

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 第4312号

土木研究所資料

ひび割れ損傷の生じた既設 PC 橋の
耐荷性能に関する研究
—中川橋側道橋の調査および曲げ載荷試験—

平成27年11月

国立研究開発法人土木研究所
構造物メンテナンス研究センター
橋梁構造研究グループ

Copyright © (2015) by P. W. R. I.

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

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

ひび割れ損傷の生じた既設 PC 橋の 耐荷性能に関する研究 —中川橋側道橋の調査および曲げ載荷試験—

構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ

上席研究員	木村 嘉富 ^{※1}
上席研究員	石田 雅博
主任研究員	花井 拓 ^{※2}
主任研究員	和田 圭仙 ^{※3}
研究員	藤井 雄介
交流研究員	青柳 聖 ^{※4}
交流研究員	関口 斉治

要 旨

ひび割れが生じたコンクリート桁の耐荷性能を評価する手法の提案に向けて、33 年供用された後、撤去された中川橋側道橋（プレストレストコンクリート橋）の撤去桁を対象に、曲げ載荷試験および調査を行った。曲げ載荷試験では、桁下面に橋軸方向のひび割れが少ない桁（G6 桁）と多い桁（G3 桁）2 本の撤去桁を活用して耐荷性能の比較を行った。その後、解体調査（鋼材目視調査、ひび割れ深さ、中性化深さ調査、暴露試験）、材料試験（鋼材引張試験、採取したコアによる圧縮強度・弾性係数試験）、アルカリ骨材反応（ASR）調査（促進養生試験、偏光顕微鏡観察）を行った。これら一連の調査結果について報告する。

キーワード：ひび割れ，プレストレストコンクリート橋，曲げ載荷試験，ASR 調査，撤去桁

※1：現 国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部 道路構造物管理システム研究官

※2：現 本州四国連絡高速道路株式会社 長大橋技術センター 総括・防食グループ

※3：現 西日本高速道路株式会社 関西支社 構造技術課

※4：現 八千代エンジニアリング株式会社 総合事業本部 構造・橋梁部

目 次

1. はじめに	1
2. 橋梁概要	2
2.1 橋梁諸元	2
2.2 損傷概要	4
2.3 撤去桁のひび割れ外観調査	6
2.3.1 調査概要	6
2.3.2 載荷前のひび割れ損傷図	8
2.3.3 G6 桁の損傷状況	10
2.3.4 G3 桁の損傷状況	16
2.4 撤去桁の概要	22
3. 曲げ載荷実験	23
3.1 載荷試験方法および計測項目	23
3.1.1 載荷試験方法	23
3.1.2 計測項目	24
3.2 曲げ載荷試験結果	28
3.2.1 G6 桁載荷試験結果	28
3.2.2 G3 桁載荷試験結果	43
4. 解体調査	58
4.1 調査内容	58
4.2 鋼材目視調査	60
4.3 ひび割れ深さおよび中性化深さ調査	64
4.4 暴露試験	67
5. 材料試験	74
5.1 試験内容	74
5.2 鋼材引張試験	76
5.3 圧縮強度試験	79
5.4 ASR 調査	82
5.4.1 偏光顕微鏡観察	82
5.4.2 ASR 促進養生試験	86
6. 耐荷性能に関する考察	91
6.1 桁の設計条件	91
6.2 コンクリート弾性係数の比較（載荷試験と材料試験）	92
6.3 残存プレストレス力の比較（載荷試験と設計上）	93
6.3.1 載荷試験の曲げひび割れ発生荷重	93
6.3.2 設計上の残存プレストレス力の推定	94

6.3.3 ひび割れ発生荷重の比較	96
6.4 まとめ	97
7. おわりに	98
謝 辞	99
参考文献および参考資料	100

巻末資料

CAESAR メンテナンス技術交流会 非破壊技術等を用いた調査結果

- ・ MEMS 型加速度計による振動計測
- ・ 载荷履歴を受ける桁の固有振動数の変化
- ・ Kuraves-Actis を用いた载荷サイクル毎のひび割れ測定
- ・ カメラタイプ光学的全視野計測装置を用いた応力解放法によるプレテンション P C 桁の現有作用応力測定

1. はじめに

コンクリート橋における主な劣化損傷としては、塩害とともにアルカリ骨材反応（以下、ASR）がある。我が国における ASR の劣化損傷は 1980 年頃から顕在化しはじめた。一部のプレストレストコンクリート橋（PC 橋）においても、ひび割れ損傷事例が確認されはじめており¹⁾²⁾、損傷要因および発生状況を分析し適切な耐荷性能評価を行い対応する必要がある。

ASR の劣化損傷としては、コンクリートの膨張やひび割れ、それに伴う鋼材の付着切れや腐食、鋼材破断、弾性係数の低下などが挙げられる。ASR 発生の有無の判定については、弾性係数の低下に着目した手法³⁾等の確立した手法があり、本研究でも実施している。

一方で、ASR 劣化を生じた構造物や供試体の耐荷性能は、既往の研究^{4)~9)}などから、健全な構造物や供試体と比較して、低下する・同等もしくは向上するなど様々であり、ASR の劣化損傷は複合的に耐荷性能に影響を与えている可能性がある。このため、劣化損傷の生じた耐荷性能を評価する手法の提案のためには、実構造物を対象として、劣化損傷の程度が耐荷性能に与える影響を把握する必要がある。

本報告書では、撤去されるプレストレストコンクリート桁のうち、桁下面の橋軸方向ひび割れが少ない桁とひび割れが多い桁の 2 本の撤去桁を用いて実施した、1) 曲げ載荷試験、2) ひび割れ性状の調査を目的とした調査・試験の結果について報告する。

< 調査・試験内容 >

1) 曲げ載荷試験

（ひび割れ性状（ひび割れの多少）の違いによる桁の耐荷性能への影響に着目）

2) ひび割れ性状の把握を目的とした調査・試験

- ・ ひび割れ外観調査
- ・ 解体調査（PC 鋼材の損傷状況、ひび割れ深さ、中性化深さの確認）
- ・ 材料試験（鋼材引張試験、採取したコアによる圧縮強度・弾性係数試験）
- ・ ASR 調査（促進養生試験、偏光顕微鏡観察）

なお、曲げ載荷試験では、CAESAR[※]メンテナンス技術交流会の活動の一環として、非破壊検査技術等を用いた計測を実施しており、その結果について巻末資料に掲載する。

※CAESAR: 構造物メンテナンス研究センター (Center for Advanced Engineering Structural Assessment and Research)

2. 橋梁概要

2.1 橋梁諸元

対象橋梁は、国道8号の富山県高岡市内（図-2.1）に昭和52年（1977年）に架橋された中川橋側道橋である。中川橋側道橋の橋梁諸元（表-2.1）は、橋長33.54mの3径間単純プレテンション方式PC床版橋（写真-2.1・図-2.2）である。

中川橋側道橋は、竣工後33年経過した平成23年（2011年）1月に、国道拡幅事業に伴い老朽化した本線橋（新中川橋：竣工後58年）とともに撤去された。なお、供用開始から撤去に至る期間までの補修履歴に関する資料は確認できなかった。

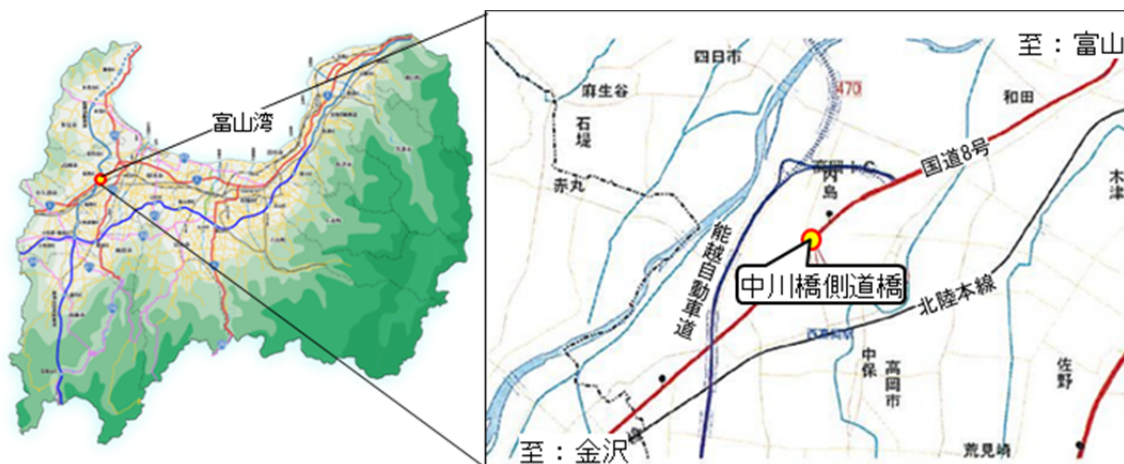


図-2.1 橋梁位置図（管理者提供）



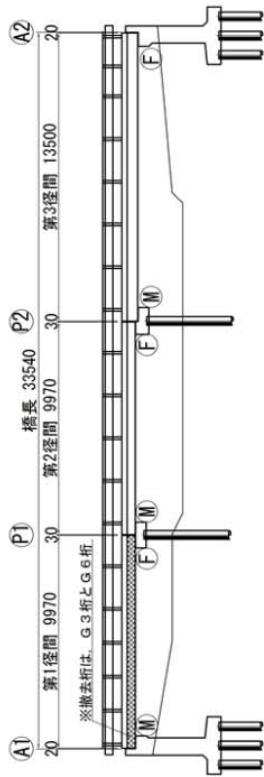
写真-2.1 橋梁全景（平成20年度橋梁点検調査）

表-2.1 橋梁諸元

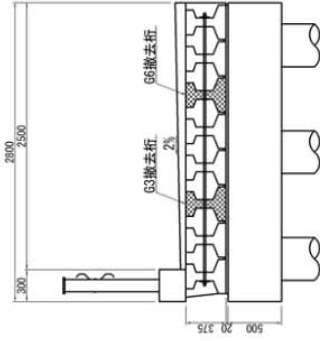
橋梁名	中川橋側道橋
路線名	国道8号(富山県高岡市内)
管理者	国土交通省北陸地方整備局
橋梁形式	3径間単純プレテンション方式PC床版橋
橋長(桁長)	33.54m (9.97+9.97+13.5m)
竣工年	昭和52年(竣工後33年経過)
適用基準	JIS A5319-1963(竣工図面より)
撤去理由	国道拡幅事業に伴い平成23年1月撤去

中川橋側道橋一般図 1/200 (A3)

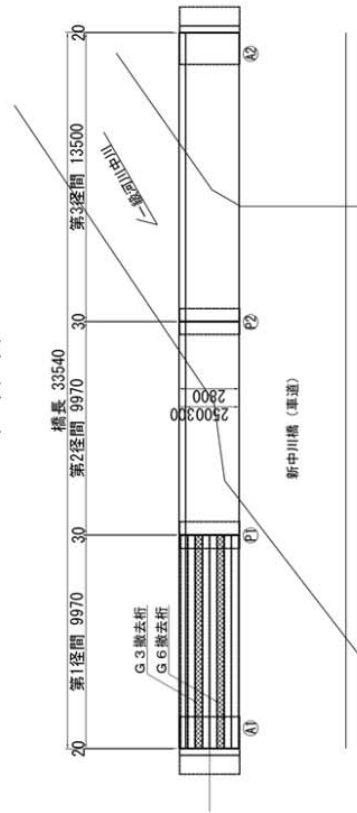
側面図



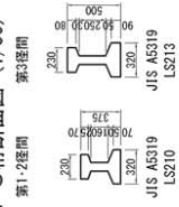
断面図 (1/50)



平面図



P C 桁断面図 (1/50)



設計条件	
1	橋の等級
2	橋の形式
3	橋脚の形式
4	橋脚の基礎
5	橋脚の基礎
6	橋脚の基礎
7	橋脚の基礎
8	橋脚の基礎
9	橋脚の基礎
10	橋脚の基礎
11	橋脚の基礎
12	橋脚の基礎
13	橋脚の基礎
14	橋脚の基礎
15	橋脚の基礎
16	橋脚の基礎
17	橋脚の基礎
18	橋脚の基礎
19	橋脚の基礎
20	橋脚の基礎
21	橋脚の基礎
22	橋脚の基礎
23	橋脚の基礎
24	橋脚の基礎
25	橋脚の基礎
26	橋脚の基礎
27	橋脚の基礎
28	橋脚の基礎
29	橋脚の基礎
30	橋脚の基礎
31	橋脚の基礎
32	橋脚の基礎
33	橋脚の基礎
34	橋脚の基礎
35	橋脚の基礎
36	橋脚の基礎
37	橋脚の基礎
38	橋脚の基礎
39	橋脚の基礎
40	橋脚の基礎
41	橋脚の基礎
42	橋脚の基礎
43	橋脚の基礎
44	橋脚の基礎
45	橋脚の基礎
46	橋脚の基礎
47	橋脚の基礎
48	橋脚の基礎
49	橋脚の基礎
50	橋脚の基礎
51	橋脚の基礎
52	橋脚の基礎
53	橋脚の基礎
54	橋脚の基礎
55	橋脚の基礎
56	橋脚の基礎
57	橋脚の基礎
58	橋脚の基礎
59	橋脚の基礎
60	橋脚の基礎
61	橋脚の基礎
62	橋脚の基礎
63	橋脚の基礎
64	橋脚の基礎
65	橋脚の基礎
66	橋脚の基礎
67	橋脚の基礎
68	橋脚の基礎
69	橋脚の基礎
70	橋脚の基礎
71	橋脚の基礎
72	橋脚の基礎
73	橋脚の基礎
74	橋脚の基礎
75	橋脚の基礎
76	橋脚の基礎
77	橋脚の基礎
78	橋脚の基礎
79	橋脚の基礎
80	橋脚の基礎
81	橋脚の基礎
82	橋脚の基礎
83	橋脚の基礎
84	橋脚の基礎
85	橋脚の基礎
86	橋脚の基礎
87	橋脚の基礎
88	橋脚の基礎
89	橋脚の基礎
90	橋脚の基礎
91	橋脚の基礎
92	橋脚の基礎
93	橋脚の基礎
94	橋脚の基礎
95	橋脚の基礎
96	橋脚の基礎
97	橋脚の基礎
98	橋脚の基礎
99	橋脚の基礎
100	橋脚の基礎

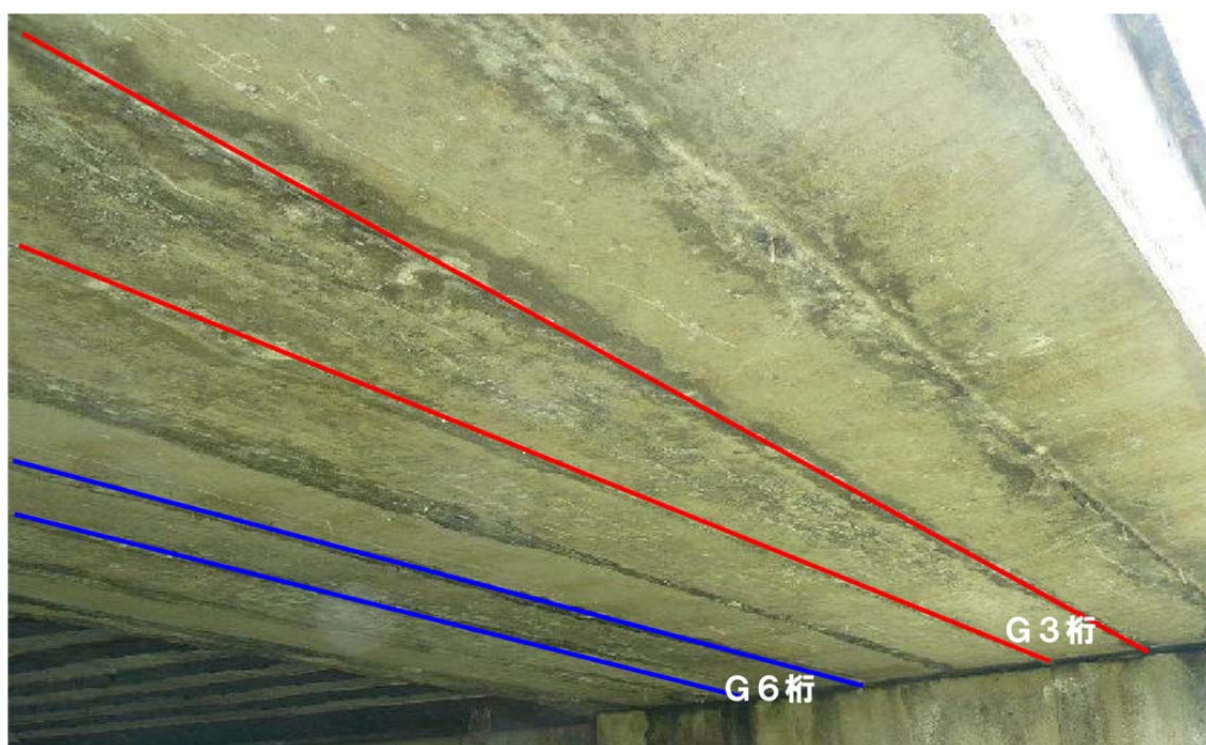
※昭和51年竣工図面を参照

図- 2.2 中川橋側道橋一般図

2.2 損傷概要

平成 20 年度の橋梁定期点検の結果によると、全 3 径間において桁下面に橋軸方向のひび割れや、橋面から雨水等の浸入が疑われる漏水・遊離石灰等の損傷が報告されている。このうち、撤去桁が位置する第 1 径間の桁下面の状況を写真-2.2 に、損傷図を図-2.3 に示す。第 1 径間はひび割れ損傷が顕著な径間であり、8 本の主桁のうち桁下面の橋軸方向ひび割れが最も多いのは G3 桁である。また、撤去直前の第 1 径間の橋面状況(写真-2.3(b))からは、G3 桁付近のコンクリート舗装の橋軸方向ひび割れ、上流側の地覆側に滞水の痕跡が認められることから、G3 桁は雨水等の浸入により劣化が進展しやすい環境にあると考えられる。

そこで対象とする撤去桁は、第 1 径間から、桁下面の橋軸方向ひび割れが多い G3 桁とひび割れが少ない G6 桁（構造中心線に対して G3 桁と対称の位置）の 2 本を選定した。



(a) 桁下面の状況写真



(b) G3 桁下面の損傷写真



(b) G6 桁下面の損傷写真

写真- 2.2 桁下状況写真（平成 20 年度橋梁点検調査）

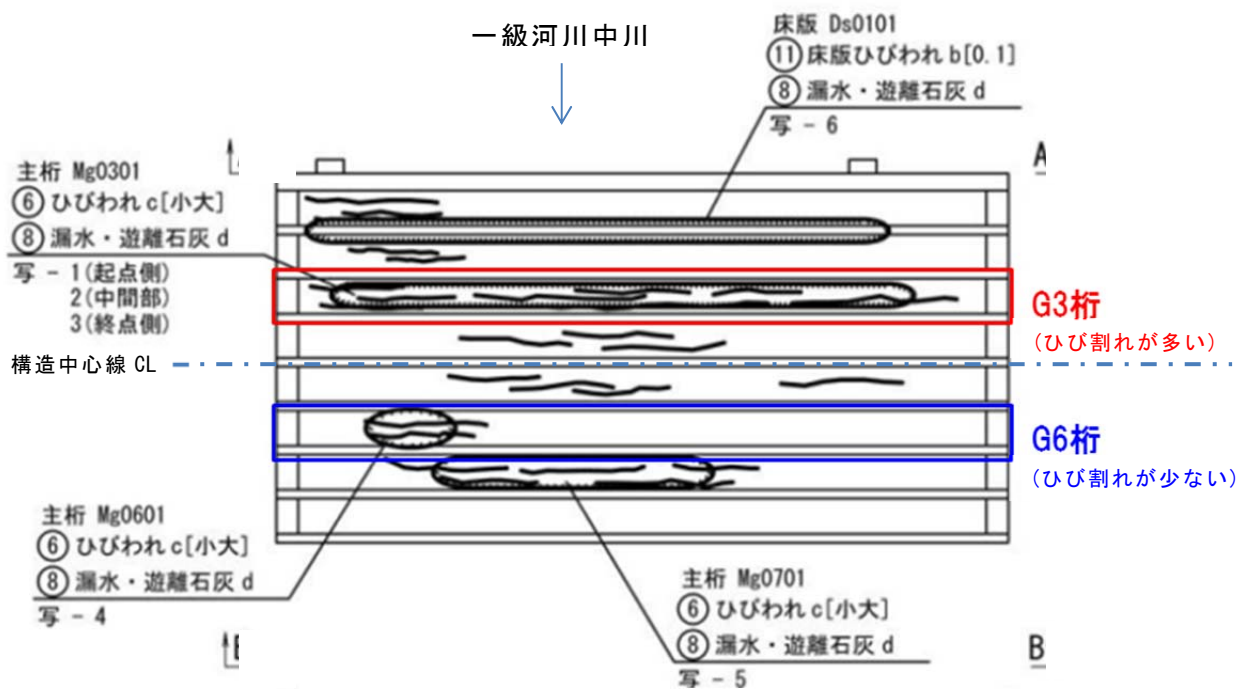
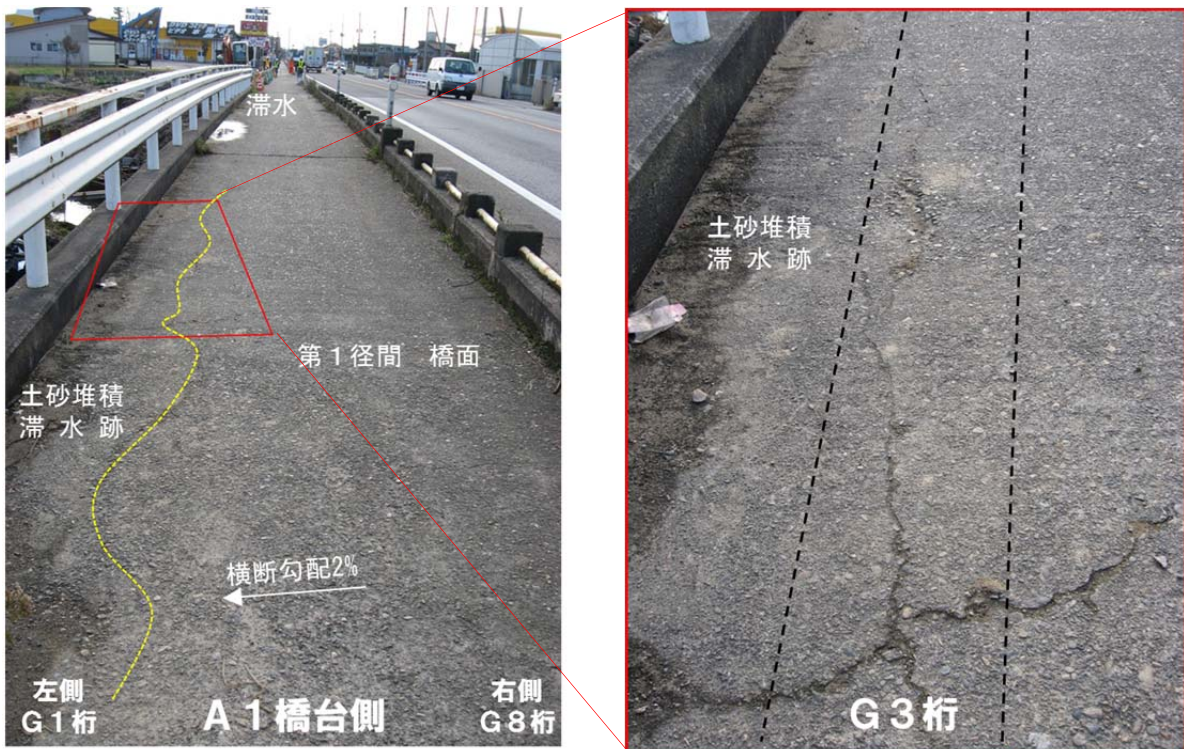


図- 2.3 第 1 径間 桁下面損傷図 (平成 20 年度橋梁点検調書)



(a) 第 1 径間橋面状況

(b) 第 1 径間橋面状況 (拡大)

写真- 2.3 橋面状況 (平成 22 年 12 月 : 撤去直前)

2.3 撤去桁のひび割れ外観調査

2.3.1 調査概要

土木研究所に搬入した2本の撤去桁のひび割れ状況について、目視による外観調査を行った。なお、桁上面のコンクリート舗装および桁側面の中詰めコンクリートは、写真-2.4、写真-2.5に示すように、コンクリートブレイカーを用いてはつり撤去を行った。



写真- 2.4 はつり状況 (G6 桁)



写真- 2.5 はつり後の状況 (手前 G3 桁、奥 G6 桁)

中詰めコンクリートはつり後の桁側面には、写真- 2.6・写真- 2.7 に示すような桁製作時の刻印が確認された。

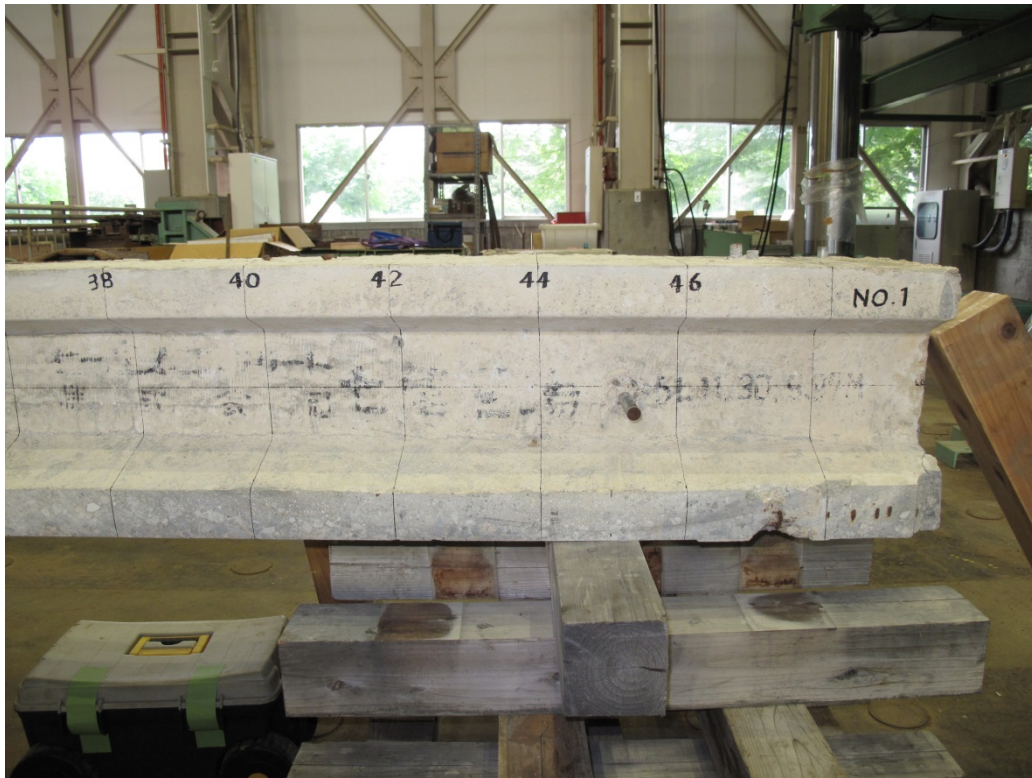


写真- 2.6 G6 桁刻印 (ピーエスコンクリート株式会社 七尾工場 S51.11.30 9.97M)



写真- 2.7 G3 桁刻印 (ピーエスコンクリート株式会社 七尾工場 S51.12.1 9.97M)

2.3.2 載荷前のひび割れ損傷図

G6 桁および G3 桁のひび割れ損傷図を以下に示す。

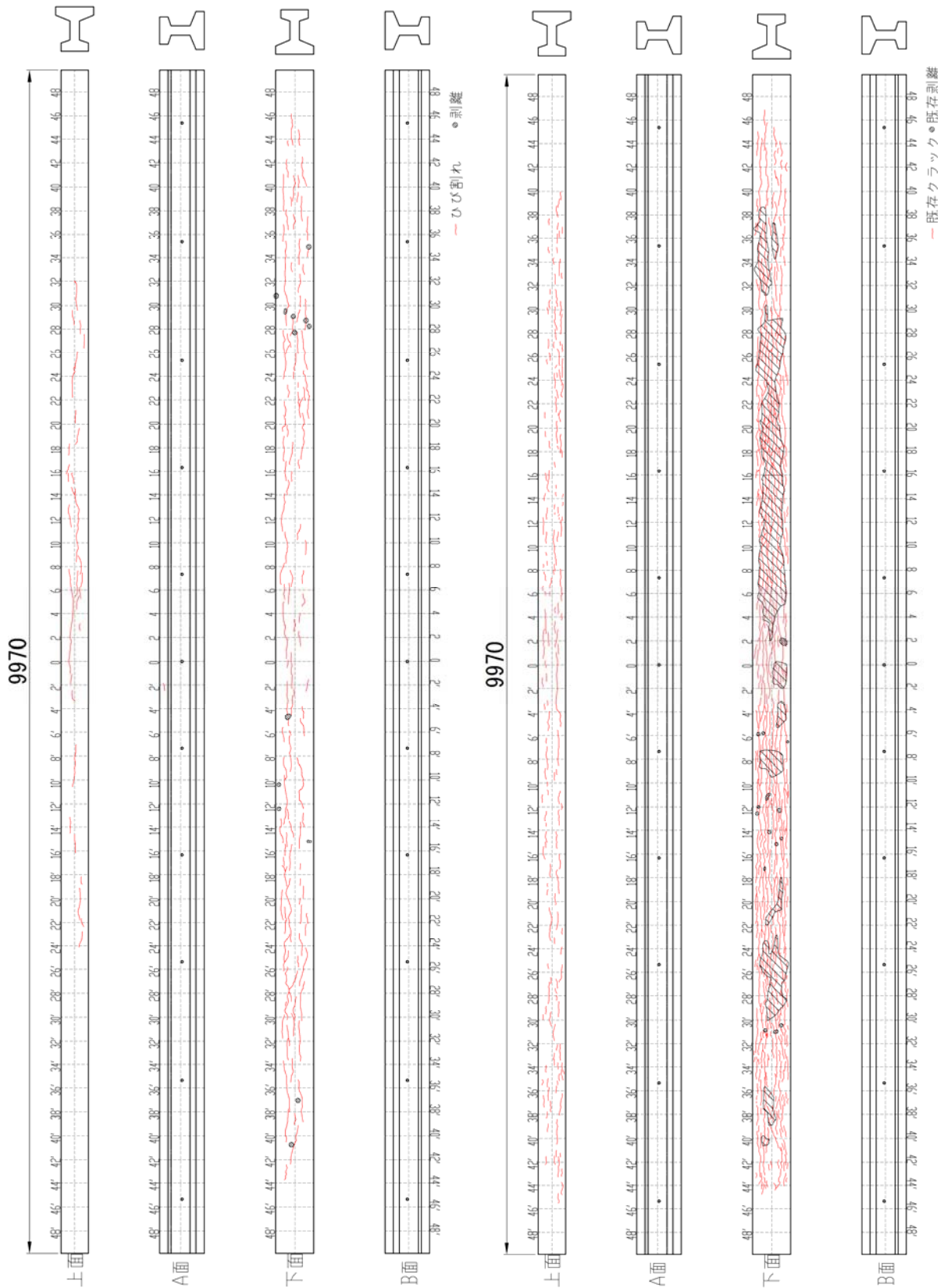


図- 2.4 G6 桁損傷図

図- 2.5 G3 桁損傷図

ひび割れ外観調査の結果、主なひび割れ損傷としては桁下面の橋軸方向ひび割れが見られた。橋軸方向ひび割れが少ない G6 桁下面には、平成 20 年度の橋梁点検の記録にないひび割れ幅の小さいひび割れが見られた。一方、橋軸方向ひび割れが多い G3 桁下面には、ひび割れが密集した骨材周辺において表面的な剥離が見られた。G6 桁および G3 桁の桁上面には、桁下面に比べてひび割れ幅の小さい（0.1mm 以下）ひび割れが散見された。G6 桁および G3 桁の桁側面（A 面・B 面）のウェブには、ひび割れが見られなかった。

また、桁下面のひび割れについて、桁中央から前後 1m の範囲でひび割れ密度を算出した結果、G6 桁のひび割れ密度が 6.5m/m²（写真- 2.8）であるのに対して、G3 桁のひび割れ密度は 25.3m/m²（写真- 2.9）と、G6 桁の約 4 倍であった。

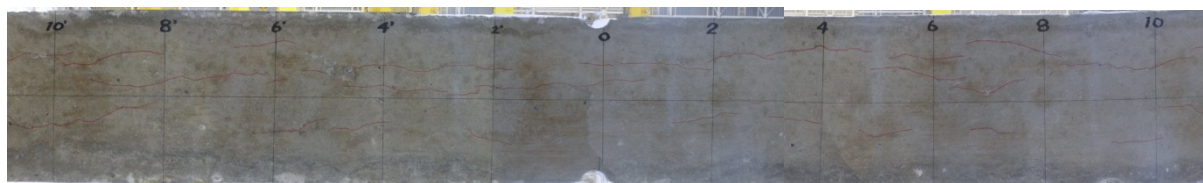


写真- 2.8 G6 桁桁下面ひび割れ状況 (桁中央から前後 1m の範囲)

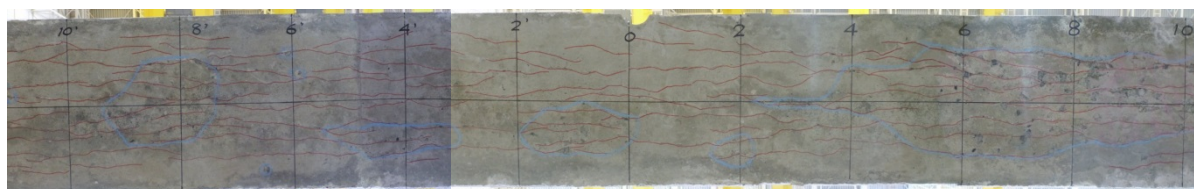


写真- 2.9 G3 桁桁下面ひび割れ状況 (桁中央から前後 1m の範囲)

※赤線：ひび割れ幅 0.04mm 以上

表- 2.2 桁のひび割れ密度

桁	ひび割れ密度 (m/m ²)
G6 (ひび割れが少ない)	6.5
G3 (ひび割れが多い)	25.3

2.3.3 G6 桁の損傷状況

G6 桁（桁下面の橋軸方向ひび割れが少ない）の桁側面・上面・下面の状況を以下に示す。



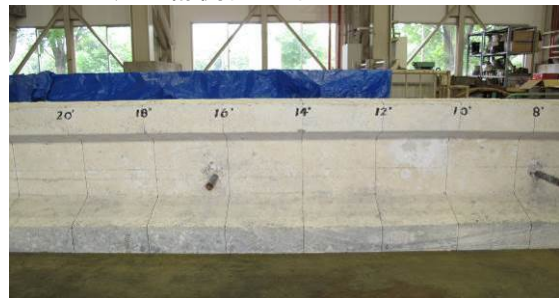
a) G6 桁側面 A 面 48' -40'



b) G6 桁側面 A 面 40' -30'



c) G6 桁側面 A 面 30' -20'



d) G6 桁側面 A 面 20' -10'



e) G6 桁側面 A 面 10' -0



f) G6 桁側面 A 面 0-10



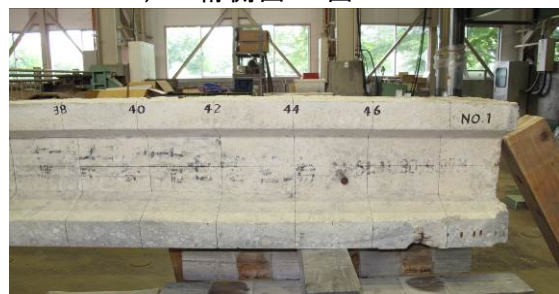
g) G6 桁側面 A 面 10-20



h) G6 桁側面 A 面 20-30

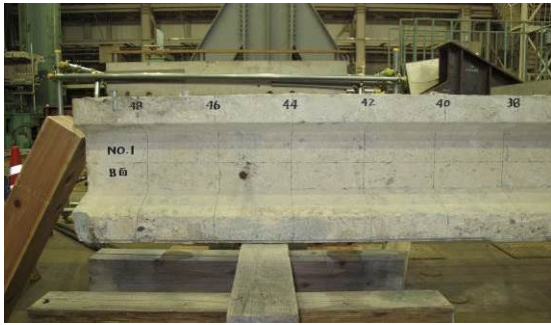


i) G6 桁側面 A 面 30-40

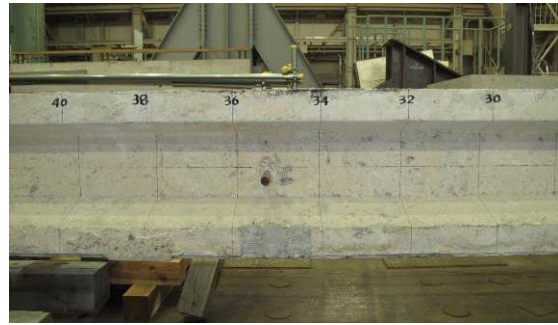


j) G6 桁側面 A 面 40-48

写真- 2.10 G6 桁側面 A 面側状況



a) G6 桁側面 B 面 48-40



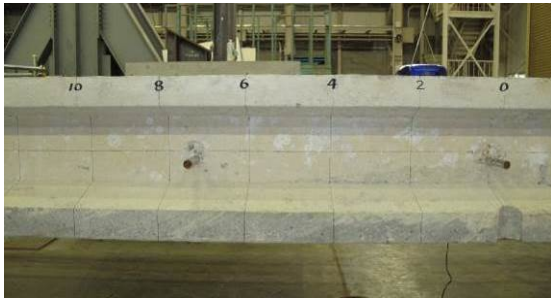
b) G6 桁側面 B 面 40-30



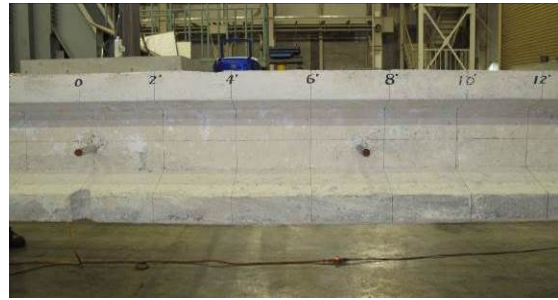
c) G6 桁側面 B 面 30-20



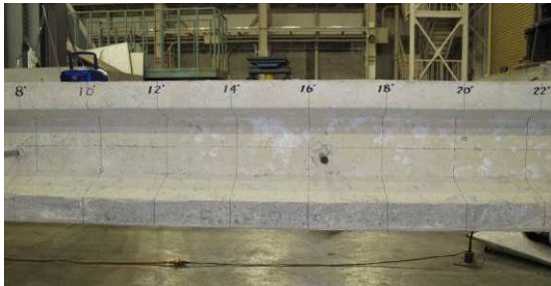
d) G6 桁側面 B 面 20-10



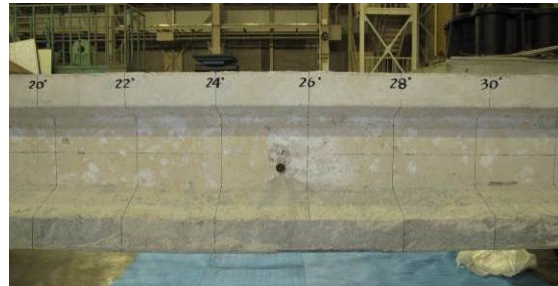
e) G6 桁側面 B 面 10-0



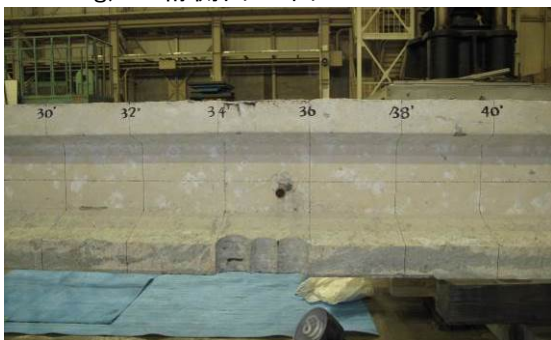
f) G6 桁側面 B 面 0'-10'



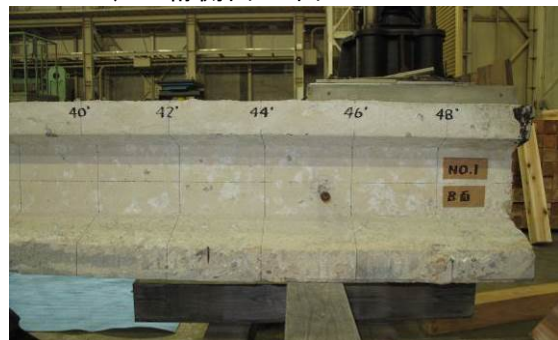
g) G6 桁側面 B 面 10' -20'



h) G6 桁側面 B 面 20' -30'

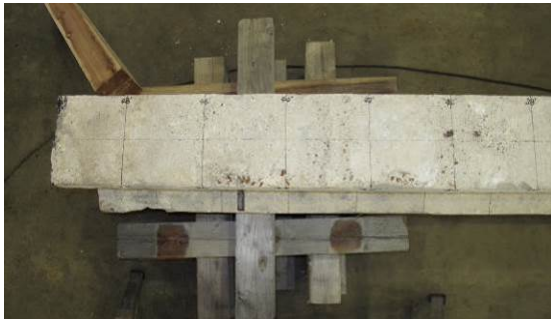


i) G6 桁側面 B 面 30' -40'



j) G6 桁側面 B 面 40' -48'

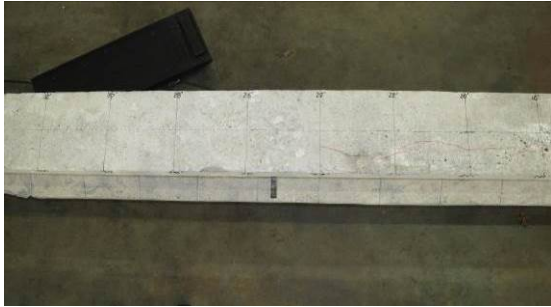
写真- 2.11 G6 桁側面 B 面側狀況



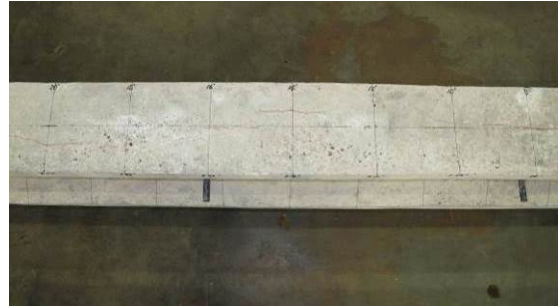
a) G6 桁上面 48' -40'



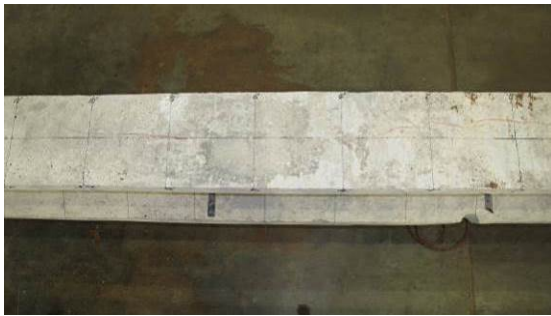
b) G6 桁上面 40' -30'



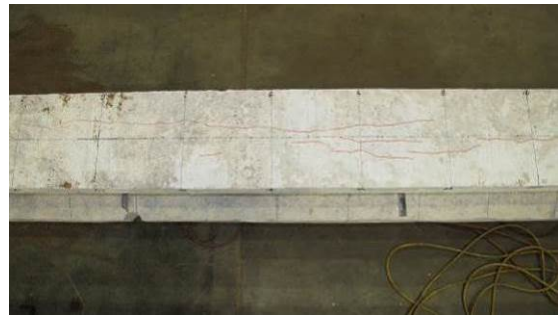
c) G6 桁上面 30' -20'



