

繊維強化プラスチックの
土木構造材料への適用に関する
共同研究報告書（Ⅱ）

平成12年12月

建設省土木研究所
材料施工部化学研究室

社団法人強化プラスチック協会

石川島播磨重工業株式会社
佐藤工業株式会社
ショーボンド建設株式会社
東急建設株式会社
株式会社富士ピー・エス

Copyright © (2000) 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 Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所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、土木研究所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。

繊維強化プラスチックの 土木構造材料への適用に関する 共同研究報告書（Ⅱ）

建設省土木研究所	化学研究室	室 長	明嵐 政司
		主任研究員	木嶋 健
		主任研究員	西崎 到
		研 究 員	佐々木 巖
社団法人強化プラスチック協会		小山 達雄	
社団法人強化プラスチック協会		小澤 延行	
石川島播磨重工業株式会社		張 惟敦	
	佐藤工業株式会社	大野 一昭	
	ショーボンド建設株式会社	江口 和雄	
	東急建設株式会社	大橋 潤一	
	株式会社富士ピー・エス	徳光 卓	

要 旨

本報告書は、繊維強化プラスチック（FRP）を土木構造物に活用するための、技術開発に関する共同研究の成果をとりまとめたものである。FRPの土木材料としての基礎的研究（物性、設計法、長期的信頼性、安全率、部材解析、接合手法）、及びFRPの土木への活用手法の研究（フィージビリティスタディ、吊橋・道路橋・人道橋への適用、FRP応急橋の設計・製作、FRP床版の設計・実験）の結果を報告する。

キーワード：繊維強化プラスチック、FRP、一次構造材料、土木構造物、活用、物性、設計耐久性、安全率、接合、橋梁、応急橋、床版

共同研究担当者名簿

幹事会

明嵐 政司	建設省土木研究所材料施工部化学研究室 室長
西崎 到	建設省土木研究所材料施工部化学研究室 主任研究員
木嶋 健	建設省土木研究所材料施工部化学研究室 主任研究員
佐々木 巖	建設省土木研究所材料施工部化学研究室 研究員
田中 征夫	(社)強化プラスチック協会 理事・事務局長
矢作 雅男	(社)強化プラスチック協会
小山 達雄	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (日東電工(株) 公需渉外部 課長)
小澤 延行	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (小松化成(株) 千葉工場製造三部 部長)
張 惟敦	石川島播磨重工業(株) 基盤技術研究所構造研究部 課長
大野 一昭	佐藤工業(株) 中央技術研究所土木研究部門 材料グループ長
江口 和雄	ショーボンド建設(株) 補修工学研究所江口研究室 室長
大橋 潤一	東急建設(株) 土木技術設計部技術研究所土木研究室 主任研究員
徳光 卓	(株)富士ピー・エス 本店技術本部開発課

旧委員

浜本 章	石川島播磨重工業(株)
斉藤 弘志	ショーボンド建設(株)

マニュアルワーキンググループ

主査	徳光 卓	(株)富士ピー・エス 本店技術本部開発課
幹事	西崎 到	建設省土木研究所材料施工部化学研究室 主任研究員
アドバイザー	福田 博	東京理科大学 基礎工学部材料工学科 教授
委員	木嶋 健	建設省土木研究所材料施工部化学研究室 主任研究員
	小山 達雄	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (日東電工(株)公需渉外部)
	小澤 延行	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (小松化成(株)千葉工場)
	田澤 仁	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (旭硝子マテックス(株))
	福井 英輔	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (福井漁網(株)代表取締役社長)
	小宮 巖	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (福井漁網(株)FRP開発室)
	小南 晴紀	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (大日本インキ化学工業(株))
	山下 信博	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (サッポロ産機(株))
	張 惟敦	石川島播磨重工業(株) 基盤技術研究所構造研究部 課長
	大野 一昭	佐藤工業(株) 中央技術研究所土木研究部門 材料グループ長
	江口 和雄	ショーボンド建設(株) 補修工学研究所江口研究室 室長
	大橋 潤一	東急建設(株) 土木技術設計部技術研究所土木研究室 主任研究員
	矢作 雅男	(社)強化プラスチック協会
旧委員	佐藤 直治	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (有沢製作所(株))

平井 正明	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (有沢製作所(株))
前田 秀一	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (大日本インキ化学工業(株))
横山 光紀	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (サッポロ産機(株))
小堀 豊	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (日本エフ・アル・ビー(株))

ケーススタディワーキンググループ

主査	大野 一昭	佐藤工業(株) 中央技術研究所土木研究部門 材料グループ長
幹事	佐々木 巖	建設省土木研究所材料施工部化学研究室 研究員
委員	西崎 到	建設省土木研究所材料施工部化学研究室 主任研究員
	小山 達雄	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会(日東電工(株) 公需渉外部)
	松岡 寛	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会(日東シンコー(株))
	小澤 延行	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (小松化成(株)千葉工場)
	細川 順二	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (小松化成(株))
	田澤 仁	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (旭硝子マテックス(株))
	林 耕四郎	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (旭硝子マテックス(株))
	福田 佳弘	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (日本ポリエステル(株))
	須藤 正典	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (昭和高分子(株))
	鈴木 統	石川島播磨重工業(株) 橋梁事業部基本計画部技術開発グループ
	吉田 克弥	佐藤工業(株) 中央技術研究所土木研究部門
	佐野 正	ショーボンド建設(株) 補修工学研究所江口研究室 課長
	伊藤 正憲	東急建設(株) 土木技術設計部技術研究所土木研究室
	大滝 健	東急建設(株) 土木技術設計部技術研究所土木研究室
	徳光 卓	(株)富士ピー・エス 本店技術本部開発課
	矢作 雅男	(社)強化プラスチック協会
旧委員	潮見喜八郎	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (日本ポリエステル(株))
	奥村 信之	(社)強化プラスチック協会引抜成形工業部会 (山梨ニューメリアル協業組合)

本共同研究の実施にあたっては、「繊維強化プラスチックの土木構造材料への適用に関する共同研究評価委員会」（委員長：津田 健東京工業大学教授）により、研究計画、方法、結果等について評価を受けた。

繊維強化プラスチックの土木構造材料への適用に関する共同研究評価委員会名簿

委員長： 津田 健 東京工業大学工学部教授

委員：（五十音順）

石川 信隆	防衛大学校土木工学教室教授
大島 俊之	北見工業大学工学部教授
菰沢 憲吉	函館工業高等専門学校教授
原田 哲夫	長崎大学工学部教授
福田 博	東京理科大学基礎工学部教授
邊 吾一	日本大学工学部教授
前田 研一	東京都立大学大学院工学研究科教授

用語

FRP: Fiber Reinforced Plastics (繊維強化プラスチック)

GFRP: Glass Fiber Reinforced Plastics (ガラス繊維強化プラスチック)

CFRP: Carbon Fiber Reinforced Plastics (炭素繊維強化プラスチック)

WG: Working Group (ワーキンググループ)

目 次

まえがき

繊維強化プラスチックの土木構造材料への適用に関する共同研究の概要	1
----------------------------------	---

第1編「土木構造部材に適用するFRP引抜成形材の物性と設計（初期検討）」

（マニュアルWG活動報告）

1. 土木構造部材としての要求性能	3
1. 1 既往の材料・部材の課題	3
1. 2 土木構造材料としてのFRPの可能性	4
1. 3 検討課題	5
2. 引抜成形材の設計	6
2. 1 材料の組み合わせ	6
2. 1. 1 繊維の種類	6
2. 1. 2 樹脂の種類	7
2. 1. 3 繊維と樹脂の組み合わせ	9
2. 2 積層設計	9
2. 2. 1 複合則	9
2. 2. 2 各種基材を用いた複合材の物性	10
2. 2. 3 積層構成の表し方	11
2. 3 表面保護	12
2. 4 その他	14
3. 引抜成形材の物性試験	16
3. 1 静的強度特性	17
3. 1. 1 GFRP引抜成形材の特性	17
3. 1. 2 CFRP引抜成形材の特性	28
3. 1. 3 GF/CFハイブリッド引抜成形材の特性	38
3. 2 長期特性	48
3. 2. 1 動的荷重に関する特性（疲労特性）	48
3. 2. 2 暴露試験	56
3. 2. 3 耐磨耗性試験	57
4. 土木構造材料としての安全率・設計値	66
4. 1 安全率の考え方	66
4. 2 FRPの強さ低下に影響を与える因子	67
4. 2. 1 材料品質のばらつきに関する安全係数	67
4. 2. 2 環境劣化に関する安全係数	68
4. 2. 3 荷重に関する安全係数	69

4. 3	最終的な安全率	71
4. 3. 1	安全率の決定と照査	71
4. 3. 2	安全率の計算例	71
4. 3. 3	F R P引抜成形材の一般的な安全率	72
4. 4	基準強さ	74
4. 4. 1	安全率の計算	74
4. 4. 2	照査	74
4. 4. 3	基準強さの計算	75
5.	曲げ部材としての力学特性	79
5. 1	検討の目的	79
5. 2	小型G F R P KP-40供試体の曲げ載荷試験	79
5. 2. 1	供試体の製作と載荷試験方法	79
5. 2. 2	解析方法	80
5. 2. 3	モルタルを充填しない供試体の曲げ破壊特性	81
5. 2. 4	モルタル充填F R P梁の載荷試験結果	83
5. 3	SP-100角形F R Pパイプを用いたF R P梁の載荷試験	89
5. 3. 1	実験の目的	89
5. 3. 2	供試体	89
5. 3. 3	解析方法	90
5. 3. 4	実験結果とその考察	91
5. 4	第5章のまとめ	107
6. 接 合		108
6. 1	接合方法に関する調査	108
6. 2	上路型トラス橋の接合方法	118
6. 2. 1	上路型トラス橋の概要	118
6. 2. 2	各接合部概要	118
6. 3	接合試験	128
6. 3. 1	概要	128
6. 3. 2	試験方法	129
6. 3. 3	試験結果	135
6. 4	今後の検討課題	136

第2編 「F R Pの土木構造物への活用事例の研究」

(ケーススタディWG活動報告)

1.	応急橋へのF R P適用案の検討	153
1. 1	適用構造物の検討	153
1. 2	各種適用案	154
1. 2. 1	架設の作業性に着目した案	154

1. 2. 2 応急トラス橋の検討	155
1. 3 設計上の検討課題	157
2. 吊床版形式による人道橋の検討	158
2. 1 検討の目的	158
2. 2 橋種の選定理由	158
2. 3 架橋地点の想定	159
2. 4 ヘリコプターによる一括架設の可能性の検討	160
2. 5 吊床版橋の構造的検討	163
2. 5. 1 各種設計条件等	163
2. 5. 2 床版の設計	165
2. 5. 3 主方向の設計	167
2. 6 まとめ	171
3. 上路トラス形式による応急道路橋の検討	173
3. 1 本体構造の検討	173
3. 1. 1 設計の前提条件	173
3. 1. 2 設計条件	173
3. 1. 3 骨組解析	174
3. 1. 4 桁のたわみ	175
3. 1. 5 断面の検討	175
3. 1. 6 ブロック継手	176
3. 1. 7 トラス格点部の連結	176
3. 1. 8 中間対傾構	176
3. 1. 9 端横桁	177
3. 1. 10 今後の課題	178
3. 2 床版の検討	179
3. 2. 1 設計条件	179
3. 2. 2 検討結果	179
3. 3 架設実験	182
3. 3. 1 実施概要	182
3. 3. 2 使用材料	182
3. 3. 3 実施経過	183
3. 3. 4 まとめ	188
3. 3. 5 施工写真	190
3. 4 静的載荷試験	201
3. 4. 1 試験概要および試験方法	201
3. 4. 2 試験結果	201
3. 4. 3 考察	202
3. 5 動的載荷試験	213

3. 5. 1	載荷試験の目的	213
3. 5. 2	載荷試験方法および解析方法	213
3. 5. 3	理論値の計算	213
3. 5. 4	波形データ	214
3. 5. 5	卓越振動数と減衰定数	217
3. 5. 6	既往の橋梁の振動特性との比較	221
4.	プレートガーダ形式の道路橋への適用検討	223
4. 1	目的	223
4. 2	上部工	223
4. 2. 1	設計条件	223
4. 2. 2	FRP橋の断面検討	224
4. 2. 3	FRP橋と鋼橋の比較	224
4. 3	下部構造の検討	226
4. 3. 1	検討概要	226
4. 3. 2	上部構造の概要	226
4. 3. 3	下部構造の概要	228
4. 3. 4	上部構造死荷重を低減した場合の試設計	228
4. 3. 5	検討結果のまとめ	231
4. 4	まとめ	233
5.	FRPを適用した吊橋の検討	236
5. 1	検討の目的	236
5. 2	CFRP吊橋及び鋼製吊橋の概略設計	236
5. 2. 1	基本形状	236
5. 2. 2	地盤諸元	236
5. 2. 3	使用材料	237
5. 2. 4	適用基準類	238
5. 2. 5	解析モデル	238
5. 3	結果	238
5. 3. 1	上部構造	238
5. 3. 2	サグ比の検討	239
5. 3. 3	下部構造	241
5. 4	コスト比較	241
5. 4. 1	CFRPの将来材料コストの推定	241
5. 4. 2	ライフサイクルコストの比較	242
5. 5	結論	244
5. 6	今後の課題	244
6.	モルタル充填FRP床版の検討	246
6. 1	検討の目的	246

6. 2	実験用供試体	246
6. 2. 1	FRP	246
6. 2. 2	モルタル	246
6. 2. 3	供試体の製作	247
6. 3	梁の静的載荷試験	248
6. 4	床版の静的載荷試験	254
6. 4. 1	目的	254
6. 4. 2	供試体	254
6. 4. 3	試験方法	255
6. 4. 4	試験結果および考察	255
6. 5	輪荷重載荷試験	260
6. 5. 1	目的	260
6. 5. 2	供試体	260
6. 5. 3	試験方法	260
6. 5. 4	試験結果	262
6. 5. 5	今後の課題	266

付録

1.	FRP橋の移設及び展示	267
2.	本共同研究に関連した発表論文	269

まえがき

本共同研究は平成9年度から11年度にかけて、建設省土木研究所材料施工部化学研究室と(社)強化プラスチック協会、石川島播磨重工(株)、佐藤工業(株)、ショーボンド建設(株)、東急建設(株)、(株)富士ピー・エスの7社によるものである。本共同研究では、繊維強化プラスチックを用いて橋梁を製作する技術に関する研究を実施してきた。

平成9年度は、土木構造材料に繊維強化プラスチックを適用した事例を報告する既存資料の調査を行い、適用事例分析・使用部位及び構造形式・部材接合技術を整理し、さらに一次構造材料として繊維強化プラスチックを適用する場合の課題をとりまとめた。その結果は、共同研究報告書「繊維強化プラスチックの土木構造材料への適用に関する共同研究報告書(I) — 一次構造材料としてのFRPの適用事例調査 — 」(平成10年10月)として報告している。平成10年度には、材料設計の基礎理論である複合則の引抜成形材料に対する適用の妥当性を検証するための実験を行った。また、共同研究開始以前から暴露試験を行ってきた試験片を用いて、許容応力度法で部材設計するための安全率を確定した。平成11年度には、継ぎ手の強度実験及び応急橋梁の設計及び製作を行った。さらに、軽量コンクリートとFRPの複合構造床版に関する基礎的な解析及び実験も行った。本報告書は先に示した共同研究報告書の続編であり、平成10年度から11年度までの研究成果(ただし、継ぎ手構造及び床版に関する一部の実験を除く)をとりまとめたものである。

本報告書を取りまとめるに当たって、共同研究評価委員会(委員長:津田 健 東京工業大学教授)を組織し、別表に示すような共同研究参加組織以外の学識経験者の方々に多大なる協力及び援助をいただいたことに心から感謝する。また、共同研究の枠の外で辻靖三氏(日本道路公団理事、元建設省土木研究所長)、佐伯彰一氏(土木研究センター理事、元建設省土木研究所構造橋梁部長)、末吉 哲氏(沖縄県東京事務所次長)、豊本實正氏(沖縄県土木建築部中部土木事務所長)のご協力をいただき、我が国初めてのGFRP歩道橋である沖縄県の伊計平良川線ロードパーク横断歩道橋が共同研究メンバーの一員である石川島播磨重工業(株)によって建設された。この建設を通じて、先の関係者の方々からFRP橋梁に関する貴重なご指導をいただいたことにもこの場を借りて謝辞を示すものである。

平成12年12月

建設省土木研究所 材料施工部化学研究室長 明嵐政司

繊維強化プラスチックの 土木構造物材料への適用に関する共同研究の概要

1. 共同研究の目的と経緯

本共同研究の目的は、繊維強化プラスチックの物性や耐久性等の性能評価、利用手法、材料の改良などの検討により、橋梁などの主構造材料としての適用性を評価し、適切な設計・施工法の提案を行うことである。本研究は平成8年度に建設省土木研究所との指定機関・公募型共同研究として提案された。指定機関は社団法人強化プラスチック協会である。公募の結果、民間5社の応募を得て、平成9年度から平成11年度までの3年間の予定で開始された。応募した5社は、石川島播磨重工業（株）、佐藤工業（株）、ショーボンド建設（株）、東急建設（株）、（株）富士ピー・エスである。

2. 共同研究の項目

共同研究の主要研究項目は以下の通りである。

- (1) 材料開発目標の設定
- (2) 土木構造物複合材料の物性研究と改良
- (3) 部材接合技術の研究
- (4) 材料の耐久性評価
- (5) 設計・施工・維持管理法の調査
- (6) 成果のとりまとめ

3. 共同研究の概要

3. 1 フィージビリティスタディ（平成9年度）

平成9年度には前項の（1）材料開発目標の設定を効率的に行うために、①FRPの土木用主構造材料としての適用事例の調査、②FRPの適用性を詳細に検討するための適用用途の検討、の2つを行った。

①FRPの土木用主構造材料としての適用事例の調査は、国内外の文献を中心に調査を行い、道路橋約20例、歩道橋約20例、その他の構造物約10例の適用事例を調査しとりまとめた。この調査の結果の詳細は、共同研究報告書第210号（平成10年10月）として公表された。

適用事例調査の結果、8割が橋梁であったこと、橋梁へのFRP適用は、軽量化による施工の省力化や下部工コストの削減、耐食性向上による過酷環境における耐久性の向上・維持管理の削減などの利点が認められた。このため本共同研究においても、橋梁を研究対象の中心に置くこととなり、なかでも実現性の観点から、②についてはFRP応急橋とFRP床版の2つに適用用途に重点をおくこととした。

ひきつづき、FRP応急橋への適用方法について、吊床版橋、上路トラス橋を対象に基礎的な調査・検討を行った。

3. 2 マニュアルWGとケーススタディWG（平成10～11年度）

前項研究項目を効率的に研究するために、マニュアルWGとケーススタディWGの2つのWGを設けた。マニュアルWGはFRPの素材に関する内容を担当し、ケーススタディWGはFRPの橋梁への適用設計に

関する内容を担当した。前項の研究項目では（２）土木構造用複合材料の物性研究と改良、および（４）材料の耐久性評価はマニュアルWGが中心に、（５）設計・施工・管理法の調査についてはケーススタディWGが中心に実施し、（３）部材接合技術の研究は両WGで実施した。

（１）マニュアルWG

①引抜成形材の物性特性

- ・ GFRP、CFRP、CF/GFハイブリッドFRP引抜成形材の静的強度試験（引張試験、曲げ試験、圧縮試験、層間せん断試験、面内せん断試験等）を行った。
- ・ 静的引張強度（引抜方向と直角方向）について、実験値と計算値（複合則）とを比較した。

②土木構造材料としての設計値・安全率

- ・ 安全率に対する考え方を整理した。
- ・ それぞれの係数について具体的な値・特性を詳細に調べた。

③接合部強度に関する試験

引抜材で、ボルト径と接合部幅員の比(d/w)と接合効率（接合部強度/基盤強度）関係を調べた。小口径リベットと大口径ボルトの相関関係を調べた。

（２）ケーススタディWG

①応急橋（上路トラス橋）の試設計と製作

吊床版橋、上路トラス橋など、数種類の応急橋の検討及び試設計を行った。また、試設計したなかから、支間8mの上路トラス橋の模型橋を試作し、土木研究所の朝霧暴露場内に設置して、静的と動的載荷試験を実施した。

- ・ 本体の検討
- ・ 床版の検討
- ・ 試作と載荷試験

②プレートガーダ橋形式道路橋の検討

プレートガーダ形式のFRP道路橋を、同規模の鋼橋と比較しながら上部工及び下部工について検討した。

③吊橋形式の道路橋の検討

吊橋形式のCFRP道路橋を、同規模の鋼橋と比較しながら検討した。また、経済性に関する検討を実施した。

④軽量モルタル充填FRP引抜材の検討（床版への応用）

- ・ 静的載荷試験とその解析を行った。
- ・ 床版状の供試体を製作し、静的・動的載荷試験を実施した。

第1編「土木構造部材に適用するFRP
引拔成形材の物性と設計（初期検討）」
（マニュアルWG活動報告）

1. 土木構造部材としての要求性能

1. 1 既往の材料・部材の課題

土木構造物は、主に土、石、鉄鋼、コンクリートで構築される。なかでも鉄鋼とコンクリートは高い自由度、高強度などから、重要な建設材料である。社会基盤の充実とともに、我が国には鉄鋼及びコンクリートで構成された土木構造物が増えてきた。これに伴って、これらの維持管理にかかる費用も増大しつつある。例えば「国土建設の現況」（平成11年、建設省）によれば、全国には現在約66万の橋梁があり、21世紀初頭には道路投資に対する維持管理の比率は、現在の約2割から、約4割に倍増するとのことである。このため、維持管理を軽減するための技術開発が必要となっている。

維持管理費用の増大の要因には、土木構造物を構築する材料が、比較的早期に劣化していることがあげられる。我が国は海に囲まれているため、鉄鋼や鉄筋コンクリート(RC)・プレストレストコンクリート(PC)などでできた土木構造物は、海の塩分の影響による腐食損傷を受けやすい。海洋塩分による腐食は、現在、土木構造物の短寿命化の主要な原因のひとつである。このため、土木構造物の腐食損傷を軽減するための技術開発が急務となっている。

このような状況は、従来建設費用が、建設時と維持管理で別に検討されてきたことが影響している。耐食性に優れた材料には様々なものがあるが、多くの材料では耐食性を向上させると建設時の材料費が高くなることが、これまでその採用を妨げてきた。建設費だけでなく、維持管理費用も考慮すれば、総費用は安価になるはずである。しかし最近ではこのような考え方が、一般的なものとなりつつあり、試験的な採用の場合もあるが、耐食性が優れた材料の採用が増えつつある。鋼構造物では、普通鋼の代わりにステンレス鋼、アルミニウム合金材料が採用される例がある。また、RCの鉄筋、PCの緊張材には、塗装鉄筋や繊維強化複合材料製のものが使われる例がある。このような材料選定は構造物の耐久性を向上させることができるため、今後もますます普及するであろう。

また、既往の材料による土木構造物にはもう一つの改善すべき点がある。それはその重さである。鉄の密度は 7.8g/cm^3 と大きい。特に橋梁上部工などの空中構造物や、施工条件が悪い場合などでは、軽くすることにより、下部工の縮小、施工費用削減耐震性能向上などのメリットが大きいことがある。これまでは鉄に代わりうる軽量な材料がなかったため、このような可能性は検討されてこなかったが、軽量かつ高強度な材料の利用が可能であれば、土木構造物を大きく進歩させる可能性がある。このような観点に基づいた材料技術の開発も今後必要であると考えられる。

上記であげた、既往の材料・部材の課題から、

- ①耐食性・耐久性に優れ、維持管理が容易で、初期費用もあまり高くない材料
- ②軽くて、強度の高い材料

が、今後の土木用材料に望まれている特性であると言える。本研究で研究の対象とした繊維強化複合材料は、このような特性を備えた材料であり、土木構造物への適用が可能であれば、上記のような効能を得ることができるものと期待できる。

1. 2 土木構造材料としての FRP の可能性

FRP は数々の利点を有するが、反面、デメリットも多い材料である。しかし、現代の土木構造材料として欠くことが出来ないコンクリートや鋼材などの材料も、試行錯誤や長い年月の経験から、材料特性に合わせて構造が変化し、構造に合わせて材料特性が改良された歴史がある。FRP は歴史が浅い材料であり、その土木分野における活用法は確立されていない。歴史に従うならば、FRP は従来の建設材料にはない特性を有する材料として、従来にはない構造や用途へと発展する、大きな可能性を秘めていると言える。現在得られている知見から FRP の特性を列記すると以下のとおりである。

- (1) 軽量さ 比重が鋼の 1/5 (約 1.5~1.9g/cm²程度)
- (2) 耐腐食性 塩分などにより錆を生じることがない
- (3) 高強度 引張強度が鋼と同等(GFRP)かそれ以上(CFRP)
- (4) 景観性 着色等が容易
- (5) 低弾性係数 弾性係数が鋼の 1/10 (GFRP)
- (6) 低せん断強度 せん断強度が鋼の 1/5 程度以下
- (7) 異方性 繊維の配置方向と量により異方性を呈する

共同研究報告書第 210 号に記載したとおり、海外では主に橋梁への FRP 構造材の適用が進められている。その目的は自重や架設重量の軽減や維持管理コストの低減が主である。これ以外の特性の活用法としては以下のものが考えられる。

(1) 切断の容易さの活用

NATM 工法などにおける立坑側壁に FRP を活用し発進・到達時の外壁切断を容易にする。

(2) 変形の大きさの活用

同一断面で同一の曲げ強度を有する場合、ロックシェッドやガードレールなどの衝撃吸収を目的とした構造物では弾性係数が小さな方がエネルギー吸収性能は大きい。また、変形性を利用することで応力集中を緩和する。

(3) 異方性の活用

FRP の異方性を利用して設計破壊面を作り、想定した破壊形態へと導く。

共同研究報告書第 210 号に記載したとおり、FRP はコストの問題が大きい。一般に、材料のコストは需要との関係が大きく、需要が高まり生産量が増加すれば自然にコストも低下する。FRP の製造方法には様々な成形方法が存在するが、本研究では、材料コストの増加を最小限にするため、引抜成形法を基本におき、用途や性能に合わせて、他の成形方法も組み合わせながら研究を進めるものとした。

また、検討においては海外の事例にならい、橋梁を中心とした曲げ部材に絞って FRP の土木構造部材への適用性の検討を進めるものとした。

1. 3 検討課題

前述の共同研究報告書第 210 号で集計した適用上の問題点で、コストが高いという以外には、多い方から順に、剛性不足、耐久性データの不足、接合、基準類の整備、部材設計、などが指摘されている。

上記の問題点を概説すると以下のとおりである。

(1) 剛性不足

FRP の引張耐力は鋼材の耐力に比べて等しいか、むしろ大きいレベルにある。しかし、弾性係数は CFRP で鋼材の約 $2/3$ 、GFRP では約 $1/6$ でありコンクリートとほぼ同等である。したがって、梁のような曲げ部材において鋼材と同様な耐荷力設計を行えばたわみが過大となり、たわみを制限すれば応力は材料強度に比べて極めて小さなものとなる。

(2) 耐久性データの不足

コンクリートや鋼材に比べて FRP の歴史は浅く、経験的に得られる耐久性のデータは少ない。促進試験による種々の耐久性試験結果は存在するが、繊維やマトリクス樹脂の材質および組合せは多数あり、また、材料自体も日々改善され進歩していることから、検討対象の構造物の条件に完全に合致する耐久性データが得にくい。

(3) 接合

FRP は製造の都合上、一部のハンドレイアップ成型品を除いて工場製品の形で供給される。製造や運搬の関係から FRP 部材の寸法は制限されるため、ほとんどの土木構造物では多数の FRP 部材を接合し、組み立てる必要がある。同様な形態で部材が供給される鋼材は等方性でせん断耐力も高いため、溶接やピン接合、高力ボルトによる摩擦接合も容易であるが、せん断耐力が小さな FRP では接合部が弱点となりやすく、耐荷力を確保するための接合部断面も大きなものになりやすい。

(4) 基準類の整備

FRP を用いた土木構造物の設計基準はなく、FRP メーカーや他産業分野における基準類を応用する必要がある。

(5) 部材設計

FRP は異方性材料であり、等方性材料であることを前提に簡略化された鋼材等の設計手法をそのまま用いることは危険側となる場合も考えられる。三次元 FEM 等の詳細な解析を行えば異方性を加味した設計も可能であるが、設計計算が極めて煩雑となり実用性には乏しいものとなる。また、FRP に適した構造・要求性能を検討する必要がある。

上記問題点のうち、(4)の基準類の整備は(1)～(3)の実験データや、(5)の部材設計をある程度検討したのちに整備されるべきものである。また、(5)の部材設計は既存のはりや柱の設計理論と異方性を考慮した設計理論の整合をとることが必要であり、(1)～(3)の検討が前提となる。

そこで、共同研究では組織をケーススタディワーキングとマニュアルワーキングに分け、前者は特に(1)、(3)、(5)の課題について試設計を通して検討し、後者では(2)、(3)、(4)の課題について実験的な検討を行なった。両者の最終目標は部材設計方法の確立、FRP 構造物の示方書的な基準の整備である。

2. 引抜成形材の設計

2. 1 材料の組み合わせ

繊維強化プラスチック（FRP）は複合材料の一種であり繊維で強化されたプラスチックの総称である。FRPは1940年代にアメリカで開発された材料であり始めは軽量化を目的に軍用機のガソリントankに使用された。FRPはよく「鉄よりも強くアルミより軽い材料」といわれている。ここでは一般的な強化繊維の種類、及び樹脂の説明等FRPの構成を理解する上で必要な事柄を簡単に述べる。

2. 1. 1 繊維の種類

(1) ガラス繊維

ガラス繊維とは端的に言えば熔融したガラスをひき伸ばして繊維にしたものである。ガラス繊維は大きく分けると短繊維と長繊維に分類できるがここでは複合材料に使用される長繊維に関して述べる。

繊維強化プラスチック（FRP）に使用されるガラス繊維の代表的な組成はEガラスである。Eガラスは基板等に使用する電気絶縁性の高いガラスであるが、アルカリ含有率が0.8%以下と少ないため耐水性能が高く強化繊維としても適しているためFRPの強化材として一般的に使用されている。その他の強化用繊維としてはアルカリ含有率が10%前後で耐酸性の高いCガラス、高強度ガラスのSガラス、耐アルカリガラス等がある。

FRP用基材として用いられるガラス繊維には次の形態がある。

ロービング

紐状の繊維を束ねたもの。ガラス繊維の場合はストランドを数本～数十本引き揃えロービングと呼ぶものと多数のフィラメントを一度に集束したダイレクトロービングと呼ぶものがある。

チョップドストランドマット

ストランドを一定の長さに切断し無方向に均一な厚みに積み重ね、結合剤を用いてマット状に成形したもの。

コンティニューアスストランドマット

連続したストランドを均一な厚さに積み重ね、結合剤を用いてマット状に成形したもの。

ロービングクロス

ロービングを縦糸、横糸またはそのいずれかに用いた織物。

ガラスクロス

ガラスの織物。

サーフェイシングマット

ステーブルまたはフィラメントを結合剤で軽く固着したルーズなマット。

ニットファブリック

1本または1本以上の糸を互いに組み合わせることによって作られる構成物。縦編み、横編みなどがある。

(2) 炭素繊維

炭素繊維（カーボン繊維）は炭素のみよりできている繊維であり、出発原料、製造方法によって大きく2種類に分類できる。

1) PAN系炭素繊維

ポリアクリルニトリル繊維を前駆体として黒鉛化した繊維である。一般的に焼成温度によって弾性率及び引っ張り強度に差が出る。

2) ピッチ系炭素繊維

ピッチを前駆体とし紡糸し不融化後黒鉛化した繊維である。光学的等方性ピッチを用いたものは汎用タイプとなり、光学的異方性メソフェーズピッチを用いたものは高性能タイプとなる。汎用タイプは短繊維が主流であるため一般的には複合材料に用いられることは少ない。

(3) その他の繊維

1) アラミド繊維

高性能有機繊維の一種。引張強さは炭素繊維と同程度、弾性率はガラス繊維の2倍程度で密度の小さい繊維である。また、衝撃強さ、耐摩耗性など優れた特徴を有する。

2) ポリエチレン繊維

従来のポリエチレンと比較すると分子量が飛躍的に大きいポリエチレンを繊維にしたものである。下の表に汎用的な強化プラスチック用繊維材料の強度特性を示す。

表一2・1 強化プラスチック用繊維の強度特性（汎用品）¹⁾

繊維の種類	繊維材質	密度 g/cm ³	引張強さ MPa	比強さ cm × 10 ⁶	弾性率 GPa	比弾性率 cm × 10 ⁶
ガラス繊維	Eーガラス	2.54	3430	14	72.52	290
	Sーガラス	2.48	4500	18	86.24	350
カーボン繊維	PAN系高強度	1.77	3430	14	254.8	1470
	PAN系高弾性	1.95	2950	10	343	1800
	ピッチ系	2.12	3530	17	590	2780
アラミド繊維	ケブラー49	1.45	2750	19	119.7	910

2. 1. 2 樹脂の種類

(1) 熱硬化性樹脂

1) ポリエステル樹脂

繊維強化プラスチックで最も汎用的に使用される樹脂が不飽和ポリエステルである。不飽和ポリエステルとは不飽和多塩基酸（マレイン酸、フマル酸、イソフタル酸等）とグリコール（プロピレングリコール、エチレングリコール等）を縮合反応させて重合した不飽和アルキドをスチレンモノマーなどの架橋剤で希釈し

たものである。

不飽和ポリエステル樹脂はオルソフタル酸系、イソフタル酸系、ビスフェノール系樹脂に分類できる。オルソフタル酸系は汎用タイプ、イソフタル酸系は耐水用タイプ、ビスフェノール系は耐蝕タイプに分類される。その他としてはビニルエステル樹脂、難燃タイプ不飽和ポリエステル樹脂、軟質タイプ不飽和ポリエステル樹脂等の目的用途に応じた多様な樹脂が市場に出されている。

表—2・2 不飽和ポリエステル樹脂の特徴²⁾

種類	特徴
オルソフタル酸系	汎用樹脂、性能はバランスが良い。
イソフタル酸系	強度、耐薬品性、耐熱性がオルソ系より優れる。
テレフタル酸系	耐熱性、電気特性、靱性はイソ系より優れる。耐候性は劣る。
ビスフェノール系	耐熱性、耐蝕性に優れる。
含ハロゲン酸系	難燃性、ヘット酸系は酸化性酸に対する耐蝕性がある。

2) エポキシ樹脂

エポキシ樹脂は分子中にエポキシ基、グリシジル基を含んでいる熱硬化性樹脂であり架橋反応により硬化する。硬化はアミンを使用する場合と酸無酸物を使用する場合がある。アミン系を使用するものは化合物により常温硬化タイプと加熱硬化タイプに分類することができるが、酸無水物タイプはすべて加熱硬化タイプとなる。

3) その他の樹脂

フェノール樹脂

フェノール樹脂はフェノールとアルデヒドの反応により合成される樹脂である。フェノール樹脂はノボラックタイプとレゾールタイプに分類できFRPに使用されるのはレゾールタイプである。硬化剤は無機酸、有機酸等を用いる。耐炎性、耐熱製に特に優れた性能を発揮する樹脂である。

その他実績のある樹脂としては、ポリウレタン樹脂、フラン樹脂等がある。

(2) 熱可塑性樹脂

繊維強化用の熱可塑性樹脂の代表的なものはポリプロピレン (PP)、アクリルニトリルブタジエンスチレン (ABS)、アクリルニトリルスチレン (AS)、ポリアミド (PA)、ポリフェニレンサルファイド (PPS) 等がある。

熱可塑性の樹脂を用いた繊維強化プラスチックは一般にFRTP (Fiber Reinforced Thermo Plastic) と呼ばれ熱硬化性樹脂を用いたFRPとは区別される場合が多い。

2. 1. 3 繊維と樹脂の組み合わせ

FRPで最も基本的な組み合わせはガラス繊維と不飽和ポリエステルとの組み合わせである。ガラスとポリエステルとの組み合わせでも要求される機能によって選択する強化繊維、樹脂の組み合わせが異なってくる。一般的組み合わせは以下の通りである。

(1) ガラス繊維とポリエステル樹脂の組み合わせ

ガラス繊維+オルソフタル酸系ポリエステル（一般的な組み合わせコストが最も安い）

ガラス繊維+イソフタル酸系ポリエステル（耐熱水性を要求される分野、たとえばバスタブ等）

ガラス繊維+ビスフェノールタイプ（ビニルエステル）（耐蝕性能を要求される分野に使用される）

(2) その他の組み合わせ

ガラス繊維+フェノール（耐燃焼性、難燃性を要求される建築土木分野）

カーボン繊維+エポキシ（ビニルエステル）（高弾性、高強度、軽量化）

ガラス繊維+エポキシ（絶縁性能、その他の電気特性、基板等）

アラミト繊維+ポリエステル（高強度、軽量化）

2. 2 積層設計

FRPはある程度設計が可能な材料である、強度は使用する強化繊維の物性と体積含有率によって一方向材であれば推測することが出来る。以下に複合則について簡単に考え方を述べる。

2. 2. 1 複合則³⁾

FRPの中で最も基本的な連続繊維一方向強化材を用いた構成で弾性率、強さに関して説明する。繊維の弾性率 E_f 、マトリックスの弾性率 E_m とし体積含有率をそれぞれ V_f 、 V_m とすると複合材の軸方向の弾性率 E_L は次の式であらわせる。

$$E_L = E_f V_f + E_m V_m \quad V_f + V_m = 1 \quad (2.1)$$

ただし実際は繊維の配向が不均一であったり、張力が不均一であったり、マトリックスに気泡等の空隙があったりして実際には上記の式とは一致しない場合が多い。そのため修正係数 k を用いて次式であらわす場合が多い。

$$E_L = k \{E_f V_f + E_m V_m\} \quad (2.2)$$

但し ($0 < k \leq 1$)、実際には $k=0.9 \sim 1.0$

複合材料の破壊が繊維の破断に起因すると考えるとその引張り強さは次式であらわされる。複合材の強さ F_L 、繊維の引張り強さ F_f 、マトリックスの引張り強さ F_m とする。

$$F_L = k \{F_f V_f + F_m V_m\} \quad (2.3)$$

上式はマトリックスの降伏点ひずみまで成立する。

複合材の弾性率及び引張り強さは繊維を多くいれるほど理論的に大きくなる。繊維の体積含有率は同一直径の場合 $V_f = \pi/2\sqrt{3} = 0.9069$ が理論上の限界値となる。

2・2・2 各種基材を用いた複合材の物性

チョップドストランドマット

ロービングクロス

ロービングクロス+マット

表一2・3 各種GRC積層板の力学的性質⁴⁾

強化材	板厚 (mm)	角度 度	引張強さ (MPa)	引張弾性率 (GPa)	曲げ強さ (MPa)	曲げ弾性率 (GPa)
マット	6	0	88	7.6	148	6.7
		45	85	8.1	148	6.7
		90	95	8	136	6.4
ロービングクロス	2.5	0	226	18.8	268	13.7
		45	70	10.3	229	12.1
		90	246	20.3	292	13.9
マット + ロービングクロス	2.3	0	159	11.7	215	8.5
		45	68	5.3	162	5.3
		90	134	9.03	205	7.1

数値は平均値

表一2・4 FRP引抜材の力学的性質

構成	%	板厚 (mm)	比重	方向	引張強さ (MPa)	引張弾性率 (GPa)	曲げ強さ (MPa)	曲げ弾性率 (GPa)
マット ロービング 樹脂	20	2	1.8	LW	350	21.56	270	9.02
	37			CW	68	6.95	170	7.25
	43							
マット ロービング 樹脂	10	4	1.86	LW	510	27.1	450	15.4
	47			CW	38	5.29	98	8.04
	43							
マット ロービング 樹脂	10	6	1.79	LW	400	24	410	13.6
	41			CW	32	5.1	73	7.45
	49							

LW長手方向、CW幅方向

2・2・3積層構成の表し方

ロービング R

コンテニューアスストランドマット M

ロービングクロス RH

平織クロス C

表一2・5 基材構成表示例 ⁴⁾

強化材構成	板厚 (mm)	角度 (°)	引張強さ (MPa)	引張弾性率 (GPa)	曲げ強さ (MPa)	曲げ弾性率 (GPa)
M+M+M+M M: ガラスマット	6	0 45 90	88 85 95	7.6 8.1 8	148 148 136	6.7 6.7 6.4
RH+RH+RH RH: ロービングクロス	2.5	0 45 90	226 70 246	18.8 10.3 20.3	268 229 292	13.7 12.1 13.9
C+C+C+C +C+C+C+C C: 平織クロス	3	0 45 90	134 88 155	15.5 7.8 14	219 155 212	11.9 6.8 12.2
M+C+RH	2	0 45 90	116 65 113	10.3 5.4 10.1	212 129 191	7.4 5.2 7.2
C+C+RH+RH +RH+C+C	4	0 45 90	185 77 184	15.6 8.6 16.1	167 140 167	12 6 13.4
M+RH+RH	2.3	0 45 90	159 68 134	11.7 5.3 9.3	215 162 205	8.5 5.3 7.1

引抜材の一般的な構成（中空の形状の場合）

M（外層コンテニューアスストランドマット）

R（中間層ロービング）

M（内層コンテニューアスストランドマット）

ハンドレイアップの場合積層構成にもかなりの自由度があるが引抜成形の場合一方向に引抜くため積層構成におのずと制約が出る。引抜材の場合長手方向はロービングに強度を持たせ、幅方向はマットにより強度を持たせているのが一般的な構成である。幅方向の強度が必要な場合はロービングクロスを使用したり、ロービングをワイインディングする方法が取られる。

基材構成は上記の様にアルファベットで表記する方法あるいはあとに示す様に記号を用いる方法等があるが統一された表記方法は確立されておらず今後これらも検討する必要があるものと思われる。

ガラス構成を記号で表記する事が一般的に行われている、しかし記号で表記するのに決まった表記方法は存在せずそれぞれ独自に行われているのが現実である。

記号で表記した例

□□□□□□□□	チョブドストランドマット
■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ ■	ニットファブリック
◇ ◇ ◇ ◇ ◇ ◇ ◇ ◇	± 4 5° バイアスクロス
□ □ □ □ □ □ □ □	
■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ ■	
□ □ □ □ □ □ □ □	
■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ ■	
— — — —	
— — — —	
□ □ □ □ □ □ □ □	
■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ ■	

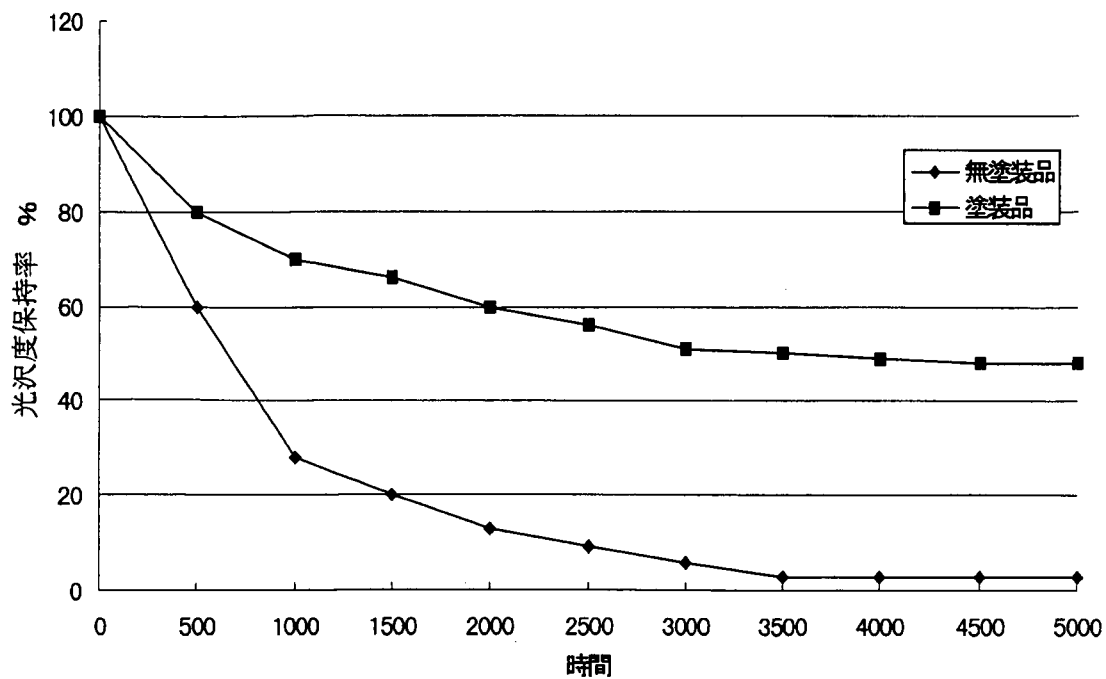
2・3 表面保護

一般に FRP は耐候劣化が少ないといわれているが紫外線により表面劣化を起こす。表面劣化を起こすと樹脂の脱落によりガラス繊維の浮き出し、表面光沢度の低下等の現象が起こる。それらの対策としては数種類考えられるがもっとも代表的な塗装、及び有機繊維保護に関して述べる。

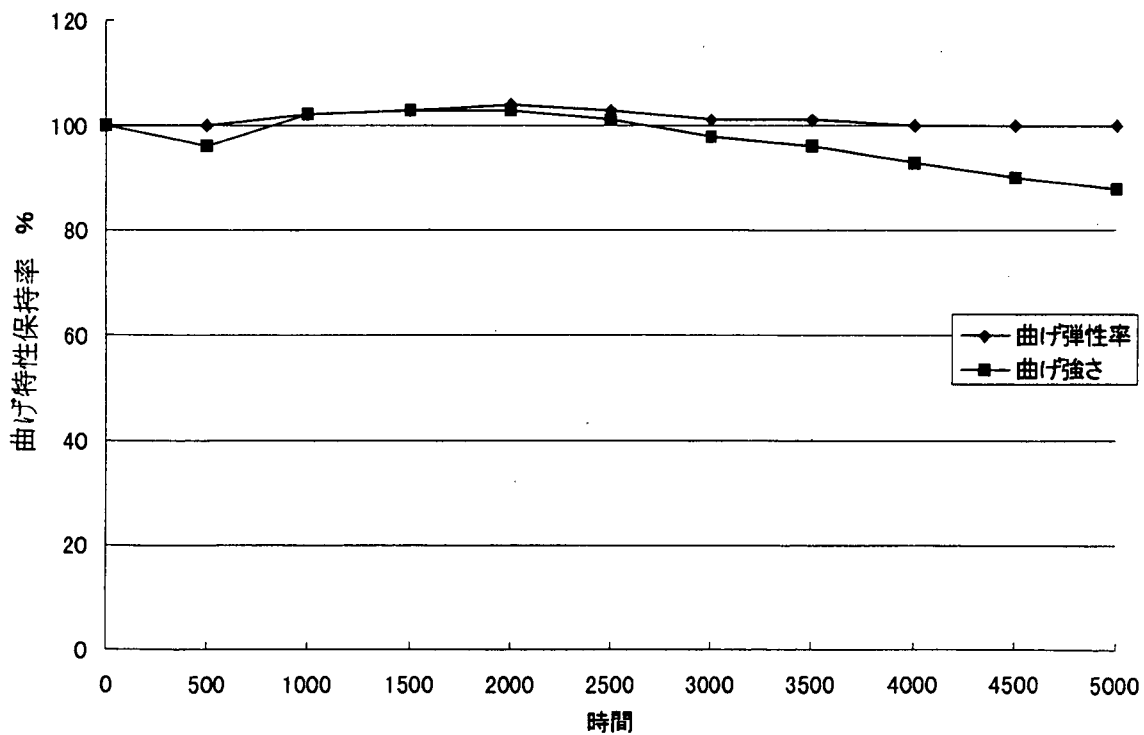
(1) 塗装

FRP の表面保護に用いられる塗料としてはアクリル変性ウレタン、フッ素塗料等が一般的である。

またハンドレイアップ (HLU)、及びレジントランスファーモールドング (RTM) においては表面保護層としてゲルコート樹脂がよく用いられるこれもおおきな意味では塗装と同じ考えに立つものである。ゲルコートは塗料と比較すると耐候性は劣るものが多いが膜厚を厚くできる、材質的には不飽和ポリエステルのもが多い。次の図にFRPの促進試験結果を示す。サンシャインウエザーメーターの紫外線量は東京の緯度と比較すると200時間でほぼ1年分に相当する。しかし、その他の大気因子が有る為単純に比較はできない。次にサンシャインウエザーメーターによる促進暴露後の光沢度保持率、強度保持率のデーターをグラフで示す。これを見ると塗装の効果が出ていることがわかる。また、表面劣化が起きたものでも強度劣化は起こっていないことがわかる。



図一 2・1 光沢度保持率



図一 2・2 曲げ特性保持率

(2) 有機繊維層保護

引抜き成形ではコストを考慮に入れて有機繊維不織布を表面に用いてガラス繊維の浮き出しを防止する対策が一般的に取られている。但し塗装品と比較すると表面光沢度の低化は避けられず外観を重視するような部位に使用する場合は注意が必要となる。

2・4 その他

(1) 耐アルカリ

繊維、樹脂の種類のところでも触れたように一般的な耐アルカリ対策は耐アルカリガラスとビニルエステル樹脂の組み合わせが良いが、実際にはEガラスとビニルエステル、ビスフェノール系ポリエステル樹脂の組み合わせが用いられていることが多い。コンクリート補強用にもちいられる鉄筋代替品は耐アルカリ性能をあげるためビニルエステル樹脂が用いられている。

表—2・6 樹脂の耐アルカリ性能

薬品名	濃度 (%)	汎用品 ポリエステル		ビニルエステル	
		室温	高温	室温	高温
アンモニア水	10	P	U	G	P
水酸化カリウム	10	P	U	G	P
水酸化ナトリウム	10	P	U	G	P
水酸化ナトリウム	30	U	U	G	P
炭酸ナトリウム	30	G	P	E	G

高温90℃または沸点より5℃下がった温度

E: 優秀、G: 良好、P: 不良、U: 使用不可

(2) 耐火性

ポリエステル樹脂は可燃物であるためポリエステル樹脂を用いたFRPは可燃物となる。FRPに耐火性を付与しようとする、以下のような二種類の方法が考えられる。一つは難燃性の樹脂を用いる方法、あと一つは結晶水を多く含んだ充填材を加える方法である。難燃性の樹脂はハロゲン付加をしたものが多い、充填材としては結晶水を有している水酸化アルミが一般的である。なお耐火、耐熱を評価する方法としては以下の方法がある。

JIS K 7201、ASTM 2863 (酸素指数)

JIS A 1321 (表面テスト)

JIS A 1322 (薄物材料)

ASTM E-84 (トンネルテスト)

建築基準法 (告示台231号)

以上までが建築物関連規格

J I S K 6 9 1 1

UL — 9 4

以上が電気部品関連規格、

A — A 基準 (運輸省式)

J I S D 1 2 0 1

以上が車両関連規格。

(3) 耐いたずら

たばこの火などに対しては曲面形状を用いて吸い殻が短時間で落ちるような構造を考えたり、形状で対処するケースが多い。特に耐火性が必要となる場合は、耐熱性に優れたフェノール樹脂を使用するケースもある。鋸等による切断対策としては中にピアノ線をいれるなどの手法が取られることがあるが基本的な対策とは呼べない。今後技術の発達に伴い徐々に解決されてゆくと思われる。

<参考文献>

- 1) 建設省土木研究所材料施工部化学研究室, 社団法人強化プラスチック協会, 石川島播磨重工業 (株) 佐藤工業 (株), ショーボント建設 (株), 東急建設 (株), (株) 富士ピーエス, 「繊維強化プラスチックの土木構造材料への適用に関する共同研究報告書 (I) — 一次構造材料としてのFRP適用事例調査 — (共同研究報告書) 第210号」, 平成10年10月
- 2) FRP設計便覧, (社) 強化プラスチック協会, 1994年, P15
- 3) FRP設計便覧, (社) 強化プラスチック協会, 1994年, P30
- 4) FRPポケットブック, (社) 強化プラスチック協会, 1997年, P173

3. 引抜成形材の物性試験

FRP は材料活用の歴史が比較的浅いので、鋼材のように広く一般的に、材料強度や耐久性に関する信頼性が確立されているとは言い難い。既存の橋梁設計技術は、鉄やコンクリート等の等方性材料を中心に構成されているため、異方性材料である FRP を橋梁部材として使用する場合には、FRP 材料の特性を踏まえた橋梁設計技術を構築することが必要である。

FRP を橋梁部材として使用する場合には、一般的な成形法であるハンドレイアップ成形材よりも、大量生産が可能な引抜成形材が主になると考えられる。しかし、これまでに FRP が実用化されている船舶等の分野では、ハンドレイアップ成形材が基本となっているため、引抜成形材に関するデータは殆ど得られていない。そこで、本項目では、引抜成形材の材料特性を把握するため、GFRP 積層材、CFRP 積層材、GF/CF ハイブリッド積層材を取り上げて、静的特性・動的特性・耐久性に関する試験を行った。静的特性については、引張・圧縮・せん断・クリープ等の特性を、動的特性については、長期の疲労特性を取り上げて検討を行った。また、耐久性については、環境劣化・耐摩耗性を取り上げて検討を行った。

3.1 静的強度特性

3.1.1 GFRP引抜成形材の特性

(1) 供試体

表-3.1.1 に示す 3 種類のガラス繊維強化基材構成に対して、各々引抜成形を行い供試体を作成した。積層構成は、いずれの供試体についても、CSM/Cloth/Roving/Cloth/CSM の 5 層構成である。各積層の積層厚は表-3.1.2 に示す通りである。また、樹脂としては、構造材としての適用実績が高いビスフェノール型ビニルエステル（エポキシアクリレート）樹脂を用いた。なお、クロス材の繊維方向は、0° 方向（引抜方向）と 90° 方向（引抜と直角方向）の直交 2 方向である。

表-3.1.1 ガラス繊維強化基材構成

供試体 番号	全体の V_f (%)	各基材構成比率 (%)				
		CSM	RH	ROV	RH	CSM
1	43	9.5	19.0	43.0	19.0	9.5
2	39	16.0	21.5	26.0	21.5	16.0
3	36	21.0	23.0	12.0	23.0	21.0

V_f : ガラス繊維の体積含有率
ROV : ガラス・ロービング
RH : ガラス・クロス
CSM : ガラス・コンティニュアスストランドマット

表-3.1.2 GFRPの積層厚

供試体 番号	板厚 (mm)	各積層厚 (mm)				
		CSM	RH	ROV	RH	CSM
1	3.2	0.55	0.53	1.04	0.53	0.55
2	3.2	0.81	0.52	0.55	0.52	0.81
3	3.2	0.97	0.51	0.23	0.51	0.97

GFRP の構成材料であるガラス繊維、ガラス・コンティニュアスストランドマット、ビニルエステル樹脂の弾性係数および強度は、表-3.1.3 に示す通りである。

表-3.1.3 GFRP構成材料の材料特性

	ガラス繊維	コンティニュアス ストランドマット	ビニルエステル 樹脂
引張弾性係数 (GPa)	75	26.9	1.875
引張強度 (MPa)	2500	188.5	62.5

(2) 引張特性

引張特性は、供試体の引張試験を実施することにより評価した。引張試験は、「ガラス繊維強化プラスチックの引張試験方法 (JIS K 7054)」に準拠し、万能試験機を用いて行った。試験方法は、試験体の形状を

B 型試験片とし、試験体中央の位置で 0° 方向（引抜方向）と 90° 方向（引抜と直角方向）にひずみゲージを貼付すると共に、各試験体の最大荷重とひずみを各々計測するものとした。また、弾性係数およびポアソン比の算出にあたっては、比例限度内の値を対象とした。

引張試験で用いた供試体のサイズは表-3.1.4 に示す通りである。また、強度と弾性係数の測定結果は表-3.1.5 に示す通りである。

表-3.1.4 供試体サイズ(GFRP)

供試体番号	試験方向	断面積(mm ²)	幅(mm)	板厚(mm)	板長(mm)
1	0°	29.8	10.03	2.97	200.0
	90°	76.2	24.97	3.05	200.0
2	0°	30.1	10.02	3.00	200.0
	90°	75.8	25.00	3.03	200.0
3	0°	30.4	10.02	3.04	200.0
	90°	76.3	25.01	3.05	200.0

表-3.1.5 引張試験結果(GFRP)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	試験体数	引張強度 (MPa)		引張弾性係数 (GPa)		ポアソン比
					変動係数		変動係数	
1	43	0°	5	519	3.7%	24.1	6.2%	0.237
		90°	5	145	8.3%	12.9	6.9%	0.102
2	39	0°	5	358	9.4%	19.2	10.5%	0.160
		90°	5	165	7.2%	12.1	4.4%	0.129
3	36	0°	5	332	10.6%	18.4	6.5%	0.145
		90°	5	158	2.0%	12.9	5.8%	0.182

実験値の妥当性を検証するため、ハンドレイアップ成形材等で整合性が確認されている (3.1.1) 式および (3.1.2) 式による計算値と比較した。

$$\text{弾性係数: } E = K_E \{E_{\text{ROV}} V_{\text{ROV}} + E_{\text{CLOTH}} V_{\text{CLOTH}} + E_{\text{CSM}} V_{\text{CSM}} + E_m (1 - V_f)\} \dots\dots\dots(3.1.1)$$

$$\text{強 度: } F = K_F \{F_{\text{ROV}} V_{\text{ROV}} + F_{\text{CLOTH}} V_{\text{CLOTH}} + F_{\text{CSM}} V_{\text{CSM}} + F_m (1 - V_f)\} \dots\dots\dots(3.1.2)$$

$$\left(\begin{array}{ll} K_E, K_F & : \text{弾性係数、強度に対する経験係数} \\ E_{\text{ROV}}, E_{\text{CLOTH}}, E_{\text{CSM}}, E_m & : \text{ロービング、クロス、コンティニユアストランドマット、} \\ & \text{ビニルエステル樹脂の弾性係数} \\ F_{\text{ROV}}, F_{\text{CLOTH}}, F_{\text{CSM}}, F_m & : \text{ロービング、クロス、コンティニユアストランドマット、} \\ & \text{ビニルエステル樹脂の強度} \\ V_{\text{ROV}}, V_{\text{CLOTH}}, V_{\text{CSM}}, V_f & : \text{ロービング、クロス、コンティニユアストランドマット、} \\ & \text{GFRP 素材全体の体積繊維含有率} \end{array} \right)$$

弾性係数について、0° 方向（引抜方向）および 90° 方向（引抜と直角方向）の実験値と計算値との比較結果は、表-3.1.6 および図-3.1.1 に示す通りである。これによると、実験値と計算値とは比較的良く適

合している。0° 方向については、実験値は計算値の 1.0～1.2 程度となっており、若干の例外はあるものの、ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数 0.8～1.1 とほぼ一致していると判断される。また、90° 方向については、実験値は計算値の 1.1～1.35 程度となっている。これについても、若干の例外はあるものの、ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数 0.8～1.1 とほぼ一致していると判断される。以上の検討結果から、弾性係数については、(3.1.1) 式による推定が可能であると判断される。

表－3.1.6 引張弾性係数に対する実験値と計算値の比較(GFRP)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	実験値 (GPa)	計算値 (GPa)	実験値／計算値
1	43	0°	24.1	23.26	1.036
		90°	12.9	9.39	1.374
2	39	0°	19.2	18.39	1.044
		90°	12.1	10.79	1.121
3	36	0°	18.4	14.72	1.25
		90°	12.9	11.48	1.124

引張強度について、0° 方向（引抜方向）および 90° 方向（引抜と直角方向）の実験値と計算値との比較結果は、表－3.1.7 および図－3.1.2 に示す通りである。これによると、実験値よりも計算値の方が一般的に高くなる傾向を示している。また、GFRP 全体の強度はロービング層の強度により支配されていることが分かる。0° 方向については、実験値が計算値の 0.7～0.9 程度となっており、ハンドレイアップ成型一方向強化材の経験係数 0.75 程度とほぼ一致していることが分かる。これにより、0° 方向については、ハンドレイアップ成形一方向強化材での経験係数を準用して、(3.1.2) 式により推定することが可能と判断される。また、90° 方向については、計算値が実験値の 0.6～0.65 程度となっており、ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数 0.75 程度に比べてやや低い値となっている。

表－3.1.7 引張強度に対する実験値と計算値の比較(GFRP)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	実験値 (MPa)	計算値 (MPa)	実験値／計算値
1	43	0°	519	702.1	0.739
		90°	145	239.9	0.604
2	39	0°	358	501.3	0.714
		90°	165	247.8	0.666
3	36	0°	332	355.0	0.935
		90°	158	247.0	0.640

供試体サイズの引張強度に与える影響については、一般的にサイズが大きくなると強度も低下する傾向にある。これに関しては、過去にいくつかの論文が報告されており、これらを参照されたい。

引張弾性係数(GFRP:0°方向)

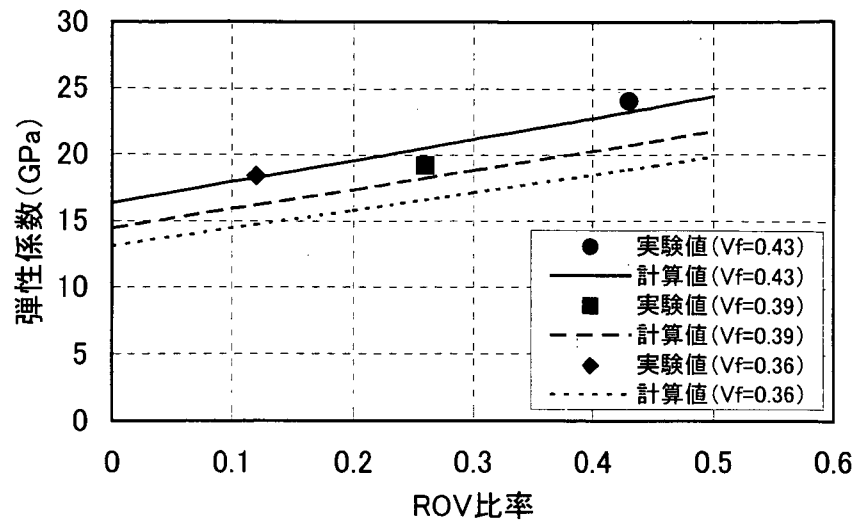


図-3.1.1(a) 引張弾性係数(GFRP:0°方向)

引張弾性係数(GFRP:90°方向)

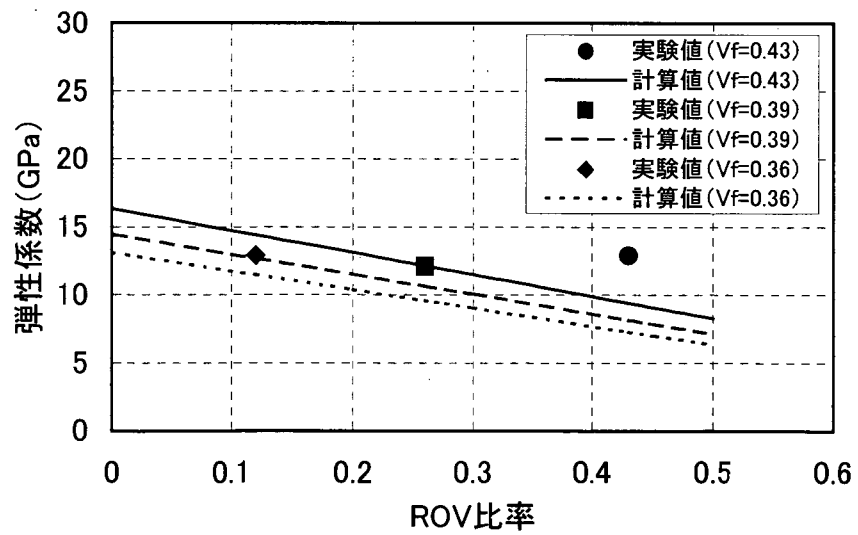


図-3.1.1(b) 引張弾性係数(GFRP:90°方向)

引張強度(GFRP:0°方向)

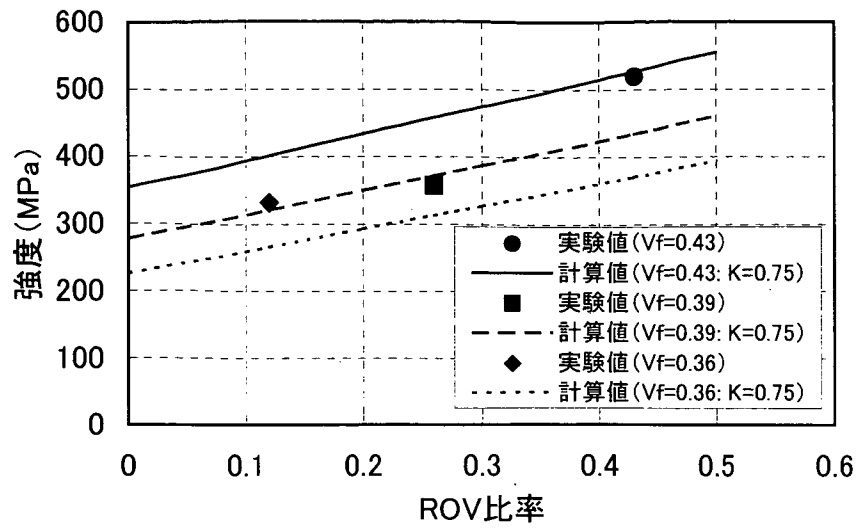


図-3.1.2(a) 引張強度(GFRP:0°方向)

引張強度(GFRP:90°方向)

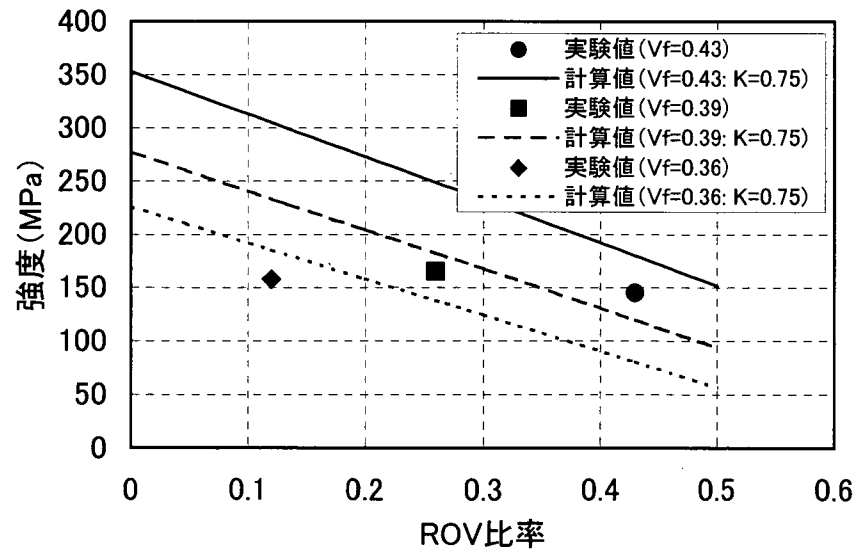


図-3.1.2(b) 引張強度(GFRP:90°方向)

(3) 圧縮特性

圧縮特性は、供試体の圧縮試験を実施することにより評価した。圧縮試験は、「ガラス繊維強化プラスチックの圧縮試験方法（JIS K 7076）」に準拠し、万能試験機を用いて行った。試験方法は、試験体の形状を JIS 規格に準拠させ、試験体中央の位置で 0° 方向と 90° 方向にひずみゲージを貼付すると共に、試験体の最大荷重とひずみを各々計測するものとした。また、弾性係数およびポアソン比の算出にあたっては、比例限度内での値を対象とした。

圧縮試験で用いた供試体のサイズは表-3.1.8 に示す通りである。また、強度と弾性係数の測定結果は表-3.1.9 に示す通りである。

表-3.1.8 供試体サイズ(GFRP)

供試体番号	試験方向	断面積(mm ²)	幅(mm)	板厚(mm)	板長(mm)
1	0°	39.6	13.04	3.04	77.0
	90°	39.7	13.06	3.04	77.0
2	0°	39.6	13.03	3.04	77.0
	90°	39.6	13.06	3.03	77.0
3	0°	40.1	13.01	3.08	77.0
	90°	39.9	13.07	3.05	77.0

表-3.1.9 圧縮試験結果(GFRP)

供試体番号	$V_f(\%)$	試験方向	試験体数	圧縮強度 (MPa)		圧縮弾性係数 (GPa)		ポアソン比
					変動係数		変動係数	
1	43	0°	5	430	9.5%	30.0	2.4%	0.26
		90°	5	182	5.9%	15.5	3.0%	0.14
2	39	0°	5	329	16.8%	22.4	10.3%	0.16
		90°	5	197	3.5%	14.3	6.3%	0.17
3	36	0°	5	299	8.0%	23.8	1.9%	0.23
		90°	5	210	3.2%	14.2	2.4%	0.20

弾性係数について、引張試験の場合と同様、 0° 方向（引抜方向）と 90° 方向（引抜と直角方向）の実験値と（3.1.1）式による計算値との比較結果は、表-3.1.10 および図-3.1.3 に示す通りである。これによると、実験値は計算値よりも高くなる傾向を示している。 0° 方向については、実験値は計算値の 1.2～1.6 程度の値となっており、ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数 0.8～1.1 よりも高くなっている。また、 90° 方向については、実験値は計算値の 1.2～1.6 程度となっており、これについても、ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数 0.8～1.1 よりも高くなっている。以上の実験結果からは、経験係数を 1.2～1.6 程度に設定すると、（3.1.1）式による推定が可能になると判断される。設計上は、ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数を使用しても特に問題は生じないと考えられる。

表－3.1.10 圧縮弾性係数に対する実験値と計算値の比較(GFRP)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	実験値 (GPa)	計算値 (GPa)	実験値／計算値
1	43	0°	30.0	23.26	1.290
		90°	15.5	9.39	1.651
2	39	0°	22.4	18.39	1.218
		90°	14.3	10.79	1.325
3	36	0°	23.8	14.72	1.617
		90°	14.2	11.48	1.237

一方向強化材の圧縮強度について、圧縮破壊は繊維の微小座屈等により生じるという考え方があり、実験値は (3.1.2) 式による計算値に従わないことが確認されている。一方向強化材の圧縮強度算出式として、繊維の微小座屈を仮定した Rosen 式が提案されている。本項では、Rosen 式を GFRP に準用した計算値と実験値とを比較する。

・ Rosen 式

Extension mode

$$\sigma_c = 2V_f \{V_f E_f E_m / 3 (1 - V_f)\} \dots\dots\dots (3.1.3)$$

Shear mode

$$\sigma_c = G_m / (1 - V_f) \dots\dots\dots (3.1.4)$$

Rosen 式によると、V_fが小さい場合には Extension mode、大きい場合には Shear mode で破壊し、その臨界値は E_f、E_m、G_mによって異なる。本試験で用いた GFRP は、V_fが大きい場合 Shear mode で破壊すると考えられる。Rosen 式を準用した計算値と実験値とを比較した結果は表－3.1.11 の通りである。いずれの場合についても、計算値が実験値を大幅に上回っていることが分かる。繊維の 3 次元性を仮定した上式の修正式として、樹脂の弾性係数を 0.63 倍した式が提案されているが、これにより計算した値と実験値とを比較すると、両者の適合性は高くなる事が分かる。

表－3.1.11 圧縮強度に対する実験値と計算値の比較(GFRP)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	実験値 (MPa)	計算値 (MPa)	実験値 計算値	実験値 0.63×計算値
1	43	0°	430	778.2	0.553	0.877
		90°	182	247.6	0.735	1.167
2	39	0°	329	545.1	0.604	0.958
		90°	197	254.0	0.776	1.231
3	36	0°	299	385.2	0.776	1.232
		90°	210	250.9	0.837	1.329

(4)曲げ特性

曲げ特性は、供試体の 3 点曲げ試験を実施することにより評価した。3 点曲げ試験は、「ガラス繊維強化

壓縮彈性係數(GFRP:0°方向)

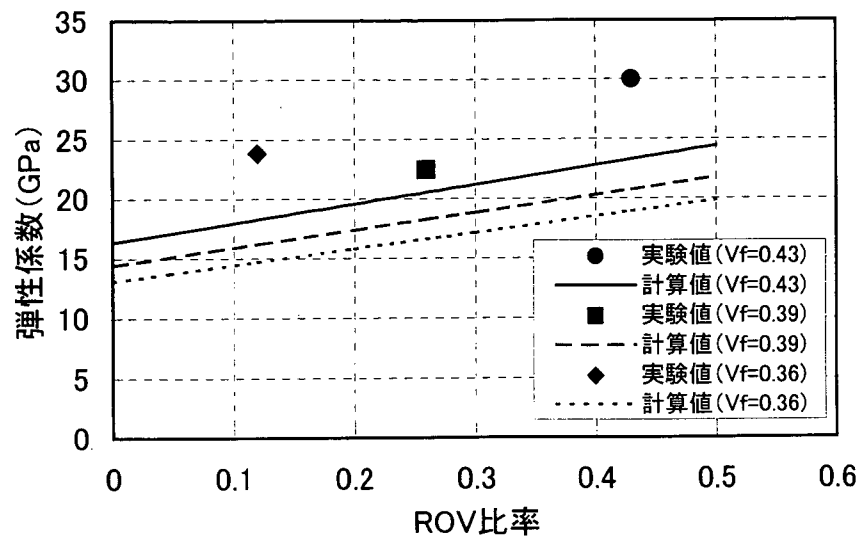


圖-3.1.3(a) 壓縮彈性係數(GFRP:0°方向)

壓縮彈性係數(GFRP:90°方向)

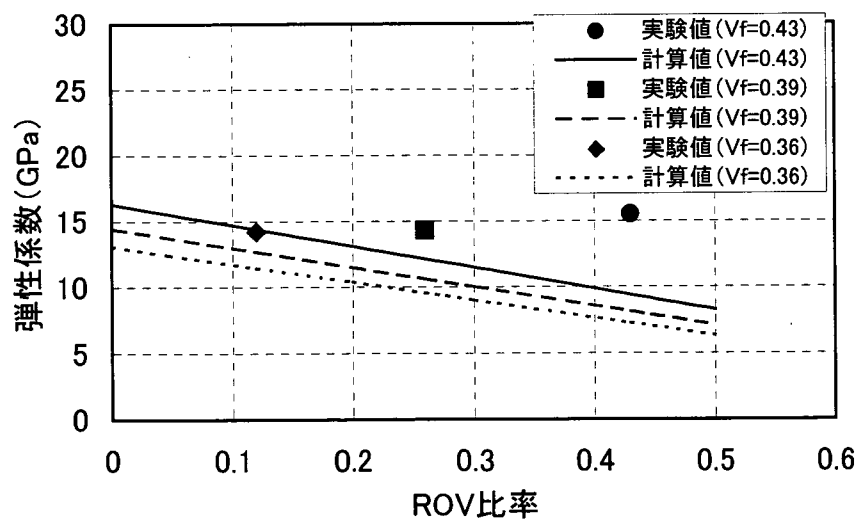


圖-3.1.3(b) 壓縮彈性係數(GFRP:90°方向)

プラスチックの曲げ試験方法（JIS K 7055）」に準拠し、万能試験機を用いて試験を行った。試験体の形状は、3点曲げA型試験片とした。また、変位量はクロスヘッドの移動量と等しいものとして算出した。実験においては、試験体の最大荷重と変位量を各々計測し、比例限度内で弾性係数の算出を行った。

曲げ試験で用いた供試体のサイズは表-3.1.12 に示す通りである。また、曲げ強度と曲げ弾性係数の測定結果は表-3.1.13 に示す通りである。

表-3.1.12 供試体サイズ(GFRP)

供試体番号	試験方向	断面積(mm ²)	幅(mm)	板厚(mm)	板長(mm)
1	0°	46.1	15.09	3.05	70.0
	90°	45.9	15.05	3.05	70.0
2	0°	46.1	15.12	3.05	70.0
	90°	45.6	14.99	3.04	70.0
3	0°	46.4	15.09	3.08	70.0
	90°	46.3	15.05	3.08	70.0

表-3.1.13 3点曲げ試験結果(GFRP)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	試験体数	曲げ強度 (MPa)		曲げ弾性係数 (GPa)	
					変動係数		変動係数
1	43	0°	24	413	7.5%	11.8	5.2%
		90°	25	282	7.6%	11.4	4.1%
2	39	0°	10	291	7.9%	10.1	4.7%
		90°	10	288	5.5%	10.7	3.8%
3	36	0°	10	278	5.2%	9.8	8.6%
		90°	10	263	6.7%	10.3	5.3%

曲げ弾性係数については、実験値と（3.1.1）式による計算値との比較を行った。計算値は、曲げを考慮して算出された等価曲げ剛性により推定された値を用いる。比較結果は表-3.1.14 に示す通りである。0°方向については、実験値は計算値の 0.95～1.1 程度となっており、ハンドレイアップ成形方向強化材の経験係数 0.8～1.1 とほぼ一致している。また、90°方向については、実験値は計算値の 1.0～1.15 程度となっている。これについてもハンドレイアップ成形材の経験係数 0.8～1.1 とほぼ一致していると判断される。以上の検討結果から、曲げ弾性係数については、（3.1.1）式による推定が可能であると判断される。

表-3.1.14 曲げ弾性係数に対する実験値と計算値の比較(GFRP)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	実験値 (GPa)	計算値 (GPa)	実験値/計算値
1	43	0°	11.8	12.47	0.946
		90°	11.4	10.90	1.046
2	39	0°	10.1	9.74	1.037
		90°	10.7	9.50	1.126
3	36	0°	9.8	8.89	1.102
		90°	10.3	8.87	1.161

曲げ強度については、曲げ破壊形態が複雑で様々な要因に支配されると指摘されていることから、強度を簡単に表現することは難しい。設計を行う上で、曲げ強度を使用する場合には、実験による検討を行うことが必要と考えられる。

(5)せん断特性

せん断特性として、面内せん断特性、層間せん断特性、横せん断特性を取り上げて検討を行った。

面内せん断試験は、「ガラス繊維強化プラスチックの面内せん断試験方法 (JIS K 7059)」に準拠し、万能試験機により実験を行った。試験方法は、試験体の形状を I 型試験片とし、破壊荷重を測定するものとした。また、層間せん断試験は、「ガラス繊維強化プラスチックの層間せん断試験方法 (JIS K 7057)」に準拠し、万能試験機により実験を行った。試験方法は、試験体の形状を A 型試験片とし、破壊荷重を測定するものとした。最後に、横せん断試験は、「ガラス繊維強化プラスチックの引張試験方法 (JIS K 7054)」に準拠し、万能試験機により実験を行った。試験方法は、試験体の形状を JIS 規格に準拠させ、破壊荷重を測定するものとした。各々の試験方法に対するせん断強度は、測定された破壊荷重を用いて、各々が準拠した JIS 規格に示された方法により推定した。

せん断特性に関する試験結果は表-3.1.15 に示す通りである。

表-3.1.15 せん断試験結果(GFRP)

供試体 番号	V_f (%)	試験 方向	試験 体数	面内せん断強度		層間せん断強度		横せん断強度	
				(MPa)	変動 係数	(MPa)	変動 係数	(MPa)	変動 係数
1	43	0°	5	53.0	4.3%	38.4	2.3%	183.2	2.9%
		90°	5			24.6	3.5%	90.2	5.5%
2	39	0°	5	58.9	7.0%	32.5	6.1%	154.1	3.5%
		90°	5			27.1	6.3%	98.7	6.2%
3	36	0°	5	64.0	4.1%	31.8	10.6%	141.6	5.1%
		90°	5			26.5	9.4%	94.0	3.0%

上記で示されたせん断強度のうち、面内せん断強度と横せん断強度 (90°) は、せん断試験における繊維の切断方向を考慮すると、ほぼ同一になると考えられる。実験値では、面内せん断強度は横せん断強度 (90°) よりも低い値となっている。面内せん断試験は、理論上正確な値を得る試験となっていないため、異なった値が現れた可能性もある。

層間せん断強度は、樹脂の強度や繊維と樹脂の界面強度が影響すると考えられる。実験では、繊維方向に 30~40MPa、繊維と直角方向に 20~30MPa の値が得られた。繊維含有量の大小により数値は若干異なっているが、その差は非常に小さい。

横せん断強度については、繊維の切断に要する応力が支配的であると考えられる。せん断強度について (3.1.2) 式が成立すると仮定して、回帰式によりガラス繊維のせん断強度を推定する。ここでは、樹脂のせん断強度を 30MPa とし、ガラス繊維とコンティニューアストランドマットのせん断強度を回帰分析し

た。分析結果は以下の通りである。

$$\tau_{GF} = 500.9 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{CSM} = 373.2 \text{ (MPa)}$$

(τ_{GF} : ガラス繊維のせん断強度、 τ_{CSM} : コンティニュアスストランドマットのせん断強度)

重回帰係数は0.99、決定係数は0.98 となっており、実験値との適合度はかなり高いと言える。

3.1.2 CFRP引抜成形材の特性

(1)供試体

表-3.1.16 に示す 3 種類の炭素繊維強化基材構成に対して、各々引抜成形を行い供試体を作成した。積層構成は、Cloth/UD/Cloth の 3 層構成、あるいは Cloth/UD/Cloth/UD/Cloth の 5 層構成である。樹脂としては、構造材としての適用実績が高いビスフェノール型ビニルエステル（エポキシアクリレート）樹脂を用いた。なお、クロス材の繊維方向は、0° 方向（引抜方向）と 90° 方向（引抜と直角方向）の直交 2 方向である。

表-3.1.16 炭素繊維強化基材構成

供試体 番号	全体の V_f (%)	各基材構成比率 (%)				
		RH	TOW	RH	TOW	RH
1	45	18.0	64.0	18.0	—	—
2	45	36.5	27.0	36.5	—	—
3	45	30.7	4.0	30.7	4.0	30.7

〔 TOW : カーボン・トウ
RH : カーボン・クロス 〕

CFRP の構成材料である炭素繊維（一方向強化材、クロス）、ビニルエステル樹脂の弾性係数および強度は、表-3.1.17 に示す通りとなる。

表-3.1.17 CFRP構成材料の材料特性

	炭素繊維 (UD)	炭素繊維 (Cloth)	ビニルエステル樹脂
引張弾性係数 (GPa)	230	230	1.875
引張強度 (MPa)	4900	3530	62.5

(2)引張特性

引張特性は、供試体の引張試験を実施することにより評価した。引張試験は、「炭素繊維強化プラスチックの引張試験方法 (JIS K 7073)」に準拠し、万能試験機を用いて行った。試験方法は、試験体の形状をⅡ型試験片とし、試験体中央の位置で 0° 方向（引抜方向）と 90° 方向（引抜と直角方向）にひずみゲージを貼付すると共に、各試験体の最大荷重とひずみを各々計測するものとした。また、弾性係数およびポアソン比の算出にあたっては、比例限度内の値を対象とした。

CFRP 供試体のサイズは表-3.1.18 に示す通りである。また、強度と弾性係数の測定結果は表-3.1.19 に示す通りである。

表-3.1.18 供試体サイズ(CFRP)

供試体番号	試験方向	断面積(mm ²)	幅(mm)	板厚(mm)	板長(mm)
1	0°	31.0	10.03	3.09	200.0
	90°	83.7	24.99	3.35	200.0
2	0°	34.1	10.02	3.41	200.0
	90°	93.5	25.00	3.74	200.0
3	0°	34.1	10.02	3.40	200.0
	90°	91.6	24.99	3.67	200.0

表-3.1.19 引張試験結果(CFRP)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	試験体数	引張強度 (MPa)		引張弾性係数 (GPa)		ポアソン比
					変動係数		変動係数	
1	45	0°	5	1073	4.4%	86.5	1.6%	0.193
		90°	5	73	9.8%	16.5	5.7%	0.080
2	45	0°	5	567	8.3%	65.4	5.9%	0.087
		90°	5	128	5.7%	23.7	13.1%	0.111
3	45	0°	5	550	6.1%	55.7	7.7%	0.055
		90°	5	122	4.4%	27.2	12.3%	0.108

弾性係数について、0° 方向（引抜方向）と 90° 方向（引抜と直角方向）の実験値と（3.1.1）式による計算値との比較結果は、表-3.1.20 および図-3.1.4 に示す通りである。0° 方向については、実験値と計算値とはほぼ同等の値を示しており、良く適合していることが分かる。90° 方向については、実験値は計算値の 0.55～0.85 程度となっており、若干のばらつきが見られる。特に、クロスの割合が高い素材について、実験値と計算値との乖離が大きくなっている。以上の検討結果から、0° 方向の弾性係数については、（3.1.1）式により推定することが可能であると判断される。

表-3.1.20 引張弾性係数に対する実験値と計算値の比較(CFRP)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	実験値 (GPa)	計算値 (GPa)	実験値／計算値
1	45	0°	86.5	85.90	1.007
		90°	16.5	19.66	0.839
2	45	0°	65.4	66.75	0.980
		90°	23.7	38.81	0.611
3	45	0°	55.7	56.92	0.979
		90°	27.2	48.64	0.559

炭素繊維の弾性係数は、方向により大きく異なることが指摘されている。0° 方向の弾性係数については、繊維が引張状態にあるため、繊維の弾性係数がカタログ値通りに現れたと考えられる。一方、90° 方向の

引張弾性係数(CFRP:0°方向)

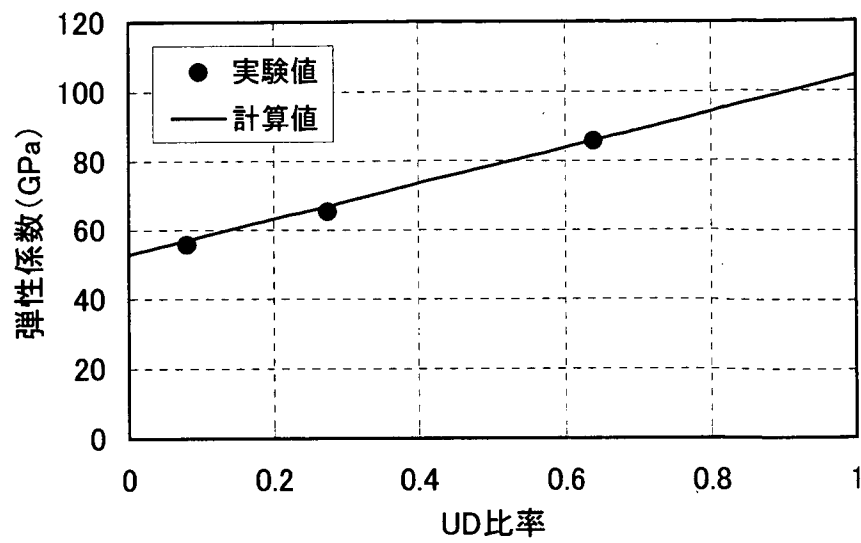


図-3.1.4(a) 引張弾性係数(CFRP:0°方向)

引張弾性係数(CFRP:90°方向)

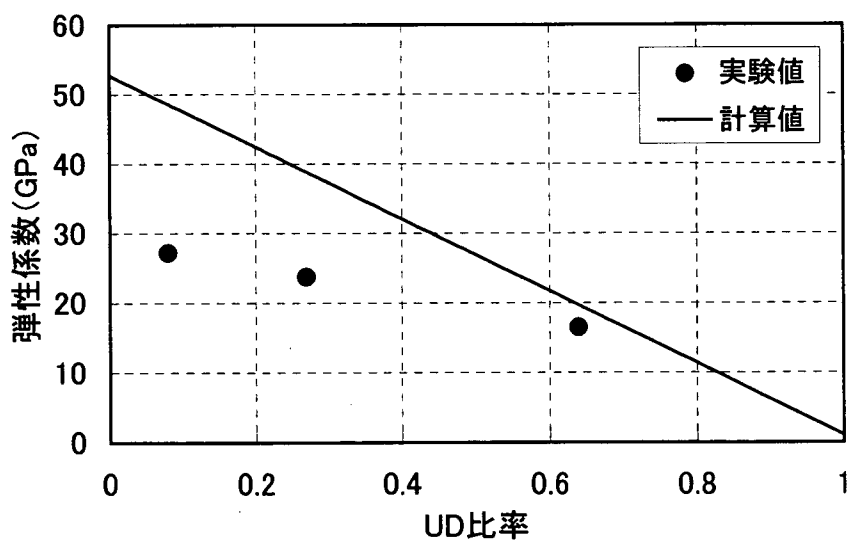


図-3.1.4(b) 引張弾性係数(CFRP:90°方向)

弾性係数については、クロス材の引抜方向と直角の炭素繊維が、繊維のうねり等により 0° 方向と同等の弾性率を示さなかったと考えることができる。90° 方向の弾性係数については、クロス材の割合が高い素材について、(3.1.1) 式による計算値をそのまま用いることは不可能である。

引張強度について、0° 方向（引抜方向）と 90° 方向（引抜と直角方向）の実験値と計算値との比較結果は、表-3.1.21 および図-3.1.5 に示す通りである。これによると、実験値よりも計算値の方が全般的に高くなる傾向を示している。0° 方向については、実験値が計算値の 0.5~0.6 程度となっており、GFRP ハンドレイアップ方向強化材の経験係数 0.75 程度よりもやや低くなっていることが分かる。また、90° 方向については、計算値が実験値の 0.15~0.25 程度となっており、GFRP ハンドレイアップ方向強化材の経験係数 0.75 程度に比べて大幅に低い値となっている。

表-3.1.21 引張強度に対する実験値と計算値の比較(CFRP)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	実験値 (MPa)	計算値 (MPa)	実験値／計算値
1	45	0°	1073	1719.1	0.624
		90°	73	307.9	0.237
2	45	0°	567	1197.1	0.474
		90°	128	601.8	0.213
3	45	0°	550	929.1	0.592
		90°	122	752.7	0.162

炭素繊維の強度は、弾性係数の場合と同様、方向により大きく異なることが指摘されている。しかも、方向に対する違いは強度の方が弾性係数よりも大きくなっている。0° 方向の強度についても、炭素繊維が完全に 0° 方向に配向されているとは言えないために、繊維の強度がカタログ値より若干低下したことが原因と考えられる。一方、90° 方向の強度については、クロス材の 90° 方向の繊維強度が、うねり等により 0° 方向の値から大幅に低減したと考えられる。

(3)圧縮特性

圧縮特性は、供試体の圧縮試験を実施することにより評価した。圧縮試験は、「炭素繊維強化プラスチックの面内圧縮試験方法 (JIS K 7073)」に準拠し、万能試験機を用いて行った。試験方法は、試験体の形状を A 法とし、試験体中央の位置で 0° 方向と 90° 方向にひずみゲージを貼付すると共に、試験体の最大荷重とひずみを各々計測するものとした。また、弾性係数およびポアソン比の算出にあたっては、比例限度内での値を対象とした。

圧縮試験で用いた供試体のサイズは表-3.1.22 に示す通りである。また、強度と弾性係数の測定結果は表-3.1.23 に示す通りである。

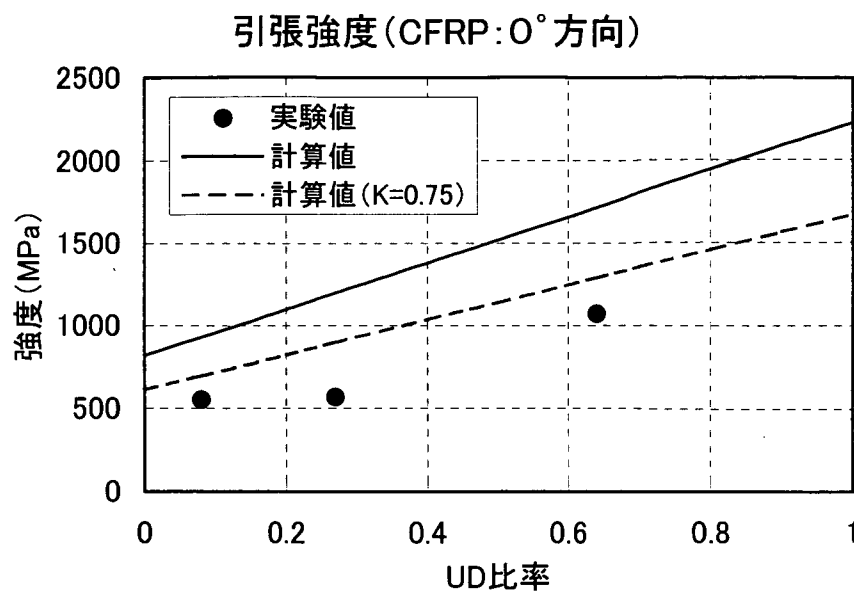


図-3.1.5(a) 引張強度(CFRP:0°方向)

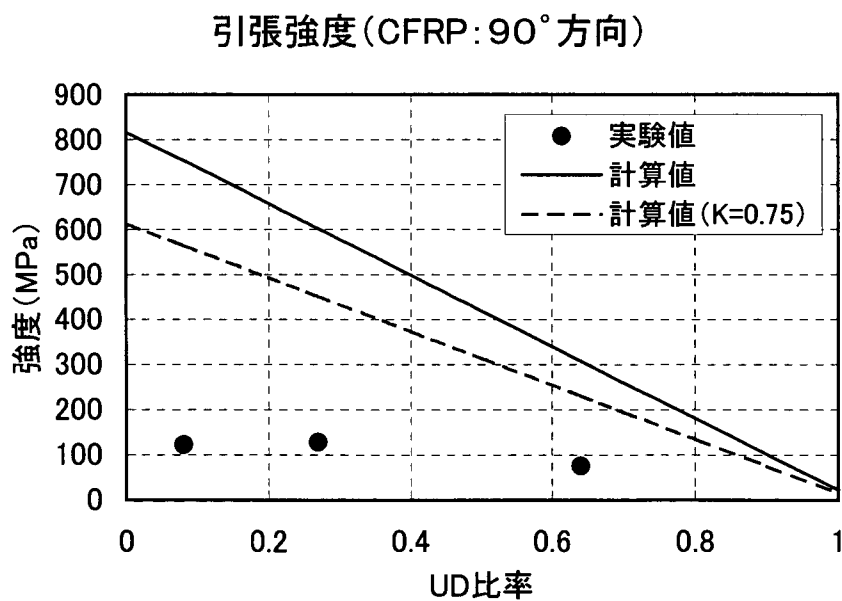


図-3.1.5(b) 引張強度(CFRP:90°方向)

表-3.1.22 供試体サイズ(CFRP)

供試体番号	試験方向	断面積(mm ²)	幅(mm)	板厚(mm)	板長(mm)
1	0°	40.0	12.41	3.23	77.0
	90°	40.9	12.50	3.27	77.0
2	0°	39.9	12.38	3.22	77.0
	90°	41.8	12.43	3.36	77.0
3	0°	45.3	12.39	3.65	77.0
	90°	47.4	12.49	3.79	77.0

表-3.1.23 圧縮試験結果(CFRP)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	試験体数	圧縮強度 (MPa)		圧縮弾性係数 (GPa)		ポアソン比
					変動係数		変動係数	
1	45	0°	5	284	12.0%	154.0	4.0%	0.23
		90°	5	84	5.0%	22.4	15.0%	0.07
2	45	0°	5	229	7.0%	80.2	11.0%	0.21
		90°	5	89	3.0%	33.7	8.0%	0.10
3	45	0°	5	207	17.0%	66.2	7.0%	0.10
		90°	5	96	7.0%	20.2	15.0%	0.14

弾性係数について、引張試験の場合と同様、0°方向（引抜方向）と90°方向（引抜と直角方向）の実験値と（3.1.1）式による計算値との比較結果を表-3.1.24 および図-3.1.6 に示す。これによると、実験値は計算値よりも高くなる傾向を示している。0°方向については、実験値は計算値の1.1～1.8程度となっており、GFRP ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数0.8～1.1よりもやや高くなっている。また、90°方向については、実験値は計算値の0.4～1.1程度となっており、かなりのばらつきが見られる。特に、クロスの割合が高い素材について、引張弾性係数の場合と同様、実験値と計算値との乖離が大きい。0°方向については、設計上、GFRP ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数を使用しても特に問題は生じないと考えられる。

表-3.1.24 圧縮弾性係数に対する実験値と計算値の比較(CFRP)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	実験値 (GPa)	計算値 (GPa)	実験値/計算値
1	45	0°	154.0	85.90	1.793
		90°	22.4	19.66	1.139
2	45	0°	80.2	66.75	1.201
		90°	33.7	38.81	0.868
3	45	0°	66.2	56.92	1.163
		90°	20.2	48.64	0.415

強度については、GFRP の圧縮強度算出で用いた、一方向強化材の圧縮強度算出式である Rosen 式を準用する。実験値と計算値との比較結果は、表-3.1.25 に示す通りである。これによると、実験値と計算値とは大きく乖離していることが分かる。実験値では CFRP の圧縮強度が GFRP の圧縮強度よりも低くなっ

圧縮弾性係数(CFRP:0°方向)

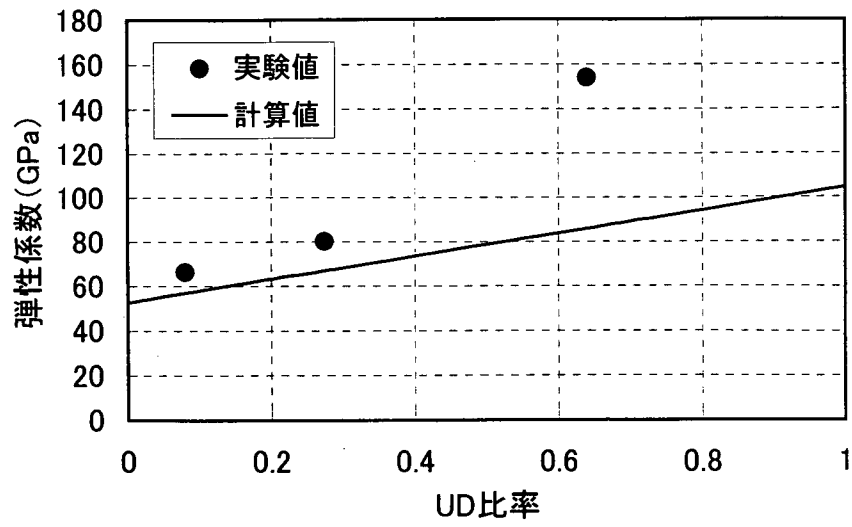


図-3.1.6(a) 圧縮弾性係数(CFRP:0°方向)

圧縮弾性係数(CFRP:90°方向)

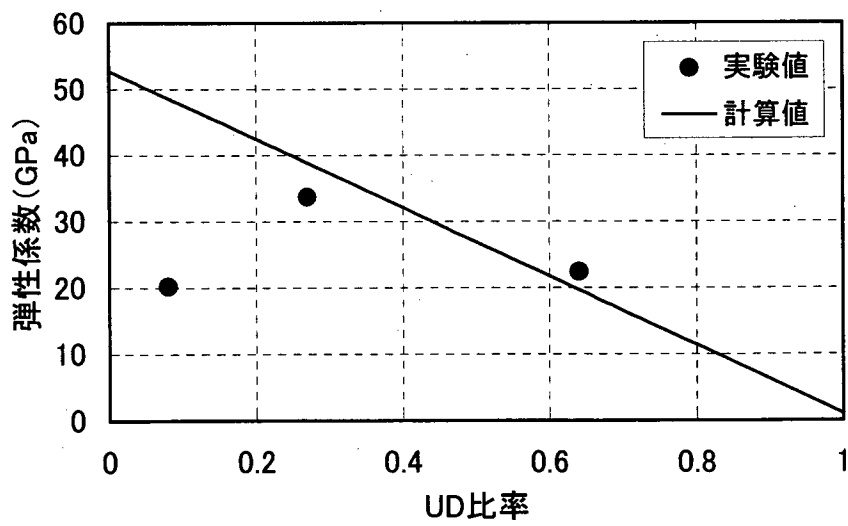


図-3.1.6(b) 圧縮弾性係数(CFRP:90°方向)

ているが、計算値ではその逆となっている。圧縮破壊の様式としては、様々な形態が提案されており、今回の結果は、圧縮破壊が繊維の微小座屈を仮定した Rosen 式だけで説明できるものでないことを示すと考えられる。

表－3.1.25 圧縮強度に対する実験値と計算値の比較(CFRP)

供試体番号	$V_f(\%)$	試験方向	実験値 (MPa)	計算値 (MPa)	実験値／計算値
1	45	0°	284	1073	0.265
		90°	84	271	0.310
2	45	0°	229	888	0.258
		90°	89	550	0.162
3	45	0°	207	793	0.261
		90°	96	693	0.139

(4)曲げ特性

曲げ特性は、供試体の3点曲げ試験を実施することにより評価した。3点曲げ試験は、「炭素繊維強化プラスチックの曲げ試験方法 (JIS K 7074)」に準拠し、万能試験機を用いて試験を行った。試験体の形状は、3点曲げA型試験片とした。また、変位量はクロスヘッドの移動量と等しいものとして算出した。実験においては、試験体の最大荷重と変位量を各々計測し、比例限度内で弾性係数の算出を行った。

曲げ試験で用いた供試体のサイズは表－3.1.26 に示す通りである。また、曲げ強度と曲げ弾性係数の測定結果は表－3.1.27 に示す通りである。

表－3.1.26 供試体サイズ(CFRP)

供試体番号	試験方向	断面積(mm ²)	幅(mm)	板厚(mm)	板長(mm)
1	0°	48.4	15.20	3.18	70.0
	90°	48.2	15.00	3.21	70.0
2	0°	55.0	15.21	3.62	70.0
	90°	56.3	15.17	3.72	70.0
3	0°	54.7	15.12	3.62	70.0
	90°	54.2	15.02	3.61	70.0

表－3.1.27 3点曲げ試験結果(CFRP)

供試体番号	$V_f(\%)$	試験方向	試験体数	曲げ強度 (MPa)		曲げ弾性係数 (GPa)	
					変動係数		変動係数
1	45	0°	10	521	5.7%	65.6	4.2%
		90°	8	181	2.4%	31.2	1.8%
2	45	0°	8	471	6.5%	45.7	1.8%
		90°	8	191	3.9%	31.4	7.8%
3	45	0°	22	410	5.2%	42.6	4.6%
		90°	8	215	7.9%	31.0	9.6%

曲げ弾性率については、CFRP 各層の積層厚を調査していないため、評価を実施しない。また、曲げ強度については、最外層が炭素繊維で構成されている場合には、破断歪の小さい炭素繊維の破壊が支配的になるとされており、曲げ強度の推定が可能であると言われている。しかし、CFRP 各層の積層厚を調査していないため、評価を実施しない。

