/t	t	t_{web}	B(フランジ幅)
GFRP(0°)	419	131	0.31	24,000	0.35	0.43	1.25	6.0	4.2	4.2	55
GFRP(90°)	168	53	0.31	12,500	0.18	0.43	1.25	6.5	4.2	4.2	70
CFRP(0°)	1,418	443	0.31	143,000	0.32	0.43	1.25	7.9	1.2	4.2	19
								合計	5.4	4.2	69

(4) 計算応力を最大応力 (座屈極限応力) cr とした場合のフランジ幅

降伏点がないため材料強度とした。								許容応力度低減無し			
	$y/3.2$	cr	cr/ y	E	μ	k	R	b/t	t	t_{web}	B(フランジ幅)
GFRP(0°)	131	6	0.05	24,000	0.35	0.43	>1.8	15.5	4.2	4.2	134
GFRP(90°)	53	6	0.11	12,500	0.18	0.43	1.8	16.8	4.2	4.2	175
CFRP(0°)	443	6	0.01	143,000	0.32	0.43	>1.8	20.3	1.2	4.2	41
スパン 12m の計算発生応力								合計	5.4	4.2	171

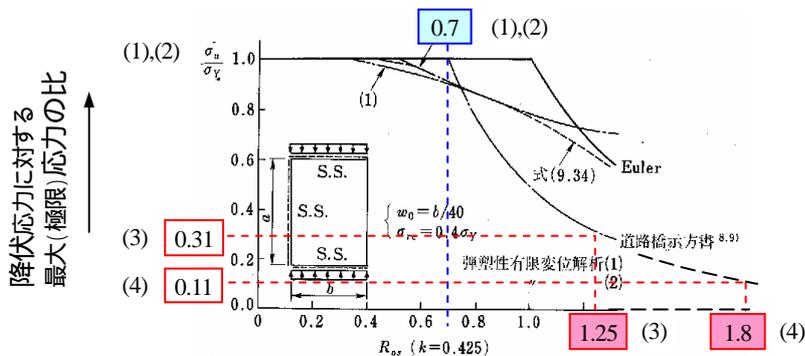


図 8.13 3 辺単純 1 辺自由の圧縮板の極限応力度曲線^{8.17)}

図 2.1.3 FRP 強度をオイラー座屈強度に適用した場合のフランジ幅試算結果

2.1.1 主桁断面

主桁断面はI型主桁とし、桁高が大きい際の成形費コスト増加等の課題、また様々な形状に対応し得るウェブ、フランジのビルトアップ構造（張り合わせ）とした。

2.1.2 荷重の設定

設計荷重は、以下のように設定した。

(1) 死荷重

- ・舗装 $0.97 \text{ [kN/m}^2\text{]} \times \text{歩道幅員[m]}$
- ・床版 $0.28 \text{ [kN/m}^2\text{]} \times \text{歩道幅員[m]}$
- ・高欄 0.548 [kN/m]
- ・主桁 2.07 [kN/m]
- ・床組 1.127 [kN/m]

(2) 活荷重

- ・群集荷重 $3.5 \text{ [kN/m}^2\text{]} \times \text{歩道幅員[m]}$ (1m^2 面積当りに歩行者 70kg が5人載荷した状態)

2.1.3 振動応答解析による許容活荷重たわみの緩和

立体横断施設技術基準（日本道路協会）²⁾のたわみ許容値は、「主桁支間長 L の $1/600$ 」とあり、「利用者への影響について特に配慮を加えた場合には、支間長の $1/400$ までとして良い」とされている。

GFRP は鋼材に比べて剛性が低く、歩行者通行時の振動やたわみが大きくなる事が懸念され、たわみ許容値が厳しいと、FRP の特徴を生かした強度設計とならない。そこで、歩行者通行時の振動解析を行い、FRP 適用時の許容たわみの緩和に対する検討を行った。なお振動計算のモデル化は、床版も含めたものが理想であるが、今回は床版構造が明確化されていないため、安全側に主桁のみとした。

(1) 検討モデル

a) 歩道橋形状

桁高 1m 及び 1.2m について、応力で決定される断面ケース、たわみ（活荷重たわみ $L/600$ ）で決定される断面ケースの計4ケースを対象とした。

断面設計は、橋長 20m モデル、曲げ強度 $\sigma_c=300\text{MPa}$ 、せん断強度 $\tau=100\text{MPa}$ 、弾性係数 $E=20,000\text{MPa}$ 、総安全率は国内施工実績である沖縄 FRP 歩道橋と同じ $S=3.2^3)$ と仮定して、許容応力度を求めて単純梁計算による応力照査を行った。

試算結果を図 2.1.4 および表 2.1.1 に示す。また、たわみ制限を $L/400$ および $L/300$ に緩和した場合（ただし、断面2次モーメントのみ設定）の検討についても、ケース3,4として行った。

case1-1 桁高 Hw=960 応力決定 主桁数=2 (kgf/mm²)

											許容
スパン	活応	活せん	死活応	死活せん	曲げ	せん断	たわみ	a	a	たわみ	
20	306.25	61.25	509.43	101.89	93	9	236	93.8	31.3	33.3	
高さ H	板厚 t	A	Y	AY ²	bh ³ /12						
Flg	320	12	38.4	48.6	90,699						
Web	960	12	115.2	0	0	88,474					
Flg	320	12	38.4	48.6	90,699						
			192	181,399	88,474	269,872					

case1-2 桁高 Hw=1,000 たわみ決定 主桁数=5 (kgf/mm²)

											許容
スパン	活応	活せん	死活応	死活せん	曲げ	せん断	たわみ	a	a	たわみ	
20	306.25	61.25	509.43	101.89	35	7	33			33.3	
高さ H	板厚 t	A	Y	AY ²	bh ³ /12						
Flg	350	35	122.5	51.75	328,063						
Web	1000	15	150	0	0	125,000					
Flg	350	35	122.5	51.75	328,063						
			395	656,125	125,000	781,125					

case2-1 桁高 Hw=1,200 応力決定 主桁数=2 (kgf/mm²)

											許容
スパン	活応	活せん	死活応	死活せん	曲げ	せん断	たわみ	a	a	たわみ	
20	306.25	61.25	509.43	101.89	92	9	188	93.8	31.3	33.3	
高さ H	板厚 t	A	Y	AY ²	bh ³ /12						
Flg	260	11	28.6	60.55	104,856						
Web	1200	9	108	0	0	129,600					
Flg	260	11	28.6	60.55	104,856						
			165.2	209,713	129,600	339,313					

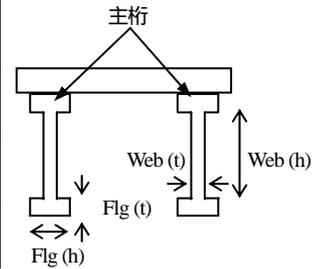
case2-2 桁高 Hw=1,200 たわみ決定 主桁数=3 (kgf/mm²)

											許容
スパン	活応	活せん	死活応	死活せん	曲げ	せん断	たわみ	a	a	たわみ	
20	306.25	61.25	509.43	101.89	25	6	33			33.3	
高さ H	板厚 t	A	Y	AY ²	bh ³ /12						
Flg	350	40	140	62	538,160						
Web	1200	15	180	0	0	216,000					
Flg	350	40	140	62	538,160						
			460	1,076,320	216,000	1,292,320					

図 2.1.4 桁高 1m および 1.2m の主桁断面試算結果

表 2.1.1 歩道橋形状の試算結果

case	1-1	1-2	2-1	2-2	3	4
桁高 [m]	1	1	1.2	1.2	-	-
断面決定	応力	たわみ L/600	応力	たわみ L/600	たわみ L/400	たわみ L/300
主桁本数	2	5	2	3	-	-
Web [mm]	h	960	1000	1200	1200	-
	t	12	15	9	15	-
Flg [mm]	h	320	350	260	350	-
	t	12	35	11	40	-
合計 I [mm ⁴]	5.40E+09	3.91E+10	6.79E+09	3.88E+10	2.55E+10	1.91E+10



b) 歩行条件による活荷重の設定

活荷重は、以下のように幅員 3.5m 内に、5 人が平行して同調で歩く条件とした。

- ・体 重 : 70 kg
- ・占有幅 : 0.75 m (立体横断施設技術基準²⁾より)
- ・幅 員 : 3.5 m
- ・同時走行人数 = $3.5 / 0.75 = 4.67$ 5 人
- ・歩 調 : 約 2Hz で 5 人が同調
(立体横断施設技術基準²⁾の 1.5 ~ 2.3Hz の範囲にて照査する。)
- ・歩行速度 : 1.3m/s (立体横断施設技術基準²⁾より)

c) 振動計算条件

その他の 振動計算条件は、以下のように設定した。

- ・減 衰 : 1.5% (沖縄 FRP 歩道橋実測値³⁾より) および 0.75%
- ・死荷重 : 断面計算条件より、8.127 [kN/m]
(断面計算と同様、主桁本数にかかわらず全ケース共通とする。)
- ・加振力 : 歩行時における片足の載荷重 $F_0 = 0.4F$ (F : 静荷重 $5 \times 70 = 350\text{kg}$)
($0.4F$ は、Blanchard ら文献、及び梶川らの実験結果に基づく。)

(2) 解析結果

詳細な計算方法および結果は後述とし、結果の概要を以下に示す。

応答計算結果を、表 2.1.2 に示す。また、たわみ制限値と代表的な振動許容値の関係を、図 2.1.5 に示す。使用性によるたわみ制限 (加速度の基準値) としては、以下の値を示した。

- ・立体横断施設技術基準²⁾: 0.1G 以下 (推奨値)
- ・BS5400⁴⁾ : $0.5\sqrt{f}$ 以下 (f : 橋の 1 次固有値)

試設計の 4 ケースにおいて、応力制限ケース (1-1,2-1) では応答が大きくなり許容値を超えるが、たわみ制限 (1-2,2-2) では応答は充分小さいことがわかる。

また、たわみ制限 L/300 または L/400 の場合でも許容値以下の応答となることが判る。

表 2.1.2 応答計算結果

Case	条件	固有振動数 [Hz]	歩調周波数 [Hz]	最大応答					
				h = 1.5%			H = 0.75%		
				変位 [mm]	速度 [mm/s]	加速度 [mm/s ²]	変位 [mm]	速度 [mm/s]	加速度 [mm/s ²]
1-1	1.0m、応力	1.42	1.50	22.7	195	1972	26.0	227	2237
1-2	1.0m、たわみ	3.81	2.30	0.47	6.76	97.7	0.47	6.79	98.2
2-1	1.2m、応力	1.59	1.59	38.1	370	3806	52.6	510	5265
2-2	1.2m、たわみ	3.80	2.30	0.47	6.81	98	0.47	6.84	99
3	たわみ L/400	3.08	2.30	1.03	15.0	216	1.04	15.1	217
4	たわみ L/300	2.67	2.30	2.38	34.4	499	2.43	35.2	514

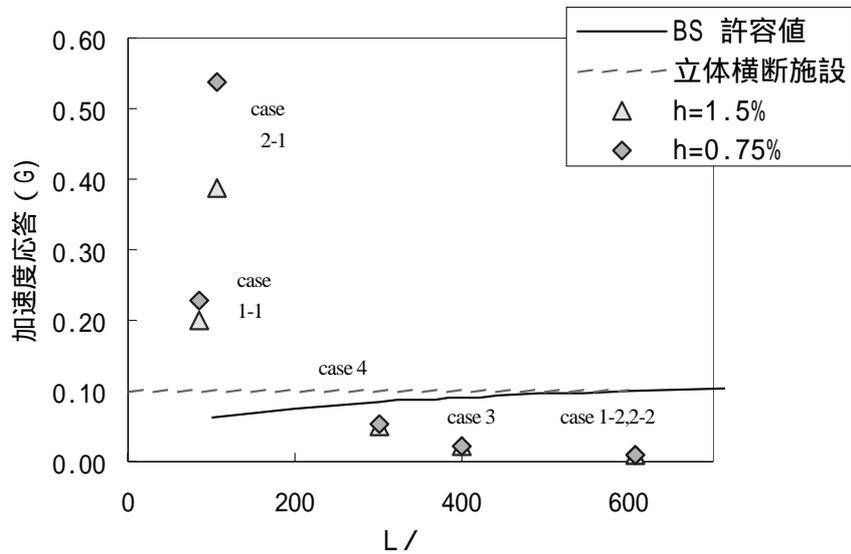


図 2.1.5 たわみ制限と振動許容値の関係

(3) 利用者の影響（歩道橋の使用性制限）に対する評価

立体横断施設技術基準²⁾では、たわみ制限として、「利用者の影響について特に配慮を加えた場合には、L/400 としてよい」とあり、利用者の影響とは振動応答であると示されている。また文献⁵⁾でも FRP 橋のたわみ制限として、減衰が 1% 以上の場合は L/400 を提案している。

立体横断施設技術基準²⁾ (0.1G 以下) および、BS5400⁴⁾ ($0.5\sqrt{f}$ 以下) の振動許容値については、以下の歩行者使用性に関する根拠がある。

- ・ 0.1G・・・多数歩行者 (1 人/m²、2Hz) での、歩行者が受ける振動を、不規則振動解析によって求め、使用性照査として設定した値。
- ・ $0.5\sqrt{f}$ ・・・歩行者 1 人のみで、共振歩調時での応答計算結果による照査提案値。

ここで、使用性（歩行者の振動感覚）に関する文献調査結果を、表 2.1.3 に示す。

歩行者の振動感覚（じょ限度）に対し、揺れを感じる、不快感などの閾値は、主に振動速度により評価している。

実験による心理的アンケートや振動解析などの結果から、統計的に 50% の人間が、少し揺れを感じ始めるのが、実効値 0.42 [cm/s] からとなっている。また、少し歩きにくく感じ始めるのが、実効値 1.7 [cm/s] 以上であるという結果であった。

歩行者のじょ限度を、1.7 [cm/s] と考えた場合、たわみ制限 L/400（ケース 3）では、1.5 [cm/s] であり、許容範囲内である。

また、この場合の安全率として、文献では、1 人歩行の解析であるのに対し、本解析結果では 5 人が同歩調であるということ、また実際は歩行者体重が掛かる側のみであるのに対し、解析では sin 波を与えているため、荷重が + 側と - 側に載荷していることの 2 項目があり、十分安全側に評価されていると考えられる。

よって同様の主桁断面での今後の検討においては、たわみ制限 L/400 を用いた試設計とする。

なお、今回は主桁の剛性のみでの検討を行ったが、今後の課題として、床版も含めた橋梁全体としての振動検討が必要と思われる。また振動応答に影響する減衰および実際の固有値に関して、FRP 橋での実績データが少ないため、最終的には実橋で確認して、データを蓄積する必要があると考えられる。

表 2.1.3 歩道橋の振動感覚（じょ限度）に関する参考文献まとめ結果

タイトル	著者	年月日	要約	実施事項	条件	応答量	応答許容値	じょ限度の内容	
歩行者の特性を考慮した歩道橋の動的設計に関する研究	松本嘉司 佐藤秀一 西岡隆 塩尻弘雄	1972年9月 土木学会論文報告集205号	歩行者によって橋に加えられる変動荷重の特性とそれによる橋の応力性状。歩道橋の確率統計的な応答特性の検討。	標準的な単純支持形式の歩道橋の振動実験 ・単独歩行者モード解析 ・吸振器の実用検証	-	応答最大加速度	0.1G (人間の不安、不快感の限界)	不安感、不快感	
振動感覚を考慮した歩道橋の設計	梶川康男 小堀為雄 城戸隆良	1974年 橋梁と基礎8巻12号	振動による心理的影響の評価法を述べ、動的荷重としての歩行者の挙動に関する実験を実施。	歩行者の心理的影響評価検討 ・歩行者の動的荷重としての特性(歩行衝撃力、歩調の実測)	最も頻繁に発生する2歩/秒の歩行者1人で生じる振動を考える。	応答速度の実効値	0.42cm/s	少し感じた	
橋梁振動の人間工学的評価	小堀為雄 梶川康男	1974年10月 土木学会論文報告集230号	人体の動的応答について、橋梁の振動において実験を含めて考察。姿勢、振動波形に関する未解明な点の検証を実施。	・振動による生理的影響の検討 ・人体の動的応答実験(振動台と人体の伝達率の計測) ・心理的尺度の検討	最も頻繁に発生する2歩/秒の歩行者1人で生じる振動を考える。	応答速度の実効値	1.7cm/s	不快感	
歩道橋における振動感覚の数量化と設計への応用	西脇威夫	1977年1月 土木学会論文報告集257号	歩道橋の歩行時に歩行者などが原因となる振動が、歩行者に与える心理的量を評価し、合目的性の充足度を評価。振動感覚の数量化を実施、設計作業での合目的性導入について検討。	・性別、歩行状態、歩行の目的、年齢、履物等の因子分けを行い、歩行者に対するアンケートを実施。振動感覚の数量化は、過去研究(小堀、三輪の尺度)を採用。	-	応答速度の実効値	1.7cm/s	少し歩きにくい	
動的応答から見た歩道橋の使用性に関する確率論的考察	梶川康男 小堀為雄	1977年10月 土木学会論文報告集266号	部材が安全であることの確実さを確率の概念を導入して定量的な評価を扱う。実測による検証あり。	・歩行者の動的特性 ・振動感覚の検討(個人、各人によるばらつきを考慮したカテゴリ別アンケート実験)	歩行者が0.5人/秒のポアソン到着、2歩/秒で歩行。	応答速度の実効値	0.42cm/s	少し感じた	
振動感覚を考慮した歩道橋の確率論的設計	梶川康男 小堀為雄	1979年5月 土木学会論文報告集285号	上記振動刺激の精解値を検討。	・歩道橋を渡る際の振動刺激確率分布と、振動刺激における心理的反應を生じる確率分布を比較。	歩行者が0.5人/秒のポアソン到着、2歩/秒で歩行。	応答速度の実効値	0.42cm/s	少し感じた	
振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察	梶川康男	1982年9月 土木学会論文報告集325号	単独の歩行者荷重による振動照査と群集荷重による確率論的な振動照査との整合性を実施。	・実橋の振動実験 ・単独歩行振動照査 ・歩行者による確率論的な検討	2歩/秒と共振歩調の歩行者1人、群集載荷状態	応答速度の実効値	1.7cm/s	少し歩きにくい	
長支間歩道橋の振動使用性設計規準に関する考察	杉本博之 梶川康男	1988年3月 構造工学論文集Vol.34A	指針に従うことにより設計が困難であることの確認と、振動数制約の必要性、使用性を考慮する歩道橋の適当な設計法。	・歩行者の動的応答 ・振動の使用性照査 ・数値計算例	歩行者が0.5人/秒のポアソン到着、2歩/秒で歩行。	応答速度の実効値	0.42cm/s	少し感じた	
歩道橋の振動と使用性設計	梶川康男 加藤雅史	1991年7月 振動制御ワークショップPART.B講演論文集	歩道橋の振動使用性に対する照査方法の見直しと問題点整理。	・振動の使用性の照査方法比較 [BS5400(イギリス), Ontario code(カナダ), Wheeler(オーストラリア), 著者らのモード解析法による歩道橋に対する照査法の比較]	BS5400: 共振歩調の歩行者1人	応答最大加速度	$0.5 \times f^6 \text{m/s}^2$	Tolerance (許容)	
					Ontario code: 共振歩調の歩行者1人	Wheeler: 2歩/秒と共振歩調の歩行者1人	応答最大加速度	1Hz : 0.25m/s ² 10Hz : 1.5m/s ²	Tolerance (許容)
					梶川ら: 2歩/秒と共振歩調の歩行者1人	応答速度の実効値	1.7cm/s	少し歩きにくい	
歩道橋の通行時における振動感覚について	木幡卓司 林川俊郎 佐藤浩一	1994年3月 構造工学論文集Vol.40A	強制加振実験による、人間の歩道橋通行時の振動感覚。それぞれの振動感覚における閾値を基準とした25~70%の各等値線を算出。	・強制加振試験 ・心理的5段階評価 ・振動感覚アンケート ・振動感覚と感覚量(確率)の比較	歩行者1人(人間により歩く周期は異なる)	応答速度の実効値	1.0cm/s	揺れを感じ始めた	

(4) 解析方法

振動解析は、利用者が足踏みした場合の定常応答、および人が移動する場合の過渡応答の計算を行い、固有振動数との比較により、安全性を確認した。

a) 固有振動数

単純梁の応答理論値より、以下の式により算出した。

・固有振動数 $f = \frac{n\pi}{2l^2} \times \sqrt{\frac{EI}{\mu}}$ …(2.1.2)

n : モード次数

μ (単位長さ質量) = 8.127 [N/mm] / 9806 [mm/s²] = 8.288 × 10⁻⁴ [N s²/mm²]

固有周波数の計算結果を、表 2.1.4 に示す。

歩調範囲 1.5 ~ 2.3Hz に近い 1 次モードでの解析を行った。

表 2.1.4 固有周期計算結果 [Hz]

case 次数	1-1	1-2	2-1	2-2
1	1.42	3.81	1.59	3.80
2	5.67	15.3	6.36	15.2

b) 人が動かない場合の振動応答

・全体質量

$M = 8.288 \times 10^{-4} \text{ [N s}^2\text{/mm}^2] \times 20,000 \text{ [mm]} = 16.576 \text{ [N s}^2\text{/mm]}$

・1次モードのモーダル質量

$m_1 = 17/35 M = 8.051 \text{ [N s}^2\text{/mm]}$

・円振動数 $\omega = 2\pi f$ …(2.1.3)

・バネ定数 $\omega = \sqrt{k/m}$ より、 $k = m\omega^2$ …(2.1.4)

・歩調

人間の歩行歩調 f_m

1.5Hz $f < 2.3$ Hz の場合 : $f_m = f$

$f < 1.5$ Hz の場合 : $f_m = 1.5$ Hz

$f > 2.3$ Hz の場合 : $f_m = 2.3$ Hz

表 2.1.5 各ケースでのバネ定数

Case	1-1	1-2	2-1	2-2
ω	8.906	23.96	9.986	23.87
$k = m\omega^2$	638.6	4621.6	802.9	4587.6

計算結果を図 2.1.6 に示す。また応答値は、人が移動する場合も含めて、表 2.1.6 , 表 2.1.7 にまとめて示す。

図 2.1.6 より、歩行者の歩調範囲 1.5~2.3Hz に対して、Case2-1(1.2m、たわみ)では固有振動数が 1.59Hz で範囲内にあり共振する。また Case1-1 (1m、たわみ)では固有振動数は 1.42Hz と歩調範囲を外れているが、振動数が近いことため応答が下がっていないことが分かる。

一方 Case1-2,2-2 (たわみ L/600)では、共振点が歩調範囲を十分離れており、応答は低いことがわかる。また、Case-3 (L/400), Case-4 (L/300)でも共振点が離れていることで、応答は小さくなっていった。

なお、減衰 1.5% (沖縄実測値)と 0.75%を比較すると、共振するケース 2-1 では減衰 h=0.75 の方が、減衰 h=1.5 の約 2 倍の応答となっているが、それ以外は共振点と歩調範囲が離れているため、その差が小さかった。

表 2.1.6 応答計算結果 (減衰 h=1.5%)

case	固有振動数 [Hz]	歩調周波数 [Hz]	最大応答					
			足踏みした場合			移動した場合		
			変位[mm]	速度 [mm/s]	加速度 [mm/s ²]	変位[mm]	速度 [mm/s]	加速度 [mm/s ²]
1-1	1.42	1.50	17.8	168	1583	22.7	195	1972
1-2	3.81	2.30	0.47	6.76	97.7	0.47	6.76	97.7
2-1	1.59	1.59	56.9	569	5680	38.1	370	3806
2-2	3.80	2.30	0.47	6.81	98.5	0.47	6.81	98
3	3.08	2.30	1.03	14.8	215	1.03	15.0	216
4	2.67	2.30	2.34	33.8	488	2.38	34.4	499

表 2.1.7 応答計算結果 (減衰 h=0.75%)

case	固有振動数 [Hz]	歩調周波数 [Hz]	最大応答					
			足踏みした場合			移動した場合		
			変位[mm]	速度 [mm/s]	加速度 [mm/s ²]	変位[mm]	速度 [mm/s]	加速度 [mm/s ²]
1-1	1.42	1.50	18.3	173	1626	26.0	227	2237
1-2	3.81	2.30	0.47	6.76	97.7	0.47	6.79	98.2
2-1	1.59	1.59	113.8	1137	11361	52.6	510	5265
2-2	3.80	2.30	0.47	6.82	98.5	0.47	6.84	99
3	3.08	2.30	1.03	14.9	215	1.04	15.1	217
4	2.67	2.30	2.34	33.9	490	2.43	35.2	514

- ・支間中央にて足踏み解析
- ・歩行者5人
- ・減衰比：0.75%,1.5%

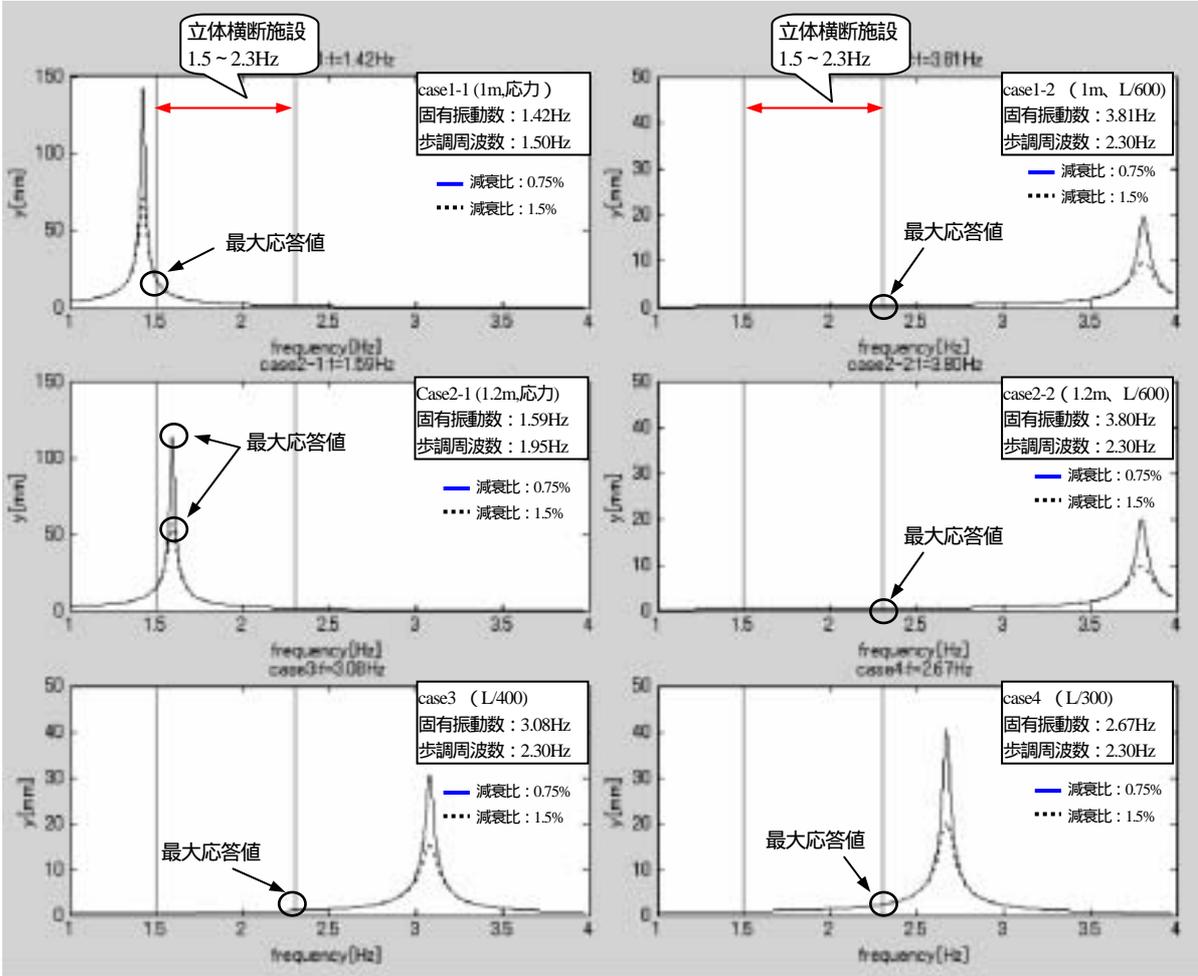


図 2.1.6 変位と周波数との関係（歩行者足踏みの場合）

c) 人が移動する場合の応答

人が移動する場合の過渡応答については、振動モードを以下のように仮定した。

$$\phi_n(x) = \sin \frac{n\pi x}{l} \quad \dots(2.1.5)$$

運動方程式は、モード座標 q を用いて以下のように表せられる。

$$\ddot{q}_n + 2h_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \frac{f(x)\phi_n}{m_n} = \frac{1}{m_n} (F_0 \cos \omega t \cdot \sin \frac{n\pi x}{l}) \quad \dots(2.1.6)$$

上式により、1次モードに対する時刻歴応答解析を行った。結果を図 2.1.7～図 2.1.12 に示す。

歩行速度 1.3[m/s] に対し橋長 20[m] であるので、横断に要する時間は $20/1.3 = 15.4$ 秒であり、いずれのケースでもほぼ支間中央の 8 秒付近でピークが出ていた。

資料 1) 道路橋示方書・同解説 鋼橋編 (社)日本道路協会

資料 2) 立体横断施設技術基準・同解説 (社)日本道路協会

資料 3) FRP 橋梁-その技術と展望- (土木学会 構造工学シリーズ 14 平成 16 年)

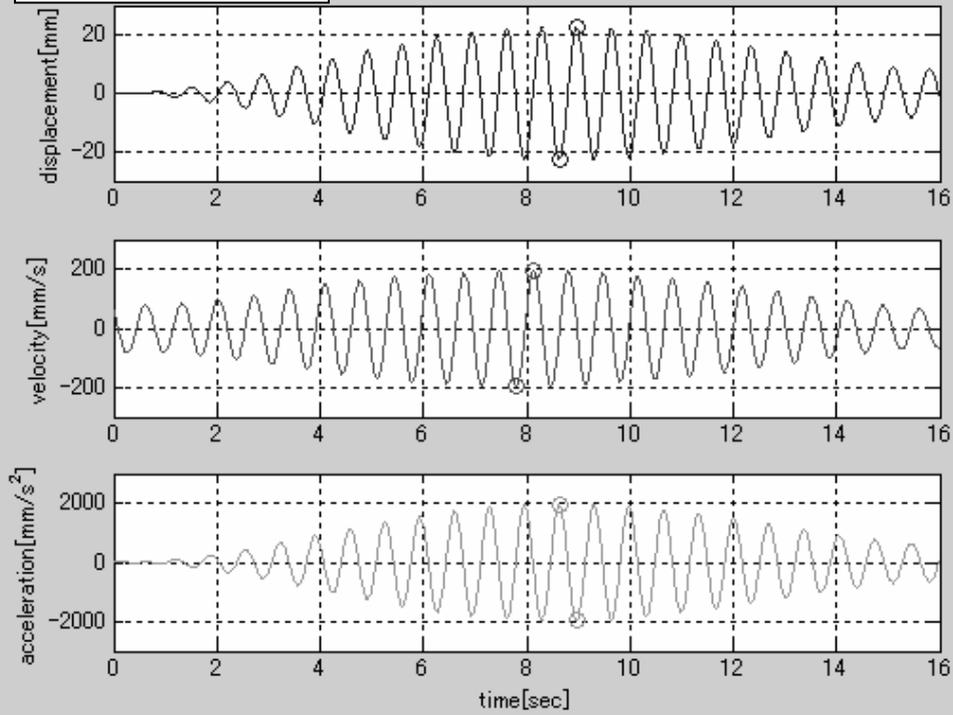
資料 4) BS5400

文献 5) 前田 (都立大)、北山 (IHI)、中村 (都立大)、林 (AGC)、梶川 (金沢大)、「GFRP 引き抜き整形材を用いた歩行者用床版橋と振動使用性」、橋梁の健全度モニタリングに関する国際ワークショップ/橋梁振動コロキウム、2003.9

