

プレキャスト連結げたの設計法 に関する共同研究報告書



平成4年2月

建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

Copyright © (1992) 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。

プレキャスト連結げたの設計法 に関する共同研究報告書

建設省土木研究所

構造橋梁部	部長	藤原	稔
構造橋梁部 橋梁研究室	室長	西川	和廣
	主任研究員	箕作	光一
		杉山	純

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

宮地	清
中條	友義
中村	一樹
佐々木	和道
前田	文男
松永	完
蔵本	修

要 旨

最近、車両の走行性の向上、伸縮装置部からの騒音の発生の防止および伸縮装置の維持管理の軽減等の観点から橋梁のノージョイント化が図られている。こうした状況において、工場や現場ヤードで製作した複数本のプレキャストPCげたをまず単純げたの形で設置し、その後、中間支点上でそれぞれのけたを場所打ちコンクリートで連結して連続橋とするプレキャスト連結げた橋の建設数が増加する傾向にあり、特に高架道路の分野で多用されつつある。しかしながら、この形式の橋については、統一的な設計基準が整備されていない状況にある。

本研究では、今後の適用の増大が考えられるプレキャスト連結げた橋の合理的な設計法の整備を目的として、実橋の調査、供試体の静的載荷試験を行うとともに、プレストレストコンクリート橋のノージョイント化を図るためにプレキャストげたの床版部のみを連結する2つの形式の供試体の疲労試験を行った。また、連結げた橋の調査や載荷試験の結果を基に設計施工基準(案)をとりまとめた。本報告書は、これらの結果をとりまとめたものである。

キーワード：連結げた、プレキャスト、PC橋、連続橋、ノージョイント

目 次

1. まえがき	1
2. 研究概要	2
3. プレキャスト連結げた橋の実橋調査	3
3.1 目 的	3
3.2 実績調査	3
3.2.1 調査項目	3
3.2.2 集計項目	3
3.2.3 集計結果	3
3.2.4 まとめ	9
3.3 現地調査	10
3.3.1 対象橋梁	10
3.3.2 調査内容および方法	13
3.3.3 調査結果	15
3.3.4 調査結果の概要	26
3.3.5 まとめ	29
4. プレキャスト連結げたの模型供試体を用いた静的載荷試験	31
4.1 目 的	31
4.2 試験方法	31
4.2.1 供試体	31
4.2.2 載荷方法および計測方法	35
4.3 試験結果	40
4.3.1 乾燥収縮およびクリープによるコンクリートのひずみ	40
4.3.2 ひび割れ発生状況および破壊状況	40
4.3.3 連結鉄筋のひずみおよびひびわれ幅	43
4.3.4 横げた部の下側圧縮部の軸方向ひずみ分布	47
4.3.5 耐 力	49
4.4 まとめ	50
5. プレキャスト連結げた橋の設計・施工基準（案）	51
5.1 適用の範囲	51

5.1.1	適用の範囲	51
5.2	荷 重	52
5.2.1	荷重の種類	52
5.2.2	設計荷重作用時の荷重の組合せ	53
5.3	使用材料	54
5.3.1	使用材料	54
5.4	許容応力度	55
5.4.1	コンクリート	55
5.4.2	鉄 筋	55
5.4.3	P C 鋼材	55
5.5	設 計	56
5.5.1	設計一般	56
5.5.2	中間支点上の曲げモーメント	56
5.5.3	連結部の計算断面	57
5.5.4	終局荷重作用時の照査	58
5.5.5	支 承	59
5.5.6	連結部の構造	60
5.5.7	排水ますの配置	64
5.5.8	防水処理	64
5.6	施 工	65
5.6.1	連結げた橋の施工手順	65
5.6.2	プレキャストげたのそりの調整	66
5.6.3	プレキャストげたの据付け	66
5.6.4	プレキャストげたの端部処理	67
6.	ノージョイント化工法に関する疲労試験	68
6.1	目 的	68
6.2	試験方法	69
6.2.1	供試体	69
6.2.2	載荷方法および計測方法	73
6.3	試験結果	78
6.3.1	ひびわれ発生状況	78
6.3.2	変位, ひずみおよびひびわれ幅	81
6.3.3	耐 力	93
6.4	まとめ	94

7. あとがき	95
8. 参考文献	96
付録－1 プレキャスト連結げた橋の実橋調査の結果（調査票・設計内容）	99
付録－2 連結桁調査報告書および写真集（昭和57年，P C建設業協会）抜粋	119
付録－3 プレキャスト連結げたの模型供試体を用いた静的載荷試験データ	129
付録－4 連結げたの設計施工基準の比較	149
付録－5 プレキャスト連結げたの設計計算例	157
付録－6 ノージョイント化工法に関する疲労試験データ	167

1. まえがき

最近、車両の走行性の向上、伸縮装置部からの騒音の発生防止および伸縮装置の維持管理の軽減等の観点から橋梁のノージョイント化が図られている。こうした状況において、工場や現場ヤードで製作した複数本のプレキャストPCげたをまず単純げたの形で設置し、その後、中間支点上でそれぞれのけたを場所打ちコンクリートで連結して連続橋とするプレキャスト連結げた橋の建設数が増加する傾向にあり、特に高架道路の分野で多用されつつある。しかしながら、この形式の橋については、道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編（（社）日本道路協会、平成2年2月）において、連結鉄筋の重ね継手長や許容応力度等のみが示されており、これら以外の規定については統一的なものが示されていない状況にある。

本共同研究では、こうした状況を考慮して、今後の適用の増大が考えられるプレキャスト連結げた橋の設計法の整備を目的として、実橋の調査、供試体の静的載荷試験および設計施工基準(案)の作成等を実施した。また、プレストレストコンクリート橋のノージョイント化を図るため、プレキャストげたの床版部のみを連結する2つの形式を考案し、疲労試験を行ってその実用性を検討した。

2. 研究概要

本研究で実施した項目は、プレキャスト連結げた橋に関する実橋調査、模型供試体を用いた静的載荷試験および設計施工基準(案)の作成ならびにノージョイント化の検討のための模型供試体を用いた疲労試験である。それぞれの項目の目的は、次の通りである。

(1) プレキャスト連結げた橋の実橋調査

既設プレキャスト連結げた橋の変状の有無を目視により調べ、変状の有無や形態と設計施工法との関係を把握することを目的に実施したものである。

(2) プレキャスト連結げたの模型供試体を用いた静的載荷試験

プレキャスト連結部のひびわれ発生形態、ひびわれ発生に伴う連結部の剛性の低下と構造系の変化、連結げたの最終耐力、連結部下側圧縮部の有効幅等を把握するために実施したものである。

(3) プレキャスト連結げた橋の設計・施工基準(案)の作成

プレキャスト連結げた橋の設計に関しては、各機関において断面力の算出方法や構造細目等に異なる点がある。そこで、プレキャスト連結げた橋の設計施工に関する基準の整備を目的に、現地調査や静的載荷試験の結果等に基づいて設計・施工基準(案)を作成したものである。

(4) ノージョイント化工法に関する疲労試験

現行のプレキャスト連結げた橋は、プレキャストげたを中間支点上において横げた部にあたる部分を鉄筋コンクリート構造により連結して連続構造とされている。ここでは、こうしたプレキャストげたの連結構造を基本に、プレストレストコンクリート橋のノージョイント化を進める観点で設計施工がより容易な連結形式を開発するために実施したものである。

3. プレキャスト連結げた橋の実橋調査

3. 1 目的

プレキャスト連結げた橋の実橋調査では、実橋の実績調査および現地調査を実施した。これらの調査では、竣工してから年月が経過したプレキャスト連結げた橋の設計および実橋の各部位の状況を調査し、異常が認められる場合はその原因を分析して設計計算上あるいは施工上の問題点を明確にし、プレキャスト連結げた橋の設計法の見直しと望ましい連結部構造の提案に反映させることとした。

3. 2 実績調査

実橋の現地調査に先立って、最近10年間のプレキャスト連結げた橋の設計・施工の実態を把握するために、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会加盟各社を対象にアンケートによるプレキャスト連結げた橋の実績調査を行った。実績調査の結果の概要を以下に示す。

3. 2. 1 調査項目

実績調査は、次に示す15項目について行った。

- | | |
|-----------|--------------------|
| (1) 橋 名 | (9) けた 高 |
| (2) 施 主 | (10) 設計荷重 |
| (3) 施工年度 | (11) 斜 角 |
| (4) 施工場所 | (12) 連結鉄筋の径と間隔 |
| (5) 構造形式 | (13) 設計計算書の有無 |
| (6) 橋 長 | (14) 図面の有無 |
| (7) 支 間 割 | (15) 設計、施工上特別配慮した点 |
| (8) 有効幅員 | |

3. 2. 2 集計項目

実績調査の集計は、有意と考えられる以下の9項目について行った。

- | | |
|-----------|---------------|
| (1) 施 主 | (6) けた 高 |
| (2) 施工年度 | (7) 設計荷重 |
| (3) けた形式 | (8) 斜 角 |
| (4) 径 間 数 | (9) 連結鉄筋の径と間隔 |
| (5) 支 間 長 | |

3. 2. 3 集計結果

実績調査の集計結果を項目ごとに以下に示す。なお、集計は発注件数ごとに行った。

(1)施 主

表-3.2.1 施主

施 主		件 数
建設省	東北地建	14
	関東地建	11
	北陸地建	5
	中部地建	59
	近畿地建	86
	中国地建	65
	四国地建	4
	九州地建	8
	北海道開発局	5
沖縄総合事務局		2
都道府県		177
公団	日本道路公団	44
	阪神公団	19
	本四公団	16
公社		43
市町村		19
その他		2
合 計		579

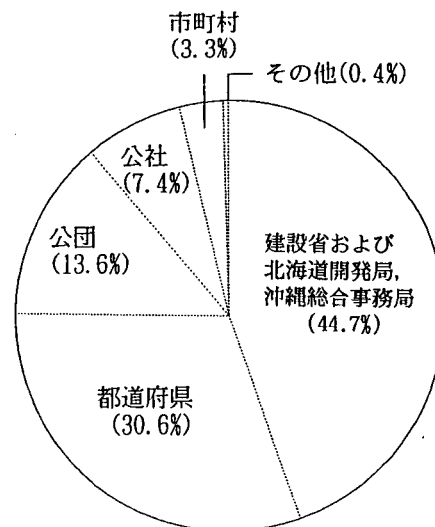


図-3.2.1 施主 (施主別割合)

注)発注ごとに集計。

(2) 施工年度

表-3.2.2 施工年度

施工年度	ブ テン シ ョ ン た げ	ポ ス テ ン シ ョ ン た げ	合 計
昭和55	5	8	13
56	11	6	17
57	27	20	47
58	36	10	46
59	28	30	58
60	27	15	42
61	44	31	75
62	66	22	88
63	52	22	74
平成1	58	26	84
2	0	7	7
合 計	354	197	551

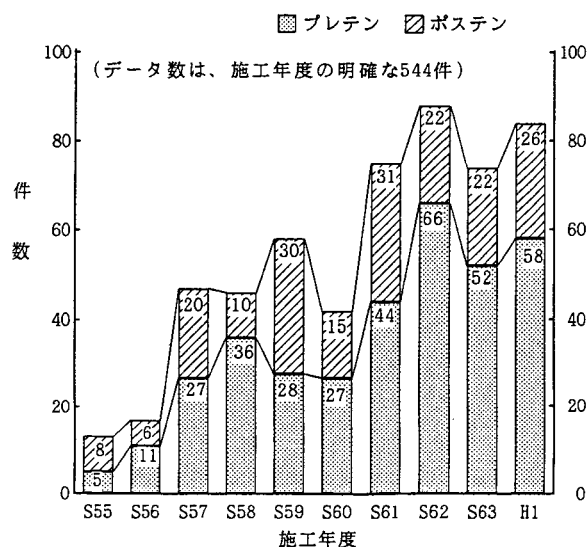


図-3.2.2 施工年度 (施工年度ごとの推移)

注1)平成2年度は年度途中までのデータ。

注2)施工年度の不明な橋梁については、
件数として計上していない。

(3) けた形式

表-3.2.3 けた形式

桁 型 式	プレテンションホロー桁	12
	プレテンションT桁	375
	ポストテンションT桁	120
	ポストテンションI桁	65
	不明	14
	合 計	586

注)複数のけた形式を有する橋梁は、
個々に計上。

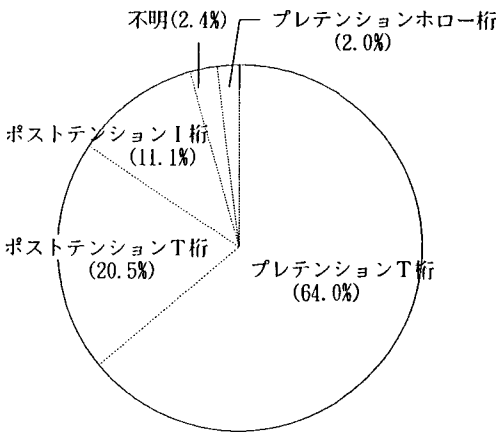


図-3.2.3 けた形式(けた形式別割合)

(4) 径間数

表-3.2.4 径間数

	プレテンション桁	ポストテンション桁	合 計
2 径 間	135	64	199
3 径 間	267	128	395
4 径 間	49	35	84
5 径 間	22	8	30
6 径間以上	1	1	2
合 計	474	236	710

注1)複数の連結げたを有し径間数の異なる場合は個々に計上。
注2)データ数は、連結径間数の明確な710件。

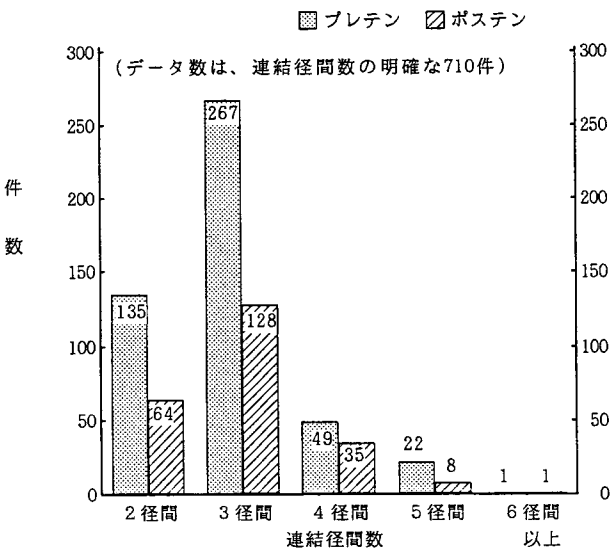


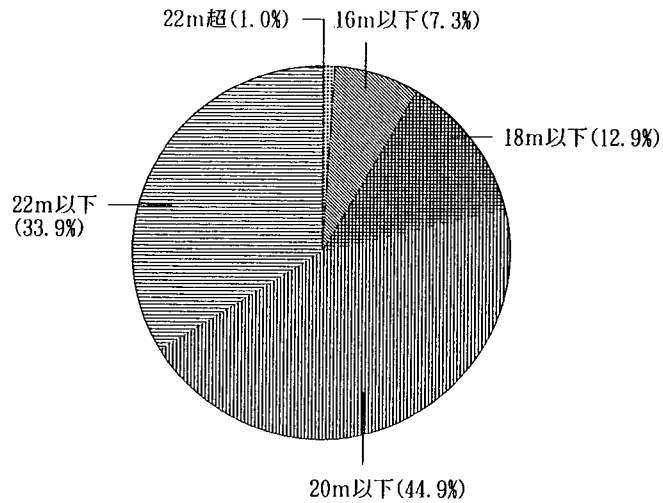
図-3.2.4 径間数

(5) 支間長

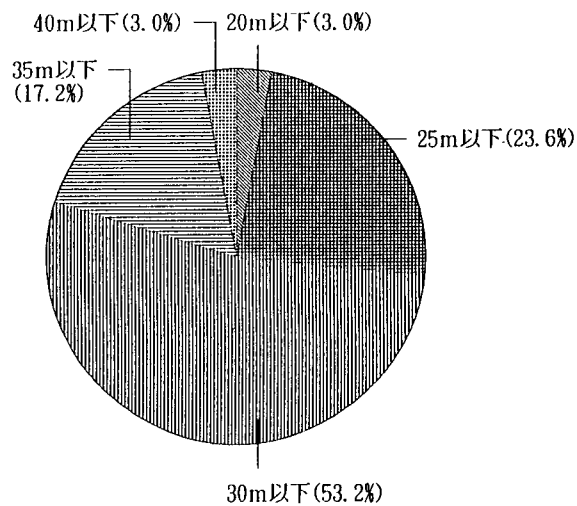
表-3.2.5 支間長

支 間 長	プレテンション桁		ポストテンション桁		不 明
	16m以下	30	20m以下	6	
	18m以下	53	25m以下	48	
	20m以下	184	30m以下	108	
	22m以下	139	35m以下	35	
	22m超	4	40m以下	6	
合計			40m超	1	
	410		204		

注)複数の連結げたを有し支間長の異なる場合は個々に計上。



(a) プレテンションげた



(b) ポストテンションげた

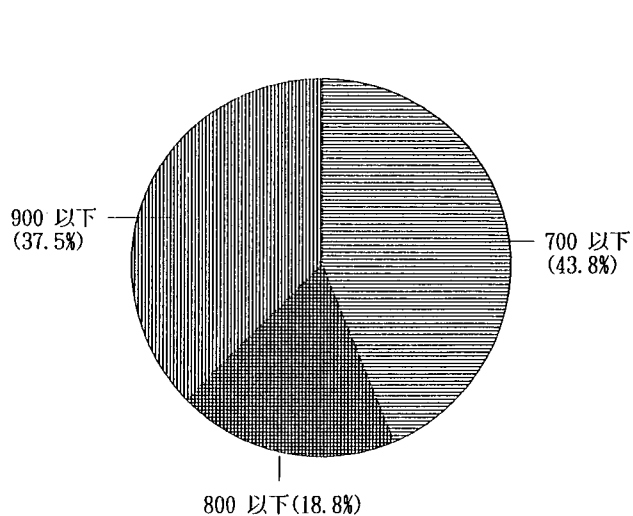
図-3.2.5 支間長(支間長別割合)

(6) けた 高

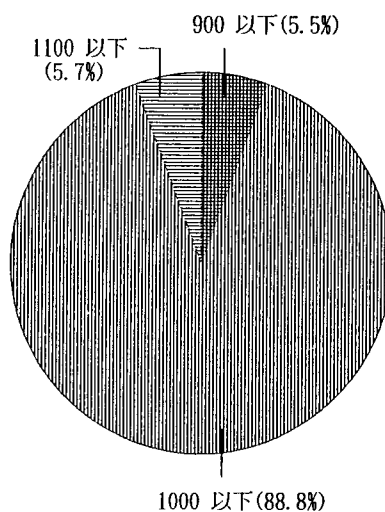
表-3.2.6 けた高 (単位 ; mm)

	プレテンションホロー桁		プレテンションT桁		ポストテンションT桁		ポストテンションI桁		不明
桁 高	700以下	7	800以下	3	1200以下	2	1400以下	5	46
	800以下	3	900以下	18	1400以下	39	1600以下	12	
	900以下	6	1000以下	341	1600以下	42	1800以下	27	
			1100以下	20	1800以下	17	2000以下	18	
			1100超	2	2000以下	10	2200以下	9	
					2000超	3	2200超	2	
合計	16		384		113		73		46

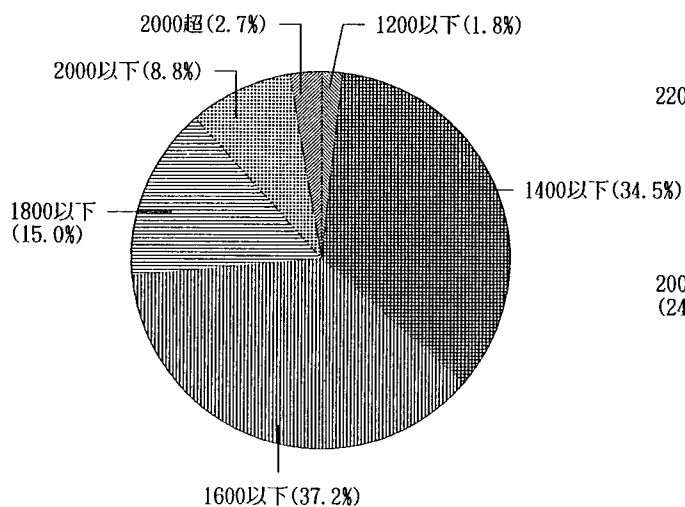
注)複数の連結げたを有しけた高の異なる場合は個々に計上。



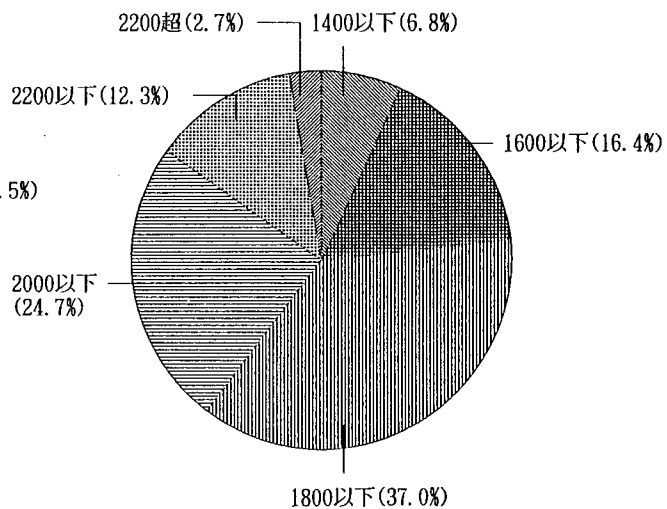
(a) プレテンションホローげた



(b) プレテンションTげた



(c) ポストテンションTげた



(d) ポストテンションIげた

図-3.2.6 けた高(けた高別割合, 単位 ; mm)

(7) 設計荷重

表-3.2.7 設計荷重

荷 重	TL-14	6
	TL-20	484
	TT-43	104
	不明	21

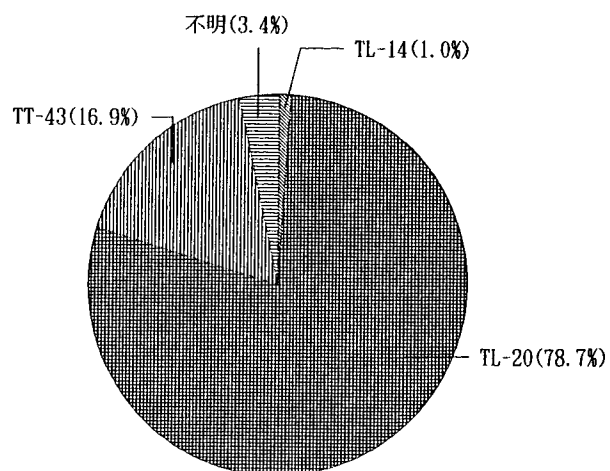


図-3.2.7 設計荷重 (設計荷重別割合)

(8) 斜 角

表-3.2.8 斜角

斜 角	件 数
90°	409
90° ~ 85°	83
85° ~ 80°	19
80° ~ 75°	17
75° ~ 70°	12
70° ~ 65°	7
65° ~ 60°	7
60° 未満	0
合 計	554

注)斜角の不明な橋梁については件数として計上していない。

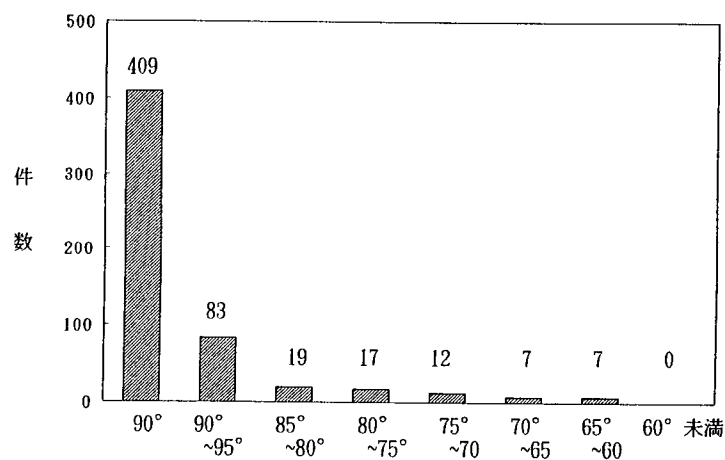


図-3.2.8 斜角

(9) 連結鉄筋の径と間隔

表-3.2.9 連結鉄筋の径と間隔

間 隔	D 1 9	D 2 2	D 2 5	D 2 9	合 計
100mm未満	5	3 5	1 0	1	5 1
100mm	1 6	1 8 6	6 1	3	2 6 6
100～125mm	5	1 5	1 0	0	3 0
125mm	1 7	2 7	8	0	5 2
125mm超	7	8	8	0	2 3
合 計	5 0	2 7 1	9 7	4	4 2 2

注) この他D16,D32使用が計3件ある。データは不明を除く。

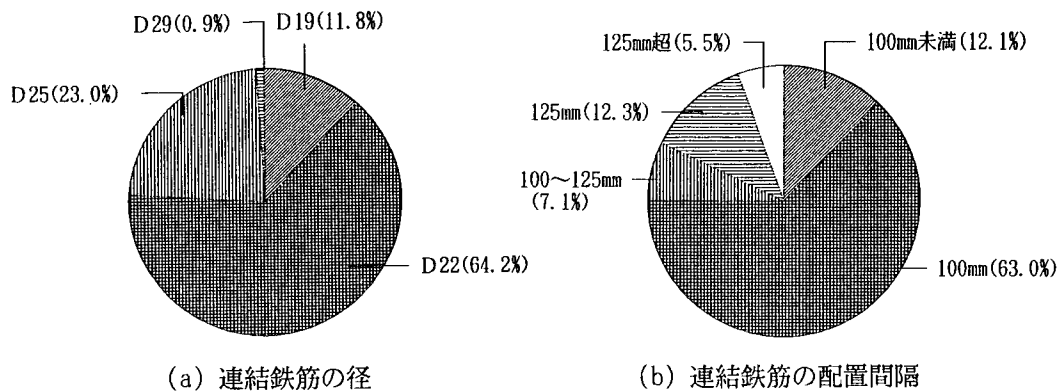


図-3.2.9 連結鉄筋

3. 2. 4 まとめ

約600件のプレキャスト連結げた橋についての実績調査の結果をまとめると、以下の通りである。

- (1) 施主は、建設省、北海道開発局、沖縄総合事務局および都道府県が全体の約3/4を占める。なお、公団のうち日本道路公団の場合は、連結合成げた形式がほとんどであった。
- (2) プレキャスト連結げた橋の施工数は、昭和57年度以降急激に増加している。
- (3) けた形式は、プレテンションTげたが全体の64%、ポストテンションTげたが全体の21%で、両形式を合わせて全体の3/4程度を占めている。
- (4) プレテンションげたおよびポストテンションげたのいずれについても3径間の連結げた橋が圧倒的に多く、次に2径間連結げた橋、4径間連結げた橋の順である。なお、6径間連結げた橋の実績もあった。
- (5) 支間長については、プレテンションげたでは18～22m、ポストテンションげたでは20～35mが全体の90%以上を占める。なお、支間長の最大は、プレテンションげたでは23.1m、ポストテンションげたでは41.4mであった。
- (6) けた高については、プレテンションTげたでは90～100cmが9割程度、ポストテンションTげたでは120～160cmが全体の3/4程度を占める。なお、高さの異なるけたを連結した例もあった。
- (7) 設計荷重については、TL-20が全体の79%、TT-43が全体の17%を占め、TL-14は全体の1%程度である。
- (8) 斜角については、90°（直橋）が大部分であり、70°～90°で全体の97%を占める。なお、斜角60°程度の連結げた橋の例もあった。
- (9) 連結鉄筋については、D22が多く使用され、配置間隔は100mm程度が多い。

3.3 現地調査

3.3.1 対象橋梁

連結げた橋の施工実績は実績調査の結果から理解されるように全国的に年々増加している。実橋の現地調査は、この実績調査の結果を踏まえ、以下の条件を満たす橋梁を選定して実施した。

- ①施工年度がなるべく古いこと。
- ②設計図書が保管されていること。
- ③施工実績の多い3径間の直橋で、かつ、スパンがプレテンションTげたで20m程度、ポストテンションTげたで20～35m程度であること。
- ④外観調査の実施が容易であること。

対象橋梁については、関西地区と関東地区から選定した。関西地区については、なるべく施主の異なる6橋を選定した。また、関東地区については関西地区の調査の結果を踏まえて3橋を選定し、両者を合わせて9橋について現地調査を行った。

調査対象橋梁の諸元および位置を表-3.3.1および図-3.3.1に示す。

表-3.3.1 調査対象橋梁の諸元

地 区	No.	橋梁名	施主	位 置	施工年度	けた構造形式	連結げた部の 支 間 割 ¹⁾	全 幅 員	斜 角	備 考
関西地区	1	A 橋	a	大阪府 堺市, 和泉市, 高石市	1987 ～90年	プレテンションTげた	[3x20m]:(本線) [2x20m]:(本線) [15.57m+15.5m+ 15.57m]:(ランプ)	17.5m(本線) 6.25m(ランプ)	90°	本線部110径間。 供用開始以前に、 ランプを中心に実橋 調査を実施。
	2	B 橋	b	大阪府 泉大津市	1983年	プレテンションTげた	(3x20m)x2 (3x17～18m)x2 2x20m 2x18m	17.3m	90°	
	3	C 橋	b	大阪府 岸和田市	1983 ～84年	プレテンションTげた	3x19.72m 3x19.5m 3x18.75m (2x18.8m)x2 18.675m+18.650m	17.3m	89° 51' 10"	
	4	D 橋	b	大阪府 岸和田市	1982年	プレテンションTげた	(3x21.25 ～21.66m)x2 (3x21.6m)x3 (2x21.0m)	17.3m	89° 34' 16"	
	5	E 橋	c	大阪府 貝塚市	1987 ～88年	プレテンションTげた	{(20.275m+20.2m +20.275m)x3}x2 {(2x20.27m)x2}x2	11.69m 11.29m	90°	上下線分離
	6	F 橋	d	大阪府 堺市	1983 ～84年	プレテンションTげた	2x19.25m+19.2m (2x19.25m)x2	6.5m	90°	ランプ橋
関東地区	7	G 橋	e	埼玉県 川越市	1980年	プレテンションTげた	{(3x21.0m)x2}x2	8.45m	90°	上下線分離
						ポストテンションTげた	{(27.008m+ 2x21.8m)}x2	8.45m	90°	上下線分離
	8	H 橋	e	埼玉県 上福岡市	1981年	プレテンションTげた	(2x21.0m)x3	10.4m	63°	
	9	I 橋	e	埼玉県 富士見市	1980年	プレテンションTげた	{(4x21.0m)x2}x2	8.45m	82° 28'	上下線分離

1)径間数×支間長。()×2および()×3はそれぞれ2連および3連を,()×2は上下線とも同じ支間割を示す。

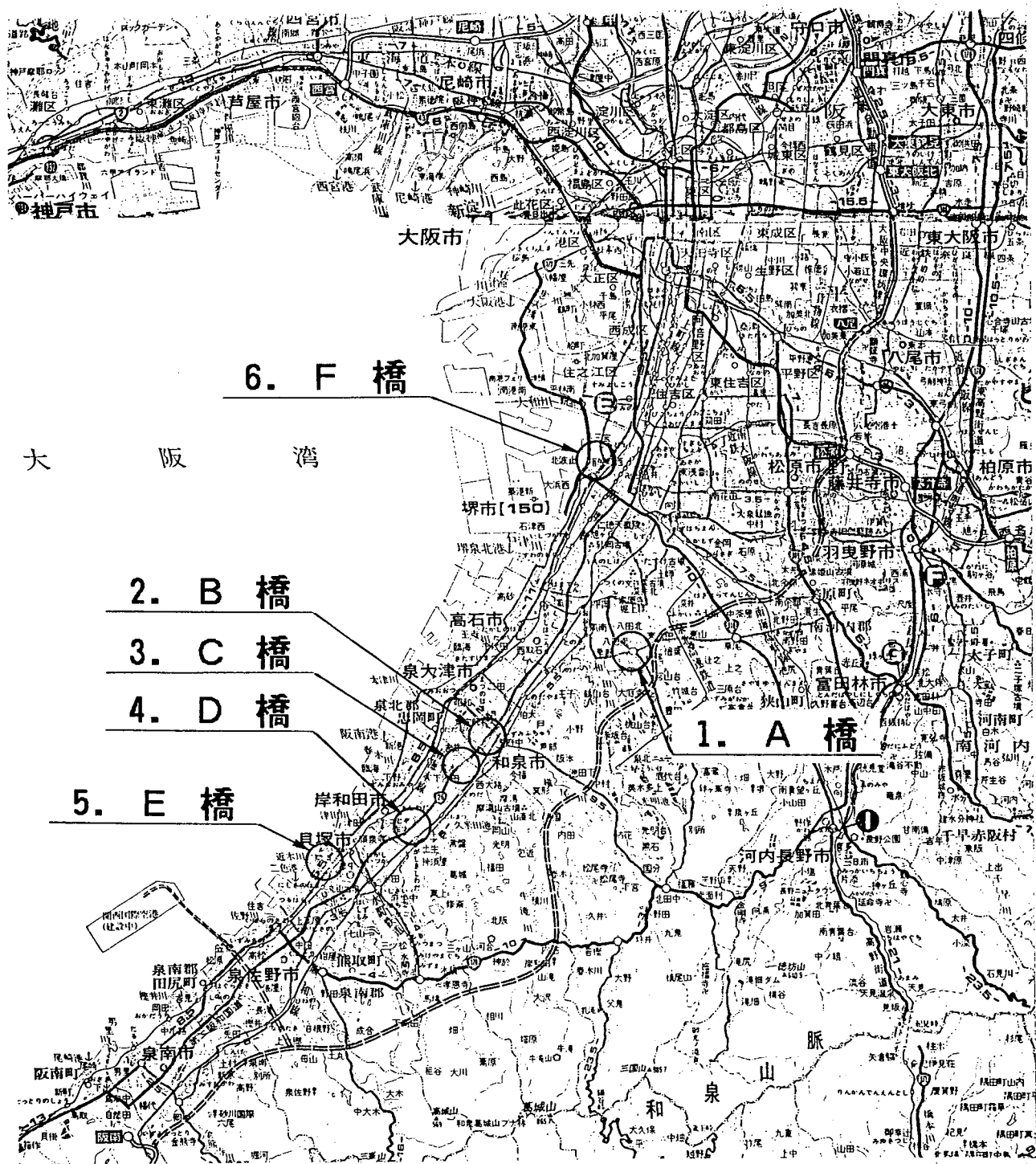


図-3.3.1 調査対象橋梁の位置 (a)関西地区

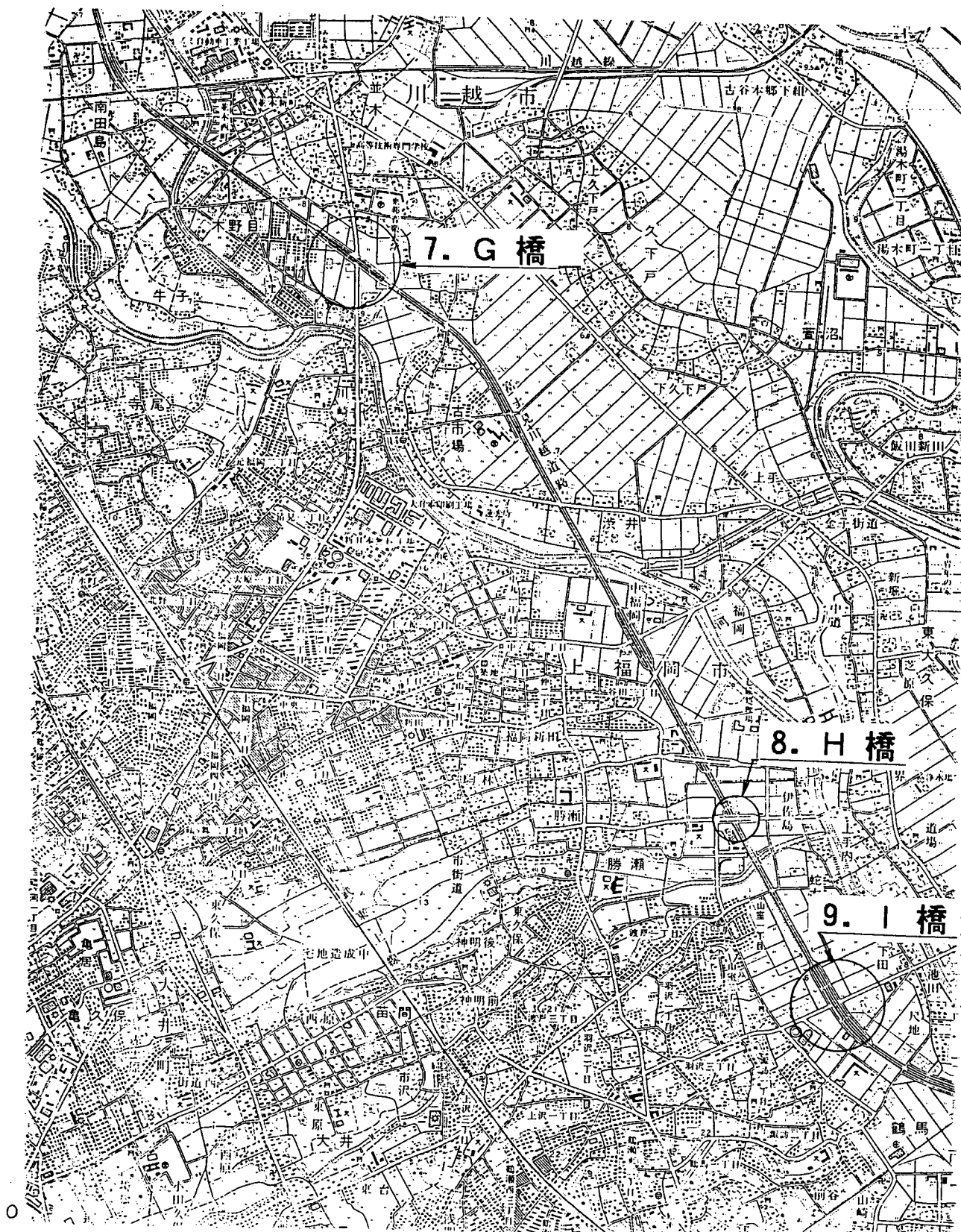


図-3.3.1 調査対象橋梁の位置 (b)関東地区

3.3.2 調査内容および方法

(1) 内 容

調査箇所は橋面および橋脚上の支点付近とし、調査項目はそれぞれ以下の通りとした。

1) 橋面上

舗装路面 …… ひびわれ、段差、排水状況（中間支点付近）

縁石、地覆 …… ひびわれ、ずれ

高 欄 …… 曲り、折れ

伸縮継手(端支点) …… 遊間（調査時の外気温の記録）

2) 橋脚上

主 げ た …… ひびわれ（後打ち部、打ち継目、プレキャスト部）

支 承 …… 変形

横 げ た …… ひびわれ

落橋防止装置 …… 変形

(2) 方 法

調査方法は以下の通りとした。

1) 調査は基本的に目視で行い、異常があればクラックゲージ、スケール、ハンマー等でその程度を測定した。

2) 異常の有無は、チェックシートに記録した。チェックシートを表-3.3.2に示す。

3) 写真により、目視箇所および異常箇所を記録した。

(3) その他

実橋の調査の他に設計内容等を調査した。

表-3.3.2 実橋調査チェックシート
プレキャスト連結桁実橋調査表

橋 梁 名				一 般 図		
所 在 地						
管 理 者		路 線 名				
完 成 年		施 工 業 者				
調 査 日 時	年 月 日	調 査 者				
気 候		気 温				
調 査 項 目		P	P	P	考 察 ・ 備 考	
中間 支 点 上 橋 面	舗装路面	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		段 差	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		排水の異常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	縁石・地覆	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		ズ レ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
高 欄	曲り, 折れ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()		
中間 支 点 主 桁	後 打 部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	打 継 目	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	プレキャスト部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	支 承	変 形	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
中 間 支 点	橋 脚	沈 下	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		損 傷	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
端 支 点			A	A	A	
	伸縮継手	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	舗 装	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	高 欄	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	支 承	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	橋 台	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
橋 梁 全 体						
補 修 履 歴						

3.3.3 調査結果

調査は、関西地区と関東地区に分けて実施した。それぞれの地区の調査日、調査橋梁を次に示す。

(1) 関西地区

1)調査日：平成2年11月

2)調査橋梁：A橋，B橋，C橋，D橋，E橋およびF橋

(2) 関東地区

1)調査日：平成3年2月

2)調査橋梁：G橋，H橋およびI橋

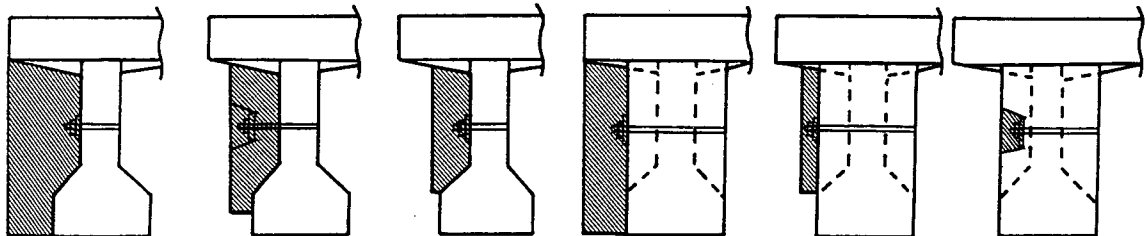
調査結果の概要を表-3.3.3に、各橋梁の状況を①～⑨に示す。

なお、今回の関西地区、関東地区の調査の他に昭和57年にP C建協九州支部において九州地区の連結げた橋の実橋調査が実施されており、この調査結果を今回の実橋調査のまとめに反映している。調査の結果を参考資料として付録-1に示す。

表-3.3.3 実橋調査結果の概略

地区	No.	橋梁名	施主	施工年度	けた構造形式	連結げた部の 支間割	全幅員	斜角	耳げた外側 横げたの タイプ注)	調査結果の概略 (中間支点付近の変状箇所のみ記述。 ただし、橋脚を除く)	橋梁 の 状況
関 西 地 区	1	A 橋	a	1987 ～90年	プレテンションTげた	[3x20m]:(本線) [2x20m]:(本線) [15.57m+15.5m+ 15.57m]:(ラン)	17.5m(本線) 6.25m(ラン)	90°	タイプ A-1	・壁高欄外側、地覆内側にひびわれ	①
	2	B 橋	b	1983年	プレテンションTげた	(3x20m)x2 (3x17-18m)x2 2x20m 2x18m	17.3m	90°	タイプ A-3	・耳げた外側横げたの側面にひびわれ ・壁高欄外側後打ち部にひびわれおよび 水切部より遊離石灰	②
	3	C 橋	b	1983 ～84年	プレテンションTげた	3x19.72m 3x19.5m 3x18.75m (2x18.8m)x2 18.675m+18.650m	17.3m	89° 51' 10"	タイプ A-3	・耳げた外側横げたの側面にひびわれ ・壁高欄外側後打ち部にひびわれおよび 水切部より遊離石灰	③
	4	D 橋	b	1982年	プレテンションTげた	(3x21.25 ～21.66m)x2 (3x21.6m)x3 2x21.0m	17.3m	89° 34' 16"	タイプ A-3	・耳げた外側横げたの側面にひびわれ ・壁高欄外側後打ち部にひびわれおよび 水切部より遊離石灰	④
	5	E 橋	c	1987 ～88年	プレテンションTげた	((20.275m+20.2m +20.275m)x3)x2 ((2x20.27m)x2)x2	11.69m 11.29m	90°	タイプ A-3	・耳げた外側横げたの側面にひびわれ ・壁高欄外側、地覆内側にひびわれ	⑤
	6	F 橋	d	1983 ～84年	プレテンションTげた	2x19.25m+19.2m (2x19.25m)x2	6.5m	90°	タイプ A-2	・耳げた外側横げたの側面に微細なひ びわれ	⑥
関 東 地 区	7	G 橋	e	1980年	プレテンションTげた	((3x21.0m)x2)x2	8.45m	90°	タイプ A-3	・耳げた外側横げたの側面にひびわれ	⑦
					ポストテンションTげた	{27.008m+ 2x21.8m)}x2	8.45m	90°	タイプ C	(変状なし)	
	8	H 橋	e	1981年	プレテンションTげた	(2x21.0m)x3	10.4m	63°	タイプ B-1	・耳げた外側横げたの側面にひびわれ	⑧
	9	I 橋	e	1980年	プレテンションTげた	((4x21.0m)x2)x2	8.45m	82° 28'	タイプ B-2	・地覆外側にひびわれおよび遊離石灰 ・耳げた外側横げたの側面にひびわれ	⑨

注)耳げた外側横げたの形状のタイプ分類



タイプA-1

タイプA-2

タイプA-3

タイプB-1

タイプB-2

タイプC

- 1) タイプA-1, A-2, A-3はプレテンションげたで支点拡幅のないタイプ。タイプB-1, B-2はプレテンションげたで支点拡幅のあるタイプ。タイプCはポストテンションげたで支点拡幅があり、耳げた外側横げたのないタイプ。
- 2) タイプA-1, A-3, B-1, B-2については、けた中間部の横げたを製作し横締めを行った後、耳げた外側横げたを後打ちしてコーンを覆っている。
- 3) タイプA-2については、耳げた外側横げたに定着部の箱抜きをしてけた中間部の横げたと同時にコンクリートを打設後、横締めを行い、箱抜き部を無収縮モルタルで後埋めしている。
- 4) タイプCについては、耳げた外側の定着部の箱抜き部に横締めを行い、箱抜き部を無収縮モルタルで後埋めしている。

① A 橋

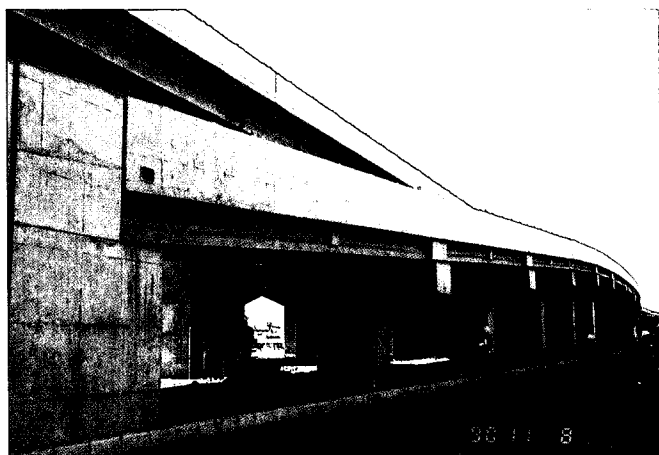
施 工 年 度：1990年度（ランプ部）

け た 構 造 形 式：プレテンションTげた

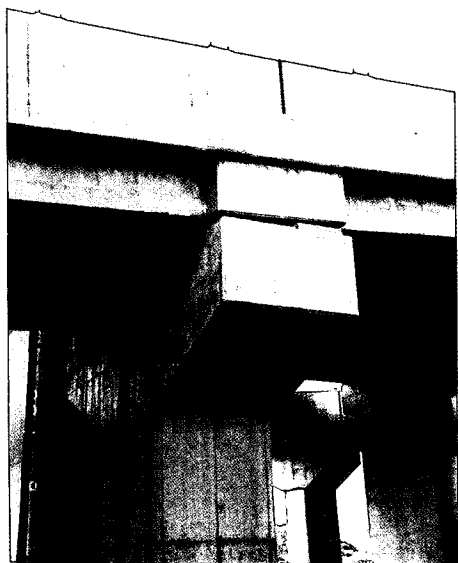
連結げたの支間割：15.57m+15.5m+15.57m（ランプ部）

全 幅 員：6.25m（ランプ部）

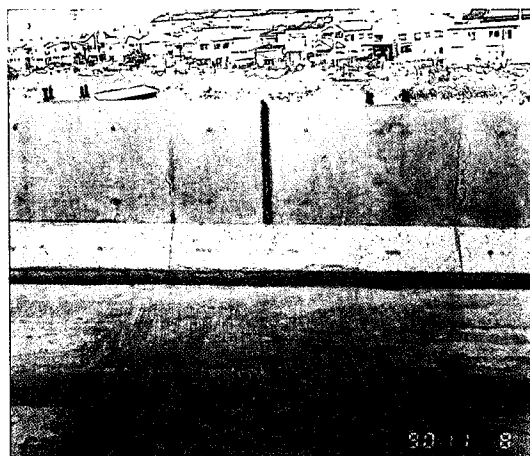
耳げた外側横げた：タイプA-1



全 景



中間支点部



中間支点部の橋面

② B 橋

施 工 年 度：1983年度

け た 構 造 形 式：プレテンションTげた

連結げたの支間割： $(3 \times 20 \text{ m}) \times 2$, $(3 \times 17 \sim 18 \text{ m}) \times 2$, $2 \times 20 \text{ m}$, $2 \times 18 \text{ m}$

全 幅 員：17.3m

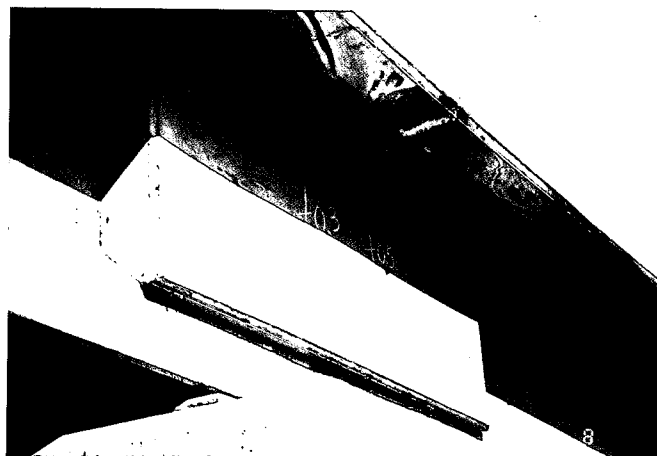
耳げた外側横げた：タイプA-3



全 景



中間支点部



耳げた外側横げたのひびわれ

③ C 橋

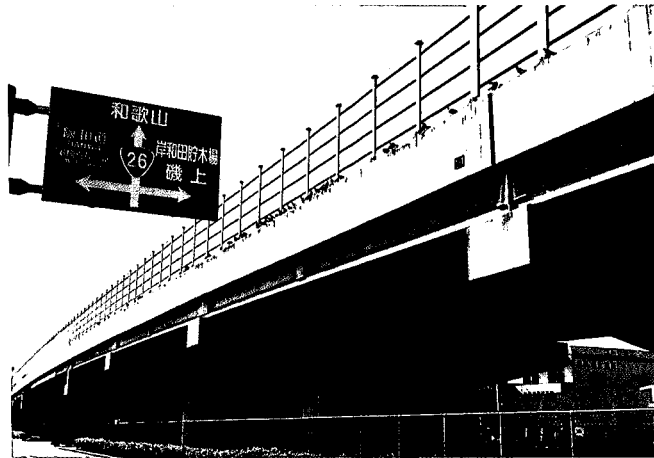
施 工 年 度：1983～84年度

け た 構 造 形 式：プレテンションTげた

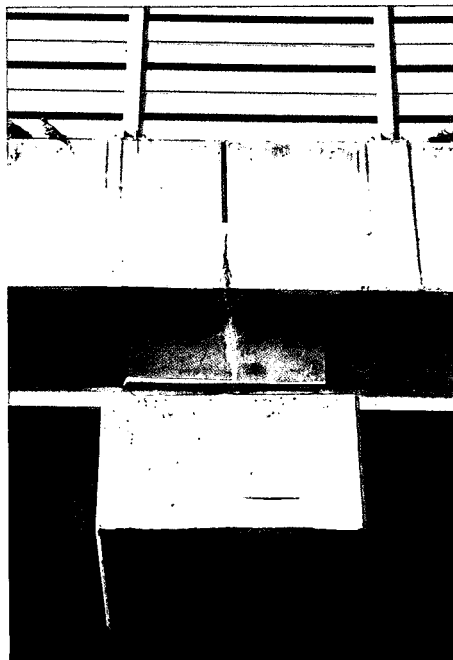
連結げたの支間割： $3 \times 19.72\text{m}$, $3 \times 19.5\text{m}$, $3 \times 18.75\text{m}$, $((2 \times 18.8\text{m}) \times 2, 18.675\text{m} + 18.65\text{m}$

全 幅 員：17.3m

耳げた外側横げた：タイプA－3



全 景



中間支点部

④ D 橋

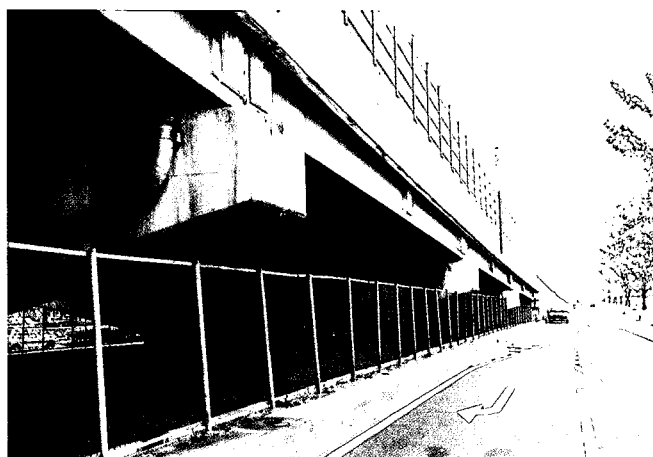
施 工 年 度：1982年度

け た 構 造 形 式：プレテンションTげた

連結げたの支間割： $(3 \times 21.25 \sim 21.66 \text{ m}) \times 2, (3 \times 21.6 \text{ m}) \times 3, 2 \times 21.0 \text{ m}$

全 幅 員：17.3m

耳げた外側横げた：タイプA-3



全 景



中間支点部



橋台部漏出遊離石灰の堆積

⑤ E 橋

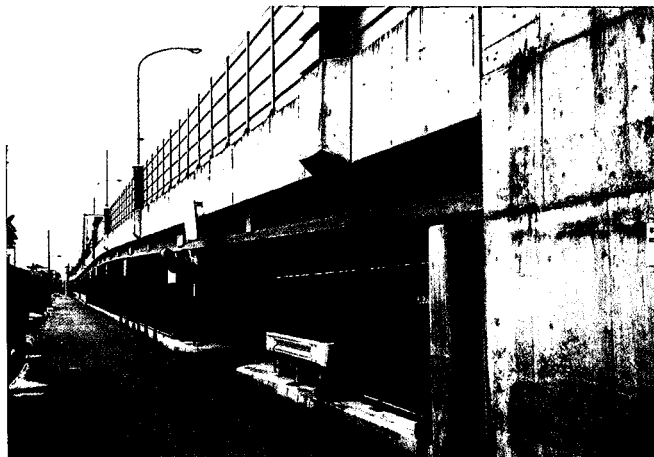
施 工 年 度：1987～88年度

け た 構 造 形 式：プレテンションTげた

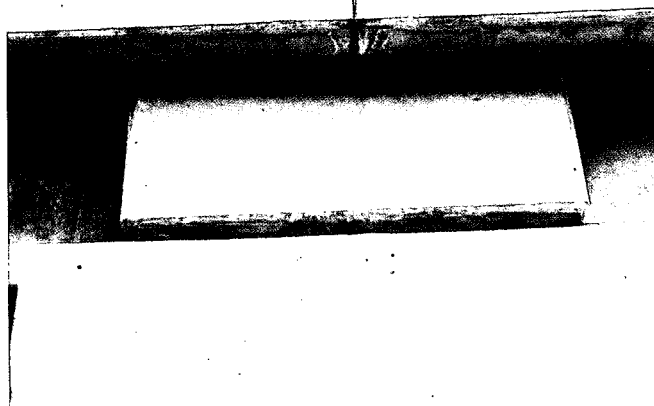
連結げたの支間割： $\{(20.275\text{ m} + 20.2\text{ m} + 20.275\text{ m}) \times 3\} \times 2, \{(2 \times 20.27\text{ m}) \times 2\} \times 2$

全 幅 員：11.69 m, 11.29 m

耳げた外側横げた：タイプA-3



全 景



中間支点部

⑥ F 橋

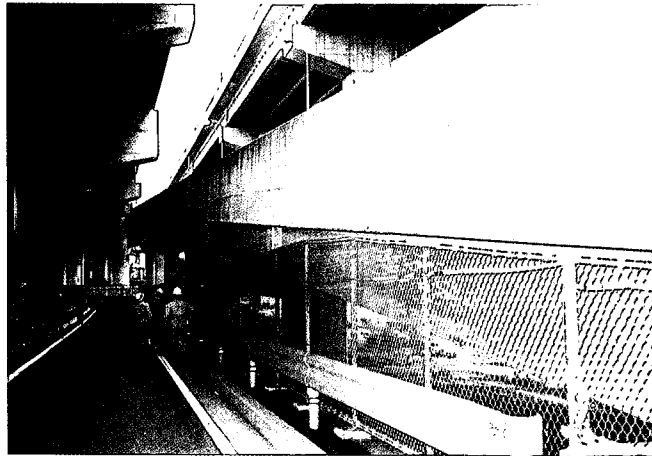
施 工 年 度：1983～84年度(ランプ部)

け た 構 造 形 式：プレテンションTげた

連結げたの支間割： $2 \times 19.25\text{m} + 19.2\text{m}$, $(2 \times 19.25\text{m}) \times 2$ (ランプ部)

全 幅 員：6.5m(ランプ部)

耳げた外側横げた：タイプA-2



全 景



中間支点部

⑦ G 橋

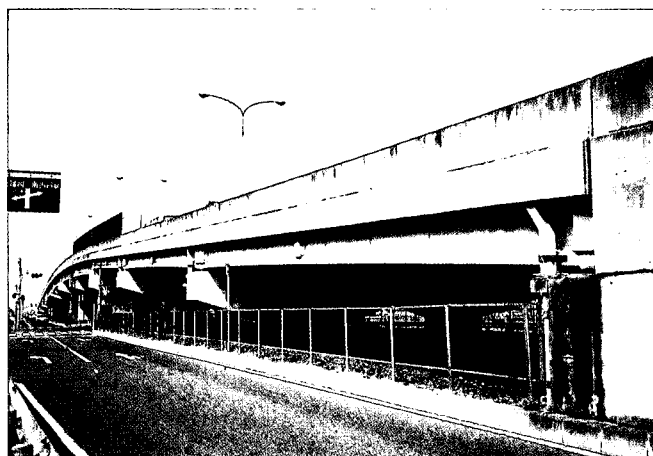
施 工 年 度：1980年度

け た 構 造 形 式：プレテンションTげた；ポストテンションTげた

連結げたの支間割： $\{(3 \times 21.0\text{m}) \times 2\} \times 3; \{(27.008\text{m} + 2 \times 21.8\text{m})\} \times 2$

全 幅 員：8.45m

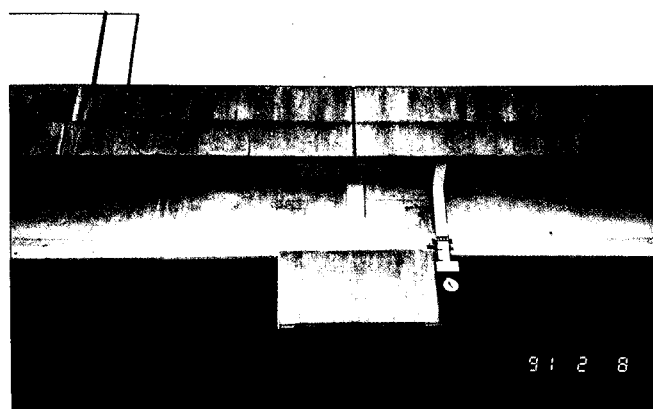
耳げた外側横げた：タイプA-3；タイプC



全 景



プレテンションげた中間支点部



ポストテンションげた中間支点部

⑧ H 橋

施 工 年 度：1981年度

け た 構 造 形 式：プレテンションTげた

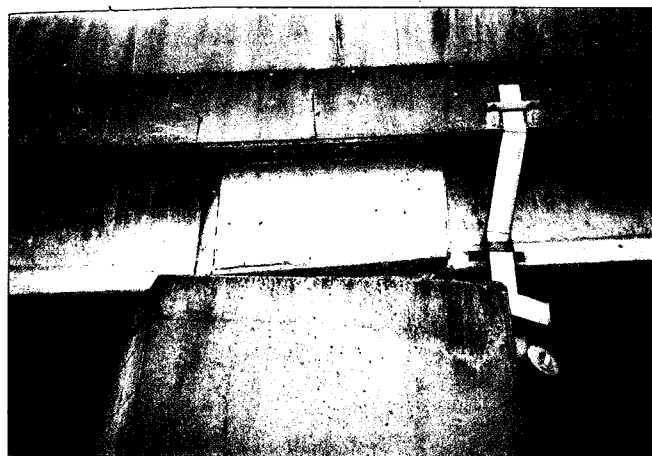
連結げたの支間割： $(2 \times 21.0\text{m}) \times 3$

全 幅 員：10.4m

耳げた外側横げた：タイプB-1



全 景



中間支点部

⑨ I 橋

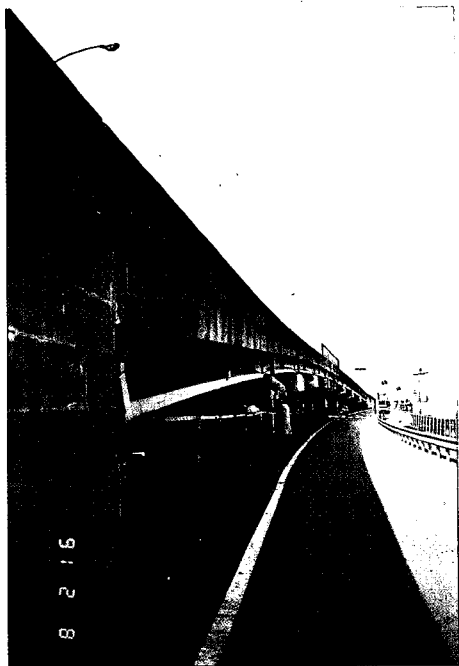
施 工 年 度：1980年度

け た 構 造 形 式：プレテンションTげた

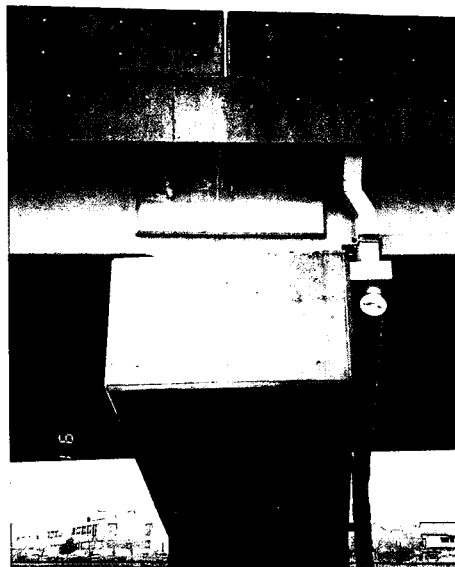
連結げたの支間割： $\{(4 \times 21.0 \text{ m}) \times 2\} \times 2$

全 幅 員：8.45 m

耳げた外側横げた：タイプB-2



全 景



中間支点部

3. 3. 4 調査結果の概要

(1) 関西地区

- 1) 橋面(伸縮継手, 舗装)については異常がなく、特に中間支点上舗装面でのひびわれも認められなかった。
- 2) 中間支点連結横げた後打ち部(耳げた外側)にひびわれが認められた。なお、ひびわれは下端からの発生とは限定されず、中間付近での発生、上端からの発生等不定であった。(図-3.3.2参照)

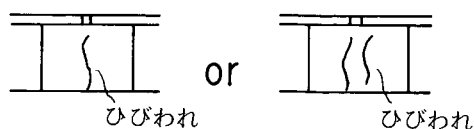


図-3.3.2 中間支点連結横げた後打ち部(耳げた外側)のひびわれ

- 3) 中間支点壁高欄外側および地覆部にひびわれが観察された。また、他に水切部からの遊離石灰の漏出が見られた。なお、遊離石灰の発生場所は不定であった。(図-3.3.3参照)