(5)せん断特性

せん断特性として、面内せん断特性、層間せん断特性、横せん断特性を取り上げて検討を行う。

面内せん断試験は、「炭素繊維強化プラスチックの面内せん断試験方法（JIS K 7079）」に準拠し、万能試験機により実験を行った。試験方法は、試験体の形状を A 法とし、破壊荷重を測定するものとした。また、層間せん断試験は、「炭素繊維強化プラスチックの層間せん断試験方法（JIS K 7078）」に準拠し、万能試験機により実験を行った。試験方法は、試験体の形状を JIS 規格に準拠させ、破壊荷重を測定するものとした。最後に、横せん断試験は、JIS 規格に横せん断試験方法が存在しないため、「ガラス繊維強化プラスチックの引張試験方法（JIS K 7054）」に準拠して、万能試験機により実験を行った。試験方法も、GFRP の場合と同様に、試験体の形状を JIS 規格に準拠させ、破壊荷重を測定するものとした。各々の試験方法に対するせん断強度は、測定された破壊荷重を用いて、各々が準拠した JIS 規格に示された方法により推定した。

せん断特性に関する試験結果は表－3.1.28 に示す通りである。

表－3.1.28 せん断試験結果(CFRP)

供試体 番号	V _f (%)	試験 方向	試験 体数	面内せん断強度		層間せん断強度		横せん断強度	
				(MPa)	変動 係数	(MPa)	変動 係数	(MPa)	変動 係数
1	45	0°	5	40.7	2.4%	49.0	1.3%	282.3	3.8%
		90°	5			18.8	3.8%	59.6	12.0%
2	45	0°	5	51.6	1.5%	36.1	4.6%	232.3	2.3%
		90°	5			21.5	6.5%	99.4	3.3%
3	45	0°	5	62.7	8.0%	38.1	6.5%	178.4	1.0%
		90°	5			24.2	11.7%	119.1	2.8%

上記で示されたせん断強度のうち、面内せん断強度と横せん断強度（90°）は、GFRP の場合と同様、繊維の切断方向を考えると、ほぼ同一になると考えられる。実験値では、面内せん断強度は横せん断強度（90°）よりも低い値となっており、面内せん断試験の方法に起因している可能性もある。

層間せん断強度は、繊維方向に 35～50MPa、繊維と直角方向に 15～25MPa の値となっている。供試体 3 については、層間せん断破壊を起こすと考えられる中央層がクロス材であり、特に 90° 方向の強度について、破壊メカニズムが他と異なると考えられる。一般的に、GFRP に比べて、繊維方向の強度が高く、繊維と直角方向の強度が低くなる傾向にある。

横せん断強度については、せん断強度について（3.1.2）式が成立すると仮定して、回帰式により炭素繊維

維のせん断強度を推定する。ここでは、樹脂のせん断強度を 30MPa として、炭素繊維のせん断強度のみを考慮して、回帰分析を行った。結果は以下の通りである。但し、クロス材の 0° 方向と 90° 方向の強度は大きく異なると考えられるため、別々に回帰分析を行った。

$$\tau_{CF-TOW} = 818.3 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{CF-CLOTH(0)} = 589.5 \text{ (MPa)} \quad \tau_{CF-CLOTH(90)} = 497.9 \text{ (MPa)}$$

(τ_{CF-TOW} :カーボン・トウのせん断強度、 $\tau_{CF-CLOTH(\alpha)}$:カーボン・クロスの α° 方向せん断強度)

重回帰係数は 0.92、決定係数は 0.85 となっており、実験値との適合度は GFRP の場合に比べて低くなっている。

3.1.3 GF/CFハイブリッド引抜成形材の特性

(1)供試体

表-3.1.29 に示す 3 種類の繊維強化基材構成に対して、各々引抜成形を行い供試体を作成した。積層構成は、CSM/Knitted-Fabric/UD/Knitted-Fabric/CSM の 5 層構成である。各積層の積層厚は表-3.1.24 に示す通りである。また、樹脂としては、構造材としての適用実績の高いビスフェノール型ビニルエステル（エポキシアクリレート）樹脂を用いた。なお、ニッティリングファブリックの繊維方向は、0° 方向（引抜方向）と 90° 方向（引抜と直角方向）の直交 2 方向である。

表-3.1.29 繊維強化基材構成

供試体 番号	全体の V_f (%)	各基材構成比率 (%)				
		CSM	KF	TOW	KF	CSM
1	52	8.0	10.0	64.0	10.0	8.0
2	52	8.0	20.0	44.0	20.0	8.0
3	52	8.0	30.0	24.0	30.0	8.0

〔 TOW : カーボン・トウ
KF : ガラス・ニッティリングファブリック
CSM : ガラス・コンティニュアストランドマット 〕

表-3.1.30 GF/CFハイブリッド材の積層厚

供試体 番号	板厚 (mm)	各積層厚 (mm)				
		CSM	WF	TOW	WF	CSM
1	3.2	0.50	0.26	1.68	0.26	0.50
2	3.2	0.50	0.52	1.16	0.52	0.50
3	3.2	0.50	0.78	0.64	0.78	0.50

(2)引張特性

引張特性は、供試体の引張試験を実施することにより評価した。引張試験は、「ガラス繊維強化プラスチックの引張試験方法 (JIS K 7054)」および「炭素繊維強化プラスチックの引張試験方法 (JIS K 7073)」に準拠し、万能試験機を用いて行った。試験方法は、試験体の形状を B 型 II 型試験片とし、試験体中央の位置で 0° 方向（引抜方向）と 90° 方向（引抜と直角方向）にひずみゲージを貼付すると共に、各試験体の最大荷重とひずみを各々計測するものとした。また、弾性係数およびポアソン比の算出にあたっては、比例限度内の値を対象とした。

引張試験で用いた供試体サイズは表-3.1.31 に示す通りである。また、強度と弾性係数の測定結果は表-3.1.32 に示す通りである。

表-3.1.31 供試体サイズ(GF/CFハイブリッド)

供試体番号	試験方向	断面積(mm ²)	幅(mm)	板厚(mm)	板長(mm)
1	0°	86.2	24.94	3.46	200.0
	90°	87.1	24.88	3.50	200.0
2	0°	89.6	24.94	3.59	200.0
	90°	89.6	24.98	3.59	200.0
3	0°	86.3	25.01	3.45	200.0
	90°	87.6	24.97	3.51	200.0

表-3.1.32 引張試験結果(GF/CFハイブリッド)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	試験体数	引張強度 (MPa)		引張弾性係数 (GPa)		ポアソン比
					変動係数		変動係数	
1	52	0°	5	1214	6.0%	73.4	5.2%	—
		90°	5	94	5.1%	8.4	9.4%	—
2	52	0°	5	897	5.4%	62.6	5.7%	—
		90°	5	139	9.2%	13.3	8.6%	—
3	52	0°	5	599	2.9%	41.0	7.7%	—
		90°	5	206	5.9%	16.7	8.9%	—

弾性係数について、0° 方向（引抜方向）および 90° 方向（引抜と直角方向）の実験値と（3.1.1）式による計算値とを比較した結果は、表-3.1.33 および図-3.1.7 に示す通りである。0° 方向については、実験値は計算値の 0.9～1.0 程度となっており、GFRP ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数 0.8～1.1 とほぼ一致していることが分かる。90° 方向については、実験値は計算値の 1.1～1.2 程度となっており、実験値と計算値との乖離が小さい。ハイブリッド材ではクロス材としてガラスを用いたため、方向による弾性係数の違いが現れなかったと考えられる。以上の検討結果から、CF/GF ハイブリッド材の弾性係数については、（3.1.1）式による推定が可能であると判断される。

表-3.1.33 引張弾性係数に対する実験値と計算値の比較(GF/CFハイブリッド)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	実験値 (GPa)	計算値 (GPa)	実験値/計算値
1	52	0°	73.4	83.58	0.878
		90°	8.4	7.04	1.193
2	52	0°	62.6	63.56	0.985
		90°	13.3	10.94	1.216
3	52	0°	41.0	43.54	0.942
		90°	16.7	14.84	1.125

引張強度について、0° 方向（引抜方向）および 90° 方向（引抜と直角方向）の実験値と計算値とを比較した結果は、表-3.1.34 および図-3.1.8 に示す通りである。これによると、実験値よりも計算値の方が全般的に高くなる傾向を示している。0° 方向については、実験値が計算値の 0.55～0.65 程度となっており、GFRP ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数 0.75 程度よりもやや低く、3.1.2 で実施した

引張弾性係数(GF/CFハイブリッド:0°方向)

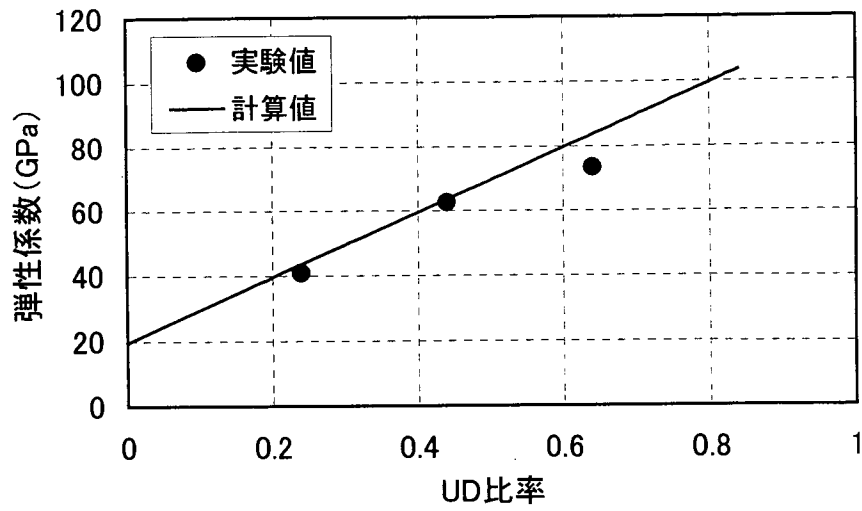


図-3.1.7(a) 引張弾性係数(GF/CFハイブリッド:0°方向)

引張弾性係数(GF/CFハイブリッド:90°方向)

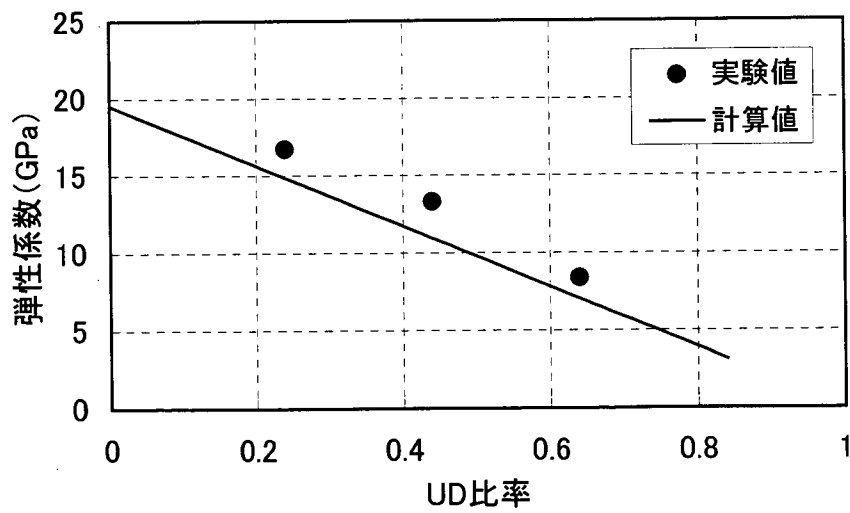


図-3.1.7(b) 引張弾性係数(GF/CFハイブリッド:90°方向)

CFRP に関する実験値とほぼ等しいことが分かる。また、90° 方向については、計算値が実験値の 0.5～0.6 程度となっており、GFRP ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数 0.75 程度に比べてやや低い値となっている。

表－3.1.34 引張強度に対する実験値と計算値の比較(GF/CFハイブリッド)

供試体番号	V _f (%)	試験方向	実験値 (MPa)	計算値 (MPa)	実験値／計算値
1	52	0°	1214	1779.9	0.682
		90°	94	149.2	0.630
2	52	0°	897	1400.3	0.641
		90°	139	279.2	0.498
3	52	0°	599	1020.7	0.587
		90°	206	409.2	0.503

GF/CF ハイブリッド材の引張強度を支配する炭素繊維の強度は、弾性係数の場合と同様、方向により大きく異なることが指摘されている。0° 方向の強度が (3.1.2) 式による推定値より低下した原因については、炭素繊維が完全に 0° 方向に配向されているとは言えないために、繊維の強度がカタログ値よりも若干低下したためと考えられる。

(2) 圧縮特性

圧縮特性は、供試体の圧縮試験を実施することにより評価した。圧縮試験は、「ガラス繊維強化プラスチックの圧縮試験方法 (JIS K 7056)」に準拠し、万能試験機を用いて行った。試験方法は、試験体の形状を JIS 規格に準拠したものとし、試験体中央の位置で 0° 方向と 90° 方向にひずみゲージを貼付すると共に、試験体の最大荷重とひずみを各々計測するものとした。また、弾性係数およびポアソン比の算出にあたっては、比例限度内での値を対象とした。

圧縮試験で用いた供試体のサイズは表－3.1.35 に示す通りである。また、強度と弾性係数の測定結果は表－3.1.36 に示す通りである。

表－3.1.35 供試体サイズ(GF/CFハイブリッド)

供試体番号	試験方向	断面積(mm ²)	幅(mm)	板厚(mm)	板長(mm)
1	0°	41.0	12.79	3.21	77.0
	90°	40.8	12.65	3.23	77.0
2	0°	45.3	12.75	3.55	77.0
	90°	45.3	12.75	3.56	77.0
3	0°	42.8	12.75	3.36	77.0
	90°	43.3	12.71	3.41	77.0

引張強度(GF/CFハイブリッド:0°方向)

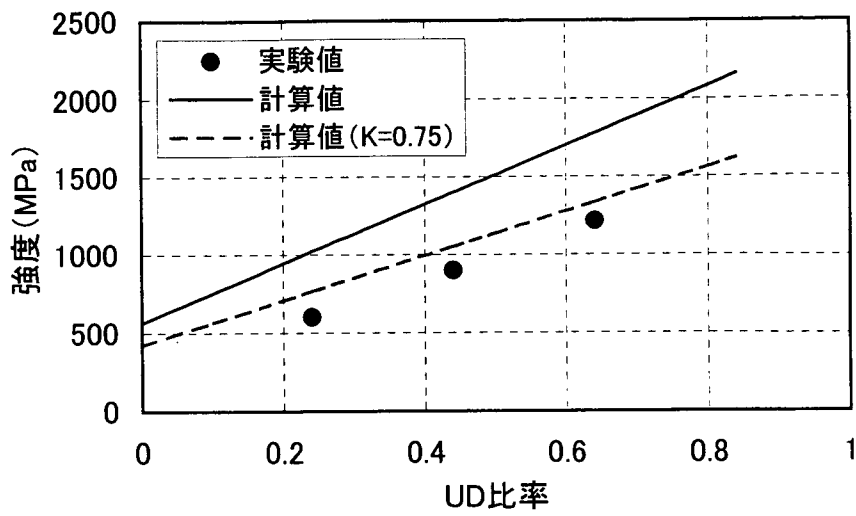


図-3.1.8(a) 引張強度(GF/CFハイブリッド:0°方向)

引張強度(GF/CFハイブリッド:90°方向)

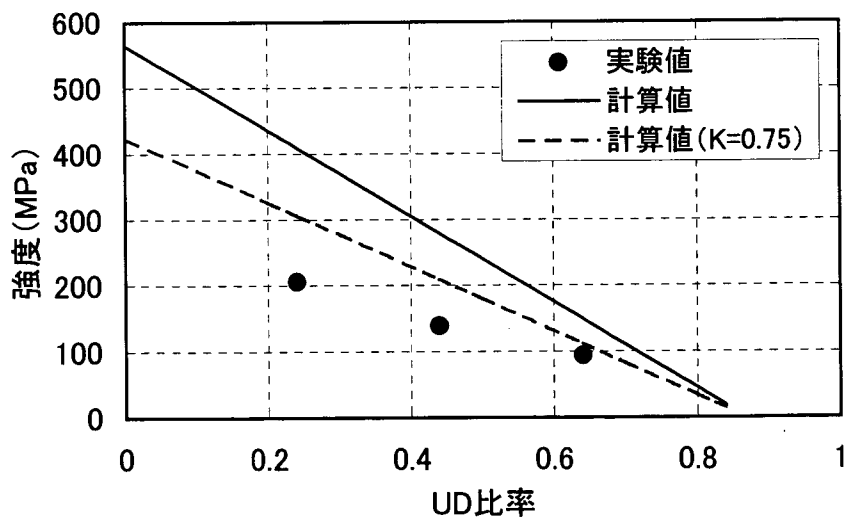


図-3.1.8(b) 引張強度(GF/CFハイブリッド:90°方向)

表-3.1.36 圧縮試験結果(GF/CFハイブリッド)

供試体 番号	$V_f(\%)$	試験 方向	試験 体数	圧縮強度 (MPa)		圧縮弾性係数 (GPa)		ポア ソン比
					変動係数		変動係数	
1	52	0°	5	288	11.3%	62.0	11.2%	0.25
		90°	5	100	11.5%	12.0	0.0%	0.08
2	52	0°	5	198	11.8%	46.2	19.1%	0.21
		90°	5	132	18.2%	14.6	7.8%	0.07
3	52	0°	5	195	5.8%	36.8	12.7%	0.19
		90°	5	186	8.5%	19.4	14.9%	0.11

弾性係数について、引張試験の場合と同様、0° 方向（引抜方向）と 90° 方向（引抜と直角方向）の実験値と（3.1.1）式による計算値との比較結果を、表-3.1.37 および図-3.1.9 に示す。0° 方向については、実験値は計算値の 0.7~0.85 程度となっており、GFRP ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数 0.8~1.1 よりもやや低い値となっている。また、90° 方向については、実験値は計算値の 1.3~1.7 程度となっており、GFRP ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数よりもやや高くなっている。

表-3.1.37 圧縮弾性係数に対する実験値と計算値の比較(GF/CFハイブリッド)

供試体番号	$V_f(\%)$	試験方向	実験値 (GPa)	計算値 (GPa)	実験値/計算値
1	52	0°	62.0	83.6	0.742
		90°	12.0	7.0	1.705
2	52	0°	46.2	63.6	0.727
		90°	14.6	10.9	1.335
3	52	0°	36.8	43.5	0.845
		90°	19.4	14.8	1.307

強度については、GFRP の圧縮強度算出で用いた、一方向強化材の圧縮強度算出式である Rosen 式を準用する。実験値と計算値との比較結果は表-3.1.38 に示す通りである。これによると、実験値と計算値とは大きく乖離していることが分かる。実験値では GF/CF ハイブリッド材の圧縮強度が GFRP の圧縮強度よりも低くなっているが、計算値ではその逆となっている。

表-3.1.38 圧縮強度に対する実験値と計算値の比較(GF/CFハイブリッド)

供試体番号	$V_f(\%)$	試験方向	実験値 (GPa)	計算値 (GPa)	実験値/計算値
1	52	0°	288	1102	0.261
		90°	100	146	0.685
2	52	0°	198	949	0.209
		90°	132	293	0.451
3	52	0°	195	797	0.245
		90°	186	439	0.424

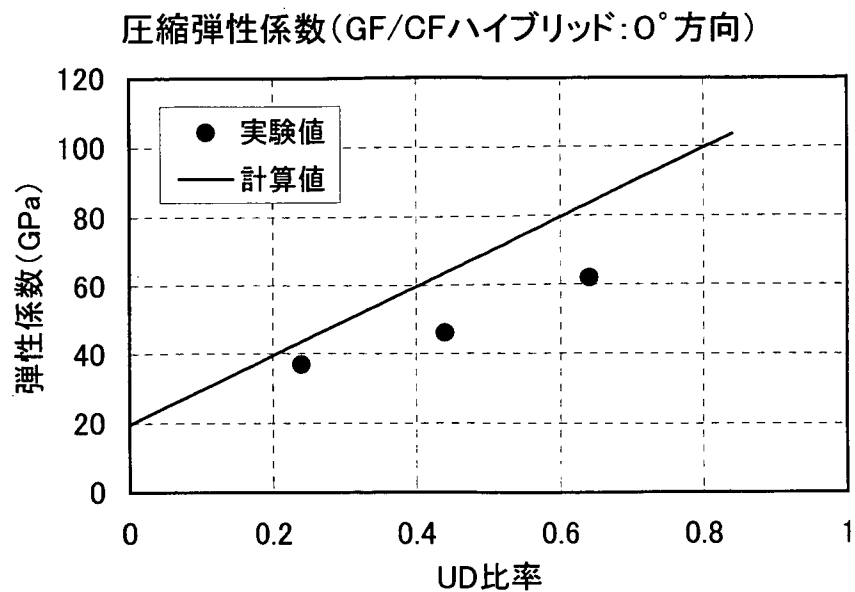


図-3.1.9(a) 圧縮弾性係数(GF/CFハイブリッド:0°方向)

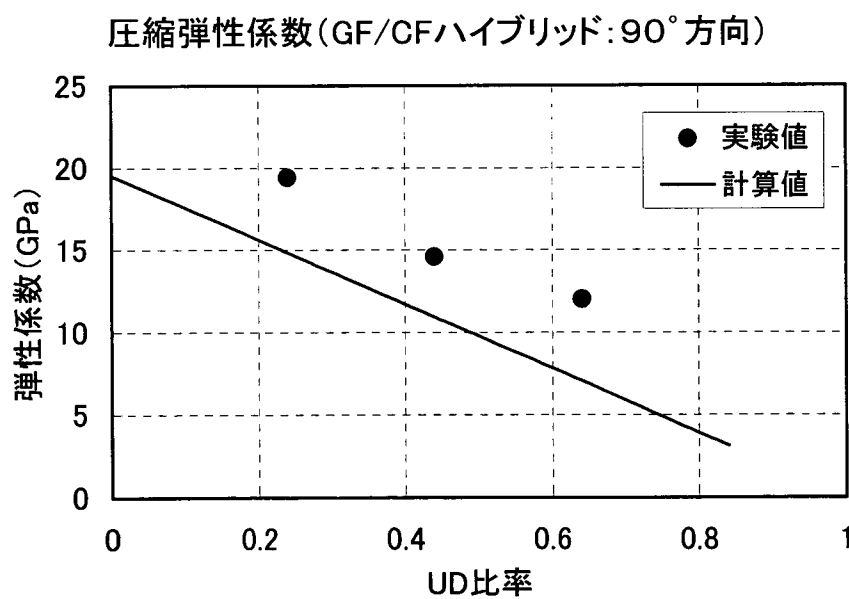


図-3.1.9(b) 圧縮弾性係数(GF/CFハイブリッド:90°方向)

(3)曲げ特性

曲げ特性は、供試体の3点曲げ試験を実施することにより評価した。3点曲げ試験は、「ガラス繊維強化プラスチックの曲げ試験方法 (JIS K 7055)」に準拠し、万能試験機を用いて行った。試験体の形状は、3点曲げA型試験片とした。また、変位量はクロスヘッドの移動量と等しいものとして算出した。実験においては、試験体の最大荷重と変位量を各々計測し、比例限度内で弾性係数の算出を行った。

曲げ試験で用いた供試体のサイズは表-3.1.39 に示す通りである。また、曲げ強度と曲げ弾性係数の測定結果は表-3.1.40 に示す通りである。

表-3.1.39 供試体サイズ (GF/CFハイブリッド)

供試体番号	引張方向	断面積(mm ²)	幅(mm)	板厚(mm)	板長(mm)
1	0°	54.0	15.46	3.50	70.0
	90°	51.3	14.82	3.46	70.0
2	0°	53.7	15.39	3.49	70.0
	90°	52.6	15.00	3.51	70.0
3	0°	52.9	15.45	3.42	70.0
	90°	51.1	15.03	3.40	70.0

表-3.1.40 3点曲げ試験結果 (GF/CFハイブリッド)

供試体 番号	V _f (%)	試験 方向	試験 体数	曲げ強度 (MPa)		曲げ弾性係数 (GPa)	
					変動係数		変動係数
1	45	0°	8	515	4.7%	27.3	3.0%
		90°	8	227	7.7%	12.1	4.9%
2	45	0°	8	526	6.3%	18.8	3.5%
		90°	8	319	4.0%	13.5	2.9%
3	45	0°	8	491	6.4%	16.3	2.3%
		90°	8	367	9.7%	14.4	2.0%

曲げ弾性係数について、実験値と (3.1.1) 式による計算値との比較を行った。計算値は、曲げを考慮して算出された等価曲げ剛性により推定された値を用いる。比較結果は表-3.1.41 に示す通りである。0° 方向については、実験値は計算値の 0.9~1.15 程度となっており、GFRP ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数 0.8~1.1 とほぼ一致している。また、90° 方向については、実験値は計算値の 1.1~1.25 程度となっており、GFRP ハンドレイアップ成形一方向強化材の経験係数 0.8~1.1 よりやや高い値となっている。以上から、曲げ弾性係数については、(3.1.1) 式により推定することが可能であると判断される。

表－3.1.41 曲げ弾性係数に対する実験値と計算値の比較(GF/CFハイブリッド)

供試体番号	$V_f(\%)$	試験方向	実験値 (GPa)	計算値 (GPa)	実験値／計算値
1	52	0°	27.3	29.76	0.917
		90°	12.1	9.68	1.250
2	52	0°	18.8	18.55	1.013
		90°	13.5	11.94	1.131
3	52	0°	16.3	13.97	1.167
		90°	14.4	12.86	1.120

曲げ強度については、曲げ破壊形態が複雑であると指摘されていることから、強度を簡単に表現することは困難である。設計を行う上で、曲げ強度を使用する場合には、実験による検討を行うことが必要と考えられる。

(4)せん断特性

せん断特性として、面内せん断特性、層間せん断特性、横せん断特性を取り上げて検討を行う。

面内せん断試験は、「ガラス繊維強化プラスチックの面内せん断試験方法 (JIS K 7059)」に準拠し、万能試験機により実験を行った。試験方法は、試験体の形状を I 形試験片とし、破壊荷重を測定するものとした。また、層間せん断試験は、「ガラス繊維強化プラスチックの層間せん断試験方法 (JIS K 7057)」に準拠し、万能試験機により実験を行った。試験方法は、試験体の形状を JIS 規格に準拠させ、破壊荷重を測定するものとした。最後に、横せん断試験は、「ガラス繊維強化プラスチックの横せん断試験方法 (JIS K 7058)」に準拠して、万能試験機により実験を行った。試験方法は、試験体の形状を JIS 規格に準拠させ、破壊荷重を測定するものとした。各々の試験方法に対するせん断強度は、測定された破壊荷重を用いて、各々が準拠した JIS 規格に示された方法により推定した。

せん断特性に関する試験結果は表－3.1.42 に示す通りである。

表－3.1.42 せん断試験結果(GF/CFハイブリッド)

供試体番号	$V_f(\%)$	試験方向	試験体数	面内せん断強度		層間せん断強度		横せん断強度	
				(MPa)	変動係数	(MPa)	変動係数	(MPa)	変動係数
1	52	0°	5	49.0	1.1%	37.0	7.1%	268.0	2.8%
		90°	5			17.0	9.9%	63.0	8.2%
2	52	0°	5	56.0	3.0%	38.0	6.8%	214.0	14.9%
		90°	5			20.0	10.7%	96.0	12.9%
3	52	0°	5	63.0	1.8%	35.0	6.5%	197.0	9.2%
		90°	5			24.0	3.2%	103.0	7.6%

上記で示されたせん断強度のうち、面内せん断強度と横せん断強度 (90°) とは、繊維の切断方向を考えると、ほぼ同一になると考えられる。しかし、実験値では、GFRP や CFRP の場合と同様、面内せん断強度は横せん断強度 (90°) よりも低い値となっている。

層間せん断強度は、繊維方向に 35～40MPa、繊維と直角方向に 15～25MPa の値となっている。一般的に、CFRP に比べて、繊維方向の強度が低くなる傾向にある。ハイブリッド材においては、異なる線膨張係数をもつ GF 層と CF 層を組み合わせているため、金型内および金型を出して冷却した後に、GF 層と CF 層の層間中にひずみが生じる。ハイブリッド材に生じた残留ひずみにより、繊維方向の層間せん断強度が CFRP に比べて低い値になったと考えられる。

横せん断強度については、回帰式により求めたガラス繊維および炭素繊維のせん断強度を用いて計算した値と実験値とを比較する。ここでは、樹脂のせん断強度を 30MPa として、3.1.1 (5) 及び 3.1.2 (5) で算出した炭素繊維、ガラス繊維のせん断強度を考慮した。実験値と計算値との比較結果は、表-3.1.43 に示す通りである。これを見ると、回帰式の精度が低かった CF-TOW のせん断強度が、実験値との適合性を低下させた原因と判断される。

表-3.1.43 横せん断強度に対する実験値と計算値の比較(GF/CFハイブリッド)

供試体番号	$V_f(\%)$	試験方向	実験値 (MPa)	計算値 (MPa)	実験値／計算値
1	52	0°	282.3	343.4	0.822
		90°	59.6	71.0	0.839
2	52	0°	232.3	284.3	0.817
		90°	99.4	97.1	1.024
3	52	0°	178.4	225.3	0.792
		90°	119.1	123.1	0.968

参考文献

- 1) 強化プラスチック協会、FRP 構造設計便覧、技報堂
- 2) 宮入裕夫、複合材料入門 ―基礎と応用―、裳華房
- 3) 福田 博、邊 吾一、複合材料の力学序説、古今書院
- 4) 東レ ACM 技術部編、炭素繊維 1985
- 5) M. R. Wisnom and J. W. Atkinson : Reduction in tensile and flexural strength of unidirectional glass fibre-epoxy with increasing specimen size, Composite Structures Vol.38, No.1-4, pp.405-411, 1997

3. 2 長期特性

3. 2. 1 動的荷重に関する特性（疲労特性）

（1）素材からの切り出し試験片による曲げ疲労試験

1)試験材料

①GFRP

引抜成形材（SP50/JIS K 7015）から切り出した試験片（w15×h84×t4mm）を用いた。ガラス繊維はE-glass、マトリックスはビニルエステル樹脂である。積層構成はチョップドストランドマット層/ロービング層/チョップドストランドマット層の3層構成である。

②CFRP

引抜成形材（幅420mm、厚さ3.5mm）から切り出した試験片（w15×h84×t3.5mm）を用いた。炭素繊維にはT300、マトリックスにはビニルエステル樹脂を用いた。積層構成はロービングクロス層/ロービング層（UD層）/ロービングクロス層の3層構成とした。繊維体積含有率は45%、全繊維に対するUD層の繊維率は %であった。

③G/CハイブリッドFRP

引抜成形材（幅420mm、厚さ3mm）から切り出した試験片（w15×h84×t3.5mm）を用いた。炭素繊維にはT300、ガラス繊維にはE-glassのニットファブリッククロス、マトリックスにはビニルエステル樹脂を用いた。中間層を炭素繊維の一方方向層とし、これをガラス繊維のニットファブリッククロスとマットではさんだハイブリッドFRPとした。繊維体積含有率は52%、全繊維に対する炭素繊維の含有率は44%である。

2)試験条件

静的試験はJIS K 7055により実施した。疲労試験は支間距離L=18hで実施した。その他の条件は表－3・2・1に示す。疲労試験は常時23℃に設定された室内に設置された疲労試験機により実施した。5℃及び50℃での試験では恒温槽内で実施した。

表－3・2・1 曲げ疲労試験の主な条件

シリーズ	供試体	周波数 (Hz)	温度(℃)	最大応力/ 最小応力	試験片
1	GF/VE	5	5	5.2～7.5 (最小0.1kN)	引抜成形材（SP50）から切り出した試験片（w15×h84×t4mm）
2	GF/VE	5	23	4.6～7.9 (最小0.1kN)	
3	GF/VE	5	50	5.4～7.0 (最小0.1kN)	
4	GF/VE	1	23	10	
5	CF/VE	5	23	10	引抜成形材（420mm×3.5mm）から切り出した試験片（w15×h84×t3.5mm）
6	CF・GF /VE	5	23	10	引抜成形材（420mm×3mm）から切り出した試験片（w15×h84×t3mm）

3)試験結果

①静的試験

静的試験の結果を表－3・2・2に示す。

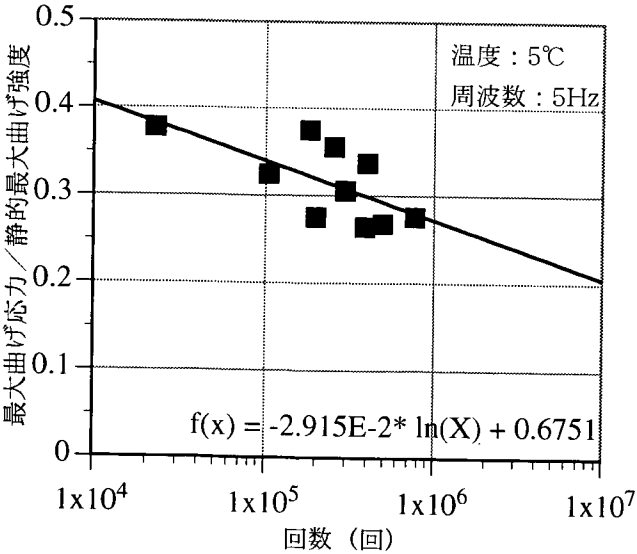
表－3・2・2 静的曲げ試験結果

供試体番号	最大曲げ強度(MPa)		
	GFRP	CFRP	G/CハイブリッドFRP
1	853.2	483.8	391.1
2	824.4	465.2	535.7
3	886.0	456.4	372.2
4	781.2	453.4	505.2
5	888.9	492.0	487.0
平均値	846.7	470.2	458.2

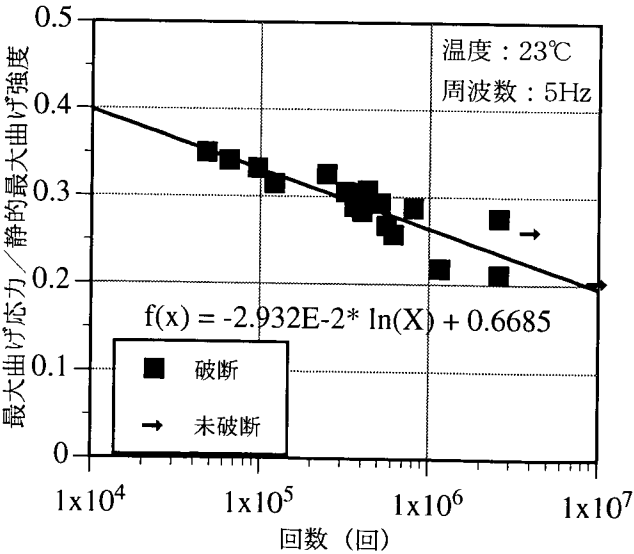
②疲労試験

a 温度の影響

温度条件のみが異なるシリーズ1, 2, 3の結果を、それぞれ図－3・2・1, 3・2・2, 3・2・3に示す。また、3つのS－N線図から得られる回帰直線を図－3・2・4に示す。図－3・2・4から、23℃と5℃では差は認められなかった。また、50℃では23℃に比べ、S－N線図の傾きが小さかった。10⁷回疲労限も23℃で最大曲げ応力／静的破壊強さ＝0.2であったのが、50℃では0.25と、23℃よりも疲労特性は良かった。このことから、疲労特性に対する温度の影響は特に考慮する必要がないものと考えられる。



図－3・2・1 曲げ疲労試験結果 (5℃)
(GFRP引抜成形材)



図－3・2・2 曲げ疲労試験結果 (23℃)
(GFRP引抜成形材)

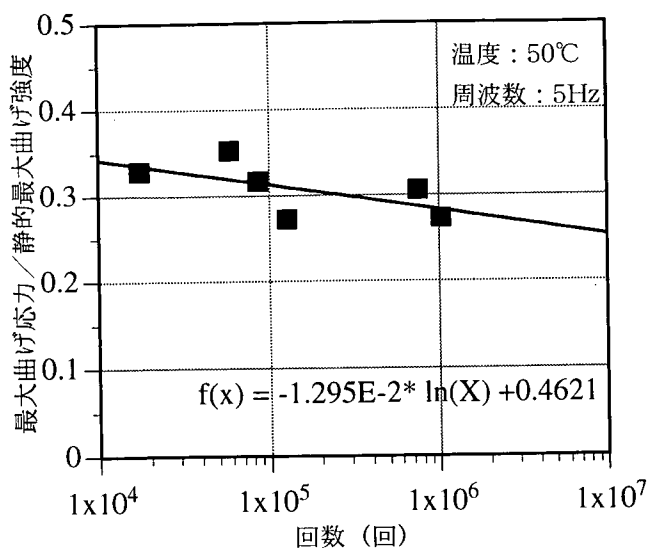


図-3・2・3 曲げ疲労試験結果 (50°C)
(GFRP引抜成形材)

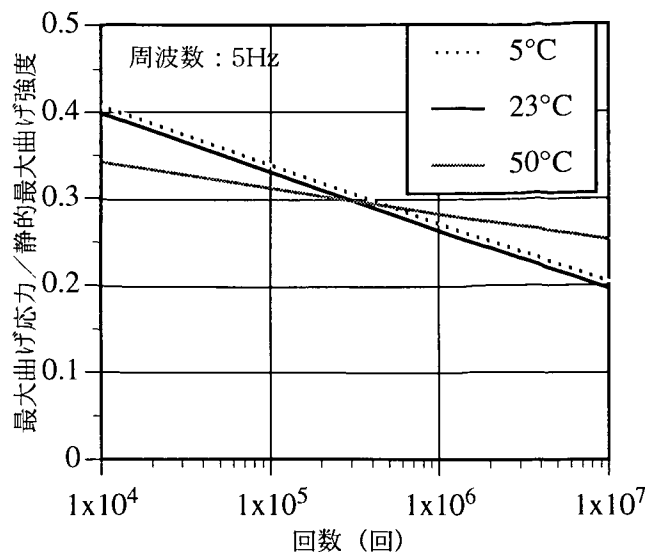


図-3・2・4 曲げ疲労試験における温度の影響
(GFRP引抜成形材)

b 周波数の影響

1Hzで試験を実施したシリーズ4の結果を図3・2・5に示す。これを5Hzでの試験結果(シリーズ1, 図-3・2・2)と比較したのが図-3・2・6である。図-3・2・6から分かるように、1Hzと5HzではS-N線図に差が認められなかった。FRPが土木構造材料として使われる場合、通常、振動周波数は5Hzより小さいと考えられるので、疲労特性に対する周波数の影響は特に考慮しなくてもよさそうであることが分かった。

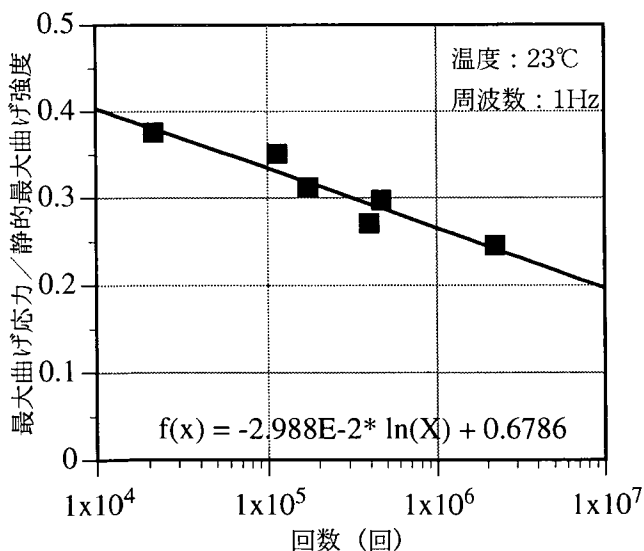


図-3・2・5 曲げ疲労試験結果 (1Hz)
(GFRP引抜成形材)

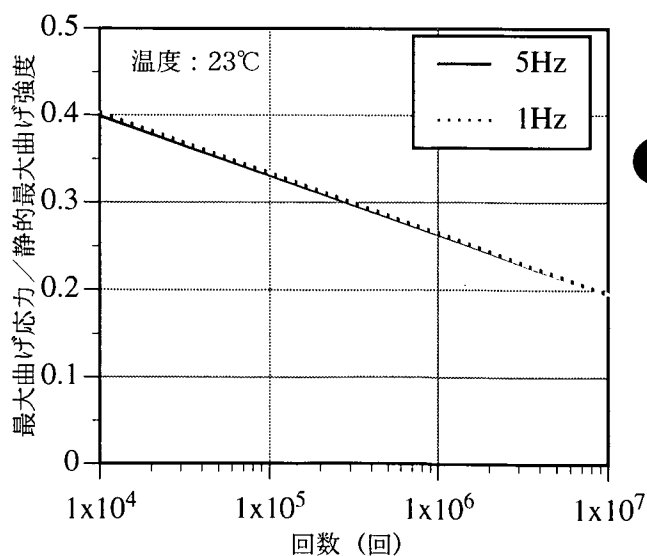


図-3・2・6 曲げ疲労試験における周波数の影響
(GFRP引抜成形材)

c CFRPとG/CハイブリッドFRPの疲労特性

図-3・2・7にシリーズ5（CFRP）の試験結果を示す。また、図-3・2・8にはシリーズ6（G/CハイブリッドFRP）の試験結果を示す。図-3・2・9はシリーズ5、6とシリーズ2の結果を比較したものである。CFRPの場合は 10^7 回において、最大曲げ応力/静的最大曲げ強度=0.55と、GFRPの場合の0.2に比べて大きな値となった。また、S-N線図の傾きもGFRPよりも小さく良好な疲労特性を示している。G/CハイブリッドFRPの場合には、疲労回数が少ない領域ではCFRPに近いが、破壊までの回数が多い領域ではGFRPに近くなった。このためS-N線図の傾きはGFRPよりも大きくなったが、 10^7 回における最大曲げ応力/静的最大曲げ強度=0.33であり、GFRPと比較して良好な疲労特性を示した。

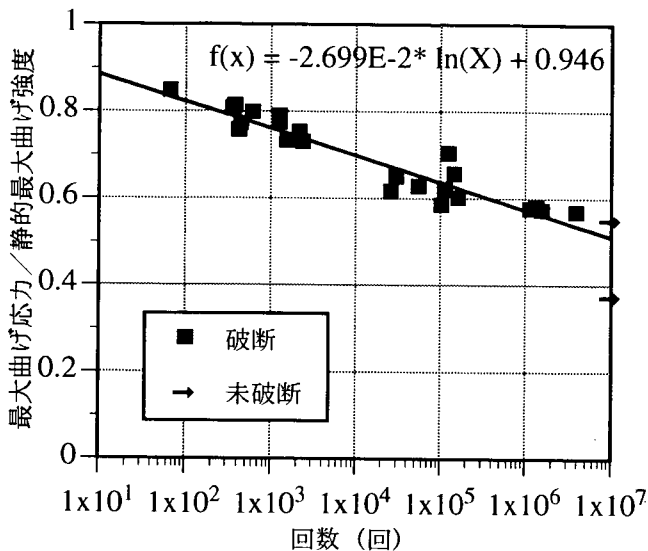


図-3・2・7 曲げ疲労試験結果
(CFRP引抜成形材)

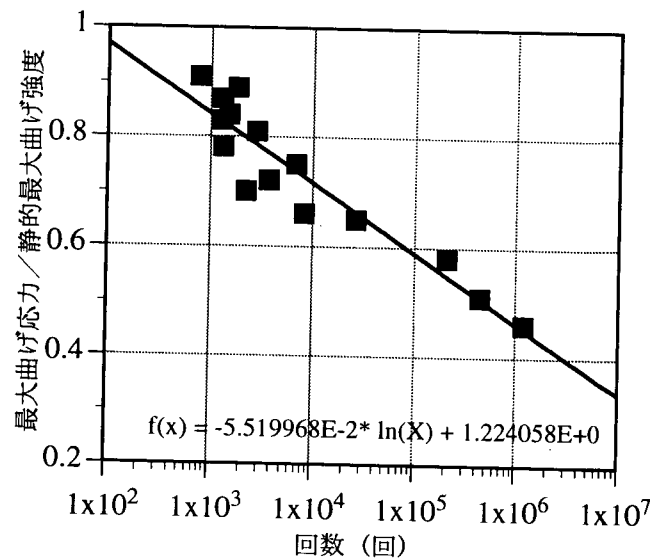


図-3・2・8 曲げ疲労試験結果
(G/CハイブリッドFRP引抜成形材)

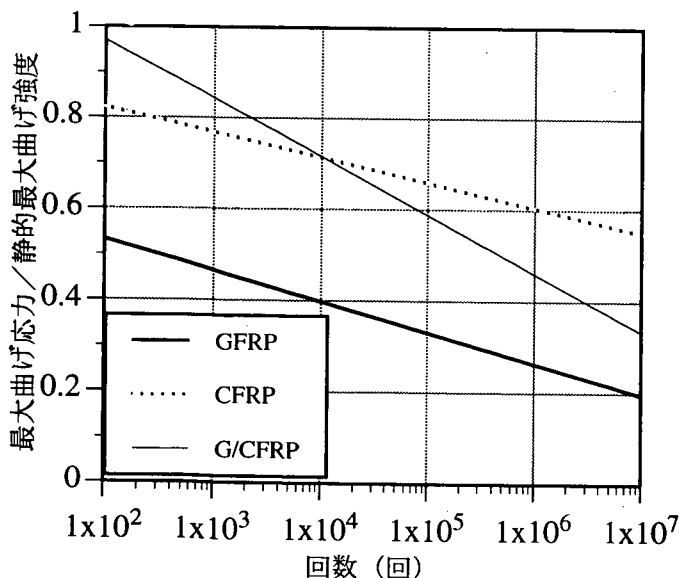


図-3・2・9 GFRPとCFRPの
曲げ疲労試験結果の比較

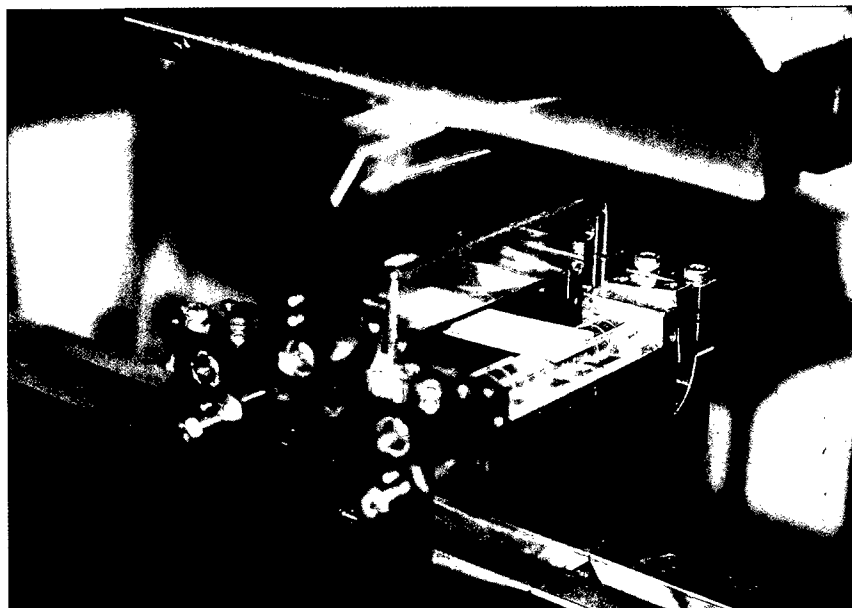


写真- 3 ・ 2 ・ 1 曲げ疲労試験実施状況 (23℃)

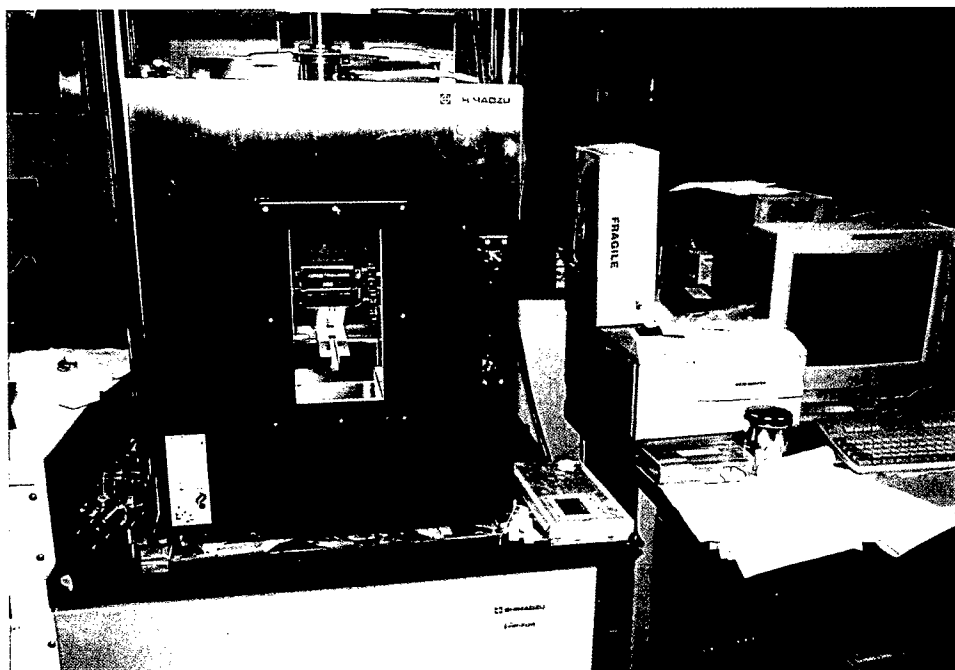


写真- 3 ・ 2 ・ 2 曲げ疲労試験実施状況 (50℃)

(2) 中空角柱梁部材の曲げ疲労試験と輪荷重載荷試験

F R P 部材の疲労特性を調べるために、引抜成形材による角柱梁の疲労試験を実施した。

1) 方法

① 供試体

中空長方形断面（40×25mm、厚さ3mm）のG F R P引抜成形材（KP40/JIS k 7015）を長さ500mmに切断したものを供試体の材料とした。供試体は無加工の中空供試体と、内面を目粗しして軽量モルタルを充填した、モルタル充填供試体の2種類とした。

② 疲労試験

疲労試験は、3点曲げ疲労試験と、輪荷重載荷試験の2種類によった。いずれの試験でも支点間距離は450mmとした。輪荷重載荷試験は図-3・2・10に示す載荷試験機により実施した。載荷輪の移動範囲は300mmとした。試験の種類と供試体の組合せは表-3・2・3に示す通りである。

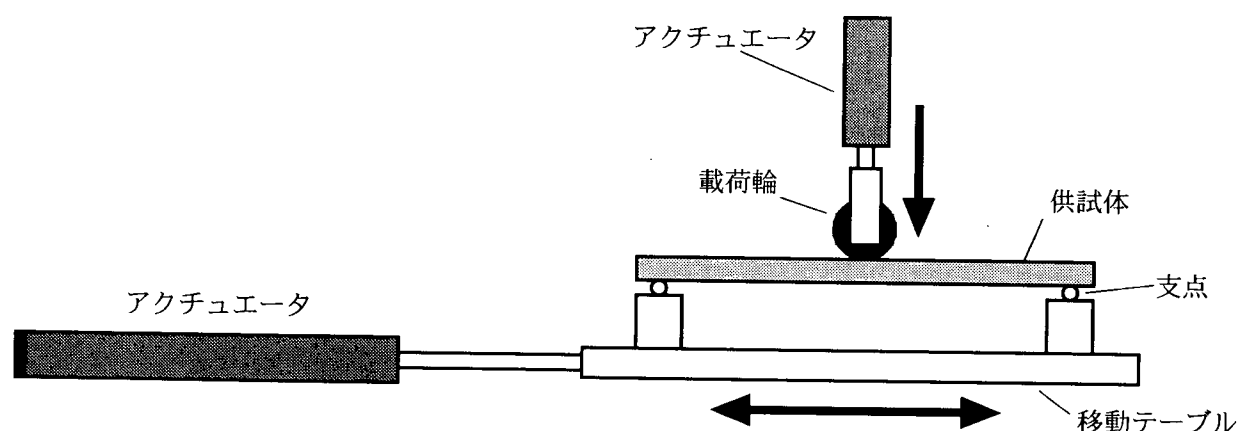


図-3・2・10 輪荷重載荷試験の概略図

表-3・2・3 疲労試験と供試体の組合せ

	載荷試験種類	供試体
1	3点曲げ疲労載荷	中空供試体：5本
2	輪荷重載荷	中空供試体：4本、軽量モルタル充填供試体：1本

2) 結果

中空供試体の3点曲げ疲労試験では、供試体は載荷点直下の供試体側面上部のせん断破壊によって破損した。（写真-3・2・3及び図-3・2・11のA）輪荷重載荷試験では載荷点直下の供試体側面上面のせん断破壊によって（写真-3・2・4及び図-3・2・11のB）破損した。軽量モルタル充填供試体では、載荷の初期で破壊音が発生した。表面F R Pに亀裂は見られなかった。内部の状況は観察することは出来なかったが、内部のモルタルか、モルタルとF R Pの接着がはがれたためと考えられる。

S-N線図を図-3・2・12に示す。中空供試体の場合、輪荷重載荷試験では、3点曲げ試験と比較して、同じ荷重では2～3桁少ない回数で破壊に至った。モルタル充填供試体の輪荷重載荷試験では、破壊までの載荷回数は中空供試体に比べ2桁大きく、3点曲げ疲労試験の回帰線にほぼ近い位置になった。

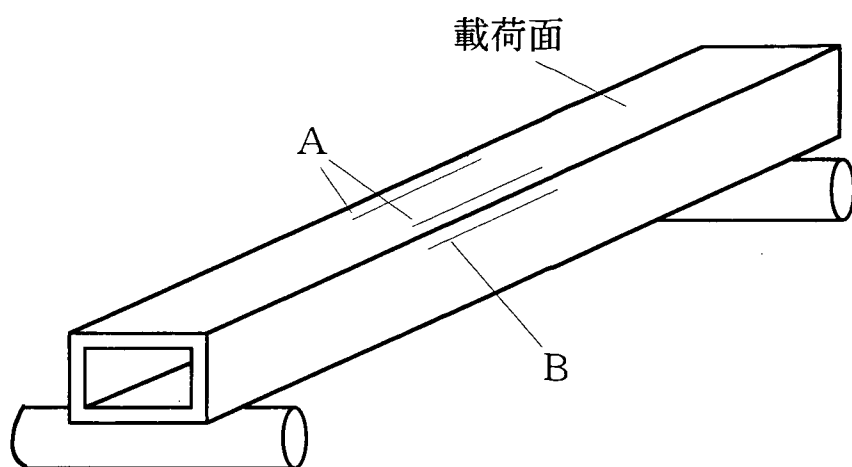


図 - 3・2・11 中空角柱梁供試体の破壊位置

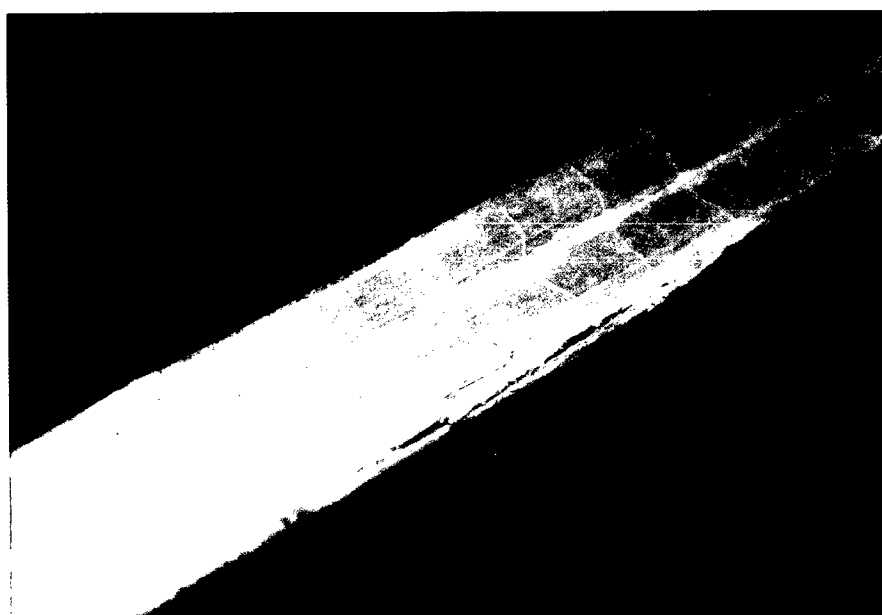


写真 - 3・2・3 載荷面上部のせん断破壊 (3点曲げ載荷)

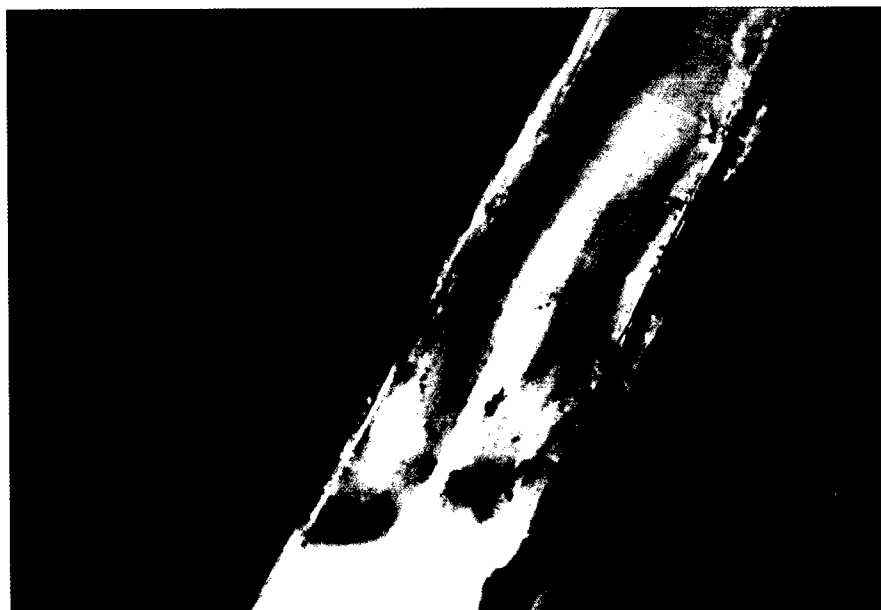


写真 - 3・2・4 載荷面上部のせん断破壊 (輪荷重載荷)

3)まとめ

- a 輪荷重載荷試験のS-N線図は、3点曲げ試験に比べて、同じ荷重では2～3桁少ない回数で破壊に至ることが分かった。
- b 軽量モルタルの充填は、初期に破壊が発生するものの、拘束による補強の効果が認められ、輪荷重載荷試験では破壊に至るまでの載荷回数は中空のものと比較して2桁多かった。

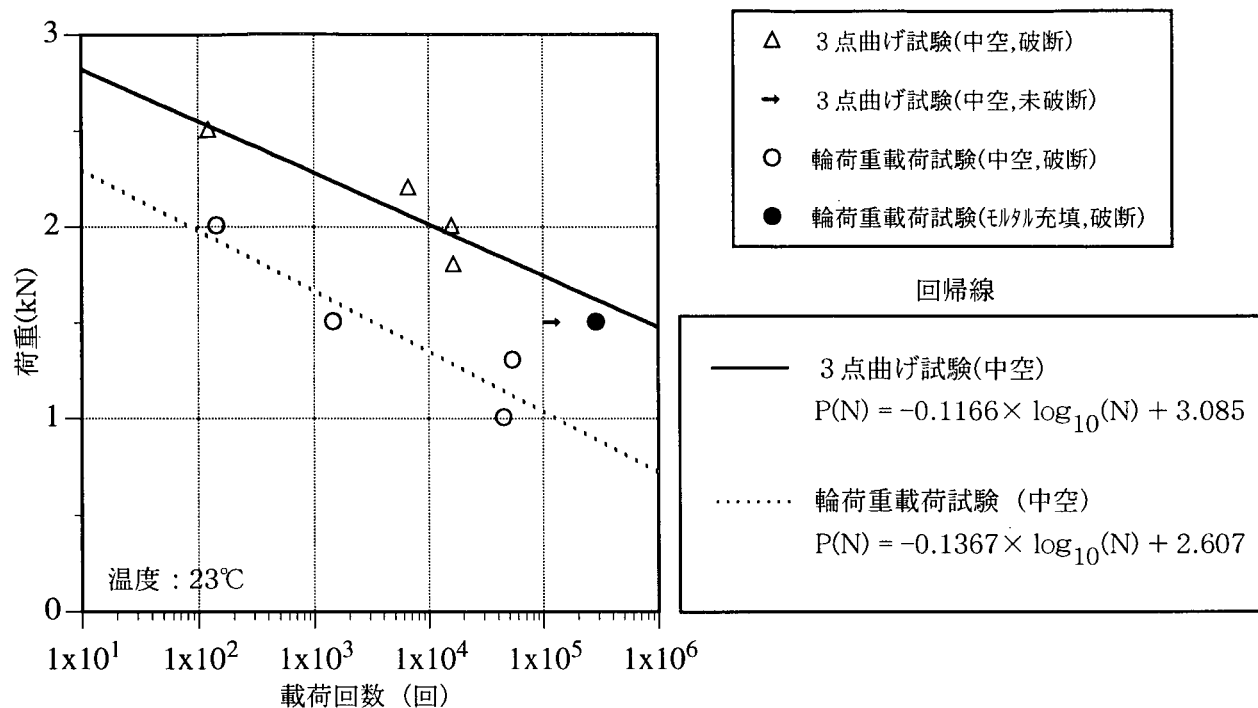


図-3・2・12 輪荷重載荷試験結果

3. 2. 2 暴露試験

(1) 試験方法

北海道陸別町、沖縄県大宜味村の2カ所で、GFRPの暴露試験を行った。使用したGFRPは中空角柱の引抜成形(KP40)で、マトリックス樹脂はビニルエステル樹脂、繊維含有率:70%、密度:1.9g/cm³のものを供試体とした。供試体は無塗装のものと、ふっ素樹脂上塗り塗料を塗装したものを使用した。供試体は長手方向を南北に向け、水平に対して約5°の角度で南向きに傾斜をつけて架台に固定した。供試体は、暴露後1年から1年6ヶ月間後に回収した。供試体の上面、横面、下面から、幅15mm×長さ80mm×厚さ3mmの試験片を切り出して、JIS K 7055に準拠した3点曲げ試験により評価した。試験片は5個1組とした。

(2) 試験結果

①外観観察

無塗装の供試体は、どの暴露場所においても上面の表面マトリックス樹脂の脱落が認められた。ガラス繊維が表面に露出し、樹脂が黄変化していた。一方このような変化は下面では殆ど認められなかった。塗装供試体は塗装のチョーキング(白亜化)がわずかに認められただけで、その他の外観上の変化はなかった。

②曲げ強度

曲げ強度の結果を図-3・2・13に示す。無塗装の場合、陸別1年間では強度変化が認められなかったが、陸別、大宜味の1年6月で初期値の0.9程に低下が認められた。一方塗装した供試体については、1年6月後にも初期強度と殆ど変化がなく、塗装が劣化防止に有効であることが分かった。

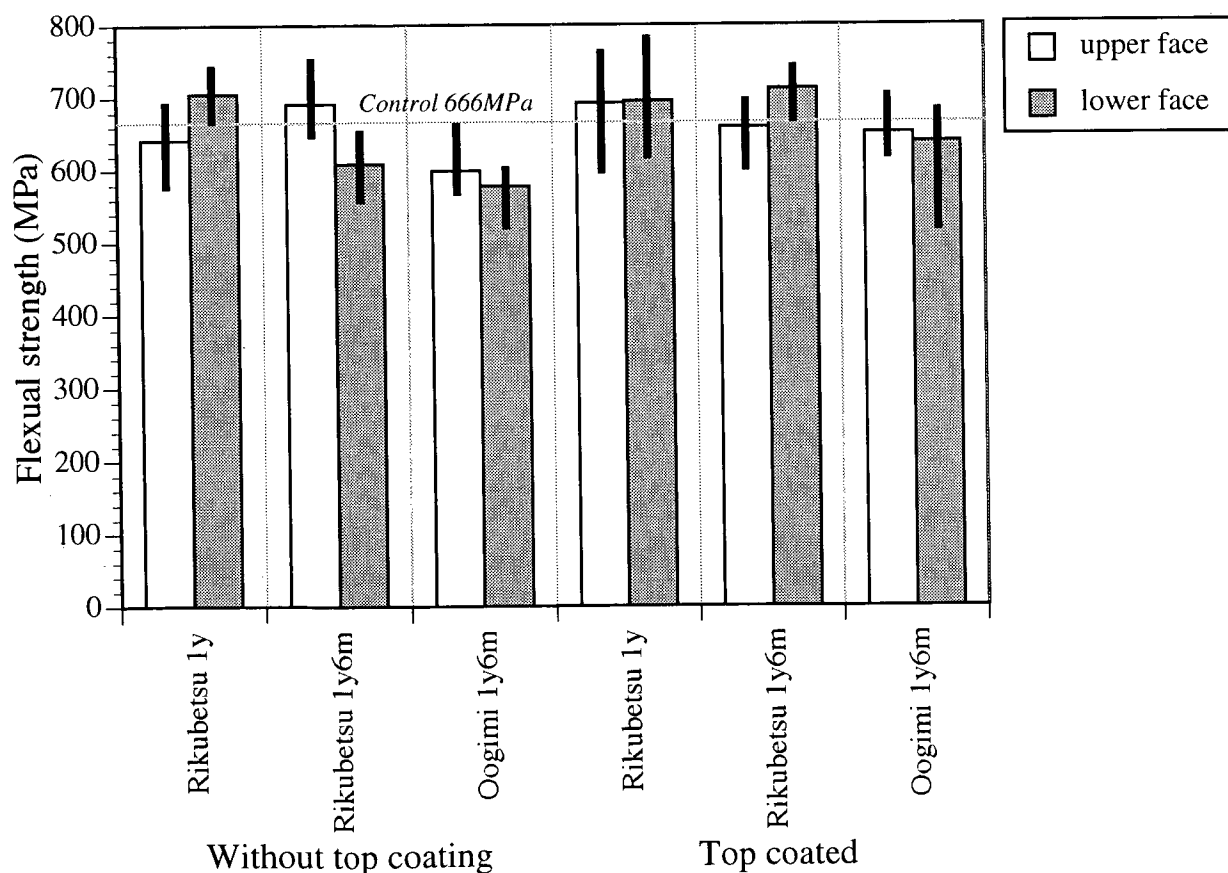


図-3・2・13 暴露試験後の曲げ強度

3. 2. 3 耐摩耗性試験

(1) 概要

飛砂等による摩耗の恐れがある環境に、FRP製土木構造物を設置する場合を想定して、FRPハンドレイアップ板と保護用塗料の耐摩耗性の検討を行った。

(2) 試験片

FRPハンドレイアップ板(70×150mm)と、これに塗装を施したものを試験片とした。試験片の記号および塗装仕様を表-3・2・4に示す。

表-3・2・4 試験片の記号および塗装仕様

試験片No	塗装仕様
B-1	無溶剤ウレタン樹脂塗料4工程吹き付け
B-2	無溶剤ウレタン樹脂塗料3工程吹き付け
C-1	ウレタンエラストマー樹脂塗料+柔軟形ふっ素樹脂塗料上塗
C-2	ビニルエステル樹脂ガラスフレーク塗料+柔軟形ふっ素樹脂塗料上塗
D-1	カラーガラスフレーク
D-2	カラーガラスフレーク+ふっ素樹脂塗料
K-1	FRPエポキシ樹脂塗料+ふっ素樹脂塗料
K-2	FRPウレタン樹脂塗料+ふっ素樹脂塗料
K-3	FRPエポキシ樹脂塗料下塗+厚膜ポリウレタン樹脂塗料上塗
K-4	柔軟形エポキシ樹脂塗料下塗+柔軟形ふっ素樹脂塗料上塗
K-5	柔軟形エポキシ樹脂塗料下塗+柔軟形ふっ素樹脂塗料2回
N-1	柔軟形ふっ素樹脂塗料3回塗
N-2	厚膜柔軟形ウレタン化エポキシ樹脂塗料+ふっ素樹脂塗料上塗
S-P	ポリウレタン樹脂塗料上塗3回塗 (標準的な塗料、比較用)
S-F	無塗装のハンドレイアップ成形FRP
S-SG	無塗装のハンドレイアップ成形FRP、標準的なゲルコートを施したもの。
S-IG	無塗装のハンドレイアップ成形FRP、改良されたゲルコートを施したもの。

(3) 試験方法

ASTM D-968に準拠した落砂式の耐衝撃試験を行った。

測定手順は以下の通りである。

①耐衝撃試験前後の重量減少を測定した。

重量測定前23℃・50%RHに10日間置いて恒量にした。

②耐衝撃試験は、1000時間の耐候性試験前後に行った。耐候性試験方法はJIS K 5400（キセノンランプ式）に準拠した。

③付着性試験は、1000時間の耐候性試験前後にアドヒージョン試験と基盤目試験を行った。これらの試験方法はJIS K 5400になった。

④光学計測は、(L, a, b)と60度鏡面光沢値を測定した。試験方法はJIS K 5400になった。

繰り返し数は3とした。

(4) 重量変化の結果

試験結果を表-3・2・5に示す。

耐候性試験を行わなかった試験片については以下のことが明らかになった。

①K-3（FRPエポキシ樹脂塗料下塗+厚膜ポリウレタン樹脂塗料上塗）は、標準仕様S-P（ポリウレタン樹脂塗料上塗3回塗）に比べ重量の減少量が多かった。

②D-1（カラーガラスフレイク）は、標準仕様S-P（ポリウレタン樹脂塗料上塗3回塗）に比べ重量の減少量が少なかった。

その他の試験片は、標準仕様S-Pとほぼ同程度の重量減少量であった。

耐候性試験を行った試験片の衝撃試験結果は、以下のことが明らかになった。

①いずれの試験片も耐候性試験前の衝撃試験に比べ減少量が多かった。すなわち、耐候性試験をしたことにより、上塗り塗膜が劣化したことが分かる。

②K-3（耐候性試験前の衝撃試験で、標準仕様S-Pに比べ重量の減少量が多かったもの）は、耐候性試験後の衝撃試験結果も他の試験片に比べ重量減少量が多かった。

③その他の試験片は、いずれも標準仕様S-Pに比べ重量の減少量が少なかった。

表－３・２・５ 落砂衝撃試験の試験結果

試験片	塗装仕様	無処理試験片の 重量変化(mg)	耐候性試験後 の重量変化(mg)	耐候性試験による 重量変化の量(mg)
B－１	無溶剤ウレタン樹脂塗料	-33.7	-35.3	-1.7
B－２	無溶剤ウレタン樹脂塗料	-33.7	-46.7	-13.0
C－１	ウレタンエラストマー～柔軟形ふっ素樹脂塗料	-10.3	-15.3	-5.0
C－２	ガラスフレーク塗料～柔軟形ふっ素樹脂塗料	-28.0	-32.7	-4.7
D－１	カラーガラスフレーク	-11.0	-10.3	0.7
D－２	カラーガラスフレークふっ素樹脂仕上げ	-28.0	-31.0	-3.0
K－１	F R P 適性エポキシ樹脂塗料～ふっ素樹脂塗料	-23.7	-23.7	0.0
K－２	F R P 適性ウレタン樹脂塗料～ふっ素樹脂塗料	-21.7	-23.3	-1.7
K－３	F R P 適性エポキシ樹脂塗料～厚膜ポリウレタン	-58.7	-45.7	13.0
K－４	柔軟形エポキシ樹脂塗料～柔軟形ふっ素樹脂塗料	-17.7	-15.7	2.0
K－５	柔軟形エポキシ樹脂塗料～柔軟形ふっ素樹脂塗料	-21.7	-15.0	6.7
N－１	柔軟形ふっ素樹脂塗料上塗り	-27.0	-32.7	-5.7
N－２	厚膜柔軟形	-24.0	-33.0	-9.0
S－P	ポリウレタン樹脂塗料	-25.0	-32.7	-7.7
S－F	ハンドレイアップ成形F R P	-45.0	-56.0	-11.0
S－S G	標準ゲルコートされたF R P	2.7	-5.0	-7.7
S－I G	改良ゲルコートされたF R P	-1.3	-7.3	-6.0
S	ハンドレイアップ成形F R P	-19.7	1.7	21.3
S①	実際に使用するF R P	-18.0		
S②	実際に使用するF R P	-25.0		

注：表中の値は３枚の試験片の平均値

試験板の重さは平均 75 g

重量変化＝（試験後の試験片の重量）－（試験前の試験片の重量）

(5) 付着性試験結果

試験結果を表-3・2・6 に示す。

1) 耐候性試験前

- ①アドヒージョン試験結果、いずれの試験片も1MPa以上の十分な付着力があった。
- ②B-2（無溶剤ウレタン樹脂塗料3工程吹き付け）、K-1（FRPエポキシ樹脂塗料+ふっ素樹脂塗料）、K-2（FRPウレタン樹脂塗料+ふっ素樹脂塗料）は、アドヒージョン試験結果で素地（FRPゲルコート面）との層間剥離が確認された。
- ③C-2（ビニルエステル樹脂ガラスフレイク塗料+柔軟形ふっ素樹脂塗料上塗）、D-2（カラーガラスフレイク+ふっ素樹脂塗料）、K-2（FRPウレタン樹脂塗料+ふっ素樹脂塗料）、S-P（ポリウレタン樹脂塗料上塗3回塗）は、基盤目試験で剥離が塗膜間の剥離が確認された。

2) 耐候性試験後

- ①アドヒージョン試験結果、いずれの試験片も1MPa以上の十分な付着力があった。
- ②B-2（無溶剤ウレタン樹脂塗料3工程吹き付け）は、アドヒージョン試験結果で素地（FRPゲルコート面）との層間剥離が確認された。
- ③C-2（無溶剤ウレタン樹脂塗料3工程吹き付け）、D-2（カラーガラスフレイク+ふっ素樹脂塗料）、K-1（FRPエポキシ樹脂塗料+ふっ素樹脂塗料）、K-2（FRPウレタン樹脂塗料+ふっ素樹脂塗料）、K-3（FRPエポキシ樹脂塗料下塗+厚膜ポリウレタン樹脂塗料上塗）、N-1（柔軟形ふっ素樹脂塗料3回塗）、S-P（ポリウレタン樹脂塗料上塗3回塗）は、基盤目試験で剥離が塗膜間の剥離が確認された。

表-3・2・6 付着性試験結果

仕様 番号	塗装仕様	アドヒージョン試験				ごばん目試験	
		無処理試験片		耐候性試験後の試験片		無処理	耐候性 試験後
		付着力 (MPa)	剥離箇所	付着力 (MPa)	剥離箇所	9ます	9ます
B-1	無溶剤ウレタン樹脂塗料 (4工程)	7<	—	7<	—	9/9	9/9
B-2	無溶剤ウレタン樹脂塗料 (3工程)	6.9	ス/接 5% 接/ウレタン 5% 下/FRP 70% FRP (凝集) 20%	3.8	下/ゲルコート 10% ゲルコート/繊維 90%	9/9	9/9
C-1	ウレタンエラストマー～ 柔軟形ふっ素樹脂塗料	3.2	上/中 100%	3.0	接/上 100%	9/9	9/9
C-2	ガラスフレーク塗料～ 柔軟形ふっ素樹脂塗料	1.9	接/上 2% 上/中 98%	1.5	上/中 100%	8/9 上/中 100%	8/9 上/中 100%
D-1	カラーガラスフレーク	3.8	FRP (凝集) 100%	2.0	下 (凝集) 3% ゲルコート/繊維 87% 繊維/繊維 10%	9/9	9/9
D-2	カラーガラスフレーク ふっ素樹脂仕上げ	3.5	接/上 30% 中/下 (セ・ニルエステル 樹脂上塗) 70%	3.2	ゲルコート/繊維 95% 繊維/繊維 5%	8/9 中/下 100%	8/9
K-1	FRP適性エポキシ樹脂 塗料～ふっ素樹脂塗料	2.1	ス/接 2% 接/上 10% プ/FRP 87% FRP (凝集) 5%	3.0	ゲルコート/繊維 70% 繊維/繊維 30%	9/9	8/9 上/プ・ライ マー100%
K-2	FRP適性ウレタン樹脂 塗料～ふっ素樹脂塗料	2.1	接/上 5% プ (凝集) 30% プ/FRP 30% FRP (凝集) 35%	2.0	接/上 100%	6/9 プ・ライマー凝 集95% 上 プ・ライマー5%	8/9 プ・ライマー 凝集 100%
K-3	FRP適性エポキシ樹脂 塗料～厚膜ポリウレタン 樹脂塗料	3.3	接/上 2% 上/上 98%	3.3	ゲルコート/繊維 70% 繊維/繊維 30%	9/9	8/9 上/プ・ライ マー100%
K-4	柔軟形エポキシ樹脂塗料 ～柔軟形ふっ素樹脂塗料	6.0	接/上 5% FRP (凝集) 95%	3.3	接/上 95% 上プ・ライマー 5%	9/9	9/9
K-5	柔軟形エポキシ樹脂塗料 ～柔軟形ふっ素樹脂塗料 2回塗り	5.4	ス/接 5% 接/上 15% FRP (凝集) 80%	3.2	接/上 60% ゲルコート/繊維 40%	9/9	9/9
N-1	柔軟形ふっ素樹脂塗料 上塗り	2.2	FRPコート/繊維 90% FRP (凝集) 10%	1.8	接/上 65% ゲルコート/繊維 35%	9/9	8/9 上1/ゲル コート100%
N-2	厚膜柔軟形	3.8	ス/接 2% 中 (凝集) 98%	4.0	中 (凝集) 100%	9/9	9/9
S-P	ポリウレタン樹脂塗料	3.8	ス/接 10% 接/上 55% 上1層目 (凝集) 5% FRPコート/繊維 30%	2.8	接/上 100%	8/9 FRPコート 凝集100%	8/9 下/ゲルコ ート100%
S-F	ハンドレイアップ成形 FRP	4.2	接/上 20% FRPコート/繊維 80%	2.2	ゲルコート(凝集) 100%	8/9 FRPコート 凝集100%	8/9 ゲルコート 凝集 100%
S-SG	標準ゲルコートされた FRP	3.2	接/上 5% FRPコート/繊維 95%	3.0	ゲルコート/繊維 60% 繊維/繊維 40%	8/9 FRPコート 凝集100%	8/9 ゲルコート /繊維 100%
S-IG	改良ゲルコートされた FRP	1.3	FRPコート(凝集) 100%	1.6	ゲルコート/マット 100%	9/9	7/9 ゲルコート/ マット100%

(6) 光学計測結果

1) 色差

L, a, bの測定結果および耐候性試験前後の色差 (ΔE^*_{ab}) を表-3・2・7 に示す。以下の結果を得た。

① D-1 (カラーガラスフレック) は標準仕様 S-P (ポリウレタン樹脂塗料上塗 3回塗) に比べ色差が大きかった。

②その他の試験片は、耐候性試験前後の色差はほとんどなく良好な結果が得られた。

表-3・2・7 色差の結果

仕様 番号	塗装仕様	初期値			促進耐候性試験後			色差 ΔE^*_{ab}
		L	a	b	L	a	b	
B-1	無溶剤ウレタン樹脂塗料	95.42	-0.24	1.15	95.30	-0.48	2.09	1.02
B-2	無溶剤ウレタン樹脂塗料	96.49	-0.48	1.45	96.53	-0.66	2.06	0.66
C-1	ウレタンエラストマー～柔軟形ふっ素樹脂塗料	95.29	-0.88	0.33	95.59	-0.72	-0.70	1.09
C-2	ガラスフレック塗料～柔軟形ふっ素樹脂塗料	96.59	-0.49	1.89	97.09	-0.43	0.39	1.59
D-1	カラーガラスフレック	43.79	-3.98	-15.54	46.15	-4.75	-13.28	3.36
D-2	カラーガラスフレックふっ素樹脂仕上げ	97.20	-0.52	-0.02	97.11	-0.52	0.14	0.20
K-1	F R P 適性エポキシ樹脂塗料～ふっ素樹脂塗料	96.37	-0.50	1.50	96.32	-0.42	1.37	0.27
K-2	F R P 適性ウレタン樹脂塗料～ふっ素樹脂塗料	96.12	-0.53	1.19	96.09	-0.49	1.16	0.09
K-3	F R P 適性エポキシ樹脂塗料～厚膜ポリウレタン	97.92	-0.39	0.46	97.80	-0.37	0.48	0.22
K-4	柔軟形エポキシ樹脂塗料～柔軟形ふっ素樹脂塗料	96.69	-0.47	1.74	96.49	-0.43	1.75	0.23
K-5	柔軟形エポキシ樹脂塗料～柔軟形ふっ素樹脂塗料	96.56	-0.48	1.67	96.47	-0.44	1.67	0.20
N-1	柔軟形ふっ素樹脂塗料上塗り	96.87	-0.52	0.71	96.75	-0.31	0.06	0.72
N-2	厚膜柔軟形	97.01	-0.64	0.67	96.74	-0.58	0.62	0.32
S-P	ポリウレタン樹脂塗料	96.26	-0.80	-1.23	96.12	-0.78	-1.31	0.36
S-F	ハンドレイアップ成形 F R P	60.81	-0.42	-0.79	62.40	-1.23	-0.05	1.89
S-SG	標準ゲルコートされた F R P	93.53	-1.03	1.31	93.80	-1.06	1.16	0.36
S-IG	改良ゲルコートされた F R P	94.35	-0.45	2.80	94.68	-0.43	2.54	0.42

各データは5回の測定値の平均である。

2) 60度鏡面光沢値

耐候性試験前後60度鏡面光沢値および光沢保持率(%)を表-3・2・8に示す。

以下の結果を得た。

- ①B-1(無溶剤ウレタン樹脂塗料4工程吹き付け)は、試験前の表面にも凹凸が激しく光沢値は小さかった。光沢保持率も50%程度とS-Pによりも小さかった。
- ②D-1(カラーガラスフレーク)は、耐候性試験後の試験片表面はチョーキング(塗膜が劣化し粉状になってしまう現象)しており、光沢保持率は10%程度と低かった。
- ③その他の試験片は、耐候性試験後も光沢値が高く良好な結果が得られた。

表-3・2・8 光沢測定結果

仕様番号	塗装仕様	初期値	耐候性試験後の光沢値	光沢保持率(%)
B-1	無溶剤ウレタン樹脂塗料	19.8	10.9	54.6
B-2	無溶剤ウレタン樹脂塗料	78.4	69.1	88.4
C-1	ウレタンエラストマー～柔軟形ふっ素樹脂塗料	58.5	57.1	97.6
C-2	ガラスフレーク塗料～柔軟形ふっ素樹脂塗料	52.5	47.4	90.6
D-1	カラーガラスフレーク	38.2	4.8	12.6
D-2	カラーガラスフレークふっ素樹脂仕上げ	67.5	65.7	97.7
K-1	FRP適性エポキシ樹脂塗料～ふっ素樹脂塗料	61.5	56.8	92.3
K-2	FRP適性ウレタン樹脂塗料～ふっ素樹脂塗料	64.0	60.9	95.2
K-3	FRP適性エポキシ樹脂塗料～厚膜ポリウレタン	72.5	67.0	92.5
K-4	柔軟形エポキシ樹脂塗料～柔軟形ふっ素樹脂塗料	71.5	64.8	90.2
K-5	柔軟形エポキシ樹脂塗料～柔軟形ふっ素樹脂塗料	69.7	68.9	98.8
N-1	柔軟形ふっ素樹脂塗料上塗り	66.3	58.6	88.4
N-2	厚膜柔軟形	69.1	65.9	95.5
S-P	ポリウレタン樹脂塗料	82.7	81.0	98.0
S-F	ハンドレイアップ成形FRP	69.1	26.9	39.1
S-SG	標準ゲルコートされたFRP	61.7	62.0	100.5
S-IG	改良ゲルコートされたFRP	58.7	59.4	101.1

各データは5回の測定値の平均である。

(7) まとめ

各試験項目を評価すると表-3・2・9 のようになる。

表-3・2・9 各試験結果による評価

試験片No	衝撃試験 結果 (A)	衝撃試験 結果 (B)	付着性 結果 (A)	付着性 結果 (B)	光学計測 結果	総合 評価
B-1	○	○	○	○	×	×
B-2	○	○	△	△	◎	△
C-1	◎	○	○	○	◎	○
C-2	○	○	△	△	◎	△
D-1	◎	○	○	○	×	×
D-2	○	○	△	△	◎	△
K-1	○	○	△	△	◎	△
K-2	○	○	×	△	◎	×
K-3	×	○	○	△	◎	×
K-4	○	○	○	○	◎	○
K-5	○	○	○	○	◎	○
S-P	○	△	△	△	◎	△
N-1	○	○	○	△	◎	△
N-2	○	○	○	○	◎	○

* 試験結果 (A)：耐候性試験前

* 試験結果 (B)：耐候性試験後

* 評価基準

① 耐衝撃性 ◎：S-Pに比べ重量減少量が少ない。

○：S-Pと同程度の重量減少量。

×：S-Pに比べ重量減少量が多い。

② 付着性 ○：付着力があり、素地（ゲルコート面）との層間剥離がない。

△：付着力はあるが、素地（ゲルコート面）との層間剥離がある。

または、基盤目試験で剥離がある。

×：付着力はあるが、素地（ゲルコート面）との層間剥離があり、
基盤目試験でも剥離がある。

③ 光学計測 ◎：耐候性試験後も初期の状態を維持している。

×：耐候性試験後塗膜劣化がみられる。

④総合評価 ○：全ての試験項目で △ 及び × が無いもの。

△：いくつかの項目で △ があるもの。

×：一つ以上の項目で × のあるもの。

これらの結果より、全ての試験項目で欠陥のなかった C-1（ウレタンエラストマー樹脂塗料＋柔軟形ふっ素樹脂塗料上塗）、K-4（柔軟形エポキシ樹脂塗料下塗＋柔軟形ふっ素樹脂塗料上塗）、K-5（柔軟形エポキシ樹脂塗料下塗＋柔軟形ふっ素樹脂塗料2回）、N-2（厚膜柔軟形ウレタン化エポキシ樹脂塗料＋ふっ素樹脂塗料上塗）の4塗装仕様が推奨できる。

4. 土木構造材料としての安全率・設計値

4. 1 安全率の考え方

FRPを土木構造材料として用いる場合には、その破損が構造物の安全性を著しく損なう可能性が高いので、適切な安全率を用いて設計される必要がある。本章では、「土木構造用FRPの適切な安全率」について検討結果を述べる。

図-4・1に、GFRP引抜成形材の引張試験における、歪み-応力線図の事例を示す。引抜方向に対して90°方向では、歪みの増加にともない歪み-応力線図の傾きが小さくなる傾向にある。引抜方向に対して0°方向の場合でも、90°方向よりは小さいものの、歪みの増加にともないわずかながら傾きが小さくなる傾向がある。この傾きの変化は繊維とマトリックス樹脂の部分的破壊によるものであり、初期破壊と呼ばれる。土木構造物に期待される数十年の寿命と、その構造材料に求められる高い信頼性に應えるために、FRP部材が初期損傷を起さないように設計される必要がある。

安全率の設定方法には様々な方法があるが、本章では最大応力（以下強さとする）を低下させる様々な要因を考慮し、各要因毎に安全係数を設定し、これらをかけ合わせたものを安全率とした。

$$\text{許容応力} : \sigma = \sigma_0 / F \quad \cdots \cdots (4 \cdot 1)$$

ここに σ_0 : FRPの強さ（実測値より求める）
F : 安全率

$$\text{安全率} : F = F_1 \times F_2 \times \cdots \times F_n \quad \cdots \cdots (4 \cdot 2)$$

ここに $F_1, F_2, \cdots, F_n$: 強さ低下の因子の安全係数

強さは実測値を用いるのを原則とする。実測値が得られない場合には、類似材料のデータにより暫定的な安全率を検討し概略設計に用いるが、実測値が得られたら、実測値により安全率を再度検討し直すこととする。

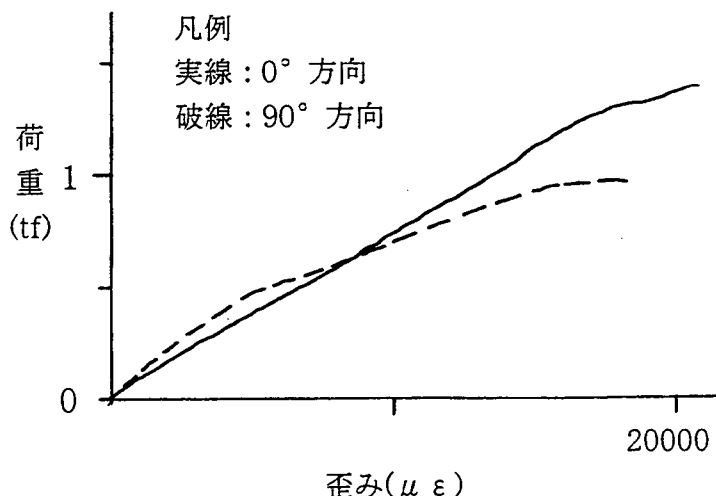


図-4・1 引張試験の歪み-応力線図

4. 2 FRPの強さ低下に影響を与える因子

FRPの強さ低下に影響を与える因子としては、(1)材料品質のばらつき、(2)環境劣化、(3)荷重(静的及び動的)、の3種類が主なものとしてあげられる。これらの個々の因子について、強さ低下特性と安全係数を検討した。本検討では、GFRP及びCFRPを対象とした。

4. 2. 1 材料品質のばらつきに関する安全係数

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り、材料品質にばらつきが生じる。材料品質のばらつきに関する安全係数は、航空やプラントなど、FRPの実績のある分野で確立された方法がある。土木構造材料についてもそれらを準用することが可能である。ここでは、大きさや構造が土木構造材料と比較的近い、大型水槽の安全係数を適用した。FRP水槽構造設計計算法¹⁾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。

材料品質のばらつきに関する安全係数: $F = F_0 \times L_1 \times \cdots \times L_n$ (4・3)

ここに

F_0 : 基本的安全係数 材料の破壊強さが基準となる場合 $F_0=1.3$

部材の剛性が基準となる場合 $F_0=1.2$

L_1 : 材料特性値の信頼度係数 (試験条件と実際条件との差) $L_1=1.1$

L_2 : 用途・重要度係数 (雪・風・地震荷重などに対する係数) $L_2=1.0$

(外力に関する基準で考慮するので、安全係数は1.0とする)

L_3 : 外力荷重の推定不確定係数 $L_3=1.0$

(外力に関する基準で考慮するので、安全係数は1.0とする)

L_4 : 構造計算での精度係数 有限要素法等の精度の良い方法を採用する場合 $L_4=1.0$

等方性材料力学で検討する場合 $L_4=1.2$

L_5 : 材料特性のばらつき係数 $L_5=1/[1-k_p(\sigma/x)]$

(材料試験の平均値 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。99.9%の場合で $k_p=3.09$)

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、問題とならない。

材料特性のばらつき係数は実際に使用する材料の試験を行い決定する。このため、設計時に材料がない場合には、類似材料の安全率で代用し、材料が設計・製作されて試験結果が出た後に、最終的な安全率を決定する。

4. 2. 2 環境劣化に関する安全係数

一般にFRPは無塗装の場合、土木環境中で表面の樹脂が劣化し、繊維部分が露出してしまう。また、高湿環境では水分が浸透する。これらはFRPの強さにある程度の影響を与える場合があるので、安全係数として検討しておく必要がある。環境劣化に関する安全係数は、初期の静的強さに対する、環境劣化後の強さの低下率（保持率）から得ることとした。表－4・1に環境劣化による物性保持率に関する文献値を示す。GFRPの場合には屋外暴露5年程度で、曲げ強さが0.8くらいまで低下するとの報告がある。引張強さよりも曲げ強さや疲労特性などの方が変化を生じやすいようである。

表－4・1 環境劣化に関する物性保持率

材料	暴露試験後の物性保持率	文献
GFRP	0.95（曲げ強さ,5年） 1.0（引張強さ,ハント・レイアップ成形,5年）	植村他(1996) ²⁾
GFRP	1.0（引張・衝撃強さ,ハント・レイアップ成形,3年） 0.95（引張・衝撃強さ,プレス成形,3年） 0.85（疲労限,ハント・レイアップ成形,2年）	鶴江(1994) ³⁾
GFRP	0.9（曲げ強さ,引抜成形,2年） 1.0（塗装品,曲げ,引抜成形,2年）	建設省土木研究所（本報告書第3章第2節）
CFRP	0.9（曲げ・せん断強さ,2年）	Backer(1984) ⁴⁾
CFRP	1.0（引張,プレス成形,10年） 僅かな変化（曲げ,プレス成形,10年）	山口他(1998) ⁵⁾

これらのデータから安全係数の検討するにあたっては、以下の点に注意が必要である。1)発表されている暴露試験の期間はおおむね数年であり、供用時間が数十年であることを考慮しなくてはならない。2)塗装によって強さ低下をかなり抑制できる。実際のものはほぼ全て塗装されると考えて良い。このため、塗装等の実条件を考慮した上で、供用予定年数に応じた安全率の設定が必要である。

上記の1)については、塗装品では曲げ強さ低下が1.0（2年）のデータがあるものの、供用年数に比べて短期間であることから、現段階では、引抜成形材の無塗装の2年間のデータを採用し、0.9程度を設定するのが妥当であろう。この結果から得られる、大気中での環境劣化に対する安全係数は、1.1となる。

なお、大気中以外の環境の場合には、上記で考慮した環境とは全く条件が異なるため、別途検討する必要がある。例えば、コンクリートと接する場合には、勝木ら⁶⁾はコンクリート中におけるGFRPロッドの引張強さ保持率を15年推定値で0.6と報告している。

4. 2. 3 荷重に関する安全係数

FRPに荷重が作用するときに生じる劣化現象としては、繰り返し荷重を受ける場合の疲労破断と、静的荷重を長期間受ける場合のクリープ破断がある。

(1) 疲労破断に関する安全係数

FRP橋は鋼橋に比べて軽量であるため、全荷重に占める活荷重の割合が大きくなる。したがって、疲労破断に対する安全係数を適切に設定することが必要である。疲労破断に関する安全係数は、静的強さに対する 10^7 回疲労限度から得ることとした。主な既存文献から、この値を調べた結果を表-4・2に示す。

表-4・2 FRPの疲労特性 (10^7 回疲労限度/静的強さ)

材料	10^7 回疲労限度/静的強さ	試験条件	文献名・著者
鋼材 (参考)	0.45~0.55	引張	日本鋼構造協会編 (昭和52年) ⁷⁾
GFRP	0.22~0.41	両振,片振,引張,曲げ など様々な条件	FRP構造設計便覧p.37
GFRP	0.22~0.44 0.15~0.32	引張 曲げ	島村(1974) ⁸⁾
GFRP	0.23~0.60 0.18~0.30 (プレス成形の方が低い)	引張 曲げ	鶴江(1981) ³⁾
GFRP	0.22~0.23	曲げ	植村他 ⁹⁾
CFRP	0.4~0.6	曲げ,両振	FRP構造設計便覧p.70
CFRP	0.6~0.8	曲げ,片振	FRP構造設計便覧p.70
CFRP ハント・レイアップ成形 一方向材	0.73~0.82	引張,片振	池田哲史(1999) ¹⁰⁾
CFRP ハント・レイアップ成形 [+45/0/-45/90]s	0.66	引張,片振	池田哲史(1999) ¹⁰⁾
CF/GFハイブリッド [CFクロス/GF CSM/CFクロス]s	0.58	引張	植村他 ⁹⁾
CF/GFハイブリッド [CFクロス/GF CSM/CFクロス]s	0.19~0.23	曲げ	植村他 ⁹⁾

静的強さに対する 10^7 回疲労限度は、GFRPで0.22~0.41程度、CFRPで0.4~0.8であった。疲労特性はFRPの種類や載荷条件により異なるので、FRP橋梁の設計条件にあわせて疲労試験を行うのが望ましい。そこで、FRP橋梁と類似の材料・荷重載荷条件の安全係数を準用する。疲労破断に関する安全係数は、表-4・2からGFRPで2.5~5、CFRPで1.25~2.5程度と見込まれる。また、CF/GFハイブリッドの場合には、引張疲労では疲労強度が高いが、曲げ疲労ではGFRPよりも疲労強度が低くなる報告があった。⁹⁾

なお、菊川¹¹⁾は、CFRPの場合2~20Hz程度の繰り返し荷重では、疲労破断に周波数による差が生じな

いと報告している。また、接合部の疲労については、シングルシエア（単せん断）継ぎ手の方がダブルシエア（複せん断）継ぎ手よりもS-N線図の傾きが大きい。すなわち疲労破断しやすい。ダブルシエア継ぎ手の疲労強さは非接合（穴有）とあまり変わらないと報告している。この文献の 10^7 回疲労限度/静的強さ（穴有）は約0.5である。接合部の場合はダブルシエア継ぎ手であれば、静的強さが低くなっているものの、S-N線図の傾きがほぼ同じで、 10^7 回疲労限度/静的強さは0.5位になっている。

（2）クリープ破断に関する安全係数

FRPに長期間、一定以上の静的荷重がかかる場合には、粘弾性挙動によるクリープ変形がおこり、クリープ破断を生じる。クリープ破断には樹脂のガラス転移温度(Tg)が深く関連しているが、Tg以上ではもちろんのこと、Tg以下の温度でも発生する。クリープに関する安全係数を設定する上では、クリープ破断が特に重要な項目になろう。クリープ破断に関する既存文献の報告は1000時間程度のものが多い。主な既存文献の静的強さに対する1000時間クリープ破断強さの比を表-4・3に示す。GFRPの場合、大気中では0.64~0.7程度である。これを基にすると、クリープ破断に関する安全係数は1.6程度が適している。

FRPは弾性率が低いため、多くの場合、構造設計の際に強さに余裕を持たせた設計となるため、大きな弱点となりにくいと考えられる。

表-4・3 FRPの静的荷重に関する特性（1000時間破断強さ/静的強さ）

材料	1000時間破断強さ/静的強さ	文献
GFRP	0.7（引張） 0.25（曲げ、塩水中）	FRP構造設計便覧,p.71
GFRP	0.64（曲げ）	建設省土木研究所（未発表）
GFRP	0.65~0.68	EUROCOMP Design Code ¹⁴⁾
CFRP	0.9（引張） 0.7（曲げ）	FRP構造設計便覧,p.71

4. 3 最終的な安全率

4. 3. 1 安全率の決定と照査

(1) 安全率の決定

安全率は、各安全係数から式(4・2)より計算される。この場合、各部材の応力条件に合わせて、必要な安全係数が異なってくる。活荷重に対しては疲労破断に関する安全係数を使い、死荷重に対してはクリープ破断に関する安全係数をつかう。

(2) 安全率の照査

構造設計時に、活荷重が疲労破断に関する安全係数を、死荷重が部材の破壊荷重／クリープ破断に関する安全係数を、それぞれ越えないことを確認する。

4. 3. 2 安全率の計算例

3章で行った試験結果を基に、上記の方法で安全率の算出を行った。この試算ではFRPを構造部材とした8mの歩道橋を想定した。結果を以下に示す。

(1) 材料品質のばらつきに関する安全係数

$F_0=1.2$ (部材の剛性が基準となる)

$L_1=1.1$

$L_2=1.0$

$L_3=1.0$

$L_4=1.2$ (等方性材料力学で計算する)

$L_5=1.13$ (3章の試験結果より算出)

(2) 環境劣化に対する安全係数：1.1 (大気中)

(3) 荷重に関する安全係数

1) 疲労破断に関する安全係数：4.0

2) クリープ破断に関する安全係数：1.6

(4) 安全率

1) 疲労破断に関する安全係数が必要な場合：7.9

2) クリープ破断に関する安全係数が必要な場合：3.2

(疲労破断を考慮しなくて良い場合)

この安全率は暫定的に求めたものであり、設定条件により変わることがある。

4. 3. 3 FRP引抜成形材の一般的な安全率

前節で試験的に得たGFRPの安全率を、土木以外の分野で用いられている安全率と比較するために、他分野における安全率を調べた。結果を以下に示す。

(1) 引抜成形材の一般的な安全率の例

繊維強化プラスチック引抜材技術マニュアル¹²⁾は、以下のような一般的な安全率を示している。

・ 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

(2) 海外のFRPメーカーの安全率の例

MMFG社設計マニュアル¹³⁾は、以下のような一般的な安全率を示している。

・ 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

(3) 海外の設計指針の例

EUROCOMP Design Code¹⁴⁾は、材料に対して以下のような安全率を示している。

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）

材料に関する安全率： $\gamma_m = \gamma_{m,1} \cdot \gamma_{m,2} \cdot \gamma_{m,3}$

（ γ_m は1.5以上であること、但し10を越える必要はない）

上記が材料の安全率の基本であるが、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、

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

となる。

(4) 本報告の安全率との比較

本報告で得た安全率の結果は、静的荷重を考慮する場合には3.6となったが、(1)の安全率の例では「静的な長期荷重=3~6」となっており、この範囲内になっている。また、(2)では安全率は2.5~4.0の範囲内にあり、本報告の値と大きなずれはない。疲労荷重については、本報告では8.9を得たが、(1)では「繰り返し荷重=6~12」となっており、これについても範囲内にあった。4.3.2の事例を(3)の方法で安全率を試算すると、 $\gamma_{m,1}=1.15$ 、 $\gamma_{m,2}=2.0$ 、 $\gamma_{m,3}=2.5$ 、 $\gamma_{m,4}=1.5$ となり、疲労を考慮しない場合は5.75、疲労を考慮する場合には8.625となり、疲労を考慮しない場合には(3)の方法の方がやや高い値となったが、疲労を考慮する場合には同程度となった。

4. 4 基準強さ

前節により得た安全率と式(4・1)により、基準強さを計算する。なお、弾性率については試験結果、あるいは計算結果を基に設定する。

実際の構造物で用いられるFRPの積層構成が分かっている場合は、積層構成から得られる物性計算値に基づき基準強さを定める。また、実際に用いるFRPの物性試験結果がある場合には、これに基づき基準強さを定めるのが望ましい。以下は、第3章の結果を基に設定した基準強さの設定事例である。FRPの積層構成が定まっていない場合などの概略設計等に活用することができる。

なお、以下の事例では、GFRP引抜成形材を歩道橋に用いる場合を想定した。GFRP引抜材は、ビニルエステル樹脂をマトリックスであり、厚さ4mm、幅420mmの板状である。

4. 4. 1 安全率の計算

(1) 材料品質のばらつきに関する安全係数： $1.2 \times 1.1 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.2 \times 1.13 = 1.79$