歩行者：5人
減衰比：1.5%

case1-1
固有振動数：1.42Hz

case1-1:f1=1.42Hz,f=1.50Hz



case1-2
固有振動数：3.81Hz

case1-2:f1=3.81Hz,f=2.30Hz

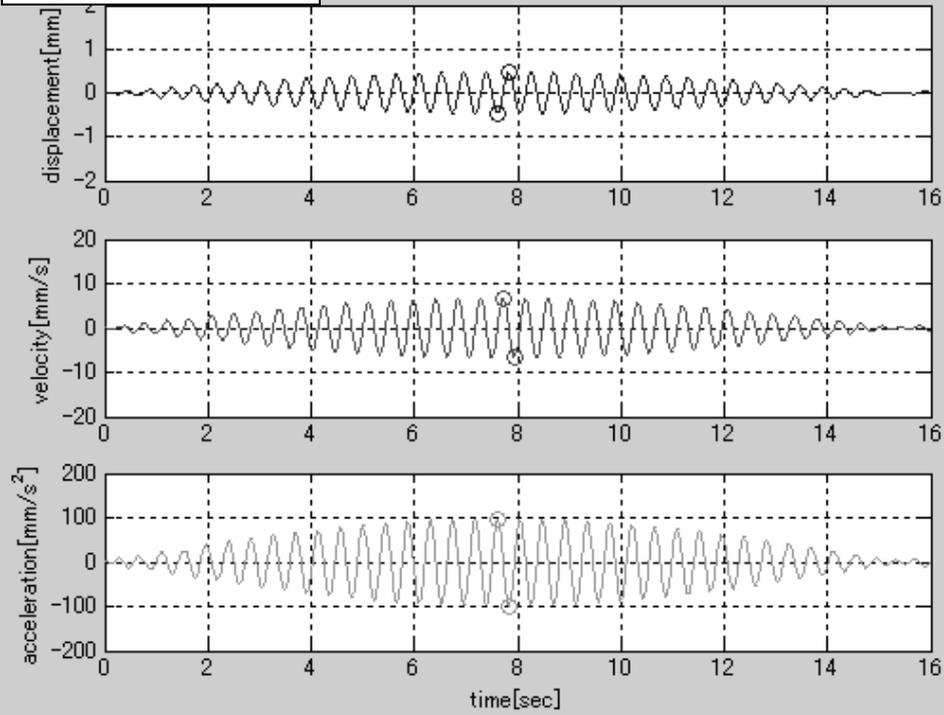


図 2.1.7 歩行の場合の時刻歴応答：case1（減衰比：1.5%）

歩行者：5人
減衰比：1.5%

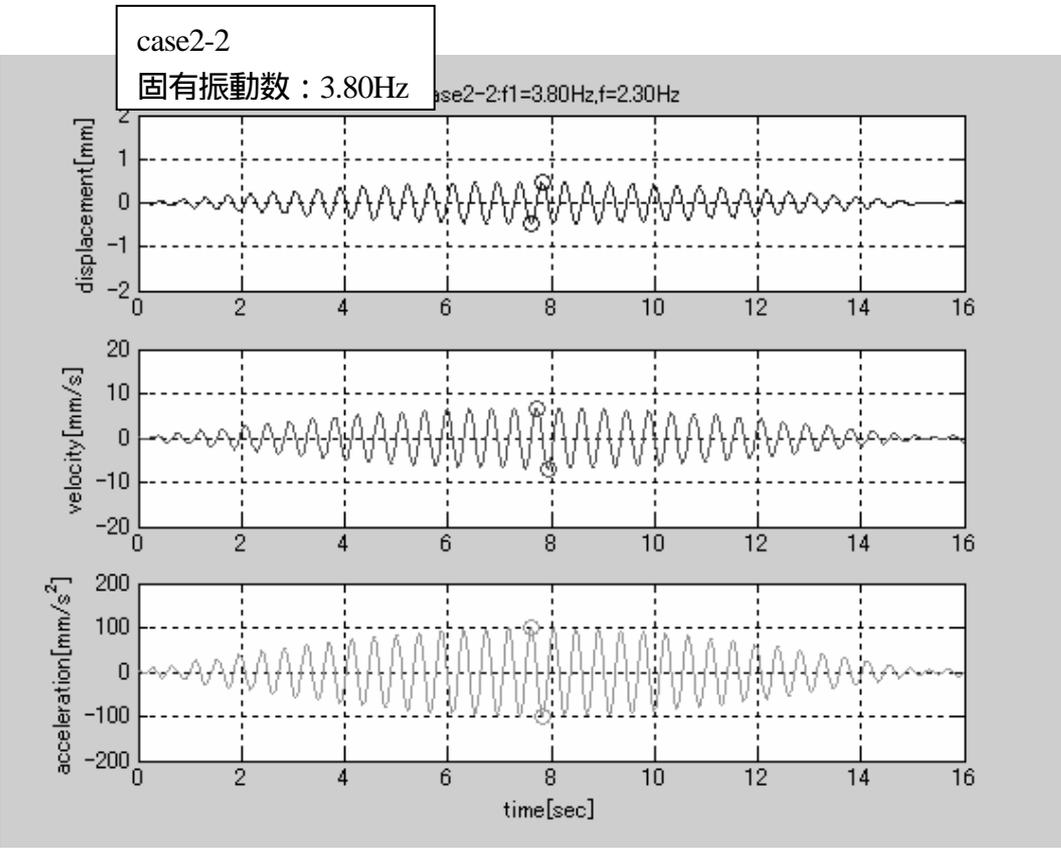
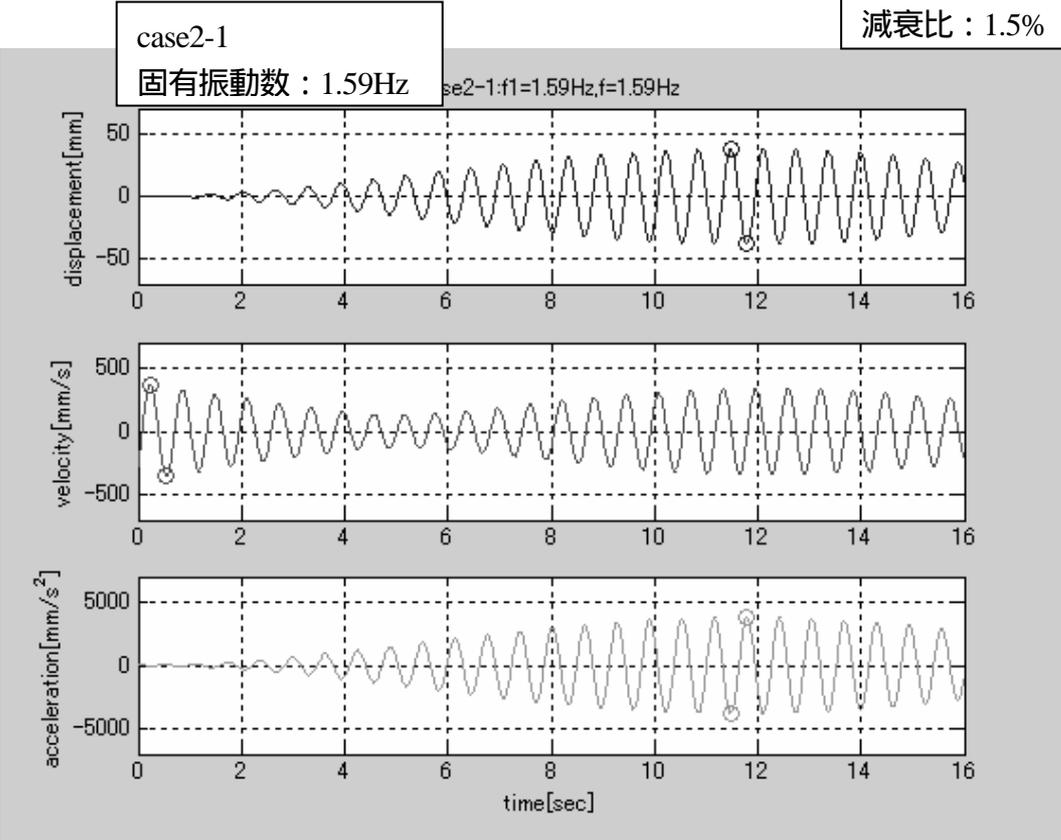


図 2.1.8 歩行の場合の時刻歴応答：case2（減衰比：1.5%）

歩行者：5人
減衰比：1.5%

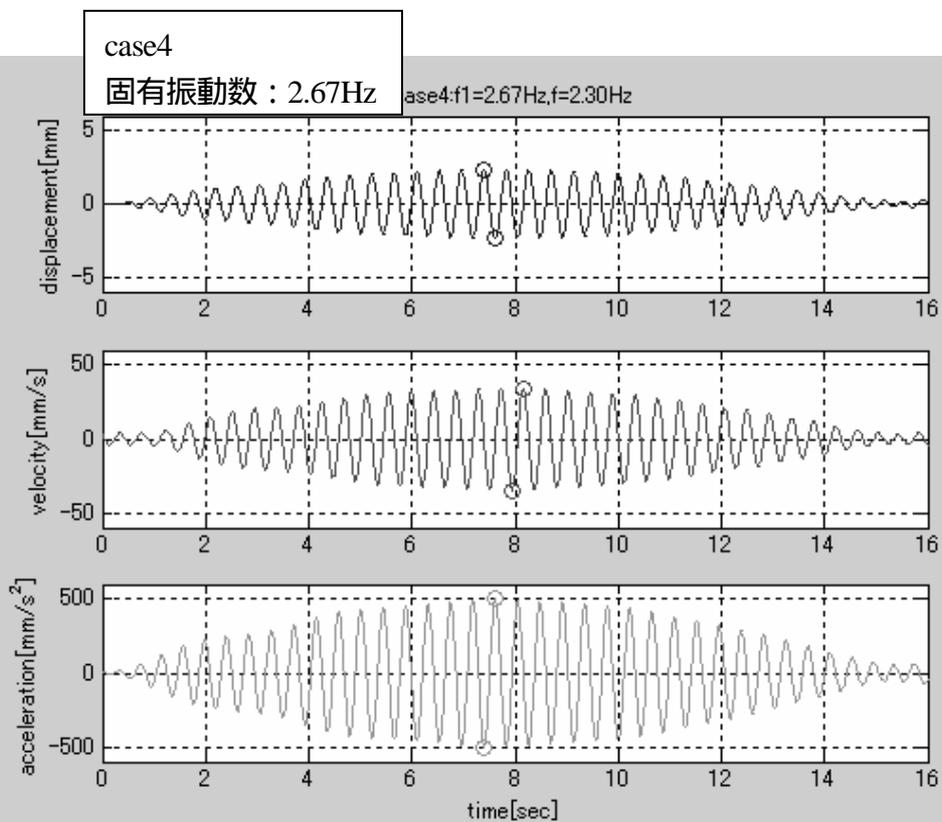
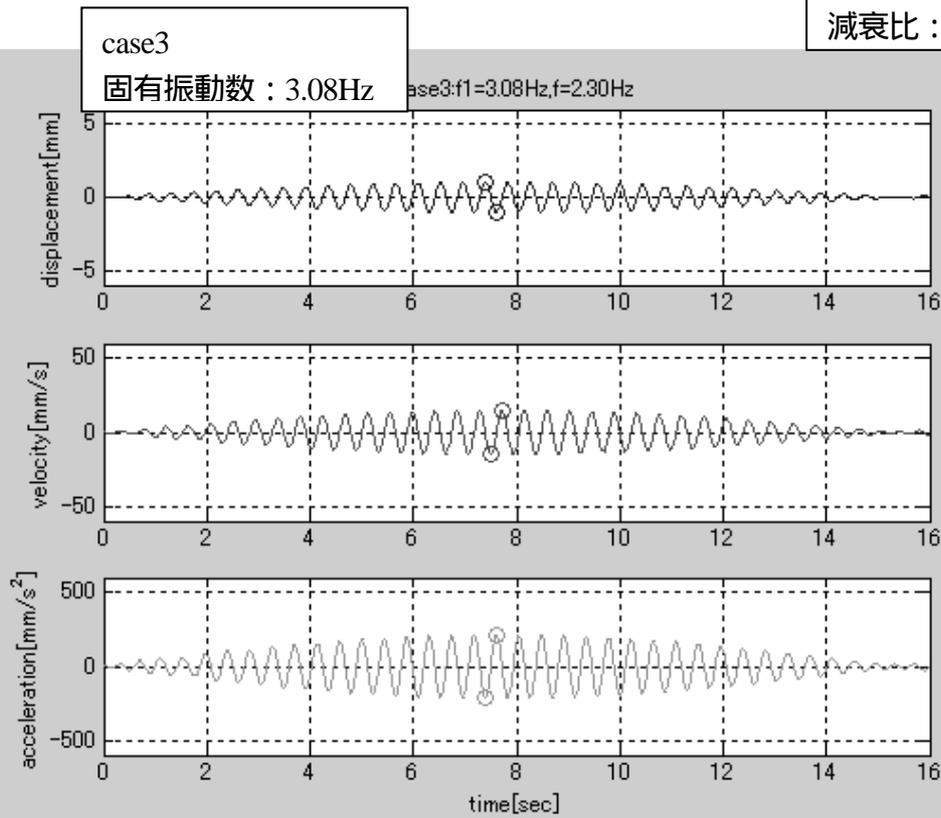
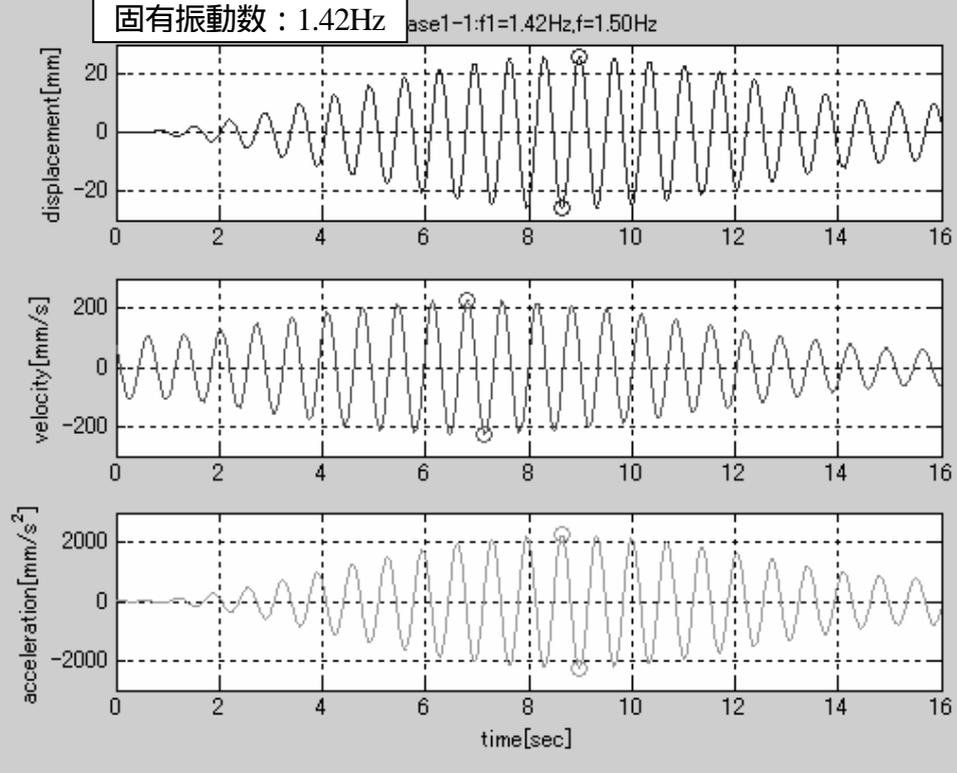


図 2.19 歩行の場合の時刻歴応答：case3,4（減衰比：1.5%）

歩行者：5人
減衰比：0.75%

case1-1
固有振動数：1.42Hz



case1-2
固有振動数：3.81Hz

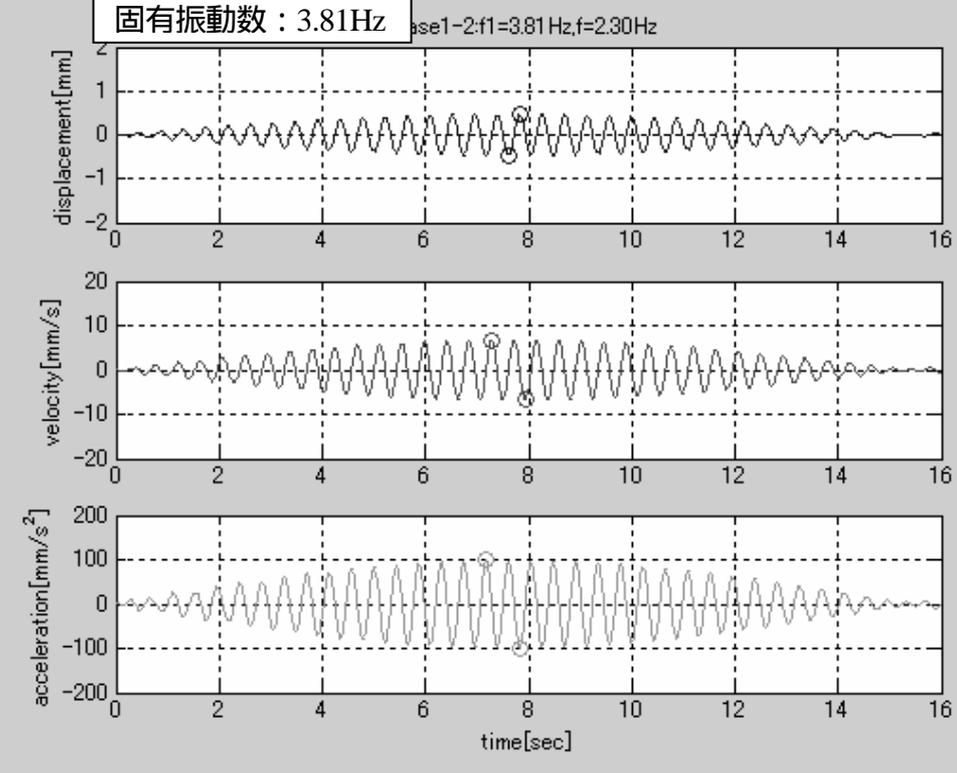
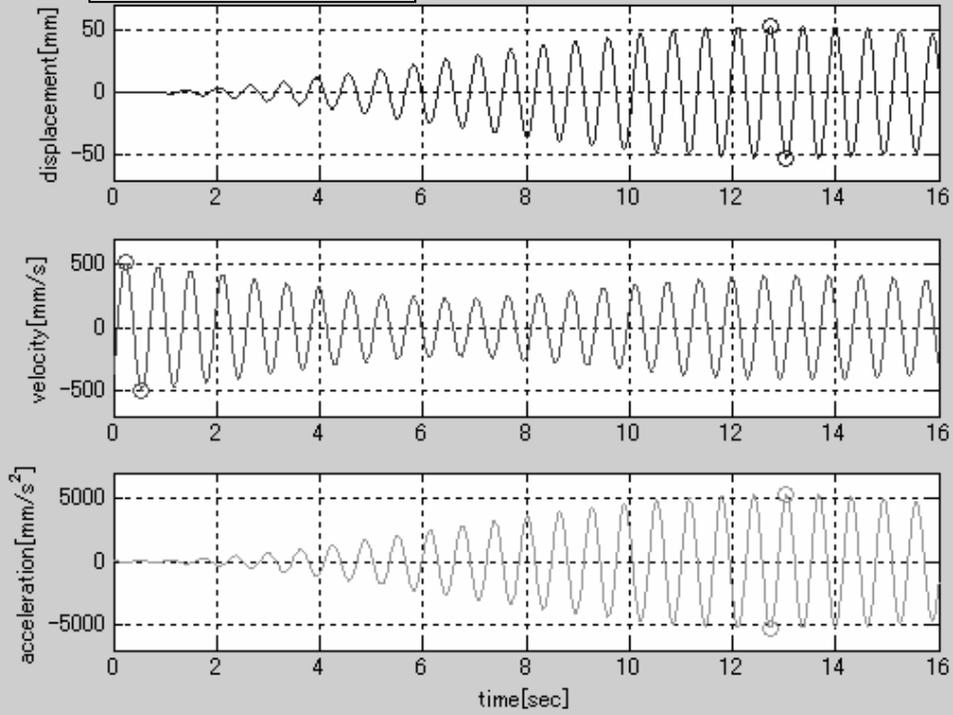


図 2.1.10 歩行の場合の時刻歴応答：case1 (減衰比：0.75%)

歩行者：5人
減衰比：0.75%

case2-1
固有振動数：1.59Hz

case2-1:f1=1.59Hz,f=1.59Hz



case2-2
固有振動数：3.80Hz

case2-2:f1=3.80Hz,f=2.30Hz

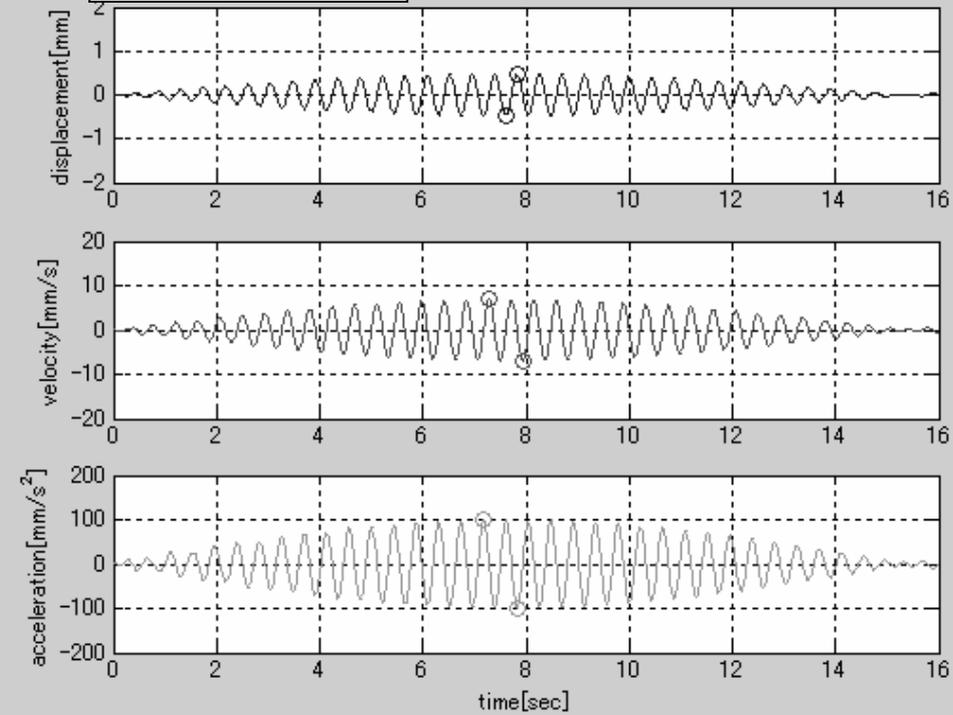


図 2.1.11 歩行の場合の時刻歴応答：case2（減衰比：0.75%）

歩行者：5人
減衰比：0.75%

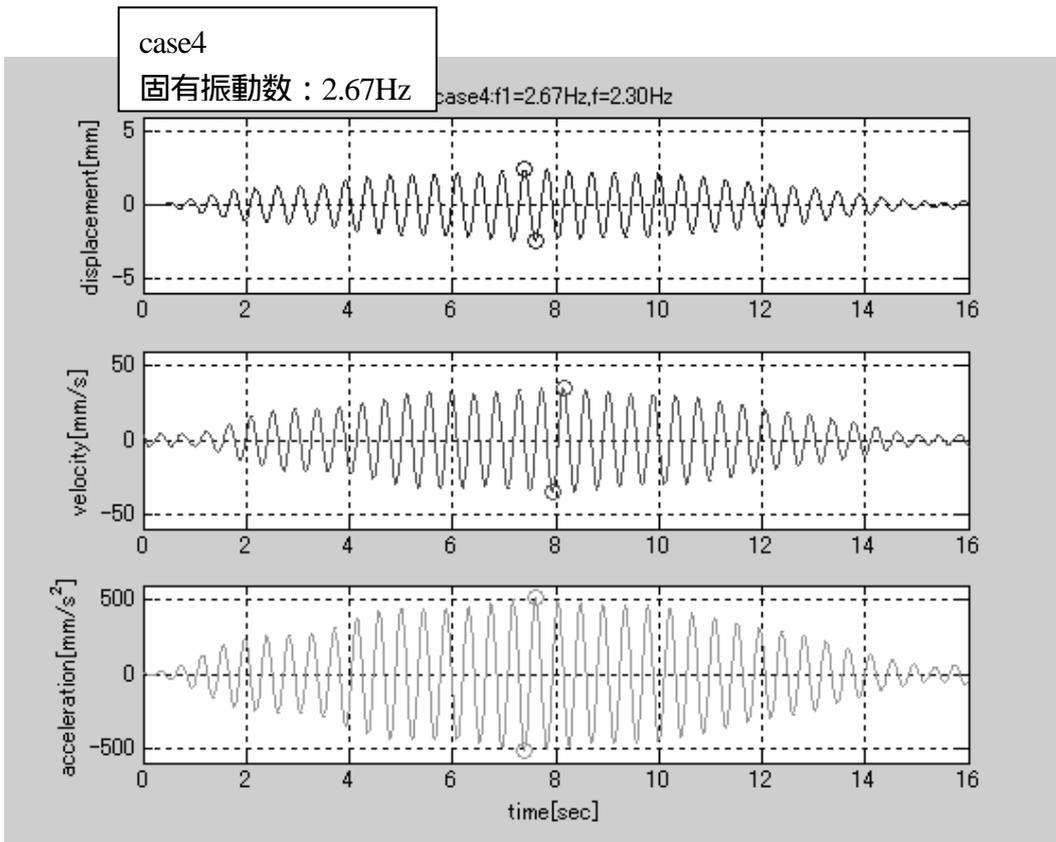
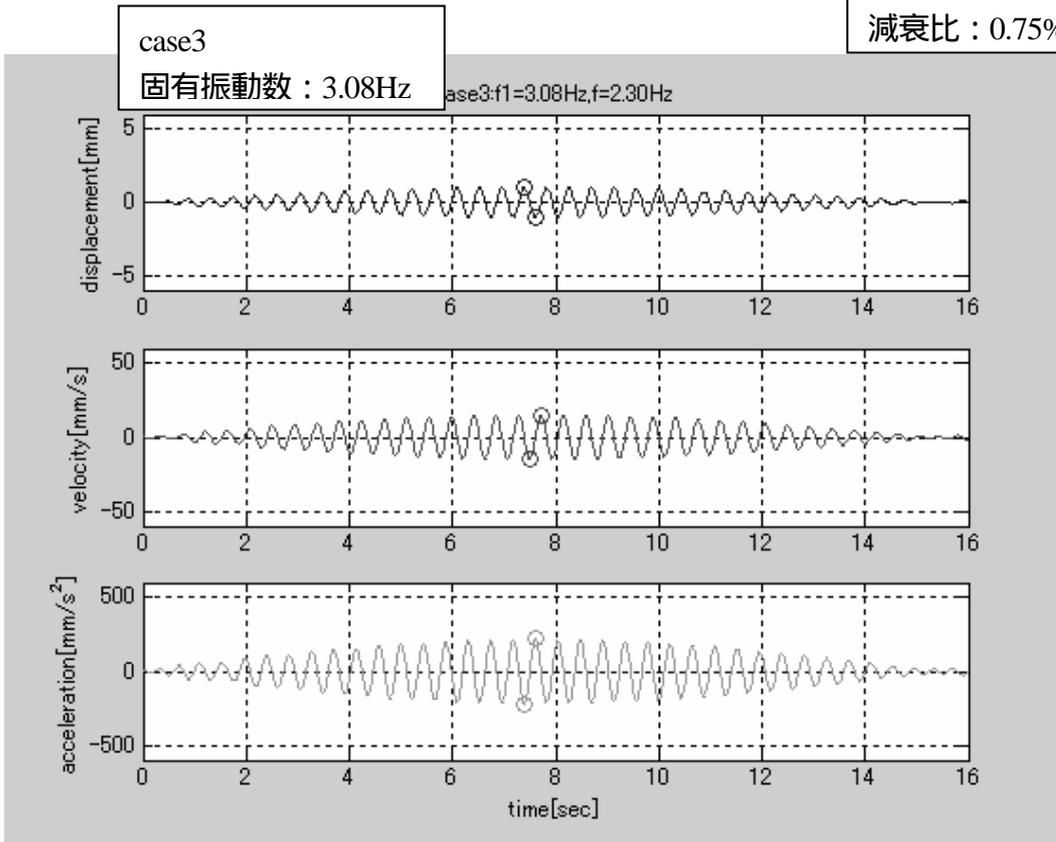
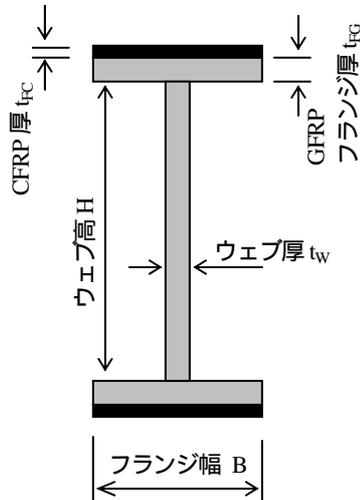


図 2.1.12 歩行の場合の時刻歴応答：case3,4（減衰比：0.75%）

2.1.4 たわみ照査

(1) 断面性状の計算

断面性状は、従来通り以下のように算出する。



(断面二次モーメント)

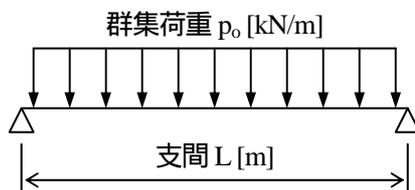
上フランジ (CFRP)	$I_{FC1} = B \cdot t_{FC} \times (H/2 + t_{FG} + t_{FC}/2)^2$
上フランジ (GFRP)	$I_{FG1} = B \cdot t_{FG} \times (H/2 + t_{FG}/2)^2$
ウェブ (GFRP)	$I_W = t_W \cdot H^3/12$
下フランジ (GFRP)	$I_{FG2} = B \cdot t_{FG} \times (H/2 + t_{FG}/2)^2$
下フランジ (CFRP)	$I_{FC2} = B \cdot t_{FC} \times (H/2 + t_{FG} + t_{FC}/2)^2$
合計	$I = I_{FC1} + I_{FG1} + I_W + I_{FG2} + I_{FC2}$

…(2.1.7)

図 2.1.13 主桁断面性状の計算

(2) たわみの算出

群集荷重によるたわみは、単純梁計算により算出する。



$$\text{活荷重たわみ } \delta = \frac{5q_o}{2} \times \frac{L^4}{384EI} \quad [\text{m}] \quad \dots(2.1.8)$$

ここで、

$$EI = E_C \cdot I_{FC1} + E_G \cdot I_{FG1} + E_G \cdot I_W + E_G \cdot I_{FG2} + E_C \cdot I_{FC2} \quad \dots(2.1.9)$$

E_C : CFRP の弾性係数 (引張方向)

E_G : GFRP の弾性係数 (引張方向)

図 2.1.14 群集荷重によるたわみ算出

(3) たわみの照査算出

許容たわみ $\delta_C = L/400$ とし、 $\delta < \delta_C$ であれば、照査 OK とする。

2.1.5 座屈強度（理論値）

(1) 各FRP積層での弾性係数

FRP 剛性を求めるための各積層板の弾性係数であり、ここでは対象 8 積層の場合を示す。

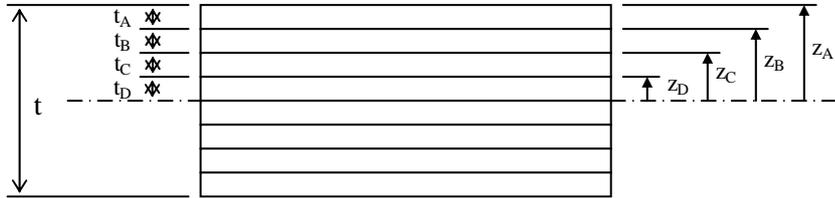


図 2.1.15 FRP 積層材料の構成（対象 8 層積層）

表 2.1.8 各積層の弾性係数

	1 層目	2 層目	3 層目	4 層目
弾性係数（繊維方向） E_1	E_{1A}	E_{1B}	E_{1C}	E_{1D}
弾性係数（繊維直角方向） E_2	E_{2A}	E_{2B}	E_{2C}	E_{2D}
ポアソン比（繊維方向） ν_{12}	ν_{12A}	ν_{12B}	ν_{12C}	ν_{12D}
ポアソン比（繊維直角方向） ν_{21}	ν_{21A}	ν_{21B}	ν_{21C}	ν_{21D}
横弾性係数 G_{12}	G_{12A}	G_{12B}	G_{12C}	G_{12D}

$$\nu_{12} E_2 = \nu_{21} E_1$$

(2) スティフネス係数

積層材料でのスティフネス係数は、下式により積層毎に求める。

$$\begin{aligned}
 Q_{11} &= \frac{E_1}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \\
 Q_{12} &= \frac{\nu_{12}E_2}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} = \frac{\nu_{21}E_1}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \quad \dots(2.1.10) \\
 Q_{22} &= \frac{E_2}{1 - \nu_{12}\nu_{21}}, \\
 Q_{66} &= G_{12}
 \end{aligned}$$

(3) スティフネス係数の補正

繊維の積層角度により、スティフネス係数を以下のように補正する。

$$\begin{aligned}
 \bar{Q}_{11} &= Q_{11} \cdot \cos^4 \theta + 2 \cdot (Q_{12} + 2 \cdot Q_{66}) \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin^2 \theta + Q_{22} \cdot \sin^4 \theta \\
 \bar{Q}_{12} &= Q_{12} \cdot (\cos^4 \theta + \sin^4 \theta) \quad \dots(2.1.11) \\
 \bar{Q}_{22} &= Q_{11} \cdot \sin^4 \theta + 2 \cdot (Q_{12} + 2 \cdot Q_{66}) \cdot \sin^2 \theta \cdot \cos^2 \theta + Q_{22} \cdot \cos^4 \theta \\
 \bar{Q}_{66} &= G_{12}
 \end{aligned}$$