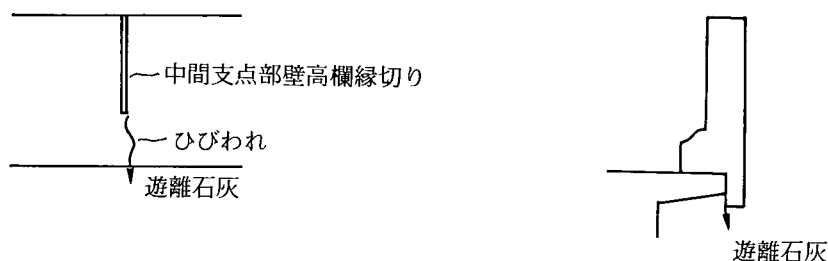


図-3.3.3 中間支点壁高欄外側および地覆部のひびわれ

- 4) 伸縮継手箇所および目地部からの遊離石灰の漏出が顕著であった。図-3.3.4に示すように、目地部より遊離石灰が漏出してつらら状になり、橋台あるいは橋脚上にも盛り上がっている橋梁も見られた。

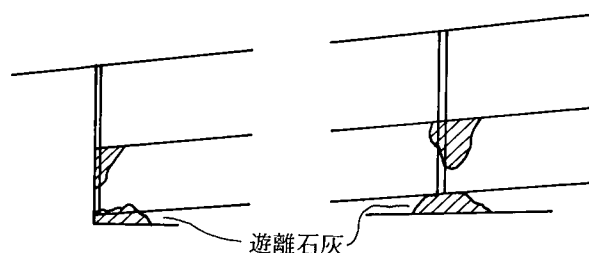
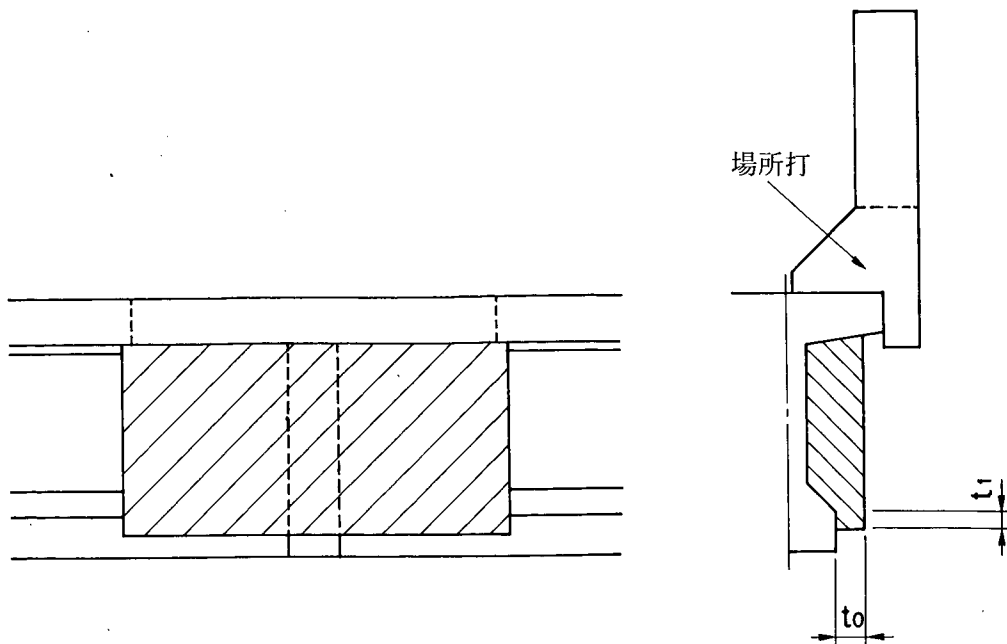


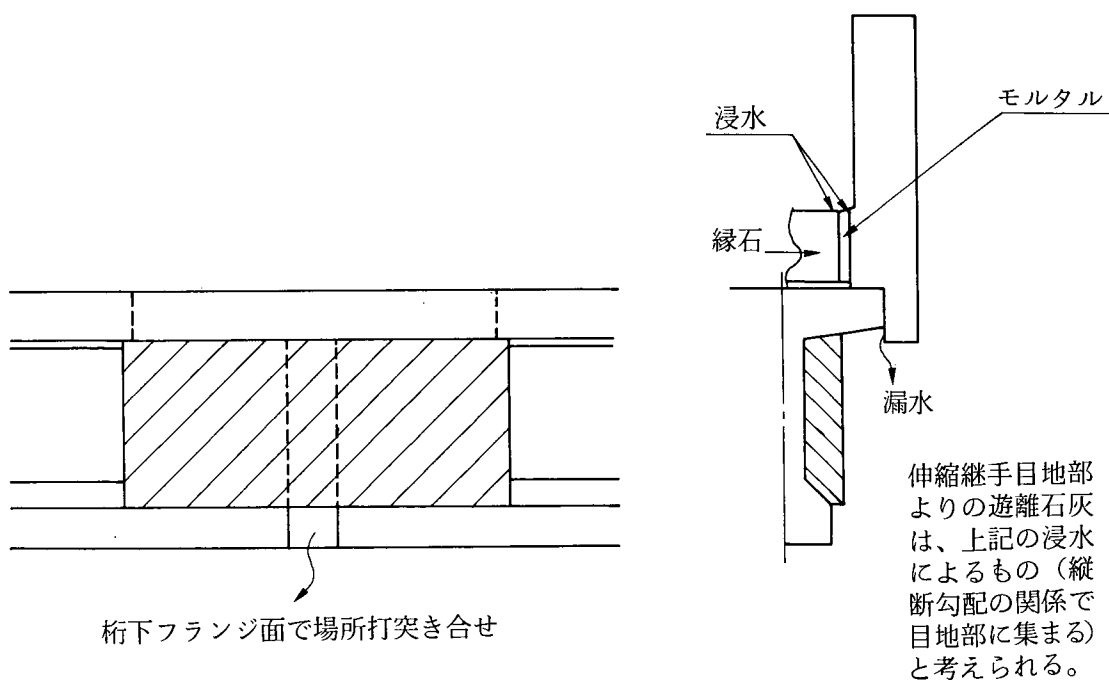
図-3.3.4 伸縮継手箇所および目地部よりの遊離石灰漏出

- 5) 連結部の細部構造に図-3.3.5に示す2つの形式があり、結果的にタイプ-2に遊離石灰の漏出が見られた。



- ・厚さ t_o が大きく、後打コンクリートが下フランジに寸法 t_1 だけ下げてある。(後打部の鉄筋も多い)
- ・後打部にひびわれが発生しているが、漏水はない。
- ・地覆が場所打であり、水切部からの漏水はない。

(a) タイプー 1



(b) タイプー 2

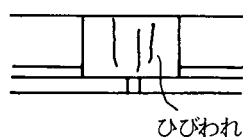
図-3.3.5 連結部の細部構造

(2) 関東地区

1) 中間支点上の舗装面には関西地区と同様にひびわれは認められなかった。

2) 中間支点連結横げた後打部（耳げた外側）

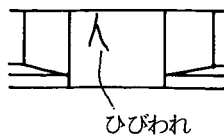
- ・ポストテンションげた（G橋）については、後打突起のない構造ですっきりした外観であった。
- ・プレテンションげたの3橋については、突起形状の違いはあるがひびわれが発生していた（図-3.3.6参照）。しかし、ひびわれの程度は、全体的に関西地区の横げたタイプ2（図-3.3.5参照）に比べて小さく、乾いた印象であった。



主げた：等断面

突起：下フランジ上縁まで

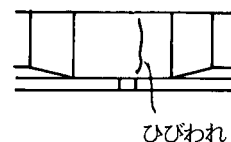
(a) G橋



主げた：変断面

突起：けた下縁まで

(b) H橋



主げた：変断面

突起：下フランジ上縁まで

(c) I橋

図-3.3.6 突起形状の違い

3) 中間支点壁高欄、地覆の縁切目地

- ・下端までカットしているため、関西地区のようにひびわれからの遊離石灰の漏出は見られなかった。

（図-3.3.7参照）

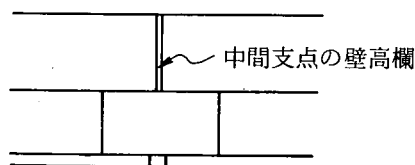


図-3.3.7 中間支点の壁高欄

- ・橋面の排水処理方法が、連結部近傍の縁石をカットしたタイプなので排水性能が良く、この効果で縁切目地からの漏水が見られなかった。
- 4) いずれの橋梁も壁高欄上に設置した落下物防止柵の金網のサビが支柱から垂れているために、壁表面が赤茶色に汚れ、下からの景観に悪い印象を与えていた。

5) 関西地区との相違点

- ・橋面排水処理方法
- ・壁高欄支点上縁切目地
- ・固定支承の位置（関東地区が橋台であるのに対して、関西地区では中間橋脚）
- ・単位セメント量（関西地区の方が多いのではないかと推察される）
- ・プレテンションげたの支点部拡幅（関東地区では拡幅している）

3. 3. 5 まとめ

関西地区6橋、関東地区3橋の合計9橋を対象にプレキャスト連結げた橋の実橋の現地調査を実施した。この調査および昭和57年の九州地区のプレキャスト連結げた橋の実橋調査によって得られた結果を踏まえ、今後のプレキャスト連結げた橋の設計・施工にあたって留意すべきあるいは検討すべき内容、ならびに構造に関する提案をまとめると以下の通りである。

(1) 全般について

- 1) 連結部の設計方法や構造の細目および交通条件等が異なる橋を現地で外観調査した結果、中間支点上の舗装面にひびわれを発生させるほどの構造上の問題点は認められなかった。
- 2) ただし、連結部の構造によっては周囲の美観を損ねる変状等が認められた。

(2) 耳げた外側横げたの構造等に関して

- 1) タイプA-3は、耳げた外側横げたの厚さが薄く、鉄筋量も少ないためにひびわれが発生しやすい。一方、タイプA-2は、耳げた外側横げたの厚さが厚く、鉄筋量も多いために、ひびわれが発生しにくい。したがってタイプA-2のほうが望ましい。
- 2) タイプA-2は、後埋めモルタルの色が横げたコンクリートの色と違うため美観上好ましくなく、耳げた外側横げたコンクリートを一度に打設するタイプA-3のほうが望ましい。
- 3) 横げた定着部の後埋め用の穴の形状が四角形であるため、個々の部分の傾きのバラツキが目立ち美観上好ましくない。
- 4) 耳げた外側横げたの存在自体が目立つので、なるべく目立たないように突起面にテーパーをつけて陰影を消滅させる方法と、逆にアクセントとするために捨て型枠を用いて模様をつける2通りの処理方法が考えられる。新JISによるプレテンションげたの断面形状変更ともからめて基本方針を統一する必要がある。
- 5) 縦断勾配のある箇所での耳げた横げた外側の後打ちコンクリート端部の角度は場所によってけたに直角のところと鉛直のところがある。
- 6) 関東地区のポストテンション橋で見られたように、耳げた外側横げたがないタイプCは穴埋め部の処理さえ上手に行えば外観上すっきりとする。ただし、横締め本数が多い場合、切欠きによる断面欠損部が大きくなるので構造上の検討が必要である。

(3) 耳げた外側横げた以外に関して

- 1) 中間支点壁高欄や地覆部にひびわれが発生し、そこからの遊離石灰の漏出があり、外観上見苦しい状況になっている例が見受けられた。これは壁高欄の縁切り目地を途中までで止めている場合に見られるので、できれば目地は地覆まで行うのが好ましい。
- 2) 壁高欄上の落下物防止柵のフェンスの錆が壁面に流れて外観上見苦しい状況になっている例が見受けられた。橋梁の外観を左右する部分に使用する付属物については、景観を考慮した耐久性の検討が要求される。
- 3) 排水ますは、中間支点近くの連結鉄筋を切断しない位置に設置するのが望ましい。排水ますの横断方向の位置は関東地区の例のように地覆を切欠いてその中に設けると、舗装面に設けた場合より排水効率が良く、漏水や遊離石灰の漏出の原因を減らすことができると思われる。

(4) 耳げた外側横げたの構造に関する提案

- 1) 後打ちする場合は部材厚を厚く、配置鉄筋量を多くしてひびわれが生じないようにする。
- 2) 横げた外形線のうち特に縦の線はできれば橋梁の横断勾配と無関係に鉛直とする(図-3.3.8参照)。

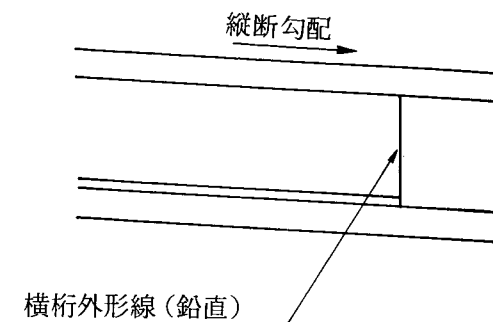


図-3.3.8 横げた外形線

- 3) 横締め鋼材定着部だけを後埋めする場合は、切欠き形状は丸形として、勾配と無関係とする(図-3.3.9参照)。また、極力後埋めモルタルと横げた部コンクリートの色を合わせるようにするか、あるいは、後埋めモルタルの色が横げた部コンクリートの色と微妙に合わないのならば、色をつけて変えてしまう。

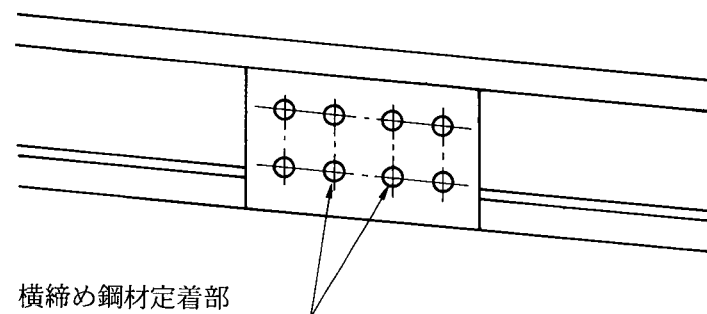


図-3.3.9 横締め鋼材定着部

- 4) 側面がフラットな新J I Sによるプレテンションげたでは特に耳げた外側横げたの存在が目立つので、突起側面にテーパーをつけて陰影を消滅させ(図-3.3.10参照)目立たなくさせる、あるいは逆にアクセントとするために捨て型枠を用いて模様をつけるなどの工夫が必要である。

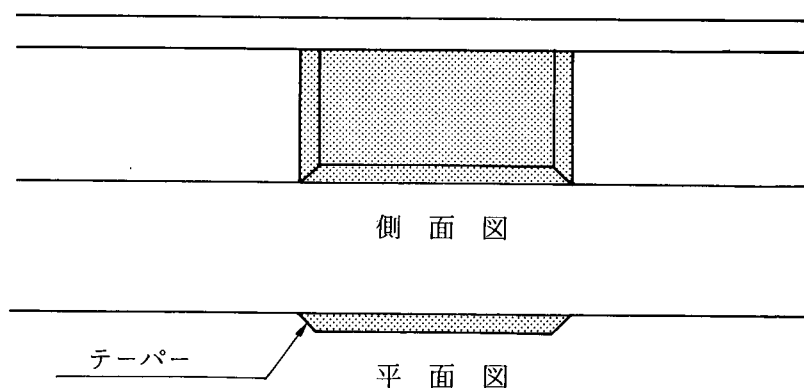


図-3.3.10 突起側面のテーパー

4. プレキャスト連結げたの模型供試体を用いた静的 載荷試験

4. 1 目的

プレキャスト連結げたの模型供試体を用いた静的載荷試験は、以下の項目を確認することを目的として行った。

- (1) 連結部のひびわれ発生状況の確認
- (2) ひびわれ発生に伴う連結部の剛性の低下と構造系の変化性状の確認
- (3) 連結げたの最終耐力の確認
- (4) 連結部下側圧縮部の有効幅の確認

4. 2 試験方法

4. 2. 1 供試体

プレキャスト連結げたの挙動を実橋に近い形で把握するために、ゴム支承で支持した2径間の連結げた供試体2体について載荷試験を実施した。図-4.2.1に供試体の形状寸法等を示す。供試体の数量は供試体S4および供試体S6の計2体であり、実橋でJISげたを用いた支間16m程度の2径間連結げたを概ね1/2にモデル化しており、いずれも長さ16.3m、高さ0.45mのはり供試体である。供試体の製作に用いた4体のプレキャストトげたは、いずれも長さ8.1m、高さ0.45mのT断面形状のプレテンションPCげたである。

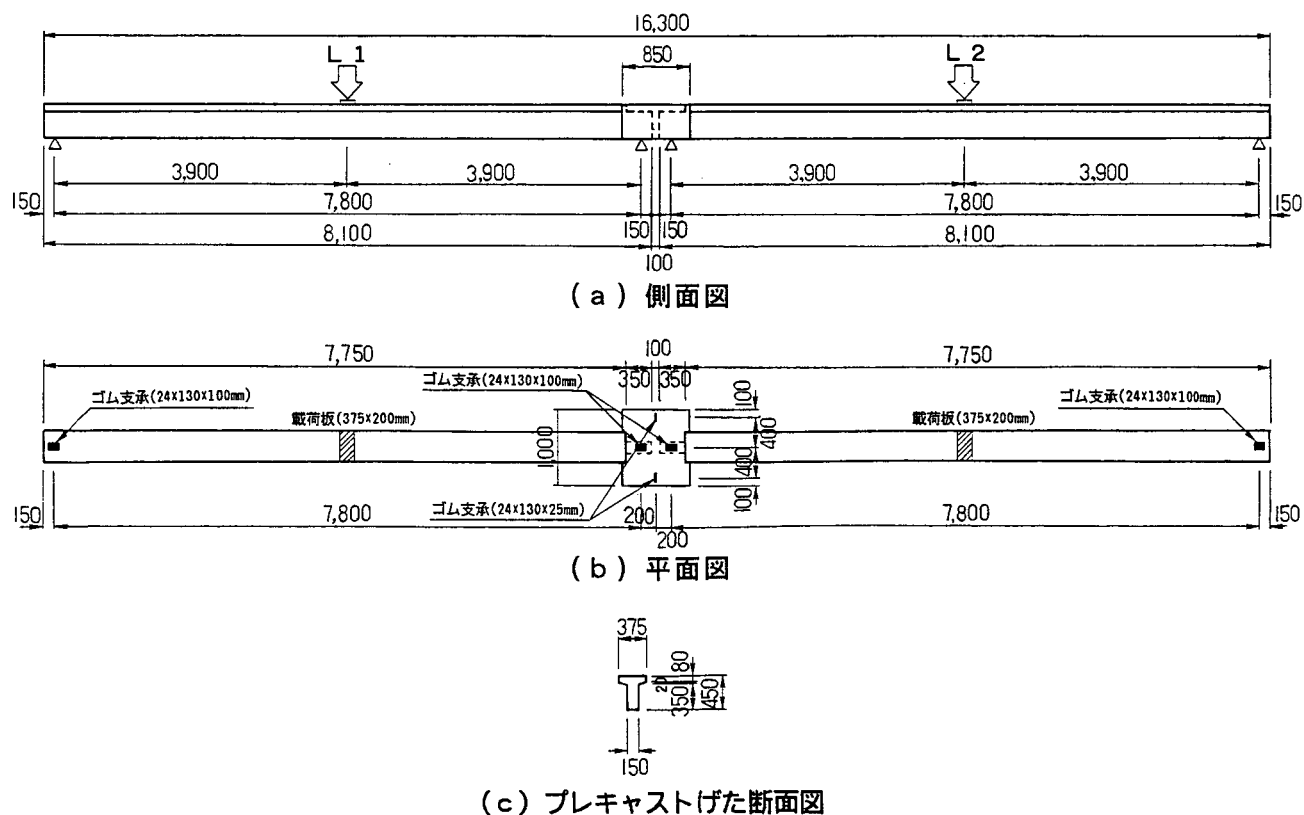
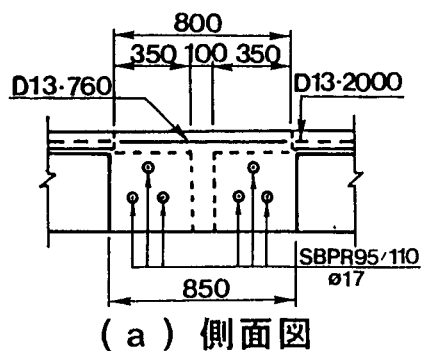


図-4.2.1 静的載荷試験供試体の形状・寸法および載荷位置



供試体 S 4 供試体 S 6

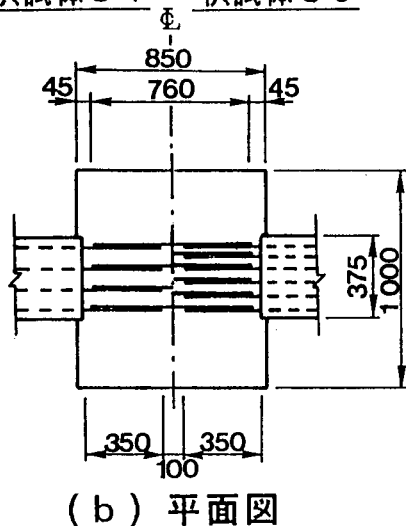
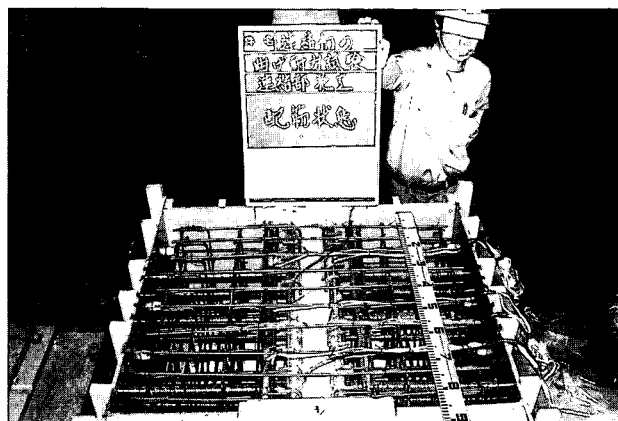
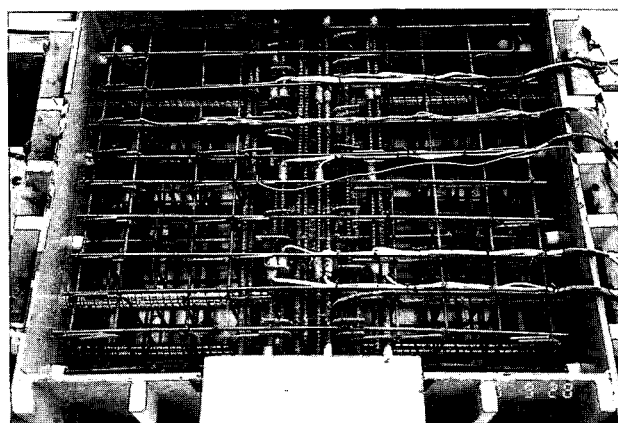


図-4.2.2 連結部の構造



(a) 供試体 S 4



(b) 供試体 S 6

写真-4.2.1 横げた部の配筋状況

図-4.2.2に連結部の構造を示す。連結部については、プレキャストげた端面間を0.1mとしてけた軸方向の0.85mの区間に幅1.0mの横げた部を取付けた。連結鉄筋の量については供試体により異なっており、供試体 S 4 および供試体 S 6 にはそれぞれD13(SD30A)の鉄筋を4本および6本配置した。供試体 S 6 では供試体のモデル化を考慮して実橋の鋼材量とほぼ同量を、供試体 S 4 ではクリープ(自重およびプレストレス)による2次力の発生による断面力の減少を考慮して供試体 S 6 に比べて鋼材量を減少させた。連結鉄筋の重ね継手長は、いずれの供試体とも330cm(25.4D(鉄筋径))とした。横げた部にはプレキャストげたと場所打ちコンクリートとの一体性の確保のためにプレストレスを導入しており、その大きさは、載荷試験直前の計測でいずれの供試体とも16.8kgf/cm²であった。写真-4.2.1に横げた部の配筋状況を、図-4.2.3に鋼材配置の詳細をそれぞれ示す。

表-4.2.1に使用した材料の特性を示す。連結鉄筋 (SD30A・D13)の降伏点は、3,837kgf/cm²である。また、使用したコンクリートの圧縮強度は、プレキャストげたが803~916kgf/cm²、供試体 S 4 の場所打ち部が360kgf/cm²および供試体 S 6 の場所打ち部が344kgf/cm²である。ゴム支承については、プレキャストげたの支持用として実橋のたわみと合わせるために、相似率を考慮して実橋で用いられるゴム支承の1/4の面積、1/2の

厚さで1/2のバネ定数が得られる24×130×100mmのRb・Dパッドを、また、横げた部端部の支持用として24×130×25mmのRb・Dパッドを使用した。

なお、供試体製作から載荷までの工程は、工場でプレキャストげたを製作後約1ヶ月経てから場所打ち部コンクリートを打設し、さらにその約1ヶ月後に載荷試験を行った。

表-4.2.1 使用材料の特性

(a) 鋼 材

種 類	降 伏 点 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	伸 び (%)	備 考
P C 鋼より線(SWPR7A・9.3mm)	17,477 —	19,066 17,981	1.97×10 ⁸ —	7.2 —	プレキャストげた
鉄 筋 (SD30A・D10)	3,830 3,570	5,480 5,266	— 2.00×10 ⁸	23.9 19.7	プレキャストげた
鉄 筋 (SD30A・D13)	3,540 3,525	5,350 5,280	— 1.92×10 ⁸	23.0 19.1	連結鉄筋(埋込み鉄筋) 連結鉄筋(添え筋)
P C 鋼棒 (SBPR80/95・17mm)	— 8,580	— 10,117	— 1.94×10 ⁸	— 8.5	横げたの横締

注) 上段はミルシートによる値。下段は材料試験による値。

(b) コンクリート

種 類		載 荷 試 験 時 (現 場 養 生)				材 令 2 8 日 (水 中 養 生)		
		圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比	割裂引張強度 (kgf/cm ²)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比
プレキャスト げた	S4(2-1)	806	3.91×10 ⁸	0.208	47.3	650	—	—
	S4(2-2)	916	3.86×10 ⁸	0.208	54.0	706	—	—
	S6(1-1)	803	3.88×10 ⁸	0.190	56.3	695	—	—
	S6(1-2)	817	3.56×10 ⁸	0.202	48.4	670	—	—
場所打ち部	S 4	360	2.07×10 ⁸	0.159	29.0	328	2.05×10 ⁸	0.200
	S 6	344	2.06×10 ⁸	0.171	29.7			

注) 円柱供試体(φ10cm×20cm)の試験による値。

Figure 1: Elevation view of a bridge structure. The drawing shows a cross-section of a bridge with a total width of 8100. The structure is divided into several spans with dimensions: 35.8, 50.9, 7.1, 100.7, 700, 4.125, 8.150, 1200, 6.175, 1050, 150, 6.175, 1050, 8.150, 1200, 4.125, 7.1, 100.7, 90.8, 50.9, 35. The bridge is supported by piers with a diameter of 1000 (D1000). The bridge deck is shown with a width of 8100. The drawing is labeled "S.6" and "PC鋼より線 IT 9.3".

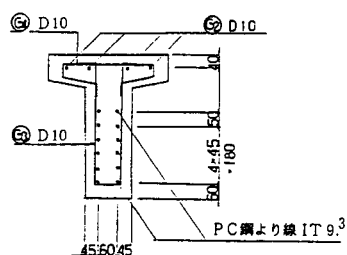
§ 6

PC鋼より線 IT 9.³

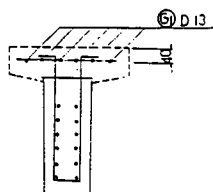
⑥ D 10

支 間

支 点



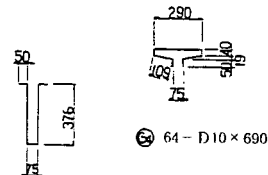
S 4



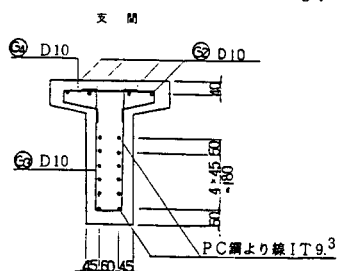
2 000

⑤ 6-D13,2000 (S 6)
4-D13,2000 (S 4)

⑤ 4-D10-7680

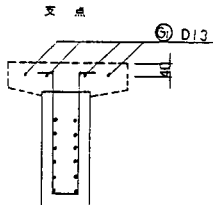


⑥ 70—D10×930



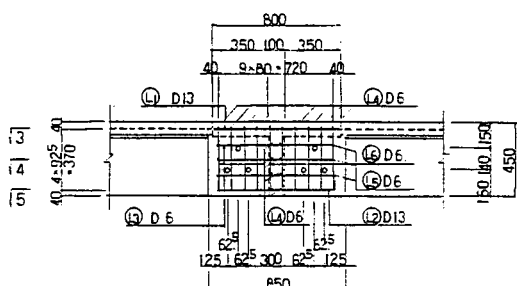
支 間

支 点

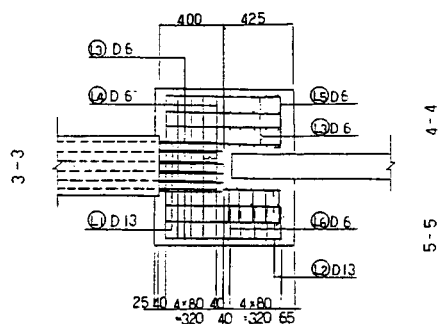


例 而 因

[1] [2]

11 12

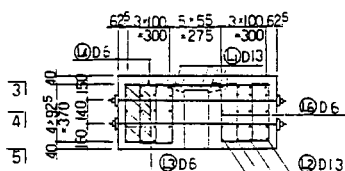
13 14 15



4

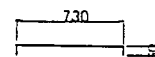
5

- - -

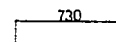


750

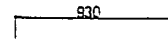
④ 6-D13-760 (S 6)
4-D13-760 (S 4)



① 8-D13, 830



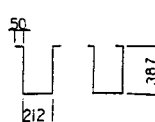
①32-D6-730



⑭ 18-D6 x 930



⑤ 12-D6 x 420



④ 40-D6 x 1 090

図-4.2.3 静的載荷試験供試体の鋼材配置詳細

4. 2. 2 載荷方法および計測方法

図-4.2.4にゴム支承の配置位置を示す。供試体の支持方法については、各供試体とも6点で支持した。このうち、軸方向については、各径間の長さが7.8m,連結部の支持間隔が0.4mとなるように4点で支持した。また、横げた部の軸直角方向については、ねじりによる横げた部の転倒を防止するために支持間隔が0.8mとなるように2点で支持した。

載荷荷重については、各径間の中央の2点（図-4.2.1参照）において集中荷重を手押し式ジャッキを用いて表-4.2.2に示す方法で静的に加えた。写真-4.2.2に載荷の状況を示す。

載荷試験では、供試体のたわみ、鉄筋およびコンクリートのひずみ、ひびわれ幅等の計測を行なった（図-4.2.5,図-4.2.6参照）。

なお、場所打ちコンクリート打設から載荷試験直前までの約1ヶ月間は、プレキャストげたおよび横げた部の乾燥収縮およびクリープによるひずみの計測を行った。

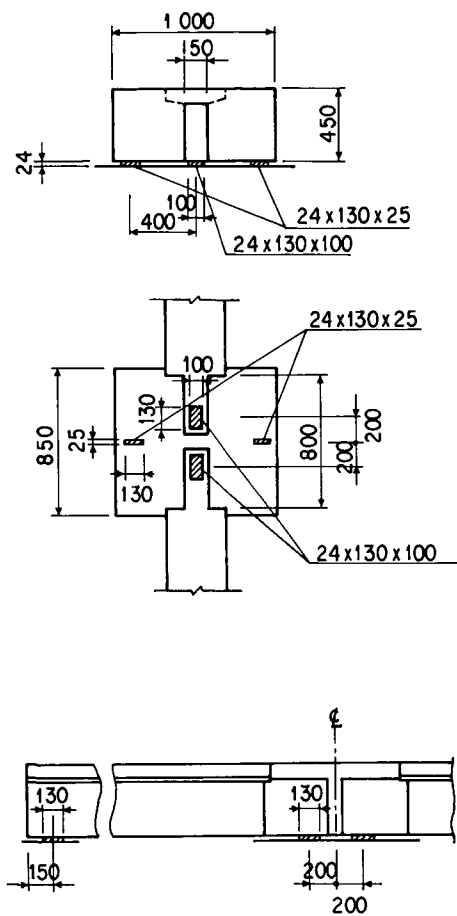
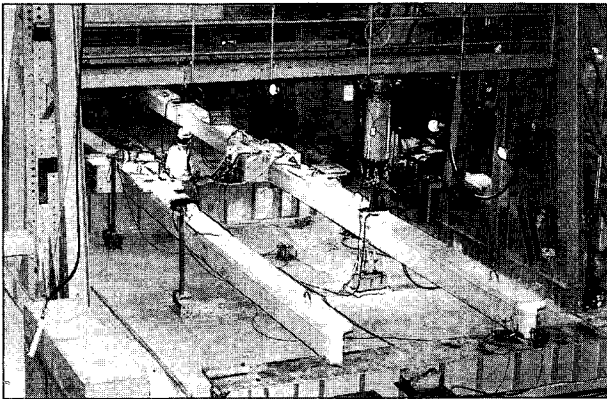
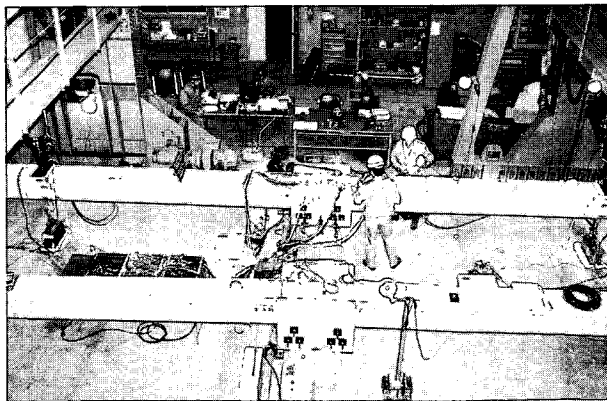


図-4.2.4 ゴム支承の配置位置



(a) その1



(b) その2

表-4.2.2 載荷方法

第1サイクル	0ton・・・連結部ひびわれ発生荷重・・・0ton
第2サイクル	0ton・・・プレキャストげたひびわれ発生荷重・・・0ton
第3サイクル	0ton・・・最大荷重・・・供試体破壊・・・0ton

写真-4.2.2 載荷の状況

() 内番号は反対側の番号

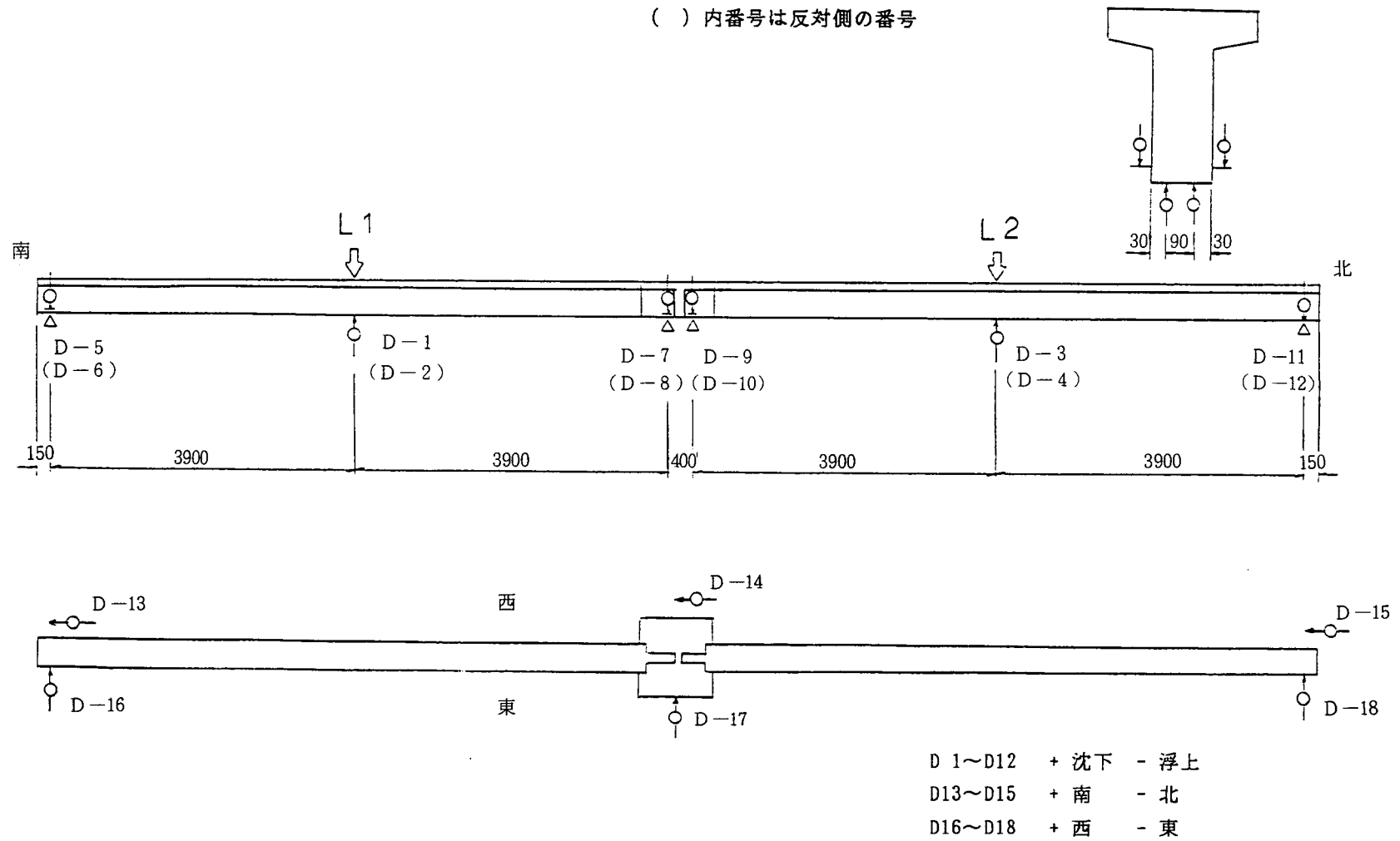
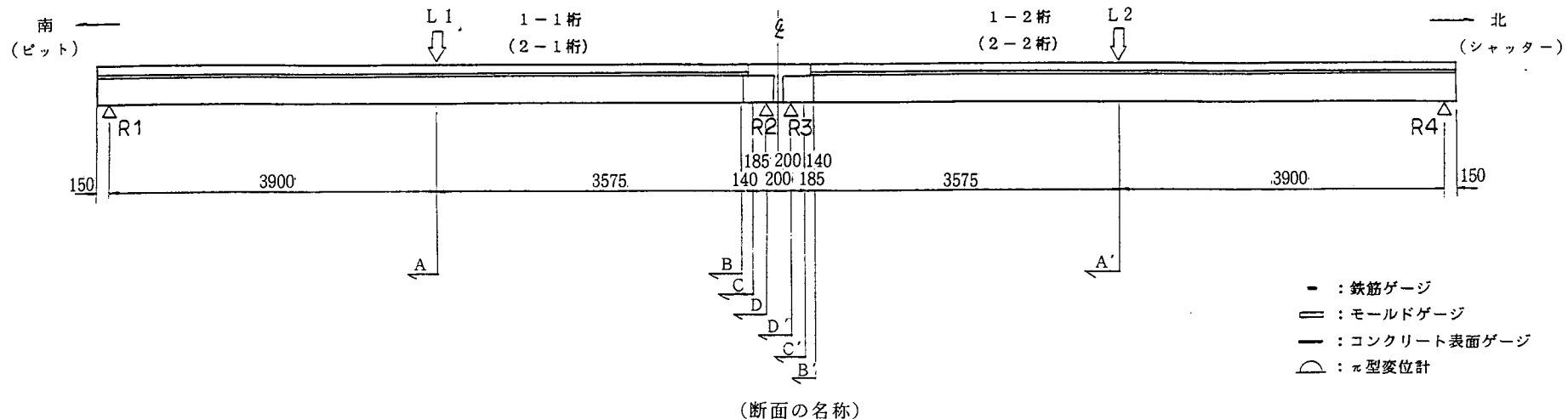
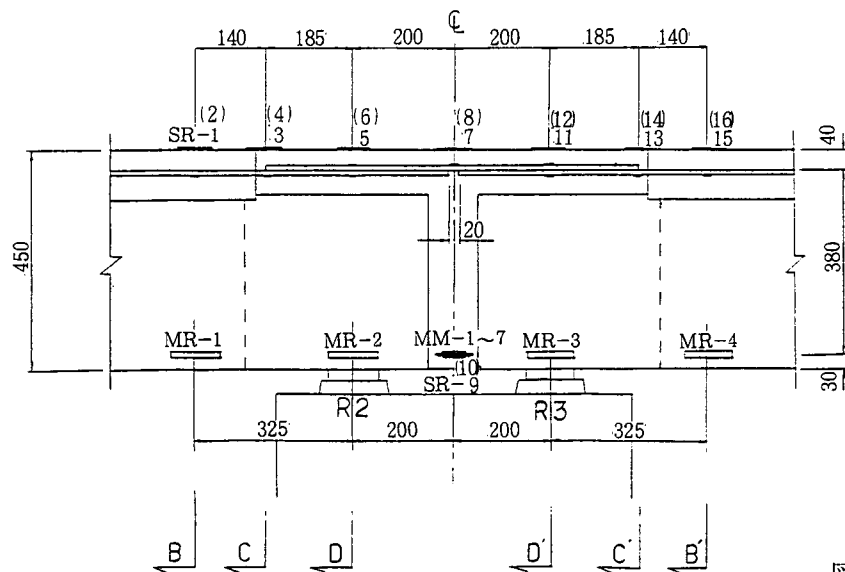


図-4.2.5 たわみ変位計取付け位置



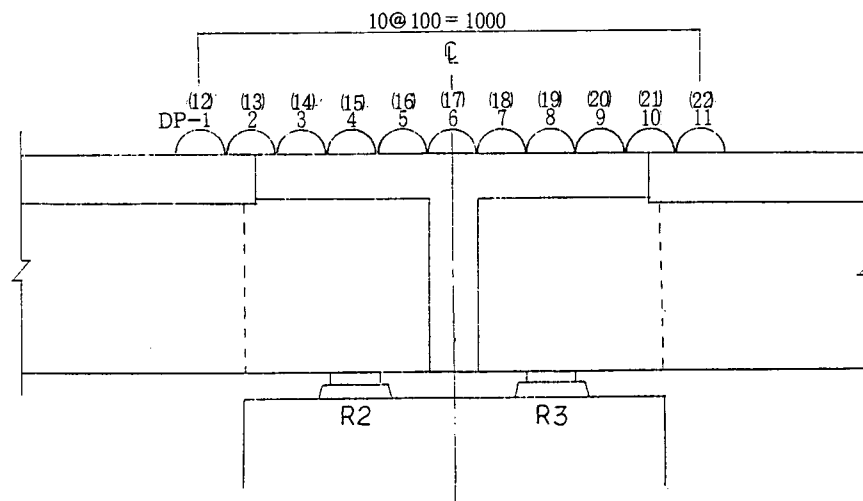
連結部ひずみゲージ取り付け位置詳細図

() 内数字は反対側のゲージ番号



連結部π型変位計取り付け位置詳細図

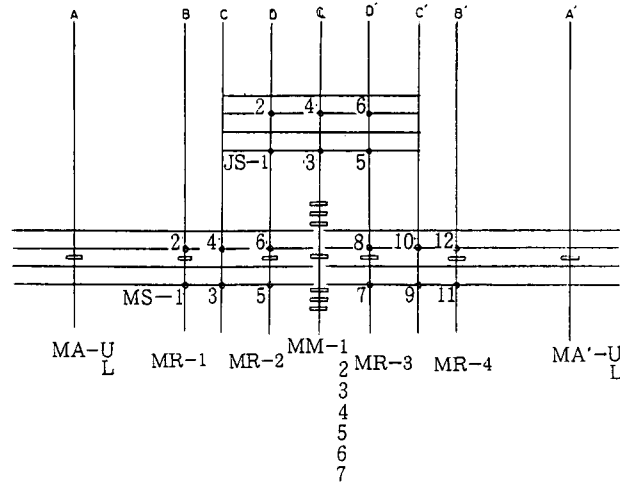
() 内数字は反対側の変位計番号



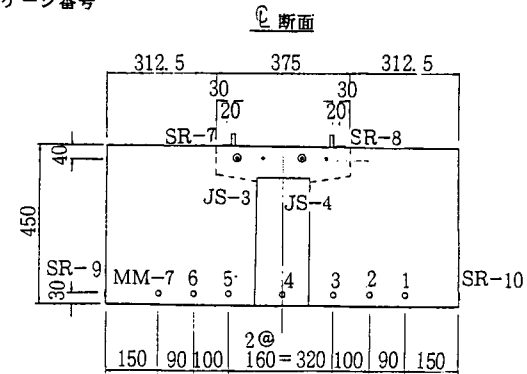
(a) 側面図 (供試体S4およびS6)

図-4.2.6 ひずみゲージおよびパイ型変位計取り付け位置

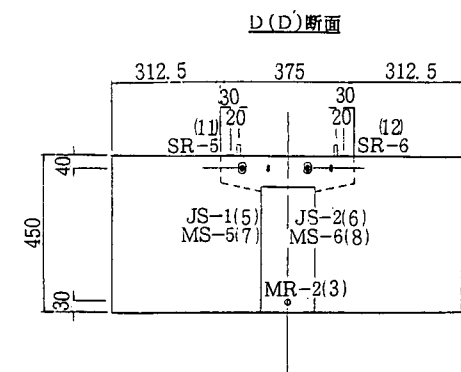
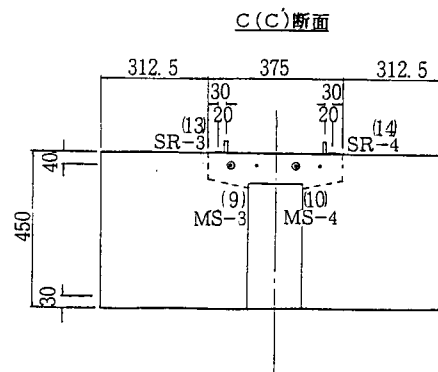
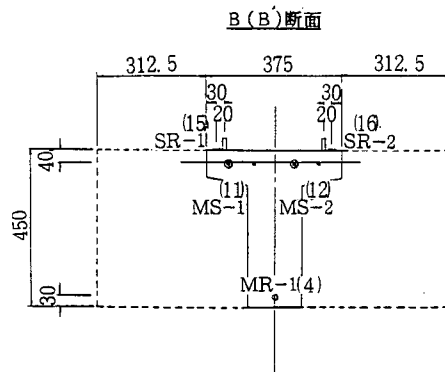
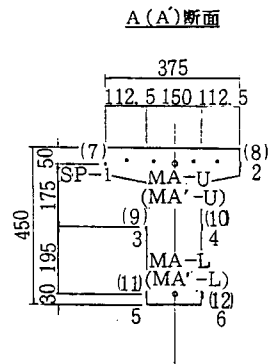
() 内数字は ' を付した断面のゲージ番号



○ : 鉄筋ゲージ
□ : モールドゲージ



● : 鉄筋 (●) はゲージ貼付鉄筋
○ : モールドゲージ
- : コンクリート表面ゲージ
⊥ : π型変位計



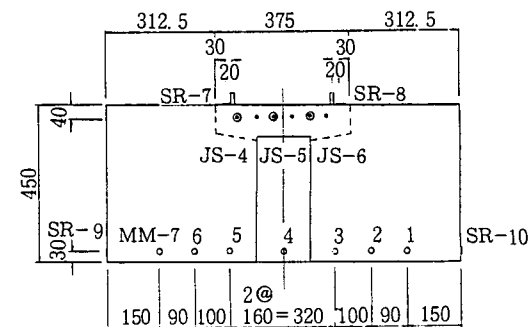
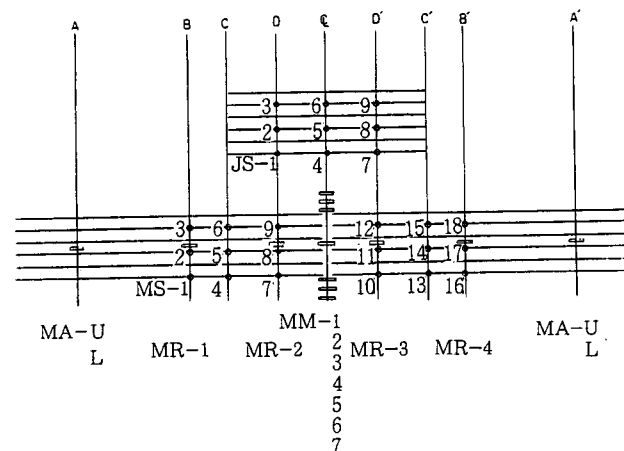
(b) 平面図および断面図 (供試体 S4)

図-4.2.6 ひずみゲージおよびパイ型変位計取付け位置

() 内数字は ' を付した断面のゲージ番号

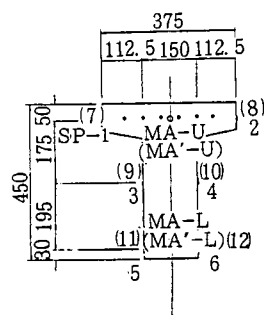
⊙ : 鉄筋ゲージ
 □ : モールドゲージ

Q断面

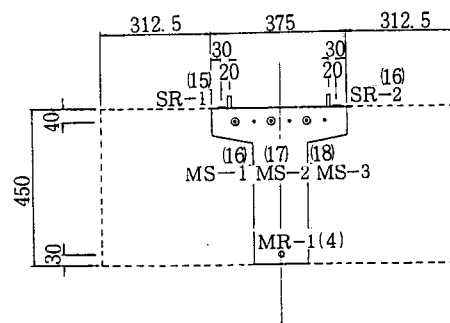


● : 鉄筋(⊙)はゲージ貼付鉄筋
 ○ : モールドゲージ
 - : コンクリート表面ゲージ
 ⊥ : π型変位計

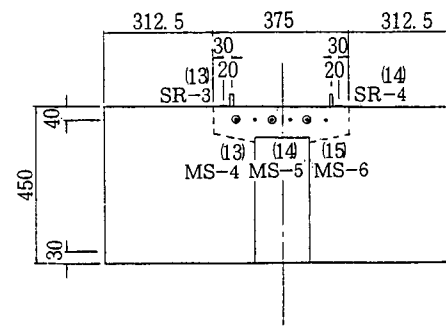
A(A')断面



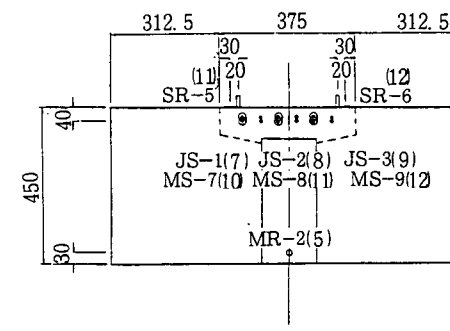
B(B')断面



C(C')断面



D(D')断面



(c) 平面図および断面図 (供試体 S 6)

図-4.2.6 ひずみゲージおよびパイ型変位計取付け位置

4. 3 試験結果

4. 3. 1 乾燥収縮およびクリープによるコンクリートのひずみ

図-4.3.1に場所打ちコンクリート打設から荷重試験直前までの約1ヶ月間における、プレキャストげたおよび横げた部における乾燥収縮およびクリープによるコンクリートのひずみの実測値の推移を示す。プレキャストげた部はプレキャストげたの上側、連結部は横げた部の下側のそれぞれ軸方向のひずみの値を示す。実測値は、モールドゲージ(埋込型ひずみ計)により計測された値から温度変化による影響をコンクリートの線膨張係数を $10.0 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ として除去した値である。計算値は、道示Ⅰ「2.1.7コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響」における構造系に変化がある場合の方法により得られた値である。

同図より、プレキャストげた部は、実測値が計算値に良く一致していることが理解される。一方、連結部は、実測値が27日目にほぼ0であり、乾燥収縮およびクリープによるひずみがほとんど発生していないことが理解される。

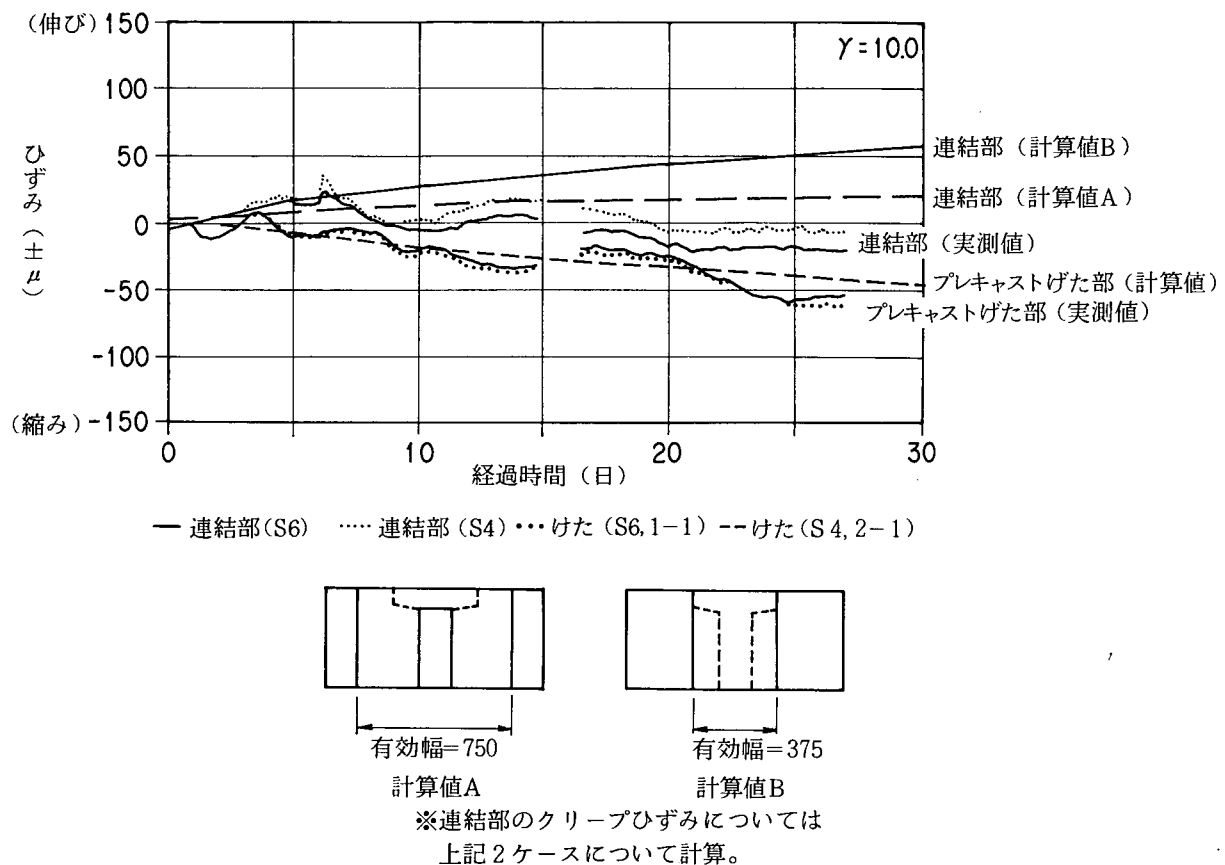


図-4.3.1 乾燥収縮およびクリープによるコンクリートのひずみ

4. 3. 2 ひびわれ発生状況および破壊状況

図-4.3.2に横げた部付近のひびわれの発生状況およびコンクリートの圧壊箇所を示す。また、写真-4.3.1~4.3.4にひびわれの発生状況および試験後の供試体の状況を示す。曲げひびわれは、いずれの供試体もまずプレキャストげたと横げた部の継目部付近上面で生じ、その後横げた部中央付近上面に生じた。供試体S4は、プレキャストげたと横げた部の継目部付近下面でコンクリートの圧壊が生じた後、荷重点でプレキャストげたのPC鋼線が破断して耐力を失った。また、供試体S6もプレキャストげたと横げた部の継目部付近下面でコンクリートの圧壊が生じた後、プレキャストげた連結鉄筋が破断して耐力を失った。

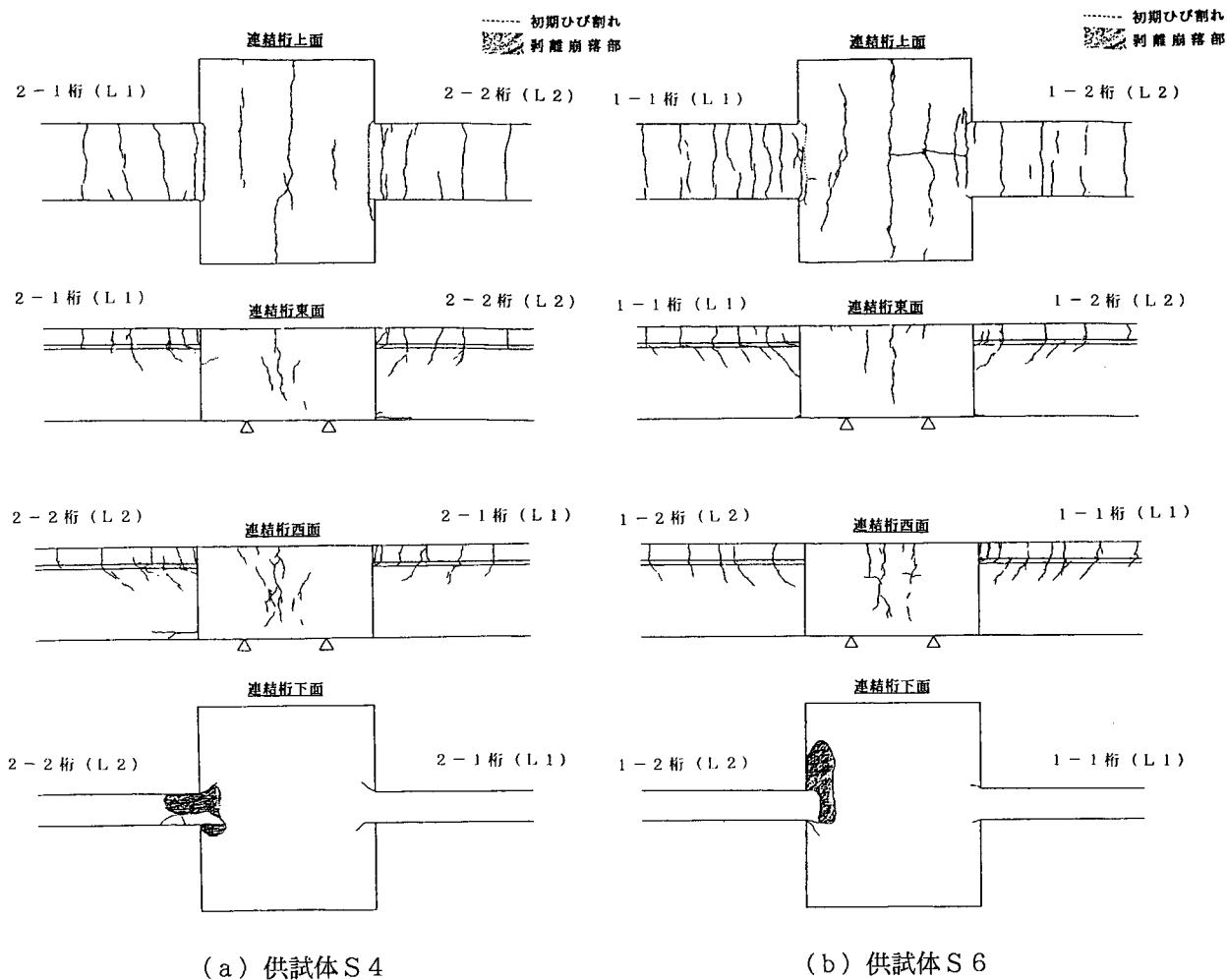
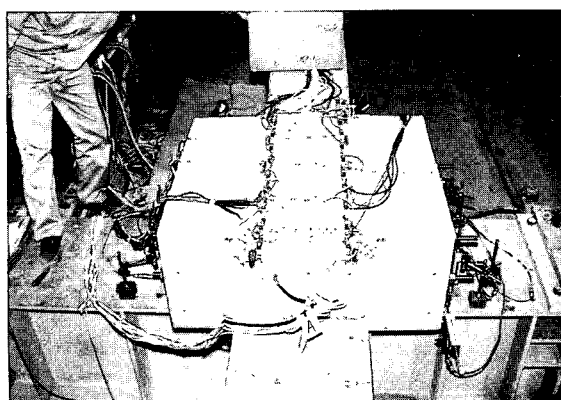
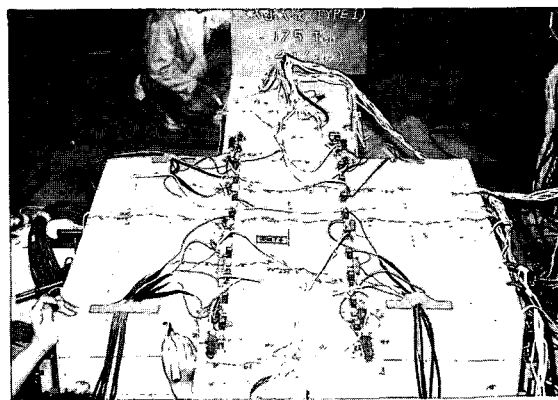


図-4.3.2 ひびわれ発生状況およびコンクリート圧壊状況

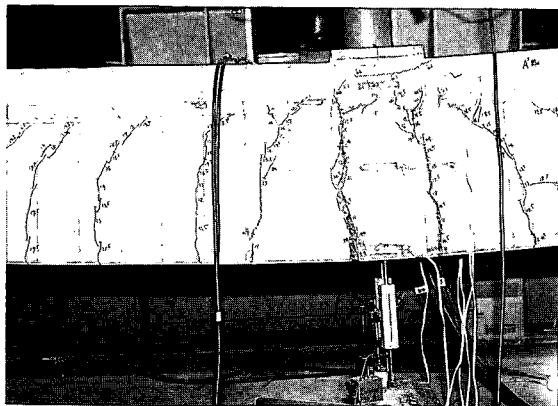


(a) 供試体 S 4

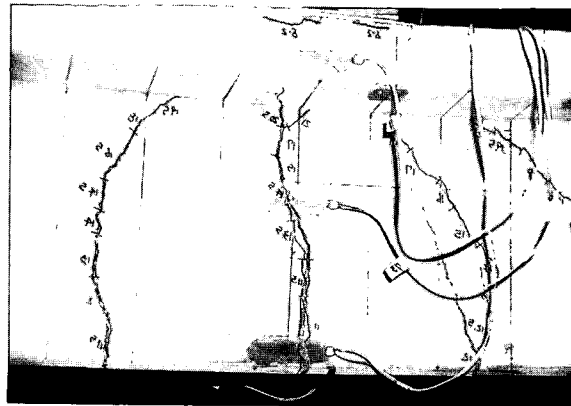


(b) 供試体 S 6

写真-4.3.1 横げた部上面のひびわれ発生状況

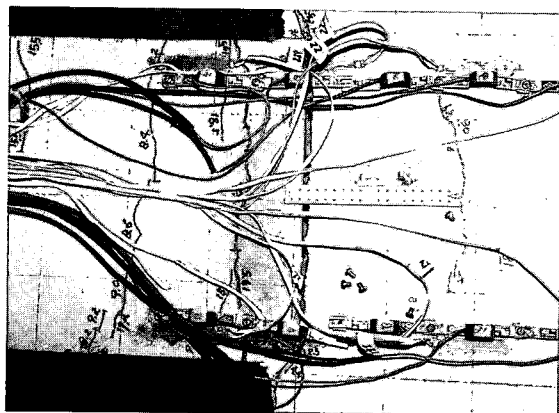


(a) 供試体 S 4 (鋼線破断)