部材の剛性が基準となる：1.2

材料特性値の信頼度係数：1.1

用途・重要度係数：1.0

外力荷重の推定不確定係数：1.0

構造計算精度：1.2（等方性材料力学で計算する）

ばらつき係数（第3章のデータを用いた）：1.13

(2) 疲労荷重条件：1.0

外力条件から疲労荷重は殆どかからないと仮定した。

(3) 静的荷重条件：1.6

クリープ破断に関する安全係数は4.3.2節にもとづき設定した。

(4) 環境条件：1.1

環境劣化に関する安全係数は4.3.2節にもとづき設定した。

(5) 安全率

安全率は、 $1.79 \times 1.0 \times 1.6 \times 1.1 = \underline{3.2}$ となる。

4. 4. 2 照査

- ・構造物の構造設計を行ったあとで、安全率が適切であったことを確認する必要がある。
- ・疲労荷重は殆どかからないと仮定したので、部材にかかる活荷重が破壊荷重の1／安全率以下であることを確認する。

4. 4. 3 基準強さの計算

(1) 物性試験の結果

構造設計に必要な物性項目としては、引張特性、曲げ特性、圧縮特性、層間せん断強さ、横せん断強さ、面内せん断強さの6種類があげられる。これらの物性試験結果を表－4・4に示す。繊維の積層構成が異なる3種類の試料を試験した。引抜方向に対して0°方向の引張強さと弾性率は実測値は計算値と比較的良く一致した。90°方向の引張強さは実測値が計算値よりも低い値となっており、計算値から設計用物性値を得るには、安全係数(1.2)の設定が必要であった。

表－4・4 共同研究におけるGFRP引抜成形材の物性試験結果

項 目		単位	G F / V E					
			0° 方向			90° 方向		
			ロービング率 43%	26%	12%	ロービング率 43%	26%	12%
			マット率 19%	32%	42%	マット率 19%	32%	42%
			クロス率 38%	43%	46%	クロス率 38%	43%	46%
引張試験	引張強さ (計算値)	MPa	518 (450)	358 (342)	332 (262)	147 (178)	165 (193)	158 (198)
	引張弾性率 (計算値)	GPa	24.0 (23.5)	19.2 (18.9)	18.4 (15.4)	12.9 (10.1)	12.1 (11.6)	12.9 (12.3)
曲げ試験	曲げ強さ	MPa	413	291	279	281	287	264
	曲げ弾性率	GPa	11.9	10.3	9.8	11.4	10.7	10.3
圧縮試験	圧縮強さ	MPa	430	329	299			
	圧縮弾性率	GPa	30	22	24			
層間せん断試験	層間せん断強さ	MPa	38.4	32.5	31.8	24.6	27.1	26.5
横せん断試験	横せん断強さ	MPa	183	154	142	90.2	98.7	94.0
面内せん断試験	面内せん断強さ	MPa	106	122	128			

(2) 設計用物性値の設定

表-4・4の物性試験結果をもとに、安全率を考慮していない設計用物性値を設定した。結果を表-4・5に示す。90°方向の引張強さのみに計算値から設計値への経験係数(1.2)を設定した。また、表-4・5中の*は、試験誤差と考えられる数値の逆転を修正した部分である。

表-4・5 設計用物性値表(安全率1.0)

項 目		単位	G F / V E					
			0° 方向			90° 方向		
			ロビンク率 43%	26%	12%	ロビンク率 43%	26%	12%
			マト率 19%	32%	42%	マト率 19%	32%	42%
			クロス率 38%	43%	46%	クロス率 38%	43%	46%
引張試験	引張強さ	MPa	450	342	262	148	161	165
	引張弾性率	GPa	23.5	18.9	15.4	10.1	11.6	12.3
曲げ試験	曲げ強さ	MPa	413	291	279	281	281*	264
	曲げ弾性率	GPa	11.9	10.3	9.8	11.4	10.7	10.3
圧縮試験	圧縮強さ	MPa	430	329	299			
	圧縮弾性率	GPa	30	24*	24			
層間せん断試験	層間せん断強さ	MPa	38.4	32.5	31.8	24.6	26.5*	26.5
横せん断試験	横せん断強さ	MPa	183	154	142	90.2	94.0*	94.0
面内せん断試験	面内せん断強さ	MPa	106	122	128			

(3) 安全率を考慮した設計用物性値の設定

表－４・５と、４．４．１で決定した安全率をもとに、安全率を考慮した設計用物性値表を作成する。結果を表－４・６に示す。表－４・６は引抜成形材を用いた構造物の概略設計に用いることができるが、利用にあたっては本節で設定した条件を十分に考慮する必要がある。

繊維の積層構成は、引抜成形材としては一方向性が比較的強いものと、等方性に比較的近いものを設定している。引抜成形の場合でも積層構成によって一方向性をこの程度に変えることが出来ることが分かる。

表－４・６ 設計用物性値表（安全率3.2）

項 目		単位	G F / V E					
			0° 方向			90° 方向		
			ロービング率 43%	26%	12%	ロービング率 43%	26%	12%
			マット率 19%	32%	42%	マット率 19%	32%	42%
			クロス率 38%	43%	46%	クロス率 38%	43%	46%
引張試験	引張強さ	MPa	141	107	82.9	46.3	50.3	51.6
	引張弾性率	GPa	23.5	18.9	15.4	10.1	11.6	12.3
曲げ試験	曲げ強さ	MPa	129	90.9	87.2	87.8	87.8	82.5
	曲げ弾性率	GPa	11.9	10.3	9.8	11.4	10.7	10.3
圧縮試験	圧縮強さ	MPa	134	103	93.4			
	圧縮弾性率	GPa	30	24	24			
層間せん断試験	層間せん断強さ	MPa	12.0	10.2	9.9	7.7	8.3	8.3
横せん断試験	横せん断強さ	MPa	57.2	48.1	44.4	28.2	29.4	29.4
面内せん断試験	面内せん断強さ	MPa	33.1	38.1	40.0			

〈参考文献〉

- 1) 福田他, 「FRP水槽構造設計計算法」(強化プラスチック協会, 1996)
- 2) 植村他, 「FRP構造設計便覧」 p.55(1994)
- 3) 鶴江, 北海道工業開発試験所報告第24号, p198(1981)
- 4) Backer, J. of Amer. Heli. Soci., Vol.29, p.3(1984)
- 5) 山口, 百島, 代田, 強化プラスチック, Vol.44, No.2, p.56 (1998)
- 6) 勝木, 魚本, 土木学会論文集No.544/V-32, pp.101-107 (1996)

- 7)日本鋼構造協会編「建設用鋼材」(昭和52年, コロナ社)
- 8)島村,機械技術研究所報告第80号, p23 (1974)
- 9)植村他,「ハイブリッド(GF/CF)FRP積層板の力学的特性に関する研究報告書」昭和59年3月(強化プラスチック協会ハイブリッドFRP調査研究専門委員会)
- 10)池田哲史,強化プラスチックVol.45, p175 (1999)
- 11)菊川, 日本複合材料学会誌Vol.22, No.3 ,p100 (1996)
- 12)宮入他「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, H8)
- 13)"EXTREN[®] Design Manual", Morrison Molded Fiber Glass Company (1989)
- 14)Clarke, J. J., "Structural Design of Polymer Composites -EUROCOMP Design Code and Handbook-", E & FN SPON (1996)

5. 曲げ部材としての力学特性

5. 1 検討の目的

諸外国の例を見ても、FRPは橋梁を初めとする曲げ部材に適されることが多い。これまでの検討から、FRPの材料特性はある程度明らかになったが、FRPは異方性材料であるため、部材とした場合に、従来の建設材料である鋼やコンクリートの考え方をそのまま利用できるか否かを確認する必要がある。

本章では海外での事例が比較的多い閉断面を持つ曲げ部材として、角形パイプ形状のGFRP部材を選び、静的4点曲げ試験を対象として、実験値と解析値の評価を行った。さらに、曲げ耐力の向上を目的として箱形断面GFRP部材の中空部分にモルタルを充填した部材の曲げ耐力について、同様な評価を行った。

5. 2 小型GFRP KP-40供試体の曲げ載荷試験

5. 2. 1 供試体の製作と載荷試験方法

箱形断面GFRP部材としては、KP40（外形断面寸法は $h40 \times b25 \times t3mm$ ）を用いた。GFRPの材料特性は表－5. 2. 1に示す通りである。GFRPはMat/Roving/Matの3層構造となっており、表－5. 2. 1の値は3層の材料特性を合成したものである。

供試体は内部にモルタル充填を行わない供試体(記号F)、普通モルタル（記号NF）、軽量モルタル（記号LF）、超軽量モルタル（記号SLF）を充填した供試体の4種類とした。試験時における充填モルタルの材料特性は表－5. 2. 2に示す通りである。充填モルタルの弾性係数は、曲げ試験実施日と同一材令の円柱供試体（ $\phi 50mm \times 100mm$ ）を用いて実験により求めた。

コンクリート打継用のエポキシ樹脂接着剤を塗布した直後にモルタルを打設した。モルタルに用いたセメントはいずれも早強セメントとした。モルタルを充填した供試体は、試験室内で14日間封かん養生したのち実験に供した。

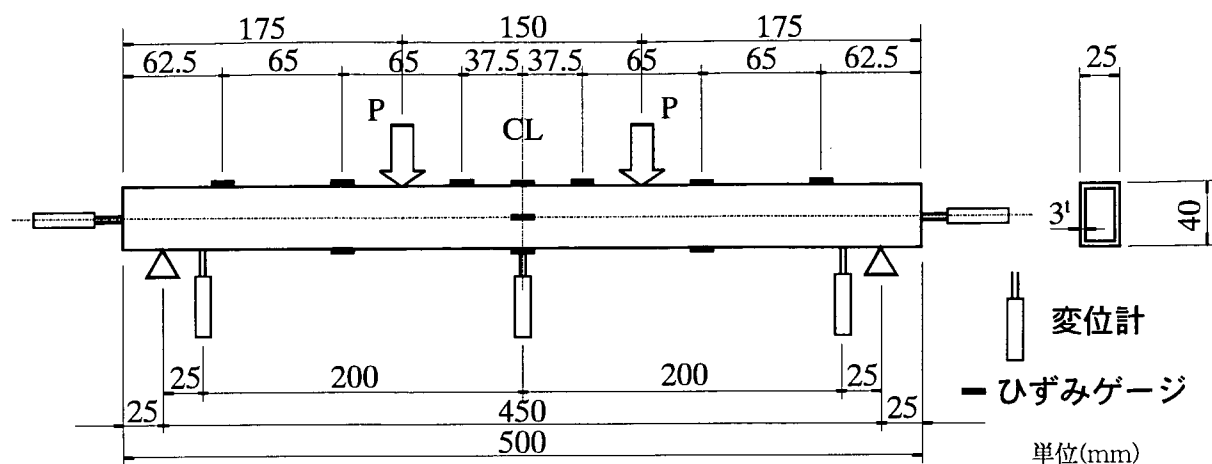
載荷実験概要を図－5. 2. 1に示す。供試体の桁長は500mm、支間は450mmとし、荷重は支間中央から左右の75mmの位置に2点載荷した。試験時には図－5. 2. 1に示した位置のひずみと変位を測定した。

表－5. 2. 1 KP-40供試体 GFRPの材料特性

	引張	圧縮	せん断		
			面内	層間	横
弾性係数 (GPa)	30.558	30.616	－		
強度 (MPa)	630.9	504.7	－	－	－

表－5. 2. 2 KP-40供試体に充填したモルタルの材料特性

	比重	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	せん断弾性係数 (GPa)	ポアソン比
普通モルタル	2.38	72.9	29.8	12.4	0.2
軽量モルタル	1.86	57.2	20.4	－	－
超軽量モルタル	1.51	53.3	16.4	－	－



図－5．2．1 小型GFRP KP-40供試体とその載荷実験方法

5. 2. 2 解析方法

(1)FEM解析

箱型断面GFRP部材の力学特性を解析する場合、異方性材料に対しても適用が比較的簡単なFEMを用いた。また、FEMは変位だけでなく、応力の解析にも有効であることが確認されている。

GFRP-KP40各層の弾性係数は表－5．2．3に示す通りである。GFRP部材各層の弾性係数は、各層を構成するガラス、CSM (Continuous Strand Mat)、VE (Vinyl Ester) 樹脂等の弾性係数から求めた推定値である。GFRP-KP40各層の弾性係数を推定するに当たっては、GFRP各層における V_f 値として、便宜上、部材全体の V_f 値60%を用いた。

表－5．2．3 GFRP KP-40各層の弾性係数

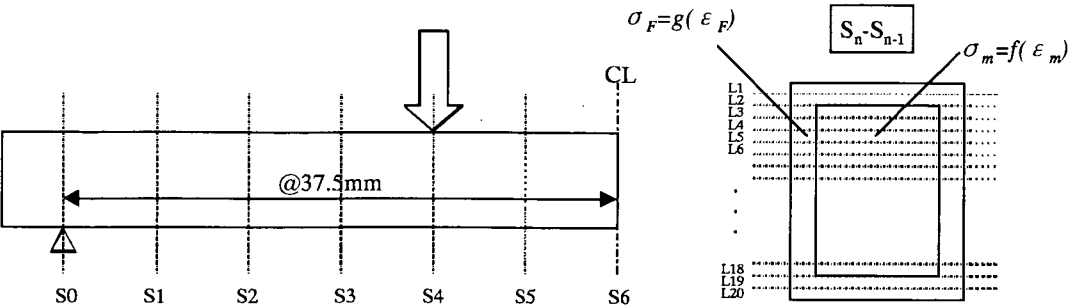
	弾性係数 (GPa)						ポアソン 比	層厚 (mm)
	Ex	Ey	Ez	Gxy	Gyz	Gzx		
Mat	18.7	18.7	18.7	7.08	7.08	7.08	0.32	1
Roving	48.2	9.18	9.18	5.97	6.33	5.97	0.24	1.325
Mat	18.7	18.7	18.7	7.08	7.08	7.08	0.32	1

(2)梁理論に基づく非線形解析

モルタルを充填したFRPモルタル合成梁において、FRPパイプの内部に充填したモルタルの応力ひずみ関係は非線形である。さらに、一般にコンクリートやモルタルの圧縮ひずみの限界は $3500\mu\text{m}/\text{m}$ 程度であり、FRPのひずみの限界値は $10000\mu\text{m}/\text{m}$ を超えることから、内部のモルタルの圧縮破壊が先行したのちFRPの破壊を生じるものと考えられる。FEM解析においてこれらの非線形性を考慮するのは極めて面倒であるため、梁理論に基づく非線形解析を実施した。

図－5．2．2に非線形解析法の概念を示す。解析は梁の対称性を利用した半解析とし、まず、支間中

中央から支点にかけて梁を37.5mmピッチに6分割(7断面)する。各断面はFiberモデル理論での繊維が20層合成されたものとみなし、各層について、FRPとモルタルに応力ひずみ関数、各々、 $\sigma_F=f(\varepsilon_F)$ 、 $\sigma_m=f(\varepsilon_m)$ を与えて各断面でのひずみの線形性が成り立つものと仮定して、各断面応力が釣合うまで繰り返し計算を行い、ひずみと応力を求めた。FRPとモルタルの応力ひずみ関係式は材料試験における実測値から近似曲線を算出し使用した。なお、モルタル充填FRP梁の破壊条件はFRPの圧縮あるいは引張応力が各々の強度に達した時とした。なお、モルタルの破壊は剛性の変化と考え、引張応力が引張強度に達した時はモルタルの弾性係数をゼロとし、圧縮ひずみが限界ひずみを超えたときは応力一定のままひずみだけが增加するものとした。



図－5．2．2 非線形解析方法の概念図

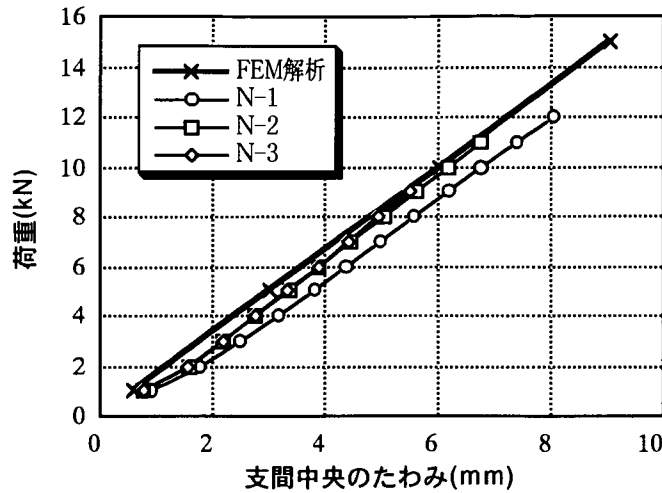
5．2．3 モルタルを充填しない供試体の曲げ破壊特性

載荷実験時の最大荷重と破壊形態を表－5．2．4に示す。各供試体の破壊荷重は9.9～12.3kNであり、いずれも載荷点直下ウェブの層間剥離により終局に至った。支間中央における荷重と鉛直変位の関係を図－5．2．3に示す。計算値と実験値とは、終局に至るまで比較的良好に適合していることが確認される。これはGFRP部材が弾性領域に存在したまま脆性的に破壊に至ることを示すものと考えられる。

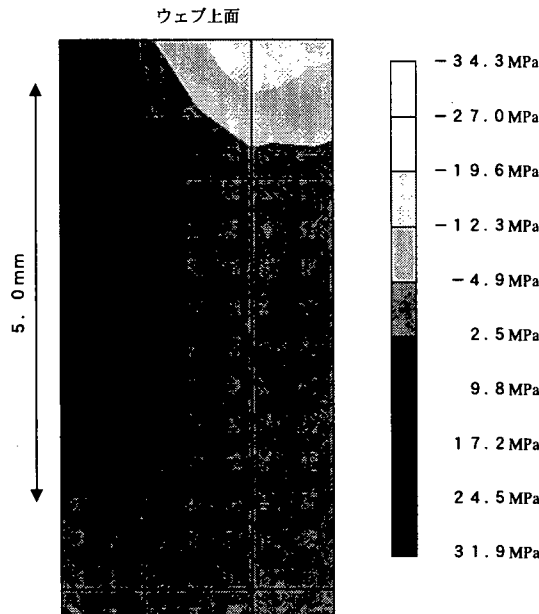
GFRP部材はウェブ層間剥離により終局に至ったが、層間剥離した箇所は載荷点直下におけるウェブの上部であった。GFRP部材の載荷点直下における層間せん断応力のFEM解析結果を図－5．2．4に示す。図－5．2．4は荷重10kNにおける解析結果であり破壊荷重とほぼ等しい。これを見ると、GFRPウェブ上部の層間せん断応力は部分的に20～30MPaに達している。GFRP-KP40の層間せん断強度は確認されていないが、同じような積層構成を有するGFRP部材の層間せん断強度から判断すると、層間せん断強度は20～30MPaと推定される。本解析では、GFRP隅角部の層構成について厳密なモデル化を行っていないことや、線荷重

表－5．2．4 モルタルを充填しないKP-40供試体の最大荷重と破壊形態

供試体種別	番号	実験結果	
		最大荷重	破壊形態
GFRP (F)	1	12.3kN	ウェブ層間剥離
	2	11.2kN	ウェブ層間剥離
	3	9.9kN	ウェブ層間剥離
	平均	11.1kN	



図－5．2．3 モルタルを充填しないKP-40供試体の荷重とたわみの関係



図－5．2．4 モルタルを充填しないKP-40供試体の荷重10kN時の層間せん断応力

を6節点に配分した点荷重をモデルで用いたこと等により、その影響を受けやすい隅角部で厳密な値が得られていない可能性もあるが、FEM計算値は、実験結果をほぼ表現していると考えられる。

従来の土木用構造材料では本実験で生じたような層間剥離で終局に至ることはなく、設計上、見落としがちであるが、本実験のように集中荷重が作用する場合はFRP部材特有の問題として認識しておくと同時に、GFRP部材の層間せん断強度は圧縮強度や引張強度に比べて一桁低いため、曲げ耐力を向上させるためには、ウェブ層間せん断応力を軽減させる方策を講じることが必要である。

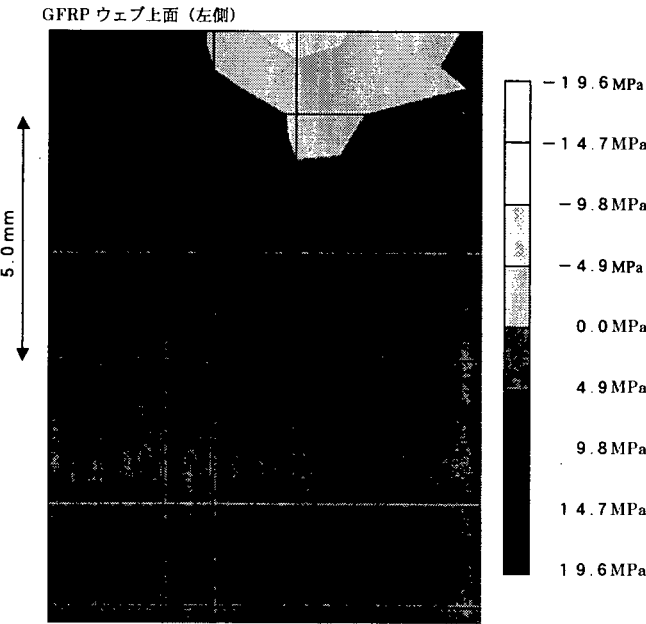
5. 2. 4 モルタル充填FRP梁の荷重試験結果

(1)モルタル充填の効果

各供試体の最大荷重と破壊形態を表－5. 2. 5に示す。各供試体の破壊荷重は普通モルタル充填供試体(NF)が平均28.2kN、軽量モルタル充填供試体 (LF) が平均25.6kN、超軽量モルタル充填供試体 (SLF) が平均26.0kNとなり、いずれもGFRP供試体 (F) の破壊荷重に比べて2～3倍大きくなった。いずれの供試体もF供試体でみられたような荷重点直下の層間剥離は見られなかった。これは内部に充填したモルタルが荷重に伴う鉛直応力を負担したためと推定される。

表－5. 2. 5 モルタル充填KP-40供試体の破壊荷重と破壊形態

供試体記号	番号	破壊荷重 (kN)	破壊形態	非線形解析結果	
				解析 1 (拘束無視) での破壊荷重 (kN)	解析 2 (拘束考慮) での破壊荷重 (kN)
NF(普通)	1	27.2	水平せん断破壊	28.2	31.0
	2	29.2	水平せん断破壊		
	平均	28.2			
LF(軽量)	1	27	上フランジ圧壊	27.1	29.3
	2	27.8	上フランジ圧壊		
	3	22.1	水平せん断破壊		
	平均	25.6			
SLF(超軽量)	1	25.7	水平せん断破壊	26.8	29.0
	2	27.4	水平せん断破壊		
	3	24.8	水平せん断破壊		
	平均	26			



図－5. 2. 5 NF供試体の荷重10kN時の荷重点直下における層間せん断応力のFEM解析結果

図-5. 2. 5にNF供試体の載荷点直下における層間せん断応力のFEM解析結果を示す。図-5. 2. 5は荷重10kNにおける層間せん断応力を示しているが、F供試体に比べてNF供試体の層間せん断応力は約10MPa程度小さくなっており、モルタル充填が層間せん断破壊の防止に有効であることを示している。同様に破壊荷重27.2kNにおける載荷点直下におけるGFRPウェブ上部の層間せん断応力を計算した結果、43.3MPaとなり、推定されるGFRP-KP40の層間せん断強度を大きく上回った。また、この時の水平せん断応力は14.4MPaとなり、推定されるGFRP-KP40のせん断強度を大きく下回った。

図-5. 2. 6にFEM解析においてNF供試体のモルタル断面を全断面有効と仮定した場合の支間中央における荷重とたわみの関係を、図-5. 2. 7に同様に中立軸より下のモルタル断面を無視した場合の荷重とたわみの関係を示す。なお、本解析においてモルタルとFRPは完全合成されていると仮定した。図-5. 2. 6の荷重とたわみの関係は初期の段階から大きく外れているが、図-5. 2. 7では荷重15kN付近までほぼ一致した。したがって、一般の設計で用いられる破壊荷重の1/2以下程度の領域であれば線形解析でも変形性状を表現でき、FRPの剛性を適切に評価すれば鉄筋コンクリートと同様な計算も適用可能と考

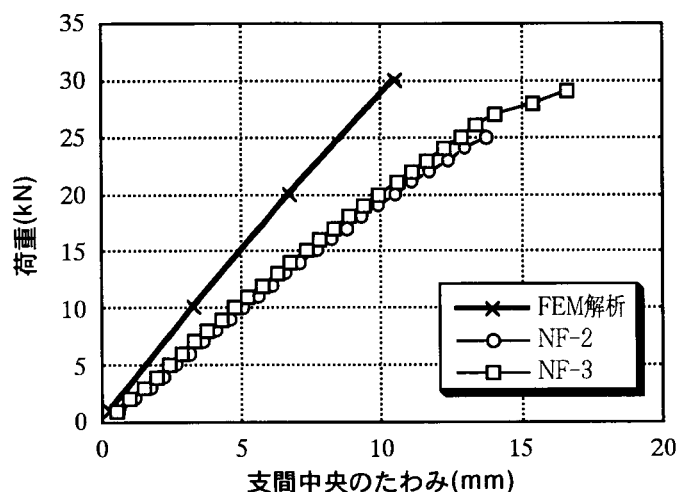


図-5. 2. 6 モルタル全断面有効によるたわみの線形FEM解析結果と実験値の比較

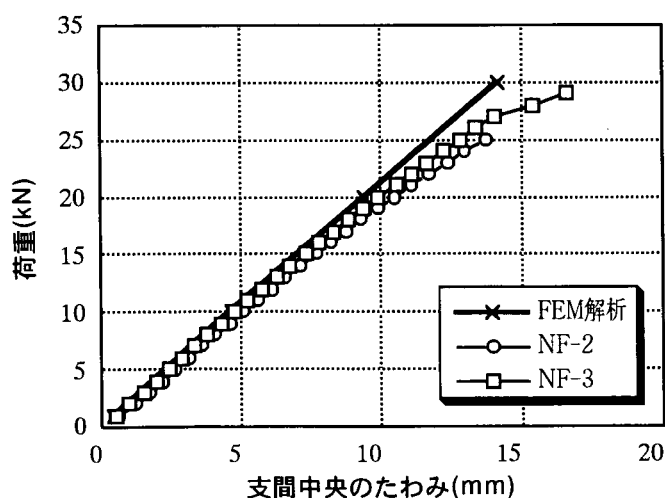


図-5. 2. 7 中立軸下のモルタル断面無視によるたわみの線形FEM解析結果と実験値の比較

えられる。

(2) 曲げ変形性状の非線形性

図-5. 2. 8に普通モルタル充填FRP梁の支間中央における荷重とたわみの関係の非線形解析結果と実測値の比較を、図-5. 2. 9に軽量モルタル充填FRP梁の支間中央における荷重とたわみの関係の非線形解析結果と実測値の比較を示す。いずれも計算値と実測値は終局まで比較的よく一致しており、本計算方法でモルタル充填FRP梁の変形性状が表されることがわかる。本計算方法ははり理論に基づくものであるから、今回実験に用いた供試体程度の異方性であればFRP部材であっても梁理論が適用できると考えられる。

図-5. 2. 10に非線形計算による普通モルタル充填FRP梁支間中央部の曲げ剛性比の変化を示す。ここで曲げ剛性比とはある荷重における曲げ剛性を初期(荷重ゼロ)の曲げ剛性で割ったものである。載荷直後から内部充填モルタルは引張りびわれを生じ、2kN載荷で曲げ剛性比が0.1となった以降、徐々に0.03程度まで曲げ剛性比が低下している。モルタルの剛性低下に伴い、合成断面として見たときの曲げ剛性比も荷重1kNで0.67となった以降、0.57まで徐々に低下している。逆に言えば、載荷初期に極端な剛性低下を生じた以降の剛性比の変化は0.1程度とわずかであり、線形FEM解析で述べたように実用的にはRC梁と同様な計算方法で変形解析は可能と考えられる。

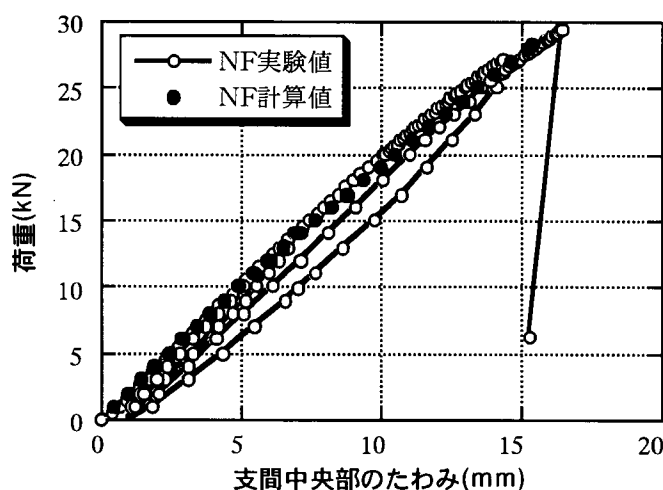


図-5. 2. 8 普通モルタル充填FRP梁のたわみと非線形解析結果の比較

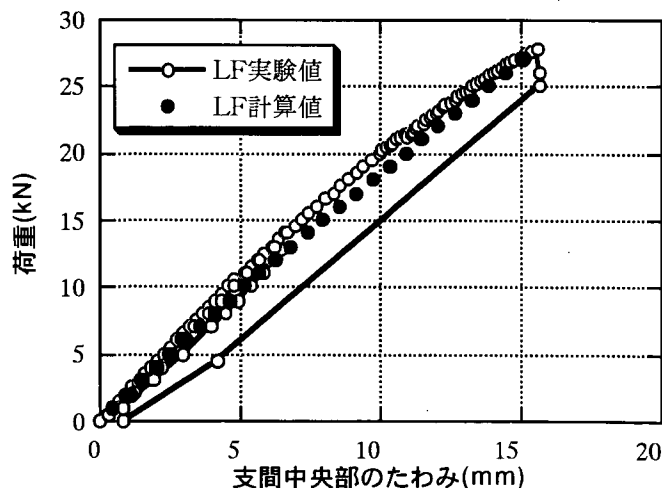
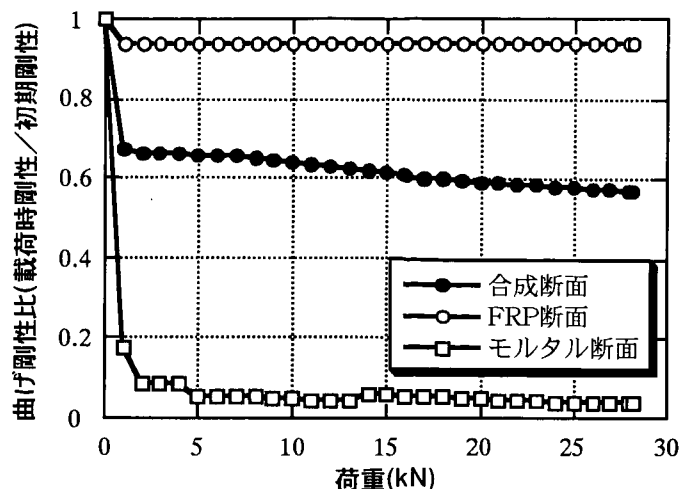


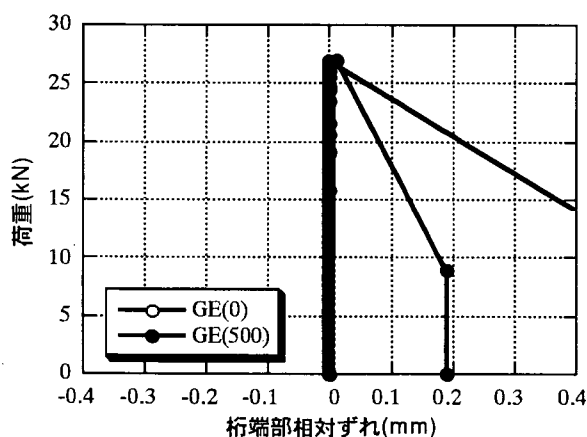
図-5. 2. 9 軽量モルタル充填FRP梁のたわみと非線形解析結果の比較



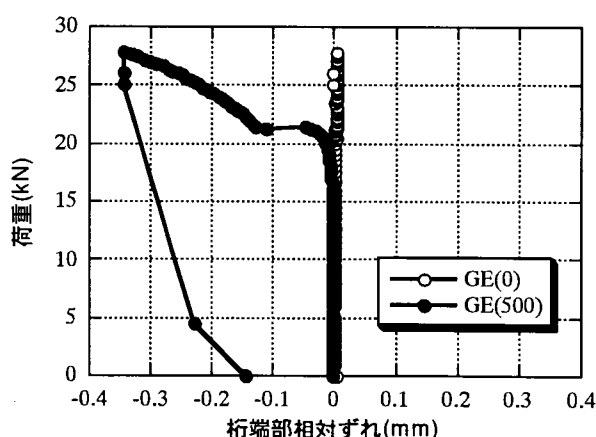
図－5．2．10 非線形計算による普通モルタル充填FRP梁支間中央部の曲げ剛性比の変化

(3)モルタル充填FRP梁の合成度

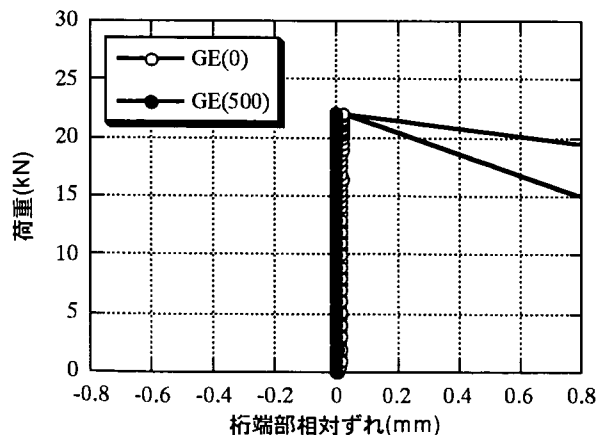
モルタル充填FRP梁は内部モルタルの状態が目視で確認できないため、内部モルタルのひびわれ発生状態やFRPとモルタル間のずれの状態が確認できない。そこで桁端部における内部モルタルとFRPの相対ずれ量から合成度合を判断する。図－5．2．11に軽量モルタル充填FRP梁の桁端部におけるモルタルとFRPの



(a)LW-1供試体



(b)LW-2供試体



(c)LW-3供試体

図－5．2．11 軽量モルタル充填FRP梁の桁端部におけるモルタルとFRPの相対変位

相対変位を示す。これらの供試体のうちLW-1供試体、LW-2供試体の破壊形態は曲げ圧縮破壊、LW-3は水平せん断破壊である。図-5. 2. 11に示した供試体のうち、LW-2供試体は荷重20kNを超えた時点から、片側の桁端部で明らかな相対変位を生じており、合成効果が失われたと予想されるものの、破壊形式は圧縮破壊であった。逆に、LW-3供試体は割合に小さな荷重で水平せん断破壊したが、破壊まで桁端部のずれの発生は見られなかった。また、LW-1供試体は圧縮破壊したが破壊まで桁端部のずれは見られなかった。図には示していないが、他の供試体も同様にずれを生じたものと、生じなかったものがあり、破壊形式と桁端部ずれの関係に相関はみられなかった。

(4) KP-40 FRP梁供試体の破壊形態

本実験におけるモルタルを充填しないFRP梁の破壊形態は載荷点直下ウェブの層間せん断破壊であり、モルタル充填FRP梁の破壊形態は水平せん断破壊と圧縮破壊の2通りであった。写真-5. 2. 1にウェブの層間せん断破壊状況を示す。この破壊は小さな破壊音と共に発生し、いかにも脆弱な破壊形態であった。

写真-5. 2. 2、写真-5. 2. 3に、各々、モルタル充填FRP梁の水平せん断破壊、圧縮破壊の状況を示す。モルタル充填FRP梁の水平せん断破壊は脆性的であり、何の前触れも無く、突然爆発的な音と共に破壊し、端部付近の内部モルタルが飛散した。逆に、圧縮破壊の場合は爆発的な音が発生すると同時に破壊したが、モルタルの飛散などは見られなかった。

前述の表-5. 2. 5には非線形解析による破壊荷重の計算結果を付記した。解析1はFRPによるモルタルのコンファインド効果を見逃したものであり、解析2はFRPによるモルタルのコンファインド効果を考慮したものである。なお、モルタルのコンファインド効果については参考論文が入手できなかったため、普通コンクリートと同様なコンファインド効果が得られるものとして計算を行った。破壊荷重の実測値と計算値を比較すると、LW-3供試体を除いて、解析1の計算値と実測値はおおよそ一致している。しかし、計算における破壊状態は水平せん断破壊を考慮しておらず、FRPが圧縮破壊する計算となっているため、LW-1、LW-2供試体を除いて破壊形態が一致していない。破壊形態が一致する軽量モルタル充填FRP梁LW-1、LW-2供試体と比較すると破壊荷重は解析2に比べて解析1がよく一致している。これは、曲げ部材であるためコンファインド効果が得られにくいことと、本実験に用いたFRPが特別な周方向の補強を行なっておらず、周方向の剛性が不足したためと推測される。

前述の線形FEM解析における普通モルタル充填FRP梁の破壊荷重27.2kNでの水平せん断応力の計算値は14.4MPaであり、推定されるGFRP-KP40のせん断強度を大きく下回っている。しかしながらKP-40の水平せん断強度は現行のJISに規定される方法では試験が行えないため、解析方法に問題があるのか、せん断強度そのものが推定値より小さいのかは不明である。また、本実験結果では内部充填材の材質に関わらず破壊荷重はほぼ同一となった。解析上も内部充填材の材質により破壊荷重には大きな差を生じていないが、これはモルタルの終局ひずみの限界値がFRPに比べて格段に小さく、内部充填材が降伏したのちもFRPの応力が増加し続けるためと考えられる。

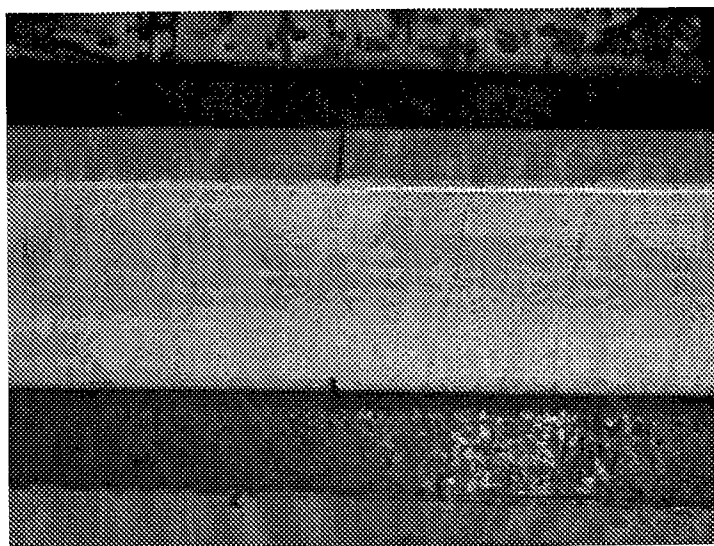


写真-5. 2. 1 モルタルを充填しないFRP梁のウェブ層間せん断破壊

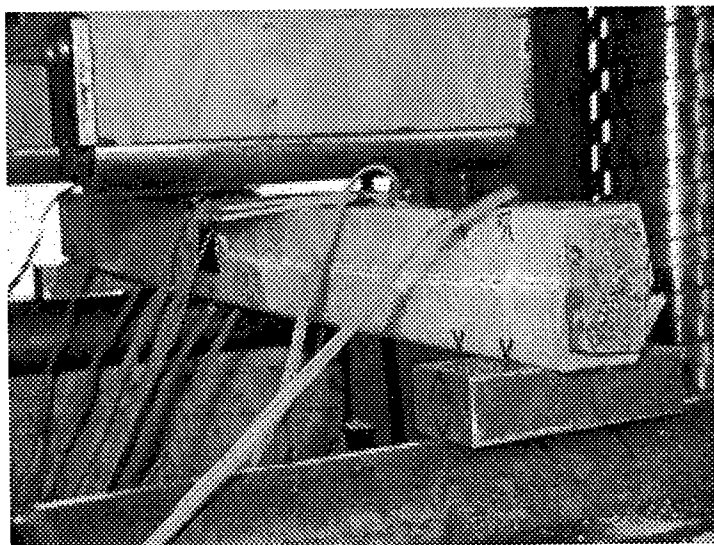


写真-5. 2. 2 モルタル充填FRP梁のウェブ水平せん断破壊

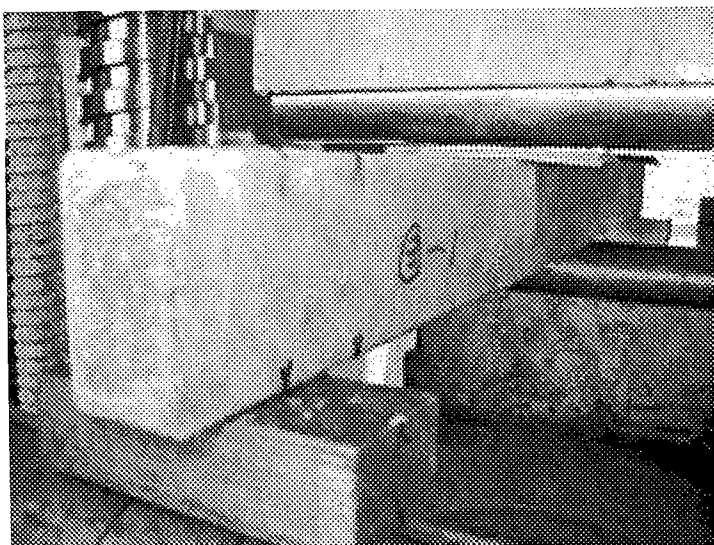


写真-5. 2. 3 モルタル充填FRP梁の上フランジ圧縮破壊

5. 3. 1 実験の目的

5. 3. 2 供試体

(1) GFRP梁

表-5. 3. 1 に供試体に用いたGFRPの基材構成と強度特性を示す。補強品のSP-100パイプの周方向補強は通常品のコンティニュアスストランドマット(以後CSMと略す)2層をバイアス($\pm 45^\circ$)のニットファブリック(以後VFと略す)に置き換えることにより行った。両製品とも成形に用いた型と樹脂は同一であるが、通常

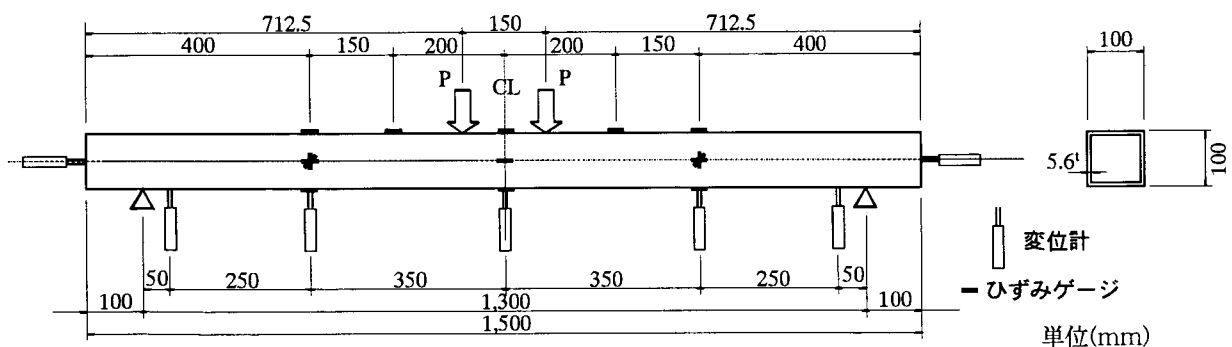


図-5.3.1 供試体と載荷試験の概要

表-5. 3. 1 供試体に用いたGFRPの基材構成と強度特性

	ガラス含有率					積層構成*	樹脂	圧縮特性		引張特性		曲げ特性			
	重量%				体積%			部材軸方向		部材軸方向		部材軸方向		直交方向	
	ガラス全体	R	CSM	VF				強度 (MPa)	弾性率 (GPa)	強度 (MPa)	弾性率 (GPa)	強度 (MPa)	弾性率 (GPa)	強度 (MPa)	弾性率 (GPa)
通常品	47.2	32.8	14.4	—	31.6	SM+CSM+R+CSM +R+CSM+SM	不飽和ポリ エステル	233	22.4	350	22.0	440	14.7	88	7.62
補強品	54.3	31.2	4.7	18.4	38.1	SM+VF+R+CSM+ R+VF+SM	不飽和ポリ エステル	235	22.4	376	22.0	472	17.0	110	8.75

※略号は、SM:不織布、CSM:コンティニュアスストランドマット、R:ローピング、VF:バイアスニットファブリック

品、補強品のガラス含有率は、各々、重量比で47.2%、54.3%、体積比で31.6%、38.1%とした。また、FRPの重量に対するローピング(以後Rと略す)重量は通常品、補強品共に31～32%程度とほぼ等しいが、CSMとVFの量は、通常品のCSMが14.4%であるのに対し、補強品ではCSMが4.7%とかなり少なく、VFが18.4%と多めにした。

これに伴い、通常品の圧縮強度・引張強度、各々、233MPa、350MPaに対する補強品の圧縮強度・引張強度は、各々、235MPa、376MPaと若干大きい程度となったが、直交方向の曲げ強度は各々、88MPa、110MPaと、強度は約25%増加した。

(2)モルタル

表－5. 3. 2に充填したモルタルの比重と強度特性を示す。充填に用いたモルタルは普通、軽量、超軽量の3種類であり、各々、比重は2.25、1.86、1.49であった。また、圧縮強度は各々、61.8、65.2、44.2MPa、弾性係数は各々26,700、18,500、15,200MPaであった。

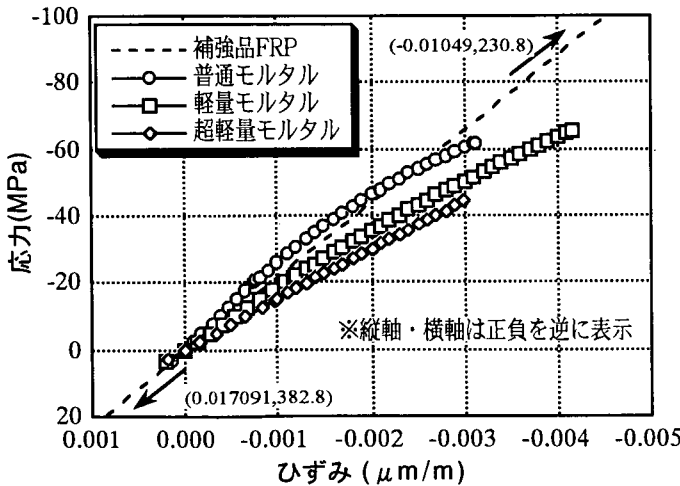
表－5. 3. 2 充填モルタルの比重と強度特性

モルタルの種類	比 重	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)	最大ひずみ ($\mu\text{m}/\text{m}$)
普通モルタル	2.25	61.8	26,700	3,118
軽量モルタル	1.86	65.2	18,500	4,152
超軽量モルタル	1.49	44.2	15,200	2,990

5. 3. 3 解析方法

梁の解析は5. 2. 2 (2)に示した非線形解析と同様の手法を用いた。解析における部材鉛直方向の分割層数は50層(2mmピッチ)とし、支間方向の分割数は支点から支間中央まで8断面(支点上から桁端部より600mmまで100mmピッチ、以後、載荷点、支間中央まで75mmピッチ)とした。

図－5. 3. 2に解析に用いた補強品FRPならびに充填モルタルの応力ひずみ関数を示す。なお、図の縦軸・横軸の正負は逆向きに表示している。FRPの応力ひずみ関係は圧縮・引張とも終局まで直線近似とし、



図－5. 3. 2 解析に用いた補強品FRPならびに充填モルタルの応力ひずみ関係

また、各モルタルの応力ひずみ関係は、引張強度から $1/3f_{ck}$ まで直線近似し、以後、終局まで二次放物線で近似した。終局時のひずみを比較すると、引張側のモルタルの終局ひずみはいずれも $100\mu\text{m}/\text{m}$ 程度であるのに対し、FRPは約 $17,000\mu\text{m}/\text{m}$ 程度と170倍程度の伸び能力を有する。また、圧縮側のモルタルの終局ひずみは約 $3,000\sim 4,200\mu\text{m}/\text{m}$ であるのに対し、FRPは約 $10,000\mu\text{m}/\text{m}$ と24倍～33倍程度の変形能力となっている。

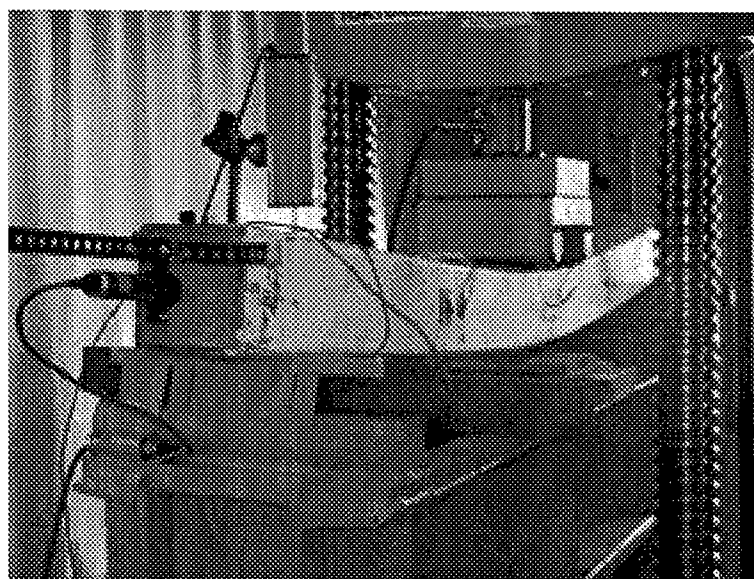
5. 3. 4 実験結果とその考察

(1)破壊性状

写真－5. 3. 1に载荷試験状況を、表－5. 3. 3に静的载荷試験の最大荷重と破壊形態、最大荷重時の各実測値を示す。モルタルを充填しない場合の破壊荷重は通常品、補強品共に平均 20.3kN であるのに対し、モルタルを充填した供試体の破壊荷重は通常品で約 $72\sim 78\text{kN}$ と、約3.5～3.8倍に向上し、補強品では約 $80\sim 87\text{kN}$ と、約4.0～4.3倍まで大幅に曲げ耐荷力が増加した。

同一の充填材を用いた梁の耐荷力で比較すると、補強品の耐荷力は通常品の耐荷力に比べて、普通モルタル充填の場合で1.18倍、軽量モルタル充填の場合で1.12倍、超軽量モルタル充填の場合で1.11倍といずれも通常品使用の場合の耐荷力を上回った。また、計算値に対する実験値の比は、各々、普通モルタル、軽量モルタル、超軽量モルタル充填の場合で、通常品の場合は0.91、0.90、1.03となり、計算値を下回るかほぼ等しくなったのに対して、補強品の場合は1.02、0.95、1.14と計算値にほぼ等しいか上回る値となった。全般的には計算値の実測値との差は-10%～+15%以内でありおおそ一致した。

破壊形態を見ると、KP-40の実験で見られた中立軸付近での水平せん断破壊は見られず、OR-1供試体で上フランジ角部の部材軸方向のせん断破壊が見られただけであり、他の供試体は圧縮破壊、あるいは引張破壊となった。写真－5. 3. 2にOR-1供試体の破壊状況を示す。OR-1供試体の破壊は極めて脆性的であ

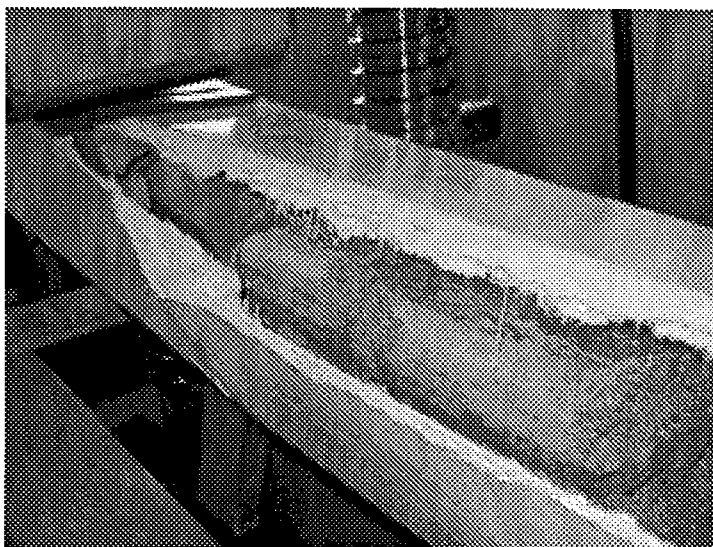


写真－5. 3. 1 モルタル充填FRP梁供試体の载荷試験状況

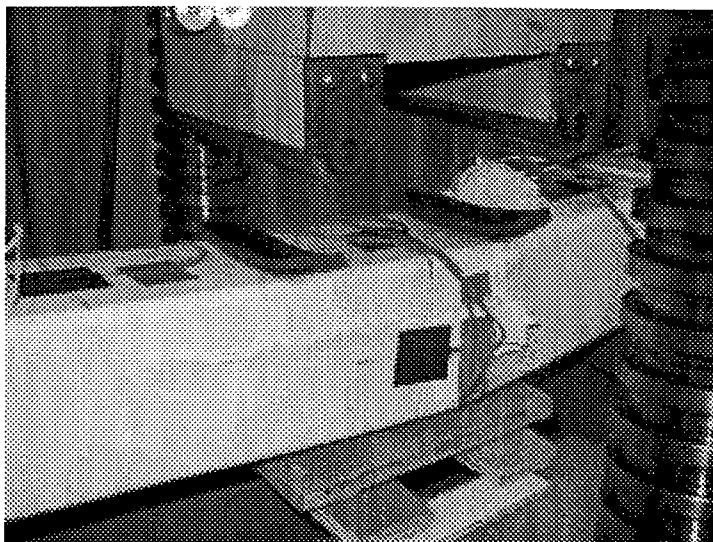
表-5. 3. 3 SP-100供試体の最大荷重と破壊形態、および各実測値

供試体種別		供試体 番号	最大荷重(kN)					破壊形態		最大荷重時の各実測値					
FRP種別	充填材種別		実験値	③平均	②/①	④ 計算値	③/④	実験時*	計算上	支間中央たわみ(mm)	モルタルのずれ(mm)	上フランジひずみ($\mu\text{m}/\text{m}$)	ウェブひずみ($\mu\text{m}/\text{m}$)	下フランジひずみ($\mu\text{m}/\text{m}$)	最大せん断ひずみ($\mu\text{m}/\text{m}$)
①通常品	なし	O-1	21.5	20.3	-	51.4	0.39	圧縮破壊	圧縮破壊	19.6	-	-	-	-	-
		O-2	19.5					圧縮破壊		17.0	-	2923	-1601	3962	3660
		O-3	19.9					圧縮破壊		17.2	-	481	-2070	3986	2997
	普通モルタル	OR-1	73.2	71.9	-	78.8	0.91	角部せん断破壊	引張破壊	52.1	3.25	-	-	-	-
		OR-2	75.9					圧縮破壊		54.0	2.18	-12595	1891	15617	20366
		OR-3	66.7					圧縮破壊		49.0	2.01	-9732	2123	13244	15948
	軽量モルタル	OL-1	71.7	71.2	-	79.2	0.90	圧縮破壊	引張破壊	52.1	0.67	-8486	3278	12664	17797
		OL-2	70.6					圧縮破壊		55.9	4.69	-11864	570	14903	18943
	超軽量モルタル	OS-1	79.3	78.2	-	75.7	1.03	圧縮破壊	圧縮破壊	56.5	0.27	-12930	3288	13688	15968
		OS-2	77.1					圧縮破壊		57.0	1.73	-11083	2392	14637	15955
②補強品	なし	K-1	21.1	20.3	1.00	51.8	0.39	圧縮破壊	圧縮破壊	17.3	-	-	-	-	-
		K-2	20.2					圧縮破壊		15.5	-	-825	-1655	4075	2211
		K-3	19.6					圧縮破壊		15.2	-	151	-2134	3941	2075
	普通モルタル	KR-1	83.8	85.2	1.18	83.9	1.02	引張破壊	圧縮破壊	52.3	0.13	-11875	3603	19122	10343
		KR-2	86.6					引張破壊		55.4	0.45	-13758	3837	19004	10837
	軽量モルタル	KL-1	78.5	79.8	1.12	84.3	0.95	圧縮破壊	圧縮破壊	50.7	3.88	-7979	873	16436	10081
		KL-2	81.0					圧縮破壊		54.6	3.63	-13154	1102	15274	10881
	超軽量モルタル	KS-1	88.0	86.8	1.11	76.3	1.14	引張破壊	圧縮破壊	59.1	0.31	-11697	2993	17346	9987
		KS-2	85.5					引張破壊		59.2	2.43	-14327	2417	16837	9650

※破壊形態の略号：圧縮破壊=上フランジFRPの圧縮破壊、引張破壊=下フランジFRPの引張破壊、角部せん断破壊=上フランジ角部の部材軸方向せん断破壊



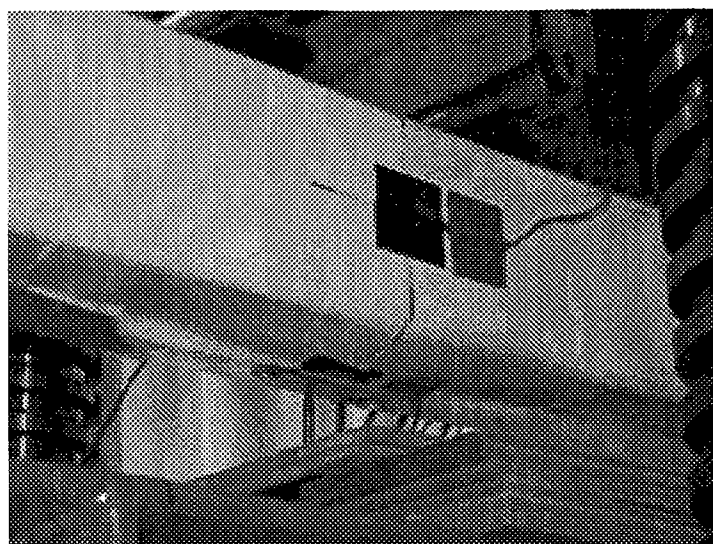
写真－５．３．２ OR-1供試体の破壊状況



写真－５．３．３ 通常品モルタル充填供試体の圧縮破壊状況の例



写真－５．３．４ 補強品モルタル充填供試体の圧縮破壊状況の例



写真－５．３．５ 補強品モルタル充填供試体の引張破壊状況の例

り、大きく爆発的な破壊音と共に内部のモルタルが供試体後方に3m程度飛び出すことにより終局に至った。供試体の破壊面は写真左上部の上フランジ角部であり、KP-40で見られた部材中立軸での水平せん断破壊とは異なるものであった。破壊は瞬間的に生じるため破壊過程の追跡は困難であるが、恐らく、上フランジのFRPが座屈すると同時にフランジ角部が切れ、部材軸方向の亀裂を生じたものと推察される。この破壊形態は極めて危険であり、実構造物の破壊形態としては好ましくないと考えられる。

写真－５．３．３にモルタル充填した通常品FRPの圧縮破壊形態、写真－５．３．４にモルタル充填した補強品FRPの圧縮破壊形態を示す。これらの供試体の破壊形態は脆性的であり爆発的な破壊音と共に瞬間的な破壊を生じた。いずれの供試体も圧縮破壊部のFRPは上方にめくれ上がっており、上フランジ部のFRPが座屈、あるいは層間せん断を生じて破壊したものと推察される。また、通常品のFRPにはウェブに軸方向の亀裂がみられるが、補強品には見られない。これはバイアスニットファブリックにより有効に周方向が補強されたものと考えられる。この破壊形態は脆性的であるが、破壊直前にわずかな荷重低下が見られるため、破壊の察知は不可能ではない。また、破壊時の音は爆発的であるが、実験の範囲内では具体的な危険は生じなかった。

写真－５．３．５に引張破壊を生じた供試体下面の状況を示す。供試体下面には明らかな曲げ亀裂が見られ、また、供試体中央部下面には破壊と同時に軸方向の亀裂を生じた。一般に、FRPの引張破壊は脆性的と言われるが、本実験の範囲では、瞬間的なエネルギーの解放は起らず、バリバリという繊維が裂ける音と共に、徐々に荷重が低下した。

本実験の範囲内で判断すれば、モルタルを充填したFRP梁の破壊設計においては、引張破壊を先行させるのがよく、次に圧縮破壊を考えるのが良いと考えられる。

(2) 支間中央部のたわみ

SP-100を用いたモルタル充填FRP梁供試体は内部モルタルのひびわれを確認することが困難であるため、変形挙動の説明のために、まず非線形解析による破壊過程を説明する。モルタル充填FRP梁供試体の非線形解析結果の例として、通常品超軽量モルタル充填供試体における荷重と支間中央たわみ、支間中央断面におけるひびわれ高さの関係を図-5. 3. 3に示す。解析上、この供試体は荷重11kN程度で支間中央部のモルタル上縁の軸方向応力が $1/3f_{ck}$ に達する。ひびわれは載荷初期から生じはじめ、荷重11kN程度ではひびわれ高さが63mm程度に達する。計算上はこれ以降のモルタル上縁応力とひずみの関係は非線形となる。以後、載荷を続けると荷重33kN付近で内部モルタルが圧壊する。この時、ひびわれ高さは最大となり、さらに載荷を続けると、モルタル圧壊の進行に伴ってひびわれ高さが下がってゆき、最終的にはFRPが荷重75.7kNで圧縮破壊する計算となる。このとき支間中央部のモルタルは供試体上縁から30mmの付近まで圧壊し、モルタルが圧壊する区間は支点から350mm付近に達する。

図-5. 3. 4に全供試体の荷重と支間中央たわみの関係を示す。各供試体の変形性状はおおよそ計算値と一致しており、非線形解析による変形性状の計算結果は妥当なものであったと考えられる。なお、たわみの実測値には荷重とたわみの関係が不連続の箇所が見られるが、これは後述するようにFRPと内部のモルタルがずれを生じたものである。

図-5. 3. 4(d)に示す通常品超軽量モルタル充填供試体の荷重と支間中央たわみの実験値と計算値は良く整合している。供試体のたわみの実測値は荷重40kN~50kN程度から傾きが大きくなっており、また、後述するようにOS-1供試体では桁端部でのFRPとモルタルのずれは確認されていないことから、この荷重付近で内部モルタルが破壊を生じはじめたことが推察される。この推定されるモルタルの破壊荷重は計算値より大きいが、モルタルの実強度にはばらつきがあり、また、モルタルは閉断面に充填されているためFRPの拘束効果によって見かけのモルタル強度が増加したことも考えられる。

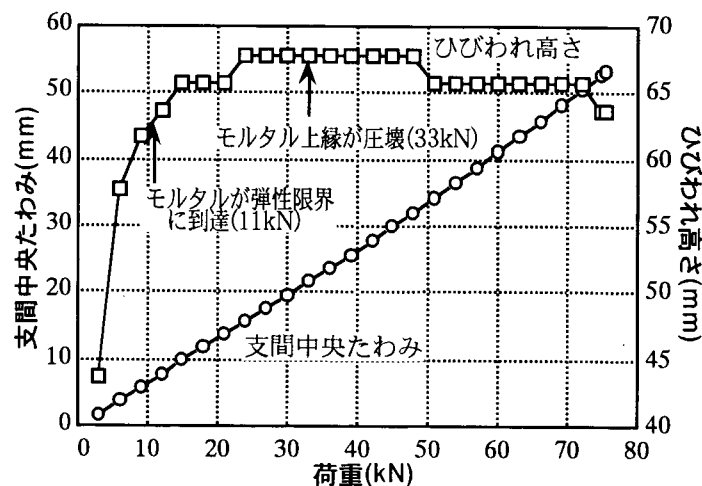
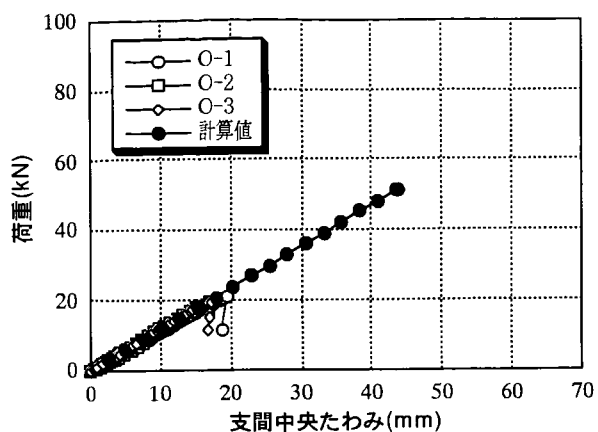
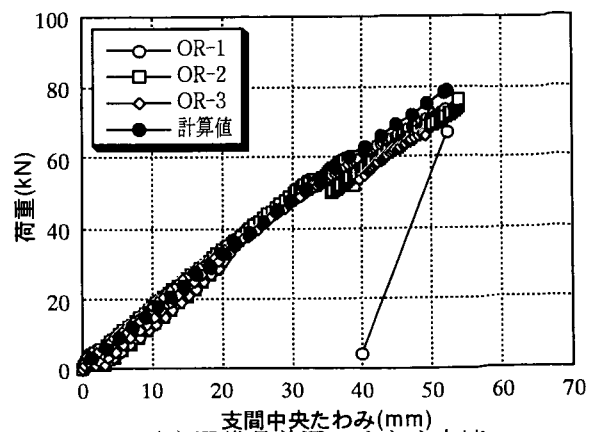


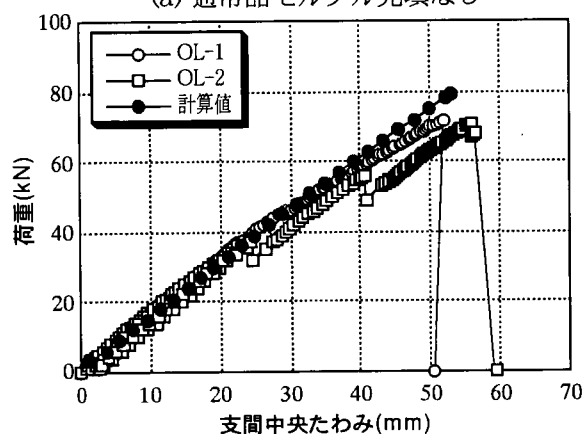
図-5. 3. 3 通常品超軽量モルタル充填FRP梁の荷重とたわみ、ひびわれ高さの非線形解析結果



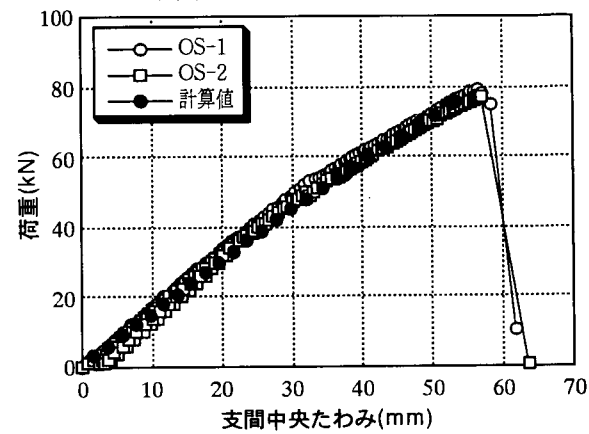
(a) 通常品モルタル充填なし



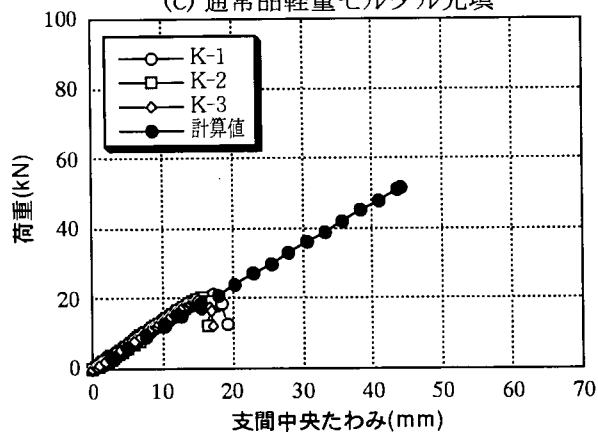
(b) 通常品普通モルタル充填



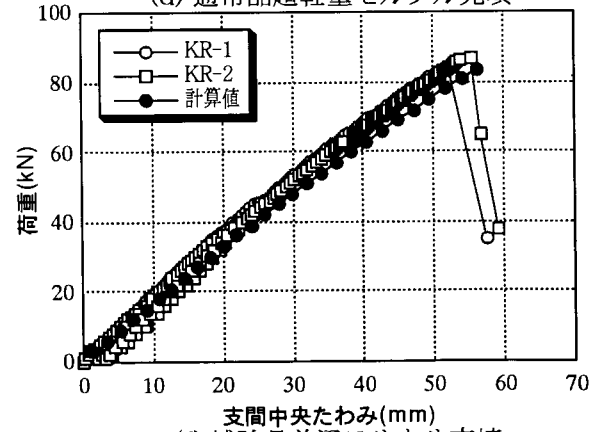
(c) 通常品軽量モルタル充填



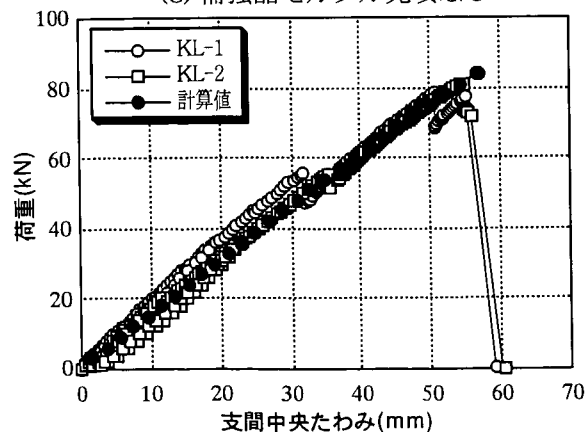
(d) 通常品超軽量モルタル充填



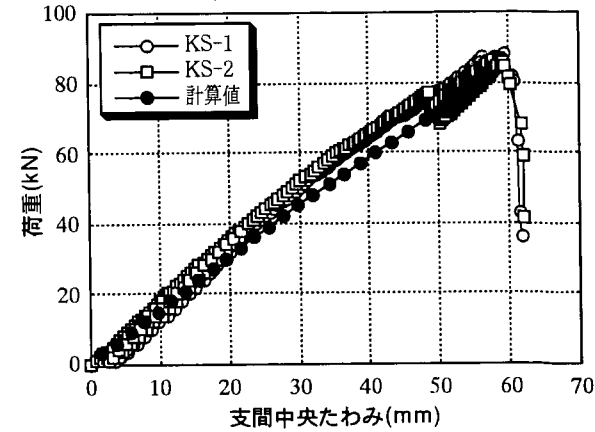
(e) 補強品モルタル充填なし



(f) 補強品普通モルタル充填



(g) 補強品軽量モルタル充填



(h) 補強品超軽量モルタル充填

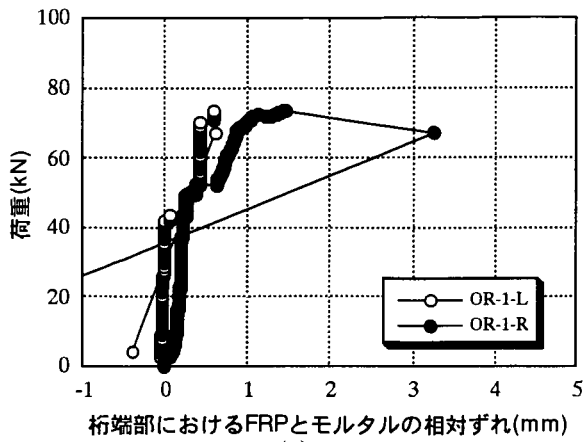
図-5. 3. 4 各供試体の荷重と支間中央たわみの関係

(3) モルタルとFRPの相対変位

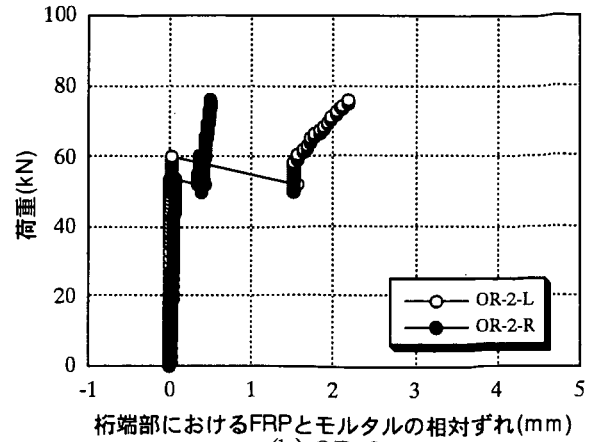
図-5. 3. 5に通常品モルタル充填FRP供試体、図-5. 3. 6に補強品モルタル充填FRP供試体の桁端部におけるFRPとモルタルの相対変位(以後、ずれと略す)を示す。なお、凡例の末字L、Rは各々供試体の左、右を表している。

破壊形態別に見ると、図-5. 3. 5(a)に示したOR-1供試体はフランジ角部のせん断破壊により終局に至ったが、ずれ量はむしろ圧縮破壊したOR-2供試体の方が大きく、その他の供試体と比較してOR-1供試体のずれが大きく異なる点は見られない。次に、多数の供試体は圧縮破壊により終局に至ったが、同様に圧縮破壊した供試体であってもほとんどずれを生じなかったものと大きなずれを生じたものがあり、ずれ量と破壊形態の間に相関は見られない。また、終局直前までほとんどずれを生じなかったOS-1供試体と、早い段階でずれを生じたOS-2供試体を比較すると、3%程度OS-1供試体の破壊荷重が大きくなっているが、大きな差はみられなかった。

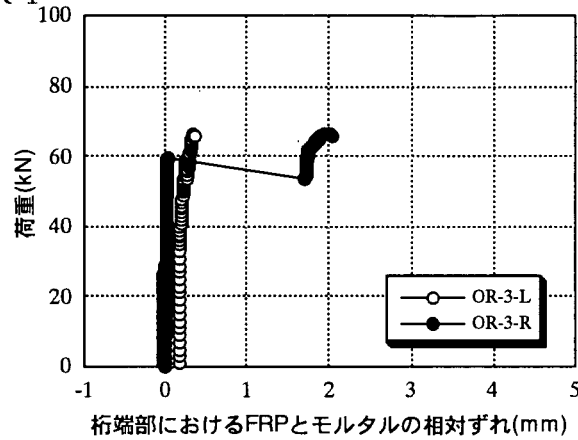
引張破壊した供試体は補強品のみであり、KR-1、KR-2、KS-1、KS-2がこれに該当する。これらの供試体のうち、破壊前に大きなずれを生じたのはKS-2のみであるが、KS-2供試体がずれを生じたのは終局荷重近くになってからである。理論的に見ると、モルタルがずれを生じることは曲げに伴う圧縮応力をFRPが多く負担することになり、圧縮破壊を生じやすくなる。補強供試体の中では軽量モルタル供試体だけが圧縮破壊したが、これらの供試体はいずれも割合に早い段階で大きなずれを生じており、ずれが破壊形態に影響を与えたことが推察される。同じ引張破壊を生じたKS-1、KS-2供試体を比較すると、ずれを生じたKS-2供試体の方がKS-1供試体に比べて3%程度破壊荷重が小さくなっているが、大きな差は見られなかった。



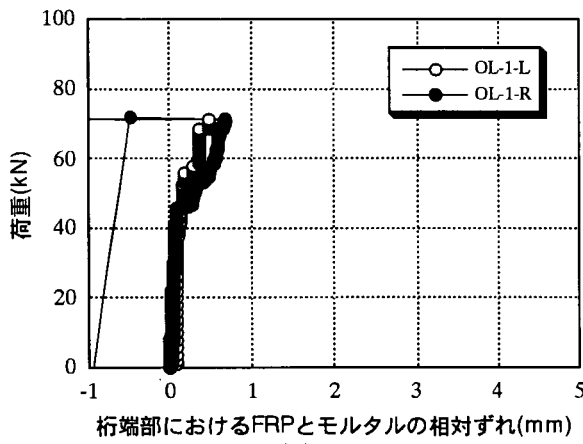
(a) OR-1



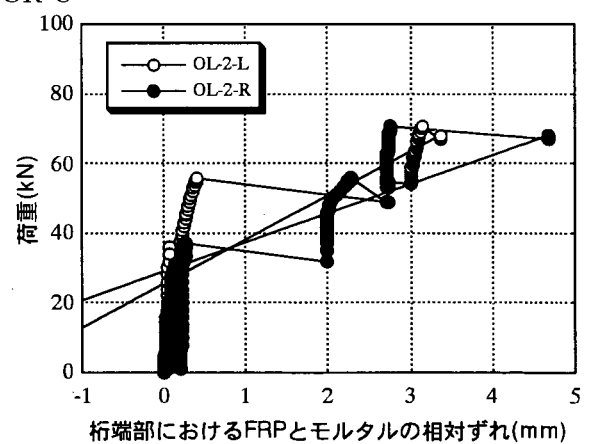
(b) OR-2



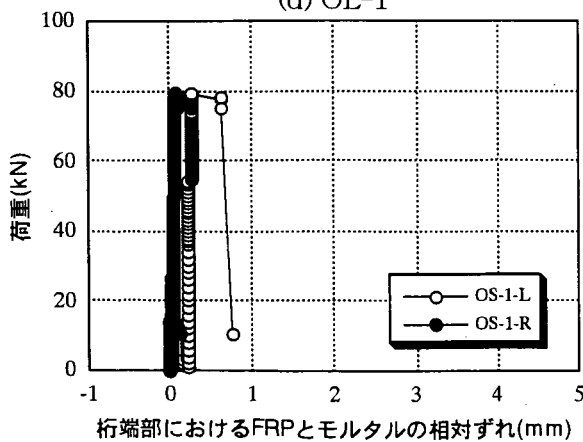
(c) OR-3



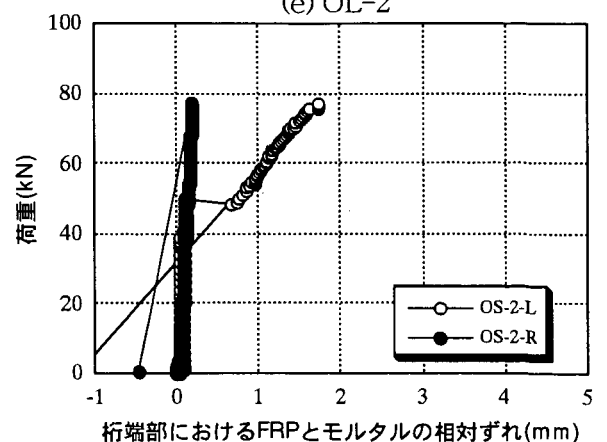
(d) OL-1



(e) OL-2

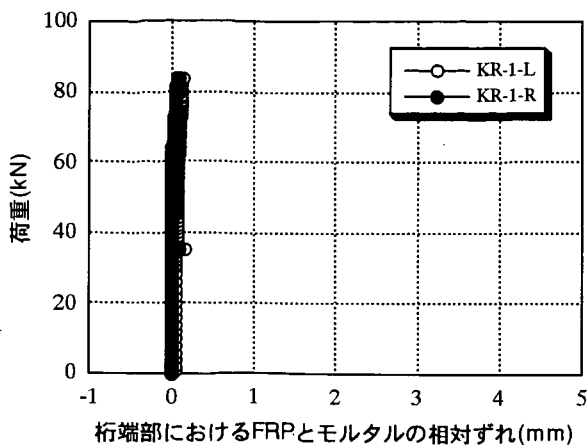


(f) OS-1

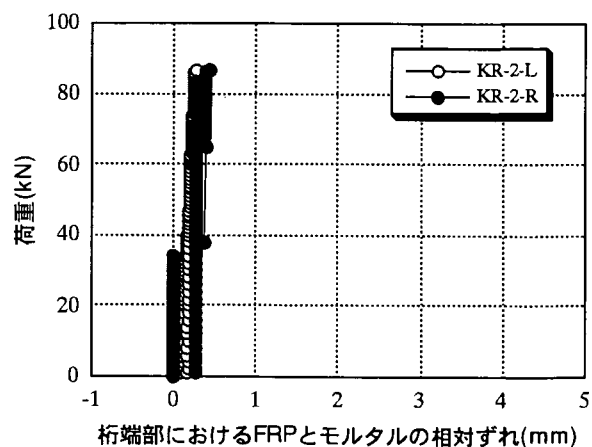


(g) OS-2

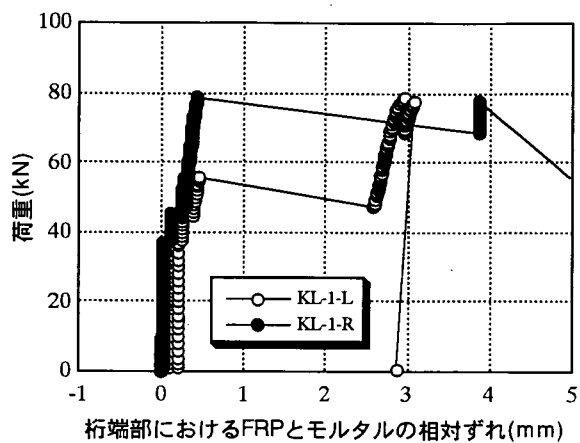
図-5. 3. 5 モルタル充填通常品FRP梁の桁端部におけるFRPとモルタルの相対変位



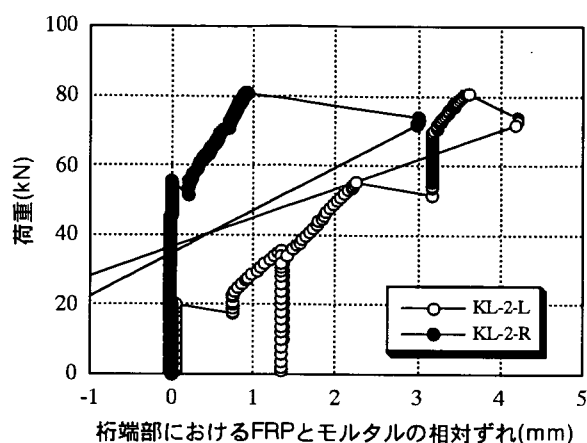
(a) KR-1



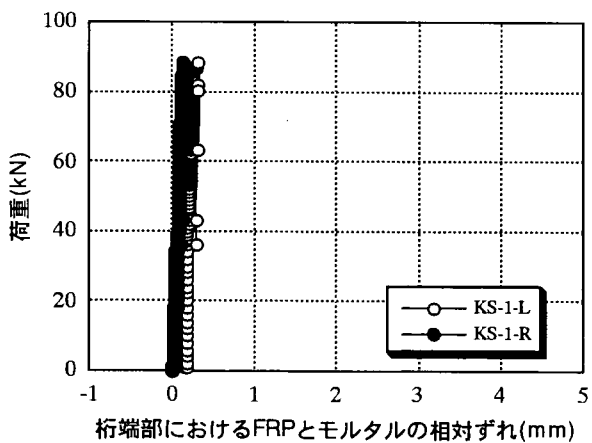
(b) KR-2



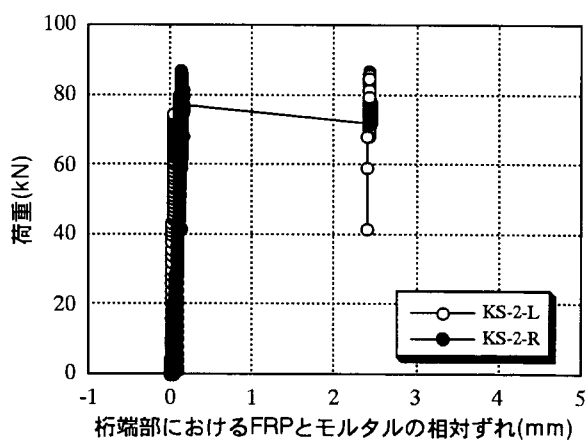
(c) KL-1



(d) KL-2



(e) KS-1



(f) KS-2

図-5.3.6 補強品モルタル充填FRP梁の桁端部におけるFRPとモルタルの相対変位

(4)FRPの軸方向応力

図-5. 3. 7にモルタルを充填していないFRP梁の支間中央部の上縁、ウェブ中央、下縁の荷重と軸方向ひずみの関係を示す。ここで特徴的な現象は図-5. 3. 7(a), (b)に示したO-2, O-3供試体の上フランジひずみがプラス側、すなわち引張りひずみを示し、荷重の増加と共に引張りひずみが増加していることである。言うまでもなく、梁理論で考えると理論的に上フランジは圧縮縁であり、ウェブ中央は中立軸であるから、これらのひずみは明らかに載荷に伴う局部的な応力の影響を受けたものと考えられる。

図-5. 3. 7(c), (d)に示した周方向補強供試体K-2, K-3を見ると、上フランジのひずみは圧縮側となっており、バイアスニットファブリック補強は局部応力に対する補強効果を有することが伺える。しかし、上フランジの圧縮ひずみはウェブのひずみと大差なく、また、破壊荷重も通常品とかわらないことから、モルタルを充填しない場合、今回実施した程度の補強では、載荷に伴う局部応力に対する補強効果は不足していると考えられる。

図-5. 3. 8に普通モルタル充填FRP梁、図-5. 3. 9に軽量モルタル充填FRP梁、図-5. 3. 10に超軽量モルタル充填FRP梁の支間中央部上縁、ウェブ中央、下縁の荷重と軸方向ひずみの関係を示す。

図-5. 3. 8の供試体の内、OR-1、OR-2供試体の破壊形態は圧縮破壊であり、KR-1、KR-2供試体の破

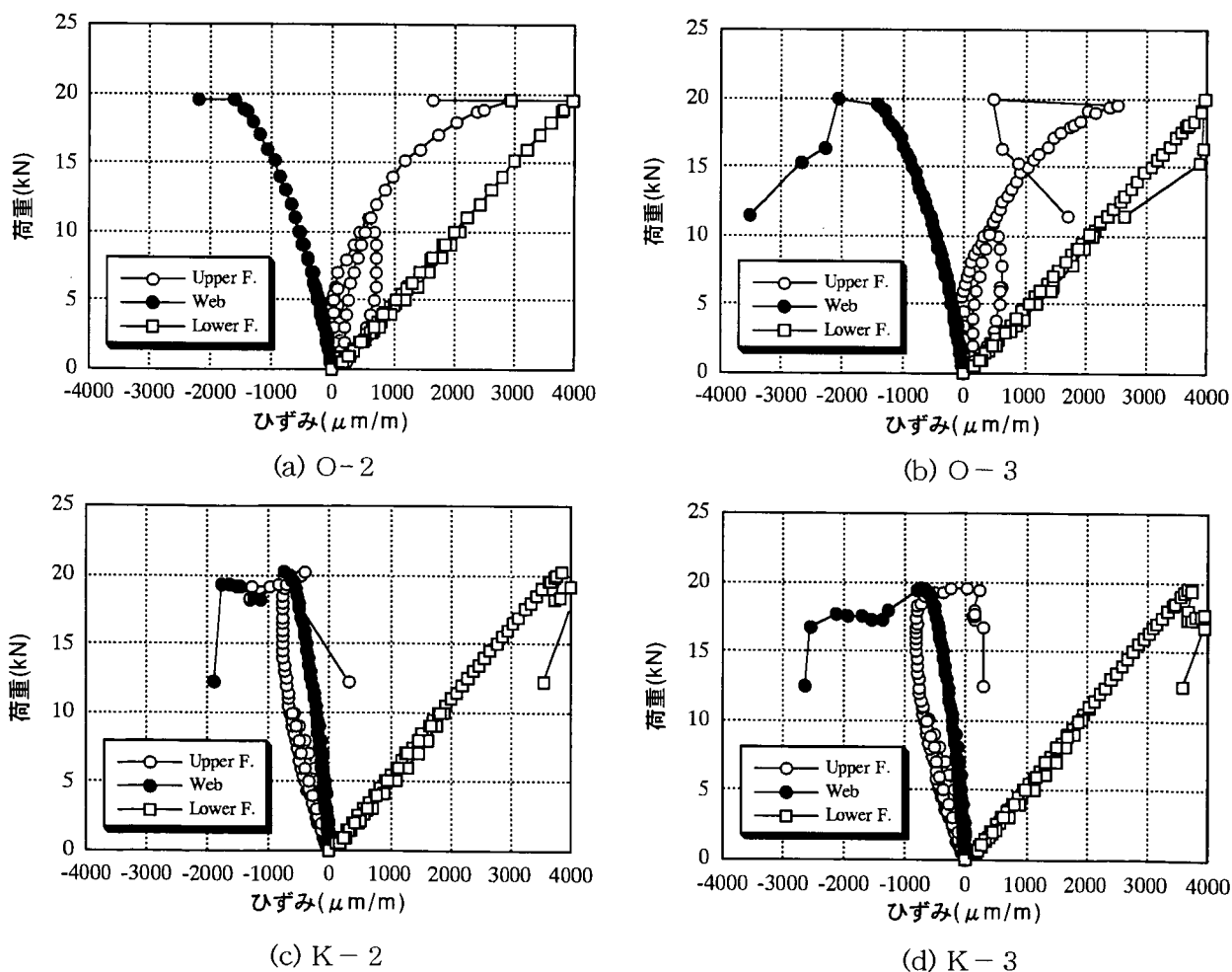


図-5. 3. 7 モルタルを充填していないFRP梁の荷重と軸方向ひずみの関係

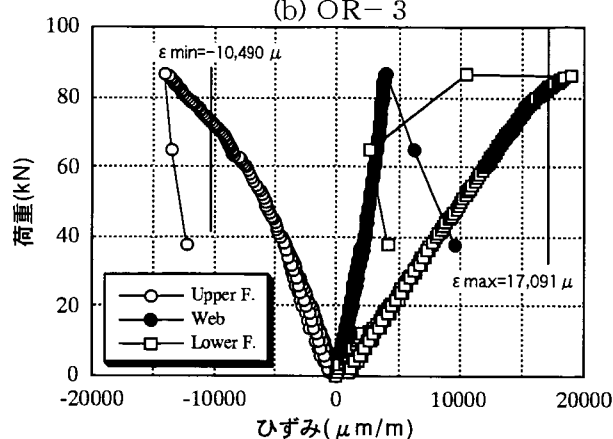
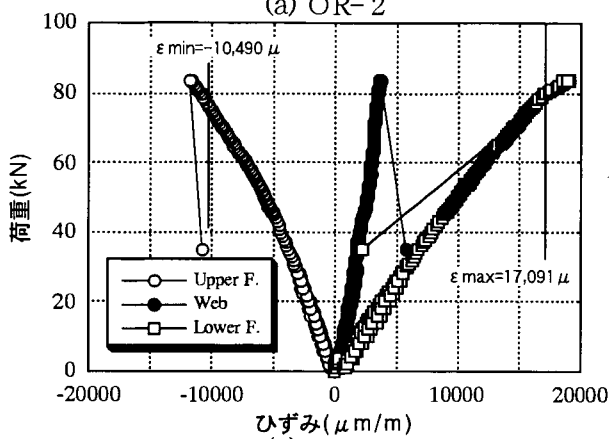
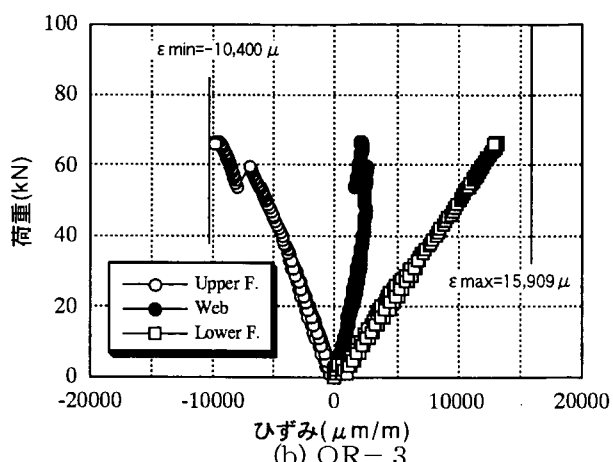
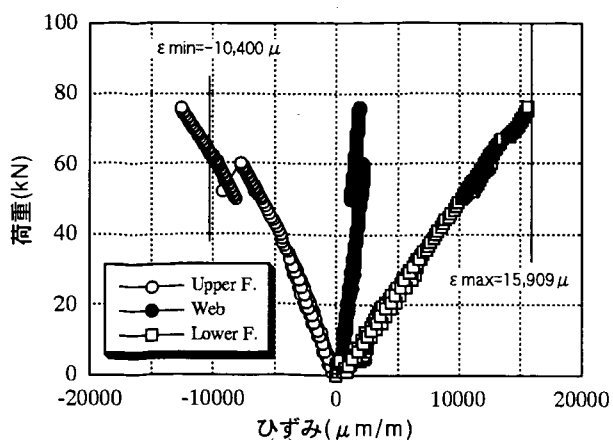


図-5. 3. 8 普通モルタルを充填したFRP梁の荷重と軸方向ひずみの関係

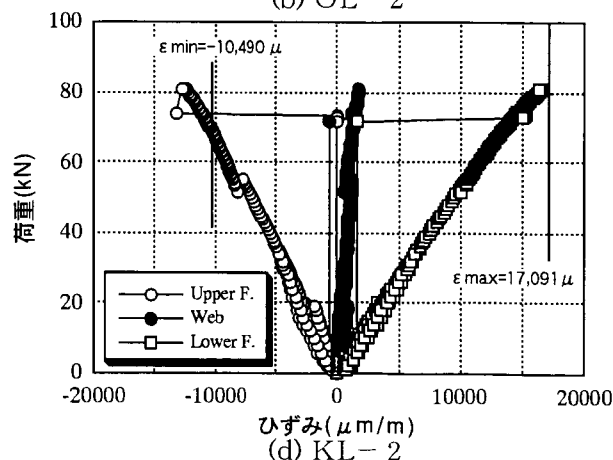
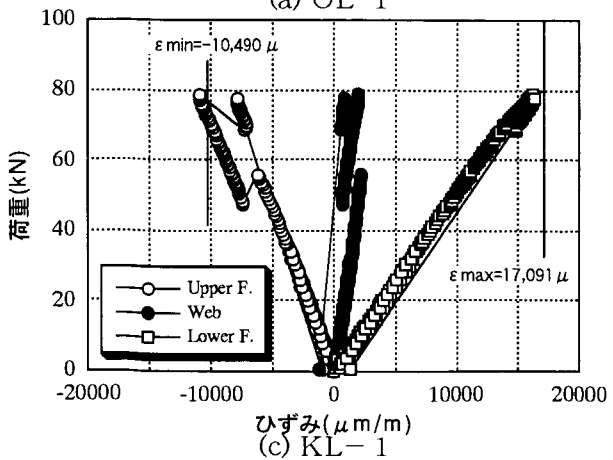
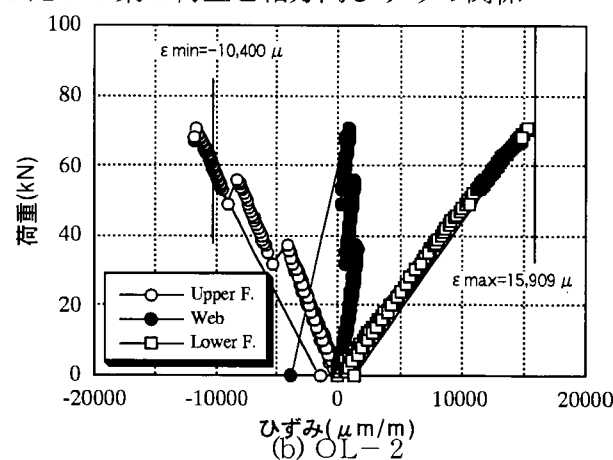
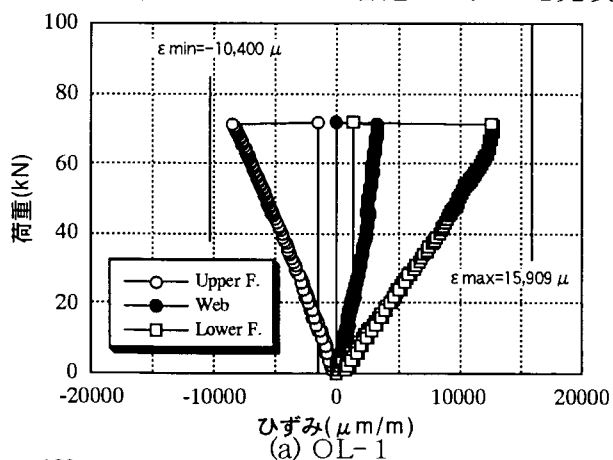


図-5. 3. 9 軽量モルタルを充填したFRP梁の荷重と軸方向ひずみの関係

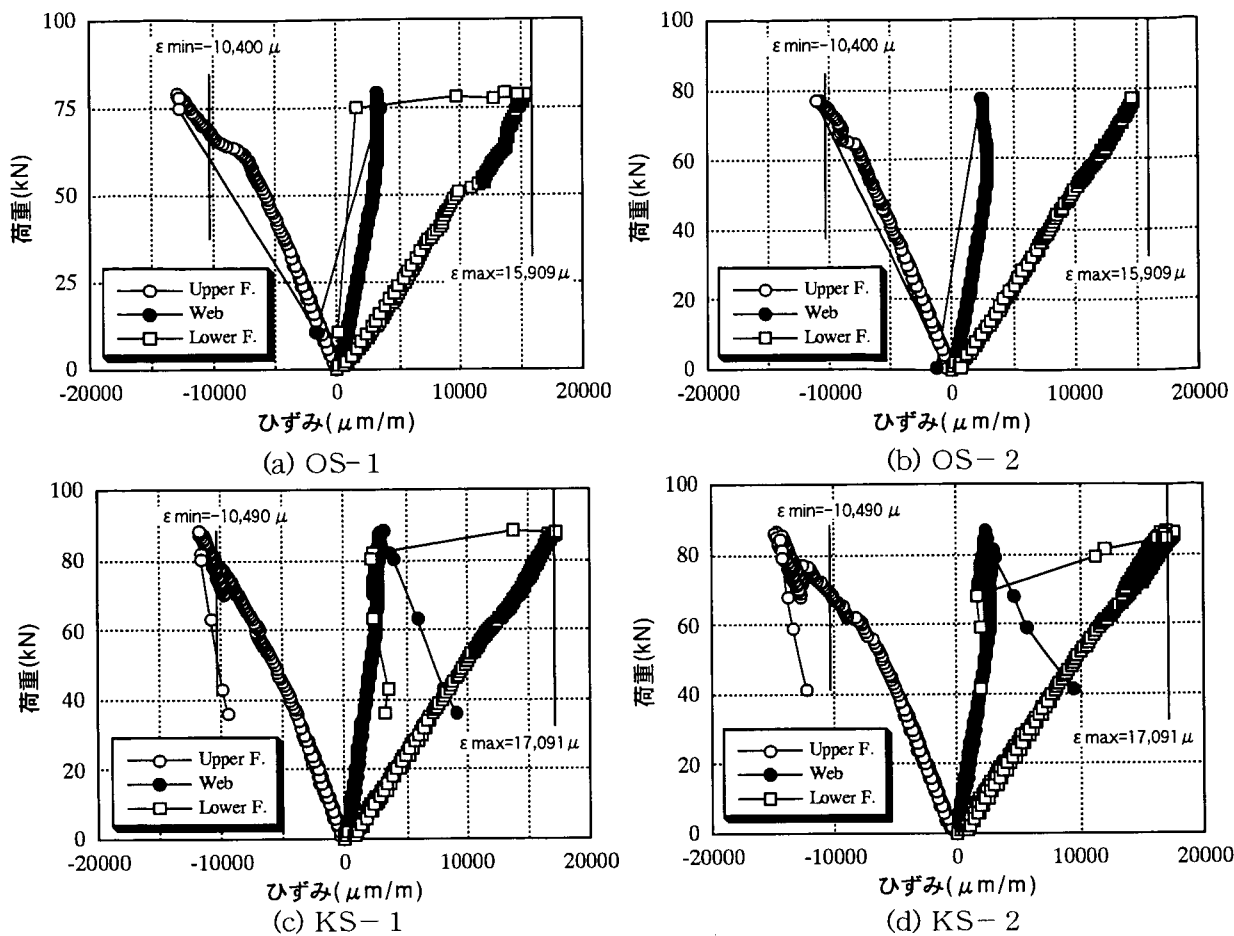


図-5. 3. 10 超軽量モルタルを充填したFRP梁の荷重と軸方向ひずみの関係

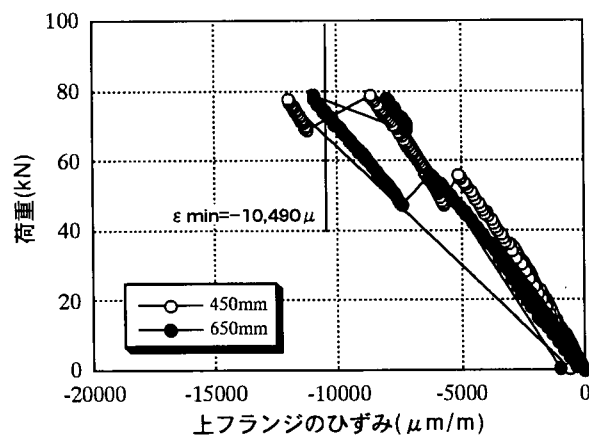


図-5. 3. 11 KL-1供試体の荷重と圧縮縁の軸方向ひずみの関係

壊形態は引張破壊である。図-5. 3. 8(a), (b)に示すOR-2、OR-3供試体の破壊直前の圧縮ひずみは材料試験での限界ひずみ $-10,400\mu\text{m}/\text{m}$ を超えるかほぼ近くなっており、引張ひずみは限界ひずみ $+15,909\mu\text{m}/\text{m}$ を超えていなかった。また、引張破壊したKR-1、KR-2供試体の圧縮ひずみ、引張ひずみは共に、限界ひずみである $-10,490\mu\text{m}/\text{m}$ 、 $+17,091\mu\text{m}/\text{m}$ を超えていた。

同様の視点で、図-5. 3. 10の超軽量モルタル充填供試体のひずみを見ると、全ての供試体で圧縮側は限界ひずみを超えているものの、圧縮破壊したOS-2供試体の引張ひずみは限界ひずみ $+15,909\mu\text{m}/\text{m}$ を超えておらず、引張破壊したKS-1、KS-2供試体は限界ひずみ $+17,091\mu\text{m}/\text{m}$ を超えていた。また、図-5. 3. 10(a)の圧縮破壊と判断されたOS-1供試体のひずみを見ると、最大荷重付近で引張ひずみが減少したことから、この供試体は引張破壊が先行したのち、圧縮破壊を生じたものと考えられる。引張破壊時のひずみはおおよそ限界ひずみ $+15,909\mu\text{m}/\text{m}$ に等しくなった。