(4) 面外剛性Dマトリックス

FRP 積層材料の剛性Dマトリックスは、以下(資料6)により定義される。

$$D_{ij} = (1/3) \cdot \sum_{k=1}^n (\bar{Q}_{ij})_k (z_k^3 - z_{k-1}^3) \quad \dots(2.1.12)$$

$(i, j) = 1, 2, 6$

よって、対象8層積層の場合もDマトリックスは、下式により算出できる。

$$\begin{aligned} D_{11} &= 2/3 \cdot \left\{ Q_{11A}' \cdot (z_A^3 - z_B^3) + Q_{11B}' \cdot (z_B^3 - z_C^3) + Q_{11C}' \cdot (z_C^3 - z_D^3) + Q_{11D}' \cdot z_D^3 \right\} \\ D_{12} &= 2/3 \cdot \left\{ Q_{12A}' \cdot (z_A^3 - z_B^3) + Q_{12B}' \cdot (z_B^3 - z_C^3) + Q_{12C}' \cdot (z_C^3 - z_D^3) + Q_{12D}' \cdot z_D^3 \right\} \\ D_{22} &= 2/3 \cdot \left\{ Q_{22A}' \cdot (z_A^3 - z_B^3) + Q_{22B}' \cdot (z_B^3 - z_C^3) + Q_{22C}' \cdot (z_C^3 - z_D^3) + Q_{22D}' \cdot z_D^3 \right\} \\ D_{66} &= 2/3 \cdot \left\{ Q_{66A}' \cdot (z_A^3 - z_B^3) + Q_{66B}' \cdot (z_B^3 - z_C^3) + Q_{66C}' \cdot (z_C^3 - z_D^3) + Q_{66D}' \cdot z_D^3 \right\} \end{aligned} \quad \dots(2.1.13)$$

(5) 圧縮座屈強度

FRP 積層材料の圧縮座屈強度は、以下(資料7)により求められる。

$$cr = \frac{2\pi^2}{t \cdot b^2} \cdot \left[\sqrt{D_{11} \cdot D_{22}} + D_{12} + 2D_{66} \right] \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \dots(2.1.14)$$

ここで、bは圧縮荷重の有効幅であり、応力勾配によって以下のように補正する。

$$b = b_0 / f \quad \dots(2.1.15)$$

b_0 : 部材幅(ウェブ高, フランジ突出幅)

$$f : \text{応力勾配補正係数 } f = 0.65 \left(\frac{\varphi}{n} \right)^2 + 0.13 \left(\frac{\varphi}{n} \right) + 1.0 \quad \dots(2.1.16)$$

$$\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1} \text{ (応力勾配)} \quad \dots(2.1.17)$$

σ_1, σ_2 : それぞれ補剛板の両端での縁応力度

ウェブの場合 : $f = 3.86$ (完全曲げ勾配), フランジの場合 : $f = 1.0$ (全面一様荷重)

(6) せん断座屈強度

FRP 積層材料のせん断座屈強度は、以下（資料 7）により求められる。

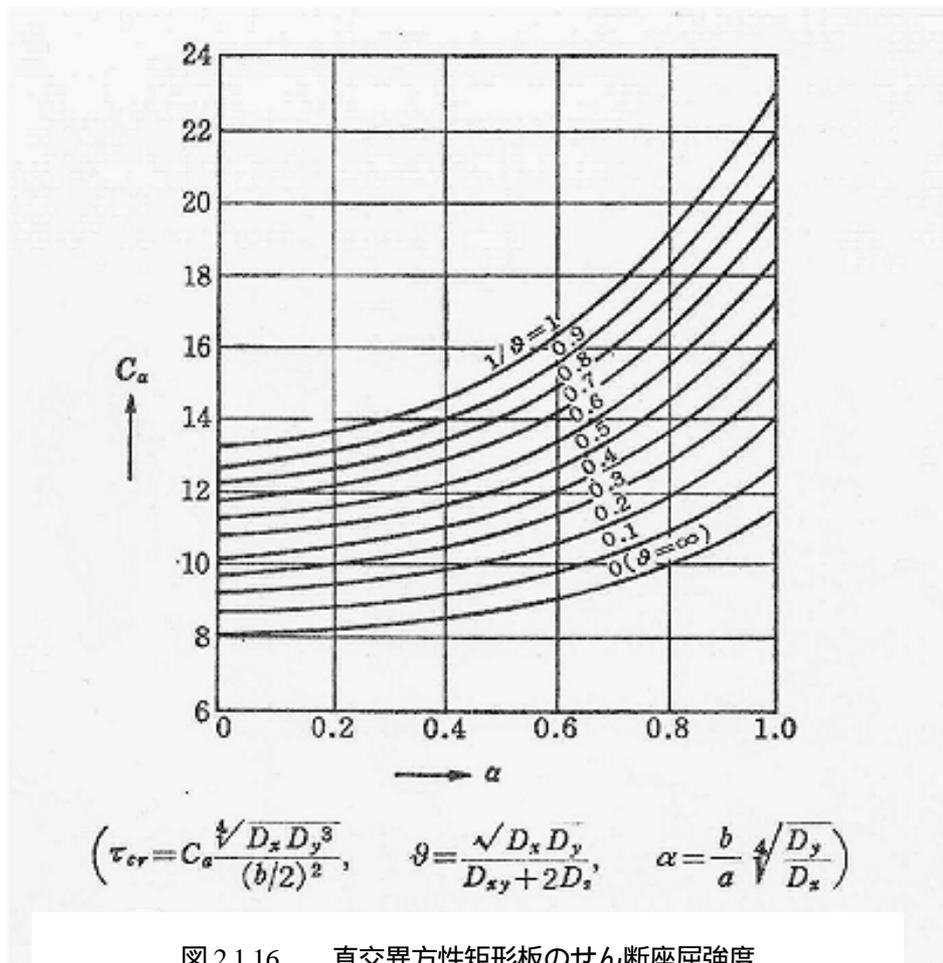
$$\tau_{cr} = C_a \frac{\sqrt[4]{D_{11} \cdot D_{22}^3}}{(b/2)^2 \cdot t} \quad [\text{kN/m}^2] \quad \dots (2.1.18)$$

ここで、 C_a は図 2.1.16 に示す線図により求め、 θ および α は次の通りである。

$$\theta = C_a \frac{\sqrt{D_{11} \cdot D_{22}}}{D_{12} + 2 \cdot D_{66}} \quad , \quad \alpha = \frac{b}{a} \cdot \sqrt[4]{\frac{D_{22}}{D_{11}}} \quad \dots (2.1.19)$$

この時、 a は、補剛材間隔とし、 b はウェブ高さとする。

なお、せん断座屈強度は、ウェブのみ算出する。



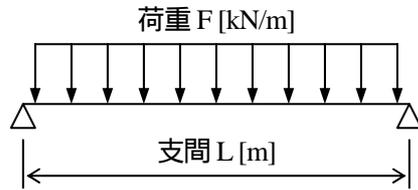
資料 6) FRP 構造設計便覧 (社)強化プラスチック協会

資料 7) 複合材料工学 日科技連 (林毅 編)

2.1.6 座屈照査

(1) 曲げ・せん断応力の算出

死荷重 + 活荷重を用いて、単純梁計算により、応力を算出する。



$$\cdot \text{荷重 } F = (\text{死荷重} + \text{活荷重}) / \text{主桁本数} \text{ [kN/m]} \quad \dots(2.1.20)$$

$$\cdot \text{曲げモーメント } M = F \cdot L^2 / 8 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \dots(2.1.21)$$

$$\cdot \text{断面係数 } Z = \frac{I}{H/2 + t_{FG} + t_{FC}} \text{ [m}^3\text{]} \quad \dots(2.1.22)$$

$$\cdot \text{曲げ応力 } \sigma = M / Z \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \dots(2.1.23)$$

$$\cdot \text{せん断力 } S = F \cdot L / 2 \text{ [kN]} \quad \dots(2.1.24)$$

$$\cdot \text{せん断応力 } \tau = \frac{S}{t_w \cdot H} \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \dots(2.1.25)$$

(2) ウェブの照査

ウェブは、圧縮応力とせん断応力により照査を行う。

$$\left\{ \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right) + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \right\} \cdot S < 1 \quad \dots(2.1.26)$$

S : 安全率

なお、圧縮座屈強度 σ_{cr} 、せん断座屈強度 τ_{cr} に対して、FRP 材料の強度実験値（圧縮強度、せん断強度）の方が低い値であれば、実験値を許容応力度とする。

(3) フランジの照査

フランジは、圧縮応力により照査を行う。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right) \cdot S < 1 \quad \dots(2.1.27)$$

S : 安全率

なお、圧縮座屈強度 σ_{cr} に対して、FRP 材料の強度実験値（圧縮強度）の方が低い値であれば、実験値を許容応力度とする。

2.2 許容応力度と安全率の考え方

2.2.1 FRPの許容応力度・安全率の考え方

FRPの許容応力度・安全率の考え方は、「FRP水槽耐震設計基準」や、「FRP船艇設計」などが知られているが、許容応力度法による限り、基本的に大きな差はないものと考えられる。そこで、本研究では考え方が整理されていると思われる、「FRP構造設計便覧」を基礎に、土木構造部材に適した許容応力度と安全率の考え方を検討した。

「FRP構造設計便覧」では、材料の静的物性値から、許容応力度を「安全率」により直接得るのではなく、その材料が確実に発揮することができる設計上の物性値を「限界値」として設定する。これは限界値の設定には、荷重の種類、運用環境条件などを考慮に入れる。限界値の算出にあたっては式(2.2.1)に示すように、荷重の種類、運用環境条件などに応じた物性保持率から算出する。物性保持率は、式(2.2.2)に示すように、環境因子に関する項と、荷重に関する項により算出できると考えられる。

$$\sigma_m = \sigma_s \times R \quad (2.2.1)$$

σ_s : 静的物性値

R : 物性保持率

$$R = \gamma_e \times \gamma_l \quad (2.2.2)$$

γ_e : 環境因子に関する物性保持率

γ_l : 静的・動的荷重に関する物性保持率

許容応力度は、式(2.2.3)に示すように限界値と、安全率により求めることができる。安全率には設計の精度や材料のばらつきなどが見込まれている。

$$\sigma_a = \sigma_m / F \quad (2.2.3)$$

σ_a : 許容応力度

σ_m : 限界値

F : 安全率

FRPの許容応力度・安全率をこのような方法で得る理由には、鋼材の許容応力度の設定と考え方をある程度整合させて目的がある。例えばSS400の場合には、材料の引張強度は400~510MPaであるが、設計で用いるのは基準降伏点の235MPaまでであり、この中にある程度の材料の余裕を持たせている。SS400の軸方向の引張許容応力度は140MPaであり、安全率は1.68としているが、この安全率は基準降伏点からの数値であり、引張強度からは、2.86の余裕を持たせている。(いずれも板厚40mm以下の場合)一方FRPには降伏点は存在せずに、引張試験において脆性的な破壊挙動を示すため、引張強度を基準に「安全率」を設定すると、次のような弊害が考えられる。

- (1) 鋼材の「安全率」とFRPの「安全率」の意味が異なる。
- (2) FRPの「安全率」の方が大きく見える為、FRPの素材としての信頼性が低いとの誤解が生じる。
- (3) FRPの限界値は環境因子や荷重条件によって変える方が効率的な設計が可能であるが、一度設定した「安全率」がひとり歩きすることにより、効率的な設計ができなかったり、逆に過小設計

となる可能性がある。
 (なお、静的物性値と許容応力度の比は、「総安全率」(または絶対安全率)と呼び、安全率と区別する。)

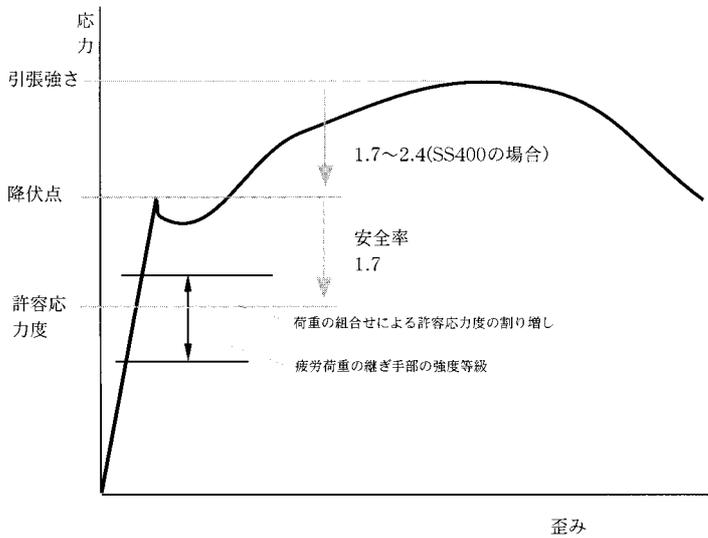


図 2.2.1 鋼材の安全率

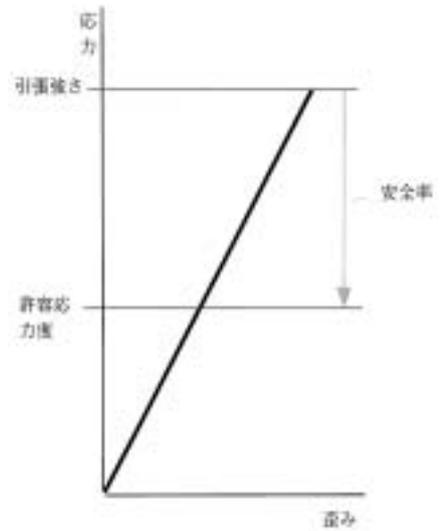


図 2.2.2 現在の FRP の「安全率」

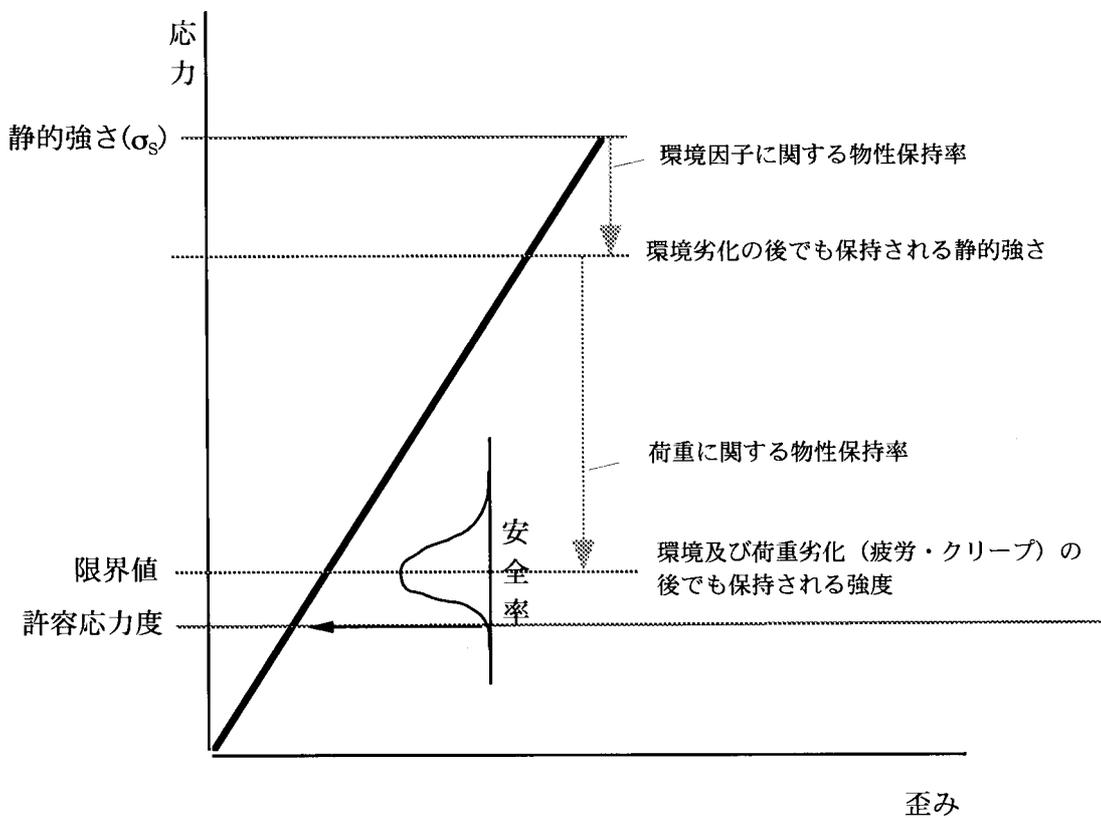


図 2.2.3 FRP の許容応力度のイメージ図

2.2.2 物性保持率

物性保持率は式(2.2.2)に示すように γ_e (環境因子に関する物性保持率) および γ_l (静的・動的荷重に関する物性保持率) から算出する。

(1) 環境因子に関する物性保持率

水中で使用される場合には、FRPの内部に水が浸透し、繊維とマトリックス樹脂の剥離による付着力低下の原因となる。繊維とマトリックス樹脂の剥離は、FRPを水中から引き上げた後も、強度低下として材料物性に影響を与える。初期強度に対してどの程度保持するかは、材料の種類や積層構成によって異なるが、土木構造用として製作されたFRP引抜成形材の物性試験結果や文献から得られた数値は、表2.2.1に示す通りである。大気中にある場合には、無塗装の場合、表面のマトリックス樹脂が劣化してガラス繊維が露出する場合がある。この表面劣化は材料強度に影響しない場合が多いが、肌を傷つけるため、この場合はFRPを塗装して用いるのが原則である。大気中でも雨や空気中の水分によって、FRPの強度に影響を与える場合がある。一方向層と異なる方向の物性は低下する場合がある。表面の塗装はこのような強度低下に効果があると考えられている。

(2) 静的・動的荷重に関する物性保持率

疲労荷重がかかる場合には、特にGFRPの γ_l が低い値となる。また、静的荷重が長期間かかる場合、CFRPは静的物性値の80%程度でも γ_l に影響しないが、GFRPでは40%でも、 γ_l は0.6と低い値になる。

表 2.2.1 土木構造用FRP(引抜成形材)の物性保持率
(文献や実験から得た値)

因子の種類	項目	GFRP		CFRP	CF/GFRP	
γ_e (環境)	水中	0.75 - 0.80		0.8 - 1.0	-	
	屋外暴露	塗装あり: 1.0 無塗装(0°): 1.0 無塗装(0°以外): 0.8		1.0	-	
γ_l (荷重)	疲労荷重		0.2		0.5 - 0.53	0.27 - 0.35
	静的荷重 (ケーブル等 一方向性の 強い場合)	応力レベル	0.25 σ_s	0.4 σ_s	0.8 σ_s	-
		強度保持率	1.0	0.6	1.0	

2.2.3 安全率

(1) 安全率の計算

「FRP構造設計便覧」より、式(2.2.4)により計算する。

$$F = F_0 \times L_1 \times \dots \times L_5 \quad (2.2.4)$$

F_0 : 基本安全率 (材料の破壊強さが基準となる場合 1.3)

(剛性・座屈限度が基準の場合 1.2)

L_1 : 材料特性値の信頼度係数
 (構造物と同一条件で成形された材料を試験により確認した場合 1.0)
 (静的短期試験のみを行い、疲れ・クリープでの破壊強さの低下を既存データから推定する場合 1.1)
 (静的短期試験を行わない場合 1.2)

L_2 : 用途・重要度係数 (多人数を殺傷する恐れ 1.2)
 (公共性があり社会的影響が大きい 1.1)
 (一般の場合 1.0)(仮設物 0.9)

L_3 : 外力荷重の推定の不確定さ係数 (官公所等で規定された外力基準 1.0)
 (未知の分野 1.0 以上で設定)

L_4 : 構造計算での精度係数 (有限要素法等精密な計算を行い、試作実験を経る場合 1.0)
 (単純なモデル化により従来の構造力学で推定 1.15 ~ 1.30)
 (取付部の局部計算など環境条件すら推定する場合 1.0 以上で設定)

L_5 : 材料特性のばらつき係数 (材料試験を行う場合は $=1/[1-k_p(\sigma/x)]$)
 (試験の平均値 x と標準偏差 σ から計算する。 k_p は信頼度から設定するが、通常は信頼度 99.9% として、 $k_p=3.09$ とする。)

(2) FRP 引抜成形材のばらつきに関する係数 (L_5)

式 (2.2.4) に基づき、安全率を試算するが、ばらつきに関する係数 (L_5) については、実際の実験データが必要である。本来は実際に使用する材料による試験データを使用すべきであるが、ここでは汎用の FRP 引抜成形材について試験して L_5 を試算した。結果を表 2.2.2 に示す。

表 2.2.2 引抜成形材の強さのばらつき係数 (L_5)

材料の種類	試験の種類	供試体数	強さの平均値 (MPa)	標準偏差	L_5
GFRP 引抜成形材	3 点曲げ試験 (0°)	40	259.6	16.82	1.25
CFRP 引抜成形材	3 点曲げ試験 (0°)	40	510.6	35.10	1.27
CF/GFRP 引抜成形材	3 点曲げ試験 (0°)	40	500.6	34.03	1.27

2.2.4 安全率の試算

GFRP 製歩道橋の試算例を表 2.2.3 および表 2.2.4 に示す。

表 2.2.3 GFRP 製歩道橋の安全率試算例

項	値	考え方
F_0	1.2	たわみ制限で設計が決まることが多い。
L_1	1.0	構造物と同一材料の試験は可能と考えられる。
L_2	1.2	多人数を殺傷する恐れがある。
L_3	1.0	官公所等で規定された外力基準を使用できる。
L_4	1.15 - 1.3	単純なモデル化による従来の構造力学で計算する。
L_5	1.25	表 2.2.2 から GFRP の値を使用
F	2.07 - 2.34	

表 2.2.4 GFRP 製歩道橋の許容応力度試算例

項目	値	考え方
γ_e	1.0	塗装する。
η	0.6	活荷重が死荷重に比べ十分に小さいので、疲労を無視できると仮定する。死荷重レベルは $0.4\sigma_s$ 以下とする。
R	0.6	物性保持率 $R = \gamma_e \times \eta = 0.6$, 限界値 $\sigma_m = R \times \sigma_s = 0.6\sigma_s$ である。
死荷重に関する 照査		上表より安全率 $F = 2.2$ を採用すると、 許容応力度 $\sigma_a = \sigma_m / F = R \times \sigma_s / F = 0.6\sigma_s / 2.2 = 0.27\sigma_s$ である。死荷重レベルは $0.27\sigma_s$ に制限する必要がある。
σ_a	$0.27\sigma_s$	参考：総安全率 $= 1/0.27 = 3.7$

2.2.5 構造用 FRP の安全率と許容応力度（参考）

本節では構造用途で FRP を使用している場合の、FRP の安全率・許容応力度に関する考え方をまとめた。このような分野・マニュアルの主なものとしては以下が挙げられる。このうち ~ は許容応力度設計法によっており、~ は限界状態設計法によっている。

FRP 水槽構造設計計算法 [3]

繊維強化プラスチック引抜材技術マニュアル [4]

MMFG 社設計マニュアル [5]

EUROCOMP Design Code [6]

連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針（案）[7]

(1) 「FRP水槽構造設計計算法」の安全率

大型水槽は、大きさや構造が土木構造材料と比較的近いと考えられ、その安全率・許容応力度に関する考え方は土木構造材料としての用途にも参考になると考えられる。FRP水槽構造設計計算法においては、材料品質のばらつきに関する安全係数を以下のように設定している。

$$\sigma_a = \sigma_m / F$$

ここに σ_a : 許容応力度
 σ_m : 限界値
 F : 安全率

$$\sigma_m = \sigma_s \times R$$

ここに σ_s : 静的物性値
 R : 物性保持率

$$F = F_0 \times L_1 \times \dots \times L_5$$

ここに

F_0 : 基本安全率 (材料の破壊強さが基準となる場合 1.3)
(剛性・座屈限度が基準の場合 1.2)

L_1 : 材料特性値の信頼度係数

(構造物と同一条件で成形された材料を試験により確認した場合 1.0)

(静的短期試験のみを行い疲れ・クリープでの破壊強さの低下を既存データから推定する場合 1.1)

(静的短期試験を行わない場合 1.2)

L_2 : 用途・重要度係数 (多人数を殺傷する恐れ 1.2)

(公共性があり社会的影響が大きい 1.1)

(一般の場合 1.0)(仮設物 0.9)

L_3 : 外力荷重の推定の不確定さ係数 (官公所等で規定された外力基準 1.0)

(未知の分野 1.0 以上で設定)

L_4 : 構造計算での精度係数 (有限要素法等精密な計算を行い、試作実験を経る場合 1.0)

(単純なモデル化により従来の構造力学で推定 1.15 ~ 1.30)

(取付部の局部計算など環境条件すら推定する場合 1.0 以上で設定)

L_5 : 材料特性のばらつき係数 (材料試験を行う場合は $=1/[1-k_p(\sigma/x)]$)
 (試験の平均値 x と標準偏差 σ から計算する。 k_p は信頼度から設定するが、通常は信頼度 99.9%として、 $k_p=3.09$ とする。)

上記の方法では、用途・重要度と外力の不確定性については、外力の基準で検討し、材料品質のばらつきに関する安全係数では考慮しないこととしている。土木構造物の設計においても、通常、風、雪、不確定性などは外力基準で検討するので、同様と考えられる。

この安全率には、FRP 材料自身の不均一性や物性試験の測定誤差などの様々な原因による材料品質のばらつきや、設計と実際の構造とのずれなどが検討されている。このようなばらつきやずれは、大型水槽と土木構造材料では大きな差がないものと考えられるので、土木用途においてもこれを準用することが可能であると考えられる。

一方、FRP の水、屋外暴露、応力などによる強度低下は、安全率には見込まれず、物性保持率として見込まれる。FRP の物性保持率として考慮すべき材料特性低下の要因としては、以下があげられている。

- ・長期負荷によるクリープ変形
- ・繰り返し負荷による疲れ破壊強さの低下
- ・環境による破壊強さの低下
- ・切り欠きなどの応力集中

(2) 繊維強化プラスチック引抜材技術マニュアル

繊維強化プラスチック引抜材技術マニュアル [4] は、引張強度を基準とした安全率を設定している。一般的な安全率を以下のように設定している。

・静的な短期荷重 (風荷重, 地震荷重等)	2 ~ 4
・静的な長期荷重 (固定力, 載荷荷重, 積雪荷重等)	3 ~ 6
・繰り返し荷重	6 ~ 12
・衝撃荷重	12 ~ 20
・環境条件	温度・薬品共に別途設定が必要

(3) MMFG 社設計マニュアル (EXTREN Design Manual)

MMFG 社設計マニュアル (EXTREN Design Manual) [5] は、引張強度を基準とした安全率を設定している。一般的な安全率を以下のように設定している。

・曲げ部材、梁	2.5
・圧縮部材、柱	3.0
・せん断	3.0
・接合部	4.0
・弾性率	1.0

(4) EUROCOMP Design Code

EUROCOMP Design Code [6] は、限界状態設計法によっており、前出の 3 つのマニュアルと単純な比較はできない。材料に関する安全係数（材料係数）に関しては以下のように定めている。

材料特性データの取得手法係数: $\gamma_{m,1}$ 1.15 ~ 2.25

（最低値：板、引抜材のデータを実測により得た場合など）

（最高値：素材の試験データや理論値による場合など）

材料成形係数: $\gamma_{m,2}$

1.1 ~ 3.2

（最低値：ポストキュアされた引抜材や FW 材など）

（最高値：ポストキュアされていない HL（スプレー）成形材）

設計供用温度係数: $\gamma_{m,3}$

1.0 ~ 3.0

（最低値：熱変形温度(HDT)80 以上で短期載荷の場合など）

（最高値：HDT80 以下、供用温度 25 ~ 50 で長期載荷の場合等）

材料係数: $\gamma_m = \gamma_{m,1} \cdot \gamma_{m,2} \cdot \gamma_{m,3}$

(2.2.5)

（ γ_m は 1.5 以上であること、但し 10 を越える必要はない）

上記が材料係数の基本であるが、クリープ、疲労、衝撃、爆発、耐火、化学腐食について、詳細な注意事項を定めている。特に繰り返し荷重がかかる場合には、疲労強度係数を以下のように設定している。

疲労強度係数: $\gamma_{m,4}$

1.5 ~ 3.0

（最低値：Fail-safe 構造で定期的な検査がなされ、接近できる場合）

（最高値：Fail-safe 構造でなく、定期的な検査が行われない場合）

この場合、材料に関する安全率は、

$$\gamma_m = \gamma_{m,1} \cdot \gamma_{m,2} \cdot \gamma_{m,3} \cdot \gamma_{m,4}$$

(2.2.6)

となる。

(5) 「連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案)」(土木学会)(土木用 FRP ケーブル)[7]

土木用 FRP ケーブルの最も主要な用途は、プレストレストコンクリート緊張材である。この他にはグラウンドアンカー、吊橋用ケーブルなどが検討されている。プレストレストコンクリート緊張材については、実用化のための指針は日本 [7] やカナダ [8]、米国 [9] に既に存在する。ここでは日本の土木学会の指針を基に検討する。同指針は限界状態設計法に基づいており、以下のような安全係数を設定している。

材料のばらつき

引張試験の結果を、材料係数 γ_{mf} で除して求める。 γ_{mf} は 1.15 ~ 1.3 である。 γ_{mf} には実験データの偏り、施工・運搬時の損傷、実験の施工の材料特性の差異、供用中の温度・環境条件による影響等が含まれて

いる。

リラクセーション率（荷重の抜け）

実験により 100 万時間（約 114 年）におけるリラクセーション率を求め、この値を使用する。

クリープ破断荷重

実験により 100 万時間（約 114 年）におけるクリープ破断荷重を求め、この値を使用する。

疲労

引張疲労実験により 2×10^6 回における疲労強度を求めて、この値を使用する。

耐アルカリ性

コンクリートの細孔溶液を模擬したアルカリ溶液に、60 で 1 ヶ月間浸せきしたあと引張強度を測定し、未暴露の供試体との比から、最大荷重保持率を求める。

同じ限界状態設計法によっている前項（4）と比較すると、前項（4）の方が材料係数に関する規定が細かく、係数も高い。これはこの指針の用途がプレストレストコンクリートに緊張材に限定されているため、荷重や環境条件がほぼ一定でことによると考えられる。このため、アウトケーブル、吊橋用ケーブル、グラウンドアンカーなどの同指針で想定されていない用途については、新たに検討する必要がある。なお、同指針は現在改訂作業中である。

参考文献

- [1] 「道路橋示方書・同解説 鋼橋編」日本道路協会（平成 14 年 3 月）
- [2] 「鋼道路橋の疲労設計指針」日本道路協会（平成 14 年 3 月）
- [3] 「FRP 水槽構造設計計算法（1996 年版）」強化プラスチック協会（平成 9 年 2 月）
- [4] 「繊維強化プラスチック引抜材技術マニュアル」強化プラスチック協会（平成 8 年 2 月）
- [5] EXTREN Design Manual, MMFG (1990).
- [6] Clarke, J. L. (editor), "Structural Design of Polymer Composites, EUROCOMP Design Code and Handbook," E & FN Spon (1996).
- [7] コンクリートライブラリー 第 88 号「連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針（案）」土木学会（平成 8 年）
- [8] Canadian Standards Association, Draft Chapter 16: "Fibre Reinforced Structures" and Commentary, Canadian Highway Bridge Design (1996).
- [9] ACI Committee 440, "Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars", ACI 440.1 R-01 (2001).