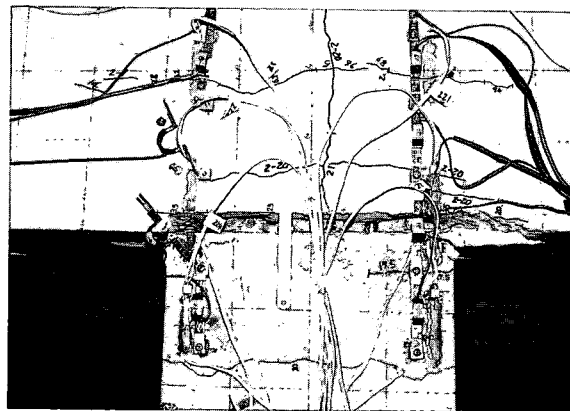


(b) 供試体 S 6

写真-4.3.2 試験後のプレキャストげたの状況



(a) 供試体 S 4

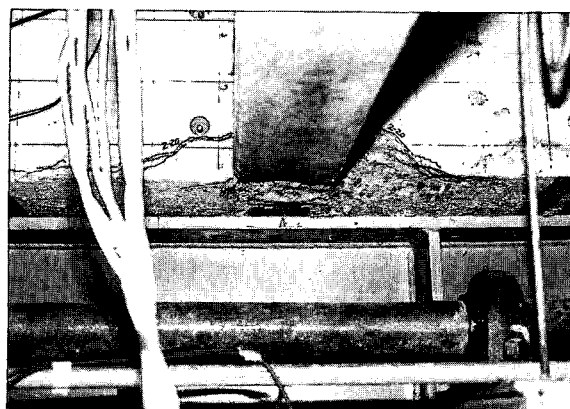


(b) 供試体 S 6 (連結鉄筋破断)

写真-4.3.3 試験後のプレキャストげたと横げた部の継目部付近上面の状況



(a) 供試体 S 4 (コンクリート圧壊)

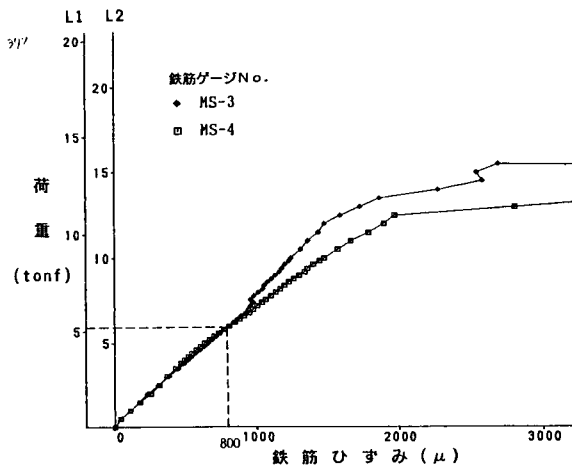


(b) 供試体 S 6 (コンクリート圧壊)

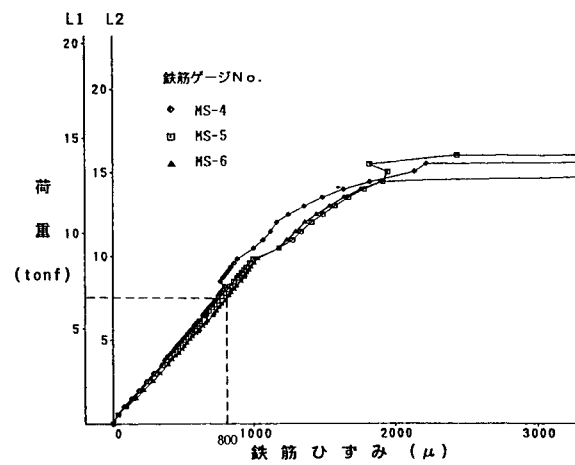
写真-4.3.4 試験後のプレキャストげたと横げた部の継目部付近下面の状況

4. 3. 3 連結鉄筋のひずみおよびひびわれ幅

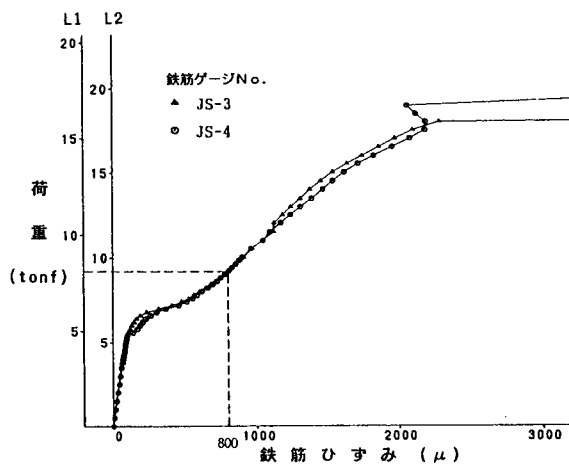
図-4.3.3に荷重と連結鉄筋ひずみの関係を、図-4.3.4に荷重とひびわれ幅の関係を示す。これらの図において、(i) C-Cと(iii) C'-C'は、プレキャストげたと横げたとの継目部付近断面の埋込み鉄筋のひずみおよびひびわれ幅を、(ii) ①は、連結部中央断面の添え筋のひずみおよびひびわれ幅を示している。連結鉄



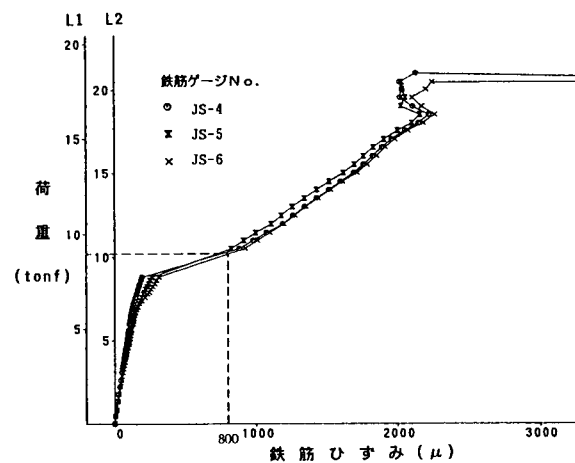
(i) C-C (継目部付近断面の埋込み鉄筋)



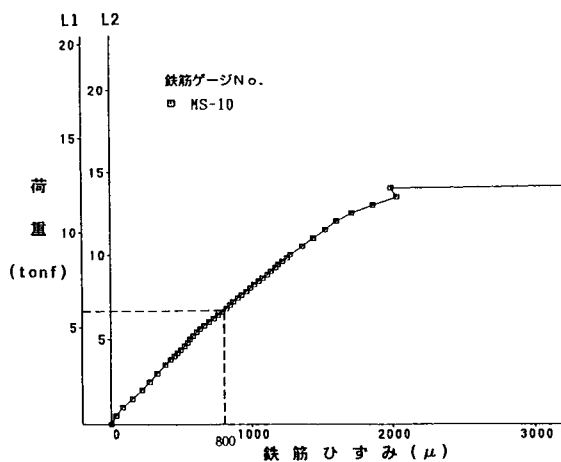
(i) C-C (継目部付近断面の埋込み鉄筋)



(ii) ① (連結部中央断面の添え筋)

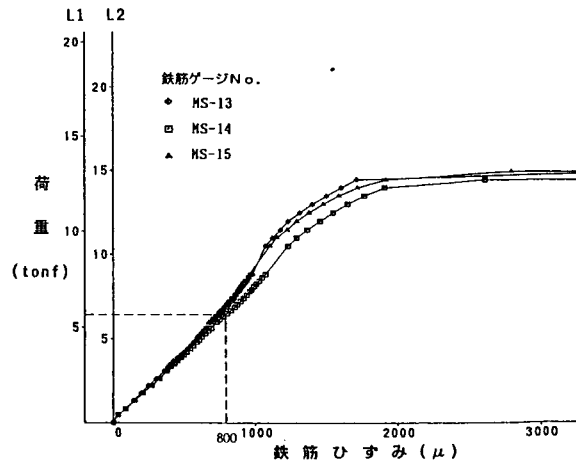


(ii) ① (連結部中央断面の添え筋)



(iii) C'-C' (継目部付近断面の埋込み鉄筋)

(a) 供試体 S 4

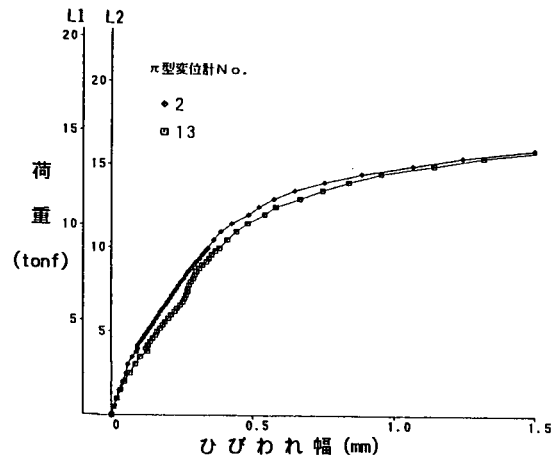


(iii) C'-C' (継目部付近断面の埋込み鉄筋)

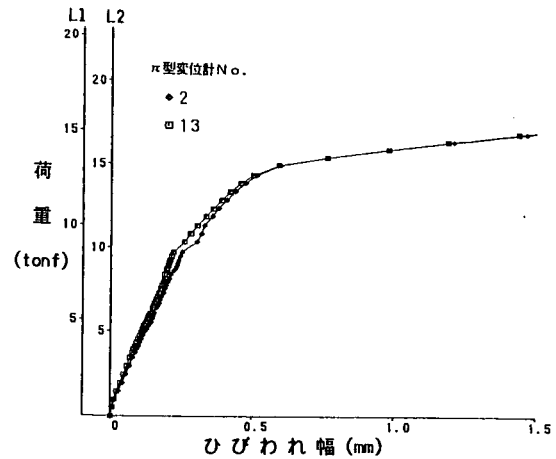
(b) 供試体 S 6

図-4.3.3 荷重-連結鉄筋ひずみの関係

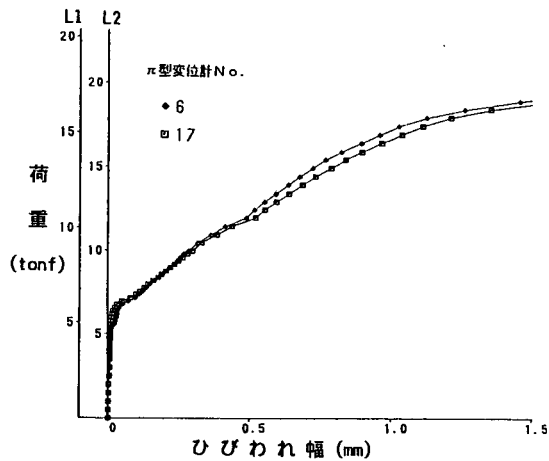
筋のひずみおよびひびわれ幅の変化の状況をみると、いずれの供試体とも、プレキャストげたと横げたとの継目部付近断面では荷重初期の段階からひびわれが発生しているため、同位置での埋込み鉄筋のひずみおよびひびわれ幅は、直線的に変化している。これに対して、連結部中央断面では、ひびわれが発生するまでは添え筋のひずみは小さく、ひびわれの発生後急激に添え筋のひずみおよびひびわれ幅が大きくなっている。



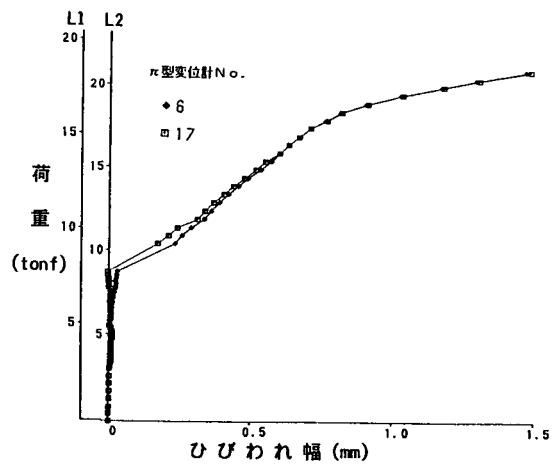
(i) C-C (継目部付近断面)



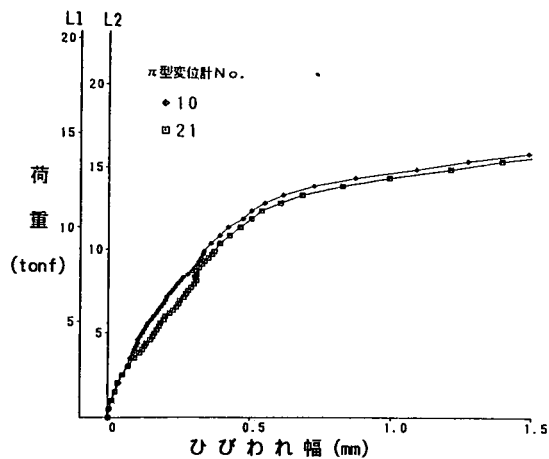
(i) C-C (継目部付近断面)



(ii) Φ (連結部中央断面)

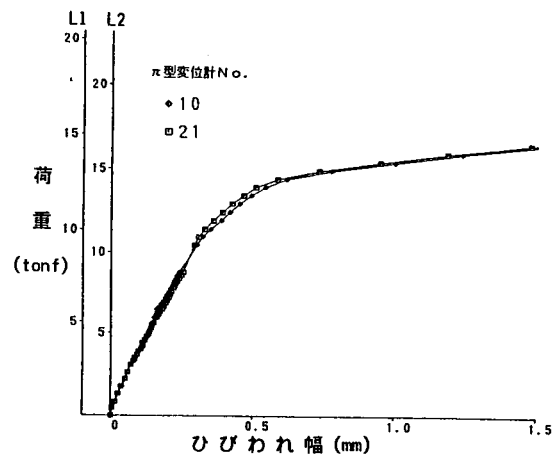


(ii) Φ (連結部中央断面)



(iii) C'-C' (継目部付近断面)

(a) 供試体 S 4



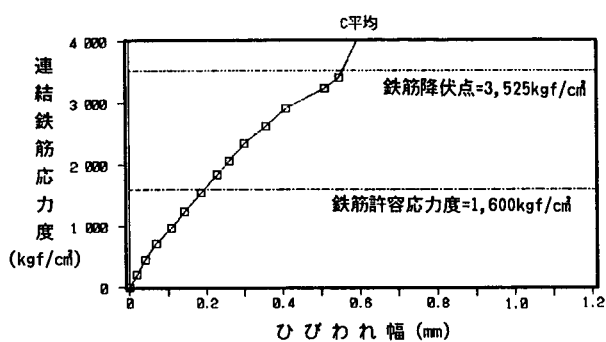
(iii) C'-C' (継目部付近断面)

(b) 供試体 S 6

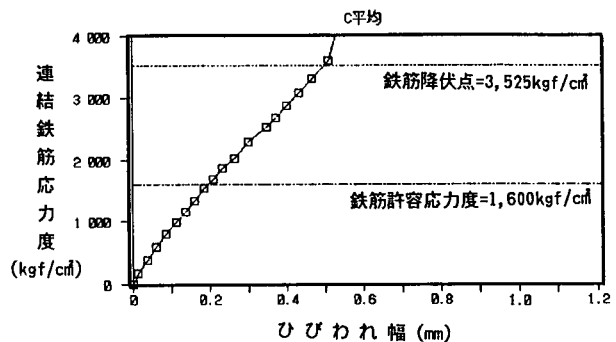
図-4.3.4 荷重-ひびわれ幅の関係

図-4.3.5に連結鉄筋の応力度とひびわれ幅の関係を示す。連結鉄筋の応力度が $1,600\text{kgf/cm}^2$ (ひずみで 800μ 程度)の時プレキャストげたと横げたとの継目部付近および横げた部中央断面の曲げひびわれの幅は、いずれの位置においても供試体S4では $0.20\sim 0.25\text{mm}$ 、供試体S6では $0.19\sim 0.20\text{mm}$ であった。

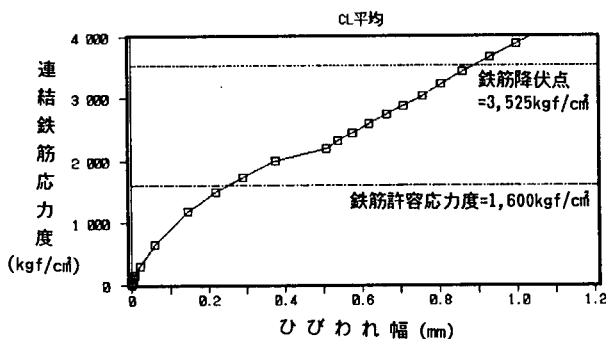
図-4.3.6に(i)連結部中央断面のひびわれ発生前の荷重段階、(ii)連結鉄筋のひずみが 800μ 程度(応力度で $1,600\text{kgf/cm}^2$ 程度)の荷重段階、(iii)連結鉄筋のひずみがほぼ降伏ひずみの荷重段階、における連結鉄筋のひずみ分布状況を示す。これらの図において、中央断面からの距離が -200mm 以下および 200mm 以上の値は埋込み鉄筋のひずみを、 -200mm から 200mm の間の値は添え筋のひずみをそれぞれ示している。いずれの荷重段階においても、添え筋のひずみは埋込み鉄筋のひずみより小さい。これは、連結部(横げた部)がプレキャストげた部に比べて非常に剛な構造であるために曲げモーメントの分布がその影響をかなり受けたことによるものと考えられる。



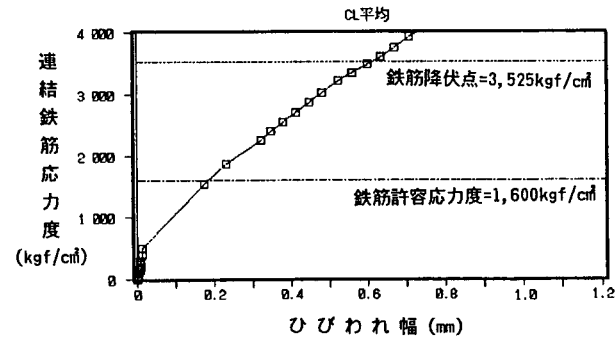
(i) C-C (継目部付近断面)



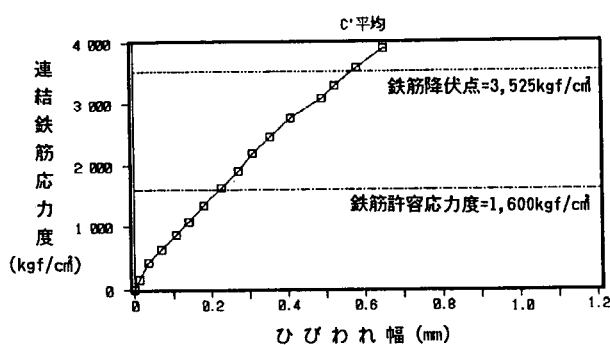
(i) C-C (継目部付近断面)



(ii) ̕ (連結部中央断面)

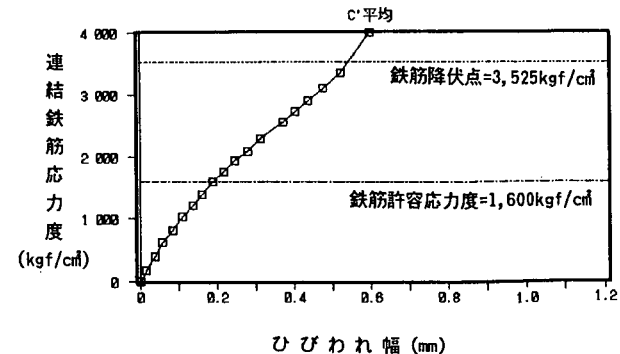


(ii) ̕ (連結部中央断面)



(iii) C'-C' (継目部付近断面)

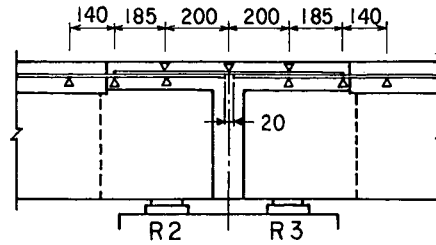
(a) 供試体 S4



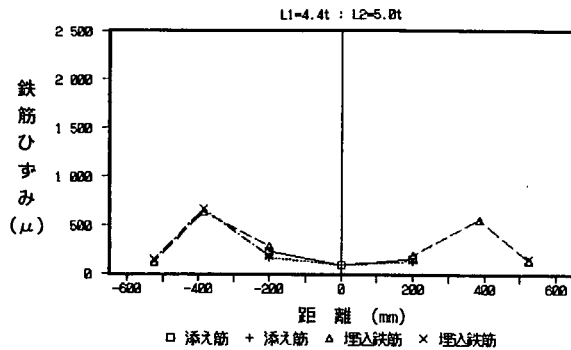
(iii) C'-C' (継目部付近断面)

(b) 供試体 S6

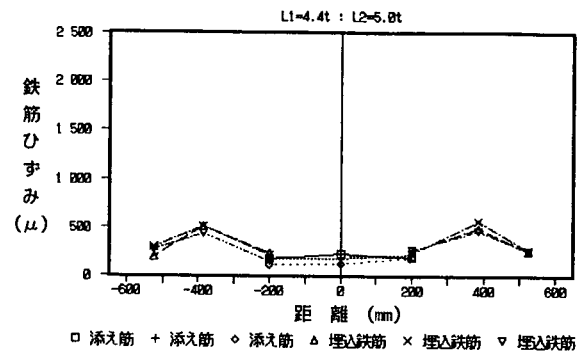
図-4.3.5 連結鉄筋応力度-ひびわれ幅の関係



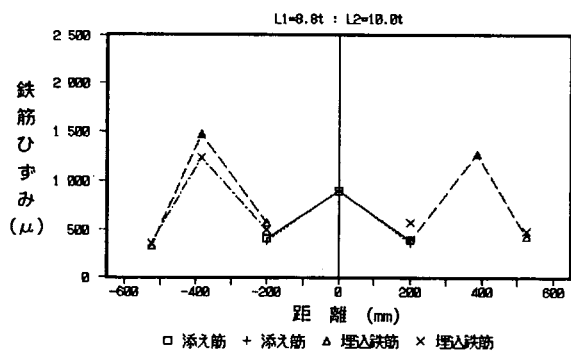
(測定位置)



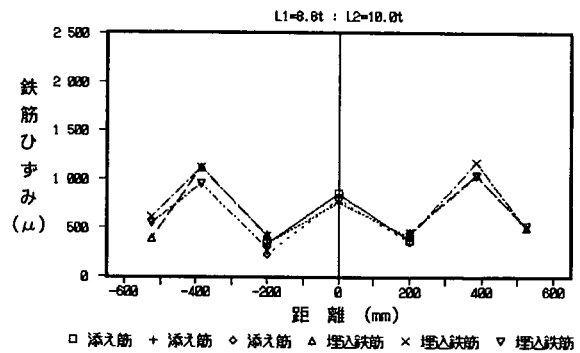
(i) 連結部中央断面のひびわれ発生前の荷重段階



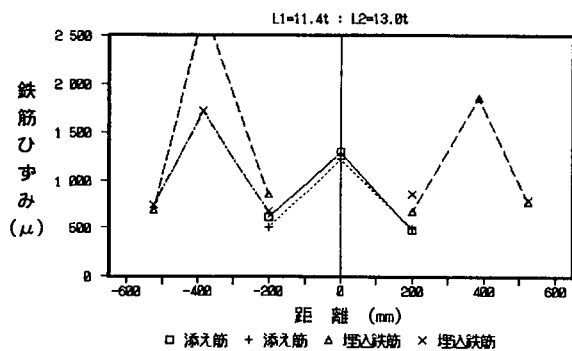
(i) 連結部中央断面のひびわれ発生前の荷重段階



(ii) 連結鉄筋のひずみが 800μ 程度 (応力度で $1,600\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度) の荷重段階

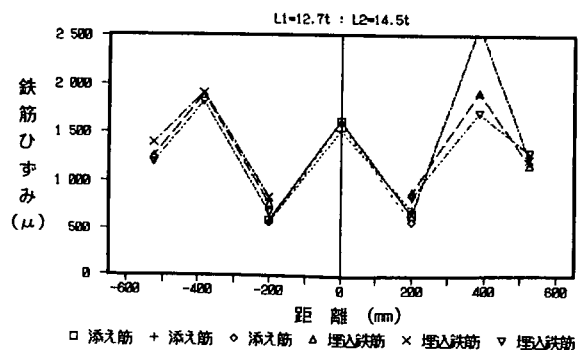


(ii) 連結鉄筋のひずみが 800μ 程度 (応力度で $1,600\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度) の荷重段階



(iii) 連結鉄筋のひずみがほぼ降伏ひずみの荷重段階

(a) 供試体 S 4



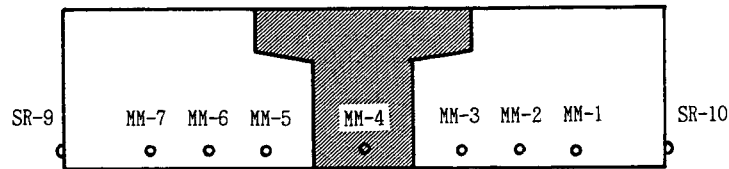
(iii) 連結鉄筋のひずみがほぼ降伏ひずみの荷重段階

(b) 供試体 S 6

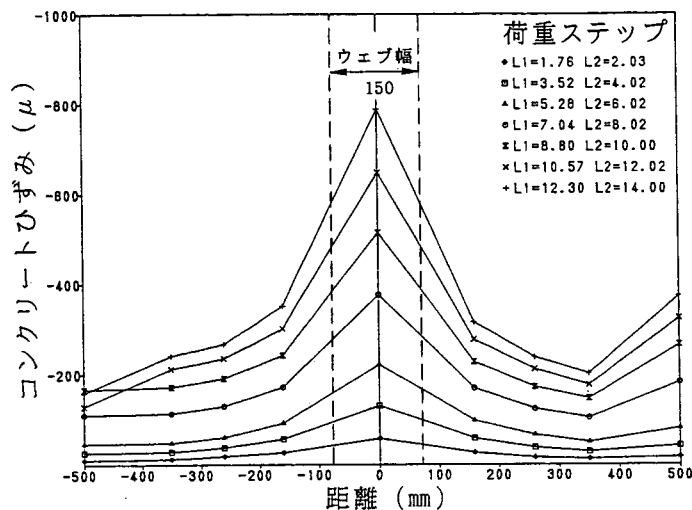
図-4.3.6 連結鉄筋のひずみ分布

4. 3. 4 横げた部の下側圧縮部の軸方向ひずみ分布

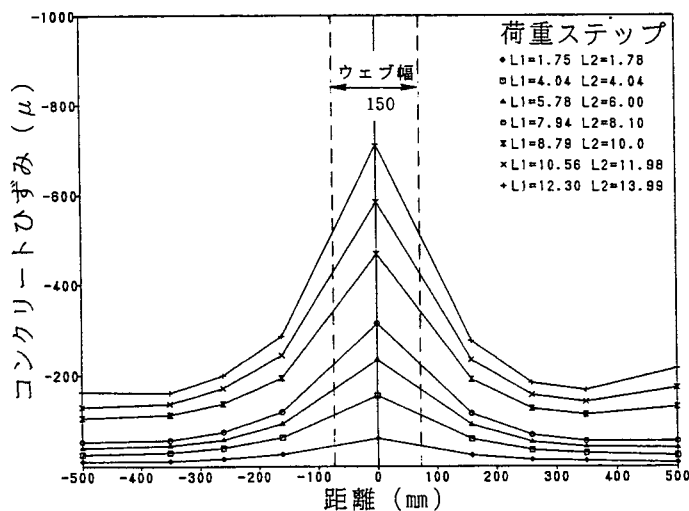
横げた部の下側圧縮部の軸方向ひずみの分布を図-4.3.7に示す。いずれの供試体においてもプレキャスト横げたウェブ幅（中心から各75mmの範囲）にあたる以外の部分にも軸方向ひずみが分布しており、例えば、荷重の大きさによらず中心から各150mmの位置で、中心での軸方向ひずみの半分程度の軸方向ひずみが生じていることが理解される。したがって、プレキャスト連結げたの連結部では、負の曲げモーメントに対する有効断面として場所打ちコンクリート部分がある程度考慮できると考えられる。



(測定位置)



(a) 供試体 S 4



(b) 供試体 S 6

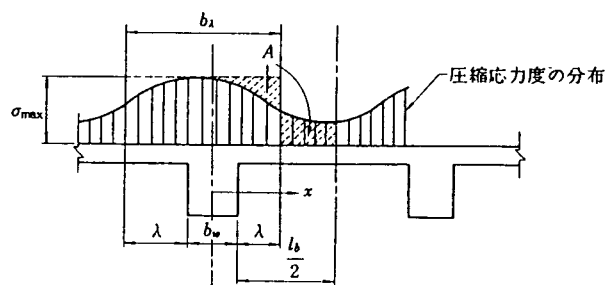
図-4.3.7 横げた部の下側圧縮部の軸方向ひずみ分布

なお、プレキャストげた付近における横げた部の下側圧縮部の軸方向ひずみは、ひずみゲージの設置間隔が離れているため、ウェブ中央の一点が突出した形状となっているが、実橋においては、これより滑らかな形状になると考えられる。一方、プレキャストげたから離れた位置における横げた部の下側圧縮部の軸方向ひずみは、供試体の横げた幅が1.0mと実橋よりもかなり大きく、また、横げた先端が切れているため、プレキャストげたから離れるに従って小さくなっている。実橋におけるプレキャストげたは、数本が横方向に連続していることにより、プレキャストげたから離れた位置の横げた部の下側圧縮部の軸方向ひずみは、隣のプレキャストげたによる影響を受けると考えられる。

ここで、有効幅の推定を道示Ⅲ「2.2.2有効断面」に従って(図-4.3.8参照),連結鉄筋の応力度が1,600kgf/cm²程度となる7~8ton程度載荷時における横げた部の下側圧縮部の軸方向ひずみ分布に対して行くと、図-4.3.9のようになる。つまり、プレキャストげたの中央ひずみが一様に分布すると仮定し、これに圧縮ひずみの分布面積と等価の距離を求めると、供試体S4が $a=228\text{mm}, 235\text{mm}$ (平均232mm),供試体S6が $a=190\text{mm}, 200\text{mm}$ (平均195mm)で、 $a=190\text{mm}\sim 235\text{mm}$ の範囲となる。これより、片側有効幅 λ を求めると次のようになる。

$$\text{片側有効幅 } \lambda = a - b_w / 2 = (190\text{mm} \sim 235\text{mm}) - 150\text{mm} / 2 = 115\text{mm} \sim 160\text{mm}$$

有効幅が、図-4.3.10に示すように横げた部端部のウェブから連結部の中央まで勾配1:nで決定されるとすると、片側有効幅 λ 115mm~160mmは、1:3.7~1:2.7に相当する。



$$\text{ここに、} b_{\lambda} = \frac{2}{\sigma_{\max}} \int_0^{\frac{1}{2}(b_w + b_f)} \sigma_x \cdot dx$$

図-4.3.8 道示Ⅲ「2.2.2有効断面」における
圧縮フランジの有効幅

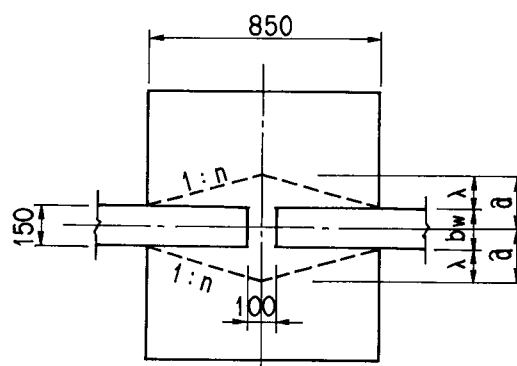
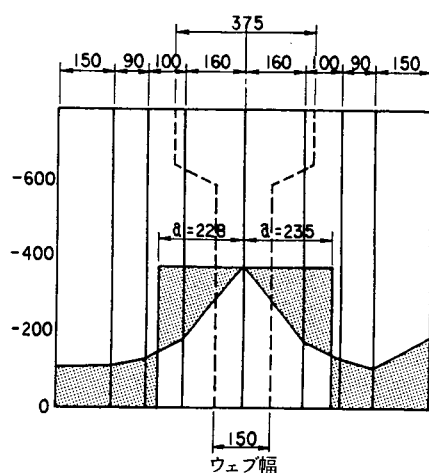
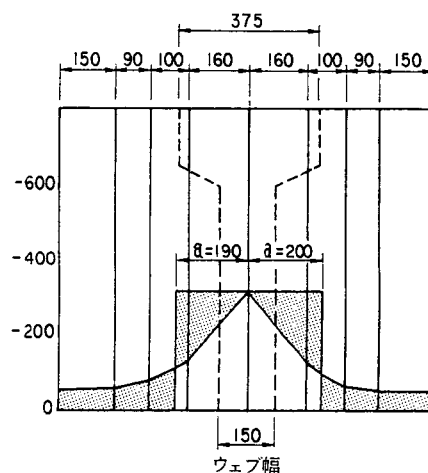


図-4.3.10 有効幅の勾配



(a) 供試体 S 4



(b) 供試体 S 6

図-4.3.9 有効幅の推定

4. 3. 5 耐力

各供試体のひびわれ発生荷重、鉄筋降伏荷重および最大荷重を表-4.3.1に示す。ここで最大荷重の計算値は、道示Ⅲに示される破壊抵抗曲げモーメントに対して求めたもので、①横桁部の連結鉄筋の降伏を破壊と仮定した場合、②横桁部の連結鉄筋の降伏により塑性ヒンジが形成され、プレキャスト桁が単純桁として挙動すると仮定した場合、③横桁部の連結鉄筋の降伏以降も、連続桁として挙動すると仮定した場合、を併記した。なお、連結鉄筋の応力度が $1,600\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度の時の荷重は、図-4.3.3に示すように、それぞれ供試体S4で6ton程度、供試体S6で7ton程度であった。

最大荷重について実測値と計算値を比較すると、いずれの供試体とも実測値が③の計算値にほぼ一致しており、プレキャスト連結桁は、連結鉄筋量の多少によらず、設計上の耐力である①の計算値以上の十分な曲げ耐力を有していることが理解される。この理由としては、横桁部がプレキャスト桁部に比べて非常に剛な構造であるために連結鉄筋の降伏以降も横桁部がモーメントの増加を分担し、連続桁構造が維持されたことが考えられる。

表-4.3.1 主要荷重

				供試体 S 4 (4 D 1 3)			供試体 S 6 (6 D 1 3)		
				実 測 値		計 算 値	実 測 値		計 算 値
				荷重 L 1	荷重 L 2		4)	荷重 L 1	
ひびわれ 発生荷重 1)	横 げ た 部	継目部	L 1 側	1.3ton	1.5ton	2.2ton	初期ひびわれ有り		3.3ton
			L 2 側	初期ひびわれ有り			2.2ton	2.2ton	
		連結部中央	3.4ton	3.8ton	(3.9ton)		4.7ton	4.8ton	
	支 間 中 央	L 1 側	9.7ton	11.0ton	8.0ton	8.7ton	8.8ton	8.0ton	
		L 2 側	8.3ton	9.4ton	(7.1ton)	9.7ton	11.0ton	(7.1ton)	
連結鉄筋 降伏荷重 2)	埋込み鉄筋	継目部	L 1 側	10.0ton	11.4ton	5.2ton	12.5ton	14.2ton	7.6ton
			L 2 側	13.8ton	15.6ton		12.0ton	13.6ton	
	添 え 筋	連結部中央	11.3ton	12.8ton	14.0ton		15.8ton		
最 大 荷 重 3)				18.9ton	20.5ton	① 5.2ton	18.4ton	21.0ton	① 7.6ton
						②14.7ton			②15.5ton
						③19.6ton			③19.6ton
備 考				プレキャストげたと横げた部との継目部付近下面でコンクリートの圧壊後、荷重 L 2 側プレキャストげたの鋼線破断			プレキャストげたと横げた部との継目部付近下面でコンクリートの圧壊後、荷重 L 2 側連結鉄筋（埋込み鉄筋）破断		

- 1) 実測値は、目視により発見された荷重値。計算値は、横げた部については鉄筋の引張応力が $1600\text{kgf}/\text{cm}^2$ の時支間中央についてはコンクリート下縁の引張応力が $30\text{kgf}/\text{cm}^2$ の時にそれぞれひびわれが発生すると仮定して求めた値。()内はクリープによる2次力を考慮した場合の値。
- 2) 実測値は、鉄筋のひずみが $1,836 \times 10^{-6}$ (材料試験結果より $=3,525/1.92 \times 10^{-6}$) に達したときの荷重をグラフから読み取った値。計算値は、鉄筋のひずみが $1,836 \times 10^{-6}$ に達する荷重。
- 3) 実測値は、試験時の最大荷重。計算値は、道示橋示方書Ⅲに示される破壊抵抗曲げモーメント相当荷重。
- 4) 計算値における曲げモーメントの分布は、バネ支点を有する3径間連続げたに中央集中載荷した場合の形状を仮定。ただし、最大荷重は、①横げた部の連結鉄筋の降伏を破壊と仮定した場合、②横げた部の連結鉄筋の降伏により、塑性ヒンジが形成され、モーメントの再分配が起こり、以後プレキャストげたは単純げたとして挙動すると仮定した場合、③横げた部の連結鉄筋の降伏以降も、連続げた構造として挙動すると仮定した場合。

4. 4 まとめ

プレキャスト連結げたの挙動を実橋に近い形で把握するために、ゴム支承で支持した2径間の連結げた供試体2体について載荷実験を実施した。これらによって得られた結果をまとめると以下の通りである。

- (1) ひびわれの発生、連結鉄筋の降伏、コンクリートの圧壊および連結鉄筋の破断が生じる位置は、連結部（横げた部）中央よりプレキャストげたと横げた部の継目部付近に集中する傾向にある。
- (2) プレキャスト連結げたの連結部に生じる曲げひびわれの幅は、プレキャストげたと横げた部との継目部付近断面および横げた部中央付近のいずれの位置においても、連結鉄筋の応力度が $1,600\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度の時で 0.2mm 程度である。
- (3) 連結部（横げた部）がプレキャストげた部に比べて非常に剛な構造であるために曲げモーメントの分布がその影響をかなり受け、連結鉄筋の降伏以降も連続げた構造に近い挙動を示す。
- (4) プレキャスト連結げたの連結部では、プレキャストげたのウェブ幅にあたる以外の部分にも軸方向ひずみが分布しており、負の曲げモーメントに対する有効断面として場所打ちコンクリート部分がある程度考慮できる。場所打ちコンクリート部分の横締としてプレストレスが $15\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度導入されている場合、その範囲は、道示Ⅲに示される方法により有効幅を求めた結果、ウェブから $1:3.7\sim 1:2.7$ の勾配の幅に相当する。
- (5) プレキャスト連結げたの連結部は、その設計におけるクリープの影響の有無によらず、静的荷重に対しては十分な曲げ耐力を有している。

5. プレキャスト連結げた橋の設計・施工基準（案）

5.1 適用の範囲

5.1.1 適用の範囲

この設計・施工基準（案）は、プレキャストげたを用いた連続構造の連結げた橋に適用する。

〔解説〕

この設計・施工基準（案）は、T断面形状のプレキャストげたを場所打ち床版によって連結した連結げた橋の設計・施工について記述したものである。この構造と類似の形式として連結部をずれ止めによって結合した連結げた橋があるが、これについては本設計・施工基準（案）は適用の対象としていない。

なお、ここに示されていない事項については、次の示方書などによるものとする。

道 路 橋 示 方 書 ・ 同 解 説	平成 2年 2月	(社)日本道路協会
コ ン ク リ ー ト 道 路 橋 設 計 便 覧	昭和59年 2月	(社)日本道路協会
コ ン ク リ ー ト 道 路 橋 施 工 便 覧	昭和59年 2月	(社)日本道路協会
道 路 橋 支 承 便 覧	平成 3年 7月	(社)日本道路協会

連結げた橋とは、プレキャスト単純げたを架設し、その後に中間橋脚上でこれらを結合して連続げたとするプレストレストコンクリートげた橋である。この形式の橋梁には次のような構造上の特徴がある。

- ・連結部では、ある一定の間隔をあけて配置されたプレキャストげたの上フランジ内から鉄筋（埋込み鉄筋）が突き出されており、これに連結鉄筋を重ね合わせ、横げたと共にコンクリートが打設される。
- ・中間橋脚上に用いる支承は、所要の鉛直ばね定数をもつゴム支承が用いられ、連結後の主げたの挙動が1点支承に近い支持条件をもつようにされている。
- ・中間橋脚上は鉄筋コンクリート構造とされ、橋軸方向には一般にプレストレスが導入されていない。

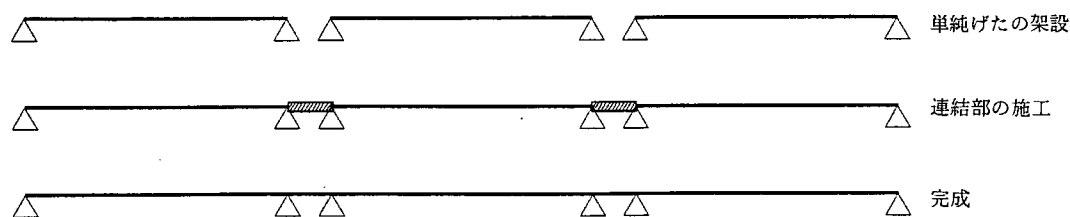


図-解 5.1.1 連結げたの概要

プレキャストげたにプレテンションげたを用いる場合は、JIS A 5316-1991 の断面形状を使用し、鋼材配置については別途計算により定める場合が多い。一方、ポストテンションげたについては建設省標準設計の断面を用いるのが一般的であり、プレテンションげたと同様に鋼材配置を計算により定める場合が多い。なお、中間支点付近の鋼材配置形状は、標準設計と異なることが多いので注意しなければならない。

プレキャストげたの支間はプレテンションげたでは21m までであり、建設省標準設計におけるポストテンションの場合が40m までであり、これらの値を連結げたの一応の適用支間の目安にするのがよい。なお、過去の実施例によると、最大支間についてはプレテンションげたで22m程度、ポストテンションげたで40m程度、径間数については最大6 径間、斜角については最小60° 程度である。

5. 2 荷 重

5. 2. 1 荷重の種類

(1) 連結げた橋の設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとする。

- | | |
|-------------------|-------|
| ①主げた重量、床版および横げた重量 | (D 1) |
| ②橋面工重量 | (D 2) |
| ③プレストレス力 | (P S) |
| ④活荷重 | (L) |
| ⑤衝撃 | (I) |
| ⑥コンクリートのクリープの影響 | (C R) |
| ⑦コンクリートの乾燥収縮の影響 | (S H) |
| ⑧温度変化の影響 | (T) |

(2) 架橋地点・下部構造形式によっては、次の荷重を考慮するものとする。

- | | |
|-------------|-------|
| ⑨支点の不等沈下の影響 | (S D) |
|-------------|-------|

〔解説〕

死荷重としては主げた重量、床版・横げた重量および橋面工重量があるが、連結げた橋では連結部の施工によって構造系が変化するので、連結部施工前の単純げたに作用する荷重 (D 1) と、連結部施工後の連続げたに作用する荷重 (D 2) に分けるものとした。

温度変化の影響については、全体の温度変化によるものと、床版と床版以外の部分の温度差によるものが挙げられる。支点条件が多点固定の場合は、全体の温度変化による伸縮の影響を下部構造を含めて考慮しなければならないことがある。また、床版と床版以外の部分の温度差は、 $\Delta t = 5^{\circ}\text{C}$ を標準とする。

支点の不等沈下については、架橋地点や形式に応じてそれぞれ下部構造ごとに考慮するものとする。

5. 2. 2 設計荷重作用時の荷重の組合せ

- (1) 連結部の設計は、次の荷重の組合せのうち、最も不利な組合せについて行うものとする。
- (a) $D2 + L + I + CR + SH + T$
 - (b) $D2 + L + I + CR + SH + T + SD$
- (2) 支間中央部の設計は、次の荷重の組合せのうち、最も不利な組合せについて行うものとする。
- (a) $D1 + D2 + PS + L + I + CR + SH + T$
 - (b) $D1 + D2 + PS + L + I + CR + SH + T + SD$

〔解説〕

連結げた橋では、完成までの構造系の変化に伴ってコンクリートのクリープや乾燥収縮による不静定力が発生するので、この不静定力を荷重の組合せにおいて考慮する必要がある。この不静定力については、RC構造である連結部の挙動が実物に近い供試体を対象とした実験等により十分に確認されていなかったため、着目した断面に不利に作用する場合のみ考慮される場合が一般的であった。しかし、大型の供試体を用いた載荷試験において、クリープや乾燥収縮による不静定力を考慮して連結部の鉄筋量を算出した供試体が、連結部の鉄筋が降伏した後も連続げたとしての挙動をすると仮定した計算値を上回る曲げ耐力を有していたこと、また実橋調査によって連結部の舗装面にひびわれが発生している橋梁が見られなかったこと、等を考慮してコンクリートのクリープや乾燥収縮による不静定力を荷重の組合せにおいて考慮するものとした。

なお、コンクリートのクリープや乾燥収縮による不静定力の計算では、連結時のプレキャストげたの材令を90日と設定される場合が一般的であるが、施工時期がこれと大きく異なる場合は実際の工程に合わせてこれらの不静定力を考慮する必要がある。

5. 3 使用材料

5. 3. 1 使用材料

(1) プレキャストげたのコンクリートの最低設計基準強度は、次の通りとする。

プレテンションげた : 350 kgf/cm²

ポストテンションげた : 300 kgf/cm²

(2) 連結部の場所打ちコンクリートの設計基準強度は、300 kgf/cm²以上とする。

(3) 使用する鉄筋は、道路橋示方書Ⅰ 3.1に示されるSD295A, SD295BおよびSD345とする。

(4) 使用するPC鋼材は、道路橋示方書Ⅰ 3.1に準じる。

〔解説〕

道路橋示方書に従い最低設計基準強度を規定した。プレキャストげたのコンクリート強度は、通常プレテンションげたで $\sigma_{ck} = 500 \text{ kgf/cm}^2$ 、ポストテンションげたでは $\sigma_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$ が用いられている。

連結部については、横締めPC鋼材によって橋軸直角方向にプレストレスが導入されていること、および施工手順を考慮して場所打ち部と同一の $\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$ 以上のコンクリートを用いるものとした。

5. 4 許容応力度

5. 4. 1 コンクリート

コンクリートの許容応力度は、道路橋示方書Ⅲ 3.3.1に準じる。

5. 4. 2 鉄 筋

鉄筋の許容応力度は、道路橋示方書Ⅲ 3.2.2に準じる。ただし、連結鉄筋の許容引張応力度は、1,600 kgf/cm²とする。

〔解説〕

連結鉄筋は、引張り域に重ね継手で配置されており、また継手が同一断面に集中していることを考慮して許容引張応力度を他の部分より小さくした。

5. 4. 3 PC鋼材

PC鋼材の許容応力度は、道路橋示方書Ⅲ 3.3.2に準じる。

5.5 設計

5.5.1 設計一般

連結げたの断面力は、主げた重量、横げたおよび床版重量については単純げたとして、橋面工重量、活荷重・衝撃についてはばね支承を考慮した格子構造理論により算出することを原則とする。ただし、直橋で床版支間が短く版構造とみなせる場合には、直交異方性版理論により断面力を算出することができる。

〔解説〕

プレキャストげたの連結後に作用する橋面工重量および活荷重・衝撃による断面力は、格子構造理論で求めることを原則とした。ただし、直橋あるいは斜角が 75° 以上の斜橋で、床版の支間が短く版構造とみなせる断面形状の橋については、単純げたと連結げたのたわみの比による補正を行った直交異方性版理論により断面力を算出することができる。なお、格子構造理論で断面力を求めるにあたって斜角が 70° 以上の場合は、道示Ⅲ7.3.(2)より、部材のねじり剛性は無視してもよいものとする。

解析モデルについては、例えば3径間の連結げたの場合、中間橋脚上の2点のばね支承を考慮し、図-解5.5.1に示すように5径間連続はりとして解析するのがよい。ただし、衝撃係数を算出するための支間は L_{c1} , L_{c2} , L_{c3} とする。

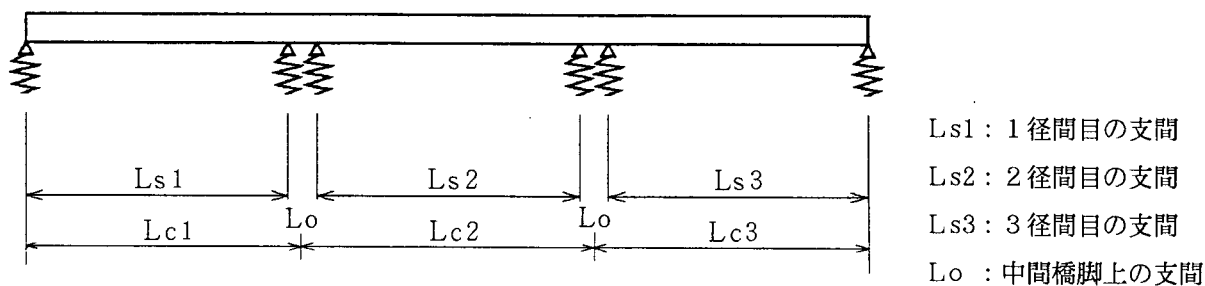


図-解 5.5.1 解析モデルと設計支間

5.5.2 中間支点上の曲げモーメント

連結げた橋の中間支点上の設計曲げモーメントは、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編10.3による低減を行わないものとする。

〔解説〕

一般の連続げた橋では、中間支点部の負の設計曲げモーメントを道示Ⅲ10.3式(10.3.1)により低減しているが、連結げた橋では3径間連結げた橋をばね支承を有する5径間連続げた橋として解析しているので、道示Ⅲ10.3式(10.3.1)による低減は行わないものとした。

5. 5. 3 連結部の計算断面

- (1) 連結部の設計断面は、図-5.5.1に示す横げた中心位置の断面B-B，横げた前面位置の断面A-Aおよび断面C-Cとする。

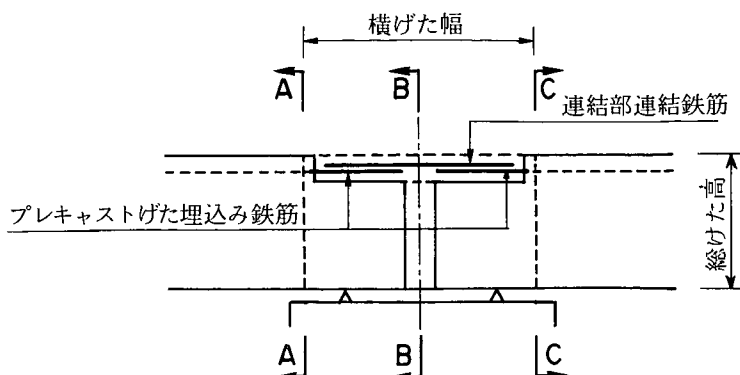
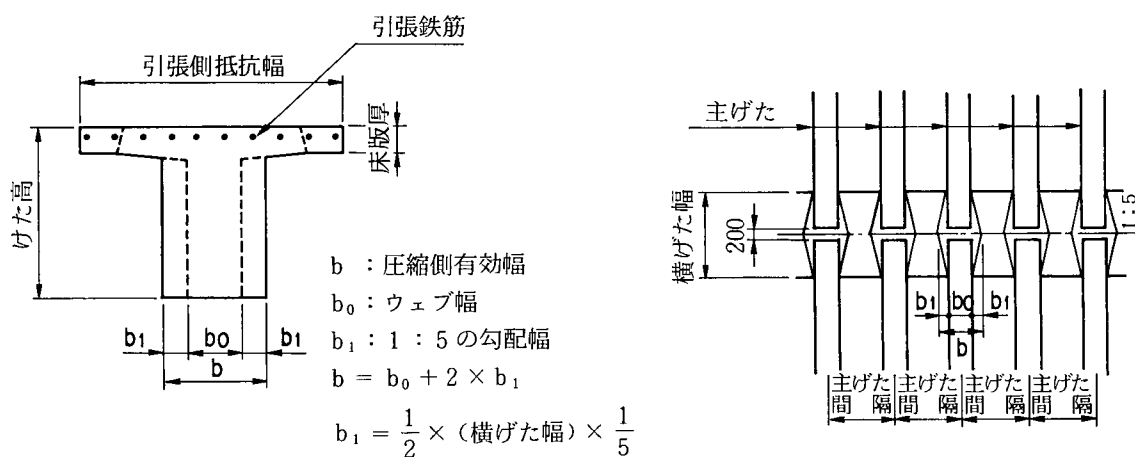
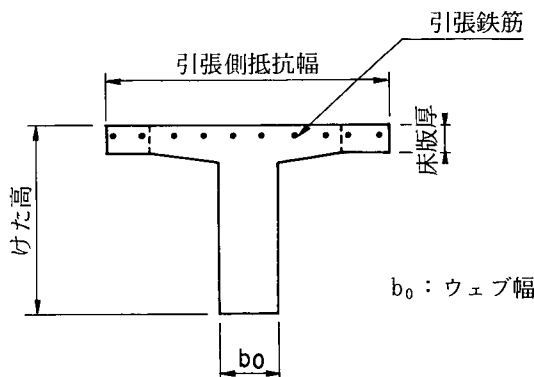


図-5.5.1 連結部の設計断面

- (2) 連結部に作用する負の曲げモーメントに対する抵抗断面は、図-5.5.2の実線で示される断面形状とし、下フランジ圧縮側の有効幅は、連結部の横げた前面位置より1:5の範囲で考慮してもよい。



(a) 横げた中心位置の断面B-B



(b) 横げた前面位置の断面A-Aおよび断面C-C

図-5.5.2 負の曲げモーメントに対する抵抗断面

(3) 連結部に作用する正の曲げモーメントに対しては図-5.5.1に示す横げた中心位置の断面B-Bについて照査を行うものとし、抵抗断面は図-5.5.3の実線で示される断面形状とする。

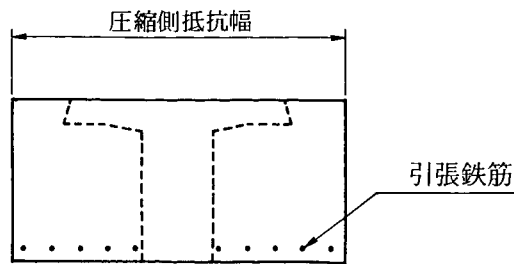


図-5.5.3 正の曲げモーメントに対する抵抗断面（横げた中心位置の断面B-B）

〔解説〕

(1), (2), (3)

連結部に作用する曲げモーメントに対しては、横げた中心位置の断面B-Bにおいて照査しておけば一般に安全である。ただし、断面A-Aおよび断面C-Cでのプレキャストげたの下縁部では連結後に作用する負の曲げモーメントによる曲げ圧縮応力を生じるので、これに対しても照査するのがよい。

この照査は、プレストレス力およびけた自重などの連結部施工前に作用する荷重によって生じる曲げ圧縮応力度に、橋面荷重や活荷重などの連結部施工後に作用する荷重によって生じる曲げ圧縮応力度を加算し、これを許容値と比較することにより行う。なお、この場合の上縁の曲げ引張応力度に対しては、断面B-Bにおいて照査した連結鉄筋が受け持つものと考えて一般に改めて照査する必要はない。

5. 5. 4 終局荷重作用時の照査

終局荷重作用時において、道路橋示方書Ⅲ2.1.1 の荷重状態に対して断面が安全であることを確かめなければならない。

5. 5. 5 支承

- (1) 連結げた橋の支承には、ゴム支承を用いるものとする。
- (2) 連結げた橋の中間支点上のゴム支承の設計圧縮ばね定数は表-5.5.1の値を標準とする。

表-5.5.1 設計圧縮ばね定数

け た 区 分	設 計 圧 縮 ば ね 定 数
プレテンションげた	280 tf/cm 以下
ポストテンションげた	800 tf/cm 以下

〔解説〕

(1) 連結げた橋に用いる支承は、連結後において主げたの挙動が1点支承に近い支持条件をもつように所要の鉛直ばね定数をもつゴム支承とする必要がある。なお、ゴム支承については、道路橋支承便覧に示されている性能を満足するものを用いるものとする。

(2) ゴム支承の設計圧縮ばね定数は、一般に連結げた橋に使用されているゴム支承の設計圧縮ばね定数より定めたものである。なお、支点反力が標準より大きい場合は、別途ばね定数を求めるのが望ましい。

5. 5. 6 連結部の構造

(1) 連結部の構造は次によるものとする。

- 1) 連結部のけた端の間隔は20cmを標準とする。
- 2) 横げたの幅は、プレテンションげたの場合は床版切欠き長+10cm、ポストテンションげたの場合はけた高程度以上とする。
- 3) 横げたには、主げたを縫う形でP C鋼材を配置しなければならない。そのプレストレス量は横げた断面に対してプレテンションげたの場合 $10\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上、ポストテンションげたの場合は $15\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上とする。この場合、横げた断面とは(横げた幅×総けた高)とする(図-5.5.1参照)。
- 4) 連結部横げたの横締めP C鋼材は箱抜きして定着するのを原則とする。

(2) 連結部の鉄筋は次による。

- 1) 連結部上側引張鉄筋は、2段配置までとする。
- 2) 連結部上側引張鉄筋は、D22 以下、中心間隔は10cm以上を原則とする。
- 3) 連結部上側引張鉄筋の最小鉄筋量は、1段配置で次の通りとする。

ポストテンションげた : D22 中心間隔 15cm

プレテンションげた : D19 中心間隔 15cm

- 4) 埋込み鉄筋の長さは支間 L_s の20%以上とする。
- 5) 埋込み鉄筋と連結鉄筋の重ね継手長は、鉄筋の許容引張応力度とコンクリートの付着応力度により算出する。
- 6) 横げたの下側には主げたの正の曲げモーメントと支点の不等沈下に対する主鉄筋を配置しなければならない。
- 7) 横げたの配力鉄筋はD13 を20cm以下の間隔で配置するものとする。
- 8) ポストテンションTげたの切欠き部のずれ止め鉄筋はD13以上とし、中心間隔は15cm以下とする。

〔解説〕

(1) について

- 1) けた端の間隔は、コンクリートの打設、締め固め、その他の条件により決まるが、この場合それぞれのけたを支承で受けて2点支承としているので、できるだけ小さくとり20cmを標準とした。
- 2) 横げたを介して主げたの連続性をもたせるため、ポストテンションげたの場合はけた高と同じ長さ以上を横げた幅とし、プレテンションげたは床版の切欠きを完全に包むものとした(図-解 5.5.2)。

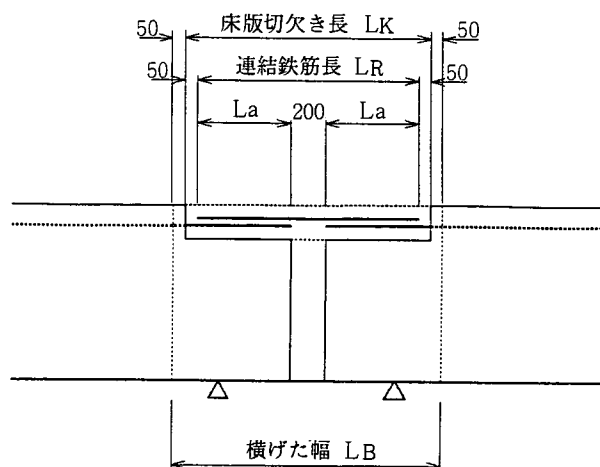


図-解 5.5.2 横げた幅

例えば、プレテンションげたの場合、

連結鉄筋の重ね継手長を	L_a (mm)
連結鉄筋長を	L_R (mm)
床版切欠き長を	L_K (mm)
横げた幅を	L_B (mm)

とすれば、

$$L_B = 50 + L_K + 50$$

$$L_K = 50 + L_R + 50$$

$$L_R = L_a + 200 + L_a$$

連結鉄筋に、SD295A,D22を用いたとすると((2)5)参照)、

$$L_a = 25 \times \phi = 550 \quad (\text{mm})$$

$$L_R = 550 + 200 + 550 = 1,300 \quad (\text{mm})$$

$$L_K = 50 + 1300 + 50 = 1,400 \quad (\text{mm})$$

$$L_B = 50 + 1400 + 50 = 1,500 \quad (\text{mm})$$

となる。

3) 主げたコンクリートと横げたコンクリートを一体化するために、横げたにPC鋼材を配置して横方向にプレストレスを与えるものとした。この場合、PC鋼材についてはプレストレスが横げた断面にできるだけ均等に分布するように配置しなければならない。なお、ポストテンションげたについては、プレテンションげたに比べて支間が長く中間支点上の断面力が大きいために有効プレストレス量を大きくしている。

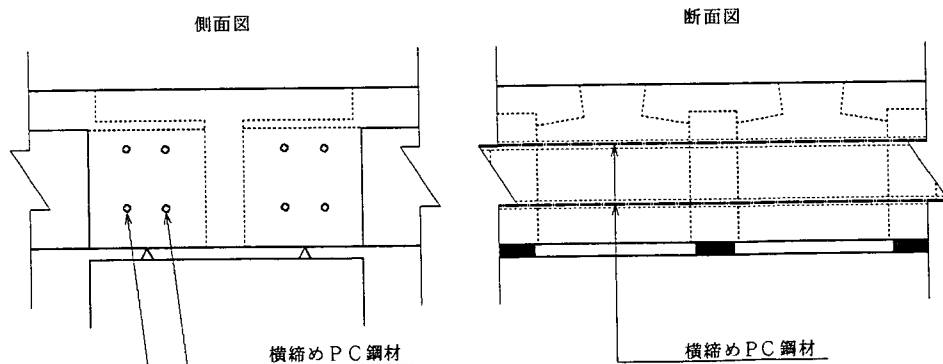


図-解 5.5.3 連結部横締めPC鋼材

4) 横げたの幅員方向の構造は、ポストテンションげたの場合には図-解 5.5.4(a)のように横締め鋼材の定着具を箱抜きすることが多い。これはポストテンションげたの端部が拡幅されており、定着具を箱抜きしても構造上支障がないためである。

プレテンションげたの場合については、図-解 5.5.4(b)のように張出した横げたを箱抜きして定着具を配置する。やむを得ない場合は、図-解 5.5.4(c)のように直接横締め鋼材の支圧板を主げた側面に配置して張出し横げたを後打ちすることもあるが、この場合には鉄筋で十分に補強したり、中央部に縦目地を設けて縁切りを行うなどの処置を施すことが必要である。

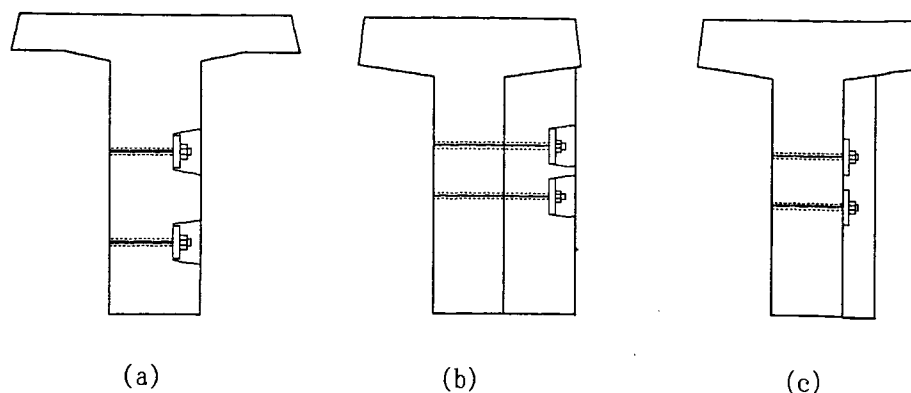


図-解 5.5.4 連結部横げたの構造

(2) について

1) 連結部の引張鉄筋量は、5.5.3「連結部の計算断面」の項で定めたように鉄筋コンクリート断面として計算する。

連結部上側引張鉄筋は、重ね継手位置が同一断面にあり、施工性、ひびわれ制御、鉄筋の応力度の面から1段配置が望ましいが、やむを得ない場合は2段配置までとする。

2) 連結部上側引張鉄筋はD22 以下が望ましいが、配置困難な場合はD25 まで使用してよい。中心間隔は、振動機そう入用のあきを確保するために10cm以上とする。