さらに、図-5. 3. 9の軽量モルタル充填供試体については、全ての供試体の引張ひずみは限界ひずみに到達しなかった。また、全ての供試体は圧縮破壊したが、破壊時のOL-1供試体、KL-1供試体の圧縮ひずみは圧縮限界ひずみを下回った。

図-5. 3. 11にKL-1供試体の荷重と圧縮縁の軸方向ひずみの関係を示す。支間中央部(支点から 650mm)のひずみは、荷重 80kN で $-11,000\mu\text{m}/\text{m}$ から荷重低下と共に、一気に $-7,000\mu\text{m}/\text{m}$ 程度まで変化した。が、支点から 450mm の位置では逆に、荷重 80kN で $-8,500\mu\text{m}/\text{m}$ 程度から一気に $-11,000\mu\text{m}/\text{m}$ 程度までひずみの絶対値が増加しており、終局時のひずみは約 $-12,000\mu\text{m}/\text{m}$ と限界ひずみ $-10,490\mu\text{m}/\text{m}$ を超えていた。しかし、OL-1供試体の他の測定点のひずみは $-10,400\mu\text{m}/\text{m}$ を超えていなかった。

以上を総括すると、OL-1供試体を除いて、各供試体の破壊時のひずみは材料試験における限界ひずみを超えるかほぼ等しくなっており、理論的に妥当なものであったと考えられる。OR-1供試体の破壊原因は不明であるが、ひずみの動きからストレインゲージの接着に問題があったとは考えられないため、上フランジが座屈したこと等が考えられる。

(5) FRPの最大せん断応力

図-5. 3. 1 2にモルタルを充填していない供試体、ならびに各種モルタルを充填した供試体の最大せん断ひずみを示す。モルタルの充填、未充填に関わらずバイアスニットファブリック補強を行った供試体の最大せん断ひずみは小さくなっており、補強によりせん断剛性が高められたことが伺える。また、モルタル充填供試体の内、ニットファブリック補強を行った供試体の荷重と最大せん断応力の関係は比較的線形に近いのに対し、補強を行っていない通常のFRPを用いた供試体の荷重と最大せん断応力の関係には変化点があり、いずれも最大荷重の1/2付近から急激にせん断ひずみが増加している。

本実験の範囲内ではKP-40供試体で生じたような水平せん断破壊は見られなかったが、荷重80kN付近でのバイアスニットファブリック補強供試体の最大せん断ひずみが10,000 $\mu\text{m/m}$ 程度であるのに対して、未補強供試体では荷重70kN前後で15,000 $\mu\text{m/m}$ に達しており、水平せん断破壊を生じやすいと言える。また、破壊した供試体の内部のモルタルは水平せん断破壊していなかったことから、急激なせん断ひずみの増加はモルタルとFRPの接着が失われたためと考えられ、モルタルとFRPの一体性を保つ上でもFRPのバイアスニットファブリック補強は有効であったと考えられる。

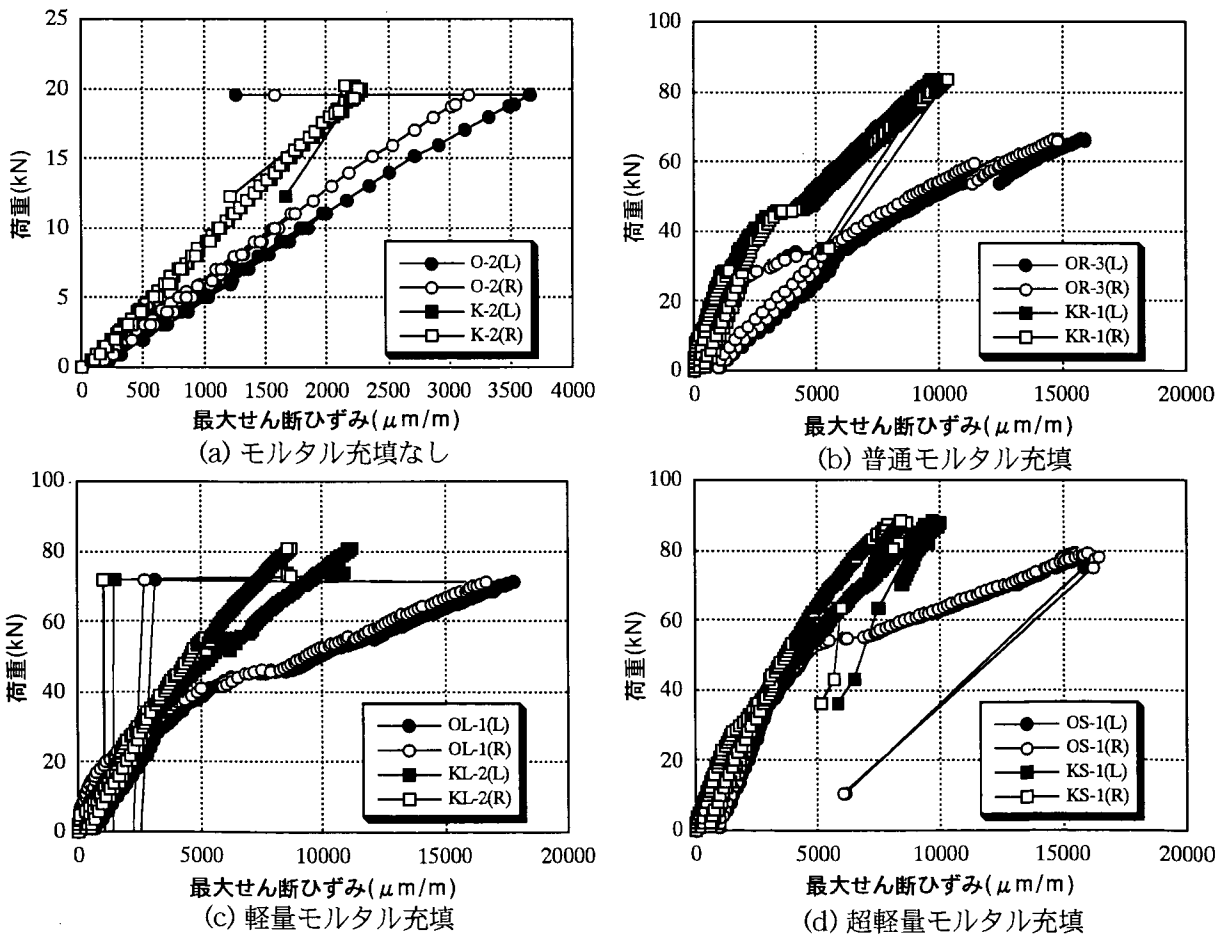


図-5. 3. 1 2 充填材別のFRP梁の荷重と最大せん断ひずみの関係

(6)破壊の計算値と実験値の照合

表－5. 3. 4に供試体の破壊形態とひずみの実測値と計算値の比較を示す。これまでにモルタルを充填した供試体において、実測ひずみと材料試験データと照らし合わせたときの、圧縮破壊時の圧縮ひずみ、引張破壊時の引張ひずみは、OL-1供試体を除けば、各々妥当なものであったことを述べた。

まず、モルタルを充填していない供試体の設計について述べる。表に示した計算値は梁理論によるものであり、前述の通り、実験のような载荷条件のもとで起こる破壊は局部応力によるものであるから、設計には梁理論ではなくFEM解析などの局部応力を考慮できる方法が必要と考えられる。

次に、モルタルを充填した供試体の設計について考える。計算上は引張破壊となるOR、OL供試体但实际上には圧縮破壊した。これを圧縮ひずみ、引張ひずみが共に限界ひずみに達しなかったOR-3供試体、OL-1供試体について見ると、最大荷重は各々計算値の85%、91%であり、ひずみから見ても、計算からみても早く壊れたことがわかる。圧縮ひずみが限界に達したOL-2供試体の最大荷重はOL-1供試体と大差ないが、図－5. 3. 5(d), (e)からわかるようにOL-2供試体は破壊までに5mm近くのずれを生じており、両供試体のひずみの差は合成効果の不完全度の差によるものと判断される。また、OR-2供試体については、最大荷重時の圧縮ひずみが限界ひずみの1.21倍となっている。

次に、計算上圧縮破壊となる場合について見る。計算上、OS供試体、KR供試体、KL供試体は圧縮破壊するが、最大荷重時は引張ひずみもほぼ限界に達しており、実際には引張破壊する場合も十分に考えられる。最大荷重時のOS供試体の圧縮ひずみは各々、限界ひずみの1.24、1.07倍、KR供試体の圧縮ひずみは限界ひずみの1.13、1.31倍、KL供試体の圧縮ひずみは限界ひずみの0.76、1.25倍となっており、図－5. 3. 11に示したようにKL-1供試体の圧縮ひずみは別の測定点で限界ひずみを超えているから、全ての供試体が圧縮破壊の条件を満たしていたと判断される。この内、引張破壊したKR供試体のみ、引張ひずみが限界ひずみの1.12倍、1.11倍となっている。

表－5. 3. 4 供試体の破壊形態とひずみの実測値と計算値の比較

供試体 番号	最大荷重(kN)			破壊形態	実験値(実測値は支間中央の値)				破壊形態	破壊荷重直前の計算値(支間中央)			
	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実測値 と計算 値の比		上フランジひずみ ($\mu\text{m}/\text{m}$)		下フランジひずみ ($\mu\text{m}/\text{m}$)			上フランジひずみ ($\mu\text{m}/\text{m}$)		下フランジひずみ ($\mu\text{m}/\text{m}$)	
					a.実測値	a/ ε_c	b.実測値	b/ ε_T		c.実測値	c/ ε_c	d.実測値	d/ ε_T
O-2	19.5	51.4	0.38	圧縮破壊	2923	-0.28	3962	0.25	圧縮破壊	-10240	0.98	10375	0.65
O-3	19.9		0.39	圧縮破壊	481	-0.05	3986	0.25					
OR-2	75.9	78.8	0.96	圧縮破壊	-12595	1.21	15617	0.98	引張破壊	-9434	0.91	15889	1.00
OR-3	66.7		0.85	圧縮破壊	-9732	0.94	13244	0.83					
OL-1	71.7	79.2	0.91	圧縮破壊	-8486	0.82	12664	0.80	引張破壊	-9574	0.92	15896	1.00
OL-2	70.6		0.89	圧縮破壊	-11864	1.14	14903	0.94					
OS-1	79.3	75.7	1.05	圧縮破壊	-12930	1.24	13688	0.86	圧縮破壊	-10319	0.99	15356	0.97
OS-2	77.1		1.02	圧縮破壊	-11083	1.07	14637	0.92					
K-2	20.2	51.8	0.39	圧縮破壊	-825	0.08	4075	0.24	圧縮破壊	-10320	0.98	10456	0.61
K-3	19.6		0.38	圧縮破壊	151	-0.01	3941	0.23					
KR-1	83.8	83.9	1.00	引張破壊	-11875	1.13	19122	1.12	圧縮破壊	-10288	0.98	16963	0.99
KR-2	86.6		1.03	引張破壊	-13758	1.31	19004	1.11					
KL-1	78.5	84.3	0.93	圧縮破壊	-7979	0.76	16436	0.96	圧縮破壊	-10408	0.99	16956	0.99
KL-2	81.0		0.96	圧縮破壊	-13154	1.25	15274	0.89					
KS-1	88.0	76.3	1.15	引張破壊	-11697	1.12	17346	1.01	圧縮破壊	-10426	0.99	15482	0.91
KS-2	85.5		1.12	引張破壊	-14327	1.37	16837	0.99					

※FRPの限界ひずみ：通常品 $\varepsilon_{OC}=10,400$ 、 $\varepsilon_{OT}=15,909$ 、補強品 $\varepsilon_{KC}=10,470$ 、 $\varepsilon_{KT}=17,091$ (いずれも単位は $\mu\text{m}/\text{m}$)

また、KS供試体については、最大荷重時の引張ひずみには計算上の余裕があるものの、最大荷重時の圧縮ひずみの実測値は各々、限界ひずみの1.12倍、1.37倍となっており、引張ひずみが各々、限界ひずみの1.01、0.99倍のとき破壊しているから、引張・圧縮どちらの破壊形態ともなり得ると考えられる。

以上を総括すると、材料的側面から見た場合、本実験での破壊形態を決定付けたのはFRPの圧縮破壊であると考えられる。最大荷重時の上フランジのひずみの平均値を求めると、通常品で平均 $-11,100\mu\text{m/m}$ と材料試験の値 $-10,400\mu\text{m/m}$ とあまり変わらないのに対し、補強品では平均 $-13,000\mu\text{m/m}$ (KL-1を除く)と材料試験での値より25%程度大きくなった。補強品の内、KL供試体以外は引張破壊であるため、実際の圧縮限界ひずみ、すなわち圧縮強度はさらに大きな値になると考えられる。これは平均試験片レベルでの圧縮破壊が内部の層間せん断を起点として生じるため周方向補強の有無はほとんど圧縮強度に影響しないが、部材レベルでは角パイプ内側への変形をモルタルが拘束し、外側への変形をバイアスニットファブリックが拘束することによって、上フランジの層間せん断破壊や座屈が生じにくくなるためと推察される。

また、通常品、補強品いずれのFRPを用いた場合でも、内部モルタルに超軽量モルタルを用いた場合の曲げ耐力が大きくなっており、計算値と逆の傾向になっている。この理由は不明であるが、可能性としては、今回実験に使用したモルタルの中では超軽量モルタルの弾性係数が最も小さいため、FRPとモルタルの界面に生じるせん断応力が小さくなったことなどが考えられる。

次に、構造的側面から見た場合、内部のモルタルがずれを生じることによってFRPの圧縮応力の負担が増し、結果的に曲げ耐力が低下することが問題である。本実験におけるFRPとモルタルの一体性はFRP内面にエポキシ樹脂を塗布することにより確保しているが、作業性が悪いことから、信頼性を上げるのも容易ではない。モルタルとFRPの一体性が必要な場合は、FRPの内面に凹凸を付けるか、リベットなどをダウエルとして用いるなどの物理的なずれ止めを検討する必要がある。

実用的な設計方法としては、内部モルタルはFRPの座屈防止と鉛直力に抵抗するためのものと見なし、モルタルの軸方向の抵抗力を無視して取り扱うという方法が考えられる。この場合の応力設計はFRPのみを抵抗断面と考えて梁理論により計算する。この場合、表-5. 3. 4に示したとおり、破壊荷重は実際より安全側に評価される。また、設計荷重時のたわみを検討する場合は、FRPのみを考えるとたわみが実際より過大に評価され不経済になるため、鉄筋コンクリートの理論を用いて線形計算し、モルタルに圧縮応力を負担させるのが良いと考えられる。

5. 4 第5章のまとめ

第5章ではFRPを曲げ部材として用いる場合の問題点とその解決策を、実験と解析の両面から検討した。本章をまとめると以下のとおりになる。

- ①2点载荷によりモルタルを充填しないKP-40、SP-100角形FRPパイプの静的曲げ試験を行った場合の曲げ耐力は梁理論による計算値の30%程度となった。
- ②角形FRPパイプの内空部にモルタルを充填した場合、曲げ耐力はモルタルを充填しない場合に比較して、KP-40で約2.5倍、SP-100で約4倍程度増加した。
- ③FEM解析により、モルタルを充填しないKP-40FRPパイプはウェブの層間せん断により破壊したと推定され、モルタルの充填が層間せん断の防止に有効であることがわかった。
- ④引張部のモルタル断面を無視した弾性FEM解析によるKP-40供試体の曲げ変形解析結果は実験結果とおおよそ一致した。
- ⑤非線形解析による曲げ変形解析結果は、KP-40供試体、SP-100供試体共に実験結果にほぼ一致した。
- ⑥モルタルを充填したKP-40供試体の破壊形態は、普通モルタル、超軽量モルタル充填の場合は、各3体全てが水平せん断破壊し、軽量モルタル充填の場合は2体が曲げ圧縮破壊し、1体が水平せん断破壊した。
- ⑦モルタルを充填したKP-40供試体、ならびにSP-100供試体の破壊荷重は、一部破壊形態が異なったものの非線形解析による計算値とおおよそ一致した。
- ⑧バイアスニットファブリックによる周方向の補強は最大せん断ひずみの低減と部材レベルでの圧縮強度の向上に効果がある。
- ⑨本実験の範囲から好ましい破壊形態を推測すると、FRP下縁の引張破壊が最も好ましく、次にFRP上縁の圧縮破壊となる。水平せん断破壊は脆性的であり好ましくない。
- ⑩今回使用した材料の中では、内部モルタルに超軽量モルタルを用いた場合の曲げ耐力が最も大きくなった。
- ⑪モルタルとFRPの一体性を保つには、FRP内面に凹凸を付けるか、リベットなどをダウエルとして用いるなどの物理的なずれ止めを検討する必要がある。
- ⑫実用的には、設計上の耐力はFRPのみが負担するものと考え、設計荷重時のたわみを検討する場合にはFRPとモルタルを合成断面として考えるのが良い。

本実験は全て静的载荷としたが、図-5. 3. 3で示したように内部のモルタルは早い段階で圧縮破壊していると考えられることから、実用にあたっては耐疲労性の確認を行う必要がある。また、本実験に使用した部材はJISに基づくせん断試験が行えないためせん断強度の確認が行えなかったが、今後の設計においてFRPのせん断強度の確保は重要であり、早急に設計法と試験方法を確立する必要がある。

6. 接 合

本章では、大型構造物を考えるうえで主要技術となる接合に関して検討を行った結果をまとめる。まず第1節では、引抜きFRP材を用いた接合方法や接合部の試験に関する文献調査を行い、それぞれの接合形態での破壊モードを中心にして概略まとめる。次に第2節では、本共同研究で製作架設した上路型トラス橋について述べ、そこで適用された主要な接合形態をまとめる。これらに続き第3節では、今後の研究を展開するうえでの基盤となるように、単孔についての基礎的な機械的接合試験を実施し、これら成果をまとめる。最後に第4節では、本章での検討で得られた成果全体および今後の課題をまとめる。

6. 1 接合方法に関する調査

本共同研究の初年度における成果報告書⁽⁶⁻¹⁾にも若干文献調査結果がまとめられているが、FRP構造物の分野ではリベット接合やボルト接合による機械的接合が接合形式の主流である。中には接着も機械的接合と併用されて用いられているが、接合強度は機械的接合の方に期待されて使用されている。現状では、接着接合は接合部材の仮止めの存在で、機械的接合をしやすいするための前処理として適用されていると考えられる。

一方、FRP構造に関する設計便覧やマニュアル類はたとえば文献6-2～6-4があるが、それほど多くはない。また、国内では、FRP引抜材に関してJIS化されてはいる⁽⁶⁻⁵⁾が、設計マニュアルといえるほどのものはなく、簡単な引抜材技術マニュアル⁽⁶⁻⁶⁾が作成されている程度である。ここではこれらの文献も参照しながら、引抜きFRP材の接合構造に関して抽出した文献^(6-7～6-14)の概要を代表的な破壊モード例を織り交ぜながらまとめることにする。

引抜部材の断面形状としては大きく次の3通りが考えられるため、順を追って説明する。また、構造要素としてのクリープ試験例も参考に載せる。各断面部材（ビーム）と図番との対応は次のとおりである。

- (1) I型ビーム : 図-6・1・1～図-6・1・3
- (2) 角型ビーム : 図-6・1・4～図-6・1・5
- (3) 丸型ビーム : 図-6・1・6（試験例なし）
- (4) クリープ試験例 : 図-6・1・7

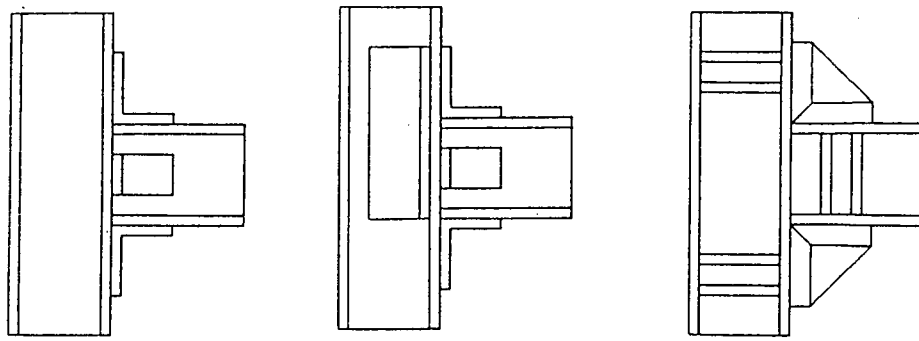
まず、I型ビーム同志の接合に関しては図-6・1・1に示すような例が考えられる。これらについて、図-6・1・2(a)に示すような荷重を実験で負荷した場合の破壊モード例を示したものが図-6・1・2および図-6・1・3である。図-6・1・2(c)は標準タイプの破壊モード（タイプⅠ）、図-6・1・2(d)は標準タイプの破壊モードを起こさないように局所的に部材を強化した場合（タイプⅡ）、図-6・1・2(e)は図-6・1・1(b)と図-6・1・1(c)とを組み合わせた場合（タイプⅢ）、図-6・1・2(f)はガセットプレートアングル材を介した場合（タイプⅣ）である。タイプⅠとタイプⅡについては図を見て破壊モードは明らかにわか

と思われる。タイプⅢについては T 型フランジのウェブ部で破壊、タイプⅣに関しては T 型フランジとガセットプレートとの接着部でせん断破壊を起こしている。さらに、ガセットプレート接合タイプの場合には、締め付けボルトを 1 本とするか 2 本とするかで図-6・1・3 (a)に示すような破壊モードを呈する。締め付けボルト 2 本の方が破壊荷重は若干高いようだが、どちらの場合も接合部で破壊が生じており、好ましい接合形態とは言えない。また、箱型接合タイプに関しては、図-6・1・3 (b)に示すとおりで、締め付けボルト 1 本の場合と 2 本の場合とで破壊箇所が異なるが、どちらも I 型ビームと箱型接合部との間で生じている。

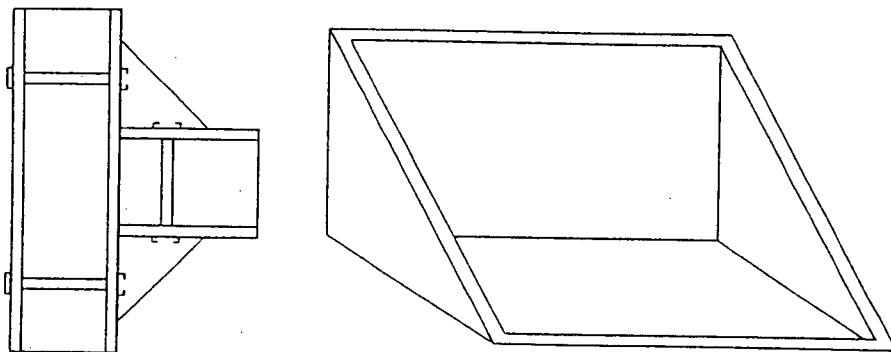
次に、角型ビーム同志の接合に関しては図-6・1・4に示すような例が考えられる。このうち文献で見られた例ではアングル材や当板を使用しており、ソケットを使うものについては見受けられなかった。図-6・1・5に破壊モード例を角型ビームと I 型ビームとを比較して載せる。荷重負荷形態は図-6・1・5 (a)。締め付けボルトがビームを貫通しない場合、角型ビームでは図-6・1・5 (b)に示すように当板のせん断破壊やアングル材コーナー部での破壊が起こる。同様に、I 型ビームでも図-6・1・5 (e)に示すようにアングル材のボルト穴近傍やコーナー部で破壊が生じている。これらに加えて締め付けボルトがビームを貫通する場合でも、図-6・1・5 (c)および(d)に示すようにアングル材コーナー部で破壊が生じる結果となる。

丸型ビームを使用して実験された例は残念ながら見当たらなかったが、接合例としては図-6・1・6に示すものが考えられる。製作面から言えば、引抜成形時に外側からさらにフィラメントワインディングすることが可能であり、成形しやすいと同時に部材としての強度設計もしやすいが、橋梁として考えた場合には床版と床組みとの接合部など検討すべき点があると考えられる。

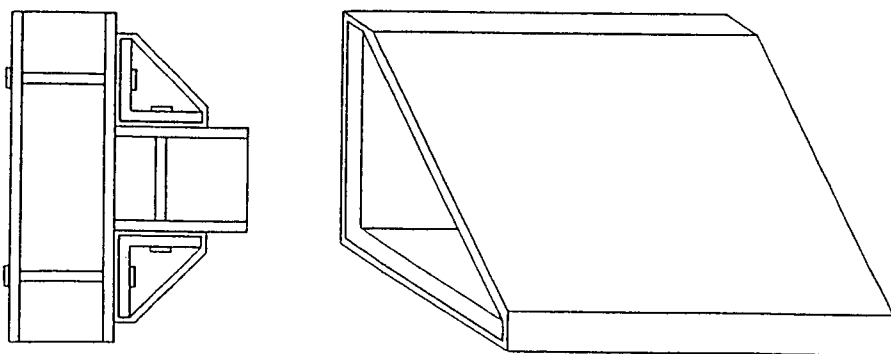
最後に、I 型ビームを用いたフレーム構造のクリープ試験例を図-6・1・7に示す。応急橋としては静的特性のみ考えれば良いと思われるが、将来的に一般の車道橋への適用までを視野に入れた場合には、疲労特性やクリープ特性は間違いなく必要となる。ここで示す図-6・1・7は一例で、破壊モードとしては I 型ビームのフランジとウェブとの間での破壊となる。フランジの座屈現象に類似している。



(a) Standard joint (b) Reinforced column flange (c) Gusset plate angles

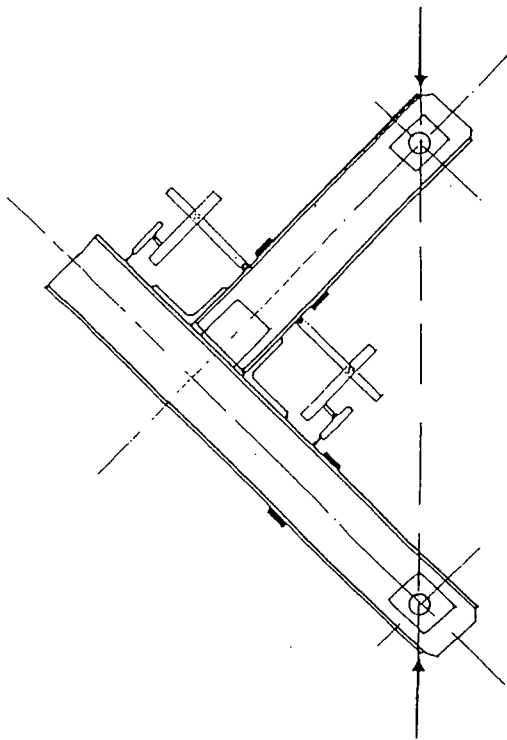


(d) Universal connector

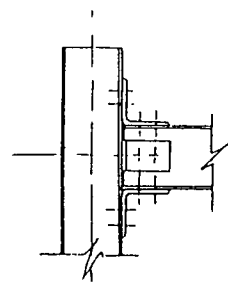


(e) Wrapped connection

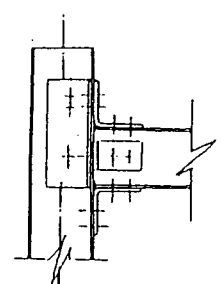
図-6・1・1 I型ビームを使用した場合の各種接合形式 (6-7~6-12)



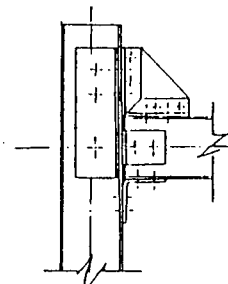
(a) 接合試験概要図



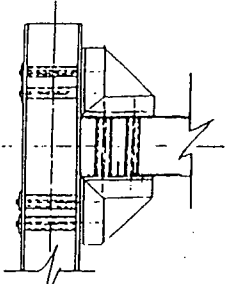
タイプ I



タイプ II

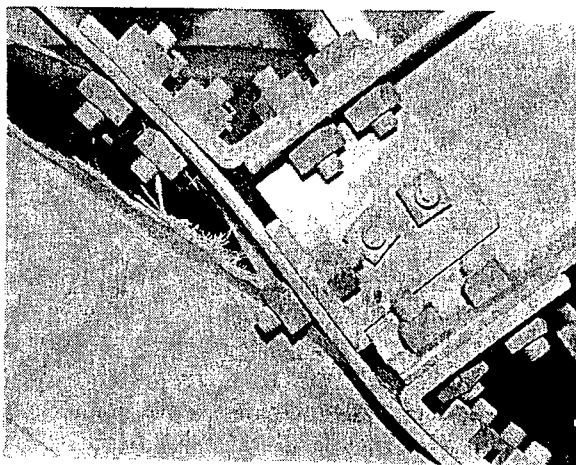


タイプ III

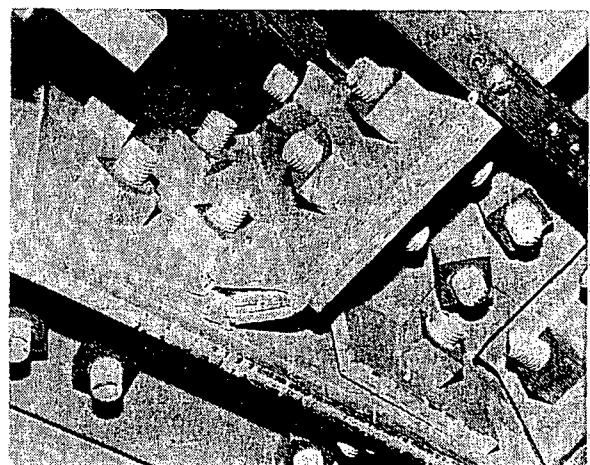


タイプ IV

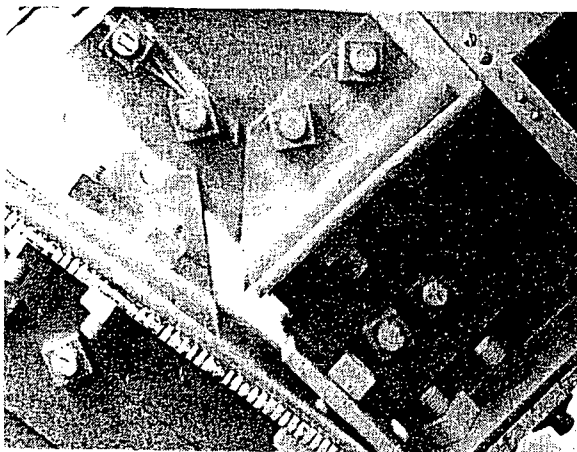
(b) 各種接合形式概要



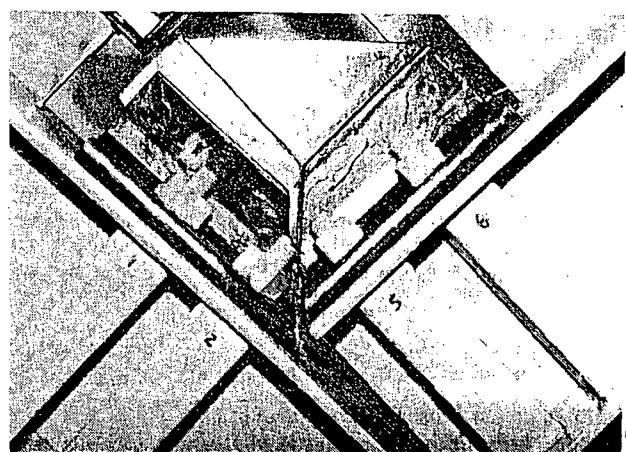
(c) タイプ I の破壊モード



(d) タイプ II の破壊モード

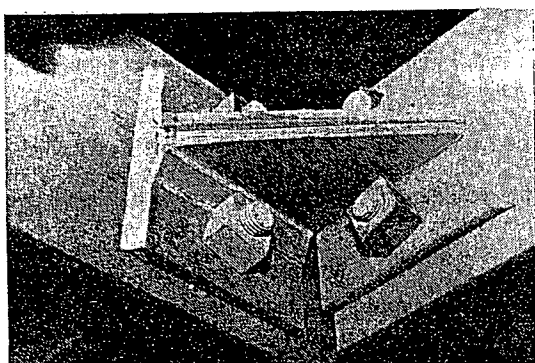
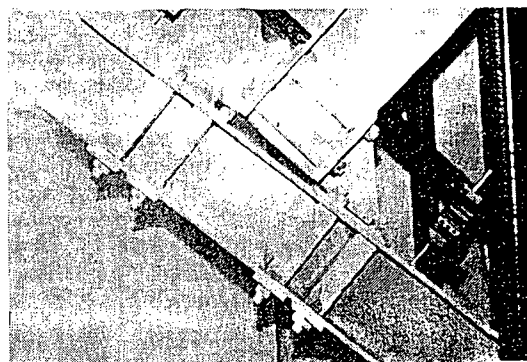
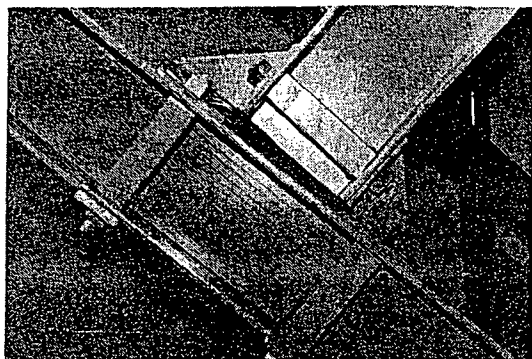


(e) タイプ III の破壊モード

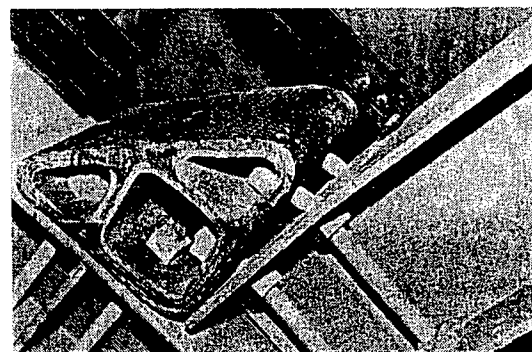
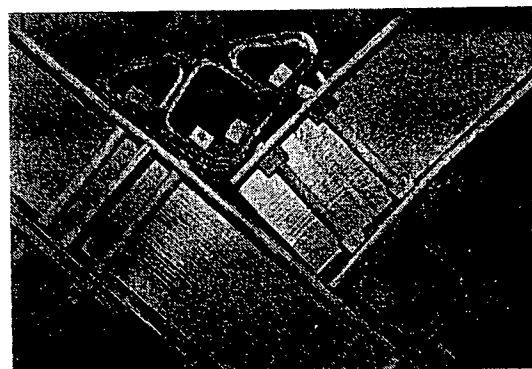
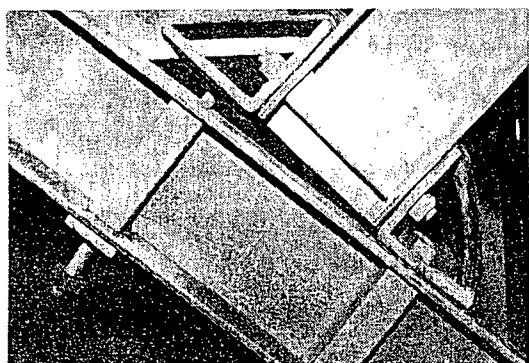


(f) タイプ IV の破壊モード

図-6・1・2 各種接合形式の破壊モード例 (6-7~6-12)



(a) ガセットプレート接合形式



(b) 箱型接合形式

図-6・1・3 各種接合形式の破壊モード例 (その2) (6-7~6-12)

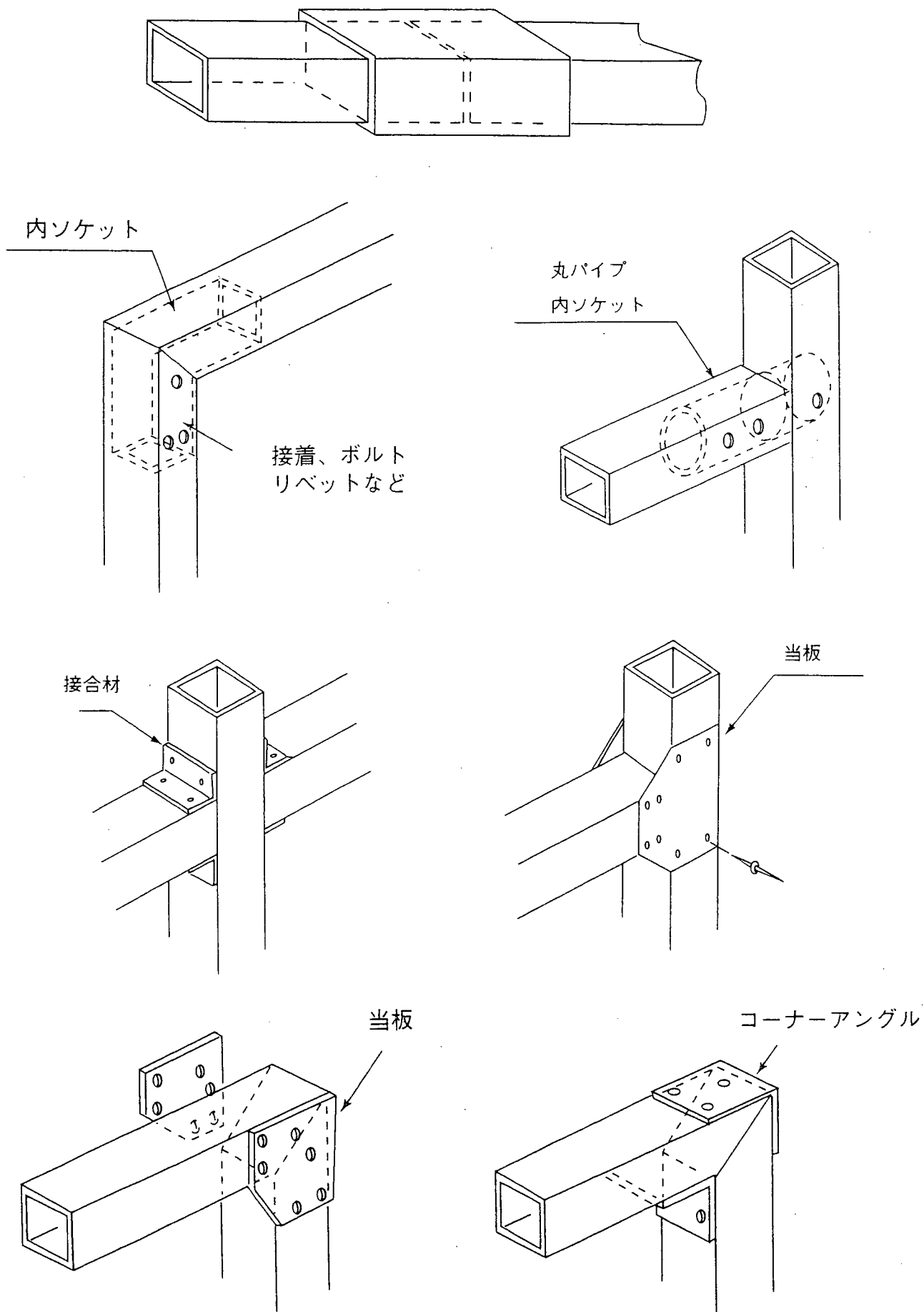
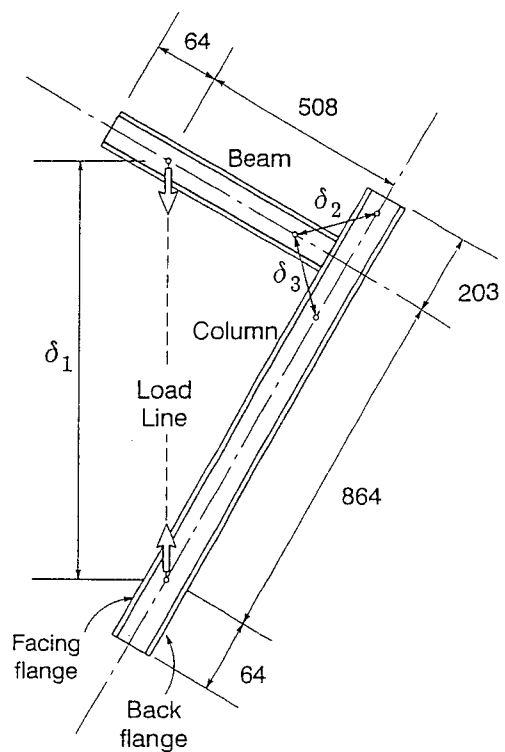
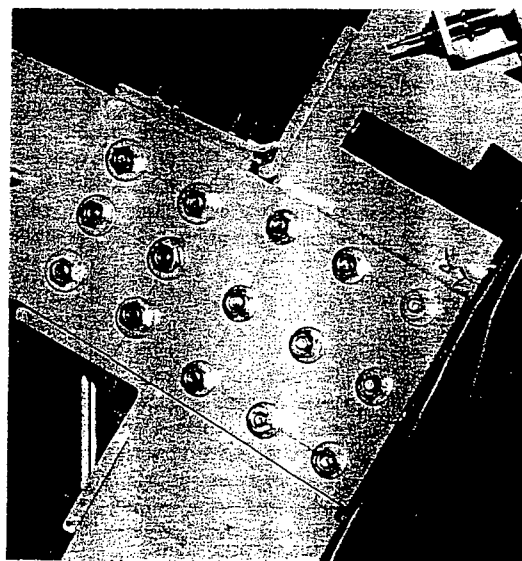


図-6・1・4 角型beamを使用した場合の各種接合形式 (6-6)



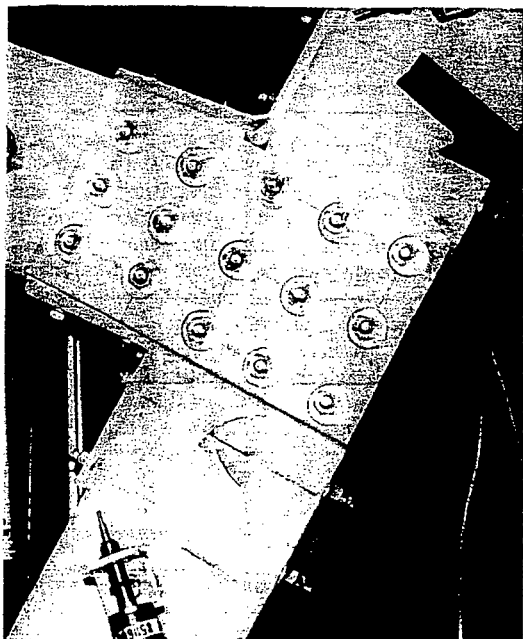
(単位 : mm)

(a) 角型ビームの接合試験例

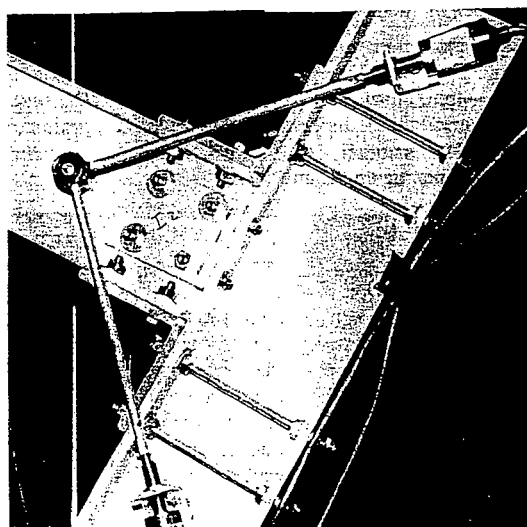


(b) ボルトが角型ビームを貫通しない場合の破壊モード例

図-6・1・5 角型ビームを使用した場合の接合試験および
破壊モード例 (6-7~6-12) (I型ビームとの比較)



(c) ボルトが角型ビームを貫通する場合の破壊モード例



(d) ボルトがI型ビームを貫通する場合の破壊モード例



(e) ボルトがI型ビームを貫通しない場合の破壊モード例

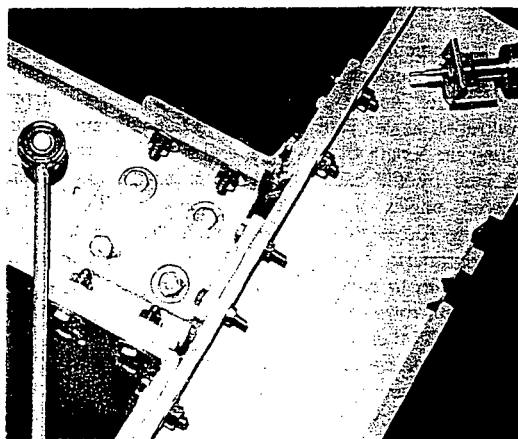


図-6・1・5 (続き) 角型ビームを使用した場合の接合試験および破壊モード例 (6-7~6-12) (I型ビームとの比較)

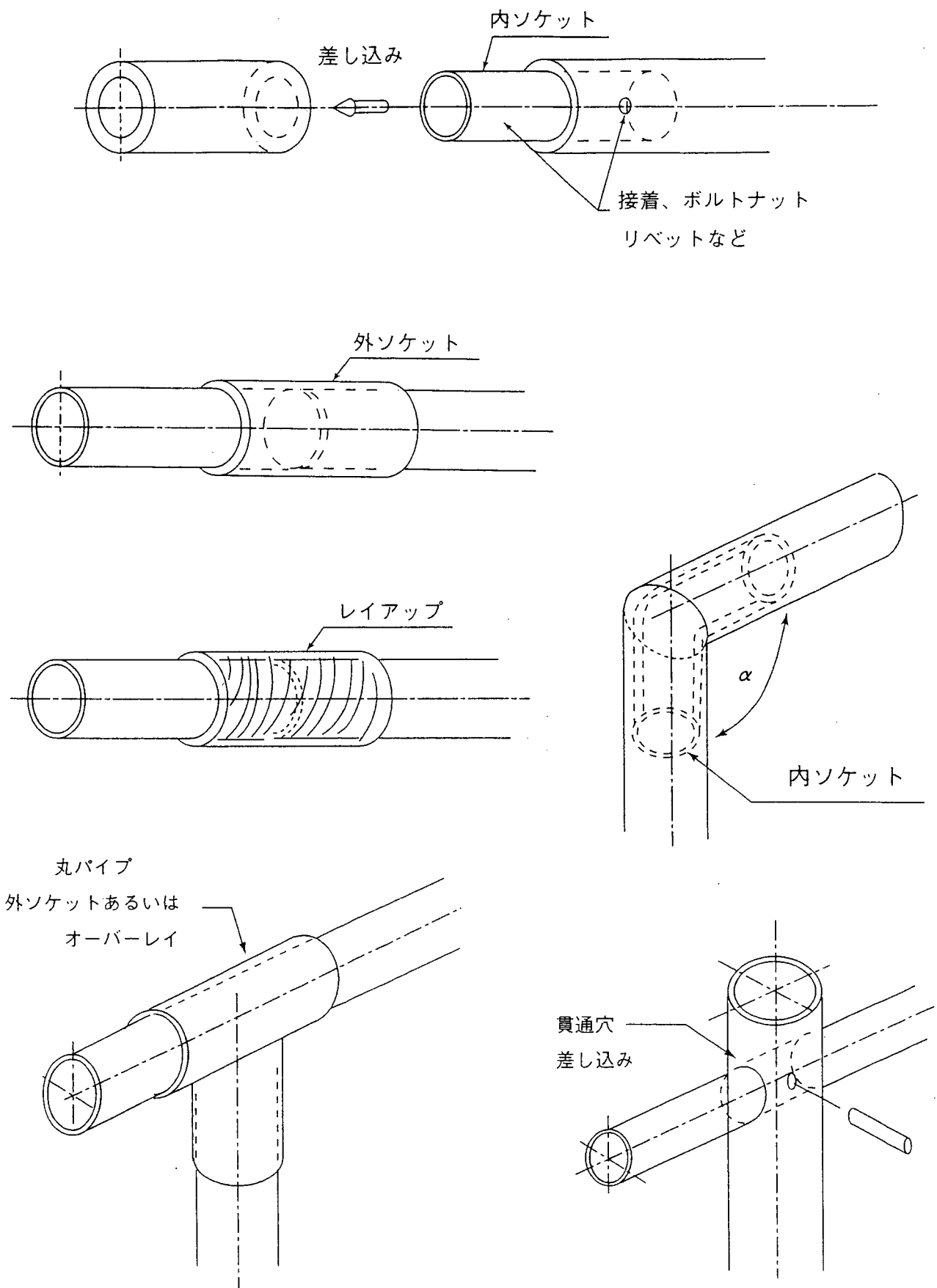
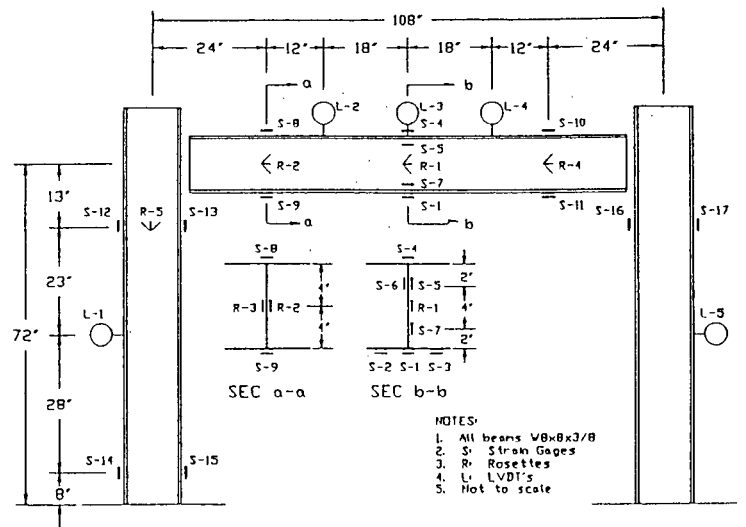
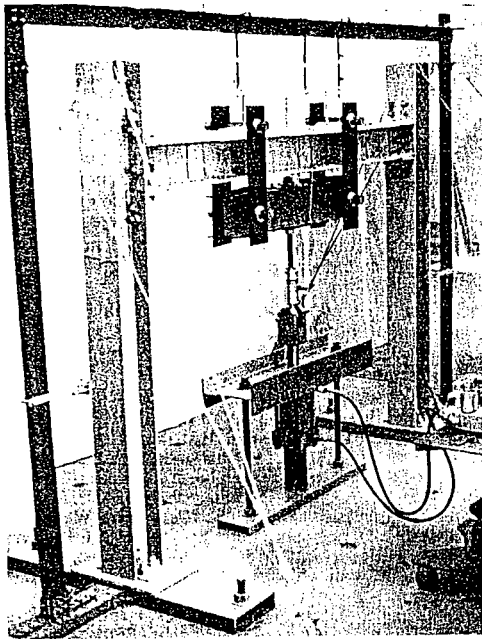
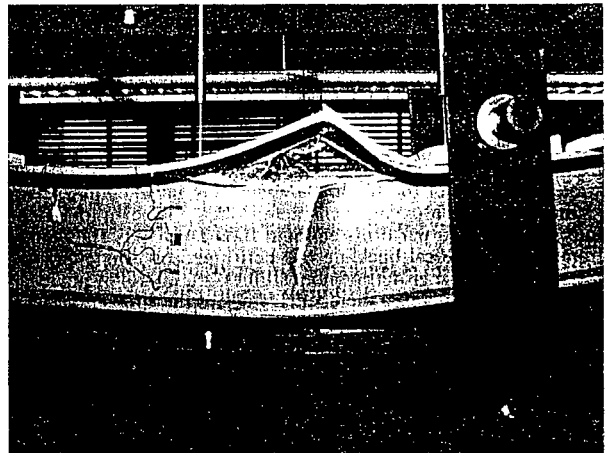
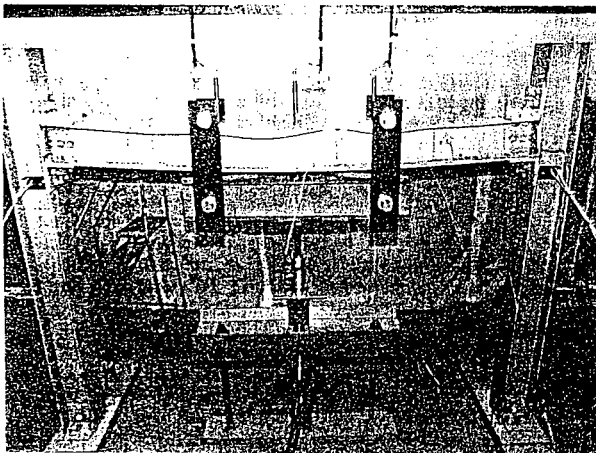


図-6・1・6 丸型ビームを使用した場合の各種接合形式 (6-6)



(a) 試験のセットアップ状況



(b) Short Term (1 時間以内) での静的な強度試験による破壊モード例

図-6・1・7 I 型梁を用いたフレーム構造のクリープ試験例 (6-13, 6-14)

6. 2 上路型トラス橋の接合方法

本節では、前節での調査結果を考慮しながら、本共同研究で製作したミニチュア版の上路型トラス橋での各種接合方法に関してまとめる。

6. 2. 1 上路型トラス橋の概要

図-6・2・1に概略図を示す。橋長 8m、幅員 3m、主構間隔 2m である。基本的に 3 分割とし、モジュール間の接合は引張ボルト接合とする。図-6・2・2に示すように、橋長が長くなる場合には中央モジュールを複数個とし、端部モジュールと結合する。これを基本コンセプトとすれば、基本モジュールは 2 種類で済むことになる。また、構造部材としては、主構に角型ビームを、端横桁や中間対傾構にはチャンネル材を対称に抱き合わせた形（I 型あるいは H 型ビームに類似した構造）で採用した。

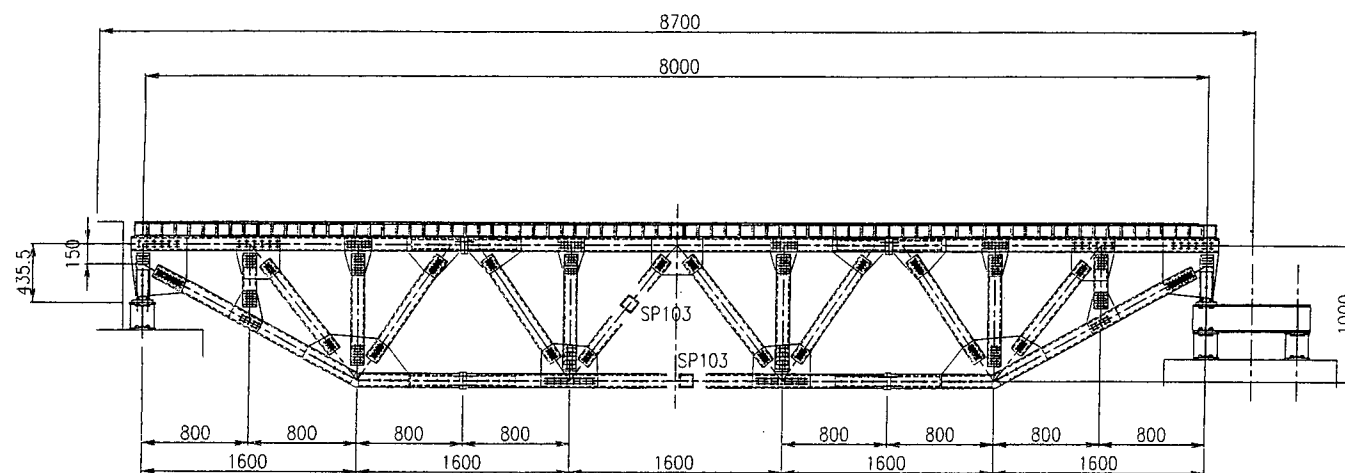
なお、本共同研究で製作したミニチュア版の上路型トラス橋の図面を図-6・2・3～図-6・2・7に示しておく。

6. 2. 2 各接合部概要

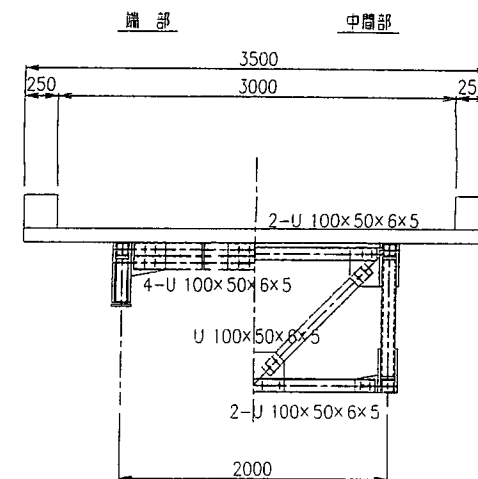
上路型トラス橋架設時に撮影した写真から床組トラス構造全体や各接合部に関するものを抜き出し、先の図-6・2・3～図-6・2・7に合わせて図-6・2・8～図-6・2・12に示す。

図-6・2・8は応急橋の全景および床組トラス構造全体を示したものである。また、各格点部における接合状況を拡大し、まとめて図-6・2・9に示す。ガセット部での接合形式としては機械的接合で、現在の FRP 構造物で通常適用される $\phi 4.8$ のリベット接合を基本としている。ただし、モジュール間の接合部（上下弦材とも）、引張荷重を受け持つ下弦材の接合部、支点部、および横桁や対傾構の接合部に関しては M22 のボルト接合を採用している。端横桁の組付け状況については図-6・2・10に、中間対傾構の組付け状況については図-6・2・11に、モジュール間の接合状況については図-6・2・12に示してあるので、これらの図から、各部における接合状況は明確にわかっていただけるものと思う。

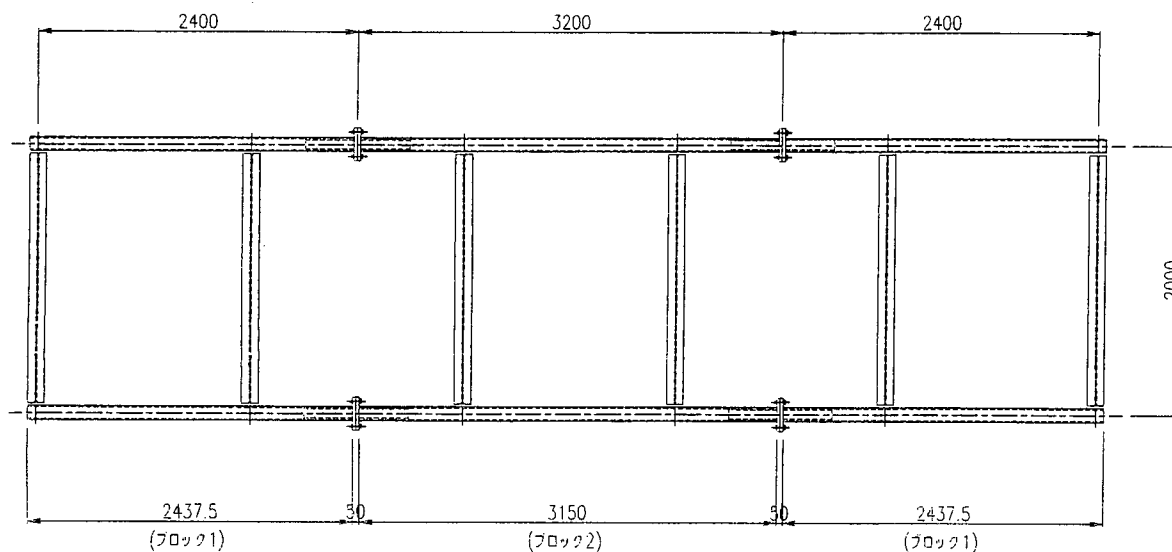
側面図



断面図

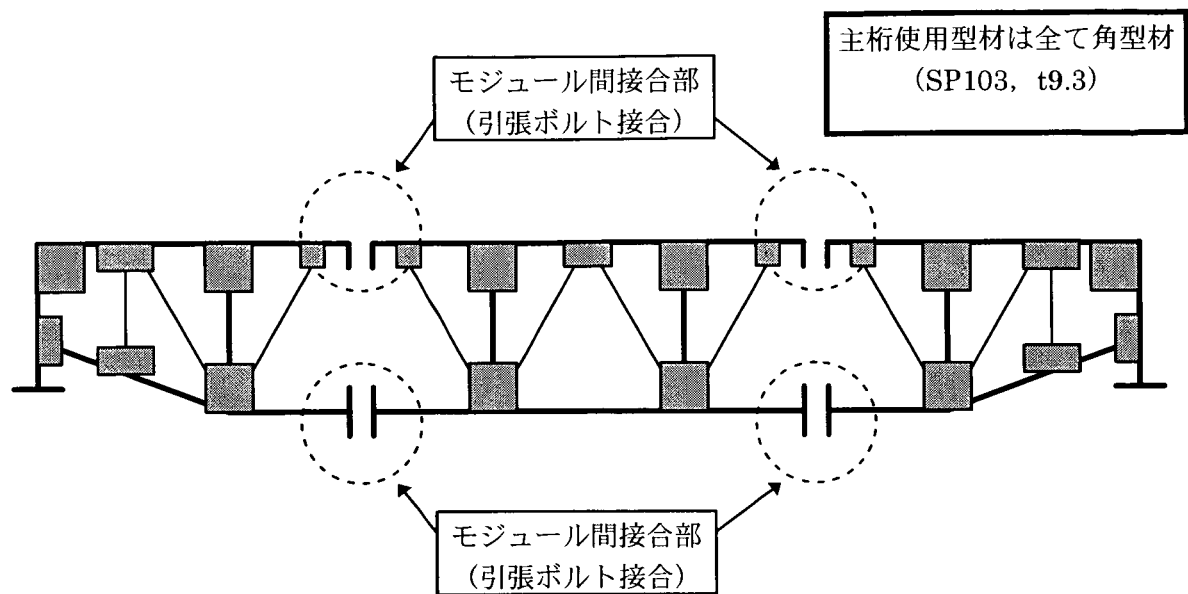


平面図

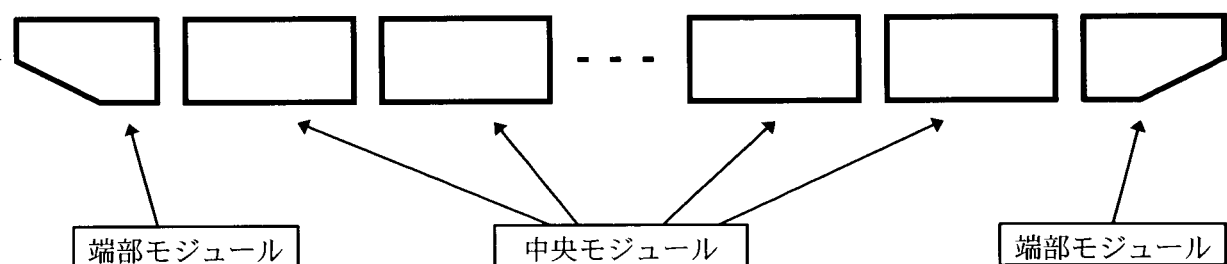


(単位：mm)

図-6・2・1 ミニチュア版上路型トラス橋の概要図

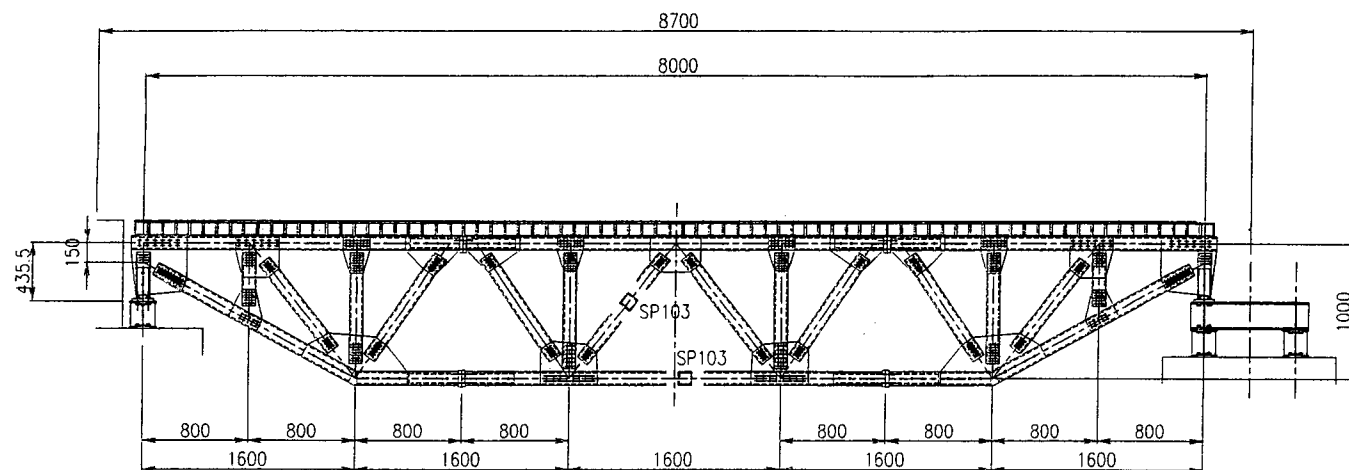


【コンセプト】 橋長が長い場合には，中央のモジュールを足していく。

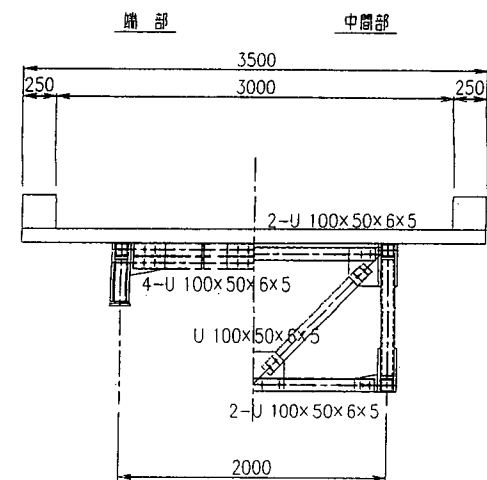


図－6・2・2 ミニチュア版上路型トラス橋の基本コンセプト

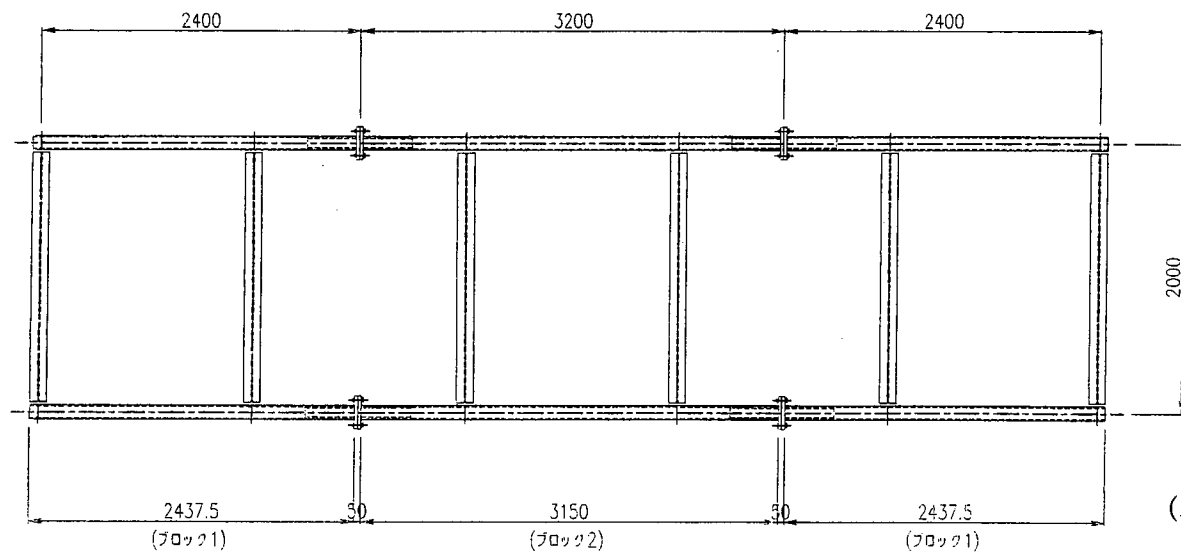
側面図



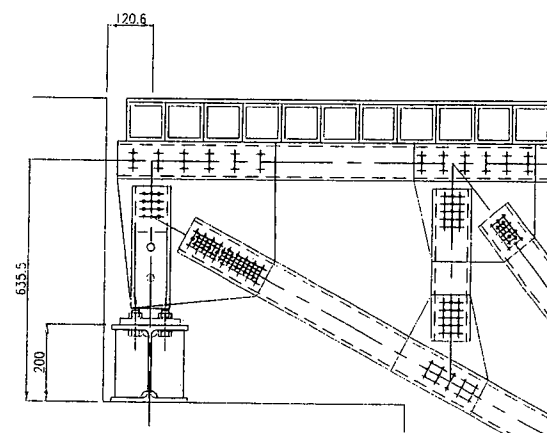
断面図



平面図

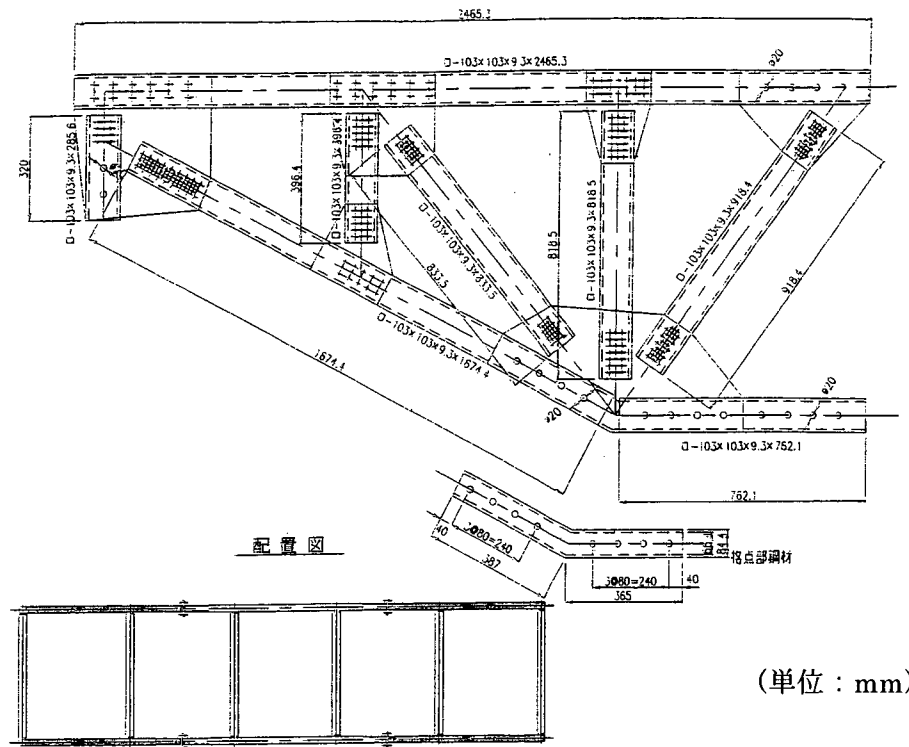


支点詳細図

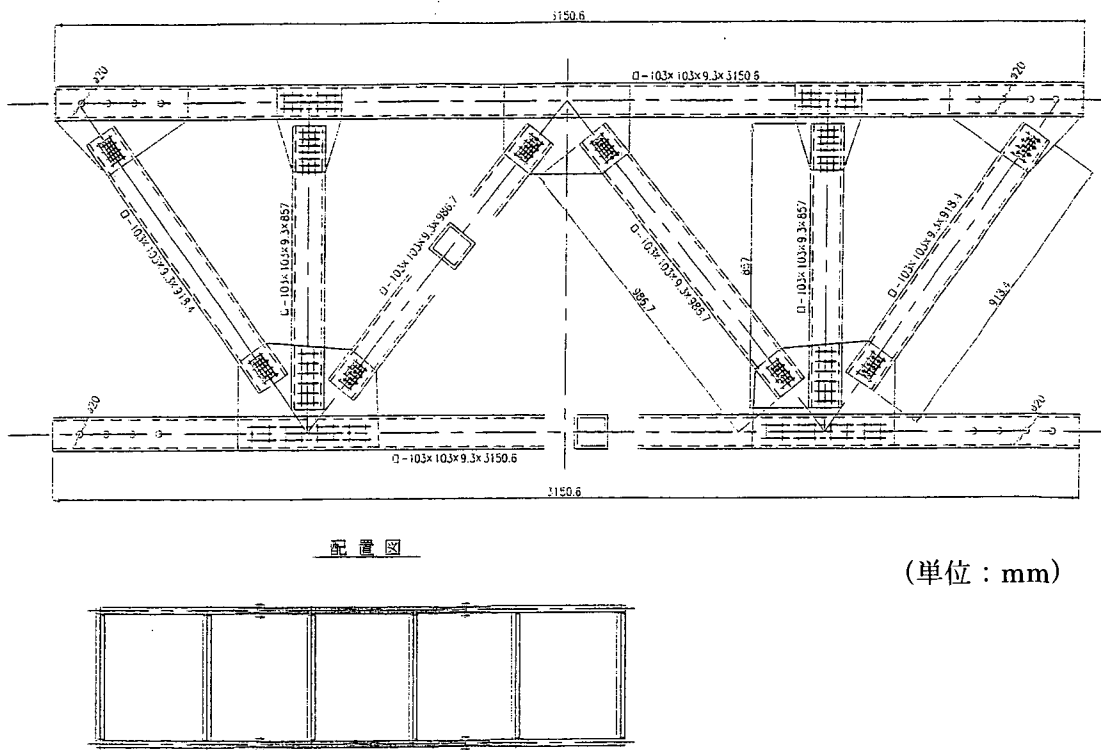


(単位: mm)

図-6・2・3 上路トラス型応急車道橋の上部工一般図



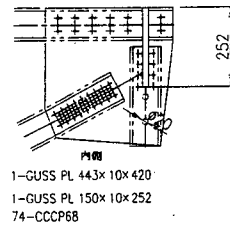
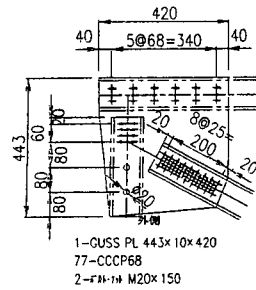
(a) 端部モジュール



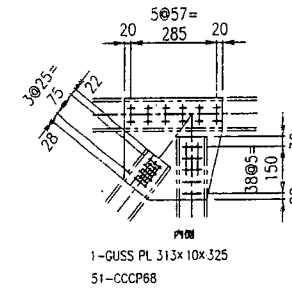
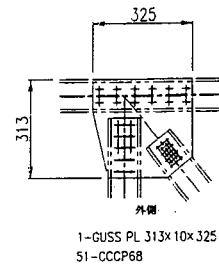
(b) 中央モジュール

図-6・2・4 主構詳細図

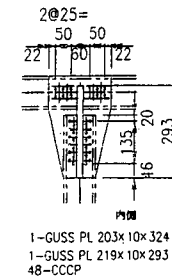
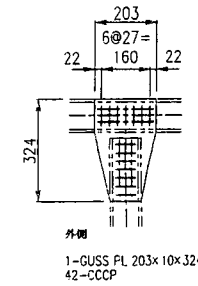
タイプ 1



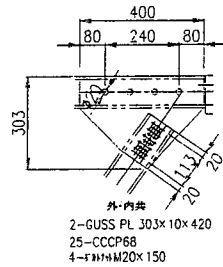
タイプ 2



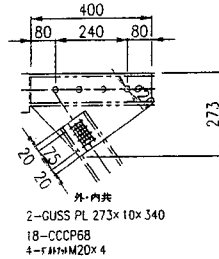
タイプ 3



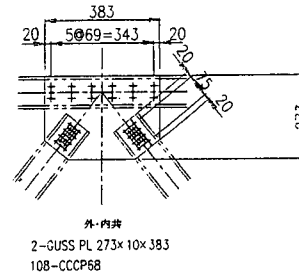
タイプ 4



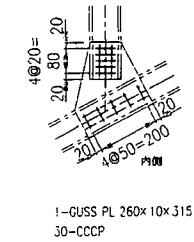
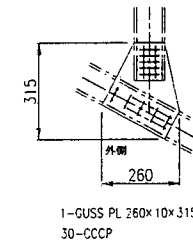
タイプ 5



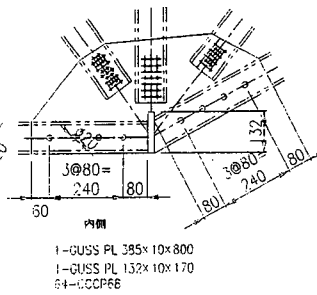
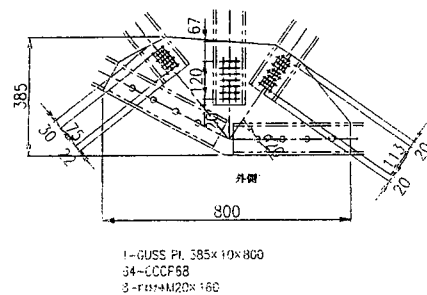
タイプ 6



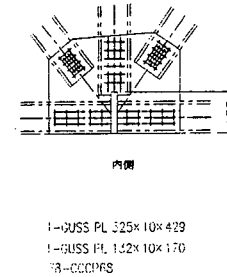
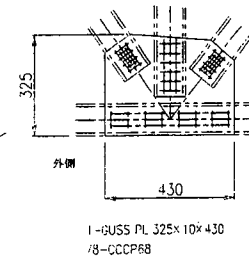
タイプ 7



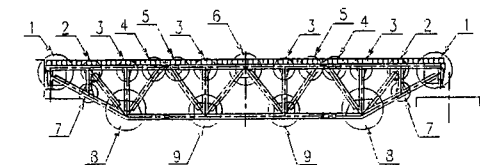
タイプ 8



タイプ 9



格点タイプ



(単位 : mm)

図-6・2・5 格点部詳細図

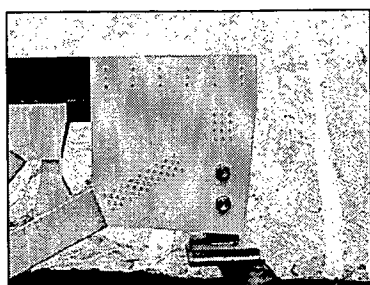


(a) 応急車道橋全景



(b) 床組トラス構造（架設状況写真）

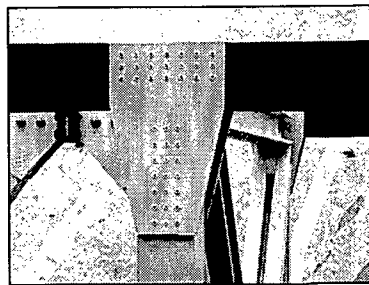
図－6・2・8 上路トラス型応急車道橋全景



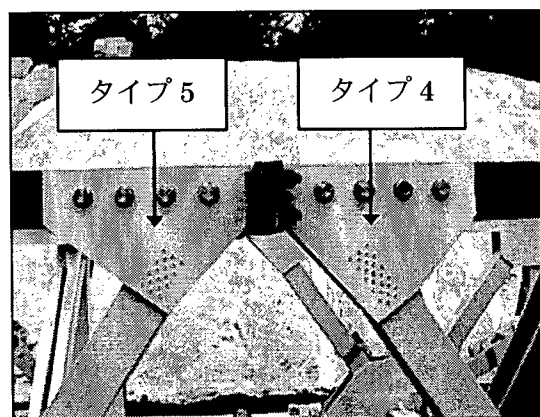
(a) タイプ1および支点部



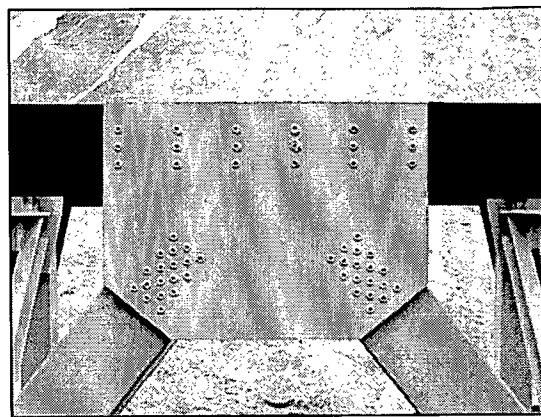
(b) タイプ2



(c) タイプ3



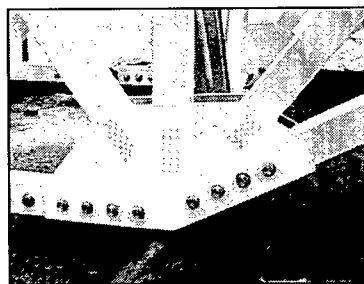
(d) タイプ4 & タイプ5



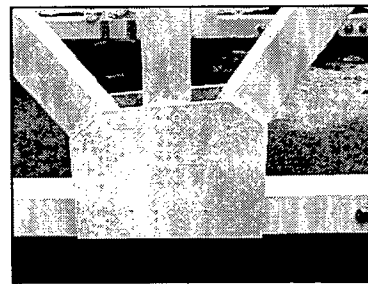
(e) タイプ6



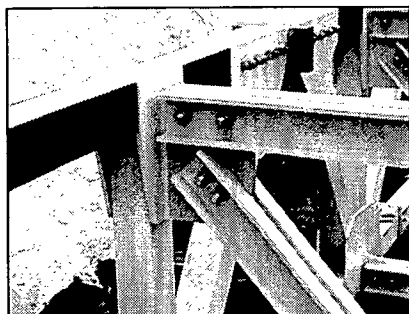
(f) タイプ7



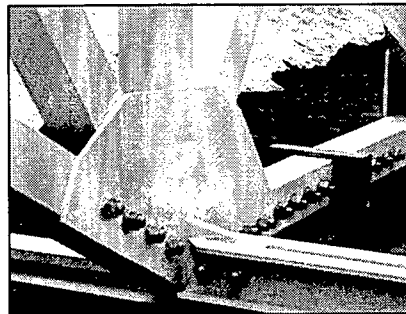
(g) タイプ8



(h) タイプ9

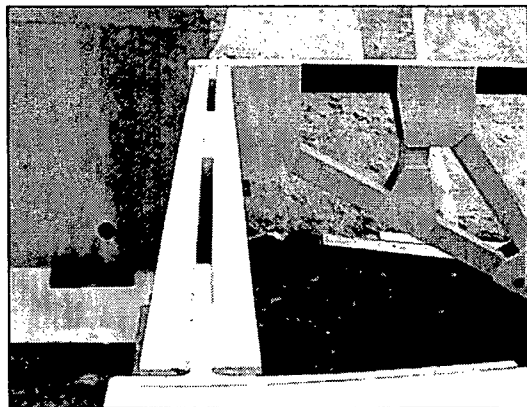
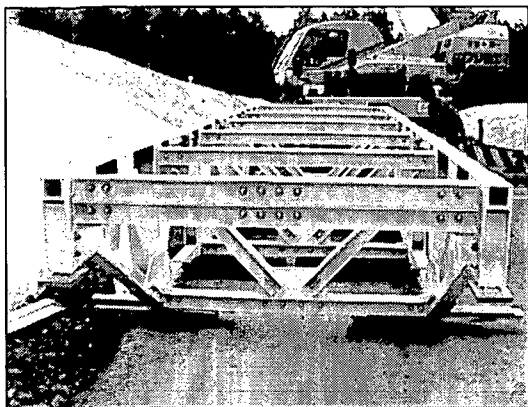


(i) タイプ3内側



(j) タイプ8内側

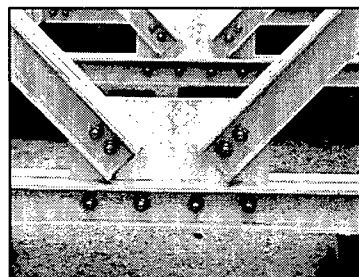
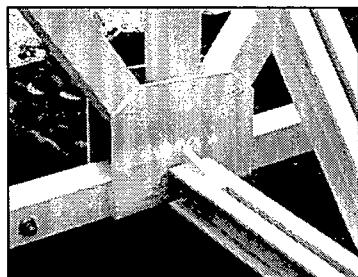
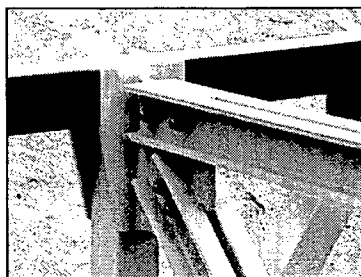
図-6・2・9 各格点部における接合状況



(a) 端横桁および床組トラス構造全景

(b) 端横桁（床組上部から見たところ）

図－6・2・10 端横桁の組付け状況

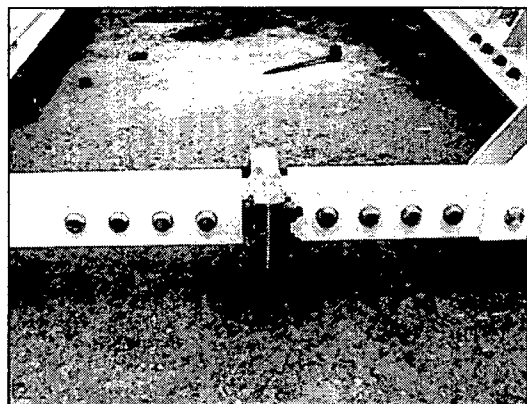
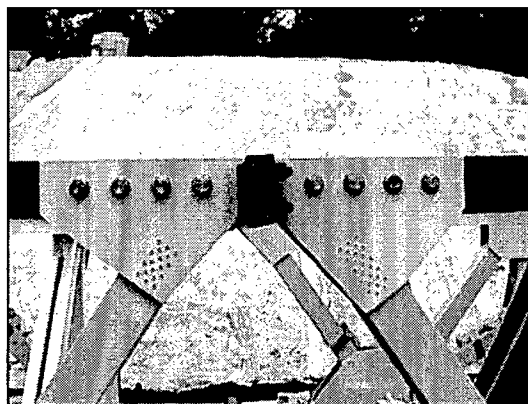


(a) 上弦材

(b) 下弦材

(c) 中央下部ガセット

図－6・2・11 中間対傾構の組付け状況



(a) モジュール間継手（上弦材）

(b) モジュール間継手（下弦材）

図－6・2・12 モジュール間の接合状況

6.3 接合試験

6.3.1 概要

前節では、本共同研究活動の一環で製作したミニチュア版の上路型トラス橋に関連する接合方法に関して述べた。ミニチュア版では橋長 8m 程度ということもあって、設計荷重を T4 荷重としたが、現実と考えられる 20~40m 程度の応急車道橋では設計条件も異なり、図-6・2・1 に示したようなモジュール間での引張ボルト接合は適用できなくなる。そこで本節では、今後の研究を展開するうえでの基盤となるよう、基礎的実験による接合強度データの蓄積を考える。その前提として、本共同研究での検討成果の一部ですでに土木学会にて発表した図-6・3・1 に示すような上路型トラス橋⁽⁶⁻¹⁵⁾に適用できることとする。

ガセット部等での機械的な接合に関しては、従来からの引抜き FRP 材の機械的接合によく適用されている $\Phi 4.8$ リベット接合を基本として、これを M5 ボルト接合を介し、土木橋梁分野でよく使用される M22 ボルト接合まで拡張することを考える。ここでは、単孔に関して得られた各試験結果を、Matthews が提案している図-6・3・2 のような設計線図⁽⁶⁻¹⁶⁾に統一してまとめ、小口径($\Phi 4.8$)のリベット接合と大口径(M22)のボルト接合との相対的な関連性を見る。また、接合強度データを取得することと併せて、各試験体の破壊モードも詳細に見ておき、図-6・3・3 に示すような各種破壊モードに分けて、接合強度データとともに図-6・3・2 に示す設計線図にまとめることとした。

6.3.2 試験方法

表－6・3・1に接合試験に用いたGFRP引抜材のガラス構成等を示す。4.8φSUSリベット、M5ボルトナットによる3.1mm板厚の引抜材で単孔接合を行い、M2.2ボルトナットによる単孔接合を1.6mm板厚の引抜材で行った。また、機械的接合のみではなく、構造用2液系エポキシ接着剤を接合部分に塗布し、機械的接合と併用した接合試験も併せて行った。

円孔d、円端距離e、接合試験幅wをパラメーターにした試験内容を表－6・3・2－1～3に示す。接合試験体等の模式図を図－6・3・4に各々示す。ボルト接合試験体は、ASTM D 953、リベット接合試験は、FRP構造設計便覧^(6・2) 接合特性編に示される試験方法^{注)}、接着試験は、JIS K 6850、平滑、円孔切欠き引張試験は、JIS K 7054に準じて行った。

ボルト接合試験については、接合ジグは、SS400材としている。このため接着併用の試験体の相関を知るために、引抜材と引抜材、引抜材とSS400材との接着強度試験を行い、その値差の確認を行った。

注) リベット接合は、通常閉断面材(角材、丸材)どうしをガセットプレートとのシングルラップにより接合するために用いることから、試験体は実際に即したシングルラップ形式ものとした。

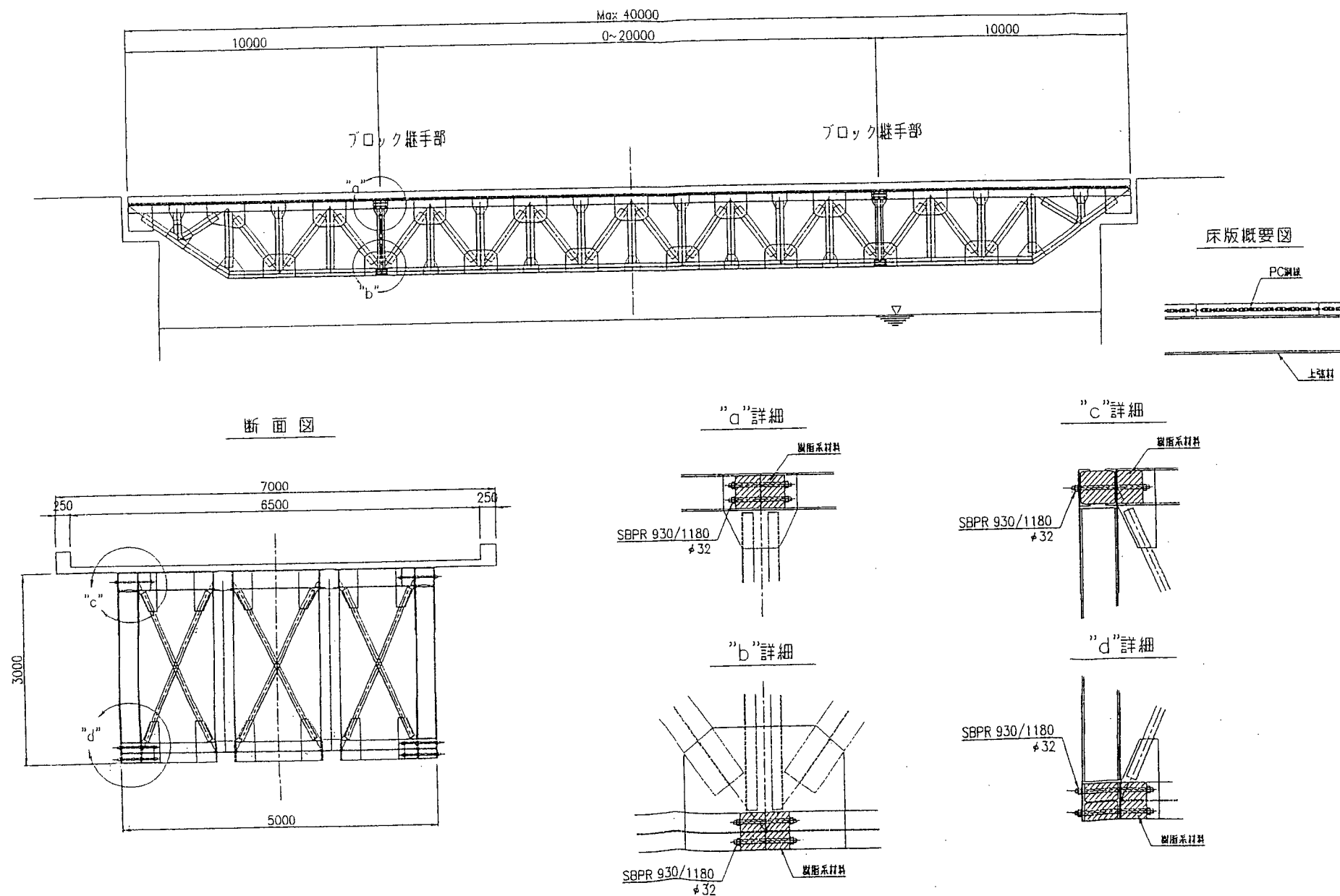


図-6・3・1 上路型トラス橋の概要図(6-15)

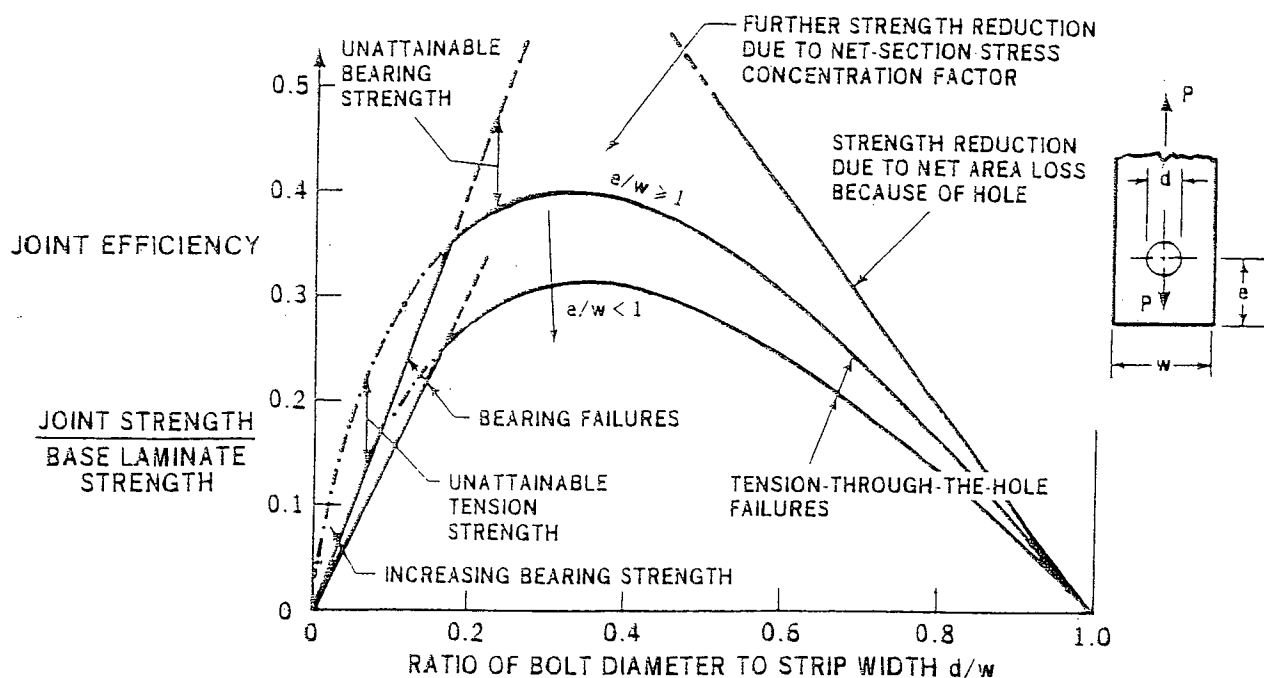


図-6・3・2 単孔ボルト接合における接合効率と接合形状との関係(6-16)

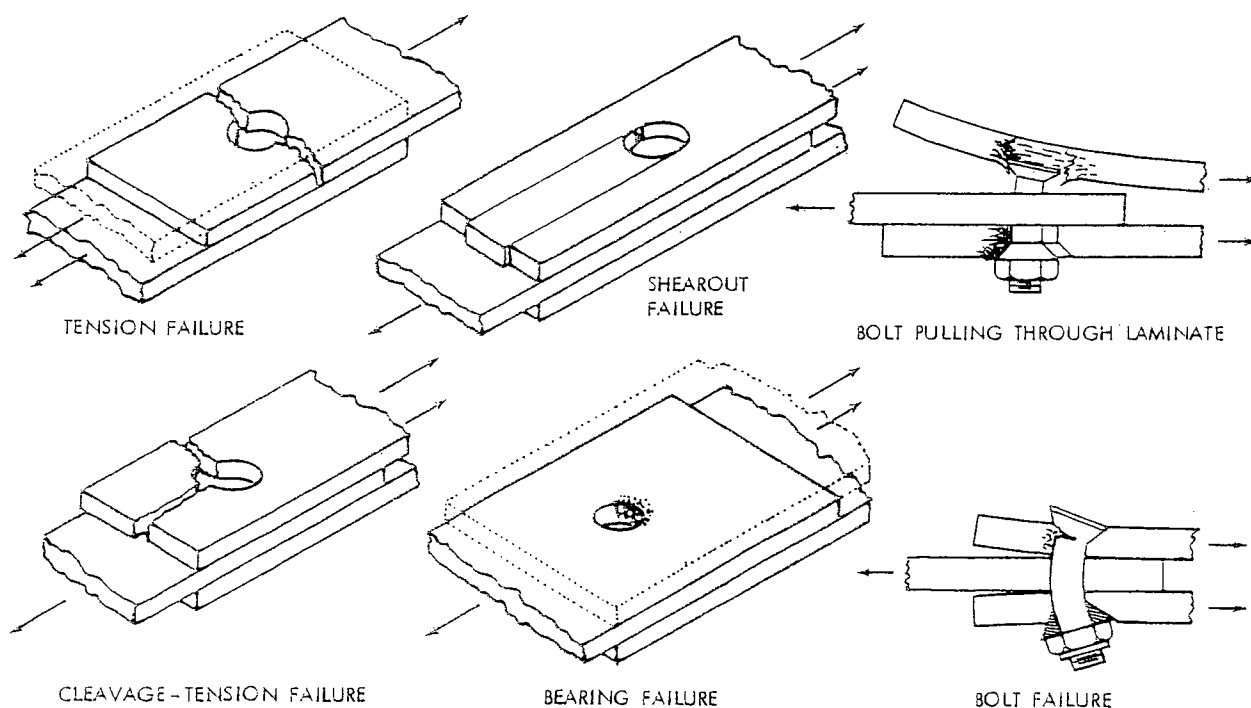
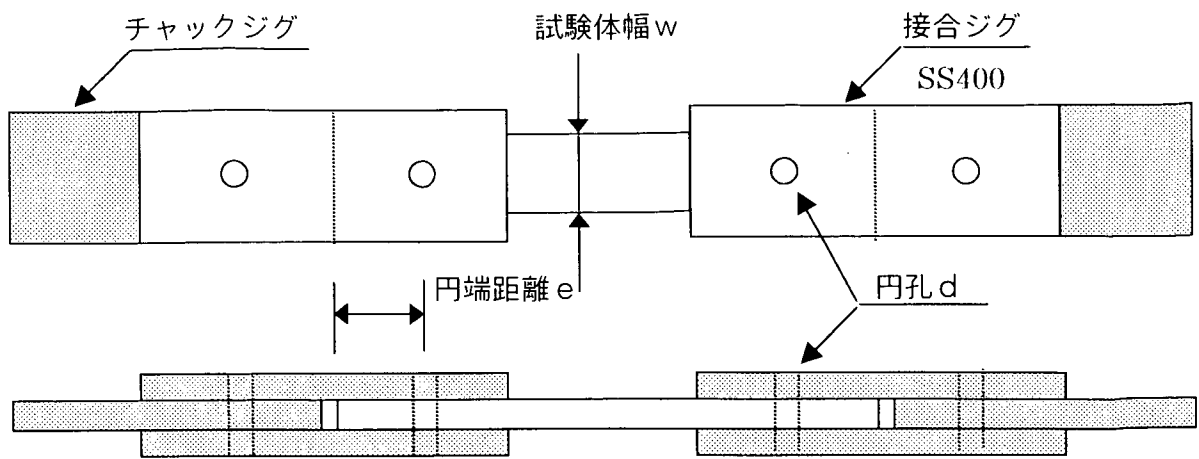
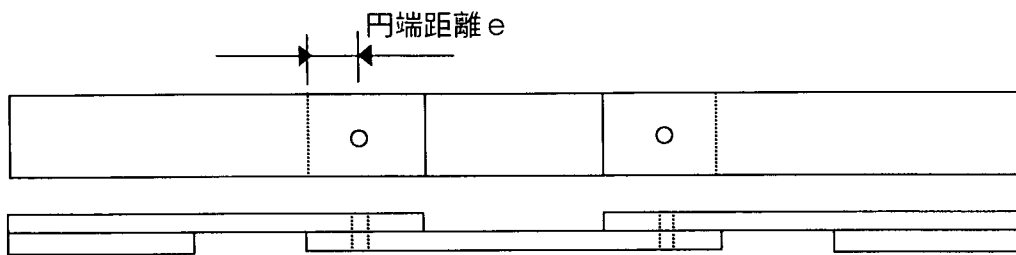


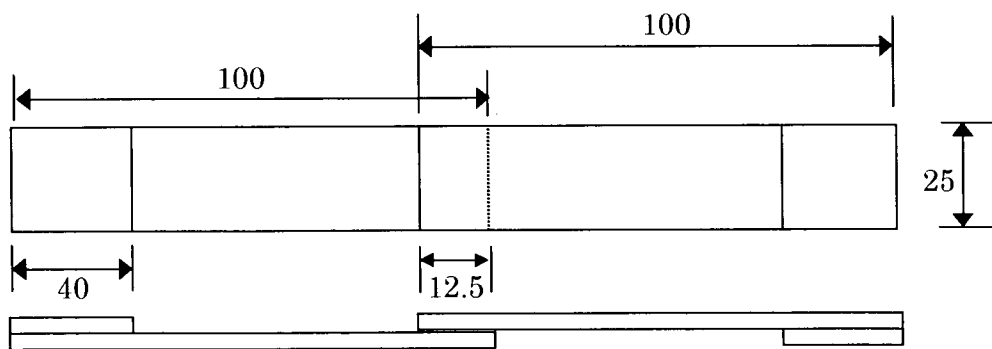
図-6・3・3 ボルト接合における各種破壊モード(6-16)