2.3 4m主桁部材の設計

主桁部材の設計法および FEM 解析検証のために、4m 主桁(スパン 3m)の曲げ載荷試験を実施した。ここでは、4m 主桁モデルの断面検討および、試設計の結果について述べる。

2.3.1 主桁部材の設計法

(1) 主桁断面

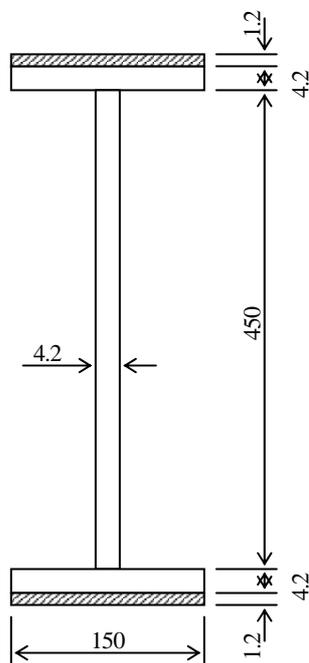
主桁断面は、設計法または FEM 解析の妥当性を検証することを目的に、座屈強度による決定される断面、たわみ制限により決定される断面の 2 タイプとした。

a) 座屈決定モデル(H450)

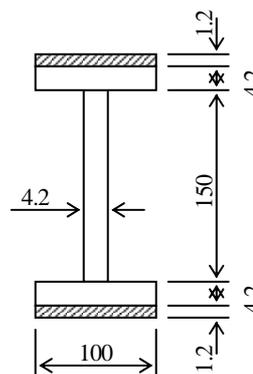
- ・ GFRP ウェブ 高さ $H=450\text{mm}$, 板厚 $t=4.2\text{mm}$
- ・ GFRP フランジ 幅 $B=150\text{mm}$, 板厚 $t=4.2\text{mm}$
- ・ CFRP フランジ貼り合せ 幅 $B=150\text{mm}$, 板厚 $t=1.2\text{mm}$

b) たわみ決定モデル(H150)

- ・ GFRP ウェブ 高さ $H=150\text{mm}$, 板厚 $t=4.2\text{mm}$
- ・ GFRP フランジ 幅 $B=100\text{mm}$, 板厚 $t=4.2\text{mm}$
- ・ CFRP フランジ貼り合せ 幅 $B=100\text{mm}$, 板厚 $t=1.2\text{mm}$



a) 座屈決定モデル H450



b) たわみ決定モデル H150

図 2.3.1 4m 主桁載荷試験の主桁断面

(2) 座屈決定モデル (H450)

座屈決定モデルの断面は、ウェブ座屈が先行する破壊モードを想定し、図 2.3.1(1)に示したように、ウェブ高さを設けた。ここでは、ウェブ座屈強度の設計値、安全率の妥当性検証を目的とした。

座屈決定モデルの試設計結果を表 2.3.1 に示す。

また主桁試設計計算書を、図 2.3.2～2.3.8 に示す。

安全率 3.2 を含んだウェブ座屈照査値が 1.30、たわみ照査値が 0.05 であり、座屈先行型の設計であることが確認できる。

なお、同表には 4 点曲げ試験における座屈荷重も示した。ここでの座屈荷重は、後述する実験比較を目的に、座屈が発生する荷重 (安全率=1) を求めた。

座屈荷重の試算結果は、載荷 1 点当り 10.6kN (2 点合計=21.2kN)、その時のたわみは 2.01mm であった。

表 2.3.1 座屈決定モデル主桁の試設計結果

	設計強度	群集荷重による設計		4 点曲げ試験		
		設計応力	照査 (<1:OK)	座屈荷重	設計応力	照査
曲げ応力	71.6 [N/mm ²]	9.77 [N/mm ²]	ウェブ : 1.30 (安全率 3.2)	10.6 [kN] (載荷 1 点当り)	21.07 [N/mm ²]	ウェブ 座屈限界
せん断応力	6.7 [N/mm ²]	3.47 [N/mm ²]			5.61 [N/mm ²]	
たわみ	7.5 [mm]	0.38 [mm]	0.05		2.01 [mm]	0.27

4 点曲げ梁計算により、最大応力および最大たわみを求めた。

(3) たわみ決定モデル (H150)

たわみ決定モデルの断面は、たわみ制限 (L/400) により設計される断面構造とし、設計たわみ制限内の主桁挙動確認および、たわみ制限値を超えた場合の破壊挙動、安全率などの確認を行う事を目的とした。

たわみ決定モデルの試設計結果を表 2.3.2 に示す。

また主桁試設計計算書を、図 2.3.9～2.3.15 に示す。

安全率 3.2 を含んだウェブ座屈照査値が 0.51、たわみ照査値が 0.70 であり、たわみ制限による設計であることが確認できる。

なお、同表に示した 4 点曲げ試験のたわみ制限荷重は、たわみが L/400 (=7.50mm) に達する時の荷重とした。たわみ制限荷重の試算結果は、載荷 1 点当り 2.87kN (2 点合計=5.74kN) であった。

表 2.3.2 たわみ決定モデル主桁の試設計結果

	設計強度	群集荷重による設計		4 点曲げ試験		
		設計応力	照査 (<1:OK)	たわみ制限 荷重	設計応力	照査
曲げ応力	419 [N/mm ²]	51.3 [N/mm ²]	ウェブ 0.51 (安全率 3.2)	2.87 [kN] (載荷 1 点当り)	53.23 [N/mm ²]	ウェブ 0.48 (安全率 3.2)
せん断応力	54.1 [N/mm ²]	10.4 [N/mm ²]			8.10 [N/mm ²]	
たわみ	7.5 [mm]	5.28 [mm]	0.70		7.50 [mm]	たわみ限界

4 点曲げ梁計算により、最大応力および最大たわみを求めた。

1. 設計条件

主桁数	2	
歩道橋スパン	3	m
歩道幅員	1.05	m
CFRP弾性係数	143000	N/mm ²
CFRPの厚さ	1.2	mm
GFRP弾性係数	24000	N/mm ²
たわみ制限値	L(スパン)	
	400	

死荷重

舗装	0.97	kN/m ² × 1.05	m = 1.019	kN/m
床版	0.28	kN/m ² × 1.05	m = 0.294	kN/m
高欄	0.548			kN/m
主桁	2.07			kN/m
床組	1.127			kN/m
合計	5.058			kN/m

活荷重

群集荷重	3.5	kN/m ² × 1.05	m = 3.675	kN/m
------	-----	--------------------------	-----------	------

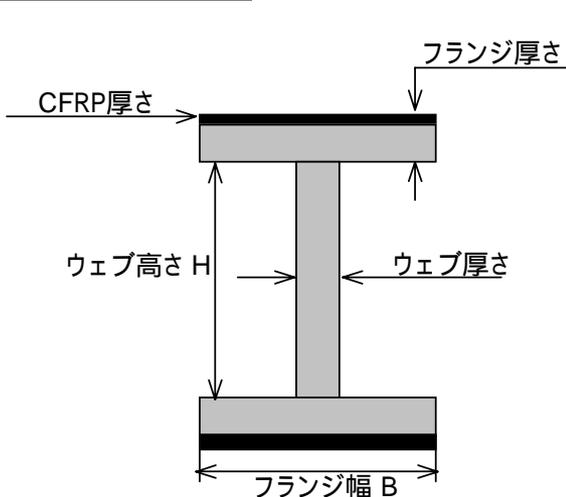
荷重合計

4.36625	kN/m(主桁1本あたり)
---------	---------------

1.8375

曲げモーメント	4.912	kN・m
せん断力	6.549	kN

2. 断面寸法・断面力



主桁形状

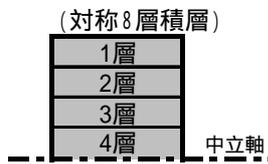
CFフランジ厚さ	1.2	
GFフランジ厚さ	4.2	
フランジ厚さ合計	5.4	
ウェブ厚さ	4.2	mm
フランジ厚さ	5.4	mm
ウェブ高さ H	450	mm
フランジ幅 B	150	mm
補剛材間隔	1000	mm

断面2次モーメント

上フランジ(CFRP)	9.505E+06	mm ⁴
上フランジ(GFRP)	3.249E+07	mm ⁴
ウェブ	31893750	mm ⁴
下フランジ(CFRP)	9.505E+06	mm ⁴
下フランジ(GFRP)	3.249E+07	mm ⁴
断面2次モーメント	1.159E+08	mm ⁴

図 2.3.2 4m 主桁 座屈決定モデル H450 設計計算書 (設計条件・断面寸法)

3. ウェブ厚・積層



積層	厚さ(mm)	積層角度
1(最外)層	0.692	0
2層目	0.268	45
3層目	0.268	-45
4(最内)層	0.872	0
厚さ	4.2	mm

	1層目	2層目	3層目	4層目		
ヤング率E1	11291	41363	41363	41363	N/mm ²	(繊維方向)
ヤング率E2	11291	13812	13812	13812	N/mm ²	(繊維直角方向)
ポアソン比 12	0.34	0.255	0.255	0.255		(繊維方向)
ポアソン比 21	0.34	0.09	0.09	0.09		(繊維直角方向)
横弾性係数G12	4000	5488	5488	5488	N/mm ²	(面内せん断弾性率)

安全率	3.2
	0.436
1/	1.119
Ca	13.5

4. フランジ厚・積層



積層	厚さ(mm)	積層角度	
1(最外)層	0.600	0	(CFRP)
2層目	0.692	0	
3層目	0.536	45	
4(最内)層	0.872	0	
厚さ	5.4	mm	

	1層目	2層目	3層目	4層目		
ヤング率E1	143000	11291	41363	41363	N/mm ²	(繊維方向)
ヤング率E2	10600	11291	13812	13812	N/mm ²	(繊維直角方向)
ポアソン比 12	0.32	0.34	0.255	0.255		(繊維方向)
21	0.02	0.34	0.09	0.09		(繊維直角方向)
横弾性係数 G12	4600	4000	5488	5488	N/mm ²	(面内せん断弾性率)

安全率	3.2
-----	-----

図 2.3.3 4m 主桁 座屈決定モデル H450 設計計算書 (ウェブ, フランジ厚・積層)

5. たわみ制限による照査

曲げ応力	9.77	N/mm ²
せん断応力	3.47	N/mm ²
活荷重たわみ	0.38	mm
たわみの照査	0.05	(条件: < 1)

6. 座屈応力による照査

ウェブ

弾性圧縮座屈強度	71.6	弾性せん断座屈強度	6.7	N/mm ²
材料圧縮強度	419.0	材料せん断強度	58.2	N/mm ²
圧縮応力	9.8	せん断応力	3.5	N/mm ²
圧縮応力比	0.136	せん断応力比	0.519	
座屈照査	1.299	(条件: < 1)		

フランジ

弾性圧縮座屈強度	31348.2	N/mm ²
材料圧縮強度	419.0	N/mm ²
圧縮応力	9.8	N/mm ²
圧縮応力比	0.023	
座屈照査	0.075	(条件: < 1)

図 2.3.4 4m 主桁 座屈決定モデル H450 設計計算書 (設計たわみ, 応力の照査)

7. 4点曲げ試験におけるたわみ照査

荷重位置(端部より)	1.00	m	
荷重(せん断力)	10.600	kN	4点曲げ試験の設計座屈荷重
曲げモーメント	10.600	kN・m	(せん断のみによる座屈限界: 12.6kN)
曲げ応力	21.07	N/mm ²	
せん断応力	5.61	N/mm ²	
活荷重たわみ	2.01	mm	
たわみの照査	0.27		

8. 4点曲げ試験における座屈応力照査

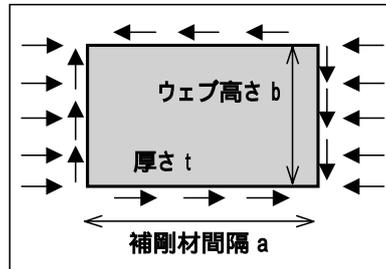
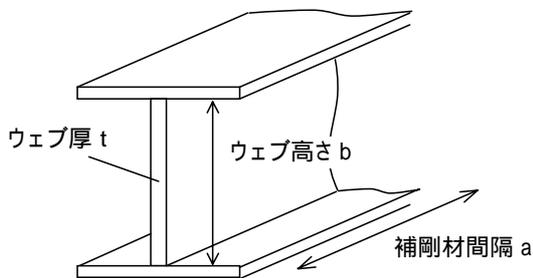
ウェブ

圧縮応力比	0.294	せん断応力比	0.840
座屈照査	3.201	弾性座屈限界(安全率3.2)	

フランジ

圧縮応力比	0.050
座屈照査	0.161

図 2.3.5 4m 主桁 座屈決定モデル H450 設計計算書 (4点曲げ試験の座屈荷重)



フランジのCFRPは、GFRPに片側のみ重ね合わせであるが、対象積層によりCFRP厚さ/2を両面重ね合わせで計算。対称積層板は一方向板がn層積層されていると考える。

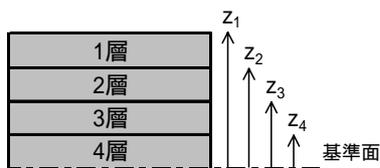
1. 異方性積層板の剛性計算

各層を一方向材とみなし、一方向材の物性値を入力

	1層目	2層目	3層目	4層目		
ヤング率 E1	11291	41363	41363	41363	N/mm ²	(繊維方向)
ヤング率 E2	11291	13812	13812	13812	N/mm ²	(繊維直角方向)
ポアソン比 12	0.34	0.26	0.26	0.26		(繊維方向)
ポアソン比 21	0.34	0.09	0.09	0.09		(繊維直角方向)
横弾性係数 G12	4000	5488	5488	5488	N/mm ²	(面内せん断弾性率)

		1層目	2層目	3層目	4層目
スティフネス係数Q	Q11	12767	42281	42281	42281
	Q22	12767	14119	14119	14119
	Q12	4341	3600	3600	3600
	Q66	4000	5488	5488	5488

積層状態(対称8層積層)



積層	厚さ	積層角度	cos	sin	剛性計算用	
1	0.692	0	1.00	0.00	$z_1^3 - z_2^3$	6.470
2	0.268	45	0.71	0.71	$z_2^3 - z_3^3$	1.310
3	0.268	-45	0.71	-0.71	$z_3^3 - z_4^3$	0.818
4	0.872	0	1.00	0.00	z_4^3	0.663
合計	4.2					

		1層目	2層目	3層目	4層目
任意積層角度のスティフネス係数	Q11'	12767	21388	21388	42281
	Q22'	12767	21388	21388	14119
	Q12'	4341	10412	10412	3600
	Q66'	4000	12300	12300	5488

面外剛性 Dマトリックス		D11
		104101
		D22
		91652
		D12
		35087
		D66
		37130

図 2.3.6 4m 主桁 座屈決定モデル H450 設計計算書 (ウェブの剛性計算)

2. 圧縮座屈応力の計算

応力勾配補正係数 f	3.86
ウェブ高さ b (補正後)	116.6 mm

弾性圧縮座屈強度	71.59 N/mm ²
----------	-------------------------

3. せん断座屈応力の計算

補剛材間隔 a	1000 mm
ウェブ高さ b	450 mm
板厚 t	4.2 mm
	0.436
$1/$	1.12
Ca	15.0

下図より決定 ($1/$) > 1の場合は、 $1/ = 1$ として Ca を求めた。

弾性せん断座屈強度	6.67 N/mm ²
-----------	------------------------

4. 組合せ座屈応力による照査

圧縮座屈応力比	0.136
せん断座屈応力比	0.519

安全率	3.2	(建築木造: S=2.25 ~ シェル構造指針: S=5 or FRP安全率3.2)
組合せ応力照査	1.299	(条件: < 1)

NGの場合は、板厚・ウェブ高・補剛材間隔の見直しを行う。

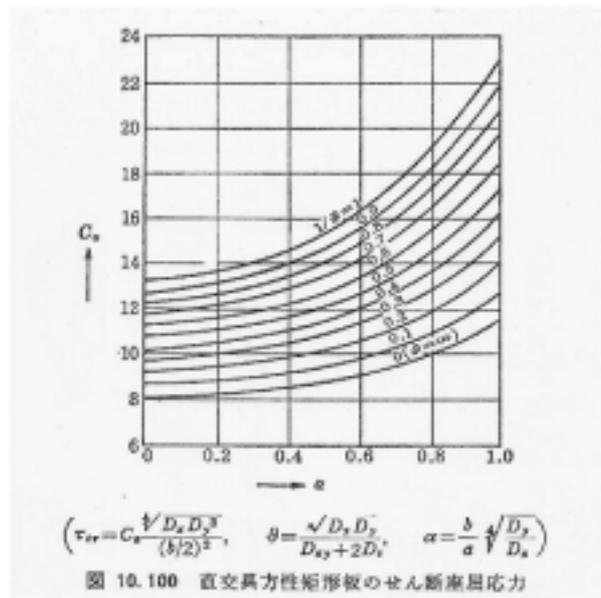
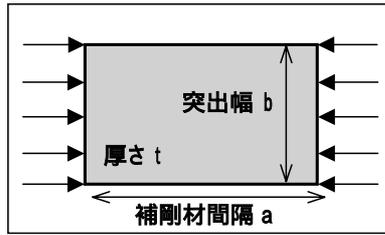
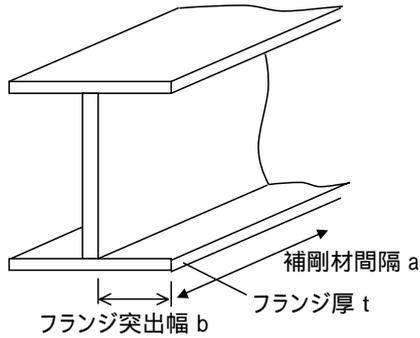


図 2.3.7 4m 主桁 座屈決定モデル H450 設計計算書 (ウェブの座屈応力計算)



道路橋示方書では、3辺固定で1辺自由であるが、本計算式では安全側に4辺単純支持とした。

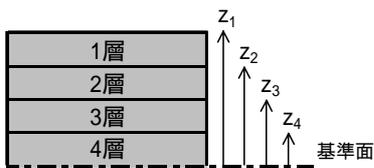
1. 異方性積層板の剛性計算

各層を一方向材とみなし、一方向材の物性値を入力

	1層目	2層目	3層目	4層目		
ヤング率 E1	143000	11291	41363	41363	N/mm ²	(繊維方向)
ヤング率 E2	10600	11291	13812	13812	N/mm ²	(繊維直角方向)
ポアソン比 12	0.32	0.34	0.26	0.26		(繊維方向)
ポアソン比 21	0.02	0.34	0.09	0.09		(繊維直角方向)
横弾性係数 G12	4600	4000	5488	5488	N/mm ²	(面内せん断弾性率)

		1層目	2層目	3層目	4層目
スティフネス係数 Q	Q11	144094	12767	42281	42281
	Q22	10681	12767	14119	14119
	Q12	3418	4341	3600	3600
	Q66	4600	4000	5488	5488

積層状態 (対称8層積層)



積層	厚さ	積層角度	cos	sin	剛性計算用	
1	0.600	0	1.00	0.00	$z_1^3 - z_2^3$	10.422
2	0.692	0	1.00	0.00	$z_2^3 - z_3^3$	6.470
3	0.536	45	0.71	0.71	$z_3^3 - z_4^3$	2.128
4	0.872	0	1.00	0.00	z_4^3	0.663
合計	5.4					

		1層目	2層目	3層目	4層目
任意積層角度の スティフネス係数	Q11'	144094	12767	21388	42281
	Q22'	10681	12767	21388	14119
	Q12'	3418	4341	10412	3600
	Q66'	4600	4000	12300	5488

面外剛性 Dマトリックス	D11	1105264
	D22	165864
	D12	58834
	D66	69091

2. 圧縮座屈応力の計算

応力勾配補正係数 f	1.00
フランジ突出幅 b	72.9 mm

弾性圧縮座屈強度	31348.2 N/mm ²
----------	---------------------------

3. 圧縮座屈応力による照査

圧縮座屈応力比	0.023	(建築木造: S=2.25 ~ シェル構造指針: S=5 or FRP安全率3.2) (条件: < 1)
安全率	3.2	
座屈応力照査	0.075	

NGの場合は、板厚・補剛材間隔・突出幅の見直しを行う。

図 2.3.8 4m 主桁 座屈決定モデル H450 設計計算書 (フランジの剛性, 座屈応力計算)

1. 設計条件

主桁数	2	
歩道橋スパン	3	m
歩道幅員	1.05	m
CFRP弾性係数	143000	N/mm ²
CFRPの厚さ	1.2	mm
GFRP弾性係数	24000	N/mm ²
たわみ制限値	L(スパン)	
	400	

死荷重

舗装	0.97	kN/m ² × 1.05	m = 1.019	kN/m
床版	0.28	kN/m ² × 1.05	m = 0.294	kN/m
高欄	0.548	kN/m		
主桁	2.07	kN/m		
床組	1.127	kN/m		
合計	5.058	kN/m		

活荷重

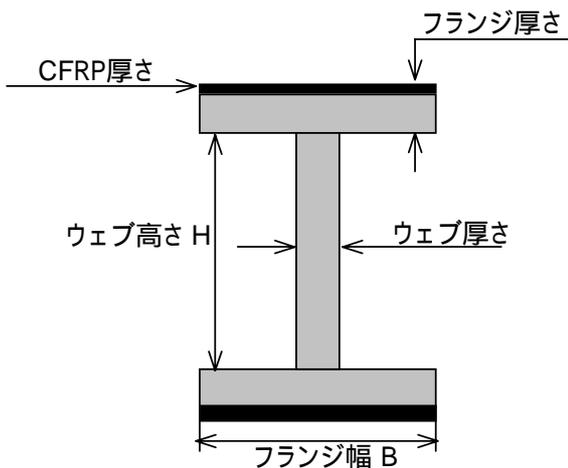
群集荷重	3.5	kN/m ² × 1.05	m = 3.675	kN/m
------	-----	--------------------------	-----------	------

荷重合計

4.36625	kN/m(主桁1本あたり)	1.8375
---------	---------------	--------

曲げモーメント	4.912	kN・m
せん断力	6.549	kN

2. 断面寸法・断面力



主桁形状

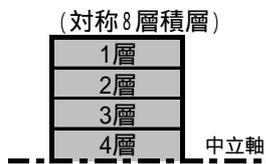
CFフランジ厚さ	1.2	
GFフランジ厚さ	4.2	
フランジ厚さ合計	5.4	
ウェブ厚さ	4.2	mm
フランジ厚さ	5.4	mm
ウェブ高さ H	150	mm
フランジ幅 B	100	mm
補剛材間隔	1000	mm

断面2次モーメント

上フランジ(CFRP)	7.642E+05	mm ⁴
上フランジ(GFRP)	2.497E+06	mm ⁴
ウェブ	1181250	mm ⁴
下フランジ(CFRP)	7.642E+05	mm ⁴
下フランジ(GFRP)	2.497E+06	mm ⁴
断面2次モーメント	7.703E+06	mm ⁴

図 2.3.9 4m 主桁 たわみ決定モデル H450 設計計算書 (設計条件・断面寸法)

3. ウェブ厚・積層



積層	厚さ(mm)	積層角度
1(最外)層	0.692	0
2層目	0.268	45
3層目	0.268	-45
4(最内)層	0.872	0
厚さ	4.2	mm

	1層目	2層目	3層目	4層目		
ヤング率E1	11291	41363	41363	41363	N/mm ²	(繊維方向)
ヤング率E2	11291	13812	13812	13812	N/mm ²	(繊維直角方向)
ポアソン比 12	0.34	0.255	0.255	0.255		(繊維方向)
ポアソン比 21	0.34	0.09	0.09	0.09		(繊維直角方向)
横弾性係数G12	4000	5488	5488	5488	N/mm ²	(面内せん断弾性率)

安全率	3.2
	0.145
1/	1.119
Ca	13.5

4. フランジ厚・積層



積層	厚さ(mm)	積層角度	
1(最外)層	0.600	0	(CFRP)
2層目	0.692	0	
3層目	0.536	45	
4(最内)層	0.872	0	
厚さ	5.4	mm	

	1層目	2層目	3層目	4層目		
ヤング率E1	143000	11291	41363	41363	N/mm ²	(繊維方向)
ヤング率E2	10600	11291	13812	13812	N/mm ²	(繊維直角方向)
ポアソン比 12	0.32	0.34	0.255	0.255		(繊維方向)
21	0.02	0.34	0.09	0.09		(繊維直角方向)
横弾性係数 G12	4600	4000	5488	5488	N/mm ²	(面内せん断弾性率)

安全率	3.2
-----	-----

図 2.3.10 4m 主桁 たわみ決定モデル H150 設計計算書 (ウェブ, フランジ厚・積層)

5. たわみ制限による照査

曲げ応力	51.27	N/mm ²
せん断応力	10.40	N/mm ²
活荷重たわみ	5.28	mm
たわみの照査	0.70	(条件: < 1)

6. 座屈応力による照査

ウェブ

弾性圧縮座屈強度	644.3	弾性せん断座屈強度	54.1	N/mm ²
材料圧縮強度	419.0	材料せん断強度	58.2	N/mm ²
圧縮応力	51.3	せん断応力	10.4	N/mm ²
圧縮応力比	0.122	せん断応力比	0.192	
座屈照査	0.510	(条件: < 1)		

フランジ

弾性圧縮座屈強度	47709.5	N/mm ²	
材料圧縮強度	419.0	N/mm ²	
圧縮応力	51.3	N/mm ²	
圧縮応力比	0.122		
座屈照査	0.392	(条件: < 1)	

図 2.3.11 4m 主桁 たわみ決定モデル H150 設計計算書 (設計たわみ, 応力の照査)

7. 4点曲げ試験におけるたわみ照査

荷重位置(端部より)	1.00	m	
荷重(せん断力)	2.870	kN	4点曲げ試験の設計荷重
曲げモーメント	2.870	kN・m	(許容L/600: 1.91kN)
曲げ応力	29.96	N/mm ²	
せん断応力	4.56	N/mm ²	
活荷重たわみ	7.50	mm	
たわみの照査	1.00	許容たわみ限界 (L/400)	

8. 4点曲げ試験における座屈応力照査

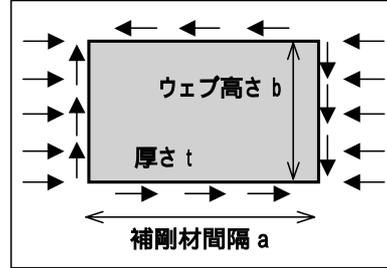
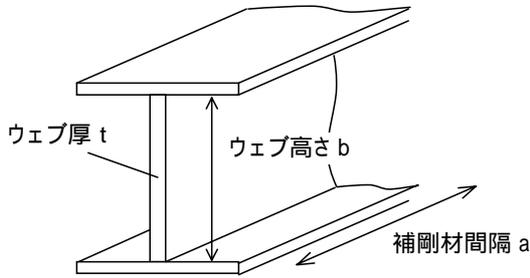
ウェブ

圧縮応力比	0.071	せん断応力比	0.084
座屈照査	0.251		

フランジ

圧縮応力比	0.071
座屈照査	0.229

図 2.3.12 4m 主桁 たわみ決定モデル H150 設計計算書 (4点曲げ試験の設計荷重)



フランジのCFRPは、GFRPに片側のみ重ね合わせであるが、対象積層によりCFRP厚さ/2を両面重ね合わせで計算。対称積層板は一方向板がn層積層されていると考える。

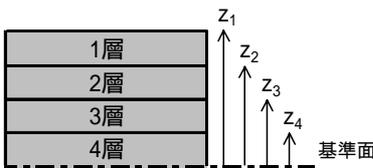
1. 異方性積層板の剛性計算

各層を一方向材とみなし、一方向材の物性値を入力

	1層目	2層目	3層目	4層目	
ヤング率 E1	11291	41363	41363	41363	N/mm ² (繊維方向)
ヤング率 E2	11291	13812	13812	13812	N/mm ² (繊維直角方向)
ポアソン比 12	0.34	0.26	0.26	0.26	(繊維方向)
ポアソン比 21	0.34	0.09	0.09	0.09	(繊維直角方向)
横弾性係数 G12	4000	5488	5488	5488	N/mm ² (面内せん断弾性率)

		1層目	2層目	3層目	4層目
ステイフネス係数Q	Q11	12767	42281	42281	42281
	Q22	12767	14119	14119	14119
	Q12	4341	3600	3600	3600
	Q66	4000	5488	5488	5488

積層状態 (対称8層積層)



積層	厚さ	積層角度	cos	sin	剛性計算用	
1	0.692	0	1.00	0.00	$z_1^3 - z_2^3$	6.470
2	0.268	45	0.71	0.71	$z_2^3 - z_3^3$	1.310
3	0.268	-45	0.71	-0.71	$z_3^3 - z_4^3$	0.818
4	0.872	0	1.00	0.00	z_4^3	0.663
合計	4.2					

		1層目	2層目	3層目	4層目
任意積層角度のステイフネス係数	Q11'	12767	21388	21388	42281
	Q22'	12767	21388	21388	14119
	Q12'	4341	10412	10412	3600
	Q66'	4000	12300	12300	5488

面外剛性 Dマトリックス	D11	104101
	D22	91652
	D12	35087
	D66	37130

図 2.3.13 4m 主桁 たわみ決定モデル H150 設計計算書 (ウェブの剛性計算)

2. 圧縮座屈応力の計算

応力勾配補正係数 f	3.86
ウェブ高さ b (補正後)	38.9 mm
弾性圧縮座屈強度	644.31 N/mm ²

3. せん断座屈応力の計算

補剛材間隔 a	1000 mm
ウェブ高さ b	150 mm
板厚 t	4.2 mm
	0.145
$1/$	1.12
Ca	13.5

下図より決定 ($1/$) > 1の場合は、 $1/ = 1$ として Ca を求めた。

弾性せん断座屈強度	54.07 N/mm ²
-----------	-------------------------

4. 組合せ座屈応力による照査

圧縮座屈応力比	0.122
せん断座屈応力比	0.192

安全率	3.2	(建築木造:S=2.25 ~ シェル構造指針:S=5 or FRP安全率3.2)
組合せ応力照査	0.510	(条件: < 1)

NGの場合は、板厚・ウェブ高・補剛材間隔の見直しを行う。

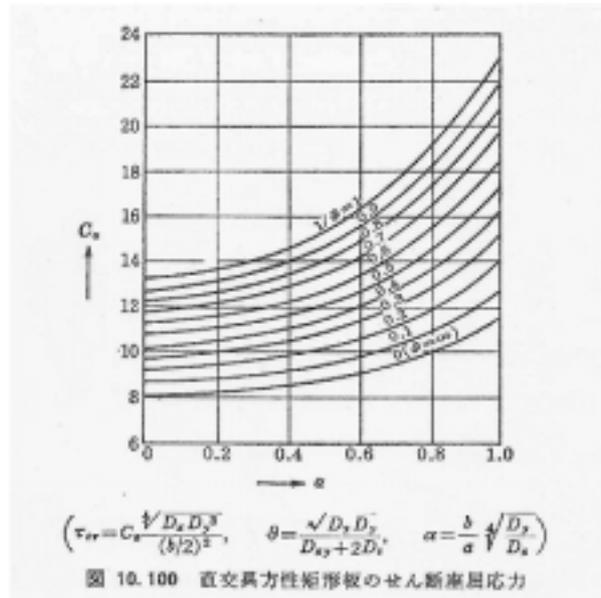
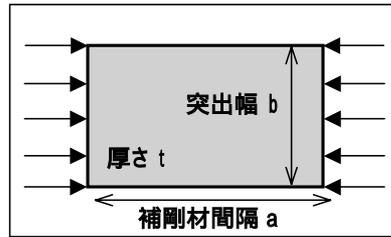
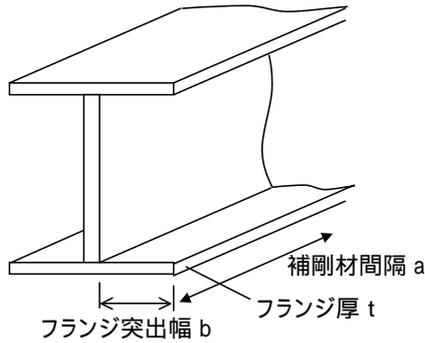


図 2.3.14 4m 主桁 たわみ決定モデル H150 設計計算書 (ウェブの座屈応力計算)



道路橋示方書では、3辺固定で1辺自由であるが、本計算式では安全側に4辺単純支持とした。

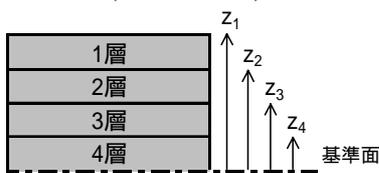
1. 異方性積層板の剛性計算

各層を一方向材とみなし、一方向材の物性値を入力

	1層目	2層目	3層目	4層目		
ヤング率 E1	143000	11291	41363	41363	N/mm ²	(繊維方向)
ヤング率 E2	10600	11291	13812	13812		(繊維直角方向)
ポアソン比 12	0.32	0.34	0.26	0.26		(繊維方向)
ポアソン比 21	0.02	0.34	0.09	0.09		(繊維直角方向)
横弾性係数 G12	4600	4000	5488	5488	N/mm ²	(面内せん断弾性率)

		1層目	2層目	3層目	4層目
スティフネス係数Q	Q11	144094	12767	42281	42281
	Q22	10681	12767	14119	14119
	Q12	3418	4341	3600	3600
	Q66	4600	4000	5488	5488

積層状態 (対称8層積層)



積層	厚さ	積層角度	cos	sin	剛性計算用	
1	0.600	0	1.00	0.00	$z_1^3 - z_2^3$	10.422
2	0.692	0	1.00	0.00	$z_2^3 - z_3^3$	6.470
3	0.536	45	0.71	0.71	$z_3^3 - z_4^3$	2.128
4	0.872	0	1.00	0.00	z_4^3	0.663
合計	5.4					

		1層目	2層目	3層目	4層目
任意積層角度のスティフネス係数	Q11'	144094	12767	21388	42281
	Q22'	10681	12767	21388	14119
	Q12'	3418	4341	10412	3600
	Q66'	4600	4000	12300	5488