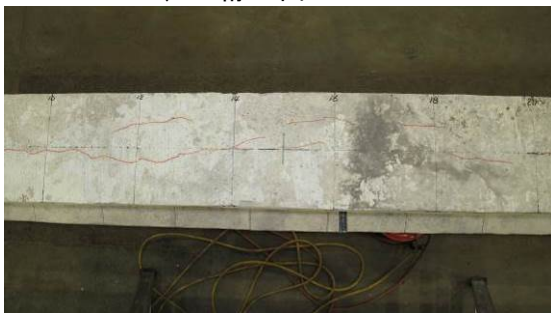
d) G6 桁上面 20' -10'



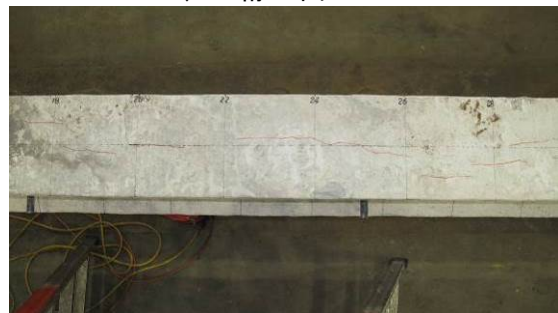
e) G6 桁上面 10' -0



f) G6 桁上面 0-10



g) G6 桁上面 10-20



h) G6 桁上面 20-30



i) G6 桁上面 30-40



j) G6 桁上面 40-48

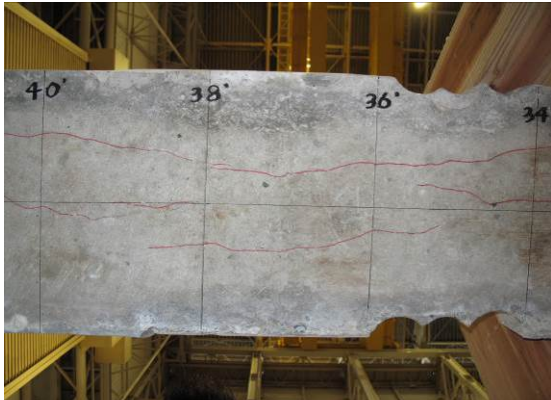
写真- 2.12 G6 桁上面側状況



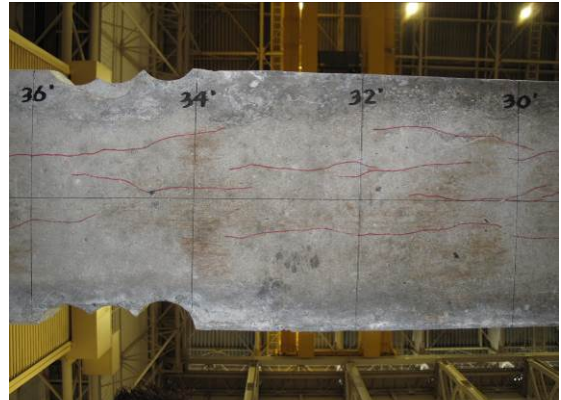
a) G6 桁下面 48' -44'



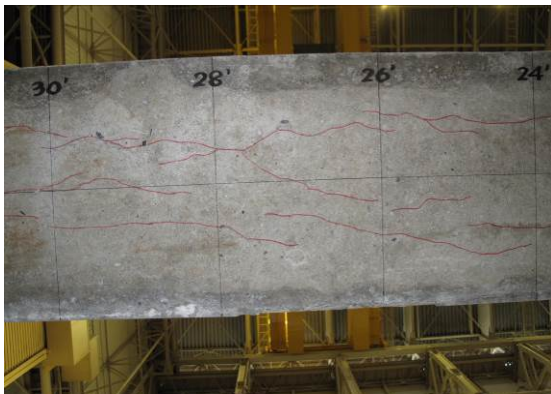
b) G6 桁下面 44' -40'



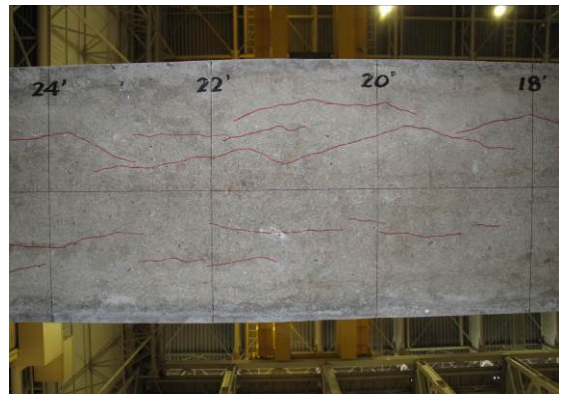
c) G6 桁下面 40' -34'



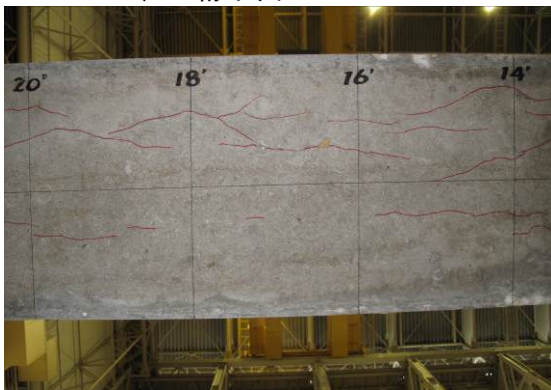
d) G6 桁下面 36' -30'



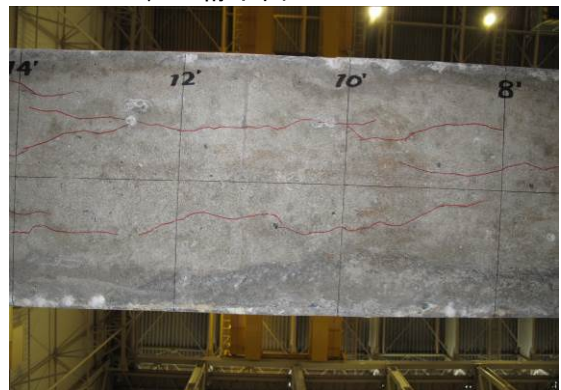
e) G6 桁下面 30' -24'



f) G6 桁下面 26' -18'

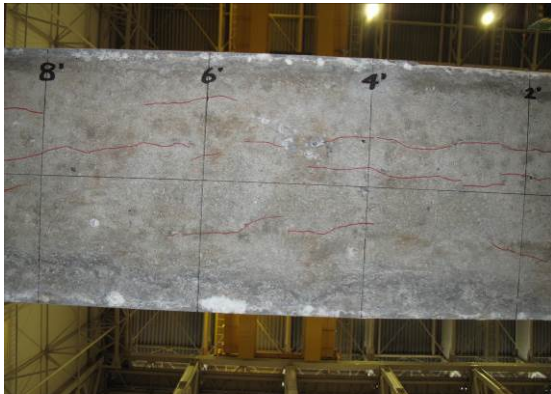


g) G6 桁下面 20' -14'

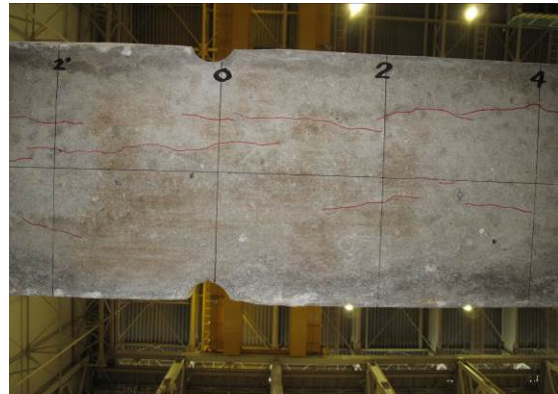


h) G6 桁下面 14' -8'

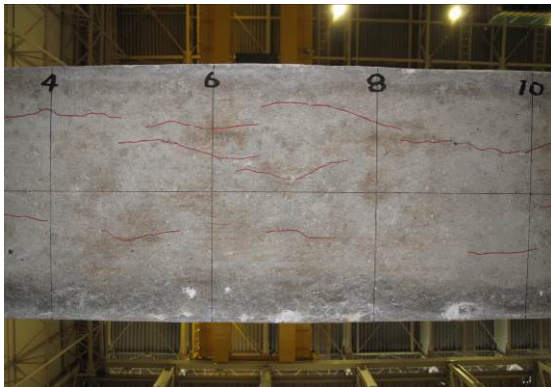
写真- 2.13 G6 桁下面側状況その 1



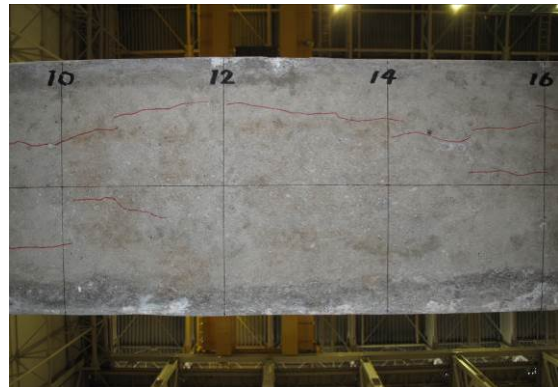
a) G6 桁下面 8' -2'



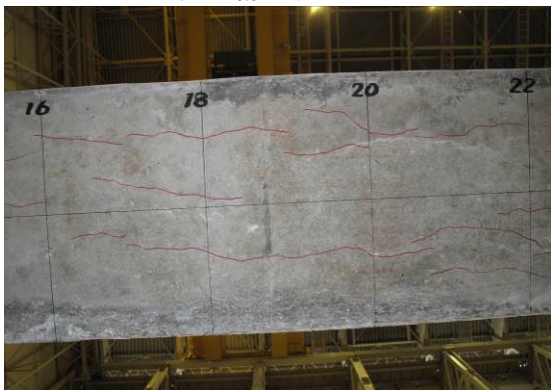
b) G6 桁下面 2' -4



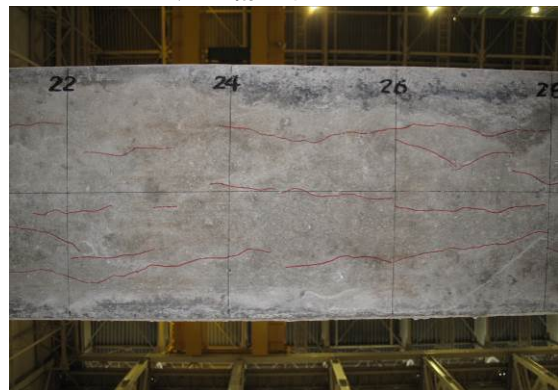
c) G6 桁下面 4-10



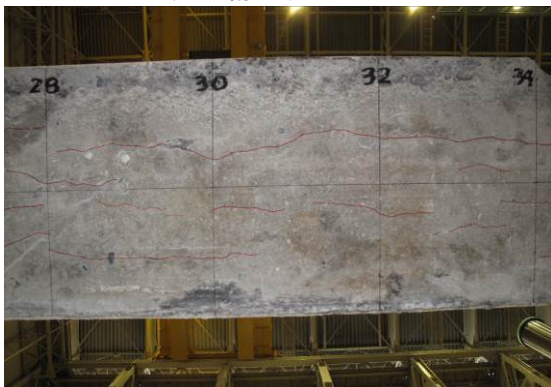
d) G6 桁下面 10-16



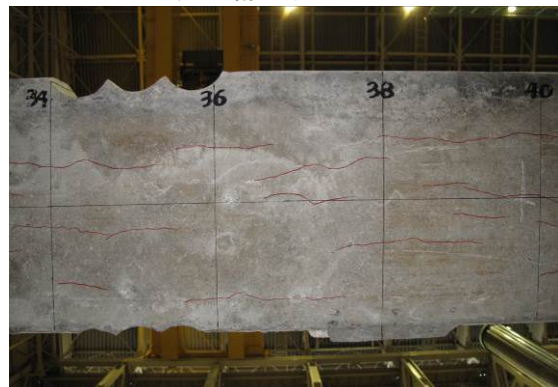
e) G6 桁下面 16-22



f) G6 桁下面 22-28

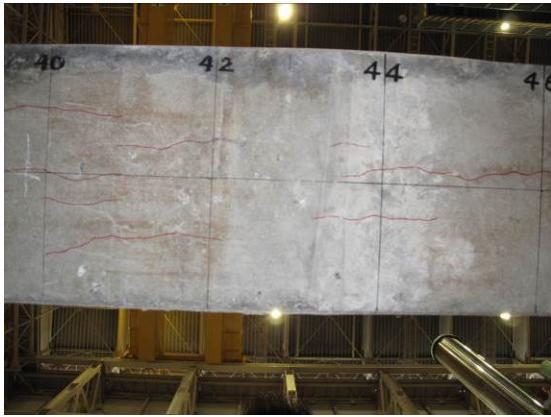


g) G6 桁下面 28-34

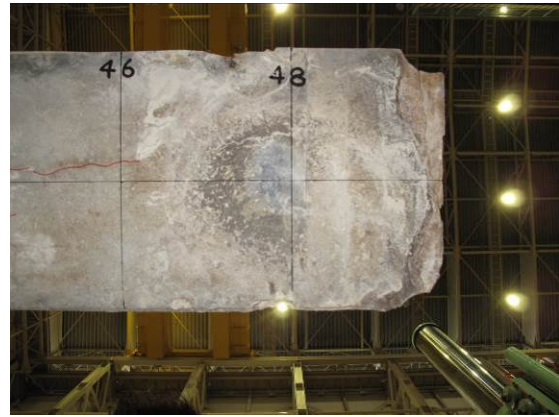


h) G6 桁下面 34-40

写真- 2.14 G6 桁下面側状況その 2



a) G6 桁下面 40-46



b) G6 桁下面 46-48

写真- 2.15 G6 桁下面側状況その3

2.3.4 G3 桁の損傷状況

G3 桁（桁下面の橋軸方向ひび割れが多い）の桁側面・上面・下面の状況を以下に示す。



a) G3 桁側面 A 面 48' -40'



b) G3 桁側面 A 面 40' -30'



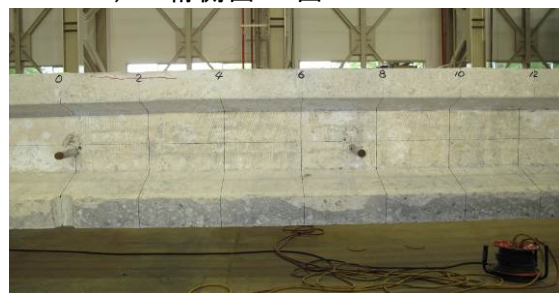
c) G3 桁側面 A 面 30' -20'



d) G3 桁側面 A 面 20' -10'



e) G3 桁側面 A 面 10' -0



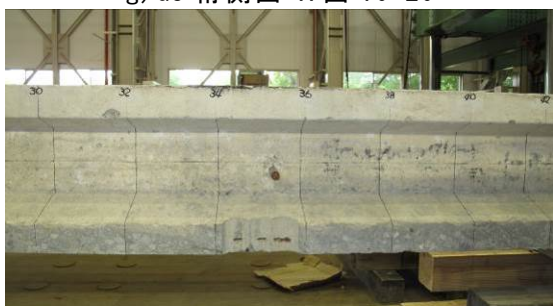
f) G3 桁側面 A 面 0-10



g) G3 桁側面 A 面 10-20



h) G3 桁側面 A 面 20-30



i) G3 桁側面 A 面 30-40

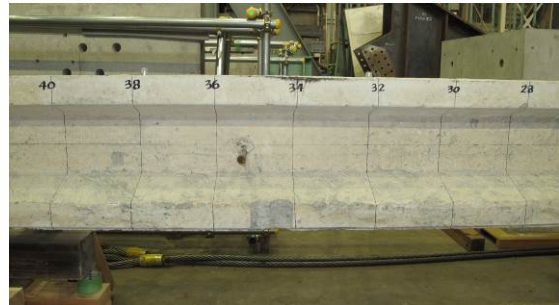


j) G3 桁側面 A 面 40-48

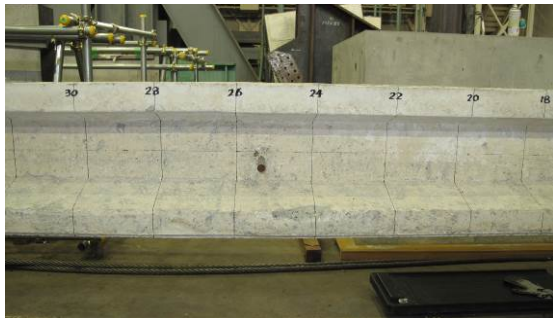
写真- 2.16 G3 桁側面 A 面側状況



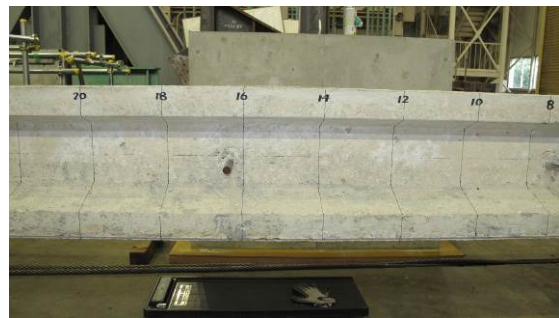
a) G3 桁側面 B 面 48-40



b) G3 桁側面 B 面 40-30



c) G3 桁側面 B 面 30-20



d) G3 桁側面 B 面 20-10



e) G3 桁側面 B 面 10-0



f) G3 桁側面 B 面 0-10'



g) G3 桁側面 B 面 10' -20'



h) G3 桁側面 B 面 20' -30'

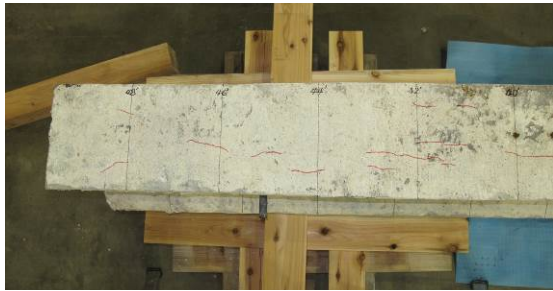


i) G3 桁側面 B 面 30' -40'

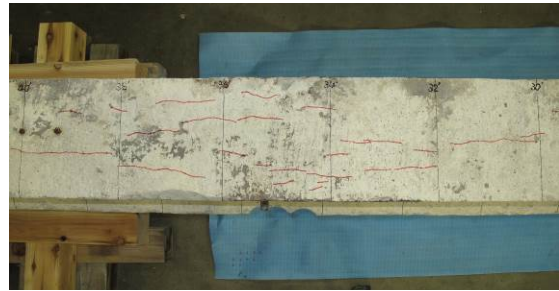


j) G3 桁側面 B 面 40' -48'

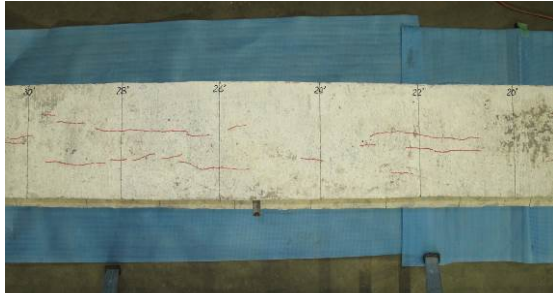
写真- 2.17 G3 桁側面 B 面側状況



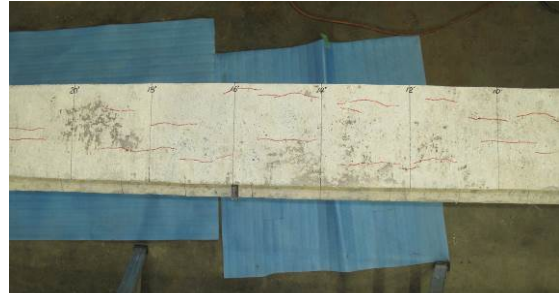
a) G3 桁上面 48' -40'



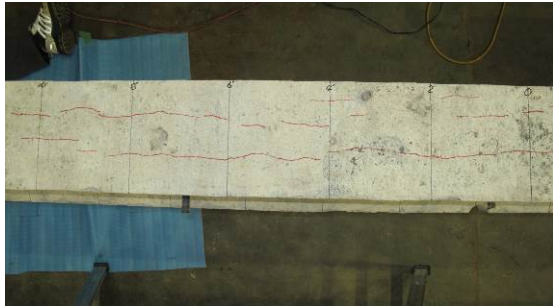
b) G3 桁上面 40' -30'



c) G3 桁上面 30' -20'



d) G3 桁上面 20' -10'



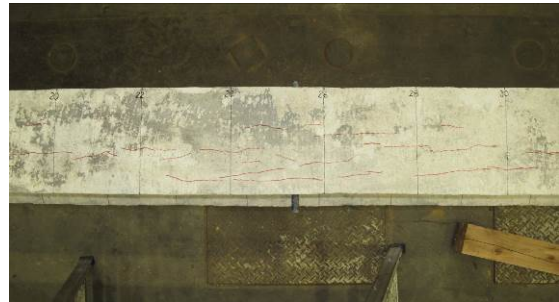
e) G3 桁上面 10' -0



f) G3 桁上面 0-10



g) G3 桁上面 10-20



h) G3 桁上面 20-30

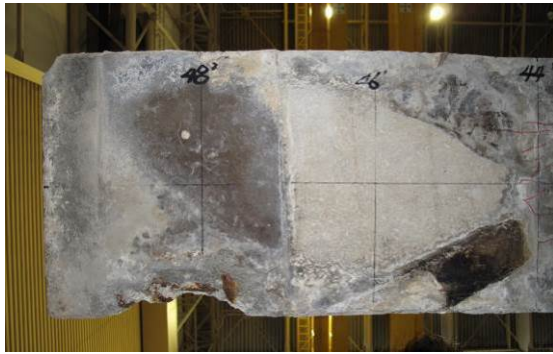


i) G3 桁上面 30-40

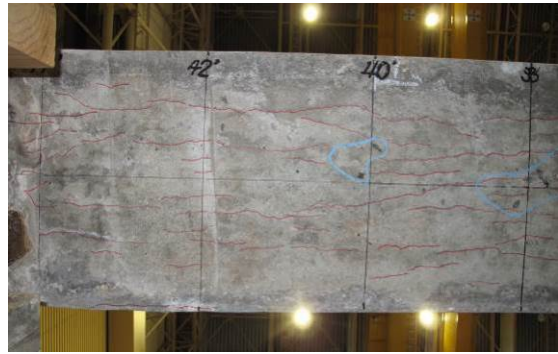


j) G3 桁上面 40-48

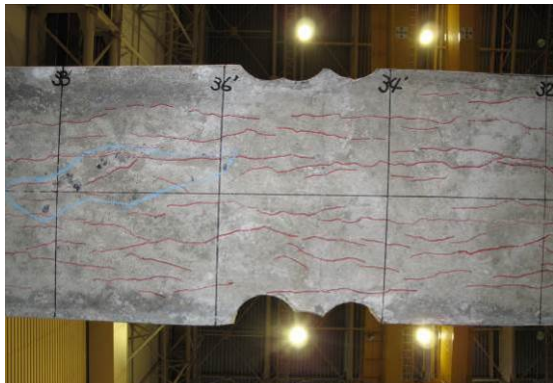
写真- 2.18 G3 桁上面側状況



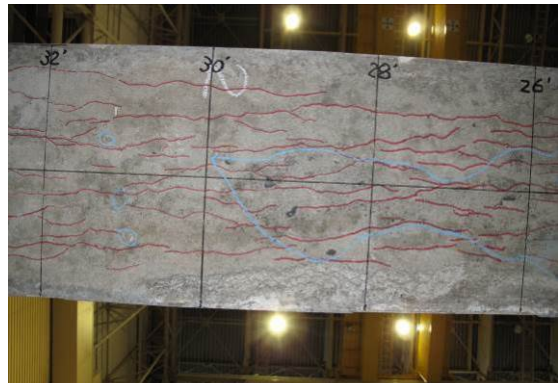
a) G3 桁下面 48' -44'



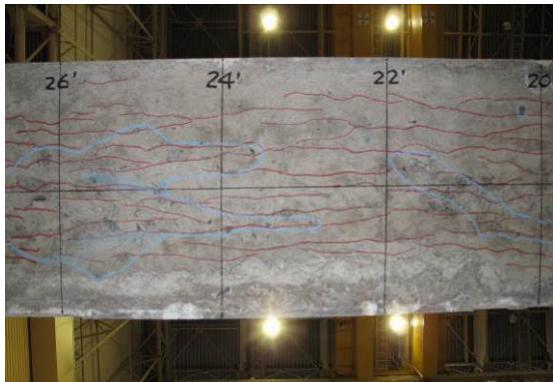
b) G3 桁下面 44' -38'



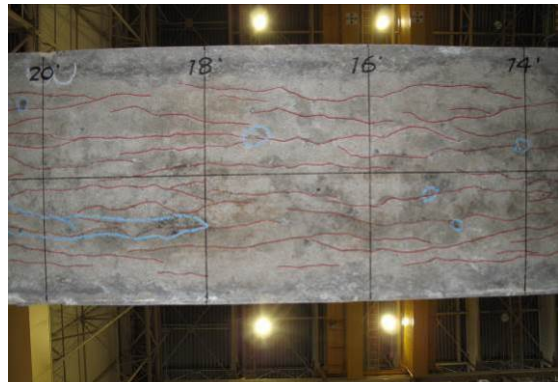
c) G3 桁下面 38' -32'



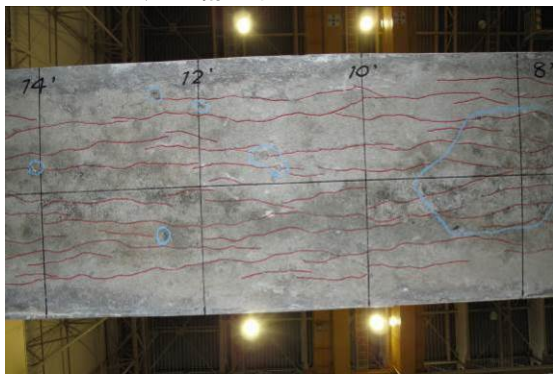
d) G3 桁下面 32' -26'



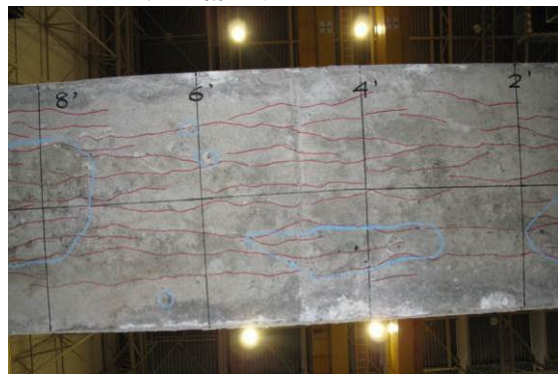
e) G3 桁下面 26' -20'



f) G3 桁下面 20' -14'

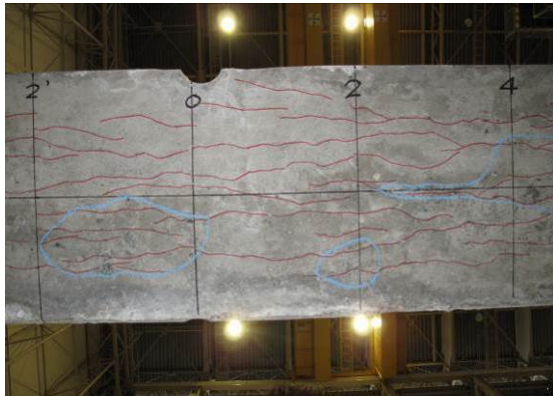


g) G3 桁下面 14' -8'

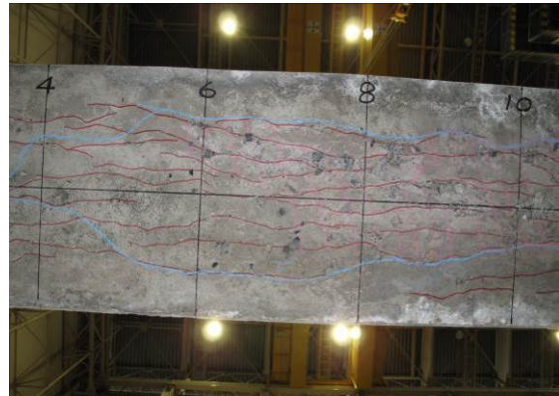


h) G3 桁下面 8' -2'

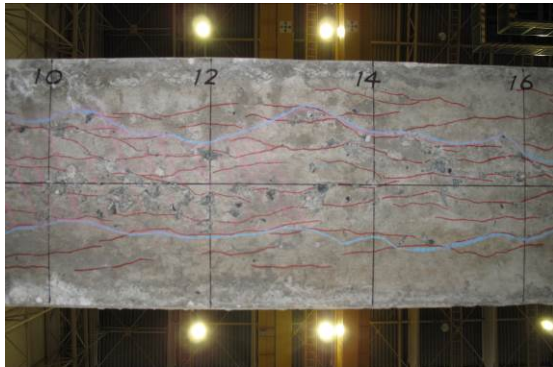
写真- 2.19 G3 桁下面側状況その 1



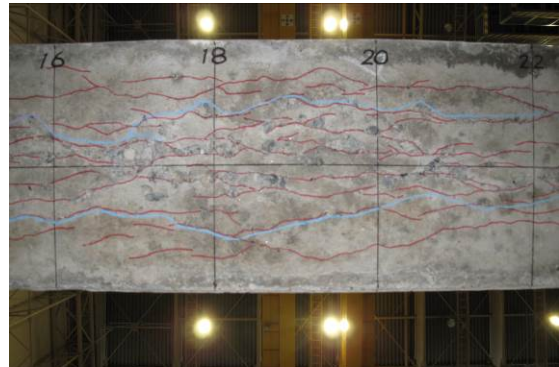
a) G3 桁下面 2' -4



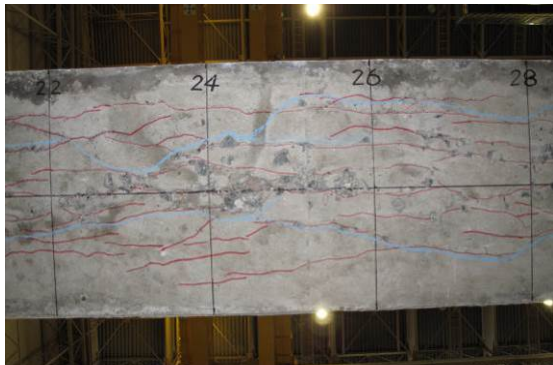
b) G3 桁下面 4-10



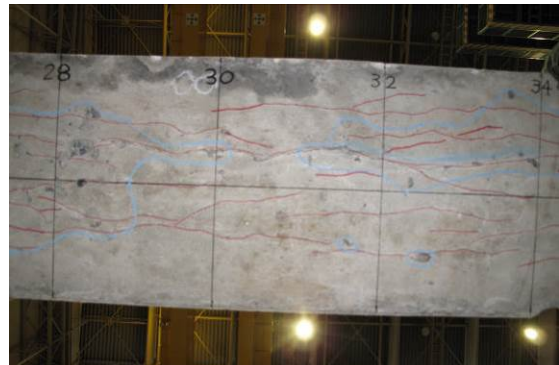
c) G3 桁下面 10-16



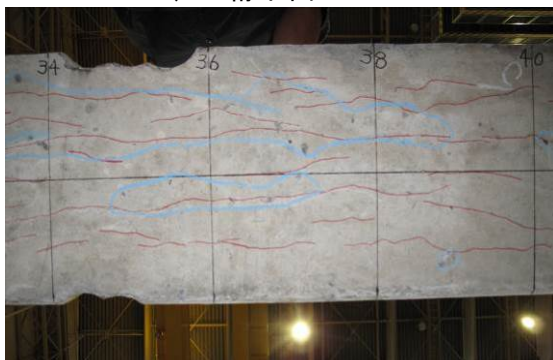
d) G3 桁下面 16-22



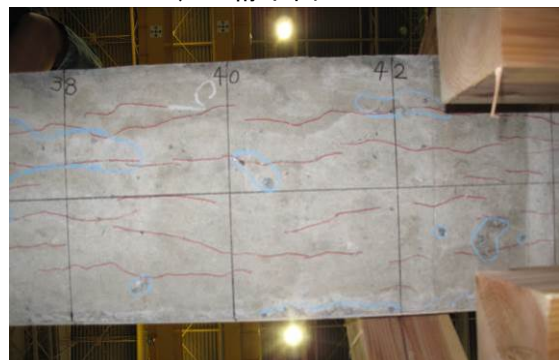
e) G3 桁下面 22-28



f) G3 桁下面 28-34

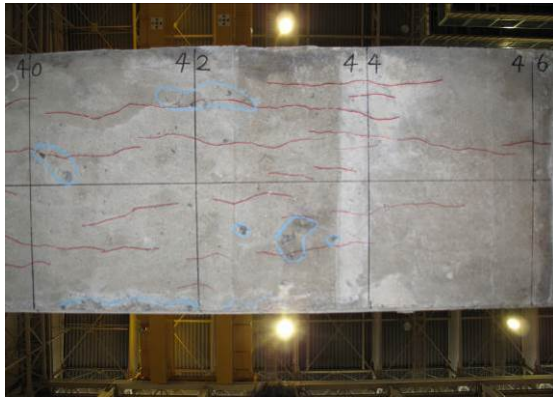


g) G3 桁下面 34-40



h) G3 桁下面 38-44

写真- 2.20 G3 桁下面側状況その2



a) G3 桁下面 44-46



b) G3 桁下面 46-48

写真- 2.21 G3 桁下面側状況その3

2.4 撤去桁の概要

竣工図面、桁の形状および刻印から、撤去桁の設計仕様は、表- 2.3、図- 2.6、図- 2.7 に示す JIS A5319-1963 「軽量スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた」の LS210 と考えられる。

表- 2.3 桁の設計仕様

設計仕様 (JIS A5319-1963)	
橋げたの呼び名	LS210
スパン	10m
設計自動車荷重	10tf (100kN)
コンクリート強度	500kgf/cm ² (50N/mm ²)
PC鋼材 (SWPC2)	φ2.9mm2本より
ひび割れ試験荷重	4.3tf (42kN)
破壊試験荷重	8.2tf (80kN)

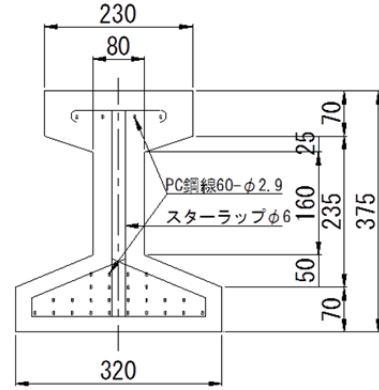
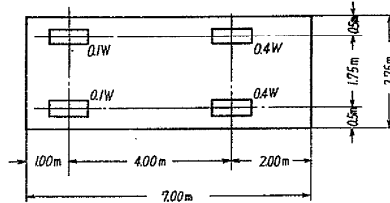


図- 2.6 LS210 桁の断面図

1. 適用範囲 この規格は、1車線の軽荷重スラブ橋に使用する、プレテンション方式によって造ったプレストレストコンクリート橋げた（以下橋げたという。）について規定する。

- 備考 1. この橋げたは、道路構造令第32条の規定の適用を受ける道路橋以外のもので、設計自動車荷重 14t および 10t の場合に対して用いられるものである。
2. この橋げたは、設計にあたってコンクリート舗装平均厚さを 8cm、また、高欄および地覆の自重を橋の片側について 250 kg/m と仮定したものである。
3. この橋げたは、100 kg/m² の雪荷重についても考えてある。
4. この橋げたは、原則として橋の斜角が 70° より大きい場合に適用されるものである。
5. 設計自動車荷重は、図 1 のようで、荷重 W は、14t および 10t である。

図 1
(平面図)



2. 種類 橋げたの種類は、表 1 のとおりとする。

表 1

橋げたの呼び名	適用条件	
	スパン (m)	設計自動車荷重 (t)
LS 105	5	14
LS 106	6	
LS 107	7	
LS 108	8	
LS 109	9	
LS 110	10	
LS 111	11	
LS 112	12	
LS 113	13	
LS 205	5	10
LS 206	6	
LS 207	7	
LS 208	8	
LS 209	9	
LS 210	10	
LS 211	11	
LS 212	12	
LS 213	13	

図- 2.7 JIS A5319-1963 (抜粋)

3. 曲げ載荷試験

3.1 載荷試験方法および計測項目

3.1.1 載荷試験方法

載荷試験方法は、JIS A5319-1963に示された単純2点支持、2点静的荷重載荷による載荷試験方法を参考に、図- 3.1に示すように支間9m、載荷点距離1mの曲げ載荷試験とした。

載荷は、1サイクル目（0～20kN）から、サイクルのピークを10kNずつ漸増させた片振りによる繰返し載荷（サイクル毎に除荷）とした。JISの破壊荷重80kNを越える8サイクル目は、曲げ破壊するまで載荷荷重を上げた。結果的に2供試体いずれも8サイクル目（80～100kN）において荷重低下し、曲げ破壊（終局）した。

また、各サイクルの除荷時に、巻末に示す振動計測を行った。

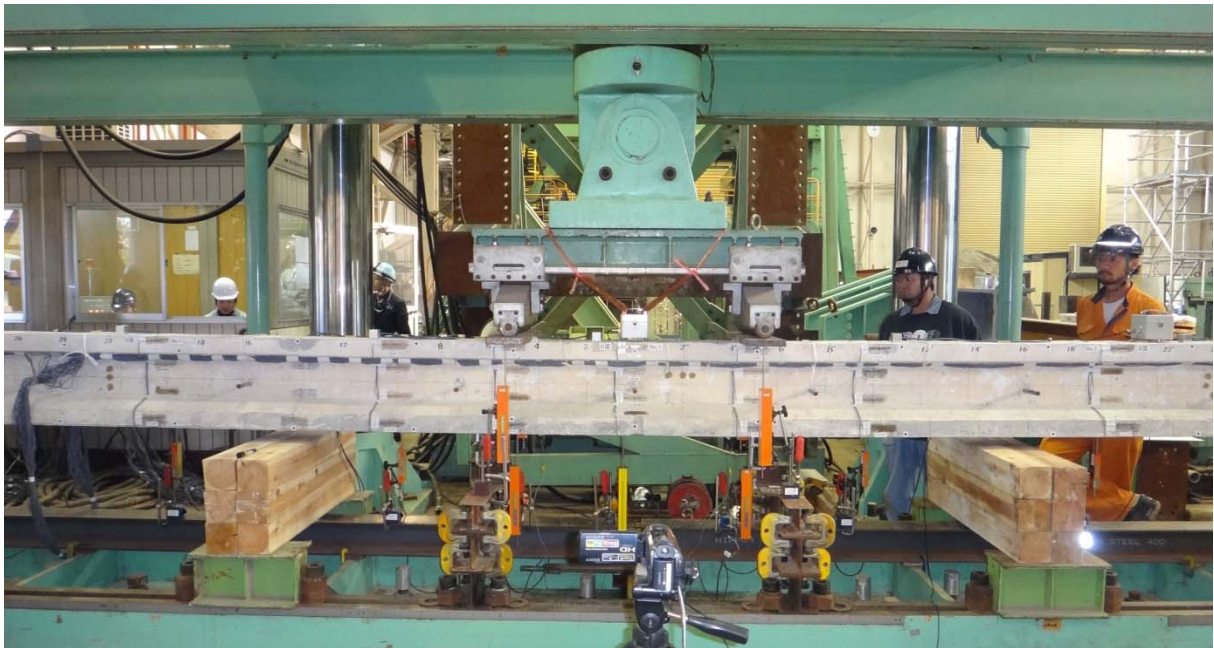
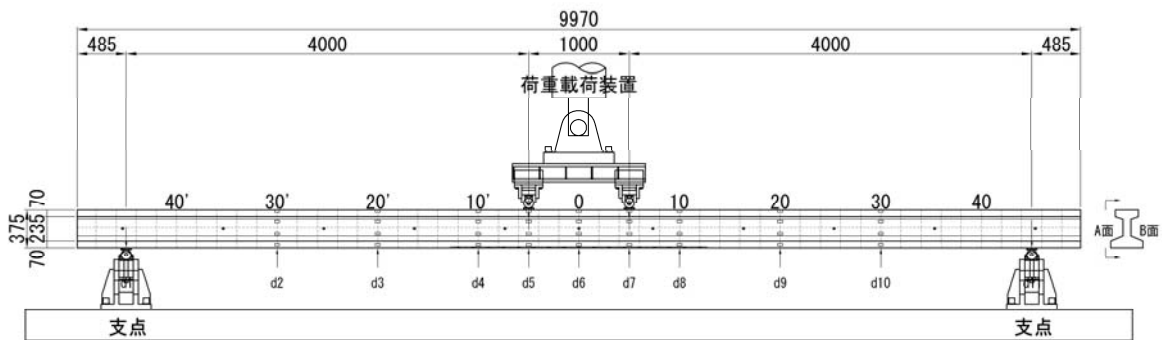


図- 3.1 載荷試験概要図（B面側）

載荷試験の仕様を以下に示す。

＜載荷試験の仕様＞

載荷方法	: 単純 2 点支持 2 点静的荷重載荷
載荷点距離	: 1000 mm (載荷板幅=150mm 載荷板厚=25mm)
支点間距離	: 9000 mm (支点板幅=200mm 支点板厚=28mm)
加力方法	: 単方向繰返し載荷 (実構造物と同様に下方載荷)
断面寸法	: 高さ 375 mm
	: 幅 (上フランジ幅 230 mm、ウェブ幅 80 mm、下フランジ幅 320 mm)
鋼材	: 上フランジ側 SWPC2× 4 本
	: 下フランジ側 SWPC2×26 本
コンクリート圧縮強度*	: G6 桁 72.0N/mm ² (設計強度 50N/mm ²)
	: G3 桁 75.6N/mm ² (設計強度 50N/mm ²)

※5.3 圧縮強度試験参照

3.1.2 計測項目

桁下面の橋軸方向ひび割れが少ない G6 桁とひび割れが多い G3 桁で、ひび割れ性状の違いによる桁の耐荷性能や変形性能の違いを確認するため、(1)載荷荷重と変位の関係およびひび割れ状況の計測、(2)たわみ分布の計測、(3)ひび割れ開閉量の計測、(4)コンクリート表面のひずみの計測を行った。計測項目および計測機器を表- 3.1 に、G6 桁および G3 桁の計測機器の設置位置図をそれぞれ図- 3.2・図- 3.3 に、計測装置の設置状況を写真- 3.1 に示す。

表- 3.1 計測項目および計測機器一覧表 (1 桁当り)

計測項目	計測機器	数量(箇所)	備考
たわみ計測	変位計	9	方向:鉛直 設置位置:桁下面
支点沈下		4	方向:鉛直 設置位置:桁側面
載荷点回転		4	方向:鉛直 設置位置:桁側面
小計		17	
ひずみ	ひずみゲージ	72	方向:水平 設置位置:桁側面
ひずみ		7	方向:水平 設置位置:桁上面
ひずみ		9	方向:水平 設置位置:桁下面
小計		88	
曲げひび割れ	π型変位計	17	下フランジ側面1列(@150)
橋軸方向ひび割れ		2	下フランジ下面軸直角に2箇所
小計		19	
計測点数の合計		124	

データロガー: 1 台 (1000 点/台)、スイッチボックス: 3 台 (50 点/台)