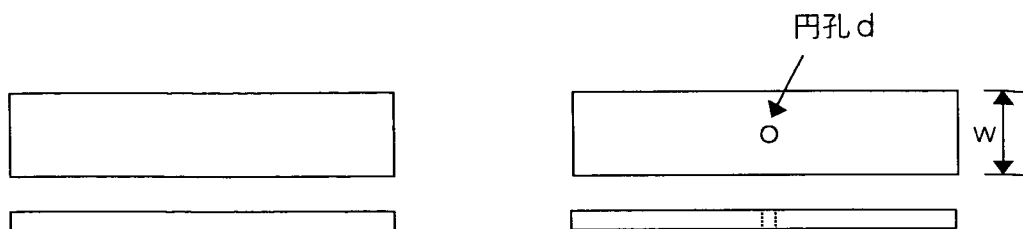
(a) ボルト用接合試験体



(b) リベット接合試験体



(c) 接着用試験体



(d) 平滑試験体

(e) 円孔切欠き試験体

図 6・3・4 接合試験体等模式図

表-6・3・1-1 ガラス基材構成 F200

方向	種類	品名	g/m	目付(g/m ²)	幅
ランダム	××××	CSM#300	63	300	210
0/90°	++++	WF400	80	400	200
0°	○○○○	R4450	534 * 1	4.45 * 2	120
0/90°	++++	WF400	80	400	200
ランダム	××××	CSM#300	63	300	210
			820		
			322		
板厚	3.1 mm		繊維体積含有率	Vf = 52%	
断面積	620 mm ²				

*1 本数を表す

*2 TEX(g/m)を表す

表-6・3・1-2 ガラス基材構成 HR165

方向	種類	品名	g/m	目付(g/m ²)	幅mm
ランダム	× × × ×	CSM#300	51	300	170
±45°	△△△△	DB600	102	600	170
±45°	△△△△	DB600	102	600	170
0/90°	++++	WF400	68	400	170
±45°	△△△△	DB600	102	600	170
0/90°	++++	WF400	68	400	170
0°	○○○○	R4450	2519 * 1	4.45 * 2	566
0/90°	++++	WF400	68	400	170
±45°	△△△△	DB600	102	600	170
0/90°	++++	WF400	68	400	170
±45°	△△△△	DB600	102	600	170
±45°	△△△△	DB600	102	600	170
ランダム	× × × ×	CSM#300	51	300	170
			3505		
			1374		
板厚	16 mm		繊維体積含有率	Vf = 53%	
断面積	2585 mm ²				

*1 本数を表す

*2 TEX(g/m)を表す

表-6.3.2-1 リベット、ボルト、接着接合試験

試験内容	番号	FRP品	使用ピン	接合形態	d/w	d/e	数量
(1) リベット接合	-1	F200 (t=3.1mm)	φ4.8リベット	リベットのみ	0.2	0.2	3
	-2					0.5	3
	-3					0.8	3
	-4				0.4	0.2	3
	-5					0.5	3
	-6					0.8	3
	-7				0.6	0.2	3
	-8					0.5	3
	-9					0.8	3
	-10			リベット+接着	0.2	0.2	3
	-11					0.5	3
	-12					0.8	3
	-13				0.4	0.2	3
	-14					0.5	3
	-15					0.8	3
	-16				0.6	0.2	3
	-17					0.5	3
	-18					0.8	3
(2) 小口径ボルト接合(M5)	-1	F200 (t=3.1mm)	M5ボルト	ボルトのみ	0.2	0.2	3
	-2					0.5	3
	-3					0.8	3
	-4				0.4	0.2	3
	-5					0.5	3
	-6					0.8	3
	-7				0.6	0.2	3
	-8					0.5	3
	-9					0.8	3
	-10			ボルト+接着	0.2	0.2	3
	-11					0.5	3
	-12					0.8	3
	-13				0.4	0.2	3
	-14					0.5	3
	-15					0.8	3
	-16				0.6	0.2	3
	-17					0.5	3
	-18					0.8	3
(3) 大口径ボルト接合(M22)	-1	HR165 (t=16mm)	M22ボルト	ボルトのみ	0.25	0.2	3
	-2					0.5	3
	-3					0.8	3
	-4				0.4	0.2	3
	-5					0.5	3
	-6					0.8	3
	-7				0.6	0.2	3
	-8					0.5	3
	-9					0.8	3
	-10				0.8	0.2	3
	-11					0.5	3
	-12					0.8	3
	-13			ボルト+接着	0.25	0.2	3
	-14					0.5	3
	-15					0.8	3
	-16				0.4	0.2	3
	-17					0.5	3
	-18					0.8	3
	-19				0.6	0.2	3
	-20					0.5	3
	-21					0.8	3
	-22				0.8	0.2	3
	-23					0.5	3
	-24					0.8	3

表-6.3.2-2 接着強度測定試験

	番号	FRP品	数量
(4) 接着強度用試験片	①	F200 +F200	5
(4) 接着強度用試験片	②	F200 +SS400	5

表-6.3.2-3 母材強度測定試験

	番号	FRP品	形状	ピン	d/w	数量
(5)-① 平滑試験片	①-1	F200	平滑試験片	—	—	5
	①-2	HR165				5
(5)-② 円孔切欠試験片	番号	FRP品	形状	ピン	d/w	数量
	②-1	F200	円孔切欠試験片	リベットφ4.8	0.2	3
	②-2				0.4	3
	②-3				0.6	3
	②-4			ボルトM5	0.2	3
	②-5				0.4	3
	②-6				0.6	3
	②-7	HR165		ボルトM22	0.4	3
	②-8				0.6	3
	②-9				0.8	3

6. 3. 3 試験結果

1) 接着強度

表-6・3・3-1～2にFRPとFRP、FRPとSS400材の接着試験結果を示す。接合試験は、FRPとSS400材との組み合わせであるためにその差を確認したが、結果としてFRPとFRPの接着強度の方が2割程度高い値が得られた。FRP引抜材とFRPガセットプレートとの接合も頻度は高く、今回の接合強度結果から表-6・3・3の接着ありのものより高めの値が得られることが推定される。

2) 母材（平滑材）強度

表-6・3・3-3～4に引抜材 $t=3.1\text{mm}$ と 16mm 板厚の母材引張試験結果を示す。 $t=3.1\text{mm}$ においては、平均引張強さ 451MPa 、平均引張弾性率 33GPa 、 $t=16\text{mm}$ においては、平均引張強さ 477MPa 、平均引張弾性率 34GPa であり、ほぼ物性をそろえることができた。この強度を平滑材強度として用いることとした。

3) 円孔切欠き材（有孔材）強度

表-6・3・4に $t=3.1\text{mm}$ のものに $\phi 5\text{mm}$ および $\phi 5.2\text{mm}$ の穴を、 $t=16\text{mm}$ のものに $\phi 23\text{mm}$ の穴をあけた試験体の引張試験結果を示す。負担面積を考慮した引張強さは、 $t=3.1\text{mm}$ のもので $407\sim 440\text{MPa}$ となり、 $t=16\text{mm}$ のもので $406\sim 409\text{MPa}$ となっている。 $d/w=0.4$ については、チャック部で破壊したために 0.6 、 0.8 の値を参考にして 400MPa を有孔材強度として用いることとした。

4) 接合強度

表-6・3・5にリベット、ボルト、接着接合試験結果を示す。幅 w と穴径 d との関係 d/w 、円端距離 e と穴径 d の関係 d/e および e/d に対して破壊値、破壊様式を示した。この破壊値を、3)の有孔材強度で除したものを継手効率1とし、2)の平滑材強度を除したものを継手効率2として示した。なお、支圧強度 σ_b は、破壊荷重を穴径および引抜材で除したものとして定義した。

継手効率1 = 支圧強度 / 平滑材強度

継手効率2 = 支圧強度 / 有孔材強度

支圧強度 $\sigma_b = P / d \times t$ P : 荷重

d : 穴径

t : 板厚

・ e/d について

これらの値を用いた小口径リベットおよびM5ボルトの継手効率1、2と e/d 、 d/w の関係を図-6・3・5～6・3・8に示す。リベットは、3水準の幅 w に対して円端距離 e が大きくなっても継手効率は、あまり向上しない。接着を併用すると幅 w が広く、円端距離 e が大きくなると直線的に継手効率が上がる。これは、接着剤が、シングラップの継手形式による、引き剥が

しの力を押える作用があるためと思われる。

一方、M5 ボルトについては、接着有り無しともに円端距離 e が大きくなると継手効率も高くなり、接着剤を併用することでより高い継手効率を得ることができる。平滑材と有孔材については、穴欠損分の断面を考慮した継手効率 2 の値の方が高くなっている。

M22 ボルトの継手効率と $e/d, d/w$ の関係を図-6・3・9～6・3・10 に示す。

M22 ボルトの場合についても M5 ボルトの同じ傾向であるが、接着なし、ありの継手効率の値は、板厚の薄いものと比較すると小さくなるようである。

・ d/w および破壊モードについて

図-6・3・11～6・3・18 に、 $\phi 4.8$ リベットおよび M5 ボルトの継手効率および破壊モードと $e/d, d/w$ の関係を示す。

M22 ボルトの継手効率および破壊モードと $e/d, d/w$ の関係を図-6・3・19～6・3・22 に示す。試験体の幅 w をパラメーターにすると、 $\phi 4.8$ リベットの場合は、接着なしのとき d/w が小さく円端距離 e が大きいとせん断破壊は起こさない。 w, e 各々の値が小さくなるとせん断破壊を起こすようになる。また、接着ありのときは、せん断破壊する領域が増加するが、その継手効率は、接着なしのときに比べ 2 倍強の値が得られた。

M5 ボルトの場合、ダブルラップによる接合のため、接着なし、あり両方ともせん断破壊領域が若干多い。接着ありのときは、接着面が 2 面あるためにリベットのときよりさらに継ぎ手効率が增加する。

M22 については、リベットや M5 ボルトに比較してせん断破壊する領域が非常に多い。接着を併用するとさらにその領域が増加することがわかる。

6.4 今後の検討課題

リベット、M5 ボルト、M22 ボルトの基本的な静的接合強度を各パラメーターで整理し、継手の効率を確認した。今後の検討課題としては、繰返し疲労およびクリープなどの挙動もあわせて評価を行い FRP 引抜材の接合方法について総合的に体系づけることが望ましいと思われる。

表-6・3・3-1 接着強度試験結果(FRP+FRP)

	接着面積 [mm ²]	破壊荷重 [N]	接着強さ	
			[MPa]	[kgf/cm ²]
1	314.1	5001	15.9	162.4
2	313.8	4837	15.4	157.2
3	314.1	4870	15.5	158.1
4	313.5	5360	17.1	174.3
5	314.1	5459	17.4	177.2
平均値	313.9	5105	16.3	165.8
標準偏差	0.3	286.4	0.9	9.3
変動係数	0.1%	5.6%	5.6%	5.6%

* F200使用(t=3.1mm) ;試験速度1[mm/min]

表-6・3・3-2 接着強度試験結果(FRP+SS400)

	接着面積 [mm ²]	破壊荷重 [N]	接着強さ	
			[MPa]	[kgf/cm ²]
1	313.5	3860	12.3	125.6
2	313.2	4120	13.2	134.1
3	314.0	4480	14.3	145.5
4	313.6	5300	16.9	172.3
5	313.1	3430	11.0	111.7
平均値	313.5	4238	13.5	137.8
標準偏差	0.4	706.4	2.2	22.9
変動係数	0.1%	16.7%	16.6%	16.6%

* F200使用(t=3.1mm) ;試験速度1[mm/min]

表-6・3・3-3 母材強度試験結果(F200、t=3.1mm)

	幅 [mm]	板厚 [mm]	断面積 [mm ²]	破壊荷重 [N]	引張強さ [MPa]	引張弾性率 [GPa]
1	10.39	3.09	32.1	13,960	435	36.4
2	10.42	3.05	31.8	14,020	441	31.7
3	10.46	3.09	32.3	15,170	469	30.0
4	10.42	3.10	32.3	13,830	428	35.1
5	10.30	3.10	31.9	15,360	481	32.7
平均値	10.40	3.09	32.1	14,468	451	33.2
標準偏差	0.06	0.02	0.23	734	23.0	2.6
変動係数	0.6%	0.7%	0.7%	5.1%	5.1%	7.8%

;試験速度1[mm/min]

表-6・3・3-4 母材強度試験結果(HR165、t=16mm)

	幅 [mm]	板厚 [mm]	断面積 [mm ²]	破壊荷重 [N]	引張強さ [MPa]	引張弾性率 [GPa]
1	3.93	15.69	61.7	31,640	513	35.4
2	3.86	15.74	60.8	28,370	467	35.5
3	3.95	15.70	62.0	29,620	478	34.2
4	3.92	15.73	61.7	28,110	456	33.4
5	3.97	15.69	62.3	29,520	474	33.1
平均値	3.93	15.71	61.7	29,452	477	34.3
標準偏差	0.04	0.02	0.58	1396	21.6	1.1
変動係数	1.1%	0.1%	0.9%	4.7%	4.5%	3.2%

;試験速度1[mm/min]

表-6・3・4 円孔切欠試験結果

FRP品	番号	幅 (d/w)	No.	破壊荷重 [N]	幅 [mm]	板厚 [mm]	穴径 [mm]	負担断面積 [mm ²]	引張強さ [MPa]	備 考
F200 リベットφ4.8	②-1	25 (0.20)	1	27,920	25.28	3.08	5.0	62.46	447	
			2	27,920	25.29	3.10	5.0	62.90	444	
			3	26,480	25.30	3.09	5.0	62.73	422	
			平均値	27,440	25.29	3.09	5.0	62.70	438	
	②-2	12.5 (0.40)	1	10,950	12.58	3.11	5.0	23.57	464	
			2	10,560	12.70	3.08	5.0	23.72	445	
			3	9,810	12.69	3.10	5.0	23.84	412	
			平均値	10,440	12.66	3.10	5.0	23.71	440	
	②-3	8.3 (0.60)	1	4,380	8.30	3.11	5.0	10.26	427	
			2	4,480	8.32	3.10	5.0	10.29	435	
			3	4,180	8.33	3.10	5.0	10.32	405	
			平均値	4,347	8.32	3.10	5.0	10.29	422	
F200 ボルトM5	②-4	25 (0.20)	1	27,950	25.30	3.09	5.2	62.11	450	
			2	26,740	25.26	3.09	5.2	61.99	431	
			3	25,660	25.27	3.12	5.2	62.62	410	
			平均値	26,783	25.28	3.10	5.2	62.24	430	
	②-5	12.5 (0.40)	1	10,400	12.67	3.12	5.2	23.31	446	
			2	9,840	12.53	3.12	5.2	22.87	430	
			3	9,970	12.69	3.11	5.2	23.29	428	
			平均値	10,070	12.63	3.12	5.2	23.16	435	
	②-6	8.3 (0.60)	1	3,730	8.36	3.12	5.2	9.86	378	
			2	4,050	8.31	3.12	5.2	9.70	417	
			3	4,090	8.32	3.09	5.2	9.64	424	
			平均値	3,957	8.33	3.11	5.2	9.73	407	
HR165 ボルトM22	②-7	57.5 (0.40)	1	160,220	57.45	15.7	23	540.87	296	チャック部で破壊
			2	165,360	57.46	15.7	23	541.02	306	"
			3	168,550	57.44	15.7	23	540.71	312	"
			平均値	164,710	57.45	15.7	23	540.87	305	推定引張強さ [*] 400
	②-8	38.3 (0.60)	1	88,440	38.13	15.8	23	239.05	370	
			2	106,080	38.25	15.7	23	239.43	443	
			3	99,950	38.24	15.8	23	240.79	415	
			平均値	98,157	38.21	15.8	23	239.76	409	
	②-9	28.75 (0.80)	1	38,640	28.7	15.7	23	89.49	432	
			2	34,780	28.72	15.7	23	89.80	387	
			3	35,960	28.7	15.8	23	90.06	399	
			平均値	36,460	28.71	15.7	23	89.78	406	

表-6.3.5 リベット, ボルト, 接着接合試験結果

試験内容	番号	FRP品		幅 (d/w)	円孔長 [mm]	(d/e)	(e/d)	試験体No. [N]			平均値 [N]	破壊様式	継手効率1 円孔無	継手効率2 円孔有
								1	2	3				
(1) リベット (φ4.8) シングルラップ	-1	F200 (t=3.1mm) φ4.8リベット (φ5)	リベットのみ	25 (0.20)	25	0.2	5	4,120	4,050	4,090	4,087	圧壊	0.58	0.60
	-2				10	0.5	2	2,910	2,840	2,840	2,863	せん断	0.41	0.42
	-3				6.3	0.8	1.25	1,830	1,830	1,830	1,830	せん断	0.26	0.27
	-4			12.5 (0.40)	25	0.2	5	3,070	3,110	3,070	3,083	引張	0.44	0.45
	-5				10	0.5	2	2,580	2,710	2,780	2,690	引裂	0.38	0.39
	-6				6.3	0.8	1.25	1,830	1,860	1,630	1,773	せん断	0.25	0.26
	-7			8.3 (0.60)	25	0.2	5	1,960	1,900	1,800	1,887	引張	0.27	0.29
	-8				10	0.5	2	1,770	1,770	1,990	1,843	引裂	0.26	0.28
	-9				6.3	0.8	1.25	1,630	1,600	1,630	1,620	せん断	0.23	0.25
	-10		リベット + 接着	25 (0.20)	25	0.2	5	8,560	12,720	11,800	11,027	圧壊	1.58	1.63
	-11				10	0.5	2	5,490	5,850	5,660	5,667	せん断	0.81	0.84
	-12				6.3	0.8	1.25	5,230	5,100	4,510	4,947	せん断	0.71	0.73
	-13			12.5 (0.40)	25	0.2	5	5,980	6,510	3,990	5,493	圧壊	0.79	0.80
	-14				10	0.5	2	2,970	3,430	2,940	3,113	せん断	0.45	0.46
	-15				6.3	0.8	1.25	2,220	2,710	2,450	2,460	せん断	0.35	0.36
	-16			8.3 (0.60)	25	0.2	5	2,970	2,480	3,010	2,820	引張	0.40	0.43
	-17				10	0.5	2	1,990	2,030	1,830	1,950	せん断	0.28	0.30
	-18				6.3	0.8	1.25	1,800	1,800	1,730	1,777	せん断	0.25	0.27
(2) ボルト (M5) ダブルラップ	-1	F200 (t=3.1mm) M5ボルト (φ5.2)	ボルトのみ	25 (0.20)	25	0.2	5	7,290	6,960	7,260	7,170	圧+せん断	1.03	1.07
	-2				10	0.5	2	2,810	3,070	2,940	2,940	せん断	0.42	0.44
	-3				6.3	0.8	1.25	1,600	1,570	1,470	1,547	せん断	0.22	0.23
	-4			12.5 (0.40)	25	0.2	5	5,850	5,920	5,880	5,883	引裂	0.84	0.87
	-5				10	0.5	2	3,240	3,330	3,370	3,313	せん断	0.47	0.49
	-6				6.3	0.8	1.25	1,800	1,900	1,770	1,823	せん断	0.26	0.27
	-7			8.3 (0.60)	25	0.2	5	3,760	3,730	3,430	3,640	引裂	0.52	0.58
	-8				10	0.5	2	2,970	2,620	2,940	2,843	引裂	0.41	0.45
	-9				6.3	0.8	1.25	1,700	1,370	1,700	1,590	引裂	0.23	0.25
	-10		ボルト + 接着	25 (0.20)	25	0.2	5	15,130	14,090	16,570	15,263	引裂	2.18	2.29
	-11				10	0.5	2	8,270	9,190	10,230	9,230	せん断	1.32	1.38
	-12				6.3	0.8	1.25	9,190	6,900	8,630	8,240	せん断	1.18	1.24
	-13			12.5 (0.40)	25	0.2	5	9,250	9,050	9,190	9,163	引裂	1.31	1.36
	-14				10	0.5	2	5,750	5,690	6,010	5,817	せん断	0.83	0.86
	-15				6.3	0.8	1.25	4,670	4,740	3,990	4,467	せん断	0.64	0.66
	-16			8.3 (0.60)	25	0.2	5	6,340	6,570	6,110	6,340	引裂	0.91	1.01
	-17				10	0.5	2	4,540	4,020	4,220	4,260	せん断	0.61	0.68
	-18				6.3	0.8	1.25	3,530	3,600	3,500	3,543	せん断	0.51	0.56
(3) ボルト (M22)	-1	HR165 (t=16mm) M22ボルト (φ23)	ボルトのみ	92 (0.25)	115	0.2	5	126,170	122,740	119,550	122,820	せん断	0.70	0.83
	-2				46	0.5	2	57,990	66,750	62,110	62,283	せん断	0.35	0.42
	-3				28.75	0.8	1.25	33,600	30,340	34,580	32,840	せん断	0.19	0.22
	-4			57.5 (0.40)	115	0.2	5	105,590	90,400	97,750	97,913	せん断	0.56	0.67
	-5				46	0.5	2	62,830	64,790	68,190	65,270	せん断	0.37	0.44
	-6				28.75	0.8	1.25	30,630	30,890	29,320	30,280	せん断	0.17	0.21
	-7			38.3 (0.60)	115	0.2	5	65,410	70,310	62,720	66,147	せん断	0.38	0.44
	-8				46	0.5	2	55,280	60,610	55,700	57,197	せん断	0.33	0.38
	-9				28.75	0.8	1.25	26,280	28,570	28,110	27,653	引張	0.16	0.18
	-10			28.75 (0.80)	115	0.2	5	35,030	28,420	35,520	32,990	引張	0.19	0.22
	-11				46	0.5	2	31,580	34,490	32,100	33,295	引張	0.19	0.22
	-12				28.75	0.8	1.25	21,710	24,350	21,480	22,513	引裂	0.13	0.15
	-13		ボルト + 接着	92 (0.25)	115	0.2	5	169,770	178,100	176,140	174,670	せん断	1.00	1.19
	-14				46	0.5	2	114,160	108,040	119,060	113,753	せん断	0.65	0.77
	-15				28.75	0.8	1.25	88,060	92,840	90,870	90,590	せん断	0.52	0.62
	-16			57.5 (0.40)	115	0.2	5	120,780	111,220	118,820	116,940	せん断	0.67	0.79
	-17				46	0.5	2	79,620	77,900	73,000	76,840	せん断	0.44	0.52
	-18				28.75	0.8	1.25	60,610	57,070	60,610	59,430	せん断	0.34	0.40
	-19			38.3 (0.60)	115	0.2	5	78,830	73,000	79,860	77,230	せん断	0.44	0.51
	-20				46	0.5	2	66,160	65,900	55,700	62,587	引張	0.36	0.42
	-21				28.75	0.8	1.25	39,910	41,120	38,930	39,987	せん断	0.23	0.27
	-22			28.75 (0.80)	115	0.2	5	48,750	42,630	39,440	43,607	引張	0.25	0.29
	-23				46	0.5	2	36,510	46,840	42,790	42,047	引張	0.24	0.28
	-24				28.75	0.8	1.25	20,630	28,370	34,230	27,743	引張	0.16	0.19

* 継手効率1: 母材強度(平滑材強度)を用いて算出

* 継手効率2: 円孔試験体の強度(有孔材強度)を用いて算出。ただし、d/w=0.25、0.4については、400MPa(推定値)を用いて算出。

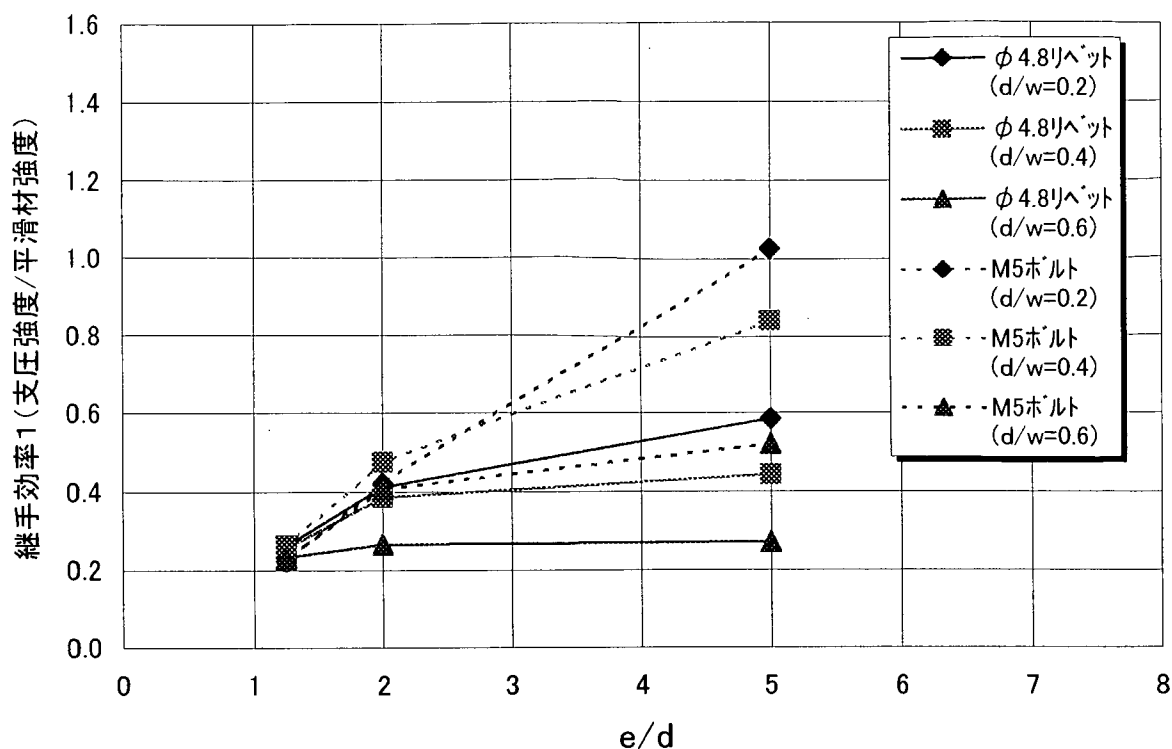


図-6・3・5 小口径リベットおよびボルトにおける継手効率1と $e/d, d/w$ との関係

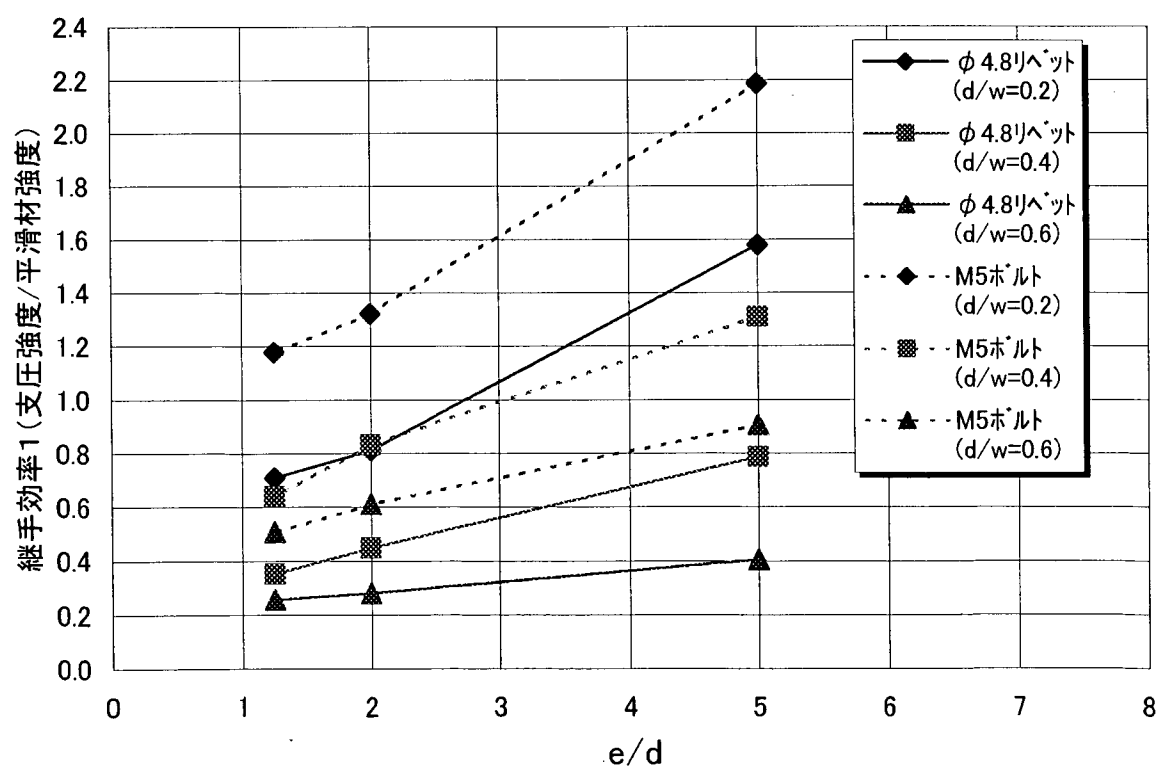


図-6・3・6 小口径リベットおよびボルトにおける継手効率1と $e/d, d/w$ との関係(接着有)

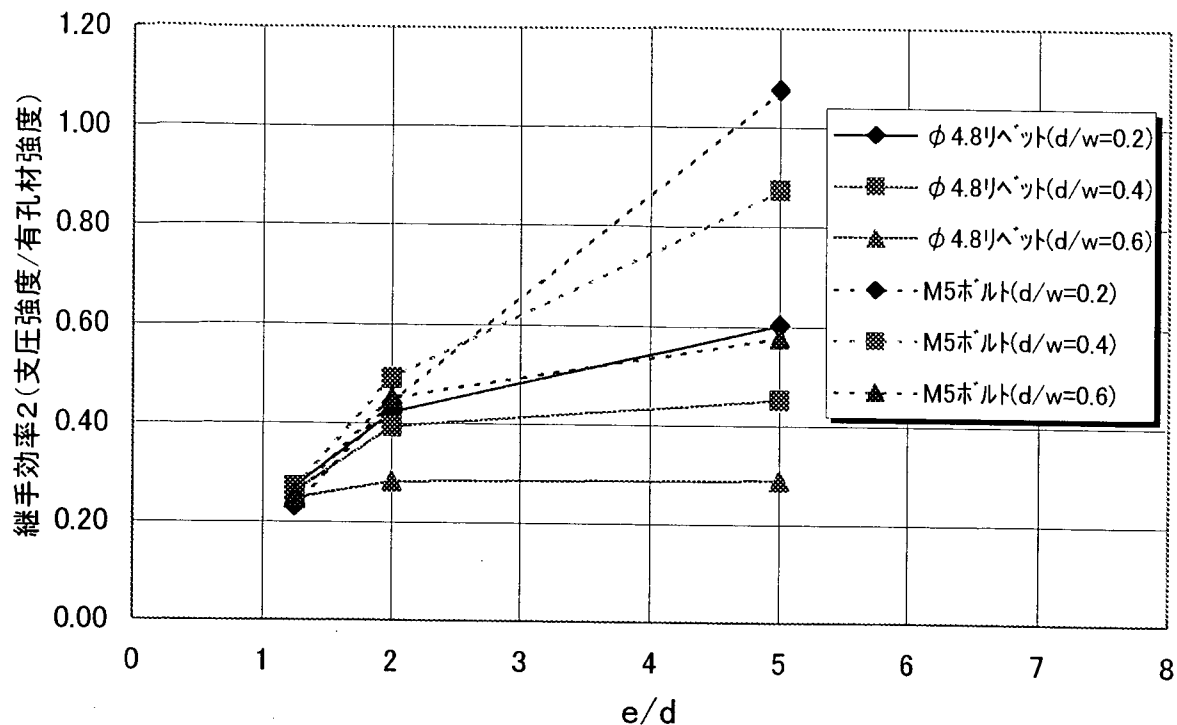


図-6・3・7 小口径リベットおよびボルトにおける継手効率2と $e/d, d/w$ との関係

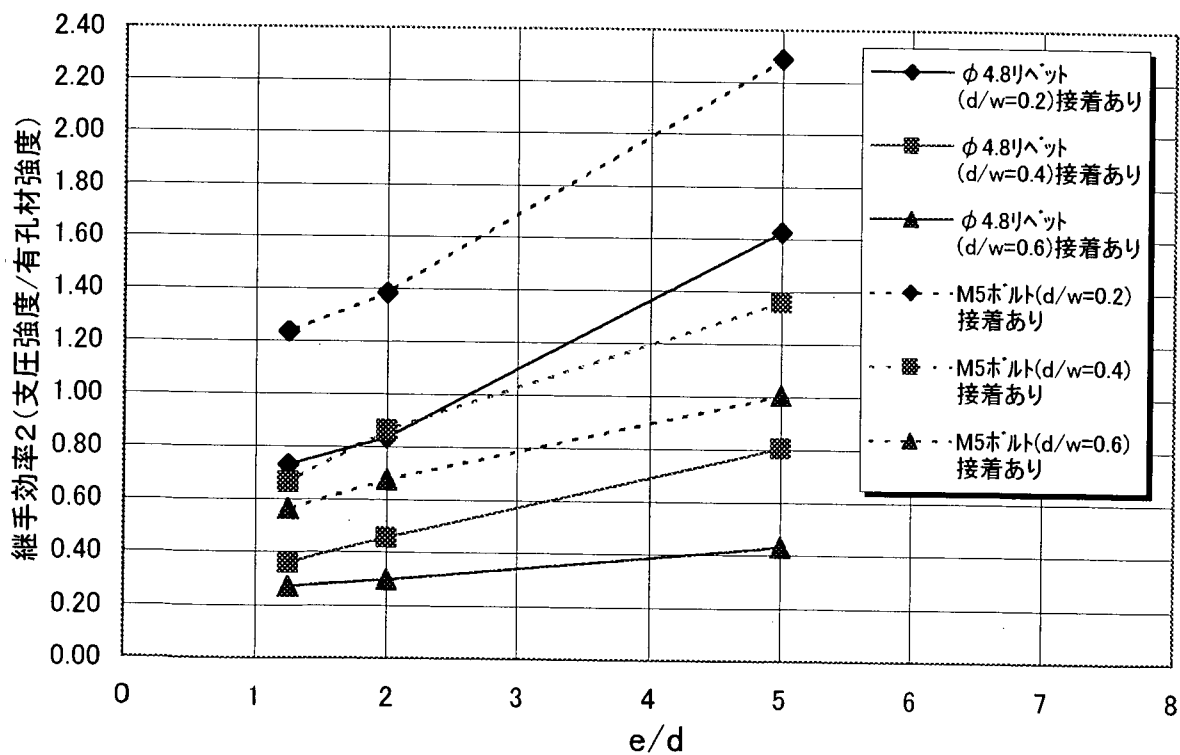


図-6・3・8 小口径リベットおよびボルトにおける継手効率2と $e/d, d/w$ との関係(接着有)

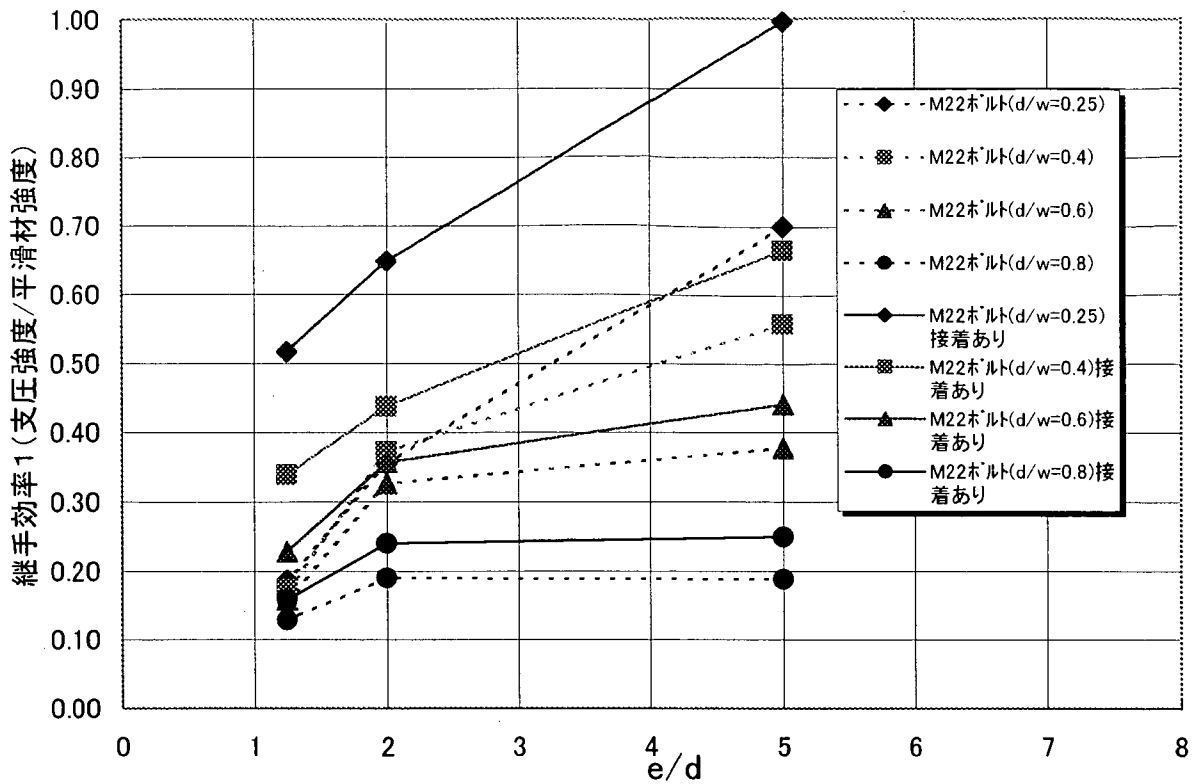


図-6・3・9 M22ボルトにおける継手効率1と $e/d, d/w$ との関係(接着無、有)

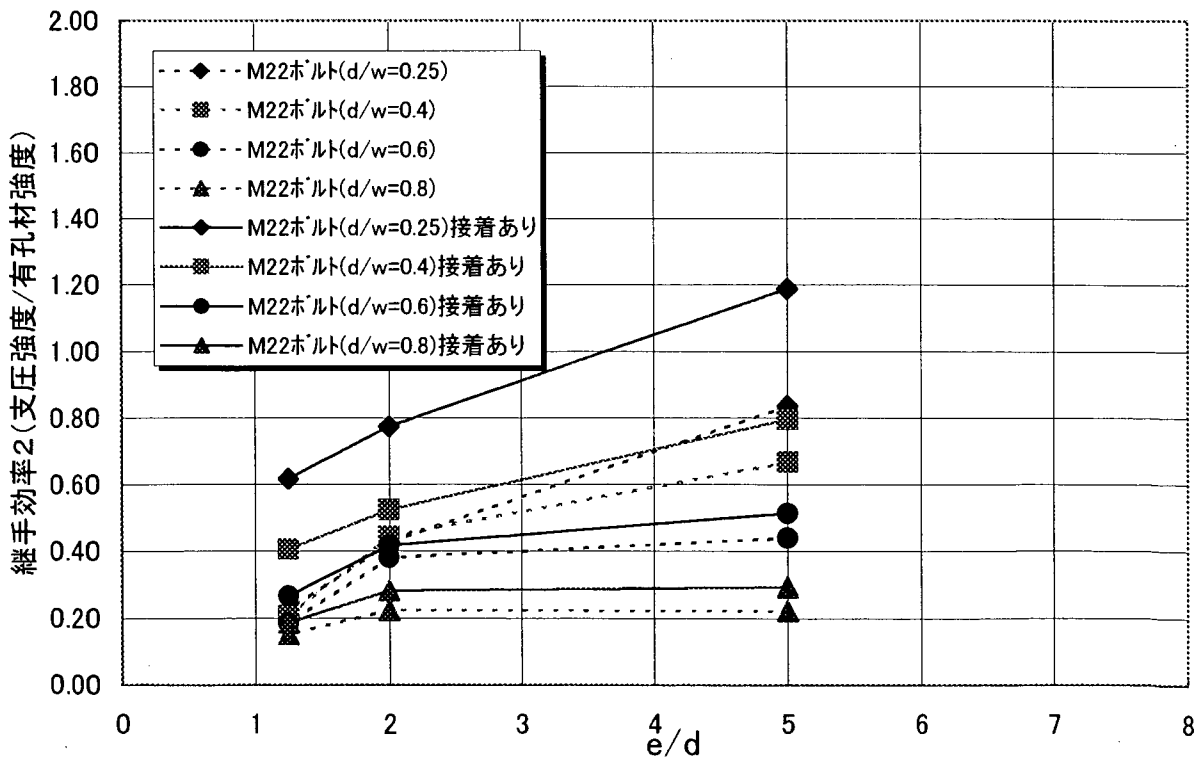


図-6・3・10 M22ボルトにおける継手効率2と $e/d, d/w$ との関係(接着無、有)

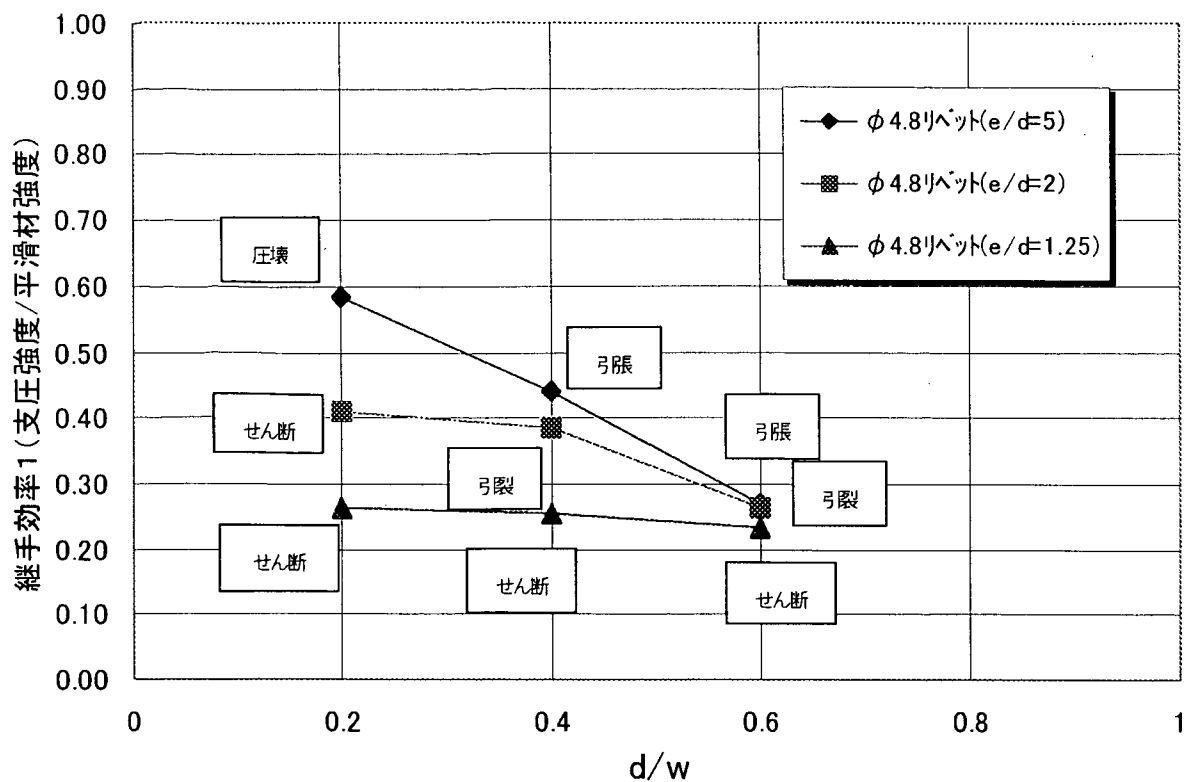


図-6・3・11 $\phi 4.8$ リベットにおける継手効率1および破壊モードと $d/w, e/d$ との関係

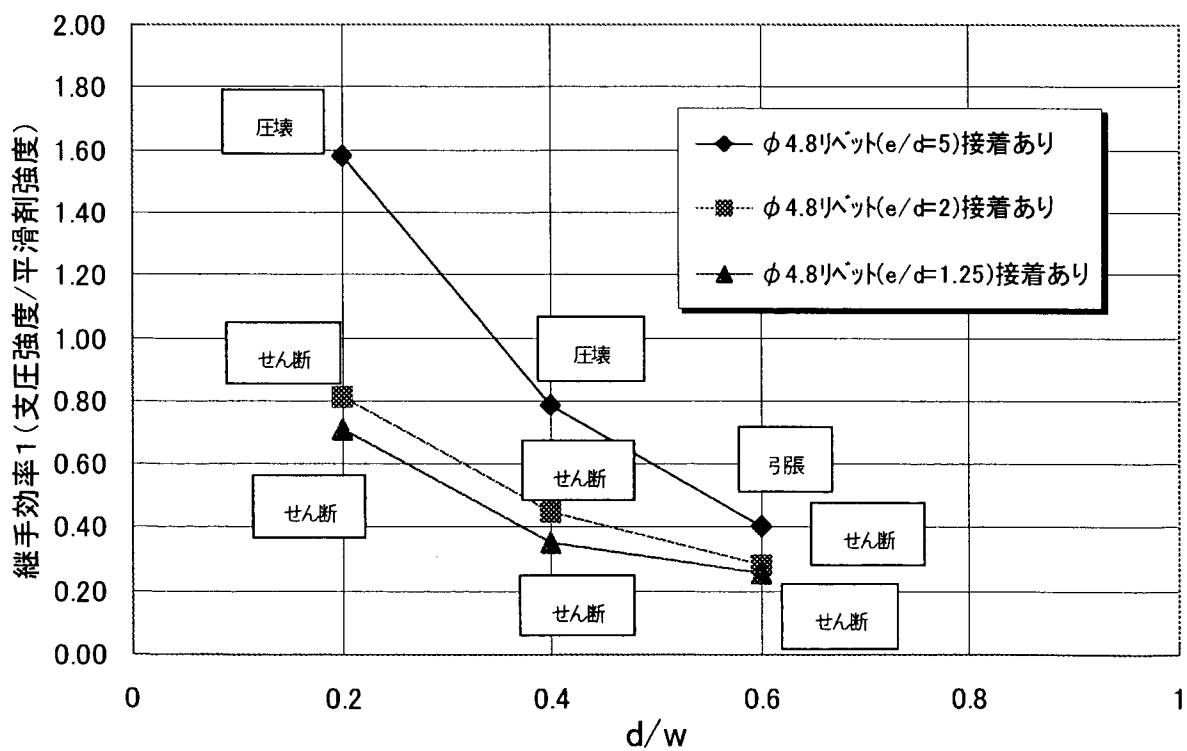


図-6・3・12 $\phi 4.8$ リベットにおける継手効率1および破壊モードと $d/w, e/d$ との関係(接着有)

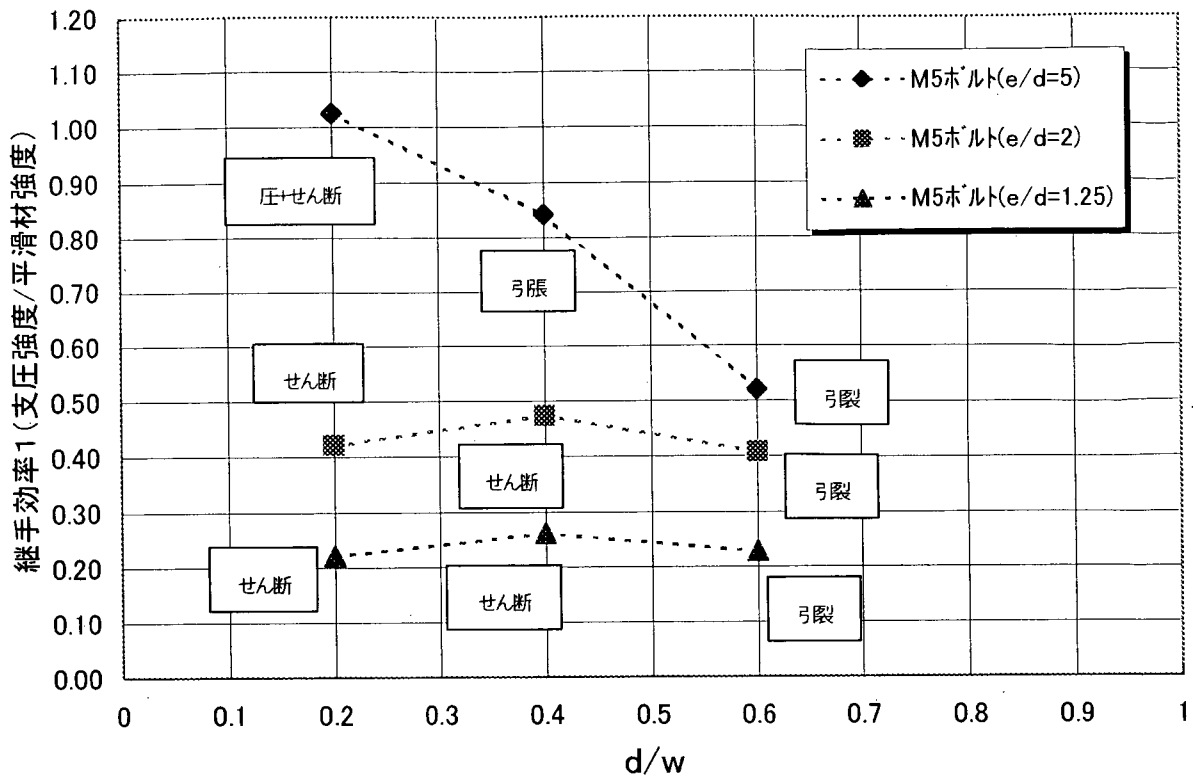


図-6・3・13 M5ボルトにおける継手効率1および破壊モードとd/w,e/dとの関係

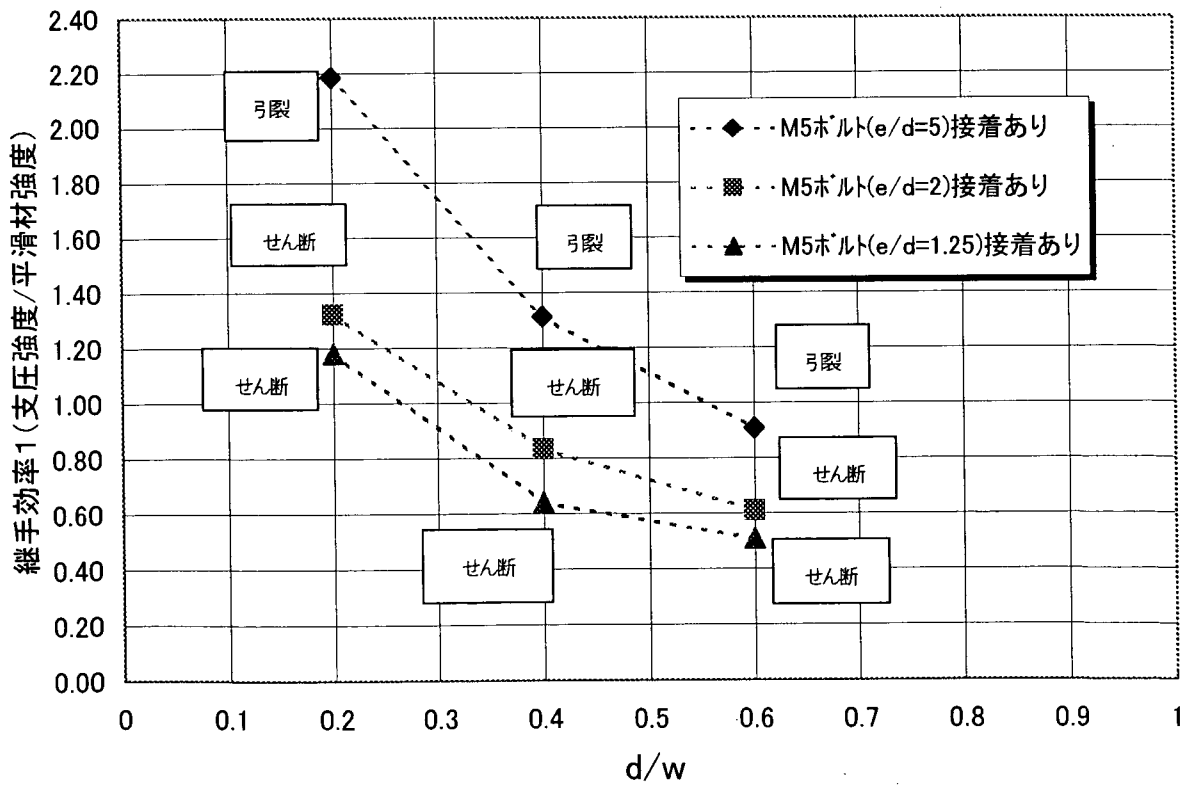


図-6・3・14 M5ボルトにおける継手効率1と破壊モードとd/w,e/dとの関係(接着有)

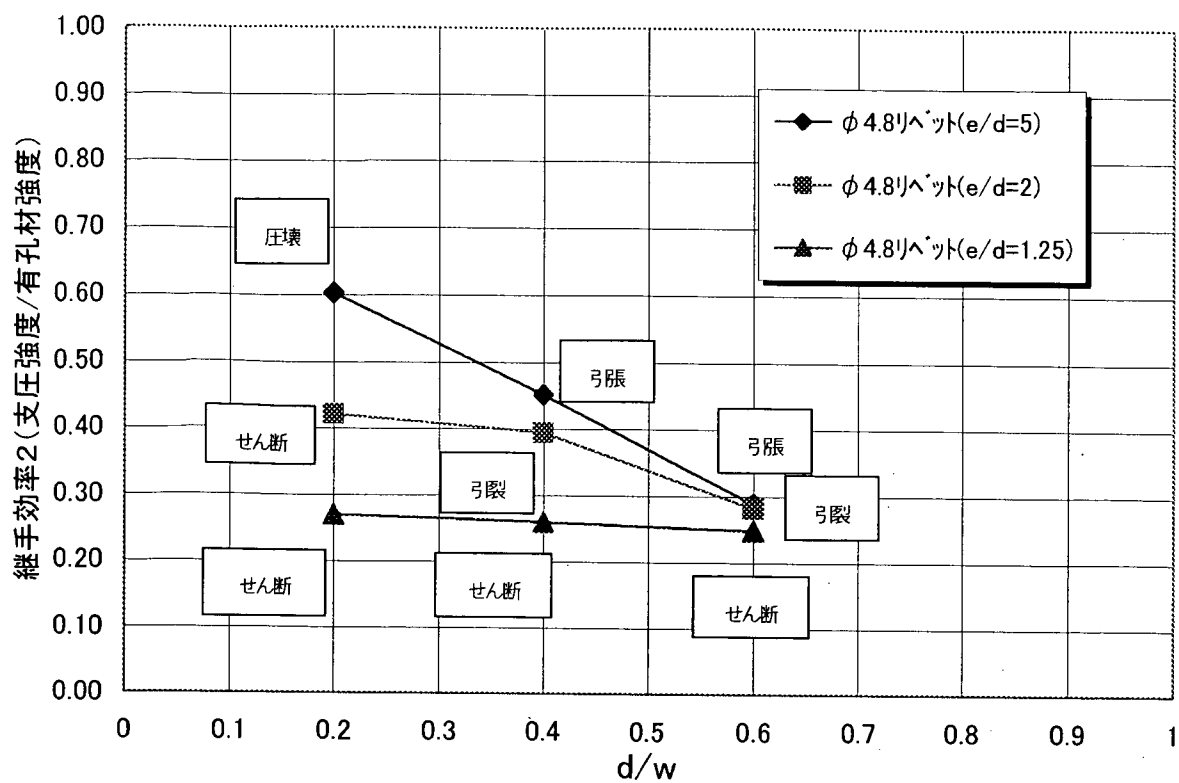


図-6・3・15 $\phi 4.8$ リベットにおける継手効率2および破壊モードと $d/w, e/d$ との関係

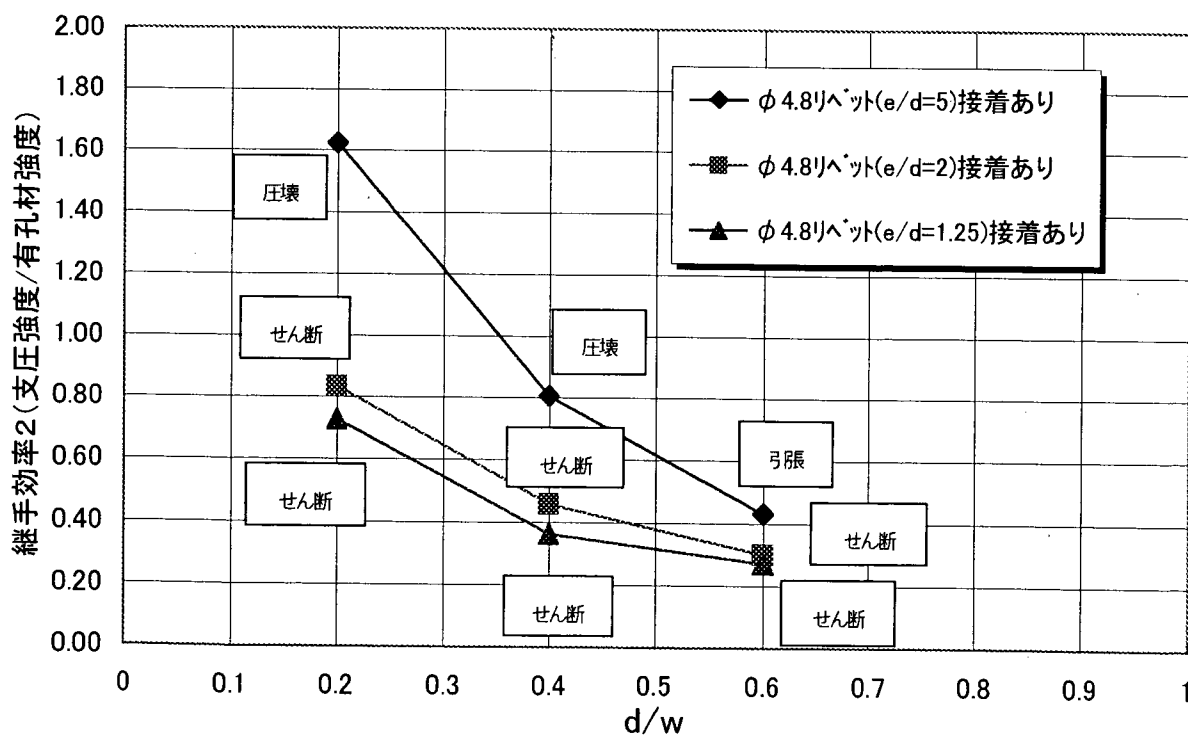


図-6・3・16 $\phi 4.8$ リベットにおける継手効率2および破壊モードと $d/w, e/d$ との関係 (接着有)

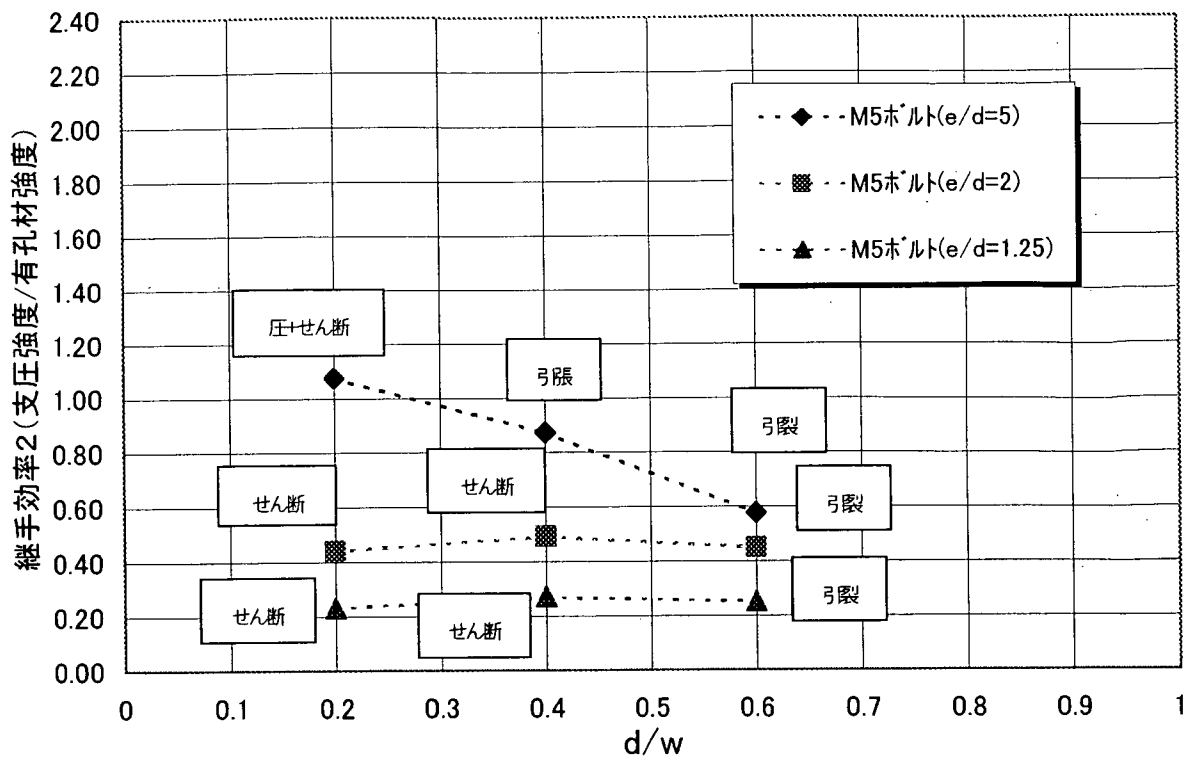


図-6・3・17 M5ボルトにおける継手効率2破壊モードと $d/w, e/d$ との関係

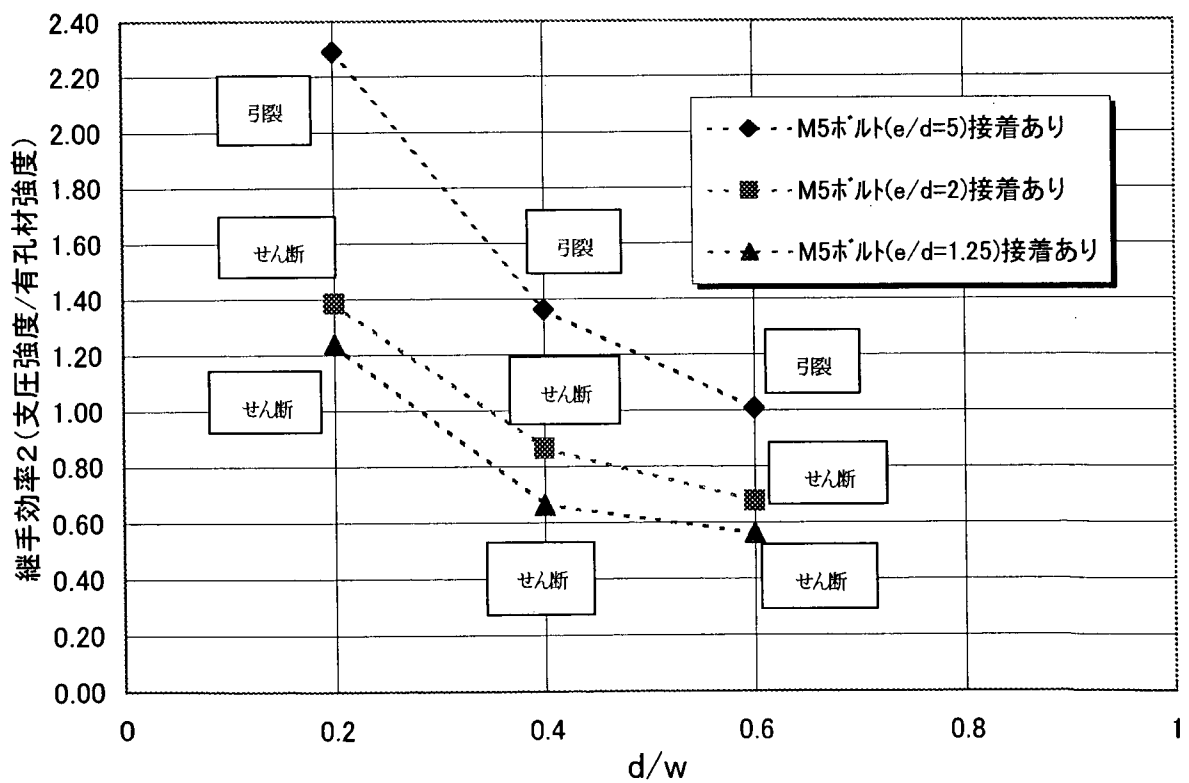
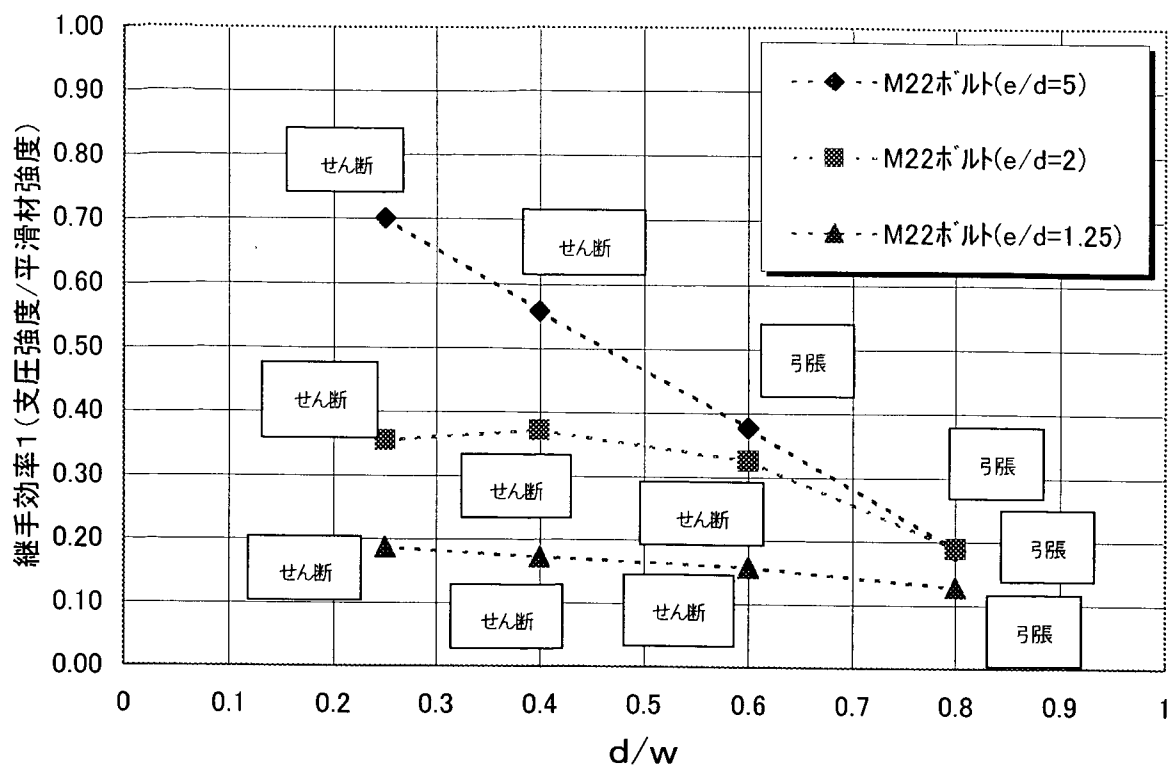
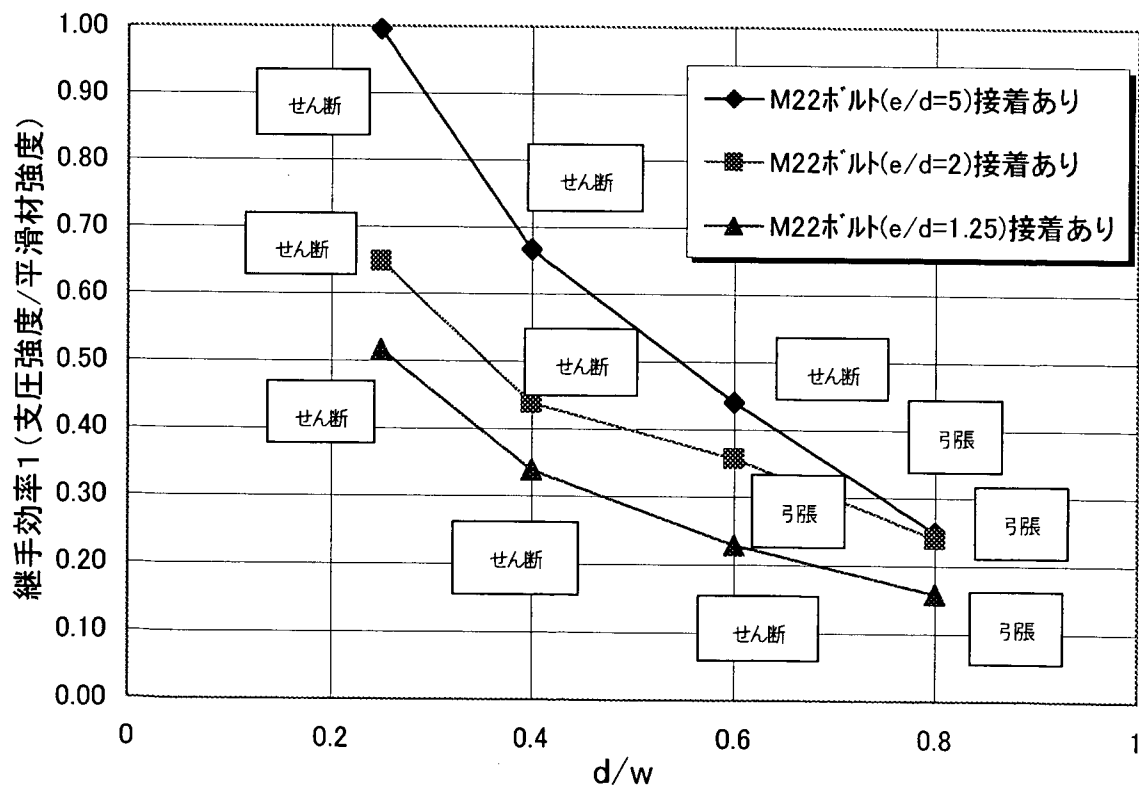


図-6・3・18 M5ボルトにおける継手効率2および破壊モードと $d/w, e/d$ との関係 (接着有)



図一6・3・19 M22ボルトにおける継手効率1および破壊モードと d/w , e/d の関係



図一6・3・20 M22ボルトにおける継手効率1および破壊モードと d/w , e/d との関係 (接着有)

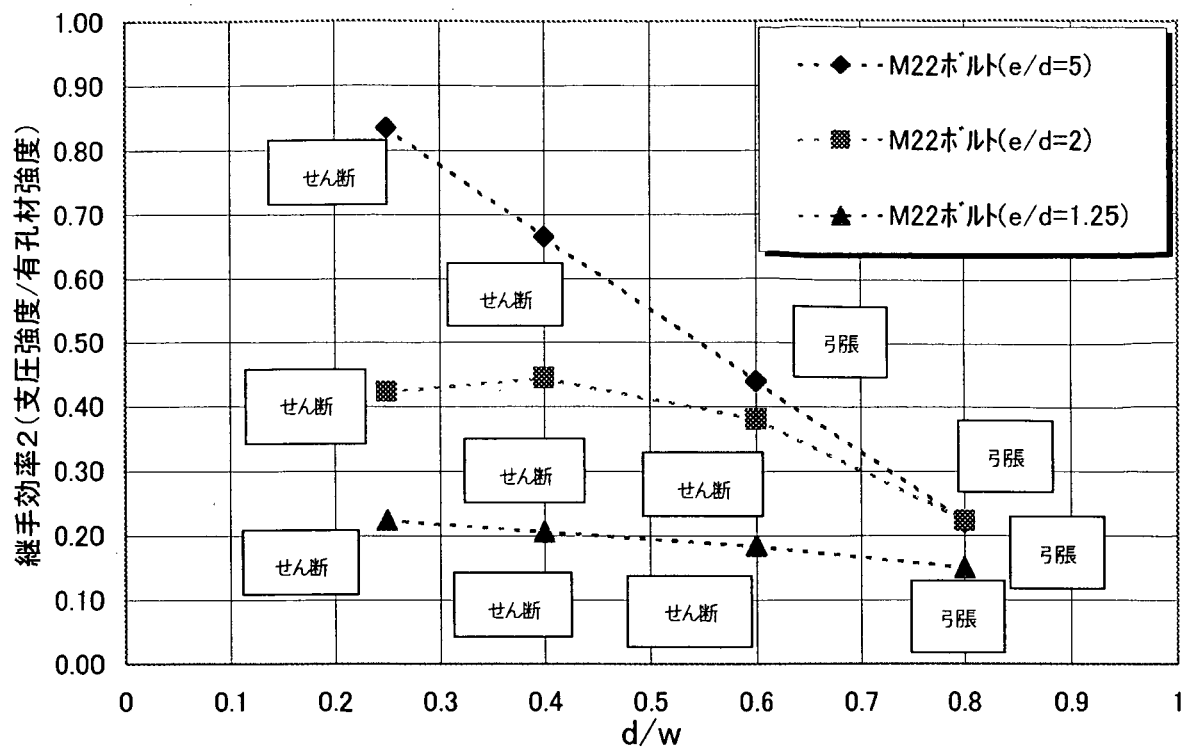


図-6・3・21 M22ボルトにおける継手効率2と破壊モードとd/w,d/wとの関係

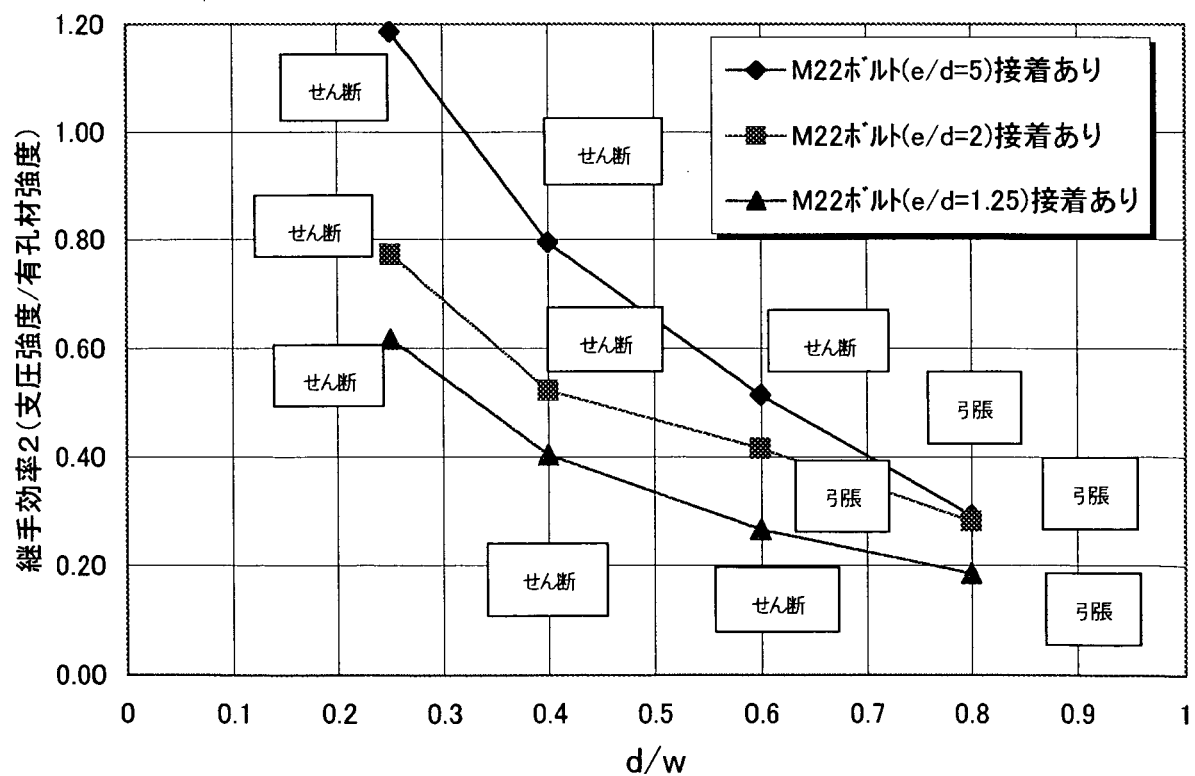


図-6・3・22 M22ボルトにおける継手効率2および破壊モードとd/w,e/dとの関係 (接着有)

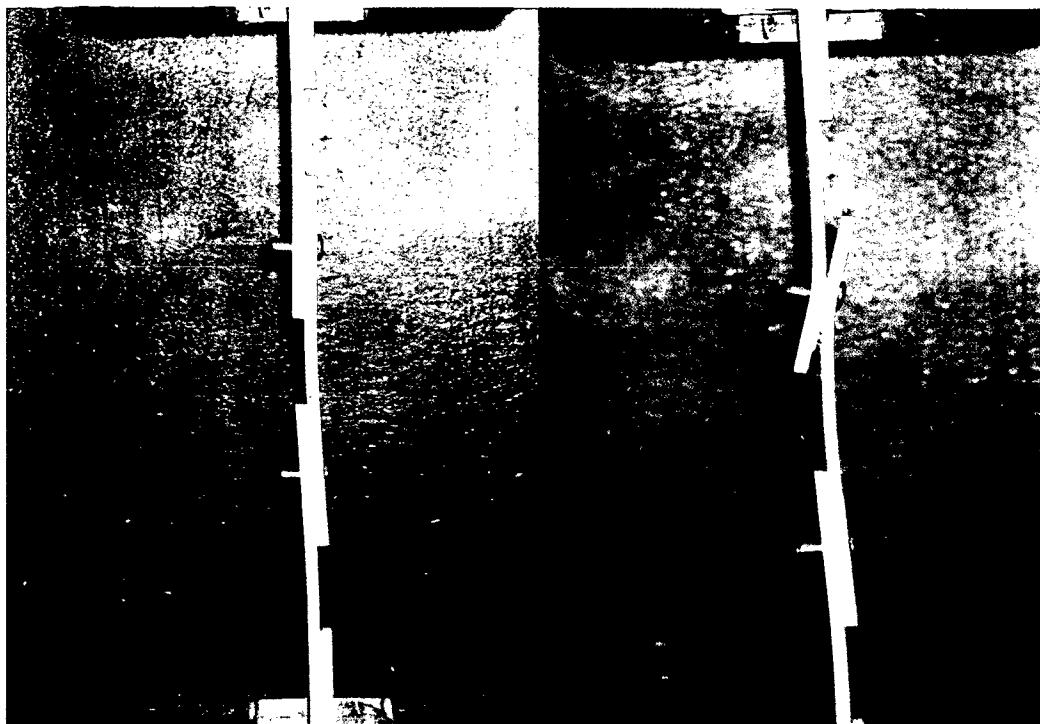


写真-6・3・1 $\phi 4.8$ リベット試験状況

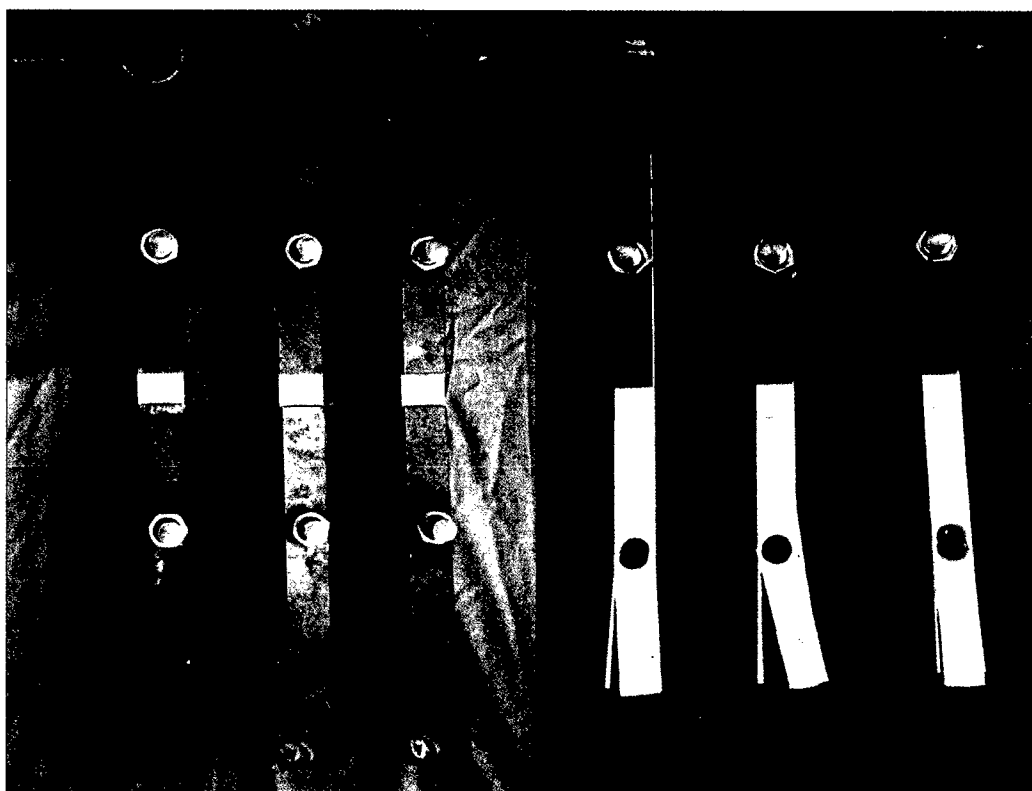


写真-6・3・2 M22 ボルト試験体および破壊状況
 — 円端距離 e 大、幅 w 小、引張破壊、接着なし —

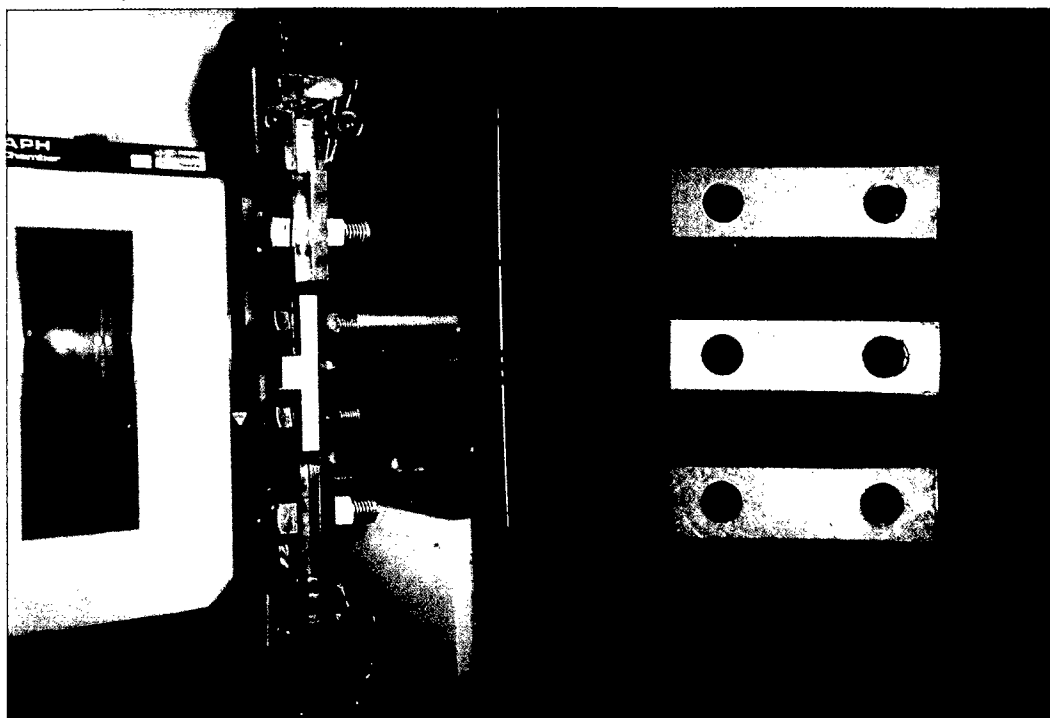


写真-6・3・3 M2 2 ボルト試験体および破壊状況
 — 円端距離 e 小、幅 w 小、引張・せん断破壊、接着なし —

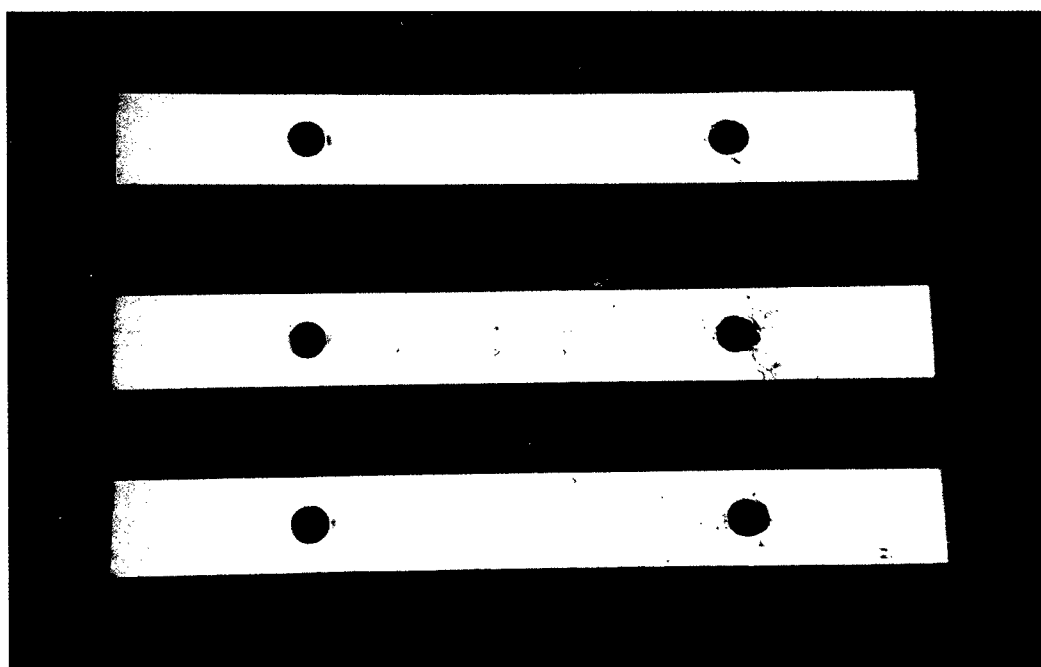


写真-6・3・4 M2 2 ボルト試験体および破壊状況
 — 円端距離 e 大、幅 w 中、引張破壊、接着なし —

〈参考文献〉

- 6-1) 建設省土木研究所材料施工部化学研究室, (社)強化プラスチック協会, 石川島播磨重工業(株), 佐藤工業(株), ショーボンド建設(株), 東急建設(株), (株)富士ピー・エス, 「繊維強化プラスチックの土木構造材料への適用に関する共同研究報告書 (I) - 一次構造材料としてのFRPの適用事例調査 - (共同研究報告書 第210号)」, 1998年10月
- 6-2) FRP構造設計便覧, (社)強化プラスチック協会編
- 6-3) 米国MMFG社 (Morrison Molded Fiber Glass Company) Design Manual
- 6-4) Structural Design of Polymer Composites, EUROCOMP Design Code and Handbook, The European Structural Polymeric Composites Group.
- 6-5) JIS K 7015: 繊維強化プラスチック引抜材
- 6-6) 繊維強化プラスチック引抜材技術マニュアル, (社)強化プラスチック協会編
- 6-7) S. J. Smith, I. D. Parsons and K. D. Hjelmstad, "An experimental study of the behavior of connections for pultruded GFRP I-beams and rectangular tubes," Composite Structures 42 (1998) pp.281-290.
- 6-8) L. C. Bank and A. S. Mosallam, "Design and Performance of Connections for Pultruded Frame Structures," Journal of Reinforced Plastics and Composites 13 (March 1994) pp.199-212.
- 6-9) L. C. Bank, J. Yin and L. Moore, "Experimental and Numerical Evaluation of Beam-To-Column Connections for Pultruded Structures," Journal of Reinforced Plastics and Composites 15 (October 1996) pp.1052-1067.
- 6-10) A. S. Mosallam, M. K. Abdelhamid and J. H. Conway, "Performance of Pultruded FRP Connections under Static and Dynamic Loads," Journal of Reinforced Plastics and Composites 13 (May 1994) pp.386-407.
- 6-11) A. S. Mosallam, "Stiffness and Strength Characteristics of PFRP UC/Beam-To-Column Connections," Composite Material Technology, PD-Vol. 53, Proceedings, ASME Energy-Sources Technology Conference and Expo. (Jan.-Feb. 1993) pp.275-283.
- 6-12) L. C. Bank, A. S. Mosallam and H. E. Gonsior, "Beam-To-Column Connections for Pultruded FRP Structures," Suprenant B, editor. Serviceability and durability of construction materials, Proceedings of the First Materials Engineering Congress, ASCE (Aug. 1990) pp.804-813.
- 6-13) L. C. Bank and A. S. Mosallam, "Creep and Failure of A Full-Size Fiber Reinforced Plastic Pultruded Frame," Kozik T., Hui D, editors. Composite Material Technology, ASME PD 32 (1990) pp.49-56.
- 6-14) A. S. Mosallam and L. C. Bank, "Short-Term Behavior of Pultruded Fiber-Reinforced

Plastic Frame," Journal of Structural Engineering (1992) pp.1937-1954.

6-15) 宇野, 鈴木, 張, 明嵐, 小山, 「FRPの応急橋梁への適用」, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集 I -A7 (1999) pp.14-15.

6-16) Joining Fibre-Reinforced Plastics, edited by F. L. Matthews, ELSEVIER APPLIED SCIENCE (1987).