3) コンクリートのクリープ・乾燥収縮により生じる不静定力を考慮すると、連結部上側引張鉄筋の鉄筋量がかなり少なくなることがあるが、施工時期の変更、コンクリートのクリープ・乾燥収縮終了前の供用に備え、また従来の実績から条文のような最小鉄筋量を定めた。

4) 連続げたの反曲点は支間の20%付近にあり、連結部上側引張鉄筋を圧縮域に定着させるためには、連結鉄筋長は $0.2 \times L_s + \text{定着長}$ となるが、前死荷重 (D1) が単純げたに作用していることを考慮すると、反曲点の位置は支間の20%付近よりかなり中間支点寄りになる。このため埋込み鉄筋の長さは、支間の20%以上とすれば十分である。

床版場所打ち部の鉄筋についても主げた部と同様 $0.2 \times L_s$ とする。

5) 重ね継手長は、道路橋示方書Ⅲ4.4.5 により、

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{oa}} \cdot \phi \quad \dots\dots\dots (\text{解5.5.1})$$

ここに、 l_a ; 付着応力度より算出する重ね継手長(cm)

σ_{sa} ; 重ね継手長を算出する場合の鉄筋の許容引張応力度(kgf/cm²)

SD295A,SD295Bの場合、 $\sigma_{sa} = 1,800 \text{ kgf/cm}^2$

SD345 の場合、 $\sigma_{sa} = 2,000 \text{ kgf/cm}^2$

τ_{oa} ; コンクリートの許容付着応力度(kgf/cm²)

$\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$ の場合、 $\tau_{oa} = 18 \text{ kgf/cm}^2$

ϕ ; 鉄筋の直径(cm)

上式より、重ね継手長 l_a は以下になる。

SD295A,SD295Bの場合、 $l_a = 25 \phi$

SD345 の場合、 $l_a = 28 \phi$

- 6) 連結部の正の曲げモーメントは比較的小さい値と考えられるが、コンクリートのクリープ・乾燥収縮により生じる不静定力等が作用するので、1) で配置した連結上側鉄筋量の少なくとも半分以上を下側に配置するものとする。
- 8) 切欠き部は横げたに包まれてしまうため、ずれせん断は発生しない。このため、細目として図-解 5.5.5 のように規定した。なお、プレテンションげたの場合にも、これに準じてずれ止め鉄筋を配置しなければならない

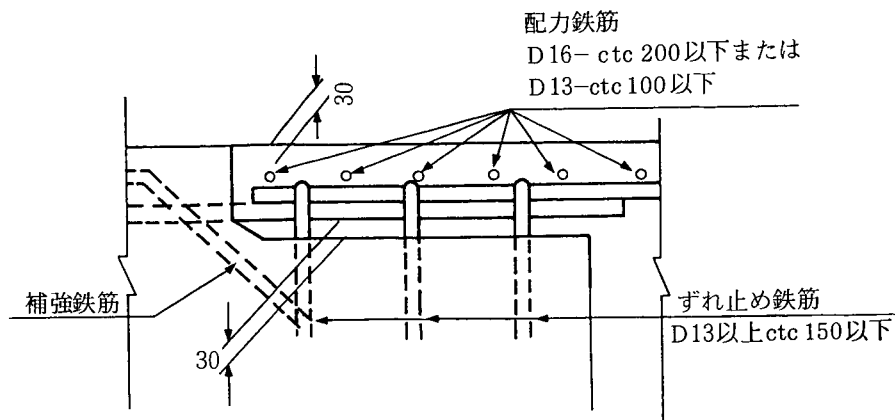


図-解 5.5.5 床版切欠部側面図

5. 5. 7 排水ますの配置

排水ますを橋脚付近に配置するときは、原則として連結鉄筋を切断しない位置に配置しなければならない。

〔解説〕

排水ますを橋脚付近に設置することは、配水管が短くなり美観的にも排水の機能的にも好ましいが、排水ますと埋込み連結鉄筋が干渉することが多いので注意しなければならない。なお、排水ますは連結鉄筋を切断しない位置に配置しなければならないが、やむを得ず連結鉄筋を切断する場合にはその個所を十分に補強する必要がある。

5. 5. 8 防水処理

連結部付近の床版上には、防水層を設けるのが望ましい。

〔解説〕

連結部付近の床版は、負の曲げモーメント領域であること、またコンクリートの打継目となることから、一般に防水層を設けるのが望ましい。この場合、防水層の設置範囲は連結部の打継目から前後1 m以上とするのがよい。なお、防水層の使用材料および施工等については、「道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料」((社)日本道路協会, 昭和62年1月)を参考にするのがよい。

5.6 施 工

5.6.1 連結げた橋の施工手順

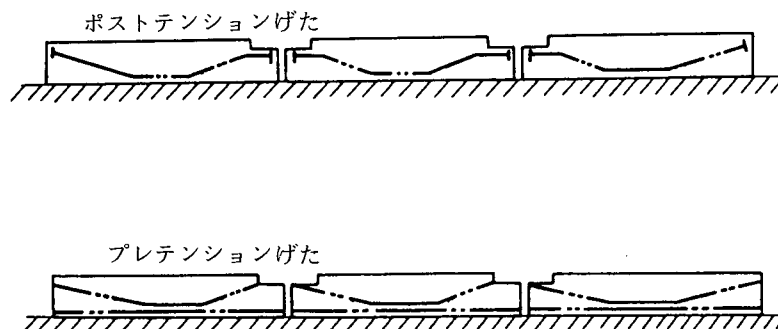
連結げた橋の施工手順は、次を標準とする。

- ①プレキャストげたの製作
- ②プレキャストげたの運搬，架設
- ③床版の連結鉄筋，その他の鉄筋の配置
- ④中間横げたおよび間詰めコンクリート打設
- ⑤連結部（床版，横げた）のコンクリート打設
- ⑥支点横げた，中間横桁，床版のプレストレス導入

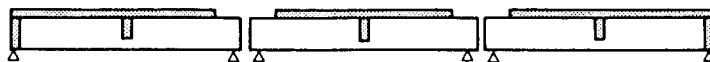
〔解説〕

連結部のコンクリートは、中間横げた・床版間詰めコンクリートを打設して主げたのたわみを生じさせた後打設しなければならない。また、連結部と床版間詰め部の境には打継目が生じるので、充分締め固めを行わなければならない。

① 主げたコンクリートの打設・緊張



② 主げた架設と中間横げた・間詰めコンクリートの打設



③ 連結部（床版・間詰め）コンクリートの打設・横締緊張

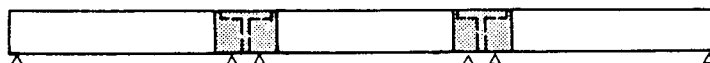


図-解 5.6.1 一般的な施工順序

5. 6. 2 プレキャストげたのそりの調整

プレキャストげたは、プレストレスによるそりの調整をしなければならない。

〔解説〕

プレキャストげたのプレストレスによるそりは、プレキャストげたの製作時に調整しなければならない。ポストテンションげたの場合、製作台の高さでそりを調整する。また、プレテンションげたの場合は、床版上面の調整コンクリート（余盛りコンクリート）あるいは舗装厚で調整する。調整コンクリートの厚さは、計算により求めるのが望ましい。参考のために単純げたの値であるが、表-解 5.6.1に一般的な標準そり調整量を示す。

表-解 5.6.1 標準そり調整量（単純げたの値）

呼び名	支間 (m)	そり (cm)	呼び名	支間 (m)	そり (cm)
1B14	14	4.0	2B14	14	3.5
1B15	15	4.0	2B15	15	3.5
1B16	16	4.0	2B16	16	3.5
1B17	17	4.0	2B17	17	4.0
1B18	18	5.0	2B18	18	4.0
1B19	19	4.5	2B19	19	4.0
1B20	20	6.0	2B20	20	4.5
1B21	21	7.0	2B21	21	5.0

5. 6. 3 プレキャストげたの据付け

プレキャストげたは原則として鉛直に据付けるものとする。

〔解説〕

プレキャストげたは、橋面に片勾配がある場合でもけたの安定性を考慮して鉛直に据付けるものとした。

なお、プレテンションげたの場合の橋面勾配の処理は、上フランジ厚、均しコンクリートおよび舗装厚で調整する（図-解 5.6.2参照）。また、ポストテンションげたの場合の橋面勾配の処理は、上フランジを傾斜させる方法、プレテンションげたの場合と同様の方法等がある。

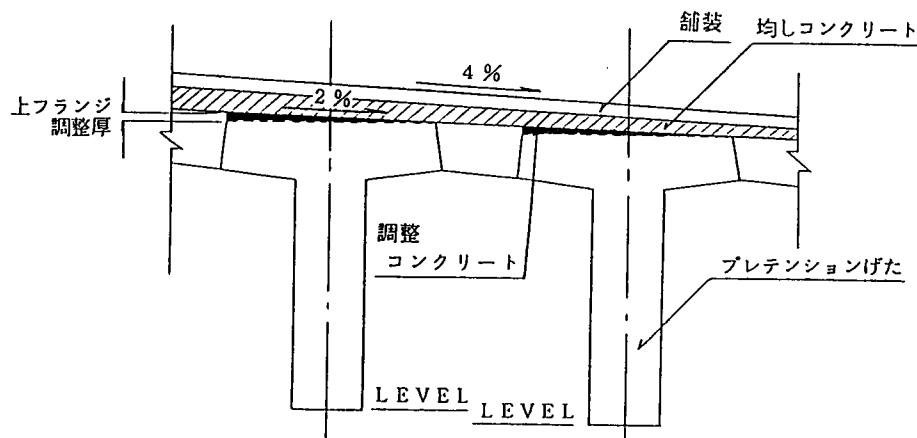


図-解 5.6.2 橋面勾配4 %の場合における橋面の調整の例

5. 6. 4 プレキャストげたの端部処理

プレキャストげたは、連結部側のけたの端部を適切に処理しなければならない。

〔解説〕

プレキャストげたについては連結部横げたと一体化するため、連結部側のけたの端部を適切に処理しなければならない。プレテンションげたでは連結部側のPC鋼材をできるだけ長くけた端から突出しておくのがよい。ただし、けた端間隔が一般に20cmと狭いので、施工上PC鋼材が接触しないように5cm程度出しておくのがよい。また、ポストテンションげたでは、連結部側の定着部の後埋めコンクリートを横げたコンクリートと一緒に打設するのがよい。

6. ノージョイント化工法に関する疲労試験

6.1 目的

道路橋において伸縮装置の存在は、走行性の悪化および騒音、振動など周囲の環境へ悪影響をもたらす場合が多い。これに対して、橋梁の構造を連続構造にするのが効果的な対応であるが、プレキャストの単純げたを架設後支点上で結合し連続構造とする連結げた形式の橋梁も、施工性、経済性から有効な形式である。しかし、連結げた橋は、本来単純げたであるものを中間支点上において横げた部にあたる部分を鉄筋コンクリート構造により連結して連続構造とするため、支点上の配筋が極めて密になり施工性の面で劣る。

そこで、けたの挙動は単純げたのままで橋面のみを連続構造とするノージョイント化の発想が生まれてくる。ノージョイント化の考え方自体は新しいものではなく、小規模の橋梁では盲目地や伸縮部に鉄板を敷いただけで舗装を被せたものがあった。しかし、これらの方法ではジョイント部のひびわれや漏水の問題などが生じ易く、走行性、耐久性が必ずしも改善されなかった。一方、近年になって、埋設ジョイントと呼ばれる舗装面において舗装の伸縮を吸収する金網等の利用や骨材の細粒化等により、けたの伸縮量に対応しようとする工法の研究も行われている。

ここでは、プレストレストコンクリート橋のノージョイント化を進める観点で、プレキャストげたの連結構造を基本に、連結げたと埋設ジョイントとの中間に位置し、プレストレス連結げたより設計施工が容易な工法として床版のみを連結する構造を考案した。床版のみを連結する方法では、通常の連結げたに対して耐久性の点では劣るが、構造が簡単であることから舗装のメンテナンスのサイクルに合わせて床版部の維持修繕も行うこともでき、十分実用的なノージョイント化工法になるとと思われる。

図-6.1.1に、床版のみを連結する構造を適用する場合の具体的な構造系モデルの例を示す。

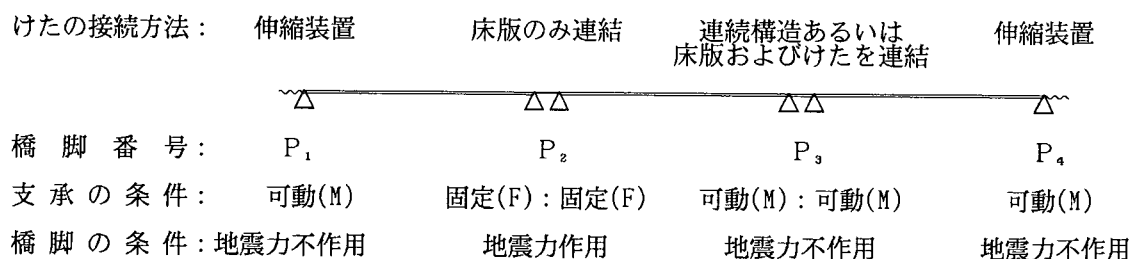


図-6.1.1 床版のみを連結する構造を適用する場合の具体的な構造系モデルの例

この構造系モデルの中で床版のみを連結する部分は P_2 橋脚上であるが、この構造系モデルの考え方および特性等を示すと、次のようになる。

- ① 3 径間を連続とし、その両端には伸縮装置を設ける。この間の中間支点的 1 箇所を床版のみ連結する構造とする。
- ② 床版のみ連結した中間支点的のみ固定支承とし、他の支点是可動支承とする。
- ③ 床版のみ連結した中間支点では、支間部に載荷された活荷重によるけたの折れ角のみを吸収する。
- ④ 橋脚 P_3 上の中間支点上を橋軸方向の地震力を伝達できる構造とし、橋軸方向の地震力は、床版のみ連結した中間支点的の橋脚 P_2 に全て受け持たせる。
- ⑤ 温度変化および乾燥収縮による移動量は、固定支承を起点として生じ、可動支承ではこの動きを拘束しない。

なお、本形式は、橋軸方向の地震力ならびに温度変化および乾燥収縮による橋軸方向変位を吸収できる構造と組み合わせることにより、同図に示す橋脚 P_3 への適用も可能となり、橋梁の多径間ノージョイント化への適用が期待できる。

さらに、本形式がけたの折れ角のみを吸収できる構造である特徴を活かせば、橋台との取り合いを工夫することにより、図-6.1.2に示すように橋梁と橋台との間の伸縮装置の変わりとしての適用も可能であると考えられる。

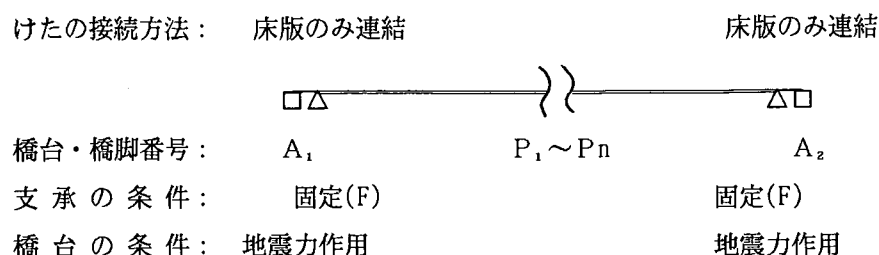


図-6.1.2 橋梁と橋台との間の伸縮装置の変わりに床版で連結する場合の構造系モデル

本試験は、床版のみを連結する構造をモデル化した模型供試体を2体製作し、疲労試験によりこれらの形式が実用に供する性能を持つかを検証するために実施したものである。

6. 2 試験方法

6. 2. 1 供試体

床版部のみを連結したプレキャスト連結げたの耐荷挙動および疲労特性を把握するために、けたの折れ角を吸収できる連結部をモデル化した供試体2体を対象に疲労試験を実施した。図-6.2.1に供試体の形状寸法等を示す。供試体の数量は供試体FRおよびFPの計2体である。いずれも長さ2.0m、高さ1.0m、幅1.0mの中空断面の構造で床版部分を切欠いてある2体のけたを2cm間隔に配置し、厚さ16cmの床版部を場所打ちコンクリートで連結した全長4.02mの供試体である。図-6.2.2に連結部の構造を示す。連結部の構造については、供試体FRでは鉄筋D16(SD30A,エポキシ樹脂塗装鉄筋)を8本、供試体FPではアンボンドタイプのPC鋼棒(SBPR110/125, $\phi 9.2\text{mm}$)を緊張力を与えずに2本配置した。この鋼材量は、現場での施工性を考慮して決定した。なお、供試体FPについては、路盤紙2枚によりけた部と床版部の接合面を縁切りし、さらにひびわれを分散させるための誘導目地を床版上面に供試体中央を除いて10cm間隔に設けた。また、ひびわれを制御するために鉄筋D10(長さ30cmを20cm間隔に)とワイヤーメッシュを配置した。写真-6.2.1に床版部の鋼材配置の状況を、図-6.2.3に鋼材配置等の詳細をそれぞれ示す。

使用した材料の特性を表-6.2.1に示す。連結部に使用した鉄筋およびアンボンドPC鋼棒の降伏点は、それぞれ3,661kgf/cm²および13,940kgf/cm²である。また、使用したコンクリートの圧縮強度は、けた部が484~499kgf/cm²、供試体FRの場所打ち部が187kgf/cm²および供試体FPの場所打ち部が193kgf/cm²である。支承についてはゴム製のものとし、けた端支点用および载荷位置用としていずれも44×150×150mmのDSFパッドを使用した。

なお、供試体製作から载荷までの工程については、工場でけた部を製作後約1~5週間経てから場所打ち部コンクリートを打設し、さらにその約3~4週間後に载荷試験を実施した。

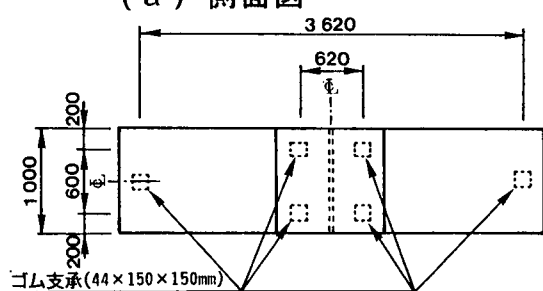
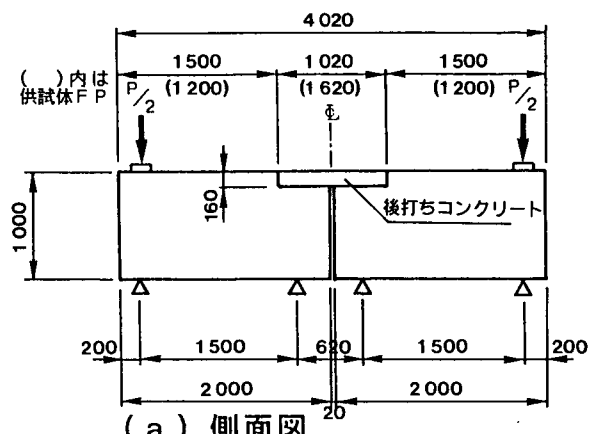
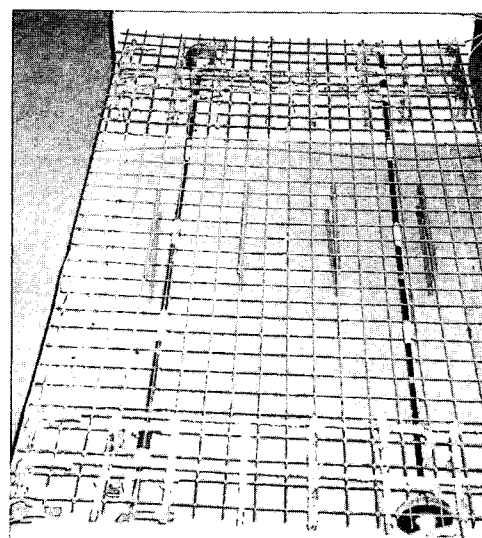
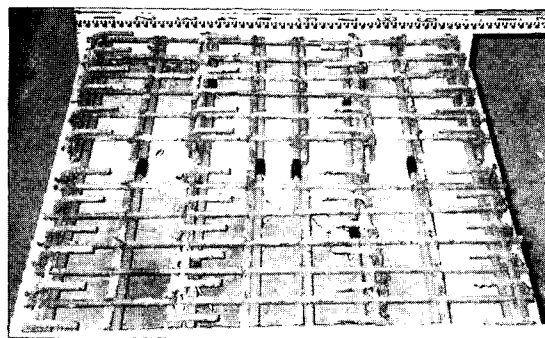
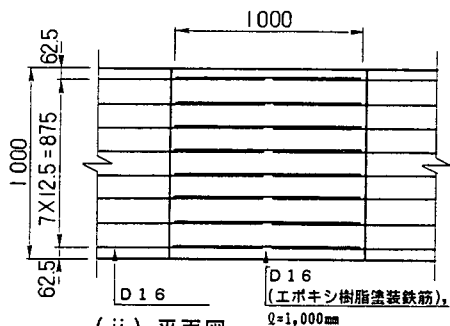
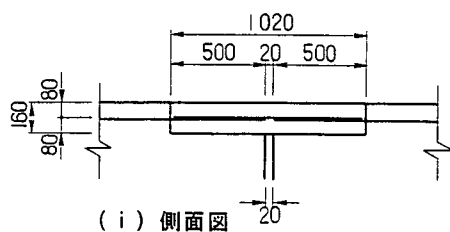


図-6.2.1 疲労試験用供試体の形状寸法,
ゴム支承位置および載荷位置

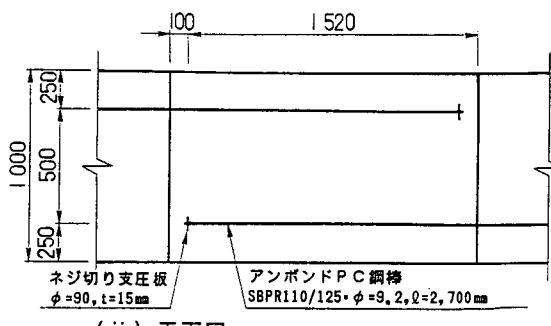
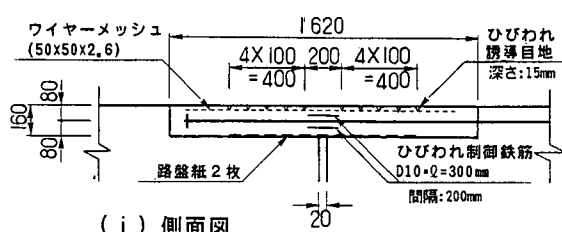


(b) 供試体 F P

写真-6.2.1 床版部の鋼材配置状況

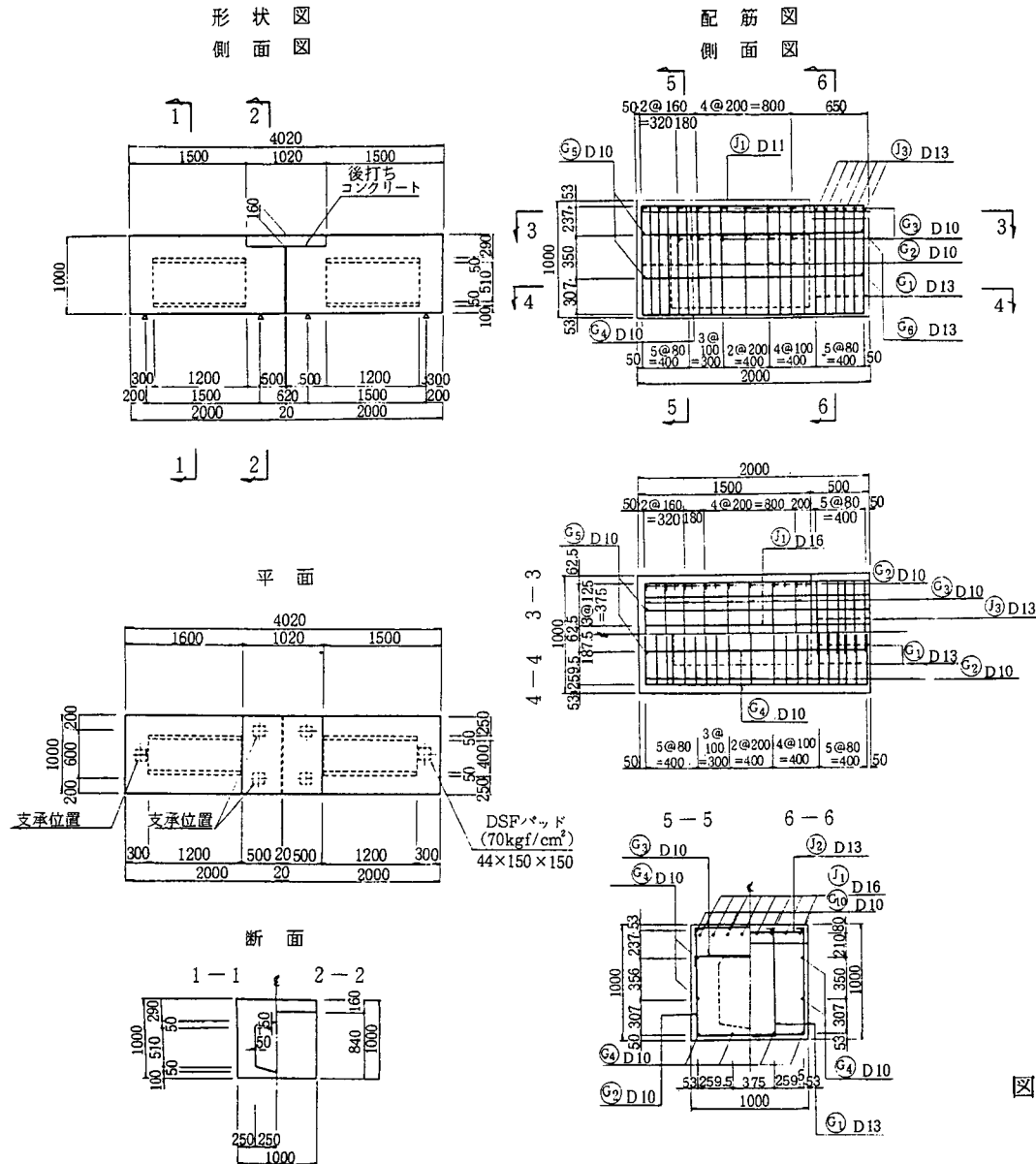


(a) 供試体FR



(b) 供試体 F P

図-6.2.2 連結部の構造

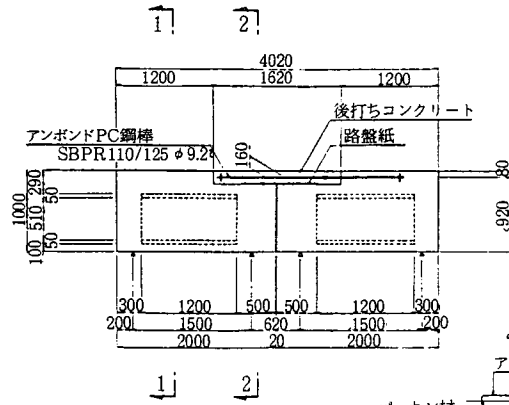


(a) 供試体 FR

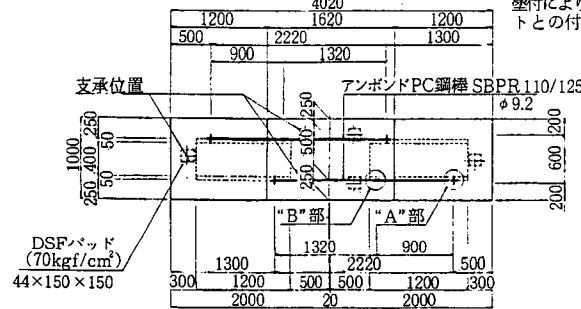
図-6.2.3 疲労試験供試体の鋼材配置等詳細

形状図

側面図

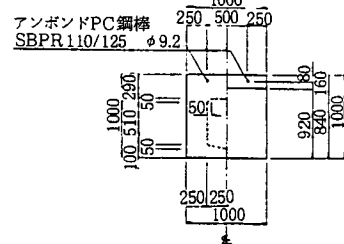


平面図

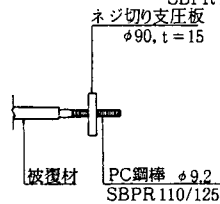


断面図

1-1 2-2

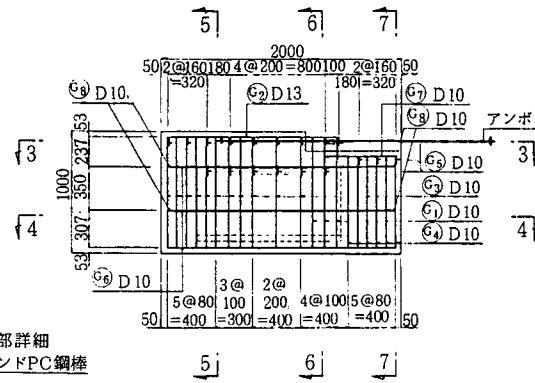


"A"部詳細図

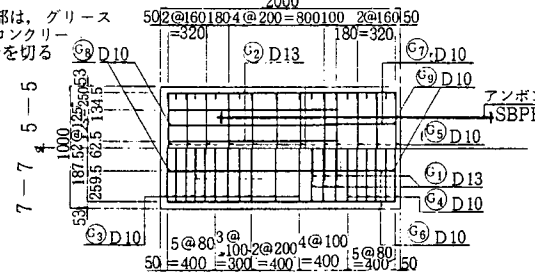


配筋図

側面図

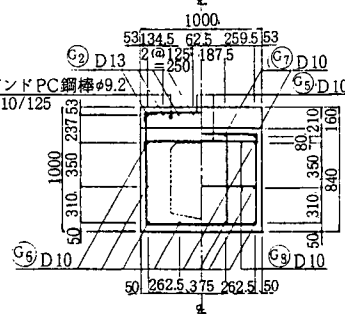


平面図

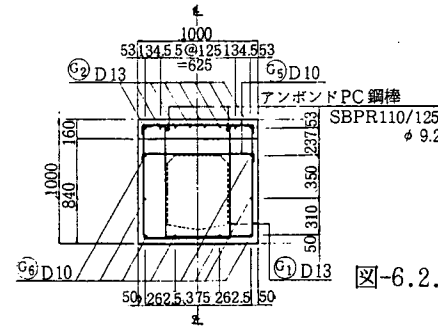


断面図

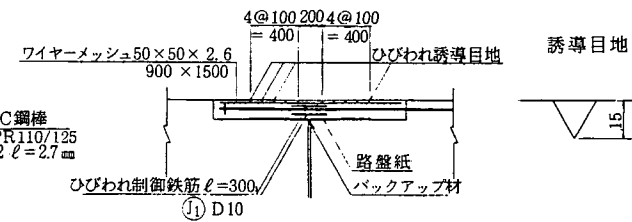
5-5 7-7



6-6



後打ち部詳細図 (側面)



(b) 供試体FP

図-6.2.3 疲労試験供試体の鋼材配置等詳細

表-6.2.1 使用材料の特性 (a) 鋼 材

種 類	降 伏 点 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	伸 び (%)	備 考
鉄 筋 (SD30A・D16)	3,730	5,440	—	25.0	供試体 F R
(エポキシ樹脂塗装鉄筋)	3,661	5,174	2.00×10 ⁶	20.4	(床版部)
P C 鋼棒(SBPR110/125・9.2mm)	14,600	15,100	2.04×10 ⁶	11.0	供試体 F P
(ア ン ボ ンド 加 工)	13,940	14,927	1.98×10 ⁶	8.6	(床版部)

注) 上段はミルシートによる値。下段は材料試験による値。

表-6.2.1 使用材料の特性 (b) コンクリート

種 類		載 荷 試 験 時 (現 場 養 生)				材令28日(標準養生)
		圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比	割裂引張強度 (kgf/cm ²)	
けた部	FR(FR1)	487	2.86×10 ⁵	0.214	38.8	530
	FR(FR2)	499	2.83×10 ⁵	0.211	44.8	550
	FP(FP1)	484	2.86×10 ⁵	0.206	42.9	486
	FP(FP2)	496	3.02×10 ⁵	0.223	43.6	480
場所打ち部	F R	187	1.63×10 ⁵	0.164	19.9	343
	F P	193	1.77×10 ⁵	0.155	18.6	

注) 円柱供試体(φ10cm×20cm)の試験による値。

6. 2. 2 載荷方法および計測方法

試験では、床版のみを連結した場合に床版に加わる荷重作用状態を再現した。供試体の支持方法については、各供試体とも6点で支持した。図-6.2.1にゴム支承の配置位置を示す。けた端の支点には各2枚を支持間隔が0.62mになるように、載荷位置用には各1枚を支持間隔が3.62mとなるように配置した。載荷点は供試体中央からそれぞれ1.81m離れた2点とし、表-6.2.2に示すパターンで静的載荷および疲労載荷を行った。写真-6.2.2に載荷の状況を示す。なお、表中のLは、けた長20m、支間19.4m、けた高1.0m、全幅員11.5m(2車線、片側歩道)の2連のプレテンション単純T桁橋にL-20荷重を載荷したときの支点のたわみ角の差を計算し(0°8′)、それを本諸元の供試体にあてはめた時のけた端支点と載荷位置の変位差(3.5mm)を表わす。また、疲労載荷では、1日の渋滞回数を600回程度、このうちL-20満載と同等の載荷状態が生じる頻度を1%程度、供用期間20年と仮定し、600回/日×1%×365日×20年=43,800回≒5万回、これをLの疲労載荷の繰返し回数とし、さらに、これに至る0.25Lと0.5Lを段階的に各10万回載荷した。

載荷に際しては、支点の変位、鉄筋のひずみ、P C 鋼棒のひずみ、コンクリートのひずみ、ひびわれ幅等を静的載荷時および疲労載荷時に、静的および動的にそれぞれ計測した(図-6.2.4参照)。

表-6.2.2 供試体 F R および F P の載荷パターン

載荷順序 および 方 法	作用変位:mm (載荷荷重:ton)						繰返し 回 数
	供 試 体 F R			供 試 体 F P			
	下 限	上 限	振 幅	下 限	上 限	振 幅	
静的載荷	(0.0)	0.60L(15.0)	—	(0.0)	0.60L(14.0)	—	—
疲労載荷	0.1L(3.1)	0.35L(8.5)	0.25L	0.1L(1.5)	0.35L(8.0)	0.25L	10万回
静的載荷	(0.0)	0.60L(15.0)	—	(0.0)	0.60L(15.0)	—	—
疲労載荷	0.1L(3.1)	0.60L(15.0)	0.50L	0.1L(1.5)	0.60L(14.0)	0.50L	10万回
静的載荷	(0.0)	1.10L(32.0)	—	(0.0)	1.10L(28.0)	—	—
疲労載荷	0.1L(3.1)	1.10L(32.0)	1.00L	0.1L(1.5)	1.10L(28.0)	1.00L	5万回
静的載荷	(0.0)	1.81L(75.0)	—	(0.0)	2.01L(75.0)	—	—

注1)作用変位のLは、けた端支点と載荷位置の支点の変位差(3.5mm)。

注2)載荷荷重は荷重分配桁の重量(2.11ton)を含まない値、作用変位は荷重分配桁の重量による変位を含む値。

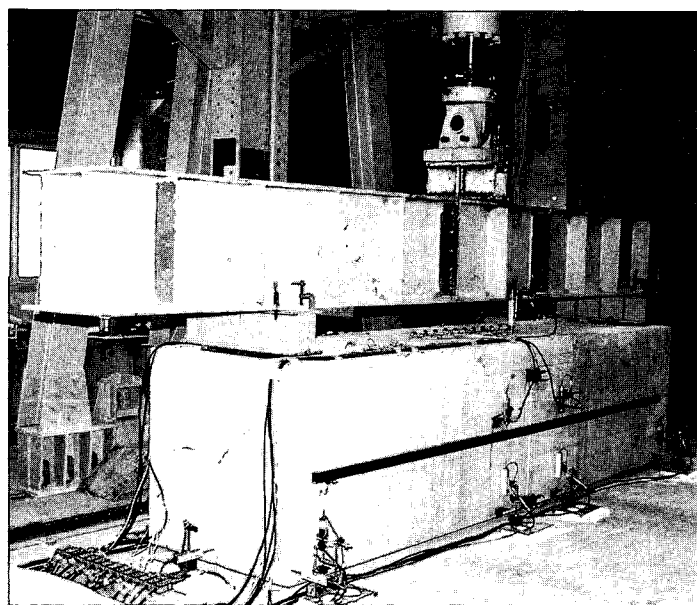
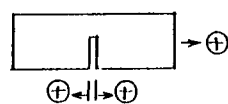
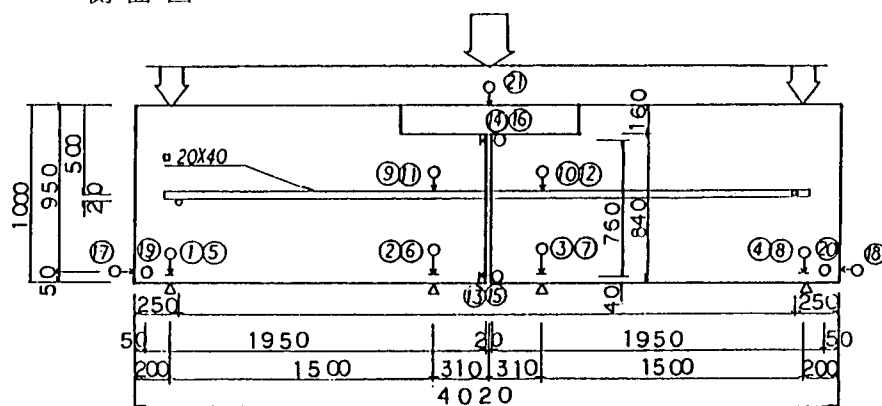


写真-6.2.2 載荷状況 (供試体FR)

側面図



平面図

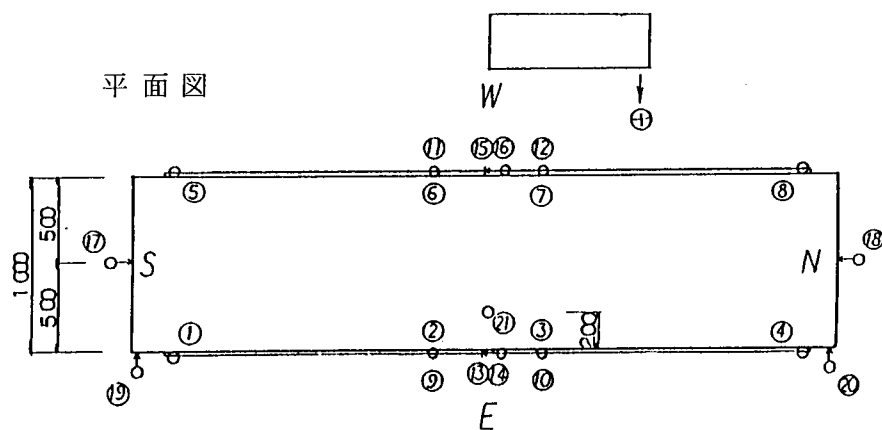
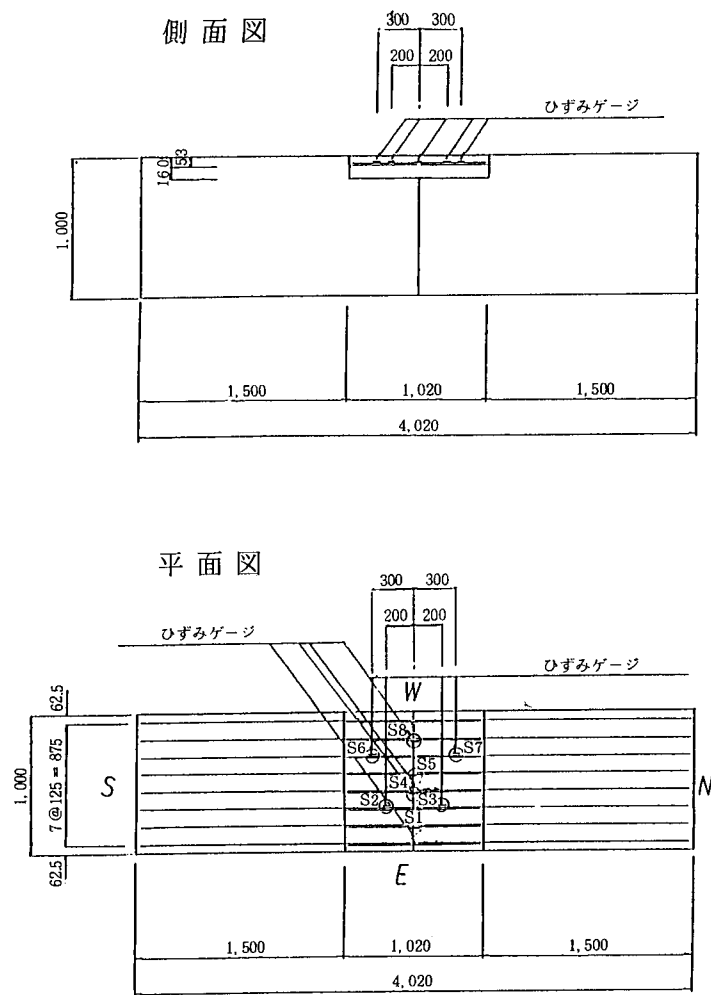
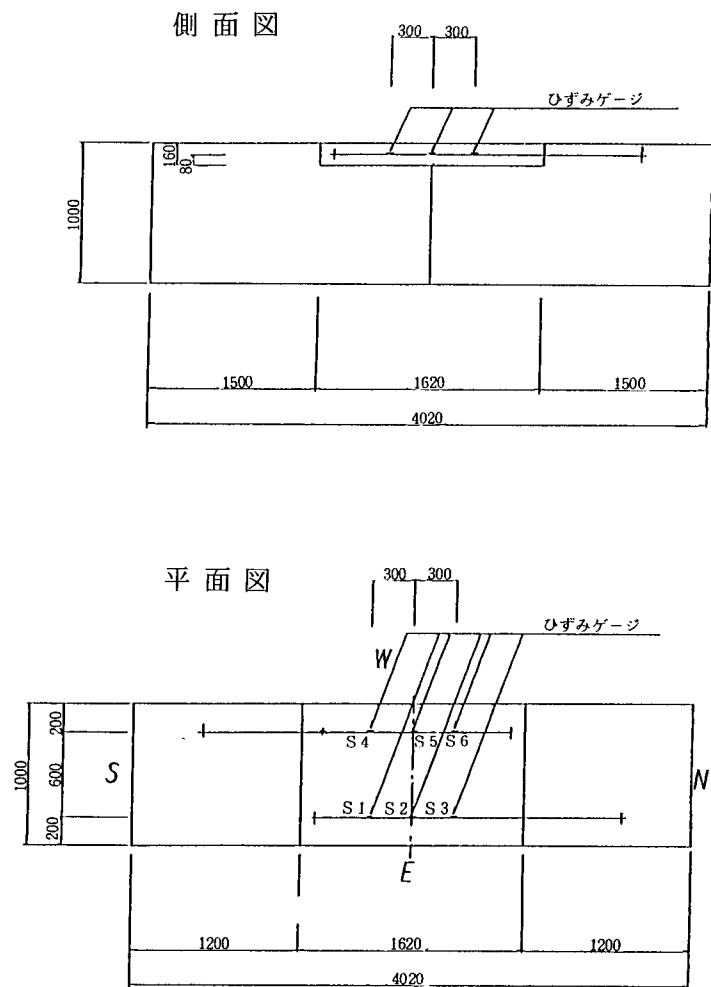


図-6.2.4 計測位置 (a) 変位計



i) 供試体FR (鉄筋)

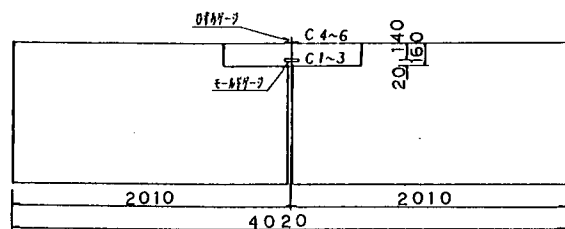


ii) 供試体FP (アンボンドPC鋼棒)

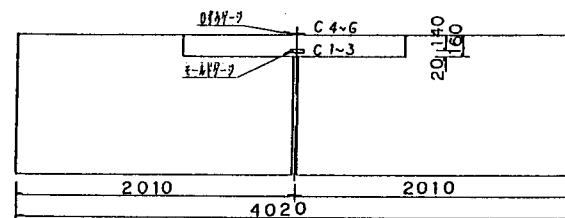
図-6.2.4 計測位置

(b) 鋼材ひずみゲージ

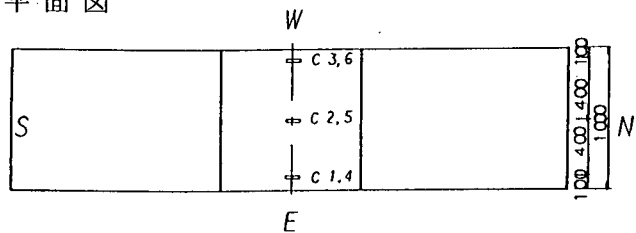
側面図



側面図

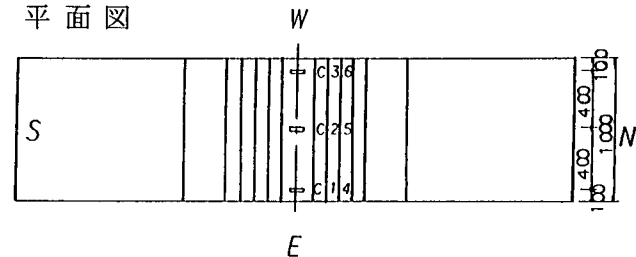


平面図



i) 供試体FR

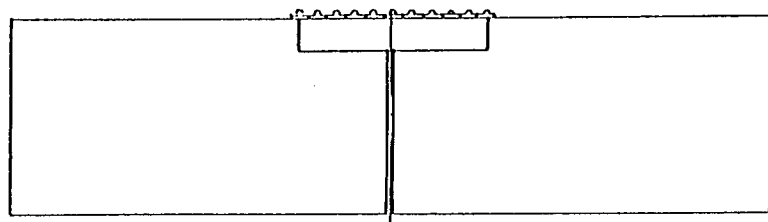
平面図



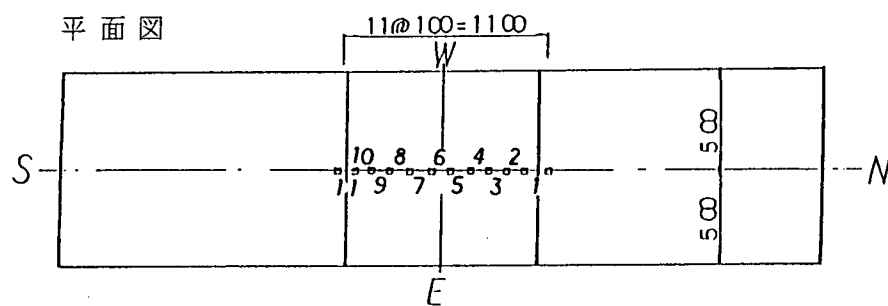
ii) 供試体FP

図-6.2.4 計測位置 (c) コンクリートひずみゲージ

側面図

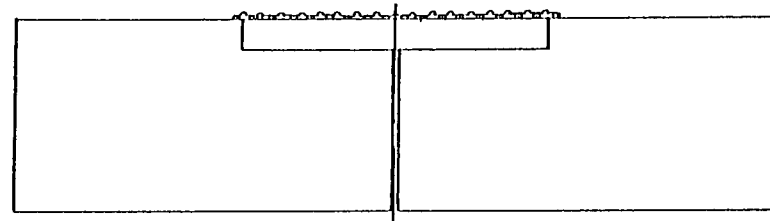


平面图

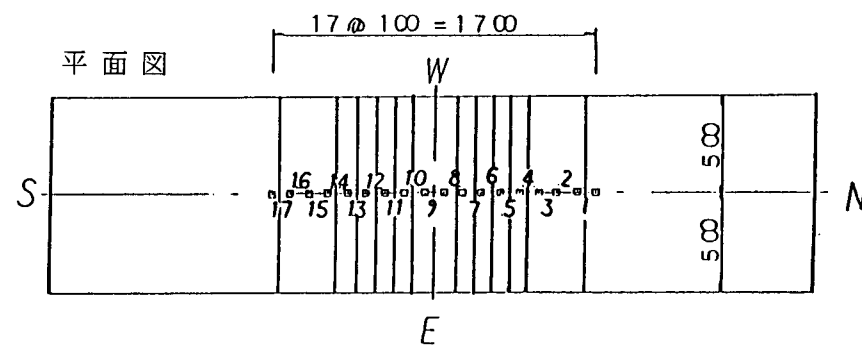


i) 供試体FR

側面図



平面図



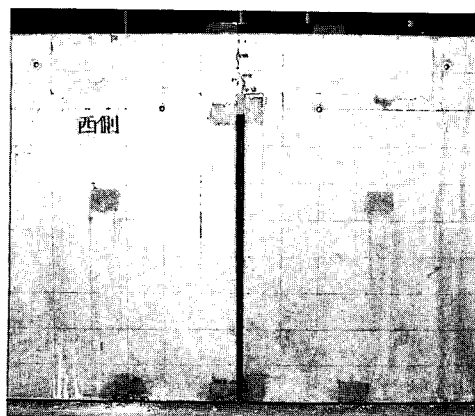
ii) 供試体 F P

図-6.2.4 計測位置 (d) ひびわれ幅 (パイ型変位計)

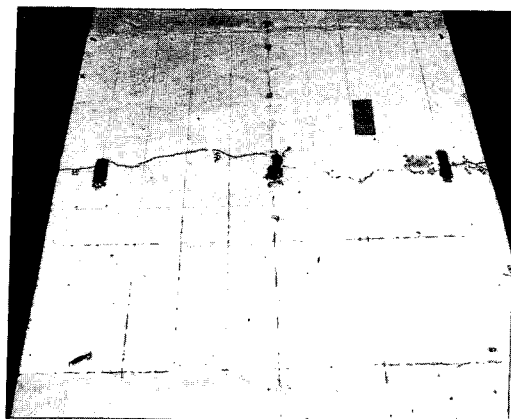
6. 3 試験結果

6. 3. 1 ひびわれ発生状況

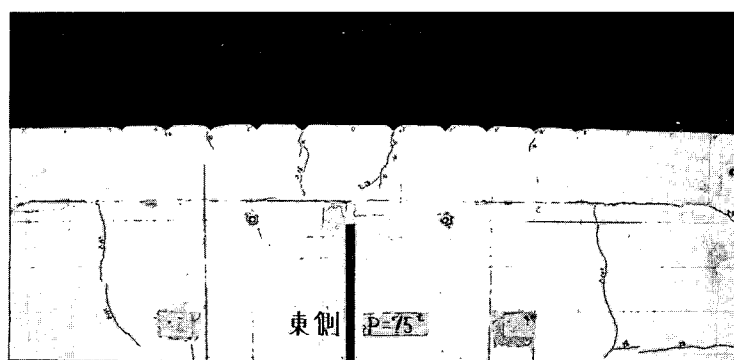
写真-6.3.1および図-6.3.1に試験終了後のひびわれの発生状況を示す。供試体FRについては、供試体中央の床版上面からひびわれが発生し、そのひびわれ1本が徐々に下側に進行し、ほぼ床版下面のけた間まで達した。供試体FPについては、供試体中央からそれぞれ11cm離れたひびわれ誘導目地2ヵ所にほぼ同時にひびわれが発生した後、他の誘導目地にもひびわれが発生した。その後、供試体中央よりの2本が徐々に下側に進行し、その1本が床版下面のけた間まで達した。なお、いずれの供試体とも、けたと床版の継目部分に沿ったひびわれおよび床版の切欠き部からけたの斜め方向へのひびわれの発生が認められた。



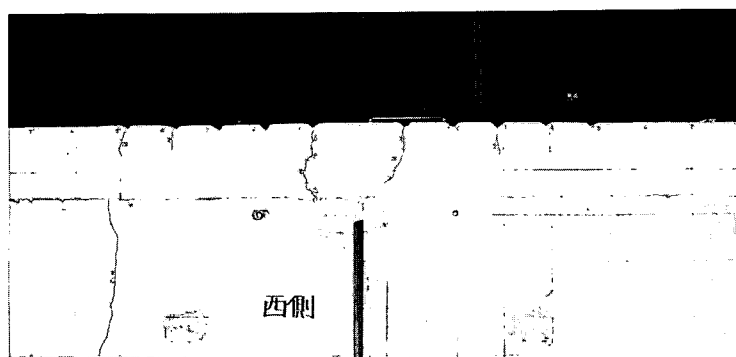
(a) 供試体FR (床版部側面)



(b) 供試体FR (床版部上面)

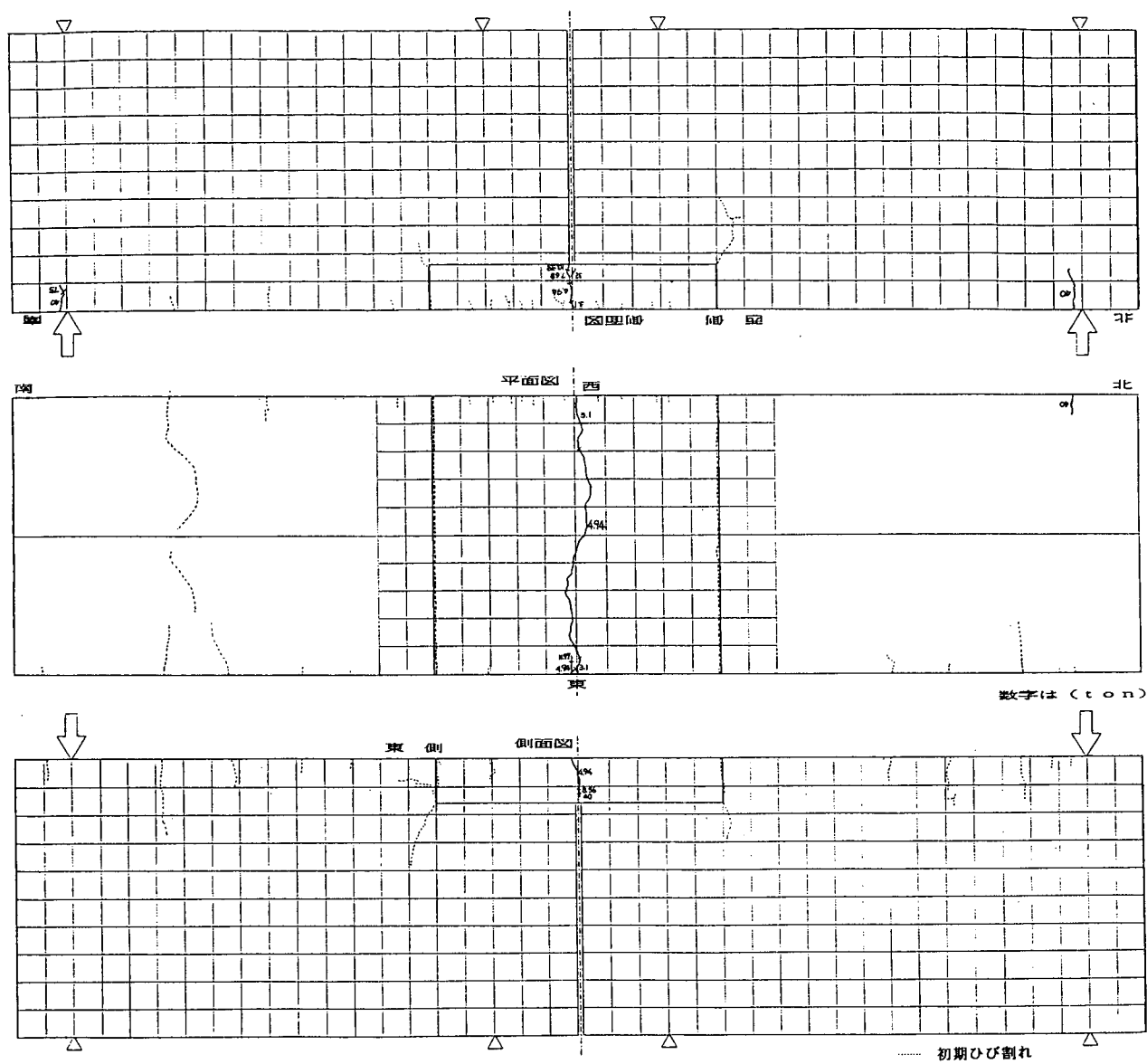


(c) 供試体FP (床版部側面その1)



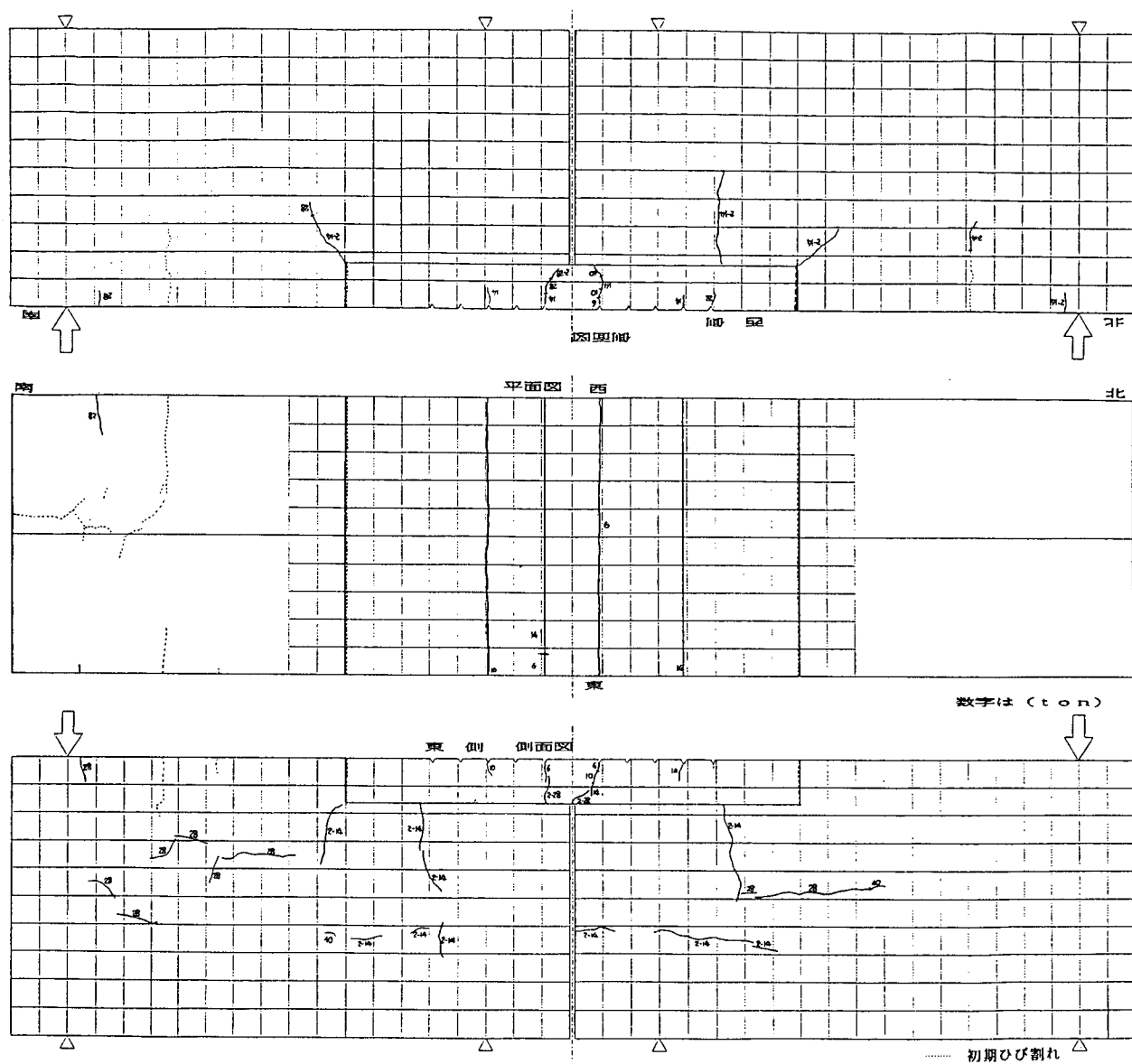
(d) 供試体FP (床版部側面その2)

写真-6.3.1 試験終了後のひびわれ発生状況



(a) 供試体FR

図-6.3.1 ひびわれ発生状況



(b) 供試体 F P

図-6.3.1 ひびわれ発生状況

6. 3. 2 変位, ひずみおよびひびわれ幅

(1) 静的載荷

図-6.3.2に連結部にエポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた供試体FRの静的載荷における荷重と変位, たわみ角, 連結鉄筋のひずみ, 床版上面のコンクリートひずみ, 床版内部(床版下面から20mmの高さ)のコンクリートひずみおよびひびわれ幅の関係を示す。

変位1.1L(L=3.5mm)の時のたわみ角は約 0.15° ($=0^{\circ} 9'$)で, Lに換算すると $0^{\circ} 8' 10''$ あり, ほぼ設定したたわみ角($=0^{\circ} 8'$)であった。床版部の縦方向のひずみ分布を同一断面の連結鉄筋ひずみS-5, 床版上面のコンクリートひずみC-5および床版内部(床版下面から20mmの高さ)のコンクリートひずみC-2において比較すると, 載荷初期の5ton程度以下のひびわれがそれほど進展していない段階においては, 連結鉄筋が僅かな引張ひずみ, 床版上面のコンクリートが 200μ 程度の引張方向ひずみ, 床版内部のコンクリートが 150μ 程度の圧縮ひずみであった。また, 変位1.1L時においては, 連結鉄筋が $1,200\mu$ 程度の引張ひずみ, 床版内部のコンクリートが 500μ 程度の圧縮ひずみであった。このことより, 供試体FRは, 中立軸の位置が床版内部にあることがわかる。一方, 連結鉄筋のひずみの橋軸方向の分布については, 変位1.1L時において, 供試体中央のS-1, S-4, S-5, S-8が $800\sim 1200\mu$ 程度, 供試体中央から200mm離れた地点のS-2, S-3が 300μ 程度, さらに300mm離れた地点のS-6, S-7が 100μ 程度であり, 連結鉄筋のひずみが, 供試体中央で大きく, 中央から離れると急激に小さくなることが分かる。なお, ひびわれ幅は, 変位1.1L時において供試体中央で 0.7mm 程度であった。これは, ひびわれが供試体中央の1か所に集中して発生したためと考えられる。

図-6.3.3に連結部にアンボンドPC鋼棒を用いた供試体FPの静的載荷における荷重と変位, たわみ角, アンボンドPC鋼棒のひずみ, 床版上面のコンクリートひずみ, 床版内部(床版下面から20mmの高さ)のコンクリートひずみおよびひびわれ幅の関係を示す。