面外剛性 Dマトリックス		D11	D22	D12	D66
		1105264	165864	58834	69091

2. 圧縮座屈応力の計算

応力勾配補正係数 f	1.00
フランジ突出幅 b	47.9 mm

弾性圧縮座屈強度	47709.5 N/mm ²
----------	---------------------------

3. 圧縮座屈応力による照査

圧縮座屈応力比	0.122
安全率	3.2 (建築木造: S=2.25 ~ シェル構造指針: S=5 or FRP安全率3.2)
座屈応力照査	0.392 (条件: < 1)

NGの場合は、板厚・補剛材間隔・突出幅の見直しを行う。

図 2.3.15 4m 主桁 たわみ決定モデル H150 設計計算書 (フランジの剛性, 座屈応力計算)

2.3.2 FEMによる解析検証

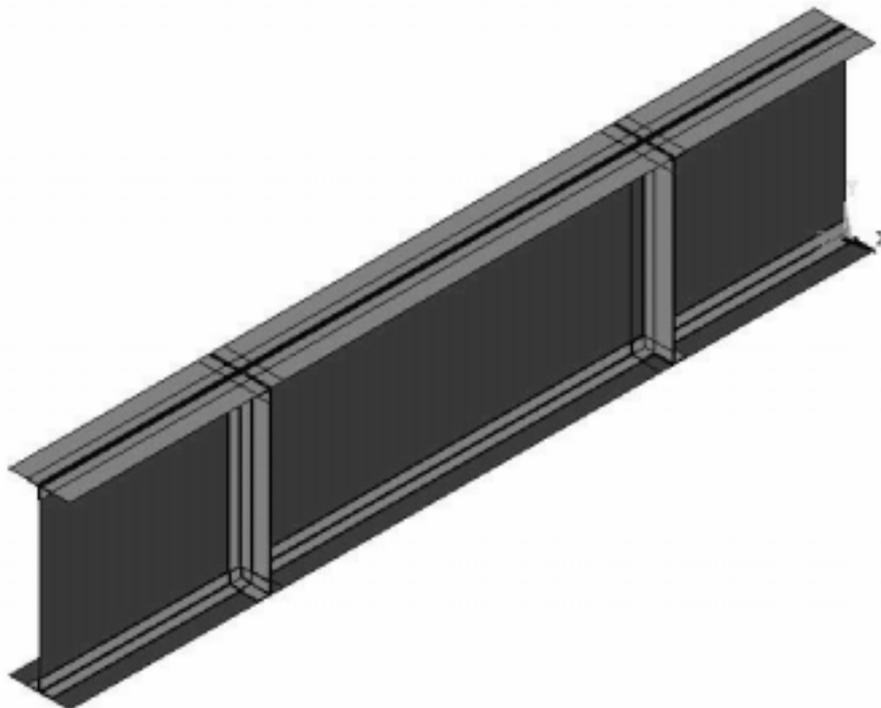
(1) 概要

2.3 で設計した 4m 主桁の断面寸法を基に、有限要素モデルを作成し、ビルドアップ法による主桁部材の線形座屈固有値解析および初期不整を考慮した幾何学的非線形構造解析を行い、座屈および強度について検討した。

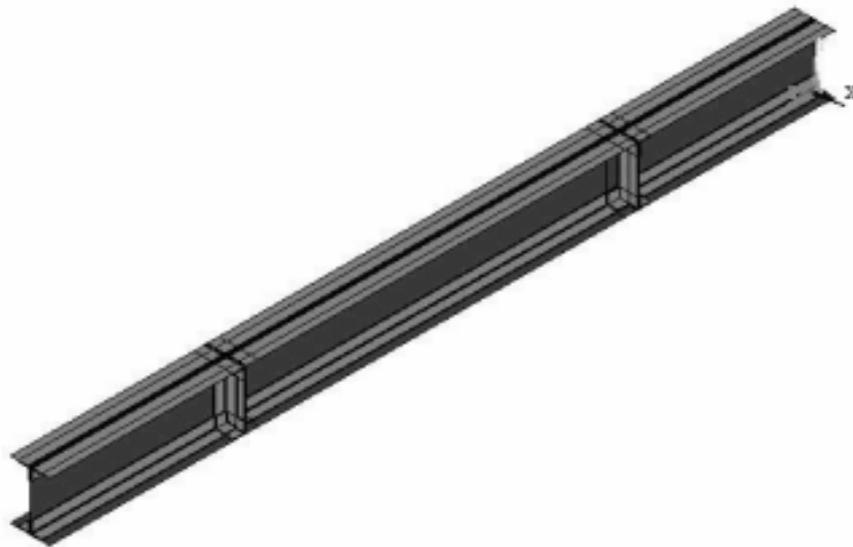
(2) 解析モデル

本解析モデルは、2.3.1 で設計した 4m 主桁の断面寸法を基に 1/2 モデルとし、ウェブ高 450mm、150mm の 2 つのモデルを作成した。両解析モデルを図 2.3.16 に示す。

解析モデルは、フランジ部、ウェブ部、補剛材部、アングル部で構成される。また、フランジ部は CFRP と GFRP 板の貼り合わせによって構成されている。CFRP 板の板厚は、全体構造物のスケールに対し非常に薄いため、ソリッド要素を用いて要素分割を行うと、膨大な要素数になる。このため、積層複合構造を構築できる積層シェル要素をフランジ部およびウェブ部に用い、補剛材部およびアングル部材はソリッド要素とした。その際、フランジ部の複合構造は、図 2.3.17 に示すように、GFRP 部、CFRP 部および接着層の 3 層に分けてモデル化した。



(a) ウェブ高 450mm



(b) ウェブ高 150mm

図 2.3.16 解析モデル

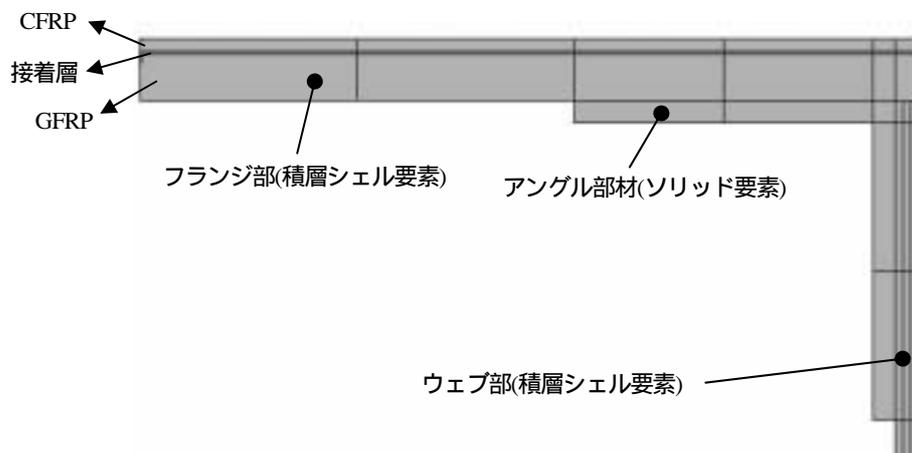


図 2.3.17 積層シェル要素が内部的に持つ要素形状

(3) 材料物性値

本解析に使用した GFRP および CFRP 板の材料物性値は、表 2.3.3 に示す材料試験で求められた異方性材料物性値を用いた。表 2.3.3 から明らかなように、FRP の特徴として引張、圧縮および曲げ弾性率が異なっている。このため、解析モデルに使用する材料物性値は、表 2.3.4 に示すように、部材ごとに適していると考えられる値を使用した。ただし、アングル部材に関しては、ガラスマット基材によって HLU 成形されるため、表 2.3.5 に示す等方性材料の物性値を使用した。

表 2.3.3 解析に使用した材料物性値

	CFRP 板	GFRP 板
0°引張弾性率 GPa	150	26.3
0°圧縮弾性率 GPa	143	24.0
90°引張弾性率 GPa	10.4	11.2
90°圧縮弾性率 GPa	10.6	12.5
0°曲げ弾性率 GPa	135	12.4
90°曲げ弾性率 GPa	-	12.0
面内せん断弾性率 GPa	4.6	5.2
ポアソン比	0.32	0.35

表 2.3.4 各部材に用いた材料物性

部材	材料物性
上フランジ CFRP	圧縮弾性率
上フランジ GFRP	曲げ弾性率
下フランジ CFRP	引張弾性率
下フランジ GFRP	曲げ弾性率
ウェブ GFRP	引張と圧縮の平均弾性率
補剛材 GFRP	引張と圧縮の平均弾性率

表 2.3.5 アングル部材の材料物性値¹

曲げ弾性率 GPa	10.3
ポアソン比	0.34

¹ ガラス含有率が 33.5wt.%としたときの推定値

(4) 境界条件

図 2.3.18 に示すように、1/2 対称面に対して対称拘束し、モデル端部から 500mm の下フランジにおいて単純支持とした。

また、荷重は節点荷重として与え、荷重を負荷する節点の鉛直方向変位を同一変位とするために、これらの節点の鉛直方向に拘束方程式を設定した。



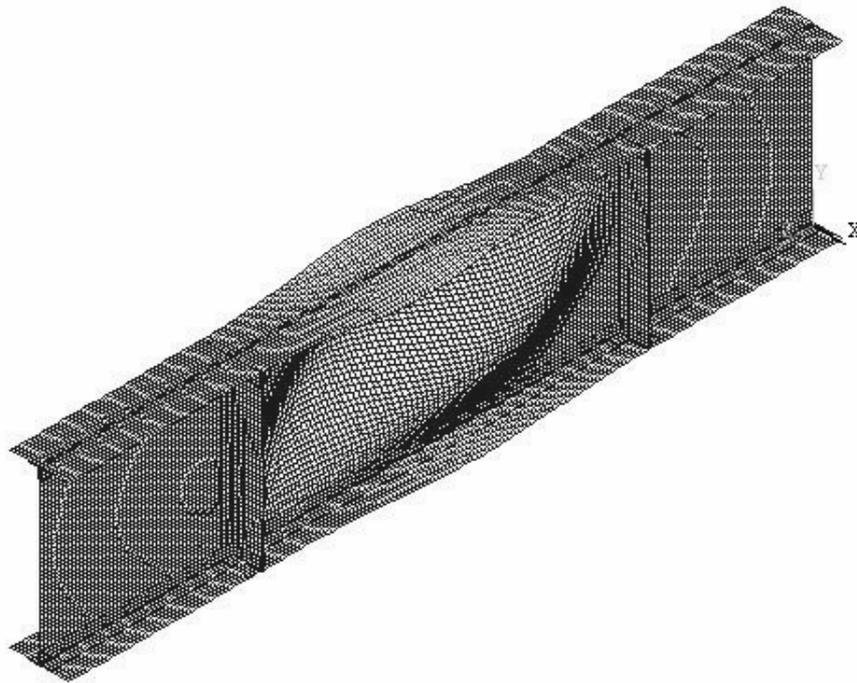
図 2.3.18 境界条件

(5) 解析結果

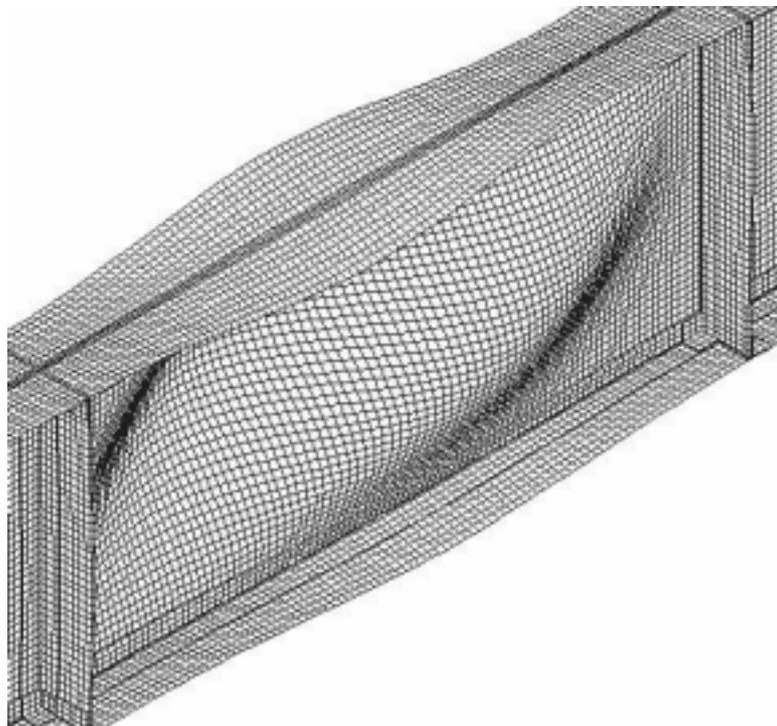
a) ウェブ高 450 mm モデル

・ 線形座屈固有値解析結果

座屈モードを図 2.3.19 に示す。座屈は、試験体端部から 500 ~ 1500mm における補剛材間のウェブ部およびフランジ部で発生し、座屈荷重は 35.8kN となった。



(a) 座屈モード



(b) 座屈箇所の詳細図

図 2.3.19 座屈モード

・ 非線形構造解析結果

図 2.3.20 に座屈箇所におけるウェブの横方向変位および上フランジ鉛直方向の倒れこみによる荷重 - 変位線図を示す。この図から分かるように、荷重レベルが 30kN 付近において急激に変位量が大きくなる。したがって、線形座屈解析により得られた座屈荷重 35.8kN と比較すると、20%程度低い荷重レベルで座屈が始まると考えられる。また、荷重レベルが 29.1kN 時の変形図を図 2.3.21 に示す。この図から明らかのように、線形座屈解析結果と同様な位置において座屈していることがわかる。

表 2.3.6 に座屈が始まると考えられる 29.1kN 時における各部材に発生する最大応力とその材料強度を比較して示す。ここで、表中の材料強度は、材料試験から得られた値を用いた。また、最大応力発生箇所は、図 2.3.22 に示す位置における番号である。ただし、と は荷重部および支持部であるため、解析的な応力集中により、実際の応力レベルよりも高くなることが考えられる。表 2.3.6 より、全体的に応力レベルは材料強度と比較して低い結果となった。また、上部フランジの層間せん断応力は材料強度と比較して多少高いが、前述した応力集中箇所であることを考慮すると、ウェブおよびフランジの座屈が発生する前に材料破壊する可能性は低いと考えられる。

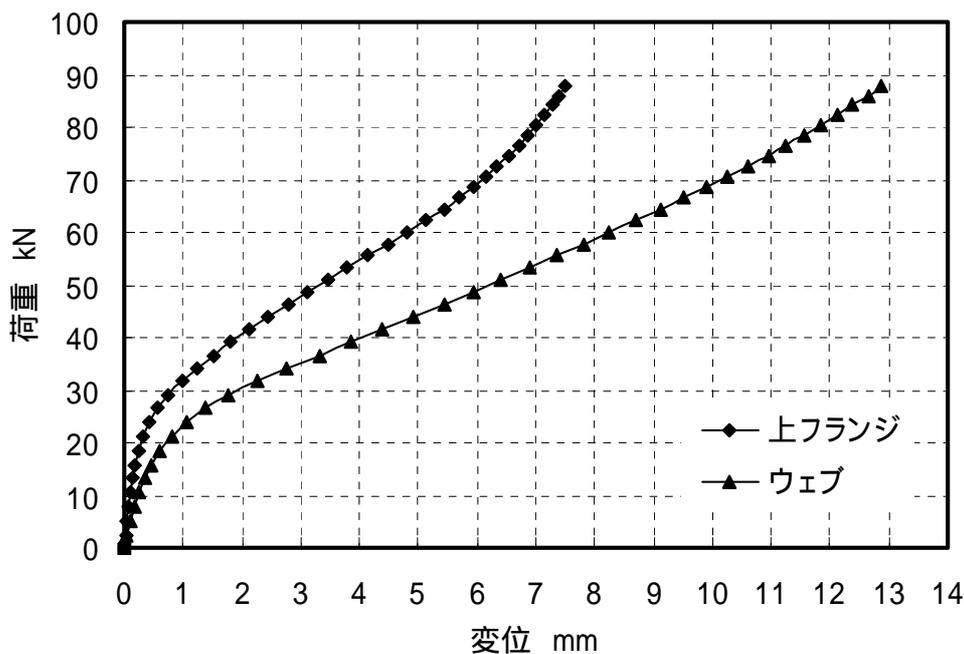
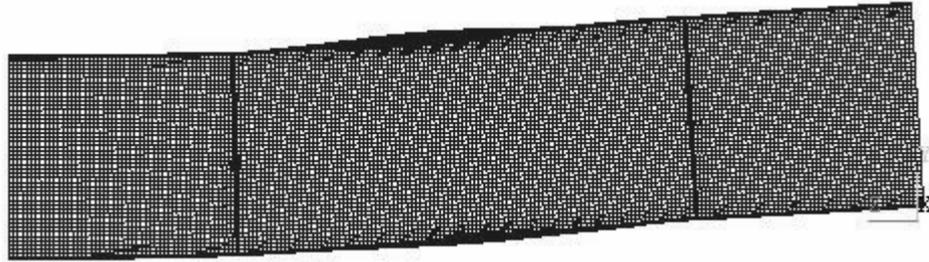
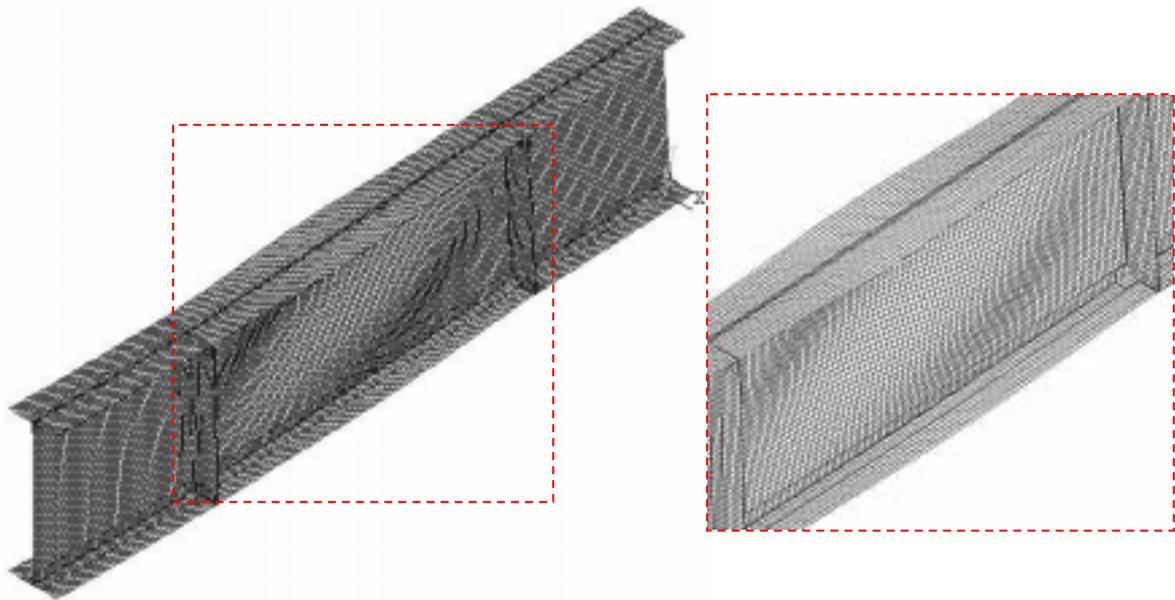


図 2.3.20 座屈箇所における上フランジおよびウェブの荷重 - 変位線図



(a) モデル全体の变形 (スケール×20 倍)



(b) ウェブおよびフランジの变形 (スケール×20 倍)

図 2.3.21 ウェブ高 450mm モデルの变形図

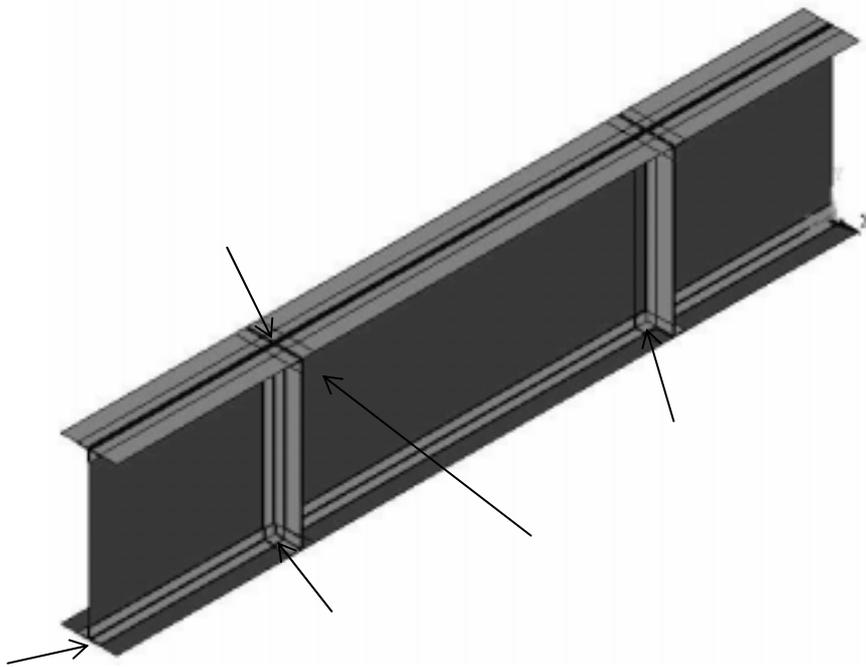


図 2.3.22 最大応力発生箇所 (ウェブ高 450mm)

表 2.3.6 各部材に発生する最大応力 (荷重 29.1kN 時) 単位 : MPa

部材	材料	方向	最大応力	材料強度	最大応力発生箇所
上部フランジ	CFRP	橋軸	-177	-1418	
		橋軸直角	6.14	74.8	
	GFRP	橋軸	-12.1	-419	
		橋軸直角	7.31	81.5	
	層間せん断応力			11.2	10.2
下部フランジ	CFRP	橋軸	116	2697	
		橋軸直角	5.09	74.8	
	GFRP	橋軸	8.78	406	
		橋軸直角	4.84	81.5	
	層間せん断応力			8.83	10.2
ウェブ	GFRP	橋軸	-32.4	-419	
		橋軸直角	-45.6	-168	
		面内せん断	10.2	58.2	
補剛材	GFRP	鉛直	-26.2	-419	
		水平	-3.83	-168	

最大応力発生箇所は、図 2.3.22 を参照

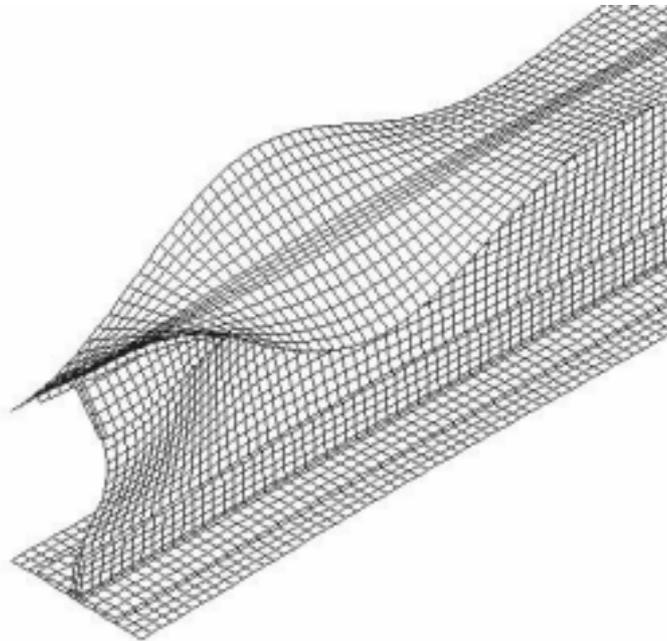
b) ウェブ高150mmモデル

・ 線形座屈固有値解析結果

座屈モードを図 2.3.23 に示す。座屈は、試験体中央部におけるウェブ部およびフランジ部で発生し、座屈荷重は 50.7kN となった。



(a) 座屈モード



(b) 座屈箇所の詳細図

図 2.3.23 座屈モード

・ 非線形構造解析結果

図 2.3.24 に座屈箇所におけるウェブの横方向変位および上フランジ鉛直方向の倒れこみによる荷重 - 変位線図を示す。この図から分かるように、荷重レベルが 40kN 付近において急激に変位量が大きくなる。したがって、線形座屈解析により得られた座屈荷重 50.7kN と比較すると、27%程度低い荷重レベルで座屈が始まると考えられる。また、荷重レベルが 40.2kN 時の変形図を図 2.3.25 に示す。この図から明らかのように、線形座屈解析結果と同様な位置において座屈していることがわかる。

表 2.3.7 に座屈が始まると考えられる 40.2kN における各部材に発生する最大応力とその材料強度を比較して示す。ここで、表中の材料強度は、材料試験から得られた値を用いた。また、最大応力発生箇所は、図 2.3.26 に示す位置における番号である。表 2.3.7 より、ウェブ高 450mm のモデルに発生する応力レベル(表 2.3.6 参照)と比較すると、全体的に高い結果となった。特に、上部フランジの層間せん断応力は高く、ウェブおよびフランジの座屈が発生する前に、上部フランジの層間せん断応力によって材料破壊する可能性が高いと考えられる。

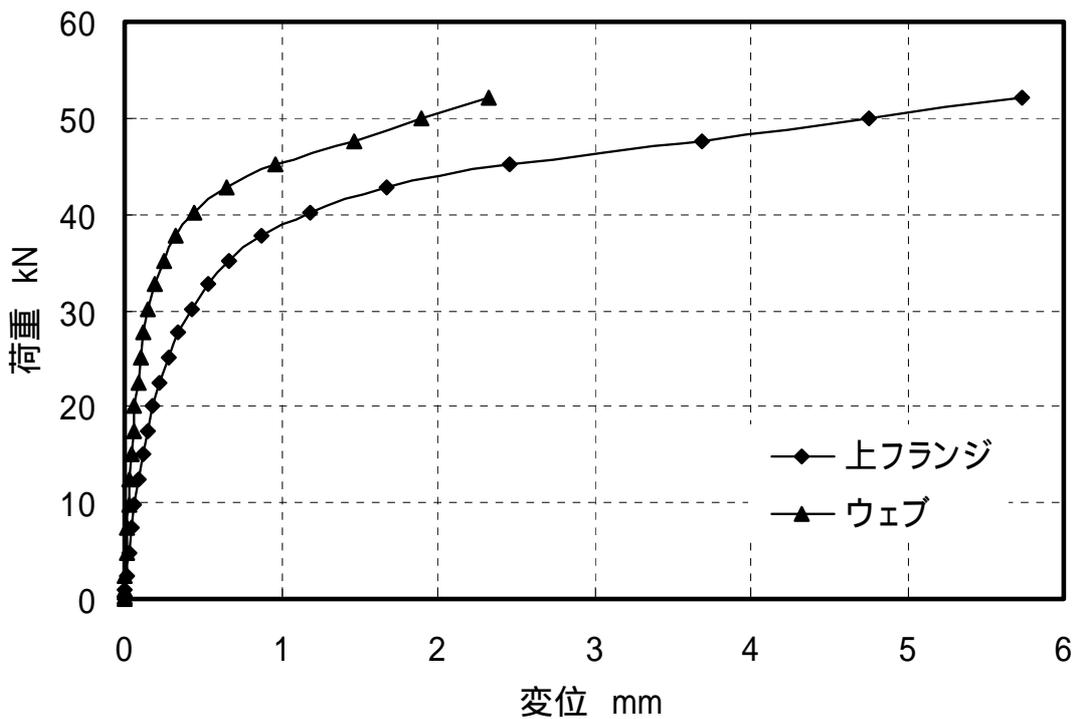
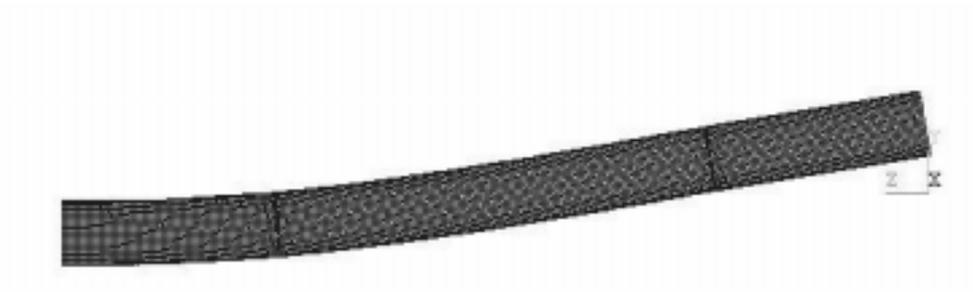
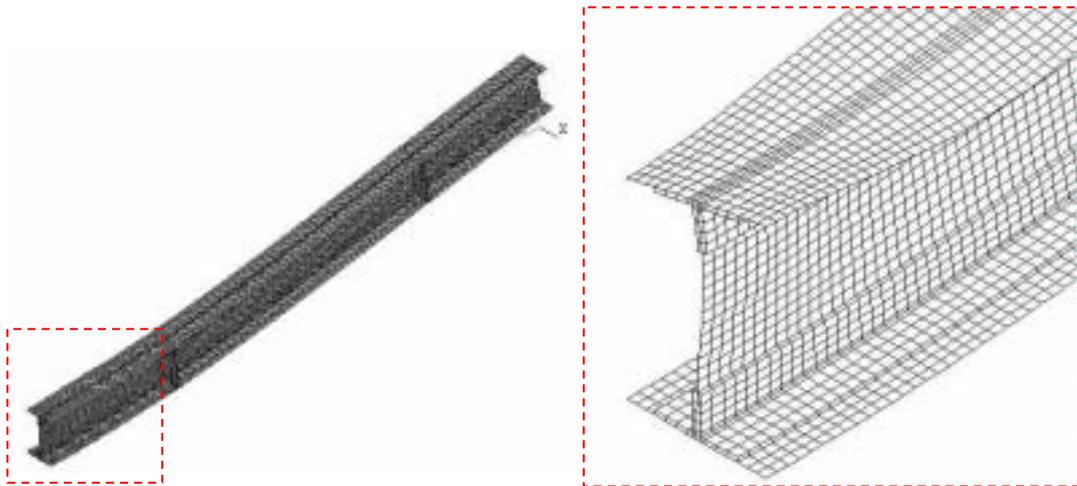


図 2.3.24 座屈箇所における上フランジおよびウェブの荷重 - 変位線図



(a) モデル全体の変形 (スケール×3 倍)



(スケール比×3 倍)

(スケール比×10 倍)

(b) ウェブおよびフランジの変形

図 2.3.25 ウェブ高 150mm モデルの変形図

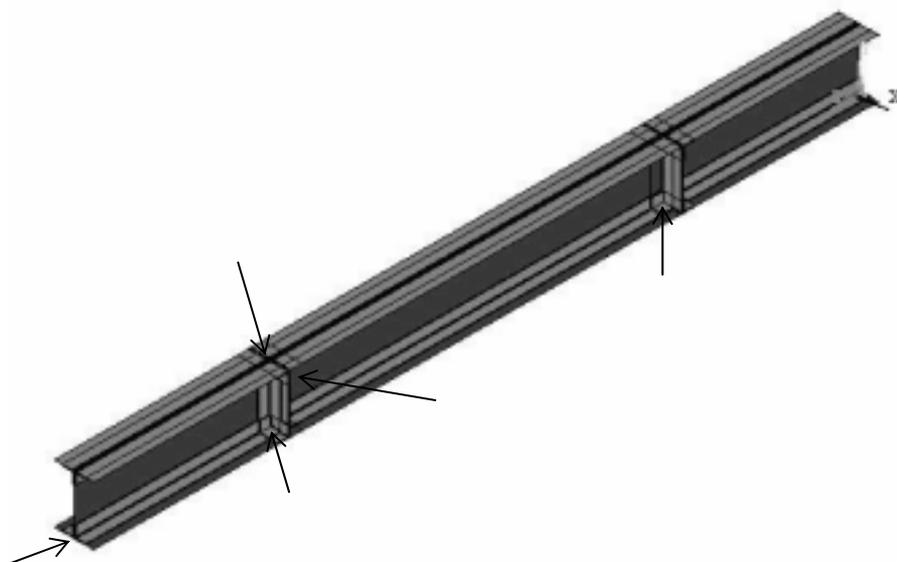


図 2.3.26 最大応力発生箇所（ウェブ高 150mm）

表 2.3.7 各部材に発生する最大応力（荷重 40.2kN 時） 単位：MPa

部材	材料	方向	最大応力	材料強度	最大応力発生箇所
上部フランジ	CFRP	橋軸	-792	-1418	
		橋軸直角	10.6	74.8	
	GFRP	橋軸	-59.9	-419	
		橋軸直角	18.1	81.5	
	層間せん断応力		22.8	10.2	
下部フランジ	CFRP	橋軸	710	2697	
		橋軸直角	14.0	74.8	
	GFRP	橋軸	57.5	406	
		橋軸直角	-14.2	-168	
	層間せん断応力		15.0	10.2	
ウェブ	GFRP	橋軸	-133	-419	
		橋軸直角	-96.0	-168	
		面内せん断	34.7	58.2	
補剛材	GFRP	鉛直	-43.7	-419	
		水平	-11.1	-168	