第2編「FRPの土木構造物への適用事例の研究」

(ケーススタディWG活動報告)

1. 応急橋への FRP 適用案の検討

1. 1 適用構造物の検討

現在、一般の土木構造物は鋼材やコンクリートといった材料で建設されており、今後これらの社会資本を充実するとともに高い水準で維持管理していくことが重要な課題である。なかでも、コンクリート構造物においては塩害やアルカリ骨材反応、中性化等による劣化損傷が大きな社会問題となっており、これら劣化損傷の対策として様々な方法が試みられている。一方、我が国の経済生活を支える社会資本として主要な位置を占める道路橋は、橋長 15m 以上の橋梁だけでも 13 万橋近くある。これらの橋梁は 50 年程度の寿命を想定して建設されており、これから先の維持管理コストの急増が予想される。

このような状況のなか、鉄筋や PC 鋼材の代替としてだけでなく橋梁全体の耐久性向上や維持管理コストの低減を目的として FRP 材料を橋桁や床版に適用しようとする研究が行われている。これは、FRP が高い耐食性を有するほか、軽量で施工性に優れることから現場架設作業が軽減され急速施工が可能になること、死荷重低減により下部構造の小型化が図れると言った効果が期待できる点に着目した結果と考えられる。

本ケーススタディーにおいては、これら FRP の特徴を活かせる橋梁形式を検討した結果、吊床版形および上路トラス形式の FRP 応急橋を取り上げることにした。

1. 2 各種適用案

1. 2. 1 架設の作業性に着目した案

既存の橋梁架設方法にはトラッククレーンによる架設や、引出し架設、押出し架設などがある。これらの架設工法や架設機械は年々大型化してきているが、これは施工のスピードアップと共に安全性を向上させることが目的であり、逆に、架設重量そのものは年々増加傾向にある。

FRPの橋梁構造部材への適用はその軽量さを活かした架設重量の軽減効果が大きく、海外の事例では、トラス橋の人力架設やヘリコプターによる架設が行なわれており、従来の橋梁架設方法の常識を覆すことも可能と考えられる。

架設の作業性に着目した橋梁の構造案を以下に示す。

a. 曲弦プラットトラス橋の展開架設

図-1. 2. 1 に曲弦プラットトラス橋の架設アイデアを示す。この橋梁はトラス形式であり、図に示すとおり運搬時には折り畳まれた状態で運搬し、現地到着後、支間中央のネジを締めることによって、あたかもコウモリ傘のようにトラス部材が展開する。トラス展開後は縦桁・横桁・床版を順次ヘリコプター架設する。

本橋梁形式はネジ棒の部分(展開装置)を工夫すれば架設そのものは可能と考えられるが、橋長が長くなると各部材の部材長も長くなるため、座屈などの問題も生じやすくなり、部材断面積を増やすか、内部にコンクリート等を充填するなどの対応が必要になる。また、トラスの格点にトラス軸力が集中するため格点部の補強が必要である。よって、以後の応急トラス橋の検討は展開架設ではなく、次節の組立トラス方式により進めるものとした。

b. 吊床版橋の巻き取り運搬架設

吊床版の橋体をロール状に巻き取って運搬し、展開架設する方法であり、次章にて詳述する。

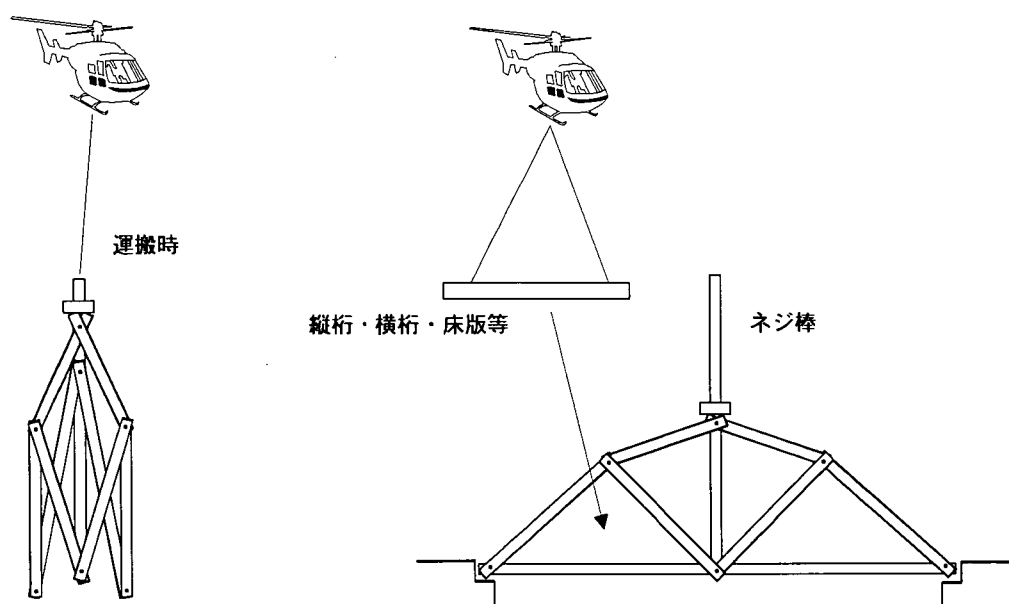


図-1. 2. 1 曲弦プラットトラス橋の架設のアイデア

1. 2. 2 応急トラス橋の検討

(1) はじめに

台風、地震などの災害時に橋梁が供用不可能になると、交通が麻痺し、避難、救援、復旧活動の遅れによって人的・経済的に計り知れない損害となる。このような場合に応急橋梁が必要となるが橋梁の現地運搬および架設が簡便であることが絶対条件となる。また、応急橋梁は使用される現地の条件に応じて幅員と支間の変化に対応できる必要がある。FRPの特性は、軽量、高引張り強度、高耐食性などがある。これらの特性を生かして、通常はメンテナンス不要で、非常時に素速い運搬・架設が必要となる応急橋梁への適用が可能と思われる。

(2) 応急橋梁の概要

応急橋梁に求められる条件を以下のように設定する。①部材の運搬を11tトラック以下で行える大きさとする。②組立、架設は手配が容易な45t以下のラフタークレーンで行えるものとする。③組立は最小の作業で済むようブロック化されたものを現地で接合する。④架設される現地の地形、交通状況に合わせて、支間・幅員を自由に変えることができる。

以上の条件とFRP引抜成形材を用いることを考慮し、応急橋梁として次の構造とする。

①. 形式は上路トラスとし、桁構造と床構造を分離する。(図-1. 2. 2)

架設時には桁を一括架設し、後から床版ブロックを敷設する。荷重条件によってトラス主構の数を変更することが可能。

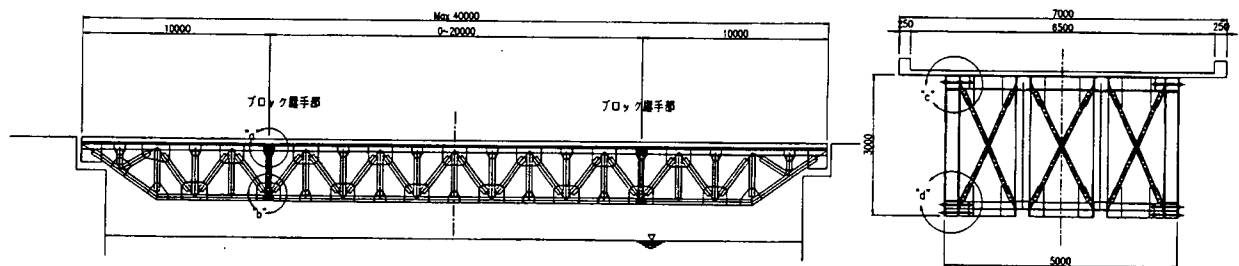


図-1. 2. 2 FRP応急橋梁概

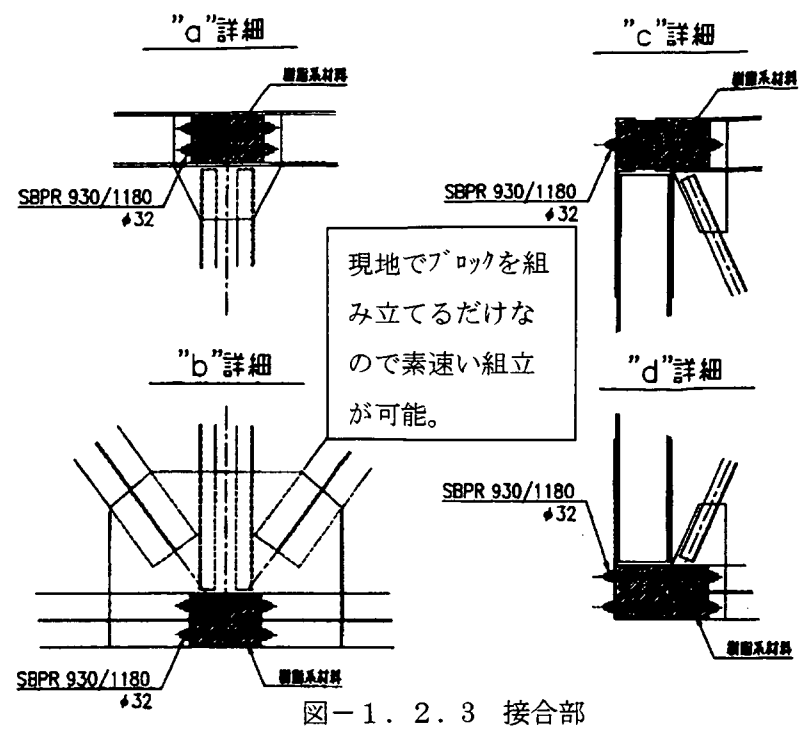
(単位:mm)

要図

桁構造はトラスとし、10m程度のブロックに分けて運搬する。トラスの全高をトラック荷台から3m以下とする。災害時には現地の交通の混乱が予想され、大型のトレーラーを用いるのは難しいと思われる。また、手配の容易さからも10tトラック程度で運べることを望ましい。ブロック間の接合は、トラスの部材に作用する軸力に対してHTB、またはPC鋼棒を用いた引張ボルト接合を提案する。これにより現地で主構ブロック、対傾構を容易に接合することが可能となる。図1. 2. 2の“a”～“d”の各接合部の構造を図1. 2. 3に示す。

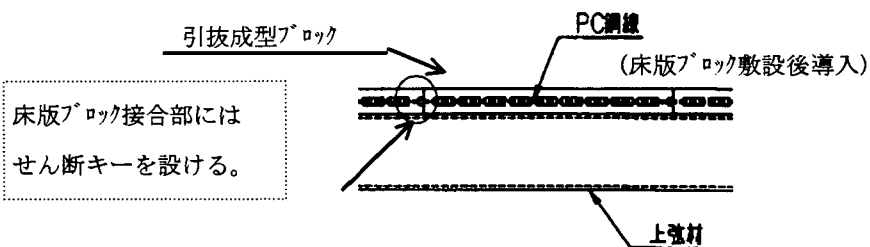
上弦材、下弦材は格点部で、樹脂系の材料で補強した端面におけるHTB、またはPC鋼棒による引張継手とする。対傾構の継手は、樹脂系の材料で補強した対傾構部材の端面と、樹脂系材料で補強した主構格点部の側面を、引張継手により接合する。

- ②. 床版は引抜成形材であることを考慮し、また現地で容易に架設できるように、50～100cm 程度の幅のブロックとする。ブロックの接合面にはせん断キーを設け、主構上に敷設後、PC鋼線で縦締めする。(図 1. 2. 4)
- ③. 架設工法はFRPの軽量性を生かし、クレーンによるブロック毎の一括架設、または手延べ無しの送り出し工法やロアリング工法で行う。



図－1. 2. 3 接合部

- (3) 現状の応急橋梁との比較
- 形式が異なるので単純な比較はできないが、FRPの軽量性を確認するため、表 1 にて既存の鋼製応急橋梁の鋼重との比較を行った。なお、この場合試設計を行ったFRP 橋には炭素繊維強化プラスチック (CFRP) を用いた。



図－1. 2. 4 床版概要図

表 1 鋼製応急橋梁との比較

名称	鋼製応急橋	FRP 製応急橋
形式	ボニーワーレントラス	上路式ワーレントラス
断面図		
幅員	6.5m	6.5m
主構高	2.5m	3.0m
支間長	40m	40m
鋼重	110t	21t

- (4) 試験施工
- 本形式の模型橋において試験施工による作業性の確認、および性能の確認等については構造設計の詳細とともに第3章にて詳述する。

1.3 設計上の検討課題

今回の検討を通じて、今後検討すべき以下の課題が明らかになった。

- ①引抜成形で製作可能な最適な部材断面の検討
- ②材料の規格化
- ③部材の接合方法（接着剤、またはボルト併用）
- ④ブロックの結合方法（引張ボルト接合）の確認
- ⑤設計手法（座屈の検討、継手構造など）
- ⑥架設工法

2. 吊床版形式による人道橋の検討

2. 1 検討の目的

橋梁の施工において架設作業は重要であり、かつ最も重大災害が発生しやすい工程である。特に、山間部や海岸部・海上部などにおいて、既存の材料では架設が困難なために橋梁の建設そのものを断念せざるを得ない場合も多い。これに対して、共同研究報告書第210号で紹介したとおり、海外ではFRPの軽量さを生かした橋梁のヘリコプター架設や人力による架設など、従来の建設材料では困難であった施工を可能にしている。FRPを用いることにより架設作業が大幅に軽減できれば、施工の省力化や安全性の向上に寄与できるだけでなく、地震や風水害などの災害時に使用する応急橋梁への応用展開も可能となる。そこで、この施工性能に着目し、吊床版形式の橋梁を人道橋に適用した場合のケーススタディを行うことにより、応急橋へのFRP橋梁の適用可能性を検討した。

本章では、まず吊床版形式人道橋のヘリコプターによる一体架設の可能性の検討を行った上で、FRP製吊床版橋の構造的な概略検討を行った結果について述べる。

2. 2 橋種の選定理由

前述の海外事例において人力施工やヘリコプター架設が行われたのはいずれもトラス橋である。トラス橋は一般の桁橋などに比べて曲げ剛性が大きい割に重量が軽い特性があり、軽い反面、曲げ剛性が不足しがちなFRP橋の構造形式として優れている。しかし、FRPがいかに軽量とは言っても、ヘリコプターや人力で架設するには限界があり、長支間になればなるほど架設は難しくなると予想される。

これに対し吊床版橋はケーブル構造である。周知の通り、同じケーブル構造である吊橋は長大橋梁に適用される構造形式であり、その施工において、パイロットケーブルはヘリコプター架設されることが多くなっている。パイロットケーブルさえ架設できれば、これを用いて橋体は架設できる。さらにFRPの軽量さを生かすならば、メインケーブルや橋梁とメインケーブルの一部、あるいは図-2. 2. 1に示すような橋梁全体の一体架設も可能と考えられる。これらの点から本章では検討対象に吊床版形式を選定した。

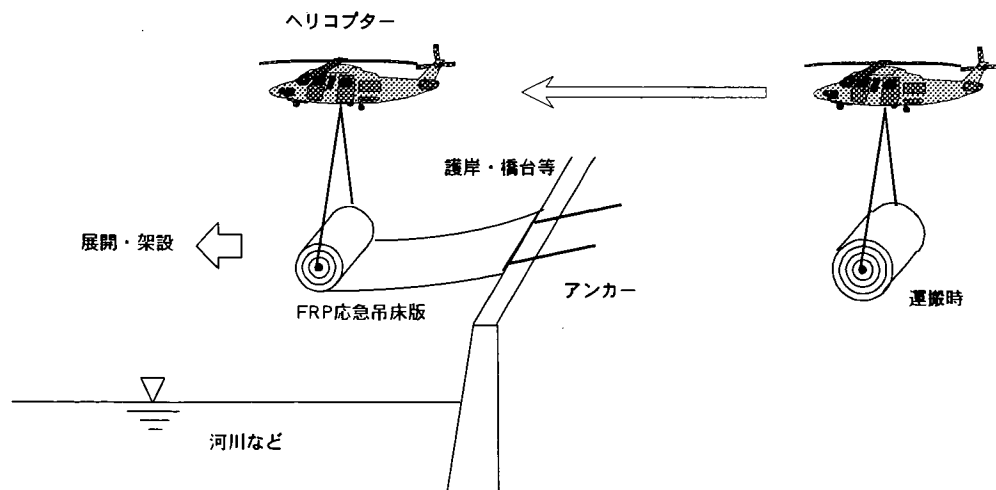


図-2. 2. 1 FRP製吊床版橋のヘリコプター一体架設のイメージ図

2. 3 架橋地点の想定

FRP製吊床版橋の構造概念図を図-2. 3. 1に示す。図は応急橋を想定したものであるが、橋体はGFRP床版とFRPケーブルで構成され、ロール状で保管しそのままヘリコプターで運搬する。架設は図-2. 2. 1に示したような一体架設の場合、架設と同時に渡橋も可能である。また、パイロットケーブルを先行架設するような場合には、パイロットケーブルを利用してメインケーブルを送り出し架設したのち、メインケーブルを利用してアバット側から床版を順次送り出し、メインケーブルの最終緊張力の調整を行なったのち、橋面工を行なって工事が完成する。

本橋梁形式においては橋体及び橋梁に作用する荷重をケーブルで支えるため、ケーブルのアンカー体が必要になり地盤条件はある程度の制約を受ける。そこで以後の検討では下記の条件を想定した。

(1)ヘリコプターによる一括架設の検討

- ①災害の条件：直下型巨大地震を想定する。
- ②運搬架設条件：橋梁やビルの倒壊によって既存の交通網は寸断され、トラックや重機の搬入不可能。
- ③緊急度：被災地内では多数の怪我人と同時に火災が発生し、多数の被災者を至急救出する必要がある。
- ④架設地点：都市内に落橋した橋梁があり、これにアンカーが設置可能とする

(2)FRP製吊床版橋の構造的検討

- ①現場条件：リアス式海岸の海上部など、アバット付近に岩盤が露出している。
- ②耐久性：塩害に対する耐久性が求められる。
- ③運搬架設条件：公園内などの条件により現場への大型重機搬入はできないものとする。

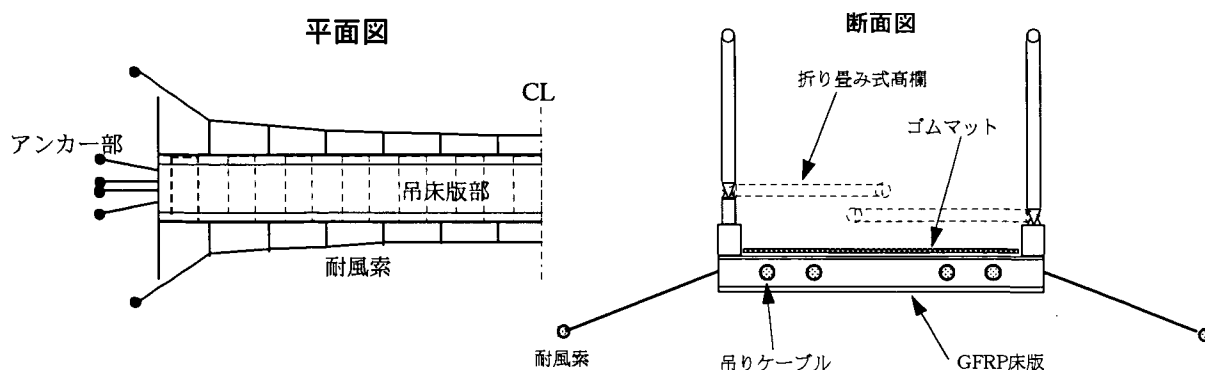


図-2. 3. 1 FRP製吊床版橋の構造概念図

2. 4 ヘリコプターによる一括架設の可能性の検討

(1)設計条件

橋梁形式 FRP製吊床版橋

橋 長 10m～60m(変化させて検討)

幅 員 1.0m～3.0m(変化させて検討)

サ グ 橋長の1/20(変化させて検討)

斜 角 90°

活 荷 重 3.43kN/m²(350kg/m²)

(2)材料の条件

検討に用いたGFRPの材料特性を表－2. 4. 1に示す。表中には鋼材の強度特性も併せて記載した。

表に示すとおり、GFRPの比重はSS400鋼材の約1/5であり、強度はSS400鋼材を若干下回る程度である。すなわち、強度面から見れば同一荷重に対しては鋼材と同様の断面性能で抵抗でき、重量は1/5で済むことになる。しかし、引張弾性率は鋼材の1/10であるから、同一断面の梁に同一の荷重を載荷した場合のたわみは鋼材の10倍になる。

表－2. 4. 1 検討に用いたGFRPの材料特性と鋼材の材料特性の比較

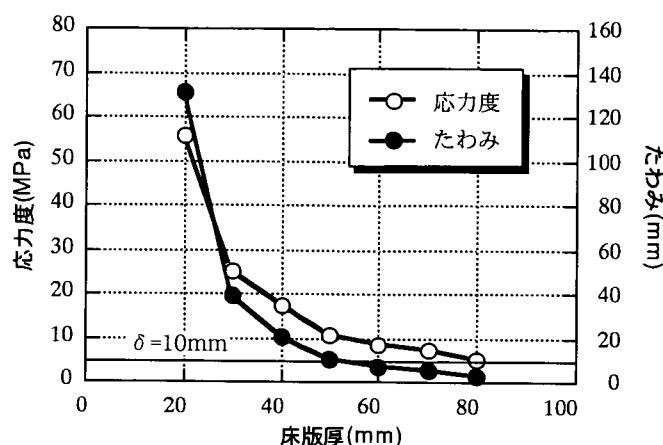
		GFRP (G5)	鋼材 (SS400)
比重		1.55	7.85
引張強さ (MPa)	0°	350	400
	90°	100	400
曲げ強さ (MPa)	0°	450	—
	90°	30	—
引張弾性率 (GPa)	0°	28	210
曲げ弾性率 (GPa)	0°	20	210

※GFRPの特性値はJIS K 7015-1998による。

(3)床版の検討

図－2. 4. 1に幅員3,000mm(床版支間も3,000mmと仮定)時のGFRP床版の床版厚と曲げ応力度およびたわみの関係を示す。床版は正方形断面の中空角形GFRPパイプを敷き並べた構造とした。計算上、床版厚は20mmとしても引張応力は55MPaに留まっており、引張強度350MPaの15%程度となる。しかし、その時のたわみは65mmにもなり、通常感覚で考えるといかにも過大な印象を受ける。

これはGFRPの軸方向強度が鋼材と等しいにもかかわらず、弾性係数はコンクリート程度しかないということが原因であり、たわみを制限すればするほどGFRPの特性を活かすことができないばかりかコストアップの原因となる。しかし、たわみが過大になると歩行者の不安感を増加させるため、床版のたわみは0/300以下に抑えるものとした。



図－2．4．1 床版支間3,000mm時の床版厚と発生応力度、たわみの関係

(4)架設可能なヘリコプターの調査結果

我国には架設作業専用のヘリコプターがなく、自治体が保有するものは小型のものに限られる。そこで、本調査では自治体用、軍用に関わらず日本国内に存在するヘリコプターを調査した。調査結果を表－2．4．2に示す。

調査時点で日本国内に存在する最も大型のヘリコプターは吊能力883kN(9.0t)のものであり、陸上自衛隊が保有している。これに対して自治体が保有するものは吊能力が14.7kN(1.5t)以下であり、架設重量は大幅に制約される。実際の橋梁建設においては民間保有の機体を使用すると考えられるが、民間については調査できなかったため、ヘリコプターは表－2．4．2に示す吊能力のものが使用できるものと仮定して検討をすすめるものとした。

なお、外国には主に軍用であるが戦車を吊れるような、さらに大型のヘリコプターも存在し、将来的には、これらの大型ヘリコプターが災害救助用、建設作業用として活躍する可能性もあるため、表－2．4．2の機種に限られるものではない。

表－2．4．2 日本国内に存在するヘリコプターの種類と吊り能力

保有者	吊り能力(kN)	機 種
陸上自衛隊	88.3	CH-47J
航空自衛隊	68.6	CH-47J
	44.1	V-107
自治体	9.8～14.7	シコルスキーS-78
	8.8～14.7	ベル204R-11
	6.9～14.7	MBB BK117
	7.8～14.7	ベル412

(5) ケーブルの張力

図-2.4.2にアンカー部に作用する全ケーブルの張力と支間の関係を示す。この張力をケーブル数で除したものがケーブル1本当たりの張力となる。架設作業軽減のためにはケーブル数を少なくする必要があるが、アンカー一本あたりの作用力が大きくなる。今後、本応急橋の実現には安全性を加味したアンカー部の構造と施工方法の検討が必要と考えられる。

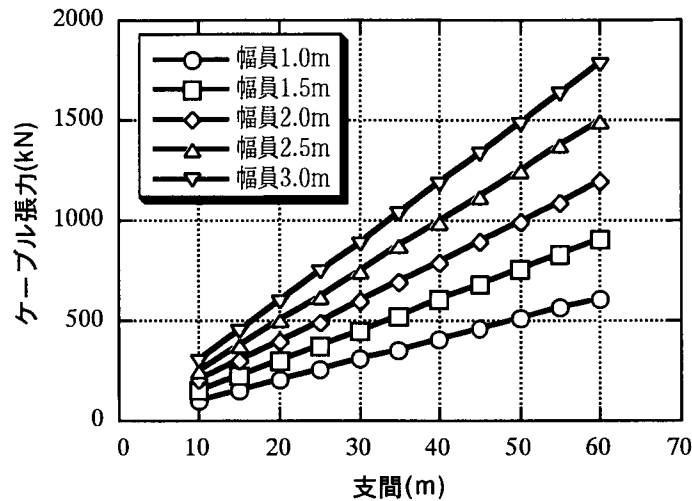


図-2.4.2 床版支間1m~3mに変化させた時の支間長とケーブル張力の関係

(6) 橋体重量と支間、幅員の関係

図-2.4.3に架設重量と支間の関係を示す。検討の結果、一般に存在する小型のヘリコプターでは小規模な橋梁の架設に限定されるが、大型ヘリコプターを用いる場合は、全ての幅員・支間の場合で架設が可能との結果が得られた。

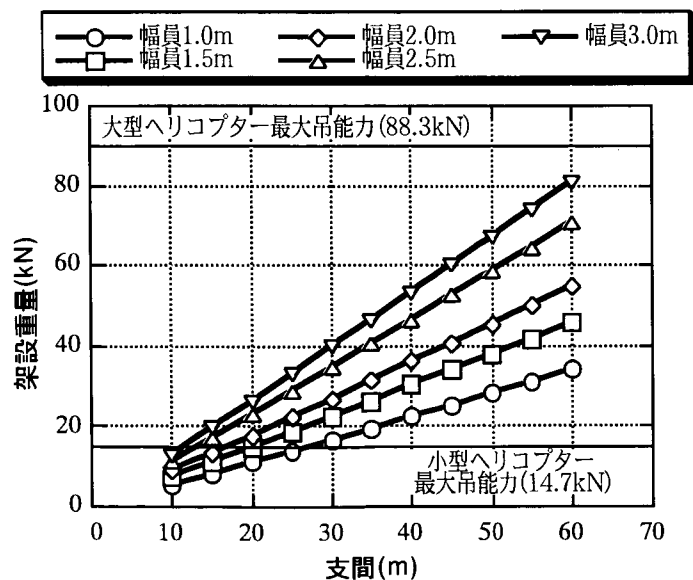


図-2.4.3 床版支間を1m~3mに変化させた時の架設重量と支間長の関係

2. 5 吊床版橋の構造的検討

これまでにFRP製吊床版橋は架設重量が軽く、ヘリコプター架設などの既往の材料では不可能な施工方法も可能となることを明らかにした。この章では、FRP製吊床版橋梁を試設計してその適用上の問題点を概略検討する。

2. 5. 1 各種設計条件等

(1)設計条件

- ①橋 長 36,000mm
- ②支 間 36,000mm(1 径間)
- ③サ グ 固定せず緊張力により変化させた
- ④幅員構成 400mm(地覆)+3,500mm(歩道部)+400mm(地覆)
- ⑤斜 角 90°
- ⑥活 荷 重 350kg/m²(3.43kN/m²)

(2)GFRPの許容応力度(床版材料等)

表－ 2. 5. 1 GFRPの許容応力度

	主方向に対す る角度(度)	許容応力度 (MPa)
圧縮強度	0	35
	90	10
横せん断強度	0	5
	90	5
層間せん断強度	0	5
	90	5
引張強さ	0	35
	90	10
弾性率	0	28
	90	8
曲げ強度	0	45
	90	10
曲げ弾性率	0	20

(3)CFRP(主ケーブル材料)の許容応力度

ケーブルはCFRPストランドφ12.5mmを多数本使用するものとした。CFRPストランドケーブルの物性値を表－ 2. 5. 2に示す。

表－ 2. 5. 2 CFRPストランドの許容応力度

呼称	公称断面積 (mm ²)	公称径 (mm)	公称単位重量 (g/m)	保証耐力 (kN)	伸び (%)
12.5φ	102.8	11.4	151	142	1.3

参考として、土木学会コンクリートライブラリ⁸⁸「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)」から連続繊維補強筋の応力度の限界値を推定すれば、

連続繊維補強剤のクリープ破壊に関する係数 0.85

連続繊維補強材の疲労破壊に関する係数 0.75

耐アルカリ性試験結果（浸漬後／浸漬前） 0.93

耐酸性試験結果（浸漬後／浸漬前） 0.93

$K = 0.85 \times 0.75 \times 0.93 \times 0.93 = 55\%$ となる。

また、連続繊維緊張材の各限界状態における応力度は、

緊張作業時 0.8 f_{tu}

緊張作業直後 0.7 f_{tu}

使用限界状態 0.7 f_{tu}

とされている。

本橋は、山間部や海上部などの比較的風が強い地域での施工を想定しており、また、橋体の橋軸方向の剛性がコンクリート橋に比べて小さく、振動などが懸念される。そこで定着部付近の耐荷力、塩害に対する耐久性等の安全を考慮して、表-2.5.2の保証耐力に対して40%(定着係数(0.83)×55%=45.6%)を使用限界状態のケーブル応力度の許容値とした。

(4) 橋梁一般図

図-2.5.1に想定した吊床版橋の概念図を示す。橋梁は急峻な溪谷あるいは入り組んだ海岸線に架設する。橋体の運搬は小型トラックなどで運搬可能とし、架設は小型のクレーン等により一体架設を行なうものとする。なお、前述の検討から、運搬架設はヘリコプターでも可能と推定される。主ケーブルの定着は両岸の地山に直接アースアンカーで定着できるものとする。

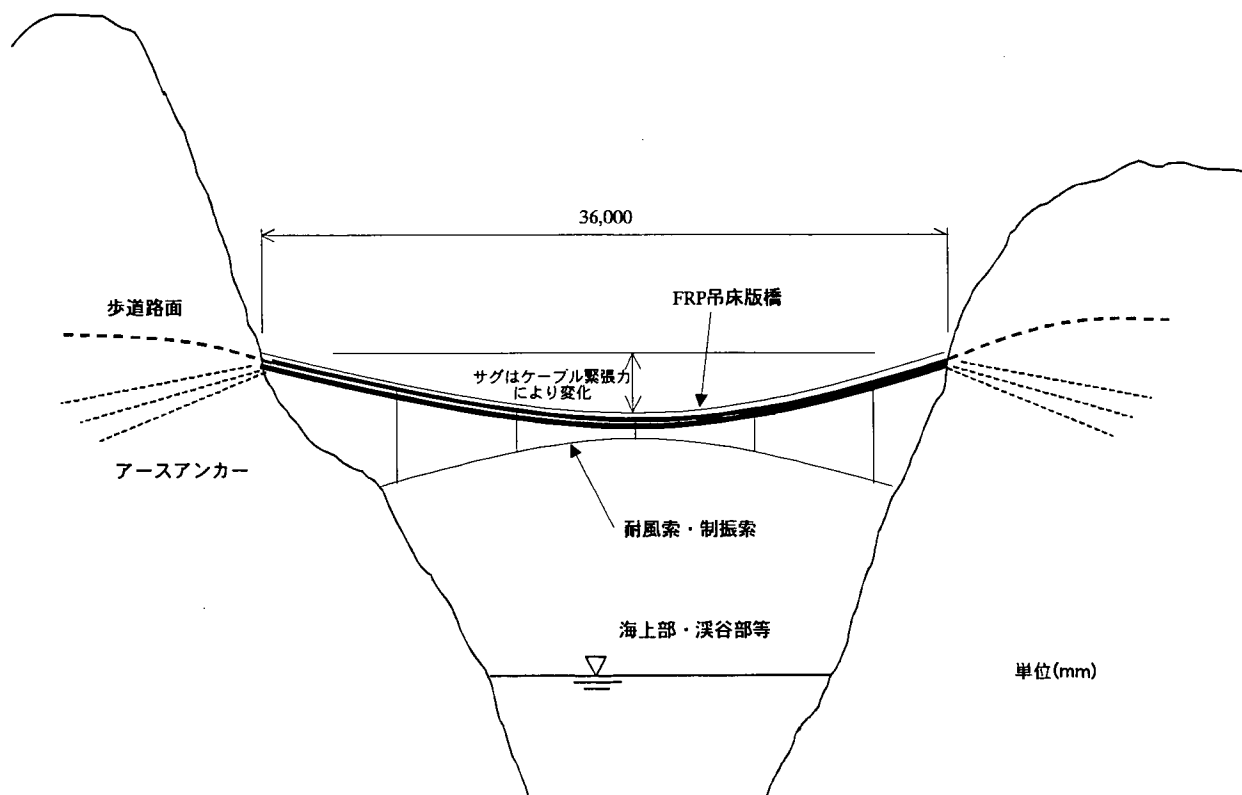


図-2.5.1 想定した吊床版橋の概念図

2. 5. 2 床版の設計

(1)床版の概要

床版の断面を図-2. 5. 2に示す。使用部材はGFRP正方形角形ビームSP75を組合せ使用した。

床版の耐荷力(橋軸直角方向)は橋軸直角方向に配置した部材のみで負担するものとし、橋軸方向部材は横方向の剛性・耐荷力に寄与しないものみなした。同様に、橋軸直角方向に配置した部材は橋軸方向の剛性・耐荷力に寄与しないものとした。

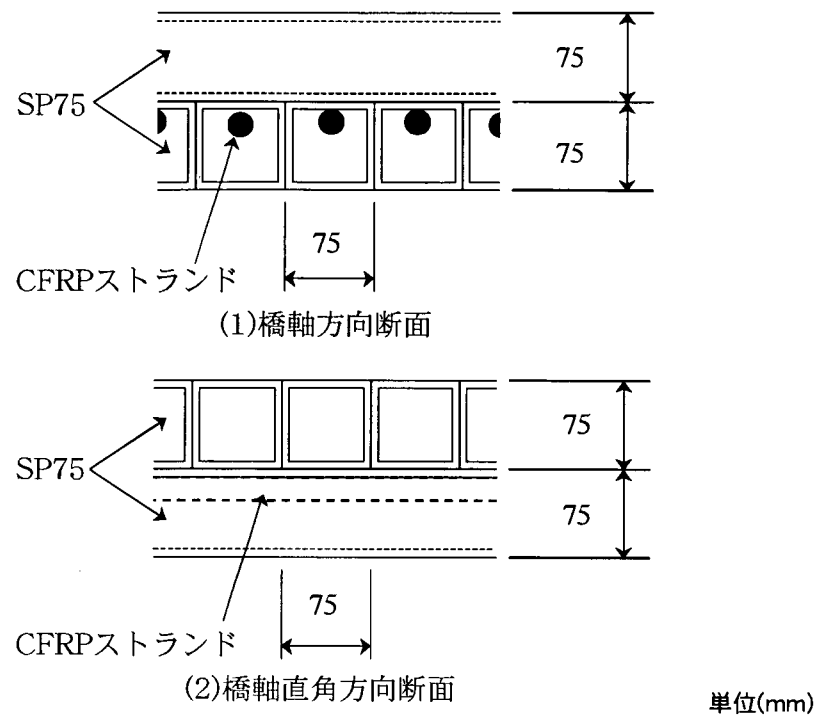


図-2. 5. 2 床版の断面図

(2)床版の設計

本橋の床版は主ケーブルで支えられる構造となるため計算上は図-2. 5. 3に示すような弾性支承上の梁とみなされ、また、局部応力に対しては異方向版として設計する必要があると思われる。しかし、今回は概略検討とし、床版支間方向は支間3mの単純版として1m幅当たりの検討を行った。

また、橋軸方向についてはSP75のFRP板厚を5mmとしたとき、板部のたわみにより不安感を与える可能性についての検討を実施した。橋面工は軽量な材料を使用するものと仮定し、下記の死荷重を用いた。

地覆	5kgf/m (49.0N/m)(片側あたり)
高欄	10kgf/m (98.1N/m)(片側あたり)
舗装	15kgf/m ² (147.1N/m ²)

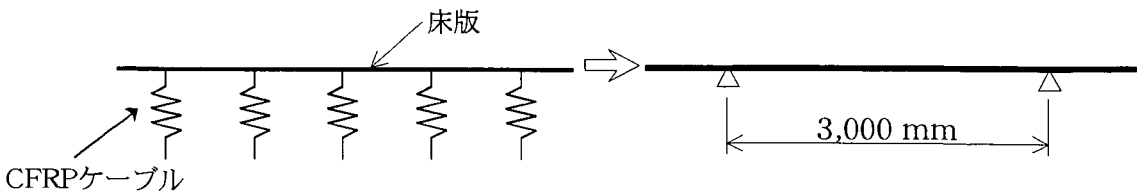


図-2. 5. 3 床版主方向の計算上の仮定

断面性能(橋軸方向1mあたり)

	幅(cm)	厚さ(cm)	A(cm ²)	y(cm)	Ay(cm ³)	Ay ² (cm ³)	I(cm ⁴)
1-flg.PL	100	0.5	50.0	0.3	12.5	3.1	1.0
100/pw-web.PL	13.33	6.5	86.7	3.8	325.0	1218.8	305.1
1-flg.PL	100	0.5	50.0	7.3	362.5	2628.1	1.0
計		7.5	186.7		700.0	3850.0	307.2

$$\begin{aligned}
 GH &= 7.50 \text{ (cm)} \\
 yy' &= \Sigma Ay / \Sigma A = 3.75 \text{ (cm)} \\
 I &= \Sigma (Ay^2) + \Sigma I_o - \Sigma A \cdot (yy')^2 = 1,532.2 \text{ (cm}^4\text{)} \\
 Zc &= I / yy' = 408.6 \text{ (cm}^3\text{)} \\
 Zc' &= I / (yy' - H) = -408.6 \text{ (cm}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

[計算結果]

(a) 床版支間方向 (0度方向)

① 曲げモーメント $60,240 \text{ kgf} \cdot \text{cm/m} (5,907 \text{ N} \cdot \text{m/m})$

② 曲げ圧縮応力度 (道示-鋼-6.1.4による)

$$147.4 \text{ kgf/cm}^2 (14.5 \text{ N/mm}^2) < 35 \text{ N/mm}^2$$

③ 曲げ引張応力度 (道示-鋼-6.1.4による)

$$-147.4 \text{ kgf/cm}^2 (14.5 \text{ N/mm}^2) < -35 \text{ N/mm}^2$$

④ せん断応力度 $11.3 \text{ kgf/cm}^2 (1.11 \text{ N/mm}^2) < 5 \text{ N/mm}^2$

⑤ 水平せん断応力度 $173 \text{ kgf/cm}^2 (1.70 \text{ N/mm}^2) < 5 \text{ N/mm}^2$

⑥ 床版支間中央たわみ 172mm

(b) 床版支間直角方向 (90度方向)

① 上フランジの曲げモーメント $352 \text{ kgf} \cdot \text{cm/m} (3.45 \text{ N} \cdot \text{m/m})$

② 上フランジの曲げ圧縮応力度 $8.5 \text{ kgf/cm}^2 (0.83 \text{ N/mm}^2) < 10 \text{ N/mm}^2$

③ 上フランジのせん断応力度 $0.4 \text{ kgf/cm}^2 (0.04 \text{ N/mm}^2) < 5 \text{ N/mm}^2$

④ 上フランジ中央のたわみ 0.0099mm

検討の結果、各応力は暫定の許容応力を満足した。また、主方向のたわみと応力については図-2.

5. 3の様に詳細検討すればかなり小さくなると考えられる。また、フランジ板のたわみは小さく歩行者に不安感を与えるものではないと考えられる。

2. 5. 3 主方向の設計

(1) 荷重

死荷重は下記の通りとした。(橋軸方向1mあたり)

①FRP床版 SP75×15mm

横方向材 $W = 266 \text{ kgf/m} \times 3.7 \text{ m (有幅 } 3.5 + 0.1 \text{ m} \times 2) \times 1/0.075 = 131.2 \text{ kgf/m (12.9 kN/m)}$

橋軸方向材 $W = 266 \text{ kgf/m} \times 3.7 \text{ m (有幅 } 3.5 + 0.1 \text{ m} \times 2) / 0.075 = 131.2 \text{ kgf/m (12.9 kN/m)}$

②地覆 $5 \text{ kgf/m} \times 2 = 10 \text{ kgf/m (0.098 kN/m)}$

③高欄 $10 \text{ kgf/m} \times 2 = 20 \text{ kgf/m (0.196 kN/m)}$

④舗装 $15 \text{ kgf/m}^2 \times 3.5 = 52.5 \text{ kgf/m (0.51 kN/m)}$

⑤FRPケーブル $0.151 \text{ kgf/m} \times 40 \text{ 本} = 6.04 \text{ kgf/m (0.059 kN/m)}$

死荷重の計 $350.9 \text{ kgf/m (3.44 kN/m)}$

活荷重は $350 \text{ kgf/cm}^2 (3.43 \text{ kN/m}^2)$ とした。

(2) 橋軸方向の検討方法

一般の吊床版橋の橋体材料はコンクリートが用いられ、コンクリート橋の場合は引張強度がほとんど無いため橋軸方向にプレストレスを導入する。本検討の床版構造における橋体構造の一体化は基本的に接着やFRPボルトなどを用いるものとするが、橋梁を一体化させるためには若干のプレストレスを導入するのが好ましいと考えられる。

しかし、本橋は床版にGFRPを用いていること、GFRPのクリープ変形が大きいこと、コンクリート橋に比べて断面積が小さいことなどから、概略設計段階では橋軸方向のプレストレスを考慮しないものとした。また、ケーブル張力およびたわみ等の計算にあたっては、安全側に考えて、橋体の橋軸方向曲げ剛性を考慮せずケーブル構造としての剛性のみを評価するものとした。

したがって、実際の橋梁たわみは本検討結果よりかなり小さなものになる。

検討の手順は、

①耐風索を考慮しない吊床版構造の検討

②耐風索を考慮した吊床版構造の検討

の二つを行った。

①耐風索を用いない場合の検討

図-2. 5. 4に耐風索を用いない吊床版における初期緊張力を変化させた場合の活荷重載荷時のたわみ分布変化を示す。図からたわみは緊張力が大きいほど小さくなることがわかる。また、初期緊張力をあ

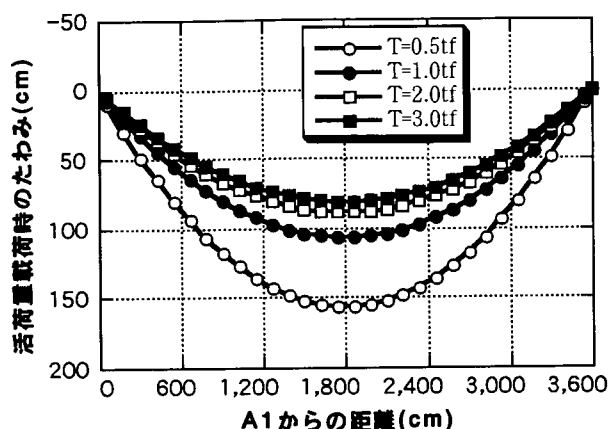


図-2. 5. 4 初期張力による活荷重載荷時のたわみ(耐風索なし)

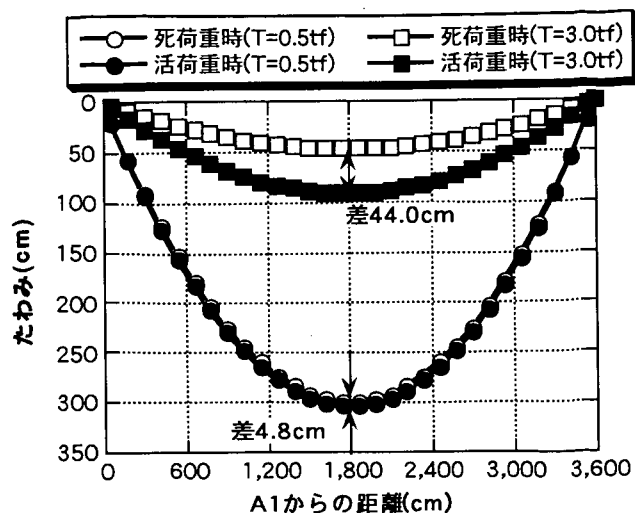
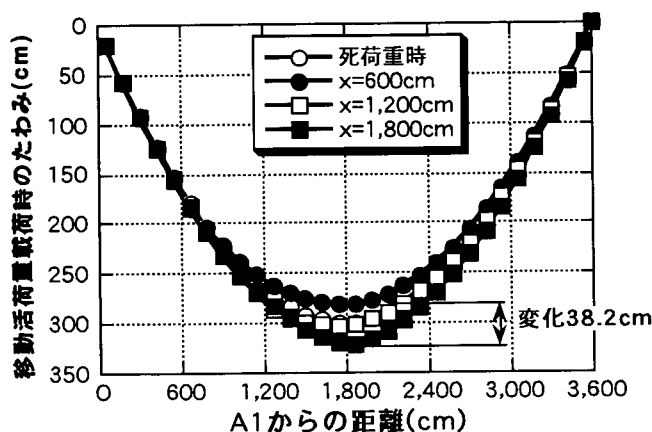
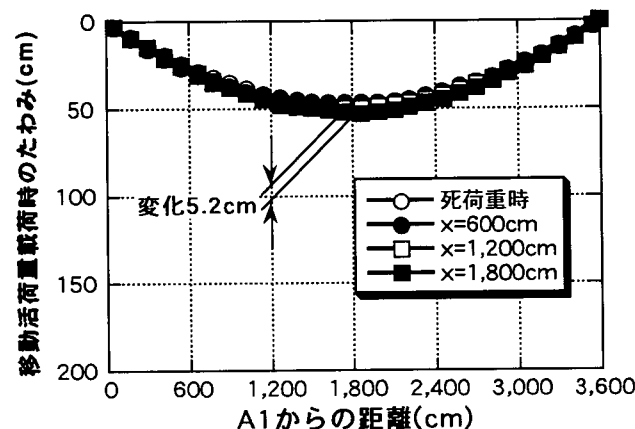


図-2. 5. 5 初期張力による死荷重時、活荷重時のたわみ変化(耐風索なし)



(a)初期緊張力を0.5tf/本(4.9kN/本)とした場合



(b)初期緊張力を3.0tf/本(29.4kN/本)とした場合

図-2. 5. 6 初期緊張力の違いによる移動載荷荷重たわみの変化

まり大きくしても、たわみ制限効果はそれほど向上しないことがわかる。

図-2. 5. 5に初期緊張力を0.5tf、3tf (4.9kN、29.4kN)とした場合の死荷重時、活荷重時のたわみ分布変化を示す。この場合、死荷重時~活荷重時のたわみ差は初期緊張力が大きいほど、たわみの絶対値が小さくなるものの、たわみ差が大きくなることがわかる。

さて、橋梁が実際に供用されるときには、歩行者が対岸から対岸へ渡るときの振幅が問題になると考えられる。図-2. 5. 6はA1から支間中央に1tf (9.8kN)の荷重を移動させた場合のたわみ変化を、初期緊張力0.5tf (4.9kN)の場合、初期緊張力3.0tf (29.4kN)の場合に分けて表したものである。このような荷重の場合のたわみは初期緊張力が小さいほど大きくなり、緊張力が大きいほど小さくなることをわかる。

また、FRP橋は自重が軽いため強風時には橋が側方や下から煽られることになる。特に吊形式(吊橋や斜張橋、吊床版橋など)の場合は下からの風が緊張力を解放する方向に作用するため危険であり、その程度は緊張力が小さいほど大きいと考えられる。したがって、初期緊張力はある程度大きめにとる必要があると考えられる。よって、以後はケーブル緊張力をケーブル一本あたり2tf (19.6kN)として、耐風索を設置した場

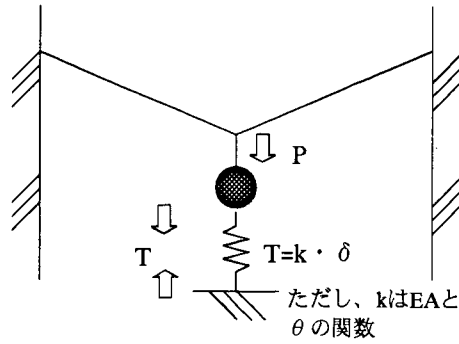


図-2.5.7 耐風索によるバネ効果の概念

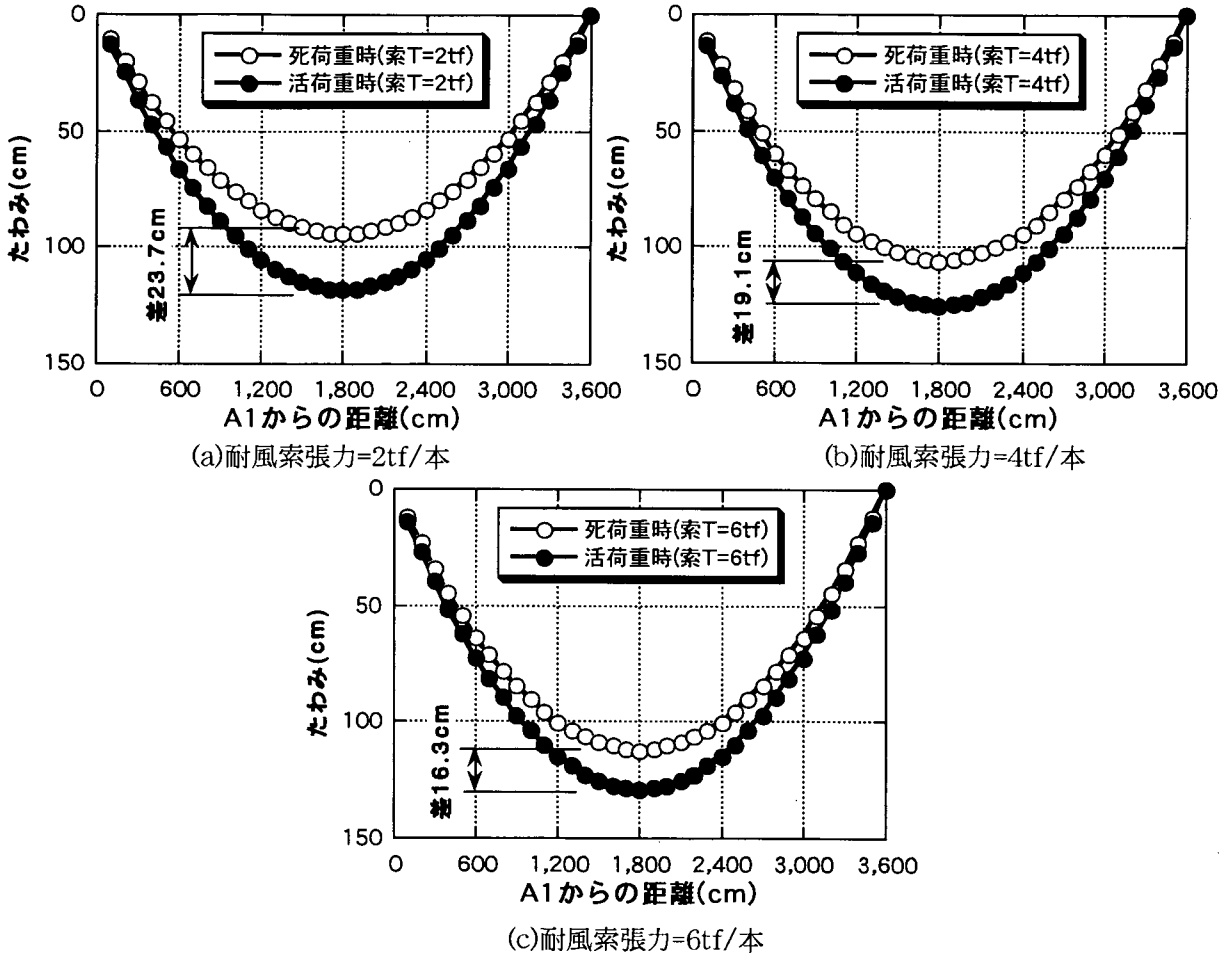


図-2.5.8 耐風索の緊張力がたわみ変化に与える影響

合の検討を行った。

②耐風索を用いた場合の検討

耐風索は小規模な吊橋でよく用いられる制振方法であり、通常は吊橋床版部の左右のぶれ、風による振動などを制御する手段として用いられている。本橋の場合の耐風索に期待する効果は以下のとおりである。

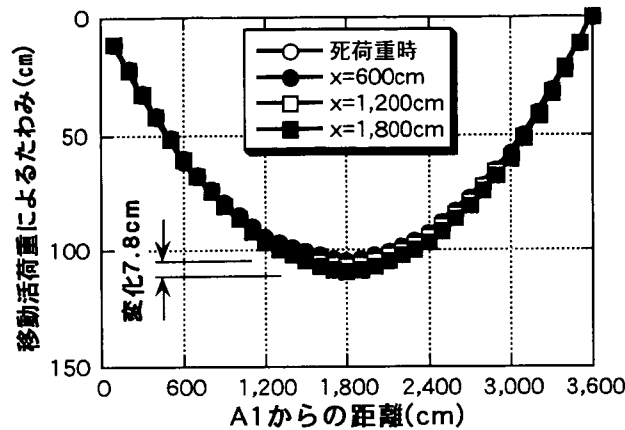


図-2.5.9 移動荷重載荷時のたわみ変化(床版の初期緊張力 2.0tf/本、耐風索緊張力4tf/本)

a.耐風索の緊張力によって橋体を下方向に押し下げる効果(自重が増加したと同様な安定効果)。

b.鉛直バネとしての効果(活荷重増加時に緊張力が減少することで、吊床版に加わる鉛直荷重の変化量を抑える。(図-2.5.7参照)。

本検討では耐風索ハンガーの設置間隔を6mおきとし、耐風索と吊床版の間隔(=ハンガーの長さ)はA1から支間中央に向かって各々、160cm、80cm、35cm、20cmとした。

図-2.5.8に耐風索の緊張力をケーブル1本あたり2tf(19.6kN)とした場合、4tf(39.2kN)とした場合、6tf(58.8kN)とした場合の死荷重時、活荷重時のたわみ変化を示す。図から、耐風索の張力を増すほど死活荷重時のたわみ変化量が小さくなることからわかる。

図-2.5.9に耐風索の初期緊張力を1ケーブルあたり4tf(39.2kN)とした場合に、1tfの荷重を移動載荷した場合のたわみ変化量を示す。たわみ変化量は図-2.5.8の場合よりさらに抑えられており、FRP橋であっても耐風索を用いることである程度、振動の抑制が可能と思われる。

さらにたわみの絶対値および変化量を抑えるにはケーブル本数を増し、橋梁全体としての緊張力を増やす必要がある。しかしながら緊張力を増すごとに、下部構造に作用する水平力も大きくなるため、下部構造の耐力の問題を生じる。

図-2.5.9に示した条件の場合について、たわみ以外の検討結果の概略は下記の通りである。

- ①吊床版の水平力 死荷重時79.5tf(779.6kN)、活荷重時213.4tf(2092.7kN)(変化量133.9tf,1313.1kN)
- ②吊床版の鉛直力 死荷重時9.0tf(88.3kN)橋台、活荷重時29.5tf(289.3kN)橋台(変化量20.5tf,201.0kN)
- ③吊床版ケーブルの張力 死荷重時2.0tf(19.6kN)/本、活荷重時5.4tf(53.0kN)/本(変化量3.4tf,33.3kN)

$$< 14.2tf \times 0.4 = 5.68tf(55.7kN) \therefore OK$$
- ④耐風索の水平力 死荷重時80.0tf(784.5kN)、活荷重時71.1tf(697.3kN)(変化量8.9tf,87.3kN)
- ⑤耐風索の鉛直力 死荷重時-2.7tf(26.5kN)橋台、活荷重時-1.2tf(11.8kN)橋台(変化量1.5tf,14.7kN)
- ⑥耐風索の張力 死荷重時4.0tf(39.2kN)/本、活荷重時3.5tf(34.3kN)/本(変化量0.5tf,4.9kN)

$$< 14.2tf \times 0.4 = 5.68tf(55.7kN) \therefore OK$$

2. 6 まとめ

これまでの検討によりFRP製吊床版は架設重量が軽く、ヘリコプター架設などの従来の材料では不可能な架設方法が適用できる可能性を有することが明らかになった。また、軽量という特徴は耐風・耐震面で不利となる可能性もあるが、耐風索の緊張力を有効に利用することにより、これをカバーできる可能性があることも示した。

また、本検討ではヘリコプターなどにより橋体を一括架設することを前提に検討したため、耐風索などに工夫が必要であったが、一括架設にこだわらず、従来の施工方法に従い、パイロットケーブルやメインケーブルの先行架設を行なうことができれば、以下のような方法で橋体の曲げ剛性を確保し、たわみや振動を少なくすることができる。

①床版部にコンクリートを打設する(FRPの埋設型枠・合成板としての利用)

②橋体をトラス構造などに変更し、曲げ剛性を持たせる(GFRPは発生応力に比べて変形量が大きいことを利用)

現在、日本ではFRPを土木用構造材料として用いた場合の基準類はなく、唯一、コンクリートの補強材として連続繊維補強材を使用した場合の指針が土木学会「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)」として示されているのみである。

また、海外において様々なFRP橋が架設されているものの、吊床版形式の構造はみられなかった。そこで、本検討結果を基に一項目づつ問題点を把握してゆくものとする。

(1)不確定要素に対する対応

本検討では部材数を減らすことで工費低減を図り、かつ工期を短くすることを目的にし、床版部をGFRP正方形角形ビームSP75 1種類のみ組み合わせ、ケーブルはCFRPストランドφ12.5mmの2種類とし、橋体構造に用いられる材料の種類を2種類に限定した。

上記の内、ケーブルについては前記指針にコンクリート補強材としての規格が示され、各研究機関で材料そのものに対する様々な実験も行われていることから、設計上十分な考慮を行えば安全性は確保できると考えられる。

また、GFRP床版は多数本のケーブルで支持されることになるため、実際に大きな曲げ応力が作用することはほとんど無いと考えられる。また、SP75材は一般的な材料であるため、ある程度の基本的な実験データが存在する可能性が高い。しかしながら、モルタルを充填したFRP梁の試験において、モルタルを充填しない梁のせん断強度は極めて弱いことが確認されており周方向の補強が必要と考えられる。また、同じ実験で局部応力に対しての弱点も明らかになっていることから、歩行路面の剛性を上げるなどの局部応力対策も必要と考えられる。

また、歩行に伴う角型ビームのフランジ部の疲労特性確認なども必要と考えられる。

(2) 接合部の安全性

本検討では床版を橋軸直角方向部材と橋軸方向部材で役割分担させ、接合部には大きなせん断力が作用しないようにすることで、接着接合部の検討を省略した。しかし、本検討では省略したが、地覆や高欄は歩行者の転落防止に重要な橋梁付属物であり、場合によってはこの接合部に大きなせん断力が作用する可能性がある。

FRP構造設計便覧によれば、材料同士の接合は接着とボルト接合が基本とされている。材料に孔や溝などの切り欠きがあると、荷重により応力集中を生じて静的強度・疲労強度の低下をきたすことが考えられる。詳細設計時には十分な考慮が必要である。

(3) ケーブルの疲労とフレッチングに対する安全性

吊床版橋はケーブルの張力で橋体を支える構造であるため、活荷重の変化がそのままCFRPケーブルの張力変化となって表れる。しかし、長崎大学などの実験結果によれば、CFRPケーブルを膨張材により定着した場合、本設計での最大張力である静的強度の40%程度の疲労荷重を200万回作用させても問題はみられなかった。

フレッチング(GFRP床版とCFRPケーブル接触面の擦れ)に対しては、CFRPケーブルをポリエチレン被覆する等の対応も考えられるが、これについては事前の実験確認が必要と考えられる。また、フレッチングの予防措置としては耐風索ハンガー定着部の横梁で橋軸方向の移動を拘束する方法が考えられる。

(4) 耐風安定性

耐風安定性の確保、ならびに歩行者による振動の防止に耐風索が有効であることを前に示した。しかし、本検討での耐風索は吊り橋の場合に比べて緊張力を大きくする必要があるため、ハンガー定着部には大きな荷重が作用する。GFRPはクリープによる強度低下が大きく、切り欠き部の局部応力に対する安全性に問題があるため、耐風索ハンガー定着部の横梁はある程度剛性が大きなものとする必要がある。

その対策案としてはハンガー定着部横梁のみを連続繊維補強コンクリート梁として剛性を大きくし、さらに本横梁部で橋軸方向角形ビームの橋軸方向継手の処理、排水管の取付けなどを処理することなどが考えられる。

なお、吊床版形式橋梁の場合、縦断線形は支間中央部が最も低くなるため、排水を十分に考慮する必要があるが、耐風索および耐風索に排水管を添加することにより、橋面排水を橋台付近に逃がすことが可能と考えられる。耐風索に配水管が添加されボリューム感が増す結果、側面から見て橋体と耐風索がほぼ同じ質量感を持つものと考えられる。美感上は耐風索がアーチのような形状となり面白い景観を構成するものと考えられる。

(5) その他

吊床版橋では、橋体の形状が変われば、作用荷重による主ケーブル張力と下部工に働く水平力は変化する。ここで、橋体の形状変化は、FRP母材の温度およびクリープの特性によるものが主であると考えられ、これらの特性を把握しておく必要がある。

3. 上路トラス形式による応急道路橋の検討

3. 1 本体構造の検討

3. 1. 1 設計の前提条件

応急橋の形式として、上路トラス形式で模型橋の検討を行った。模型橋の設計に当たり以下の前提条件で設計を行った。

- (1) GFRP を利用した応急橋の模型として設計を行う。
- (2) 考慮する活荷重は 2t トラック相当荷重 (以下 T4) 1 組のみである。
- (3) 設計には主に道路橋示方書・同解説を用いて行うが、FRP の設計において必ずしも適した設計法とは限らない。
- (4) 本橋は部材断面に□型引抜き材を用いたトラスの案であり、接合にはポップリベットを使用している。
- (5) 継手は作用力に対して設計し、安全率は 4 以上とした。

3. 1. 2 設計条件

模型橋の設計にあたり以下の条件で設計を行った。

形 式：上路トラス

橋 長：8.3m

支間長：8 m

総幅員：3.5m

設計活荷重：T4 荷重

設計震度：Kh=0.25, Kv=0.0

使用材料：

(引抜き材) GFRP (繊維含有率 80%、マトリックス比率 20%)

引張強度： $\sigma_t=518\text{MPa}$

引張弾性率：24.0GPa

圧縮強度： $\sigma_c=430\text{MPa}$

圧縮弾性率：30.0GPa

曲げ強度：413MPa

曲げ弾性率：11.9GPa

せん断強度： $\tau=183.2\text{MPa}$

比重： $\gamma=1.9$

(HLU) GFRP

荷重：

(1) 死荷重

床版 (舗装、地覆を含む)：4.41 kN/m²

主構：4.018kN / 8 = 0.502 kN/m

(2) 活荷重

活荷重は2 tトラック1台相当としT4荷重とする。

T荷重：前輪 3.92kN、後輪 15.7kN

適用基準：『道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ』

『繊維強化プラスチック引抜材』

『橋梁用高力ボルト引張接合設計指針（案）』

模型橋の一般図を図-3. 1. 1に示す。

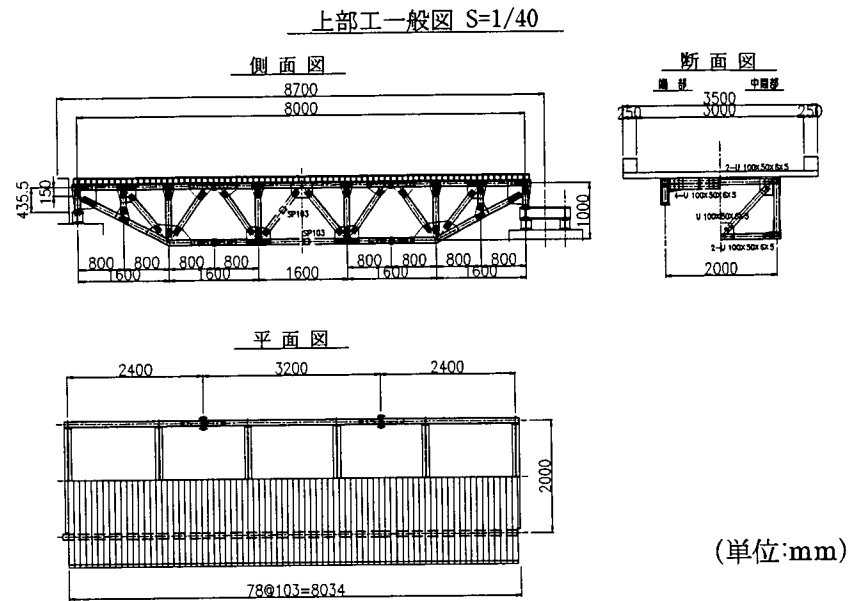
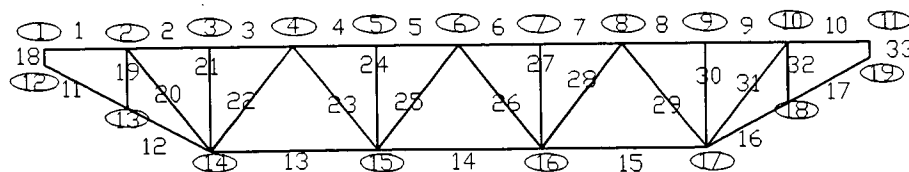


図-3. 1. 1 一般図

3. 1. 3 骨組解析

図-3. 1. 2に示す骨組を用いて解析を行った。解析結果による変位・断面の検討を3. 1. 4、3. 1. 5に示す。



○印：格点番号
無印：部材番号

図-3. 1. 2 骨組み図

3. 1. 4 桁のたわみ

骨組解析結果より、支間中央部での最大鉛直変位 δ は 22.1mm となった。

道路橋示方書Ⅱ鋼橋編『1. 4 たわみの許容値』より

$$\delta a = L/600 = 13.3\text{mm}$$

$\delta > \delta a$ となるが、本橋が模型橋であること、FRP 床版が鉄筋コンクリート床版のようにたわみの影響を受け難いことからたわみを許容することとした。

3. 1. 5 断面の検討

主構の部材はすべて SP103 を使用した。

GFRP : SP103 ($E_t = 24\text{GPa}$, $E_c = 30\text{GPa}$, $\rho = 1.9$)

$$A = 0.00349 \text{ m}^2, I = 0.00000515 \text{ m}^4, r = \sqrt{I/A} = 0.0384 \text{ m}$$

S. F = 3.2 (第 1 編 4. 1 安全率 参照)

図-3. 1. 2 に示す骨組で解析を行い、圧縮力、引張力が最大となる部材において断面応力度を照査した。以下に断面の計算例を示す。

(1) 圧縮断面

部材の許容軸方向圧縮応力度は、Euler 座屈荷重

$$P_{cr} = \pi^2 EI / l^2$$

EI : 部材の曲げ剛性

l : 座屈長さ

時の応力 σ_{cr} を安全率 3.2 で除して求めた。

上弦材

$$\sigma_{cr} = P_{cr}/A = \pi^2 EI / l^2 / A = 3.14^2 \times 11900 \times 5150000 / 400^2 / 3490 = 1082 \text{MPa}$$

$$\therefore \sigma_{ca} = \sigma_{cr} / 3.2 = 338 \text{MPa}$$

(部材 5) $N_{min} = -137 \text{kN}$

$$\sigma_c = -137000 / 3490 = 39.3 \text{MPa} < \sigma_{ca} = 338 \text{MPa}$$

(部材 1) $S_{max} = 46.0 \text{kN}$

$$\tau = 46000 / 3490 = 13.2 \text{MPa} < \tau_a = 183.2 \text{MPa}$$

(部材 1) $M_{max} = 7.105 \text{kN} \cdot \text{m}$

$$\sigma = 7105000 / 5150000 \times 51.5 = 71.05 \text{MPa} < \sigma = 413 \text{MPa}$$

斜材

$$\sigma_{cr} = P_{cr}/A = \pi^2 EI / l^2 / A = 3.14^2 \times 11900 \times 5150000 / 641^2 / 3490 = 421 \text{MPa}$$

$$\therefore \sigma_{ca} = \sigma_{cr} / 3.2 = 132 \text{MPa}$$

(部材 22) $N = 53.361 \text{kN}$

$$\sigma_c = -53361 / 3490 = 15.3 \text{MPa} < \sigma_{ca} = 132 \text{MPa}$$

(2) 引張断面

下弦材

$$l/r = 1.6/0.0384 = 42$$

(部材 14) $N_{\max} = 143\text{kN}$

$$\therefore \sigma_{ta} = 413/3.2 = 129\text{MPa}$$

$$\sigma_t = 143000/3490 = 41.0\text{MPa} < \sigma_{ca} = 129\text{MPa}$$

3. 1. 6 ブロック継手

トラスのブロック間の現場での接合には施工の簡略化を考慮し引張り接合を用いる。実際の応急橋においてはPC鋼棒を用いて結合することが考えられるが、本模型橋では継手部に金属製のソケットを用いて高力ボルト引張り接合とした。図-3.1.3にブロック継手の構造を示す。

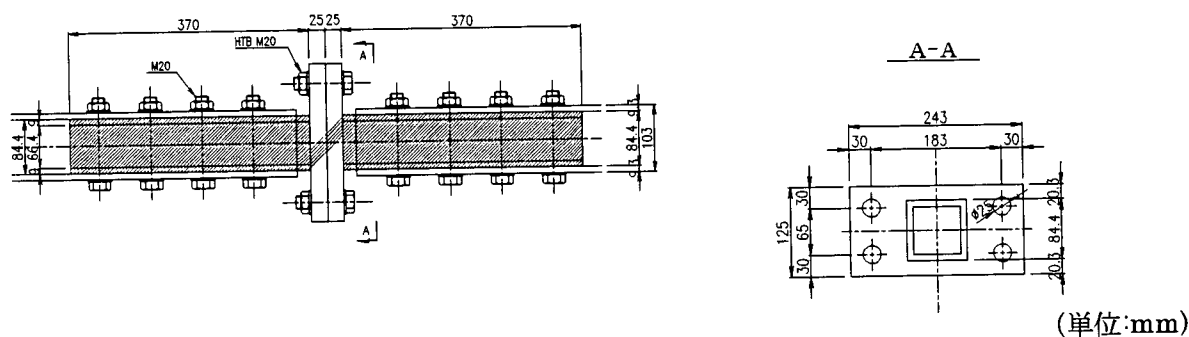


図-3.1.3 ブロック継手

3. 1. 7 トラス格点部の連結

トラス格点部にはブラインドリベット CCP68 を使用し、接着剤を併用した。ただし強度設計にはリベットのせん断耐力のみで設計し、接着剤強度は考慮しない。

せん断強度 4900N、安全率 3.0 で考えると、許容耐力は 1633N/本となる。

各部材の最大の作用軸力Nに対し、下の式によって必要本数nを算出した。

$$\text{必要本数 } n = N/1633$$

3. 1. 8 中間対傾構

(1) 設計方針

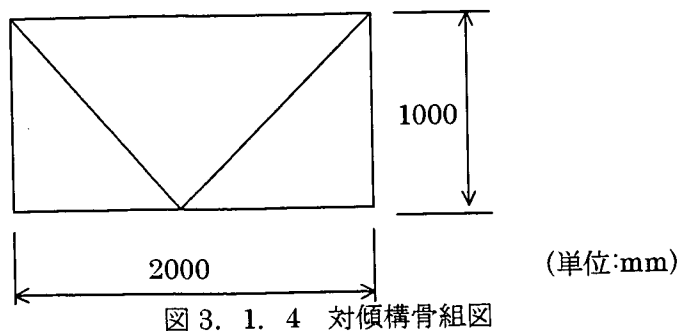


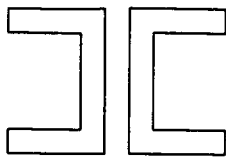
図 3. 1. 4 対傾構骨組図

- ・中間対傾構は上図のような骨組形状とした
- ・設計荷重は風荷重および地震荷重による水平荷重を考慮した。

(2) 部材断面

a) 上下弦材

上下弦材の部材断面は下図のようにU形部材を組み合わせた断面とした。



2-U100×50×6×5

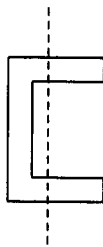
$$\begin{aligned} \text{断面積} & : A = (10 \times 0.5 + 4.5 \times 0.6 \times 2) \times 2 \\ & = 20.8 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{断面二次モーメント} : I = 322 \text{ cm}^4$$

$$\text{断面二次半径} : \gamma_{\min} = \sqrt{I/A} = 3.93 \text{ cm}$$

b) 斜材

斜材には下図のようにU型部材を用いた。



U100×50×6×5

$$\text{断面積} : A = 10.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{断面二次モーメント} : I_y = 25.389 \text{ cm}^4$$

$$\text{断面二次半径} : \gamma_y = 1.562 \text{ cm}$$

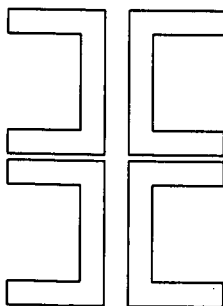
(3) 上・下弦材、斜材の連結

接合は普通ボルトを用いた支圧接合とした。

3. 1. 9 端横桁

(1) 設計方針

端横桁の部材断面は下図のようにU形部材を組み合わせた断面とした。



4-U100×50×6×5

$$\begin{aligned} \text{断面積} & : A = (10 \times 0.5 + 4.5 \times 0.6 \times 2) \times 4 \\ & = 41.6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{断面二次モーメント} : I = 1684 \text{ cm}^4$$

$$\text{断面二次半径} : \gamma_{\min} = \sqrt{I/A} = 6.36 \text{ cm}$$

- ・荷重は死荷重・活荷重・風荷重・地震荷重を考え、それらの組み合わせに対して検討した。
- ・死荷重は舗装および床版を考え、活荷重は輪荷重 (T-4) を考えた。
- ・風荷重は活荷重載荷時および無載荷時を考えた。
- ・風荷重は二組の端横桁で受持たせた。
- ・地震荷重はすべての対傾構で受持たせた。

3. 1. 10 今後の課題

今回の検討を通じて、今後検討すべき以下の課題が明らかになった。

①引抜き成形で製作可能な最適な部材断面の検討

今回の模型橋ではSP103を用いたが、実際の応急橋を製作するには更に大きな断面が必要となる。H形、溝形などの大断面の引抜き部材が必要となると思われる。

②材料の規格化

引抜き成形材は、一方向強度部材である。また、繊維の重ね方によって引張り・圧縮強度、ヤング率が大きく異なってくる。橋梁に用いるのに適したバランスの材料の規格化が望まれる。

③部材の接合方法

今回の模型橋の部材接合にはリベットを用いた接合としたが、実橋の接合にはボルトを用いた支圧接合、かん合接合、接着剤を用いた接合、またはそれらの組合せが考えられる。それらの強度確認および設計法の確立が必要である。

④ブロックの結合方法

模型橋においては高力ボルトを用いて引張り接合としたが、実橋におけるPC鋼棒を用いた接合は実験も含めて検討が必要である。

⑤設計手法

座屈、接合方法等の設計手法の確立が必要である。

⑥架設工法

災害被災地で簡便に行えるようなFRPの軽量性を活かした架設工法の検討が必要である。

3. 2 床版の検討

3. 2. 1 設計条件

応急床版に求められる要求性能には、以下のようなことが考えられる。

①長期保管が可能(メンテナンスが不要)

である。

②軽車両で運搬が可能である。

③人力で持ち運びが可能である。

④人力架設が可能である。

⑤架設足場を必要としない。

⑥部材の種類、工数が少ない。

⑦緊急車両の通行が可能である。

FRPは上記の要求性能を満足する優れた材料である。FRPにはCFRPとGFRPがあるが、コスト面からGFRPを採用した場合の発生応力とたわみ量について検討した。

GFRPの諸物性値を表-3・2・1に示す。

表-3・2・1に示す設計用強度は、繊維強化プラスチック土木構造部材への適用に関する共同研究におけるGFRP引抜成形材の物性試験結果を安全率²⁾ 3.2で除した値を用いた。

設計諸条件を表-3・2・2に示す。

床版の幅員は、3.5mとし、主構間隔は、1.5mと2.0mについて検討した。荷重は、緊急時の応急橋と言う視点から、軽車両のT-4(2トントラック相当)とし、比較する荷重として、T-14についても検討した。

床版の構造は、運搬・架設の容易さ・片側から順次架設が可能なことを考慮し、箱型形状のFRPを主構の上に、手前から順次架設する構造(図-3・2・2)とした。

3. 2. 2 検討結果

検討パターン、使用材料の形状緒元および計算結果を表-3・2・3に示す。荷重がT-14・T-4、主構間隔が1.75・2.00mとしたとき床材のFRPに発生する曲げ応力・せん断応力・およびたわみ量を算出した。FRPは、代表的な箱型断面のSP103・SP125・SP250の3種類

表-3・2・1 設計用材料物性値

項 目 \ 構 成		0℃方向	90℃方向
		ロビング率: 43%	
		マット率: 19%	
		クロス率: 38%	
引張	強度	141 MPa	46.3 MPa
	弾性率	23.5 GPa	10.0 GPa
曲げ	強度	129 MPa	87.8 MPa
	弾性率	12.0 GPa	11.4 GPa
圧縮	強度	134 MPa	
	弾性率	30.0 GPa	

表-3・2・2 設計諸条件

項 目		摘要
型 式	上路トラス	
荷 重	T-4, T-14	T-4 は 2 t トラック相当
橋 長	8.3m	
幅 員	3.5m	
主構間隔	1.5~2.0m	
主 構	GFRP SP103	103×103×9.3mm
床 版	GFRP SP103	103×103×9.3mm
	GFRP	t=10mm
	ゴムシート	
地 覆	GFRP SP103	103×103×9.3mm

表－３・２・３ 検討パターンおよび検討結果

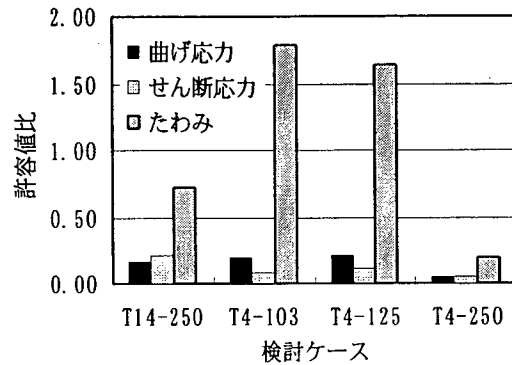
荷重条件	輪荷重 (kg/輪)	主構 間隔 L (cm)	品種	寸法 (mm)	重量 (3.5m) (kg)	断面二次 モーメント (単位幅) (cm ⁴)	曲げ応力度		せん断応力		たわみ量	
							最大値 (MPa)	許容値 (MPa)	最大値 (MPa)	許容値 (MPa)	最大 たわみ (mm)	目標値 L/400 (mm)
T-14	5600	175	SP100	100×100×5	12.6	2,866	124.0	129	13.2	28.2	2.11	0.44
		175	SP250	250×250×12	76.0	43,250	20.8		5.6		0.14	0.44
		200					20.5		5.8		0.36	0.50
T-4	1600	175	SP103	103×103×9.3	23.2	5,001	22.0		2.2		0.35	0.44
		200					24.6		2.2		0.89	0.50
		175	SP125	125×125×6	19.0	5,406	24.3		3.2		0.32	0.44
		200					27.5		3.3		0.82	0.50
		175	SP250	250×250×12	76.0	43,250	6.3		1.5		0.04	0.44
		200					7.0		1.5		0.10	0.50
		200										
		200										

たわみの目標値：鋼橋斜張橋におけるたわみの許容値 1/400

について検討した。

図－３・２・１に主構間隔が２．０mの時のスパン中央に発生する曲げ・せん断応力を設計用物性値、たわみ量を許容たわみ量⁴⁾

(主構間隔/400)で除した値(以下、許容比と呼ぶ)を示す。図－３・２・１より、曲げおよびせん断応力の許容比は、０．２程度であり十分な余裕がある。しかし、たわみ量は、曲げおよびせん断応力の許容比の５倍以上であった。



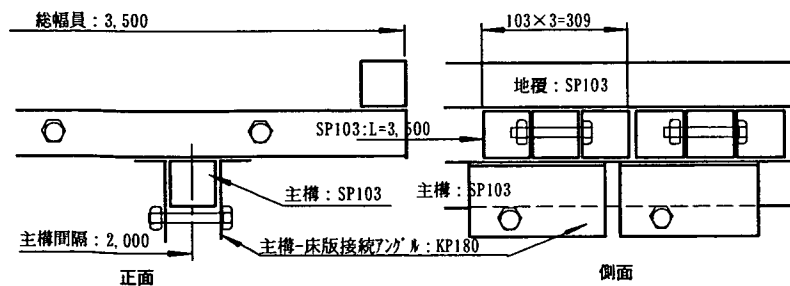
図－３・２・１ 算出値の許容値に対する割合

このことから、FRP橋の設計においては、

たわみ量が大きく影響を与えることがわかる。SP103とSP125では、断面２次モーメントがほぼ同じであることから、たわみ量もほぼ等しくなった。

SP250を使用した場合は、たわみ量が目標値以下になるが、他の部材ではたわみ量が主構間隔の1/400以上になった。当橋梁の架設目的が応急橋ということから、たわみについては、選択条件から除外した。また、SP250では、1本当りの部材重量が76kgにもなり、数本束ねてユニット化した際に人力仮設が難しいなどから、軽量のSP103を採用した。

床版の構造は、図－３・２・２に示すように、SP103を３本１ユニットとし、４箇所をM22の



図－３・２・２ 床版概要図

ボルトで固定した。また、床版架設後、輪荷重が分散して作用する様、SP103の上に厚さ10mmのFRP平板を載せ、平板と床材はブラインドリベット（φ4.8mm）で固定した。さらに、スリップ防止用にゴムシートを敷くこととした。

主構との接合は、床版下面の主構接合部分にアングルを事前に取り付けておき、主構を挟み込むような構造とした。

3. 3 架設実験

3. 3. 1 実施概要

FRP応急橋の実用化に向け、問題点を明らかにすることを目的として、架設実験を実施した。

実施場所：静岡県富士宮市朝霧環境材料観測施設内

床版概要図：図-3・3・1に示す。

3. 3. 2 使用材料

FRP応急橋に使用した材料一覧表を表-3・3・1に示す。

主構、床版およびボルト等を含めた総重量は、3.9 ton になった。その内床材は約1.8 ton であり約1/2を占めた。

表-3・3・1 FRP応急橋使用材料一覧表

用途	品名	長さ(m)	数量(本)	長さ合計	単重(N/m)	重量(N)
①主桁	SP103B	2.445	4	9.780		
		3.110	4	12.440		
		0.722	4	2.888		
		1.720	4	6.880		
		0.396	4	1.584		
		0.834	4	3.334		
		0.857	4	3.428		
		0.818	4	3.272		
		0.986	4	3.944		
		0.918	8	7.344		
		0.320	4	1.280		
		合計		56.174	63.8	3,583.8
②端横桁	C103×50	1.837	8	14.696		
		1.837	8	14.696		
		1.837	8	14.696		
		1.083	16	17.328		
		合計		61.416	31.4	1,926.0
③床版	SP103B	3.500	75	262.500		
		1.594	10	15.940		
		合計		278.440	63.8	17,763.9
④床版固定用	L180×70	0.300	64	19.200		
		合計		19.200	6.9	131.7
⑤カラー材	RP24	0.125	32	4.000		
		0.103	100	10.300		
		合計		14.300	4.3	61.7
⑥レジコン板	309	1.646	30	15.3		
	334	1.646	20	11.0		
	合計			26.3	294.0	7,718.6
⑦ガセットプレート						1,956.2
⑧金具			8		124.5	995.7
			8		124.5	995.7
			2		177.4	354.8
			4		132.3	529.2
			2		112.7	225.4
			合計			3,100.7
⑨ボルト及びリベット						2,009.5
					総合計	38,252.1

3. 3. 3 実施経過

(1) 架 設 時 間 : AM8:30~PM4:00

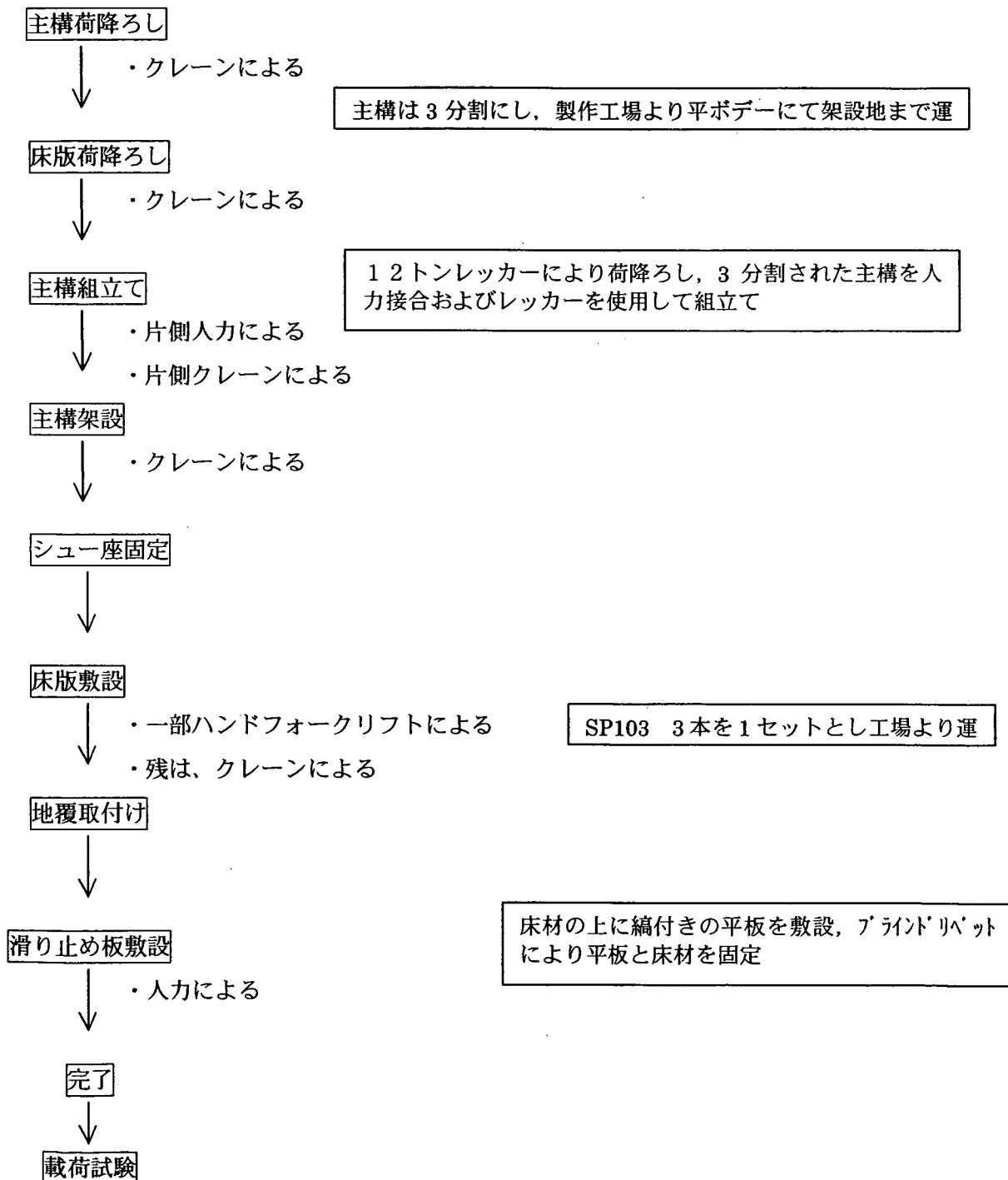
(2) 架設労務構成: クレーンオペレーター1名、とび1名、

*他アシストとして共同研究メンバー10数名

(3) 重 機: 12トンクレーン 1台

(4) 架設工程

以下のフローで実施した。



(5) 架設記録

8:35 作業開始

クレーンによりフレーム（本体）をトラックからおろした。

8:55 クレーンにより床版をトラックからおろす作業に入った。

9:06 荷下ろし終了。次行程の段取り、準備に入った。

9:20 フレーム（本体）の接合作業（1カ所、全て手作業、5人）の開始。

9:33 同 終了

フレーム（本体）の接合作業（1カ所、クレーン使用）の開始。

9:43 同 終了

引き続き、架設のための準備（支承の準備）

10:10 同 終了 ゲージ貼りの作業を引き続き実施

10:40 ゲージ貼り終了

クレーンによる架設開始

10:52 フレームの架設完了

10:53 床版の敷設準備（順番に並べる）

11:01 床版の敷設開始

3本一組の床版を、ハンドリフターで敷設。

11:05 1組目（3本）終了

11:16 3組目（9本）終了

11:18 クレーン使用の敷設作業に切り替えた。

11:39 5組目（15本）（床版1枚分）終了

11:39 床版2枚目の開始。出来るだけ上部から作業する事とした。

12:05 床版2枚目終了

13:00 床版3枚目開始

13:30 床版4枚目まで完了

13:49 滑り止め板敷設開始

13:54 床版5枚分（全部）完了

14:05 滑り止め板敷設終了

14:50 滑り止め板のリベット打ちは半分位（工具の非力、不足の影響で時間がかかった）

15:20 滑り止め板のリベット打ち完了

リベット部分の塗装

15:55 塗装完了

上記架設記録結果と架設方法による所用時間の違いを図-3・3・2に示す。本応急橋の架設に要した時間は、表に示すように、311分を要した。

各工程毎の所要時間は、以下であった。

クレーンによる荷下ろし	30分
本体フレームの接合	準備：10分（1カ所当たり：10～13分作業工程）
支承の準備	30分（準備済み、実際の場合はもっと時間がかかる。）
フレームの架設（クレーン）	12分
床版敷設	床版1枚分当たり：18分（クレーン使用）
滑り止め板敷設	床版1枚分当たり：24分

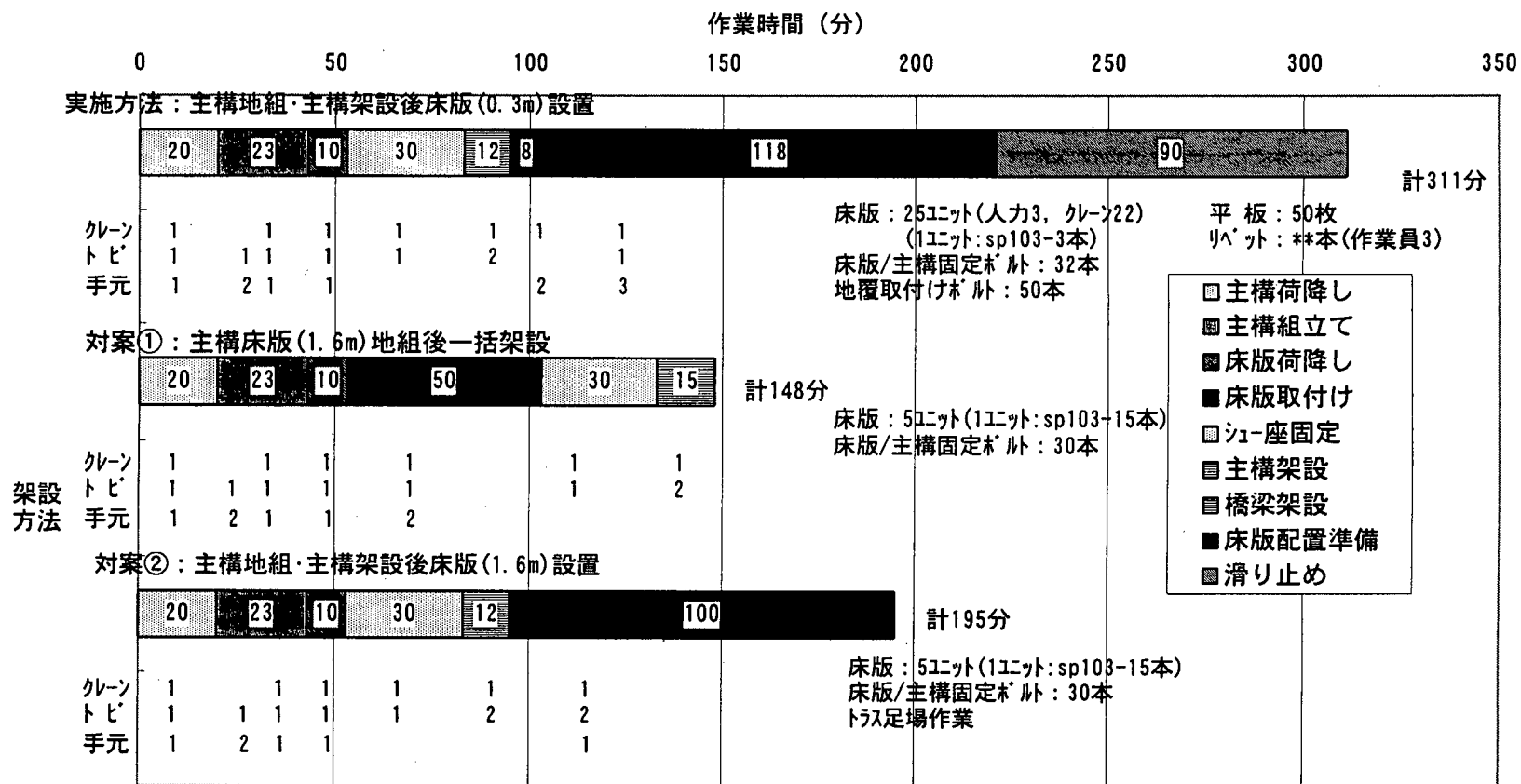


図-3・3・2 FRP応急橋(スパン8.0m, 幅員3.5m)架設実験タイムテーブル

3. 3. 4 まとめ

(1) 荷降ろし

12トンクレーンによる荷降ろしは、スムーズに行えた。部材がFRPであることからナイロンスリングベルトを使用した。注意すべきこととしては、鋼材を扱うようにワイヤー等を直接部材にかける場合は、クッション材などを抱かせ、部材の破損などを防ぐことなどを徹底するべきであろう。

(2) 主構組立

人力のみの組立ておよびクレーン併用作業を行ったが、接合時間に2分程度の差しかなかった。

(3) 主構架設

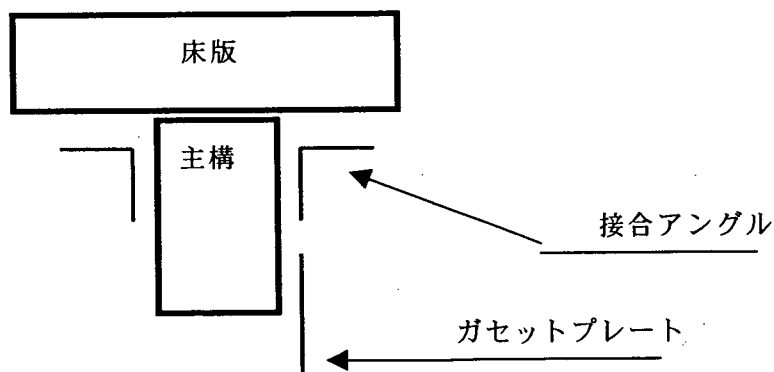
荷降ろし同様非常にスムーズに行え、12分程度で終了した。主構の水平プレスがないため、とびが歩くとかなり大きくゆれた。これは、床版が敷設されるとおさまるため、軽量、コストを維持するためには、当規模の応急橋ではこのままで良いと思われる。

(4) 床版と主構の接合構造

主構側面に斜材固定ガセットプレートがある部分と無い部分があり、無い部分には横ずれ防止（接合アングルの遊びを調節）の硬質ゴムを貼り付けた。床材固定時にその硬質ゴムとアングルが競り取り付けに手間取った。また、床版固定アングルと主構とを固定する貫通ボルト位置が部材毎に異なった。

[改善策]

主構を下図のように縦長の矩形断面にし下半分をガセットプレート接合部、上側半分を床版との接合部し、スムーズに敷設できるように改良する。



(5) 床版敷設

敷設場所毎に接合アングルの形状が異なり、敷設順に並べ替えが必要となり、人手を要した。

[改善策]

上節に図示した形状とする。

5ユニット中1ユニットの一部をハンドフォークリフトにて敷設したが、非常に不安定であり、敷設しづらい。

〔改善策〕

実際は、荷降ろしをクレーンにて行うことから、クレーンを用いるか、あるいはユニック車で前進しながら敷設する。

(6) 床版1ユニットの大きさ、構造

地覆部分の締結は、ナットなどを事前に部材側につけることなどの工夫をしないと組立が困難である。

〔改善策〕

1ユニットを15本組みとし、地覆、滑り止め板付き(380kg)とすることにより、現地での地覆、滑り止め板の組立を不要にすることができる。

(7) 滑り止め板敷設

試行的に滑り止め板を床版に取りつけずに後施工することとしたが、リベット接合が、リベッターが非力だった(台数も1台のみ)こともあり、非常に時間を要した。

〔改善策〕

クレーン敷設することを前提とするならば、重量のことは考慮に入れる必要がないため、床版に取りつけたユニット化にすべきである。

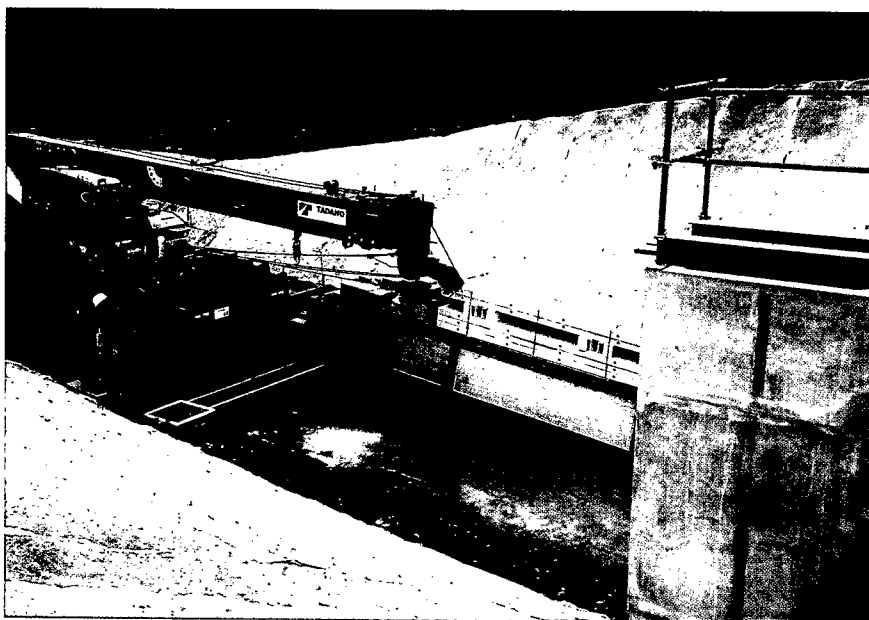
上記課題に対し作業を見直した結果、図-3・3・2に示すように、対策①主構床版地組一括架設の場合で148分、対策②主構地組架設後大型床版設置の場合で195分となった。

このことから、スパン8m程度の応急橋であれば、荷降ろしから架設まで1～2時間程度で架設できることが明らかになった。

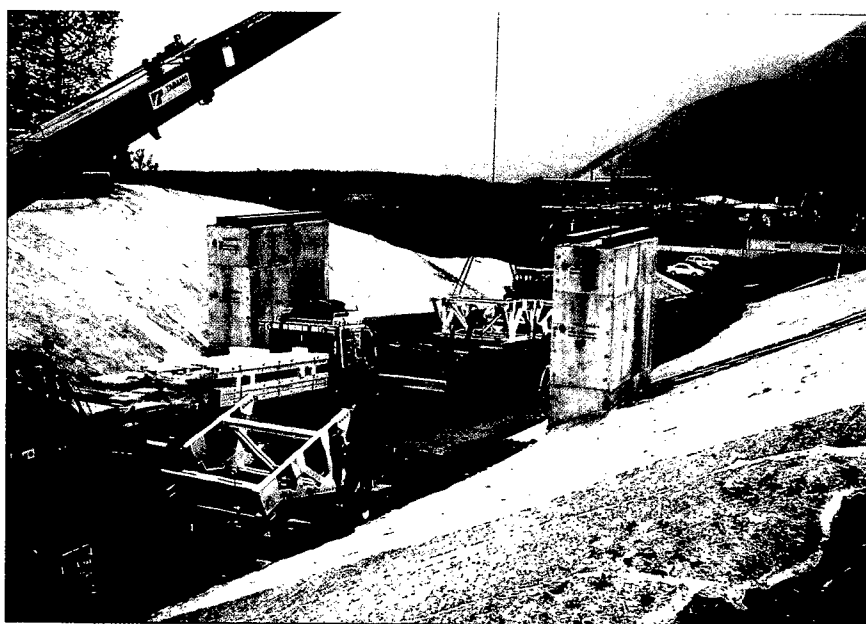
3. 3. 5 施工写真



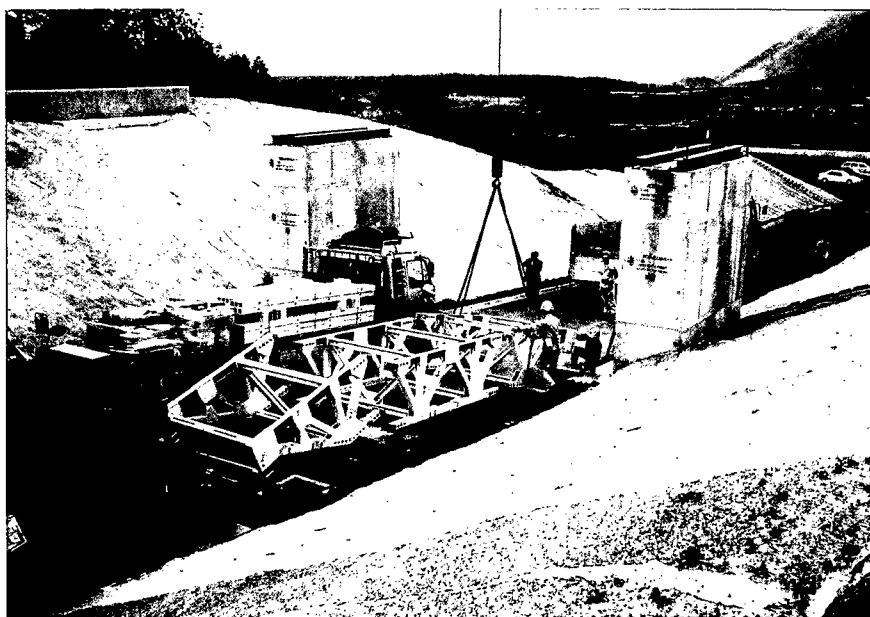
主構
搬入



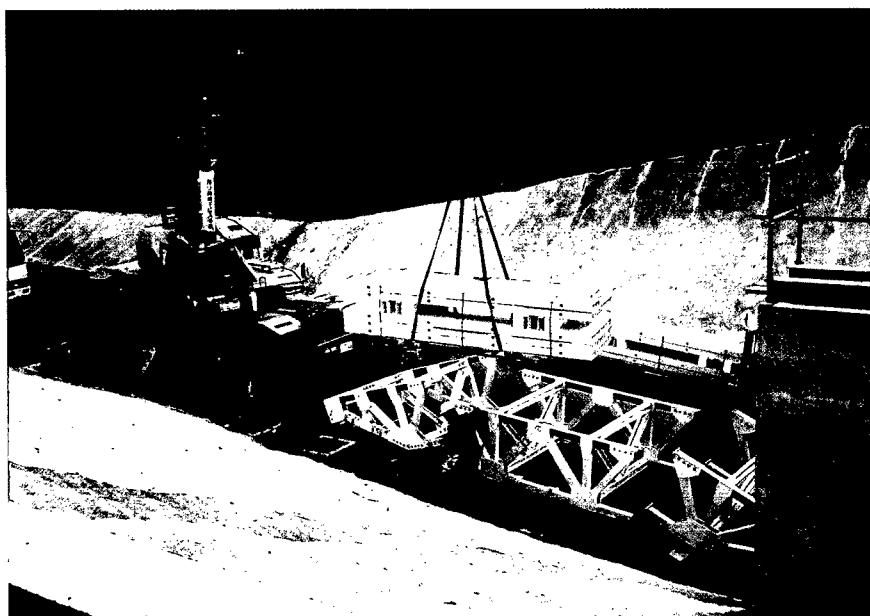
床版
搬入



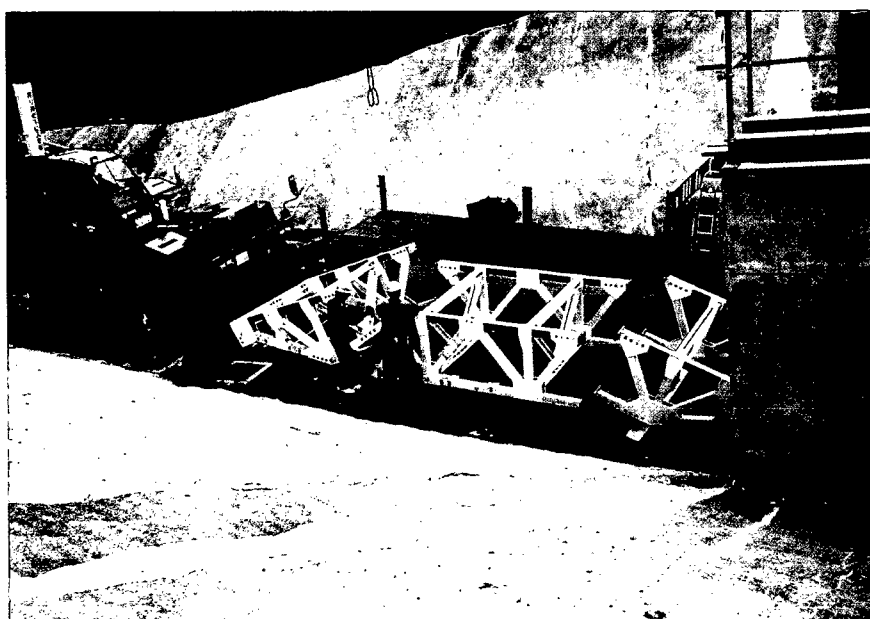
主構
荷降ろし



主構
荷降ろし



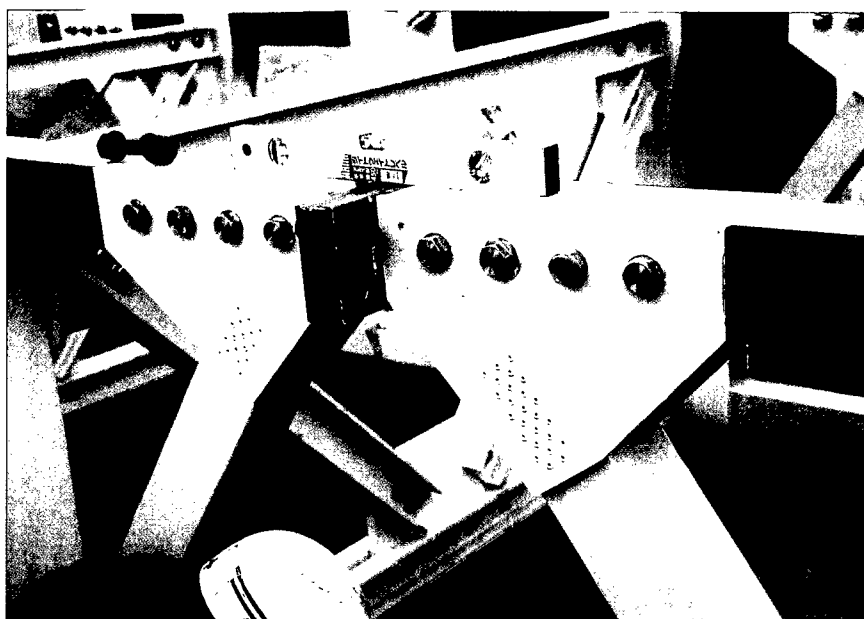
床版
荷降ろし



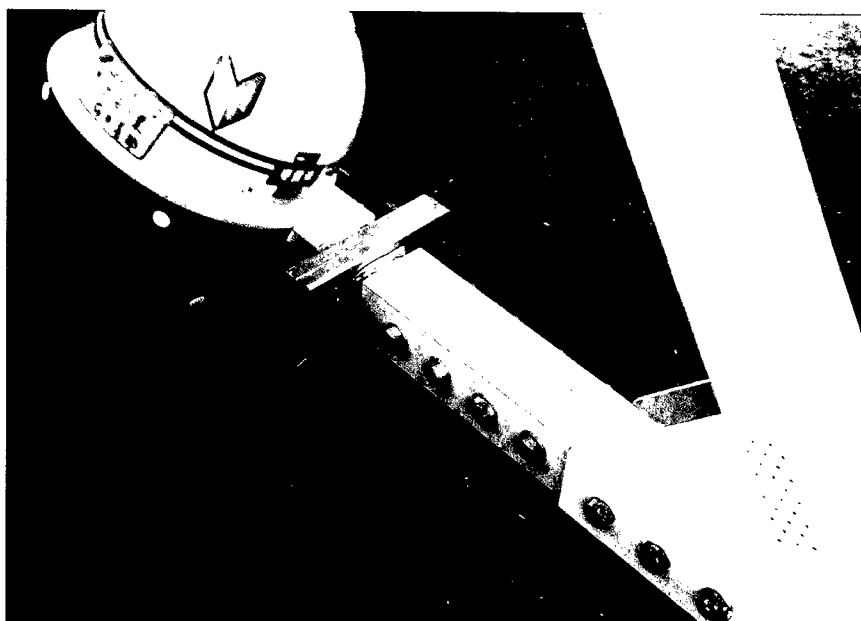
主構
枕調整



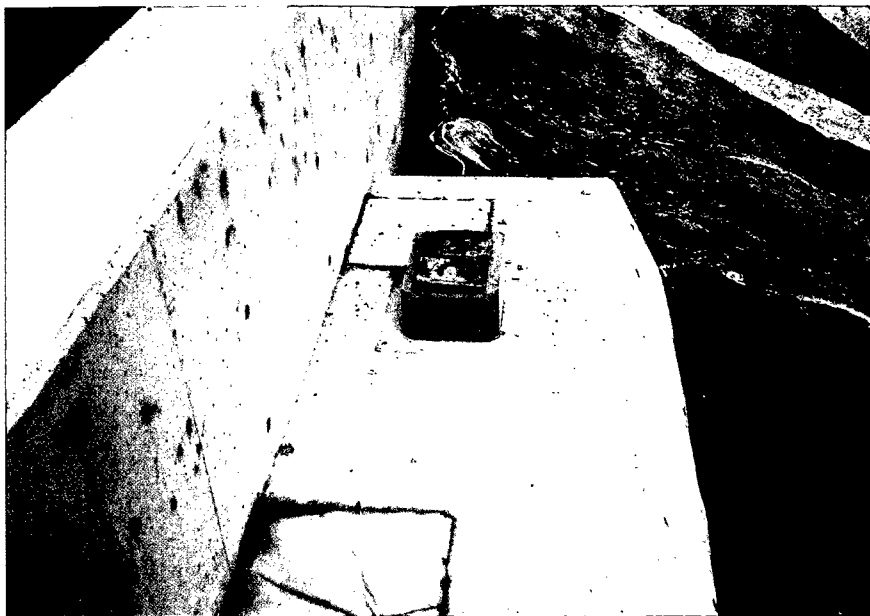
主構
クレーンによ
る組立て



床版
水平調整



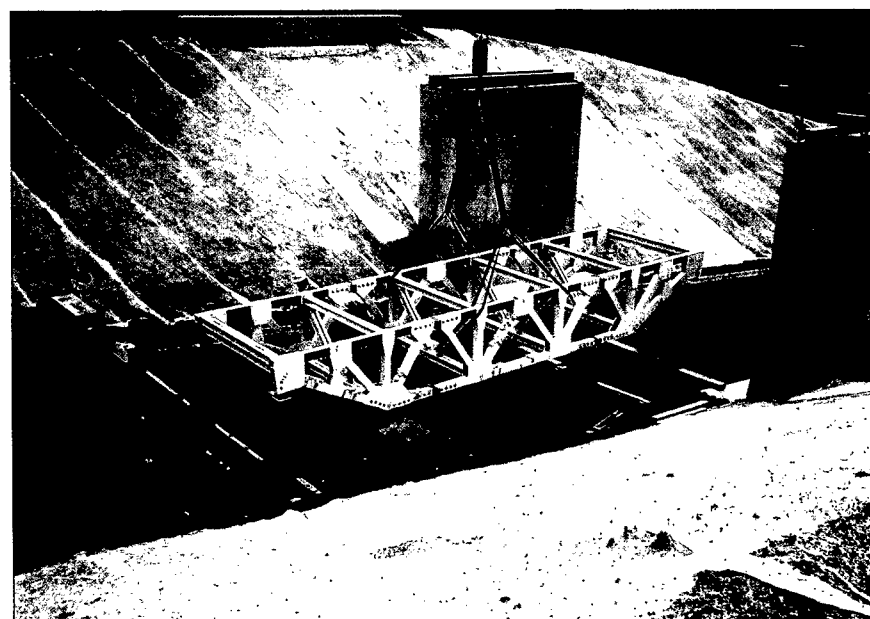
主構
接合部締結



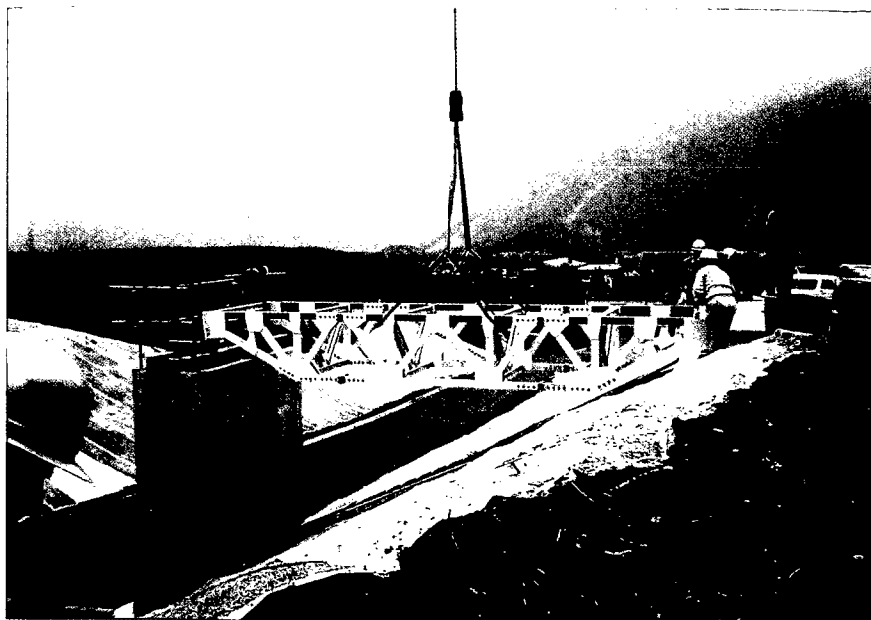
橋台側
支承



橋脚側
支承



主構
吊り上げ



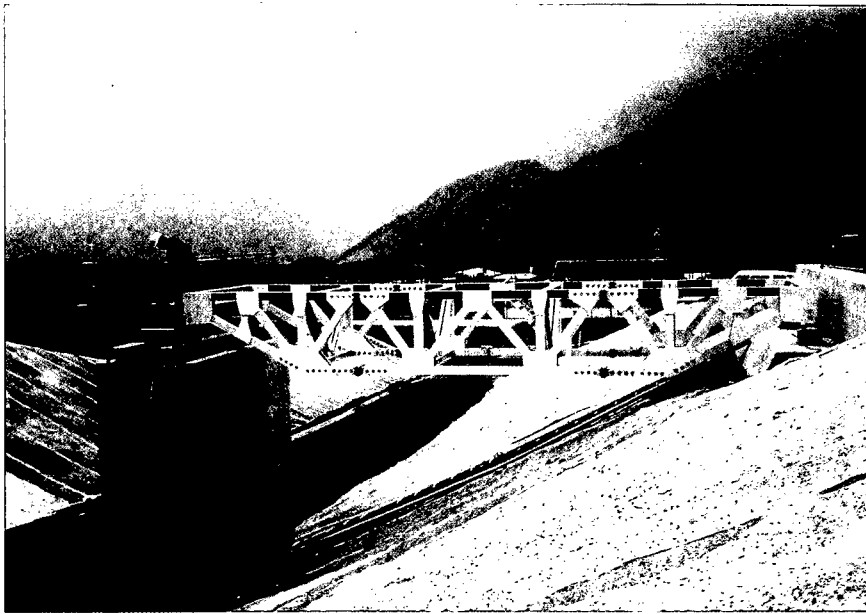
主構
架設



主構
橋台側支承部



主構
架設



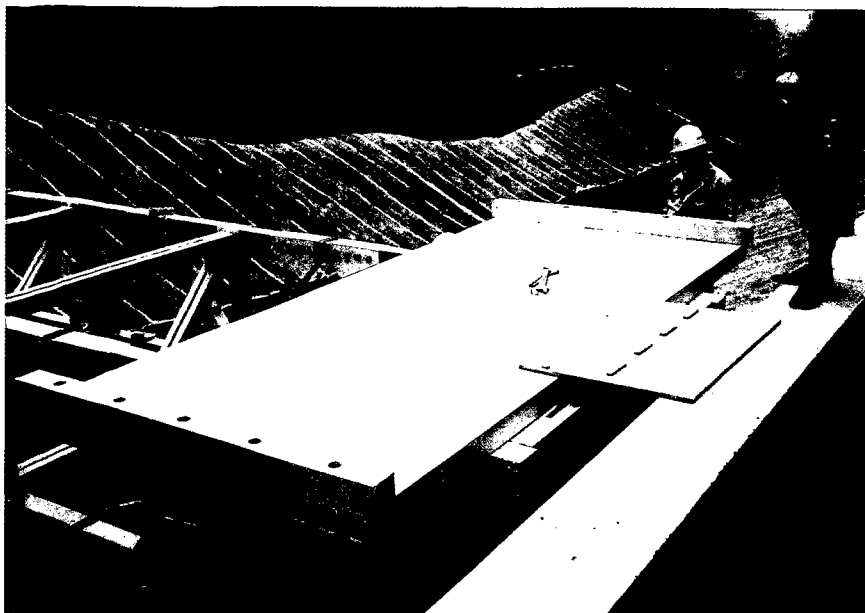
主構
架設終了



床版
配置替え



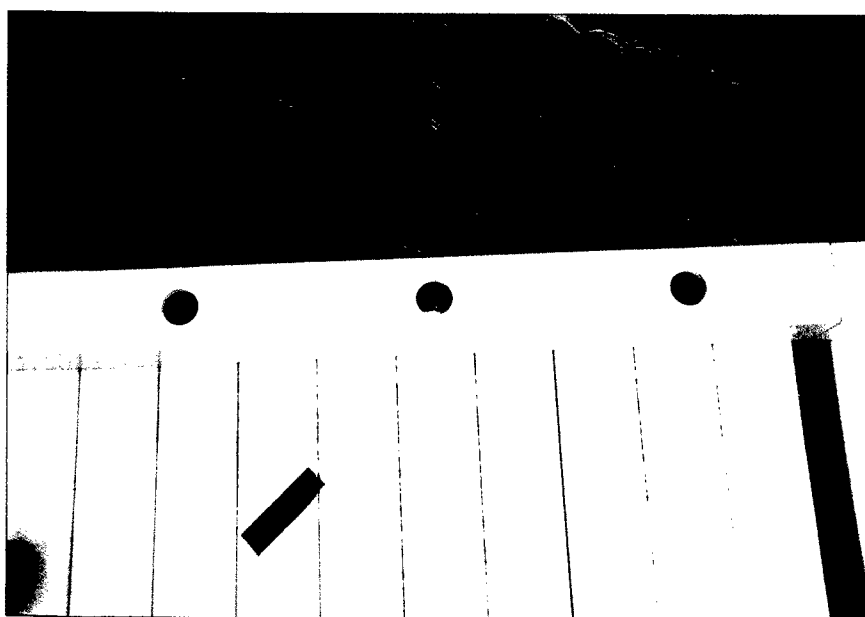
主構
ハンドリフト
による敷設



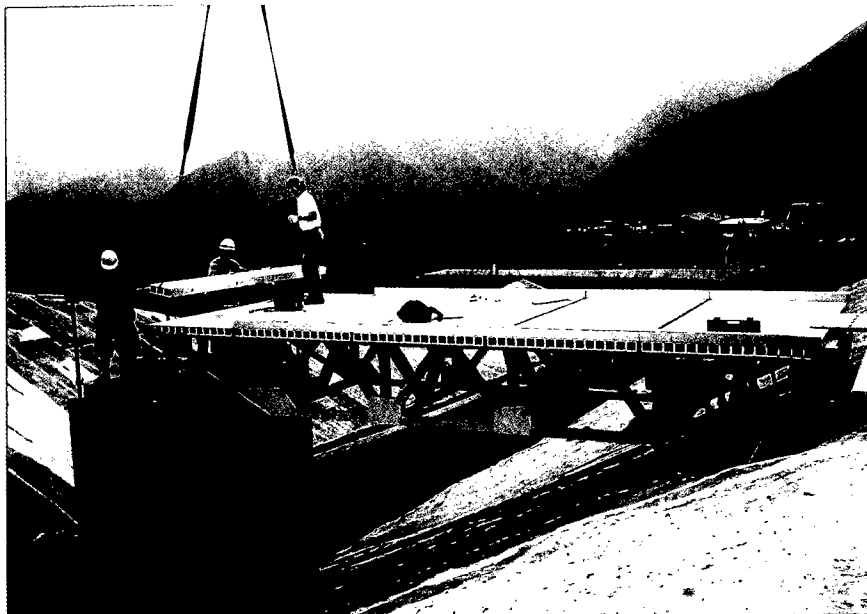
床版
敷設 (1 / 5)