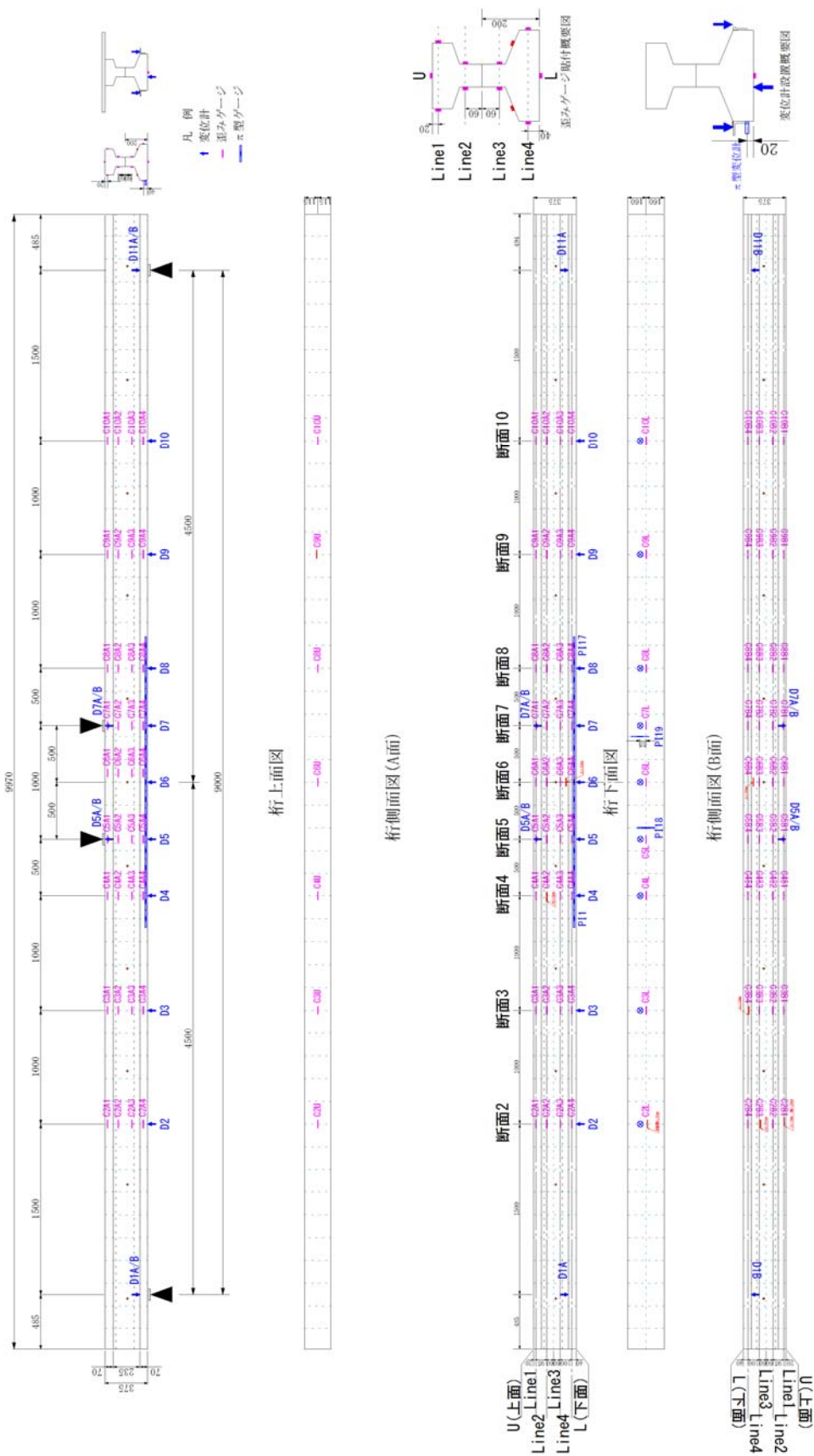


図- 3.2 G6 桁 計測機器の設置位置図

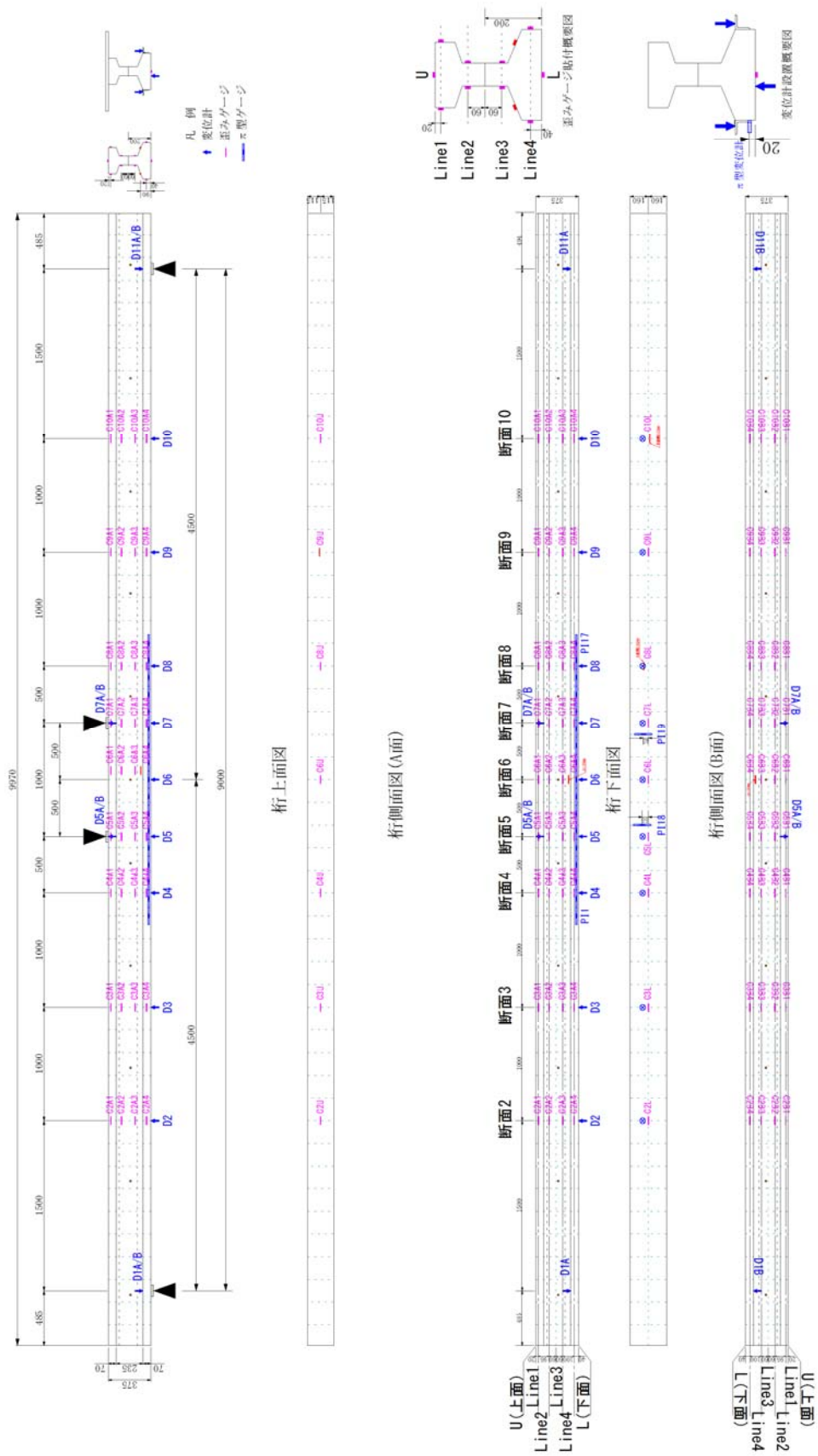
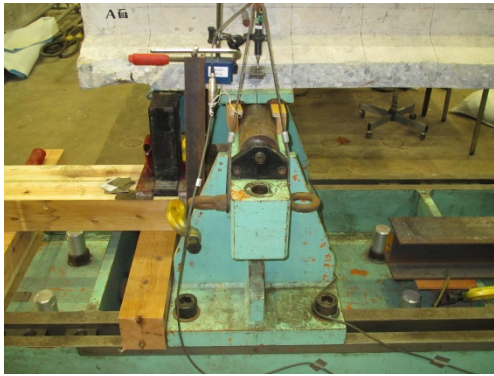


図- 3.3 G3 桁 計測機器の設置位置図



支点部変位計設置状況その 1



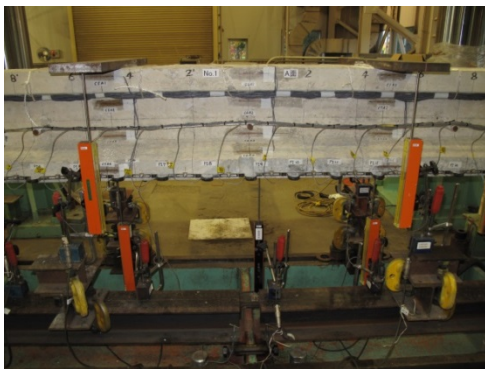
支点部変位計設置状況その 2



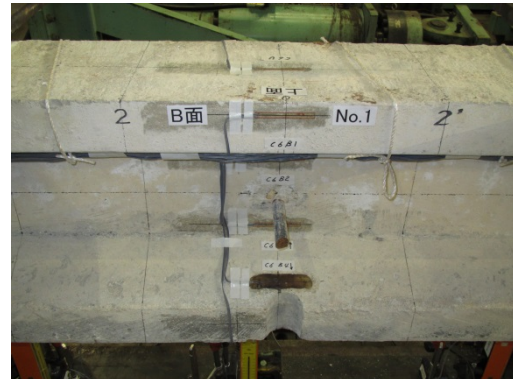
載荷点部変位計設置その 1



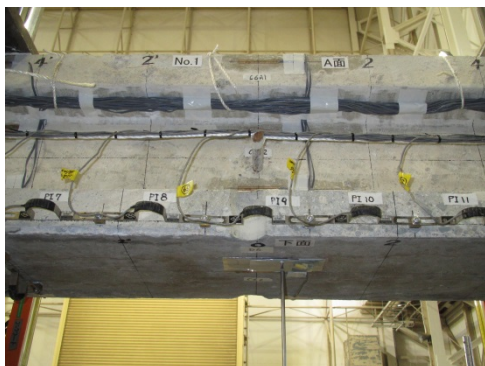
載荷点部変位計設置その 2



中央部変位計設置状況



中央部ひずみゲージ設置状況



側面π型変位計設置状況



下面π型変位計設置状況

写真- 3.1 計測装置の設置状況

3.2 曲げ載荷試験結果

3.2.1 G6 桁載荷試験結果

(1) 載荷荷重と変位の関係およびひび割れ状況

桁下面の橋軸方向ひび割れが少ない G6 桁の載荷荷重と変位の関係を図- 3.4 に、載荷荷重毎の状況を表- 3.2 に、ひび割れ発生後のひび割れ進展状況を写真- 3.2 に示す。なお、図- 3.4 に示す JIS のひび割れ発生荷重および JIS の破壊荷重は、それぞれ JIS A5319-1963 に規定される LS210 桁のひび割れ試験荷重、破壊試験荷重である。

新たなひび割れは 4 サイクル (40~50kN) まで発生しなかった。5 サイクル (50~60kN) の載荷荷重 54kN で、スパン中央の桁下面に曲げひび割れが発生した。JIS のひび割れ発生荷重 42kN の約 1.3 倍であった。5 サイクルのピーク時には等曲げ区間の桁下面から側面にかけて複数のひび割れが発生し、直後の 6 サイクル (60~70kN) の載荷荷重 66kN では荷重-変位曲線の勾配の変化が見られた。ひび割れは、6 サイクルのピーク時にウェブ中央まで進展、7 サイクル (70~80kN) のピーク時にウェブ中央を通過、8 サイクル (80kN~終局) の載荷荷重 89.5kN で、上フランジハンチ部付近まで進展した。この間、荷重-変位曲線の勾配が徐々に緩くなり、変位は 41.8mm から 125.9mm と 80mm 以上増加した。最大荷重 93.7kN (変位 195.27mm) は JIS の破壊荷重の約 1.2 倍であった。変位 200mm まで載荷した時点で荷重低下を確認したため、除荷した。

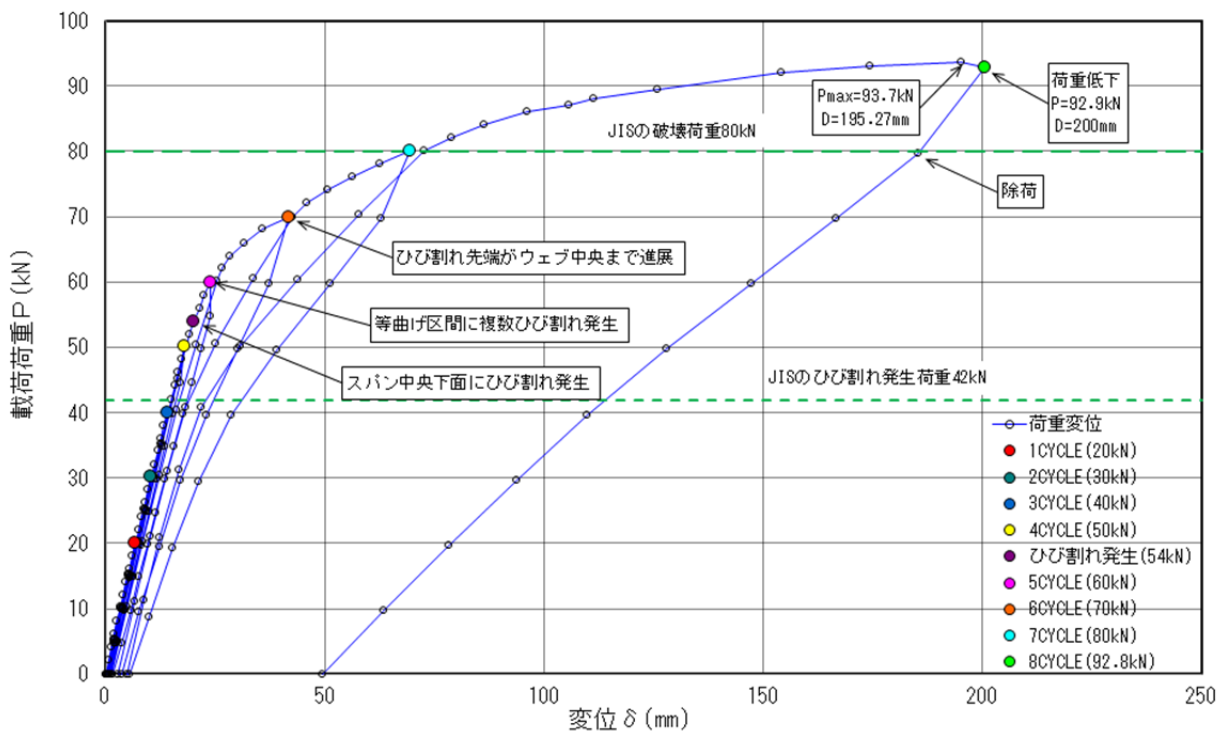
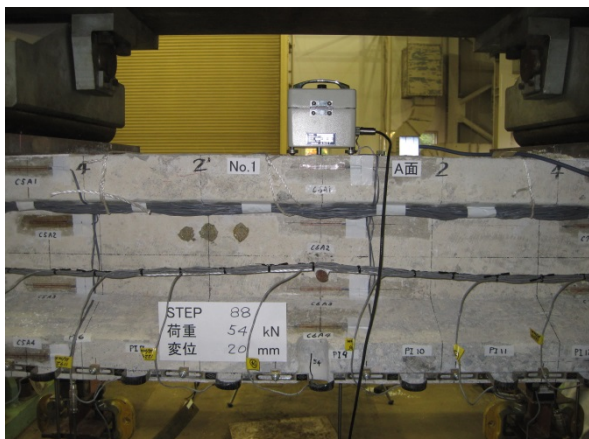


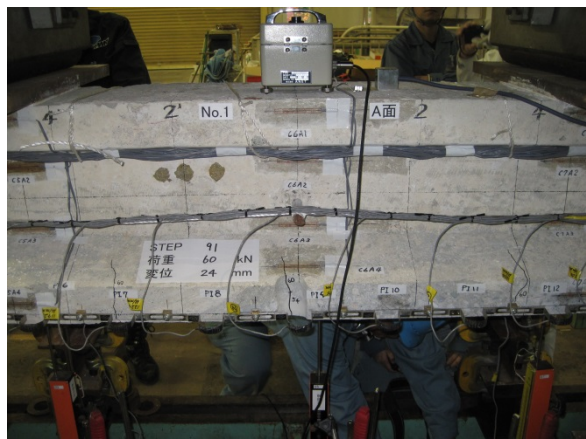
図- 3.4 G6 桁 荷重-変位曲線

表- 3.2 G6桁 載荷荷重毎の状況

G 6 桁 (桁下面の橋軸方向ひび割れが少ない)			
測定 ステップ	載荷荷重 (kN)	変位 (mm)	進行記録
11	20.1	6.67	1サイクルピーク ひび割れ無し
25	30.2	10.30	2サイクルピーク ひび割れ無し
43	40.1	14.04	3サイクルピーク ひび割れ無し
65	50.1	18.02	4サイクルピーク ひび割れ無し
88	54.0	20.00	スパン中央下面からひび割れ発生
91	59.9	23.86	5サイクルピーク 等曲げ区間に複数ひび割れ発生
113	66.0	31.43	荷重-変位曲線の勾配変化
115	70.0	41.80	6サイクルピーク ひび割れ先端がウェブ中央まで進展
135	80.0	69.36	7サイクルピーク ひび割れ先端がウェブ中央を通過
158	89.5	125.92	ひび割れ先端が上フランジハンチ部近くまで進展
161	93.7	195.27	最大荷重点 (Pmax=93.7kN)
162	92.9	200.58	8サイクルピーク 荷重低下
171	0.0	49.27	除荷 終了



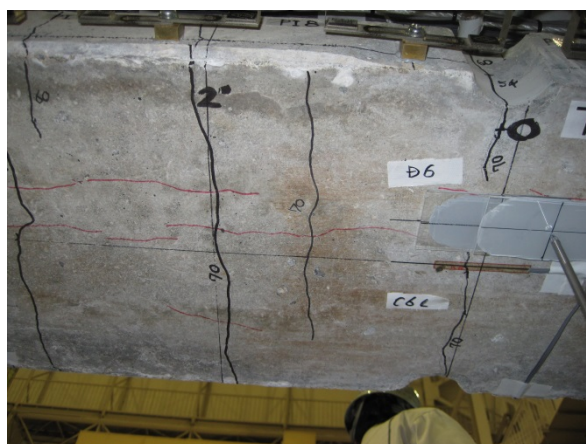
初期ひび割れ発生時 (54kN) 側面



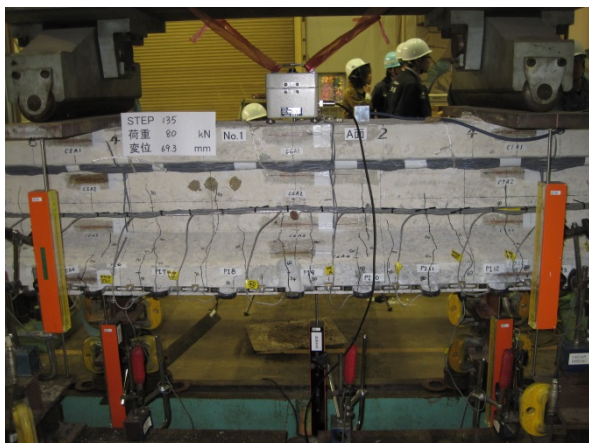
5 サイクルピーク時 (60kN) 側面



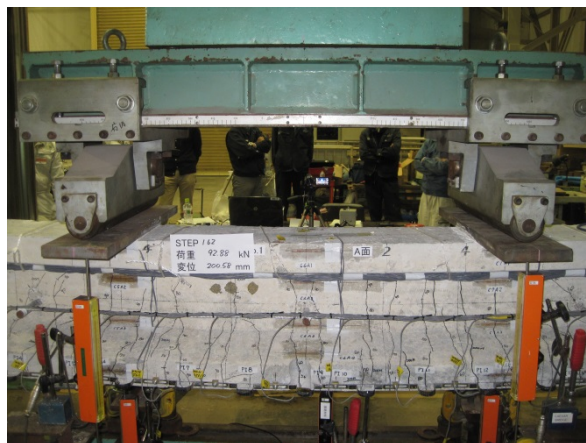
6 サイクルピーク時 (70kN) 側面



6 サイクルピーク時 (70kN) 下面



7 サイクルピーク時 (80kN) 側面



8 サイクル終局時 (92.9kN) 側面

写真- 3.2 G6 桁 載荷時のひび割れ進展状況

載荷荷重毎のひび割れ進展図を図- 3.5 に示す。ひび割れ進展図は、曲げひび割れが発生した桁中央から前後 2m の範囲（赤点線枠内）を抽出したものである。曲げひび割れは、最初に載荷点直下の等曲げ区間から発生し、載荷荷重の増加に伴い徐々に支点方向に増加した。

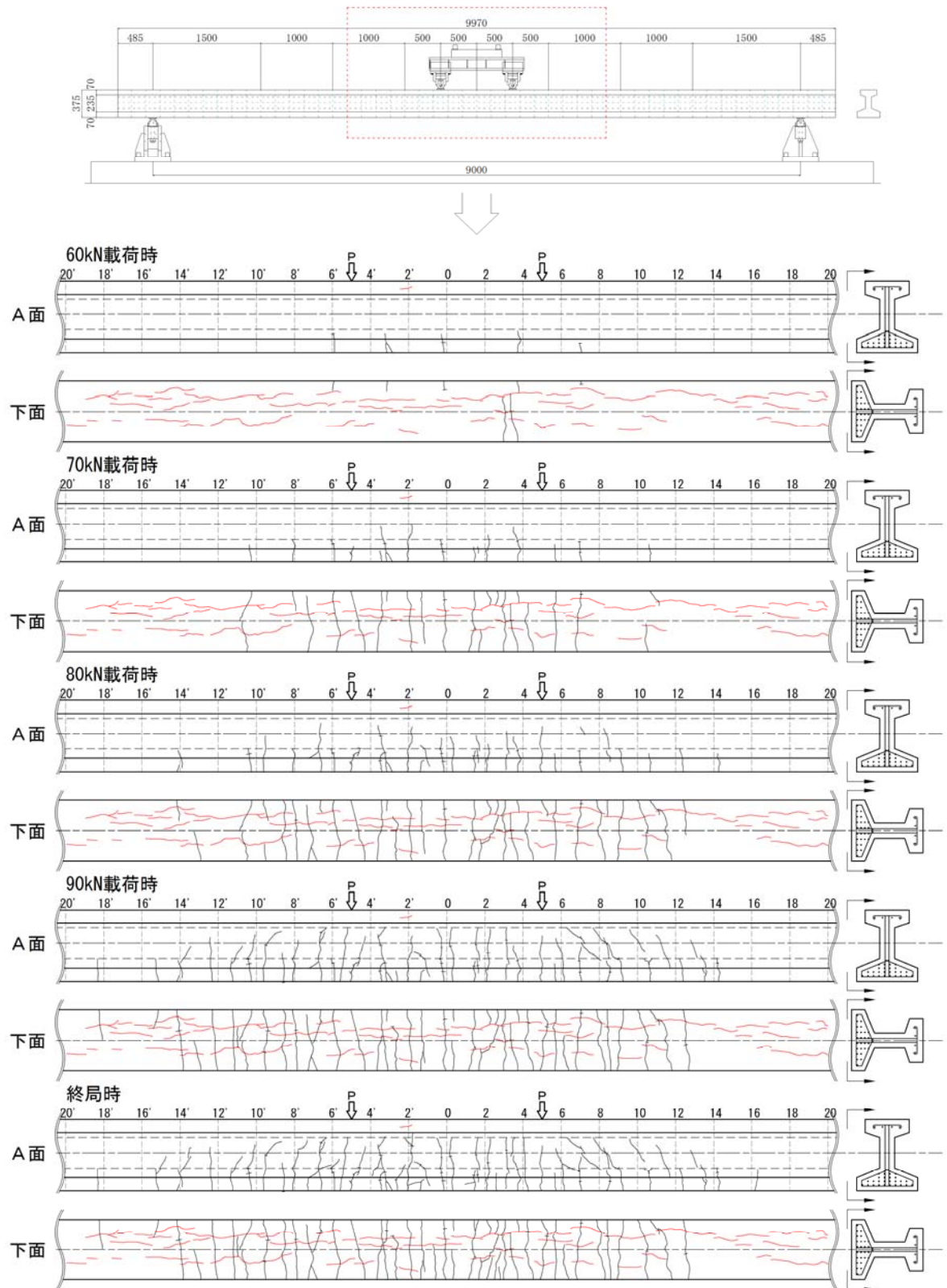


図- 3.5 G6 桁ひび割れ進展図（赤線：載荷前の橋軸方向ひび割れ）

(2) たわみ分布

載荷荷重毎の G6 桁の橋軸方向のたわみ分布を図- 3. 6 に示す。橋軸方向のたわみ分布は、載荷開始から終局に至るまで、載荷点を挟んでほぼ左右対称な分布を示した。

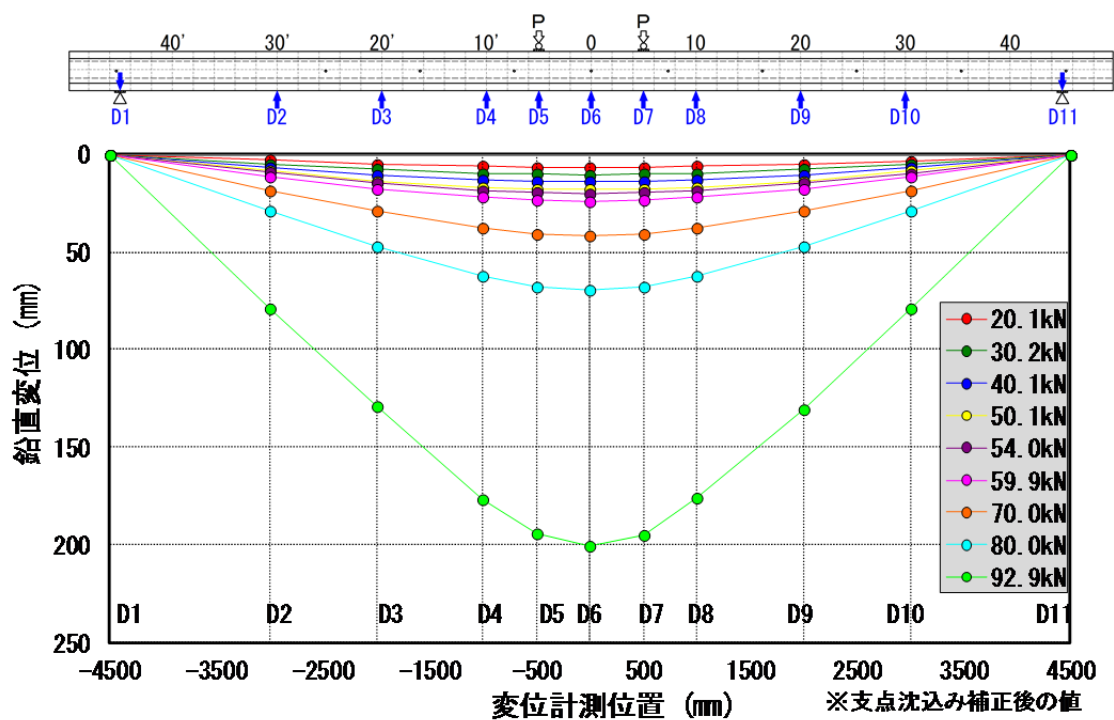


図- 3. 6 G6 桁 橋軸方向のたわみ分布

(3) ひび割れ開閉量

1) 下フランジ側面の曲げひび割れ開き量

下フランジ側面の橋軸方向に設置したパイ型ゲージによる載荷荷重毎の曲げひび割れ開閉量の分布を図- 3.7 に示す。図- 3.8 に 90kN 載荷時の桁側面ひび割れ図を、写真- 3.3 に状況写真を示す。曲げひび割れは、載荷荷重の増加に伴い開く傾向にある。その開き量は、載荷荷重 80kN まで橋軸方向の計測位置による差異が小さいが、80kN を越えてから、支間中央（等曲げ区間）がその他区間よりも急激に大きくなる傾向を示した。

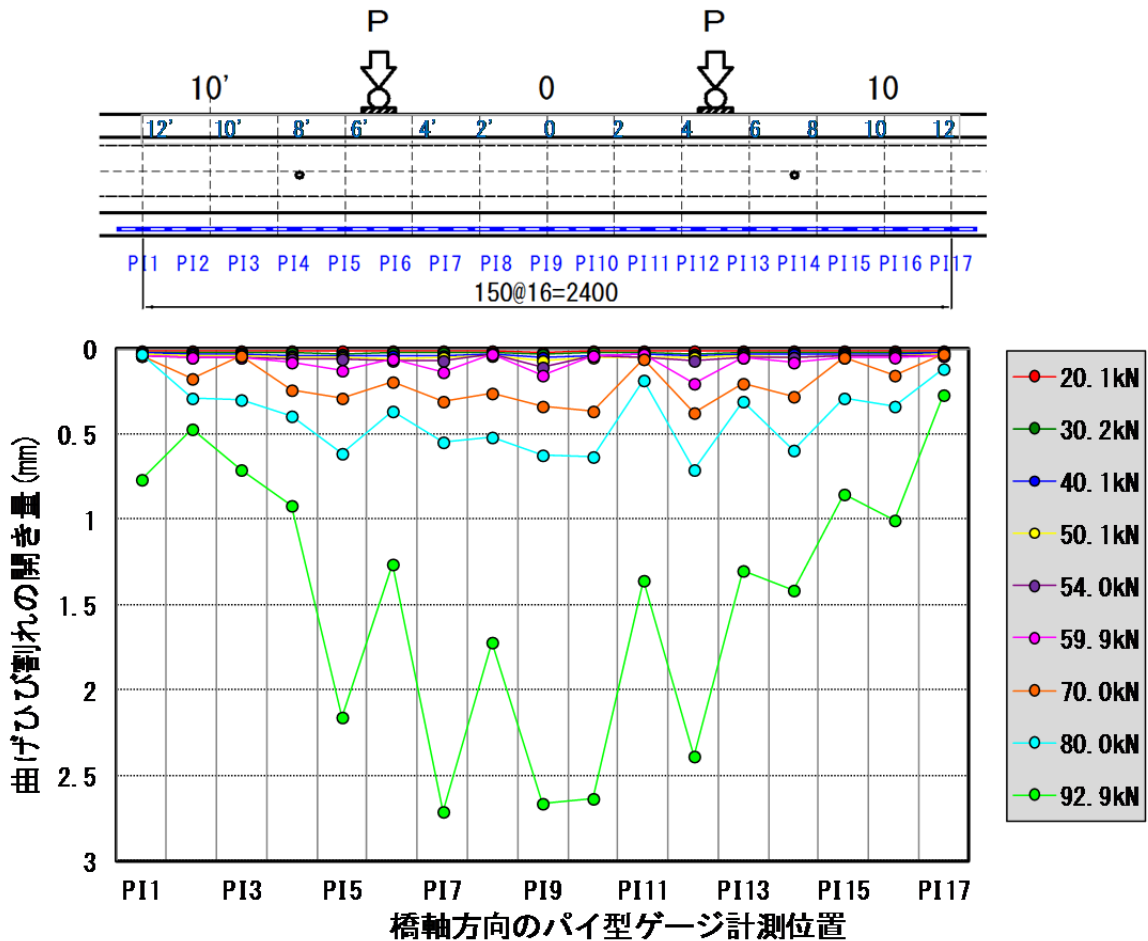


図- 3.7 G6 桁下フランジ側面のひび割れ開き量（橋軸方向）

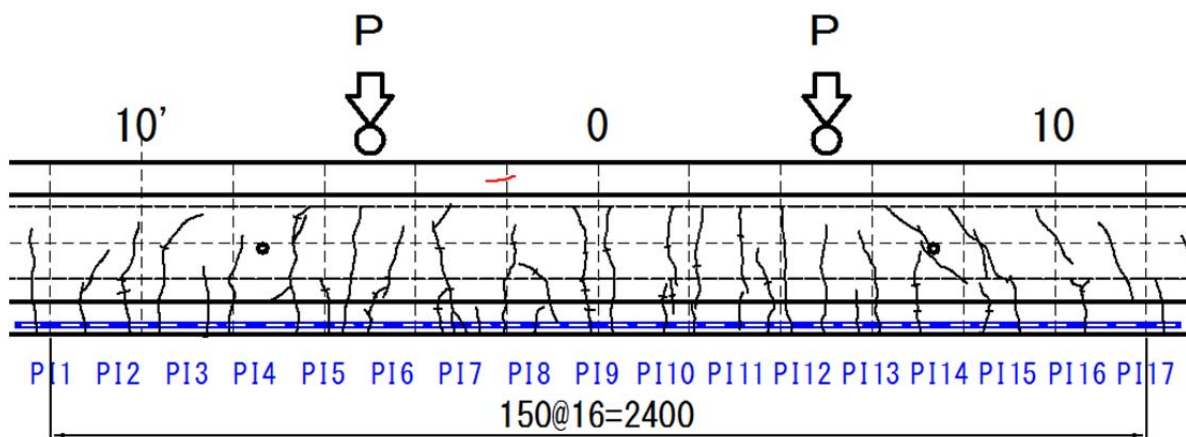


図- 3.8 90kN 載荷時 桁側面ひび割れ図



写真- 3.3 90kN 載荷時 桁側面ひび割れ状況

2) 桁下面に生じていた橋軸方向ひび割れの橋軸直角方向開閉量

桁下面に生じていた橋軸方向ひび割れを跨ぐ方向に設置した、パイ型ゲージ PI-18、PI-19 (図- 3.9) による橋軸直角方向のひび割れ開閉量の分布を、図- 3.10、図- 3.11 に示す。橋軸方向ひび割れは、荷重初期においてポアソン効果により閉じる傾向を示したが、曲げひび割れの進展に伴い PI-18 で 80kN 荷重以降、PI-19 で 60kN 荷重以降に開く傾向に変化した。これは、橋軸方向ひび割れに対して曲げひび割れが桁上面方向に進展することで、橋軸方向ひび割れにずれが生じたことによる影響と考えられる。

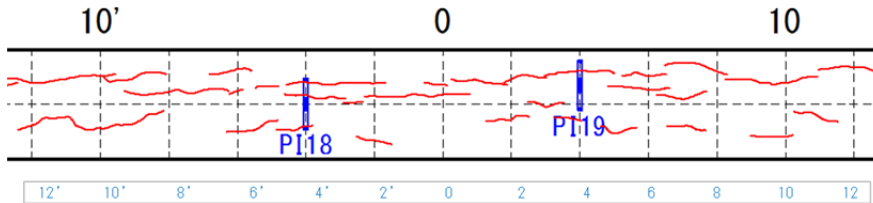


図- 3.9 G6 桁下面の橋軸方向ひび割れの計測位置

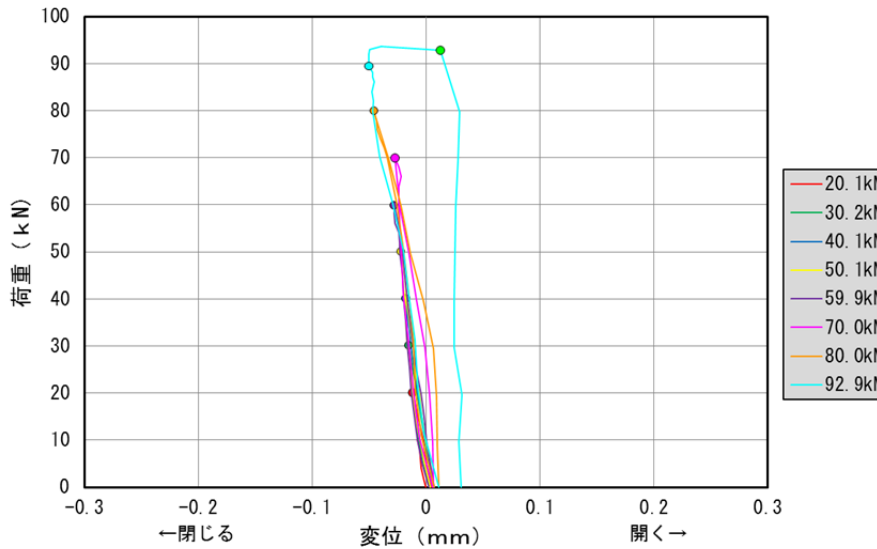


図- 3.10 G6 桁下面の橋軸方向ひび割れ開閉量 (PI-18)

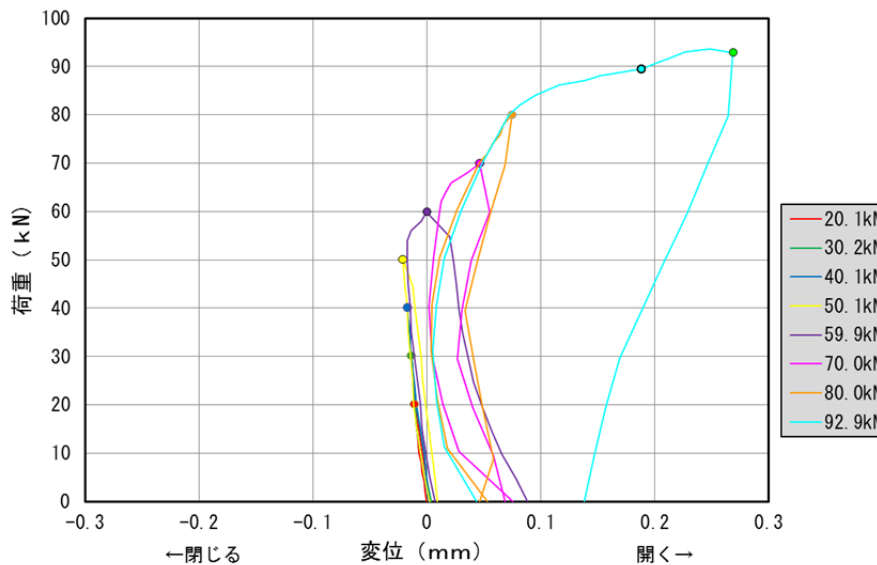
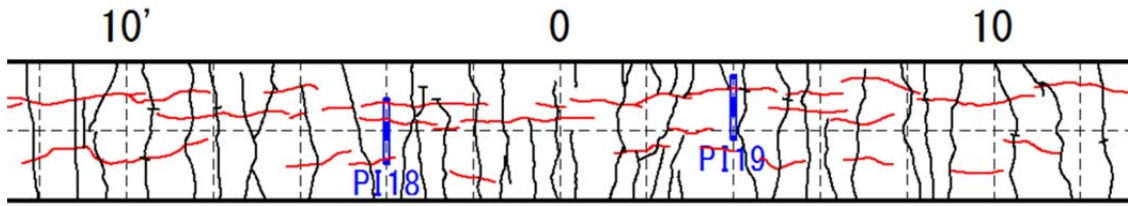


図- 3.11 G6 桁下面の橋軸方向ひび割れ開閉量 (PI-19)



(赤線： 載荷前の橋軸方向ひび割れ 黒線： 載荷によるひび割れ)

図- 3.12 G6 桁下面のひび割れ状況

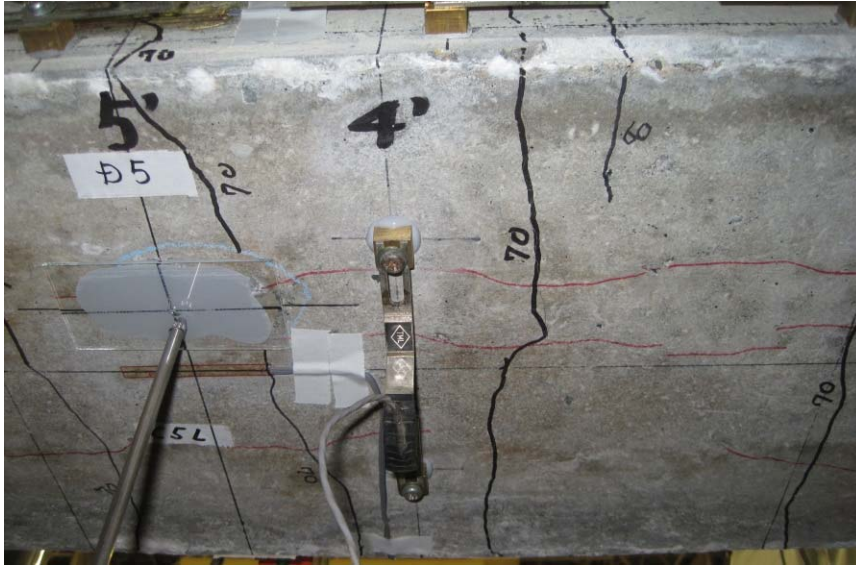


写真- 3.4 70kN 載荷時 G6 桁下面ひび割れ状況 (4'位置： PI-18)

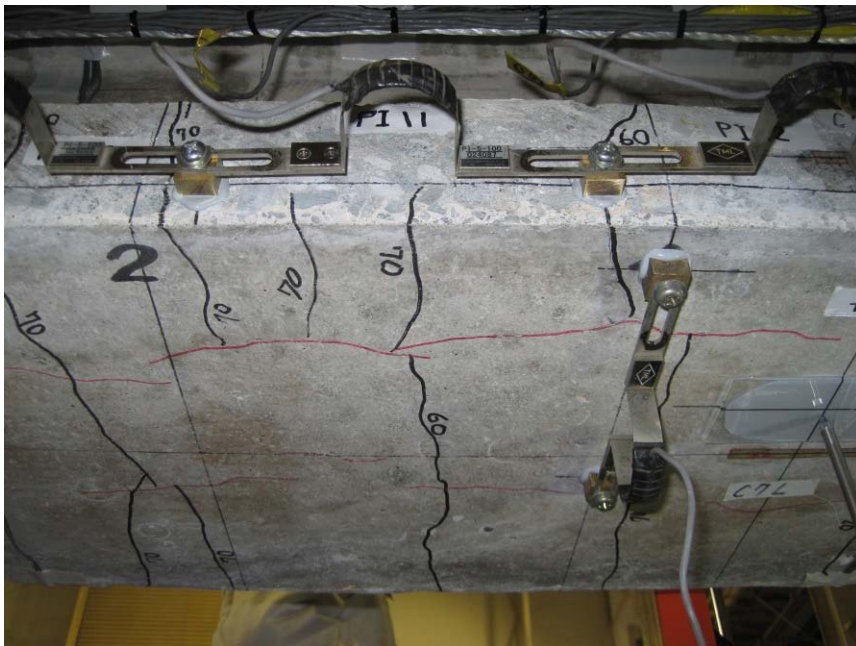


写真- 3.5 70kN 載荷時 G6 桁下面ひび割れ状況 (4'位置： PI-19)

(4) コンクリート表面のひずみ

図-3.13 に示す桁上面・側面・下面のコンクリート表面の橋軸方向に設置したひずみゲージから、計測ライン毎（上面・Line1～4・下面）の橋軸方向のひずみ分布を図-3.14～図-3.19 に、計測断面毎（C2～C10）の断面高さ方向のひずみ分布を図-3.20～図-3.28 に示す。

なお、桁側面（Line1～4）のひずみは、A面・B面の計測結果の平均値とした。

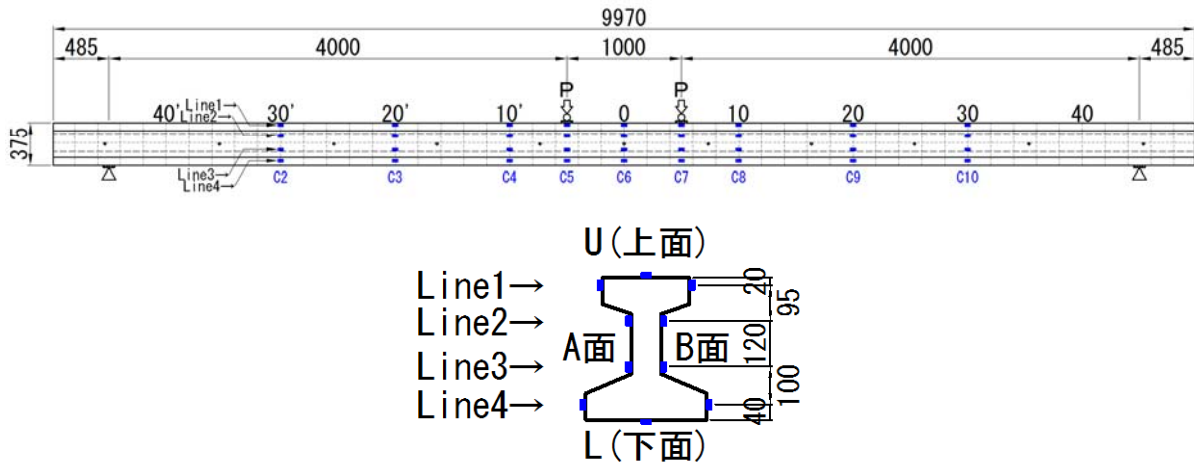


図- 3.13 ひずみゲージ設置位置図(上：橋軸位置図 下：断面位置図)

橋軸方向のひずみ分布は、曲げひび割れ発生載荷（54kN）までは、たわみ分布と同様に載荷点を挟んでほぼ左右対称な分布を示した。曲げひび割れ発生以降では、曲げひび割れの進展に伴い載荷点から前後 1m の範囲（C4～C8）で、ひずみの増加が大きくなった。