最大応力発生箇所は、図 2.3.26 を参照

第3章 主桁部材および接合に関する実験的検討

3.1 ビルトアップ法による4m主桁部材の検討

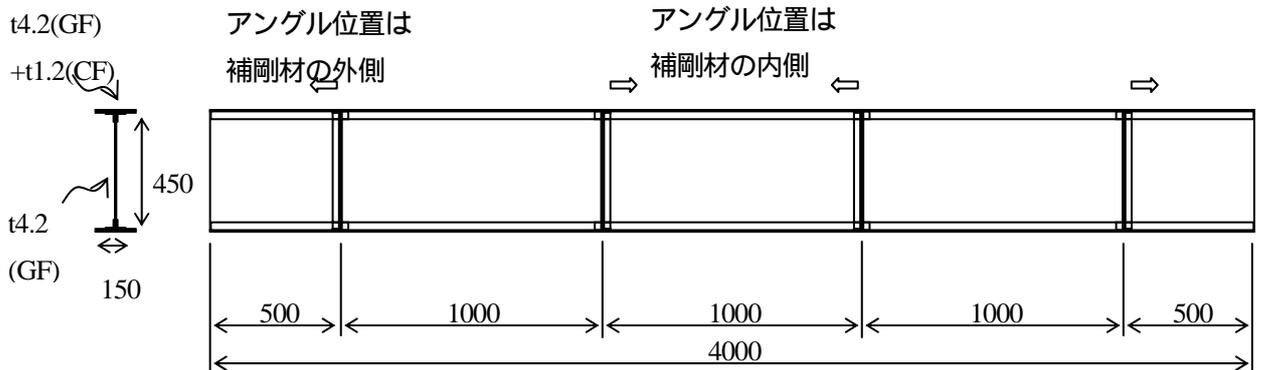
3.1.1 主桁の製作

今回の縮小版(4m主桁)の供試体製作は座屈決定モデル(H450)およびたわみ決定モデル(H150)の2種類を製作した。

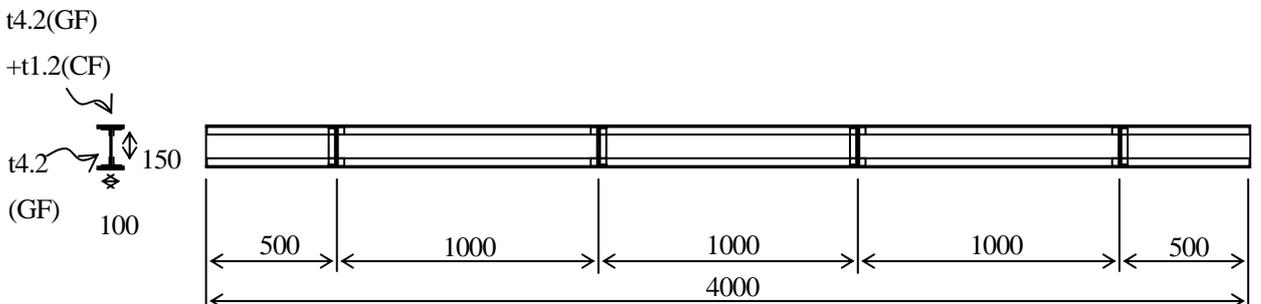
(1) 供試体

供試体の断面図および補剛材、アングルの位置等を含めた側面図を図3.1.1に示す。ウェブと補剛材とを接合するアングルは図のようにせん断区間内に配置しないよう考慮した。

- ・各種接合用に用いたHLUのアングルは30×30×3mmととした。
- ・アングルは成形上の都合により補剛材位置でカットした(1m長さ)ものを使用。
- ・アングルの突合せ部(補剛材部)には図3.1.2のように60mm長さのアングルを接着し、2枚重ねとした。

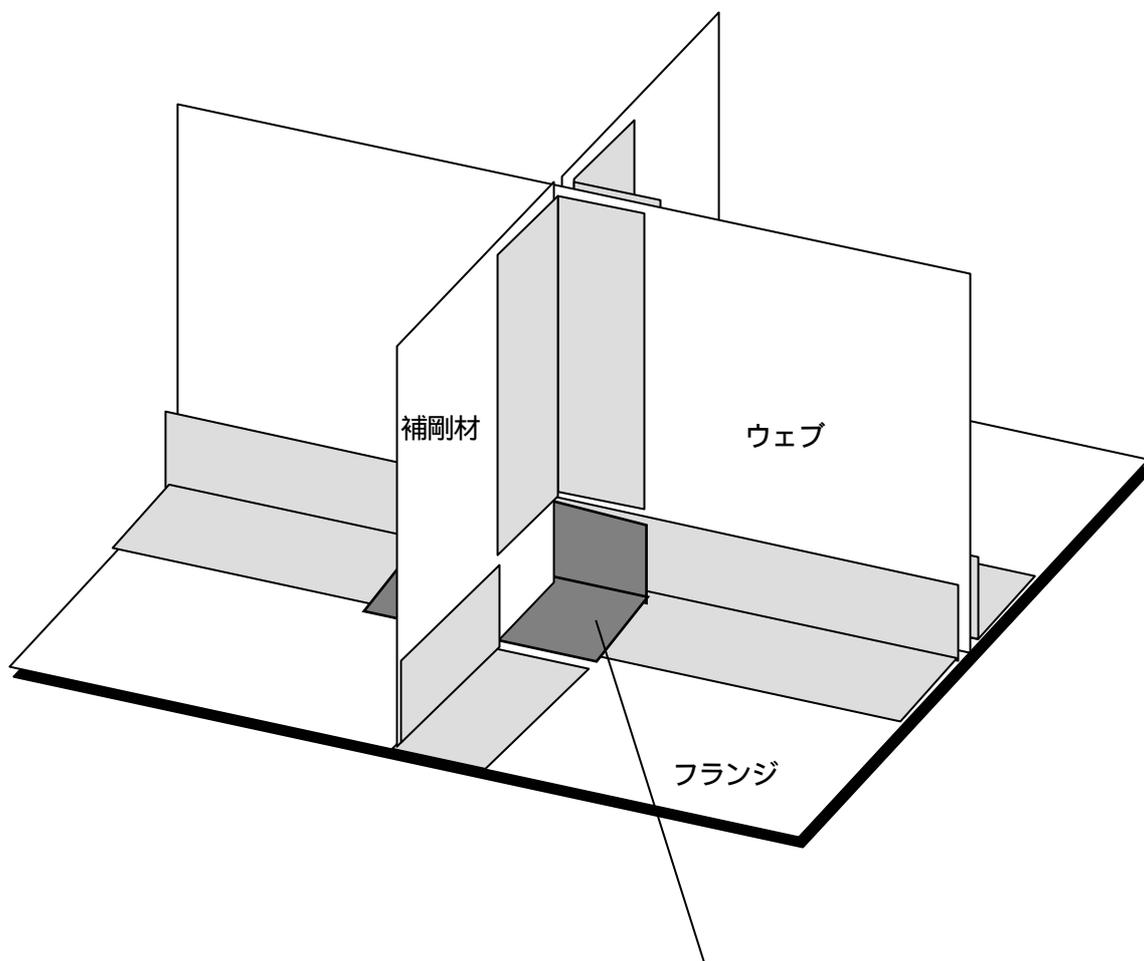


(a) 座屈決定モデル



(b) たわみ決定モデル

図 3.1.1 供試体図



アングルのつなぎ部は2枚重ねとする。

図 3.1.2 アングル突合せ部

(2) 製作方法

製作においては、座屈決定モデル、たわみ決定モデルとも下記の順序にて製作を行った。

- (1) 準備として各部材のカットおよびサンディング等の表面処理
- (2) ウェブ+接合用アングルの接着
- (3) フランジ部のCFRP+GFRPの接着
- (4) フランジ+ウェブの接着
- (5) 現物あわせにて補剛材用部材のカット加工
- (6) 補剛材の接着

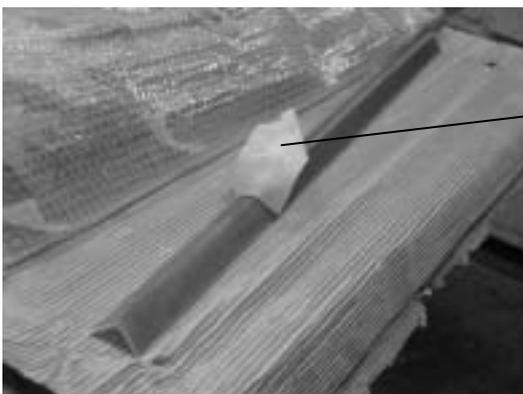
各々の製作状況を図 3.1.3 ~ 図 3.1.9 に示す。



(a) CFRP (フランジ)



(b) GFRP (フランジ、ウェブ)



ピールクロス

(c) GFRRP (接合用アングル)

図 3.1.3 各部材およびサンディング処理



図 3.1.4 ウェブ+接合用アングルの接着



図 3.1.5 フランジ部の CFRP + GFRP の接着



図 3.1.6 フランジ+ウェブの接着



図 3.1.7 補剛材用部材の加工



図 3.1.8 補剛材の接着



図 3.1.9 完成

3.1.2 載荷試験方法

(1) 座屈決定モデル (H450)

図 3.1.10 に静的載荷試験の概略を示す。試験は図のように 4 点曲げにて行った。試験条件を以下に示す。

試験スパン：3m

圧子間隔：1m

試験速度：0.5mm / 分

測定項目：荷重、スパン中央部たわみ、各種ひずみ

(ひずみゲージ位置、ダイヤルゲージ位置は図 3.1.11、名称は表 3.1.1 に示す)

試験数：n = 1

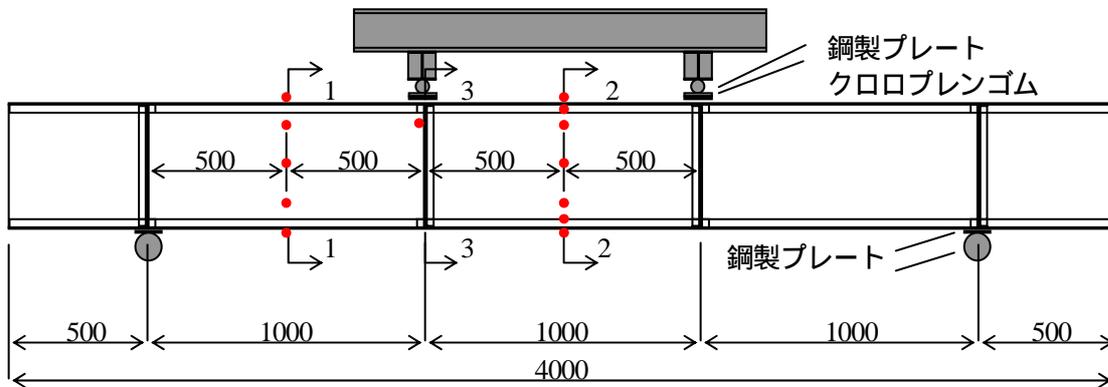


図 3.1.10 載荷試験概略図 (座屈決定モデル)

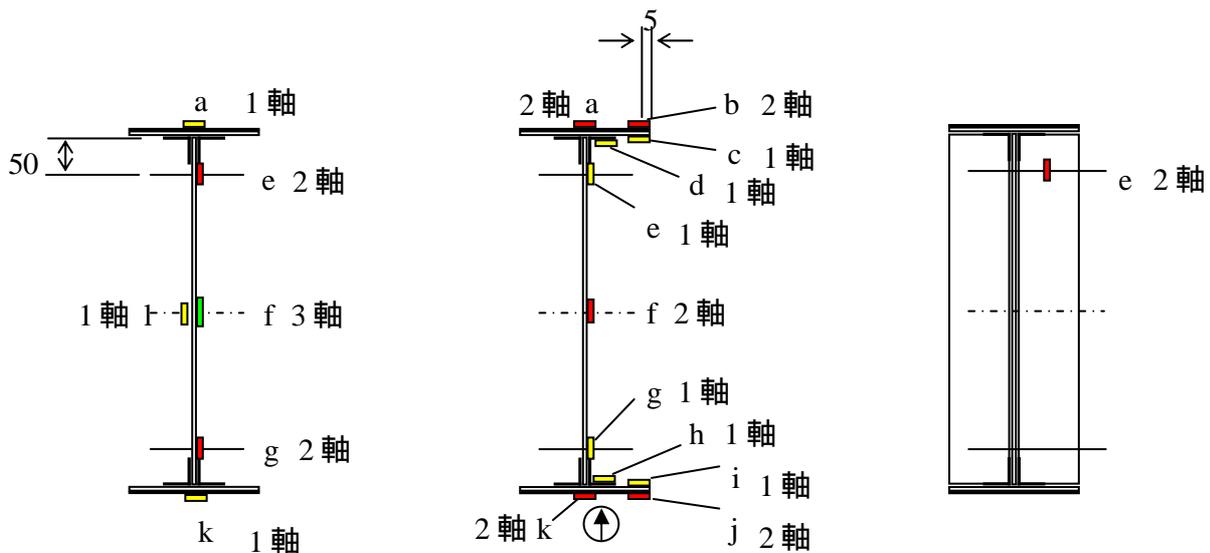


図 3.1.11 ひずみゲージ位置 (座屈決定モデル)

なお載荷部（圧子側 2 ヶ所）には応力集中を避けるため、上から載荷治具、鋼板、ゴム、FRP の順番となるようにして試験を行った。支点部（下側 2 ヶ所）ではたわみ測定時の影響を考慮しゴムを挿入せず、支点治具、鋼板、FRP となるようにして試験を行った。

試験の様子を図 3.1.12 に示す。面外の変形を押えるため図中のように横倒れ防止治具を保護用として設置した。



図 3.1.12 試験状況（座屈決定モデル）

(2) たわみ決定モデル (H150)

図 3.1.13 に静的載荷試験の概略を示す。試験は図のように 4 点曲げにて行った。試験条件を以下に示す。

試験スパン：3m

圧子間隔：1m

試験速度：1.0mm / 分

測定項目：荷重、スパン中央部たわみ、各種ひずみ

(ひずみゲージ位置、ダイヤルゲージ位置は図 3.1.14、名称は表 3.1.2 に示す)

試験数：n = 1

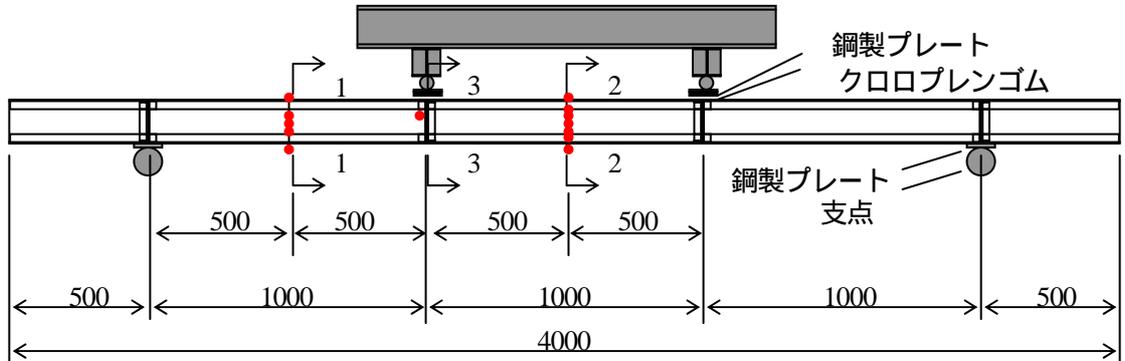


図 3.1.13 載荷試験概略図 (たわみ決定モデル)

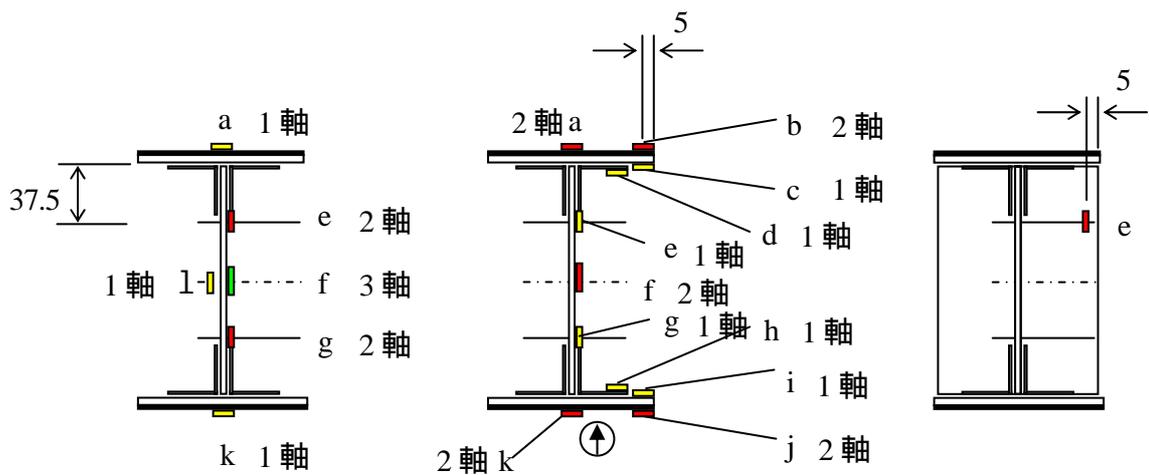


図 3.1.14 ひずみゲージ位置 (たわみ決定モデル)

たわみ設計モデルにおいても载荷部および支点部に応力集中を避けるため鋼板、ゴム等を挿入し試験を行った。

試験の様子を図 3.1.15 に示す。



図 3.1.15 試験状況（たわみ決定モデル）

3.1.3 試験結果および考察

(1) ウェブ高450mmの試験体について

試験体は、図 3.1.16 に示すように試験体端部から 500～1500mm における補剛材間のウェブ部で弓状に膨らんで座屈し、68.2kN 時に図 3.1.17 に示すように圧子接触箇所から試験体端部に向かう上フランジの CFRP と GFRP の間で剥離破壊した。

荷重 - 変位線図を 2.3.2 で述べた解析結果と比較して図 3.1.18 に示す。この図から明らかなように、解析結果は試験結果とよく一致した。

3.1.2 で述べた 1 - 1 断面におけるウェブ部中央部のひずみゲージ l、f の鉛直方向ひずみから求めた曲げひずみと荷重の関係を解析結果と比較して図 3.1.19 に示す。この図からわかるように、試験体のウェブ部の曲げひずみは 30kN 付近で急激に大きくなることから、ウェブ部の座屈が始まったと考えられる。試験における座屈荷重は、線形座屈解析結果から得られた座屈荷重 35.8kN と比較すると、20%程度低い結果となった。ただし、図 3.1.19 より、非線形構造解析結果は試験結果と比較して全体的な傾向が一致し、ウェブ座屈を十分に予測できると考えられる。

試験体に設置したひずみゲージの中で代表的な位置における荷重 - ひずみ線図を解析結果と比較して図 3.1.20 に示す。この結果より、解析結果は試験結果とよく一致し、実用的な精度のひずみレベルを予測できると考えられる。

(2) ウェブ高150mmの試験体について

試験体は、図 3.1.21 に示すように、荷重 26.9kN 時に 4 点曲げ圧子間において、上フランジ部の CFRP と GFRP の間で剥離破壊した。また、試験体は破壊する前にフランジ部およびウェブ部において、目視では座屈は見られなかった。

荷重 - 変位線図を 2.3.2 で述べた解析結果と比較して図 3.1.22 に示す。この図からわかるように、解析結果は試験結果と比較して全体的に剛性が低い結果となった。

試験体に設置したひずみゲージの中で代表的な位置における荷重 - ひずみ線図を解析結果と比較して図 3.1.23 に示す。この結果より、解析結果は試験結果と全体的にほぼ一致し、実際のひずみレベルを十分に予測できると考えられる。



図 3.1.16 座屈様相

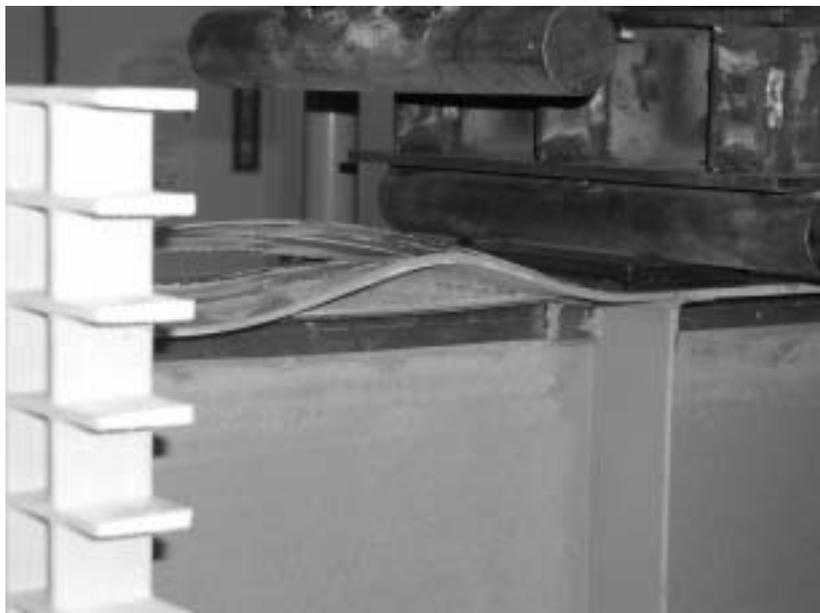


図 3.1.17 破壊様相

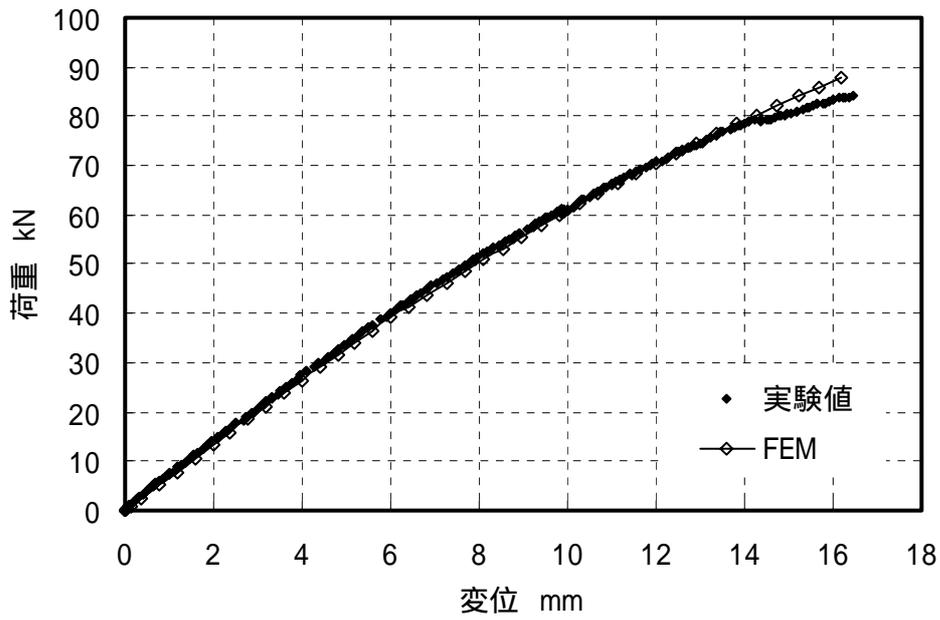


図 3.1.18 荷重 - 変位線図

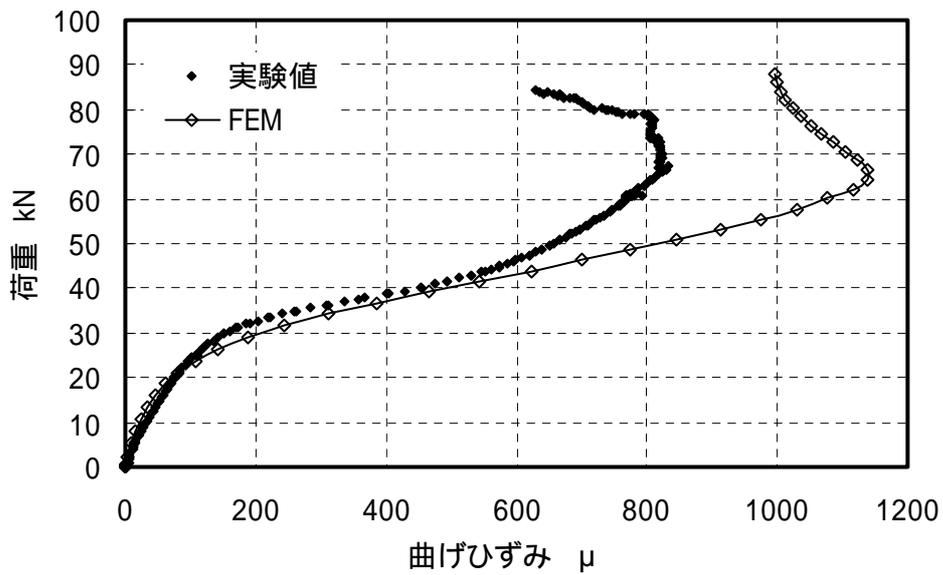
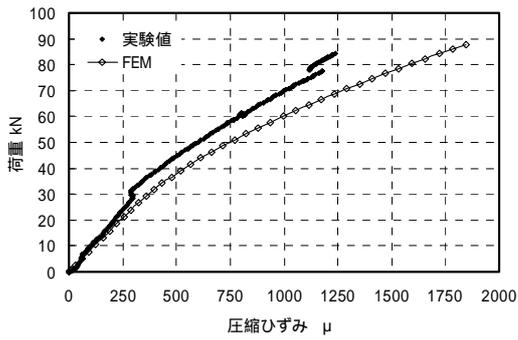
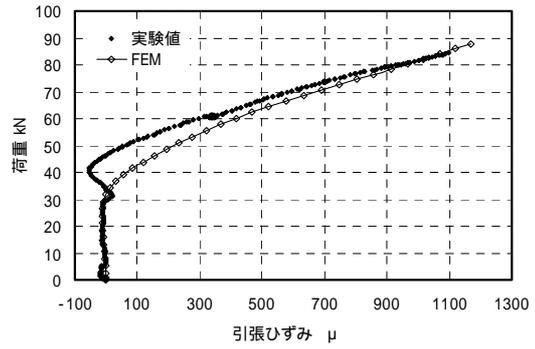


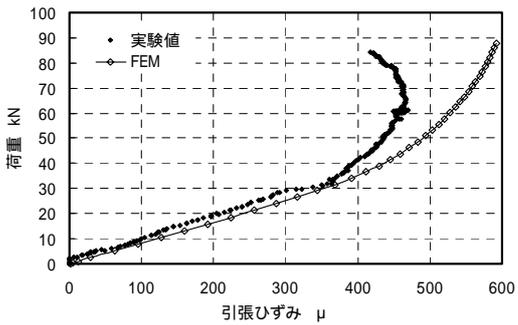
図 3.1.19 1 - 1 断面のウェブ中央部における曲げひずみ



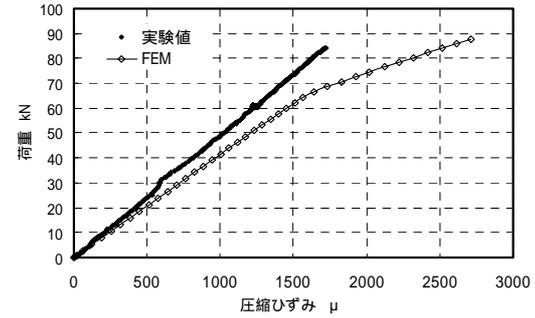
(a) 1 - 1 断面における a 点の橋軸方向圧縮ひずみ



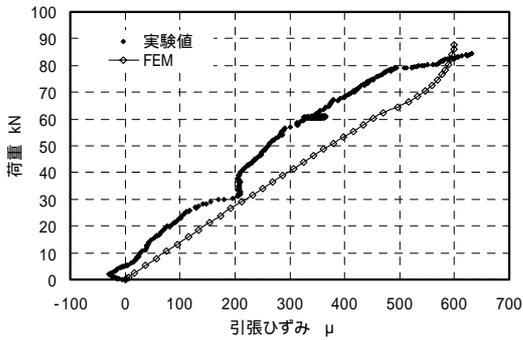
(b) 1 - 1 断面における f 点の橋軸方向引張ひずみ



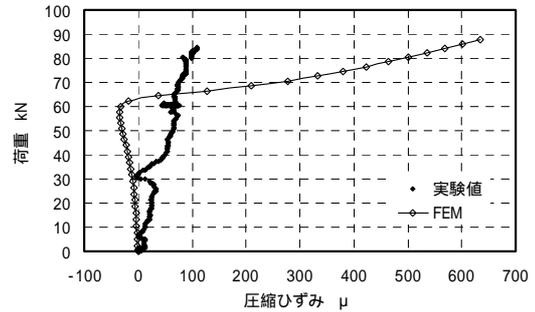
(c) 1 - 1 断面における k 点の橋軸方向引張ひずみ



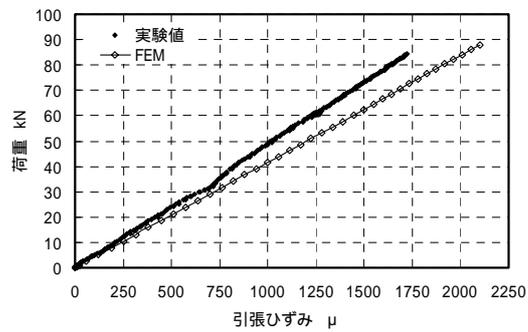
(d) 2 - 2 断面における a 点の橋軸方向圧縮ひずみ



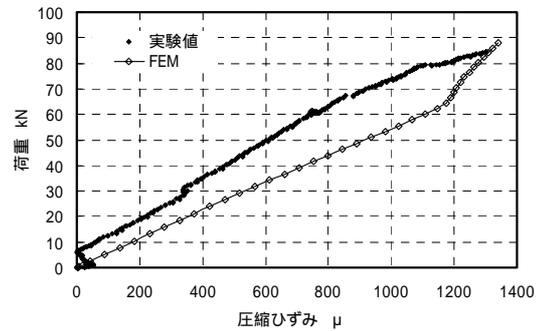
(e) 2 - 2 断面における b 点の橋軸直角方向引張ひずみ



(f) 2 - 2 断面における f 点の橋軸方向圧縮ひずみ



(g) 2 - 2 断面における k 点の橋軸方向引張ひずみ



(h) 3 - 3 断面における e 点の橋軸方向圧縮ひずみ

図 3.1.20 ウェブ高 450mm モデルの荷重 - ひずみ線図



图 3.1.21 破壞樣相

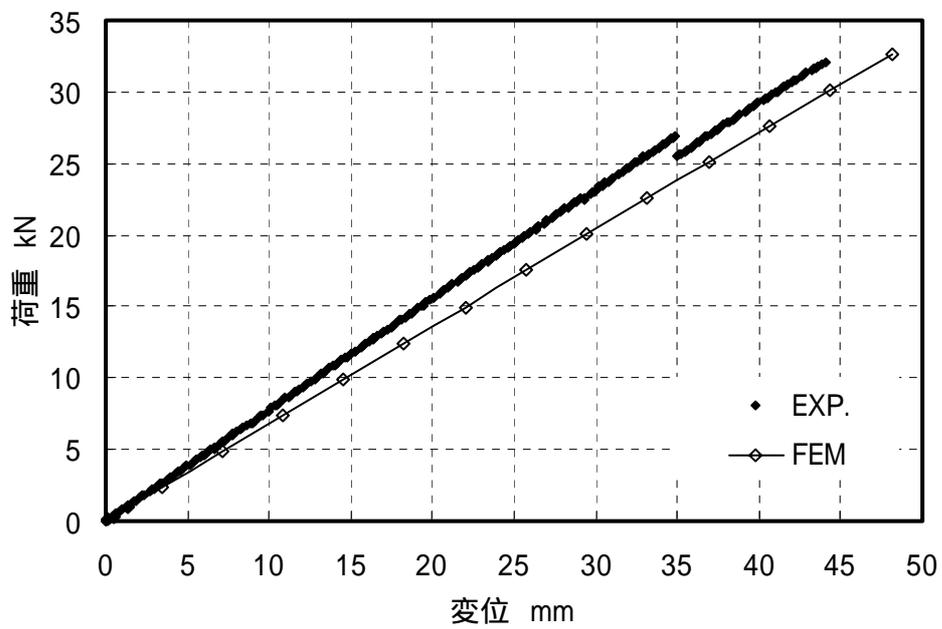
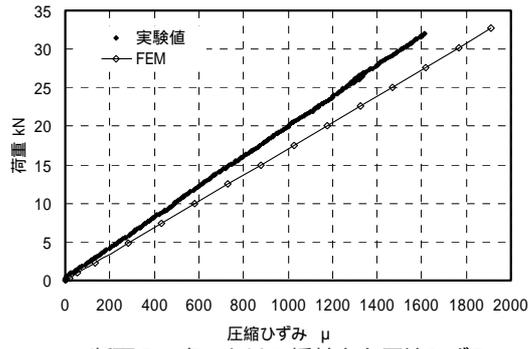
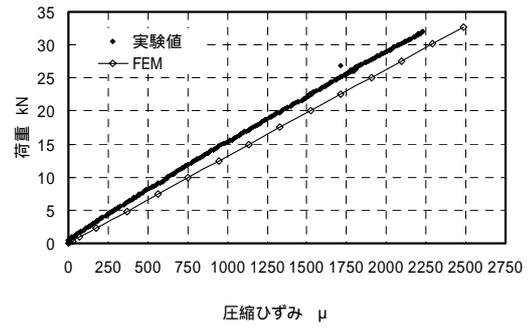