床版
地覆取付け



床版
地覆を上から
観る



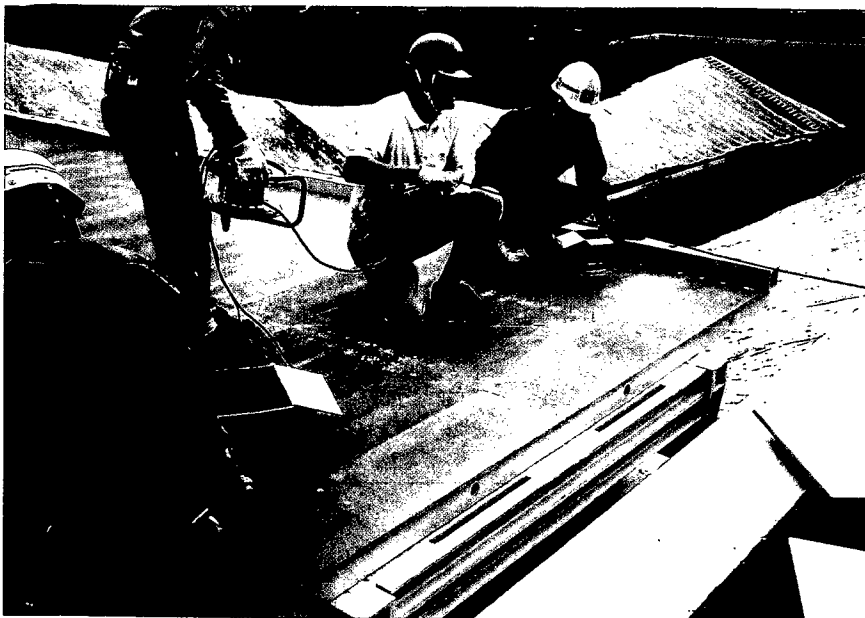
床版
クレーンによ
る敷設



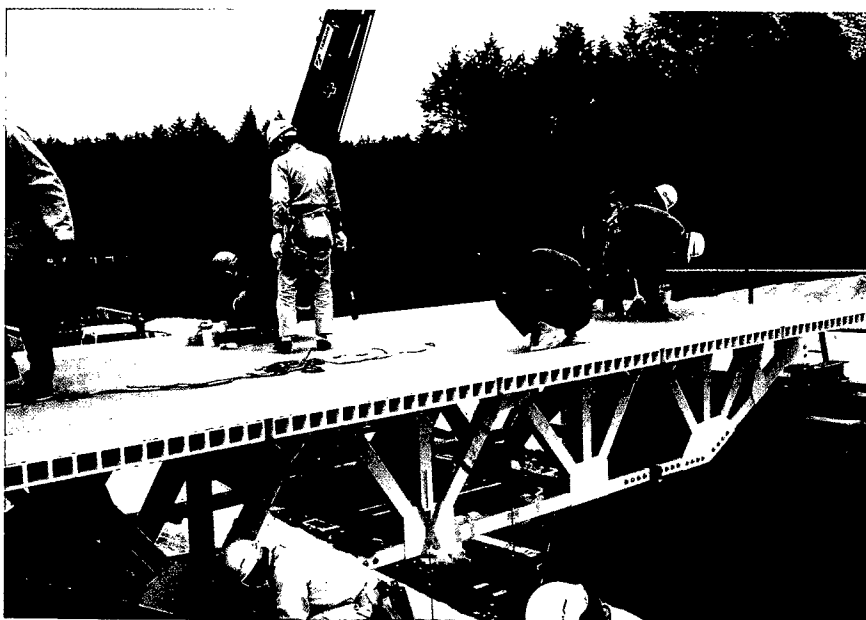
床版
敷設終了



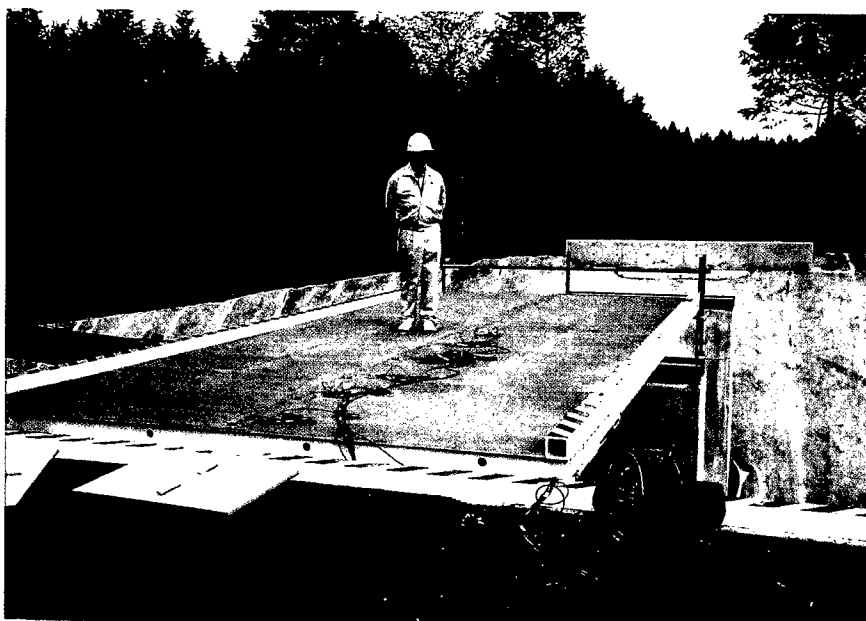
滑り止め板
敷設



滑り止め板
リベットによ
る固定



滑り止め板
リベット頭部
塗装

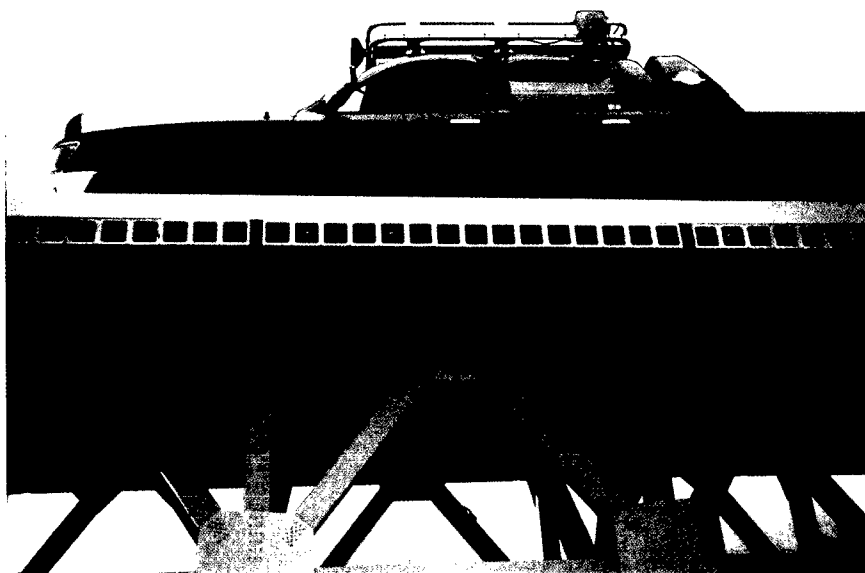


応急橋架設終了

静的載荷試験
小型車による
載荷



静的載荷試験
床版下面



静的載荷試験



3. 4 静的載荷試験

本節では、設計検討結果を確認するために実施した静的載荷試験について整理する。まず、試験概要から試験方法について述べ、試験結果を設計計算結果と比較した形でまとめる。次に、トラス橋を一樣断面を有する梁と大まかに見なして静的試験結果からトラス橋の剛性を求め、これを用いて一樣断面梁の横振動の固有振動数を計算した。この計算結果と次節での固有振動数計測結果とを比較し、静的載荷試験結果の考察を行った。

3. 4. 1 試験概要および試験方法

静的載荷試験概要図を図-3・4・1に示す。また、試験実施状況を図-3・4・2に示す。図に示すように、載荷試験には土木研究所所有の車両を用い、上り勾配 6.1%側から進入した。図-3・4・1において、丸で囲った数字は車両前輪載荷位置を、四角で囲った数字は変位計測位置を示している。

図-3・4・3に変位およびひずみ計測位置を示すが、図中の丸および四角で囲った数字は図-3・4・1と対応させている。丸で囲った数字 1 および 11 はトラス橋両端部支点上を表しているだけで、実際にこの位置に車両前輪位置を合わせたわけではない。変位計測位置 1～4 は下弦材の鉛直方向変位計測位置、5 は床版中央部での鉛直方向変位計測位置、6～9 は下弦材の左右ブロック（モジュール）間引張ボルト接合部における水平方向変位（開口変位）計測位置を表している。なお、引張ボルト接合部における開口変位の計測には、クリップゲージを用いた。

ひずみ計測については、図-3・4・3に示している 5 種類のガセットプレート（タイプ 1、タイプ 2、タイプ 6、タイプ 8、タイプ 9）において主ひずみとその方向とを計測している。また、同図中、1-X（1-Y）～3-X（3-Y）で示している代表的な上弦材、下弦材および斜材の材軸方向ひずみと材軸直角方向ひずみとを計測している。計測にはゲージ長さ 10mm の二軸ひずみゲージ（（株）共和電業製、KFG-10-120D16-11L30M3S）を使用した。

載荷方法としては、図-3・4・2に示すように、車両前輪位置が②～⑩に位置するように車両を前進および後退させた。それぞれの位置において載荷したとき、車両前進時および後退時で変位計測およびひずみ計測を行った。変位値およびひずみ値としては、車両前進時と後退時との平均値で表している。

3. 4. 2 試験結果

載荷試験により得られた結果を設計計算結果と比較した形で表-3・4・1に示す。また、車両前輪位置が⑤上～⑩上までの計測結果をそれぞれ表-3・4・2～表-3・4・7に示す。車両前輪位置が②上から④上までの計測結果については、後輪が完全にトラス橋上に位置しないため、詳細は掲載せず、表-3・4・1に載せた程度とした。

表-3・4・1から、変位およびひずみともに載荷試験結果と設計計算結果とは良い傾向で一致していることがわかる。また、表-3・4・2～表-3・4・7より、下弦材の左右ブロック

(モジュール) 間引張ボルト接合部における水平方向変位 (開口変位) は無く、試作したトラス橋は構造上問題無いと言える。

3. 4. 3 考察

前項では、変位およびひずみともに載荷試験結果と設計計算結果とは良い傾向で一致していることがわかった。そこで、ここでは、トラス橋を一樣断面を有する梁と大まかに見なして静的試験結果からトラス橋の剛性を求め、これを用いて一樣断面梁の横振動の固有振動数を計算する。そして、この計算結果と次節での固有振動数計測結果とを比較し、静的載荷試験結果の妥当性を検証することを試みる。

一般に、一樣断面梁の横振動の固有振動数 f は次式で表すことができる。ここで、 EI は梁の曲げ剛性、 m は重量、 L は橋長、 λ は端部支持条件によって変わる定数で、単純支持と単純支持との組合せの場合、一次固有振動数 f_1 に対する λ は $\lambda_1 = \pi$ 、二次固有振動数 f_2 に対する λ は $\lambda_2 = 2\pi$ となる。

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (3 \cdot 4 \cdot 1)$$

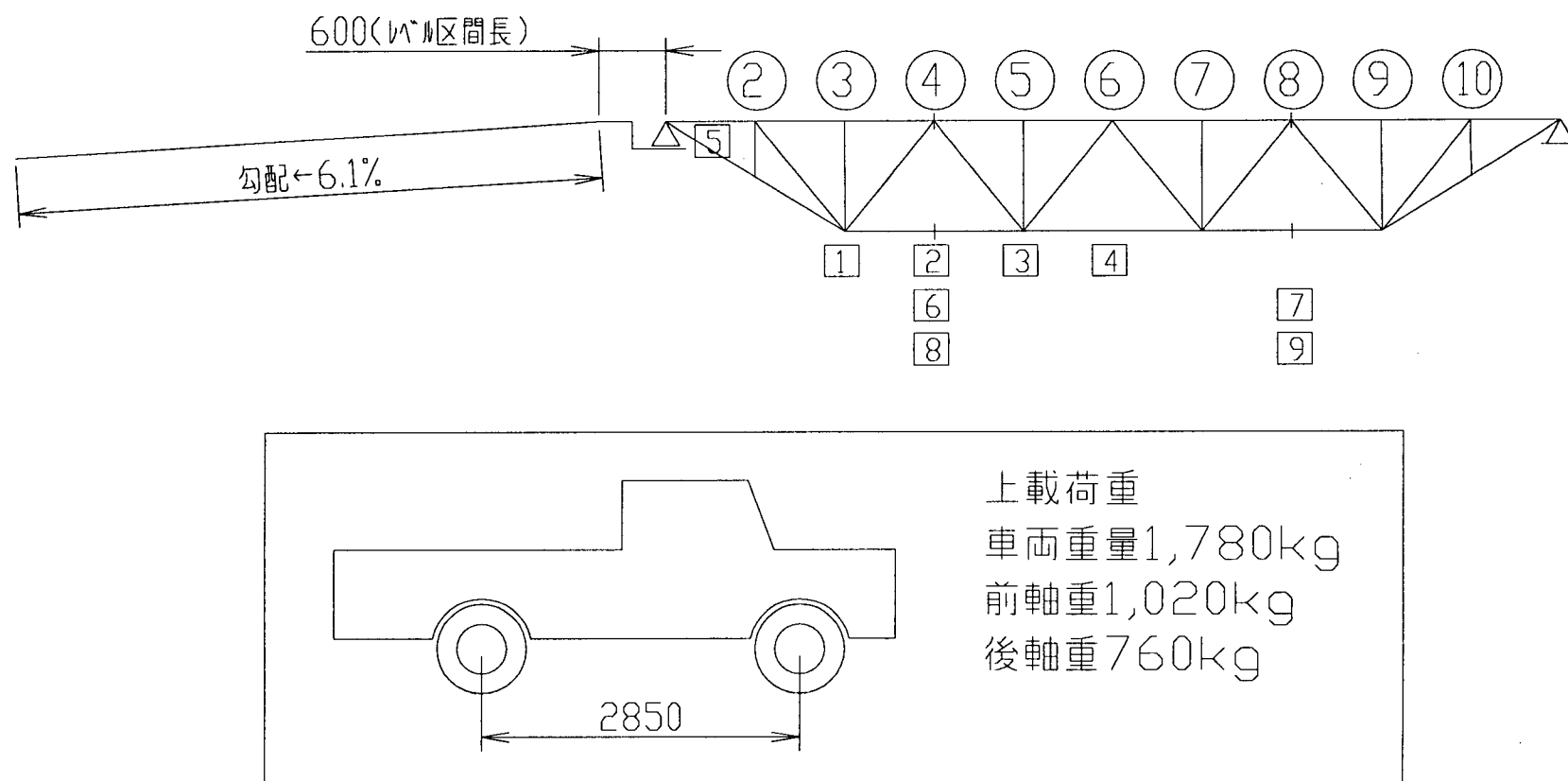
ここで、上式中の曲げ剛性値 EI を、静的載荷試験から得られた鉛直方向変位を利用して求めることとする。トラス橋端部の支持条件を単純支持と単純支持との組合せであると見なし、前輪が⑥上のときに変位計測位置 4 (四角で囲った数字 4) で計測された鉛直方向変位 (1.543mm) を使用すると、一樣断面梁のたわみ計算式の重ねあわせから EI は次のように求まる。

$$EI = 9.254 \times 10^3 \text{ ton} \cdot \text{m}^2 \quad (3 \cdot 4 \cdot 2)$$

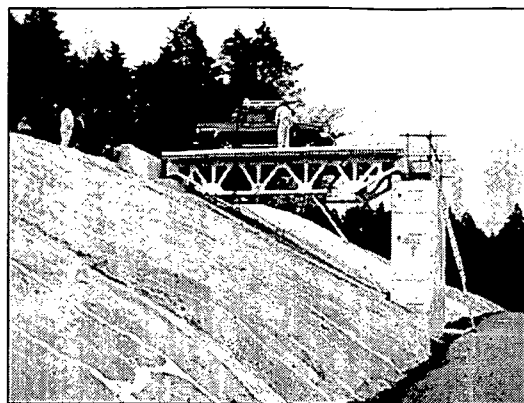
いま、式 (5・4・1) 中の $m = 3.904 \text{ ton}$ (実測値)、 $L = 8 \text{ m}$ であるので、これらの値を使用すると、一次固有振動数 f_1 および二次固有振動数 f_2 は次のように計算される。

$$f_1 = 9.56 \text{ Hz}, \quad f_2 = 38.24 \text{ Hz} \quad (3 \cdot 4 \cdot 3)$$

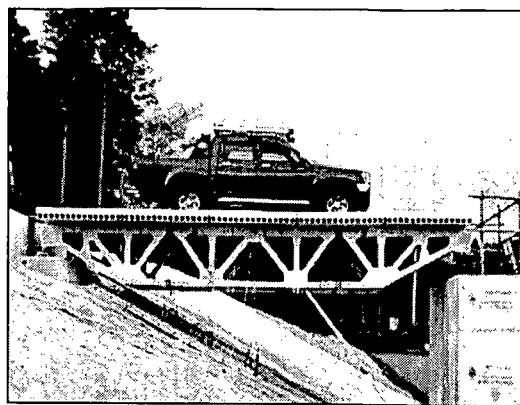
一方、固有振動数の実測値は次項の結果から、 $f_1 = 10.46 \text{ Hz}$ 、 $f_2 = 39.68 \text{ Hz}$ となる。これらの結果を比較すると、静的載荷試験結果から推定して求めた固有振動数と試験により得られた固有振動数とはほぼ一致することがわかる。したがって、静的載荷試験結果は妥当なものであると言える。



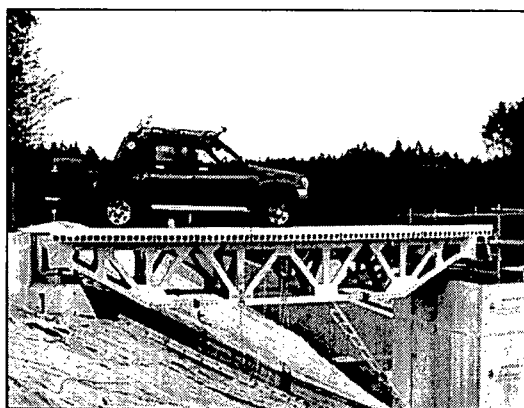
図一 3・4・1 静的載荷試験概要図



(a) 静的載荷試験状況遠景



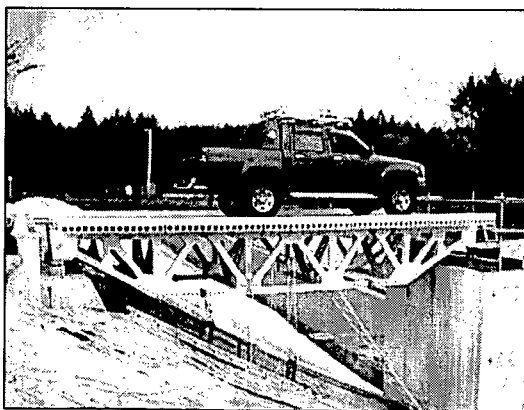
(b) 前輪が⑧の上にある場合



(c) 前輪が⑥の上にある場合

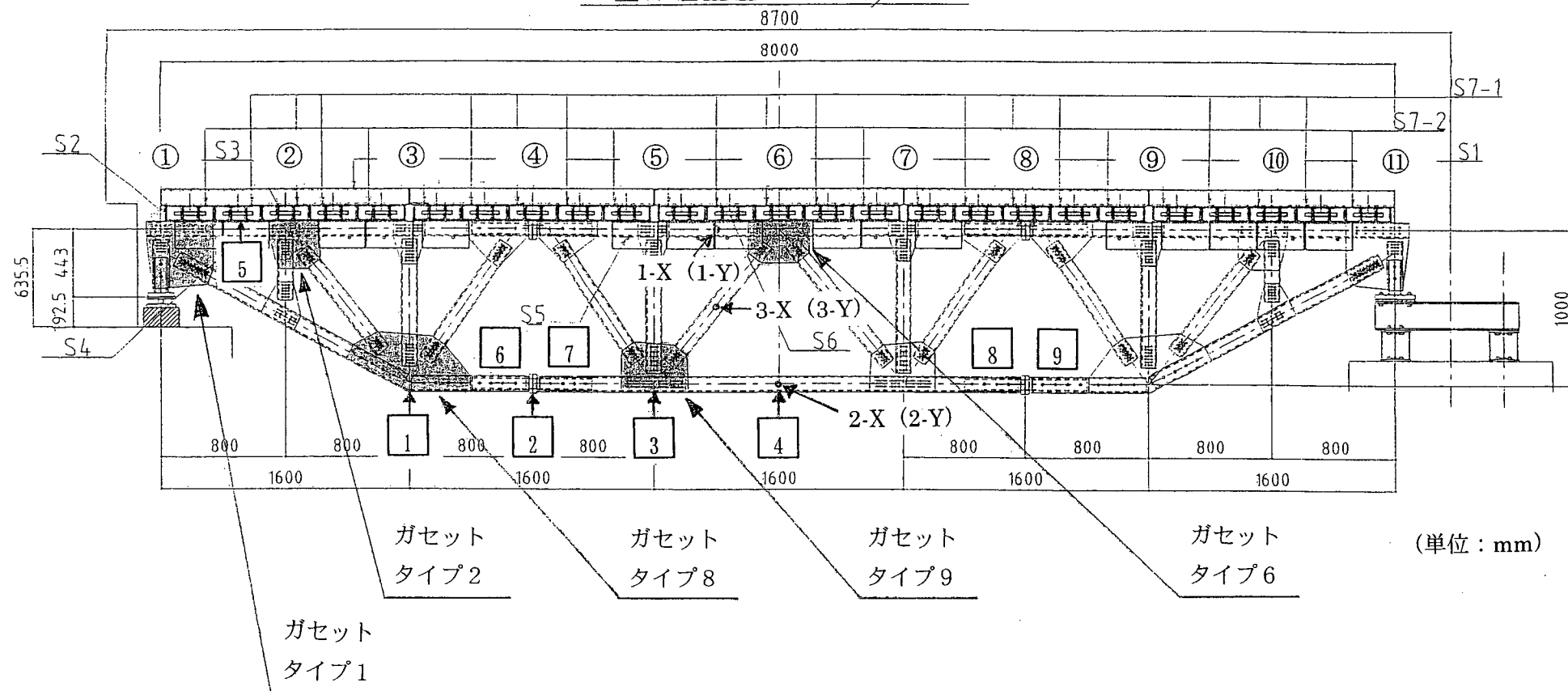


(d) 載荷状況後景
(前輪が⑤の上にある場合)



(e) 前輪が⑩の上にある場合

図-3・4・2 静的載荷試験実施状況



- 車両前輪位置
□ ゲージ No. (1～5：鉛直方向変位，6～9：水平方向（開口）変位)

図-3・4・3 静的載荷試験における変位およびひずみ計測位置概要

表-3・4・1 静的載荷試験結果と設計計算結果との比較

載荷位置 (前輪)	ひずみ計算値 ($\mu\text{m/m}$)			ひずみ実験値 ($\mu\text{m/m}$)			変位計算値 (mm)				変位実験値 (mm)			
	1-X (上弦材)	2-X (下弦材)	3-X (斜材)	1-X (上弦材)	2-X (下弦材)	3-X (斜材)	ゲージ No. 1	ゲージ No. 2	ゲージ No. 3	ゲージ No. 4	ゲージ No. 1	ゲージ No. 2	ゲージ No. 3	ゲージ No. 4
②	-21	18	5	-15	15	6	0.443	0.454	0.461	0.429	0.433	0.395	0.420	0.383
③	-42	35	11	-33	33	10	0.642	0.720	0.742	0.707	0.620	0.618	0.645	0.610
④	-63	53	16	-54	48	15	0.723	0.901	0.998	0.965	0.703	0.815	0.958	0.913
⑤	-90	76	22	-76	71	24	0.870	1.131	1.311	1.289	0.870	1.063	1.300	1.260
⑥	-93	106	-21	-76	100	-30	1.116	1.398	1.599	1.630	1.075	1.268	1.515	1.543
⑦	-94	103	-12	-83	97	-8	1.136	1.453	1.681	1.774	1.108	1.333	1.560	1.650
⑧	-97	98	-1	-93	95	0	1.056	1.409	1.674	1.759	0.960	1.268	1.598	1.648
⑨	-89	95	-11	-2	92	-10	0.949	1.248	1.506	1.593	0.830	1.100	1.395	1.458
⑩	-61	79	-27	-68	77	-30	0.714	0.987	1.202	1.322	0.663	0.900	1.135	1.240

(注) 引張弾性率および圧縮弾性率は 32.96 GPa として計算している。

前輪が⑤上るとき			
ゲージ No.	測定値	単位	備考
1	0.870	mm	変位 (下弦材③)
2	1.063	mm	変位 (下弦材④)
3	1.300	mm	変位 (下弦材⑤)
4	1.260	mm	変位 (下弦材⑥)
5	0.958	mm	変位 (床版中央)
6	0.000	mm	変位 (左側ブロック継手下弦材1)
7	0.000	mm	変位 (左側ブロック継手下弦材2)
8	0.001	mm	変位 (右側ブロック継手下弦材1)
9	0.000	mm	変位 (右側ブロック継手下弦材2)
1-X	76	μm/m	上弦材 (材軸方向)
1-Y	16	μm/m	上弦材 (材軸直角方向)
2-X	71	μm/m	下弦材 (材軸方向)
2-Y	18	μm/m	下弦材 (材軸直角方向)
3-X	24	μm/m	斜材 (材軸方向)
3-Y	7	μm/m	斜材 (材軸直角方向)
4-X	62	μm/m	ガセットタイプ1 (0° 方向)
4-Y	90	μm/m	ガセットタイプ1 (90° 方向)
5-X	121	μm/m	ガセットタイプ1 (45° 方向)
5-Y	100	μm/m	ガセットタイプ1 (135° 方向)
6-X	32	μm/m	ガセットタイプ2 (0° 方向)
6-Y	6	μm/m	ガセットタイプ2 (90° 方向)
7-X	13	μm/m	ガセットタイプ2 (45° 方向)
7-Y	0	μm/m	ガセットタイプ2 (135° 方向)
8-X	45	μm/m	ガセットタイプ6 (0° 方向)
8-Y	10	μm/m	ガセットタイプ6 (90° 方向)
9-X	3	μm/m	ガセットタイプ6 (45° 方向)
9-Y	33	μm/m	ガセットタイプ6 (135° 方向)
10-X	17	μm/m	ガセットタイプ8 (0° 方向)
10-Y	13	μm/m	ガセットタイプ8 (90° 方向)
11-X	18	μm/m	ガセットタイプ8 (45° 方向)
11-Y	30	μm/m	ガセットタイプ8 (135° 方向)
12-X	57	μm/m	ガセットタイプ9 (0° 方向)
12-Y	20	μm/m	ガセットタイプ9 (90° 方向)
13-X	13	μm/m	ガセットタイプ9 (45° 方向)
13-Y	1	μm/m	ガセットタイプ9 (135° 方向)

表-3・4・2 前輪が⑤上のときの静的載荷試験結果

主ひずみ		
最大値	最小値	方向 θ°
123	29	53.74
33	5	-12.39
58	-3	-27.12
19	12	28.15
69	7	-26.70

(注) 主ひずみの方向 θ は最大主ひずみが生じる方向を示し、橋軸方向 (水平方向) からの角度で示している。
 角度の正負は反時計回りが正。

前輪が⑥上有的时候			
ゲージ No.	測定値	単位	備考
1	1.075	mm	変位 (下弦材③)
2	1.268	mm	変位 (下弦材④)
3	1.515	mm	変位 (下弦材⑤)
4	1.543	mm	変位 (下弦材⑥)
5	0.563	mm	変位 (床版中央)
6	0.000	mm	変位 (左側ブロック継手下弦材1)
7	0.000	mm	変位 (左側ブロック継手下弦材2)
8	0.002	mm	変位 (右側ブロック継手下弦材1)
9	0.000	mm	変位 (右側ブロック継手下弦材2)
1-X	76	$\mu\text{m}/\text{m}$	上弦材 (材軸方向)
1-Y	18	$\mu\text{m}/\text{m}$	上弦材 (材軸直角方向)
2-X	100	$\mu\text{m}/\text{m}$	下弦材 (材軸方向)
2-Y	26	$\mu\text{m}/\text{m}$	下弦材 (材軸直角方向)
3-X	30	$\mu\text{m}/\text{m}$	斜材 (材軸方向)
3-Y	2	$\mu\text{m}/\text{m}$	斜材 (材軸直角方向)
4-X	63	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ1 (0° 方向)
4-Y	79	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ1 (90° 方向)
5-X	121	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ1 (45° 方向)
5-Y	108	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ1 (135° 方向)
6-X	44	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ2 (0° 方向)
6-Y	13	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ2 (90° 方向)
7-X	0	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ2 (45° 方向)
7-Y	10	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ2 (135° 方向)
8-X	49	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ6 (0° 方向)
8-Y	21	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ6 (90° 方向)
9-X	17	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ6 (45° 方向)
9-Y	52	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ6 (135° 方向)
10-X	22	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ8 (0° 方向)
10-Y	18	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ8 (90° 方向)
11-X	18	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ8 (45° 方向)
11-Y	31	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ8 (135° 方向)
12-X	66	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ9 (0° 方向)
12-Y	14	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ9 (90° 方向)
13-X	13	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ9 (45° 方向)
13-Y	25	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ9 (135° 方向)

表-3・4・3 前輪が⑥上有的时候の静的載荷試験結果

主ひずみ		
最大値	最小値	方向 θ°
122	20	49.57
61	-4	-30.35
57	13	-26.06
23	17	-25.67
77	3	-22.77

(注) 主ひずみの方向 θ は最大主ひずみが生じる方向を示し、橋軸方向 (水平方向) からの角度で示している。
 角度の正負は反時計回りが正。

前輪が⑦上るとき			
ゲージ No.	測定値	単位	備考
1	1.108	mm	変位 (下弦材③)
2	1.333	mm	変位 (下弦材④)
3	1.560	mm	変位 (下弦材⑤)
4	1.650	mm	変位 (下弦材⑥)
5	0.475	mm	変位 (床版中央)
6	0.000	mm	変位 (左側ブロック継手下弦材1)
7	0.000	mm	変位 (左側ブロック継手下弦材2)
8	0.003	mm	変位 (右側ブロック継手下弦材1)
9	0.000	mm	変位 (右側ブロック継手下弦材2)
1-X	83	μm/m	上弦材 (材軸方向)
1-Y	21	μm/m	上弦材 (材軸直角方向)
2-X	97	μm/m	下弦材 (材軸方向)
2-Y	25	μm/m	下弦材 (材軸直角方向)
3-X	8	μm/m	斜材 (材軸方向)
3-Y	0	μm/m	斜材 (材軸直角方向)
4-X	54	μm/m	ガセットタイプ1 (0° 方向)
4-Y	67	μm/m	ガセットタイプ1 (90° 方向)
5-X'	105	μm/m	ガセットタイプ1 (45° 方向)
5-Y'	99	μm/m	ガセットタイプ1 (135° 方向)
6-X	36	μm/m	ガセットタイプ2 (0° 方向)
6-Y	6	μm/m	ガセットタイプ2 (90° 方向)
7-X'	6	μm/m	ガセットタイプ2 (45° 方向)
7-Y'	10	μm/m	ガセットタイプ2 (135° 方向)
8-X	62	μm/m	ガセットタイプ6 (0° 方向)
8-Y	12	μm/m	ガセットタイプ6 (90° 方向)
9-X'	37	μm/m	ガセットタイプ6 (45° 方向)
9-Y'	4	μm/m	ガセットタイプ6 (135° 方向)
10-X	28	μm/m	ガセットタイプ8 (0° 方向)
10-Y	23	μm/m	ガセットタイプ8 (90° 方向)
11-X'	26	μm/m	ガセットタイプ8 (45° 方向)
11-Y'	42	μm/m	ガセットタイプ8 (135° 方向)
12-X	65	μm/m	ガセットタイプ9 (0° 方向)
12-Y	14	μm/m	ガセットタイプ9 (90° 方向)
13-X'	17	μm/m	ガセットタイプ9 (45° 方向)
13-Y'	20	μm/m	ガセットタイプ9 (135° 方向)

表-3・4・4 前輪が⑦上のかきの静的載荷試験結果

主ひずみ		
最大値	最小値	方向 θ°
106	15	49.07
43	0	-22.50
62	12	0.28
28	23	7.63
73	5	-20.73

(注) 主ひずみの方向 θ は最大主ひずみが生じる方向を示し、橋軸方向 (水平方向) からの角度で示している。
 角度の正負は反時計回りが正。

前輪が⑧上るとき

ゲージ No.	測定値	単位	備考
1	0.960	mm	変位 (下弦材③)
2	1.268	mm	変位 (下弦材④)
3	1.598	mm	変位 (下弦材⑤)
4	1.648	mm	変位 (下弦材⑥)
5	0.423	mm	変位 (床版中央)
6	0.001	mm	変位 (左側ブロック継手下弦材1)
7	0.000	mm	変位 (左側ブロック継手下弦材2)
8	0.002	mm	変位 (右側ブロック継手下弦材1)
9	0.000	mm	変位 (右側ブロック継手下弦材2)
1-X	93	$\mu\text{m}/\text{m}$	上弦材 (材軸方向)
1-Y	24	$\mu\text{m}/\text{m}$	上弦材 (材軸直角方向)
2-X	95	$\mu\text{m}/\text{m}$	下弦材 (材軸方向)
2-Y	25	$\mu\text{m}/\text{m}$	下弦材 (材軸直角方向)
3-X	0	$\mu\text{m}/\text{m}$	斜材 (材軸方向)
3-Y	0	$\mu\text{m}/\text{m}$	斜材 (材軸直角方向)
4-X	44	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ1 (0° 方向)
4-Y	56	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ1 (90° 方向)
5-X'	87	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ1 (45° 方向)
5-Y'	80	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ1 (135° 方向)
6-X	30	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ2 (0° 方向)
6-Y	4	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ2 (90° 方向)
7-X'	4	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ2 (45° 方向)
7-Y'	8	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ2 (135° 方向)
8-X	59	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ6 (0° 方向)
8-Y	10	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ6 (90° 方向)
9-X'	26	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ6 (45° 方向)
9-Y'	16	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ6 (135° 方向)
10-X	25	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ8 (0° 方向)
10-Y	19	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ8 (90° 方向)
11-X'	24	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ8 (45° 方向)
11-Y'	41	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ8 (135° 方向)
12-X	65	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ9 (0° 方向)
12-Y	14	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ9 (90° 方向)
13-X'	21	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ9 (45° 方向)
13-Y'	15	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ9 (135° 方向)

表-3・4・5 前輪が⑧上のときの静的載荷試験結果

主ひずみ		
最大値	最小値	方向 θ°
88	12	49.33
35	-1	-22.50
61	9	-9.74
25	19	13.28
71	8	-18.03

(注) 主ひずみの方向 θ は最大主ひずみが生じる方向を示し、橋軸方向 (水平方向) からの角度で示している。
 角度の正負は反時計回りが正。

前輪が⑨上るとき			
ゲージ No.	測定値	単位	備考
1	0.830	mm	変位 (下弦材③)
2	1.100	mm	変位 (下弦材④)
3	1.395	mm	変位 (下弦材⑤)
4	1.458	mm	変位 (下弦材⑥)
5	0.348	mm	変位 (床版中央)
6	0.000	mm	変位 (左側ブロック継手下弦材1)
7	0.000	mm	変位 (左側ブロック継手下弦材2)
8	0.001	mm	変位 (右側ブロック継手下弦材1)
9	0.000	mm	変位 (右側ブロック継手下弦材2)
1-X	2	μm/m	上弦材 (材軸方向)
1-Y	22	μm/m	上弦材 (材軸直角方向)
2-X	92	μm/m	下弦材 (材軸方向)
2-Y	24	μm/m	下弦材 (材軸直角方向)
3-X	10	μm/m	斜材 (材軸方向)
3-Y	0	μm/m	斜材 (材軸直角方向)
4-X	34	μm/m	ガセットタイプ1 (0° 方向)
4-Y	43	μm/m	ガセットタイプ1 (90° 方向)
5-X	68	μm/m	ガセットタイプ1 (45° 方向)
5-Y	61	μm/m	ガセットタイプ1 (135° 方向)
6-X	24	μm/m	ガセットタイプ2 (0° 方向)
6-Y	2	μm/m	ガセットタイプ2 (90° 方向)
7-X	3	μm/m	ガセットタイプ2 (45° 方向)
7-Y	8	μm/m	ガセットタイプ2 (135° 方向)
8-X	52	μm/m	ガセットタイプ6 (0° 方向)
8-Y	8	μm/m	ガセットタイプ6 (90° 方向)
9-X	14	μm/m	ガセットタイプ6 (45° 方向)
9-Y	29	μm/m	ガセットタイプ6 (135° 方向)
10-X	18	μm/m	ガセットタイプ8 (0° 方向)
10-Y	15	μm/m	ガセットタイプ8 (90° 方向)
11-X	18	μm/m	ガセットタイプ8 (45° 方向)
11-Y	31	μm/m	ガセットタイプ8 (135° 方向)
12-X	59	μm/m	ガセットタイプ9 (0° 方向)
12-Y	15	μm/m	ガセットタイプ9 (90° 方向)
13-X	6	μm/m	ガセットタイプ9 (45° 方向)
13-Y	22	μm/m	ガセットタイプ9 (135° 方向)

表-3・4・6 前輪が⑨上ときの静的載荷試験結果

主ひずみ		
最大値	最小値	方向 θ°
68	10	49.34
28	-1	-21.14
57	3	-18.07
19	14	27.23
75	-1	-27.01

(注) 主ひずみの方向 θ は最大主ひずみが生じる方向を示し、橋軸方向（水平方向）からの角度で示している。
 角度の正負は反時計回りが正。

前輪が⑩上のとき

ゲージ No.	測定値	単位	備考
1	0.663	mm	変位 (下弦材③)
2	0.900	mm	変位 (下弦材④)
3	1.135	mm	変位 (下弦材⑤)
4	1.240	mm	変位 (下弦材⑥)
5	0.280	mm	変位 (床版中央)
6	0.000	mm	変位 (左側ブロック継手下弦材1)
7	0.000	mm	変位 (左側ブロック継手下弦材2)
8	0.001	mm	変位 (右側ブロック継手下弦材1)
9	0.000	mm	変位 (右側ブロック継手下弦材2)
1-X	68	$\mu\text{m}/\text{m}$	上弦材 (材軸方向)
1-Y	17	$\mu\text{m}/\text{m}$	上弦材 (材軸直角方向)
2-X	77	$\mu\text{m}/\text{m}$	下弦材 (材軸方向)
2-Y	20	$\mu\text{m}/\text{m}$	下弦材 (材軸方向)
3-X	30	$\mu\text{m}/\text{m}$	斜材 (材軸方向)
3-Y	3	$\mu\text{m}/\text{m}$	斜材 (材軸直角方向)
4-X	26	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ1 (0° 方向)
4-Y	31	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ1 (90° 方向)
5-X'	49	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ1 (45° 方向)
5-Y'	44	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ1 (135° 方向)
6-X	17	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ2 (0° 方向)
6-Y	1	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ2 (90° 方向)
7-X'	2	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ2 (45° 方向)
7-Y'	6	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ2 (135° 方向)
8-X	38	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ6 (0° 方向)
8-Y	3	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ6 (90° 方向)
9-X'	55	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ6 (45° 方向)
9-Y'	17	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ6 (135° 方向)
10-X	12	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ8 (0° 方向)
10-Y	11	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ8 (90° 方向)
11-X'	13	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ8 (45° 方向)
11-Y'	22	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ8 (135° 方向)
12-X	45	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ9 (0° 方向)
12-Y	9	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ9 (90° 方向)
13-X'	1	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ9 (45° 方向)
13-Y'	23	$\mu\text{m}/\text{m}$	ガセットタイプ9 (135° 方向)

表-3・4・7 前輪が⑩上のときの静的載荷試験結果

主ひずみ		
最大値	最小値	方向 θ°
49	7	48.69
20	-1	-20.59
59	-17	31.30
13	10	33.40
59	-5	-27.54

(注) 主ひずみの方向 θ は最大主ひずみが生じる方向を示し、橋軸方向 (水平方向) からの角度で示している。
 角度の正負は反時計回りが正。

3. 5 動的載荷試験

3. 5. 1 載荷試験の目的

FRPを橋梁用構造材料としてに適用する場合、特に、発生応力に比べてたわみが大きいことが問題となる。橋梁のたわみによって生じる振動は対地震安定性や耐風安定性、耐疲労性、走行性・歩行性に影響を与えるため、その特性を把握することはFRPを用いた橋梁の設計において重要である。

動的載荷試験は世界的に見ても実施例が少ないFRPトラス橋の振動に関する基礎的データを得るために実施した。

3. 5. 2 載荷試験方法および解析方法

本橋梁は比較的スパンが短く、剛性も小さいため、橋梁への入力は橋梁上で人間が跳躍・着地することによる打撃加振法により行った。図-3. 5. 1に入力位置、測定位置を示す。入力は橋面上から行い、入力位置は図に示す格点②～⑩上とし、各々3回づつ計測を行った。測定項目は加速度と変位であり、各々、容量10Gの加速度計、感度1/200mmの変位計を用いて、動ひずみ計により各々6ch、2chを測定した。

測定記録機器ならびに実験時の環境条件の都合上、測定時のサンプリング間隔は0.002秒(500Hz)とし、サンプリング数は2500(5秒)とした。解析は高速フーリエ変換法(FFT法)により行った。解析用のデータは加振直後から1024個(=2¹⁰、2.048秒)のデータを使用し、パワースペクトル密度と振動数の関係を求めた。卓越振動数付近のパワースペクトルデータは式(3.5.1)で近似し、近似パワースペクトル曲線を求めた。

$$S(x) = -a \left\{ \left(\frac{b(x-c)^2}{b(x-c)^2 + 1} \right) - 1 \right\} \quad (3.5.1)$$

ただし、 a 、 b 、 c は定数であり、 a は $S_{\max}$ 、 b は尖度、 c は卓越振動数を表す

固有周波数と減衰定数は、スペクトル解析時の周波数間隔が荒いため、全載荷パターンの解析結果から、式(3.5.1)との相関係数が0.9以上のものを選び、それらの平均値から求めた。

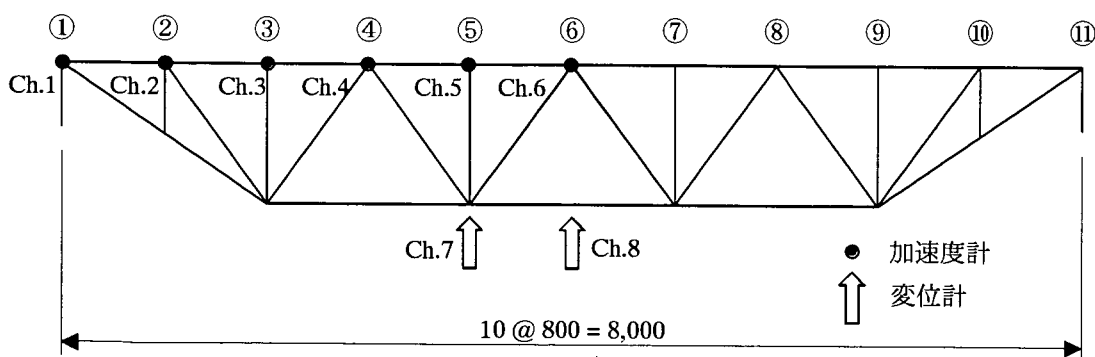


図-3. 5. 1 動的載荷試験の入力位置と測定位置

3. 5. 3 理論値の計算

本橋はトラス構造であるが、理論計算は断面が一樣な梁として計算する。静的載荷試験の結果、たわみの実験値と解析値の傾向は比較的良好に一致していたため、支持条件を仮定したたわみの実測値(前輪が⑥上の時に計測された支間中央のたわみ)から梁としての剛性を逆算すると、

①両端単純支持の場合

$$EI = 9.254 \times 10^3 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$$

②一端固定、他端単純支持の場合

$$EI = 8.360 \times 10^3 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$$

トラス橋の重量(全死荷重)3.904tから、単位長さあたりの重量は0.488t/mと求められる。
一様断面梁の横振動の固有振動数 f は、式(3.5.2)から求められる。

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi\ell} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (3.5.2)$$

①両端単純支持の場合

$$\begin{aligned} \text{一次振動} \quad \lambda_1 &= \pi & f_1 &= 9.56 \text{ Hz} \\ \text{二次振動} \quad \lambda_2 &= 2\pi & f_2 &= 38.24 \text{ Hz} \end{aligned}$$

②一端固定、他端単純支持の場合

$$\begin{aligned} \text{一次振動} \quad \lambda_1 &= 3.927 & f_1 &= 14.20 \text{ Hz} \\ \text{二次振動} \quad \lambda_2 &= 7.069 & f_2 &= 46.00 \text{ Hz} \end{aligned}$$

3. 5. 4 波形データ

測定結果の一例として、図-3. 5. 2に载荷番号6-3(格点⑥での载荷3番目の意)における加速度計、変位計の測定結果を示す。Ch6のデータを見ると、約1.4秒で加振され±2Gを超える加速度が計測されたのち、約0.1秒間で±0.5G程度まで減衰し、その後約1秒間で波形がフラットになった。Ch8のデータを見ると、約1.4秒目で-0.5mm～+0.1mm程度のたわみを計測したのち、たわみは約1秒間で±0.05mm程度まで減衰し、その後、約1秒間小さな振幅を示したのち、加振後約2秒でおおよそ波形がフラットになった。図から明らかにCh8は規則正しい波長の振動を示しており、Ch6はCh8の波長と同様な振動に加えて、細かな振動が観察できる。

図-3. 5. 3、図-3. 5. 4に、各々Ch6の波形データ、Ch8の波形データを拡大して示す。図から直接ピーク法により周期を算定すると、Ch6の周期は0.0252秒、振動数は39.7Hzと求められる。同様に、Ch8の周期は0.0956秒、10.5Hzと求められる。これらの値は、両端単純支持の場合の計算値に近く、その差は、各々、一次・二次振動数の計算値に対して約+1Hz、+1.5Hzであった。

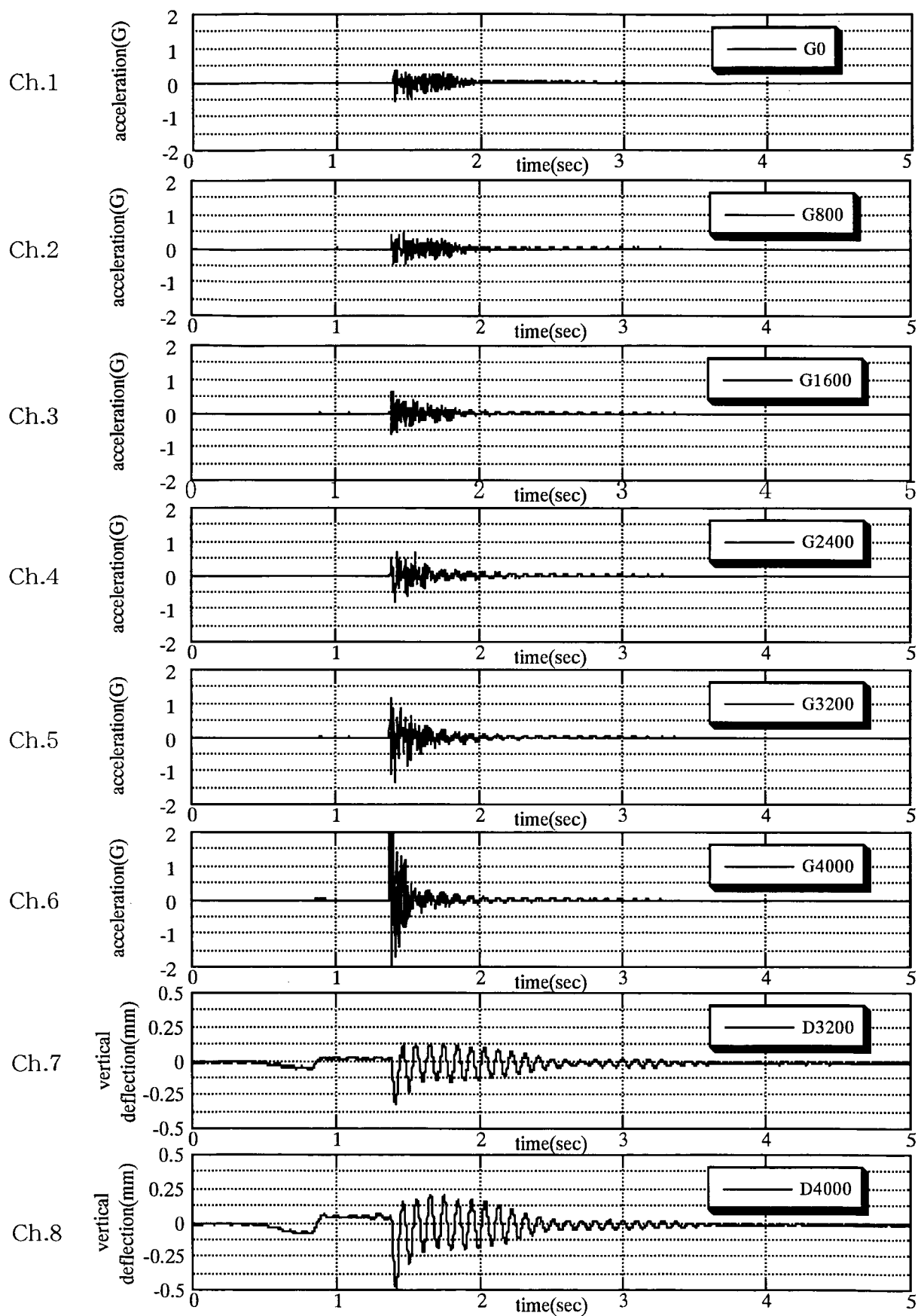


図-3. 5. 2 载荷番号6-3における加速度と変位データ

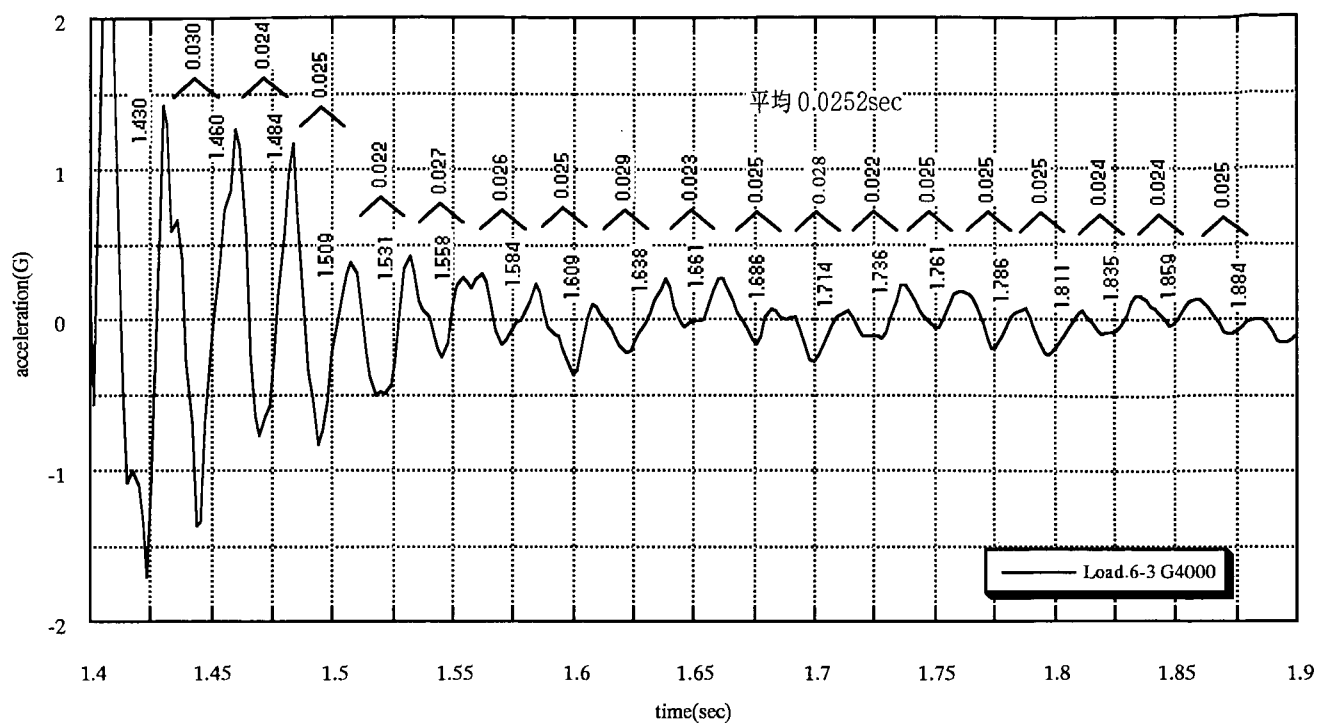


図-3. 5. 3 载荷番号6-3のCh.6データの拡大図

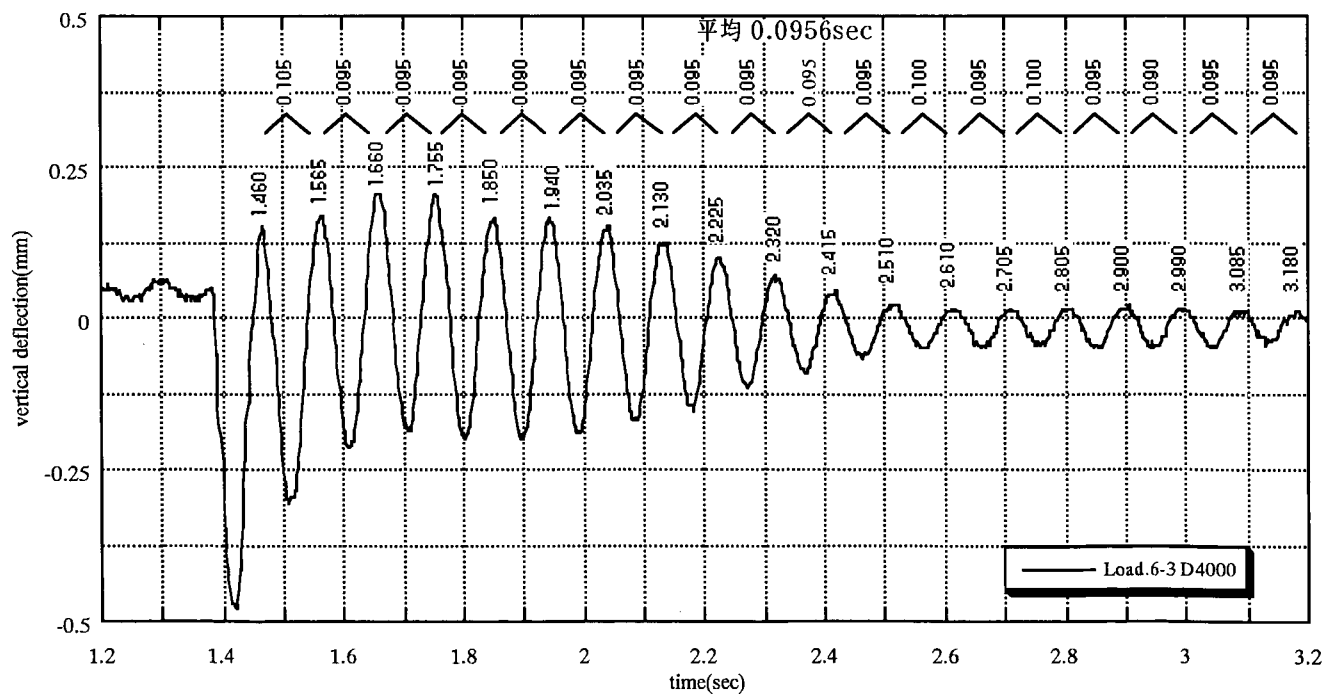


図-3. 5. 4 载荷番号6-3のCh.8データの拡大図

3. 5. 5 卓越振動数と減衰定数

FFT法による解析結果の一例として、図-3. 5. 5に载荷番号6-3におけるパワースペクトル密度と周波数の関係を示す。サンプリング周波数は500Hzであるため、スペクトルの精度は125Hzまでを有効とした。Ch1~Ch6は加速度計から求めたものであるが、全てのチャンネルで40Hz付近に明瞭なピークがみられ、Ch2~Ch8では10Hz付近にピークが見られる。図-3. 5. 6に一次振動の近似パワースペクトル曲線を、図-3. 5. 7に二次振動の近似パワースペクトル曲線を示す。各チャンネルの近似曲線は明瞭なピークが得られなかったケースを除いている。この载荷パターンの場合、近似パワースペクトル曲線はいずれのチャンネルも割合に良い相関を示している。減衰定数はこの近似パワースペクトル曲線から1/2法により求めた。なお、一般に近似パワースペクトル曲線から1/2法により求めた減衰定数は解析上の誤差により大きめの値が得られると言われるが、本解析では、この誤差を無視し、補正は行っていない。

载荷位置③から⑨までの各3回の载荷から、各々、最もパワースペクトルが明瞭な载荷番号を選び、実験値を解析した結果を表-3. 5. 1に示す。一次モードについては加速度計から求めた値、変位計から求めた値に分けて示したが、卓越振動数は各々0.57、0.58、減衰定数は各々0.021、0.020とほとんど変わらなかった。これらを平均したデータ数46個の平均値は卓越振動数10.58Hz、減衰定数0.020となった。また、二次モードは加速度計から求めたものであり、データ数34個の平均値は卓越振動数40.25Hz、減衰定数0.020となった。

これらの卓越振動数は単純ばりとして計算した固有振動数の値に近く、計算値に対する実測値の比は一次振動で $10.58/9.56=1.11$ 、二次振動で $40.25/38.24=1.05$ となり、支承部の摩擦などを考慮すれば、割合に良い精度で一致したと考えられる。

表-3. 5. 1 FFT法による卓越振動数と減衰定数の実験値の解析結果

		Load3-3	Load4-1	Load5-1	Load6-3	Load7-3	Load8-3	Load9-1	平均
一次モード	①加速度計より								
	データ数	3	5	4	5	5	5	5	(計) 32
	卓越振動数f1	10.616	10.598	10.610	10.508	10.470	10.502	10.681	10.57
	減衰定数	0.012	0.015	0.011	0.023	0.030	0.025	0.027	0.021
	②変位計より								
	データ数	2	2	2	2	2	2	2	(計) 14
	卓越振動数f1	10.708	10.670	10.626	10.508	10.451	10.478	10.645	10.58
	減衰定数	0.019	0.022	0.014	0.021	0.023	0.019	0.026	0.020
	平均								
	データ数	5	7	6	7	7	7	7	(計) 46
二次モード	卓越振動数f1	10.662	10.634	10.618	10.508	10.460	10.490	10.663	10.58
	減衰定数	0.015	0.018	0.013	0.022	0.027	0.022	0.026	0.020
	データ数	4	3	6	6	5	4	6	(計) 34
	卓越振動数fo	40.417	39.403	40.099	40.298	40.336	40.606	40.563	40.25
	減衰定数h	0.029	0.030	0.020	0.022	0.017	0.008	0.015	0.020

(一次) 対数減衰率 $\delta=2\pi h=0.1288$
(二次) 対数減衰率 $\delta=2\pi h=0.1259$

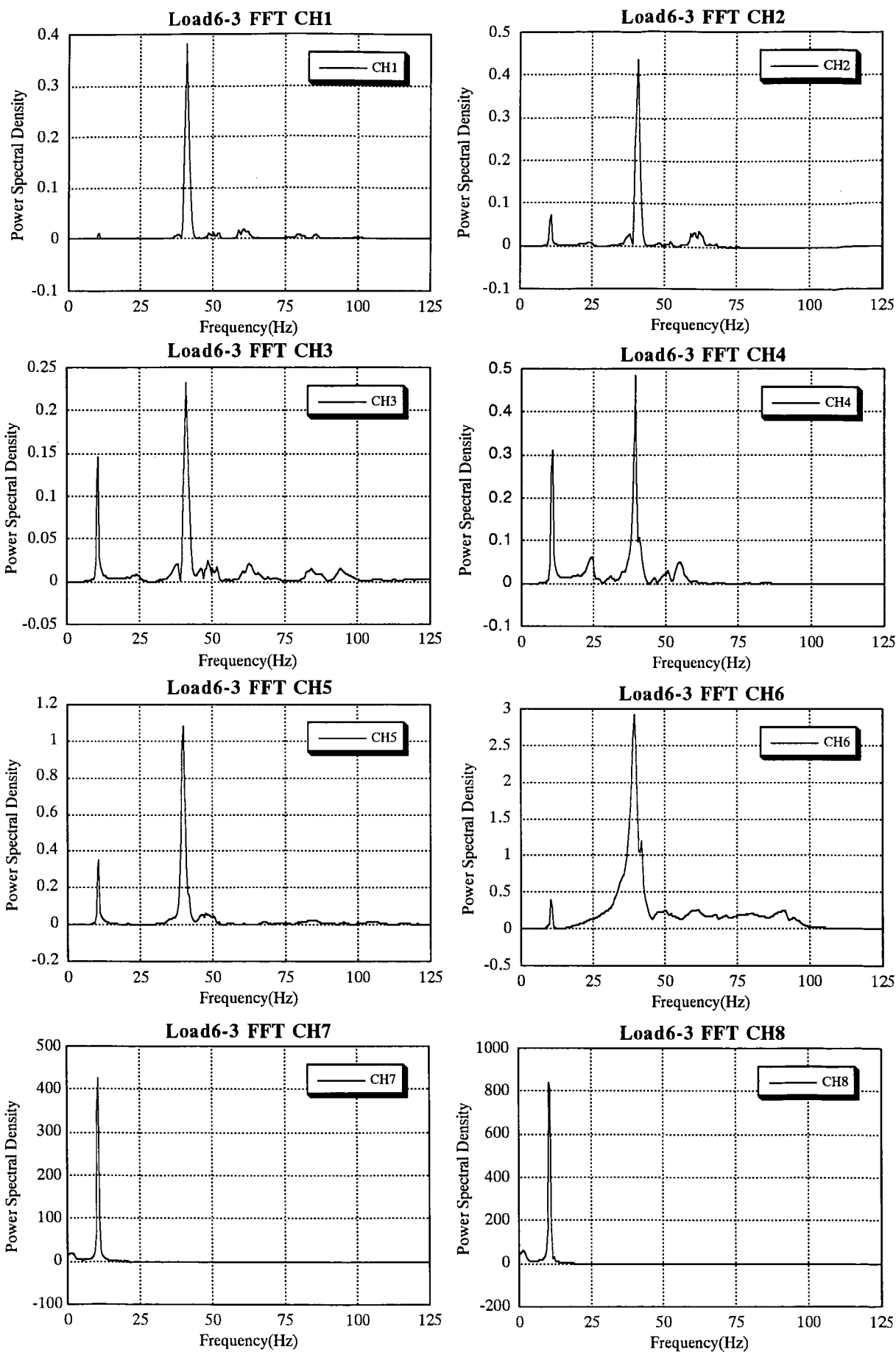


図-3. 5. 5 载荷番号6-3におけるパワースペクトル解析結果

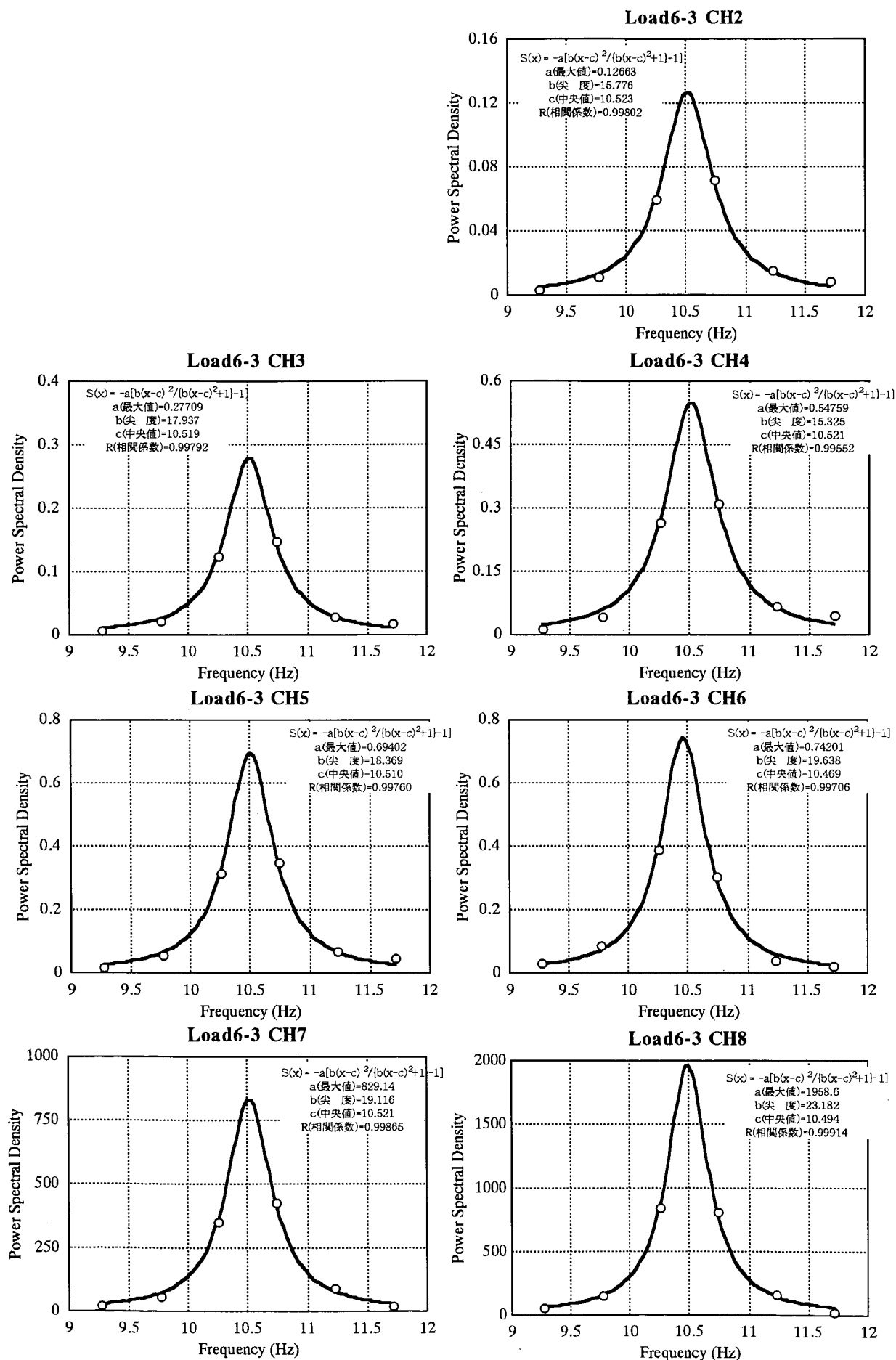


図-3. 5. 6 载荷番号6-3における一次振動の近似パワースペクトル曲線

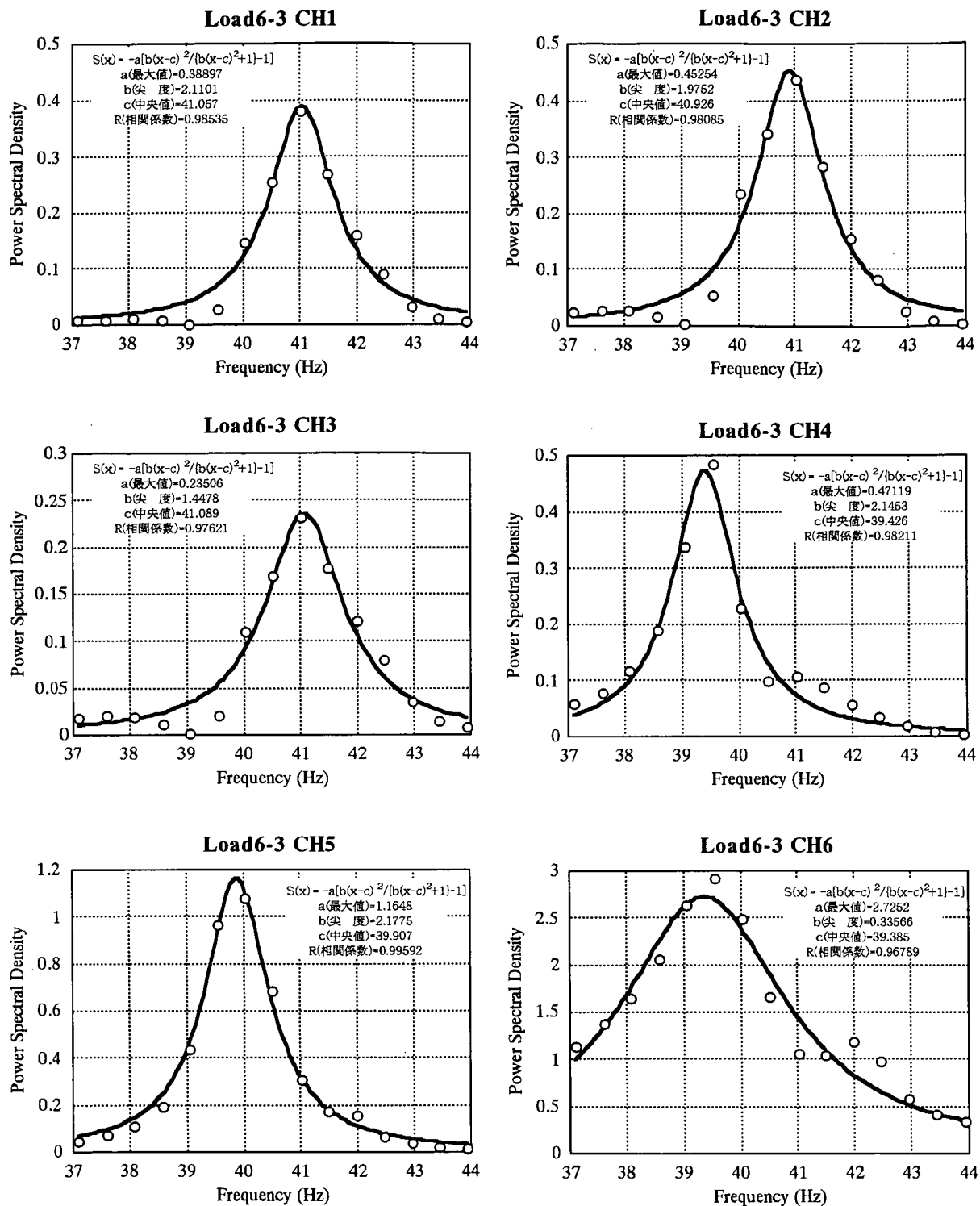


図-3.5.7 载荷番号6-3における二次振動の近似パワースペクトル曲線

3. 5. 6 既往の橋梁の振動特性との比較

①固有振動数

加藤・島田らが収集した192例の鋼橋の鉛直方向基本固有振動数と支間長の関係の実測結果を基にした重回帰分析³⁾によれば、本橋の一次固有振動数は以下のとおりに求められる。

$$f_v = 10^a \cdot L^{-0.828}$$

$$a = 1.793 + b$$

トラス橋の $b = 0.082$ 、支間 $L = 8$ (m)より

$$\text{一次固有振動数 } f_v = 13.40 \text{ (Hz)}$$

また、小堀・梶川らにより測定された鋼道路橋での鉛直方向固有振動数の回帰式⁴⁾によれば、本橋の対称一次固有振動数は以下のとおりに求められる。

$$f_v = 49.3 \cdot L^{-0.705}$$

支間 $L = 8$ (m)より

$$\text{対称一次固有振動数 } f_v = 11.38 \text{ (Hz)}$$

歩道橋の場合、日本道路協会の立体横断施設技術基準・同解説⁵⁾の制定以前と以後での、実橋の固有振動数から求められた一次固有振動数の回帰式は以下の式で表され、本橋の支間長を当てはめると次のように求められる。

a. 基準制定以前

$$f_v = 4.96 - 0.067 \cdot L = 4.43 \text{ (Hz)}$$

b. 基準制定以後

$$f_v = 7.06 - 0.11 \cdot L = 6.18 \text{ (Hz)}$$

本橋の設計荷重は $T=4t$ であるが、載荷は一台のみを考えているので、単純に支間中央部に $4t$ を載荷した場合の支間中央曲げモーメント $M=8 \cdot m$ に比べても、むしろ群集荷重 350kg/m^2 を載荷した場合(幅員3m)の曲げモーメント $M=8.4t \cdot m$ の方が大きくなる。

実験により求められた一次固有振動数 $f_v=10.58\text{Hz}$ は加藤・島田らの式による計算結果の79%、小堀・梶川らの式による計算結果の93%であり、立体横断施設技術基準・同解説の制定以後の回帰式による歩道橋の計算結果の171%に比べれば、むしろ道路橋の一次固有振動数に近くなった。実験より求められた固有振動数は立体横断施設技術基準・同解説に示される、「利用者に不快感を与える固有振動数1.5~23Hz」に比べてはるかに大きく、体感上もほとんどゆれは感じられなかった。

②減衰定数

本実験で得られた減衰定数は0.020であったが、一般に橋梁の構造減衰は複雑な要因に起因するため定量的な評価は難しいとされ、構造減衰と振動次数の関係も明確でないとされる。また、本実験の解析ではフィルター処理などを行っていないため、実験で得られた減衰定数の真値は若干異なることも考えられる。

なお、本橋梁の減衰定数に与える影響因子としては、固定側支承に挟んだゴムの影響や、FRPが鋼に比べ

て柔らかいことなどが考えられるが、減衰特性との関連は不明である。

【参考文献】

- 1) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析、技報堂出版、1993.10
- 2) 加藤雅史・島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析、土木学会論文報告集、No.311、pp.49～58、1981.7
- 3) 小堀為雄・梶川康男：道路橋(鋼橋)の振動測定法とその特性、道路、No.401、pp.37～45、1974.7
- 4) (社)日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説、1979.1

4. プレートガーダ形式の道路橋への適用検討

4. 1 目的

FRPは、炭素繊維やガラス繊維などを樹脂で強化した材料であり、軽量・耐食性などの特徴から、航空機産業・プラント設備・スポーツ用品などで使用されている。

土木分野では、ケーブル、アンカーやRC構造物の補強材として、適用例が多くなってきている。

軽量・施工の省力化・耐腐食性から、アメリカを中心に道路橋や歩道橋への採用事例が報告されている。¹⁾

本章では、同規模の道路橋の試設計を行い、使用材料・経済性について述べる。

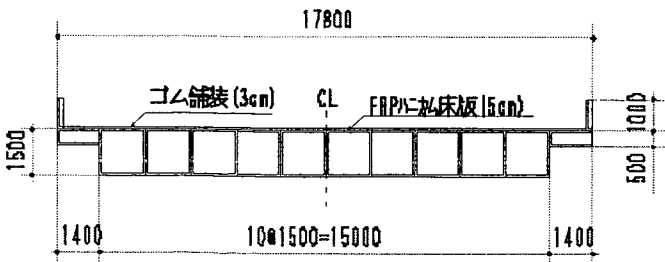
4. 2 上部工

4. 2. 1 設計条件

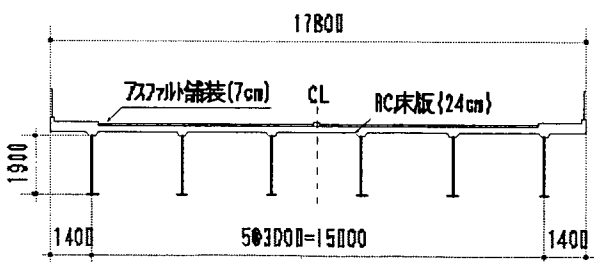
対象は、橋長35mの道路橋とした。構造形式は各材料の施工性および経済性を考慮し、FRP橋では箱桁橋、鋼橋では非合成I桁橋とした。FRP箱桁には、座屈等防止のための隔壁を橋軸方向5m間隔で設けることとした。なお、FRPは、CFRP（炭素繊維強化プラスチック）および、GFRP（ガラス繊維強化プラスチック）の二種について検討を行った。設計条件一覧を表-4・2・1に、一般断面図を図-4・2・1に示す。

表-4・2・1 設計条件

項目	CFRP 橋	GFRP 橋	鋼橋
使用材料	CFRP	GFRP	鋼材 SM570 他
形 式	10 室箱桁		I 桁
荷 重	車道部：B活荷重 歩道部：群集荷重		
橋 長	35.0m		
幅 員	17.8m		
主 桁 高	1.5m		1.9m
床 版	ハニカム構造 FRP (床版厚 5 c m)		コンクリート (床版厚 24 c m)
舗 装	ゴム (舗装厚 3 c m)		アスファルト (舗装厚 7 c m)
高 欄	FRP (中空：スキン厚 5mm)		コンクリート



FRP 橋



鋼橋

図-4・2・1 一般断面図

4. 2. 2 FRP橋の断面検討

鋼橋との比較に先立ち、FRP橋の最適断面について桁箱数、桁高、部材厚をパラメータとしたフレーム計算を実施し、圧縮応力、せん断応力およびたわみ量を算出した。ただし、計算にあたっては継手等の詳細部は考慮外とした。また、FRPの材料特性値は、「繊維強化プラスチック引抜材技術マニュアル」²⁾を参考に、安全率を暫定的に10と仮定して許容値を設定した(表-4・2・2中に記載)。曲げ弾性率は実験結果³⁾を参考に、CFRPで85 GPa、GFRPで20 GPaとした。

CFRP橋の部材厚をパラメータとした計算結果例を図-4・2・2に示す。

鋼橋の場合、上記設計条件下での最大たわみは51 mm(許容たわみ量59 mm)である。

CFRP橋でこの鋼橋の許容たわみ量を満足させようとした場合、部材厚が20 mm以上必要なことがわかる。高引張強度等の材料特性を活かそうとすると、たわみがかなり大きくなることがわかる。しかし、FRP橋では許容たわみ量は規定されておらず、また、床版にFRP、舗装にゴムを用いることから、コンクリート舗装の疲労等を考慮するための鋼橋の許容たわみ値を適用することは適切でない。そこで、許容たわみ値については今後の検討課題とすることとし、本稿ではたわみ量に制限は設けず、材料特性を活かす断面について検討を行うこととした。

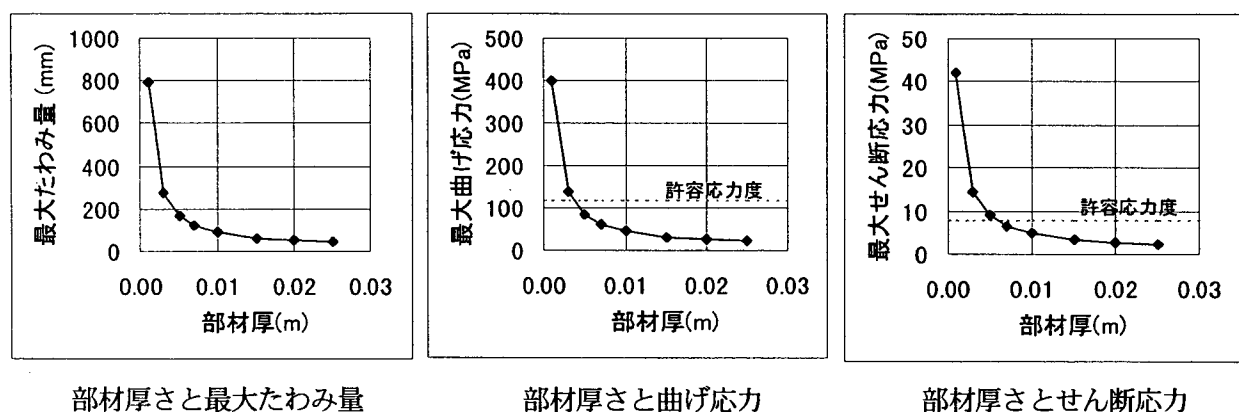


図-4・2・2 CFRP橋の部材厚をパラメータとした計算結果

4. 2. 3 FRP橋と鋼橋の比較

鋼橋の計算は既往の計算例⁴⁾を参考にした。

FRP橋は断面検討結果より、箱数10室、桁高1.5 mの断面を採用することとした。この場合の最小部材厚は、CFRPで7 mm、GFRPで12 mmであり、フランジ厚32 mm、ウェブ厚9 mmの鋼材に比べ遜色ない断面であった。

計算結果をまとめて表-4・2・2に示す。これより、FRP橋は鋼橋と比べると使用材料量は1/2～1/4であることがわかる。FRP材は鋼材に比べて材料単価が高価であるが使用材料量が少なくすみ、また、FRP橋では上部構造の死荷重が鋼橋の約半分であることから、重機・仮設材や下部構造の低減等によるトータルコストの低減が可能と考えられる。

さらに、FRP橋の維持管理頻度は鋼橋に比べて少なく、ライフサイクルコストを考慮した場合には構造材料として経済的に成立しうる可能性が高いと考えられる。

表－４・２・２ 断面および使用材料量の比較

項目	鋼	CFRP	GFRP
断面 (mm)	Flang 470×32 Web 1900×9	部材厚 7	部材厚 12
最大たわみ (mm)	51	123	342
許容たわみ(mm)	59	—	—
最大曲げ応力(MPa)	248.8	61.9	40.3
許容曲げ応力(MPa)	255	120	45
最大せん断応力(MPa)	4.1	6.6	4.3
許容せん断応力(MPa)	147	8	5
単位容積質量(kN /m ³)	76.9	14.7	18.6
材料量 (kN)	1212 (100)	321 (26.5)	591 (48.7)

()内は鋼材量を 100 とした場合の材料量

4. 3 下部構造の検討

4. 3. 1 検討概要

F R Pの使用に伴い、上部構造の死荷重が低減された場合、下部構造への影響について試設計を行った。検討対象の橋梁は一般的な単純合成桁橋とした。F R Pの重さは鉄の1/4程度であることから、上部構造の死荷重を1/2および1/4と低減した場合の下部構造（橋脚、フーチング、杭）への影響（断面寸法および主鉄筋量）について試設計すると共に、コストについても試算した。

設計方法は静的設計とし、橋脚およびフーチングの断面形状を断面力に応じて低減し、橋脚については橋軸方向の厚さを変更した。また、フーチングについては平面寸法のみを変更することにした。さらに、主鉄筋については各検討ケース共に引張応力度と許容値の比が同等となるように主鉄筋量を設定した。なお、帯鉄筋量については変更しないこととした。なお、詳細な計算は「新版よくわかる橋梁下部構造物の耐震設計（山海堂）第2章橋脚の静的設計例」⁵⁾を参考に行った。

4. 3. 2 上部構造の概要

(1) 上部構造の形式

橋の形式 : 単純合成桁橋

支 間 : 40 m

車道幅員 : 10 m

斜 角 : 90°

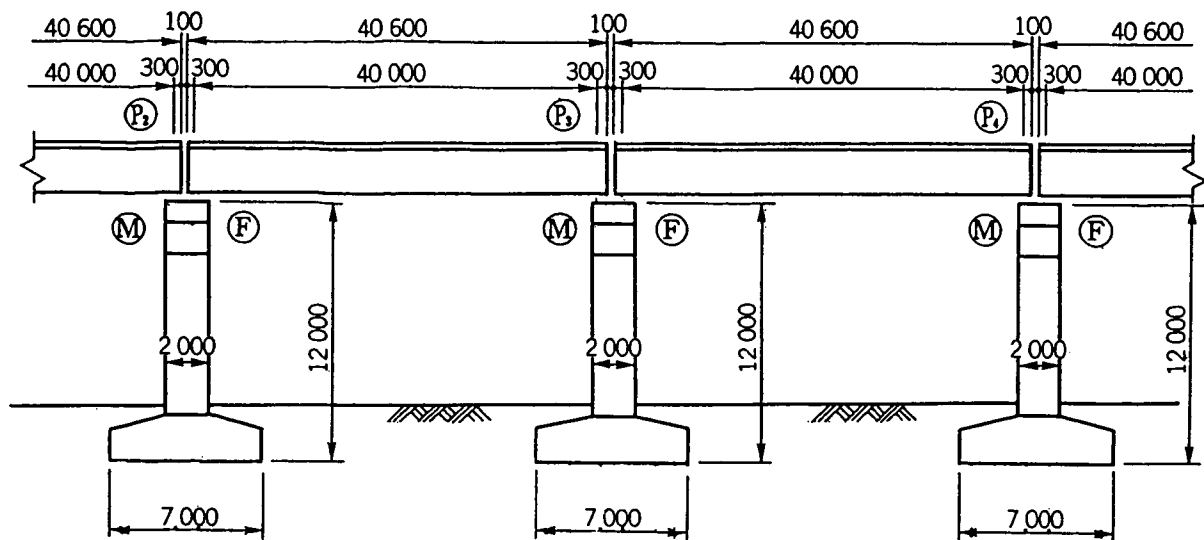
(2) 上部構造の反力

上部構造の桁反力および全体反力を表-4・3・1に示す。

表-4・3・1 上部構造の反力表

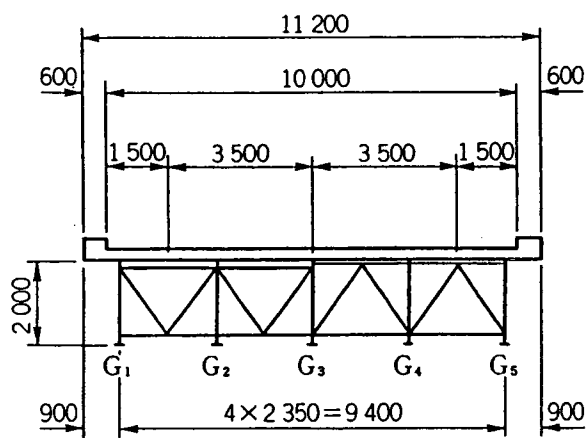
桁	桁反力(kN)			支承		全体反力			
	死荷重	活荷重	合計	可動	固定	荷重の種類	記号	反力(kN)	全幅当たり(kN/m)
G 1	496	249	747	BP・	BP・	死荷重	Rd	2256	201
G 2	421	313	734	A-106	A-105	活荷重	Rl	1429	128
G 3	421	305	726	高さmm 170	高さmm 170	合 計	—	3685	329
G 4	421	313	734						
G 5	496	249	747						

橋梁の縦断図を図-4・3・1 上部構造の横断面図を図-4・3・2に示す。



(単位 mm)

図-4・3・1 橋梁の縦断図

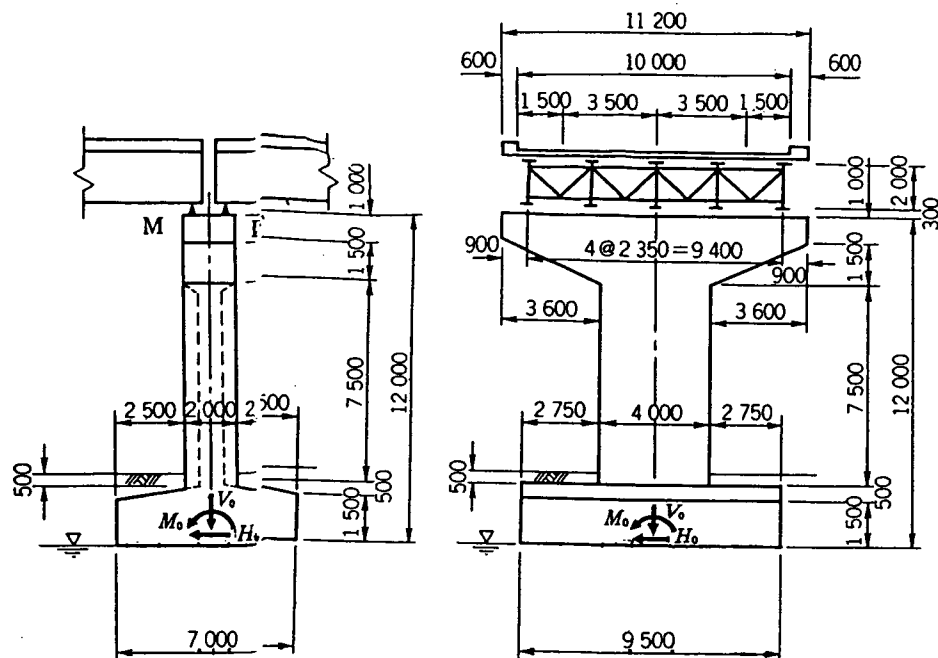


(単位 mm)

図-4・3・2 上部構造の横断面図

4. 3. 3 下部構造の概要

躯体形式は図-4・3・3に示すように鉄筋コンクリート製の柱式橋脚である。



(単位 mm)

図-4・3・3 橋脚の形状寸法図(4000×2000)

4. 3. 4 上部構造死荷重を低減した場合の試設計

(1) 検討ケース

検討ケースは、橋脚、フーチングおよび杭のそれぞれについて以下のとおりとした。

表-4・3・2 検討ケース

検討ケース	死荷重の低減度
①	1
②	1/2
③	1/4

(2) 設計条件

(a) 上部構造反力

上部構造反力は、以下のとおりである。

検討ケース①：死荷重＝2 256 kN (低減度1)

検討ケース②：死荷重＝1 128 kN (低減度1/2)

検討ケース③：死荷重＝ 564 kN (低減度1/4)

(b) 設計およびコスト算出方法

設計方法は静的設計とし、橋脚およびフーチングの断面形状を断面力に応じて低減し、橋脚について

は橋軸方向の厚さを変更した。また、フーチングについては平面寸法のみを変更することにした。さらに、主鉄筋については各検討ケース共に引張応力度と許容値の比が同等となるように主鉄筋量を設定した。なお、帯鉄筋量については変更しないこととした。なお、詳細な計算は「新版よくわかる橋梁下部構造物の耐震設計（山海堂）第2章橋脚の静的設計例」を参考に行った。

コスト算出方法は、主に建設省土木工事積算基準を用いて行った。

(c) 設計条件

①コンクリートの単位重量及びヤング係数

コンクリートの単位重量は24.5 kN/m³とし、ヤング係数は2650 N/mm²とした。

②コンクリートの許容応力度

コンクリートの許容応力度を表-4・3・3に示す。

表-4・3・3 コンクリートの許容応力度 (単位：N/mm²)

名 称	設計基準強度 σ_{ck}	軸圧縮 応力度	曲げ圧縮 応力度	せん断応力度			付着 応力度
				τ_{a1}	τ_{a2}	τ_{a3}	
軀 体	26.5	7.36	8.83	0.41	1.77	0.93	1.67

*地震時の許容応力度は上記の値の50%増とする。ただし、 τ_{a3} は割増ししない。

③鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度を表-4・3・4に示す。

表-4・3・4 鉄筋の許容応力度 (単位：N/mm²)

名 称	材 質	常 時	地震時
軀 体	SD345	176.6	294.3

(d) 地盤条件

地盤条件としては以下のような設定とした。

地層構成としては、地表面より沖積性のゆるい細砂（N値10以下）が堆積しており、その下に中砂がある。良質な支持層は、深度22m以深にある洪積世の礫混じり砂層である。

(3) 計算結果

計算結果一覧表を表-4・3・5、断面形状および主鉄筋量の比較表を表-4・3・6に示す。

表-4・3・5 計算結果一覧表

①断面形状

検討ケース	①	②	③
橋脚	4000×2000	4000×1500 (断面積-25%)	4000×1000 (断面積-50%)
フーチング	7000×9500	7000×7000 (断面積-26%)	7000×4500 (断面積-53%)
杭 (l=22m)	φ1000 4×3本	φ1000 3×3本 (本数-25%)	φ1000 3×2本 (本数-50%)

表-4・3・6 検討結果比較表

	① 元設計	② 死荷重の低減度:1/2	③ 死荷重の低減度:1/4
橋脚	橋軸方向(片側): D32-31本 246.202 cm² 直角方向(片側): D32-13本 103.246 cm²	橋軸方向(片側): D32-29本 230.318 cm² 直角方向(片側): D32-7本 55.594 cm²	橋軸方向(片側): D32-31本 246.202 cm² 直角方向(片側): D32-4本 31.768 cm²
杭	D22-18本 69.678 cm²	D22-15本 58.065 cm²	D22-16本 61.936 cm²
フーチング(橋軸方向)	上面側: D25-14本 70.938 cm² 下面側: D25-52本 263.484 cm²	上面側: D25-10本 50.670 cm² 下面側: D25-44本 222.948 cm²	上面側: D25-6本 30.402 cm² 下面側: D25-20本 101.340 cm²
フーチング(直角方向)	上面側: D22-14本 54.194 cm² 下面側: D29-33本 211.992 cm²	上面側: D22-5本 19.355 cm² 下面側: D29-9本 57.816 cm²	上面側: D22-3本 11.613 cm² 下面側: D29-7本 44.968 cm²

②主鉄筋量

検討ケース		①		②		③	
橋脚	橋軸	D32-31本 246.2cm ²		D32-29本 230.3cm ²	-18%	D32-31本 246.2cm ²	-20%
	直角	D32-13本 103.2cm ²		D32-7本 55.6cm ²		D32-4本 31.8cm ²	
フーチング	橋軸 下面	D25-52本 263.5cm ²		D25-44本 222.9cm ²	-42%	D25-10本 101.3cm ²	-69%
	上面	D25-14本 70.9cm ²		D25-10本 50.7cm ²		D25-6本 30.4cm ²	
	直角 下面	D29-33本 212.0cm ²		D29-9本 57.8cm ²		D29-7本 45.0cm ²	
	上面	D22-14本 54.2cm ²		D22-5本 19.4cm ²		D22-3本 11.6cm ²	
杭		D22-18本 69.7cm ²		D22-15本 58.1cm ²	-25%	D22-16本 61.9cm ²	-56%

③コスト

検討ケース		①		②		③	
橋脚 フーチング	コンクリート(m ³)	226.3	100	167.3	73.9	109.5	48.4
	鉄筋(t)	13.94	100	10.05	72.1	8.27	59.3
	型枠(m ²)	257.3	100	227.8	88.9	192.7	76.7
	足場(m ²)	323.0		313.5		304.0	
	支保工(m ³)	111.6		83.7		55.8	
杭(1本 当り)	コンクリート(m ³)	17.3	100	17.3	94.7	17.3	96.5
	鉄筋(t)	1.42		1.22		1.29	

* 各検討ケースの右欄は、ケース①を100とした場合の比率である。

4. 3. 5 検討結果のまとめ

(1) 検討結果一覧表

表-4・3・7 検討結果一覧表

(断面形状)

検討ケース	①	②	③
橋脚	4000×2000	4000×1500 -25%	4000×1000 -50%
フーチング	7000×9500	7000×7000 -26%	7000×4500 -53%
杭	φ1000 4×3本	φ1000 3×3本 -25%	φ1000 3×2本 -50%

(主鉄筋量)

検討ケース		①	②	③
橋脚	橋軸	D32-31本 246.2cm ²	D32-29本 230.3cm ²	D32-31本 246.2cm ²
	直角	D32-13本 103.2cm ²	D32-7本 55.6cm ² -18%	D32-4本 31.8cm ² -20%
フーチング	橋軸	D25-14本 70.9cm ² D25-52本 263.5cm ²	D25-10本 50.7cm ² D25-44本 222.9cm ²	D25-6本 30.4cm ² D25-10本 101.3cm ²
	直角	D22-14本 54.2cm ² D29-33本 212.0cm ²	D22-5本 19.4cm ² D29-9本 57.8cm ² -42%	D22-3本 11.6cm ² D29-7本 45.0cm ² -69%
杭	1本当	D22-18本 69.7cm ²	D22-15本 58.1cm ² -17%	D22-16本 61.9cm ² -11%

(コスト)

検討ケース	①	②	③
コンクリート	100	73.9	48.4
鉄筋	100	72.1	59.3
型枠・足場支保工	100	88.9	76.7
杭	100	74.0	49.6
全体コスト	100	76.6	55.2

* コンクリートと鉄筋のコストは橋脚とフーチングの合計である。

(2) 断面形状

表-4・3・2より橋脚の断面形状は、検討ケース②(死荷重1/2)の場合、25%減、検討ケース③(死荷重1/4)の場合、50%減と大幅な低減が可能であることが分かった。また、フーチングおよび杭(本数換算)についても橋脚とほぼ同様の低減が可能となった。