断面高さ方向のひずみ分布（C4～C8）からは、70kN 載荷以降で中立軸位置が徐々に上フランジ側へ移行し、橋軸方向のひずみ分布(Line2)では 80kN 載荷で引張側となった。

荷重低下が認められた 92.9kN 載荷時における支間中央の上縁ひずみは約 3000 μ に達し圧壊間近なことから終局と判断した。

1) 橋軸方向のひずみ分布

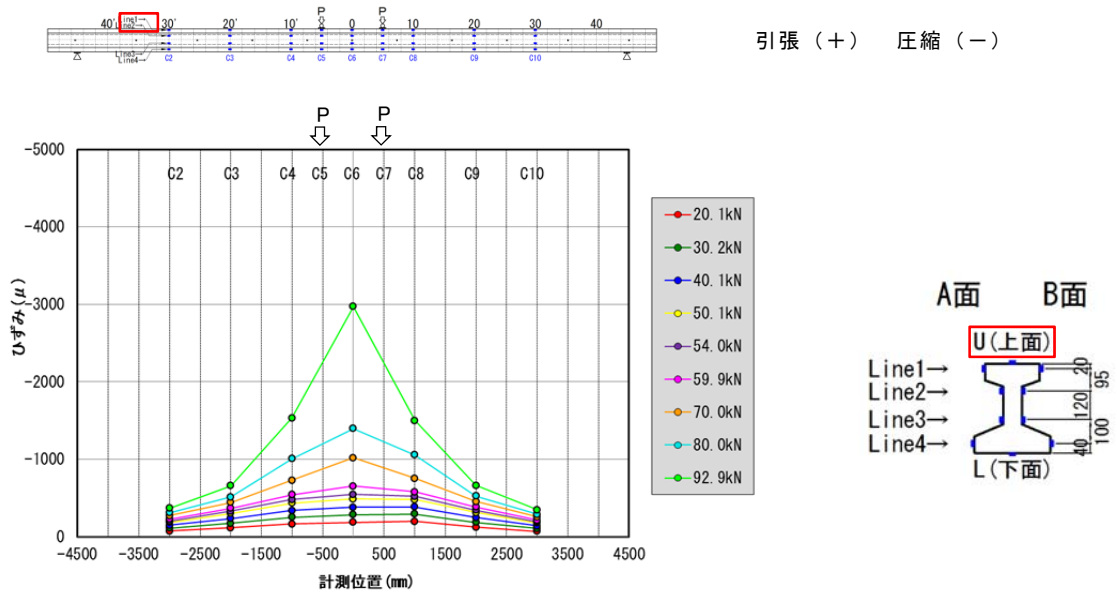


図- 3.14 橋軸方向のひずみ分布 U(上面)

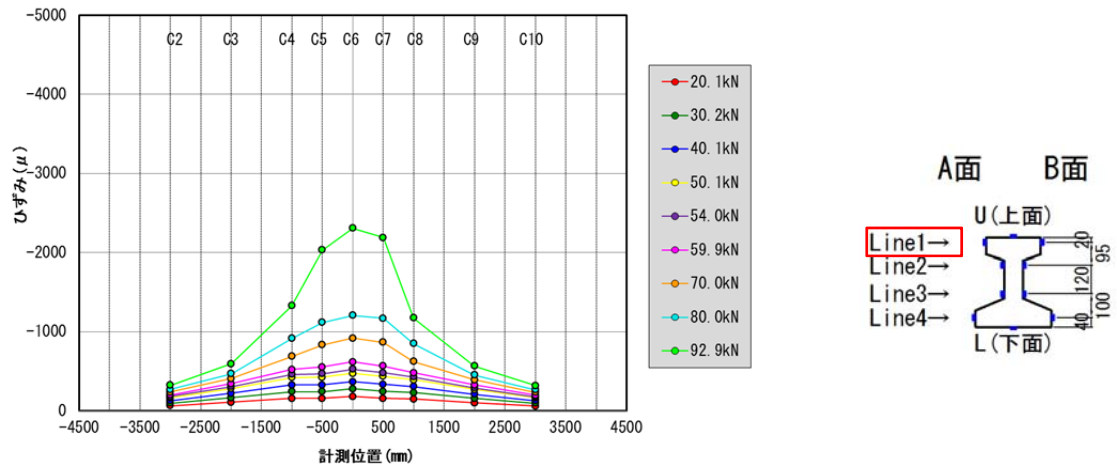


図- 3.15 橋軸方向のひずみ分布 Line-1(A・B面平均)

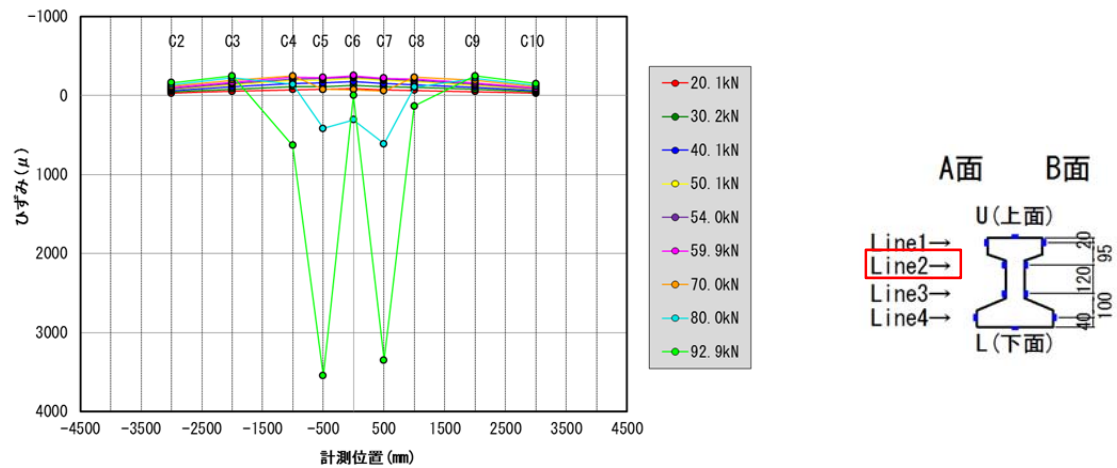
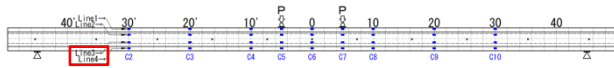


図- 3.16 橋軸方向のひずみ分布 Line-2(A・B面平均)



引張 (+) 圧縮 (-)

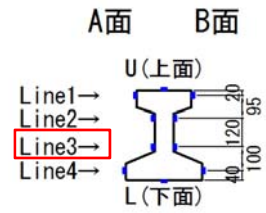
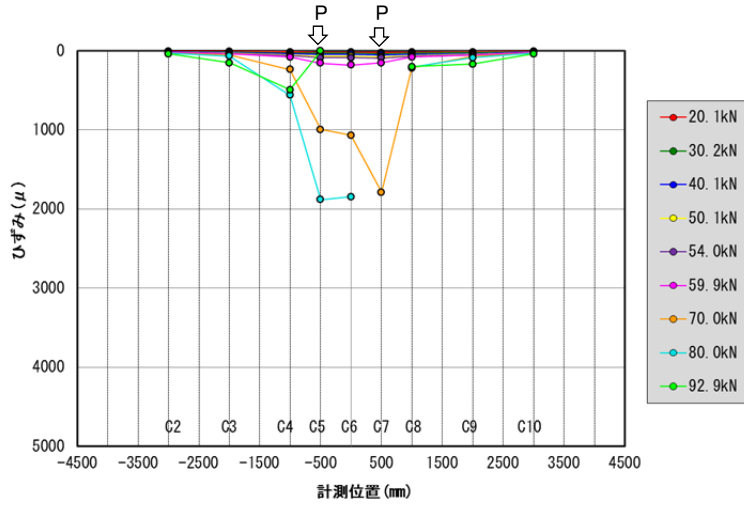


図- 3.17 橋軸方向のひずみ分布 Line-3 (A・B 面平均)

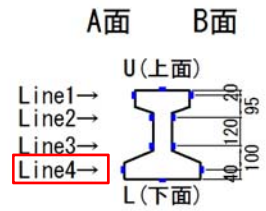
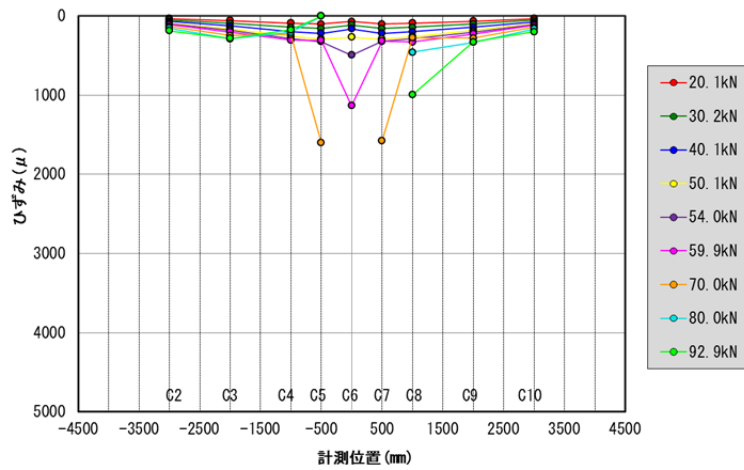


図- 3.18 橋軸方向のひずみ分布 Line-4 (A・B 面平均)

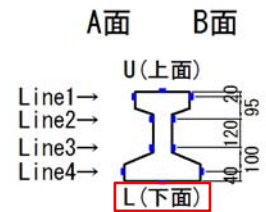
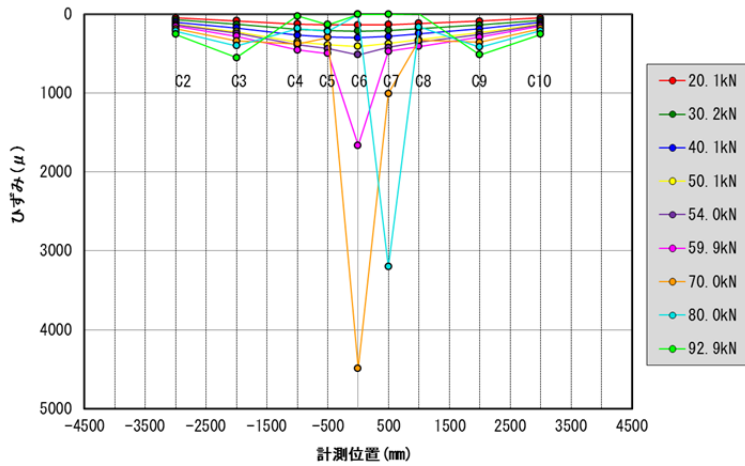


図- 3.19 橋軸方向のひずみ分布 L(下面)

2) 断面高さ方向のひずみ分布

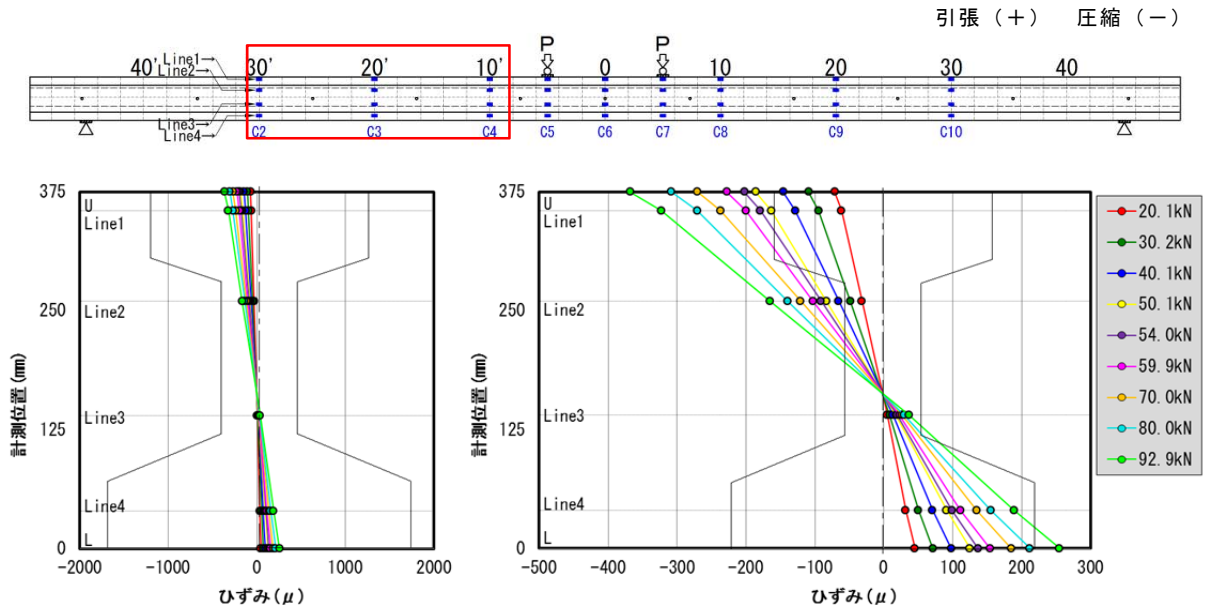


図- 3.20 断面高さ方向のひずみ分布 C2 断面 (A・B 面平均)

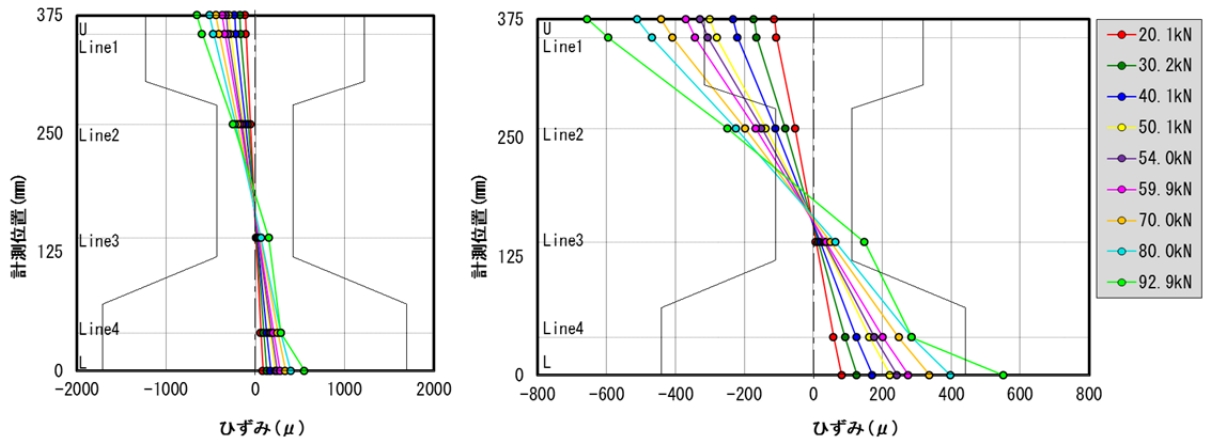


図- 3.21 断面高さ方向のひずみ分布 C3 断面 (A・B 面平均)

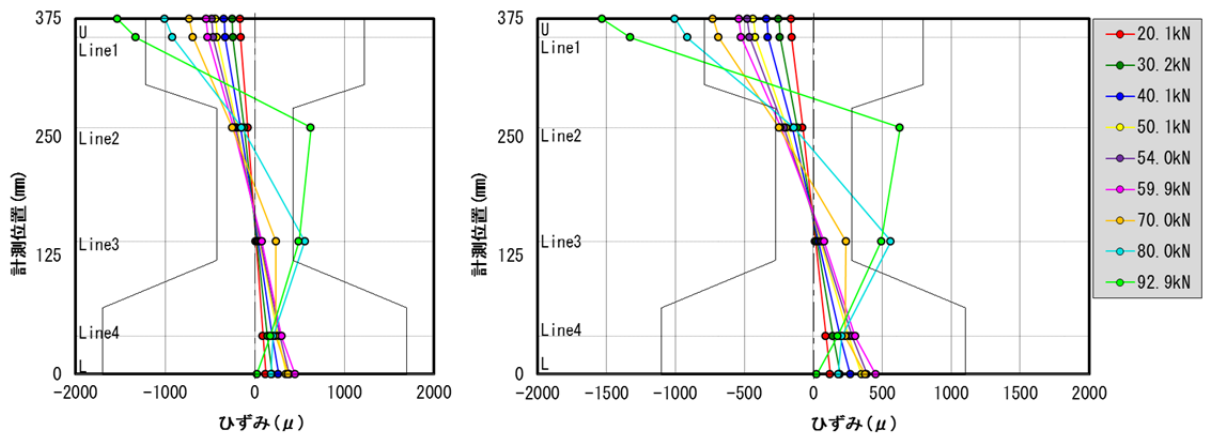


図- 3.22 断面高さ方向のひずみ分布 C4 断面 (A・B 面平均)

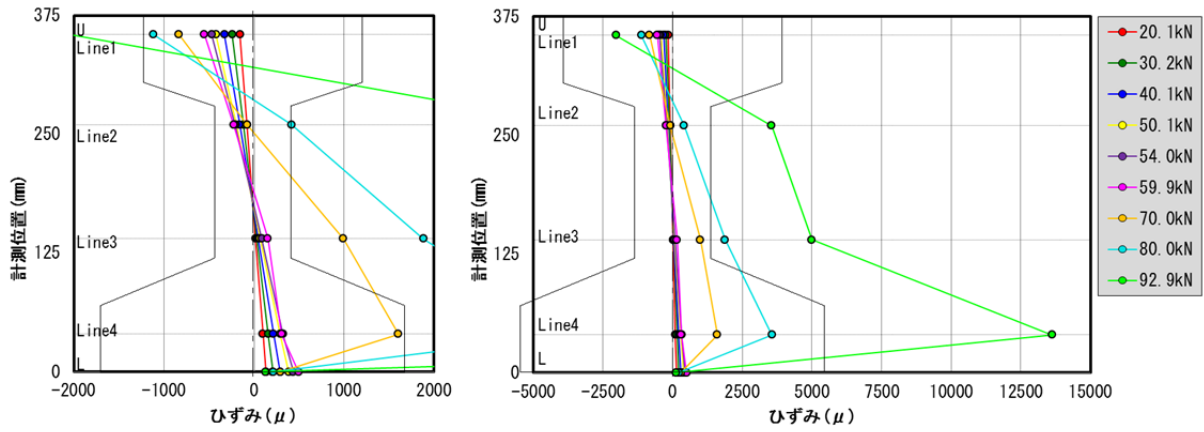
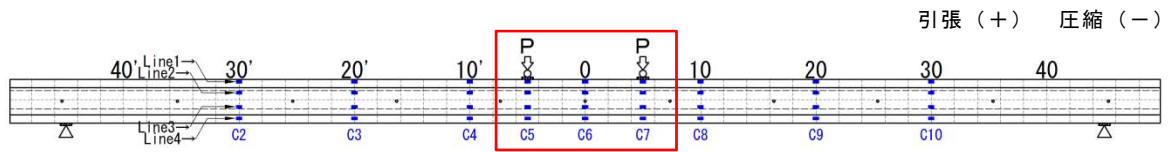


図- 3.23 断面高さ方向のひずみ分布 C5 断面 (A・B 面平均)

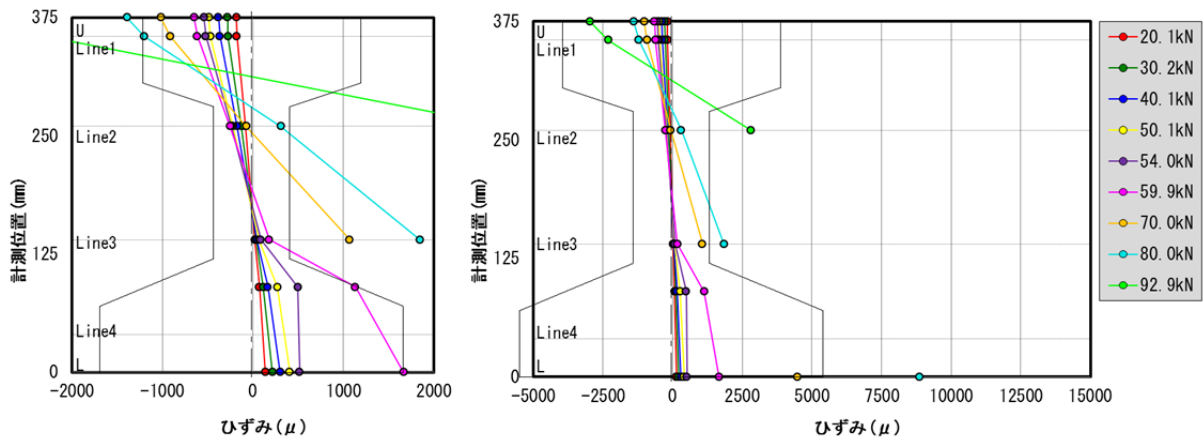


図- 3.24 断面高さ方向のひずみ分布 C6 断面 (A・B 面平均)

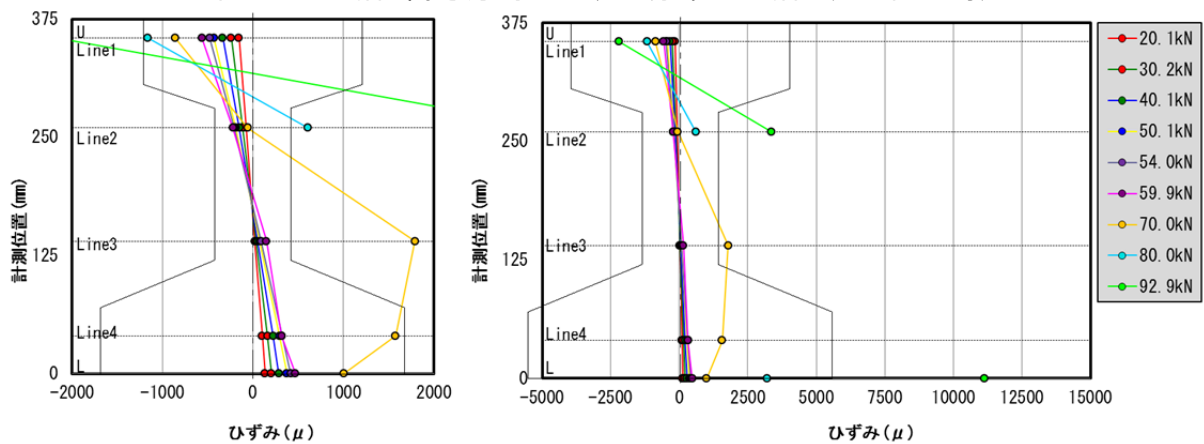


図- 3.25 断面高さ方向のひずみ分布 C7 断面 (A・B 面平均)

引張 (+) 圧縮 (-)

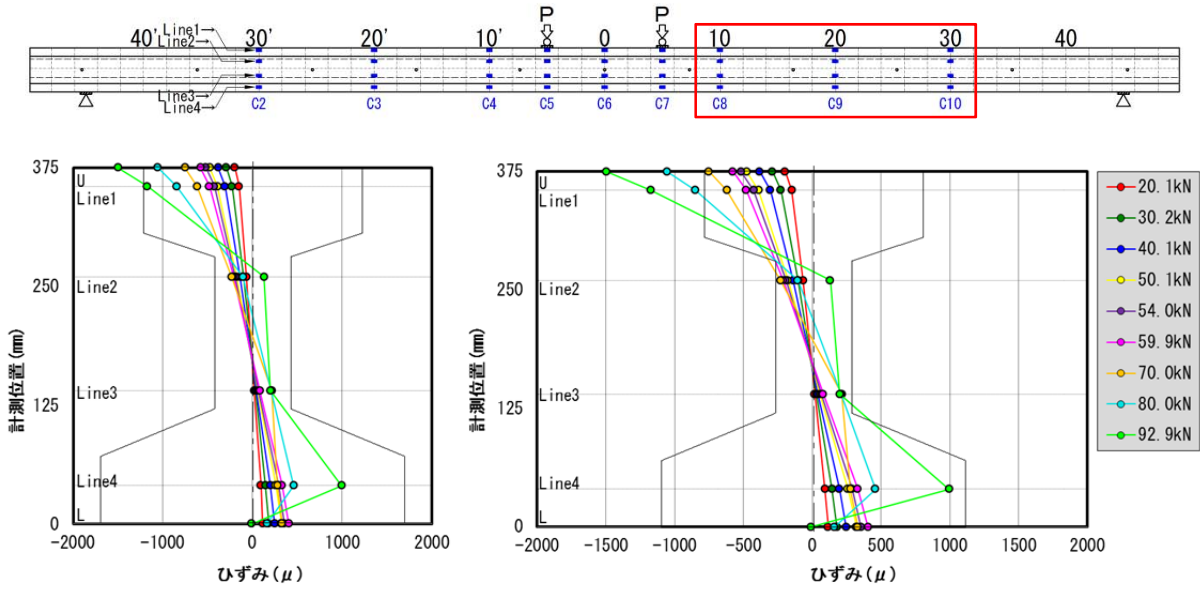


図- 3.26 断面高さ方向のひずみ分布 C8 断面 (A・B 面平均)

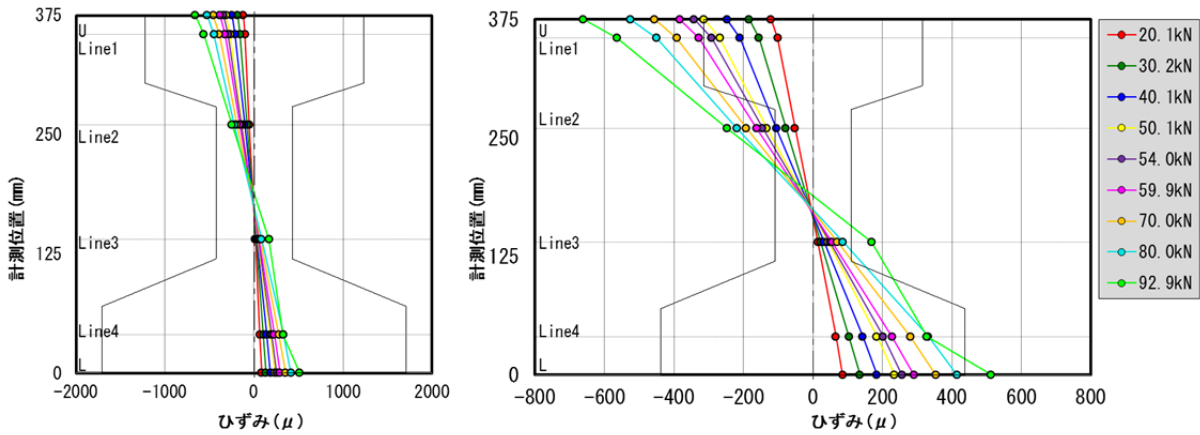


図- 3.27 断面高さ方向のひずみ分布 C9 断面 (A・B 面平均)

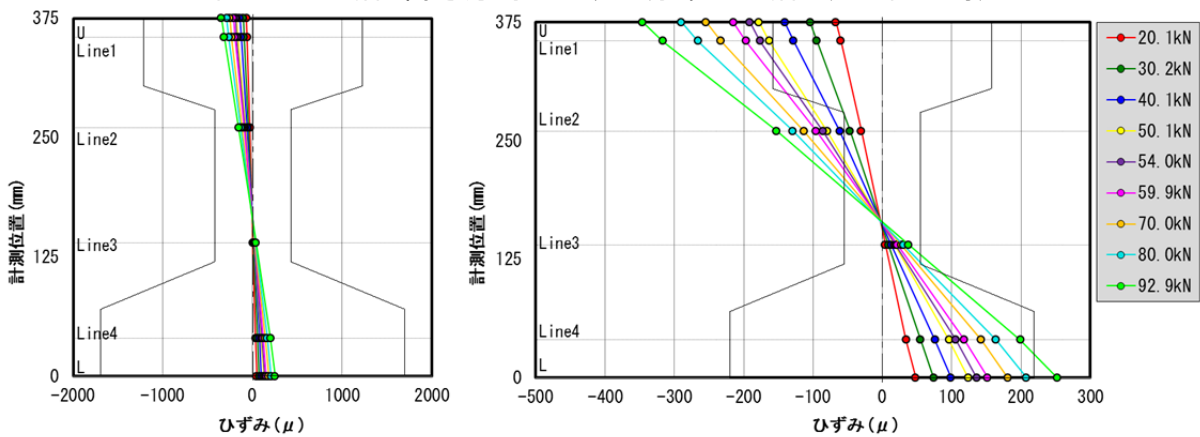


図- 3.28 断面高さ方向のひずみ分布 C10 断面 (A・B 面平均)

3.2.2 G3 桁 荷重試験結果

(1) 荷重荷重と変位の関係およびひび割れ状況

桁下面の橋軸方向ひび割れが多い G3 桁の荷重荷重と変位の関係を図- 3.29 に、荷重荷重毎の状況を表- 3.3 に、ひび割れ発生後のひび割れ進展状況を写真- 3.6 に示す。なお、図- 3.29 に示す JIS のひび割れ発生荷重および JIS の破壊荷重は、それぞれ JIS A5319-1963 に規定される LS210 桁のひび割れ試験荷重、破壊試験荷重である。

新たなひび割れは 4 サイクル (40~50kN) まで発生しなかった。5 サイクル (50~60kN) の荷重荷重 54kN で、スパン中央の桁下面に曲げひび割れが発生した。JIS のひび割れ発生荷重 42kN の約 1.3 倍であった。5 サイクルのピーク時には等曲げ区間の桁下面から側面にかけて複数のひび割れが発生し、直後の 6 サイクル (60~70kN) の荷重荷重 66kN では荷重-変位曲線の勾配の変化が見られた。ひび割れは、6 サイクルのピーク時にウェブ中央まで進展、7 サイクル (70~80kN) のピーク時にウェブ中央を通過、8 サイクル (80kN~終局) の荷重荷重 90.1kN で、上フランジハンチ部付近まで進展した。この間、荷重-変位曲線の勾配が徐々に緩くなり、変位は 37.9mm から 106.4mm と 70mm 弱増加した。最大荷重 96.9kN (変位 192.33mm) は JIS の破壊荷重の約 1.2 倍であった。変位 200mm まで荷重した時点でウェブ上面の圧縮破壊が発生し、ウェブから上フランジに至る圧壊で桁が爆裂した。

また、ひび割れが多い G3 桁の荷重-変位曲線 (図- 3.29) は、ひび割れが少ない G6 桁の荷重-変位曲線 (図- 3.4) と類似した傾向を示している。

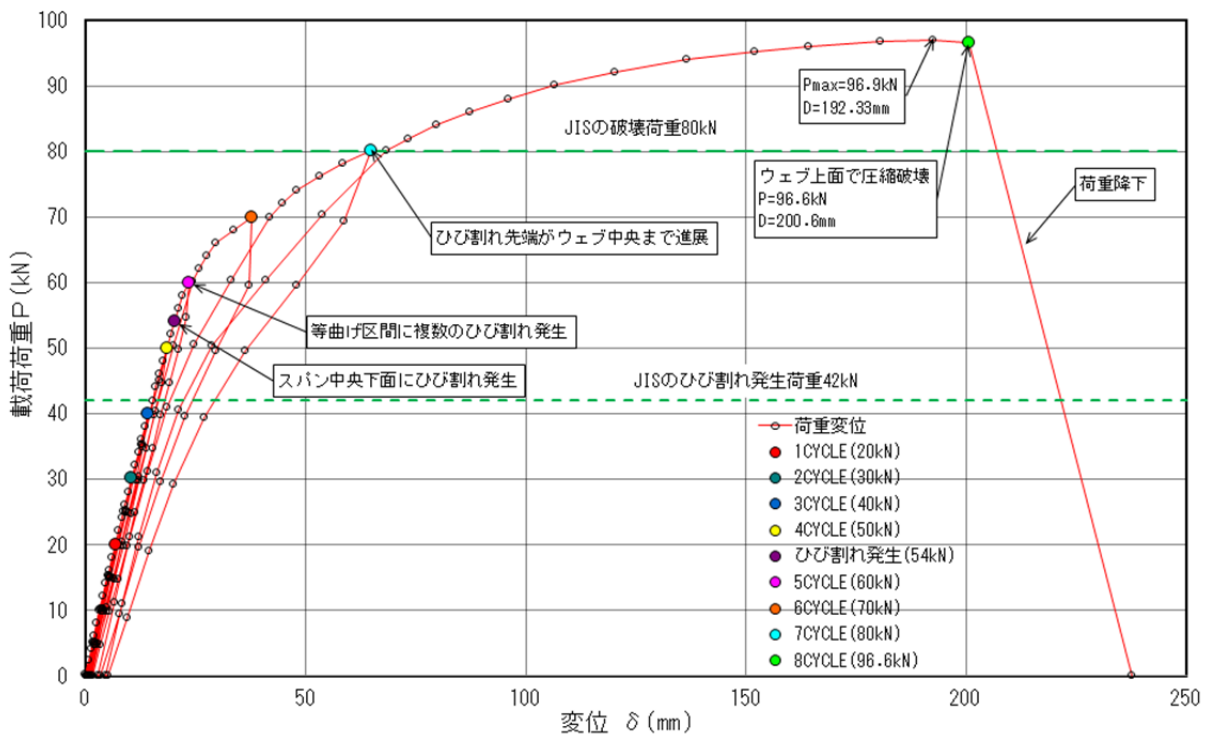
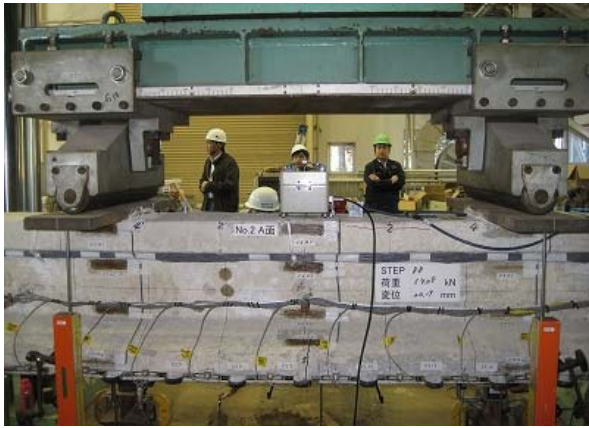


図- 3.29 G3 桁 荷重-変位曲線

表- 3.3 G3桁 載荷荷重毎の状況

G3桁 (桁下面の橋軸方向ひび割れが多い)			
測定 ステップ	載荷荷重 (kN)	変位 (mm)	進行記録
11	20.1	6.74	1サイクルピーク ひび割れ無し
25	30.1	10.42	2サイクルピーク ひび割れ無し
43	40.1	14.29	3サイクルピーク ひび割れ無し
65	50.0	18.41	4サイクルピーク ひび割れ無し 異音発生※
88	54.0	20.19	スパン中央下面からひび割れ発生
91	59.9	23.35	5サイクルピーク 等曲げ区間に複数ひび割れ発生
115	70.0	37.89	6サイクルピーク ひび割れ先端がウェブ中央まで進展
135	80.2	64.76	7サイクルピーク ひび割れ先端がウェブ中央を通過
157	90.1	106.39	ひび割れ先端が上フランジハンチ部近くまで進展
163	96.9	192.33	最大荷重点 (Pmax=96.9kN, 瞬間最大値97.6kN)
164	96.6	200.70	8サイクルピーク 荷重低下 スパン中央上フランジに割れ
165	0.0	237.56	変位217mmスパン中央でウェブから上フランジに至る圧壊
			終了

※4サイクル以降 主に桁下面から異音（ピキピキ）が断続的に発生



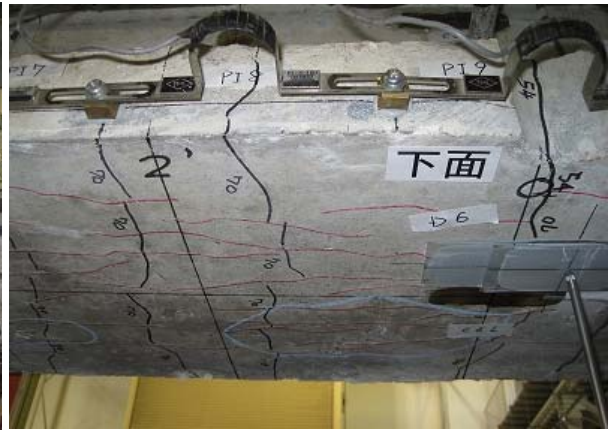
初期ひび割れ発生時 (54kN) 側面



5 サイクルピーク時 (60kN) 側面



6 サイクルピーク時 (70kN) 側面



6 サイクルピーク時 (70kN) 下面



7 サイクルピーク時 (80kN) 側面



8 サイクル終局時 (92.9kN) 側面

写真- 3.6 G3 桁 載荷時のひび割れ進展状況

載荷荷重毎のひび割れ進展図を図- 3.30 に示す。ひび割れ進展図は、曲げひび割れが発生した桁中央から前後 2m の範囲（赤点線枠内）を抽出したものである。曲げひび割れは、最初に載荷点直下の等曲げ区間から発生し、載荷荷重の増加に伴い徐々に支点方向に増加した。

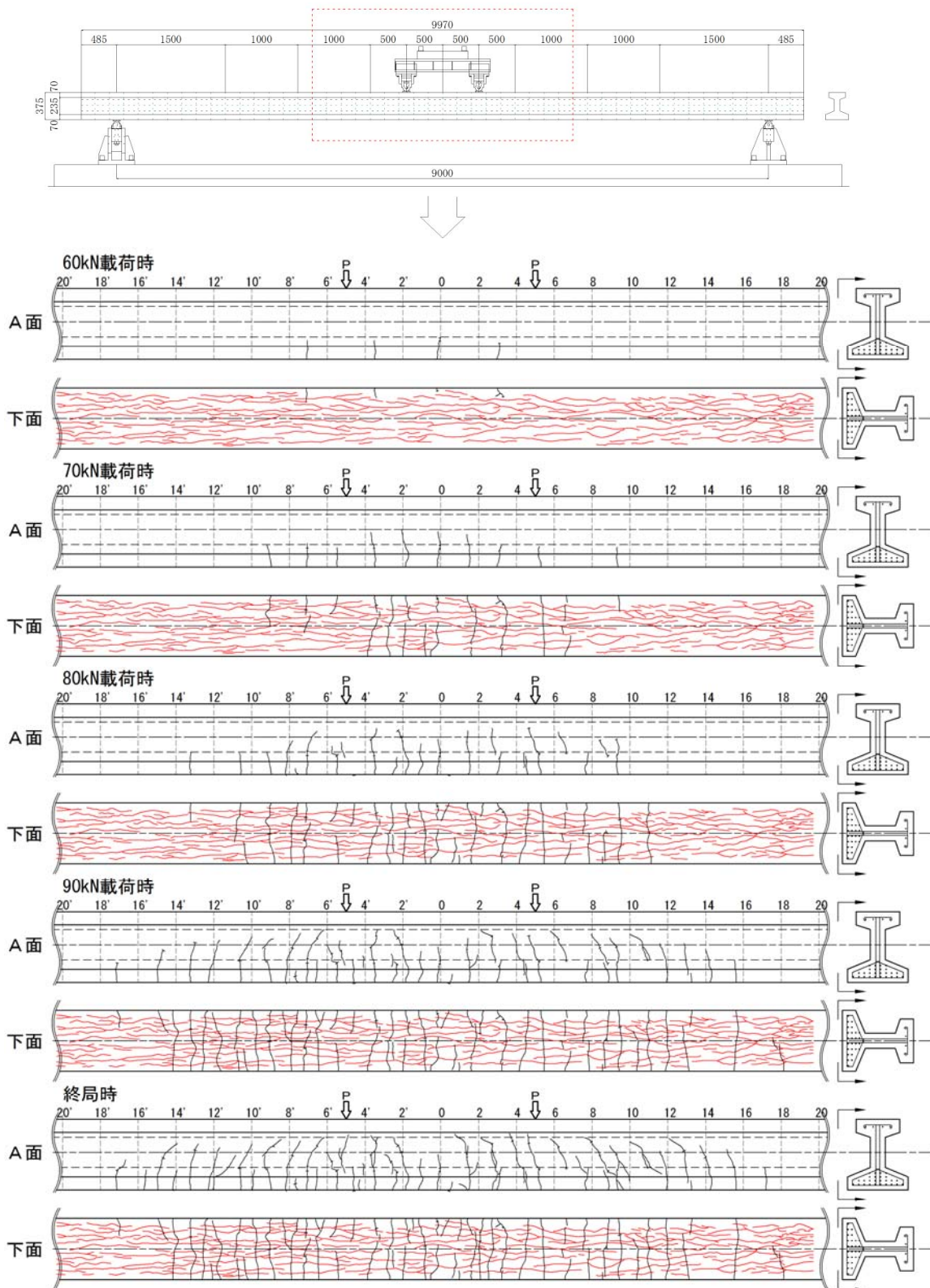


図- 3.30 G3 桁 ひび割れ進展図（赤線：載荷前の橋軸方向ひび割れ）

(2) たわみ分布

載荷荷重毎の橋軸方向のたわみ分布を図-3.31に示す。たわみは、載荷開始から終局に至るまで、載荷点を挟んでほぼ左右対称な分布を示した。

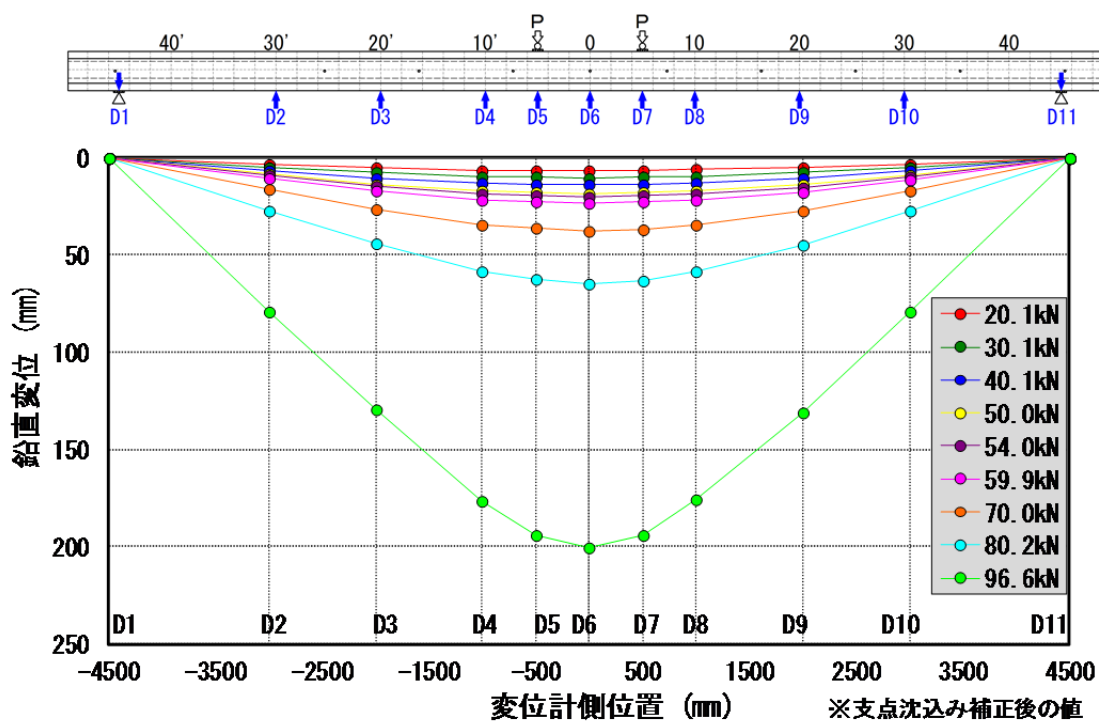


図- 3.31 G3桁 橋軸方向のたわみ分布

(3) ひび割れ開閉量

1) 下フランジ側面の曲げひび割れ開き量

下フランジ側面の橋軸方向に設置したパイ型ゲージによる載荷荷重毎の曲げひび割れ開閉量の分布を図-3.32に示す。図-3.33に96kN載荷時の桁側面ひび割れ図を、写真-3.7に状況写真を示す。曲げひび割れは載荷荷重の増加に伴い開く傾向にある。その開き量は、載荷荷重80kNまで橋軸方向の計測位置による差異が小さいが、80kNを越えてから、支間中央（等曲げ区間）がその他区間よりも急激に大きくなる傾向を示した。