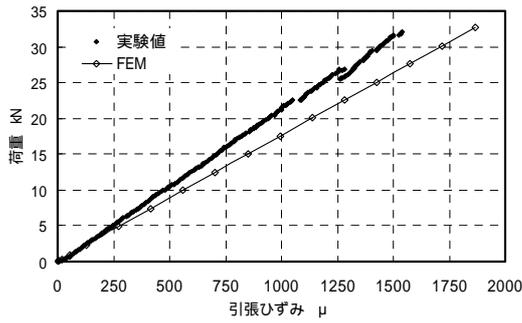
图 3.1.22 荷重 - 変位線図



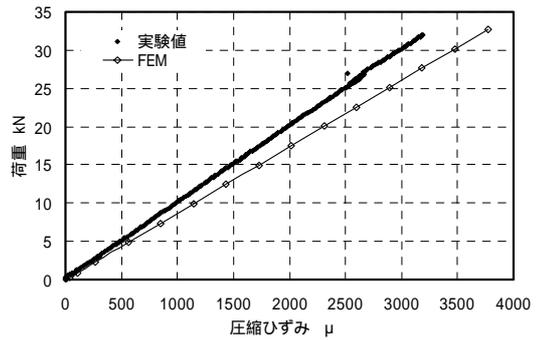
(a) 1 - 1 断面の a 点における橋軸方向圧縮ひずみ



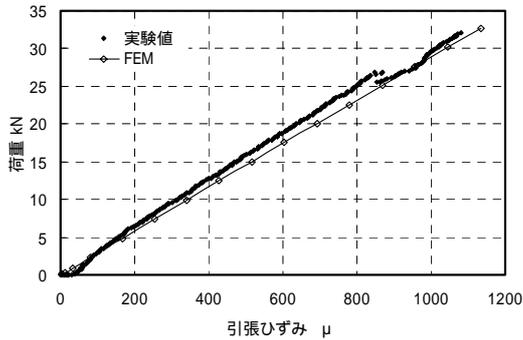
(b) 1 - 1 断面の f 点における 45° 方向圧縮ひずみ



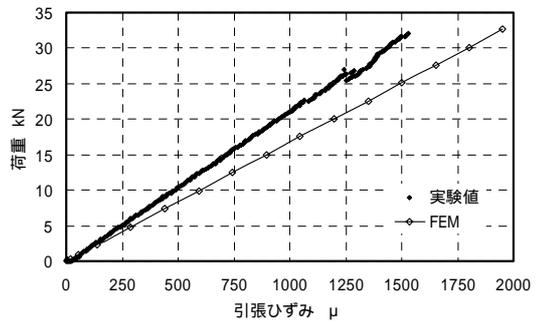
(c) 1 - 1 断面の k 点における橋軸方向引張ひずみ



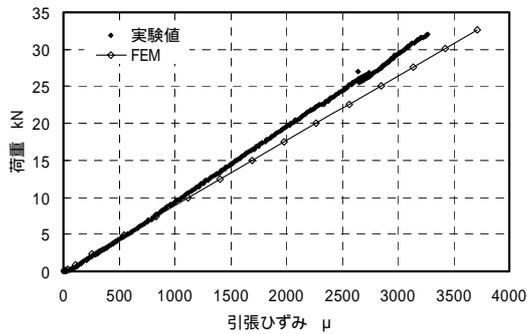
(d) 2 - 2 断面の a 点における橋軸方向圧縮ひずみ



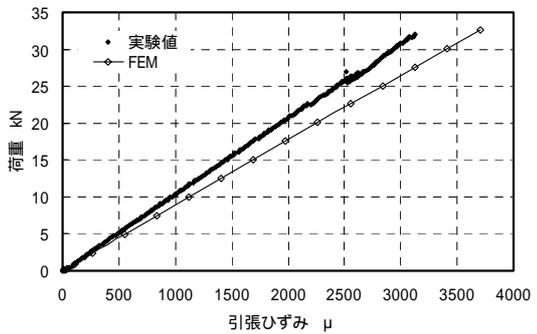
(e) 2 - 2 断面の b 点における橋軸直角方向引張ひずみ



(f) 2 - 2 断面の g 点における橋軸方向引張ひずみ



(g) 2 - 2 断面の j 点における橋軸方向引張ひずみ



(h) 2 - 2 断面の k 点における橋軸方向引張ひずみ

図 3.1.23 ウェブ高 150mm モデルの荷重 - ひずみ線図

3.2 接合に関する検討

3.2.1 ボルト接合静的強度 (M5 ボルト)

(1) FRP 試験体

小口径ボルト接合の強度を検討するに当たっては、基本的な特性を把握する観点から、ダブルラップボルト接合を対象とした。接合試験は ASTM D 953 に準拠するものとし、図 3.2.1 に示すように、両端に単孔 ($\phi 5.2$) を空けた FRP 試験体を M5 ボルトおよび添接板により両側から引張した。FRP 試験体は、表 3.2.1 に示すような基材構成比の異なる 3 種類の CF/GF ハイブリッド FRP 積層板、添接板は鋼材 SS400 としている。FRP 試験体の積層構成は、いずれもマット (ガラス・コンティニユアス・ストランド・マット: Glass Continuous Strand Mat (CSM)) / クロス (ガラス・ニットファブリック・クロス: Glass Knitted Fabric Cloth (KF)) / トウ (カーボン・トウ: Carbon Tow (Tow)) / クロス / マットの 5 層構成となっている。なお、マット層およびクロス層はガラス繊維で構成されているが、トウ層は炭素繊維で構成されている。また、樹脂には耐候性に優れたビニルエステル樹脂を用いた。

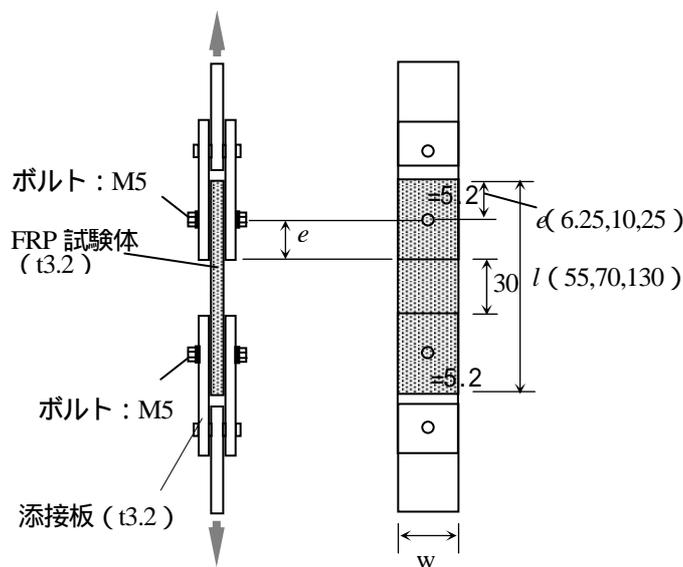


図 3.2.1 FRP 試験体のダブルラップ接合試験

表 3.2.1 FRP 試験体の基材構成

試験体1		試験体2		試験体3	
基 材	体積比率	基 材	体積比率	基 材	体積比率
CSM	4.16%	CSM	4.16%	CSM	4.16%
クロス	5.2%	クロス	10.4%	クロス	15.6%
トウ	33.28%	トウ	22.88%	トウ	12.48%
クロス	5.2%	クロス	10.4%	クロス	15.6%
CSM	4.16%	CSM	4.16%	CSM	4.16%

(2) 支圧形式ボルト接合

a) 破壊モード

一般に、ボルト接合の破壊モードは、圧壊破壊、せん断破壊、引張破壊、引裂破壊に分類される。FRP 試験体の破壊状況を観察した結果、破壊モードは下記の3種類に集約できると判断された。

a) 圧壊破壊： 円孔周りの繊維が圧縮により破壊するケース

b) せん断破壊： 円孔から縁端部にかけて、CF/GFRP 試験体に2面せん断破壊が生じるケース

c) 引張 - 引裂破壊： 円孔外部のマット層やクロス層が引張破壊し、その後、一方向層である CF 層とクロス層が剥離して一方向層が引き裂かれるケース

a) は、一般に定義されている圧壊破壊と同じである。b) は、マット層、クロス層および一方向層が円孔から2面せん断破壊するケースである。c) は、円孔外側のマット層およびクロス層が引張破壊した後、一方向層のみが引裂破壊するケースである。CF/GF ハイブリッド FRP 積層板の破壊において、b) c) の破壊は単独で生じるが、a) の破壊は単独で生じない。一般的に、a) が生じた後にはb) も生じて最終破壊に至る。

b) 試験結果

FRP 試験体の形状については、厚さを 3.2mm、FRP 試験体幅とボルト径との比 (w/d) を 1.67、2.5、5、縁端距離とボルト径の比 (e/d) を 1.25、2、5 とした。また、試験にあたっては、ボルトを手締めの状態としているが、便宜上、これを軸力 0 と見なした。最大荷重に関する試験結果を表 3.2.2 に示す。表 3.2.2 には、破壊後の試験体から推定した破壊モードも併せて示している。

表 3.2.2 支圧形式ボルト接合の試験結果

試験内容	幅 (d/w)	縁端距離 (e/d)	荷重(N)			平均値 (N)	破壊モード	
			1	2	3			
M5ボルト (5.2)	積層	0.2	5	8275	7547	7591	7804	圧壊 せん断
			2	3212	3171	3538	3307	圧壊 せん断
			1.25	1516	1724	1758	1666	せん断
		0.4	5	5415	6182	5885	5827	引張 - 引裂
			2	3181	3513	3104	3266	圧壊 せん断
			1.25	1611	1590	1647	1616	せん断
		0.6	5	4418	4120	4255	4264	引張 - 引裂
			2	2591	2680	2664	2645	引張 - 引裂
			1.25	1180	1091	1225	1165	引張 - 引裂
	積層	0.2	5	8877	8534	8434	8615	圧壊 せん断
			2	4072	4079	4257	4136	圧壊 せん断
			1.25	2225	2024	2187	2145	せん断
		0.4	5	6664	5929	6743	6445	引張 - 引裂
			2	3622	4040	3852	3838	圧壊 せん断
			1.25	1732	1505	1595	1611	せん断
		0.6	5	4654	4154	4636	4481	引張 - 引裂
			2	2801	3327	3226	3118	引張 - 引裂
			1.25	1614	1801	1774	1730	引張 - 引裂
	積層	0.2	5	8878	8320	8809	8669	圧壊 せん断
			2	4080	4283	4238	4200	圧壊 せん断
			1.25	2348	2099	2518	2322	せん断
		0.4	5	7232	6412	7498	7047	引張 - 引裂
			2	3893	4163	4365	4140	圧壊 せん断
			1.25	1674	2099	1948	1907	せん断
0.6		5	3709	4056	3456	3740	引張 - 引裂	
		2	3165	2837	3484	3162	引張 - 引裂	
		1.25	1625	1857	1670	1717	引張 - 引裂	

試験速度 1 [mm/min]

$d/w=0.2$ の試験体は、破壊モードが「圧壊 せん断」あるいは「せん断」と推定されている。試験体 1~3 を比較すると、縁端距離によらず、クロス層含有率の高い試験体 3 で最大荷重が高くなる傾向にあるが、クロス層含有率と最大荷重との間に定量的な比例関係は確認できなかった。また、縁端距離が長くなると最大荷重も高くなる傾向が見られた。 $d/w=0.4$ の試験体は、破壊モードが縁端距離により異なると推定されている。 $d/w=0.2$ の試験体で見られた「圧壊 せん断」および「せん断」破壊の他に「引張 - 引裂」破壊も見られる。「引張 - 引裂」破壊は、縁端距離が長い場合に見られ、円孔外側のマット層・クロス層の引張強度が「圧壊 せん断」および「せん断」破壊の強度よりも低くなる場合に生じたと判断される。また、「圧壊 せん断」および「せん断」破壊の場合には、 $d/w=0.2$ の試験体とほぼ同様の傾向にある。 $d/w=0.6$ の試験体は、破壊モードが「引張 - 引裂」と推定されている。引張 - 引裂破壊の場合には、引張破壊あるいは引裂破壊のどちらが卓越するのかが最大荷重の傾向が異なる。円孔外側の引張破壊が卓越する場合には、クロス層含有率の増大に伴って最大荷重も高くなると判断される。しかし、引裂破壊が卓越する場合には、最大荷重はクロス層含有率の影響を受けないと判断される。 $e/d=1.25$ の場合以外については、クロス層含有率と最大荷重との間に関係が見られないことから、引裂破壊が卓越していると考えられる。一方、 $e/d=1.25$ の場合については、クロス層含有率と最大荷重との間に定性的な関係が見られる。

クロス層含有率の効果

試験体 1 と試験体 2,3 との間には、クロス層含有率の増加に伴う最大荷重の増大が確認されたが、試験体 2 と試験体 3 の間には明瞭な関係は確認されなかった。「せん断」破壊や「引張」破壊のように、クロス層含有率の大小が最大荷重に直結すると考えられる場合にも同様の傾向が見られたことから、試験体 2,3 における実際のクロス層含有率は、想定とはやや異なっていると判断される。

縁端距離の効果

破壊モードが「圧壊 せん断」および「せん断」の場合には、縁端距離が長くなると最大荷重も高くなる。また、破壊モードが「引張 - 引裂」であり、引裂破壊が卓越する場合についても、縁端距離が長くなると最大荷重も高くなっている。

図 3.2.2 は、破壊モードが「圧壊 せん断」および「せん断」の代表的な例 ($d/w=0.2$) に対して、最大荷重と縁端距離との関係を示したものである。図 3.2.2 から、クロス層含有率と最大荷重との間には、一定の関係が存在しないことが分かる。

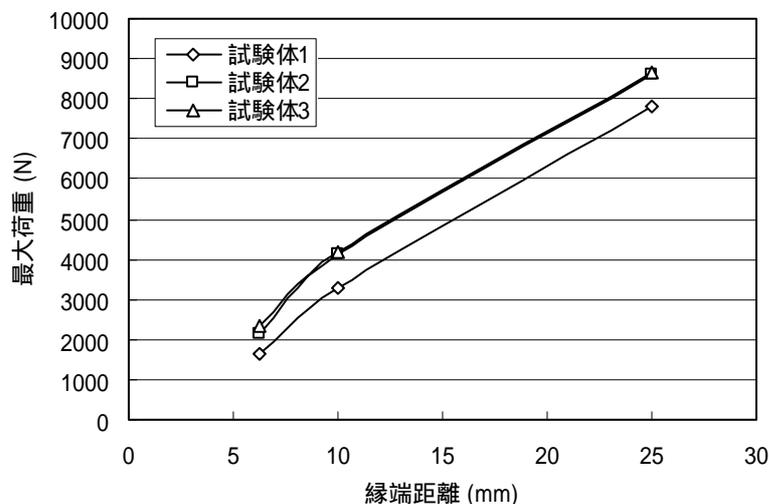


図 3.2.2 最大荷重と縁端距離との関係

(3) 摩擦形式ボルト接合

a) 試験結果

FRP 試験体は、FRP 試験体幅とボルト径との比 (w/d) が 5、縁端距離とボルト径の比 (e/d) が 5 である試験体を対象とした。試験方法は支圧形式ボルトの場合と同様であり、ボルト軸力は 3 種類に変化させた。ボルト軸力を加えた場合の最大荷重に関する試験結果を表 3.2.3 に示す。また、軸力と最大荷重との関係を図 3.2.3 に示す。図 3.2.3 には、軸力が 0 (支圧形式ボルトのケース) の結果も併せて示している。図 3.2.3 を見ても分かるように、軸力の増加に伴い最大荷重も増大している。ただし、軸力と最大荷重との関係は非線形となっており、軸力増の初期において最大荷重が著しく増大していることが分かる。

表 3.2.3 摩擦形式ボルト接合の最大荷重 (N)

トルク 試験体	3N・m	6N・m	12N・m
1	9,683	10,252	11,327
2	10,472	11,458	11,875
3	11,439	12,350	13,683

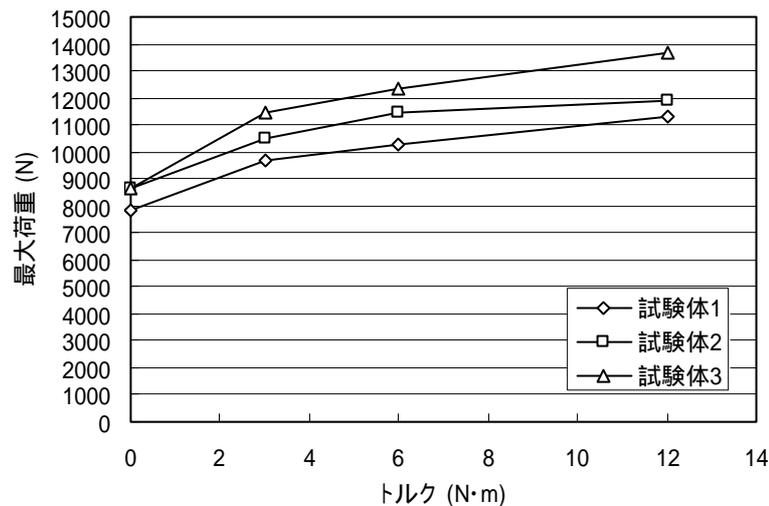


図 3.2.3 摩擦形式ボルト接合の最大荷重 - 軸力線図

b) 軸力の効果

破壊後の試験体の状況を図 3.2.4 に示す。図 3.2.4 (a) は軸力を加えない試験体に対する状況を示したものであるが、これによると 2 種類の破壊形式が観察される。一つは、円孔周辺の材料が面外方向に圧縮破壊する形式であり、もう一つは、円孔から縁端にかけてせん断破壊する形式である。一方、図 3.2.4 (b) は軸力を加えた試験体に対する状況を示したものである。軸力を加えた場合には、円孔から縁端にかけてせん断破壊が明瞭に観察されたが、円孔周辺の材料が面外方向に圧縮破壊する破壊形式は軸力を加えない場合程には明瞭に見られなかった。

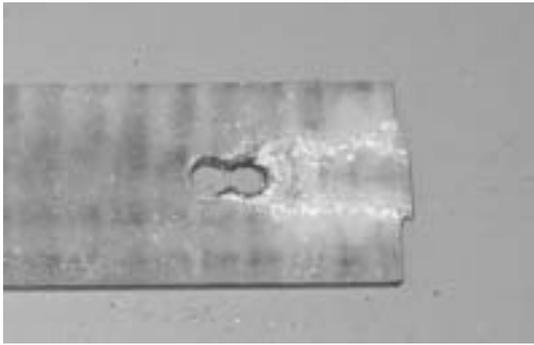


図 3.2.4 (a) ボルト軸力無の破壊状況

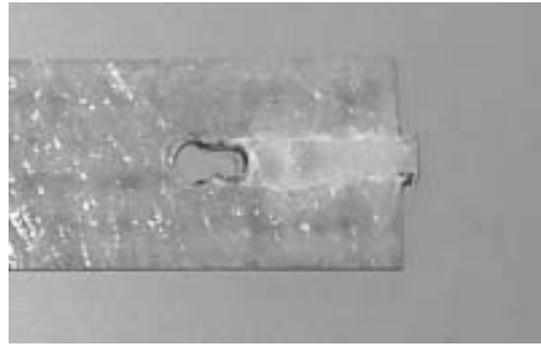


図 3.2.4 (b) ボルト軸力有の破壊状況

FRP 試験体のダブルラップ接合引張試験荷重と引張試験機の変位との関係を示した荷重 - 変位線図は図 3.2.5 に示す通りである。図を見ると、軸力を加えた場合の荷重 - 変位線図の形状は類似したものとなっているが、軸力 0 の荷重 - 変位線図とは大きく異なっていることが分かる。軸力 0 の試験体の破壊モードと軸力を加えた試験体の破壊モードとが異なることを示すものと判断される。軸力 0 の場合には、荷重 - 変位線図が全体的に非線形に推移して最大荷重に達した後は、変位の増大に伴う荷重の増減は見られない傾向にある。軸力を加えた場合には、荷重 - 変位線図が全体的に非線形に推移して最大荷重に達した後は、変位の増大に伴って荷重が減少する傾向にある。破壊後の試験体の状況も考慮すると、軸力 0 の場合には、初期においてボルト孔近傍の圧縮破壊（圧壊破壊）が生じた後、圧縮破壊がせん断破壊を伴って連続的に発生して終局状態に至ったと判断される。一方、軸力を加えた場合には、比較的初期の段階から荷重 - 変位線図の軸力による差が見られることから、摩擦力ではなく材料強度により最大荷重が達成されたと考えられる。軸力を加えた場合には、試験体の面外変形が添接板により拘束されるため、試験体の圧縮強度は増大すると考えられる。その結果、試験体は圧縮破壊ではなくせん断破壊により終局に至ったと判断される。以上より、軸力増の初期において最大荷重が増大した理由は、軸力 0 の試験体は圧縮破壊（圧壊破壊）により終局に至り、軸力を加えた試験体はせん断破壊により終局に至ったためと推定される。

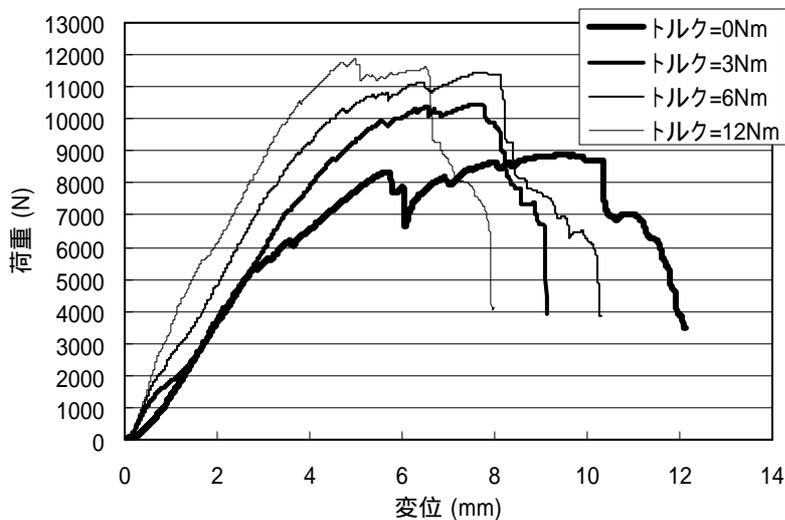


図 3.2.5 摩擦形式ボルト接合試験の荷重 - 変位線図

c) 摩擦効果

接合強度に及ぼすボルト軸力の効果は、面外変形の拘束に伴う試験体圧縮強度（圧壊強度）の増大効果、試験体と添接板の摩擦効果の2種類と考えられる。図3.2.3を見ると、軸力を加えた試験体については、軸力と最大荷重との関係はほぼ線形を保っていることが分かる。軸力を加えた試験体の破壊モードは全て「せん断」と判断されるため、軸力による摩擦力の相違は最大荷重にそのまま反映されたと考えられる。図3.2.3よりFRP試験体と添接板との摩擦係数を試算すると0.1程度になる。また、添接板を鉄鋼系材料とした場合には、FRP試験体と添接板との摩擦係数は0.13と報告されている文献もあり、上記試験結果はこの値にかなり近い値となっている。一方、図3.2.5を見ると、軸力を加えた試験体については、載荷過程の比較的初期の段階において荷重 - 変位線図が一致している。試験体と添接板とが滑動しないと仮定した場合には、軸力の大小に関わらず荷重 - 変位線図は一致する。図3.2.5よりFRP試験体と添接板との摩擦係数を試算すると、図3.2.3より試算した場合とほぼ同一の0.1程度となる。図3.2.3の場合には、FRP試験体と添接板の滑動も考慮に入れた最大荷重で評価しているため、摩擦係数は動摩擦係数に相当すると判断される。一方、図3.2.5の場合には、FRP試験体と添接板とが滑動しないと仮定して評価しているため、摩擦係数は静摩擦係数に相当すると判断される。FRP試験体と添接板の滑動の有無に関わらず、摩擦係数は0.1程度と判断されるため、摩擦形式ボルト接合の強度設計においては、摩擦係数を0.1とするのが妥当と判断される。

(4) ボルト - 接着併用接合

a) 試験結果

ボルト - 接着併用接合は、FRP試験体と添接板とをボルトならびに接着により接合したものである。FRP試験体は、試験体幅とボルト径との比 (w/d) が5、縁端距離とボルト径の比 (e/d) が5である試験体2を対象とした。接着剤には、セメダイン社製の2液系エポキシ樹脂接着剤EP-007を用いた。接着にあたっては、試験体表面をサンドペーパー(#240)により処理する方法、サンドペーパー(#240)およびプラズマ照射により処理する方法の2方法を適用した。また、プラズマ照射には、キーエンス社製の酸素プラズマ処理機を用いた。試験方法は支圧形式ボルトの場合と同様であり、軸力が0の場合と軸力を加えた場合の両ケースを対象とした。ボルト軸力は、摩擦形式ボルト接合の場合と同様に3種類を設定した。試験結果は表3.2.4に示す通りである。

表3.2.4 (a) 支圧形式ボルト - 接着併用接合の最大荷重 (N)

試験体	No.1	No.2	No.3	平均
サンドペーパー処理	19,210	18,705	18,687	18,867
サンドペーパー+プラズマ処理	19,046	19,192	18,808	19,015

表3.2.4 (b) 軸力を有するボルト - 接着併用接合の最大荷重 (N)

試験体	トルク	3N・m	6N・m	12N・m
サンドペーパー処理		14,741	16,455	18,069
サンドペーパー+プラズマ処理		21,130	19,358	21,130

b) 接着強度

接着強度を把握するため、引張せん断試験を JIS K 6850 に基づいて実施した。試験体の形状は図 3.2.6 に示す通りであり、試験体の引抜方向は引張方向に合致している。引張試験機はインストロン社製の試験機を用い、変位速度 1mm/min で試験体両端のチャック部分を引張するものとした。なお、JIS では試験体の厚さを 1.6±0.1mm としているが、FRP 試験体の厚さが 3.2mm であることを考慮して、試験体の厚さを加工せずにそのまま用いるものとした。

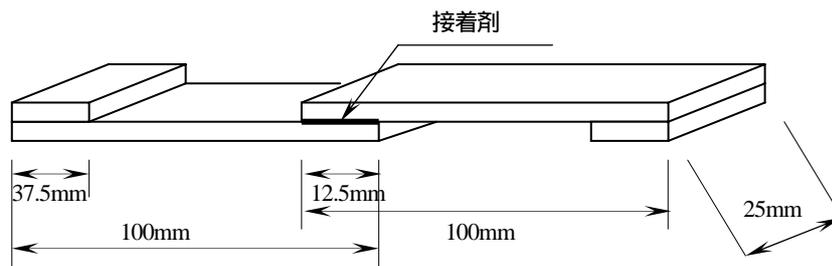


図 3.2.6 引張せん断試験に用いた試験体の形状

FRP 試験体の表面処理は、サンドペーパー (#240) 処理、1 秒間のプラズマ処理、サンドペーパー (#240) および 1 秒間のプラズマ処理、の 3 種類とした。なお、～ の全ての表面処理について、アセトン脱脂を併用している。最大荷重および接着強度の試験結果は表 3.2.5 に示す通りである。ここで、接着強度は最大荷重を接着面積で除した値としている。

表 3.2.5 FRP 試験体の接着強度

試験体	最大荷重(N)						接着強度 (MPa)
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	平均	
サンドペーパー処理	3,942	4,467	4,953	5,324	5,020	4,741	15.2
プラズマ処理	3,166	4,290	3,906	4,304	2,917	3,717	11.9
サンドペーパー+プラズマ処理	5,546	5,518	6,506	6,013	5,107	5,738	18.2

表 3.2.5 より、接着強度の高い順に並べると、サンドペーパー (#240) および 1 秒間のプラズマ処理、サンドペーパー (#240) 処理、1 秒間のプラズマ処理、の順になっている。なお、これは FRP と FRP の接着強度を調査した結果であるが、鋼材と FRP の接着強度についても、接着強度の絶対値が異なるだけで、表面処理との関係は FRP と FRP の接着と同様であると考えられる。

c) 軸力の効果

試験体表面をサンドペーパー処理した場合には、軸力の増加に伴い最大荷重が増大する傾向にある。接

着接合により最大荷重が決定されると仮定した場合には、軸力に大小に関わらず最大荷重が一定になると考えられる。従って、本接合形式の最大荷重は接着強度により決定されたのではないと判断される。一方、FRP 試験体の圧縮強度（圧壊強度）は、面外拘束を伴った場合には増大すると考えられる。摩擦形式ボルト接合の場合には、FRP 試験体がせん断破壊するため、軸力と圧縮強度（圧壊強度）との関係が明瞭に得られなかった。一般的には、軸力の増加に伴って面外拘束効果も増大すると考えられるため、試験体がせん断破壊しない場合には、軸力の増加に伴って圧縮強度（圧壊強度）も増大すると判断される。本接合形式は、接着接合の併用により、摩擦形式ボルト接合よりもせん断強度が高いと考えられる。最大荷重がボルト近傍の圧縮破壊（圧壊破壊）により決定される場合には、軸力の増加に伴って最大荷重も増大する。以上を考慮すると、本接合形式の破壊モードは圧縮破壊（圧壊破壊）と判断されるが、これはFRP 試験体の圧縮強度が低いために生じる現象である。

試験体表面をサンドペーパー処理に加えてプラズマ処理した場合には、サンドペーパー処理の場合のように、軸力の増加に伴う最大荷重の増大は見られない。最大荷重は軸力と無関係にほぼ一定の値をとっている。これは、試験体の圧縮破壊（圧壊破壊）ではなく接着層の破壊により終局に至ったためと判断される。サンドペーパー処理に加えてプラズマ処理した場合の接着強度は、サンドペーパー処理した場合の接着強度に比べて高くなる。一方、試験体の圧縮強度は、試験体と添接版の接着強度の増加に伴い増大すると考えられる。サンドペーパー処理に加えてプラズマ処理した場合には、試験体の圧縮強度（圧壊強度）が接着強度を上回ったと考えられ、最終的には接着層の破壊により終局に至ったと判断される。

また、サンドペーパー処理した場合には、軸力 0 の試験体の最大荷重が、軸力を加えた試験体の最大荷重よりも大きく現れている。軸力 0 の試験体については、ボルト孔周辺にはみ出した接着剤を削り取らなかったため、ボルト孔周辺での接着層応力が緩和されたと考えられる。その結果、接着剤の効果が大きく現れ、最大荷重が増大したと判断される。

図 3.2.7 は、ボルト - 接着併用接合の軸力と最大荷重との関係を示したものである。ここでは、条件が異なることから、軸力が 0 の試験体を除外している。

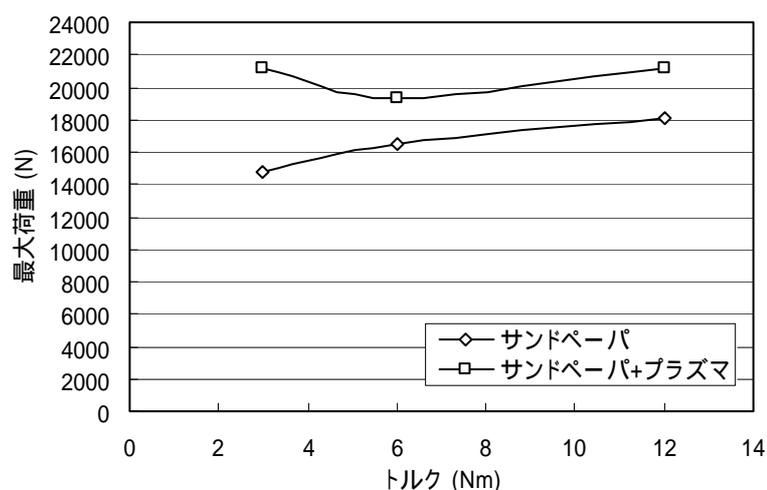


図 3.2.7 ボルト - 接着併用接合の最大荷重 - 軸力線図

3.2.2 ボルト接合静的強度 (M16 ボルト)

(1) 支圧形式ボルト接合

a) FRP 試験体

接合強度の検討にあたっては、基本的な特性を把握する観点から、小口径ボルト接合の場合と同様にダブルラップボルト接合を対象とした。接合試験は ASTM D 953 に準拠するものとし、図 3.2.8 に示すように、両端に単孔 ($\phi 21$) を空けた FRP 試験体を、M16 ボルト (F10T) および添接版 (SS400) により両側から引張した。また、添接板と引張治具、引張治具とクルビスは M20 のピンで連結した。引張部材は SS400、厚さ 25mm で、クルビスは SCM440 で製作した。なお、添接板と引張治具、引張治具とクルビスの間にはスペーサは設置されていない。