変位1.1L(L=3.5mm)の時のたわみ角は約 0.15° ($=0^{\circ} 9'$)で, Lに換算すると $0^{\circ} 8' 10''$ あり, ほぼ設定したたわみ角($=0^{\circ} 8'$)であった。床版部の縦方向のひずみ分布をアンボンドPC鋼棒ひずみS-2, 床版上面のコンクリートひずみC-5および床版内部(床版下面から20mmの高さ)のコンクリートひずみC-2において比較すると, 載荷初期の5ton程度以下のひびわれがそれほど進展していない段階においては, アンボンドPC鋼棒が 20μ 程度の僅かな引張ひずみ, 床版上面のコンクリートが 50μ 程度の引張方向ひずみ, 床版内部のコンクリートが 100μ 程度の圧縮ひずみであった。また, 変位1.1L時においては, アンボンドPC鋼棒が 120μ 程度の引張ひずみ, 床版内部のコンクリートが 300μ 程度の圧縮ひずみであった。このことより, 供試体FPもFRと同様に, 中立軸の位置が床版内部にあることがわかる。一方, アンボンドPC鋼棒のひずみの橋軸方向の分布については, 変位1.1L時において, 供試体中央のS-2, S-5が $60\sim 120\mu$ 程度, 供試体中央から300mm離れた地点のS-1, S-3, S-4, S-6が $60\sim 90\mu$ 程度であり, アンボンドPC鋼棒のひずみが供試体中央と中央から離れた位置でほとんど変わらないことが分かる。また, 供試体中央でのひびわれ幅は, 0.4mm 程度と供試体FRの 0.7mm 程度と比較して小さくなっている。これは, PC鋼棒がアンボンド加工であること, および鉄筋とワイヤーメッシュが配置されひびわれ誘導目地が設けられていたことにより, ひびわれが1ヶ所に集中せず分散されたためと考えられる。

なお, $0.6L$ 以下の場合については, 供試体FRでは連結鉄筋のひずみが 800μ 程度(応力度で $1,600\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度)の時にひびわれの幅は 0.5mm 程度であった。一方, 供試体FPでは同様の荷重時(15t)にアンボンドPC鋼棒のひずみが 100μ 程度(応力度で $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度), ひびわれの幅は 0.3mm 程度であった。

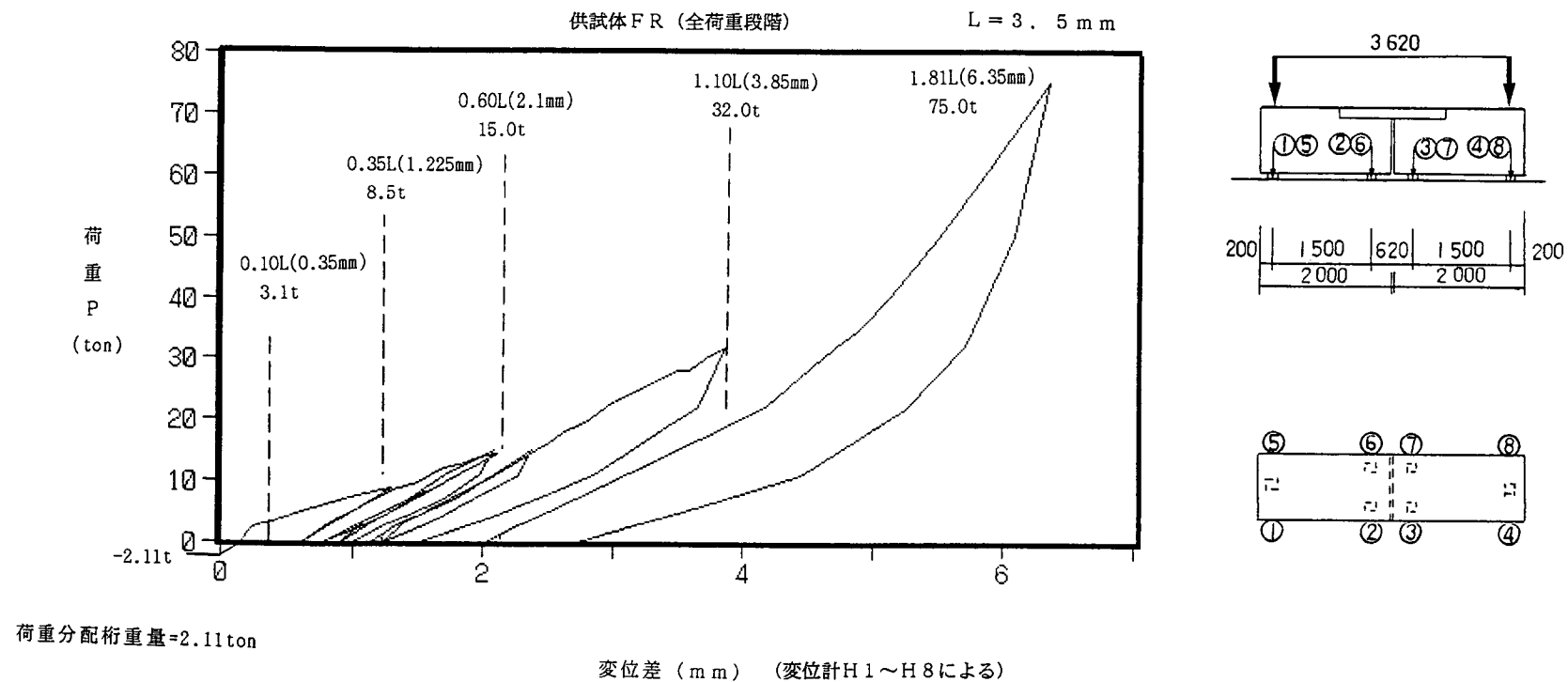
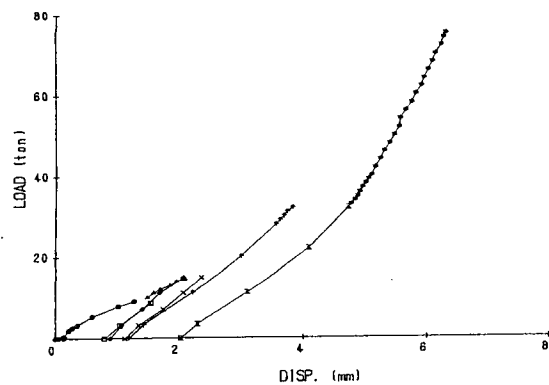
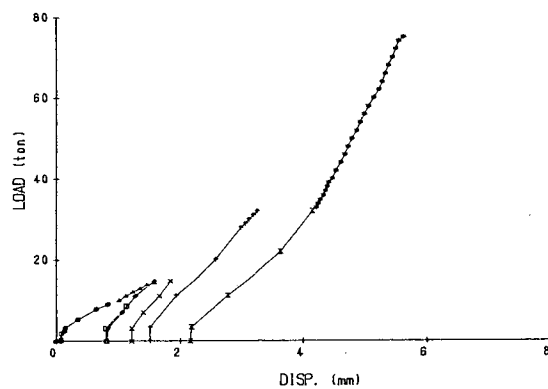


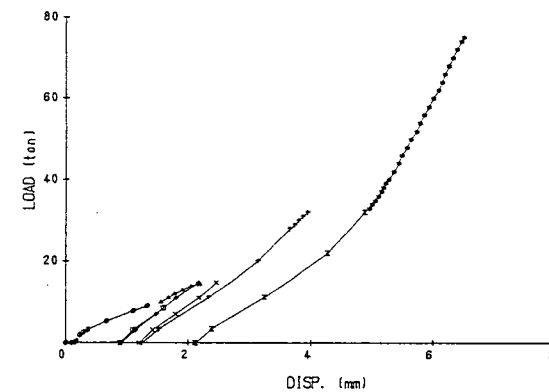
図-6.3.2 供試体FRの静的載荷データ (a) 荷重－変位の関係（その1）



i) 変位計H1～H8による

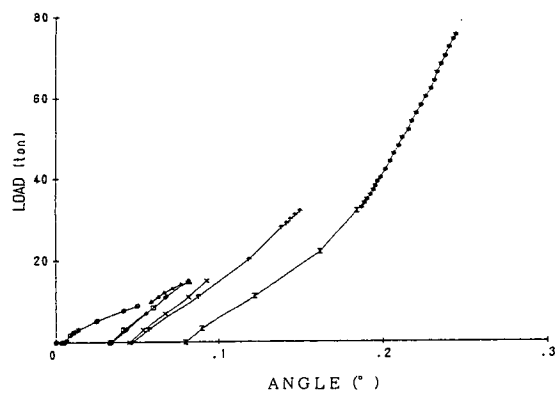


ii) 変位計H9～H12による

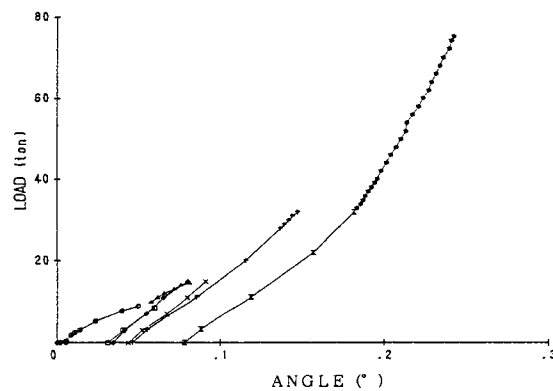


iii) 変位計H13～H16による

図-6.3.2 供試体FRの静的載荷データ (b) 荷重-変位の関係 (その2)



i) 変位計H13～H16による

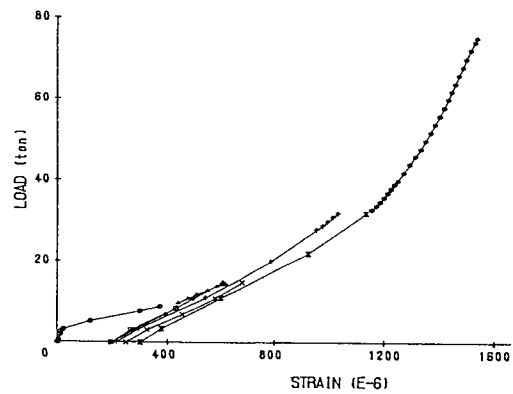


ii) 変位計H1～H8による

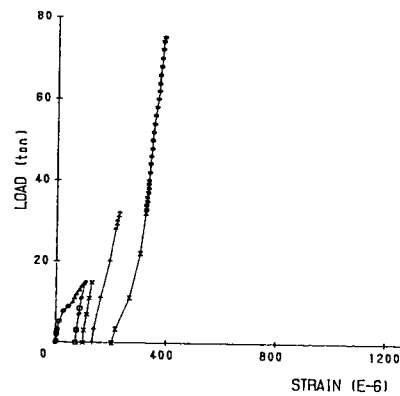
凡例(供試体FR, 図-6.3.2(b)～(h)共通)

- 0.35L(8.5t)
- ▲ 0.60L(15t)
- 疲労10万回後(累積回教)
- ◇ 疲労20万回前(累積回教)
- × 疲労20万回後(累積回教)
- † 疲労25万回前(累積回教)
- ⊗ 疲労25万回後(累積回教)
- * 最終電荷(0t-75t)

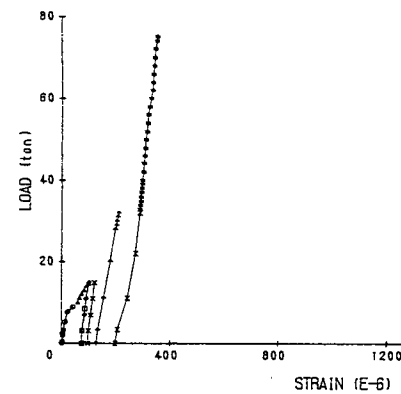
図-6.3.2 供試体FRの静的載荷データ (c) 荷重-たわみ角の関係



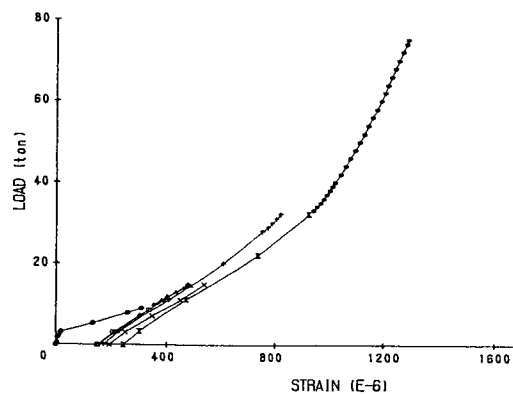
i) 鉄筋ゲージ S-4



ii) 鉄筋ゲージ S-2



iii) 鉄筋ゲージ S-3



iv) 鉄筋ゲージ S-1

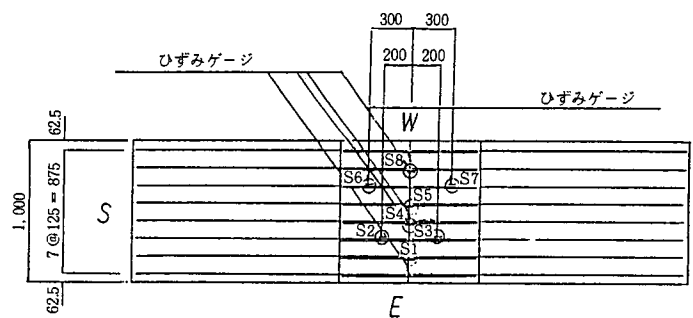
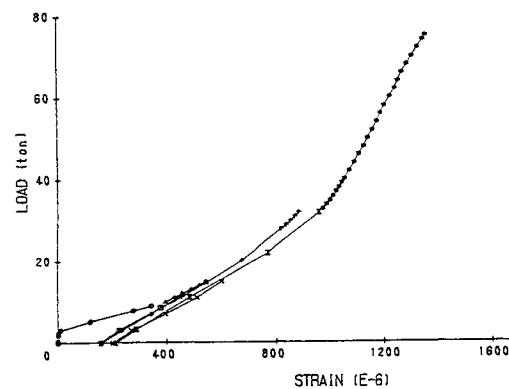
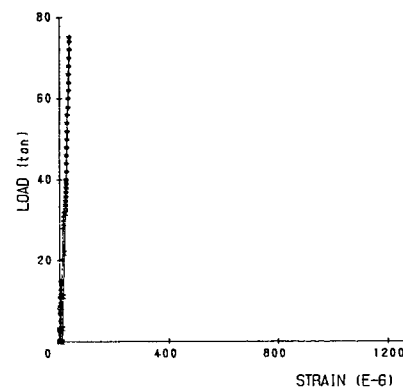


図-6.3.2 供試体FRの静的載荷データ

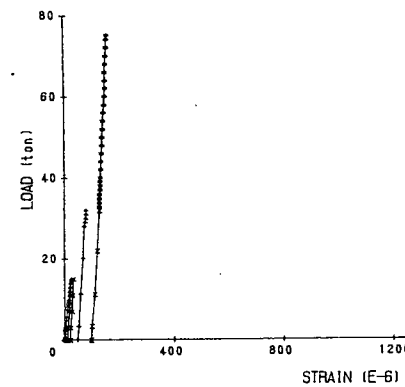
(d) 荷重—連結鉄筋ひずみの関係 (その1)



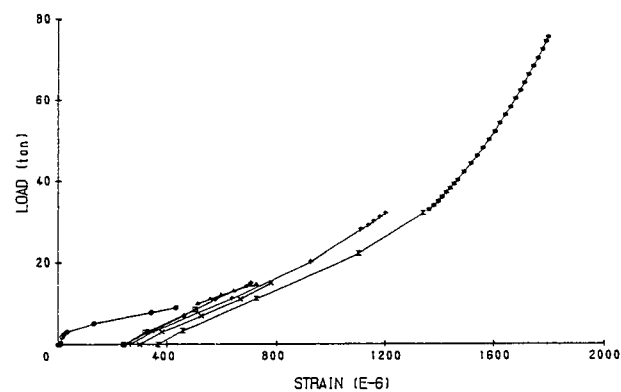
i) 鉄筋ゲージ S-8



ii) 鉄筋ゲージ S-6



iii) 鉄筋ゲージ S-7



iv) 鉄筋ゲージ S-5

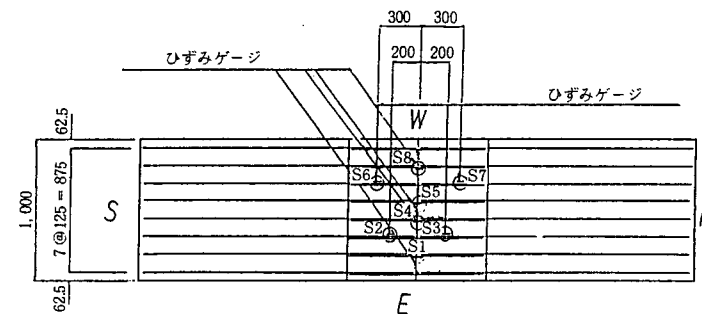
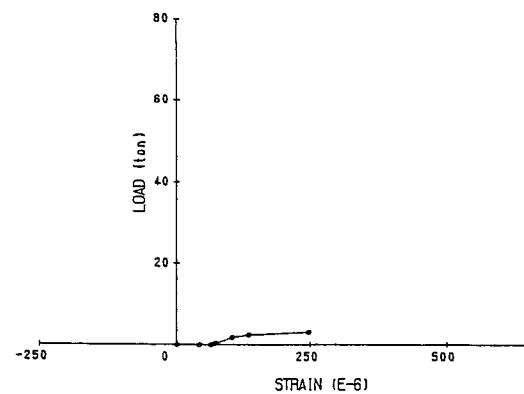
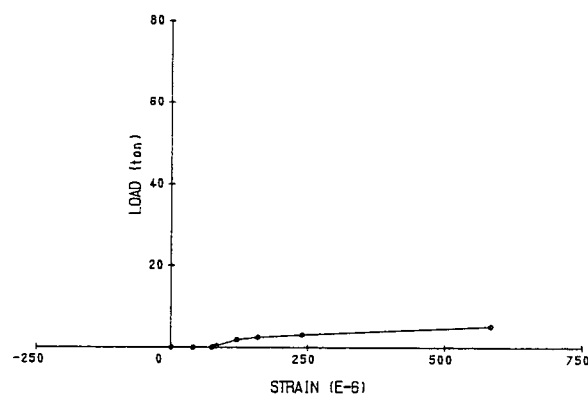


図-6.3.2 供試体 F R の静的荷重データ

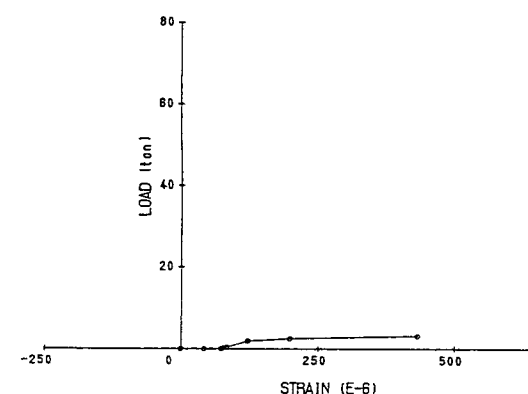
(e) 荷重—連結鉄筋ひずみの関係 (その2)



i) コンクリートゲージC-4 (表面)

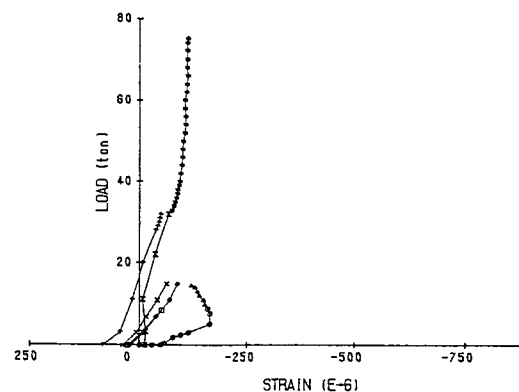
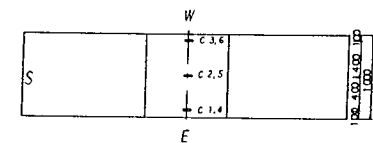


ii) コンクリートゲージC-5 (表面)

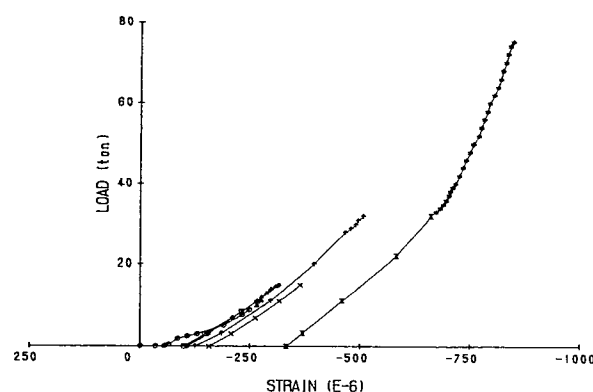


iii) コンクリートゲージC-6 (表面)

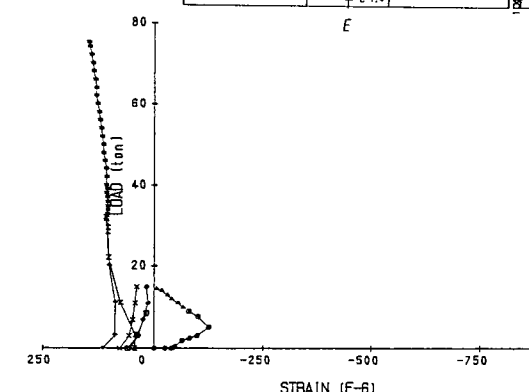
図-6.3.2 供試体FRの静的荷重データ (f) 荷重-床版上面コンクリートひずみの関係



i) コンクリートゲージC-1 (埋込み)

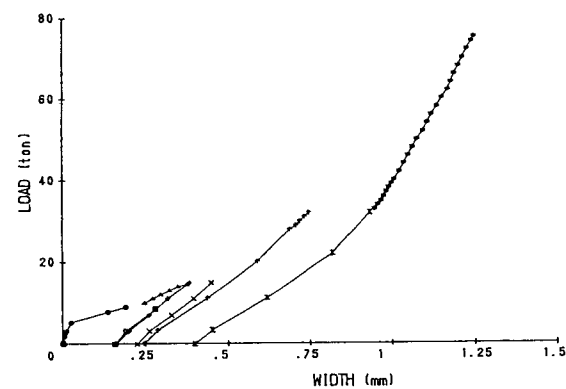


ii) コンクリートゲージC-2 (埋込み)



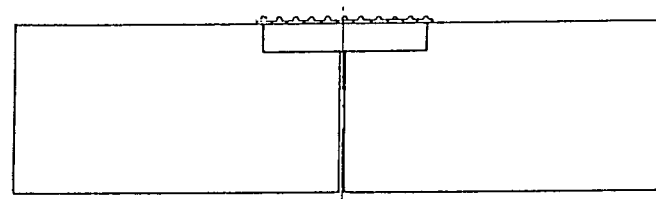
iii) コンクリートゲージC-3 (埋込み)

図-6.3.2 供試体FRの静的荷重データ (g) 荷重-床版内部コンクリートひずみの関係



i) パイ型変位計PI-6

側面図



平面図

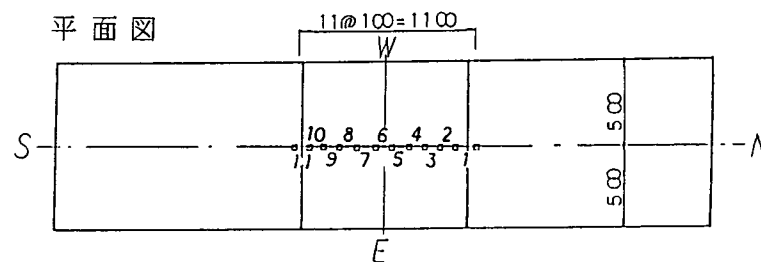


図-6.3.2 供試体FRの静的載荷データ (h) 荷重-ひびわれ幅の関係

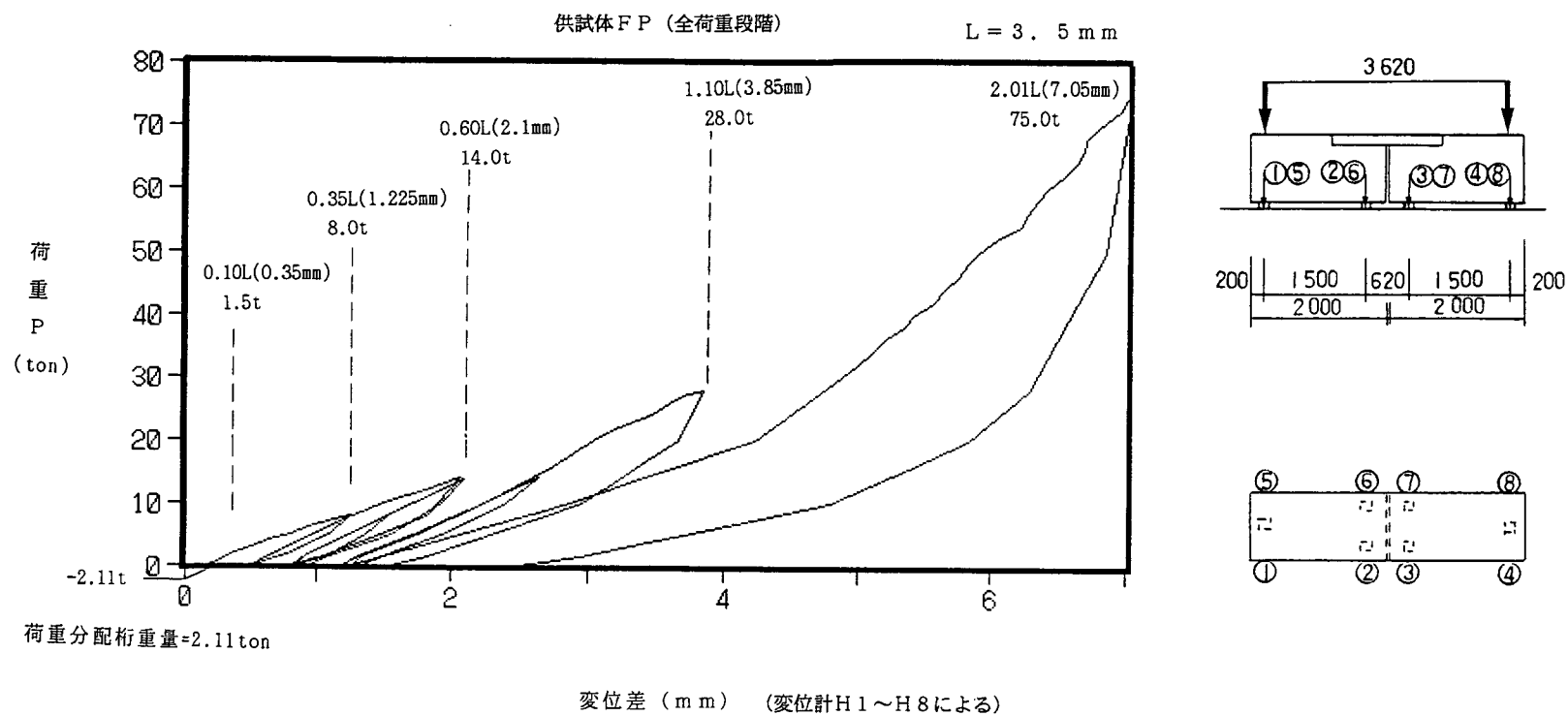
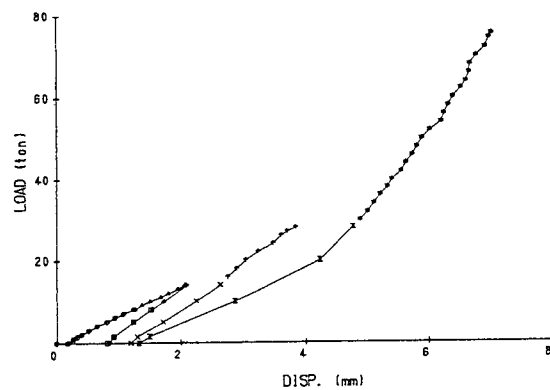
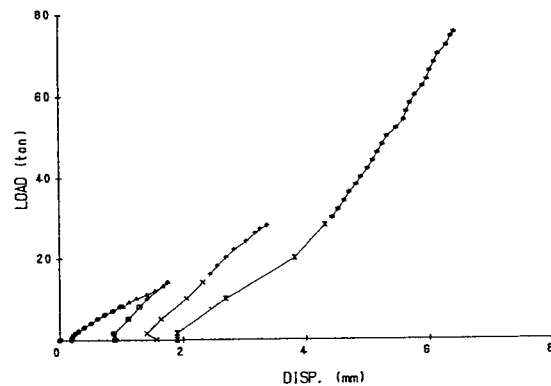


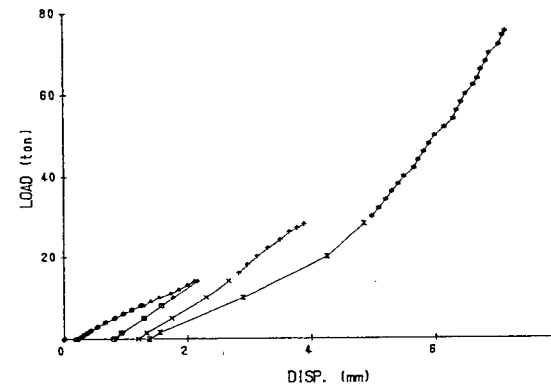
図-6.3.3 供試体 F P の静的载荷データ (a) 荷重-変位の関係 (その 1)



i) 変位計H1~H8による

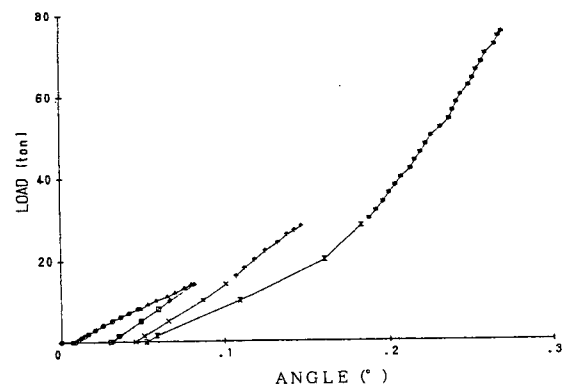


ii) 変位計H9~H12による

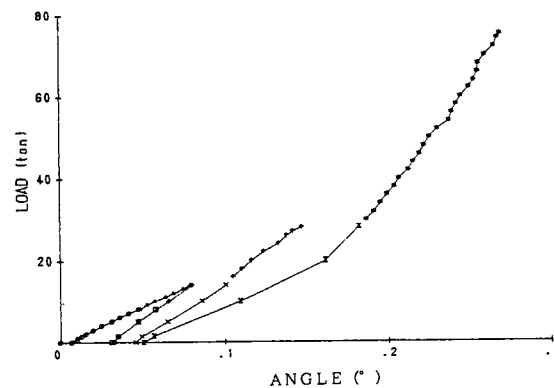


iii) 変位計H13~H16による

図-6.3.3 供試体FPの静的載荷データ (b) 荷重-変位の関係 (その2)



i) 変位計H13~H16による

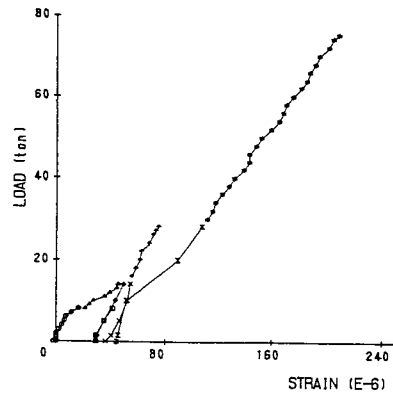


ii) 変位計H1~H8による

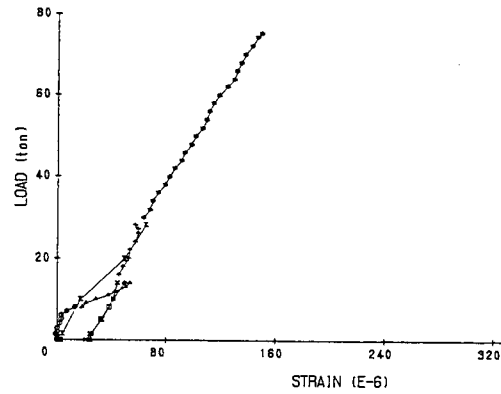
凡例(供試体FP, 図-6.3.3(b)~(h)共通)

- 0.35L (8t)
- △ 0.60L (14t)
- 疲労10万回後(異種回数)
- ◇ 疲労20万回後(異種回数)
- × 疲労20万回後(異種回数)
- +
- z 疲労25万回後(異種回数)
- 最終載荷(0t~75t)

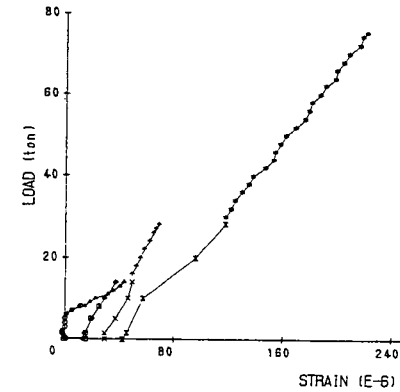
図-6.3.3 供試体FPの静的載荷データ (c) 荷重-たわみ角の関係



i) アンボンドPC鋼棒ゲージS-4

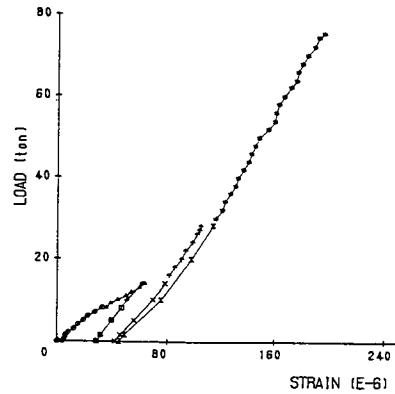


ii) アンボンドPC鋼棒ゲージS-5

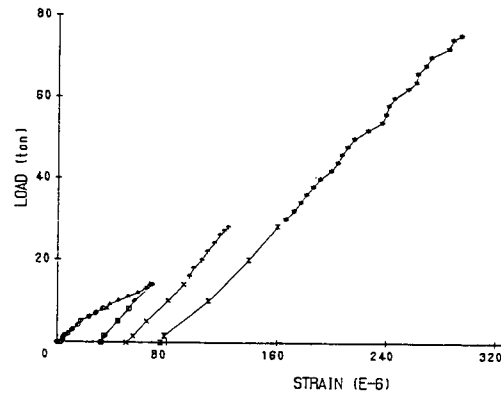


iii) アンボンドPC鋼棒ゲージS-6

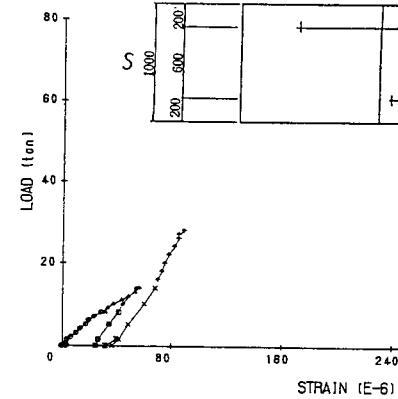
図-6.3.3 供試体FPの静的載荷データ (d) 荷重-アンボンドPC鋼棒ひずみの関係 (その1)



i) アンボンドPC鋼棒ゲージS-1



ii) アンボンドPC鋼棒ゲージS-2



iii) アンボンドPC鋼棒ゲージS-3

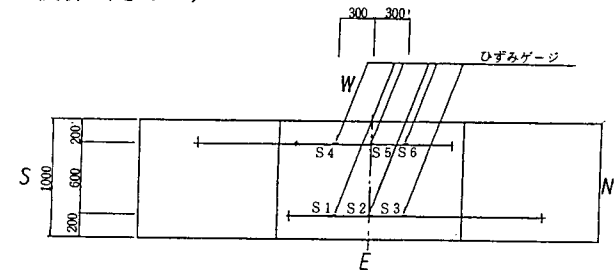
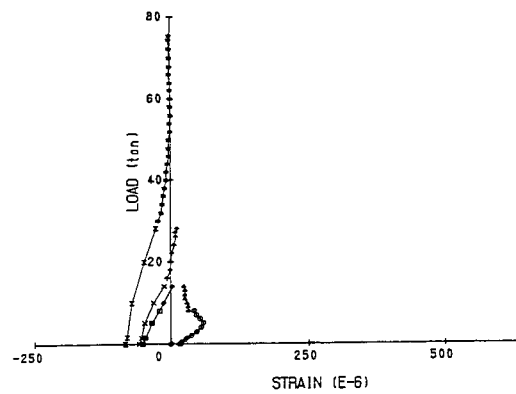
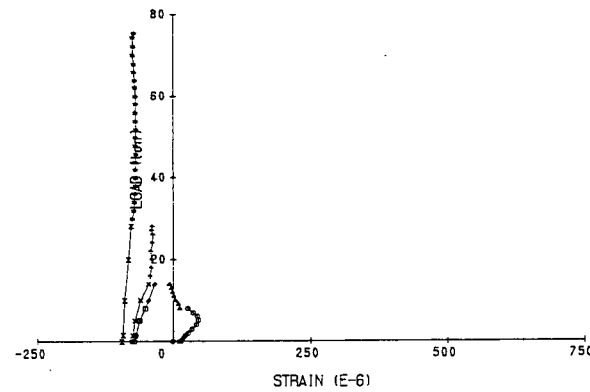


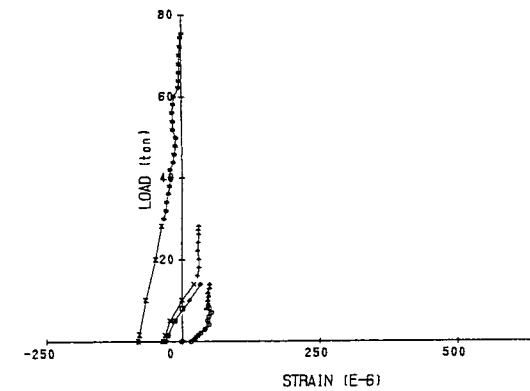
図-6.3.3 供試体FPの静的載荷データ (e) 荷重-アンボンドPC鋼棒ひずみの関係 (その2)



i) コンクリートゲージC-4 (表面)



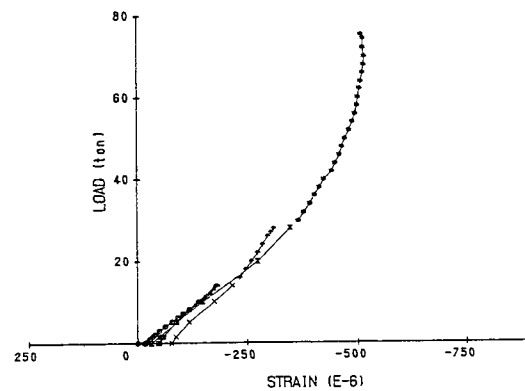
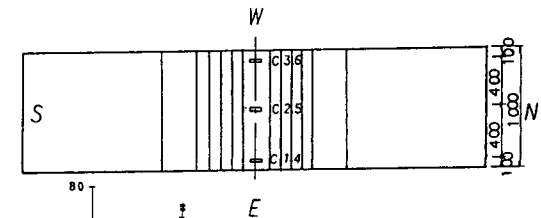
ii) コンクリートゲージC-5 (表面)



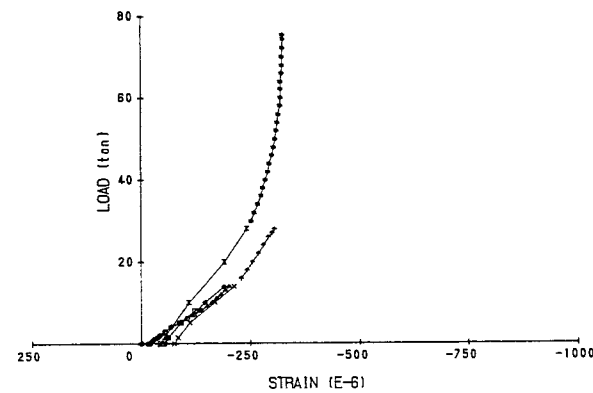
iii) コンクリートゲージC-6 (表面)

図-6.3.3 供試体F Pの静的載荷データ

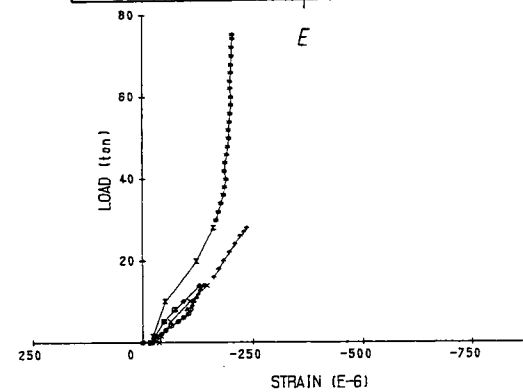
(f) 荷重-床版上面コンクリートひずみの関係



i) コンクリートゲージC-1 (埋込み)



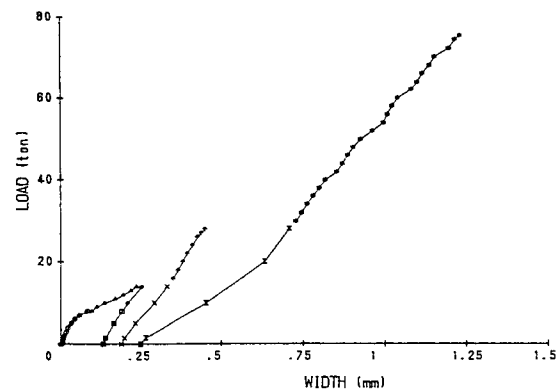
ii) コンクリートゲージC-2 (埋込み)



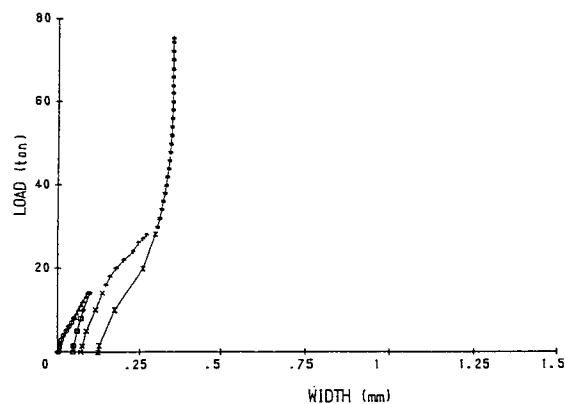
iii) コンクリートゲージC-3 (埋込み)

図-6.3.3 供試体F Pの静的載荷データ

(g) 荷重-床版内部コンクリートひずみの関係

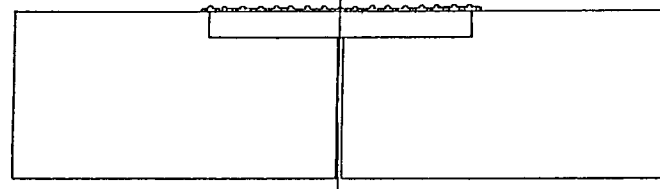


i) パイ型変位計PI-8



ii) パイ型変位計PI-10

側面図



平面図

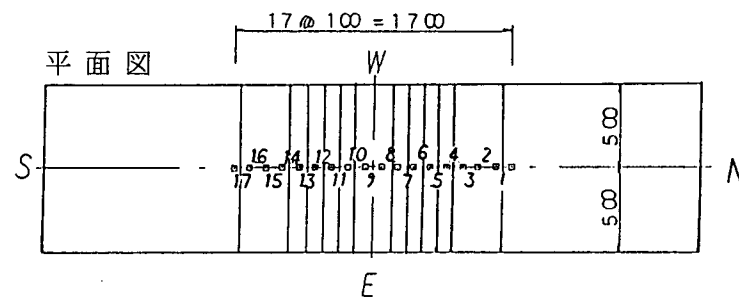


図-6.3.3 供試体FPの静的載荷データ (h) 荷重-ひびわれ幅の関係

(2) 疲労載荷

各供試体の疲労載荷前後の鉄筋やPC鋼棒のひずみおよびひびわれ幅を表-6.3.1に示す。供試体FRの疲労載荷前後の上限荷重時の値を比較すると、鉄筋のひずみが1.1倍程度、ひびわれ幅が1.2~1.3倍程度になっている。一方、供試体FPの疲労載荷前後の上限荷重時の値を比較すると、PC鋼棒のひずみが1.3~1.4倍程度、ひびわれ幅が1.3~2.1倍程度になっている。これらの結果より、疲労載荷による影響は供試体FRではほとんど見られず、供試体FPでは受けることが理解された。

表-6.3.1 疲労載荷前後の鋼材(鉄筋,アンボンドPC鋼棒) ひずみおよびひびわれ幅

供 試 体	疲労試験 載荷変位	荷重(ton)	静的試験時計測データ(疲労試験の前・後および後／前)					
			鋼材ひずみ(μ)			ひびわれ幅(mm)		
			疲労試験前	疲労試験後	後／前	疲労試験前	疲労試験後	後／前
F R (鉄 筋)	0.10 L ～0.35 L	0.0	207	242	1.17	0.10	0.16	1.60
		3.1(下限)	290	320	1.10	0.14	0.19	1.36
		8.5(上限)	445	503	1.13	0.21	0.28	1.33
	0.10 L ～0.60 L	0.0	246	300	1.22	0.16	0.23	1.44
		3.1(下限)	333	381	1.14	0.20	0.26	1.30
		15.0(上限)	704	777	1.10	0.38	0.45	1.18
	0.10 L ～1.10 L	0.0	266	365	1.37	0.25	0.40	1.60
		3.1(下限)	352	456	1.30	0.29	0.45	1.55
		32.0(上限)	1,201	1,338	1.11	0.75	0.93	1.24
	(1.81 L)	75.0	1,800			1.25		
		0.0	495			0.54		
	F P (PC鋼棒)	0.10 L ～0.35 L	0.0	17	32	1.88	0.05	0.13
1.5(下限)			20	34	1.70	0.06	0.14	2.33
8.0(上限)			36	52	1.44	0.09	0.19	2.11
0.10 L ～0.60 L		0.0	31	50	1.61	0.13	0.18	1.38
		1.5(下限)	35	55	1.57	0.14	0.19	1.36
		14.0(上限)	69	92	1.33	0.25	0.33	1.32
0.10 L ～1.10 L		0.0	51	75	1.47	0.19	0.24	1.26
		1.5(下限)	55	78	1.42	0.20	0.26	1.30
		28.0(上限)	124	160	1.29	0.45	0.71	1.58
(2.01 L)		75.0	294			1.23		
		0.0	119			0.50		

注) 計測位置 ;

供試体FR : 鋼材ひずみ(鉄 筋)=ゲージS 5, ひびわれ幅=パイ型変位計PI 6

供試体FP : 鋼材ひずみ(PC鋼棒)=ゲージS 2, ひびわれ幅=パイ型変位計PI 8

6. 3. 3 耐力

図-6.3.1,図-6.3.2,図-6.3.3および表-6.3.1より、いずれの供試体とも1.1L程度の変位を生じさせる荷重では、鋼材のひずみおよびひびわれ幅が小さく、また、1.8L~2L程度の変位を生じさせる荷重においても、破壊に至らないことが確認された。

6. 4 まとめ

ここでは、プレストレストコンクリート橋のノージョイント化を進める観点で、プレキャストげたの床版部のみを連結する2つの形式について実験的にその実用性を検討した。その結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 床版部を鉄筋のみによって連結した場合、床版部に生じるひびわれの幅は、連結鉄筋の応力度が1,600 kgf/cm²程度の時で0.5mm程度以下である。
- (2) 床版部を鉄筋のみによって連結した場合、 $L-20$ 荷重の1.1倍程度の荷重による変位を生じる荷重では、疲労載荷の影響を受けにくい。
- (3) 床版部をアンボンドPC鋼棒によって連結した場合、PC鋼棒のアンボンド加工とひびわれ誘導目地により、床版部に生じるひびわれを分散させる効果が期待でき、さらに、ひびわれ制御鉄筋とワイヤーメッシュを用いることにより、ひびわれ幅を小さくすることが可能である。
- (4) いずれの連結方式の場合にも、 $1.8L \sim 2L$ 程度の変位を生じさせる静的荷重に対しては十分な耐荷力を有している。

これらのことより、プレキャストげたの床版部のみを連結する2つの形式は、いずれも十分実用の可能性を有しているものと理解された。ただし、実橋に適用する場合には、床版に発生するひびわれの幅が、舗装に与える影響を別途検討する必要があることに注意が必要である。

7. あとがき

本研究では、プレキャスト連結げた橋に関する実橋調査、模型供試体を用いた静的載荷試験により、最終的な成果として「プレキャスト連結げた橋の設計・施工基準（案）」を作成した。今後、この基準（案）を基に、プレキャスト連結げた橋の設計・施工の基準の整備を図る予定である。

また、ノージョイント化工法に関する疲労試験の結果、考案したプレキャストげたの床版部のみを連結する2つの形式の実用性がかなり高いことが理解された。今後、実橋へのこれらの形式の試験的な適用を行い、これらの形式の実用性の確認を行う予定である。

最後に、実橋の調査に際してご協力を頂いた、近畿地方建設局大阪国道工事事務所、大阪府、富士見市、阪神高速道路公団、大阪府道路公社、埼玉県道路公社の関係各位に厚くお礼申し上げます。

8. 参考文献

(1) 設計施工基準等

- 1) (社)日本道路協会：「道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編」，1990年2月
- 2) (社)日本道路協会：「コンクリート道路橋設計便覧」，1985年10月
- 3) 阪神高速道路公団PC構造物検討委員会：「プレストレストコンクリート桁橋設計の手引(案)」，1986年4月
- 4) 近畿地方建設局滋賀国道工事事務所：「PCプレテンションT桁による連結連続桁設計の手引(案)」，1987年5月
- 5) 九州地方建設局：「土木工事設計要領，連結桁設計要領」，1989年4月
- 6) 阪神高速道路公団：「PC構造物標準図集」，1989年
- 7) 阪神高速道路公団：「設計基準第2部構造物設計基準（橋梁編）」，1990年6月
- 8) (社)プレストレストコンクリート建設業協会：「JISげたによるPC道路橋設計・製造便覧」，1991年2月

(2) 国内文献

- 9) 国広，朝倉，小笠原：「プレテンションPCけた橋連結部強度試験」，土木研究所資料第706号，1971年12月
- 10) (財)高速道路調査会道路技術研究部会橋梁構造研究委員会コンクリート構造分科会：「PCプレテンション桁橋の連結構造に関する研究報告書（昭和46年度）」，1972年1月
- 11) 鈴木，佐藤，山本：「連続PC活荷重合成桁模型実験」，プレストレストコンクリートVol.14, No.2, pp.18～23, 1972年4月
- 12) 大浜，小林：「プレキャストコンクリート連続合成ばりの力学的挙動に関する研究」，土木学会論文報告集第206号，pp.135～145, 1972年10月
- 13) 国広，朝倉，小笠原：「ポストテンションPC合成けた橋連結部強度試験」，土木研究所資料第792号，1973年1月
- 14) (財)高速道路調査会道路技術研究部会橋梁構造研究委員会コンクリート構造分科会：「PCポストテンション合成桁橋の連結構造に関する研究報告書（昭和47年度）」，1973年2月
- 15) 阪神高速道路公団，オリエンタルコンクリート㈱：「大阪堺線堺延伸工区プレテンション連結方式桁橋の連結部耐力試験報告書」，1975年3月
- 16) 阪神高速道路公団，(社)プレストレストコンクリート建設業協会「ポストテンション連結方式合成桁橋の連結部耐力試験報告書」，1976年3月
- 17) 阪神高速道路公団阪神高速道路協会構造研究委員会：「PC連結げた設計基準（案）に関する研究報告書」，1977年3月
- 18) (社)プレストレストコンクリート建設業協会：「PC連結桁について」，プレストレストコンクリート技術資料No.9

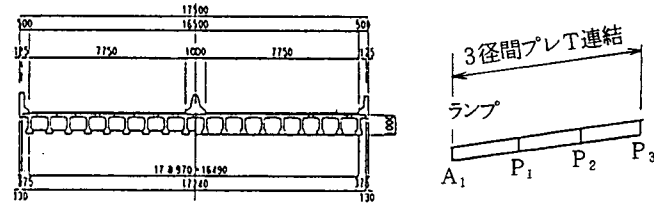
(3) 海外文献

- 19) "Precast Prestressed Concrete Bridges (高速道路調査会訳: P C 合成桁の実験と理論解析)", P C A Research and Development Laboratories, 1960.
- 20) "Ein Beitrag zur Lösung der Mitwirkenden Breite", Report of the Institute of Industrial Science the University of Tokyo, Vol.12, No.5, 1963.
- 21) "Betonierte Fahrbahnübergänge für Vorfabrizierte Brücken", Schweizerische Bauzeitung Heft 13, 1969.3
- 22) "Design of Continuous Highway Bridge with Precast Prestressed Concrete Girders", Journal of P.C.I.Vol.14, 1969.4

付 録

付録-1 プレキャスト連結げた橋の実橋調査の結果
(調査票・設計内容)

付表－1.1.1 プレキャスト連結た実橋調査表

橋 梁 名		A 橋		一般図 本線部 110径間 (3 @ 20, 2 @ 20が90% : 主桁本数 約 2,400本) 		
所 在 地		大阪府堺市平井				
管 理 者	a	路 線 名				
完 成 年	1990年	施 工 業 者	PC業者 12社			
調 査 日 時	1990年11月 ² / ₈ 日	調 査 者	連結桁委員会メンバー			
気 候	晴・晴	気 温				
調 査 項 目		P ₁	P ₂	P ₃	考 察 ・ 備 考	
中間 支 点 上 橋 面	舗装路面	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		段 差	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		排水の異常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	緑石・地覆	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	壁高欄外側, 地覆・内側にひびわれ有
		ズ レ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	中間支点部エラストイト
高 欄	曲り, 折れ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()		
中間 支 点 主 桁	後 打 部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	打 継 目	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	プレキャスト部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	支 承	変 形	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
中間 支 点	橋 脚	沈 下	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		損 傷	無・有 ()	無・有 (梁部左外側ひびわれ有)	無・有 ()	
端 支 点			A ₁	A		
	伸縮継手	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	舗 装	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	高 欄	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	支 承	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	橋 台	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
橋 梁 全 体						
補 修 履 歴						

付表-1.1.2 プレキャスト連結げたの設計内容

一般事項	橋 梁 名	A 橋				所 在 地	大阪府堺市			
	施 主	a				施 工 年 度	1990 年			
	桁 種 別	(プレテンション), ポストテンション				桁 形 状	(T) ホロー, ()			
適用の範囲	適 用 規 準	連結連続桁設計の手引 (滋賀国道)				道 路 規 格				
	支 間 割	3 @ 20.0		m		径 間 数	径間			
	幅 員 構 成	2 @ 7.75 (全幅17.5)		m		斜 角	度			
	平 面 線 形	R = ∞ m		桁の折れ角 =		度	勾 配	縦断	横断	%
	活 荷 重	(TL-20), TL-14, (TT43)				支 点 沈 下 量	10 mm			
材 料	連結部鉄筋材質	SD30				許容引張応力度	1800 kg/cm ²			
	連結部コンクリート	σ _{ck} = 350		kg/cm ²		横締PC鋼材種類	SWPR 19 1T19.3			
	ゴム支承の種類	RbD								
設計断面力	設計上の構造	(連続連結) 単純連結, 単純				解 析 方 法	格子桁, (異方性版)			
	クリープ2次力	加算, (不利) ()				支 承 の 評 価	(ばね支点) 剛支点			
	主 桁 断 面 力	(連続) 単純, 割増 ()				連結部の断面力	(連続) 低減 ()			
	連結部設計 モーメント t.m	活 (-)	活 (+)	橋 面	フルクリープ	自重クリープ	沈 下	温 度	他	
		-34.8	5.7	-21.6	(56.0)	(-27.7)	-16.8	(1.9)		
連結部の設計		負の曲げに対して				正の曲げに対して				
	圧 縮 抵 抗 幅	(桁下縁幅) その他 ()				(桁間隔) その他 ()				
	P C 部 の 設 計	RC, (PC) その他 ()				RC, (PC) その他 ()				
	連結鉄筋の配置	D25, 2段, 12本, 間隔100 mm				D19, 2段, 8本, 間隔170 mm				
	計 算 応 力 度	鉄筋1625, コンクリート 116 kg/cm ²				鉄筋1706, コンクリート 33 kg/cm ²				
	曲げ破壊安全度	1.428								
連結部構造	切り欠き部長さ	0.7		m		切り欠き部高さ	0.135 m			
	連 結 横 桁 幅	1.7		m		桁 端 部 間 隔	0.2 m			
	横締PC鋼材本数	8				横桁導入応力度	10 kg/cm ²			
支 承	ば ね 定 数	280		t/cm		支 承 厚 さ	m			
	支 承 寸 法	300 × 200 × 35, 300 × 300 × 56 300 × 300 × 56, ネオスライド沓		mm		支 圧 応 力 度	~ kg/cm ²			
	水平力分散方法	支承, (アウターボルト) ()				計 算 移 動 量	常時13.75, 0, 14, 27.76mm			
その他	余 盛 り 量	30 mm								
	主桁PC鋼材配置	(バンドアッパ) ポストコントロール, 曲げ上げ				, 曲げ上げ				
備 考										

付表-1.2.1 プレキャスト連結げた実橋調査表

橋 梁 名	B 橋			一般図												
所 在 地	大阪府泉大津市穴田															
管 理 者	b	路 線 名														
完 成 年	1983年	施 工 業 者	日鋼, FPS, 安部, 昭和, NPS, PS													
調 査 日 時	1990年11月 ² / ₈ 日	調 査 者	連結桁委員会メンバー													
気 候	晴・晴	気 温														
調 査 項 目		P ₁		P ₂		P ₄		考 察 ・ 備 考								
中間支点上橋面	舗装路面	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	 ひびわれは、下端よりの発生とは限定されず、中間での発生、上端よりの発生等不足										
		段 差	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()											
		排水の異常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()											
	緑石・地覆	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()											
		ズ レ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()											
高 欄	曲り、折れ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()												
中間支点主桁	後 打 部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	 壁高欄外側・後打部のひびわれ及び水切部 () より										
	打 継 目	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()											
	プレキャスト部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()											
	支 承	変 形	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()											
中間支点	橋 脚	沈 下	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	伸縮継手箇所目地部よりの遊離石灰漏出が顕著										
		損 傷	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()											
端 支 点			A ₁	P ₃												
	伸縮継手	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()											
	舗 装	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()											
	高 欄	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()											
	支 承	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()											
橋 台	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()												
橋 梁 全 体																
補 修 履 歴																

付表-1.2.2 プレキャスト連結げたの設計内容

一般事項	橋 梁 名	B 橋				所 在 地	大阪府泉大津市			
	施 主	b				施 工 年 度	1983 年			
	桁 種 別	(プレテンション) ポストテンション				桁 形 状	(T) ホロー, ()			
適用の範囲	適 用 規 準					道 路 規 格				
	支 間 割	19.275+19.060		m		径 間 数	2			径間
	幅 員 構 成	2 @ 7.750		m		斜 角	90			度
	平 面 線 形	R = ∞ m		桁の折れ角 =		度	勾 配	縦断 横断 2 %		
	活 荷 重	(TL-20) TL-14, TT43					支 点 沈 下 量	mm		
材 料	連結部鉄筋材質	SD30				許容引張応力度	1,800 kg/cm ²			
	連結部コンクリート	σ _{ck} = 300		kg/cm ²		横締PC鋼材種類	1T19.3			
	ゴム支承の種類	R b D								
設計断面力	設計上の構造	連続連結, 単純連結, 単純				解 析 方 法	格子桁, 異方性版			
	クリープ2次力	加算, 不利 ()				支 承 の 評 価	ばね支点, 剛支点			
	主 桁 断 面 力	連続, 単純, 割増 ()				連結部の断面力	連続, 低減 ()			
	連結部設計モーメント t.m	活 (-)	活 (+)	橋 面	フルクリープ	自重クリープ	沈 下	温 度	他	
連結部の設計		負の曲げに対して				正の曲げに対して				
	圧 縮 抵 抗 幅	桁下縁幅, その他 ()				桁間隔, その他 ()				
	P C 部の設計	RC, PC, その他 ()				RC, PC, その他 ()				
	連結鉄筋の配置	D	段,	本, 間隔	mm	D	段,	本, 間隔	mm	
	計 算 応 力 度	鉄筋	,	コンクリート	kg/cm ²	鉄筋	,	コンクリート	kg/cm ²	
	曲げ破壊安全度									
連結部構造	切り欠き部長さ	0.5		m		切り欠き部高さ	0.125 m			
	連 結 横 桁 幅	1.300		m		桁 端 部 間 隔	0.2 m			
	横締PC鋼材本数	6				横桁導入応力度	kg/cm ²			
支 承	ば ね 定 数			t/cm		支 承 厚 さ	m			
	支 承 寸 法	300 × 200 × 56, 300 × 300 × 26		mm		支 圧 応 力 度	~ kg/cm ²			
	水平力分散方法	支承, (アッカーリット) ()				計 算 移 動 量	常時 mm			
その他	余 盛 り 量	50		mm						
	主桁PC鋼材配置	(ベンドアップ) (ベンドコントロール)		曲げ上げ		, 曲げ上げ				
備 考										

付表-1.3.1 プレキャスト連結げた実橋調査表

橋 梁 名	C 橋			一般図	2径間 プレT連結 2径間 プレT連結 3径間 プレT連結 3径間 プレT連結 3径間 プレT連結 2径間 プレT連結 PC 極東 興和 住友 ドービー OKK A₂ P₁₅ P₁₄ P₁₃ P₁₂ P₁₁ P₁₀ P₉ P₈ P₇ P₆ P₅ P₄ P₃ P₂ P₁ A₁														
所 在 地	大阪府岸和田市中井町																		
管 理 者	b	路 線 名																	
完 成 年	1984年	施 工 業 者	OKK, ドービー, 住友, 興和, 極東, PC																
調 査 日 時	1990年11月 ² / ₈ 日	調 査 者	連結桁委員会メンバー																
気 候	晴・晴	気 温																	
調 査 項 目		P ₁	P ₃	P ₄	考 察 ・ 備 考														
中間支点上橋面	舗装路面	クラック	(無)・有 ()	(無)・有 ()	(無)・有 ()														
		段 差	(無)・有 ()	(無)・有 ()	(無)・有 ()														
		排水の異常	(無)・有 ()	(無)・有 ()	(無)・有 ()														
	緑石・地覆	クラック	無・(有) ()	無・(有) ()	無・(有) ()	ひびわれ・遊離石灰の状況は泉大津高架橋にはほぼ同じ													
		ズ レ	(無)・有 ()	(無)・有 ()	(無)・有 ()														
高 欄	曲り, 折れ	(無)・有 ()	(無)・有 ()	(無)・有 ()															
中間支点主桁	後 打 部	クラック	無・(有) ()	無・(有) ()	無・(有) ()														
	打 継 目	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	プレキャスト部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	支 承	変 形	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
中間支点	橋 脚	沈 下	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
		損 傷	無・(有) (ヒビワレ有 (梁部))	無・有 ()	無・有 ()														
端 支 点	A ₁		A																
	伸縮継手	異 常	(無)・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	舗 装	異 常	(無)・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	高 欄	異 常	(無)・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	支 承	異 常	(無)・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	橋 台	異 常	(無)・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
橋 梁 全 体																			
補 修 履 歴																			

付表ー1.3.2 プレキャスト連結げたの設計内容

一般事項	橋 梁 名	C 橋			所 在 地	大阪府岸和田市			
	施 主	b			施 工 年 度	1984 年			
	桁 種 別	(プレテンション) ポストテンション			桁 形 状	(T) ホロー, ()			
適用の範囲	適 用 規 準	設計便覧 (案) 近畿地建			道 路 規 格				
	支 間 割	3 @ 19.500 = 58.500 m			径 間 数	3 径間			
	幅 員 構 成	2 @ 7.75 (全幅17.30) m			斜 角	89° 51' 10" 度			
	平 面 線 形	R = A500 m 桁の折れ角 = 度			勾 配	縦断V.C.L3.0%, 横断1.5%			
	活 荷 重	(TL-20), TL-14, TT43			支 点 沈 下 量	mm			
材 料	連結部鉄筋材質	SD30			許容引張応力度	1,800 kg/cm ²			
	連結部コンクリート	$\sigma_{ck} = 300$ kg/cm ²			横締PC鋼材種類	SWPR 19 1T19.3			
	ゴム支承の種類	RbD							
設計断面力	設計上の構造	(連続連結) 単純連結, 単純			解 析 方 法	格子桁, (異方性版)			
	クリープ2次力	加算, 不利 ()			支 承 の 評 価	(ばね支点) 剛支点			
	主 桁 断 面 力	(連続) 単純, 割増 ()			連結部の断面力	(連続) 低減 ()			
	連結部設計モーメント t.m	活 (-)	活 (+)	橋 面	フルクリープ	自重クリープ	沈 下	温 度	他
連結部の設計		負の曲げに対して			正の曲げに対して				
	圧 縮 抵 抗 幅	(桁下縁幅) その他 ()			(桁間隔) その他 ()				
	P C 部 の 設 計	RC, (PC) その他 ()			RC, (PC) その他 ()				
	連結鉄筋の配置	D22, 2段, 12本, 間隔 100 mm			D16, 1段, 6本, 間隔 110 mm				
	計 算 応 力 度	鉄筋 , コンクリート kg/cm ²			鉄筋 , コンクリート kg/cm ²				
	曲げ破壊安全度								
連結部構造	切り欠き部長さ	0.60 m			切り欠き部高さ	0.180 m			
	連結横桁幅	1.50 m			桁 端 部 間 隔	0.20 m			
	横締PC鋼材本数	6 本			横桁導入応力度	kg/cm ²			
支 承	ば ね 定 数	t/cm			支 承 厚 さ	m			
	支 承 寸 法	300 × 200 × 56 (ネオスライド沓) 300 × 200 × 26, 300 × 200 × 56 mm			支 圧 応 力 度	~ kg/cm ²			
	水平力分散方法	支承, (アウター) ()			計 算 移 動 量	常時 mm			
その他	余 盛 り 量	mm							
	主桁PC鋼材配置	(バンドアッパ) ポストコントロール, 曲げ上げ , 曲げ上げ							
備 考									