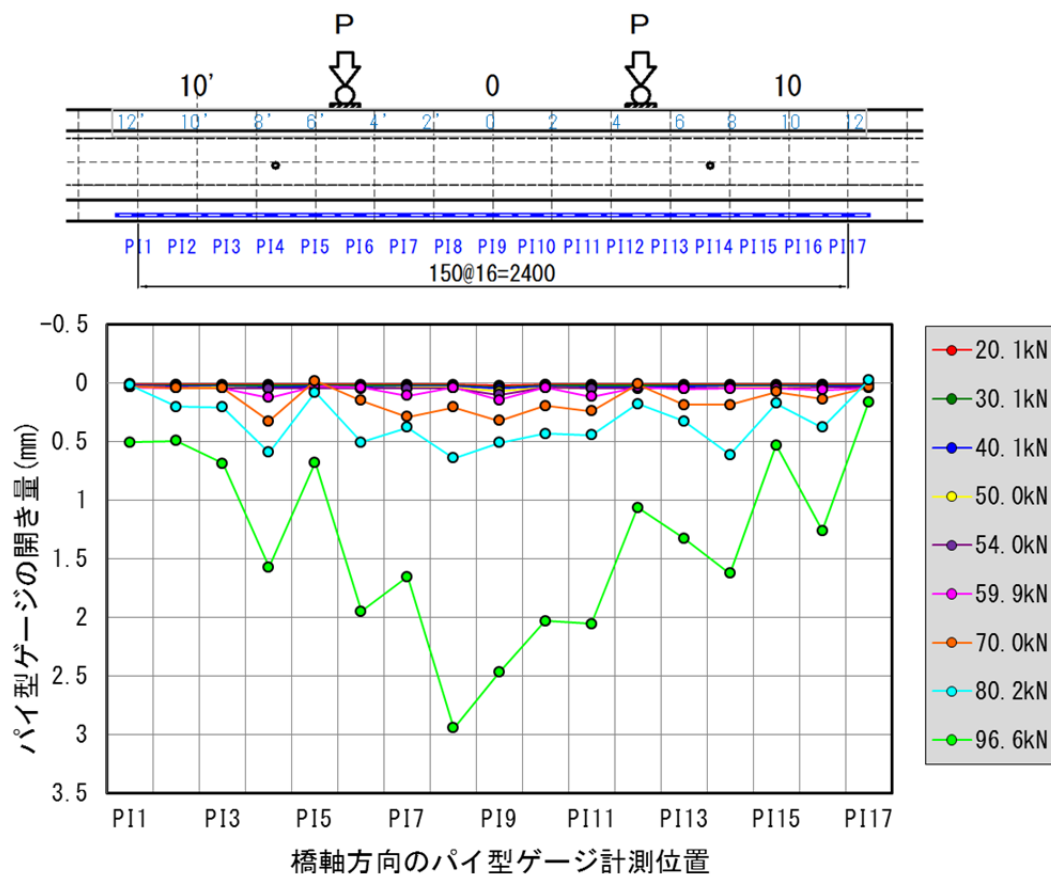


図- 3.32 G3桁 下フランジ側面のひび割れ開閉量

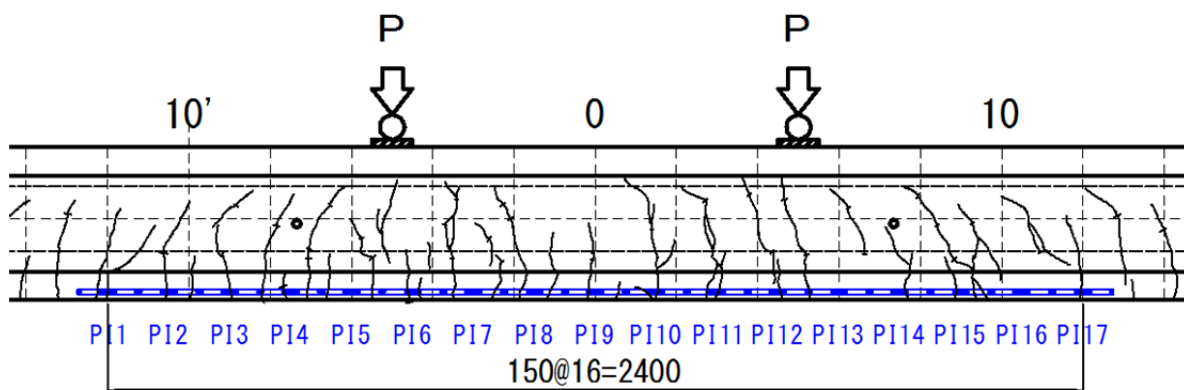


図- 3.33 96.9kN 載荷時 桁側面ひび割れ図



写真- 3.7 96.9kN 載荷時 桁側面ひび割れ状況

2) 桁下面に生じていた橋軸方向ひび割れの橋軸直角方向開閉量

桁下面に生じていた橋軸方向ひび割れを跨ぐ方向に設置した、パイ型ゲージ PI-18、PI-19 (図- 3.34) による橋軸直角方向のひび割れ開閉量の分布を、図- 3.35、図- 3.36 に示す。橋軸方向ひび割れは、荷重初期においてポアソン効果により閉じる傾向にあるが、曲げひび割れの進展に伴い PI-18・PI-19 ともに 70kN 荷重以降に開く傾向に変化した。これは、橋軸方向ひび割れに対して曲げひび割れが桁上面方向に進展することで、橋軸方向ひび割れにずれが生じたことによる影響と考えられる。

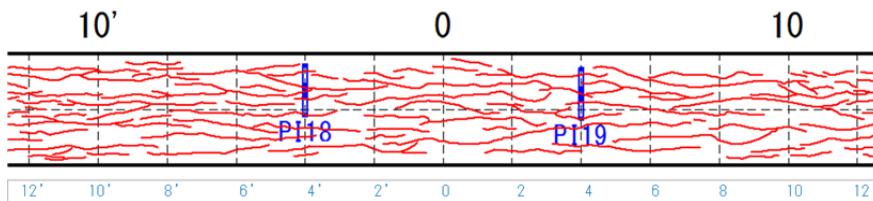


図- 3.34 G3 桁下面橋軸方向ひび割れの計測位置

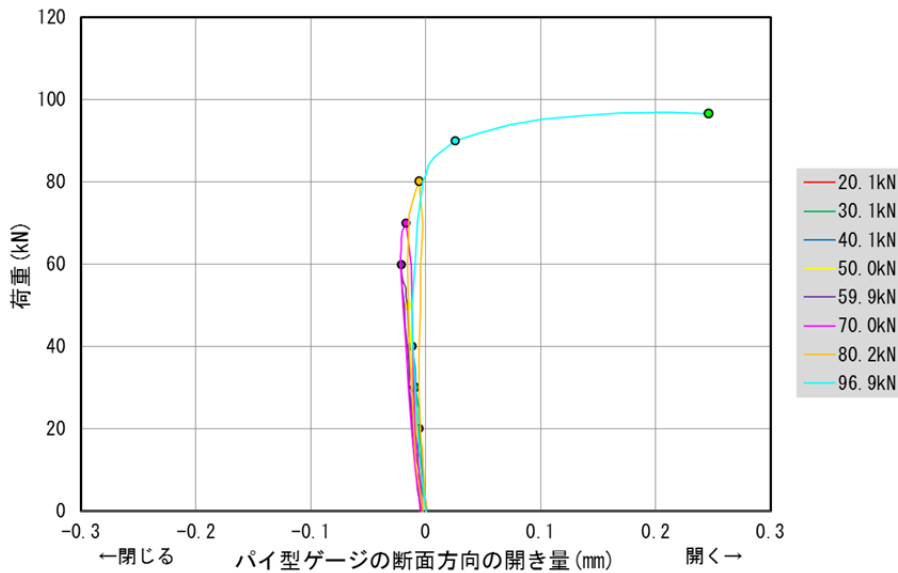


図- 3.35 G3 桁下面の橋軸方向ひび割れ開閉量 (PI-18)

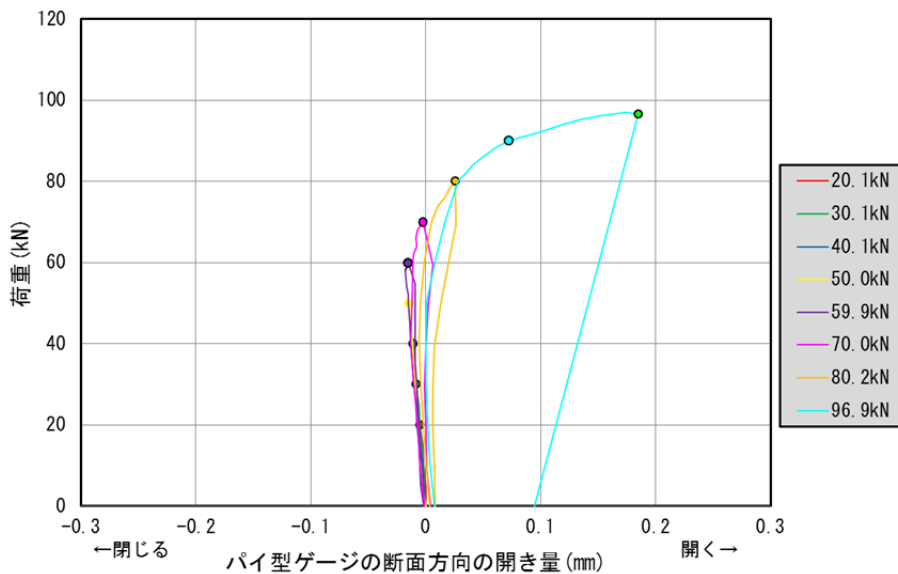
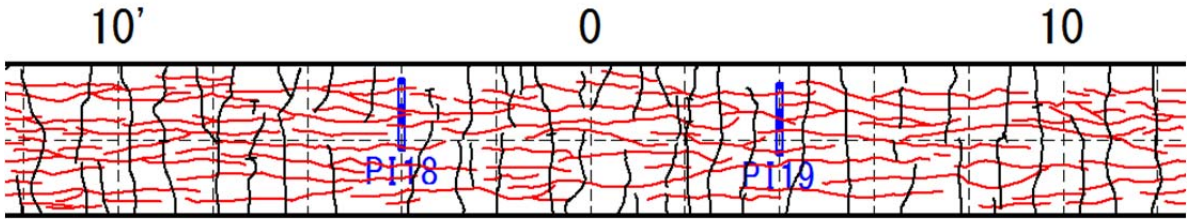


図- 3.36 G3 下面の橋軸方向ひび割れ開閉量 (PI-19)



(赤線： 載荷前の橋軸方向ひび割れ 黒線： 載荷によるひび割れ)

図- 3.37 G3 桁下面のひび割れ状況

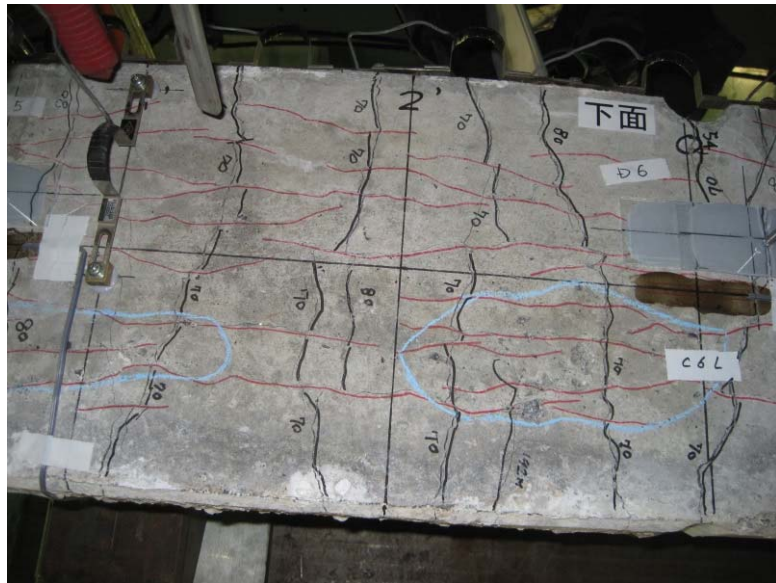


写真- 3.8 Pmax96.9kN 載荷時 G3 桁下面ひび割れ状況 (4'位置：PI-18)

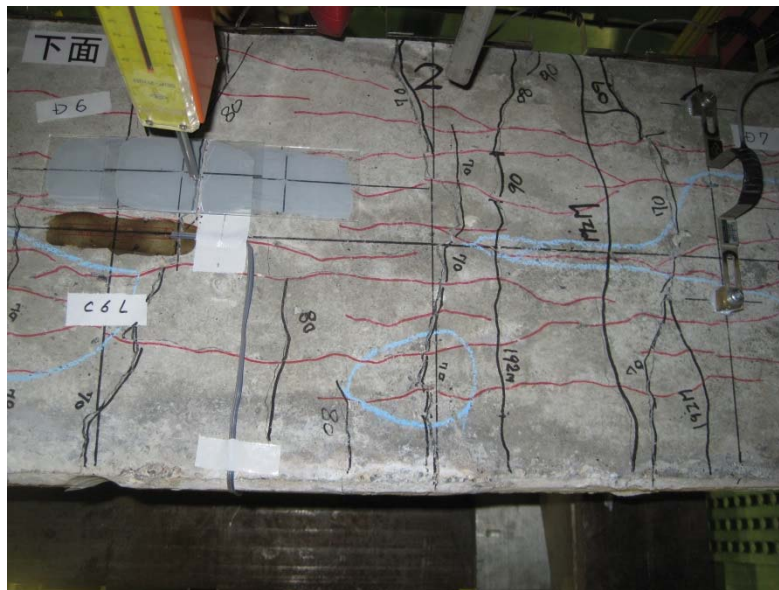


写真- 3.9 Pmax96.9kN 載荷時 G3 桁下面ひび割れ状況 (4'位置：PI-19)

(4) コンクリート表面のひずみ

図-3.38 に示す桁上面・側面・下面のコンクリート表面に橋軸方向に設置したひずみゲージから、計測ライン毎（上面・Line1～4・下面）の橋軸方向のひずみ分布を図-3.39～図-3.44 に、計測断面毎（C2～C10）の断面高さ方向のひずみ分布を図-3.45～図-3.53 に示す。

なお、桁側面（Line1～4）のひずみは、A面・B面の計測結果の平均値とした。

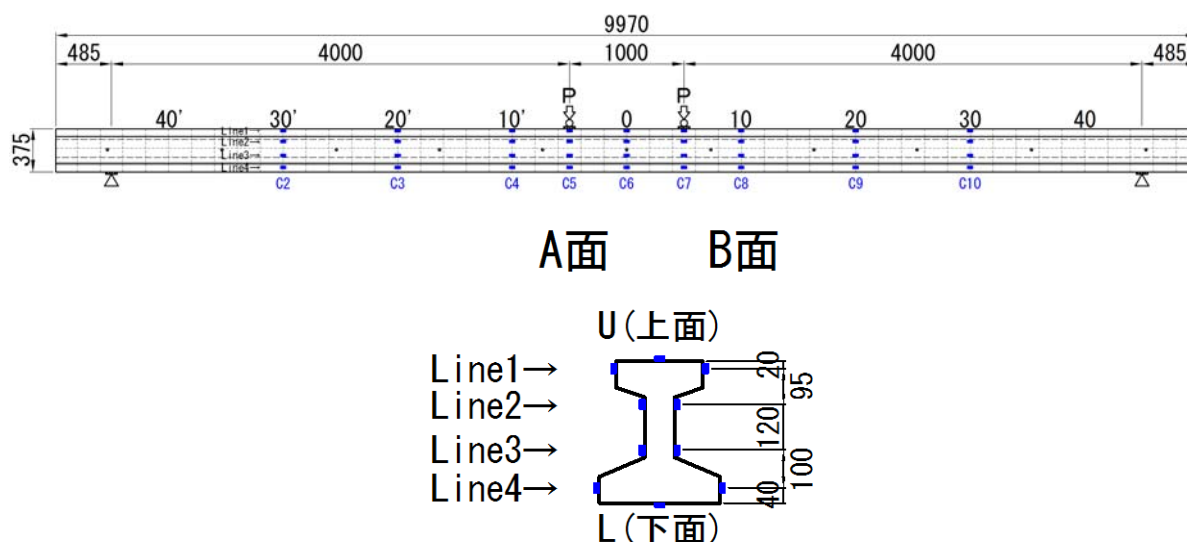


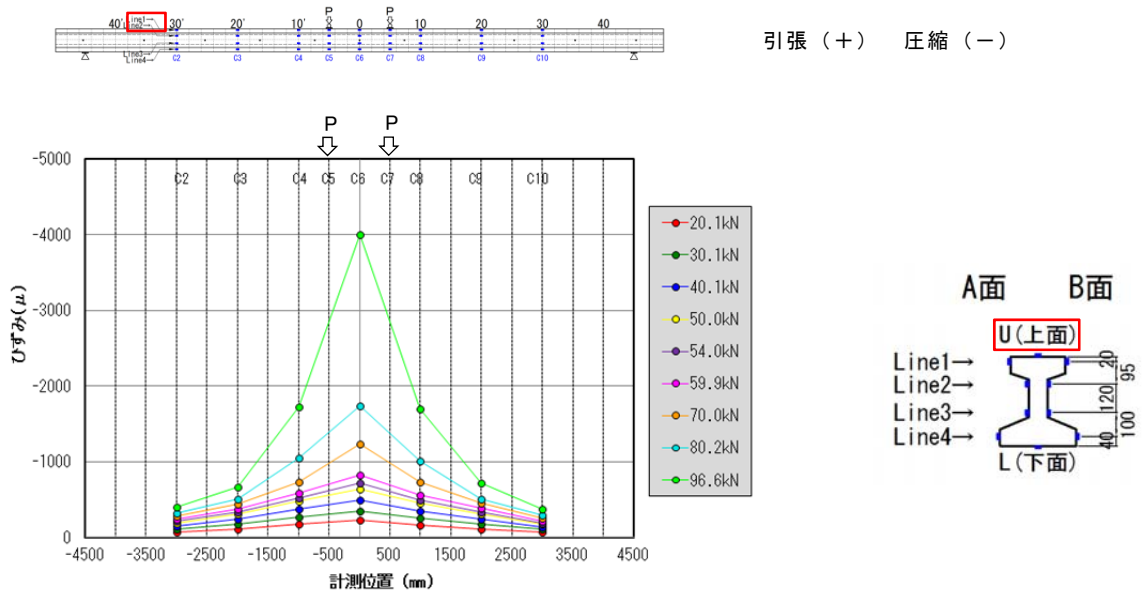
図-3.38 ひずみゲージ位置図(上：橋軸位置図 下：断面位置図)

橋軸方向のひずみ分布は、曲げひび割れ発生載荷（54kN）までは、たわみ分布と同様に載荷点を挟んでほぼ左右対称な分布を示した。曲げひび割れ発生以降では、曲げひび割れの進展に伴い載荷点から前後 1m の範囲（C4～C8）でひずみの増加が大きくなった。

断面高さ方向のひずみ分布（C4～C8）からは、70kN 載荷以降で中立軸位置が徐々に上フランジ側へ移行し、橋軸方向のひずみ分布(Line2)では 80kN 載荷で引張側となった。

圧壊直前の 96.6kN 載荷における支間中央の上縁ひずみは約 4000 μ に達し、さらに載荷を進めると等曲げ区間のウェブから上フランジに至る圧壊となった。

1) 橋軸方向のひずみ分布



引張 (+) 圧縮 (-)

図- 3.39 橋軸方向のひずみ分布 U(上面)

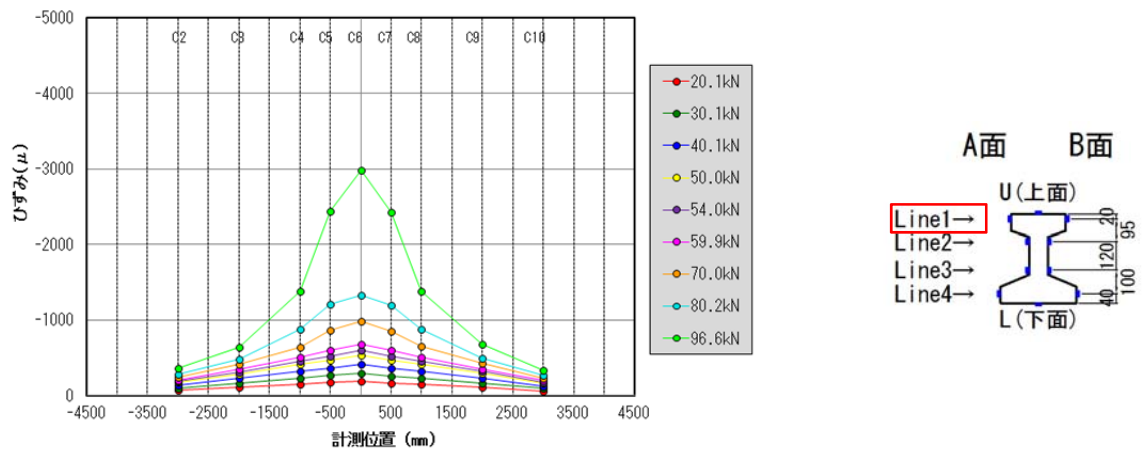


図- 3.40 橋軸方向のひずみ分布 Line-1 (A・B 面平均)

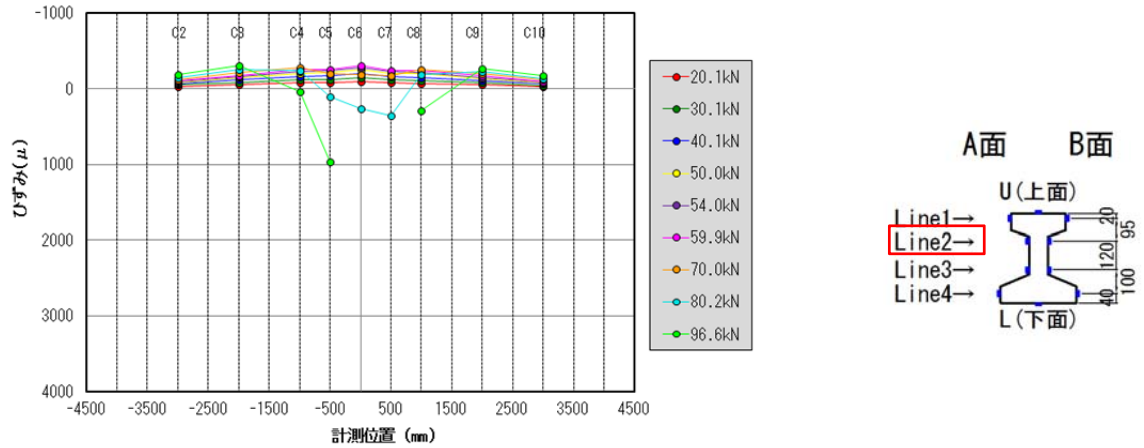
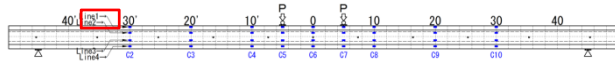


図- 3.41 橋軸方向のひずみ分布 Line-2 (A・B 面平均)



引張 (+) 圧縮 (-)

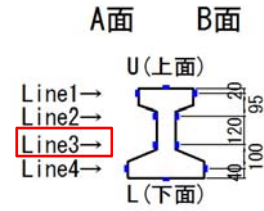
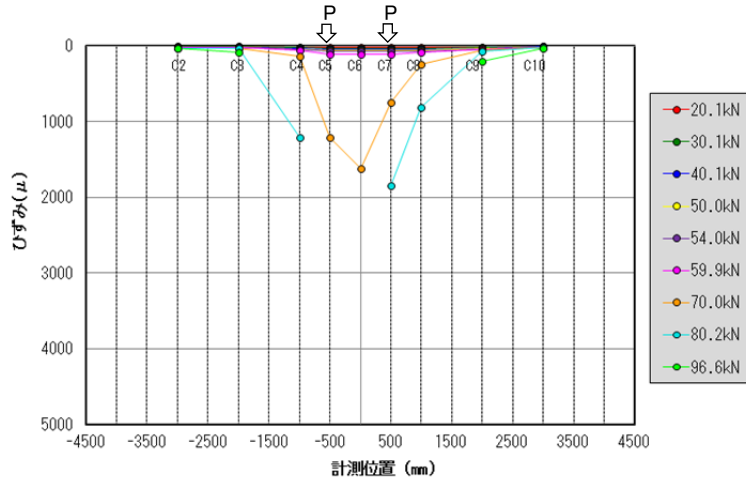


図- 3.42 橋軸方向のひずみ分布 Line-3(A・B 面平均)

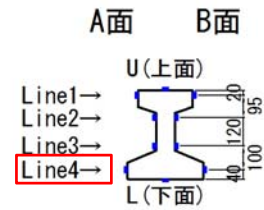
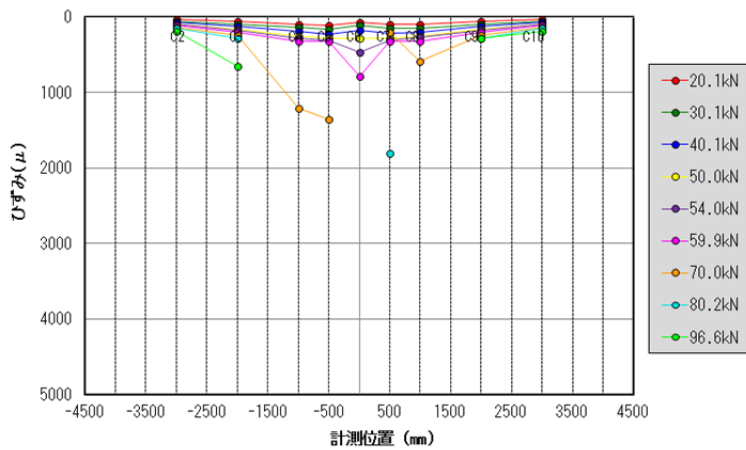


図- 3.43 橋軸方向のひずみ分布 Line-4(A・B 面平均)

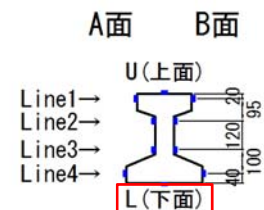
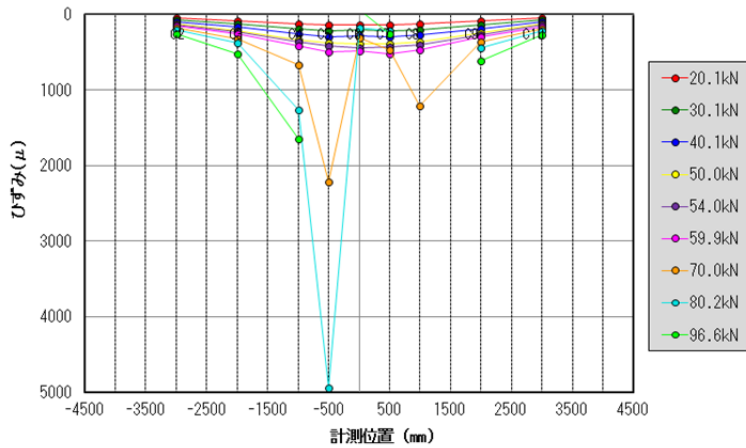


図- 3.44 橋軸方向のひずみ分布 L(下面)

2) 断面高さ方向のひずみ分布

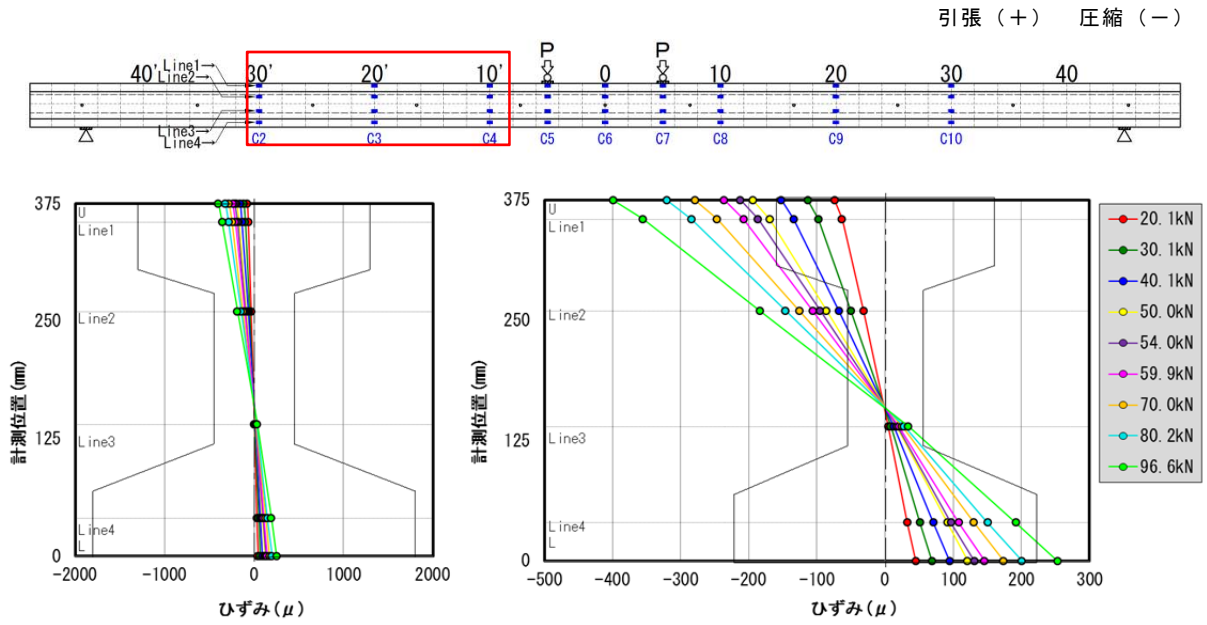


図- 3.45 橋軸方向のひずみ分布 C2 断面(A・B 面平均)

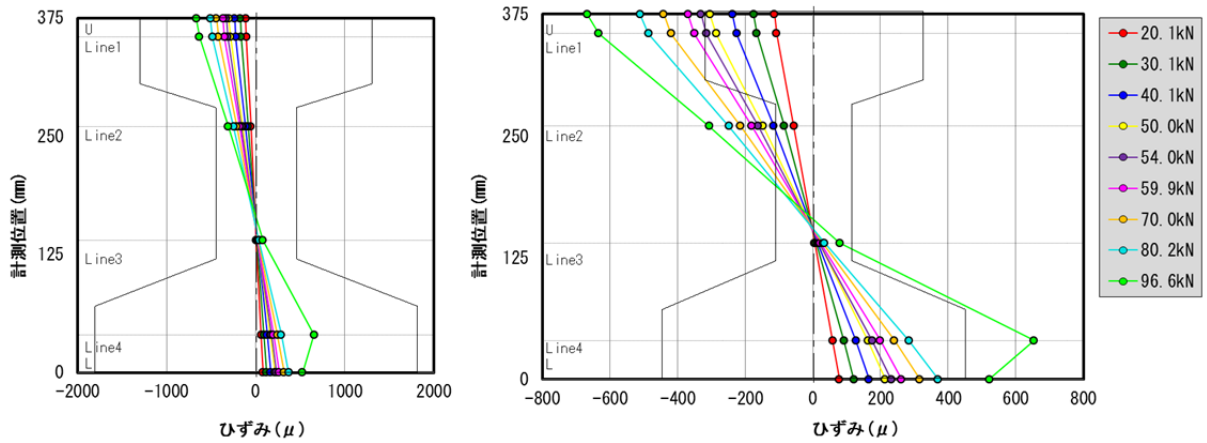


図- 3.46 橋軸方向のひずみ分布 C3 断面(A・B 面平均)

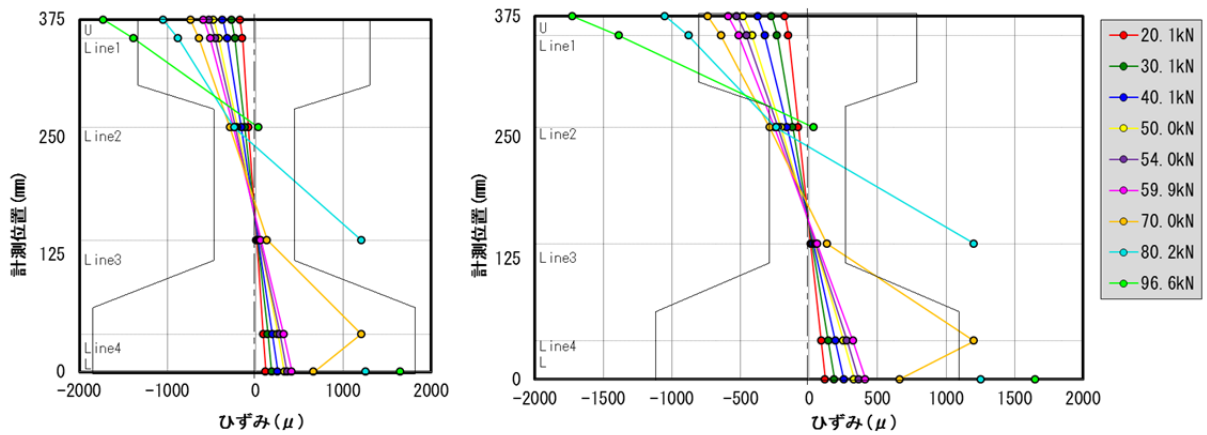


図- 3.47 橋軸方向のひずみ分布 C4 断面(A・B 面平均)

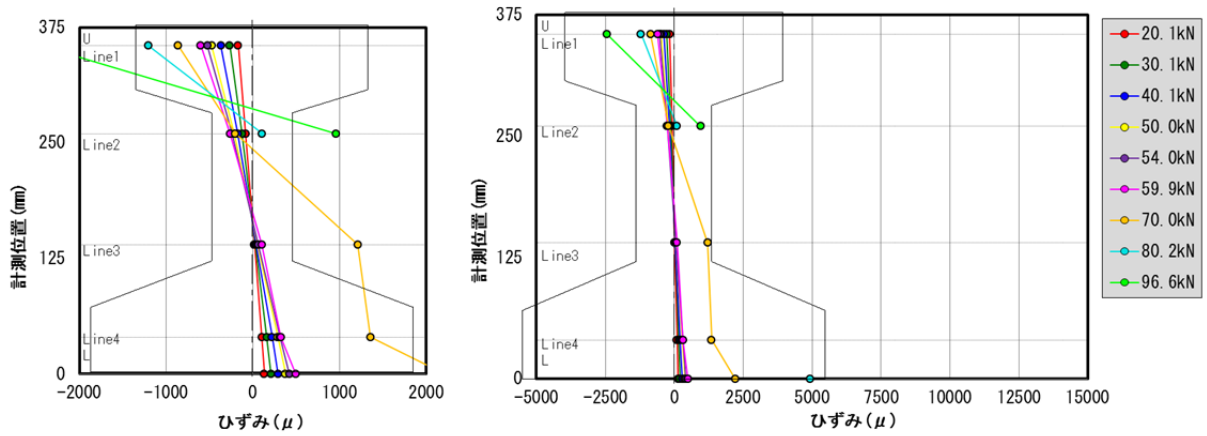
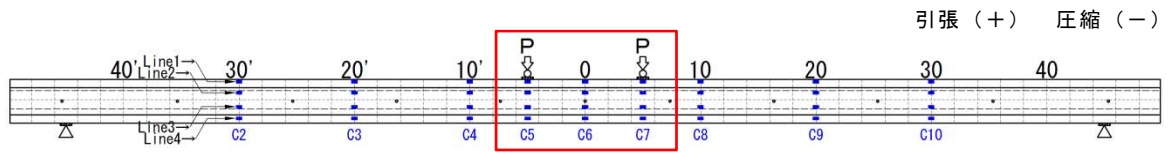


図- 3.48 橋軸方向のひずみ分布 C5 断面 (A・B 面平均)

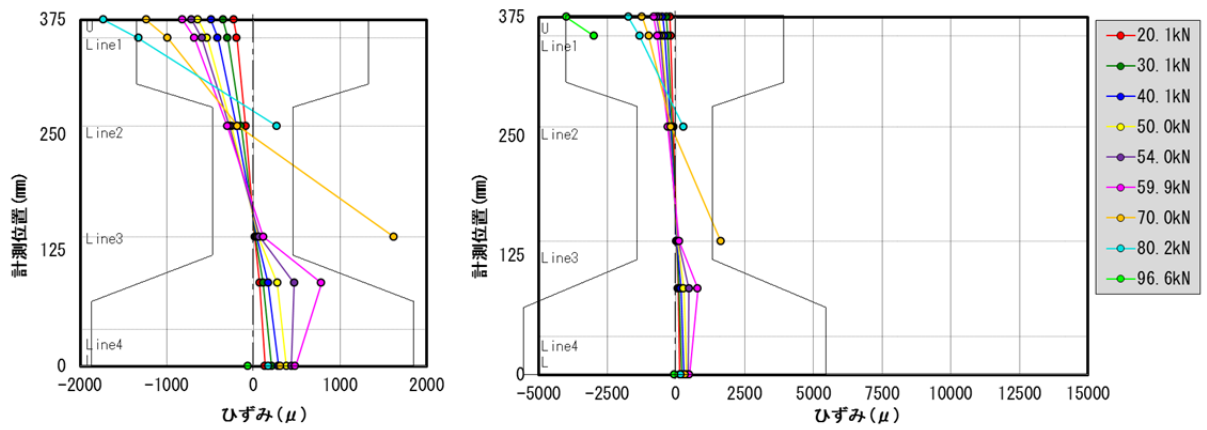


図- 3.49 橋軸方向のひずみ分布 C6 断面 (A・B 面平均)

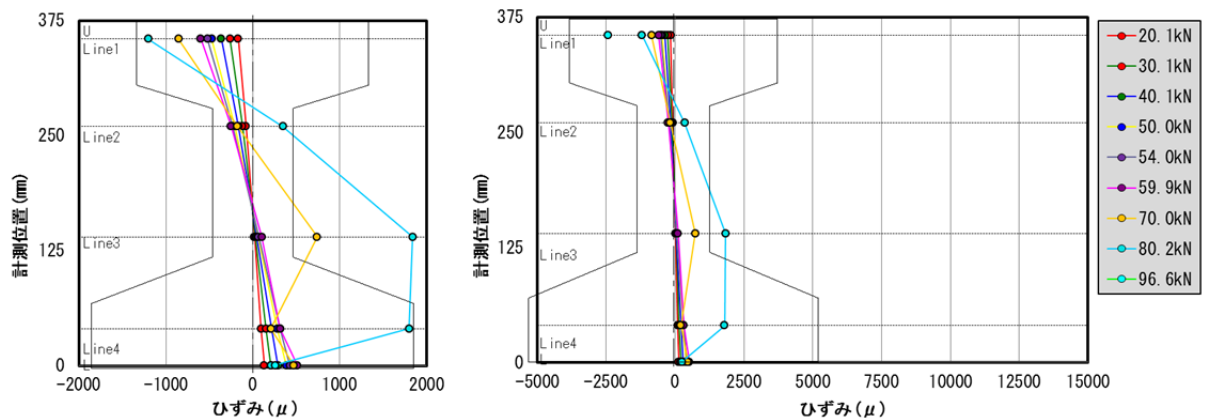


図- 3.50 橋軸方向のひずみ分布 C7 断面 (A・B 面平均)

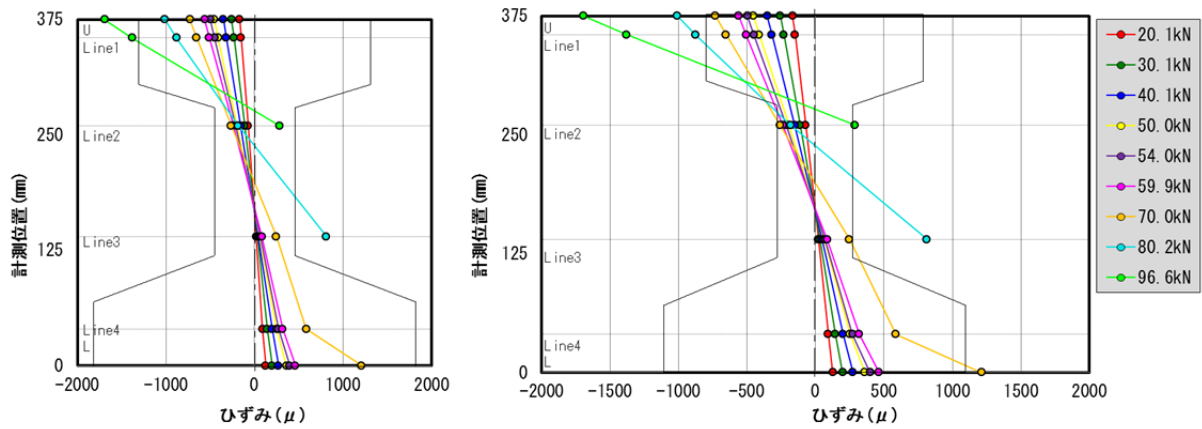
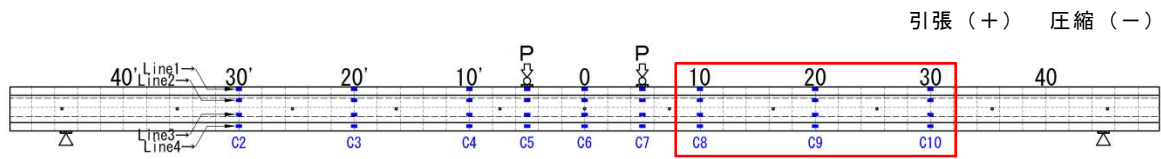


図- 3.51 橋軸方向のひずみ分布 C8 断面 (A・B 面平均)

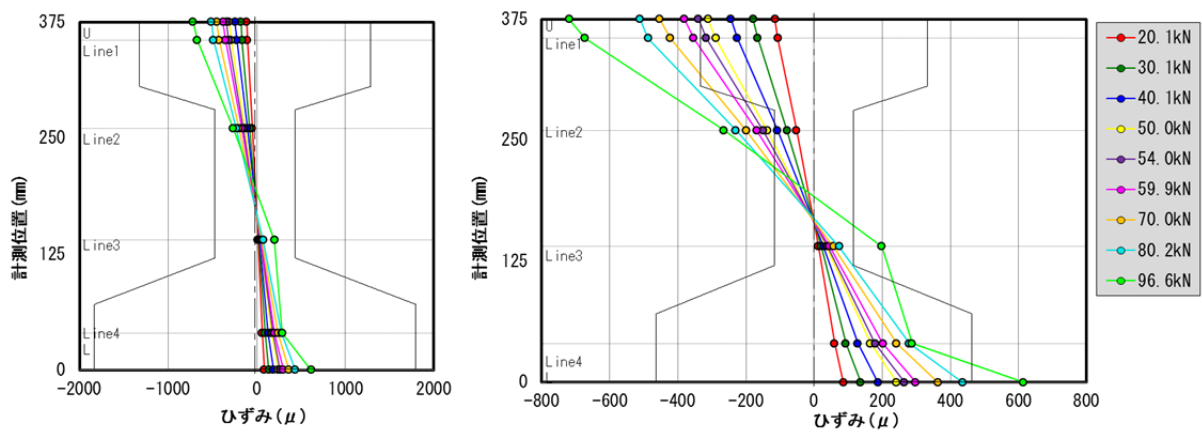


図- 3.52 橋軸方向のひずみ分布 C9 断面 (A・B 面平均)

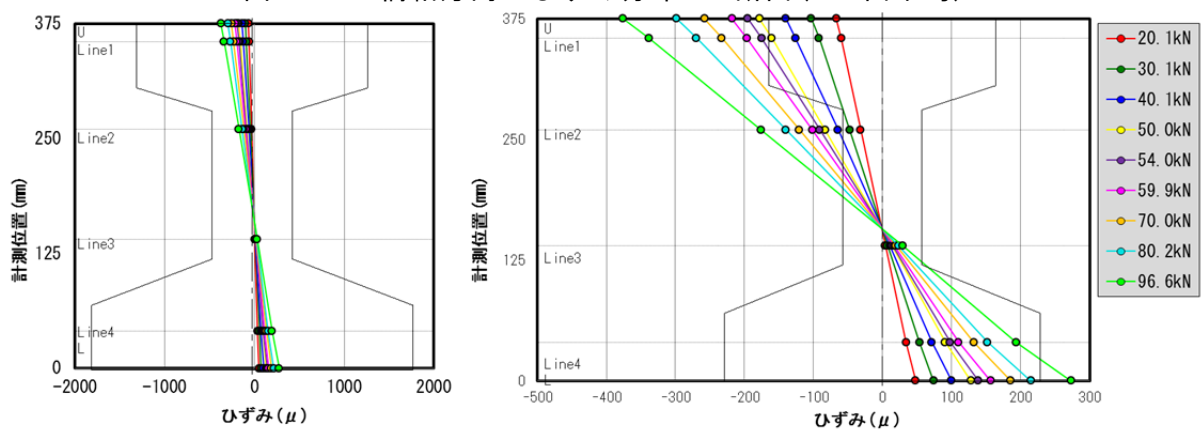


図- 3.53 橋軸方向のひずみ分布 C10 断面 (A・B 面平均)