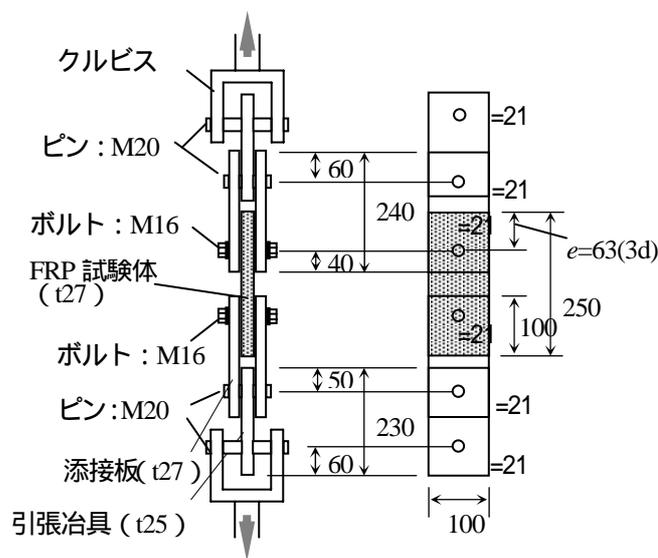


図 3.2.8 FRP 試験体のダブルラップ接合試験

FRP 試験体は、構造部材として十分な引張特性 (弾性率、強度) を有するものとし、ローピング層 (一方向層) の体積比率を高くしている。試験体の積層構成は、マット (コンティニューアス・ストランド・マット) / $\pm 45^\circ$ (ニットファブリック・ $\pm 45^\circ$) / クロス (ニットファブリック・クロス) / $\pm 45^\circ$ / クロス / ローピング / クロス / $\pm 45^\circ$ / クロス / $\pm 45^\circ$ / マットの 11 層構成である。また、樹脂には耐候性に優れたビニルエステル樹脂を用いた。ここでは、表 3.2.6 に示すような基材構成比の異なる 2 種類の FRP 試験体を使用している。試験体 1 と 2 の大きな相違は、バイアスの体積比率が異なっている点 (試験体 1 はバイアスが 8 層、試験体 2 はバイアスが 12 層) である。また、試験体の外形は、図 3.2.9 に示すように、厚さ 27mm、長さ 250mm、幅 (w) 102mm、孔径 (ϕ) 21mm で、縁端距離 e は 63mm ($e=3\phi$) あるいは 84mm ($e=4\phi$) である。

表 3.2.6 FRP 試験体の基材構成

試験体1		試験体2	
基 材	体積比率	基 材	体積比率
CSM	1.6%	CSM	1.6%
バイアス	9.4%	バイアス	12%
クロス	2.1%	クロス	2.1%
ロービング	39%	ロービング	36.4%

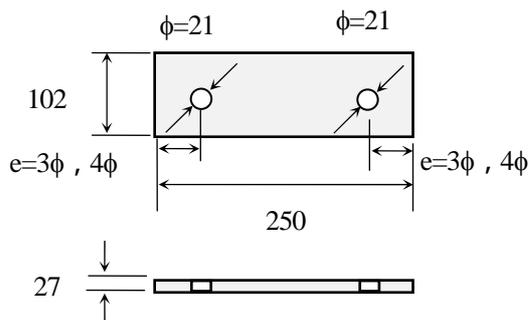


図 3.2.9 FRP 試験体の外形

試験結果は表 3.2.7 に示す通りである。表 3.2.7 には、破壊後の試験体の状況から推定される破壊モードも併せて示している。

表 3.2.7 支圧形式ボルト接合の試験結果

試験体	縁端距離	最大荷重 (kN)	破壊モード
1	3φ	74.7	圧壊 せん断
	4φ	112.9	圧壊 せん断
2	3φ	107.1	圧壊
	4φ	133.0	圧壊

試験体 1 及び 2 の両方について、縁端距離が長くなると最大荷重も増大している。これは、M5 ボルトの場合とほぼ同様である。また、縁端距離が同じであれば、±45°層（バイアス層）含有率の高い試験体 2 の最大荷重の方が大きくなっている。M5 ボルトの場合にも、クロス層含有率の高い試験体の最大荷重が大きくなっていたが、横方向繊維の多い±45°層の方が効果は大きく現れている。破壊モードが圧壊であると推定されることから、±45°層等の横方向繊維は試験体の圧縮強度の増大に寄与していると判断される。

(2) 摩擦形式ボルト接合

FRP 試験体は、縁端距離とボルト孔径の比 (e/d) が 3 である試験体 1 を対象とした。試験方法は支圧形式ボルトの場合と同様であり、ボルト軸力は 4 種類に変化させた。また、FRP 試験体の表面状態は、試験体に処理を行わないケース、試験体表面に摩擦塗料を塗ったケース、の 2 ケースとした。なお、摩擦塗料としては、無機ジンクリッジペイントである大日本塗料社製のゼッタール OL-HB を用いた。

表 3.2.8 は、ボルト軸力を加えた場合の最大荷重に関する試験結果を示したものである。また、軸力と最大荷重との関係は図 3.2.10 に示す通りである。

表 3.2.8 摩擦形式ボルト接合の最大荷重 (kN)

軸力 試験体	0kN	57kN	80kN	115kN	172kN
処理無し	74.7	125.1	138.9	141.4	151.4
摩擦塗料	-	144.3	158.9	180.8	-

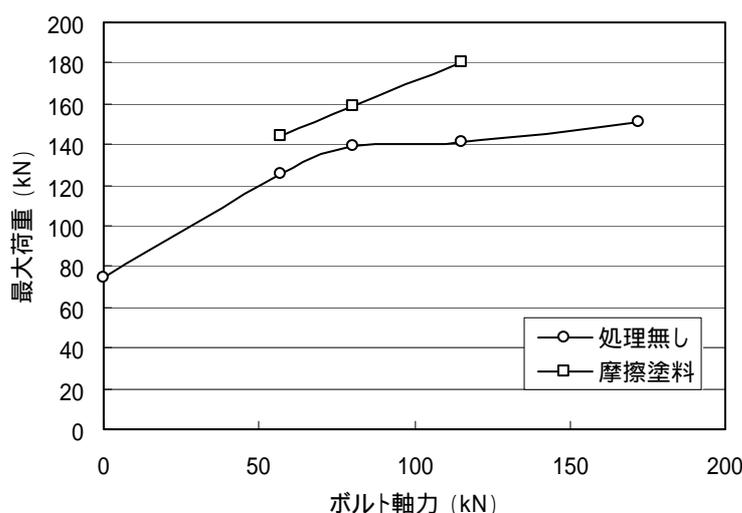


図 3.2.10 摩擦形式ボルト接合の最大荷重 - 軸力線図

図 3.2.10 を見ると、小口径ボルト接合の場合と同様に、軸力増の初期において最大荷重が著しく増大していることが分かる。また、表面処理を施していない試験体の摩擦係数を、小口径ボルト接合と同様の方法により試算した結果は 0.11 であり、小口径ボルト接合の摩擦係数とほぼ同等であった。摩擦塗料を塗った試験体の摩擦係数は 0.315 となっており、試験体の表面状態が最大荷重に寄与していることが分かる。試験体の破壊モードは、M5 ボルトの場合と同様に、軸力 0 については圧縮破壊（圧壊破壊）、軸力を加えた場合についてはせん断破壊と推定される。軸力を加えた場合の最大荷重と軸力の関係を外挿して算出した軸力 0 に相当する最大荷重は、処理を行わないケースと摩擦塗料を塗ったケースとでほぼ一致する（110kN）。以上からも、軸力を加えたケースについては、破壊モードが全て「せん断」とであると判断される

(3) ボルト - 接着併用接合

本試験では、接着剤として、一般的な接着剤であるセメダイン社製の EP-007 と高強度接着剤である富士インダストリー製の HYSOL-EA-9309A を用いた。EP-007 と HYSOL-EA-9309A の機械的性質は表 3.2.9 に示す通りである。また、接着剤の代わりに粘着テープを用いた「ボルト - 粘着テープ併用接合」に関する試験も実施している。粘着テープは、住友スリーエム社 VHB-V-45 を使用しており、その機械的性質は表 3.2.10 に示す通りである。

表 3.2.9 接着剤の機械的性質

	せん断接着力 (MPa)	弾性係数 (MPa)
EP-007	22.0	3000 ~ 5000
HYSOL	34.5(25)	2069(25)

表 3.2.10 粘着テープの機械的性質

	せん断接着力 (MPa)	引張接着力 (MPa)
VHB-V45	1.0	1.18

最大荷重に関する試験結果を表 3.2.11 に示す。また、ボルト軸力と最大荷重との関係を図 3.2.11 に示す。各ボルト軸力に対応する最大荷重を比較すると、接着剤 (HYSOL) 併用が最も大きく、次に接着剤 (EP-007) 併用、粘着テープ併用の順となった。また、どの接合形式に対しても、ボルト軸力の増加と共に最大荷重は大きくなった。但し、粘着テープ併用については、ボルト軸力が 80kN 以上の場合になると、最大荷重は余り増大しない傾向が見られた。

表 3.2.11 ボルト - 接着併用接合の最大荷重 (kN)

軸力	粘着テープ併用	接着剤併用	
		EP-007	HYSOL
115kN	134.7	220.7	273.2
80kN	132.5	198.9	258.7
57kN	113.1	196.7	247.4
0kN	-	-	217.3

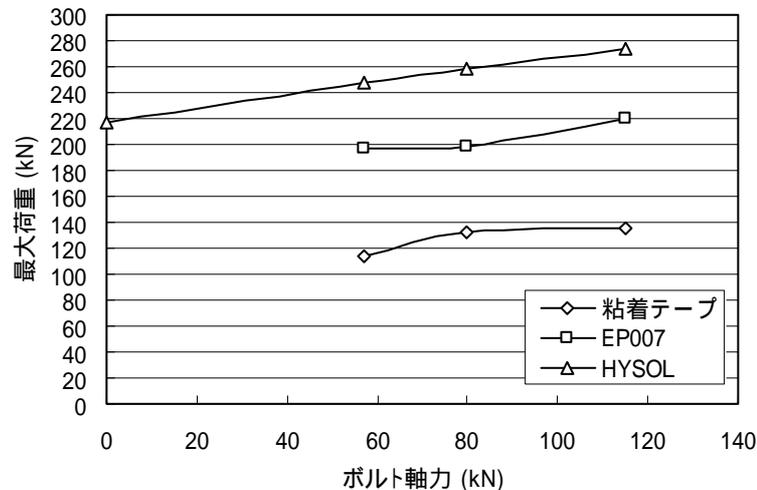


図 3.2.11 ボルト - 接着併用接合の最大荷重 - 軸力線図

破壊後の試験体の状況を図 3.2.12 に示す。図 3.2.12 (a) は粘着テープを併用した試験体に対する状況を示したものであるが、これによると粘着テープの剥離が進展して試験体が破壊している。図 3.2.12 (b) は接着剤 EP-007 を併用した試験体に対する状況を示したものである。図から明瞭に観察することはできないが、試験体の CSM 層が一部剥離して破壊に至っている。図 3.2.12 (c) は接着剤 HYSOL を併用した試験体に対する状況を示したものである。EP-007 の場合とは異なり、試験体の CSM 層が大きく剥離して破壊に至っている。破壊じん性は EP-007 を用いた試験体よりも劣ると考えられる。

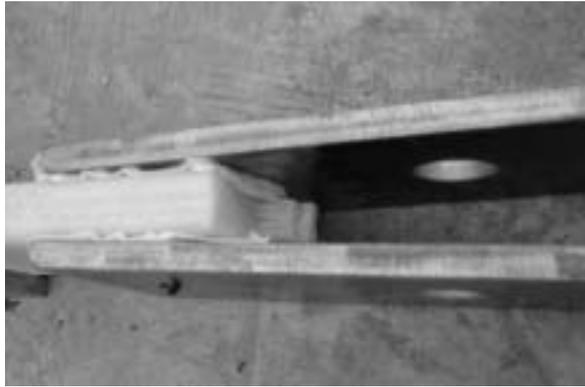


図 3.2.12 (a) 試験体の破壊状況 (粘着テープ)

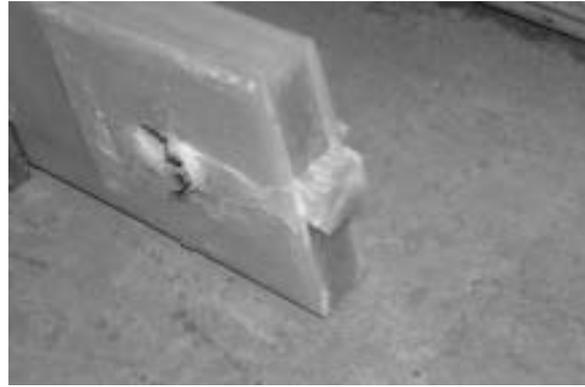


図 3.2.12 (b) 試験体の破壊状況 (EP-007)

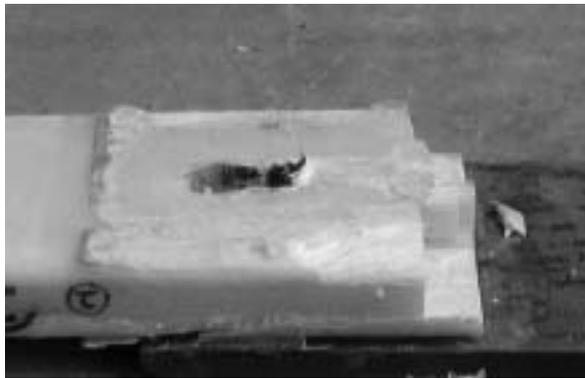


図 3.2.12 (c) 試験体の破壊状況 (HYSOL)

粘着テープを併用した試験体については、粘着テープの剥離進展に伴い添接板と試験体とが滑動しており、摩擦形式ボルト接合の場合と同様に、破壊モードはせん断破壊と考えられる。接着剤を用いたケースについては、試験体をサンドペーパー処理して接着した M5 ボルトの場合と同様、いずれの接着方法についても、破壊モードは圧縮破壊（圧壊破壊）であったと推定される。破壊モードがせん断と仮定した場合には、軸力の増加に伴う最大荷重の差は添接板と試験体の摩擦力と判断されるため、軸力を加えた場合の最大荷重と軸力の関係を外挿して算出した軸力 0 に相当する最大荷重は、摩擦接合ボルト形式の場合と一致すると考えられる。しかし、両者の値は大きく異なっており、破壊モードがせん断破壊ではないことは明確である。

粘着テープを併用した試験体の最大荷重は、表面処理を行っていない摩擦形式ボルト接合に比べて低く現れている。試験体と添接板とのせん断力（摩擦形式ボルト接合の場合には摩擦力）について、表面処理を行っていない摩擦形式ボルト接合と粘着テープを併用したボルト接合の比較結果を表 3.2.12 に示す。なお、せん断力の算出にあたっては、せん断力を 0 と仮定した最大荷重が、摩擦形式ボルト接合の場合と粘着テープを併用したボルト接合の場合と同一（110kN）であると仮定している。

表 3.2.12 試験体と添接板とのせん断力（摩擦力相当値）

ボルト軸力(kN)	せん断力(MPa)	
	摩擦形式	粘着テープ
57	0.782	0.161
80	1.497	1.165
115	1.766	1.279

粘着テープのせん断強度はカタログ値で 1.0MPa（表 3.2.10 参照）である。表 3.2.12 を見ると、ボルト軸力が 80kN および 115kN の場合にはカタログ値を上回っているが、57kN の場合にはカタログ値に達していない。これによると、80kN および 115kN の場合にはせん断力により粘着テープの剥離が進展したと考えられるが、57kN の場合には破壊に伴って粘着テープが剥がれたと考えられる。破壊モードは、80kN および 115kN の場合にはせん断破壊、57kN の場合には圧縮破壊（圧壊破壊）であったと判断される。粘着テープの強度はボルト軸力と無関係であるため、軸力 80kN 以上の場合に最大荷重の変化が余り見られない結果となっている。また、軸力 57kN の場合には、80kN および 115kN の場合に比べて圧縮強度（圧壊強度）が低くなるため、圧縮破壊（圧壊破壊）モードにより終局に至ったと判断される。

3.2.3 ボルト接合疲労強度（M5 ボルト）

(1) 試験体

FRP 試験体は、FRP 試験体幅とボルト径との比（ w/d ）が 5、縁端距離とボルト径の比（ e/d ）が 5 である試験体 1～3 を対象とした。疲労試験は、静的試験の場合と同様に試験体をセット（図 3.2.1 参照）し、周波数を 5Hz とする繰り返し荷重を与えて試験を行った。

(2) 支圧形式ボルト接合

試験結果は表 3.2.13 に示す通りである。試験体 1 については、静的破壊荷重の 40% では 400 万回を超えても疲労破壊を生じなかったが、それ以外の場合には破壊を生じた。試験体 2 については、静的破壊荷重の 50% 以上の場合で疲労破壊を生じた。試験体 3 については、静的破壊荷重の 45% では 450 万回を超えても疲労破壊を生じなかったが、それ以外の場合には破壊を生じた。

表 3.2.13 支圧形式ボルト接合の疲労試験結果

試験体 (静的最大荷重)	最大荷重 (kN)	最小荷重 (kN)	荷重振幅/静的最大荷重	破壊回数
試験体 1 (7.8kN)	3.12	1.0	0.4	破壊せず (4,217,000 以上)
	3.9	1.0	0.5	破壊 (887,300)
	4.68	1.0	0.6	破壊 (81,336)
	5.46	1.0	0.7	破壊 (5,900)
試験体 2 (8.62kN)	5.46	1.0	0.7	破壊 (9,100)
	4.31	1.0	0.5	破壊 (650,800)
	6.03	1.0	0.7	破壊 (2,100)
	6.03	1.0	0.7	破壊 (17,700)
試験体 3 (8.67kN)	3.9	1.0	0.45	破壊せず (4,790,000 以上)
	4.33	1.0	0.5	破壊 (717,600)
	5.2	1.0	0.6	破壊 (22,992)
	6.07	1.0	0.7	破壊 (6,800)

3.2.4 ボルト接合疲労強度 (M16 ボルト)

(1) 試験体

FRP 試験体は、縁端距離とボルト孔径の比 (e/d) が 3 である試験体 1 を対象とした。疲労試験は、静的試験の場合と同様に試験体をセット (図 3.2.8 参照) し、周波数を 6Hz とする繰り返し荷重を与えて試験を行った。

(2) 支圧形式ボルト接合

試験結果は表 3.2.14 に示す通りである。静的破壊荷重の 35%、47%においては、300 万回を超えても疲労破壊を生じなかったが、静的破壊荷重の 54%においては 143 万回、68%においては約 16 万回で疲労破壊を生じた。

表 3.2.14 支圧形式ボルト接合の疲労試験結果

静的最大荷重	最大荷重 (kN)	最小荷重 (kN)	荷重減幅/静的最大荷重	破壊回数
74.7kN	27.0	1.0	0.35	破壊せず (3,120,000 以上)
	36.0	1.0	0.47	破壊せず (4,000,000 以上)
	41.0	1.0	0.54	破壊 (1,430,000)
	52.0	1.0	0.68	破壊 (159,000)

(3) 摩擦形式ボルト接合 / ボルト - 接着併用接合

本試験では、FRP 試験体が破壊するまでの回数を求めた。対象とした接合構造は、静的試験の場合と同様、高力ボルトのみによる接合、高力ボルトと粘着テープを併用した接合、高力ボルトと接着剤を併用した接合、の 3 種類である。接着剤には EP-007 を使用した。試験結果は表 3.2.15 に示す通りである。

表 3.2.15 ボルト軸力のある接合疲労試験結果 (軸力: 115kN)

試験体 (静的最大荷重)	最大荷重 (kN)	最小荷重 (kN)	荷重減幅/静的最大荷重	破壊回数
高力ボルト (141.4kN)	31.0	1.0	0.21	破壊せず (2,000,000 以上)
	41.0	1.0	0.28	破壊せず (2,295,000 以上)
	61.0	1.0	0.42	破壊せず (2,000,000 以上)
	121.0	1.0	0.85	破壊せず (2,000,000 以上)
粘着テープ (134.7kN)	41.0	1.0	0.30	破壊せず (2,000,000 以上)
	101.0	1.0	0.74	破壊 (3,590)
接着剤 (180.8kN)	81.0	1.0	0.44	破壊せず (2,000,000 以上)
	101.0	1.0	0.55	破壊せず (2,000,000 以上)
	121.0	1.0	0.66	破壊せず (2,000,000 以上)
	141.0	1.0	0.77	破壊 (438,500)

高力ボルトのみによる接合のケースについては、静的最大荷重の 21% ~ 85% にある荷重範囲に対して、繰り返し数が 200 万回を超えても試験体と添接板との間に滑動はなく、破壊を生じることはなかった。高力ボルトと粘着テープを併用したケースについては、静的最大荷重の 74% に対して約 3500 回で破壊を生じた。しかし、静的最大荷重の 30% に対しては、200 万回以上繰り返ししても破壊を生じなかった。高力ボルトと接着剤を併用したケースについては、静的最大荷重の 77% に対して約 44 万回で試験体の破壊が生じた。静的最大荷重の 66% 以下では、200 万回以上繰り返ししても破壊は生じなかった。

3.2.5 接着接合静的強度

(1) 接着剤の選定

今回の縮小版(4m主桁)供試体の各部接合は接着接合を用いた。

また実橋の10m主桁を想定した際には、大型部材間での接着層の厚さが厚くなる事が想定される為それらの不陸調整ができ、かつ強度のある接着方法として

- ・ マットイン接着
- ・ 砂入り接着剤

の2種類にて検討を行った。試験方法はJIS K 6850「接着剤の引張せん断試験」に準拠し、表面処理はサンドペーパー(#240)にてサンディング後、脱脂とした。結果としては砂入り接着剤が高い値を得られたため、今回の縮小版(4m主桁)の接着には砂入り接着剤を選定した。

(2) マットイン接着

マットイン接着とはHLUのようにガラスマット+樹脂にて接着をおこなう方法であり、今回の試験ではGFRPと同質の樹脂とするため、樹脂にはビニルエステル樹脂を使用した。試験はGFRP+GFRPおよびCFRP+CFRPに対して実施した。結果は、表3.2.16および表3.2.17に示す通りである。

表 3.2.16 マットイン接着、接着強度試験結果 (GFRP+GFRP)

	接着強度(MPa)	破壊状況	
1	4.7	FRP/接着剤界面	(試験速度: 1mm/min)
2	4.4	FRP/接着剤界面	
3	4.7	FRP/接着剤界面	
平均	4.6		

表 3.2.17 マットイン接着、接着強度試験結果 (CFRP+GFRP)

	接着強度(MPa)	破壊状況	
1	8.9	FRP/接着剤界面	(試験速度: 1mm/min)
2	11.9	FRP/接着剤界面	
3	7.9	FRP/接着剤界面	
平均	9.6		

(3) 砂入り接着剤

接着層が厚くなった場合、接着層内での凝集破壊が想定される為それら为了避免するため、接着剤に砂を混ぜたもので検討を行った。なお接着剤は日本シーカ製エポキシ接着剤(シーカデュアW)を使用した。また一般的に接着層は薄い方が良いとされているため、通常の接着厚さの場合と、スパーサーにより接着層を厚くした場合の2種類について試験を行った。試験はGFRP+GFRPについてのみ行った。結果を表3.2.18および表3.2.19に示す。

表 3.2.18 砂入り接着剤、接着強度試験結果 (通常の接着厚さ)

	接着層厚さ (mm)	接着強度 (MPa)	破壊状況	
1	0.18	13.4	FRP+接着剤材破	(試験速度: 1mm/min)
2	0.17	13.9	FRP+接着剤材破	
3	0.20	13.1	FRP+接着剤材破	
平均	0.18	13.5		

表 3.2.19 砂入り接着剤、接着強度試験結果（スペーサーにて厚さを確保）

	接着層厚さ (mm)	接着強度 (MPa)	破壊状況
1	1.57	10.7	FRP 材破
2	1.61	9.7	FRP 材破
3	1.59	10.2	FRP 材破
平均	1.59	10.2	

（試験速度：1mm/ min）

(4) 表面処理方法

各部材間の貼り合せ面の処理としては、大型化になった際も考慮し通常のサンドペーパーやディスクグラインダーによるサンディングの他に、ピールクロス（成形時にFRP表面にシート状の基材を入れ硬化後にそのシートを剥がす事により表面を粗らす方法）も一部使用した。表 3.2.20 に各部材の表面処理方法を、図 3.2.13 にピールクロスを剥がしている状況を示す。

表 3.2.20 表面処理方法

場所	品種	表面処理方法
フランジ	CFRP	サンディング+脱脂
フランジ	GFRP	サンディング+脱脂
ウェブ	GFRP	サンディング+脱脂
接合アングル	GFRP	ピールクロス+脱脂

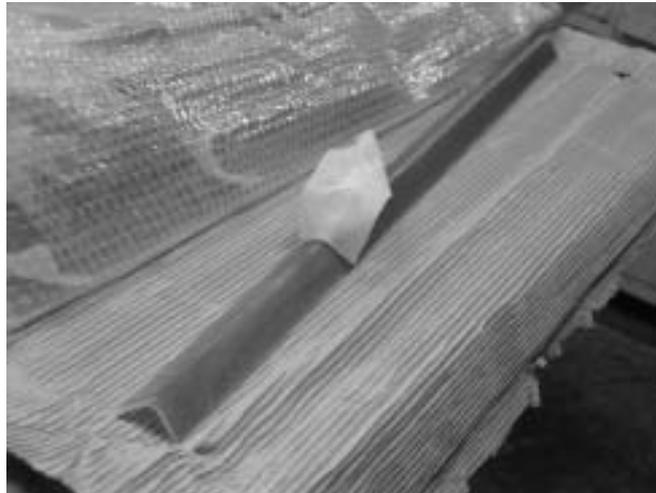


図 3.2.13 ピールクロスの剥脱状況

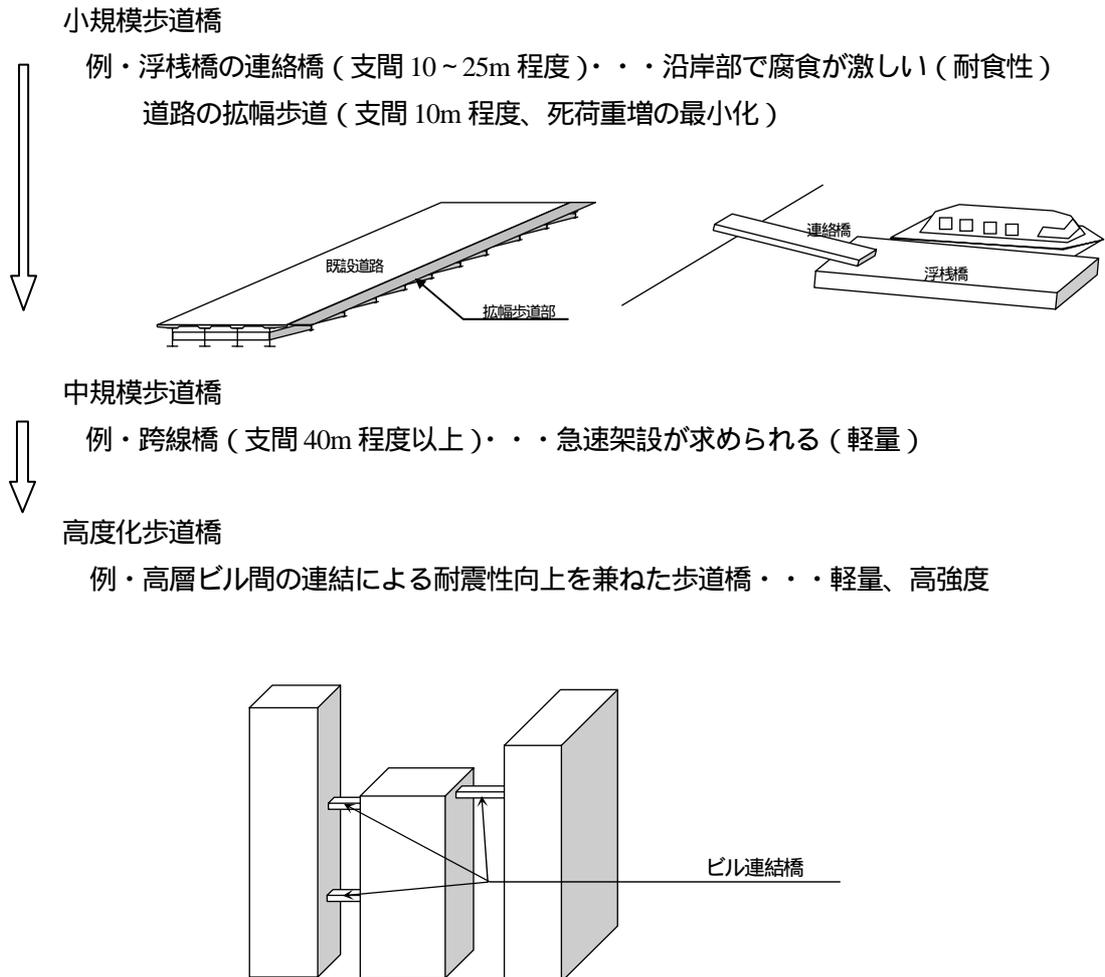
第4章 今後の課題

4.1 今後の構想

FRP 歩道橋をコスト面で有利な引抜成形材を使用して製作した場合、20m 程度以内であれば、現状の金型とビルトアップを併用した方法で、設計から製作まで行うことが可能であることがわかった。20m という支間は、まだ用途が限られ、採用にむけてコスト等の課題が残るものの、道路橋示方書の梁の設計法に照らし合わせ、部材解析を省略できる簡易的な設計が可能になったことは、現実には、新材料を用いるための解析や実証実験等には費用をかけられない小規模な歩道橋の検討費・設計費を抑えることが可能で、これは、ひとつの成果であり、汎用化に向けての第一歩といえる。

今後は、支間を延長していくことで、用途が広がると考えられ、そのためには、剛性のより高い部材の開発や、大断面の成型技術の開発、そして低廉化技術が不可欠である。例えば、支間を 50m 程度まで延長することができれば、腐食環境の厳しいところや、軽量化の求められるような条件下、短時間施工などで今までの常識を越える用途が出てくる可能性もあり、一層の進化が期待される。

(FRP 歩道橋の進化イメージ)



4.2 主桁部材のコスト分析とコストダウンの可能性

ビルトアップによるウェブ高1000mm×フランジ幅350mmサイズの主桁コストの内訳は、材料費70%、加工費30%とFRPの材料費の割合が大きく、コストダウンの可能性としては材料費の削減が必要と考えられる。また材料費の約半分はCFRPであるため、CFRPを有効に配置する等の、材料の選択を含めた構築方法の検討が必要である。

今回の実験結果(3.1)のように上部フランジではCFRPの剥離が起きる場合もあるため、床版等も含めた実際の設計を考慮すると、上側のフランジはGFRPのみにする等でコストおよび構造面からも将来的には改善ができるものと推測される。

また今回の実験用供試体は接着剤のみの接合としている。1000×350mmサイズのコスト試算では、ボルト+接着による固定としているため、これを接着のみ、またはボルトのみとすることで、加工費のコストも抑えられるものと考えられるが、接合に関しては、まだ不明確な点も多く、部材同士の接合方法の確立も今後の課題と思われる。

今回は、10mの主桁について検討したが、FRPの場合、成形方法や構築方法によって桁断面およびスパンに制約がでてくる。表4.2.1に各成形方法によるFRP桁部材のスパンとコストの関係を、製作上および加工上の条件から概念的にまとめたものを示す。スパンによっては可能な成形方法が限られており、スパンにより有利な成形方法も異なってくる。また引抜成形やハンドレイアップなど型の修正に大幅なコストがかかるものにおいてはスパンの微調整(微小の長スパン化)も難しい。

しかしながら、今回のビルトアップによる構築方法を応用することによって、引抜成形およびハンドレイアップの既存の断面サイズを効率的に拡大することが可能となるため、大幅な型投資をせずに、スパンの調整に対応できるようになるものと思われる。

今後はこれら複数の成形方法による部材を組合せ、各々のスパンによる最適なコスト算出ができるよう、部材の接合方法、組立て方法等の詳細事項の検討が、FRP歩道橋の実用化にむけた課題と思われる。

表 4.2.1 成形方法別、スパンとコストの関係

成形方法	内訳	スパン(m)				
		~ 5	5 ~ 10	10 ~ 15	15 ~ 20	20 ~
大断面引抜成形	材料					
	後加工					
	型	()	()	()	×	×
ハンドレイアップ	材料					
	後加工					
	型					
ビルトアップ	材料			/	/	
	後加工		/	/		
	型	()	()	()	()	()/
引抜材のトラス	材料					
	後加工			/		
	型	()	()	()	()	()