付表-1.4.1 プレキャスト連結げた実橋調査表

橋 梁 名	D 橋			一 般 図	3径間 プレT連結 3径間 プレT連結 3径間 プレT連結 2径間 プレT連結 3径間 プレT連結 3径間 プレT連結 住友 興和 PC 極東 ドービー OKK A₂ P₁₇ P₁₆ P₁₅ P₁₄ P₁₃ P₁₂ P₁₁ P₁₀ P₉ P₈ P₇ P₆ P₅ P₄ P₃ P₂ P₁ A₁														
所 在 地	大阪府岸和田市土生町																		
管 理 者	b	路 線 名																	
完 成 年	1982年	施 工 業 者	OKK, ドービー, 極東, PC, 興和, 住友																
調 査 日 時	1990年11月 ² / ₈ 日	調 査 者	連結桁委員会メンバー																
気 候	晴・晴	気 温																	
調 査 項 目		P ₁	P ₂	P ₃	考 察 ・ 備 考														
中間支点上橋面	舗装路面	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
		段 差	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
		排水の異常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	緑石・地覆	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
		ズ レ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	ひびわれ・遊離石灰の状況は泉大津高架橋にはほぼ同じ													
高 欄	曲り, 折れ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()															
中間支点主桁	後 打 部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	打 継 目	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	プレキャスト部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	支 承	変 形	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
中間支点	橋 脚	沈 下	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
		損 傷	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
端 支 点			A ₁	A															
	伸縮継手	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	舗 装	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	高 欄	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	支 承	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
	橋 台	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()														
橋 梁 全 体																			
補 修 履 歴																			

付表-1.4.2 プレキャスト連結げたの設計内容

一般事項	橋 梁 名	D 橋				所 在 地	大阪府岸和田市			
	施 主	b				施 工 年 度	1982 年			
	桁 種 別	(プレテンション) ポストテンション				桁 形 状	(T) ホロー, ()			
適用の範囲	適 用 規 準	設計便覧(案)近畿地建				道 路 規 格				
	支 間 割	3 @21.600=64.800 m				径 間 数	3 径間			
	幅 員 構 成	2 @ 7.75 (全幅17.30) m				斜 角	89° 34' 16" 度			
	平 面 線 形	R=A400 m 桁の折れ角= 度				勾 配	縦断V.C.L3.46%, 横断2.0%			
	活 荷 重	(TL-20), TL-14, TT43				支 点 沈 下 量	mm			
材 料	連結部鉄筋材質	SD30				許容引張応力度	1.800 kg/cm ²			
	連結部コンクリート	$\sigma_{ck}=300$ kg/cm ²				横締PC鋼材種類	SWPR 19 1T19.3			
	ゴム支承の種類	RbD								
設計断面力	設計上の構造	(連続連結) 単純連結, 単純				解 析 方 法	格子桁, (異方性版)			
	クリープ2次力	加算, 不利 ()				支 承 の 評 価	(ばね支点) 剛支点			
	主桁断面力	(連続) 単純, 割増 ()				連結部の断面力	(連続) 低減 ()			
	連結部設計モーメント t.m	活 (-)	活 (+)	橋 面	フルクリフ	自重クリフ	沈 下	温 度	他	
連結部の設計		負の曲げに対して				正の曲げに対して				
	圧縮抵抗幅	(桁下縁幅) その他 ()				(桁間隔) その他 ()				
	PC部の設計	RC, (PC) その他 ()				RC, (PC) その他 ()				
	連結鉄筋の配置	D22, 1段, 10本, 間隔 100 mm				D16, 1段, 7本, 間隔 90 mm				
	計算応力度	鉄筋 , コンクリート kg/cm ²				鉄筋 , コンクリート kg/cm ²				
	曲げ破壊安全度									
連結部構造	切り欠き部長さ	0.65 m				切り欠き部高さ	0.195 m			
	連結横桁幅	1.600 m				桁端部間隔	0.20 m			
	横締PC鋼材本数	6 本				横桁導入応力度	kg/cm ²			
支 承	ばね定数	t/cm				支 承 厚 さ	m			
	支 承 寸 法	300×200×56, 300×300×56 mm 300×300×26, 356/300×270/200×60 (ネオスライド沓)				支 圧 応 力 度	~ kg/cm ²			
	水平力分散方法	支承, (アウター) ()				計 算 移 動 量	常時 mm			
その他	余 盛 り 量	mm								
	主桁PC鋼材配置	(バンドリブ) ポストコントロール, 曲げ上げ , 曲げ上げ								
備 考										

付表-1.5.1 プレキャスト連結げた実橋調査表

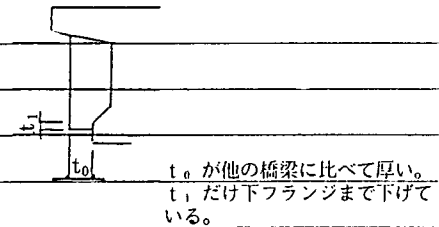
橋 梁 名	E 橋			一 般 図		
所 在 地	大阪府貝塚市脇浜					
管 理 者	c	路 線 名				
完 成 年	1988年	施 工 業 者	極東, PC, 安部			
調 査 日 時	1990年11月2日	調 査 者	PS: 蔵本, PC: 山本, OKK: 松永			
気 候	晴	気 温				
調 査 項 目		P ₃	P ₅	P ₈	考 察 ・ 備 考	
中間 支点 上 橋 面	舗装路面	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		段 差	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		排水の異常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	縁石・地覆	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	一部縁石にもクラック有
		ズ レ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	高 欄	曲り, 折れ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
中間 支点 主 桁	後 打 部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	打 継 目	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	プレキャスト部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	支 承	変 形	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
中間 支点	橋 脚	沈 下	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		損 傷	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
端 支 点			A	A ₂		
	伸縮継手	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	舗 装	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	高 欄	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	支 承	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	橋 台	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
橋 梁 全 体						
補 修 履 歴						

付表-1.5.2 プレキャスト連結げたの設計内容

一般事項	橋 梁 名	E 橋				所 在 地	大阪府貝塚市			
	施 主	c				施 工 年 度	1988 年			
	桁 種 別	(プレテンション) ポストテンション				桁 形 状	(T) ホロー, ()			
適用の範囲	適 用 規 準	PCプレテンション桁の連結構造に関する研究報告書 (S46年度)				道 路 規 格	第4種1級			
	支 間 割	20.275+20.200+20.275 m				径 間 数	3 径間			
	幅 員 構 成	2@10.500 (全幅23.0) m				斜 角	90 度			
	平 面 線 形	R = ∞ m 桁の折れ角 = 度				勾 配	縦断3.645~0.550 横断2.0%			
	活 荷 重	(TL-20), TL-14, TT43				支 点 沈 下 量	10 mm			
材 料	連結部鉄筋材質	SD30				許容引張応力度	1,800 kg/cm ²			
	連結部コンクリート	σ _{ck} = 300 kg/cm ²				横締PC鋼材種類	SWPR 19 1T19.3			
	ゴム支承の種類	RdD								
設計断面力	設計上の構造	(連続連結) 単純連結, 単純				解 析 方 法	格子桁, (異方性版)			
	クリープ2次力	加算, (不利) ()				支 承 の 評 価	(ばね支点) 剛支点			
	主 桁 断 面 力	(連続) 単純, 割増 ()				連結部の断面力	連続, 低減 ()			
	連結部設計モーメント t.m	活 (-)	活 (+)	橋 面	フルクリープ	自重クリープ	沈 下	温 度	他	
	-30.086	6.867	-19.115	(27.119)		-13.906	(1.067)			
連結部の設計		負の曲げに対して				正の曲げに対して				
	圧 縮 抵 抗 幅	(桁下縁幅) その他 ()				(桁間隔) その他 ()				
	P C 部 の 設 計	RC, (PC) その他 ()				RC, (PC) その他 ()				
	連結鉄筋の配置	D22, 2段, 11本, 間隔 125 mm				D22, 2段, 6本, 間隔 114 mm				
	計 算 応 力 度	鉄筋1776, コンクリート 97 kg/cm ²				鉄筋1730, コンクリート 97 kg/cm ²				
	曲げ破壊安全度	1.170								
連結部構造	切り欠き部長さ	0.600 m				切り欠き部高さ	0.125 m			
	連結横桁幅	1.500 m				桁端部間隔	0.200 m			
	横締PC鋼材本数	6 本				横桁導入応力度	10 kg/cm ²			
支 承	ば ね 定 数	280 t/cm				支 承 厚 さ	m			
	支 承 寸 法	300×200×48, 300×250×48 mm 356/300×240/170×18/42 スライド杏				支 圧 応 力 度	~ kg/cm ²			
	水平力分散方法	支承, (7/カーボット) ()				計 算 移 動 量	常時14.5, 0, 14.7, 29.2mm			
その他	余 盛 り 量	70 mm								
	主桁PC鋼材配置	(バンドアップ) ボンドコントロール, 曲げ上げ, 曲げ上げ								
備 考										

付表-1.6.1 プレキャスト連結げた実橋調査表

橋 梁 名		F 橋		一 般 図		
所 在 地		大阪府堺市北波止町				
管 理 者	d	路 線 名				
完 成 年	1984年	施 工 業 者	安 部 工 業 所			
調 査 日 時	1990年11月8日	調 査 者	連結桁委員会メンバー			
気 候	晴	気 温				
調 査 項 目		P ₁	P ₂	P	考 察 ・ 備 考	
中間支点上橋面	舗装路面	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		段 差	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		排水の異常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	縁石・地覆	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		ズ レ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	他の橋梁と異なり、後打部のひびわれは小さく、遊離石灰も
高 欄	曲り, 折れ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	認められない。	
中間支点主桁	後 打 部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	打 継 目	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	プレキャスト部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	支 承	変 形	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
中間支点	橋 脚	沈 下	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
		損 傷	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
端 支 点			A ₁	A		
	伸縮継手	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	舗 装	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	高 欄	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
	支 承	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	
橋 台	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()		
	橋 梁 全 体					
補 修 履 歴						



付表-1.6.2 プレキャスト連結げたの設計内容

一般事項	橋 梁 名	F 橋				所 在 地	大阪府堺市			
	施 主	d				施 工 年 度	1983 年			
	桁 種 別	(プレテンション) ポストテンション				桁 形 状	(T) ホロー, ()			
適用の範囲	適 用 規 準					道 路 規 格				
	支 間 割	本線 2@19.250+(2@19.250+19.200) ランプ 2@ {2@2@19.250+(2@19.250+19.200)}				径 間 数	19 径間			
	幅 員 構 成	本線部 2@7.000 (全幅16.00) m ランプ部 5.500 (全幅 6.50)				斜 角	90 度			
	平 面 線 形	R = ∞ m 桁の折れ角 = 度				勾 配	縦断2.77~1.85% 横断2% ランプ 7%			
	活 荷 重	(TL-20), TL-14, TT43				支 点 沈 下 量	mm			
材 料	連結部鉄筋材質	SD30				許容引張応力度	1,800 kg/cm ²			
	連結部コンクリート	$\sigma_{ck} = 300$ kg/cm ²				横締PC鋼材種類	1T19.3			
	ゴム支承の種類	RbD								
設計断面力	設計上の構造	連続連結, 単純連結, 単純				解 析 方 法	格子桁, 異方性版			
	クリープ2次力	加算, 不利 ()				支 承 の 評 価	ばね支点, 剛支点			
	主 桁 断 面 力	連続, 単純, 割増 ()				連結部の断面力	連続, 低減 ()			
	連結部設計 モーメント t.m	活 (-)	活 (+)	橋 面	フルクリープ	自重クリープ	沈 下	温 度	他	
連結部の設計		負の曲げに対して				正の曲げに対して				
	圧 縮 抵 抗 幅	桁下縁幅, その他 ()				桁間隔, その他 ()				
	P C 部 の 設 計	RC, PC, その他 ()				RC, PC, その他 ()				
	連結鉄筋の配置	D22, 段, 12本, 間隔 100 mm				D , 段, 本, 間隔 mm				
	計 算 応 力 度	鉄筋 , コンクリート kg/cm ²				鉄筋 , コンクリート kg/cm ²				
	曲げ破壊安全度									
連結部構造	切り欠き部長さ	0.5 m				切り欠き部高さ	0.125 m			
	連結横桁幅	1.300 m				桁端部間隔	0.2 m			
	横締PC鋼材本数	6 本				横桁導入応力度	kg/cm ²			
支 承	ば ね 定 数	t/cm				支 承 厚 さ	m			
	支 承 寸 法	300 × 200 × 56, 300 × 200 × 26 mm 280 × 280 × 80				支 圧 応 力 度	~ kg/cm ²			
	水平力分散方法	支承, (ソカ-ボルト) ()				計 算 移 動 量	常時 mm			
その他	余 盛 り 量	50 mm								
	主桁PC鋼材配置	(バンドアップ), (バンドコントロール) 曲げ上げ				, 曲げ上げ				
備考										

付表-1.7.1 プレキャスト連結げた実橋調査表

橋 梁 名		G 橋		一 般 図	3径間プレT連結 3径間ポスト連結 3径間プレT連結			
所 在 地		埼玉県川越市木野目地内						
管 理 者	e	路 線 名						
完 成 年	1980年	施 工 業 者	日本鋼弦, 興和					
調 査 日 時	1991年2月8日	調 査 者	連結桁委員会メンバー					
気 候	晴	気 温						
調 査 項 目		P ₁	P ₅ (ポステン部)	P ₉	考 察 ・ 備 考			
中間支点上橋面	舗装路面	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()			
		段 差	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()			
		排水の異常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()			
	縁石・地覆	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	・ 支点上地覆, 高欄の縁切目地は下端までカットしているので、クラ		
		ズ レ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	ックはなく、関西地区のような遊離石灰はでていない。		
高 欄	曲り, 折れ	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	・ P ₂ ~P ₃ ~P ₄ 県道上壁高欄に設置された落下物防止網からのサビが外面に流れきたない。 ・ プレテン部は後打ち部にひびわれ発生。ポステン部は後打ち部なしスッキリした外観。			
中間支点主桁	後 打 部	クラック	無・有 ()	無・有 (側面後打突起無)	無・有 ()			
	打 継 目	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()			
	プレキャスト部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	・ 耳桁のソリの連続が目立つ。		
	支 承	変 形	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()			
中間支点	橋 脚	沈 下	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	・ 橋脚に取り付けられた排水受け桧に鳥の巣状に植物が繁殖。		
		損 傷	無・有 (張出し梁端面クラック)	無・有 ()	無・有 ()			
端 支 点			A ₁	A ₂				
	伸縮継手	異 常	無・有 (カットジョイント陥没)	無・有 (カットジョイント陥没)	無・有 ()			
	舗 装	異 常	無・有 (パラペット背面陥没)	無・有 (パラペット背面陥没)	無・有 ()			
	高 欄	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()			
	支 承	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()			
	橋 台	異 常	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()			
橋 梁 全 体								
補 修 履 歴								

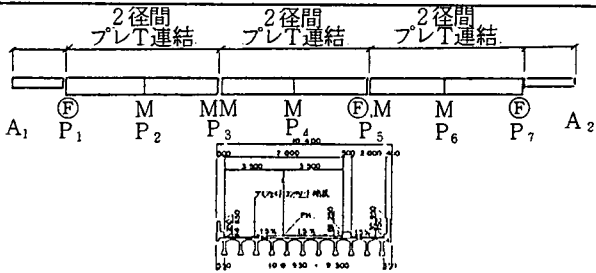
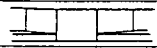
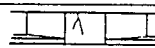
付表-1.7.2 プレキャスト連結げたの設計内容

一般事項	橋 梁 名	G 橋				所 在 地	埼玉県川越市			
	施 主	e				施 工 年 度	1980 年			
	桁 種 別	プレテンション, ポストテンション				桁 形 状	㊦ ホロー, ()			
適用の範囲	適 用 規 準					道 路 規 格	第3種2級			
	支 間 割	3 @ 21.0 m				径 間 数	3 径間			
	幅 員 構 成	2 @ 7.25 m				斜 角	90 度			
	平 面 線 形	R = ∞ m 桁の折れ角 = 度				勾 配	縦断 横断 2.0 %			
	活 荷 重	TL-20, TL-14, TT43				支 点 沈 下 量	mm			
材 料	連結部鉄筋材質					許容引張応力度	kg/cm ²			
	連結部コンクリート	σ _{ck} = kg/cm ²				横締PC鋼材種類				
	ゴム支承の種類									
設計断面力	設計上の構造	連続連結, 単純連結, 単純				解 析 方 法	格子桁, 異方性版			
	クリープ2次力	加算, 不利 ()				支 承 の 評 価	ばね支点, 剛支点			
	主 桁 断 面 力	連続, 単純, 割増 ()				連結部の断面力	連続, 低減 ()			
	連結部設計モーメント t.m	活 (-)	活 (+)	橋 面	フルクリープ	自重クリープ	沈 下	温 度	他	
連結部の設計		負の曲げに対して				正の曲げに対して				
	圧 縮 抵 抗 幅	桁下縁幅, その他 ()				桁間隔, その他 ()				
	P C 部の設計	RC, PC, その他 ()				RC, PC, その他 ()				
	連結鉄筋の配置	D , 段, 本, 間隔 mm				D , 段, 本, 間隔 mm				
	計 算 応 力 度	鉄筋 , コンクリート kg/cm ²				鉄筋 , コンクリート kg/cm ²				
	曲げ破壊安全度									
連結部構造	切り欠き部長さ	m				切り欠き部高さ	m			
	連結横桁幅	m				桁 端 部 間 隔	m			
	横締PC鋼材本数					横桁導入応力度	kg/cm ²			
支 承	ば ね 定 数	t/cm				支 承 厚 さ	m			
	支 承 寸 法	mm				支 圧 応 力 度	~ kg/cm ²			
	水平力分散方法	支承, フォーカスト ()				計 算 移 動 量	常時 mm			
その他	余 盛 り 量	mm								
	主桁PC鋼材配置	バンドアップ, ボンドコントロール, 曲げ上げ , 曲げ上げ								
備 考										

付表-1.7.3 プレキャスト連結桁の設計内容

一般事項	橋 梁 名	G 橋				所 在 地	埼玉県川越市			
	施 主	e				施 工 年 度	1980 年			
	桁 種 別	プレテンション, (ポストテンション)				桁 形 状	(T) ホロー, ()			
適用の範囲	適 用 規 準					道 路 規 格	第3種2級			
	支 間 割	27.008 + 2 @ 21.8 m				径 間 数	3 径間			
	幅 員 構 成	2 @ 7.25 m				斜 角	90 度			
	平 面 線 形	R = ∞ m 桁の折れ角 = 度				勾 配	縦断 横断 2.0 %			
	活 荷 重	(TL-20), TL-14, TT43				支 点 沈 下 量	mm			
材 料	連結部鉄筋材質					許容引張応力度	kg/cm ²			
	連結部コンクリート	$\sigma_{ck} =$ kg/cm ²				横縮PC鋼材種類				
	ゴム支承の種類									
設計断面力	設計上の構造	連続連結, 単純連結, 単純				解 析 方 法	格子桁, 異方性版			
	クリープ2次力	加算, 不利 ()				支 承 の 評 価	ばね支点, 剛支点			
	主 桁 断 面 力	連続, 単純, 割増 ()				連結部の断面力	連続, 低減 ()			
	連結部設計 モーメント t.m	活 (-)	活 (+)	橋 面	フルクリフ	自重クリフ	沈 下	温 度	他	
連結部の設計		負の曲げに対して				正の曲げに対して				
	圧 縮 抵 抗 幅	桁下縁幅, その他 ()				桁間隔, その他 ()				
	P C 部 の 設 計	RC, PC, その他 ()				RC, PC, その他 ()				
	連結鉄筋の配置	D , 段, 本, 間隔 mm				D , 段, 本, 間隔 mm				
	計 算 応 力 度	鉄筋 , コンクリート kg/cm ²				鉄筋 , コンクリート kg/cm ²				
	曲げ破壊安全度									
連結部構造	切り欠き部長さ	m				切り欠き部高さ	m			
	連 結 横 桁 幅	m				桁 端 部 間 隔	m			
	横縮PC鋼材本数					横桁導入応力度	kg/cm ²			
支 承	ば ね 定 数	t/cm				支 承 厚 さ	m			
	支 承 寸 法	mm				支 圧 応 力 度	~ kg/cm ²			
	水平力分散方法	支承, アソカ-リット ()				計 算 移 動 量	常時 mm			
そ の 他	余 盛 り 量	mm								
	主桁PC鋼材配置	バンドアップ, ポンドコントロール 曲げ上げ , 曲げ上げ								
備 考										

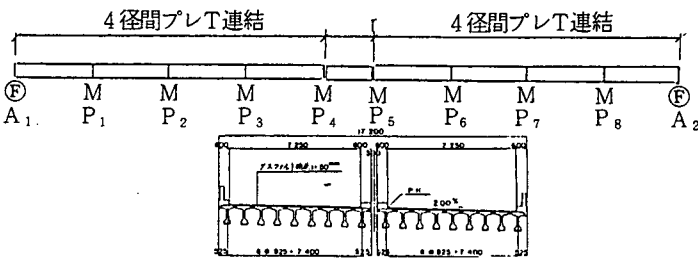
付表-1.8.1 プレキャスト連結げた実橋調査表

橋 梁 名		H橋		一 般 図			
所 在 地		埼玉県上福岡市					
管 理 者		f	路 線 名				
完 成 年		1981年	施 工 業 者				ピーエス・コンクリート
調 査 日 時		1991年2月8日	調 査 者				連結桁委員会メンバー
気 候		晴	気 温				
調 査 項 目		P ₂		P ₄	P ₆	考 察 ・ 備 考	
中間 支 点 上 橋 面	舗装路面	クラック	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
		段 差	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
		排水の異常	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
	緑石・地覆	クラック	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	・桁伸縮部地覆ウレタン切断
		ズ レ	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
高 欄	曲り、折れ	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	・P ₃ ～P ₅ 本線上壁高欄に設置された落下物防止網からのサビが外面に流れきたない。	
中間 支 点 主 桁	後 打 部	クラック	無・有 ()	無・有 ()	無・有 ()	・プレテン桁は支点拡幅有で、後打突起は桁下まであるタイプ。ひびわれは発生しているところもあるが、全体には少ない。	
	打 継 目	クラック	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
	プレキャスト部	クラック	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
	支 承	変 形	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
中間 支 点	橋 脚	沈 下	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
		損 傷	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
端 支 点			A ₁		A ₂		
	伸縮継手	異 常	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
	舗 装	異 常	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
	高 欄	異 常	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
	支 承	異 常	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
	橋 台	異 常	無・有 ()		無・有 ()	無・有 ()	
橋 梁 全 体							
補 修 履 歴							

付表-1.8.2 プレキャスト連結げたの設計内容

一般事項	橋 梁 名	H 橋			所 在 地		埼玉県上福岡市	
	施 主	e			施 工 年 度		1981 年	
	桁 種 別	⑦レテンション, ポストテンション			桁 形 状		① ホロー, ()	
適用の範囲	適 用 規 準				道 路 規 格		第3種2級	
	支 間 割	2@21.0 m			径 間 数		2 径間	
	幅 員 構 成	7.0 (車道), 2.0 (歩道) m			斜 角		63 度	
	平 面 線 形	R = ∞ m 桁の折れ角 = 度			勾 配		縦断 横断 1.5 %	
	活 荷 重	①TL-20, TL-14, TT43			支 点 沈 下 量		mm	
材 料	連結部鉄筋材質				許容引張応力度		kg/cm ²	
	連結部コンクリート	σ _{ck} = kg/cm ²			横締PC鋼材種類			
	ゴム支承の種類							
設計断面力	設計上の構造	連続連結, 単純連結, 単純			解 析 方 法		格子桁, 異方性版	
	クリープ2次力	加算, 不利 ()			支 承 の 評 価		ばね支点, 剛支点	
	主 桁 断 面 力	連続, 単純, 割増 ()			連結部の断面力		連続, 低減 ()	
	連結部設計モーメント t.m	活 (-)	活 (+)	橋 面	フルクリープ	自重クリープ	沈 下	温 度 他
連結部の設計		負の曲げに対して			正の曲げに対して			
	圧 縮 抵 抗 幅	桁下縁幅, その他 ()			桁間隔, その他 ()			
	P C 部の設計	RC, PC, その他 ()			RC, PC, その他 ()			
	連結鉄筋の配置	D , 段, 本, 間隔 mm			D , 段, 本, 間隔 mm			
	計 算 応 力 度	鉄筋 , コンクリート kg/cm ²			鉄筋 , コンクリート kg/cm ²			
	曲げ破壊安全度							
連結部構造	切り欠き部長さ	m			切り欠き部高さ		m	
	連 結 横 桁 幅	m			桁 端 部 間 隔		m	
	横締PC鋼材本数				横桁導入応力度		kg/cm ²	
支 承	ば ね 定 数	t/cm			支 承 厚 さ		m	
	支 承 寸 法	mm			支 圧 応 力 度		~ kg/cm ²	
	水平力分散方法	支承, アウターボルト ()			計 算 移 動 量		常時 mm	
その他	余 盛 り 量	mm						
	主桁PC鋼材配置	バンドアップ, ポジコントロール, 曲げ上げ , 曲げ上げ						
備 考								

付表-1.9.1 プレキャスト連結げた実橋調査表

橋 梁 名		I 橋		一 般 図			
所 在 地		埼玉県富士見市					
管 理 者		f	路 線 名				
完 成 年		1980年	施 工 業 者				オリエンタル
調 査 日 時		1991年2月8日	調 査 者				連結桁委員会メンバー
気 候		晴	気 温				
調 査 項 目		P ₂		P ₇	P	考 察 ・ 備 考	
中 間 支 点 上 橋 面	舗装路面	クラック	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）		
		段 差	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）		
		排水の異常	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）		
	緑石・地覆	クラック	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）	・ 支点上地覆，高欄の縁切目地は高欄までのカットであるので地覆部	
		ズ レ	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）	にクラックが発生し遊離石灰が若干でている。	
高 欄	曲り，折れ	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）	・ P ₄ ～P ₅ 壁高欄に設置された落下物防止網からのサビが外面に 流れきたない。		
中 間 支 点 主 桁	後 打 部	クラック	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）	・ 桁は支点幅幅有で、後打突起は桁下フランジ途中までのタイプ。 後打部にひびわれが発生している。	
	打 継 目	クラック	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）		
	プレキャスト部	クラック	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）		
	支 承	変 形	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）		
中 間 支 点	橋 脚	沈 下	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）		
		損 傷	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）		
端 支 点			A	A			
	伸縮継手	異 常	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）		
	舗 装	異 常	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）		
	高 欄	異 常	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）		
	支 承	異 常	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）		
	橋 台	異 常	無・有（ ）	無・有（ ）	無・有（ ）		
橋 梁 全 体							
補 修 履 歴							

付表－1.9.2 プレキャスト連結げたの設計内容

一般事項	橋 梁 名	I 橋				所 在 地		埼玉県富士見市	
	施 主	e				施 工 年 度		1980 年	
	桁 種 別	プレテンション, ポストテンション				桁 形 状		㊤ ホロー, ()	
適用の範囲	適 用 規 準					道 路 規 格		第3種2級	
	支 間 割	4 @21.0 m				径 間 数		4 径間	
	幅 員 構 成	2 @7.25 m				斜 角		82° 28' 30" 度	
	平 面 線 形	A = 497 m 桁の折れ角 = 度				勾 配		縦断 横断 2.0 %	
	活 荷 重	TL-20, TL-14, TT43				支 点 沈 下 量		mm	
材 料	連結部鉄筋材質					許容引張応力度		kg/cm ²	
	連結部コンクリート	$\sigma_{ck} =$ kg/cm ²				横締PC鋼材種類			
	ゴム支承の種類								
設計断面力	設計上の構造	連続連結, 単純連結, 単純				解 析 方 法		格子桁, 異方性版	
	クリープ2次力	加算, 不利 ()				支 承 の 評 価		ばね支点, 剛支点	
	主 桁 断 面 力	連続, 単純, 割増 ()				連結部の断面力		連続, 低減 ()	
	連結部設計 モーメント t.m	活 (-)	活 (+)	橋 面	フルクリープ	自重クリープ	沈 下	温 度	他
連結部の設計		負の曲げに対して				正の曲げに対して			
	圧 縮 抵 抗 幅	桁下縁幅, その他 ()				桁間隔, その他 ()			
	P C 部の設計	RC, PC, その他 ()				RC, PC, その他 ()			
	連結鉄筋の配置	D , 段, 本, 間隔 mm				D , 段, 本, 間隔 mm			
	計 算 応 力 度	鉄筋 , コンクリート kg/cm ²				鉄筋 , コンクリート kg/cm ²			
	曲げ破壊安全度								
連結部構造	切り欠き部長さ	m				切り欠き部高さ		m	
	連 結 横 桁 幅	m				桁 端 部 間 隔		m	
	横締PC鋼材本数					横桁導入応力度		kg/cm ²	
支 承	ば ね 定 数	t/cm				支 承 厚 さ		m	
	支 承 寸 法	mm				支 圧 応 力 度		~ kg/cm ²	
	水平力分散方法	支承, フカ-科ト ()				計 算 移 動 量		常時 mm	
その他	余 盛 り 量	mm							
	主桁PC鋼材配置	バンドアップ, バンドコントロール, 曲げ上げ , 曲げ上げ							
備 考									

付録-2 連結桁調査報告書および写真集
(昭和57年, PC建設業協会)抜粋

連結桁調査報告書

昭和57年10月

PC建設業協会九州支部
技術部会

目次

§ 1	まえがき	1
§ 2	調査対象及調査要領	2
§ 3	調査結果	4
§ 4	調査についての考察	6
§ 5	まとめ	8

§ 1 まえがき

連結構造については昭和46年に日本道路公団の委託により、高速道路調査会のコンクリート構造分科会のなかに、プレキャストコンクリート構造物研究班が設置され「PCプレテンション桁橋の連結構造に関する研究」の報告がなされ、JISA5316のプレテンション桁を利用して、従来の弱点であった走行性の悪さ、維持補修の改善、耐震構造とするための困難さ等を解決するための工法が開発された。

この報告書に基いて設計、施工されたのが、九州縦貫道の薄口橋（旧名、古川三号橋）であり、昭和48年2月に完成した。

ついでプレテンション合成桁について、同委員会で昭和48年に報告が出された。

一方阪神高速道路公団でも連結桁に対する有利性に注目し、昭和52年に「PC連結げた設計基準（案）に関する研究」の報告がなされている。

昭和55年に日本道路公団は、設計要領の中に連結構造の項目が設けられ、高速道路調査会の研究報告を改訂した型で基準が制定された。

以上のように、連結桁の設計の基準を全国的な視野からいえば、高速道路調査会、阪神高速道路公団および、日本道路公団の基準が、併立した状態であり、主桁の断面力の考へ方等多少の違いがあり、日本道路公団、阪神高速道路公団以外の発注官庁は適宜そのいずれかを基準として設計がなされており統一したものはないのが現状である。

しかしながら、連結構造の有利性は各方面に認められ全国に多数の実績があり、これからも小規模多跨間橋梁に数多く採用される傾向にあるので、早急な統一基準の制定が望まれる。

今回PC建設業協会九州支部において、連結桁の実体を把握し将来の設計施工の参考にする目的で、以下の実体調査を行ったものである。

§ 2 調査対象及調査要領

1. 調査対象

1-1 全国的規模における実績調査を行った地域別、発注官庁別の実績を次表に示す。

表-1

官 庁 地 域		日 本 道路公団		建 設 省		都道府県		市 町 村		道路公社		そ の 他 (不 明)		計	
九州(山口)	ブレ	8	15	7	9	4	4			3	7			22	35
	ボス	7		2				4				13			
中 国	ブレ			8	8			2	2					10	10
	ボス														
四 国	ブレ			1	1					3	3			4	4
	ボス														
関 西	ブレ	3	3	37	37	5	5	1	1					46	46
	ボス														
中 部	ブレ	3	3	13	13	1	1							17	17
	ボス														
関 東	ブレ	1	3	1	1			1	1	4	5	8	8	15	18
	ボス	2						1				3			
東 北	ブレ		1		2		6		2				6		17
	ボス	1		2		6		2		6		17			
合 計	ブレ	15	25	67	71	10	16	4	6	10	15	8	14	114	147
	ボス	10		4		6		2		5		6		33	

1-2 九州山口地域については、全数、実体調査を行った。

2. 調査要領

九州山口で行った実体調査は次の要領である。

2-1 調査項目

- 主桁、床版の変状
- 連結部横桁の変状
- 支承部の変状

2-2 調査要領

- a) 数名の調査員がチェックリストに基づき目視観測を行った。
- b) 特に変状のあるものについては、写真と共に記録した。

§3 調査結果

別表の通り九州山口地域では日本道路公団を中心として昭和48年よりブレン橋22橋、ポステン橋13橋合計35橋（うち道路公団ブレ7橋ポス8橋合計15橋）の施工実績がある。特に昭和55年以降急速にその数が増えている。最近の国道、有料道路では、30m以内の小規模経間の多経間橋梁は多くの場合、連結構造となっていく傾向にある。以下、実体調査結果について述べる。

1) 主桁、床版について

主桁、床版等主構造については、一部カブリ不足による露出鉄筋、ベンドアップ金物のあと埋め不良等が散見されたが、全般的に問題になるような変状はなく、良好であった。

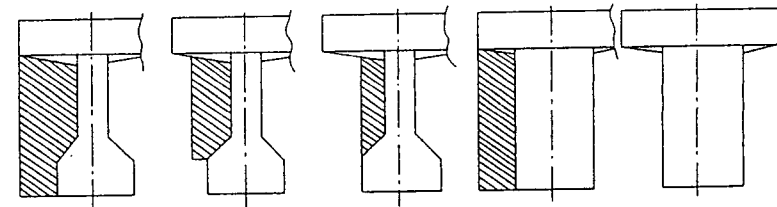
2) 連結部横桁について

連結部横桁は適用基準の関連等もあり、形状は多種多様である。

連結部の形状について分類すると

主桁端部ウェブ拡巾、有無、

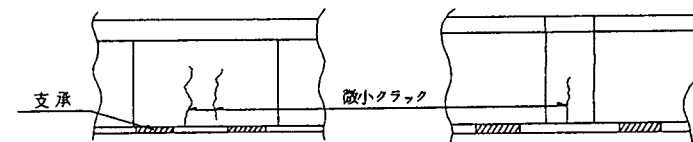
横桁張出（大、中、小）有、無



タイプ A-1 A-2 A-3 B C

又、日本道路公団制定の設計要領（昭和55年）に基づき連結部横桁に5kg/cm程度
の橋軸方向プレストレスを導入したものと、従来設計のRC構造とがある。

調査結果は附表に一覧表に示すように連結部横桁に微小クラック（ $l=0.1mm$ 程度）
が調査件数の約半数の橋梁で発見された。



クラックが発見された橋梁についてその傾向をみると、

① 供用開始有無に関係がない。

② 橋軸方向プレストレス導入のものはクラックはない。

③ 連結部横桁の形状に関係がある。

a) 横桁張出しが大きいタイプ (A-1, B) の橋梁はクラックの発生が少い。

特にボステンの B タイプは皆無である。

b) 横桁張出しがないタイプ (C) および張出しが少いタイプ (A-3) のものは、クラックが発見された。

c) クラックの大きさは、 $l = 0.1 \text{ mm}$ 程度のもので下縁より上縁に延びている。

④ 連数、および支承状態との関連はつけ難い

3) 支承について

支承部については変状は認められなかった。

§ 4 調査結果についての考察

連結部クラックは、一例を除いて $t = 0.1 \text{ mm}$ 以下の微小クラックであり、構造的に支障を生じているとは想定出来ない。

クラックを発生させる諸要因を列記すれば次のことが考えられる。

1) 活荷重の動的、静的なものによるもの。

2) 主桁のクリープ、乾燥収縮、温度変化による軸方向拘束力によるもの。

3) 支点沈下によるもの。

4) 持続荷重によるクリープ乾燥収縮および温度変化によって連結部に生じる正の曲げモーメントによるもの。

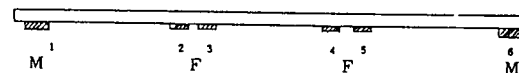
5) 施工的要因

1) について

前述のようにクラック発生橋梁と供用開始の有無とは関連がない。又、クラックの形状からも活荷重により生ずる曲げモーメントと方向が一致しない。

2) について

主桁はクリープ乾燥収縮、および温度変化によって桁軸方向に変位する。支承はゴムであり、桁の変位に対してはゴムのせん断抵抗力により、桁軸に軸方向引張力が生じる。一モデルで試算してみると次の如くなる。



連結部支承 2, 3 間のゴム支承の抵抗力による軸方向力 ΔF は

$$\Delta F = F_2 - F_3 = \frac{A G}{t} (\Delta L_2 - \Delta L_3)$$

式中 A : ゴムの支承面積 $30 \times 20 = 600 \text{ cm}^2$

G : " セン断弾性係数 10 kg/cm^2

t : " 有効厚 1.4 cm

ΔL : 桁の伸縮量、安全をみて $0.01 L$ とする

$$\Delta L_2 - \Delta L_3 = 80 \times 0.001 = 0.08 \text{ cm}$$

$$\Delta F = \frac{600}{1.4} \times 10 \times 0.8 = 340 \text{ kg/本}$$

となり、これは無視出来るほどの微小量である。

3)について

連結部橋脚に沈下が生じれば連結部分に正の曲げモーメントが生じ、クラック発生の原因となるが、調査結果から判断して、今回の調査により発見された橋梁が、支点沈下によるものと推定するのは無理がある。

4)について

一般にPC桁はクリープ乾燥収縮が完全に終了しない状態で桁架設を行い、連結構造桁では、連結部の施工を行う。この残りのクリープ乾燥収縮による変形が、不静定構造物には二次モーメントとして連結部に活荷重とは符号が逆のモーメント（正のモーメント）を生じることになる。これに桁の上縁、下縁の温度差を加算すれば、更に大きいものとなり、連結部横桁にクラックを生じさせる断面力となり得る。

別添計算書の通り、クリープ乾燥収縮、および温度変化、並びに荷重分担等について大胆な仮定のものに、A-2タイプのもので試算すると横桁部鉄筋で約 1.000 kg/cm 程度の引張力が生じていることになる。更にその他の諸原因（横桁部の乾燥収縮など）が加って、 0.1 mm 程度のクラックが発生していると想定出来る。

5)について

施工時の養生不足等による乾燥収縮も要因として考えられるが、クラックの方向が一定しており、主因とは考え難く、補助的要因とはなり得る。

§ 5 まとめ

今回の調査結果を総括すると、

- 1) 横桁に軸方向力が導入されたもの、および張出横桁に中間横桁と同程度の鉄筋量を配置したものはクラックは生じ難い。
- 2) クラックは一般に微少であり、活荷重の不利な曲げモーメントとは相反するものであり、将来の活荷重によりクラックが増大するとは考へられない。
- 3) クラックは横桁中間部にはないか、あっても極めて微少であると想定出来る。
- 4) 応力状態からみて連結構造としての機態は十分果している。

P C 連結桁実績表 (九州地区)

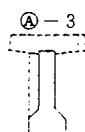
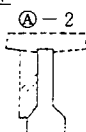
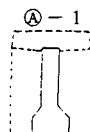
プレテンション部

No	橋 名	橋 長	支間長×径間数	幅 員	発注 官庁	施工 年度	道路種別	連結支点部 形 状			橋軸方向 プレスト レス		供用開始		ク ラ ッ ク				備 考
								A	B	C	有	無	有	無	横桁部	床版部	有	無	
1	PR-1橋	686,400	$(20,200 \times 3) \times 10$ $(20,100 \times 2) \times 2$	10,000	a	48	高速道路		○			○	○		○			○	t=0.1~0.2程度
2	PR-2橋	89,000	$(22,250 \times 2) \times 2$	10,750	"	49	"			○		○			○			○	微少クラック
3	PR-3橋	80,000	$(20,000 \times 2) \times 2$	10,750	"	49	"			○		○	○		○			○	
4	PR-4橋	109,200	$(20,000 \times 3) \times 1$ $(16,400 \times 3) \times 1$	11,000	b	52	国 道	③				○	○		○			○	
5	PR-5橋	702,000	$(19,500 \times 3) \times 12$	8,250	"	53	"	③				○	○		○		○		
6	PR-6橋	200,000	$(20,000 \times 2) \times 2$ $(20,000 \times 3) \times 2$	9,250	a	53	高速道路			○		○		○	○			○	
7	PR-7橋	39,800	$(19,900 \times 2) \times 1$	10,000	"	53	"			○		○	○		○			○	微少クラック
8	PR-8橋	195,800	$(17,800 \times 3) \times 1$ $(17,800 \times 4) \times 1$ $(17,800 \times 2) \times 2$	10,000	"	53	"			○		○	○		○			○	
9	PR-9橋	60,000	$(20,000 \times 3) \times 1$	8,000	b	55	国 道	③		○		○		○	○			○	
10	PR-10橋	780,000	$(20,000 \times 3) \times 13$	8,000	c	55	県 道	②				○		○	○			○	
11	PR-11橋	36,000	$(18,000 \times 2) \times 1$	9,250	a	56	高速道路			○	○			○		○		○	
12	PR-12橋	153,600	$(19,200 \times 2) \times 1$ $(19,200 \times 3) \times 2$	7,500	c	56	県 道	②				○		○	○			○	
13	PR-13橋	193,000	$(19,300 \times 3) \times 2$ $(19,300 \times 2) \times 2$	10,250	a	56	高速道路	①			○			○		○		○	
14	PR-14橋	336,600	$(19,800 \times 3) \times 5$ $(19,800 \times 2) \times 1$	7,000	b	56	国 道	①			○			○		○		○	
15	PR-15橋	129,000	$(12,900 \times 5) \times 2$	7,500	"	56	"	①				○	○			○		○	
16	PR-16橋	25,000	$(13,000 + 12,000) \times 1$ ~17,100	14,400	d	56	県 道		○			○	○		○			○	t=0.1~0.2程度
17	PR-17橋	75,200	$(18,800 \times 4) \times 1$	8,750	b	56	国 道		○			○	○			○		○	
18	PR-18橋	56,100	$(18,700 \times 3) \times 1$	8,750	"	56	"		○			○	○			○		○	
19	PR-19橋	121,800	$(17,400 \times 4) \times 1$ $(17,400 \times 3) \times 1$	8,750	"	56	"	①				○	○			○		○	
20	PR-20橋	246,000	$(20,500 \times 4) \times 3$	9,000	c	57	都 市 高速道路	②				○		○		○		○	施 工 中

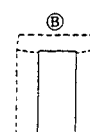
ポステンション部

No	橋 名	橋 長	支間長×径間数	幅 員	発注 官庁	施工 年度	道路種別	連結支点部 形 状			橋軸方向 プレスト レス		供用開始		ク ラ ッ ク				備 考
								A	B	C	有	無	有	無	横桁部	床版部	有	無	
1	PO-1橋	130,800	$(20,700 + 24,000) \times 2$ + 20,700	10,750	a	50	高速道路			○		○	○		○			○	t=1mm程度
2	PO-2橋	122,400	$(30,600 \times 2) \times 2$	8,250	b	53	国 道			○		○	○		○		○		
3	PO-3橋	247,200	$(20,600 \times 3) \times 4$	8,250	"	53	"			○		○	○		○		○		
4	PO-4橋	229,500	$(25,500 \times 3) \times 1$ $(25,500 \times 2) \times 3$	9,250	a	53	高速道路			○		○	○		○		○		
5	PO-5橋	149,400	$(24,900 \times 3) \times 2$	9,250	"	54	"			○		○	○		○		○		
6	PO-6橋	97,720	$(24,430 \times 2) \times 2$	9,250	"	54	"		○			○	○			○		○	
7	PO-7橋	108,000	$(27,000 \times 2) \times 2$	8,500	"	54	国 道			○		○	○		○		○		
8	PO-8橋	82,200	$(27,400 \times 3) \times 1$	7,000	b	55	"		○			○		○		○		○	
9	PO-9橋	63,000	$(31,500 \times 2) \times 1$	7,000	"	55	"			○		○		○	○			○	
10	PO-10橋	204,000	$(34,000 \times 3) \times 2$	7,000	c	55	県 道		○			○		○		○		○	
11	PO-11橋	336,000	$(28,000 \times 3) \times 4$	8,500	"	56	都 市 高速道路		○	○		○		○	㊦	㊧		○	
12	PO-12橋	53,400	$(26,700 \times 2) \times 1$	11,900	a	56	高速道路		○		○			○		○		○	
13	PO-13橋	309,600	$(25,800 \times 3) \times 4$	9,250	"	56	"		○		○			○		○		○	
14	PO-14橋	289,000	$(28,900 \times 3) \times 2$ $(28,900 \times 2) \times 2$	9,250	"	56	"		○		○			○		○		○	

主桁拡巾無



主桁拡巾有



連結桁調査 写真集

昭和57年11月

社団法人 PC建設業協会 九州支部
技術部会

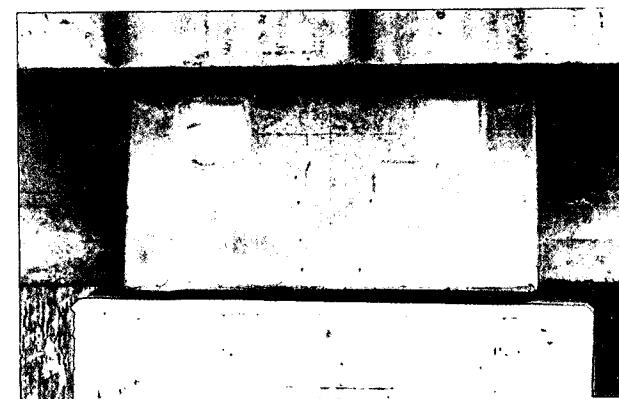
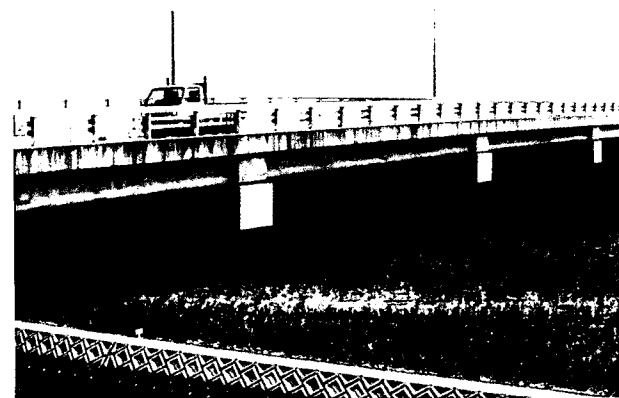
PR-19橋 昭和56年施工

橋長/(17,400×4)×1

(17,400×3)×1

幅員/8,750

型式/プレテンションげた A-1

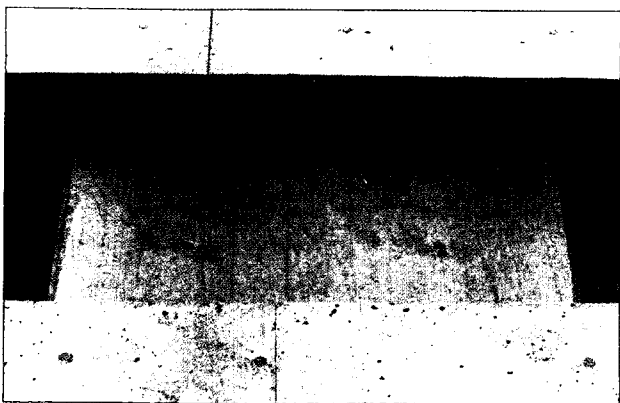
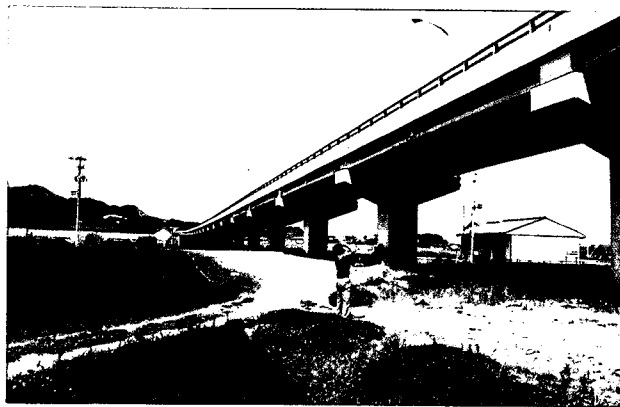


PR-10橋 昭和55年施工

橋 長/ $(20,000 \times 3) \times 13$

幅 員/8,000

型 式/プレテンションげた A-2



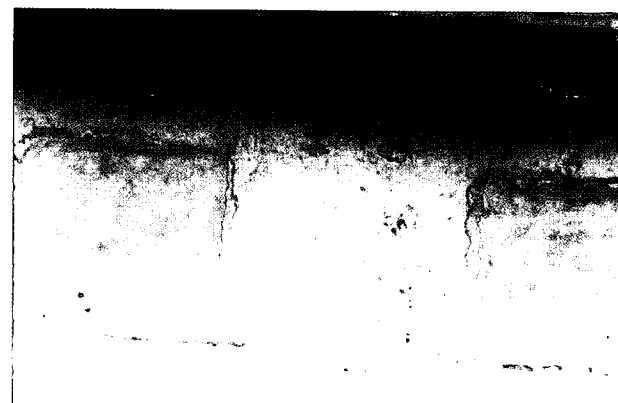
PR-4 橋 昭和52年施工

橋 長/ $(20,000 \times 3) \times 1$

$(16,400 \times 3) \times 1$

幅 員/11,000

型 式/プレテンションげた A-3

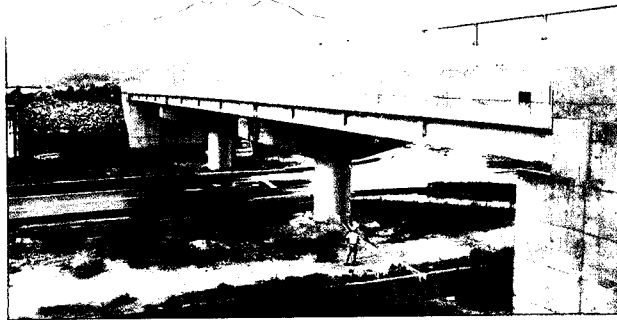


PR-18橋 昭和56年施工

橋 長/ $(18,700 \times 3) \times 1$

幅 員/8,750

型 式/プレテンションげた B

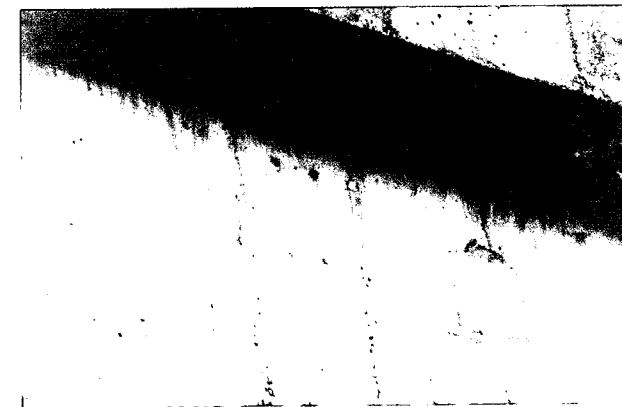
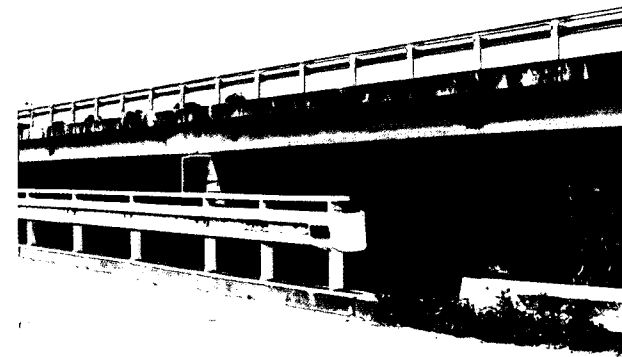