4. 解体調査

4.1 調査内容

載荷試験後の G6 桁・G3 桁において、載荷前から生じていた桁下面の橋軸方向ひび割れが、桁内部の鋼材の状況、ひび割れ深さ、中性化深さに与える影響を確認するため、表- 4.1 に示す解体調査を行った。

表- 4.1 解体調査

調査項目	調査箇所	調査方法
鋼材目視調査	桁中央 (5'~5) G6 桁 : 1 箇所 G3 桁 : 1 箇所	載荷試験時の桁中央 (等曲げ載荷区間) で、下フランジをはつり鋼材の腐食および破断状況を目視により調査
ひび割れ深さ調査	桁切断面 (22'・22) G6 桁 : 2 面 G3 桁 : 2 面	載荷試験で曲げひび割れが発生していない区間の桁切断面にて、下フランジ下面に生じた橋軸方向ひび割れの深さを目視により調査
中性化深さ調査	桁切断面 (22'・22) G6 桁 : 2 面 G3 桁 : 2 面	桁切断面にて、下フランジ下面からの中性化深さを JIS A1152 フェノールフタレイン法により調査
暴露試験	桁切断 (左端-22') G3 桁 : 1 体	切断した桁端部材を屋外に長期暴露し、橋軸方向ひび割れの進展を目視により調査

解体状況を写真- 4.1 に、G6 桁の解体調査箇所を図- 4.1 に、G3 桁の解体調査箇所を図- 4.2 に示す。



手前 : G3 桁 (上フランジが上側)

奥 : G6 桁 (下フランジが上側)

写真- 4.1 解体状況 (左 : 桁切断 右 : 桁中央はつり後)

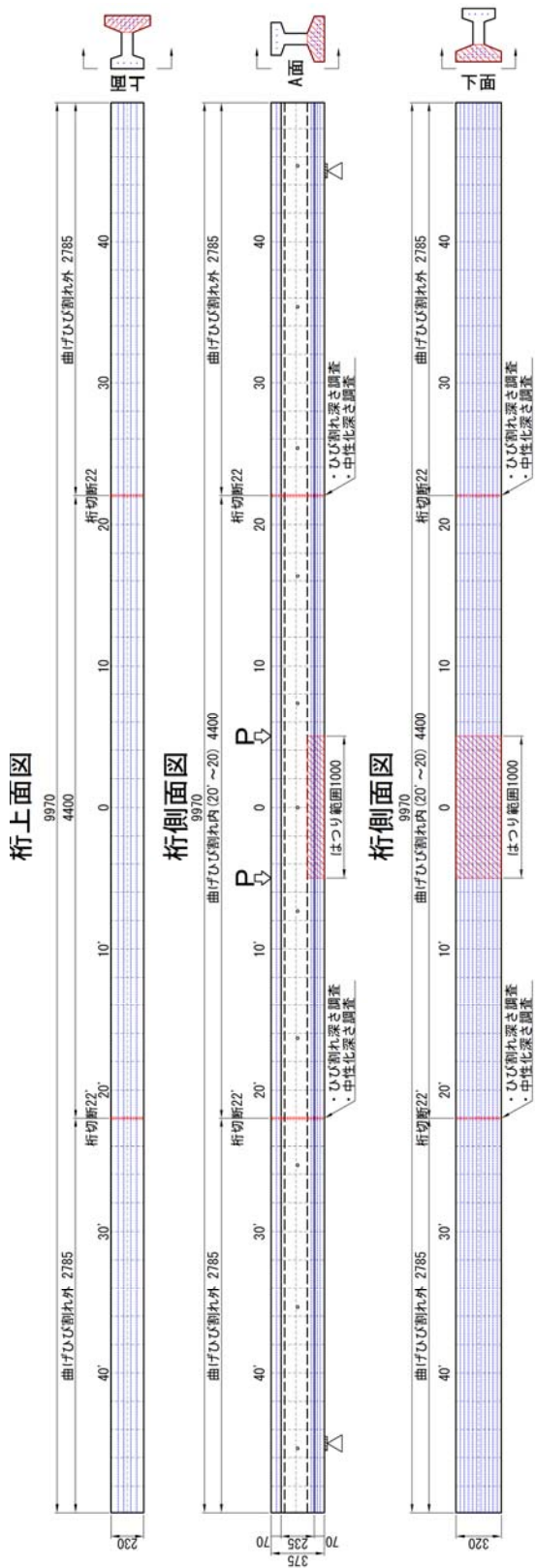


図- 4.1 G6 桁 解体調査箇所

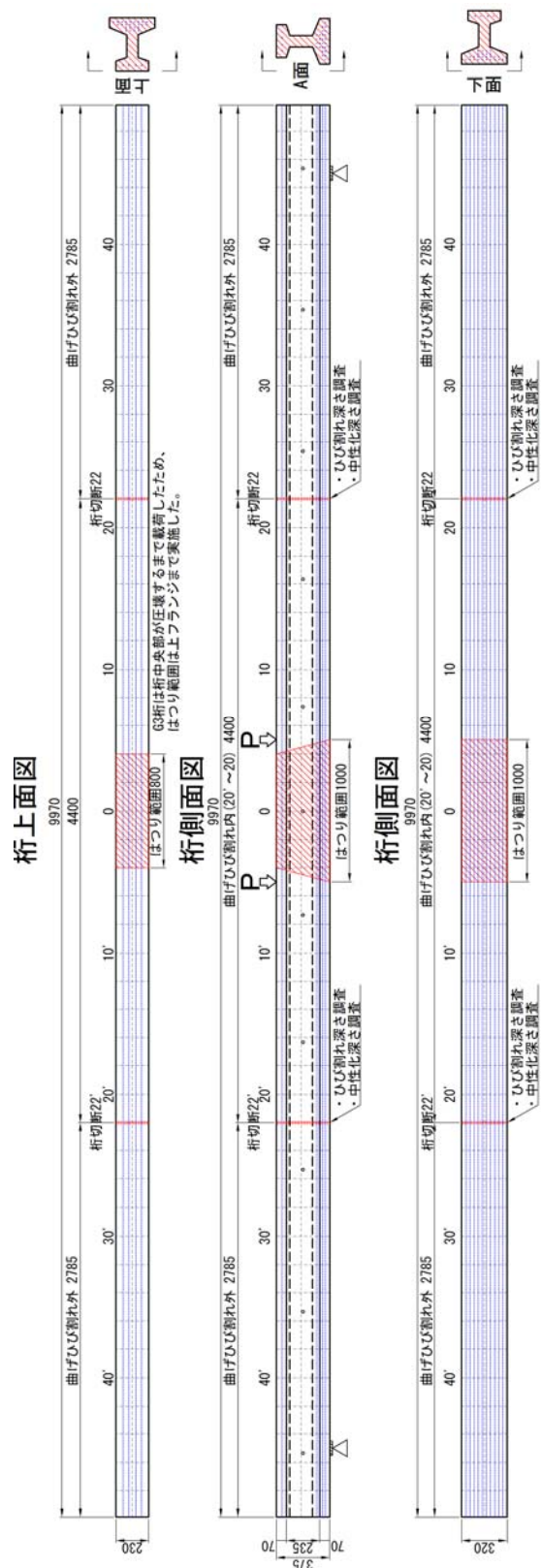


図- 4.2 G3 桁 解体調査箇所

4.2 鋼材目視調査

載荷試験後の G6 桁・G3 桁の桁中央部をはつり、鋼材の腐食および破断状況の確認を行った。G6 桁の鋼材状況を写真- 4.2、写真- 4.4 に、G3 桁の鋼材状況を写真- 4.3、写真- 4.5 に示す。

G6 桁・G3 桁ともに桁中央部において鋼材破断は認められなかった。鋼材の腐食状況については、写真- 4.2・写真- 4.3 に示すように鋼材表面で部分的な錆が認められた程度で、断面欠損を伴うような大きな腐食までは認められなかった。

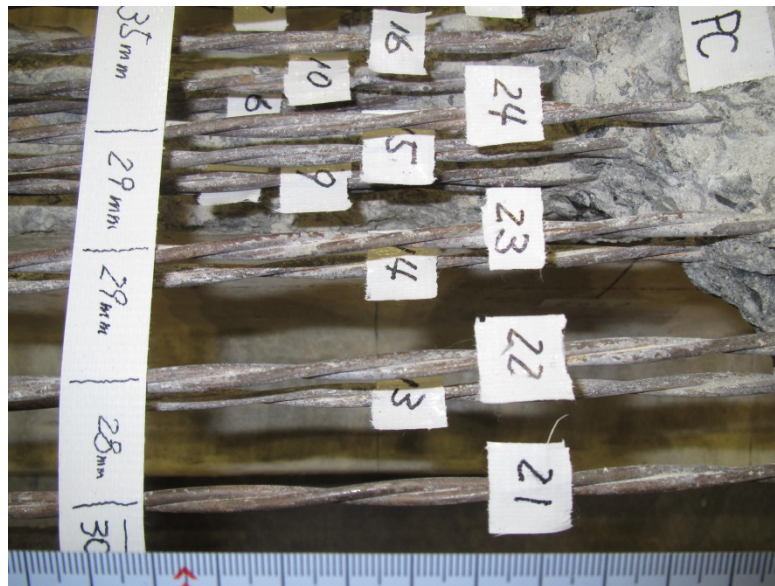
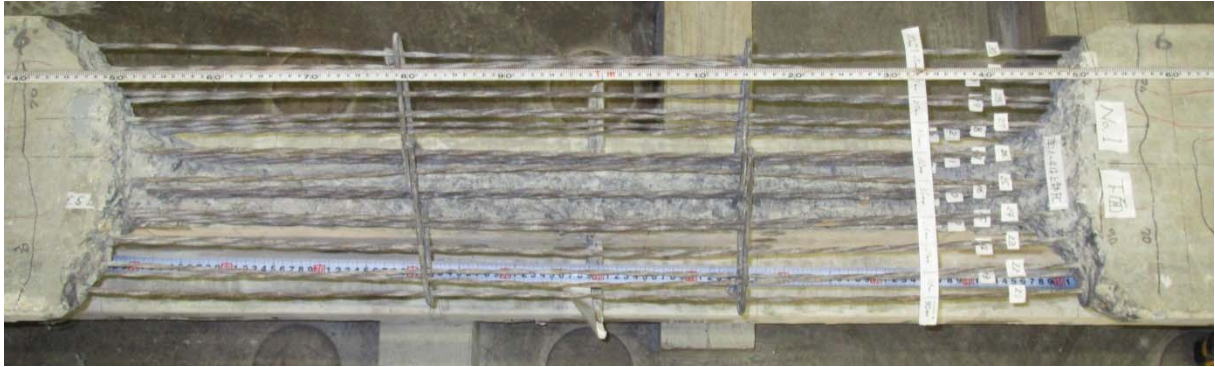


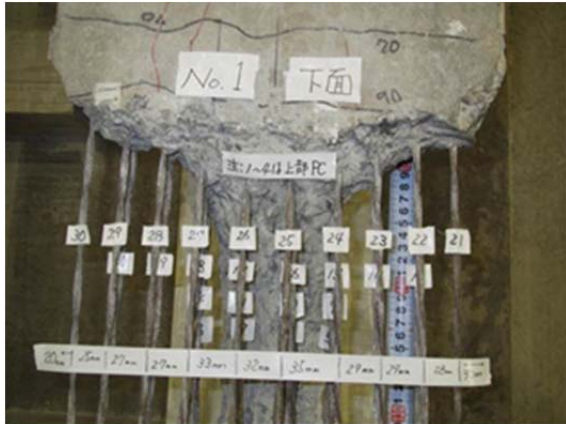
写真- 4.2 G6 桁下フランジ鋼材状況（詳細）



写真- 4.3 G3 桁下フランジ鋼材状況（詳細）



a) G6 桁下フランジ鋼材状況 (左側 : 6' 右側 : 6)



b) 6~4 断面付近



c) 4~2 断面付近



d) 2~0 断面付近



e) 0~2' 断面付近

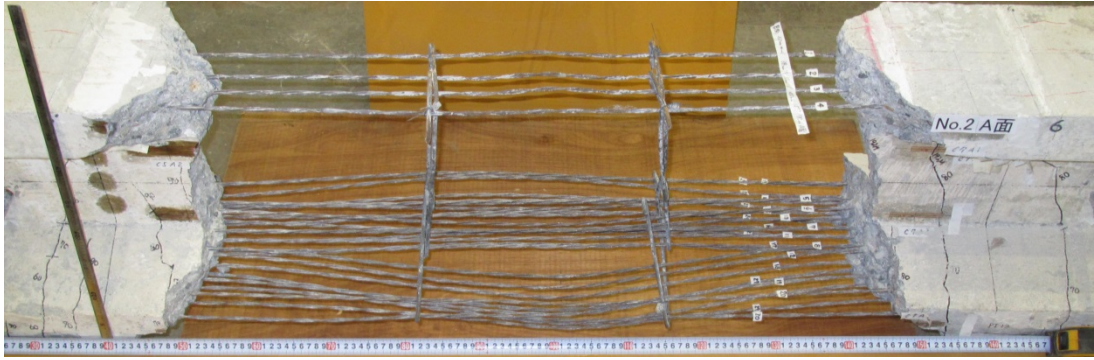


f) 2' ~4' 断面付近



g) 4' ~6' 断面付近

写真- 4.4 G6 桁下フランジ鋼材状況



a) G3 桁鋼材状況 (左側 : 6' ・ 右側 : 6)



b) 6' ~ 3' 断面付近 (下フランジ側)



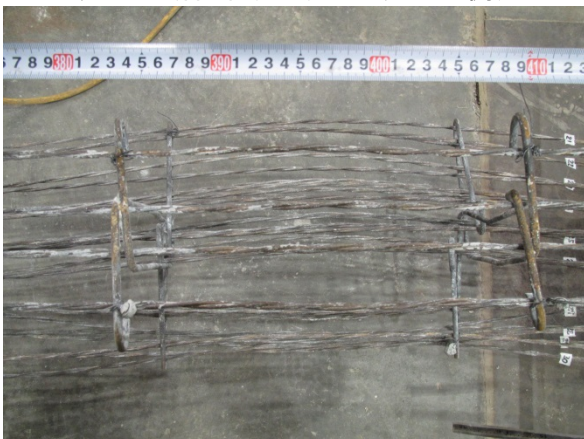
c) 3' ~ 3 断面付近 (下フランジ側)



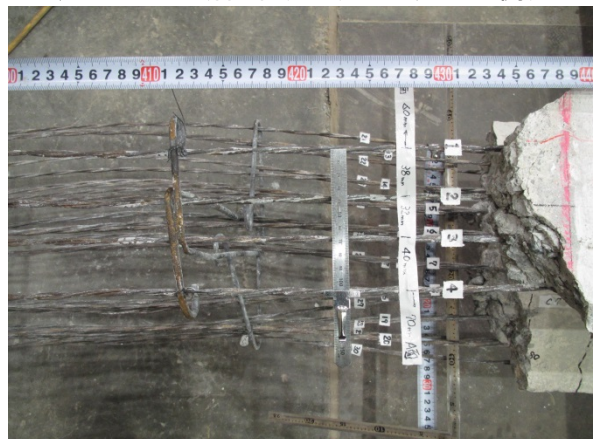
d) 3~6 断面付近 (下フランジ側)



e) 6' ~ 3' 断面付近 (上フランジ側)



f) 3' ~ 3 断面付近 (上フランジ側)



g) 3~6 断面付近 (上フランジ側)

写真- 4.5 G3 桁鋼材状況

G6 桁の桁中央部における PC 鋼材（SWPC2; $\phi 2.9\text{mm}^2$ 本より）の純かぶりを図- 4.3 に、G3 桁の桁中央部における PC 鋼材の純かぶり図- 4.4 に示す。桁製作図面における下フランジ側の鋼材純かぶり 27.1mm（=芯被り 30mm- $\phi 2.9\text{mm} \times 2 \div 2$ ）に対して、G6 桁では概ねかぶりを満足しているが、G3 桁では部分的にかぶりが小さい箇所が見られた。

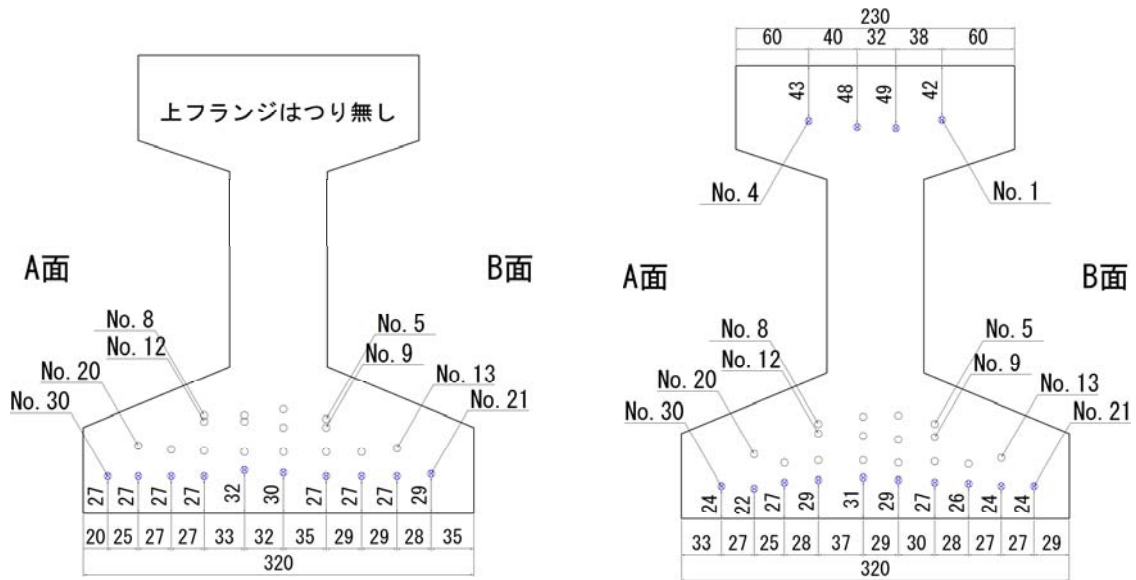


図- 4.3 G6 桁 PC 鋼材純かぶり (5 断面付近) 図- 4.4 G3 桁 PC 鋼材純かぶり (5 断面付近)

はつり調査および桁切断面箇所における鋼材の付着状況（写真- 4.6）からは、PC 鋼材とコンクリートとの付着切れを示すような空隙や緩み等は認められなかった。



a) G6 桁 6' 断面付近（はつり調査）



b) G3 桁 6 断面付近（はつり調査）



c) G6 桁 22' 桁切断面（下フランジ）



d) G3 桁 22' 桁切断面（下フランジ）

写真- 4.6 鋼材付着状況

4.3 ひび割れ深さおよび中性化深さ調査

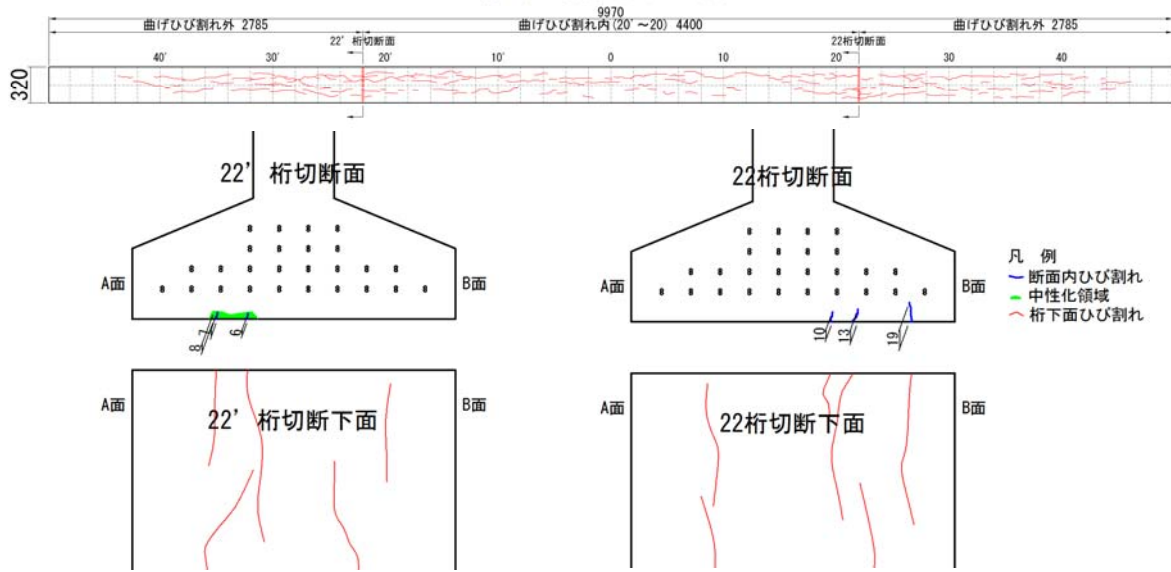
G6 桁・G3 桁の桁下面に生じた橋軸方向のひび割れ深さおよび中性化深さを確認するため、載荷試験で曲げひび割れが発生していない区間のうち、桁切断面（22'・22）において、ひび割れ深さおよび中性化深さ調査を実施した。G6 桁の調査結果を図- 4.5 に、G3 桁の調査結果を図- 4.6 に示す。なお、ひび割れ幅はヘアークラック（0.05mm 以下）程度である。

桁切断面における橋軸方向のひび割れ深さおよび中性化深さは、図- 4.5、図- 4.6 に示すとおり、G6、G3 桁ともに最下段の PC 鋼材までは達していなかった。それぞれの桁切断面における中性化深さは、表- 4.2 に示すとおり、橋軸方向ひび割れの少ない G6 桁ではほとんど中性化の進行が認められないのに対して、ひび割れの多い G3 桁ではひび割れを包括する程度の中性化の進行が認められ、最大深さは 23mm とひび割れが多数発生することで、大きく進展していることが伺える。

表- 4.2 ひび割れおよび中性化の最大深さ

桁	調査項目	22' 断面 (mm)	22 断面 (mm)
G6 桁	ひび割れ最大深さ	7	19
	中性化最大深さ	8	0
G3 桁	ひび割れ最大深さ	11	15
	中性化最大深さ	18	23

桁下面の橋軸方向ひび割れ



22' 桁切断面

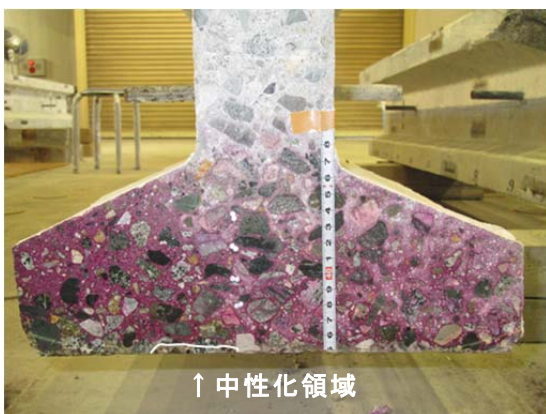


桁下面のひび割れ深さは約 6~7mm で、骨材を貫通するひび割れが認められた。
a-1) ひび割れ深さ

22桁切断面

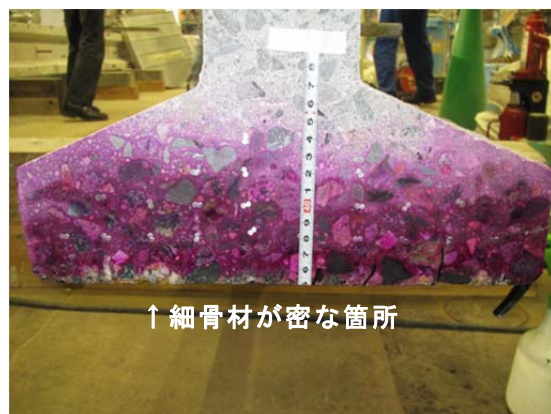


桁下面のひび割れ深さは約 10~19mm で、骨材にそったひび割れが認められた。
b-1) ひび割れ深さ



中性化領域は、ひび割れを包括する程度であった。

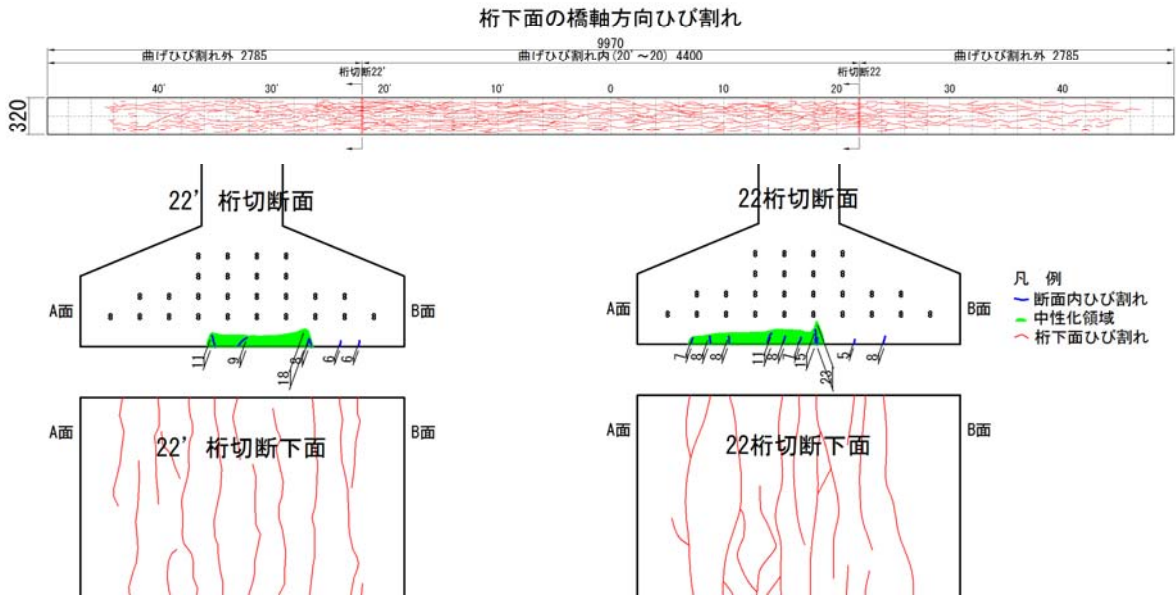
a-2) 中性化深さ



細骨材が密な箇所で発色が生じにくい
中性化領域は表面近傍であった。

b-2) 中性化深さ

図- 4.5 G6 桁ひび割れ深さ・中性化深さ調査結果



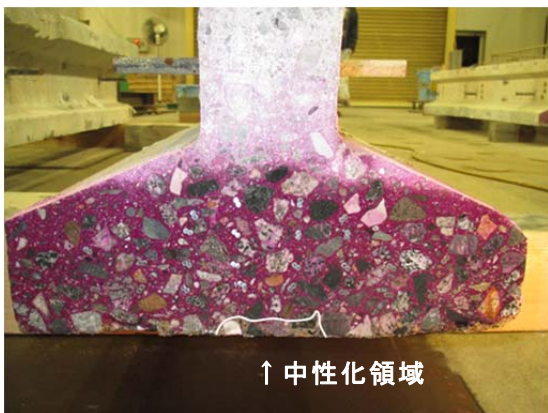
桁下面のひび割れ深さは約6~11mmで、骨材にそったひび割れの他に一部骨材を貫通するひび割れが認められた。

a-1) ひび割れ深さ



桁下面のひび割れ深さは約5~15mmで、骨材にそったひび割れの他に一部骨材を貫通するひび割れが認められた。

b-1) ひび割れ深さ



中性化領域は、ひび割れを包括する程度であった。

a-2) 中性化深さ



中性化領域は、ひび割れを包括する程度であった。

b-2) 中性化深さ

図- 4.6 G3 桁ひび割れ深さ・中性化深さ調査結果

4.4 暴露試験

暴露試験は、ASR の進行の有無を確認することを目的として、解体調査において3分割に切断した撤去桁のうち、桁下面の橋軸方向ひび割れが多いG3桁の桁端部を用いて行った。暴露供試体は、観察対象とする桁側面および下面が、供用時よりも日射、風雨の影響を受けやすい状態にするため、桁下面を南向き（図-4.7）に設置した。

ASR の進行の有無は、桁下面の橋軸方向ひび割れを挟む位置6箇所を設置したひび割れゲージ（写真-4.7 矢印位置）と、クラックスケールによる計測により、ひび割れ幅を観察することで、ASRによる膨張の進展状況を観察することで行った。計測日は、平成25年8月8日（試験開始）、平成26年6月4日（300日経過）、平成27年1月8日（518日経過）、平成27年6月10日（671日経過）である。

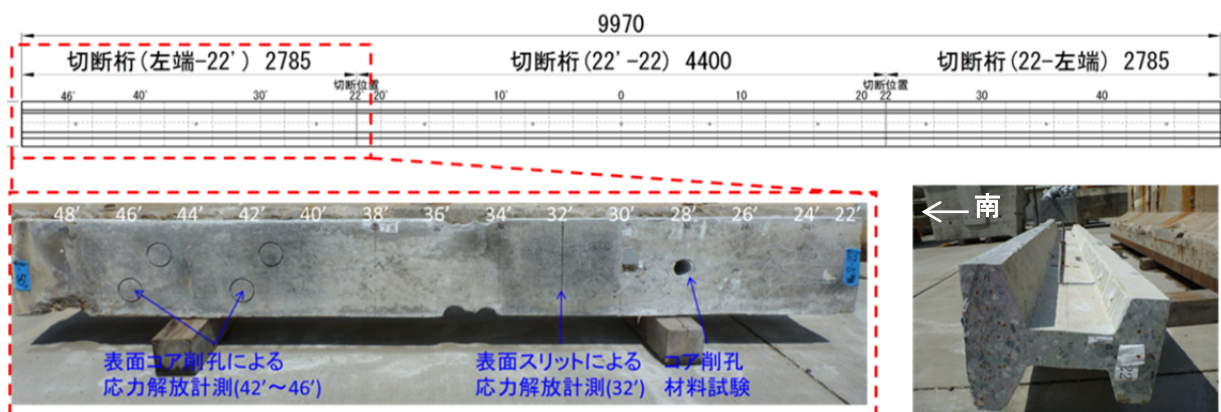


図- 4.7 暴露試験体の設置状況

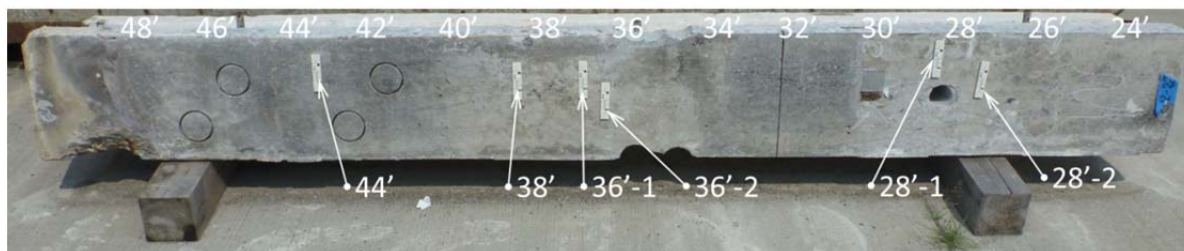


写真- 4.7 ひび割れゲージ設置状況（平成25年8月8日）

ひび割れゲージにより計測したひび割れ幅の変化量を図- 4.8 に示す。300 日経過時の変化量は、4 箇所において、ひび割れが開く方向に 0.10～0.15mm であった。

518 日、671 日経過時は、28'-1 において、ひび割れが閉じる方向の数値を示したが、ゲージ接着部状況が変化していたため、接着部のずれ等によるものと考えられる。671 日経過時の 38'も同様と考えられる。44'は 300 日経過後に剥がれた。

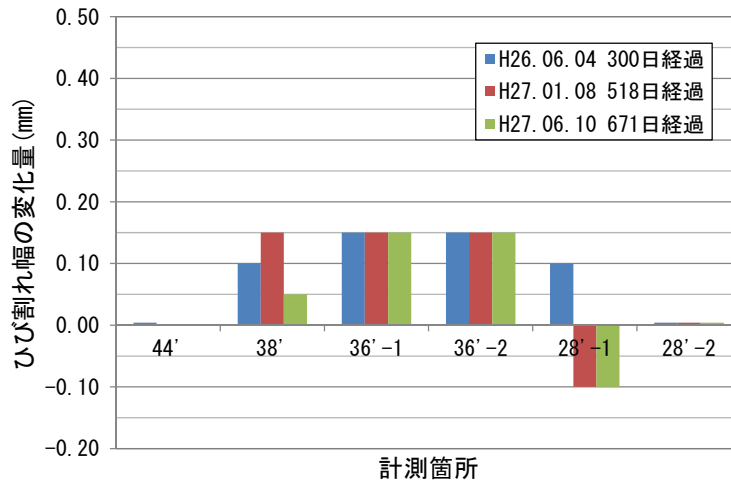


図- 4.8 ひび割れ幅の変化量 (ひび割れゲージ)

ひび割れゲージ設置位置付近において、クラックスケールにより計測したひび割れ幅 (4 箇所) を図- 4.9 に、計測箇所状況を写真- 4.8 に示す。ひび割れ幅は、300 日経過時に、28'-1 の 1 箇所で 0.10mm から 0.15mm に開く方向に動いたものの、約 1 年後となる 671 日経過時に動きがなかった。

桁下面、側面、桁切断面、コア削孔内面の状況 (写真- 4.11) は、新たなひび割れの発生等、大きな変化は見られなかった。桁切断面およびコア削孔内面に生じたひび割れ長さは 10mm 程度で、最外縁の PC 鋼材位置までは達していなかった。

以上により、671 日経過時点において、ASR による膨張は収束状態にあると考えられる。

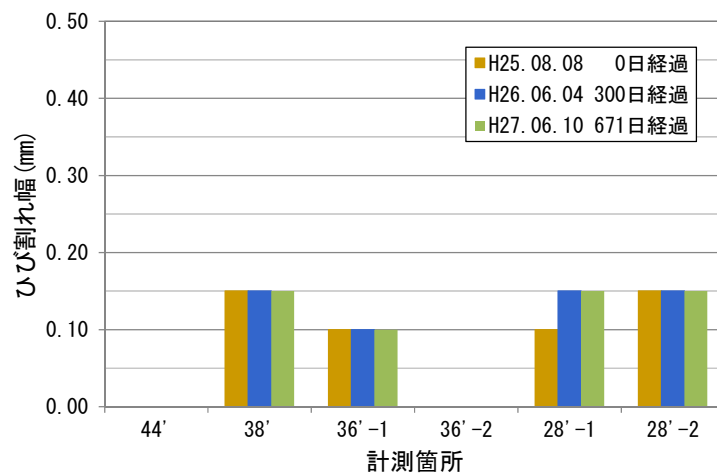


図- 4.9 ひび割れ幅 (クラックスケール)


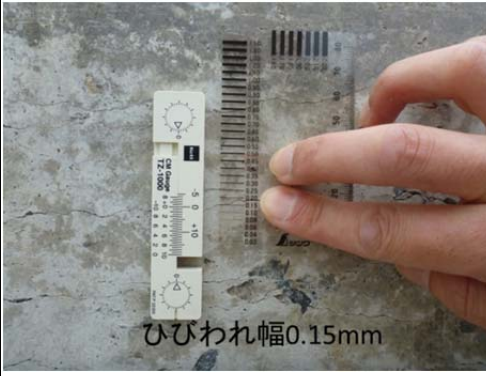
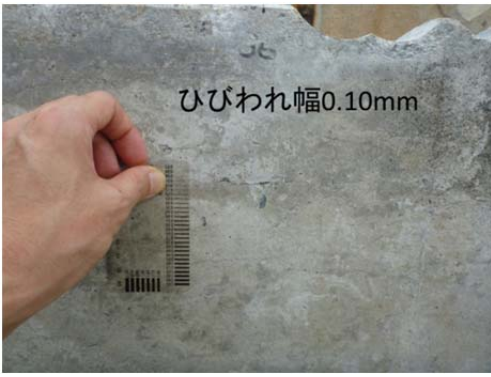
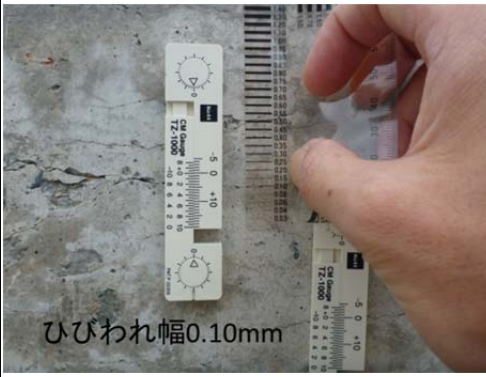
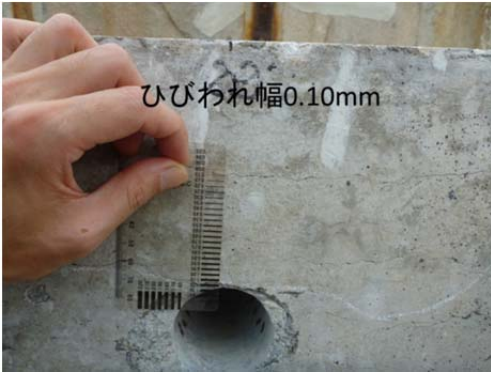
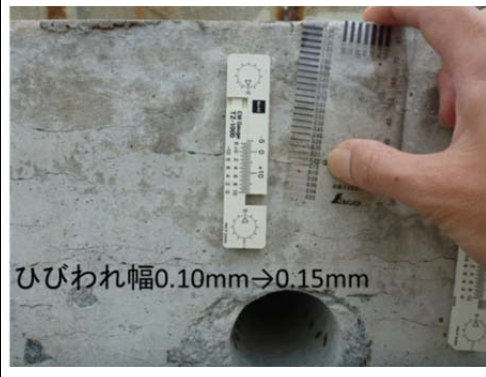

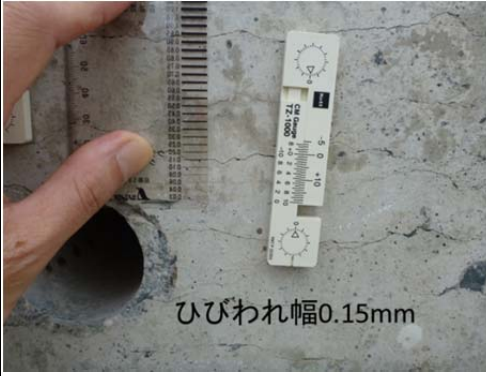
計測箇所	初期計測（ゲージ貼付前） 平成 25 年 8 月 8 日	300 日経過時 平成 26 年 6 月 4 日
38'	 <p>ひびわれ幅0.15mm</p>	 <p>ひびわれ幅0.15mm</p>
36' -1	 <p>ひびわれ幅0.10mm</p>	 <p>ひびわれ幅0.10mm</p>
28' -1	 <p>ひびわれ幅0.10mm</p>	 <p>ひびわれ幅0.10mm→0.15mm</p>
28' -2	 <p>ひびわれ幅0.15mm</p>	 <p>ひびわれ幅0.15mm</p>

写真- 4.8 ひび割れ幅の計測箇所状況


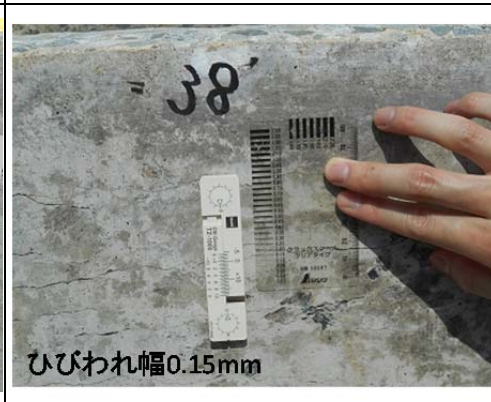

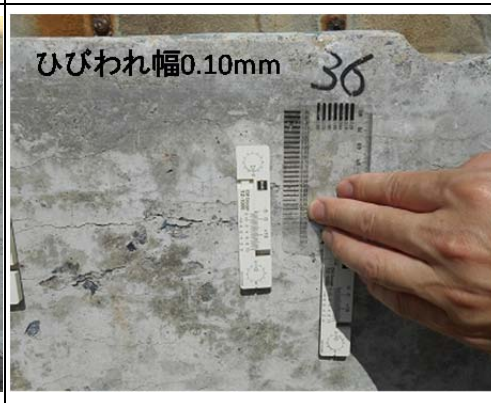



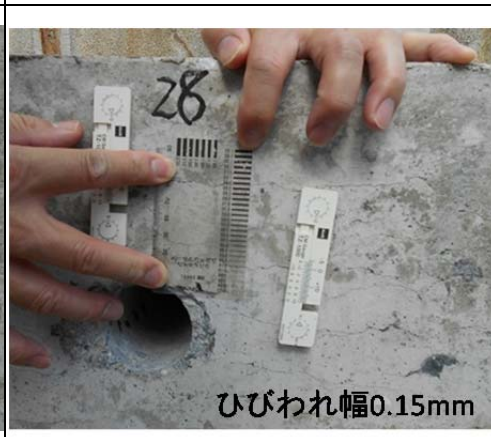
計測箇所	518 日経過時 (ゲージ読取のみ) 平成 27 年 1 月 8 日	671 日経過時 平成 27 年 6 月 10 日
38'		 ひびわれ幅0.15mm
36' -1		 ひびわれ幅0.10mm
28' -1		 ひびわれ幅0.15mm
28' -2		 ひびわれ幅0.15mm

写真- 4.9 ひび割れ幅の計測箇所状況



a) 桁下面



b) 桁側面 (A 面側)

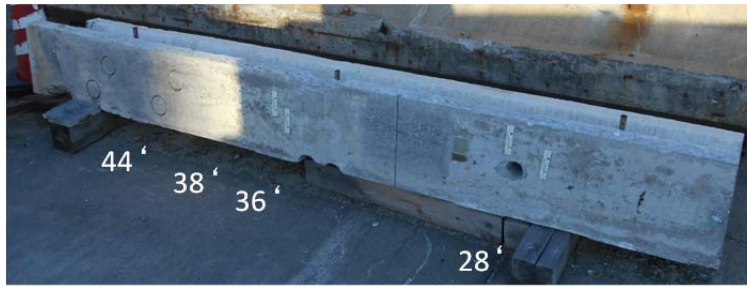


c) 22' 桁切断面 (矢印：目視によるひび割れ先端)



d) 28' コア削孔内面 (矢印：目視によるひび割れ先端)

写真- 4.10 暴露供試体の状況 (300 日経過)



a) 桁下面



b) 桁側面 (A面側)

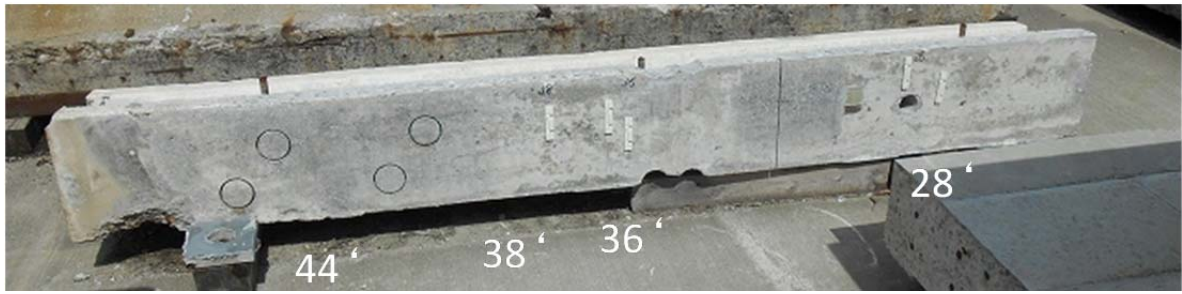


c) 22' 桁切断面 (矢印：目視によるひび割れ先端)



d) 28' コア削孔内面 (矢印：目視によるひび割れ先端)