(3) 主鉄筋量

橋脚の主鉄筋量は、検討ケース②の場合、18%減、検討ケース③の場合、20%減の低減が可能であることが分かった。なお、検討ケース②と③ではあまり差がないのは検討ケース③で断面形状をさらに小さくしたためと考えられる。また、フーチングについてはそれぞれ42%減、69%減と大幅に減らすことができ、杭についてはそれぞれ17%減、11%減となった。

(4) コスト

杭・コンクリート・鉄筋のコストについては、各検討ケース共に前述の断面形状や主鉄筋の低減に応じて縮減されている。しかし、型枠・足場支保工については縮減量が少なく、杭・コンクリート・鉄筋に比べて約半分の縮減量となっている。また、全体コスト(下部工のみ)では、検討ケース①に比べて検討ケース②では77.6%となり、検討ケース③では55.2%まで削減できることが可能となった。

(5) まとめ

以上の計算結果より、死荷重を1/2とした場合には、柱断面積で25%、主鉄筋量で18%低減でき、さらに死荷重を1/4とした場合には、柱断面積で50%、主鉄筋量で23%低減できることが明らかになった。これらのことより、FRPを橋梁上部構造に適用することによって下部構造の断面形状や主鉄筋量を大幅に減らすことができ、コストについても大幅な縮減が可能であることを確認した。

4. 4 まとめ

同規模の道路橋の試設計を行い、使用材料、経済性について検討した結果を以下に述べる。

- ①FRP橋は鋼橋と比べると使用材料量は $1/2 \sim 1/4$ である。
- ②FRP橋では上部構造死荷重が鋼橋の約半分であることから、重機・仮設材の低減が可能である。
- ③上部構造の軽量化により下部構造断面、鉄筋量が大幅に縮小される。
- ④下部構造のコストは25～50%程度の縮減が可能である。

〈参考文献〉

- 1) たとえば、Bridges are best at SPI, Reinforced Plastics April 1997, Vol. 41, No. 4, pp. 72-78.
- 2) 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
- 3) 繊維強化プラスチックの土木構造部材への適用に関する共同研究資料
- 4) 山寺徳明ほか: 土木構造物設計計算例シリーズ ①鋼桁橋の設計計算例, 山海堂, 平成5年
- 5) 矢作ほか: 新版よくわかる橋梁下部構造物の耐震設計, 山海堂

(参考資料)

以下に橋脚、フーチングおよび杭における発生応力度一覧表を示す。また、杭については水平方向変位量、最大および最小杭鉛直反力についても示す。

(1) 橋脚

①橋軸方向

(単位 : N/mm²)

	常時			地震時		
	σ_c	σ_s	τ	σ_c	σ_s	τ
許容値	8.83	176.6	0.412	13.24	294.3	0.618
ケース①	1.14	17.1	0.0	7.81	224.4	0.233
ケース②	1.10	16.4	0.0	7.79	223.6	0.199
ケース③	1.23	18.5	0.0	9.76	247.3	0.190

②橋軸直角方向

(単位 : N/mm²)

	常時			地震時		
	σ_c	σ_s	τ	σ_c	σ_s	τ
許容値	8.83	176.6	0.412	13.24	294.3	0.618
ケース①	1.20	18.0	0.0	6.10	178.4	0.228
ケース②	1.19	17.8	0.0	5.31	167.9	0.191
ケース③	1.42	21.4	0.0	5.25	167.3	0.190

(2) フーチング

①橋軸方向 下面有効幅

(単位 : N/mm²)

	常時			地震時		
	σ_c	σ_s	τ	σ_c	σ_s	τ
許容値	6.87	176.6	—	10.30	294.3	—
ケース①	2.02	114.4	—	4.14	234.2	—
ケース②	1.94	114.4	—	3.41	201.1	—
ケース③	1.39	126.0	—	2.19	198.4	—

②橋軸方向 上面有効幅

(単位 : N/mm²)

	常時			地震時		
	σ_c	σ_s	τ	σ_c	Σs	τ
許容値	6.87	176.6	—	10.30	294.3	—
ケース①	0.0	0.0	—	2.94	242.8	—
ケース②	0.0	0.0	—	2.49	246.6	—
ケース③	0.0	0.0	—	1.64	212.9	—

③橋軸直角方向 下面有効幅

(単位 : N/mm²)

	常時			地震時		
	σ_c	σ_s	τ	σ_c	Σs	τ
許容値	6.87	176.6	—	10.30	294.3	—
ケース①	2.28	122.9	—	4.47	242.0	—
ケース②	1.15	120.0	—	2.15	224.2	—
ケース③	1.11	122.3	—	1.70	187.3	—

④橋軸直角方向 上面有効幅

(単位：N/mm²)

	常時			地震時		
	σ_c	σ_s	τ	σ_c	Σs	τ
許容値	70.0	1800.0	—	105.0	3000.0	—
ケース①	0.0	0.0	—	38.1	2493.0	—
ケース②	0.0	0.0	—	23.4	2293.8	—
ケース③	0.0	0.0	—	23.1	2386.9	—

(3) 杭

①橋軸方向

(単位：N/mm²)

	常時			地震時		
	σ_c	σ_s	τ	σ_c	σ_s	τ
許容値	7.85	157.0	0.383	11.77	294.3	0.574
ケース①	1.27	-19.0	0.0	6.80	240.0	0.312
ケース②	1.27	-19.0	0.0	6.54	236.8	0.275
ケース③	1.42	-21.4	0.0	6.30	242.8	0.271

	常時			地震時		
	$\delta x(\text{cm})$	P max(kN)	P min(kN)	$\delta x(\text{cm})$	P max(kN)	P min(kN)
許容値	1.50	1821	-851	1.50	2773	-1446
ケース①	0.0	1127	1127	0.79	2033	-254
ケース②	0.0	1106	1106	0.68	1741	-165
ケース③	0.0	1253	1253	0.93	1828	-275

②橋軸直角方向

(単位：N/mm²)

	常時			地震時		
	σ_c	σ_s	τ	σ_c	σ_s	τ
許容値	7.85	157.0	0.383	11.77	294.3	0.574
ケース①	1.27	-19.0	0.0	7.58	249.6	0.312
ケース②	1.27	-19.0	0.0	6.58	253.1	0.275
ケース③	1.42	-21.4	0.0	6.28	231.7	0.271

	常時			地震時		
	$\delta x(\text{cm})$	P max(kN)	P min(kN)	$\delta x(\text{cm})$	P max(kN)	P min(kN)
許容値	1.50	1821	-851	1.50	2773	-1446
ケース①	0.0	1127	1127	0.69	1952	-174
ケース②	0.0	1106	1106	0.70	1818	-241
ケース③	0.0	1253	1253	0.68	1772	-219

5. FRPを適用した吊橋の検討

5. 1 検討の目的

FRPは、小型船舶・航空機・自動車で広く使われている。鋼材やコンクリートに比べると、防食性能及び比強度（強度と単位体積重量の比）が高い。FRPは、耐候性に優れた樹脂を使用すれば、塗装なしでも高い耐候性を確保することができるが、一般には景観保護の観点から塗装を行っている。塗料の退色が景観に与える影響に配慮して塗装の塗り替えを行うことはあるが、FRP母材の保護の観点からは概ね不要である。また、FRPは比強度が高いために、中央径間長2,500m（全橋長4,500m）にも及ぶ超長大吊形式橋梁¹⁾やヘリコプターによって運搬可能な応急橋梁²⁾の実現を可能に出来る。また、構造物の軽量化は、施工期間や経費だけでなく、その基礎工や下部工の施工期間及び経費の削減³⁾にもつながる。しかし、このように優れた特性を有するFRPが土木構造材料として広く利用されるためには、材料価格の低減と構造物の設計手法の確立が必要となる。

本研究では、将来材料価格の低減によるFRP構造物の鋼構造物に対する経済性を確認した。構造物としては、FRPの材料特性上有利に働く吊橋（道路橋）とした。⁴⁾ そのために、最初に中央径間長500mの吊橋の概略設計を行った。中央径間長500mを超える吊橋を設計するには、特殊な風洞実験による桁断面の耐風設計を行う必要がある。しかし、それ以下の中央径間長では既存の設計基準を参考にできることもこのような仕様の吊橋を選択した理由である。また、FRPには使用する繊維の材質によって様々なものがあるが、ここでは、鋼材に比べて強度は大きいものの、若干弾性率が低いCFRPを選択した。

5. 2 CFRP吊橋及び鋼製吊橋の概略設計

5. 2. 1 基本形状

吊橋の形式（図-5・2・1参照）は、三径間二ヒンジ吊橋、径間割は $150\text{m}+500\text{m}+150\text{m}=800\text{m}$ である。サグ比（サグと補鋼桁の最大支間の比、サグとはケーブルなどの線体を張り渡した場合の垂れ下がり量であり、吊橋では塔頂と主ケーブルの最下点の鉛直距離で表される。）は、鋼製吊橋の場合に最も経済的となる1/10とした。ただし、CFRP吊橋に限って、サグ比を1/20とした場合の検討も行った。桁は箱桁、主塔はラーメン形式、基礎はコンクリート製直接基礎である。道路幅員構成を図-5・2・2に示す。

5. 2. 2 地盤諸元

基礎を設置する地盤はCL級岩盤を想定し、以下の地盤条件を設定した。

岩級	: CL級岩
粘着力	: 0.13MPa
せん断抵抗角	: 40°
変形係数	: 5.88Pa
せん断弾性波速度	: 1,000m/s

このように比較的堅固な地盤条件は、比強度の大きなFRPにとっては、不利な条件である。このような条件を設定したのは、主に上部工での比較を鋼製吊橋と行うことを本研究の目的としたからである。

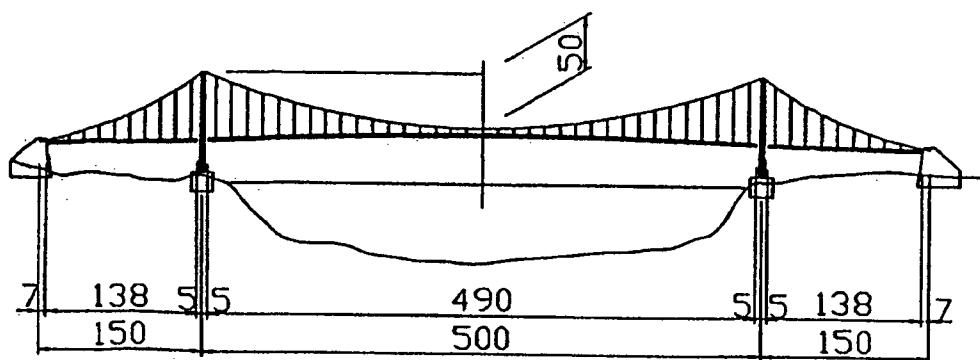


図-5・2・1 吊橋の形式 (単位: m)

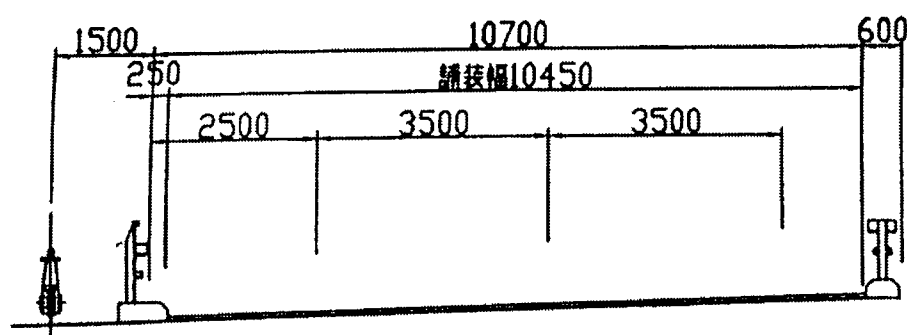


図-5・2・2 道路幅員構成 (単位: mm)

5. 2. 3 使用材料

吊橋の主要な構造材料は、CFRPとし、地覆や防護柵のような付帯施設の材料には、高強度や高弾性が要求されないので、CFRPよりも安価で所定の材料に対する要求を満足することの出来るGFRPを採用した。使用した主要材料の許容応力度及び弾性率を表-5・2・1にまとめた。許容応力度は、材料の安全率を基にして設定した。CFRPは靱性が期待できないことから、材料の安全率は鋼材が3であるのに対して、CFRPでは10とした。

表-5・2・1 使用材料の特性

	CFRP	鋼材
補剛桁	T800HB 許容応力度：102MPa 弾性率：64GPa	SS400 許容応力度：137.3MPa SM490Y 許容応力度：205.9MPa 弾性率：205.9GPa
主塔	T300 許容応力度：147MPa 弾性率：122GPa	SS400 SM490Y
ケーブル	T300 許容応力度：147MPa 弾性率：122GPa	メインケーブル 許容応力度：980MPa ハンガー 許容応力度：627.2Mpa
単位体積重量	15.7kN/m ³	76.9kN/m ³

5. 2. 4 適用基準類

吊橋の設計に当たっては、以下に示す基準類を適用した。

- (1) 上部構造設計基準・同解説；本州四国連絡橋公団1989年4月⁵⁾
- (2) 海峡横断プロジェクト用耐震設計法（下部工）；本州四国連絡橋公団 平成11年3月⁶⁾
- (3) 明石海峡大橋耐風設計要領・同解説；本州四国連絡橋公団 平成2年2月⁷⁾
- (4) 道路橋示方書 共通編・鋼橋編；（社）日本道路協会 平成8年12月⁸⁾

5. 2. 5 解析モデル

静的な解析に加えて、動的な解析も行い、部材断面力及び振動特性を算出した。静的な解析は、死荷重・活荷重・風荷重・温度荷重・支点移動・製作架設誤差に対して実施した。振動特性は、地震及び風に対するものを考慮した。地震に対する振動特性は応答スペクトル解析により断面力を算出した。風による振動特性は、耐風安定性に関して固有振動数を算出するとともに、フラッター発現風速はゼルベルグ式を用いて推定した。

上部構造（補剛桁・主塔・ケーブル・ハンガー）及び下部構造（アンカレッジ・主塔基礎）の仮想断面を考慮して、断面全体を棒部材に置き換えた立体骨組モデルを解析のために活用した。常時及び暴風時の解析では、地盤が強固な条件での計算なので、解析結果に及ぼす下部構造の影響が小さく、下部構造を無視し、塔基部は固定とした全体系立体モデルとした。地震時の解析には下部構造も含めた全体系立体モデルとした。このとき、地盤はバネに置き換えてモデル化した。ダンパーあるいはスライドを地盤モデルに導入しなかったのは、地盤が比較的強固な岩盤であるので、比較的軟弱な地盤に見られる粘弾性体的な挙動や地盤自身の移動のような複雑な要素を導入せずに、地盤を単なる弾性体として扱ったためである。

5. 3 結果

5. 3. 1 上部構造

上部構造の概略設計の結果を表-5・3・1に示す。補剛桁の最大曲げモーメント（常時）は、鋼橋に比

べると約40%程度大きい。最大曲げモーメント（暴風時）も30%程度大きい。水平方向最大変位は鋼製吊橋の約二倍程度であった。

活荷重による鉛直たわみは、6mとなって、道路橋示方書が定める許容値1.4mを大きく上回っている。ただし、「道路構造令の解説と運用」⁹⁾に規定されている縦断曲線半径の望ましい値は、凹型曲線の場合、走行速度60km/hに対して1,500mであり、補剛桁の変位による曲線半径の最も短いサグ比1/10のCFRP橋で1,630mであるので、適切な縦断勾配を与えておけば、自動車の走行性に影響を与えるほど大きなものではない。

塔基部面外最大曲げモーメント（常時）はCFRP吊橋が14%程度小さく、塔基部面内最大曲げモーメント（暴風時）も6%程度小さい。塔基部最大軸力は、鋼製吊橋の40%程度であった。CFRP吊橋では死荷重の減少に伴うフラッター発生風速の低下が懸念されたが、鉛直たわみ振動数は低くなったものの、ねじれ振動数が高くなったために照査風速63m/sを上回るフラッター限界風速が得られた。

5. 3. 2 サグ比の検討

鋼製吊橋のサグ比は、経済性の観点から通常は1/10とする。ところが、橋梁が架設される付近の航空管制上の制約条件や景観上の配慮から、サグ比を低くする場合もある。そこで、CFRP吊橋に限ってサグ比を変化させ、補剛桁や主塔の発生する応力や撓みを計算した。サグ比は1/20とした。

サグ比が小さくなることによって、ケーブルが分担する張力が大きくなる。したがって、表-5・3・1に示すように、ケーブルの断面積・ケーブルの最大張力は大きくなっている。桁の鉛直曲げモーメント（常時及び暴風時）が小さくなったのも、ケーブルが負担する張力が大きくなったことによるものである。このような変化を除けば、サグ比の変化による大きな影響は出ていない。

表-5・3・1 上部構造の概略設計の結果

		単位	鋼製吊橋	CFRP吊橋	
基本形状	サグ比		1/10	1/10	1/20
	ケーブル断面積	m ²	0.0736	0.0177	0.028
吊構造部（補剛桁）	死荷重強度（橋面工含む）	kN/Br	154.8	55.9	55.9
ケーブル	最大張力	MN	68.3	27.6	45.3
主塔	断面積	m ²	0.775	0.605	0.605
変位	桁活荷重最大鉛直変位	m	1.56	6.04	7.49
	桁最大鉛直変位（常時）	m	2.27	6.44	7.93
	桁最大水平変位（暴風時）	m	4.85	8.82	8.14
	塔頂最大変位	m	4.85	8.82	8.14
	桁たわみによる縦断曲率半径	m	4,012	1,630	2,106
断面力	桁鉛直曲げモーメント（常時/暴風時）	MN・m	57.8 63.7	80.0 81.6	62.0 63.8
	桁水平曲げモーメント（暴風時）	MN・m	216.5	208.5	193.6
	主塔基部面外曲げモーメント（常時）	MN・m	70.1	60.3	71.7
	主塔基部軸力（常時）	MN	68.4	26.1	25.6
	主塔基部面内曲げモーメント（暴風時）	MN・m	58.8	55.2	42.7
	主塔基部軸力（暴風時）	MN	52.5	24.0	21.9
振動数	鉛直対称1次振動数	Hz	0.206	0.171	0.153
	ねじれ対称一次振動数	Hz	0.534	0.883	0.864
	振動数比		2.592	5.164	5.647
耐風安定性	フラッター発現風速	m/s	162	123	121
	フラッター照査風速	m/s	64		

サグ比の変化による上部構造の数量変化を表-5・3・2に示す。サグ比が小さくなることによって、ケーブルの分担する張力が大きくなり、ケーブルの重量は大きくなったが、主塔の高さが小さくなることによる材料の重量変化の方が大きい。参考文献¹⁰⁾をもとにして計算したGFRPのケーブル及び引き抜き成形材（補剛桁や塔に使用される材料）の単位重量当たりの単価は、それぞれ26円/kg及び1,831円/kgとなっている。CFRPのケーブル及び引き抜き成形材の単価は未掲載であるが、GFRPの事例から、CFRPでも引き抜き成形材に比べてケーブルが安価になる可能性がある。もしこの推測が正しければ、吊橋では、サグ比を小さく取ることによって経済的にも有利になる。

表-5・3・2 サグ比の変化による上部構造の数量変化

	単位	サグ比	
		1/10	1/20
ケーブル関係	MN	0.608	0.862
補剛桁	MN	40.1	40.1
主塔	MN	9.90	7.98
舗装	MN	2.94	2.94
合計	MN	53.5	51.9

5. 3. 3 下部構造

基礎底部の大きさは鋼製吊橋が縦15m×横44mに対して、CFRP吊橋では、縦17m×横44mとなった。CFRP吊橋の方が鋼製吊橋よりも大きくなったのは、上部構造の鉛直反力の低下によって、水平力に生じる荷重の傾斜や偏心の影響が大きくなったためである。アンカレッジは鋼製吊橋、CFRP吊橋ともに構造上必要な寸法つまり最小寸法で形状が決定した。ただし、ケーブル張力が小さく、ストランド数が少ないCFRP吊橋の方（アンカレッジ底部の寸法は縦40m×横38m）が、鋼製吊橋（アンカレッジの底部寸法は縦43m×横45m）よりも小さいアンカレッジとなった。ただし、主塔基礎及びアンカレッジの高さは等しく、それぞれ17m及び39mとなった。

このように、CFRP吊橋の下部構造が鋼製吊橋の下部構造とほとんど変わらない結果になったのは、基礎部分の地盤をCL級岩とし、比較的堅固な地盤条件を与えたためである。CFRP吊橋の死荷重強度は鋼製吊橋の1/3程度なので、地盤条件が劣悪になるほど基礎も含めた下部構造は有利になるものと推察される。参考文献³⁾ではN値10以下のゆるい細砂層を想定して、上部構造の死荷重の低減が下部工のコスト低減に与える影響を試算している。それによれば、上部構造の死荷重が1/2に低減すると下部構造の断面形状は25%減、主鉄筋量は18%減になりコストは77.6%に低減する。死荷重が1/4になると同様にコストは55.2%まで低減するとしている。この結果を用いて按分すると、死荷重が1/3になった場合には、軟弱地盤上の下部工コストは約62%まで低減することになる。

5. 4 コスト比較

ライフサイクルコストを用いて、CFRP吊橋と鋼製吊橋のライフサイクルコストを比較した。ただし、コストとして計上するものは、初期コストとしては材料費及び製作・組立費、維持管理コストとしては鋼製吊橋の塗装の塗り替え費用のみを考慮し、架設費については条件によって大きく変わるため考慮しなかった。

先にも示したように、景観上の観点からの塗り替え要因となる塗膜の退色を無視すれば、CFRPの塗り替えは必要ない。鋼材のように塗膜と母材の間に腐食が生じて、塗膜が母材から脱落することがFRPでは起きないためである。

5. 4. 1 CFRPの将来材料コストの推定¹⁾

CFRP引抜材の見積書を材料製造会社より入手し、その材料単価の内訳から将来材料単価の低減可能性を検討した。見積書によるCFRP引抜材単価内訳を表-5・4・1のA欄に示す。B欄は見積もりに比べて材料

の生産量を大幅に増加させた場合の材料価格を推計したものである。単価内訳からわかるように、CFRPでは炭素繊維原料価格の材料価格に占める割合が最も大きい。さらに、炭素繊維製造会社から炭素繊維の実態価格をヒアリングして、表-5・4・2を得た。

表-5・4・1 CFRP引抜材の材料単価内訳
(420mm×3mm平板、約2.0kg/m)

項目	A	B	C
	60m製作する際の単価 (円/m)	60km(120t)製作する際の 単価 (円/m)	将来価格 (円/m)
炭素繊維	17,355	17,355	4,000
不飽和ポリエステル樹脂	1,166	1,166	1,166
副資材	325	325	325
設備償却費	2,912	825	825
型替人件費	326	0	0
型替費用	10,230	10	10
管理人件費	2,800	810	810
合計	35,114 (17,557円/kg)	20,491 (10,246円/kg)	7,136 (3,568円/kg)

表-5・4・2 炭素繊維の価格

炭素繊維の種類	規格	単位体積当たりの価格(円/m ³)	単位重量当たりの価格(円/kg)
トウ	汎用PAN系		5,000
クロス	汎用PAN系	6,500	32,500
クロス	汎用PAN系	9,500	31,700
クロス	高弾性型ピッチ系	15,000	50,000

注) PANはポリニトリルアクリル (Polyacrylonitrileの略) を意味する。

通常の引抜成形材はトウ (tow, 一方向層 (UD層) に使われる) を上下二層のクロス (cloth) で挟んだ三層構造になっている。製造上の制約によって、高価なクロス層を省くことは出来ない。しかし、強度の大部分はUD層が分担しているため、クロス層を安価なガラス繊維に置き換えることが可能である。その場合の材料単価を表のC欄に示す。

したがって、各欄の合計は、A欄がCFRPの現在の材料価格、B欄が量産効果を期待したCFRPの将来価格、C欄が量産効果とCFRPとGFRPの組み合わせによるハイブリッド化を期待した場合の将来材料価格である。ここに示すように、量産による価格低減は約4割であり、さらに量産とハイブリッド化による価格の低減は約8割となる。したがって、ハイブリッド化単独の価格低減効果は約4割となり、量産の効果とほぼ等しい。

5. 4. 2 ライフサイクルコストの比較

前節で設計した吊橋の結果をもとにして、吊橋の上部工及び下部工の建設コストを推定する。設計計算結果と単価の推定結果を用いて、鋼製吊橋及びCFRP吊橋の上部工の試算を行った。結果を表-5・4・3に

示す。同様にして、下部工の試算も行った。（表-5.4.4）

表-5・4・3 上部工のコスト試算

	鋼製吊橋			CFRP吊橋		
	数量(tf)	単価(千円)	金額(百万円)	数量(tf)	単価(千円)	金額(百万円)
ケーブル関係	1,199	1,600	1,918	65	4,995	325
補剛桁	9,214	850	7,832	3,119	4,995	15,579
公共添架物	958	850	814	958	850	814
主塔	5,925	900	5,332	1,010	4,995	5,045
舗装	16,009m ²	10	160	16,009m ²	10	160
合計			16,056			21,923

表-5・4・4 下部工のコスト試算

		鋼製吊橋			CFRP吊橋		
		数量(m ³)	単価(千円)	工費(百万円)	数量(m ³)	単価(千円)	工費(百万円)
アンカレッジ基礎 (2個分)	躯体コンクリート	91,200	85	7,752	70,000	85	5,950
	気中岩掘削	51,600	9	464	44,800	9	403
	小計			8,216			6,353
主塔基礎 (2個分)	躯体コンクリート	22,400	85	1,904	25,400	85	2,159
	気中岩掘削	31,000	9	279	32,400	9	292
	小計			2,183			2,451
合 計				10,399			8,804

最初に、CFRPの単価は、前節で算出した最も低い将来コスト（現在コストの約2割）である3,568円/kgを基にして、これに加工・組立費として40%割り増した単価である4,995円/kgを採用した。表-5・4・3に示すように、鋼製吊橋の上部工161億円に対してCFRP吊橋の上部工は、219億円となった。下部工では、鋼製吊橋が104億円に対して、CFRP吊橋は88億円となった。鋼製吊橋の塗装費用（12億円）を加えると、橋梁の総工費は、鋼製吊橋は277億円、CFRP吊橋は307億円となった。この規模の鋼製吊橋の塗り替え塗装費用は約12億円となる。1回の塗装の塗り替え期間を10年とすると、3回30年の期間で鋼製吊橋のコストがCFRP吊橋のコストを上回ることがわかった。

しかし、現在の材料コスト及び量産効果のみを期待した場合の材料コストを用いてCFRP吊橋のコストを計算すると、それぞれ1,190億円及び731億円となる。上記と同じようにライフサイクルコストを計算すると、それぞれ約760年及び約380年となって、CFRP吊橋の経済性は鋼製吊橋に比べて著しく低くなる。

ただし、本設計事例は、強固な岩盤を基礎の条件としており、さらに吊橋の中間スパンは500mと比較的

短いので、高強度かつ軽量を特徴とするCFRP吊橋にとっては比較的不利な条件下での試算である。

5. 5 結論

- 1) CFRP吊橋の補剛桁の最大曲げモーメント及び変位は鋼製橋より大きい。ただし、その大きな変位は自動車の走行性に影響を与えるほど大きなものではない。
- 2) CFRP吊橋の最大張力は、鋼製吊橋よりも小さく、ケーブルの断面積も小さい。
- 3) CFRP吊橋の塔基部に生じる最大曲げモーメント及び最大軸力は、鋼製吊橋よりも小さい。
- 4) CFRP吊橋では死荷重の減少に伴うフラッター発生風速の低下が懸念されたが、ねじれ振動数が高くなったために照査風速63m/sを上回るフラッター限界風速が得られた。
- 5) CFRP吊橋では鋼製吊橋のサグ比1/10より小さなサグ比（例えば1/20）とすることにより、経済的に有利になる可能性がある。
- 6) 地盤条件を比較的良好に設定したことと、CFRP吊橋の上部工の死荷重が非常に小さくなったために、CFRP吊橋の主塔基礎は、鋼製吊橋の主塔基礎に比べて若干大きくなった。
- 7) アンカレッジはCFRP吊橋の方が、鋼製吊橋よりも小さくなった。
- 8) CFRP吊橋の死荷重強度は鋼橋の1/33程度なので、地盤条件が劣悪になるほど基礎工も含めた橋梁下部工は有利になるものと推察される。
- 9) 現行のCFRPの材料価格に対して、量産の効果及びハイブリッド化の効果によってそれぞれ4割の価格低減が期待できる。したがって、両方の効果で材料価格を現行の1/5程度とすることが可能である。
- 10) 現行の材料価格及び量産効果のみによって低減した将来の材料価格では、CFRP吊橋は鋼製吊橋に対して、ライフサイクルコストから見ても経済性は著しく低い。量産効果に加えて、ハイブリット化のような工夫によって、現行の材料価格の1/5程度まで材料価格を低減させることによって、CFRP吊橋に現実的な経済性がもたらされる。
- 11) 低いサグ比を用いた吊橋の設計やCFRP材料のよりの確な安全率の設定等の設計に関する将来の技術的進歩や非常に軟弱な基礎地盤条件のもとでは、現在価格を1/5まで低減させなくとも、CFRP吊橋の鋼製吊橋に対して経済的となる可能性がある。

5. 6 今後の課題

これまでの経済性の前提となる吊橋の設計計算では、CFRPの安全率を10として計算した。その後の調査研究結果によればその安全率は3程度まで低減出来る可能性のあることも示されている。¹²⁾ 吊橋の詳細設計のためには、ここに示した材料の安全率に加えて、継ぎ手構造部分の部材の安全率を別途設定する必要がある。したがって、材料及び継ぎ手部材の安全率に関する将来の研究成果によっては、初期コストにおいてもCFRP吊橋の方が鋼製吊橋より有利になる可能性がある。

参考文献

- 1) 前田研一、森園康之、中村一史、江口立也、藤野陽三：“新素材（FRP）ケーブルを用いた超長大吊橋の構造特性と経済性”、土木学会構造工学論文集Vol.46A、平成12年3月
- 2) 徳光 卓、篠原 貴、岩本久信、佐々木巖、小山達雄：“大規模災害における人命救助を目的としたFRP応急人道橋の適用性検討”、土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第1部(A)、平成11年9月、

pp16-17

- 3) 大野一昭、中島秀夫、西崎到、小山達雄：“橋梁上部工にFRPを適用した下部工の試設計”、土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第1部(A)、平成11年9月、pp10-11
- 4) 片脇清、坂本浩行、西崎到、佐々木巖：“繊維強化構造材料の歩道橋への利用可能性の検討”、土木研究所資料 第3291号、平成6年11月
- 5) “上部構造設計基準・同解説”；本州四国連絡橋公団、1989年4月
- 6) “海峡横断プロジェクト用耐震設計法（下部工）”；本州四国連絡橋公団 平成
- 7) “明石海峡大橋耐風設計要領・同解説”；本州四国連絡橋公団、平成2年2月
- 8) “道路橋示方書 共通編・鋼橋編”；（社）日本道路協会、平成8年12月
- 9) 日本道路協会；“道路構造令の運用と解説”、昭和58年2月
- 10) 建設物価調査会：“建設物価（1998年12月）”
- 11) 明嵐政司、西崎 到：“超高耐久材料の開発”、平成10年度土木研究所年度報告書第一分冊、平成11年3月
- 12) 西崎 到、明嵐政司、木嶋 健、佐々木巖：“繊維強化プラスチック引抜成形材の橋梁構造材料としての安全率に関する考察”、土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第1部(A)、平成11年9月、pp20-21

6. モルタル充填FRP床版の検討

6. 1 検討の目的

橋梁において床版はその上面を通行する車両などの荷重を直接支える重要な部分である。床版は橋梁の部位の中で最も疲労損傷を生じやすく、さらに冬期の融雪剤散布などによる塩害など化学的な損傷も生じやすい傾向にある。また、鋼鈑桁橋ではコンクリート床版の重量が橋梁自重の60%近くを占め、橋梁の自重を軽減する上で床版の軽量化は有効である。

FRPは軽量かつ耐腐食性に優れるため、塩害に対して有利であり、橋梁自重を大幅に軽減できる可能性がある。反面、鋼に比べて弾性係数が小さく、せん断強度も小さいため、たわみによる走行性の低下や押し抜きせん断による疲労損傷も懸念される。

本章では、FRPの床版としての適用可能性を確認することを目的とし、モルタルを内部に充填したFRP床版の静的載荷試験と輪荷重走行試験を実施した。

6. 2 実験用供試体

6. 2. 1 FRP

供試体には引抜成形したGFRP製角形パイプを用いた。角形パイプは厚さ43mm、幅50mm×高さ50mm×長さ400mmの一般的な製品とした。

基材構成は以下のとおりである。

ガラス含有率 重量比56.0%

体積比39.4%

積層構成 SM-CSM-R-CSM-SM R:CSM重量比 1:0.28

ただし、SM: Surface Mat CSM: Continuous Strand Mat R: Roving

強度特性は以下のとおりである。

引張強度 0度 418MPa

引張弾性率 0度 27.3GPa

圧縮強度 0度 252MPa

圧縮弾性率 0度 25.9GPa

6. 2. 2 モルタル

供試体には普通モルタル、超軽量モルタルの二種類のモルタルを充填した。モルタルの物性は表-6.

2. 1に示すとおりである。

表-6. 2. 1 充填したモルタルの物性

	比重	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	最大ひずみ (μm/m)
普通モルタル	2.4	64.5	27,400	3,200
超軽量モルタル	1.5	51.7	16,600	3,400

6. 2. 3 供試体の製作

供試体の形状を図-6. 2. 1に示す。床版の製作手順は以下のとおりとした。

- (1)角形FRP材料の内面と外面を洗剤により洗浄したのち、軽くサンドペーパーで荒らし、アセトンで拭きあげる。
- (2)角材相互の接着面にエポキシ樹脂接着剤を塗布し、角材を平面上に並べて接合した。(写真-6. 2. 1)
- (3)接着剤硬化後、PC鋼棒の挿入を行った。PC鋼棒は接着剤によりFRPと付着しないよう、あらかじめグリースを厚めに塗布した。
- (4)モルタル充填供試体は内面へのエポキシ樹脂接着剤塗布を行い(写真-6. 2. 2)、FRP材木口よりモルタルの充填、打設を行った(写真-6. 2. 3)。締固めは木づちによりFRP側面を軽く叩くことにより行った。PC鋼棒は打設5時間後、打設15時間後にそれぞれ手回しを行い、モルタルとの付着を切った。
- (5)モルタル硬化後、FRP相互の一体化を図るため橋軸方向にFRP床版へのプレストレス導入を行った(写真-6. 2. 4)。プレストレスは $\phi 9.2\text{mm}$ のPC鋼棒を2本同時に緊張して導入した。プレストレス導入直後の目標応力度はモルタルを充填しない供試体で 1.0MPa 、モルタル充填供試体で 3.0MPa とした。

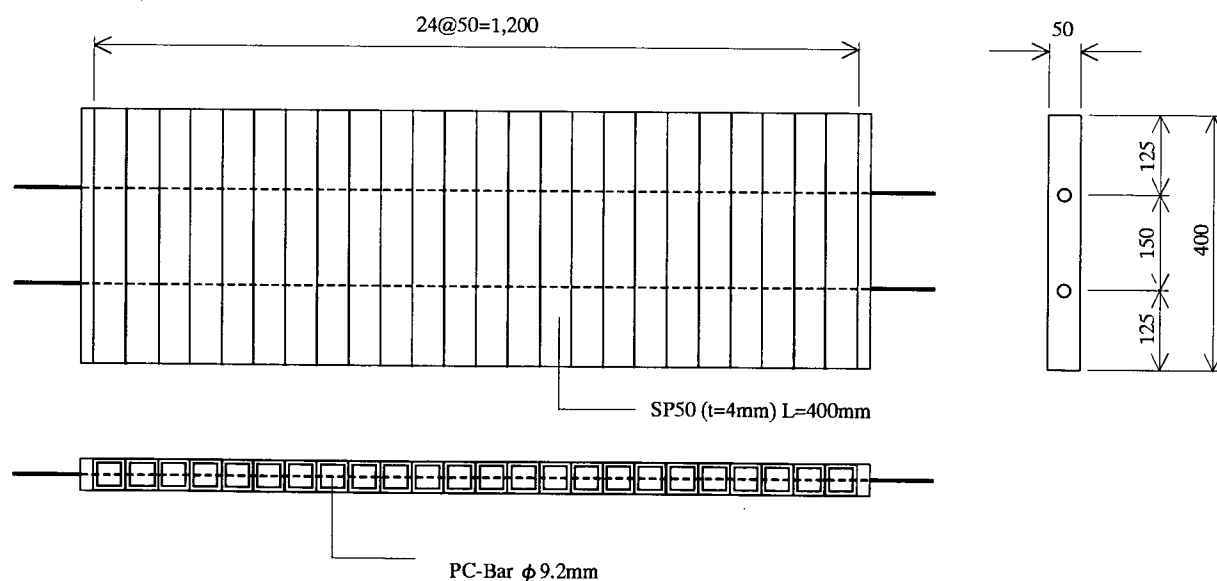


図-6. 2. 1 FRP床版供試体

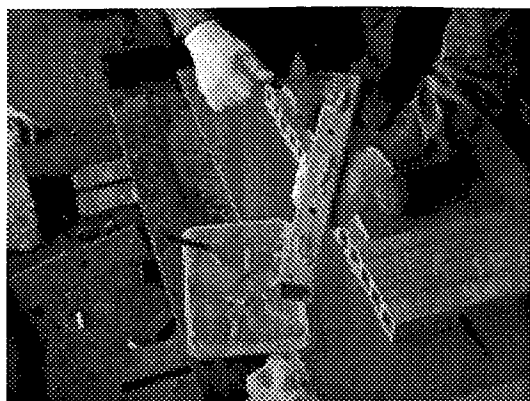


写真-6. 2. 1 床版接着組立状況

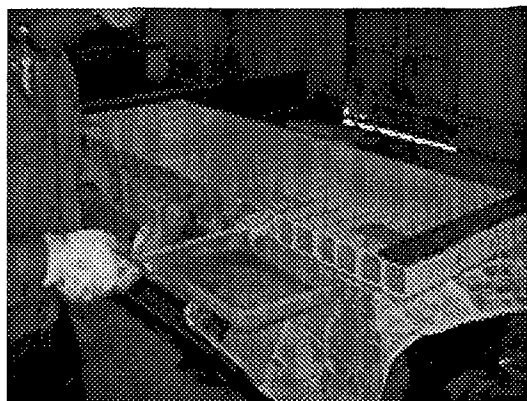


写真-6. 2. 2 床版内面樹脂塗布状況

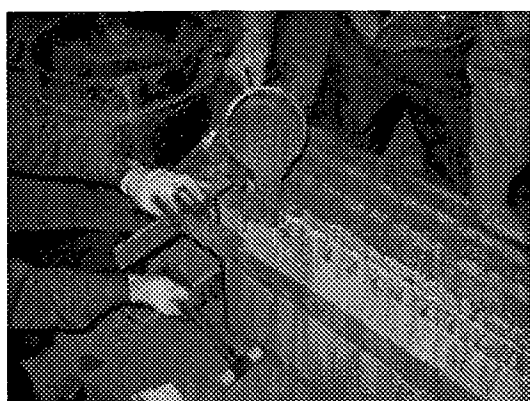


写真-6. 2. 3 モルタル充填状況



写真-6. 2. 4 プレストレス導入状況

6. 3 梁の静的載荷試験

床版の載荷に先立ち、床版に用いた梁の静的載荷試験を行った。載荷試験は支間350mmとし、支間中央にφ50mmのローラーを一点載荷した。過度の応力集中を避けるため、載荷点直下はFRP上に厚さ3mmの硬質ゴムを敷き、その上に厚さ2mmの鋼帯を布設した。表-6. 3. 1に破壊荷重と破壊形態を示す。FRP単体

表-6. 3. 1 FRP床版を構成するSP-50梁の破壊荷重と破壊形態

供試体番号	FRP単体		普通モルタル充填		超軽量モルタル充填	
	破壊荷重 (kN)	破壊形態	破壊荷重 (kN)	破壊形態	破壊荷重 (kN)	破壊形態
1	10.7	ウェブ圧壊	27.7	水平せん断	37.8	水平せん断
2	11.8	ウェブ圧壊	36.1	水平せん断	36.1	水平せん断
3	12.8	ウェブ圧壊	33.9	水平せん断	37.2	水平せん断
平均	11.8	—	32.6	—	37.0	—
比	1.00	—	2.77	—	3.15	—

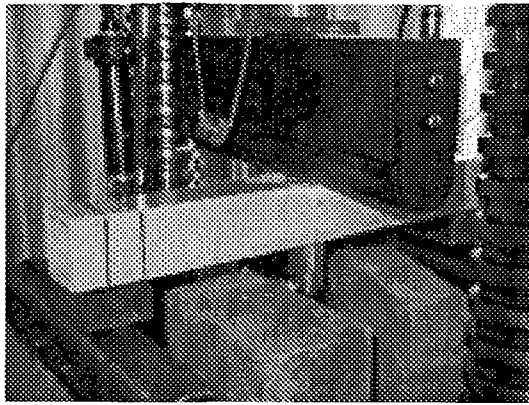


写真-6. 3. 1 FRP単体梁破壊状況

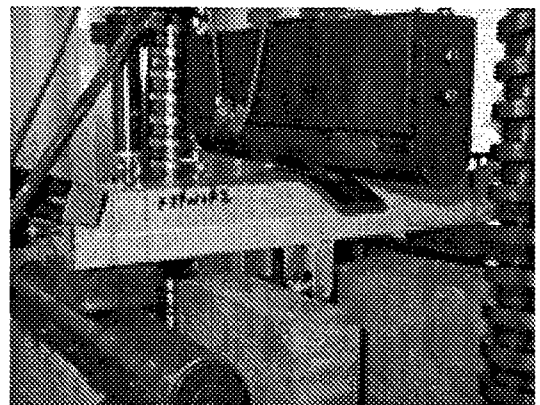


写真-6. 3. 2 モルタル充填梁状況

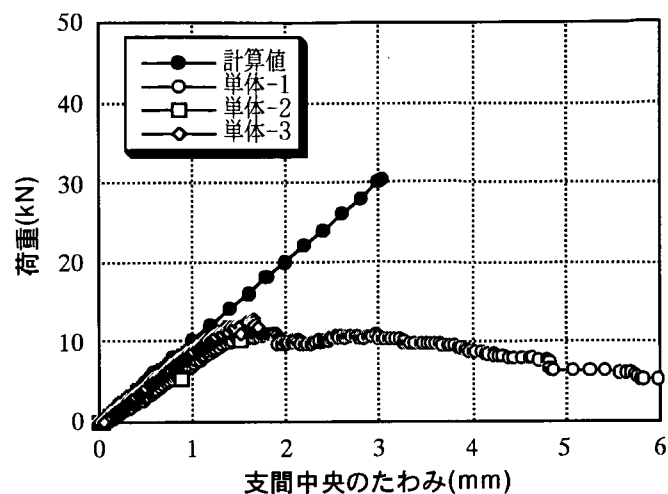
供試体の破壊状況を写真-6. 3. 1に示す。破壊荷重は平均11.8kNであり、破壊形態はウェブの鉛直方向への圧壊であった。モルタル充填供試体の破壊状況を写真-6. 3. 2に示す。普通モルタル充填供試体の破壊荷重は平均32.6kN、超軽量モルタル充填供試体の破壊荷重は平均37.0kNであり、破壊形態はいずれの供試体も水平せん断破壊であった。

モルタル充填供試体の耐力はモルタルを充填しない場合に比べて、普通モルタル充填供試体で2.77倍、超軽量モルタル充填供試体で3.15倍となった。破壊荷重の実験値と計算値の比較を表-6. 3. 2に示す。計算による破壊形態は全て上フランジの圧縮破壊であり、実験結果と異なった。特に、モルタルを充填していないFRP単体供試体の場合の耐力は計算値の40%程度しかなく、FRPが本来有する曲げ部材としての性能を発揮していないことがわかる。また、普通モルタル充填供試体の耐力は計算値の80%弱、超軽量モルタル充填供試体の耐力は計算値の90%程度であり、いずれも計算値に達しなかった。

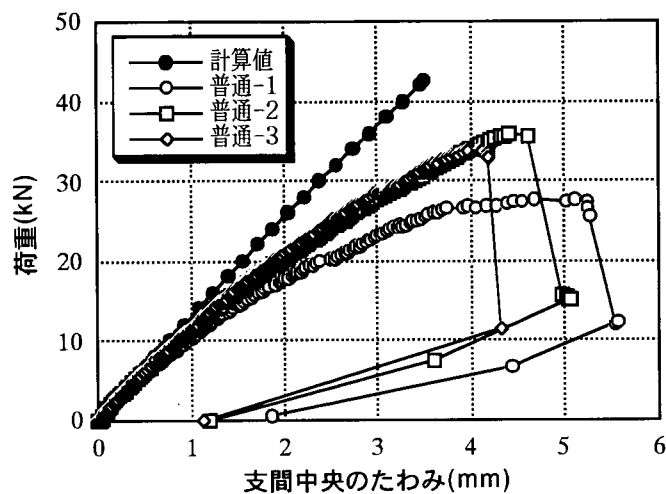
図-6. 3. 1に各供試体の荷重と支間中央たわみの関係を示す。いずれの供試体も荷重10kN程度まではおよそ計算たわみに一致したが、以降は、計算たわみより実験値の方が大きくなり、非線形性も強くあらわれた。図-6. 3. 2にロゼットゲージを貼付した供試体の荷重と最大主せん断ひずみの関係を示す。FRP単体供試体の場合、最大主せん断ひずみは終局まで線形に変化した。しかし、普通モルタル充填供試体の場合は荷重10kNを超えた付近からひずみの値が急激に大きくなり、荷重15kN以降の荷重ひずみ曲線の傾きはFRP単体の場合に近いものとなった。超軽量モルタル充填の場合は荷重8kN付近からひずみの増分が大き

表-6. 3. 2 破壊荷重の実験値と計算値の比較

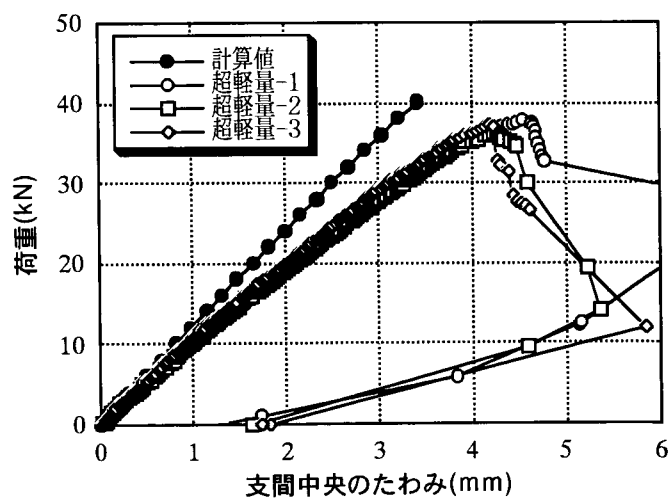
	最大荷重と破壊形態				最大荷重の比
	実験結果(平均)		非線形解析		
	実験値(kN)	破壊形態	計算値(kN)	破壊形態	実験値 ／ 計算値
FRP単体	11.8	ウェブ鉛直破壊	30.3	フランジ圧壊	0.39
普通モルタル充填	32.6	水平せん断	42.6	フランジ圧壊	0.77
超軽量モルタル充填	37.0	水平せん断	40.2	フランジ圧壊	0.92



(a) モルタル未充填供試体

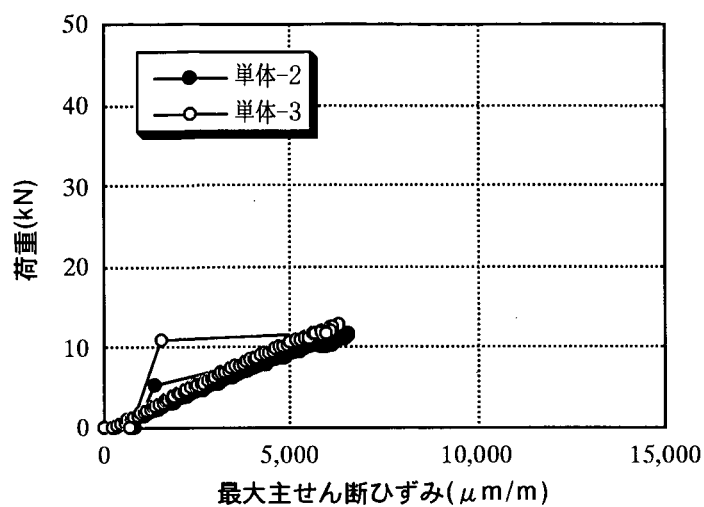


(b) 普通モルタル充填供試体

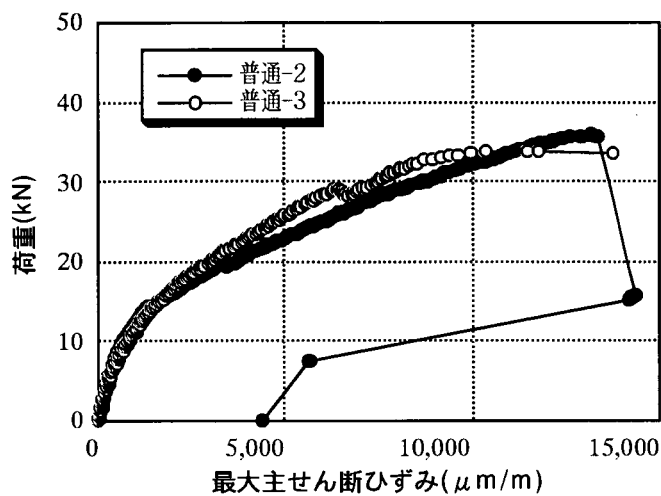


(c) 超軽量モルタル充填供試体

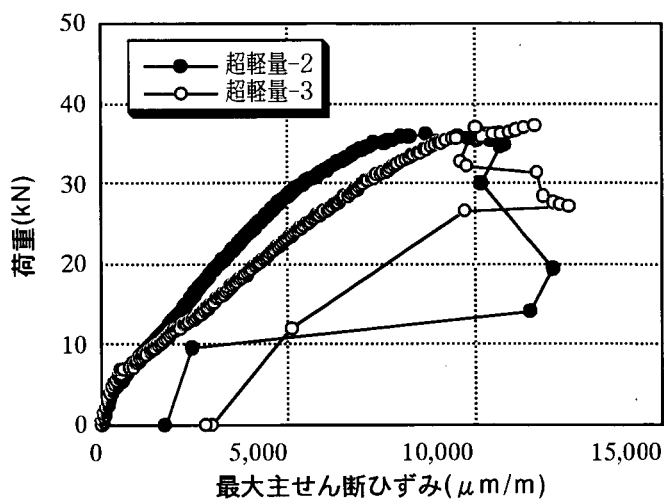
図-6. 3. 1 荷重と支間中央たわみの関係



(a) モルタル未充填供試体



(b) 普通モルタル充填供試体



(c) 超軽量モルタル充填供試体

図-6. 3. 2 荷重と最大主せん断ひずみの関係

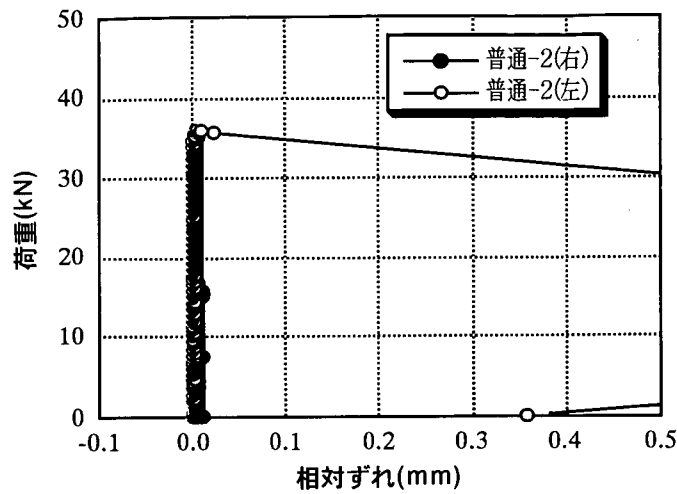
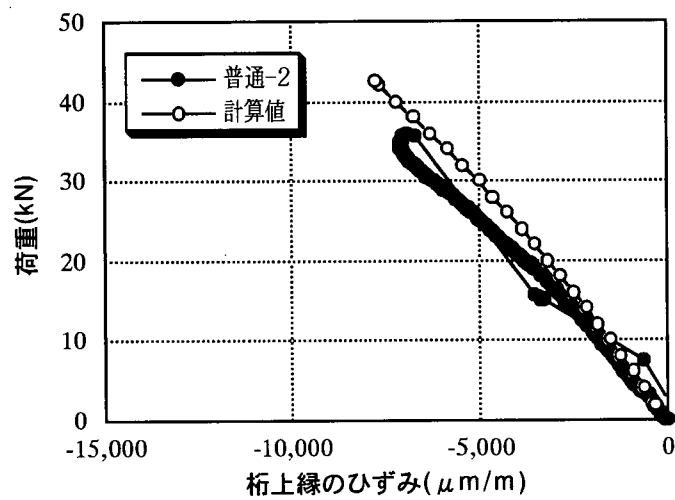
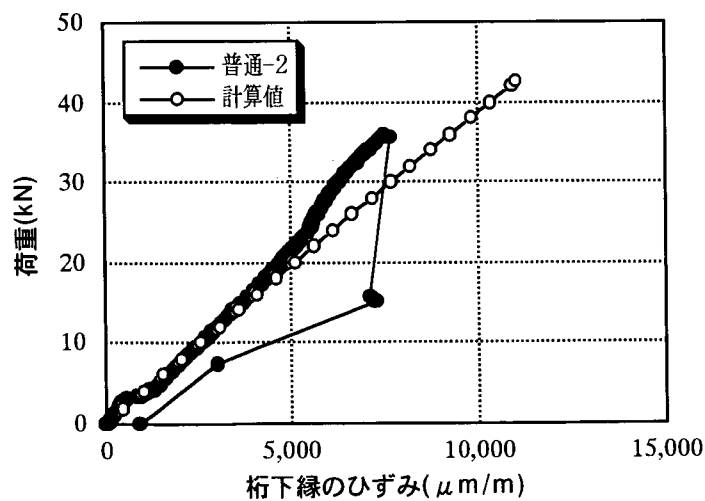


図-6. 3. 3 荷重とモルタルとFRPの相対変位の関係



(a) 普通モルタル充填供試体No.2上縁のひずみ



(b) 普通モルタル充填供試体No.2下縁のひずみ

図-6. 3. 4 荷重と最大主せん断ひずみの関係

くなったが、普通モルタルの場合に比べて、荷重ひずみ曲線の傾きは小さくなった。

この原因としては、実験に使用したFRPは周方向の補強を行っていないためFRPの異方性が強くあらわれた、モルタルとFRPの間にずれを生じたなどが考えられる。FRPとモルタルのずれの一例として図-6.

3. 3に普通モルタル充填NO2供試体の桁端部における荷重とFRPモルタル間の相対ずれの関係を示す。図から明らかなように、FRPとモルタルは終局まで桁端部での相対ずれは生じなかった。他の供試体についての図は割愛したが、他の供試体についてもせん断ひずみの変化と相対ずれとの間に相関はみられなかった。

これとは別に、FRPとモルタルの相対ずれが支間中央のひびわれを中心として起り、桁端部まで相対ずれが生じなかったことも考えられる。この場合、支間中央のひびわれを中心に下フランジが引張られることになり、計算に比べて大きな引張ひずみを生じると考えられる。図-6. 3. 4に支間中央から25mm離れた断面の荷重と上フランジひずみ、下フランジひずみの関係を示す。上フランジのひずみは荷重15kNから、下フランジのひずみは荷重20kNから計算値と外れる傾向になったが、その差はせん断ひずみに見られるほど大きなものでない。このことからFRPとモルタルのずれが急激なせん断ひずみの増大を招いたとは考え難く、FRPのせん断補強量不足が原因と考えられる。

しかし、一般的に考えてFRPとモルタルが一体で変形している場合、せん断ひずみが $5,000\mu\text{m/m}$ を超えることは考え難く、仮に、一体で変形するならば、このようなひずみの条件下ではモルタルがせん断破壊するものと考えられる。しかしながら、水平せん断破壊面においてもモルタルのせん断破壊は観察されておらず、今後、モルタルを充填したFRP梁の曲げ破壊についてさらなる研究が必要と考えられる。

6. 4 床版の静的載荷試験

6. 4. 1 目的

単体の中空 FRP 角材にモルタルを充填することで、曲げ耐力が大幅に向上することがこれまでの研究で明らかとなっている。

本試験では床版としての適用性を確認する目的で中空 FRP 角材を並べた供試体にモルタルを充填し、曲げ載荷試験による比較を行った。

6. 4. 2 供試体

供試体のタイプを表- 6. 4. 1 に示す。試験では中空部分に充填するモルタルの影響を確認するため、以下の 3 タイプの供試体を作製した。試供試体の形状寸法を図- 6. 4. 1 に示す。供試体は SP50 ×L400mm の中空 FRP 角材を 24 本並べ、角材軸に対して直角方向に PC 鋼棒を用いてプレストレスを加えて床版とした。プレストレスの導入に先立ち、各中空 FRP 角材の接合面にはエポキシ樹脂を塗布した。プレストレスは 3 MPa とした。

表- 6. 4. 1 供試体のタイプ

タイプ	充填モルタルの種類	備考
1	無充填 (FRP 単体)	基準供試体
2	普通モルタル	—
3	超軽量モルタル	—

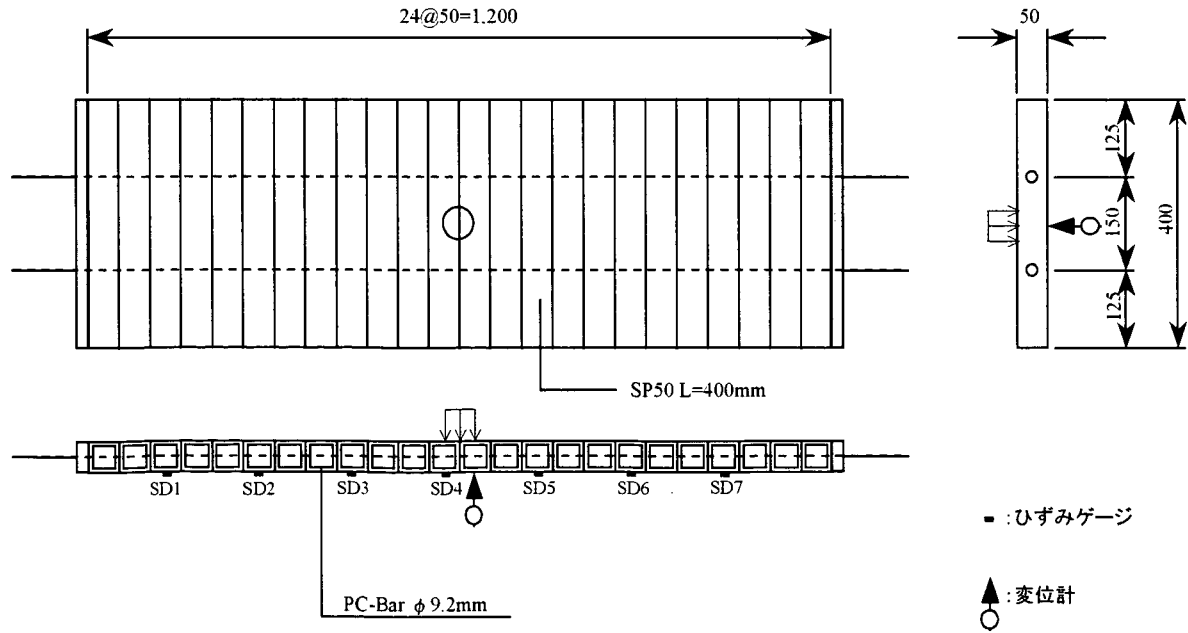


図- 6. 4. 1 供試体の形状寸法と測定位置 (単位mm)

6. 4. 3 試験方法

試験は、鋼製載荷台の上に FRP 床版供試体をセットして行った。加える荷重は集中荷重とし、直径 50mm の載荷治具を用いた。

測定項目は荷重、供試体のたわみ、FRP のひずみ等とした。変位計およびひずみゲージの取り付け位置をそれぞれ図－6. 4. 1 に示す。

6. 4. 4 試験結果および考察

(1) 破壊状況

供試体の破壊状況を写真－6. 4. 1～写真－6. 4. 6 に示す。写真では、各タイプの上面および下面の破壊状況の代表例を示した。

各タイプとも破壊は載荷点直下での押抜き破壊であり、モルタル充填の有無にかかわらず同様の破壊傾向を示した。また、中空 FRP 角材相互の接合面には載荷の全段階を通してはく離等の異常は認められなかった。

(2) 結果一覧

試験により得られた各供試体の最大荷重を表－6. 4. 2 に示す。

表－6. 4. 2 最大荷重一覧 (kN)

タイプ	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	平均	充填モルタルの種類
1	30.3	30.0	31.9	31.6	31.0	無充填 (FRP 単体)
2	111.8	126.2	119.0	117.1	118.5	普通モルタル
3	112.5	107.7	108.2	102.8	107.8	超軽量モルタル

各タイプの平均値で比較すると、今回用いた供試体ではモルタルを充填することにより最大荷重は高まり、無充填に比べて 3.5～3.8 倍となった。

充填モルタルの種類で比較すると、超軽量モルタルを充填した供試体に比べて普通モルタルを充填した供試体の方が最大荷重が約 10% 高まった。これは、普通モルタルの圧縮強度が超軽量モルタルに比べて高いこと（表－6. 2. 1 参照）に起因するものと考えられる。

(3) 荷重－中央変位関係

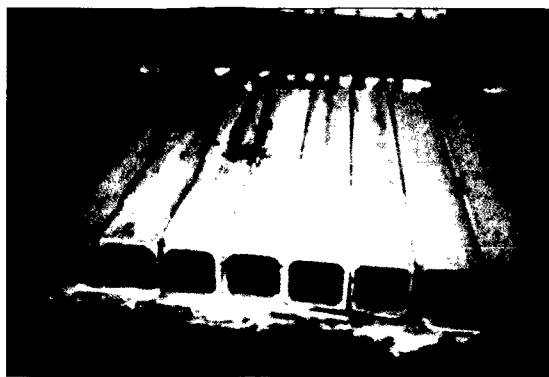
各タイプの荷重と供試体中央における変位との関係を図－6. 4. 2～図－6. 4. 4 に示す。

モルタルを充填することにより最大荷重の場合と同様、曲げ剛性（曲線の傾き）も高くなった。ただし、曲げ剛性に及ぼす充填モルタルの種類の影響を比較すると、今回用いた供試体では普通モルタルと超軽量モルタルの材料試験で得られた弾性係数の差異ほどの影響は認められず（表－6. 2. 1 参照）ほぼ同程度の傾きとなった。

(4) FRP ひずみの分布

各タイプの供試体下面における FRP のひずみ分布を図－6. 4. 5～図－6. 4. 7 に示す。

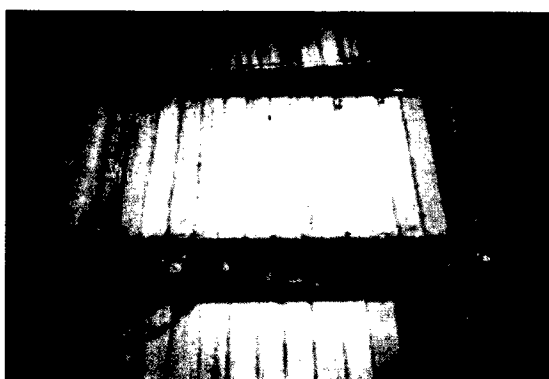
無充填の FRP 単体の床版ではひずみの発生する範囲が載荷点付近に限定され、荷重があまり分散していない。これに対し、モルタルを充填した床版では広い範囲にわたってひずみが発生しており、荷重を分散する効果が見られた。



写真—6.4.1 無充填（上面）



写真—6.4.2 無充填（下面）



写真—6.4.3 普通モルタル充填（上面）



写真—6.4.4 普通モルタル充填（下面）



写真—6.4.5 超軽量モルタル充填（上面）



写真—6.4.6 超軽量モルタル充填（下面）

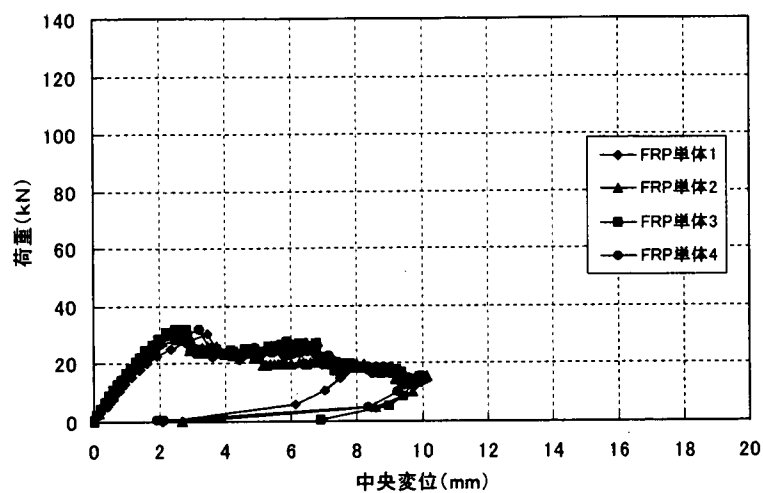


図-6. 4. 2 無充填 (FRP 単体)

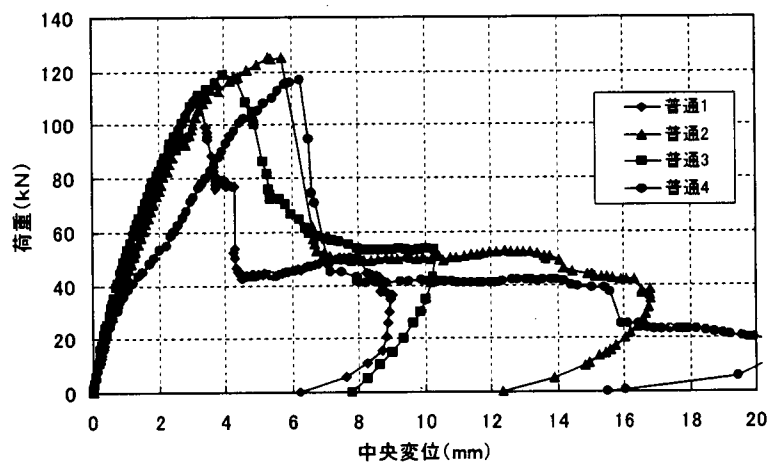


図-6. 4. 3 普通モルタル充填

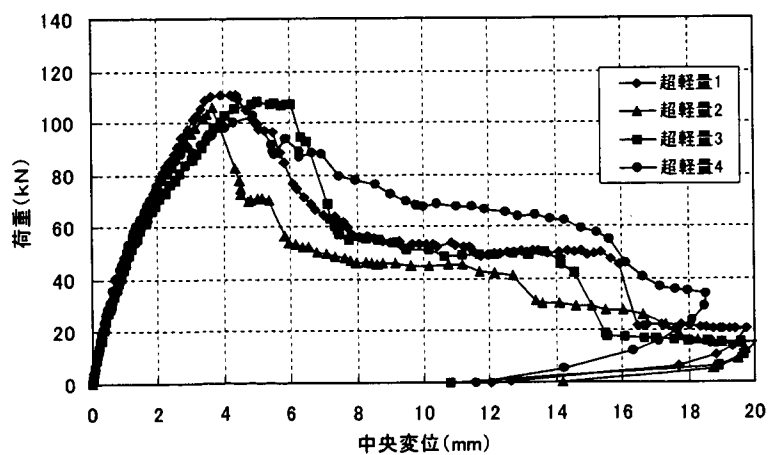


図-6. 4. 4 超軽量モルタル充填

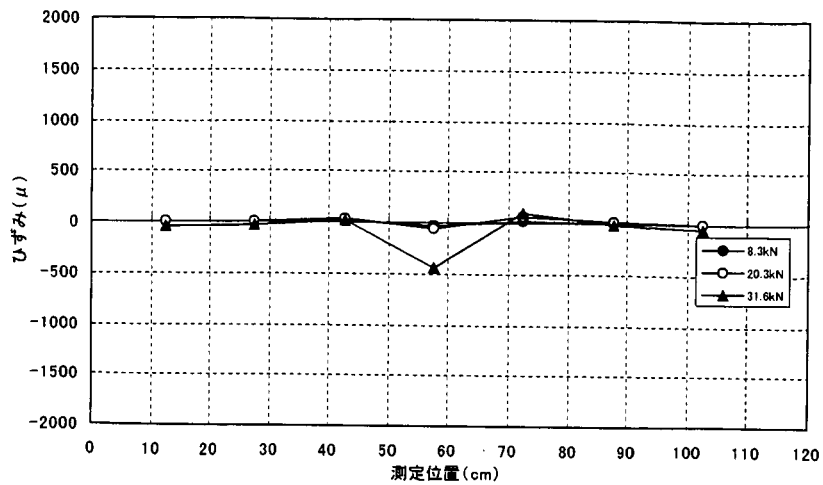


図-6. 4. 5 FRP 下面ひずみ (無充填)

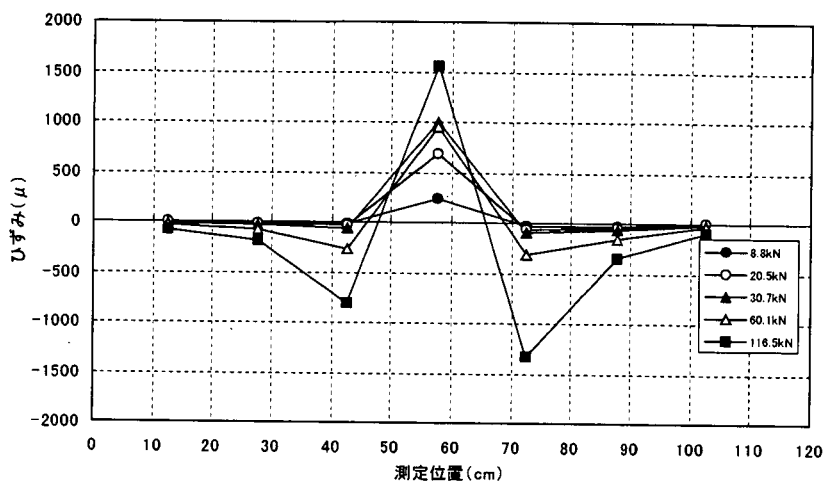


図-6. 4. 6 FRP 下面ひずみ (普通モルタル充填)

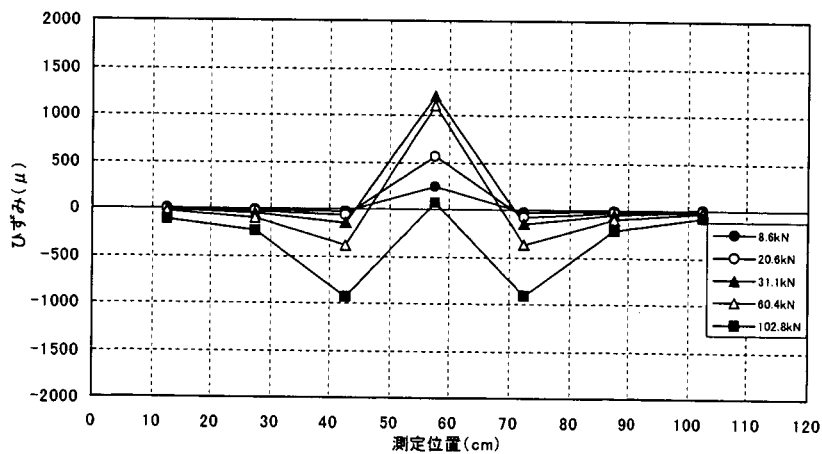


図-6. 4. 7 FRP 下面ひずみ (超軽量モルタル充填)

6. 5 輪荷重載荷試験

6. 5. 1 目的

モルタルを充填したFRP角柱パイプの、道路橋床版への適用性を検討するために、床版状供試体の輪荷重載荷試験を実施した。

6. 5. 2 供試体

6. 2節に記述されているように製作された、FRP引抜成形材（中空角柱，SP50，50×50mm，厚さ4mm）を長さ500mmに切りそろえたものを、24本横に並べ結合した版（500×1200mm）を供試体とした。接合部分にはエポキシ系接着剤を塗布し、長手方向にPC鋼棒2本で緊張力を導入してある。供試体は、中空の引抜材の中に何も充填しないものと、6. 2. 2節に示す2種類のモルタル（普通モルタルおよび超軽量モルタル）を充填したものの、3種類を用意した。

6. 5. 3 試験方法

小型輪荷重載荷試験機（図－6・5・1）を用いて輪荷重載荷試験を実施した。供試体は構造用接着テープを用いて鋼製移動架台に固定した。（図－6・5・2）載荷輪は、中央で荷重を導入し、所定の荷重がかかった後に、移動載荷板を移動させた。変位計を取り付けて、静的な移動載荷特性を数十回から数百回おきに測定した。変位計の位置及び供試体の部位の記号を図－6・5・3に示す。静的試験の移動速度は10mm/sとした。これ以外の場合には変位計をはずし、0.25Hzで連続載荷した。載荷輪の移動パターンを図－6・5・4に示す。

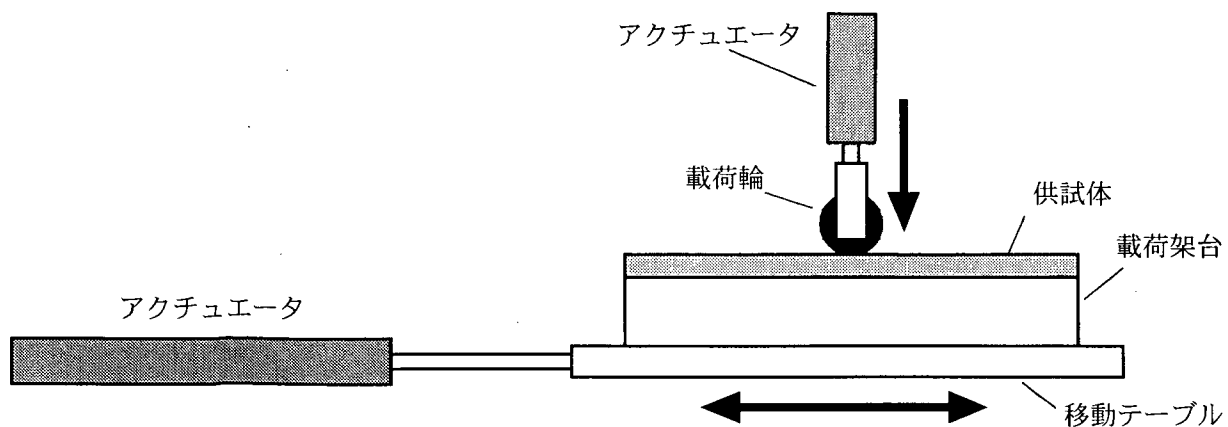


図-6・5・1 輪荷重载荷試験の概要図

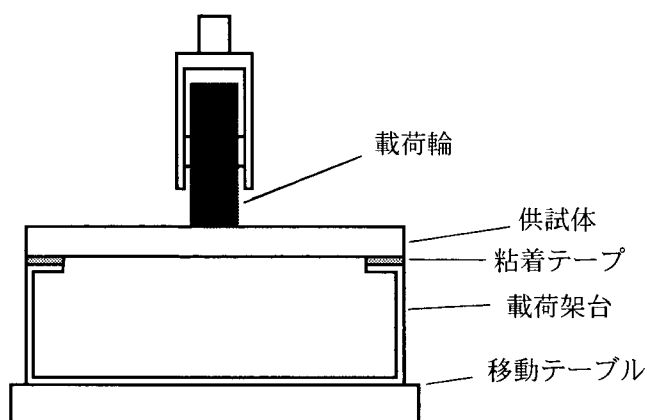


図-6・5・2 テーブル移動方向からの载荷試験概要図

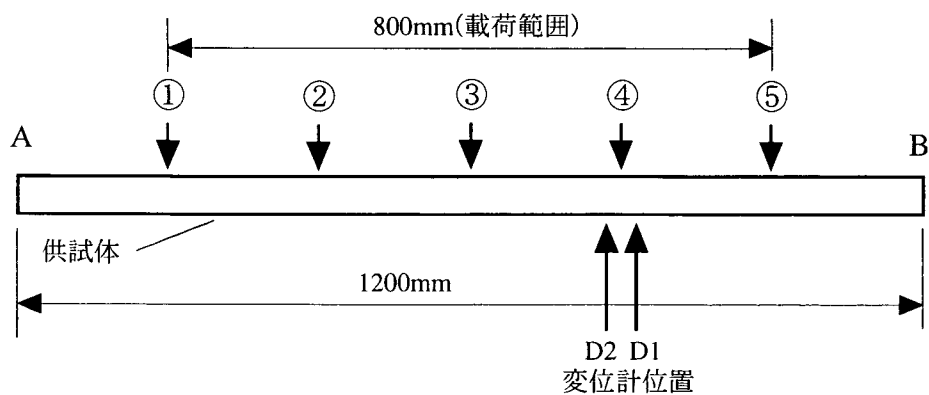


図-6・5・3 供試体の载荷位置の記号

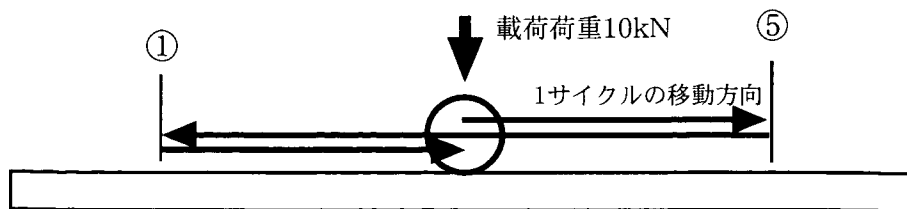


図-6・5・4 载荷パターン

6. 5. 4 試験結果

無充填の供試体 1 体を実施し、ひきつづき普通モルタル充填供試体の試験を3000サイクルまで実施した時点で試験装置が故障した。このため、以下にはこの時点での試験結果を示す。

(1) ひび割れの発生状況

無充填（中空）の供試体 1 は 1 回目の載荷時より横ひび割れが発生し、載荷を繰り返すとともに成長していった。ひび割れは繰り返し載荷で車輪が停止する位置付近に発生しはじめ、53 サイクル終了時には車輪通過部分全面にわたって発生した。また、多くのひび割れはウェブの直上部分に沿って発生した。これらのひび割れ進展の観察結果を表－6・5・1に示す。

一方、普通モルタル充填の供試体 2 では、30000 サイクルまで試験を実施したが、ひび割れは発生しなかった。

表－6・5・1 無充填（中空）供試体のひび割れの発生状況

	1サイクル終了時点	11サイクル終了時点	53サイクル終了時点
ひびわれの状況	5本目 65mm 10本目 60mm	5本目 65mm 10本目 60mm 17本目 45mm フランジ 18本目 40mm 2本 (ウェブ直上) 19本目 40mm 2本 (ウェブ直上) 20本目 15mm 3本	最大ひびわれのみ 5本目 11cm 6本目 13cm 7本目 5cm 8本目 5cm 9本目 5cm 10本目 11cm 11本目 12cm 12本目 8cm 13本目 15cm 14本目 8cm 15本目 5cm 16本目 5cm 17本目 5cm 18本目 8cm 19本目 5cm 20本目 5cm

(2) 静的移動載荷試験

無充填（中空）の供試体 1 では、1, 12, の各サイクルで、変位計を取り付けて静的に移動載荷試験を行った。図－6・5・5は載荷輪を位置⑤から①に移動させたときの、位置D1の変位計が示したたわみである。1 サイクル目と 12 サイクル目ではたわみ特性に差は認められなかった。普通モルタル充填の供試体 2 の場合を図－6・5・6に示す。供試体 2 では1, 101, 1001の各サイクルで静的に移動載荷試験を行った。載荷輪位置が①付近でたわみが多少大きくなっているが、1 サイクル目と 1001 サイクル目のたわみ特性に大きな差は認められない。図－6・5・7に供試体 1 及び 2 を比較した結果を示す。中空供試体に比べモルタル充填供試体では、たわみが小さくなっている。特に載荷輪が変位計直上になる位置④付近では差が大きい。モルタル充填により荷重の分散され、剛性が向上していることが分かる。

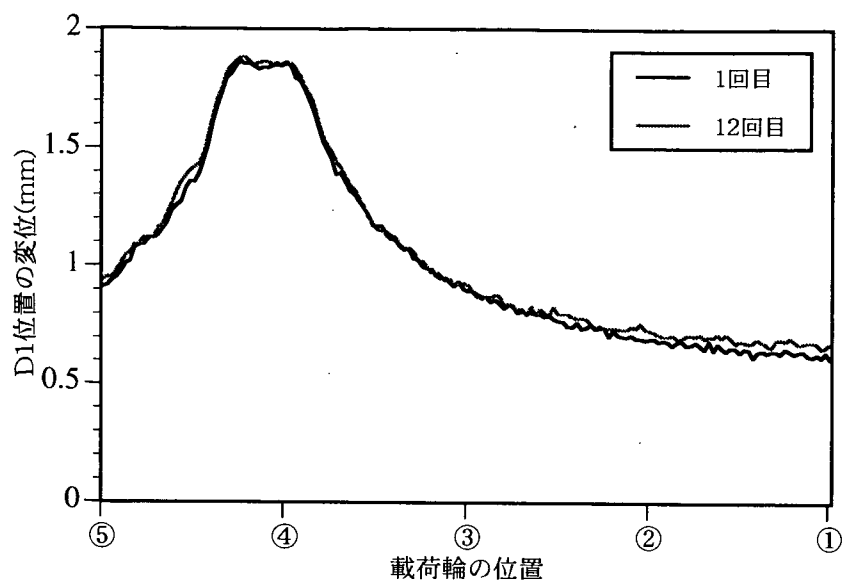


図-6・5・5 供試体1（無充填（中空）供試体）載荷時のD1位置のたわみの変化

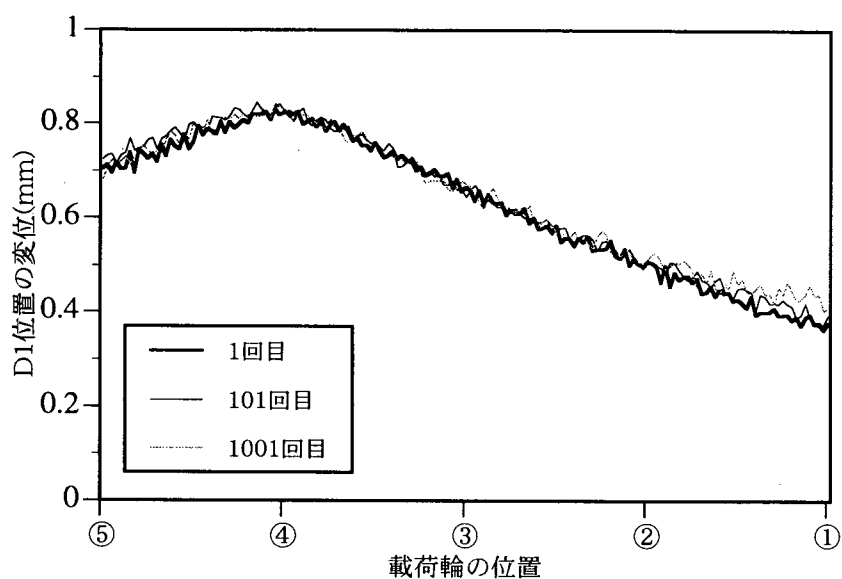


図-6・5・6 供試体2（普通モルタル充填供試体）載荷時のD1位置のたわみの変化

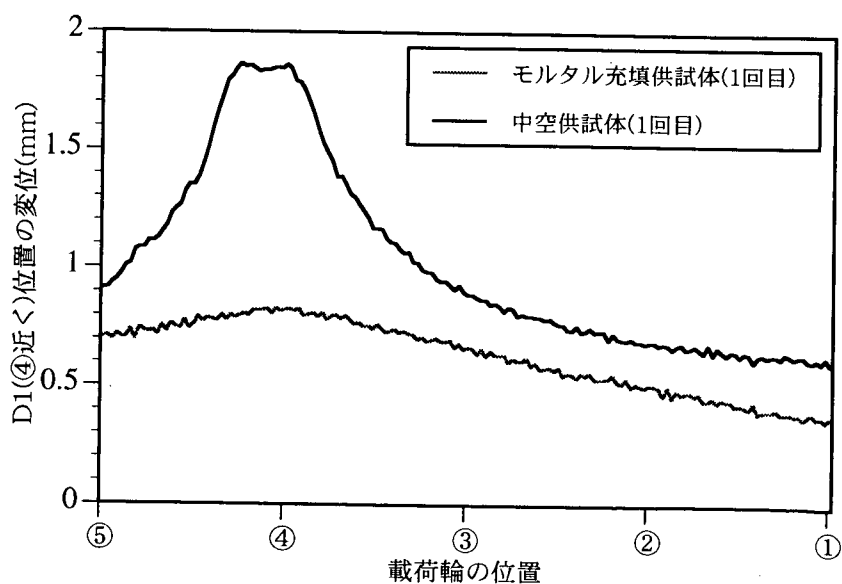


図-6・5・7 供試体1と供試体2の比較

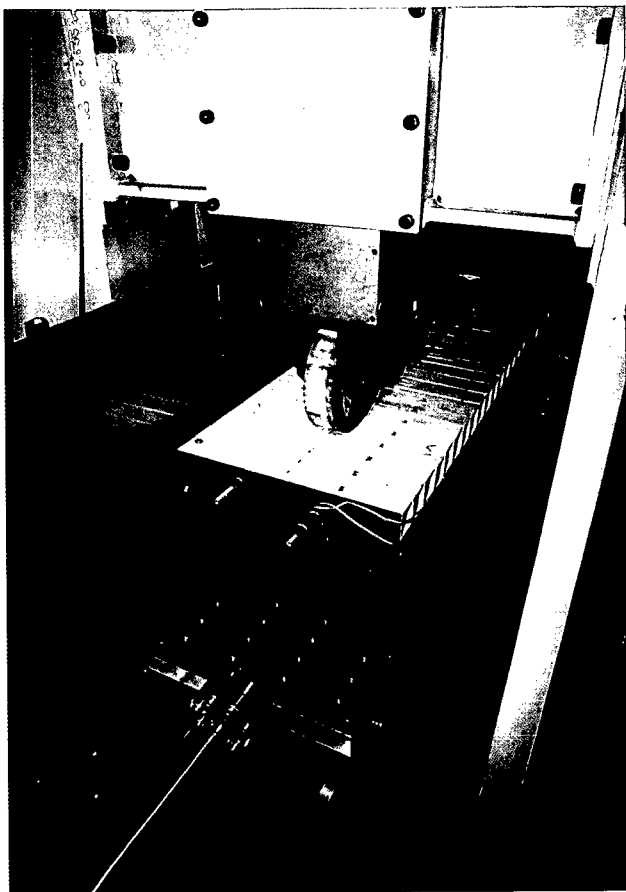


図-6・5・8 供試体1の試験状況

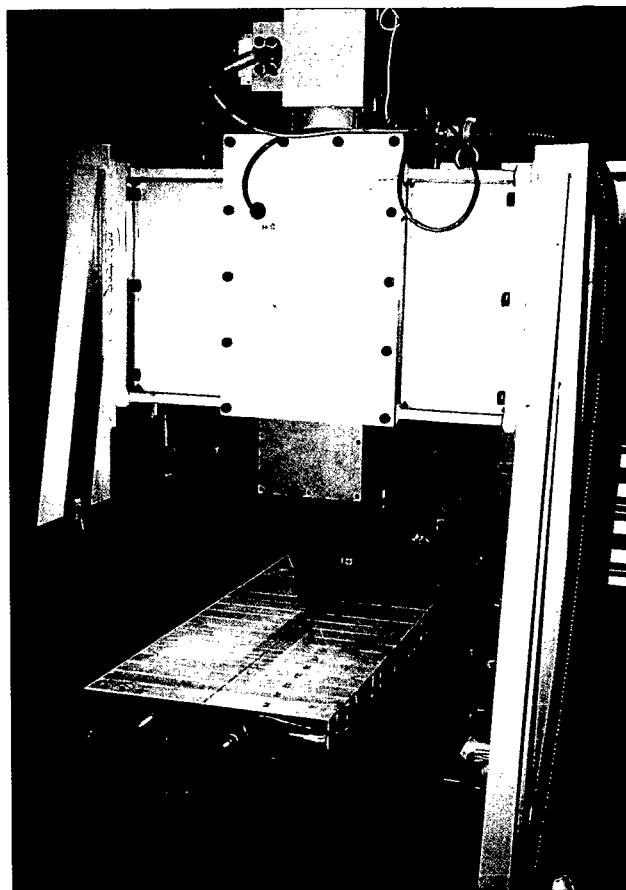


図-6・5・9 供試体2の試験状況



図-6・5・10 試験時の載荷輪の状況



図-6・5・11 供試体1の載荷面の状況 (10サイクル目)

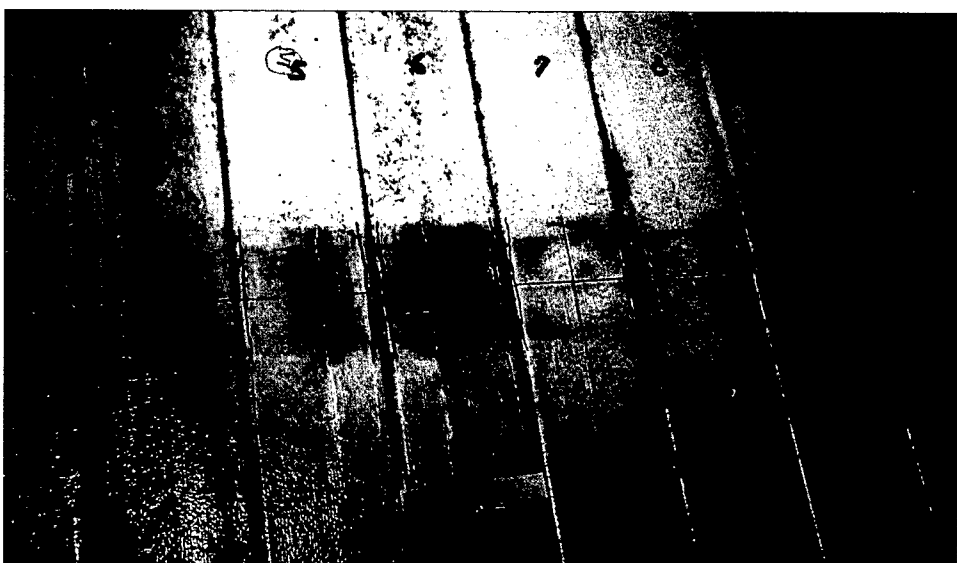


図-6・5・12 供試体1の載荷面の状況 (53サイクル目)



図-6・5・13 供試体1の載荷面の状況 (205サイクル目)

6. 5. 5 今後の課題

普通モルタル供試体を30000回載荷した時点で、試験装置の故障が発見されたため、平成11年度に実施された本試験は中止を余儀なくされた。超軽量モルタル供試体については、まだ試験が実施されていないのが現状である。本試験については試験装置の修理が完了し次第再開し、現在中途となっている試験の最終的な結果を得ることとしたい。

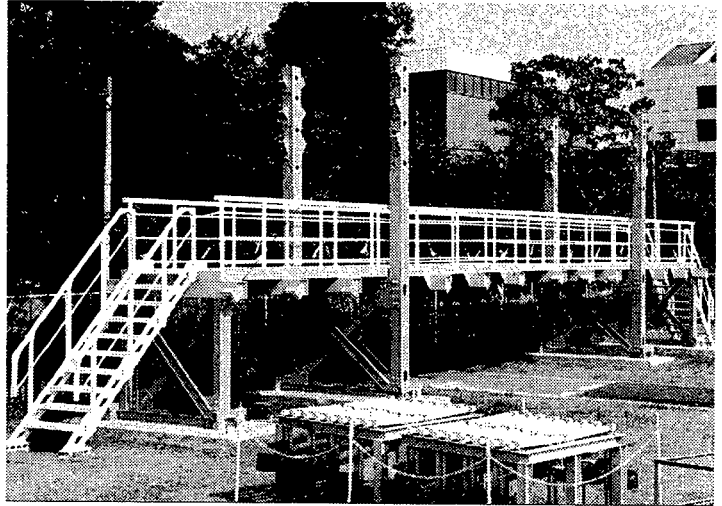
付録

付録1 FRP橋の移設及び展示

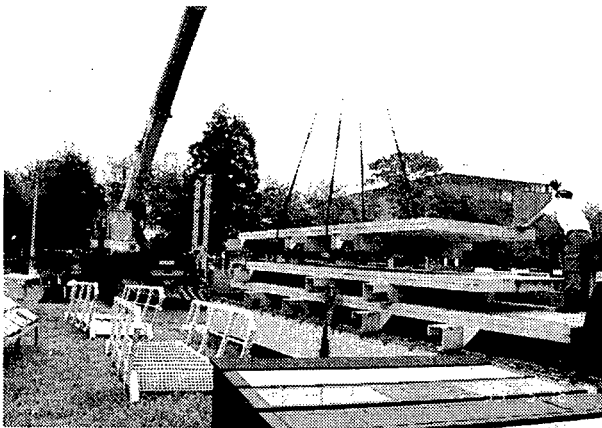
平成8年度に建設省土木研究所が制作したFRP斜張橋を、平成11年9月に広島大学構内で行われた第54回土木学会学術年次講演会の機会に会場に移設した。軽量さと搬送の容易さを確認するとともに、実物展示により大会参加者のFRP橋への理解を深めることを目的とした。

1. 土木研究所からの解体・搬出

25tクレーンと作業員4人により行った。20mの斜張橋は10tトラック二台に載せることが出来た。解体梱包作業は約半日で終了した。



解体前



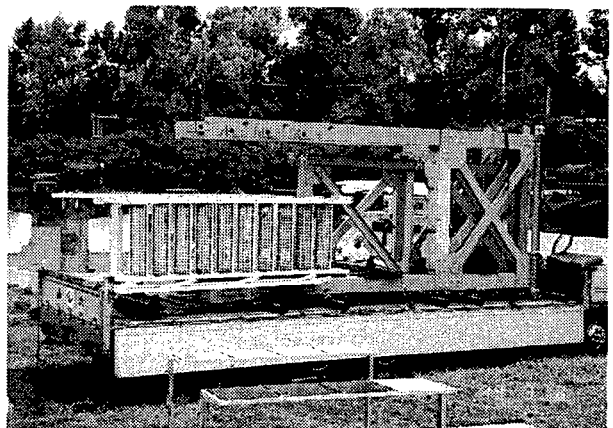
解体作業（床版）



解体作業（タワー）



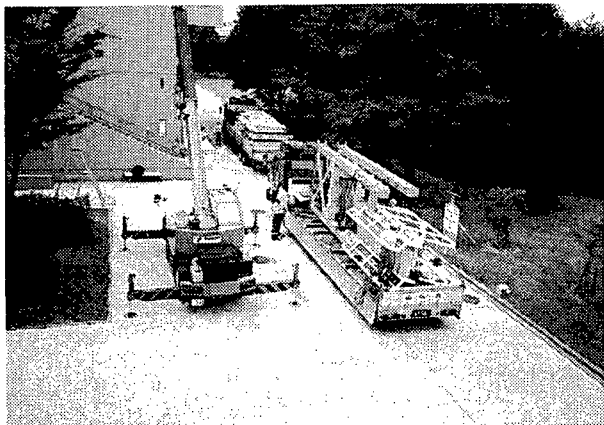
搬出（床版と手摺り）



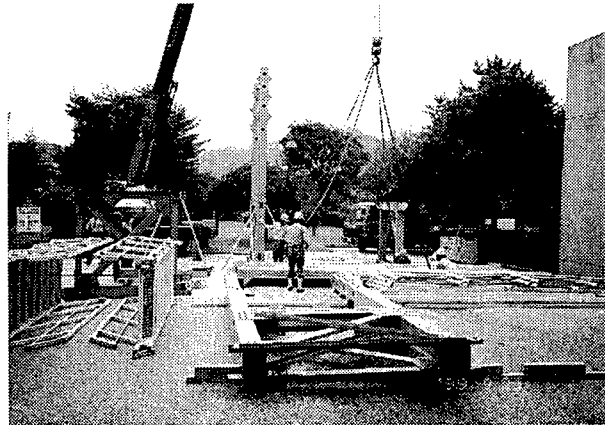
搬出（タワーと階段）

2. 広島大学への搬入と組立

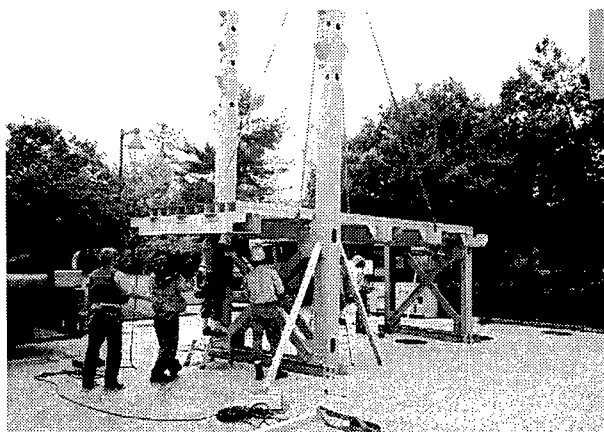
10 t クレーンと作業員 4 人で組み立てた。3 時間程で組立を完了した。



荷下ろし



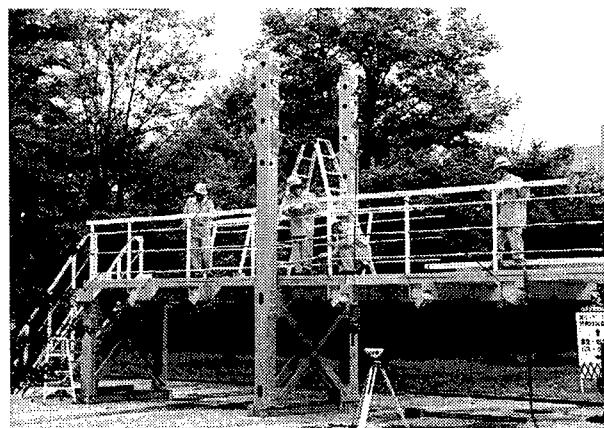
タワーの設置



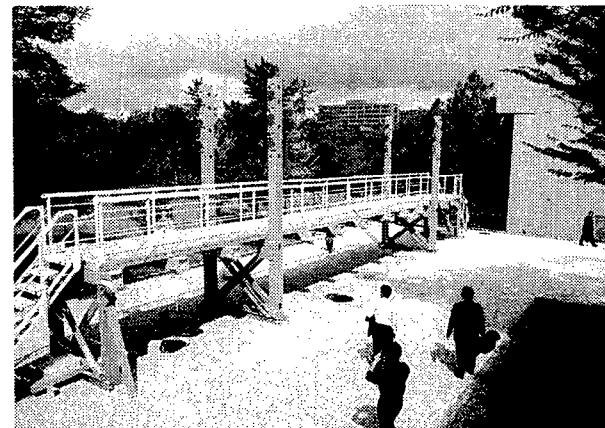
床版の設置



ケーブルの設置



手摺りの設置



設置完了

3. 広島大学からの解体・搬出と土木研究所への再設置

広島大学への搬出、組立と同様に実施した。斜張橋のケーブルの張力の調整に時間を要した。このような調整のない形式では、応急橋としての性能（施工の容易さ、時間の短さ）は、より向上すると考えられる。

付録2 本共同研究に関連した発表論文

- (1) 「繊維強化プラスチックの土木構造材料への適用に関する共同研究報告書 (I) ー一次構造材料としてのFRPの適用事例調査ー」共同研究報告書第210号, 建設省土木研究所他 (平成10年10月)
- (2) 西崎 到, 佐々木 徹, 明嵐政司「繊維強化複合材料の一次土木構造材料としての適用事例の調査」強化プラスチック Vol.45, No.8, pp.312-323 (1999年8月)
- (3) 大野一昭, 中島秀夫, 西崎 到, 小山達雄「橋梁上部工にFRPを適用した下部工の試設計」土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第1部(A)pp.10-11(平成11年9月)
- (4) 渡邊弘子, 木嶋 健, 小山達雄「FRP道路橋の断面算定例」土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第1部(A)pp.12-13(平成11年9月)
- (5) 宇野名右衛門, 鈴木 統, 張 惟敦, 明嵐政司, 小山達雄「FRPの応急橋梁への適用」土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第1部(A)pp.14-15(平成11年9月)
- (6) 徳光 卓, 篠原 貴, 岩本久信, 佐々木徹, 小山達雄「大規模災害における人命救助を目的としたFRP応急人道橋の適用性検討」土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第1部(A)pp.16-17(平成11年9月)
- (7) 明嵐政司, 西崎 到, 木嶋 健「炭素繊維強化プラスチックを用いた吊橋の概略設計について」土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第1部(A)pp.18-19(平成11年9月)
- (8) 西崎 到, 明嵐政司, 木嶋 健, 佐々木徹「繊維強化プラスチック引抜成形材の橋梁構造材料としての安全率に関する考察」土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第1部(A)pp.20-21(平成11年9月)
- (9) 木嶋 健, 明嵐政司, 西崎 到「FRP部材の力学的挙動に関する数値計算手法」土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第1部(A)pp.22-23(平成11年9月)
- (10) 佐々木徹, 西崎 到, 明嵐政司「FRPを主たる構造材料に使用した土木構造物の事例調査」土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第1部(A)pp.24-25(平成11年9月)
- (11) 西崎 到「FRPの土木構造材料への利用の動向」日本複合材料学会誌, Vol.26, No.2, pp.37-42 (2000)
- (12) 西崎 到, 木嶋 健, 佐々木徹, 明嵐政司「CF/GFハイブリッドFRPの引張強度特性」土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第1部(A)pp.420-421(平成12年9月)
- (13) 木嶋 健, 明嵐政司, 徳光 卓, 西崎 到「モルタル充填GFRP梁部材の力学特性に関する数値計算」土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第1部(A)pp.418-419(平成12年9月)
- (14) 徳光 卓, 篠原 貴, 佐々木徹, 田澤 仁「モルタル充填GFRP梁の静的曲げ耐荷性状」土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第1部(A)pp.412-413(平成12年9月)
- (15) 大橋潤一, 林耕四郎, 佐々木徹, 西崎 到, 田澤 仁「繊維強化プラスチックを用いた応急橋床版の概略設計について」土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第1部(A)pp.416-417(平成12年9月)