PR-2 橋 昭和49年施工

橋 長/ $(22,250 \times 2) \times 2$

幅 員/10,750

型 式/プレテンションげた C

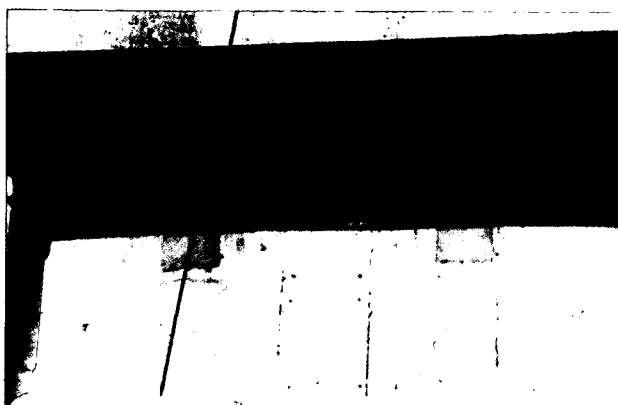


PO-1 橋 昭和50年施工

橋 長 / $(20,700 + 24,000 + 20,700) \times 2$

幅 員 / 10,750

型 式 / ポストテンションげた C



PR-8 橋 昭和53年施工

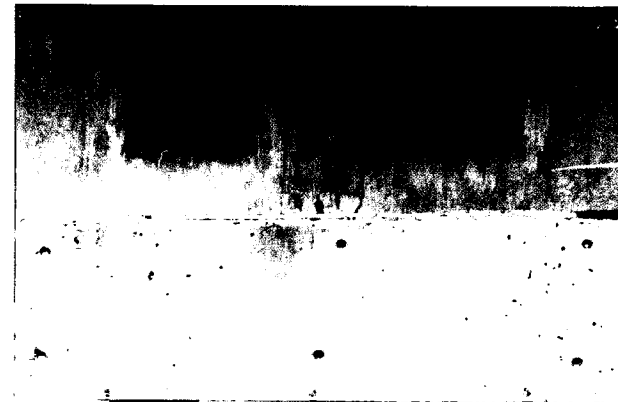
橋 長 / $(17,800 \times 3) \times 1$

$(17,800 \times 4) \times 1$

$(17,800 \times 2) \times 2$

幅 員 / 10,000

型 式 / プレテンションげた C



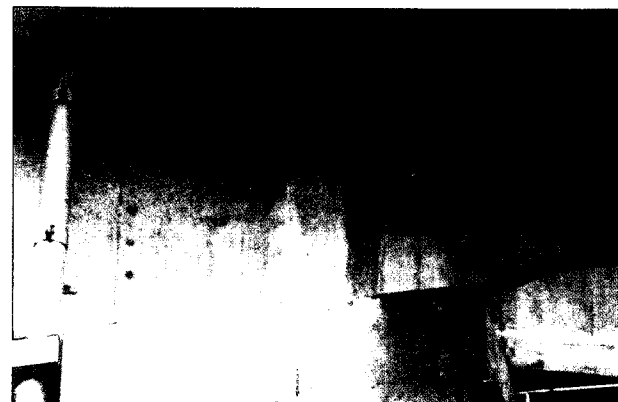
PO-4 橋 昭和53年施工

橋 長 / $(25,500 \times 3) \times 1$

$(25,500 \times 2) \times 3$

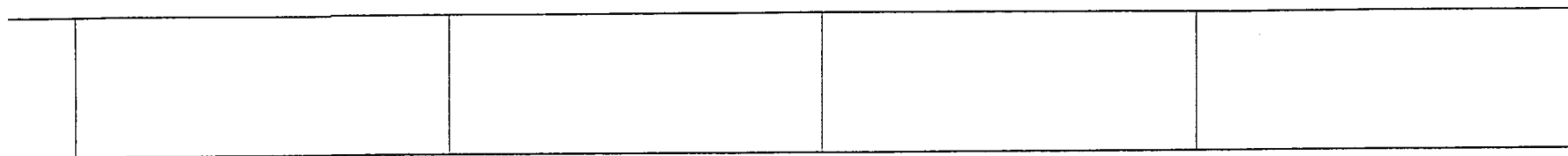
幅 員 / 9,250

型 式 / ポストテンションげた C



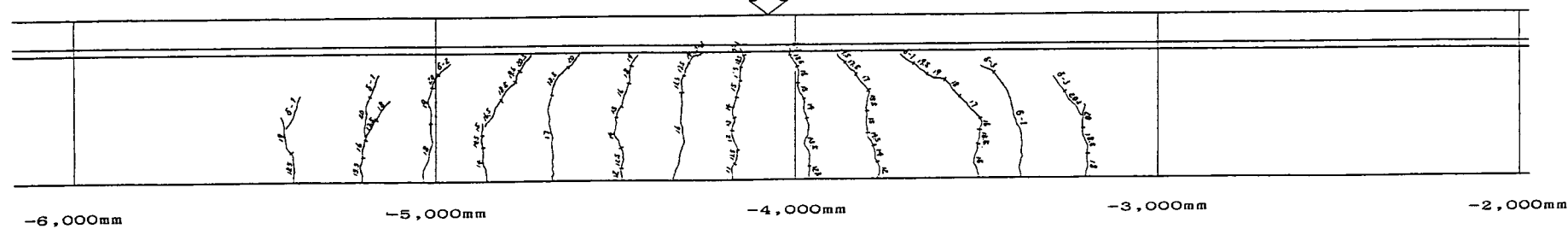
付録-3 プレキャスト連結げたの模型供試体を用いた 静的載荷試験データ

2-1 桁上面

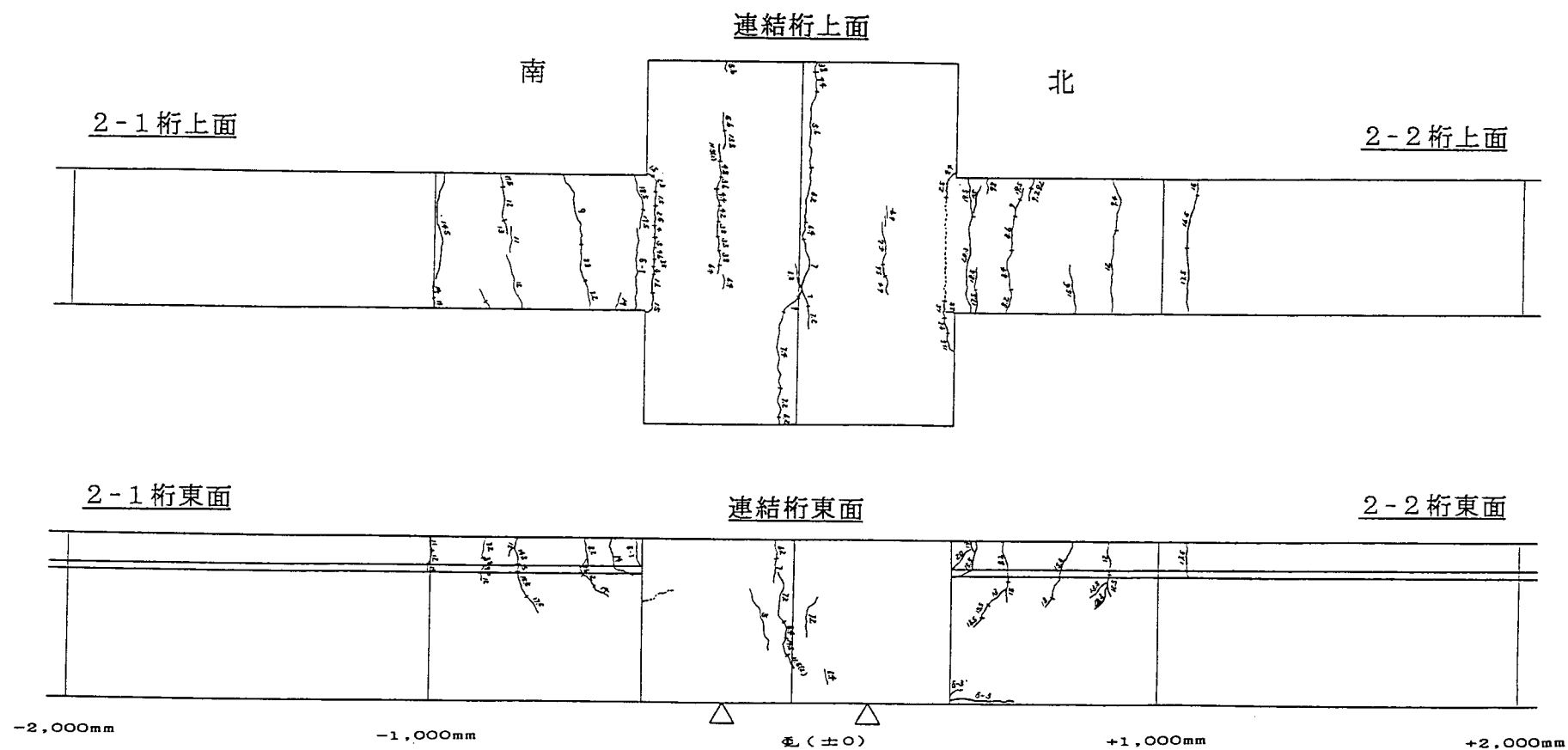


2-1 桁東面

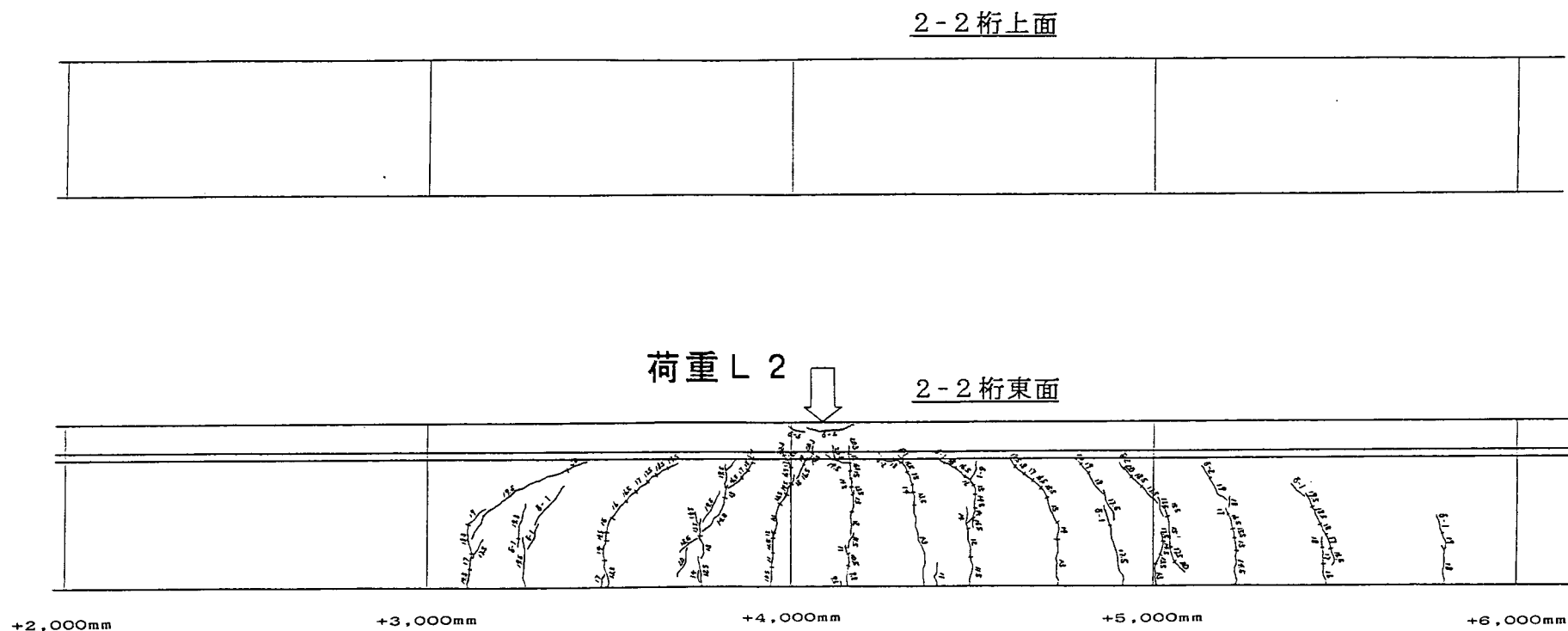
荷重 L 1



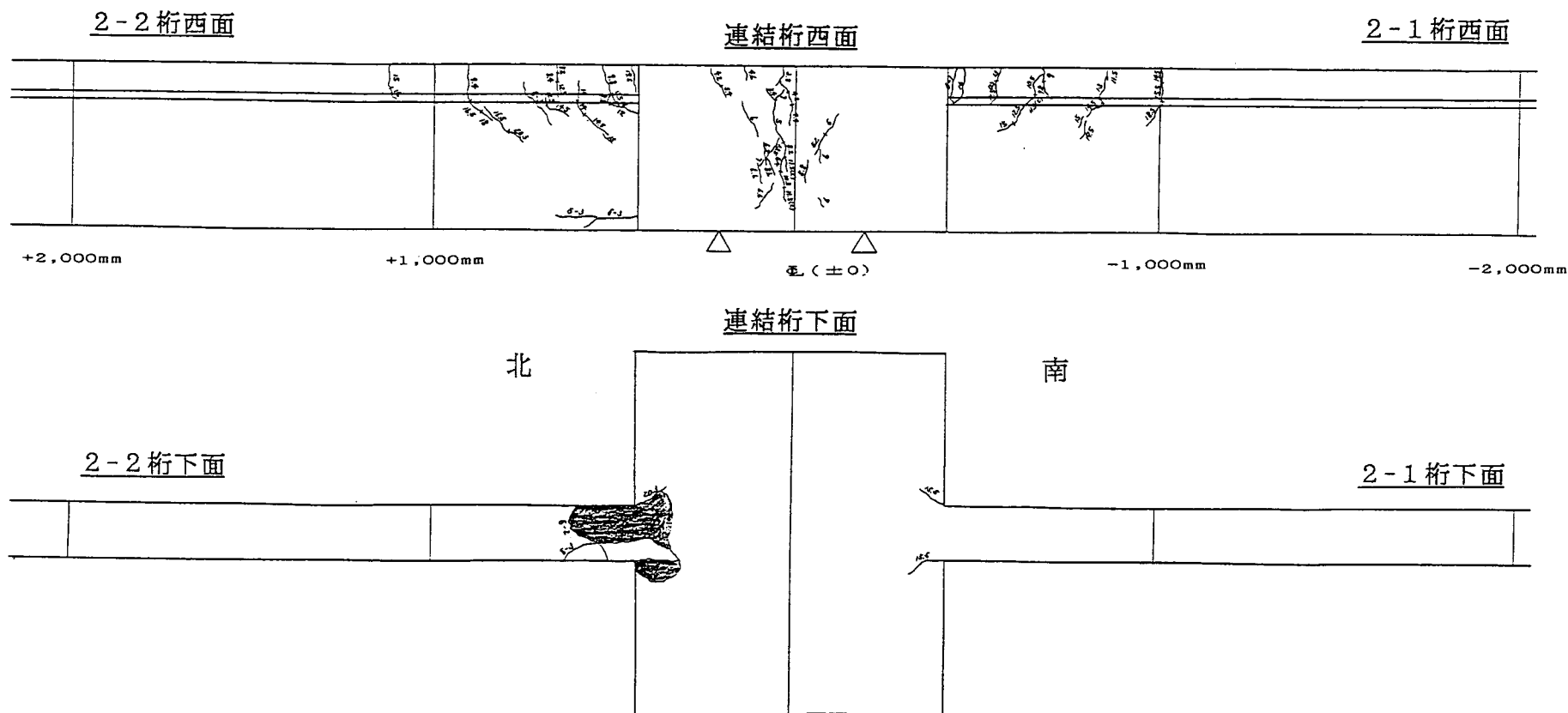
付図-3.1.1 供試体 S 4 のひびわれおよび破壊の状況 (a) その 1



付図-3.1.1 供試体 S 4 のひびわれおよび破壊の状況 (b) その 2



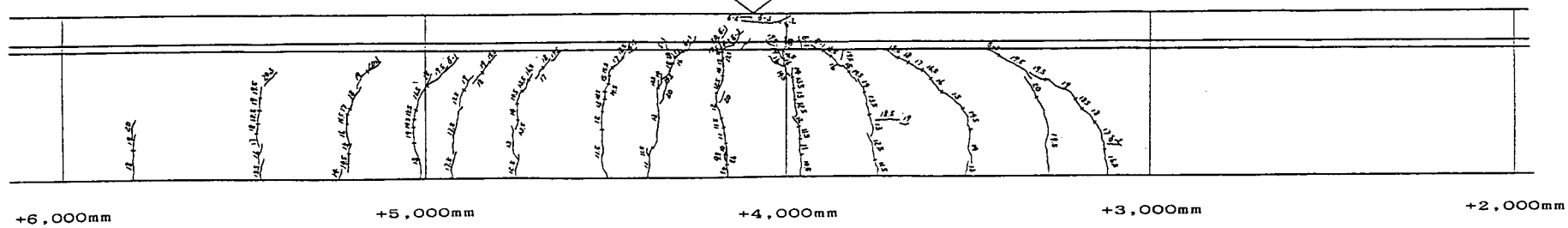
付図-3.1.1 供試体 S 4 のひびわれおよび破壊の状況 (c) その 3



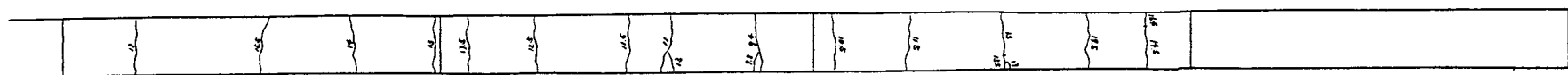
付図-3.1.1 供試体 S 4 のひびわれおよび破壊の状況 (f) その 6

2-2 桁西面

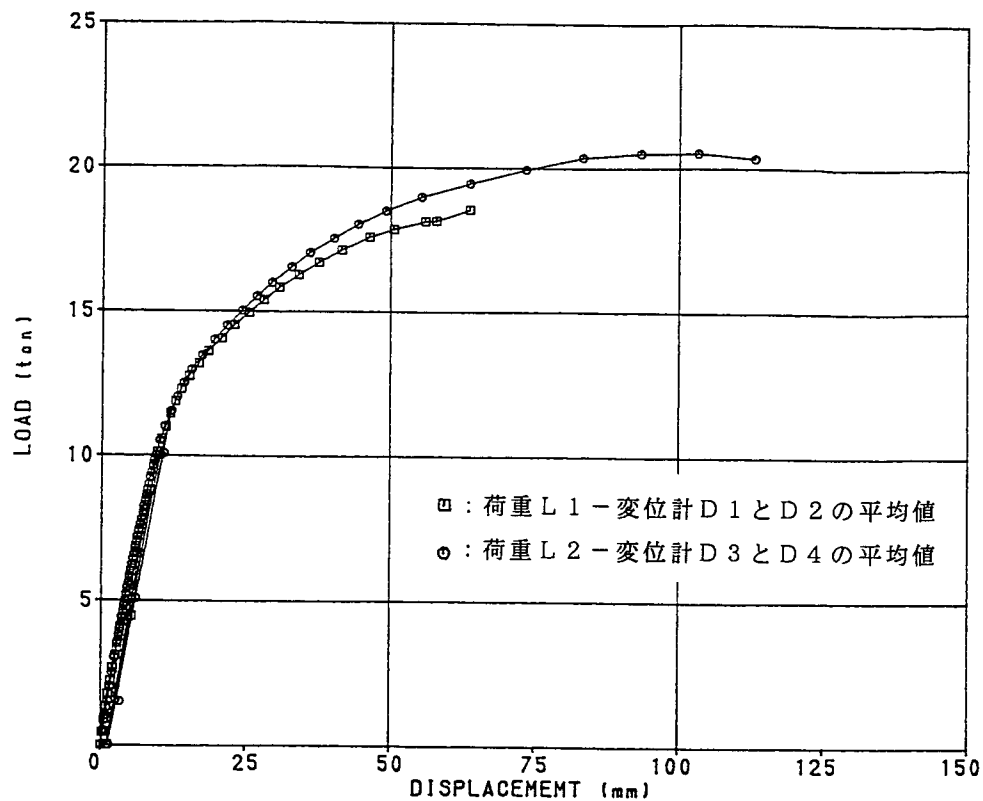
荷重 L 2



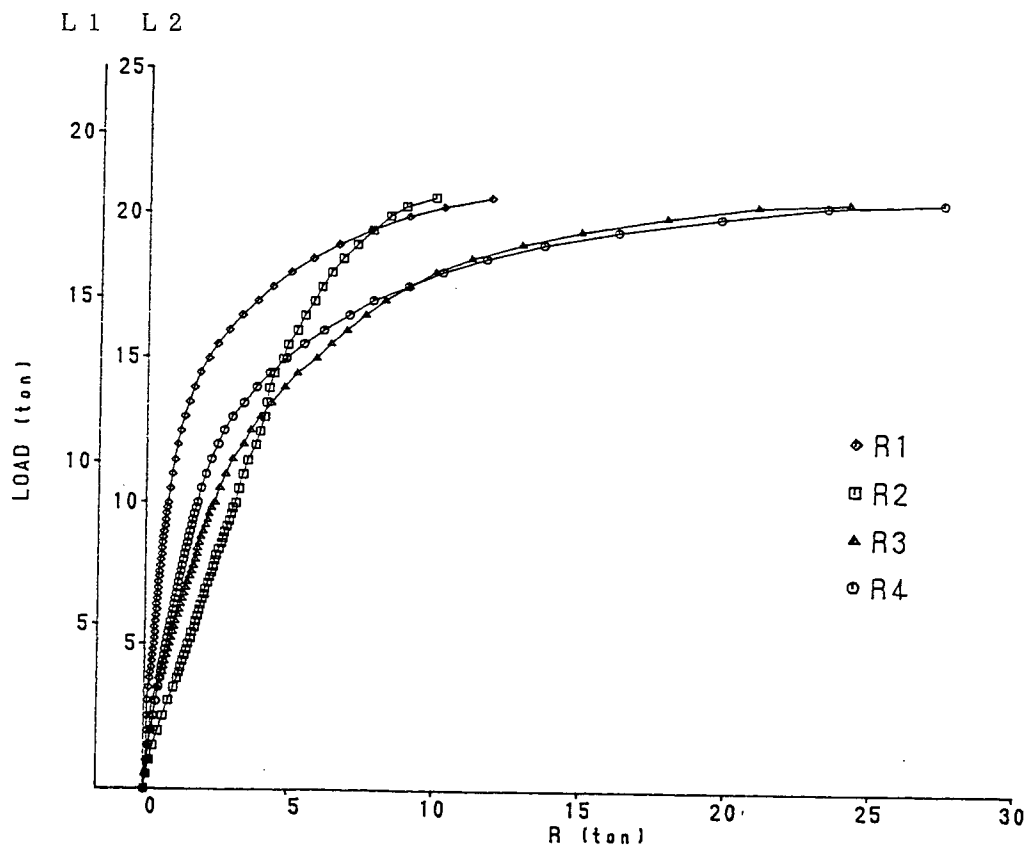
2-2 桁下面



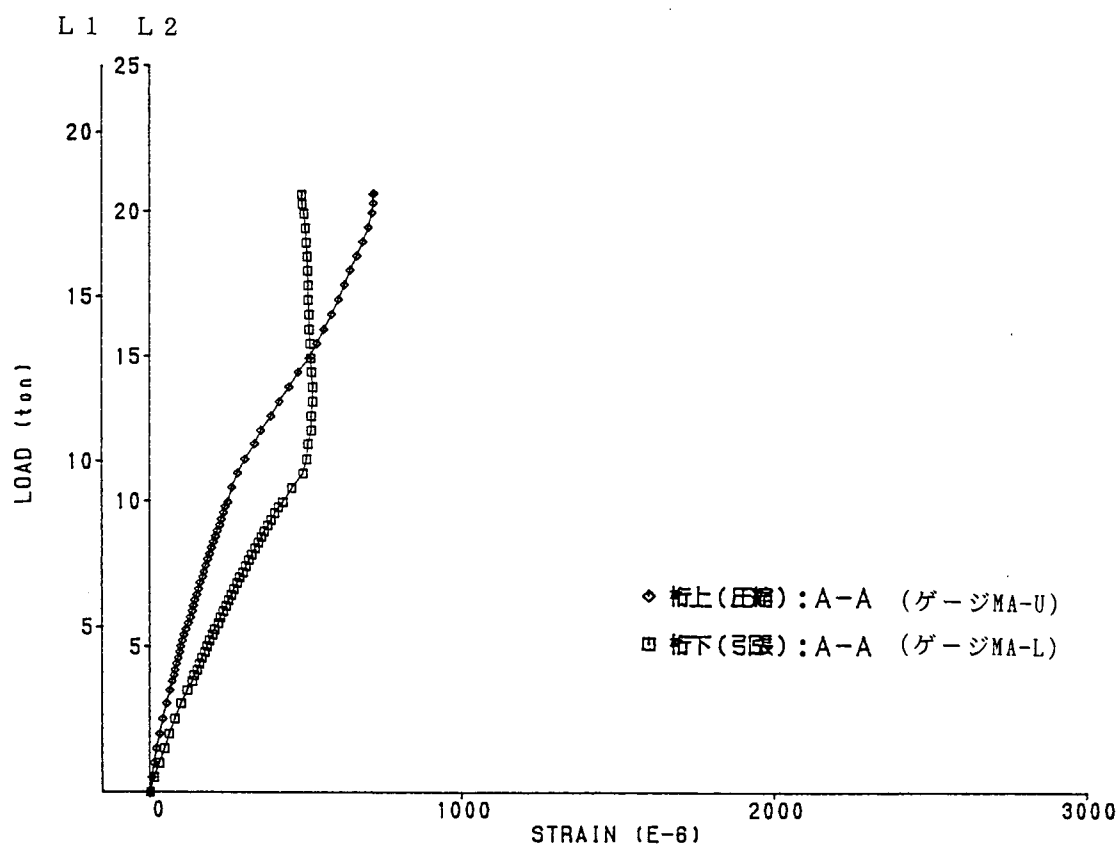
付図-3.1.1 供試体 S 4 のひびわれおよび破壊の状況 (g) その 7



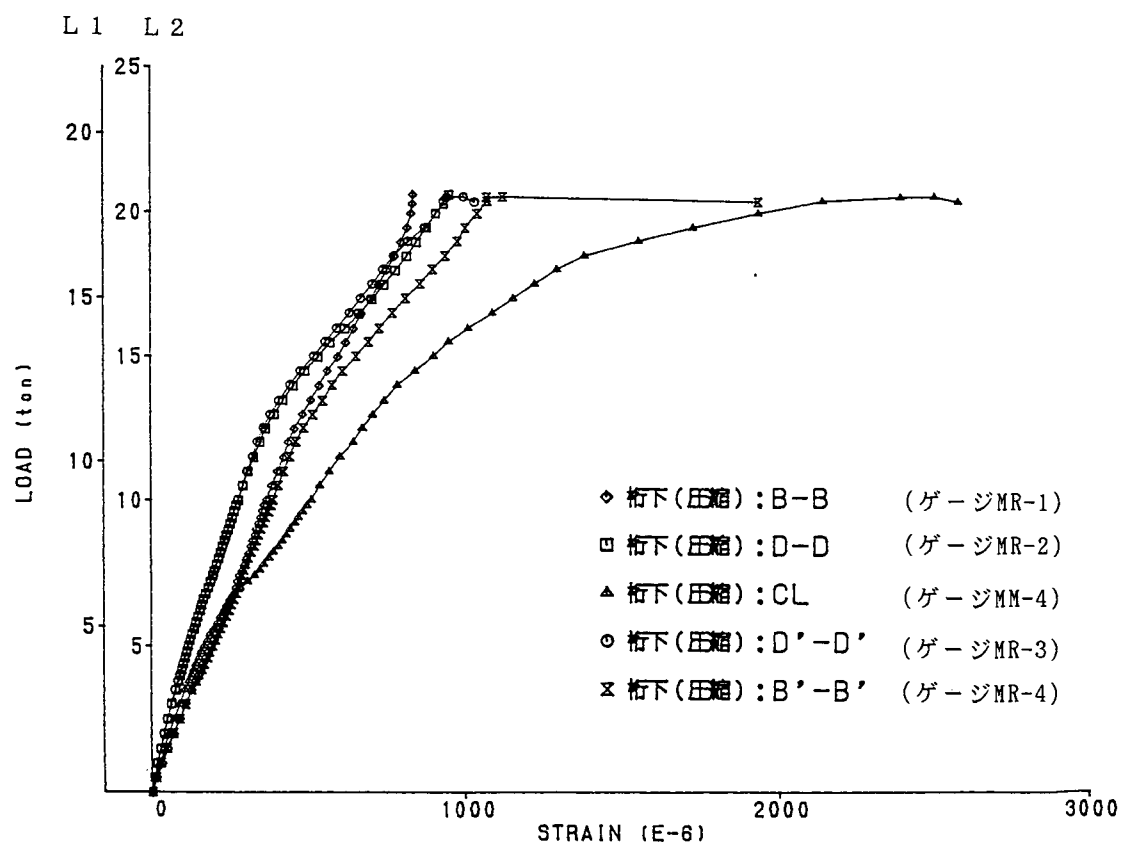
付図-3.1.2 供試体 S 4 の荷重 - 変位の関係



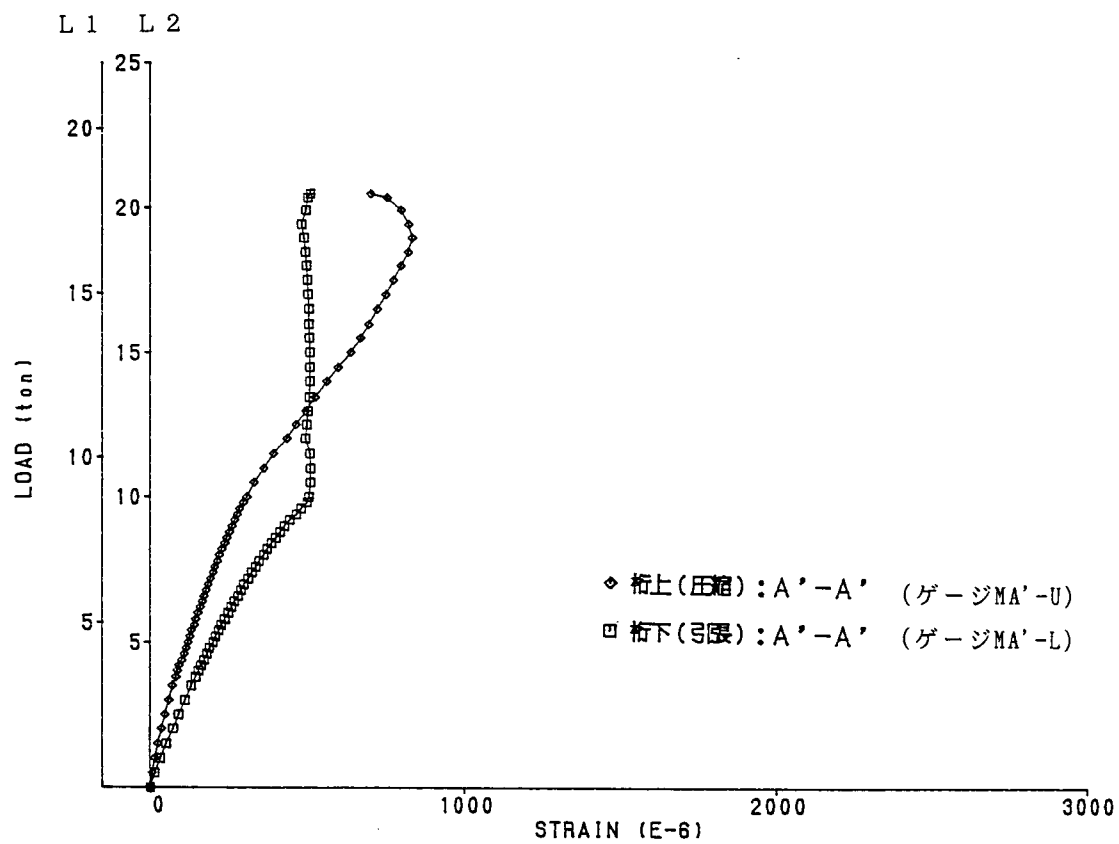
付図-3.1.3 供試体 S 4 の荷重 - 支点反力の関係



付図-3.1.4 供試体 S 4 の荷重-コンクリート内部ひずみの関係 (a) その 1

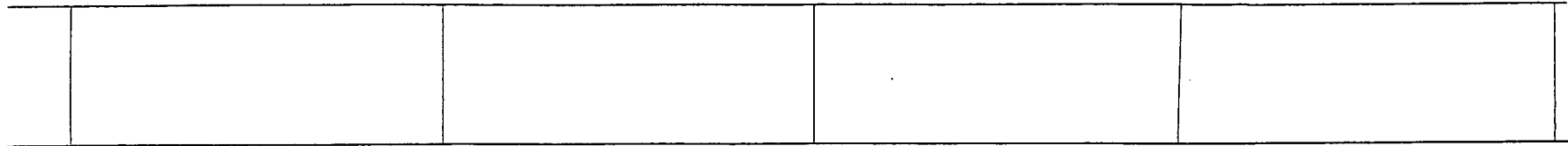


付図-3.1.4 供試体 S 4 の荷重-コンクリート内部ひずみの関係 (b) その 2



付図-3.1.4 供試体 S 4 の荷重-コンクリート内部ひずみの関係 (c) その 3

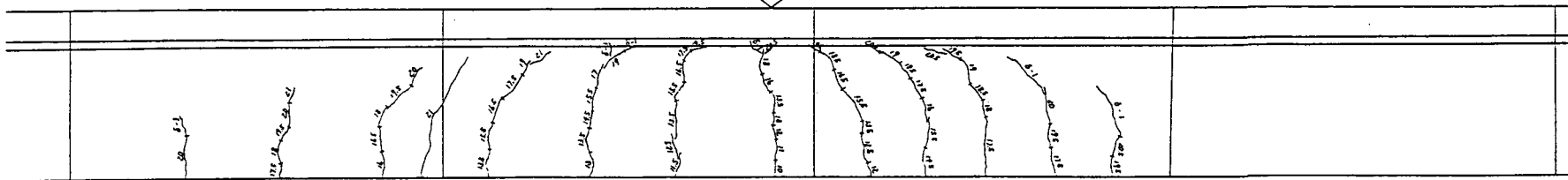
1-1 桁上面



1-1 桁東面



荷重 L 1



-6,000mm

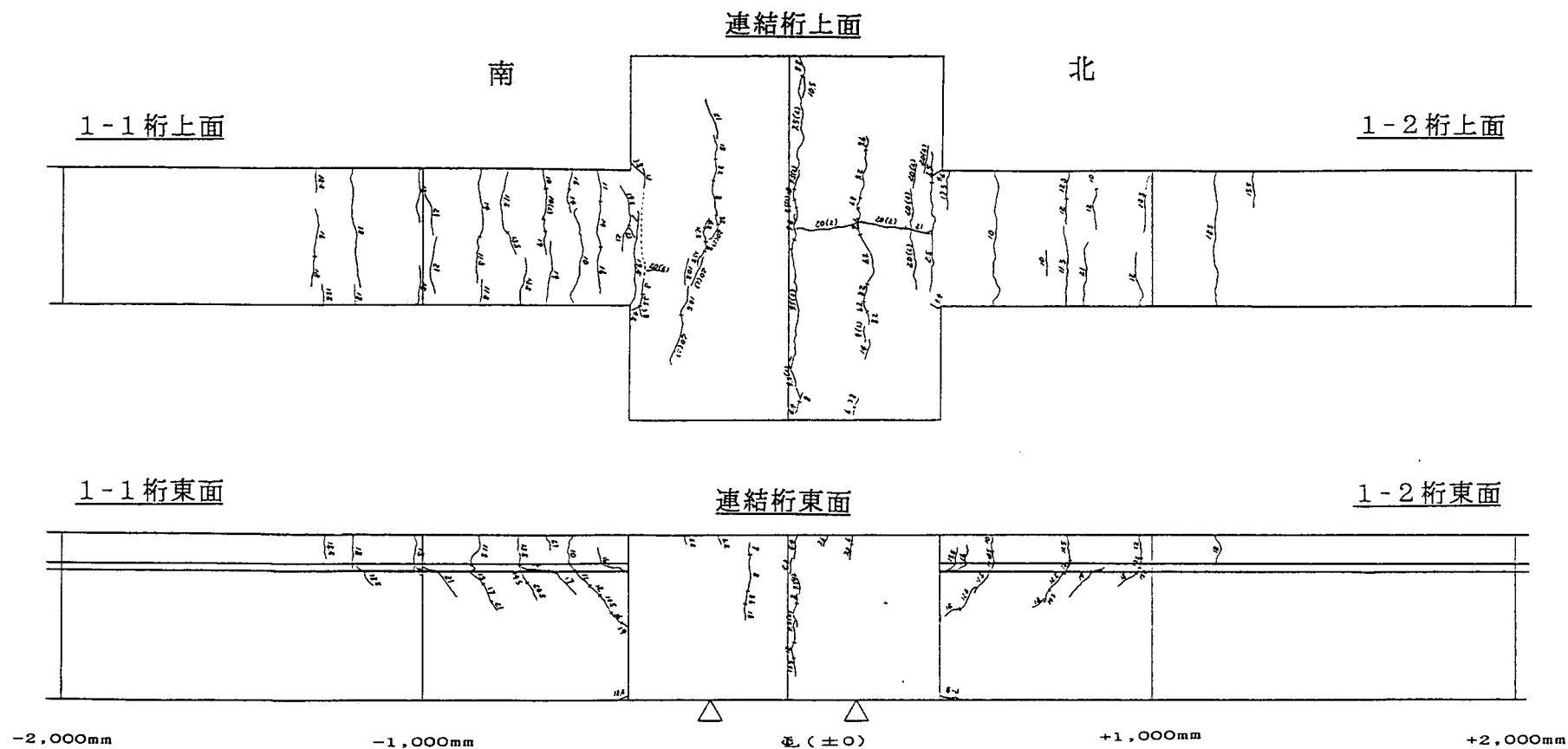
-5,000mm

-4,000mm

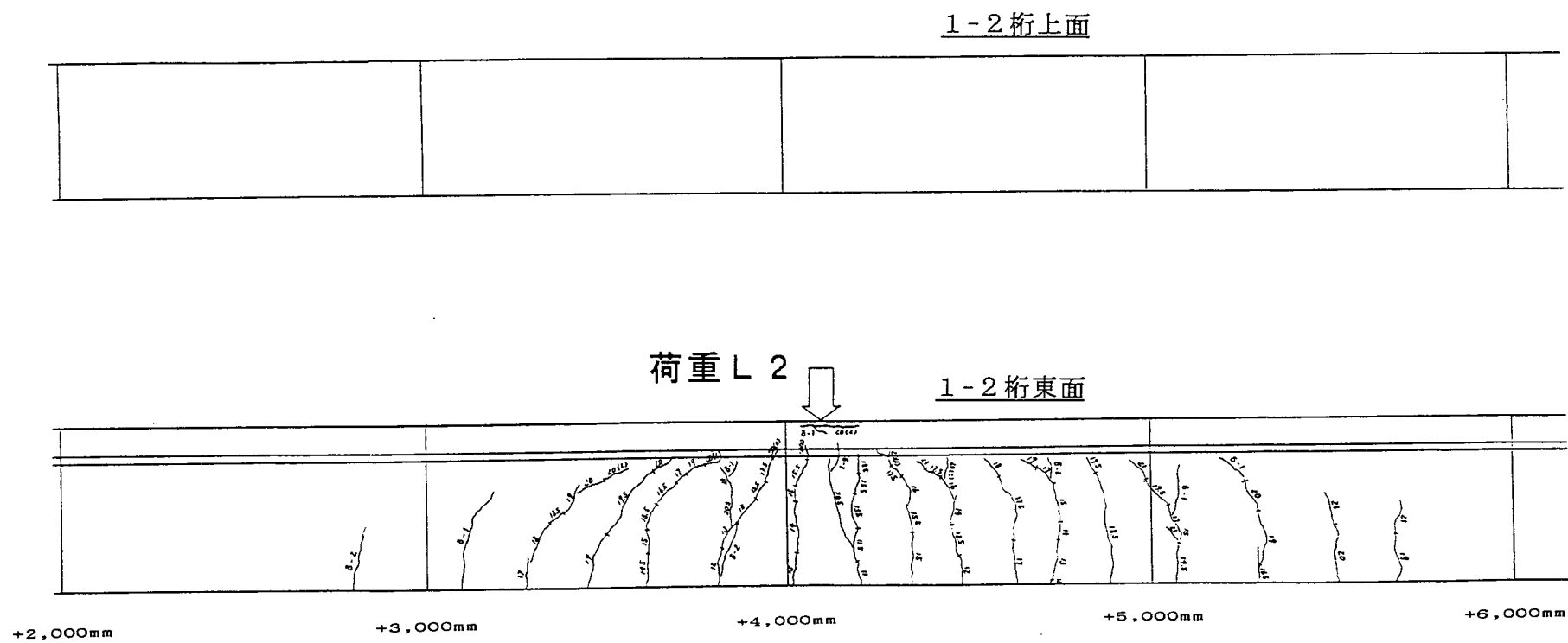
-3,000mm

-2,000mm

付図-3.2.1 供試体 S 6 のひびわれおよび破壊の状況 (a) その 1

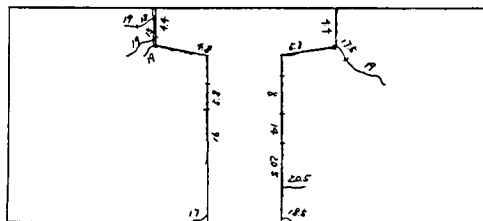


付図-3.2.1 供試体 S 6 のひびわれおよび破壊の状況 (b) その 2

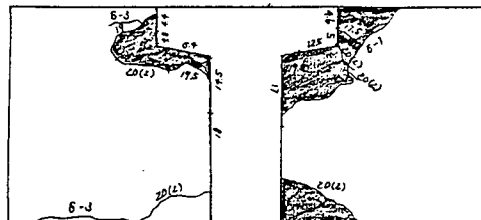


付図-3.2.1 供試体 S 6 のひびわれおよび破壊の状況 (c) その 3

連結桁南面



連結桁北面



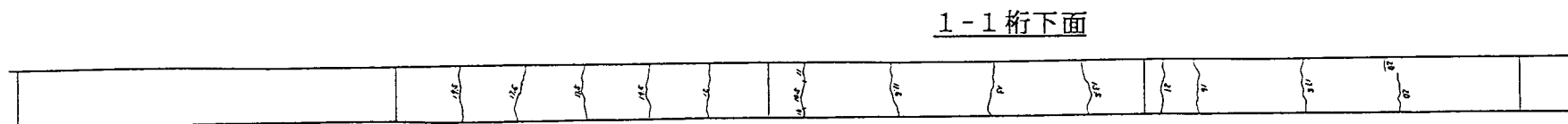
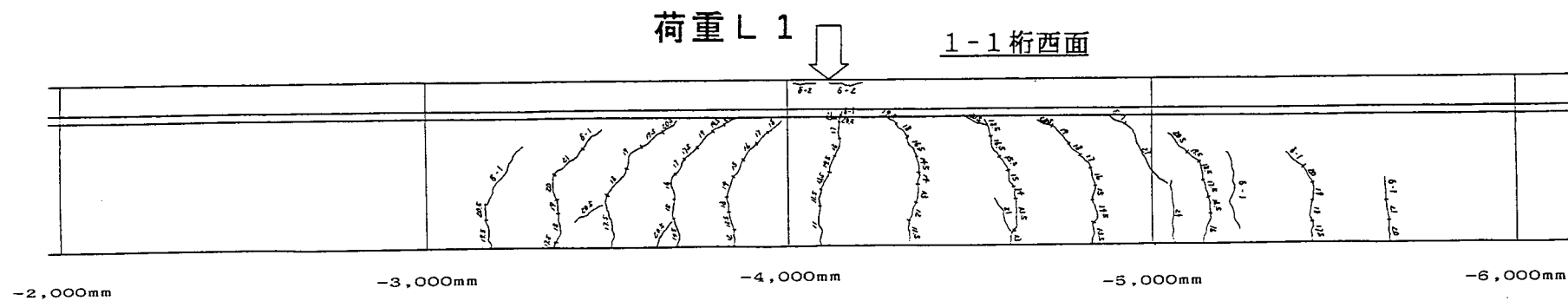
凡 例 (付図-3.2.1)

- : ひびわれ
- : 初期ひびわれ
- : 剥離・剥落部

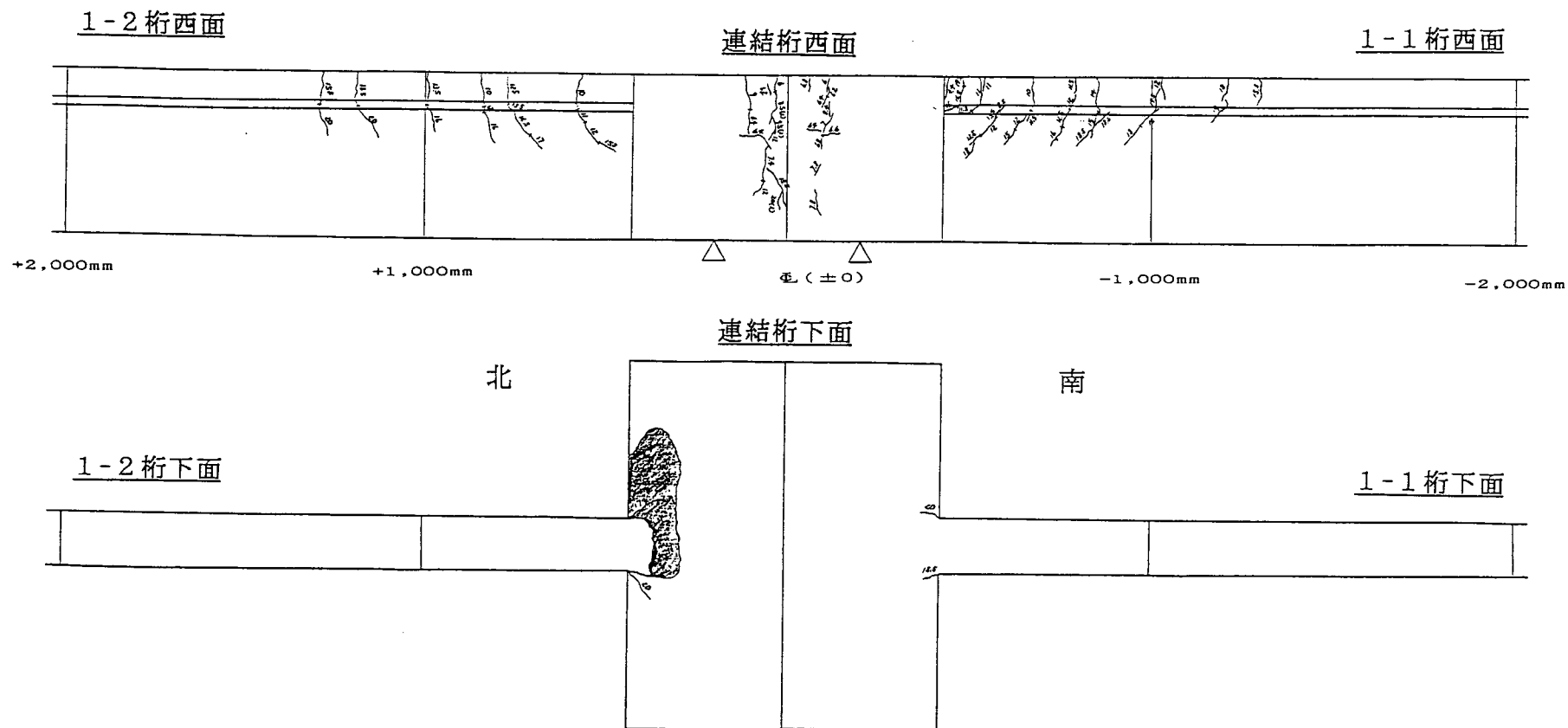
数字はひびわれ発生荷重 (ton)。

ただし、荷重 L 1 側は 0.88 倍した値がひびわれ発生荷重。

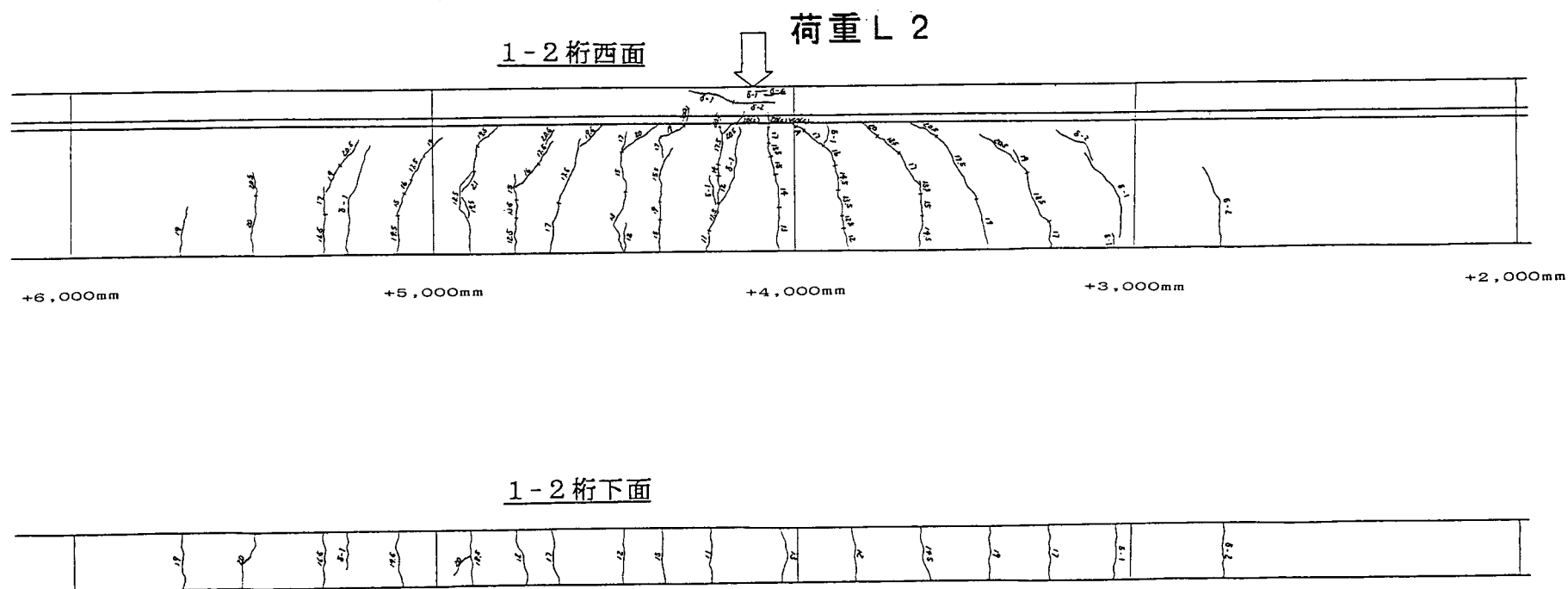
付図-3.2.1 供試体 S 6 のひびわれおよび破壊の状況 (d) その 4



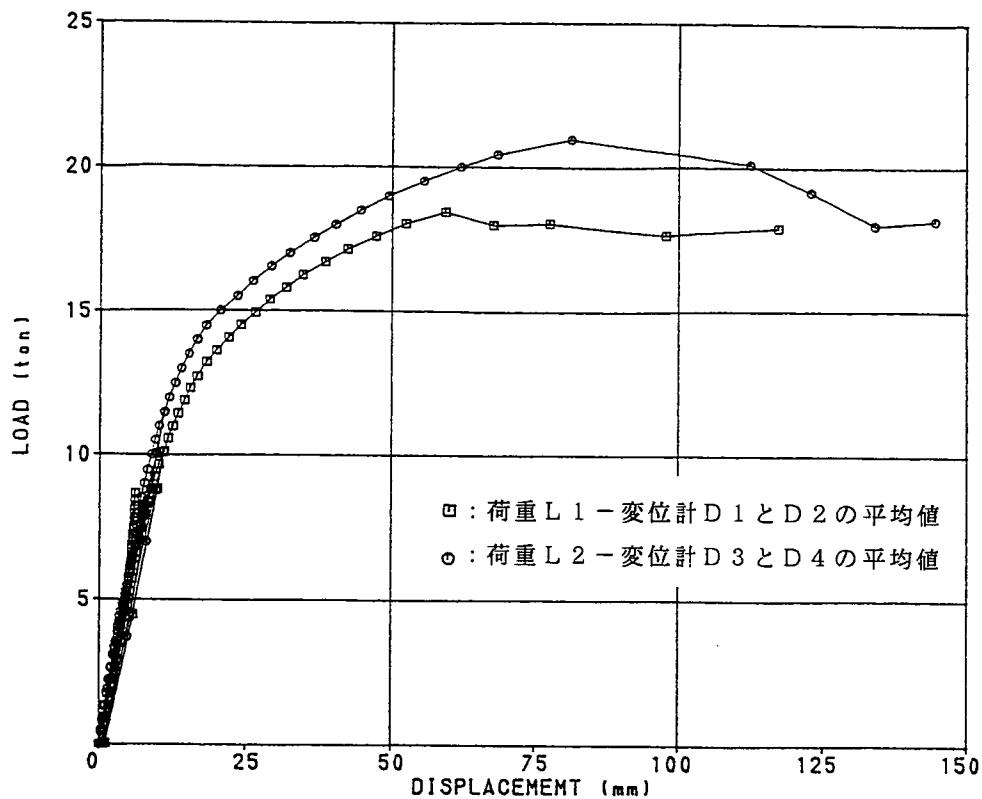
付図-3.2.1 供試体 S 6 のひびわれおよび破壊の状況 (e) その 5



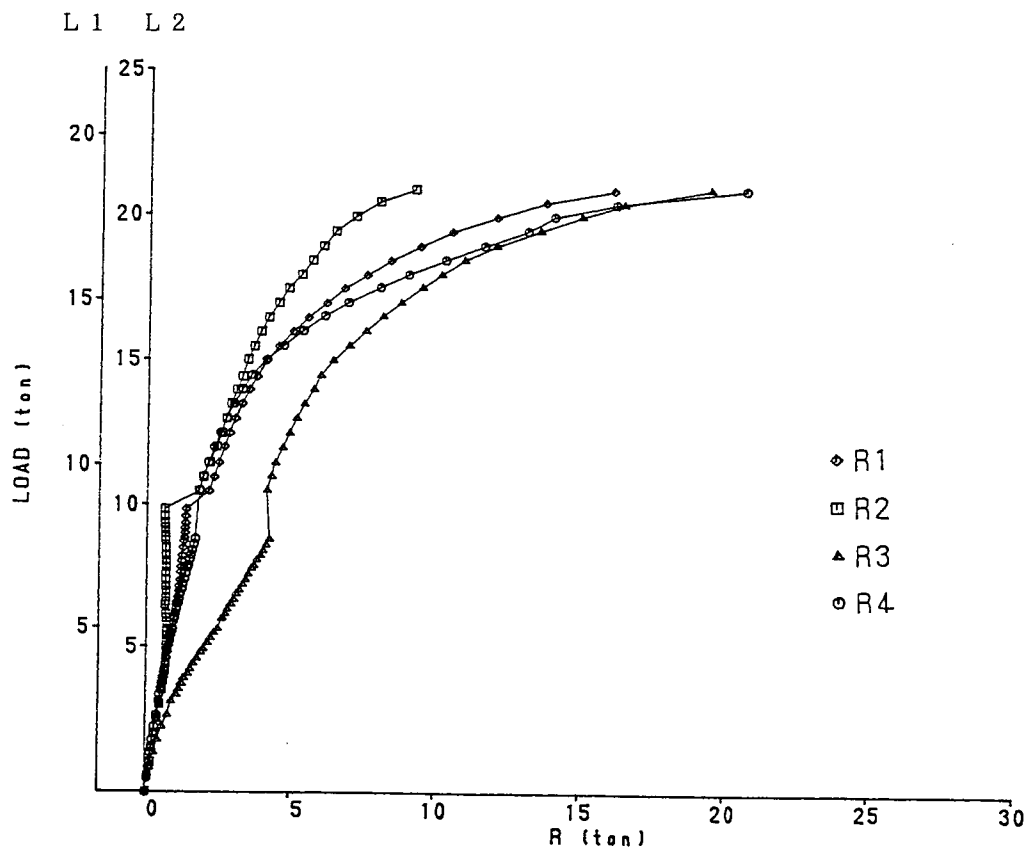
付図-3.2.1 供試体 S 6 のひびわれおよび破壊の状況 (f) その 6



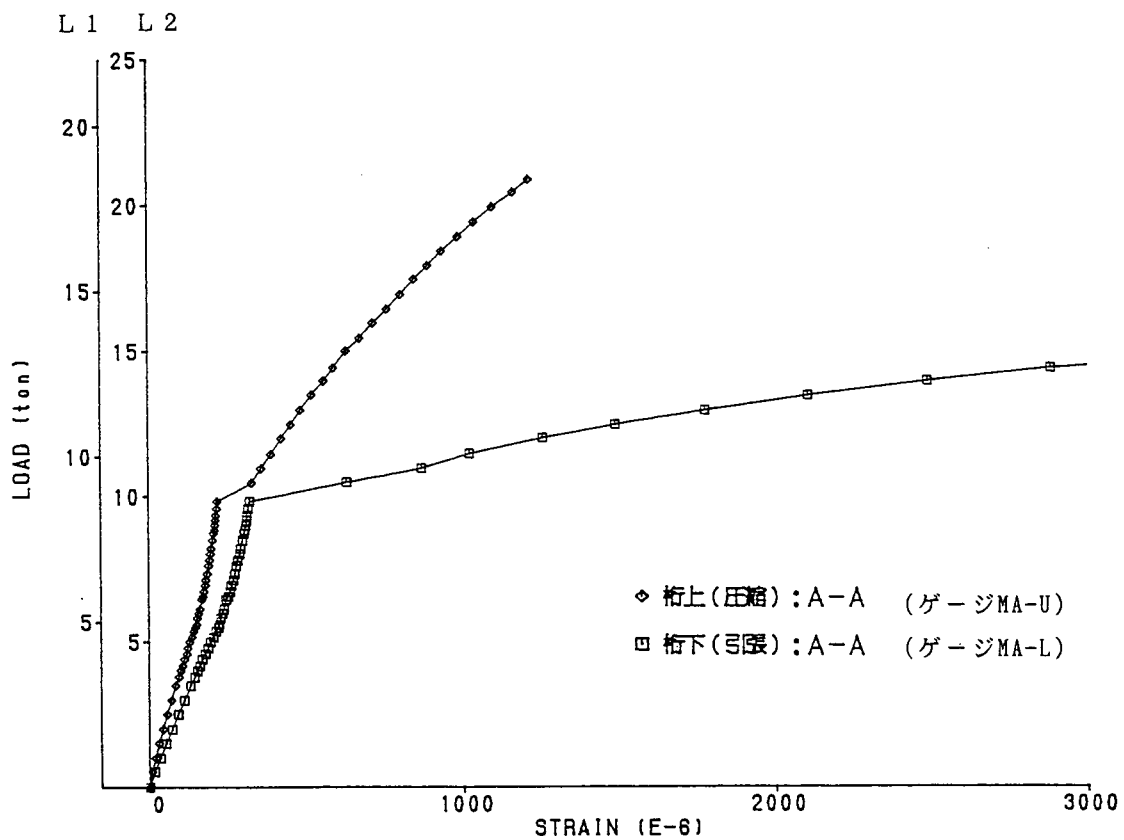
付図-3.2.1 供試体 S 6 のひびわれおよび破壊の状況 (g) その 7



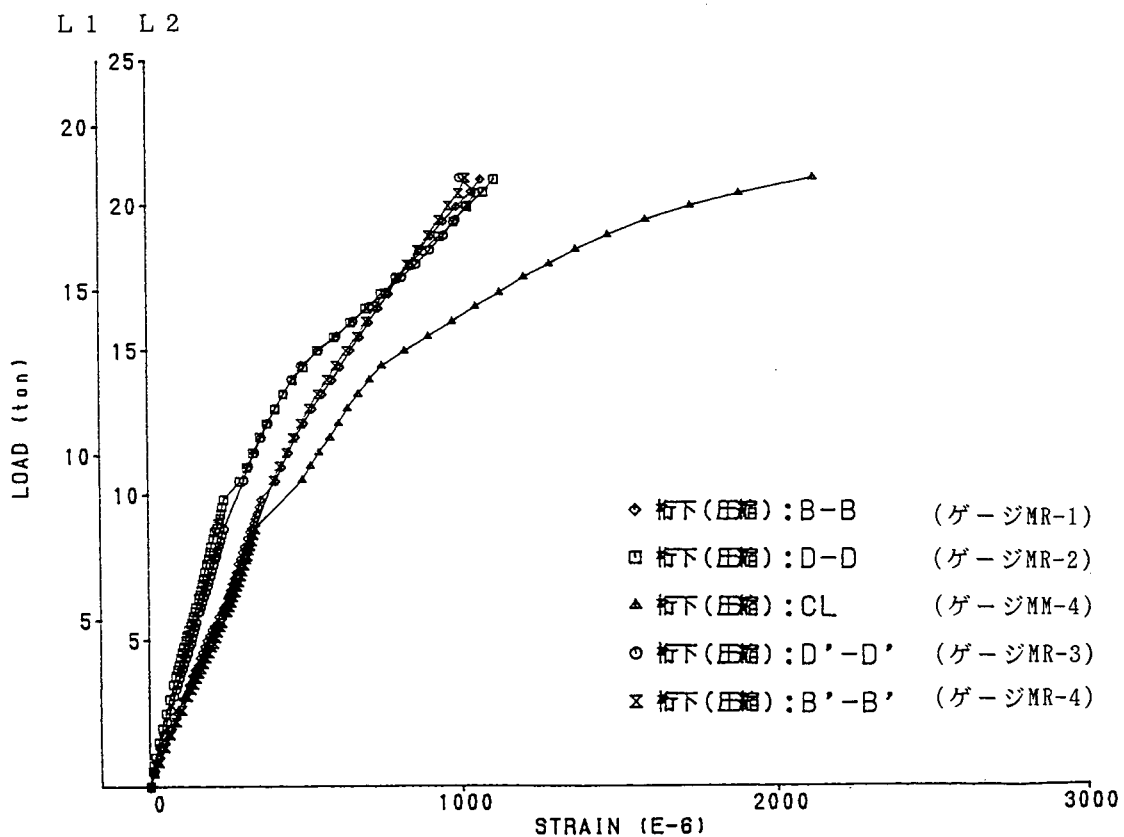
付図-3.2.2 供試体 S 6 の荷重 - 変位の関係



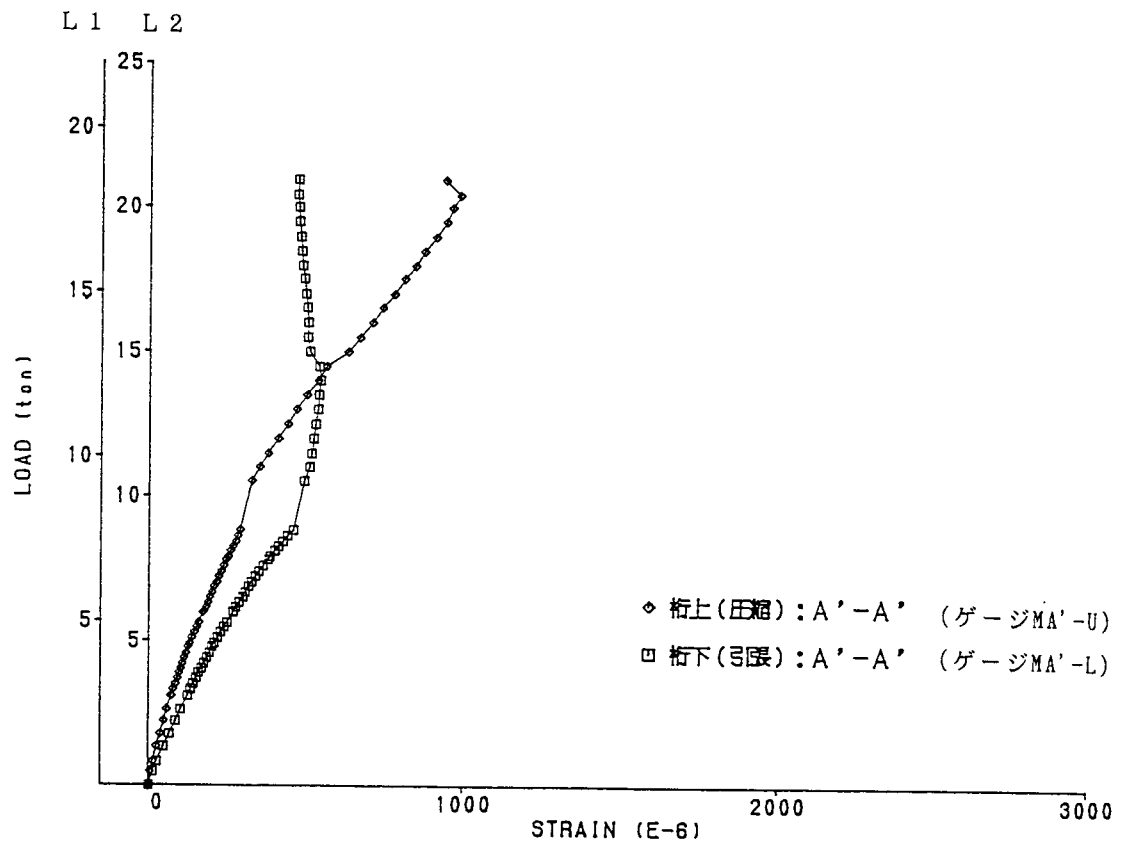
付図-3.2.3 供試体 S 6 の荷重 - 支点反力の関係



付図-3.2.4 供試体 S 6 の荷重-コンクリート内部ひずみの関係 (a) その 1



付図-3.2.4 供試体 S 6 の荷重-コンクリート内部ひずみの関係 (b) その 2



付図-3.2.4 供試体 S 6 の荷重-コンクリート内部ひずみの関係 (c) その 3

付録-4 連結げたの設計施工基準の比較

道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編
((社)日本道路協会, 平成2年2月)

10章 連続げた橋

10.5 中間支点上の連結部

- (1) 連結部を鉄筋コンクリート構造とする連続げた橋の連結鉄筋の重ね手長は、鉄筋径の25倍以上とする。
- (2) 連結部をプレストレストコンクリート構造とする連続げた橋のけたと床版コンクリートの結合面におけるせん断応力度は、9.3(3)項によるほか、床版に作用しているプレストレスによるせん断力を考慮して求めることを原則とする。

- (1) プレキャスト単純TげたまたはIげたを架設した後、中間支点を連結して連続げた構造とする形式の橋で、連結部を鉄筋コンクリート構造とする場合の連続げた橋の連結部の一般的な構造を図-解 10.5.1に示す。この部分は、支点が2箇所あることや剛な横げた主げたが連結されていることを考慮して、重ね継手を同一断面に集中して配置してもよい。ただし、特別の検討がなされない場合には、この部分の鉄筋の許容応力度を 1600kgf/cm^2 とするのがよい。

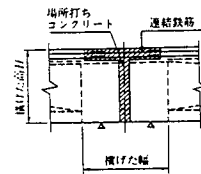


図-解 10.5.1 鉄筋コンクリート構造の連結部の例

- (2) プレキャスト単純Iげたを架設した後、床版および中間支点を場所打ちしてプレストレストコンクリート構造で連続する場合の連続げた橋では、施工中と完成後の構造系が異なるので、クリープおよび乾燥収縮による不静定力を考慮しなければならない。この不静定力は、共通編2.1.7(5)項によって求めてよいが、この場合、クリープ係数にある程度の幅を持たせて検討するのがよい。また、この形式の連続げたと床版の結合面に作用する床版プレストレスによるせん断応力度は、式(解 9.3.2)により求めてよい。この場合、結合面に生じる軸方向力 N_{ps} は式(解 9.2.5)において e_s の代わりに、式(解 10.5.1)で求められる e_s を用い、 $\varphi_{ps}=0$ として求めてよい。また、図-解 9.3.1における l は、1次床版部の全長をとるものとする。

$$e_s = P_p / (A_{ps} E_{ps}) \quad \text{..... (解 10.5.1)}$$

ここに、 e_s : 床版プレストレスによる床版のひずみ

P_p : 床版の有効プレストレス力 (kgf)

A_{ps} , E_{ps} は、式(解 9.2.2)に同じ

コンクリート道路橋設計便覧
((社)日本道路協会, 昭和60年10月)

第9章 連続げた橋

9.3 プレキャストげた架設方式連続げた橋

9.3.1 一般

ここでいうプレキャストげた架設方式連続げた橋とは、プレキャストのPCげたを単純げたとして架設し、中間支点上で現場打コンクリートを用いて、主げたを橋軸方向に連結して連続げた橋とするものである。しかし主げたの連結方法や設計思想の違いにより、次のように再分類する。

主げたをPC構造で連結するものは、PC鋼材配置上の制約から、一般にRC床版とPCげたを合成するPC合成Tげた橋(以下、合成げた橋と略記する)に用いられ、「連続合成げた橋」とよばれている。この場合、架設時に用いた仮支承は主げたの連結後に撤去して、中間支点上は1点支承とすることが特徴である。

一方、主げたをRC構造で連結するものは、合成げた橋以外にも、床版を合成しないTげた橋(以下、Tげた橋と略記する)に用いられ、架設時に用いたゴム支承は主げたの連結後もそのまま使用して中間支点上は2点支承とすることが特徴である。この構造形式は、従来「連結げた橋」と総称されてきたが、本便覧では、中間支点上での主げたの結合の考え方に着目し、「連結連続げた橋」と「連結単純げた橋」の2種類に区別することとした。

ここに、「連結連続げた橋」とは、連結後のすべての荷重状態において、通常の連続げたと同様の耐力と性状を期待するものである。したがって、支間部と連結部の両者とも「連続げた」であることを前提条件として設計する。

また、「連結単純げた橋」とは、単純げた橋の供用上の弱点となりやすい伸縮継手を減少させ、走行性の改善を目的として、中間支点上で主げたを便宜的に連結することを前提条件としている。したがって、連結後のすべての荷重状態に対しても「単純げた」としてその耐力を確保しようとするものである。

連結げた橋については各種の実験および報告(9-3)を参考にするとよい。

ここでは、「連続合成げた橋」と「連結連続げた橋」について、その設計上の留意点を記すものとする。なお、Tげた橋および合成げた橋特有の問題については、それぞれ第7章および第13章で、また中間支点横げたは14.4で取扱っている。

9.3.3 連結連続げた橋

連結連続げた橋は、中間支点上の負の曲げモーメントには連結鉄筋で抵抗すること、単純げた架設時に用いた支承を主げたの連結後もそのまま使用して、中間支点上は2点支承とすることに特徴がある。したがって、支承には弾性バネを有するゴム支承を用いることが必要である。また、連結後のすべての荷重状態に対して、通常の連続げたとしての耐力と性状を有するものである。

(1) 施工順序

連結連続げた橋は、一般にTげた橋や合成げた橋に用いられるが、それぞれの一般的な施工順序を図-9.3.7に示す。

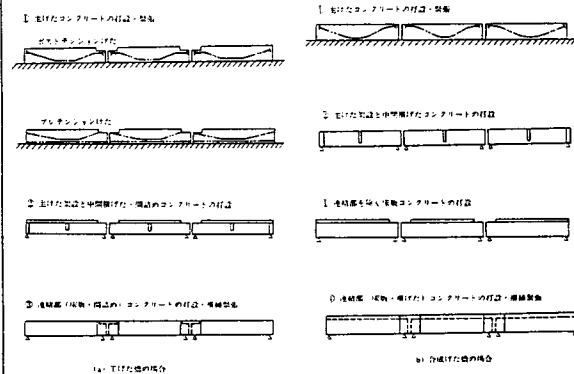


図-9.3.7 連結連続げた橋の一般的な施工順序

(2) 構造系の変化と構造解析

連結連続げた橋では、図-9.3.7に示したように、主げたの連結部の施工を境にして、構造系が2分され、主げたの連結前は単純げたとして、主げたの連結後は連続格子げたとして機能する。主げたの連結前に作用する荷重(主げたの自重およびプレストレス、横げた自重、床版あるいは間詰自重、連結部自重)は単純げたとして通常の弾理論により解析してよいが、主げたの連結後に作用する荷重(橋面死荷重、活荷重)については連続格子げたとして解析するのがよい。連続格子げたの解析については以下に示す3種類の方法がある。

1) バネ支承連続格子げたとして解析する方法

格子構造理論による解析方法で、実際の構造物にもっとも近い形で構造解析することができ、ある程度の不等径間や斜角が小さい時にも対応することができる。しかし、電子計算機を使用する必要があり、主げたの本数の多いTげた橋に対しては解析上の手数が多くなる。

図-9.3.8にバネ支承5径間連続格子げたの解析モデルを示す。

付表－4.1 連結げたに関する示方書類の記述（その2）

コンクリート道路橋設計便覧
((社)日本道路協会, 昭和60年10月)

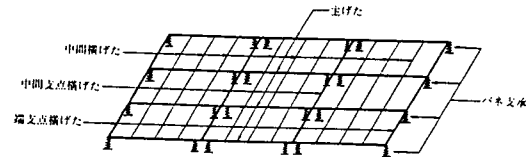


図-9.3.8 バネ支承5径間連続格子けたとして解析する方法

2) バネ支承連続けたとして解析する方法

バネ支承連続格子けたを主方向と横方向の2方向に分けて解析する方法で、主方向は、バネ支承を有する連続けたとして計算し、横方向の荷重分配は Guyon-Massonett の方法と Sattler の修正理論を用いる。この方法が一般に用いられている。ただし、大幅な不等径間や斜角の小さいものには適用できない。図-9.3.9 にバネ支承5径間連続けたとしての解析モデルを示す。

3) 剛支承連続けたとして解析する方法

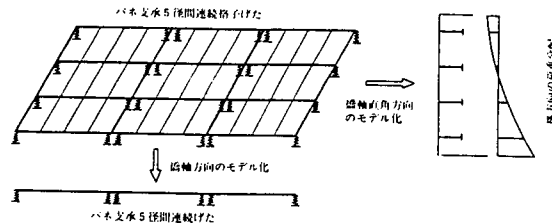


図-9.3.9 バネ支承5径間連続けたとして解析する方法

2)の方法をさらに簡略化した方法で、主方向は2点のバネ支承を1点の剛支承に置きかえ、連続けたとして計算し、横方向の荷重分配は Guyon-Massonett の方法と Sattler の修正理論を用いる。主方向の計算は、連続けたの影響線縦距表を使用することができ、もっとも簡便な方法で、主として概略検討に用いる。ただし、等径間の連続けたで、ほぼ直橋とみなせるものに限られる。また、支承反力は実際の挙動と大きく異なるので、バネ支承を有する連続けたとして、再度計算する必要がある。