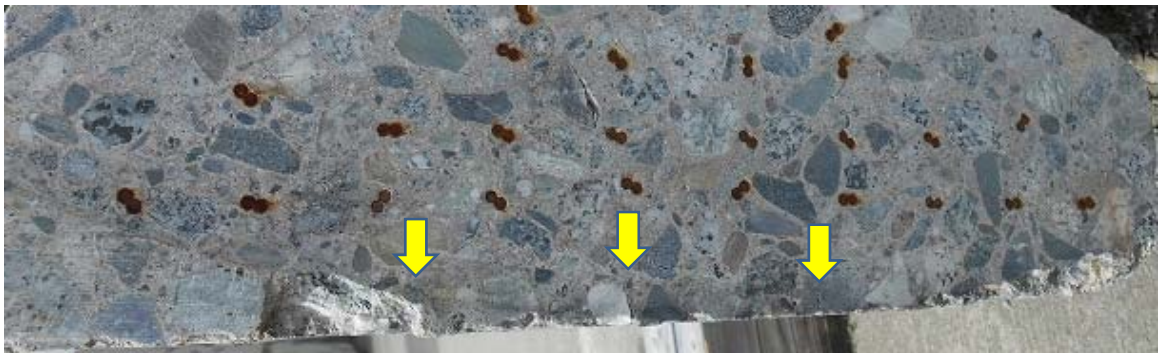
写真- 4.11 暴露供試体の状況 (518日経過)



a) 桁下面



b) 桁側面 (A面側)



c) 22' 桁切断面 (矢印：目視によるひび割れ先端)



d) 28' コア削孔内面 (矢印：目視によるひび割れ先端)

写真- 4.12 暴露供試体の状況 (671日経過)

5. 材料試験

5.1 試験内容

載荷試験後の G6 桁・G3 桁において、耐荷性能評価の指標とするため表-5.1 に示す材料試験を行った。

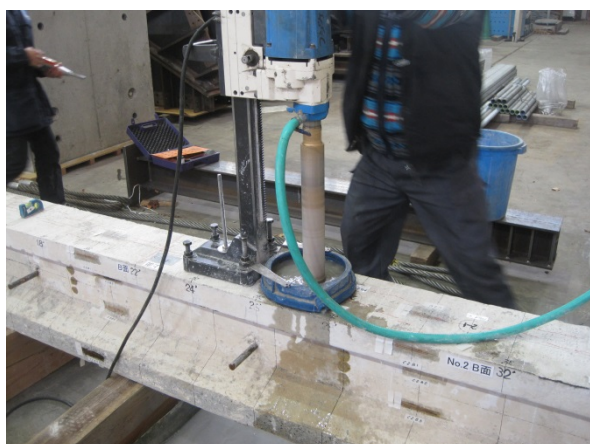
表-5.1 材料試験の内容

項目		数量	材料
鋼材引張試験		G6 桁:5 本 G3 桁:5 本	PC 鋼材 (φ 2.9-2 本より (SWPC2))
圧縮強度試験 (静弾性係数試験を含む)		G6 桁:3 本 G3 桁:3 本	主桁ウェブ (φ 50mm×h100mm)
ASR 調査	偏光顕微鏡観察	G3 桁:1 試料	主桁ウェブ薄片×3 枚 (厚さ 20 μm、25mm×25mm)
	促進養生試験 JCI-DD2	G6 桁:1 本 G3 桁:1 本	主桁ウェブ (φ 50mm×h100mm)
	促進養生試験 カナダ法	G6 桁:1 本 G3 桁:1 本	主桁ウェブ (φ 50mm×h100mm)
	促進養生試験 デンマーク法	G6 桁:1 本 G3 桁:1 本	主桁ウェブ (φ 50mm×h100mm)

載荷試験により曲げひび割れが発生していない区間より、圧縮強度試験 (静弾性係数試験を含む) 用と促進養生試験用のコンクリートコアおよび、鋼材引張試験用の PC 鋼材試験片を採取した。G6 桁の試料採取位置を図-5.1 に、G3 桁の試料採取位置を図-5.2 に示す。

コンクリートコアは、材料試験に必要な長さを選択しやすい上フランジからウェブ中央を鉛直方向に、コア径 φ 50mm (<ウェブ幅 80mm) で採取した。

PC 鋼材試験片は、G6 桁・G3 桁の桁端部の下フランジをはつり、試験片のつかみ間隔 (200mm) 以上確保した長さ 500mm 程度を採取した。



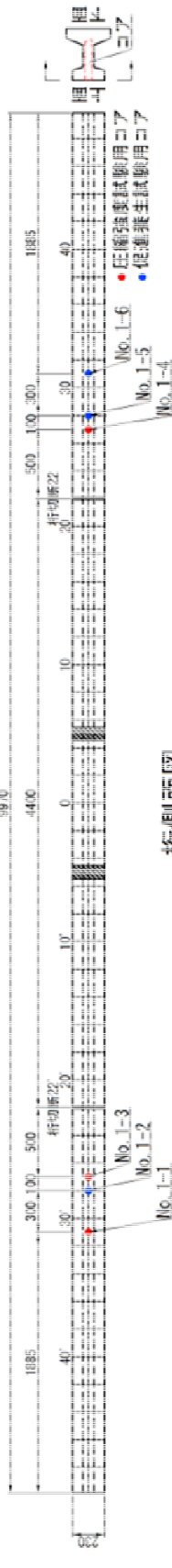
a) コンクリートコア採取



b) PC 鋼材試験片採取

写真-5.1 試料採取状況

桁上面図



桁側面図

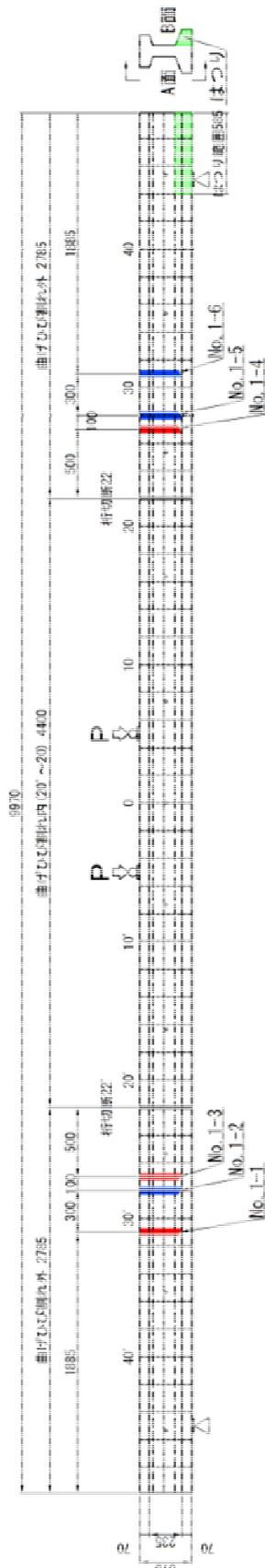


図-5.1 G6 桁試料採取位置

桁上面図



桁側面図

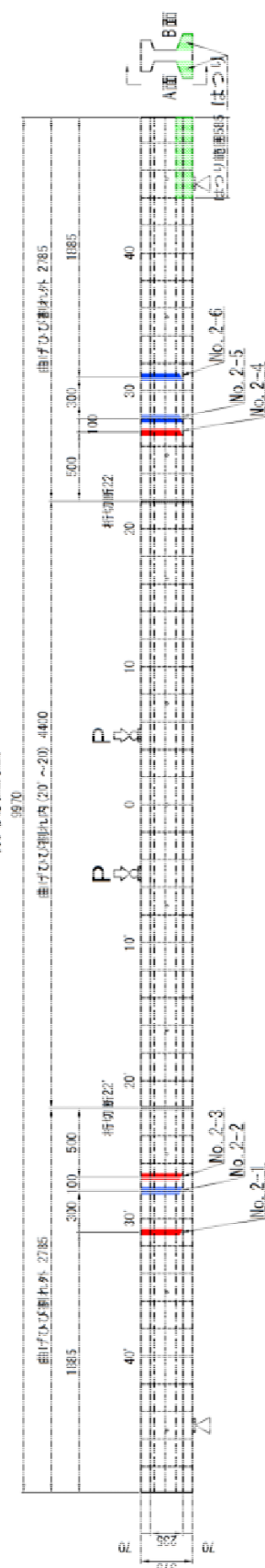




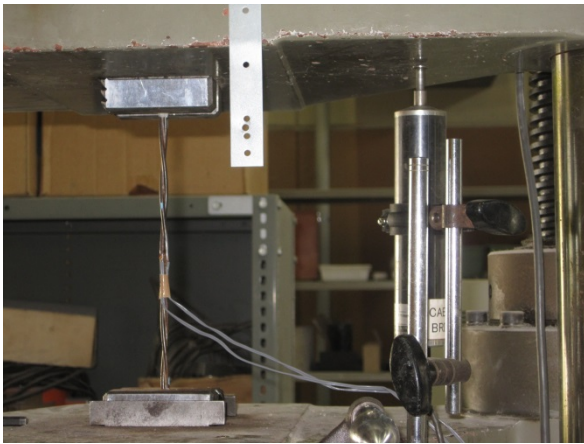
図-5.2 G3 桁試料採取位置

5.2 鋼材引張試験

鋼材引張試験は、G6桁・G3桁の桁端部より採取したPC鋼材試験片（つかみ間隔200mm）を用いて行った。G6桁・G3桁より採取したPC鋼材は2本より線（SWPC2（=SWPR2N））のため、引張試験用の専用の定着体が入手困難であった。このため、鋼材端部の定着部はアルミパイプとエポキシ系接着剤で整形した。表-5.2にPC鋼材試験片の状況を、写真-5.2に試験状況を、表-5.3に試験後の状況を示す。

表-5.2 PC鋼材試験片の状況

桁	鋼材試験片番号	形状	PC鋼材試験片
G6桁	No. 1-9	φ2.9mm2本より（SWPC2）	
	No. 1-13	φ2.9mm2本より（SWPC2）	
	No. 1-14	φ2.9mm2本より（SWPC2）	
	No. 1-15	φ2.9mm2本より（SWPC2）	
	No. 1-23	φ2.9mm2本より（SWPC2）	
G3桁	No. 2-13	φ2.9mm2本より（SWPC2）	
	No. 2-15	φ2.9mm2本より（SWPC2）	
	No. 2-19	φ2.9mm2本より（SWPC2）	
	No. 2-20	φ2.9mm2本より（SWPC2）	
	No. 2-22	φ2.9mm2本より（SWPC2）	



a) 引張試験中



b) 鋼材破断後

写真-5.2 鋼材引張試験の状況

表-5.3 鋼材引張試験後の状況

桁	鋼材試験片番号	試験後
G6 桁	No. 1-09 中央破断	
	No. 1-13 中央破断	
	No. 1-14 中央破断	
	No. 1-15 中央破断	
	No. 1-23 中央破断	
G3 桁	No. 1-13 中央破断	
	No. 1-15 中央破断	
	No. 1-19 定着部抜け	
	No. 1-20 中央破断	
	No. 1-22 定着端部破断	

鋼材引張試験の結果を表-5.4、図-5.3 に示す。なお、降伏応力は 0.2%オフセット法による0.2%永久伸びに対する荷重より求めた。伸びは、最大引張荷重の25.5kNの10%(2.55kN)を0.1%伸びと見なして、標点距離 200mm からの変位量より算出した。

鋼材引張試験の結果からは、JIS 規格値に対して強度および伸び性能の低下は認められないことから、鋼材の機械的性質の低下はないものと考えられる。

表-5.4 鋼材引張試験の結果

試料番号	断面積 mm ²	降伏荷重 kN	降伏応力 kN/mm ²	引張荷重 kN	弾性係数 kN/mm ²	伸び %	備考
G6桁	NO. 1-9	13.03	22.5	25.6	191.19	7.2	
	NO. 1-13	13.16	24.1	26.8	213.33	9.7	
	NO. 1-14	13.16	22.8	25.8	211.07	9.8	
	NO. 1-15	13.07	24.0	26.5	199.93	11.0	
	NO. 1-23	13.03	24.2	26.4	213.41	11.4	
平均	-	23.5	1.80	26.2	205.79	9.8	
G3桁	NO. 2-13	12.94	24.2	26.8	203.64	8.2	
	NO. 2-15	13.03	24.1	27.1	204.52	9.2	
	NO. 2-19	13.21	-	-	-	-	-定着部抜出し
	NO. 2-20	13.03	24.7	27.3	209.60	10.8	
	NO. 2-22	13.07	-	-	-	-	-端部破断
平均	-	24.4	1.87	27.0	205.92	9.4	
JISの機械的性質		22.6kN	1.70kN/mm ²	25.5kN以上		3.5%以上	

※No. 2-19、No. 2-22は規定外で破断等したため除外

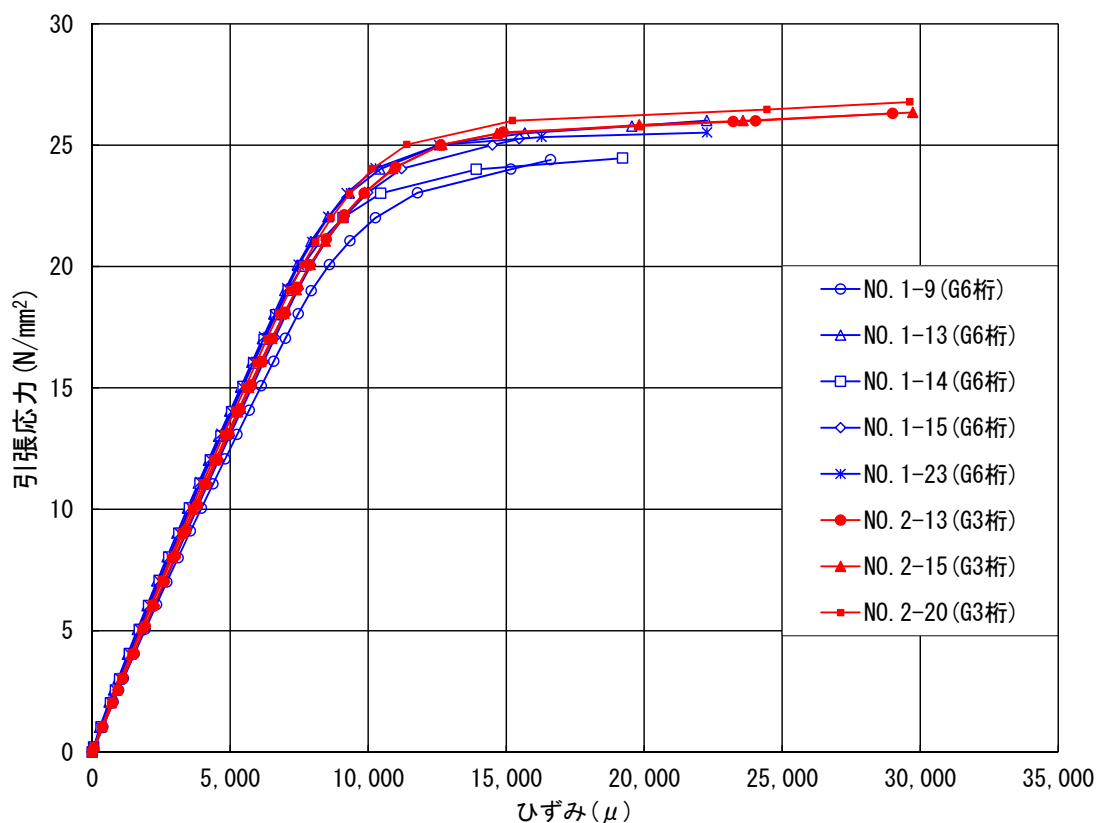




図-5.3 引張応力-ひずみ曲線

5.3 圧縮強度試験

G6 桁・G3 桁より 3 本ずつ採取したコアを $\phi 50$ mm、高さ 100 mm に整形し、圧縮強度試験（静弾性係数試験を含む）を実施した。表-5.5 に圧縮強度試験用のコア形状を示す。

表-5.5 圧縮強度試験用のコア形状

桁	コア番号	コア形状	写真
G6 桁	No. 1-1	$\phi 50 \times h100\text{mm}$	
	No. 1-3	$\phi 50 \times h100\text{mm}$	
	No. 1-4	$\phi 50 \times h100\text{mm}$	
G3 桁	No. 2-2(1)	$\phi 50 \times h100\text{mm}$	
	No. 2-2(2)	$\phi 50 \times h100\text{mm}$	
	No. 2-5	$\phi 50 \times h100\text{mm}$	

圧縮強度試験の結果を表-5.6、図-5.4 に示す。

表-5.6 圧縮強度試験の結果一覧

試料番号	直径 mm			断面積 mm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	見掛け密度 kg/m ³	
	D1	D2	平均						
G6桁	No. 1-1	49.75	49.86	49.81	1948.2	164.1	84.23	33.26	2.436
	No. 1-3	50.01	49.96	49.99	1962.3	102.8	52.39	39.18	2.424
	No. 1-4	50.00	50.10	50.05	1967.4	156.3	79.44	33.89	2.448
	平均	—	—	—	—	—	72.02	35.44	2.436
G3桁	No. 2-2(1)	49.88	49.83	49.86	1952.1	147.5	75.56	39.38	2.440
	No. 2-2(2)	49.83	49.89	49.86	1952.5	142.0	72.73	33.32	2.390
	No. 2-5	49.75	49.82	49.79	1946.6	152.6	78.39	31.69	2.407
	平均	—	—	—	—	—	75.56	34.80	2.412

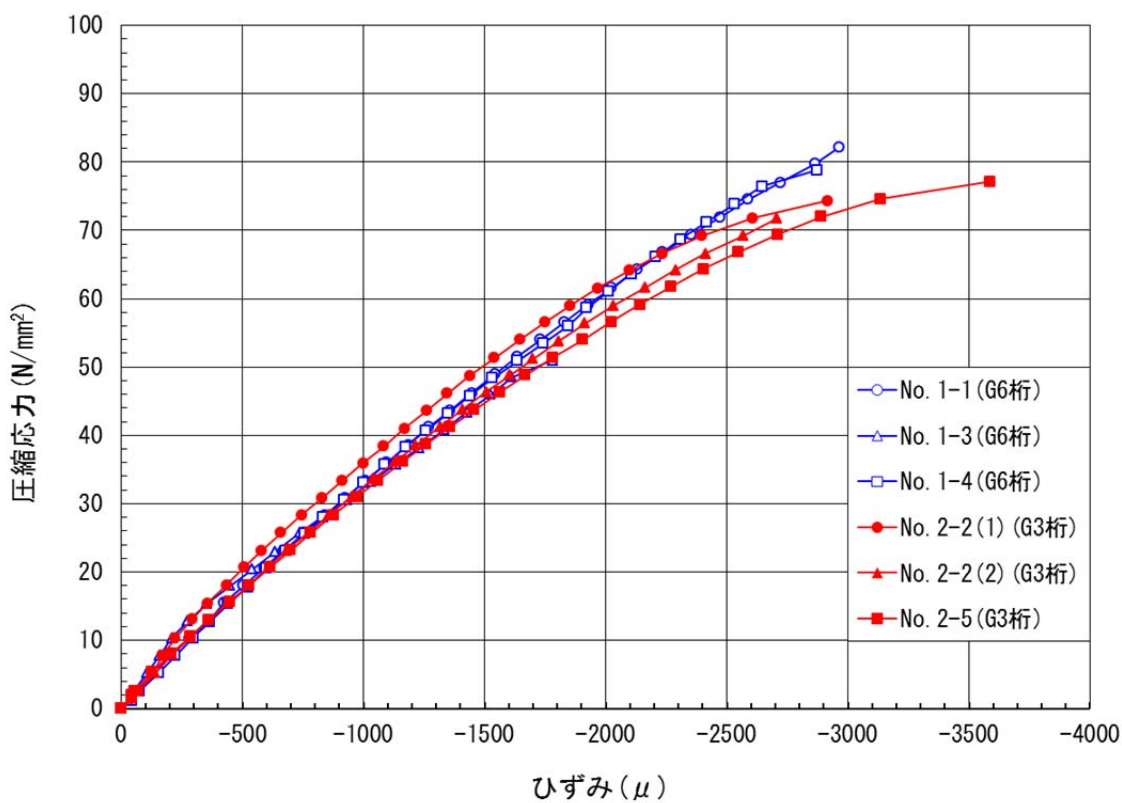


図-5.4 圧縮応力度-ひずみ曲線

コンクリート強度および弾性係数について、圧縮強度試験の結果と桁製作時の道路橋示方書（昭和 43 年 PC 道路橋示方書）に示された値との関係を図-5.5 に示す。なお、桁製作当時の道路橋示方書（昭和 43 年 PC 道路橋示方書）に示される設計強度の上限は 50N/mm^2 であるため、参考として平成 24 年道路橋示方書に規定されているものも示している。

圧縮強度試験から得られたコンクリート強度は、 70N/mm^2 以上あり設計強度 50N/mm^2 に対して約 1.4 倍程度大きい値を示したものの、弾性係数は 35kN/mm^2 前後であり、圧縮強度に対して小さい値を示した。平成 24 年道路橋示方書と比較しても、コンクリート強度 70N/mm^2 における弾性係数に対して小さい値を示したため、ひび割れによる弾性係数の低下が疑われる。

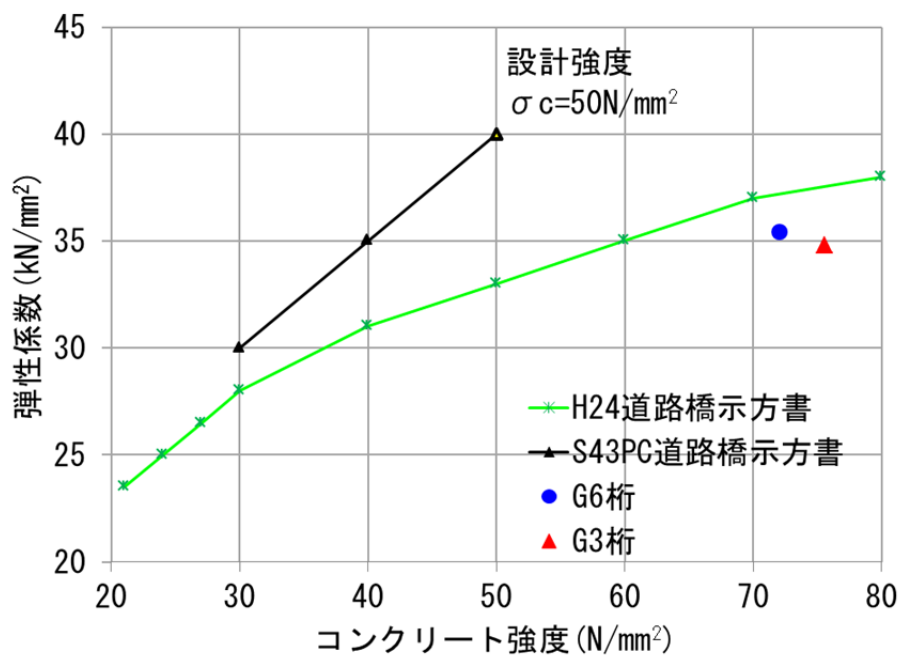


図-5.5 コンクリート強度と弾性係数の関係

5.4 ASR 調査

主桁下面の橋軸方向ひび割れの発生原因は、ひび割れ性状、地理的条件、架橋条件等から塩害と ASR が推定されていた。しかし、海岸から約 10km と内陸に位置すること、ひび割れから錆汁やひび割れに沿った被りコンクリートのうき・剥離が見られないことから塩害の可能性は低く、架橋されていた富山県内における ASR 劣化橋梁の報告¹⁰⁾から、ASR により橋軸方向にひび割れが生じたものと考え、偏光顕微鏡観察、ASR 促進養生試験を実施した。

5.4.1 偏光顕微鏡観察

ASR の有無を確認することを目的として、ひび割れが多い G3 桁のうち、写真-5.3 に示す載荷試験時に圧壊した箇所のコンクリート片（幅 60×長さ 60×高さ 40mm）を用いて、金沢大学鳥居和之教授の協力のもと、薄片（厚さ 20 μ m、25mm×25mm）を 3 枚ずつ作成し偏光顕微鏡観察を実施した結果を写真-5.4～写真-5.6 に示す。

なお、桁製作当時に関する資料が現存しないため、使用された骨材および桁製作時の状況等（蒸気養生の有無）を確認することは出来なかった。



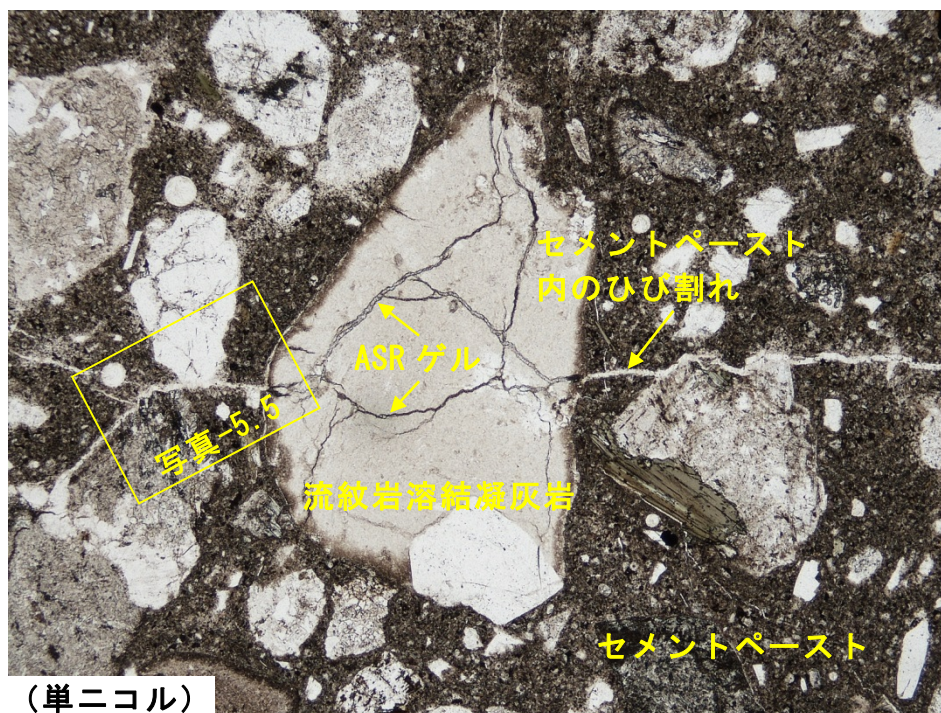
写真-5.3 コンクリート片 (G3 桁)

(1) 観察所見

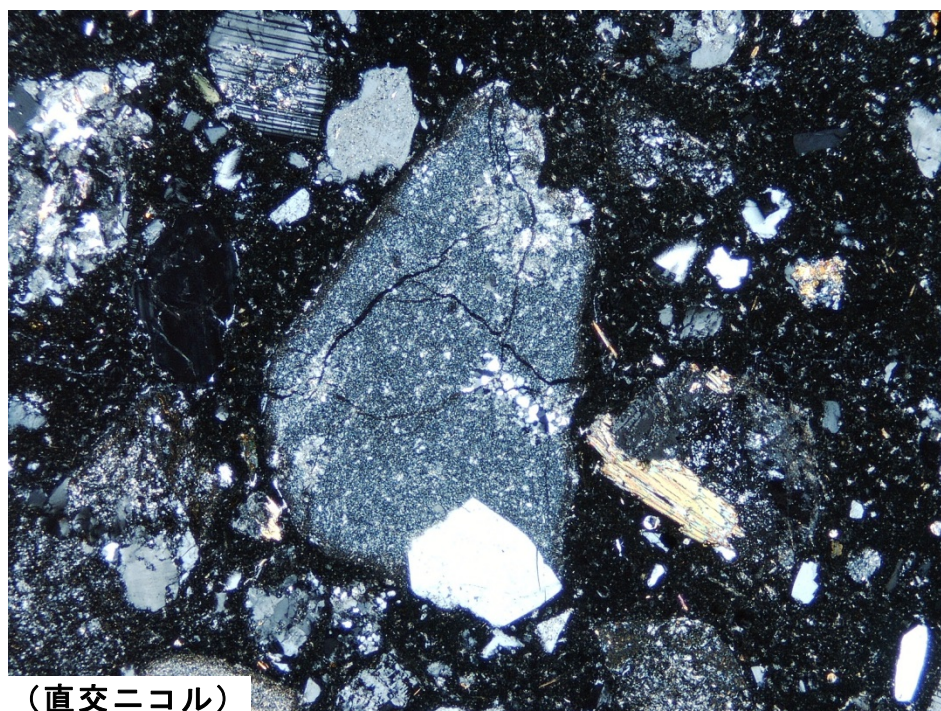
主な骨材として花崗斑岩・流紋岩溶結凝灰岩・花崗岩・斑れい岩の他に、チャートや珪質頁岩が含まれていた。一般的に ASR は、チャート・珪質頁岩・流紋岩溶結凝灰岩を骨材として使用したコンクリート構造物で発生（花崗斑岩の一部も軽微に発生）する。

ASR ゲルに充填されたひび割れは、骨材内からセメントペーストへと連続する。また、セメントペースト中の ASR ゲルに充填されたひび割れの延長部には、エトリングライトが分布していることから、エトリングライトは、主に ASR の進行により ASR ゲル中に生成されたものと推察される。

以上より、中川橋側道橋のひび割れは ASR によって発生したものと考えられる。



(単ニコル)



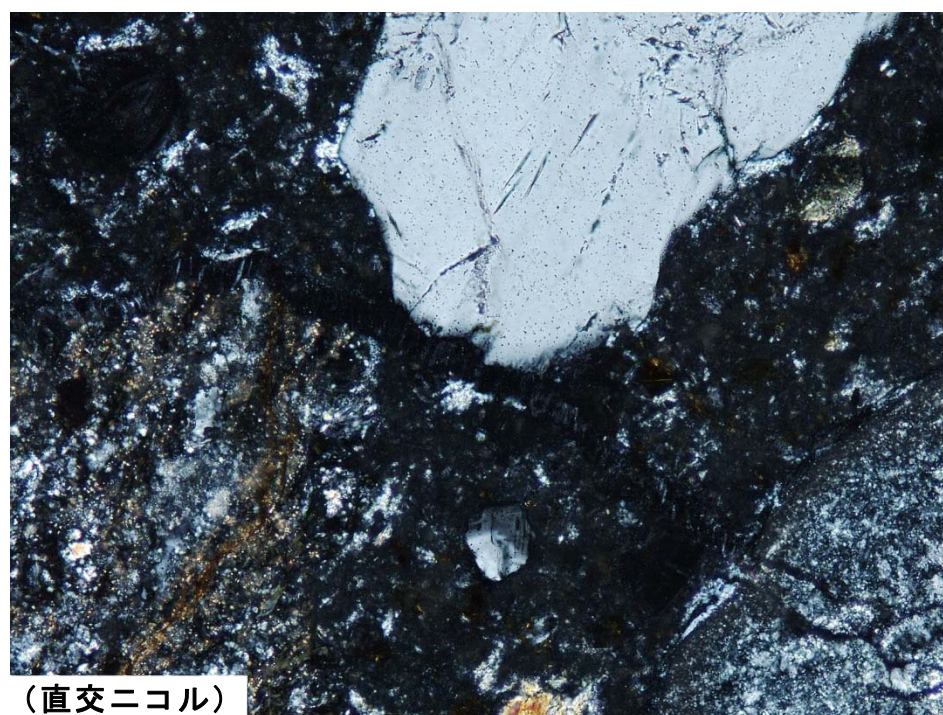
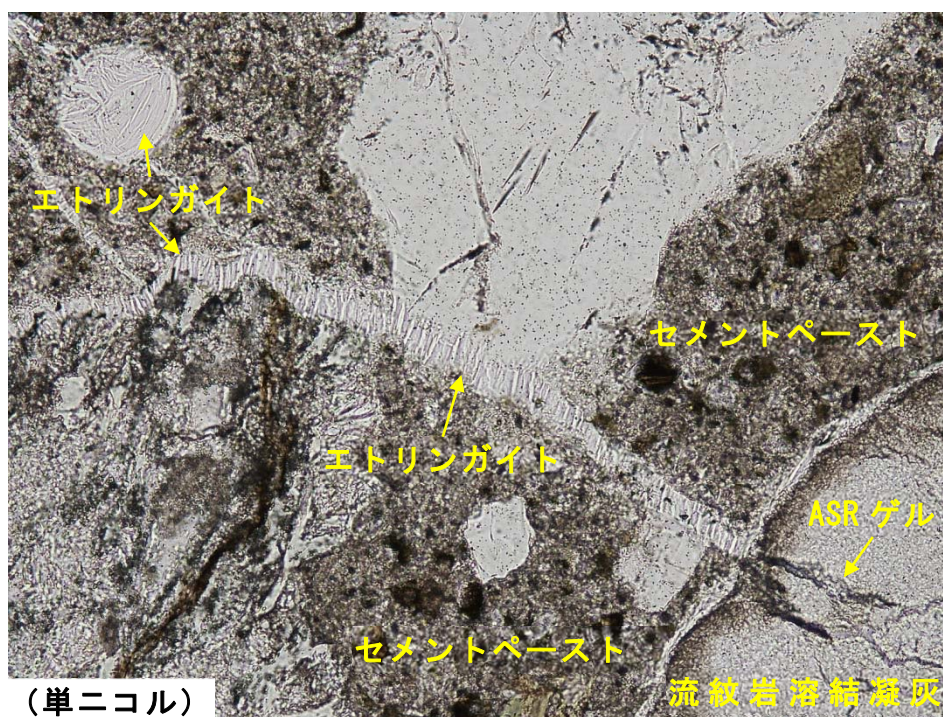
(直交ニコル)



1mm

ASR ゲルに充填された膨張ひび割れが、骨材（流紋岩溶結凝灰岩）内からセメントペーストへと連続する。この流紋岩溶結凝灰岩は隠微晶質石英を含む。

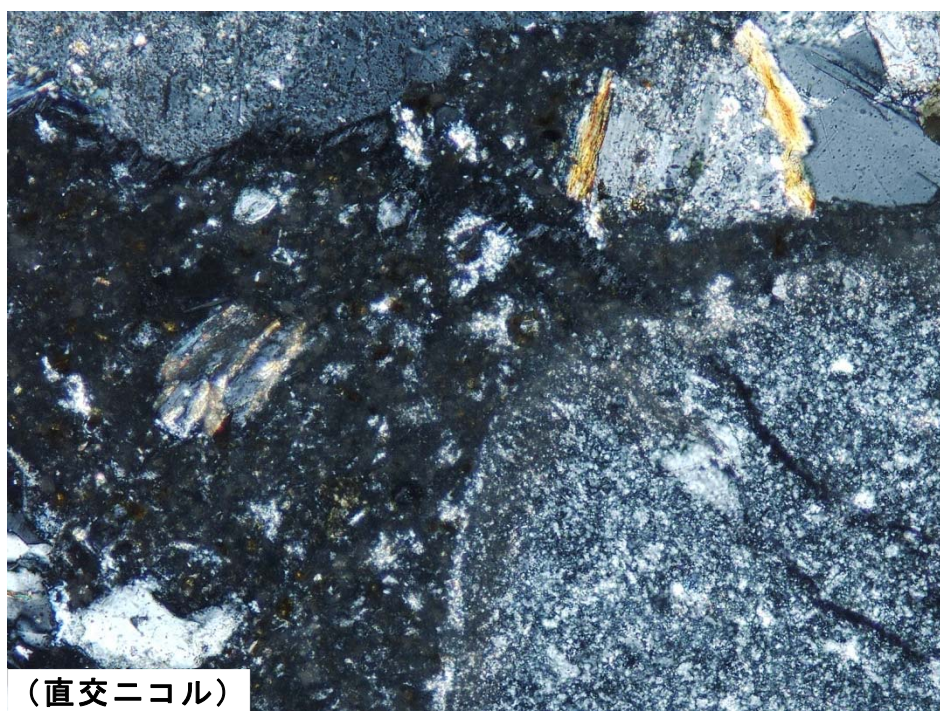
写真-5.4 偏光顕微鏡観察



0.1mm

ASR ゲルに充填されたセメントペースト内のひび割れ延長部や気泡中には、現在ではエトリンガイトが分布している。

写真-5.5 偏光顕微鏡観察



0.1mm

ASR ギェルに充填されたひび割れが、チャートからセメントペーストへと連続する。ASR ギェルに充填されたセメントペースト内のひび割れ延長部には、現在ではエトリンガイトが分布している。

写真-5.6 偏光顕微鏡観察

5.4.2 ASR 促進養生試験

ASR による残存膨張を確認するため、G6 桁・G3 桁より採取した各 3 本のコアを用いて、 $\phi 50 \text{ mm}$ ・基長 100 mmを確保した状態に整形し、促進養生試験（JCI-DD2 法・カナダ法・デンマーク法の 3 種類）を実施した。表-5.7 に G6 桁、表-5.8 に G3 桁の促進養生試験用のコア状況を示す。

表-5.7 ASR 促進養生試験用のコア状況（G6 桁）








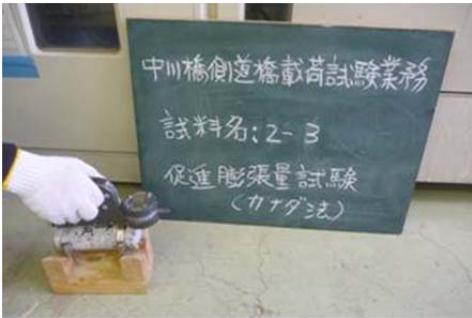

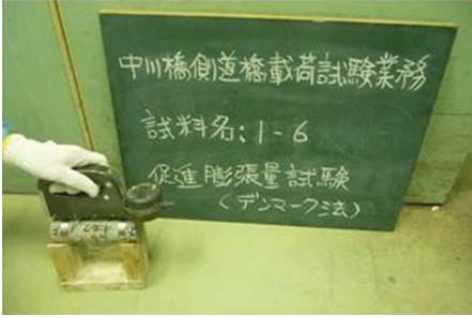

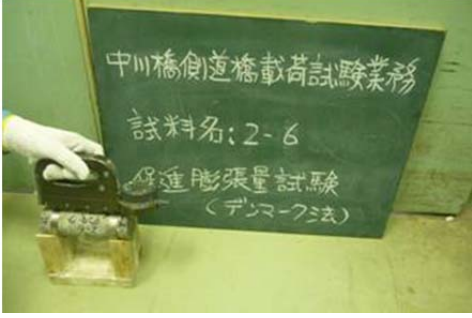
桁	試料番号 試験法	リングゲージ取付状況	計測状況（ $\phi 50$ 基長 100mm）
G6 桁	No. 1-2 JCI-DD2 法		
	No. 1-5 カナダ法		
	No. 1-6 デンマーク法		

表-5.8 促進養生試験用のコア状況 (G3 桁)

桁	試料番号 試験法	リングゲージ取付状況	計測状況 (φ50 基長 100mm)
G3 桁	No. 2-1 JCI-DD2 法		
	No. 2-3 カナダ法		
	No. 2-6 デンマーク法		

(1) 試験方法

1) JCI-DD2 法

JCI-DD2法は、「アルカリ骨材反応を生じたコンクリート構造物のコア試料による膨張率の測定方法(案)」に準拠した。なお、膨張量の測定は、標準養生条件(20±2℃、R.H. 95%以上)において膨張量が収斂するまで保管し、その時点を基長として促進養生条件(40±2℃、R.H. 95%以上)における残存膨張量を測定材齢1週・2週・4週・8週および13週までを測定した。長さ変化率の測定方法は、JIS A 1129-2 「モルタル及びコンクリートの長さ変化試験方法-第2部:コンタクトゲージ方法」に準拠して実施した。

2) カナダ法

カナダ法の促進養生条件は、温度 80℃の 1N の NaOH 溶液中に浸漬し、測定材齢 3 日・5 日・7 日・10 日・12 日および 14 日までを測定した。長さ変化率の測定方法は、JIS A 1129-2 「モルタル及びコンクリートの長さ変化試験方法-第 2 部:コンタクトゲージ方法」に準拠して実施した。

3) デンマーク法

デンマーク法の養生条件は、温度 50℃の飽和 NaCl 溶液中に浸漬し、測定材齢 1 日から 13 日までを毎日測定した。長さ変化率の測定方法は JIS A 1129-2 「モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法-第 2 部:コンタクトゲージ方法」に準拠、測定材齢 1 週間毎に 13 週まで測定した。

(2) 試験結果

促進養生試験（JCI-DD2法・カナダ法・デンマーク法）の結果の判定を表-5.9に、各試験法における判定基準を表-5.10に示す。それぞれの試験結果は図-5.6～図-5.8に示す。いずれの試験からも膨張率が小さく、それぞれの判定基準に対して無害または膨張性なしと判定されたことから、ASRは収束状態にあると考えられる。

表-5.9 促進養生試験結果の判定

促進養生試験	試料名	測定材齢	膨張率	判定
JSI-DD2	NO. 1-2 (G6桁)	13週	0.004%	0.05%未満：無害
	NO. 2-1 (G3桁)	13週	0.003%	0.05%未満：無害
カナダ法	NO. 1-5 (G6桁)	14日	0.018%	0.1%以下：無害
	NO. 2-3 (G3桁)	14日	0.025%	0.1%以下：無害
デンマーク法	NO. 1-6 (G6桁)	13週	0.052%	0.1%未満：膨張性なし
	NO. 2-6 (G3桁)	13週	0.022%	0.1%未満：膨張性なし

試験結果の判定は、表-5.10に示した「日本コンクリート工学会 コンクリート診断技術'12」に記載された判定基準を参照している。

表-5.10 促進養生試験の判定基準

促進養生試験	促進養生の条件	判定基準	
JCI-DD2法	温度40℃、湿度100%の条件下にて養生	阪神高速道路公団	全膨張量が0.1%を超える場合、有害と判定する。
		建設省	建設省総合プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」では40℃、100%R.H.の条件下に13週間養生し、0.05%以上の膨張量を示すものを有害または潜在的有害と判定する。
カナダ法 (NBRI法)	温度80℃の1NのNaOH溶液中に浸漬	ASTM C 1260-94の判定基準；試験開始後14日間での膨張量で以下のように判定する。 0.1%以下の場合：無害 0.10～0.20%の場合：有害と無害な骨材が含まれる。（この場合、14日以降も更に試験を継続する） 0.20%以上の場合：潜在的に有害な膨張率	
デンマーク法	温度50℃の飽和NaCl溶液中に浸漬	試験材齢3箇月での膨張量で以下のように判定する。 0.4%以上：膨張性あり 0.1～0.4%：不明確 0.1%未満：膨張性なし	