図-9.3.10に剛支承3径間連続けたとしての解析モデルを示す。

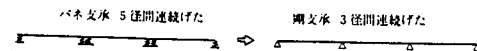


図-9.3.10 剛支承3径間連続けたとして解析する方法

(3) 作用荷重

連結連続けた橋では、単純けた橋で考慮する荷重以外に、以下に示す荷重をあらたに考慮する必要がある。

- ① 橋体自重（主けた、横けた、床版あるいは間詰め）と主けたプレストレスのクリープによる不静定力
- ② 主けたと床版のクリープ、乾燥収縮差による不静定力（合成けた橋についてのみ考慮する）。
- ③ 主けたと床版の温度差による不静定力
- ④ 支点沈下の影響

これらの作用荷重の概要と断面力算定法については9.3.2(3)を参照されたい。なお、①のクリープによる不静定力の計算で、主けたコンクリート打設から、連結部施工までの日数 t と連結部施工後の主けたの平均クリープ係数 φ は一般に $t=90$ 日、 $\varphi=1.7$ とすることが多い。ただし、工程が大幅に変化する場合は、別途クリープ係数を計算するのがよい。

(4) 主けた形状とPC鋼材配置

連結連続けた橋では、主けた連結後に作用する橋面死荷重と活荷重に対してのみ連続けたとして機能するため、主けた断面の大幅な減少は望めない。一般に、同一支間の単純けたと同じ形状の主けた断面を用いることが多い。この場合、「建設省土木構造物標準設計」と「JIS A 5316」を参考にして主けた断面を決めるとよい。しかし、これは主けた断面形状について参考にするものであって、PC鋼材配置については、連続けたの特性に留意して設計する必要がある。

ポストテンションけたでは、9.3.2(4)で述べたように中間支点付近での負の曲げモーメントに対処するため、けた端部付近に水平区間を設けたPC鋼材配置とするのがよい。また、プレテンションけたでは、PC鋼材のストレート配置だけでは、中間支点付近での主けた下縁部の圧縮応力が許容値を上回ることがある。この場合、PC鋼材のベンドアップ配置や、ボンドコントロール (B) を用いて、主けた下縁の圧縮応力を低減するのがよい。プレテンションけたの端部で主けた断面を拡幅する方法もあるが、これはプレテンションけたの特長を損なうので、なるべく避けるのがよい。なお、主けた断面やPC鋼材配置を変更すれば、JIS けたとはならないので、あらたに主けたの設計を行う必要がある。

〔注〕プレテンションけたにおいて、PC鋼材とコンクリートとの間に絶縁層を設けて、コンクリートに導入されるプレストレス量を調整する方法。

(5) 主けた連結部の構造

Tけた橋の主けた連結部は主けた端部の上フランジを切欠き、主けたから突き出した連結鉄筋に添え筋をし、重ね継手とする構造をとっている。したがって、連結鉄筋の配筋は施工性を考慮して、間隔100mm以上とし、鉄筋径はD25以下とするのがよい。また、重ね継手が同一断面に集中するため、鉄筋の許容値の低減を考慮する必要がある。この場合、土木学会「鉄筋継手指針」のA級Ⅰ種継手と考えれば、許容値は $\sigma_{ss}=1600\text{kg/cm}^2$ 、鉄筋の重ね継手長は鉄筋径の25倍程度となる。一方、合成けた橋では、現場打ちの上床版に連結鉄筋を配置することができ、主けたを切欠く必要がなく、また連結鉄筋の重ね継手が集中することもない。しかし、この連結鉄筋は床版鉄筋を兼ねるのでD22以下とするのがよい。

なお、連結単純けた橋では、主けた連結後に作用する荷重による中間支点上の曲げモーメントを用いて、RC断面として計算した鉄筋応力度から連結部の鉄筋量を定める。この場合、鉄筋応力度の目安として 1800kg/cm^2 を、また、鉄筋の重ね継手長さは鉄筋径の25倍を用いることが多い。

付表－4.2 連結げたに関する設計施工基準類の比較（その1）

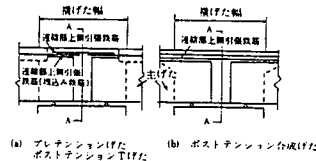
設計基準第2部構造物設計基準（橋梁編） （阪神高速道路公団，平成2年6月） 8章 連結げた橋 8.1 連結げた一般 この章では，隣接する径間のプレキャスト単純げたを，中間橋脚上で，場所打ちの鉄筋コンクリートによって連結し，中間橋脚上は，ゴム支承を用いた2点支承となる構造に関する事項について規定する。 なお，この章で述べられていない事項については他の章の規定に準ずるものとする。 8.2 荷重の組合せ (1) 連結げたの設計に考慮する荷重は次とおりである。 (a)前死荷重 (b)後死荷重 (c)活荷重 (d)2次断面力 (e)温度差 (f)支点の不等沈下 (2) 連結部の設計には次の荷重の組合せを考える。 1) (b)+(c)+(d)または，(b)+(c)+(d)+(f) 2) (b)+(c)+(d)+(e)または(b)+(c)+(d)+(e)+(f) ただし，活荷重，2次断面力は設計断面に不利に作用する場合についてのみ考慮するものとする。 (3) 支間中央部の設計には次の荷重の組合せを考える。 1) (a)+(b)+(c)+(d)または(a)+(b)+(c)+(d)+(f) 2) (a)+(b)+(c)+(d)+(e)または(a)+(b)+(c)+(d)+(e)+(f) ただし，活荷重，2次断面力は設計断面に不利に作用する場合についてのみ考慮するものとする。 8.3 設計計算 8.3.1 設計一般 連結げたの断面力は，前死荷重については，単純げたとして，後死荷重および活荷重については，ばね支承を考慮した格子構造理論によって求めるのを原則とする。 8.3.2 設計断面力 連結部の設計曲げモーメントは，8.3.1で求めた支点断面の後死荷重および活荷重による負の曲げモーメントを用いる。	土木工事設計要領第Ⅲ編道路編 （九州地方建設局，平成3年4月） 8 連結桁の設計 8-1 連結桁の型式 ここでいう連結桁とは，プレキャストP.C.桁を弾性支承（ゴム）で支持された単純桁の状態であって，中間支点上を両側橋脚から突出した鉄筋を重ね離手により連続し，横桁と同時にコンクリートを打設して連続構造としたものをいう。 4 荷重の組合せ a.....前死荷重 b.....後死荷重 c.....活荷重 d.....温度差 e.....支点の不等沈下..... 一般的には考えない。但し直接基礎等で沈下が予想される場合考慮する。（理論上考えられる場合） (1) 径間部に対して 単純桁として計算する。 (2) 連結部に対して (i) $b+c+d$ (ii) $b+c+e$ (iii) $b+c+d+e$ ただし，iiiの場合許容応力度の増し係数は1.15とする。 8-2 プレテン，ポストテンションT桁橋連続構造設計について プレキャスト桁を連結するので，連結部の連続桁としての耐力が損なわれても，単純桁としての耐力が十分確保されなければならないという考え方に基づいている。従ってプレキャスト桁の径間部は単純桁として計算し，連結部のみ連続桁として計算する。 (2) 設計断面力 (i) 連続桁の断面力（曲げモーメント，剪断力）は，プレキャスト桁については単純桁として，連結部については連続桁として計算する。 (ii) 連結部の設計曲げモーメントは，(i)で求めた支点断面の後死荷重及び活荷重による断面力の90%としてよい。ただし，バネで支持された5径間連続桁として解析した場合については断面力の低減は行わないものとする。 (iii) 支点の不等沈下による断面力を求める場合は，不等沈下量を支間／1,000 とするが，クリープの影響を考慮して支間／2,000 に対する値とする。	連結連続桁設計の手引（案） （近畿地方建設局滋賀国道工事事務所，昭和62年5月） 1. 1 連結連続桁一般 この手引書では，プレテンションT桁を用いた連結連続桁（以下連結桁という）の設計に関する事項について規定する。 1. 2 連結桁の定義 (1) 連結桁とは，プレキャストP.C.単純桁を架設後，橋脚上の突き合せ区間を現場打鉄筋コンクリートでつないだ桁構造をいう。 (2) 連結桁橋は，単純桁架設時に用いた支承を主桁連結後もそのまま使用して，中間支点上は2点支承とする。 1. 4 荷重の組合せ (1) 連結桁の設計に考慮する荷重は次の通りである。 (a)前死荷重 (b)後死荷重 (c)活荷重 (d)2次断面力 (e)温度差 (f)支点の不等沈下 (2) 連結部の設計には次の荷重の組合せを考える。 1) (b)+(c)+(d) または (b)+(c)+(d)+(f) 2) (b)+(c)+(d)+(e) または (b)+(c)+(d)+(e)+(f) ただし，活荷重，2次断面力は設計断面に不利に作用する場合についてのみ考慮するものとする。 (3) 支間中央部の設計には次の荷重の組合せを考える。 1) (a)+(b)+(c)+(d) または (a)+(b)+(c)+(d)+(f) 2) (a)+(b)+(c)+(d)+(e) または (a)+(b)+(c)+(d)+(e)+(f) ただし，活荷重，2次断面力は設計断面に不利に作用する場合についてのみ考慮するものとする。 2. 2 構造系の変化と構造解析 連結桁橋では，図-1.3.1に示したように，主桁連結部の施工を機にして，構造系が2分され，主桁連結前は単純桁として，主桁連結後は連続格子桁として機能する。主桁連結前に作用する荷重（主桁自重およびプレストレス，横桁自重，床版あるいは間隔自重，連結部自重）は単純桁として，主桁連結後に作用する荷重（橋面死荷重，活荷重）についてはバネ支承を有する連続桁として解析するのがよい。 2. 4 断面力の算出 (1) 断面力の算定は，表-2.4.1の構造解析に基づいて計算を行い，荷重による断面力，構造系変化による2次断面力，温度差から生じる2次断面力を求める。 表-2.4.1 構造解析方法 <table><tr><th></th><th>解析方法</th></tr><tr><td>主桁自重</td><td>単純桁</td></tr><tr><td>桁間，横桁自重</td><td>同上</td></tr><tr><td>床版自重</td><td>同上</td></tr><tr><td>橋面自重</td><td>連続桁</td></tr><tr><td>活荷重</td><td>同上</td></tr><tr><td>2次断面力</td><td>同上</td></tr></table>		解析方法	主桁自重	単純桁	桁間，横桁自重	同上	床版自重	同上	橋面自重	連続桁	活荷重	同上	2次断面力	同上
	解析方法															
主桁自重	単純桁															
桁間，横桁自重	同上															
床版自重	同上															
橋面自重	連続桁															
活荷重	同上															
2次断面力	同上															

付表－4.2 連結げたに関する設計施工基準類の比較（その2）

設計基準第2部構造物設計基準（橋梁編）
（阪神高速道路公団，平成2年6月）

8.3.3 連結部の断面計算上の仮定

- (1) 連結部に作用する負の曲げモーメントに対する設計断面は、図－8.3.1に示す連結部の断面A-Aとし、その断面形状は図－8.3.2の実線で示されるものとする。



図－8.3.1 連結部の設計断面



図－8.3.2 負の曲げモーメントに対する設計断面



図－8.3.3 正の曲げモーメントに対する設計断面

- (2) 連結部に作用する正の曲げモーメントに対する設計断面は負の場合と同じとするが、その断面形状は図－8.3.3の実線で示されるものとする。
(3) 主桁と支点の横げたにはプレストレスを考へて、主桁が横げたを介して連結けたとなるようにしなければならない。
(4) 主桁の中間支点付近の断面応力度検討に対する部材は負の曲げモーメントに対しては鉄筋コンクリート構造とし、正の曲げモーメントに対してはプレストレストコンクリート構造と考へてよい。

8.3.4 合成けたでのずれせん断力の計算

- (1) ずれせん断力は、前死荷重に対しては単純けたとして求め、後死荷重および活荷重に対してはばね支承を考慮した格子構造理論によって求めたせん断力を使用し計算する。
(2) けたと床版の温度差により結合面に作用するせん断応力度を考慮する場合は単純けたとして求めてよい。

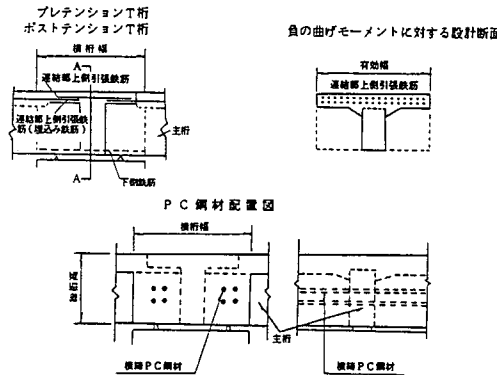
8.3.5 破壊安全度の検討

破壊に対しては、前死荷重は単純けたとし、後死荷重および活荷重はばね支承を考慮した格子構造理論によって求めた曲げモーメントにより、本基準3.1.1の荷重状態で断面が安全であることを確かめなければならない。

土木工事設計要領第Ⅲ編道路編
（九州地方建設局，平成3年4月）

8 連結部の寸法及び有効断面

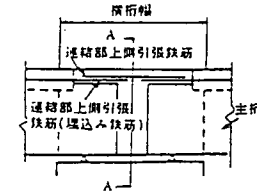
連結部に作用する負の曲げモーメントに対する設計断面は、図に示す連結部の断面A-Aとする。なお、有効幅は道示Ⅲ2.4.2による。



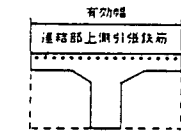
連結連続桁設計の手引(案)
（近畿地方建設局滋賀国道工事事務所，昭和62年5月）

2. 6 連結部の断面計算上の仮定

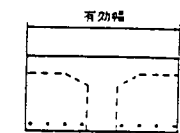
- (1) 連結部に作用する負の曲げモーメントに対する設計断面は、図－2.6.1に示す連結部の断面A-Aとし、その断面形状は、図－2.6.2の実線で示されるものとする。



図－2.6.1 連結部の設計断面



図－2.6.2 負の曲げモーメントに対する設計断面



図－2.6.3 正の曲げモーメントに対する設計断面

これらの有効幅は、道示Ⅲ2.4.2による。

- (2) 連結部に作用する正の曲げモーメントに対する設計断面は負の場合と同じとするが、その断面形状は図－2.6.3実線で示されるものとする。
(3) 主桁と支点上横桁には、プレストレスを考へて主桁が横桁を介して連結桁となるようにしなければならない。
(4) 連結部の設計桁高は、余座りを考慮しない桁高とする。
横桁の設計の場合は本編2.8構造細目を参照。
(5) 主桁の中間支点付近の断面応力度検討に対する部材は、負の曲げモーメントに対しては鉄筋コンクリート構造とし、正の曲げモーメントに対してはプレストレストコンクリート構造と考へてよい。

2. 8 破壊安全度の照査

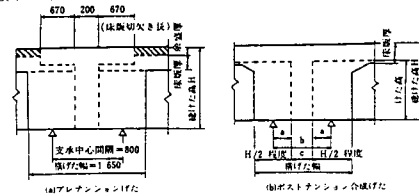
破壊に対しては、前死荷重は単純桁とし、後死荷重および活荷重は弾性支承上の5座間連続桁として構造理論により求め、各桁への荷重分配は、ギョーマソナーの理論とブッターの修正法理論により算出した曲げモーメントにより、道示Ⅲ2.1.1の荷重状態で断面が安全であることを確かめなければならない。

付表－4.2 連結げたに関する設計施工基準類の比較（その3）

設計基準第2部構造物設計基準（橋梁編）
（阪神高速道路公団，平成2年6月）

8.4 構造細目

- (1) 連結部の構造は次によるものとする。
1) 連結部のけた端の間隔は20cmを標準とする。
2) 横げたの幅は図－8.4.1のとおりとする。



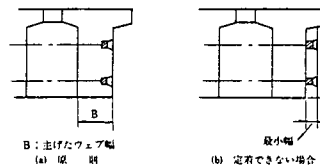
表－11.5.1 a, b, cの標準値

スパン	25m	30m	35m	40m
a (mm)	350	350	400	400
b (mm)	900	900	1,000	1,000
c (mm)	200			

(c) Post-tensioning bed (ポストテンションTげた) showing dimensions 670, 200, 670, and a support center distance of 800. The diagram also shows the connection between the bed and the girder.

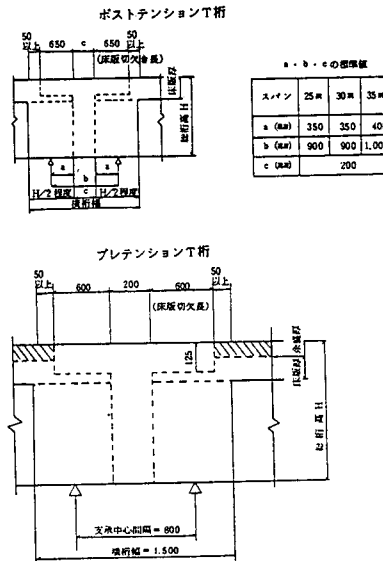
図－8.4.1 連結部の構造

- 3) 横げたには、主けたを縫う形でPC鋼材を配置しなければならない。そのプレストレス量は横げた断面に対してプレテンションげたの場合10kg/cm²、ポストテンション合げたおよびTげたの場合は15kg/cm²を標準とする。この場合、横げた断面とは（横げた幅×総けた高）とする（図－8.4.1参照）。
4) ポストテンション合げたの場合、連結部床版コンクリートは横げた部と同時に打設するが、その打継目はできるだけ床版厚の厚い部分に設けると共に打継目が弱点とならないように注意する。
5) 横げたは幅員方向に図－8.4.2(a)のようにするを原則とし、定着具が配置できない場合は、図－8.4.2(b)のように最小幅を確保する。



図－8.4.2 連結部横げたの形状

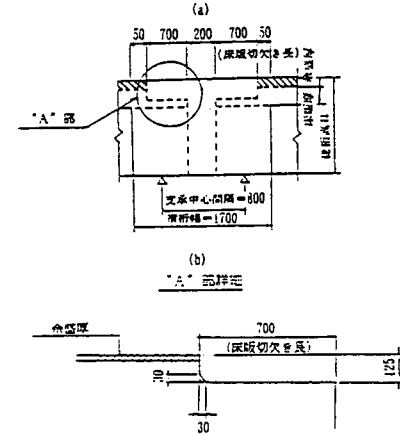
土木工事設計要領第Ⅲ編道路編
（九州地方建設局，平成3年4月）



連結連続桁設計の手引(案)
（近畿地方建設局滋賀国道工事事務所，昭和62年5月）

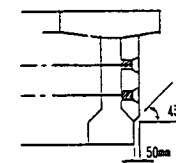
2. 7 連結部の構造

- (1) 連結部の構造。
1) 連結部の桁端の間隔は20cmを標準とする。
2) 横桁の幅は、支承から桁高の1/2程度延ばすものとし、床版の切欠きを完全に包むようにする。（図－2.7.1参照）従って、本編では以下の様に定めた。



図－2.7.1 連結部の構造

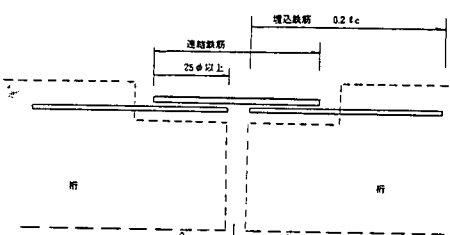
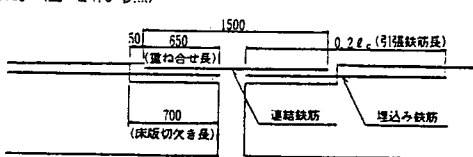
- 3) 横桁は幅員方向に図－2.7.2 のようにするを原則とする。



図－2.7.2 連結部横桁形状

- 4) 横桁には主けたを縫う形でPC鋼材を配置しなければならない。そのプレストレス量は、横桁断面に対して10kg/cm²を標準とする。この場合、横桁断面とは（横桁幅×総桁高）とする（図－2.7.1 (a)参照）

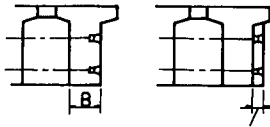
付表－4.2 連結げたに関する設計施工基準類の比較（その4）

設計基準第2部構造物設計基準（橋梁編） （阪神高速道路公団，平成2年6月）	土木工事設計要領第Ⅲ編道路編 （九州地方建設局，平成3年4月）	連結連続桁設計の手引（案） （近畿地方建設局滋賀国道工事事務所，昭和62年5月）
(2) 連結部の鉄筋は次による。 1) 連結部上側引張鉄筋は、ポストテンション合成げたの場合、2段配置を原則とし、床版としての横軸方向鉄筋の間隔を考慮してその直径を定めて配置する。プレテンションげた、ポストテンションTげたは、埋込み鉄筋と連結鉄筋とから構成し、1段に配置するのを原則とする。ただし、支点の不等沈下を考慮する場合は2段配置としてもよい。使用鉄筋径はポストテンション合成げたについてはD19以下、プレテンションおよびポストテンションTげたについてはD22以下を原則とする。また、その最小中心間隔は10cm以上を原則とする。 2) ポストテンション合成げたの場合の連結部上側引張鉄筋の長さ、プレテンションおよびポストテンションTげたの場合の埋込み鉄筋の長さは連続げたスパンl_cの20%程度とする。 3) 埋込み鉄筋と連結鉄筋の重ね合せ長さは28ϕ以上とし、連結鉄筋の長さは1490mmを標準とする。 4) 横げたの下側には主げたの正の曲げモーメントと支点の不等沈下に対する主鉄筋を配置しなければならない。 5) 横げたの配力筋はD16を20cm以下の間隔で配置するものとする。 6) ポストテンションTげたの切欠き部の補強鉄筋は、D13mm以上とし15cm間隔以下とする。 7) 連結部でのけた端処理としてプレテンションげたではPC鋼材を5cm程度出すのを原則とする。また、ポストテンションげたはコーン座の跡埋めを行わない。 8) 連結部付近の床版上には、原則として防水層を設けるものとする。	7 連結部構造明細 (1) 連結鉄筋………上側引張鉄筋はSD30、D25%以下、鉄筋最小中心間隔は100%以上、鉄筋許容応力度$\sigma_{sa} = 1,800 \text{ kgf/cm}^2$、鉄筋の重ね継手25$\phi$以上とする。 (2) 横桁プレストレス………横軸方向は考慮しない。横軸直角方向については、プレテンションの場合10kg/cm²、ポストテンション桁の場合15kg/cm²とする。（この場合、横桁幅×総桁高に対して） (3) 横桁の配筋 下側鉄筋………横桁下側鉄筋は連結鉄筋量の1/2以上。 配力筋………D16%、鉄筋最小中心間隔200%以下。 (4) 連結部コンクリート強度 $f_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$ (5) 埋込鉄筋の長さ………中間橋脚上二支点支承の中心を仮定支点と設定した支間長の20%程度とする。但し、間隔部は曲げモーメントに応じて決定する。 	(2) 連結部の鉄筋 1) 連結部上側引張鉄筋は1段配置を原則とする。ただし、支点の不等沈下を考慮する場合は2段配置としてもよい。使用鉄筋径はD22以下を原則とするが、配束上困難な場合はD25まで使用しても良い。また、その中心間隔は10cm以上を原則とする。 2) 連結部上側引張鉄筋の長さは、連結桁スパンl_cの20%程度とする。（l_cは図-2.1.1参照） 3) 埋込み鉄筋と連結鉄筋の重ね合せ長さは2650mmとし、連結鉄筋長は1500mmとした。（図-2.7.3参照）  図-2.7.3 連結部鉄筋の重ね合わせ 4) 横桁の下側には、連続桁の正の曲げモーメントと支点の不等沈下に対する主鉄筋を配置しなければならない。この場合、1)で配置した連結上側引張鉄筋量の少なくとも半分以上を下側に配置するものとする。 5) 横桁の配力筋はD16を20cm以下の間隔で配置するものとする。

付表－4.3 各項目の問題点等と各基準の比較一覧（その1）

項 目	問 題 点 等	① 設計要領・第二集 橋梁上部構造 日本道路公団（55年4月）	② 設計基準 第2部 構造設計基準（橋梁編） 阪神高速道路公団（平成2年）	③ 連結連続設計の手引（案） 近畿地方建設局滋賀国道工事事務所（82年5月）	④ 土木工事設計要領・連結設計基準 九州地方建設局（平成1年4月）	⑤ 道路橋示方書Ⅲ（平成2年2月） コクリト道路橋設計便覧（昭和60年10月）
1. 適用の範囲	(1)適用の範囲が異なる	1)プレキャストPCけた 支間は28m未満、等径間・直橋とみな せる橋 2)現場打鉄筋コンクリートにより連結す る構造 3)単純けたのゴム支承をそのまま使用す る	1)プレキャスト単純けた 支間は40m程度まで、直橋に近いもの 2)同左 3)同左	1)プレテンションTけた 等径間、直橋とみなせる橋 2)同左 3)同左	1)プレキャストPCけた 支間は28m程度、等径間、直橋とみな せる（80°程度） プレテン…JIS、ボスデン…標準設計	
	(2)連結けたの定義が異なる ノージョイント方式の扱い方		プレキャスト単純けたを中間橋脚上で 場所打RCによって連結し、中間支点上 はゴム支承を用いた2点支承とする構造		・プレキャストPCけたを弾性支承で支 持された単純けたの状態でも架設、場所 打RC構造で連続構造とする。 ・単純けたとしての耐力が十分確保され ねばならない。故に径間部は単純け た、連結部のみ連続けたとして計算 （連結連続けた）中間支点上の負荷に 対して連結鉄筋で抵抗、単純けた架設時 に用いた支承を主けた連結後も使用して 2点支承で中間支点をつくる。ゴム支承 を使用する。連結後の荷重状態に対して 通常の連結けたとしての耐力と性状を有 する（設計便覧）	
2. 荷 重	○2次力の扱い方が異なる	1)荷重種類 前死荷重 後死荷重 活荷重 クリ ープ 乾燥収縮 温度差 支点沈下 2)荷重の組合せ 二次力は断面に不利に作用する場合 のみ考慮	1)a. 前死荷重、b. 後死荷重、c. 活荷重、 d. 2次断面力、e. 温度差、f. 支点沈下 2)（連結部） $b+c+d$ 、 $b+c+d+f$ $b+c+d+e$ 、 $b+c+d+e+f$ （中央部） $a+b+c+d$ 、 $a+b+c+d+f$ $a+b+c+d+e$ 、 $a+b+c+d+e+f$	①と同	1)a. 前死荷重、b. 後死荷重、c. 活荷重、 d. 温度差、e. 支点沈下 2)（径間部）単純けた （連結部） $b+c+d$ 、 $b+c+e$ $b+c+d+e$ （ σ_{ca} は15%増）	
3. 使用材料 （連結部）	○連結部のコンクリート強度が異なる	1)鉄筋 SD30 2)コンクリート $\sigma_{ck} \geq 350\text{kgf/cm}^2$	1)SD30 2) $\sigma_{ck}=300\text{kgf/cm}^2$	1)SD30 2) $\sigma_{ck}=300\text{kgf/cm}^2$	1)SD30 2) $\sigma_{ck}=300\text{kgf/cm}^2$	
4. 許容応力度 （連結部）	○連結部の鉄筋の許容応力度が異なる	1)鉄筋 $\sigma_{sa}=1600\text{kgf/cm}^2$ 2)コンクリート $\sigma_{ca}=\sigma_{ck}/3$		1) $\sigma_{sa}=1600\text{kgf/cm}^2$ 2) $\sigma_{ca}=\sigma_{ck}/3$	1) $\sigma_{sa}=1800\text{kgf/cm}^2$	1) $\sigma_{sa}=1600\text{kgf/cm}^2$ （道示Ⅲ） $\sigma_{sa}=1800\text{kgf/cm}^2$ （設計便覧）
5. 設 計	(1)設計スパンの考え方が異なる	1)単純けたはゴム支承間隔 2)連続けたは単純けたのゴム支承をそ のまま利用した構造とする（パネ支持され た連続けた）	1)単純けたはゴム支承間隔 2)格子構造理論はゴム支承を支点とした 5径間連続 3)ギョーン・マゾネ理論では中間点を支点 とした3径間連続	①と同	①と同	
	(2)設計断面力の考え方が異なる	1)連結部の断面力は主けた連結後に作用 する荷重を連結けたに割り当てて求め る。ただし、死荷重作用時には正の曲 げが作用しない状態とする 2)主けたの断面力は、連結前は単純け た、連結後は連続けたとして算定。た だし、正の曲げモーメントは連続けた で求めた値の10%増しとする 3)連結部の負の曲げモーメントは、低減 しない	1)連結後に作用する後死荷重、活荷重は 格子構造理論、ただし直橋で版構造と みなせる場合はザッター修正を用い たギョーン・マゾネ理論 3)5径間連続構造では曲げモーメント低 減せずギョーン・マゾネの場合は道示Ⅲ に従って低減可。	1) ①と同 2)各けたの荷重分配はザッター修正を 用いたギョーン・マゾネ理論によって可	1)剛支承を有する3径間連続けた 横方向分配はギョーン・マゾネ方法とザ ッター修正理論。支承反力はパネ支 持5径間連続けた 2)連続けたの断面力は、プレキャストけ たに対しては単純けた、連結部に対し ては連続けた 3)連結部曲げモーメントは90%に低減 4)不等沈下量はL/2000	
	(3)連結部断面計算上の仮定が異なる ・負曲げに対する圧縮縁の有効幅の考え 方 ・横方向プレストレス量	1)設計断面は、道路橋示方書の規定によ る上縁幅とけたの下フランジ幅を有す るT形断面 2)（規定なし） 3)（規定なし） 4)主けたと横けたがずれないように、プ レストレスを与えて一体化する 5)横けたの横軸方向にも5kgf/cm ² 以上の プレストレスを導入する	1)負曲げに対する設計断面は有効幅を考 慮したT形断面 正曲げに対しては同じく短型断面 4)プレストレスを与えて主けたと横けた を一体化 5)主けた中間支点付近の応力度検討は、 負曲げに対してはRC、正曲げに対し てはPC部材として行う	1) ②と同 4)横けたプレストレス：プレテン10kgf/ cm ² を標準 5) ②と同	1)負曲げに対する設計断面は、道示規定 の有効幅を考慮して決めるT形断面 4)横けたプレストレス：横軸直交方向 プレテン10kgf/cm ² 、ボスデン 15kgf/cm ² 程度。横軸方向に考慮しない	
	(4)破壊安全度の照査が異なる	1)連結部の破壊安全度 （明記していない） 2)主けたの破壊安全度 （明記していない）	1)前死荷重は単純けた、後死荷重および 活荷重は格子構造理論を用いた曲げモ ーメントを組合せた終局状態に対して 照査	1)連結部の破壊安全度は連続けたで算出 した曲げモーメントについて検討する 2)主けたの破壊安全度は単純けたと連続 けたで算出した曲げモーメントについ て検討する	明記していない	

付表－4.3 各項目の問題点等と各基準の比較一覧（その2）

項 目	問 題 点 等	① 設計要領・第二集 橋梁上部構造 日本道路公団（55年4月）	② 設計基準 第2部 構造物設計基準（橋梁編） 阪神高速道路公団（平成2年）	③ 連結連続桁設計の手引（案） 近畿地方建設局滋賀国道工事事務所（82年5月）	④ 土木工事設計要領・連結桁設計基準 九州地方建設局（平成1年4月）	⑤ 道路橋示方書Ⅲ（平成2年2月） コガリト道路橋設計便覧（昭和60年10月）
5. 設 計	(5) 支承構造が異なる	1) 所定のバネ定数をもつゴム支承とする 通常1200t/cm以下とする 2) 支圧応力度 $15 \leq \sigma_s \leq 50 \text{ kgf/cm}^2$ 3) 支承反力は、連結前は単純げたとして、連結後は弾性支承を有する連続げたとして算出する	1) 適当なバネ定数をもつゴム支承とし、連結後の主げたの挙動が1点支承に近い支持条件を持つもの	1) 所定のバネ定数をもつゴム支承とする プレテン220t/cm 2) 同左 3) 同左 4) 許容せん断ひずみはゴム厚さの50%以下	1) バネ定数：プレテン…280t/cm ポステン…1000t/cm ポステン合成…1200t/cm	
	(6) 連続部構造細目（連結部の構造） ・切欠き寸法等異なる	1) 連結部のけた端間隔は鉄筋の重ね継手可能な幅 2) 横げた幅は、縦げた高+けた端間隔幅 3) 主げた切欠長は最小50cm、切欠厚は12.5cm以上	1) 連結部けた端間隔20cmを標準 2) 横げた幅は1650mm（プレテンげた） ポステンげたも標準値を設定 3) 主げた切欠長870mm	1) 連結部けた端間隔は20cmを標準 2) 横げた幅は170cm（プレテンげた） 3) 主げた切欠長は70cm、切欠厚は12.5cmを標準とする 4) 横げた幅は主げた下縁幅から5cm出た位置とする		
	(7) 連続部構造細目（連結部の鉄筋） ・鉄筋径、継手長等異なる	1) 鉄筋径はD25以下 2) 主鉄筋の重ね合せ長さは鉄筋径の35倍以上 3) 連結部引張鉄筋は、曲げモーメントの反曲点付近まで延長して配置（圧縮部に定着） 4) かぶり厚は3cm以上、鉄筋間隔は10cm程度確保 5) 切欠き部のすれ止め鉄筋はD13、15cm以下の間隔で配置。合成げたは単純合成げたのすれ止め 6) 横げたの下側にはD16を20cm間隔以下で配置	1) プレテン、ポステンげたはD22以下 中心間隔100mm以上 2) 重ね合せ長さは28φ以上、連結鉄筋長は1490mmを標準 3) 横げた配力筋D16を20cm以下の間隔 4) 埋込み鉄筋長…支間長の20%程度	1) 引張主鉄筋はD22以下一段配置を原則とする配置困難な場合はD25まで可 2) 重ね合せ長さは65cm、連結鉄筋の長さは150cmを標準とする 3) 埋込鉄筋または連結部引張主鉄筋の長さは、連結げたスパンの20%程度 4) 鉄筋の最小中心間隔は10cm以上 5) （規定なし） 6) 同左	1) 鉄筋D25以上 2) 横げた配筋 主鉄筋…主げた正曲げに対して配置 （但し連結鉄筋量の1/2以上） 配力筋…D16、中心間隔200mm以下 4) 埋込鉄筋長…支間長の20%程度	1) 鉄筋D22以下（設計便覧）
	(8) 連続部構造細目（横げた形状）		(横げた形状)  B: 主げたウェブ幅 最小幅 (a) 原則 (b) 定着できない場合			
6. 施 工	○施工手順		1. プレキャストげた製作 2. 同 運搬架設 3. 床版連結鉄筋等の配置 4. 中間横げたコンクリート打設 5. 連結部の施工 6. 支点上横げたプレストレス導入 7. 床版、横げたのプレストレス導入			1. 主げたコンクリート打設緊張 2. 主げた架設、中間横げた間詰コンクリート打設 3. 連結部コンクリート打設、横版緊張（設計便覧）

付録-5 プレキャスト連結げたの設計計算例

*** 1 *** 設 計 条 件

** 1-1 ** 基 本 条 件

* 構造種別 プレストレストコンクリート道路橋

* 構造形式 3 径間連結プレテンションT桁橋

* 橋 長 (m) 65.300

* 桁 長 (m) 21.600 21.600 21.600

* 支 間 (m) 21.000 21.000 21.000

* 連結桁間 (m) 0.200 0.200

* 幅員構成 (m)	12.000	車 道 = 8.500	
		分離帯 = 0.000	
		(左)	(右)
		歩 道 = 2.500	0.000
		地 覆 = 0.400	0.600
		縁 石 = 0.000	0.000

* 斜 角 90° 0' 0"

* 活 荷 重	主桁	L - 20
	床版	T - 20 (割増)
	群集荷重	350 (kg/cm ²)
	雪荷重	0 (kg/cm ²)

* 衝撃係数 0.217 0.217 0.217

* 支点沈下 有り

* その他 クリープ考慮

** 1-2 ** 材 料 強 度 お よ び 許 容 応 力 度

* 1-2-1 * コンクリート (kg/cm ²)		主 桁	場所打
* 設計基準強度		500.0	300.0
* プレストレスを与える時の圧縮強度		350.0	250.0
* 許容曲げ圧縮応力度	* プレ導入直後	210.0	140.0
	* 設計荷重作用時	160.0	110.0
* 許容曲げ引張応力度	* プレ導入直後	-18.0	0.0
	* 設計荷重作用時	-18.0	0.0
* コンクリートが負担できる平均せん断応力度		6.5	
* コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値		60.0	
* 許容斜引張応力度	* 設計荷重作用時	-12.0	
* 1-2-2 * P C 鋼材 (kg/mm ²)		縦 締	横 締
* P C 鋼材の材質		SWPR7B	SWPR19
* P C 鋼材の種類		15.2	1T19.3
* 引張強度		190.0	190.0
* 降伏点強度		160.0	160.0
* 許容引張応力度	* 緊張力を与える時	144.0	144.0
	* プレ導入直後	133.0	133.0
	* 設計荷重作用時	114.0	114.0
* 1-2-3 * 鉄筋 (kg/cm ²)		S D 2 9 5	
* 材質			
* 許容引張応力度	* 一般	1800.0	
	* スターラップ	3000.0	
	* 連結部	1600.0※	
	* 床版	1400.0	

** 1-3 ** 設 計 計 算 に 関 す る 一 般 事 項

* 1-3-1 * 断面力の計算方法

* 荷重分配

・ギオン・マソネーとザトラーの修正法理論による、

(斜角 75° 以上、 75° 未満の場合は、格子構造理論)

* 連続桁モーメントの割増

- ・連続桁正モーメントに対して 1.000
- ・連結部負モーメントに対して 1.000

(道示、Ⅲ、10.3.1の低減は行わない)

* 1-3-2 * 終局荷重作用時の荷重の組合せ

- <1> $1.30 \times (\text{死荷重}) + 2.50 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃}) + 1.0 \times (\text{クリープによる不静定力})$
- <2> $1.00 \times (\text{死荷重}) + 2.50 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃}) + 1.0 \times (\text{クリープによる不静定力})$
- <3> $1.70 \times (\text{死荷重}) + 1.70 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃}) + 1.0 \times (\text{クリープによる不静定力})$

* 1-3-3 * コンクリートの設計基準値

- * ヤング係数 ($\times 10^6 \text{ kg/cm}^2$) * 設計荷重作用時
- * クリープ係数 * 最終
- * 乾燥収縮度 ($\times 10^{-5}$) * 最終
- * プレを与える時
- * 桁連結後
- * 桁連結後

主 桁	場所打
0.330	0.280
0.295	
3.0	2.6
1.7※	2.6
20.0	20.0
16.0※	20.0

* 1-3-4 * P C 鋼材の設計基準値

- * ヤング係数 ($\times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)
- * リラクセーション率(%) * プレストレス導入前
- * プレストレス導入後
- * P C 鋼材 1 本当たりの断面積 (cm^2)

縦 締	横 締
2.000	2.000
6.0	0.0
5.0	5.0
1.387	2.437

※一般に主桁コンクリート打設後90日で連続桁に変換されると考え、クリープ係数 $\phi=1.7$ 、乾燥収縮度 $\epsilon=16 \times 10^{-5}$ の値を用いることが多い。

** 1-4 ** そ の 他 の 諸 数 値

* 1-4-1 * 構造に関する諸数値

* 主桁本数	(本)	12				
* 主桁間隔	(m)	1.000				
* 径間番号		1 径間	2 径間	3 径間		
* 中間横桁本数	(本)	1	1	1		
* 中間横桁厚	(m)	0.500	0.500	0.500		
* 連結横桁厚	(m)	1.700	1.700			
* 連続桁の支間	(m)	21.000	0.800	21.000	0.800	21.000
* 支点バネ定数※	(t/cm)	280.0	280.0	280.0	280.0	280.0
		280.0				

※プレテンション桁の場合 : 280.0 tf/cm
ポストテンション桁の場合 : 800.0 tf/cm

*** 2 *** 主桁の曲げモーメント

** 2-1 ** 中央断面の曲げモーメント (t・m)

< 1 径間 >

* 桁自重	46.764
* 横桁 + 床版	9.336
* 橋面死荷重	12.711
* 雪荷重	0.000
* 活荷重 <max>	37.892
<min>	-6.949
* 合計 <max>	106.703
<min>	61.862

< 2 径間 >

* 桁自重	46.764
* 横桁 + 床版	9.336
* 橋面死荷重	5.622
* 雪荷重	0.000
* 活荷重 <max>	31.078
<min>	-9.966
* 合計 <max>	92.800
<min>	51.756

** 2-2 ** 連結部の設計曲げモーメント (t・m)

* 連結番号	1 番目
* 橋面死荷重	-31.063
* 雪荷重	.000
* 活荷重 <max>	3.363
<min>	-23.857
* 自重クリープ	-32.501
* プレククリープ	57.860
* 温度差	1.505
* 支点沈下 <max>	10.144
<min>	-11.021
* 静荷重合計	-5.704
* 総合計 <max>	9.308
<min>	-40.581
* 終局時 <max>	2.704
<min>	-74.665

基準連結時 90 日の前後 30 日程度の誤差を考慮してクリープ係数を変化させて計算する。

$$\Delta M \phi = (M_0 - M) (1 - e^{-\phi})$$

桁 連 結 時	30 日	90 日	120 日
ク リ ー プ 係 数	$\phi = 1.8$	$\phi = 1.7$	$\phi = 1.6$
$\Delta M \phi_1 / \Delta M \phi_{1.7}$	1.0213	1.0000	0.9765
自重クリープ、プレククリープによる曲げモーメント	25.899	25.359	24.763
Mmin	-40.042	-40.581	-41.178
$\Delta M \min \phi_1 / \Delta M \min \phi_{1.7}$	0.9867	1.0000	1.0147
前後 30 日程度の誤差を考慮しても、Mmin の差は 2 % 以内であり、ほとんど影響ない。			

*** 3 *** 曲げ応力度

** 3-1 ** 荷重による曲げ応力度

モーメント		曲げ応力度 (kg/cm ²)		
(t・m)		〈上縁〉	〈P C図心〉	〈下縁〉
＜ 1 径間 ＞				
* 荷重				
桁自重	46.764	53.0	-53.5	-77.4
横桁 + 床版	9.336	10.6	-10.7	-15.5
橋面死荷重	12.711	12.0	-14.1	-20.0
雪荷重	.000	0.0	0.0	0.0
活荷重 <max>	37.892	35.7	-42.1	-59.6
<min>	-6.949	-6.5	7.7	10.9
* 二次力				
自重クリープ	-16.972	-16.0	18.8	26.7
プレクリープ	30.388	28.6	-33.7	-47.8
温度差	-2.890	7.2	-3.4	-2.0
支点沈下 <max>	4.922	4.6	-5.5	-7.7
<min>	-5.287	-5.0	5.9	8.3
* 合計				
桁連結時	56.100	63.5	-64.1	-92.9
静荷重合計	82.227	88.2	-93.1	-134.0
合計 <max>	120.119	123.9	-135.2	-193.6
<min>	75.278	81.6	-85.4	-123.1
支点沈下 <max>	125.042	128.5	-140.7	-201.3
<min>	69.991	76.6	-79.6	-114.7

** 3-2 ** 合成曲げ応力度 (kg/cm²)

<上縁> <P C図心> <下縁>

< 1 径間 >

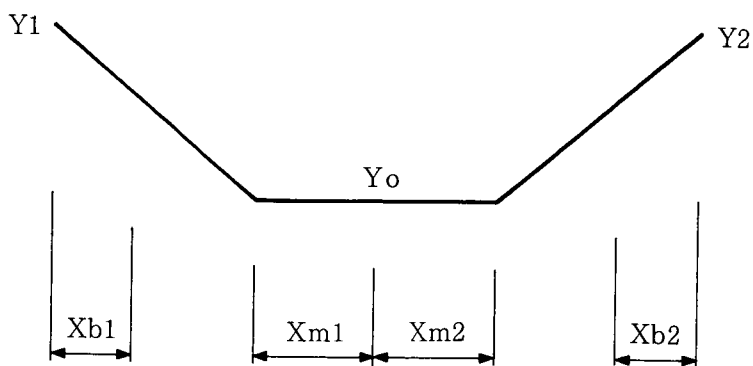
* プレ導入直後	3.7	136.6	166.6
* 桁連結時	20.9	100.3	118.2
* 静荷重合計	49.5	55.8	57.2
* 活荷重作用時 <max>	85.2	13.7	-2.3
<min>	43.0	63.5	68.2

*** 二次力考慮

* 支点沈下 <max>	89.9	8.3	-10.1
<min>	38.0	69.4	76.5
* 温度差考慮 <max>	92.4	10.4	-4.4
<min>	50.2	60.2	66.1

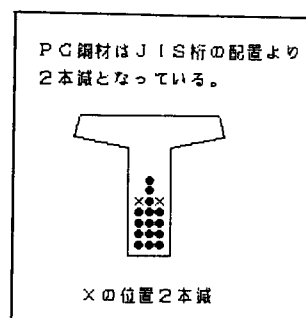
*** 4 *** P C 鋼 材 の 配 置

** 4-1 ** P C 鋼材の配置形状



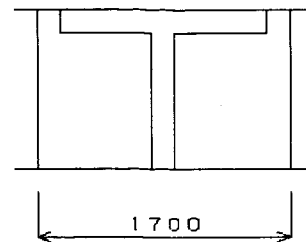
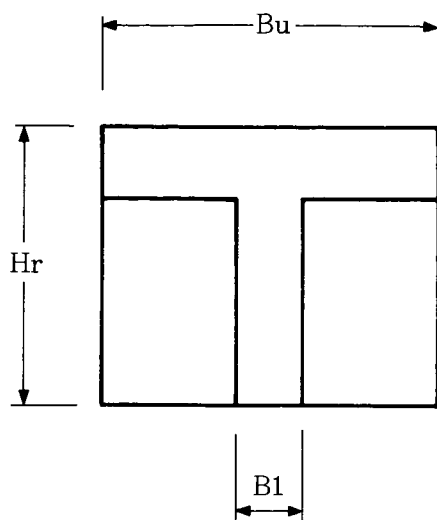
$\langle Y_o \rangle$: 中央断面の P C 鋼材の高さ (cm)
 $\langle Y_1 \rangle \langle Y_2 \rangle$: 桁 端 部の P C 鋼材の高さ (cm)
 $\langle X_{m1} \rangle \langle X_{m2} \rangle$: 中央から曲げ上げ開始点までの距離 (m)
 $\langle X_{b1} \rangle \langle X_{b2} \rangle$: 端部からボンドコントロール点までの距離 (m)

No.	鋼材本数	$\langle Y_o \rangle$	$\langle Y_1 \rangle$	$\langle Y_2 \rangle$	$\langle X_{m1} \rangle$	$\langle X_{m2} \rangle$	$\langle X_{b1} \rangle$	$\langle X_{b2} \rangle$
C 1	2	5.0	5.0	5.0	10.800	10.800	0.000	0.000
C 2	2	11.5	11.5	11.5	10.800	8.800	0.000	2.000
C 3	2	18.0	18.0	18.0	10.800	10.800	0.000	0.000
C 4	2	24.5	24.5	24.5	10.800	6.800	0.000	4.000
C 5	1	5.0	51.0	51.0	2.000	2.000	0.000	0.000
C 6	1	11.5	57.5	57.5	2.000	2.000	0.000	0.000
C 7	1	18.0	64.0	64.0	2.000	2.000	0.000	0.000
C 8	1	24.5	70.5	70.5	2.000	2.000	0.000	0.000
C 9	1	31.0	77.0	77.0	2.000	2.000	0.000	0.000
C10	1	37.5	83.5	83.5	2.000	2.000	0.000	0.000
C11	1	44.0	90.0	90.0	2.000	2.000	0.000	0.000
< 2 径間 >								
C12	2	5.0	5.0	5.0	10.800	10.800	0.000	0.000
C13	2	11.5	11.5	11.5	8.800	8.800	2.000	2.000
C14	2	18.0	18.0	18.0	10.800	10.800	0.000	0.000
C15	2	24.5	24.5	24.5	6.800	6.800	4.000	4.000
C16	1	5.0	51.0	51.0	2.000	2.000	0.000	0.000
C17	1	11.5	57.5	57.5	2.000	2.000	0.000	0.000
C18	1	18.0	64.0	64.0	2.000	2.000	0.000	0.000
C19	1	24.5	70.5	70.5	2.000	2.000	0.000	0.000
C20	1	31.0	77.0	77.0	2.000	2.000	0.000	0.000
C21	1	37.5	83.5	83.5	2.000	2.000	0.000	0.000
C22	1	44.0	90.0	90.0	2.000	2.000	0.000	0.000
< 3 径間 >								
C23	2	5.0	5.0	5.0	10.800	10.800	0.000	0.000
C24	2	11.5	11.5	11.5	8.800	10.800	2.000	0.000
C25	2	18.0	18.0	18.0	10.800	10.800	0.000	0.000
C26	2	24.5	24.5	24.5	6.800	10.800	4.000	0.000
C27	1	5.0	51.0	51.0	2.000	2.000	0.000	0.000
C28	1	11.5	57.5	57.5	2.000	2.000	0.000	0.000
C29	1	18.0	64.0	64.0	2.000	2.000	0.000	0.000
C30	1	24.5	70.5	70.5	2.000	2.000	0.000	0.000
C31	1	31.0	77.0	77.0	2.000	2.000	0.000	0.000
C32	1	37.5	83.5	83.5	2.000	2.000	0.000	0.000
C33	1	44.0	90.0	90.0	2.000	2.000	0.000	0.000



*** 5 *** 連結部の設計

** 5-1 ** 連結部鉄筋の計算



* 高さ (cm)

$$\langle Hr \rangle = 105.0$$

* 幅 (cm)

$$\langle Bu \rangle = 100.0$$

$$\langle B1 \rangle = 41.0$$

B1: 耳桁として考える。

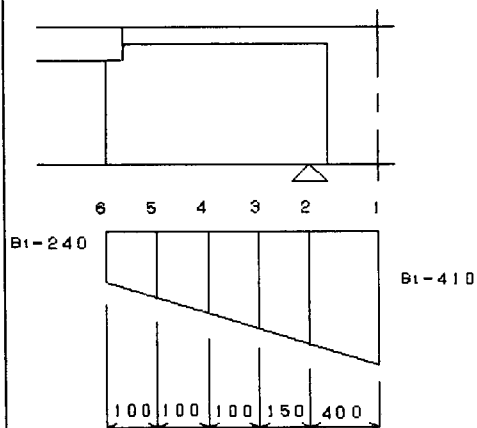
$$B1 = 85/5 + 24 = 41.0 \text{ cm}$$

* 5-1-1 * 作用曲げモーメント (t・m)

* 設計荷重作用時 $\langle \max \rangle$ 9.308
 $\langle \min \rangle$ -40.581

* 終局荷重作用時 $\langle \max \rangle$ -22.655
 $\langle \min \rangle$ -74.665

* 拡巾断面中間部の検討



2断面 (支点上) が1断面よりやや条件が厳しくなっている。1断面のMを使用し、2断面の有効巾でチェックしおけば十分と考えられる。

連結鉄筋 D22 N = 8

	1	2	3	4	5	6
有効巾mm	410	330	300	280	260	240
M t・m	40.581	40.581	36.776	34.357	31.962	29.597
$\sigma_{Ck} \text{ kg/cm}^2$	61.2	71.4	68.7	67.3	66.0	64.7
$\sigma_{Sk} \text{ kg/cm}^2$	1514	1543	1397	1311	1225	1140

* 5-1-2 * 鉄筋の配置

* コンクリートの許容圧縮応力度 (kg/cm^2)	100.0
* 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm^2)	1600.0
* 鉄筋の径 (mm)	22

(1) 上側鉄筋の配置

鉄筋の配置本数 (本)	8.0
鉄筋の有効高 (cm)	99.0
コンクリートの圧縮応力度 (kg/cm^2)	61.2※
鉄筋の引張応力度 (kg/cm^2)	1514.2
破壊抵抗曲げモーメント ($\text{t}\cdot\text{m}$)	87.733
曲げ破壊安全度	1.175

(2) 下側鉄筋の配置

鉄筋の配置本数 (本)	2.0
鉄筋の有効高 (cm)	99.0
コンクリートの圧縮応力度 (kg/cm^2)	14.1※
鉄筋の引張応力度 (kg/cm^2)	1274.7
破壊抵抗曲げモーメント ($\text{t}\cdot\text{m}$)	26.682
曲げ破壊安全度	*****

* 最小鉄筋量

D19 ctc150 (N=7) の場合 (D22 N=8 $AS=30.968 \text{ cm}^2$, D19 N=7 $AS=20.055 \text{ cm}^2$)
 破壊抵抗曲げモーメント : $57.784 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $F = 57.784 / 74.665 = 0.775 < 1.0$

3@18.0 (桁高 $H = 1.000$) の場合

設計荷重時 $M_{\max} = -16.0 \text{ t}\cdot\text{m}$

終局 " $M_{\min} = -60.0 \text{ t}\cdot\text{m}$

設計荷重時に対して

D19 N = 5

$\sigma_c = 35 \text{ kg}/\text{cm}^2$

$\sigma_s = 1300$ "

程度となり、

終局荷重時に対して

D19 N = 8

$F = 1.05$

となる。

これまでの計算によると、連結鉄筋の本数は

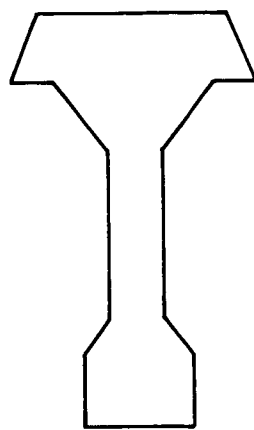
21、20、19 : 設計荷重時

19、18、17 : 終局荷重時

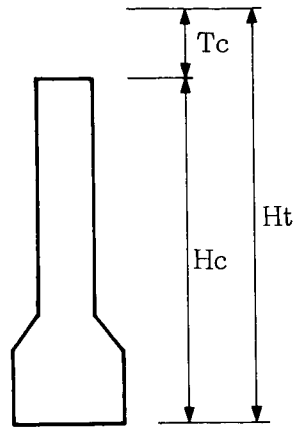
17 以下 : 最小鉄筋量

にて決まる傾向にある。

** 5-2 ** 切欠部の検討



<N-断面>



<C-断面>

* 寸法 (cm)

$$\langle T_c \rangle = 12.5$$

$$\langle H_c \rangle = 92.5$$

$$\langle H_t \rangle = 105.0$$

* 5-2-1 * 断面諸係数

		<N-断面>	<C-断面>
* ウェブ厚	(cm)	24.0	24.0
* 断面図心	<上 縁> (cm)	41.3	46.3
	<下 縁> (cm)	-63.7	-46.3
* 断面積	(cm ²)	3393.3	2220.0
* 断面二次モーメント	(×10 ⁶ cm ⁴)	3.5639	1.5830
* 断面係数	<上 縁> (×10 ⁵ cm ³)	.8626	.3423
	<下 縁> (×10 ⁵ cm ³)	-.5596	-.3423

* 5-2-2 * PC鋼材の配置

* PC鋼材の断面積	(cm ²)	15.257
* PC鋼材の高さ	(cm)	46.7
* 有効緊張力	(t)	128.466

* 5-2-3 * 合成応力度 (kg/cm²)

* プレストレスによる応力度	<上 縁>	12.6	59.6
	<下 縁>	76.8	56.1

* 合成応力度

<D22>	<上 縁>	26.6	73.7
	<下 縁>	138.0	117.3

合成応力度=プレストレスによる応力度+連結部鉄筋コンクリート部材としての応力度

N-断面	上 縁	12.6 + 14.1 = 26.7	kg/cm ²
	下 縁	76.8 + 61.2 = 138.0	kg/cm ²
C-断面	上 縁	59.6 + 14.1 = 73.7	kg/cm ²
	下 縁	56.1 + 61.2 = 117.3	kg/cm ²

付録-6 ノージョイント化工法に関する
疲労試験データ

付表-6.1 供試体FRの疲労試験結果 (a) その1

供 試 体	疲労試験 載荷変位	荷重(ton)	静的試験時計測データ(疲労試験の前・後および後／前)											
			鉄筋ひずみ(μ)											
			ゲージ S 1			ゲージ S 4			ゲージ S 5			ゲージ S 8		
			疲労試験前	疲労試験後	後／前	疲労試験前	疲労試験後	後／前	疲労試験前	疲労試験後	後／前	疲労試験前	疲労試験後	後／前
F R (鉄 筋)	0.10 L ~0.35 L	0.0	127	149	1.17	168	194	1.15	207	242	1.17	145	159	1.10
		3.1(下限)	195	206	1.06	243	267	1.10	290	320	1.10	214	225	1.05
		8.5(上限)	310	335	1.08	383	429	1.12	445	503	1.13	342	376	1.10
	0.10 L ~0.60 L	0.0	153	192	1.25	199	249	1.25	246	300	1.22	163	204	1.25
		3.1(下限)	214	249	1.16	278	325	1.17	333	381	1.14	236	271	1.15
		15.0(上限)	477	536	1.12	604	676	1.12	704	777	1.10	538	597	1.11
	0.10 L ~1.10 L (1.81 L)	0.0	171	242	1.42	214	299	1.40	266	365	1.37	155	213	1.37
		3.1(下限)	228	300	1.32	294	376	1.28	352	456	1.30	227	288	1.27
		32.0(上限)	823	927	1.13	1,031	1,134	1.10	1,201	1,338	1.11	882	957	1.09
	(1.81 L)	75.0	1,287			1,536			1,800			1,353		
		0.0	327			399			495			335		

付表-6.1 供試体FRの疲労試験結果 (b) その2

供 試 体	疲労試験 載荷変位	荷重(ton)	静的試験時計測データ(疲労試験の前・後および後／前)											
			コンクリートひずみ(μ)			ひびわれ幅(mm)						変位(mm)		
			ゲージ C 2 (埋込み)			パイ型変位計PI-5			パイ型変位計PI-6			変位計H1~H8の平均		
			疲労試験前	疲労試験後	後／前	疲労試験前	疲労試験後	後／前	疲労試験前	疲労試験後	後／前	疲労試験前	疲労試験後	後／前
F R (鉄 筋)	0.10 L ~0.35 L	0.0	- 82	-100	1.22	0.02	0.02	-	0.10	0.16	1.60	0.60	0.81	1.35
		3.1(下限)	-147	-148	1.01	0.02	0.02	-	0.14	0.19	1.36	0.88	1.06	1.20
		8.5(上限)	-236	-231	0.98	0.03	0.02	-	0.21	0.28	1.33	1.32	1.56	1.18
	0.10 L ~0.60 L	0.0	-107	-157	1.47	0.02	0.02	-	0.16	0.23	1.44	0.91	1.14	1.25
		3.1(下限)	-156	-207	1.33	0.02	0.03	-	0.20	0.26	1.30	1.09	1.37	1.26
		15.0(上限)	-315	-364	1.16	0.03	0.03	-	0.38	0.45	1.18	2.08	2.37	1.14
	0.10 L ~1.10 L (1.81 L)	0.0	-125	-333	2.66	0.02	0.03	-	0.25	0.40	1.60	1.21	2.03	1.68
		3.1(下限)	-186	-369	1.98	0.03	0.03	-	0.29	0.45	1.55	1.45	2.30	1.59
		32.0(上限)	-507	-661	1.30	0.04	0.04	-	0.75	0.93	1.24	3.86	4.75	1.23
	(1.81 L)	75.0	-849			0.04			1.25			6.34		
		0.0	-431			0.03			0.54			2.73		

付表-6.2 供試体F Pの疲労試験結果 (a) その1

供 試 体	疲労試験 載荷変位	荷重(ton)	静的試験時計測データ(疲労試験の前・後および後／前)											
			P C鋼棒ひずみ(μ)											
			ゲージS 2			ゲージS 1			ゲージS 3			ゲージS 5		
			疲労試験前	疲労試験後	後／前	疲労試験前	疲労試験後	後／前	疲労試験前	疲労試験後	後／前	疲労試験前	疲労試験後	後／前
F P (PC鋼棒)	0.10 L ~0.35 L	0.0	17	32	1.88	18	28	1.56	15	24	1.60	11	24	2.18
		1.5(下限)	20	34	1.70	21	31	1.48	18	26	1.44	12	25	2.08
		8.0(上限)	36	52	1.44	35	46	1.31	31	41	1.32	18	38	2.11
	0.10 L ~0.60 L	0.0	31	50	1.61	28	41	1.46	24	36	1.50	24	21	0.88
		1.5(下限)	35	55	1.57	31	45	1.45	26	41	1.58	25	24	0.96
		14.0(上限)	69	92	1.33	61	78	1.28	54	68	1.26	49	44	0.90
	0.10 L ~1.10 L (1.81 L)	0.0	51	75	1.47	41	44	1.07	37	31	0.84	20	3	0.15
		1.5(下限)	55	78	1.42	46	48	1.04	41	39	0.95	23	4	0.17
		28.0(上限)	124	160	1.29	104	113	1.09	89	-	-	57	65	1.14
		75.0	294			196			-			149		
		0.0	119			54			-			-		

付表-6.2 供試体F Pの疲労試験結果 (b) その2

供 試 体	疲労試験 載荷変位	荷重(ton)	静的試験時計測データ(疲労試験の前・後および後／前)											
			コンクリートひずみ(μ)			ひびわれ幅(mm)						変位(mm)		
			ゲージC 2(埋込み)			パイ型変位計PI-8			パイ型変位計PI-10			変位計H1-H8の平均		
			疲労試験前	疲労試験後	後／前	疲労試験前	疲労試験後	後／前	疲労試験前	疲労試験後	後／前	疲労試験前	疲労試験後	後／前
F P (PC鋼棒)	0.10 L ~0.35 L	0.0	- 46	- 52	1.13	0.05	0.13	2.60	0.03	0.05	1.67	0.54	0.82	1.52
		1.5(下限)	- 51	- 61	1.20	0.06	0.14	2.33	0.03	0.05	1.67	0.64	0.92	1.44
		8.0(上限)	-136	-123	0.90	0.09	0.19	2.11	0.05	0.07	1.40	1.26	1.52	1.21
	0.10 L ~0.60 L	0.0	- 55	- 75	1.36	0.13	0.18	1.38	0.05	0.07	1.40	0.86	1.20	1.40
		1.5(下限)	- 62	- 84	1.35	0.14	0.19	1.36	0.05	0.08	1.60	0.93	1.30	1.40
		14.0(上限)	-189	-213	1.13	0.25	0.33	1.32	0.10	0.14	1.40	2.09	2.63	1.26
	0.10 L ~1.10 L (1.81 L)	0.0	- 81	- 43	0.53	0.19	0.24	1.26	0.07	0.12	1.71	1.27	1.33	1.05
		1.5(下限)	- 85	- 53	0.62	0.20	0.26	1.30	0.08	0.13	1.63	1.33	1.50	1.13
		28.0(上限)	-306	-242	0.79	0.45	0.71	1.58	0.27	0.30	1.11	3.85	4.77	1.24
		75.0	-325			1.23			0.35			7.05		
		0.0	-56			0.50			0.13			2.48		

共同研究報告書第65号
平成4年2月(1992)

要 旨

本研究では、今後の適用の増大が考えられるプレキャスト連結げた橋の合理的な設計法の整備を目的として、実橋の調査、供試体の静的載荷試験を行うとともに、プレストレストコンクリート橋のノージョイント化を図るためにプレキャストの床版部のみを連結する2つの形式の供試体の疲労試験を行った。また、連結げた橋の調査や載荷試験の結果を基に設計施工基準(案)をとりまとめた。本報告書は、これらの結果をとりまとめたものである。

郵便はがき

郵便切手を
はって下さ
い

$$\boxed{3} \boxed{0} \boxed{5} - \boxed{} \boxed{}$$

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

構造橋梁部 橋梁研究室

御中

No. 26

No. 26

配布先氏名

配布先住所

土木研究所共同研究報告書
第65号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印