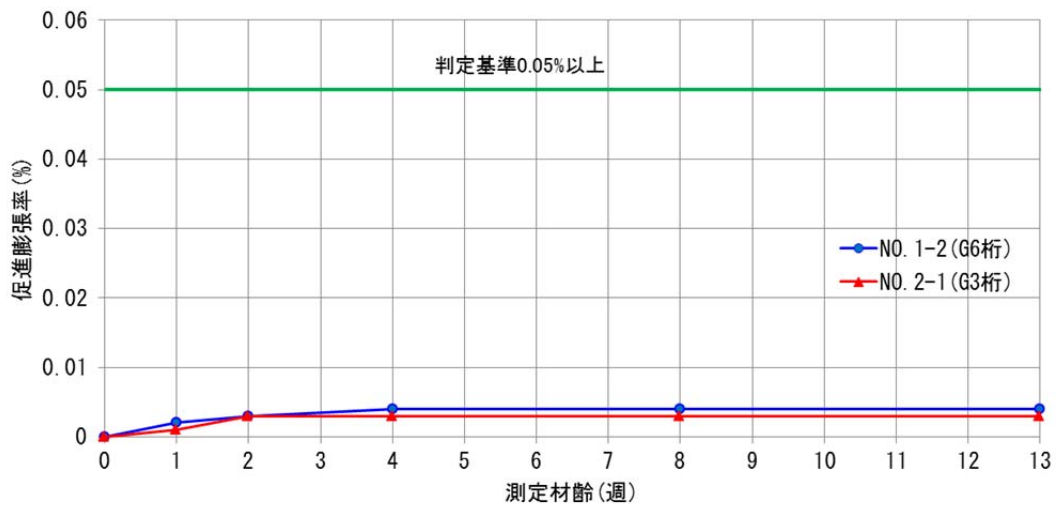


図-5.6 促進養生試験結果 JCI-DD2 法

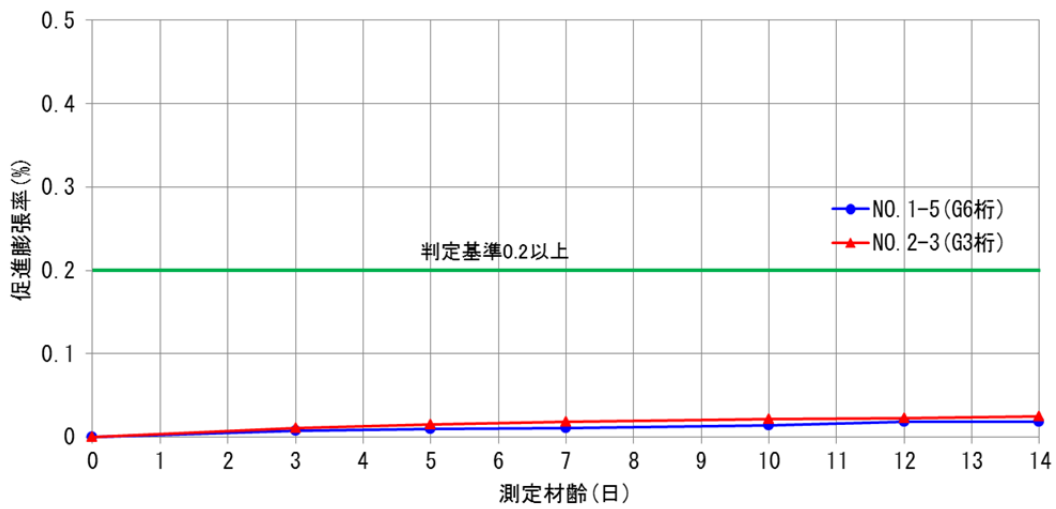


図-5.7 促進養生試験結果 カナダ法

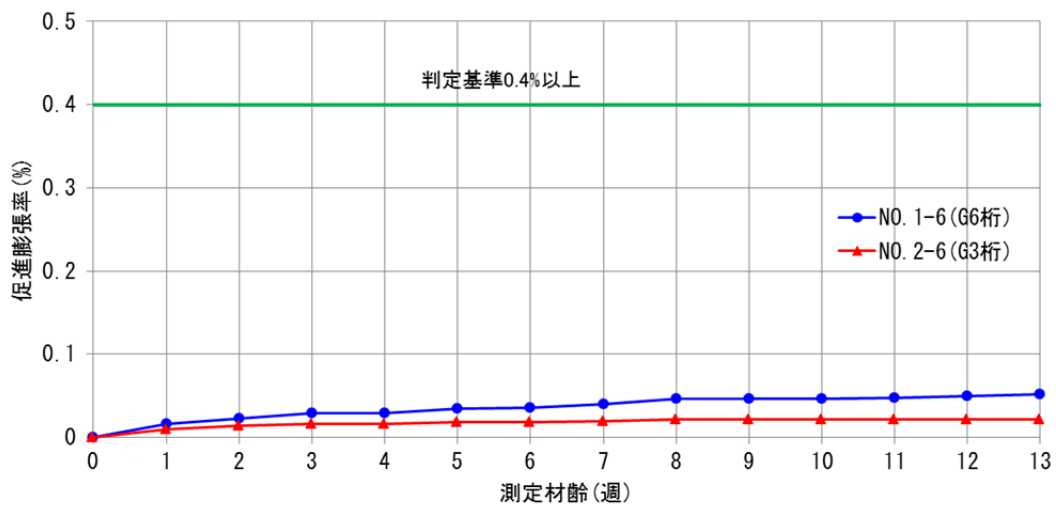


図-5.8 促進養生試験結果 デンマーク法

6. 耐荷性能に関する考察

ASR による劣化が生じたコンクリートの圧縮強度と弾性係数の試験から、ASR が生じるとコンクリートの弾性係数は低下³⁾すると考えられている。また、桁下面に生じた橋軸方向のひび割れは、鋼材の付着切れに伴う残存プレストレス力の低下を引き起こすことが懸念される。そこで、下記に着目して耐荷性能に関する考察を行った。

- ・コンクリートの弾性係数の比較（載荷試験と材料試験）
- ・残存プレストレス力の比較（載荷試験と設計上）

6.1 桁の設計条件

載荷試験に用いた撤去桁の設計条件は、JIS A5319 に示された LS-210 桁の断面形状を参照した。また、物理定数は、桁製作時の昭和 43 年プレレストコンクリート道路橋示方書を参照した。

断面諸元

長さ	L	10 m
高さ	H	0.375 m
換算断面積	A_c	0.064 m ²
PC鋼材断面積 (SWPG2 φ2.9mm-2本より線)	A_p	13.21 mm ²
PC鋼材本数	N	30 本
換算断面二次モーメント	I	0.0011 m ⁴
桁上縁側から中立軸までの距離	y_u	0.2109 m
桁下縁側から中立軸までの距離	y_l	0.1641 m
PC鋼材図心の偏心距離	e_p	0.0766 m

物理定数

コンクリート設計強度	σ_{ck}	50 N/mm ²
コンクリート弾性係数	E_c	40,000 N/mm ²
PC鋼材弾性係数	E_p	200,000 N/mm ²
弾性係数比	E_p/E_c	5.00

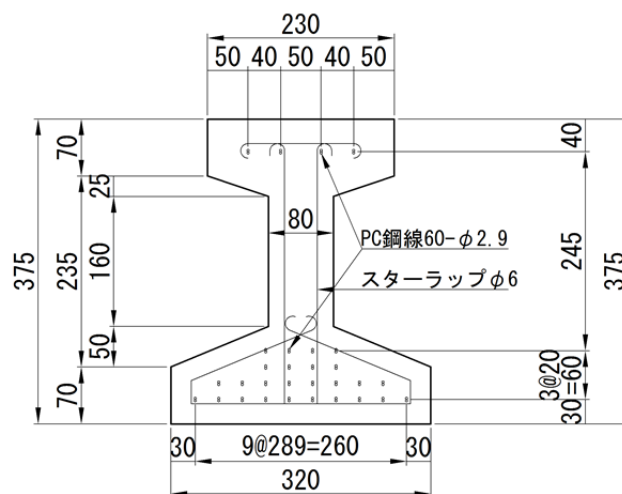
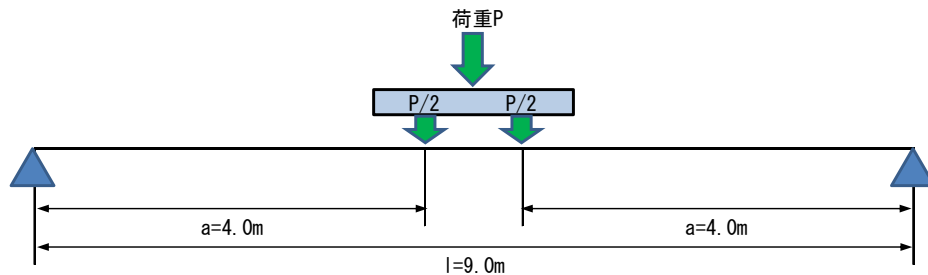


図- 6.1 LS-210 桁の断面形状

6.2 コンクリート弾性係数の比較（載荷試験と材料試験）

コンクリート弾性係数の比較は、載荷試験の弾性係数と、材料試験の弾性係数との比較を行った。載荷試験の弾性係数は、載荷荷重と桁中央における最大たわみ量との関係、図-6.2に示す単純2点載荷試験の等曲げ区間における最大たわみ公式により、使用条件下とひび割れ発生時について算定した。使用条件下の弾性係数は、載荷荷重約20kNまでの繰返し載荷における荷重とたわみ量の結果から求めた弾性係数の平均値とした。



$$\text{最大たわみ公式： } y = \frac{P/2 \cdot a}{24EI} (3l^2 - 3a^2) \text{ より、弾性係数： } E = \frac{P/2 \cdot a}{24I \cdot y} (3l^2 - 3a^2)$$

図- 6.2 載荷試験における弾性係数の算定

表- 6.1 に載荷試験と材料試験の弾性係数を、図- 6.3 にコンクリート強度と弾性係数の関係を示す。コンクリート強度は材料試験値とする。

載荷試験の弾性係数は、材料試験の弾性係数に対して、使用条件下で2割程度、ひび割れ発生時で1割程度大きく、使用条件下においては設計条件の弾性係数よりも大きい結果が得られた。

表- 6.1 載荷試験と材料試験の弾性係数

	G6桁	G3桁	平均	
載荷試験（使用条件下）の弾性係数	kN/mm ²	43.320	43.280	43.300
載荷試験（使用条件下）/材料試験		1.22	1.24	1.23
載荷試験（ひび割れ発生時）の弾性係数	kN/mm ²	38.550	38.360	38.455
載荷試験（ひび割れ発生時）/材料試験		1.09	1.10	1.09
材料試験の弾性係数	kN/mm ²	35.440	34.800	35.120
設計条件（σ _{ck} =50N/mm ² ）の弾性係数	kN/mm ²	40.00	40.00	40.00

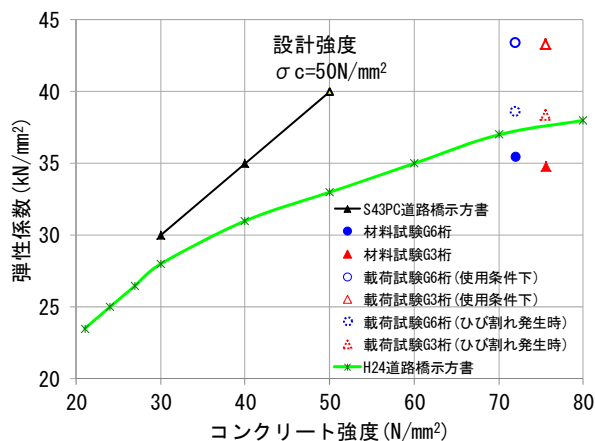


図- 6.3 コンクリート強度と弾性係数

6.3 残存プレストレス力の比較（載荷試験と設計上）

残存プレストレス力の比較は、載荷試験のひび割れ発生荷重「6.3.1」と推定する設計上の残存プレストレス力「6.3.2」から求める設計上のひび割れ発生荷重との比較「6.3.3」により行う。

6.3.1 載荷試験の曲げひび割れ発生荷重

図- 6.4 に示す方法で実施した載荷試験の結果より、曲げひび割れ発生荷重とその時の桁下縁のひずみ、前項で示した載荷試験の弾性係数を用いて算出した曲げひび割れ発生応力を以下に示す。

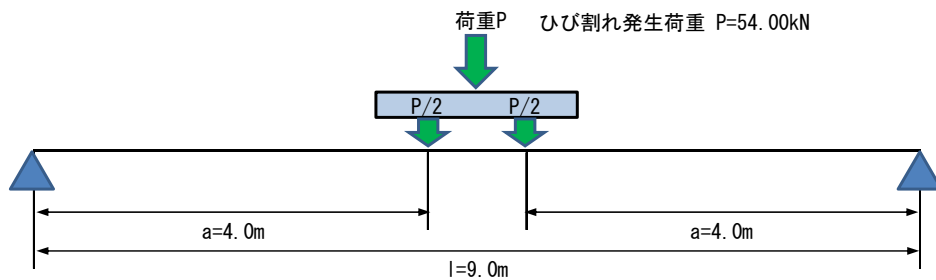


図- 6.4 載荷試験方法（本研究）

		G6桁	G3桁	平均	
ひび割れ発生荷重(載荷試験)	P	54	54	54 kN	
載荷スパン	a	4	4	4 m	
曲げひび割れ発生モーメント	M_c	108	108	108 kNm	(=Pa/2)
コンクリート弾性係数(載荷試験)	E_c	38,550	38,360	38,455 N/mm ²	
桁下縁の曲げひび割れ発生応力	σ_l	17.62	16.49	17.07 N/mm ²	
桁下縁の曲げひび割れ発生ひずみ	ϵ_l	457	430	444 μ	※

桁下縁の曲げひび割れ発生応力

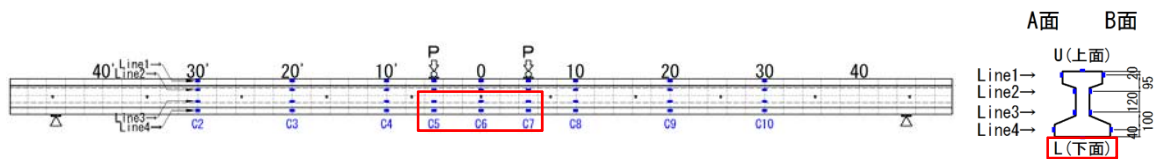
$$\sigma_l = E_c \times \epsilon_l$$

(G6桁) $\sigma_l = 38,550 \times 457 \mu = 17.62 \text{ N/mm}^2$

(G3桁) $\sigma_l = 38,360 \times 430 \mu = 16.49 \text{ N/mm}^2$

(平均) $\sigma_l = 38,455 \times 444 \mu = 17.07 \text{ N/mm}^2$

※等曲げ区間の桁下面に設置した3つのひずみゲージ（C5L, C6L, C7L）の平均値



6.3.2 設計上の残存プレストレスカの推定

設計上の残存プレストレスカは、設計上の有効プレストレスカとし、桁下縁の有効プレストレスカ（桁下縁の曲げひび割れ発生応力とコンクリート引張強度の差）と断面諸元により求める。桁下縁の曲げひび割れ発生応力は、LS-210 桁の曲げひび割れ発生荷重（42.17kN）を図- 6.5 に示す JIS A5319 曲げ強さ試験方法に従い作用させた条件で求める。

以下に、桁下縁の曲げひび割れ発生応力とひずみの算定結果を示す。

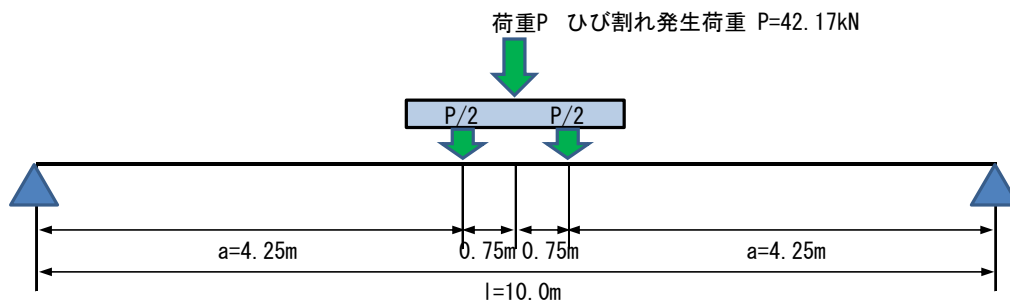


図- 6.5 載荷試験方法（JIS A5319）

ひび割れ発生荷重(4.3tf) (JIS A5319-1963)	P	42.17 kN	
載荷スパン	a	4.25 m	
曲げひび割れ発生モーメント	M_c	89.61 kNm	(=Pa/2)
コンクリート弾性係数	E_c	40,000 N/mm ²	(設計値)
換算断面二次モーメント	I	0.0011 m ⁴	
桁上縁側から中立軸までの距離	y_u	0.2109 m	
桁下縁側から中立軸までの距離	y_l	0.1641 m	
PC鋼材図心の偏心距離	e_p	0.0766 m	
桁下縁の曲げひび割れ発生応力	σ_l	13.37 N/mm ²	
桁下縁の曲げひび割れ発生ひずみ	ε_l	334 μ	

$$\begin{aligned}
 \text{桁下縁の曲げひび割れ発生応力} \quad \sigma_l &= \frac{M_c \times y_l}{I} = \frac{89.61 \times 0.1641}{0.0011} \\
 &= 13368 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 13.37 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{桁下縁の曲げひび割れ発生ひずみ} \quad \varepsilon_l &= \sigma_l / E_c \\
 &= 13.37 / 40,000 \\
 &= 334 \mu
 \end{aligned}$$

以下に、桁下縁の有効プレストレス応力の算定結果を示す。

$$\begin{aligned}
 \text{桁下縁の曲げひび割れ発生応力} & \quad \sigma_l = \frac{M_c \times y_l}{I} \\
 & = 13.37 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{桁下縁の曲げひび割れ発生応力} & \quad \sigma_l = \sigma_{tk} + \sigma_{cp} \\
 \text{コンクリートの曲げ引張強度} & \quad \sigma_{tk} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3} \\
 & = 0.23 \times 50^{2/3} \\
 & = 3.12 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{桁下縁の有効プレストレス力応力} & \quad \sigma_{cp} = \sigma_l - \sigma_{tk} \\
 & = 13.37 - 3.12 \\
 & = 10.25 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

以下に、設計上の有効プレストレス力および、鋼材の有効応力度（残存プレストレス力）の算出結果を示す。鋼材の有効応力度(976 N/mm²)は、設計荷重作用時のPC鋼材(SWPR2N)の許容応力度（1170N/mm²）に対して約8割程度と推定される。

有効プレストレス力

換算断面二次モーメント	I	0.0011	m ⁴
換算断面積	A	0.0664	m ²
桁下縁側から中立軸までの距離	y _l	0.1641	m
PC鋼材図心の偏心距離	e _p	0.0766	m
桁下縁の有効プレストレス力応力	σ _{cp}	10.25 × 10 ³	kN/m ²
有効プレストレス力	P _t		387 kN

$$\begin{aligned}
 \sigma_{cp} &= \frac{P_t}{A} + \frac{P_t \cdot e_p}{I} y_l \\
 P_t &= \sigma_{cp} / \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p \cdot y_l}{I} \right) \\
 &= 10250 / \left(\frac{1}{0.0664} + \frac{0.077 \times 0.164}{0.0011} \right) \\
 &= 387 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

有効応力度

PC鋼材断面積(SWPC2 φ2.9mm-2本より線)	A _p	13.21	mm ²
PC鋼材本数	n	30	本
PC鋼材の引張応力度	σ _{pt}	976	N/mm ²

$$\begin{aligned}
 \sigma_{pt} &= 387 \times 10^3 / (13.21 \times 30) \\
 &= 976 \text{ N/mm}^2 < \text{PC鋼材の設計荷重作用時の許容引張応力度} 1170 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

6.3.3 ひび割れ発生荷重の比較

「6.3.2」で推定した設計上の残存プレストレス力（387kN）と、下記の物性値を用いて推定した設計上の残存プレストレス力におけるひび割れ発生荷重を表- 6.2 に示す。

- ・ 載荷試験におけるひび割れ発生時のコンクリート弾性係数（表- 6.1）
- ・ コンクリート圧縮強度および PC 鋼材の弾性係数（材料試験結果）

設計上の残存プレストレス力から推定したひび割れ発生荷重（G6 桁：約 48kN、G3 桁：約 49kN）に対して、載荷試験で得られたひび割れ発生荷重（約 54kN）は 1 割程度大きい。

表- 6.2 設計上の残存プレストレス力におけるひび割れ発生荷重

			G6桁	G3桁
コンクリート圧縮強度(材料試験)	σ_{ck}	N/mm ²	72.02	75.56
コンクリート弾性係数(載荷試験)	E_c	N/mm ²	38,550	38,360
PC鋼材弾性係数(材料試験)	E_p	N/mm ²	206,000	206,000
弾性係数比	N		5.34	5.37
換算断面二次モーメント	I	m ⁴	0.0011	0.0011
換算断面積	A	m ²	0.0665	0.0665
桁下縁側から中立軸までの距離	y_l	m	0.1639	0.1639
緊張材図心から中立軸までの距離	e_p	m	0.0766	0.0766
残存プレストレス力	P_t	kN	387	387
残存プレストレス応力	σ_{pt}	N/mm ²	976	976
ひび割れ発生荷重	P_{ccal}	kN	48.33	48.77
終局荷重	P_{ucal}	kN	90.67	91.20
桁下縁の有効プレストレス力応力	σ_{cp}	N/mm ²	10.42	10.42
コンクリート引張応力	σ_{tk}	N/mm ²	3.98	4.11
桁下縁のひび割れ発生応力	σ_{cl}	N/mm ²	14.40	14.53
桁下縁のひび割れ発生ひずみ	ε_{lcal}	μ	374	379
載荷試験時のひび割れ発生荷重	P_c	kN	54.00	54.00
載荷試験時の終局荷重	P_u	kN	92.90	96.60
載荷試験時のひび割れ確認ひずみ	ε_l	μ	457	430
ひび割れ発生荷重比 P_c/P_{ccal}			1.12	1.11
終局荷重荷重比 P_u/P_{ucal}			1.02	1.06
ひび割れ発生時の桁下縁ひずみ比 $\varepsilon_l/\varepsilon_{lcal}$			1.22	1.14

次に、ひび割れ発生荷重と残存プレストレス力の関係を図- 6.6 に示す。

推定した設計上の残存プレストレス力に対して、載荷試験におけるひび割れ発生荷重から、冒頭に示した材料特性値を用いて逆算した残存プレストレス力は約2割程度大きく、PC 鋼材の設計荷重作用時の許容引張応力度（ $1170\text{N}/\text{mm}^2$ ）から計算されるプレストレス力（ 463kN ）と同程度となった。これは、ケミカルプレストレス等の影響により増加した可能性が考えられる。

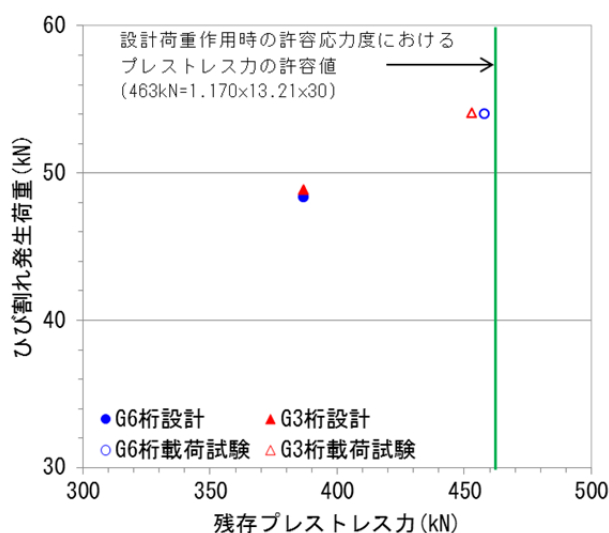


図- 6.6 残存プレストレス力とひび割れ発生荷重の関係

6.4 まとめ

コンクリート弾性係数の比較では、コンクリートの設計基準強度に応じた弾性係数に対して、材料試験から得られたコンクリート弾性係数は1割程度の低下が疑われるが、載荷試験における荷重と変位の関係から求めた弾性係数は1割程度大きな値を示しているため、桁の剛性から求めたコンクリート弾性係数としては、大きな低下が生じていないと考えられる。

残存プレストレス力の比較では、推定した設計上の残存プレストレス力に対して、載荷試験におけるひび割れ発生荷重から逆算した残存プレストレス力は2割程度大きな値を示している。また、橋軸方向のひび割れが少ないG6桁とひび割れが多いG3桁ともに推定した残存プレストレス力は同程度であることから、今回のひび割れ性状の違い程度では、プレストレス力の低下はしていないものと考えられる。

ただし、製作当時の導入プレストレス力や緊張管理等の詳細を確認することが出来なかったため、実施どの程度の有効プレストレス力が作用しているかは不明である。このため、推定した残存プレストレス力において、ASRによるケミカルプレストレスの増加分がどの程度かは未解明であり、今後の研究課題である。

7. おわりに

ひび割れ発生による耐荷性能への影響の把握を目的として、桁下面に橋軸方向のひび割れが少ない桁（G6 桁）と多い桁（G3 桁）2本の撤去桁を活用した曲げ載荷試験による耐荷性能の比較を行った。また、載荷試験後には、桁下面で橋軸方向に発生したひび割れ性状の調査を目的として、解体調査（鋼材目視調査、ひび割れ深さ、中性化深さ調査、暴露試験）、材料試験（鋼材引張試験、採取したコアによる圧縮強度・弾性係数試験）、ASR 調査（促進養生試験、偏光顕微鏡観察）を行った。

曲げ載荷試験からは、以下により、G6 桁および G3 桁に生じた橋軸方向ひび割れ程度の違いでは、桁の耐荷性能に大きな違いをおよぼすほど影響は生じていない。

- ・ 図-7.1 に示す荷重-変位曲線のとおり、ひび割れの少ない G6 桁とひび割れの多い G3 桁のひび割れ発生荷重および終局荷重に大きな違いは認められなかった。
- ・ JIS A5319-1963 における設計上のひび割れ発生荷重(42kN)および曲げ破壊荷重(80kN)に対して、それぞれ2割程度大きい結果となった。

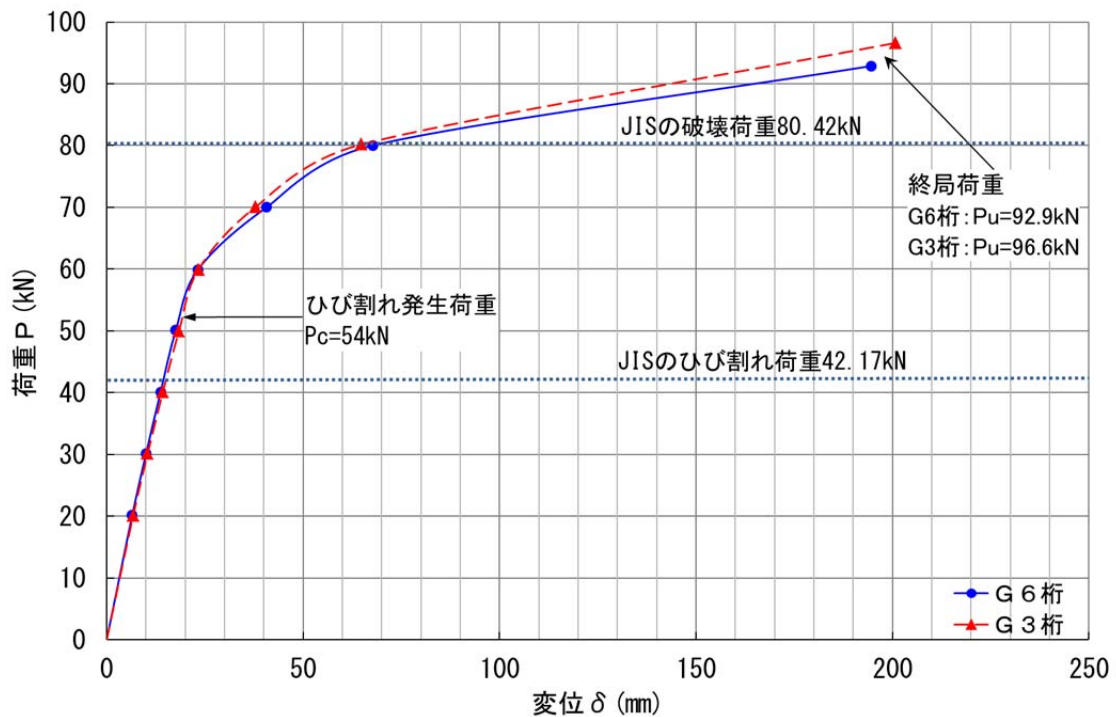


図- 7.1 荷重-変位曲線

ひび割れ深さおよび中性化深さ調査からは、桁下面に生じた橋軸方向ひび割れ深さおよび中性化深さは、最下段の PC 鋼材位置までに達していないことが示された。

鋼材目視調査および鋼材引張試験からは、PC 鋼材の腐食や耐荷性能につながる付着切れや破断等の大きな損傷は認められないこと、鋼材の機械的性質の低下も認められないことが示された。これにより、PC 鋼材は性能低下に至る損傷を生じていないものと考えられる。

採取したコアによる圧縮強度および弾性係数試験からは、設計当時のコンクリート圧縮強度より大きな圧縮強度を有していたが、圧縮強度に対する弾性係数の低下が疑われた。一方で載荷試験における荷重と変位の関係から求めた弾性係数においては、材料試験から

得られた弾性係数よりも1~2割程度大きかった。このことから、桁の剛性から求めたコンクリートの弾性係数としては、大きな低下は生じていないと考えられる。

ASR調査の偏光顕微鏡観察からは、ASRゲルに充填されたひび割れが骨材からセメントペーストに連続することが確認されたことから、ひび割れ発生原因としてはASRによるものと判断した。促進養生試験からは、3つの試験方法の各判定基準に対して、無害または、膨張性無しと判定されたことから、現時点においてASRは収束状態にあると考えられる。

以上より、今回の主桁下面に生じた橋軸方向ひび割れ程度では、ひび割れ性状の違いによる桁の耐荷性能に大きな違いが生じなかったと考えられる。

ただし、今回の撤去桁と同様な橋梁を維持管理する上では、桁下面に生じたひび割れ箇所において、ひび割れを包括する程度の中性化の進行が見られたことから、ひび割れからの劣化因子の侵入による鋼材腐食に対して配慮が必要と考えられる。

謝 辞

本研究を実施するにあたり、試験体として撤去桁をご提供頂きました国土交通省北陸地方整備局の関係各位およびASRに関するご助言を頂きました金沢大学の鳥居和之教授に深く感謝申し上げます。

参考文献および参考資料

- 1) 関真一郎、木村嘉富、花井拓、中島道浩：軸方向ひび割れの発生したプレストレストコンクリート橋の調査（その1）、土木学会、第67回年次学術講演会概要集、V-054, 2012.9
- 2) 中島道浩、木村嘉富、花井拓、富岡昭浩：軸方向ひび割れの発生したプレストレストコンクリート橋の調査（その2）、土木学会、第67回年次学術講演会概要集、V-055, 2012.9
- 3) 小林一輔・森弥広・野村謙二：圧縮荷試験によるアルカリ骨材反応の診断方法、土木学会、土木学会論文集、No. 460/V-18, pp. 151-154, 1993.2
- 4) 北園英明・井上浩・西尾浩志・添田政司：アルカリ骨材反応により被害を受けたプレテンションホロー桁の力学的特性、日本コンクリート工学会、コンクリート工学年次論文集、Vol. 21, No. 3, pp. 1129-1134, 1999
- 5) 愛敬圭二：ASRを生じたPC橋の健全度評価と考察：日本コンクリート工学会、コンクリート工学、Vol. 45, No. 8, pp. 79-83, 2007.8
- 6) 富山潤・山田一夫・金田一男・伊良波繁雄・大城武：ASR劣化したプレテンションPC桁の岩石学的検討に基づくASR診断および耐荷性能の評価、土木学会、土木学会論文集E2, Vol. 67, No. 4, pp. 578-595, 2011
- 7) 小林和夫・井上晋・山崎鷹生・中野錦一：アルカリ骨材反応を受けたPCはり部材の耐荷性状に関する研究、日本コンクリート工学会、コンクリート工学年次論文報告集、9-1, pp. 615-620, 1987
- 8) 小野里みどり・小林俊秋・小川彰一・松林裕二：アルカリ骨材反応により劣化を生じたプレストレストコンクリート部材の耐荷特性、プレストレストコンクリート工学会、第15回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp. 97-100, 2006.10
- 9) 養田理希・古川柳太郎・尾花祥隆・鳥居和之：ASRによる劣化を生じたPC梁部材の耐荷力特性、日本コンクリート工学会、コンクリート工学年次論文集、Vol. 29, No. 1, pp. 1305-1310, 2007
- 10) 大代武志・平野貴宣・鳥居和之：富山県の反応性骨材とASR劣化構造物の特徴、日本コンクリート工学会、コンクリート工学年次論文集、Vol. 29, No. 1, pp. 1251-1256, 2007
- 11) JIS A5319-1963：軽荷重スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書（昭和43年プレストレストコンクリート、平成24年）
- 13) 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書【設計編】
- 14) 青柳聖・木村嘉富・和田圭仙・花井拓：橋軸方向ひび割れが生じたプレストレストコンクリート撤去桁の荷重試験、プレストレストコンクリート工学会、第22回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp. 349-352, 2013.10
- 15) 木村嘉富・和田圭仙・青柳聖：橋軸方向ひび割れが生じたPC撤去桁の荷重試験、橋梁と基礎、Vol. 48, No. 2, pp. 57-60, 2014.2

CAESAR メンテナンス技術交流会 非破壊技術等を用いた調査結果

中川橋側道橋の曲げ載荷試験

CAESAR メンテナンス技術交流会の活動の一環として、実橋における非破壊検査技術等を用いて調査した結果を以下に示す。

目 次

1. 調査目的	1
2. 調査概要	1
2.1 調査項目一覧	1
3. 対象橋梁の概要	1
4. 振動計測の概要	2
4.1 振動計測の目的	2
4.2 振動計測の概念	2
4.3 加速度計を用いた振動計測（日本航空電子工業株式会社）	3
4.4 速度計を用いた振動計測（愛媛大学）	4
5. ひび割れ測定の概要	5
5.1 Kuraves-Actis を用いたひび割れ測定（株式会社保全工学研究所）	5
6. 現有作用応力測定の概要	6
6.1 光学的全視野計測装置を用いた現有作用応力測定（長崎大学・佐賀大学）	6

調 査 報 告 書

- MEMS 型加速度計による振動計測（日本航空電子工業株式会社）
- 載荷履歴を受ける桁の固有振動数の変化（愛媛大学）
- Kuraves-Actis を用いた載荷サイクル毎のひび割れ測定
（株式会社保全工学研究所）
- カメラタイプ光学的全視野計測装置を用いた応力解放法による
プレテンションPC桁の現有作用応力測定（長崎大学・佐賀大学）

1. 調査目的

劣化ひび割れを生じた既設橋梁の性能（変形性状、耐荷性能）を評価するにあたっては、そのひび割れが発生した要因・発生状況、性能への影響を考慮し、ひび割れの生じているコンクリート部材の性能評価に反映しなくてはならない。

本調査は、ひび割れの状態（長さ、幅）およびひび割れの影響（開きの有無）を詳細に調査することで、ひび割れを生じた既設橋梁の性能評価の基礎資料とすることを目的として行った。併せて、ひび割れ調査方法として実施した非破壊検査の適用性を検討した。

2. 調査概要

2.1 調査項目一覧

表 2-1 に対象橋梁において実施した調査項目一覧を示す。

表 2-1 調査項目一覧

調査項目		実施者	G6桁 (No. 1桁) 2012. 11. 13	G3桁 (No. 2桁) 2012. 11. 20
振動計測	加速度計	日本航空電子工業株式会社	○	○
	速度計	愛媛大学	○	○
ひび割れ測定	Kuraves-Actics	株式会社保全工学研究所	○	○
現有作用応力測定	応力解放法	長崎大学・佐賀大学	○※	○※

※載荷試験終了後の供試体で実施

3. 対象橋梁の概要

中川橋側道橋の橋梁概要を表 3-1 に示す。

表 3-1 中川橋側道橋の橋梁概要

橋 梁 名	中川橋側道橋
路 線 名	国道 8 号 (富山県高岡市内)
管 理 者	国土交通省北陸地方整備局
橋 梁 形 式	3径間単純プレテンション方式PC床版橋
橋長 (桁長)	33.54m (9.97+9.97+13.5m)
竣 工 年	昭和52年 (竣工後33年経過)
適 用 基 準	JIS A5319-1963 (竣工図面より)
撤 去 理 由	国道拡幅事業に伴い平成23年1月撤去

4. 振動計測の概要

4.1 振動計測の目的

構造物の耐荷力評価手法として考えられる手法のうち、非破壊かつ比較的簡易な手法である振動計測の適用性の検討を目的として、実際にひび割れが発生した橋梁の撤去桁を対象に、振動計測を行った。主な確認項目は、ひび割れによる剛性低下、振動モードへの影響である。

4.2 振動計測の概念

一般的に、固有振動数 ω_n は以下の式で表されるため、ひび割れが貫通している場合、断面 2 次モーメントが低下することで、振動数への影響が考えられる。また、高次の振動モードに変化が現れる可能性もあるため、振動モードにも着目した試験を行う。

$$\omega_n = 2\pi f_n = \lambda_n^2 \sqrt{\frac{EI}{mL^4}} = \lambda_n^2 \sqrt{\frac{Elg}{wAL^4}}$$

ここで、弾性係数 : E (N/m²)、断面 2 次モーメント : I (m⁴)、断面積 : A (m²)、単位重量 : w (N/m³)

重力加速度 : g (m/s²)、単位長さ当りの質量 : m (N・s²/m²)、スパン : L (m)

固有振動数 : f_n (1/s (Hz))、固有角振動数 : ω_n (rad/s)、波長 : λ_n (m)



図 4-1 ひび割れが入ったことによる剛性低下の概念図

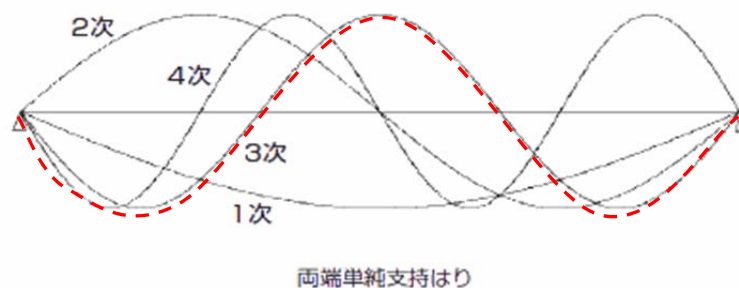


図 4-2 振動モード図

4.3 加速度計を用いた振動計測（日本航空電子工業株式会社）

4.3.1 加振方法

加振方法は、プラスチックハンマーによる打撃（写真 4-1）とした。



写真 4-1 プラスチックハンマーによる加振状況

4.3.2 計測機器

振動計測には、MEMS 型加速度計 JA-M（写真 4-2）を用いた。JA-40M は $5\mu\text{g}$ の振動を計測することができ、DC から 300Hz までの帯域を測定可能である。

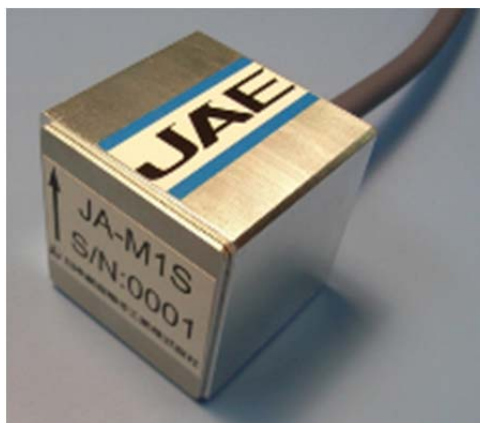


写真 4-2 MEMS 型加速度計 JA-M

4.4 速度計を用いた振動計測（愛媛大学）

4.4.1 加振方法

加振方法は、ハンマーによる打撃（写真 4-3）とした。



写真 4-3 ハンマーによる加振状況

4.4.2 計測機器

振動計測には、振動計（ANET 社製の GEODAQS1-2S-3DCF）（写真 4-4）を用いた。

この振動計は、4.5 Hz の固有振動数の振り子をコンデンサーシャントにより 0.5～18 Hz（両端で-3dB のゲイン低下）を測定範囲とする動コイル型の速度計であり、水平 2 成分と鉛直 1 成分を内蔵しており、GPS アンテナを接続することで位置・時刻を同時に記録するとともに時刻校正を自動で行うものである。感度は 1 V/cm/s であり、24bit の AD 変換を $\Delta\Sigma$ 方式で行う。



写真 4-4 振動計 (ANET 社製 GEODAQS1-2S-3DCF)

5. ひび割れ測定の概要

5.1 Kuraves-Actis を用いたひび割れ測定（株式会社保全工学研究所）

5.1.1 目的

ひび割れの発生状況が異なる 2 つの供試体について、载荷耐力や劣化程度の差を確認することを目的とし、デジタルカメラで撮影を行った画像から、供試体に生じるひび割れの長さ、幅等を抽出し、数値的に解析を行った。

5.1.2 測定方法

撮影した画像を白～黒の 256 色（グレー階調）に変換しひび割れの幅や長さを抽出する方法で解析を行った。写真 5-1 に撮影状況、図 5-1 に解析画像を示す。



写真 5-1 画像撮影状況

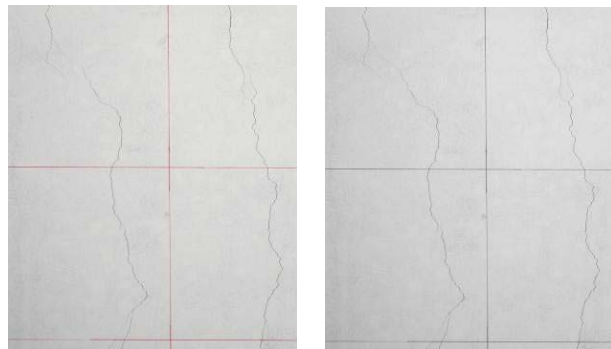


図 5-1 解析画像（左から現画像、グレー画像）

6. 現有作用応力測定の概要

6.1 光学的全視野計測装置を用いた現有作用応力測定（長崎大学・佐賀大学）

6.1.1 目的

非接触式変位・ひずみ計測の検証を目的とし、光学的計測手法の一つであるデジタル画像相関法（以下、DICM(Digital Image Correlation Method)）を用いた非接触式変位・ひずみ計測を行った。

6.1.2 CCD カメラによる全視野ひずみ計測

光学的全視野計測法を用いて、コンクリート表面の変位とひずみ分布およびひび割れの挙動を計測した。計測システムは、デジタル画像相関法（DICM(Digital Image Correlation Method)）を用いたマルチロゼット解析法を適用した。計測装置（写真 5-1）は CCD カメラ×2 台、三脚、ノート PC など構成されている。計測時には、コンクリート表面に画像解析用の白黒模様をスプレーで塗布した。

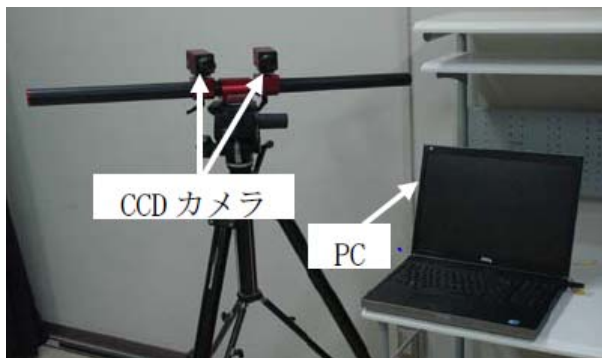


写真 6-1 計測装置

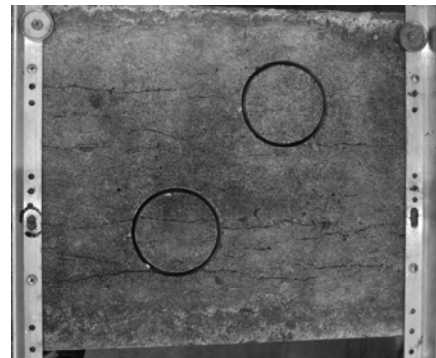


図 6-1 計測画像

次頁にそれぞれの調査結果の報告書を示す。

CAESAR メンテナンス技術交流会による計測結果

中川橋側道橋の曲げ載荷試験
MEMS 型加速度計による振動計測

報 告 書

日本航空電子工業株式会社

目 次

1. 計測概要	1
1.1 計測目的	1
1.2 計測装置	1
1.3 計測方法	2
2. 計測結果 (G6 桁)	3
2.1 試験前後の卓越振動数の変化	3
2.2 試験開始前の振動スペクトル	5
2.3 1st サイクル後 (20kN) のスペクトル	6
2.4 2nd サイクル後 (30kN) のスペクトル	7
2.5 3rd サイクル後 (40kN) のスペクトル	8
2.6 4th サイクル後 (50kN) のスペクトル	9
2.7 5th サイクル後 (60kN) のスペクトル	10
2.8 6th サイクル後 (70kN) のスペクトル	11
2.9 7th サイクル後 (80kN) のスペクトル	12
2.10 8th サイクル後 (90kN) のスペクトル	13
2.11 9th サイクル後 (50kN 再載荷) のスペクトル	14
3. 計測結果 (G3 桁)	15
3.1 試験前後の卓越振動数の変化	15
3.2 試験開始前の振動スペクトル	17
3.3 試験前後の卓越振動数の変化	19
3.4 2nd サイクル後 (30kN) のスペクトル	21
3.5 3rd サイクル後 (40kN) のスペクトル	23
3.6 4th サイクル後 (50kN) のスペクトル	25
3.7 5th サイクル後 (60kN) のスペクトル	27
3.8 6th サイクル後 (70kN) のスペクトル	29
3.9 7th サイクル後 (80kN) のスペクトル	31
4. まとめ	33

1. 計測概要

1.1 計測目的

鋼橋やRC桁では損傷レベルと振動特性変化に関する体系的な検討がなされているが、PC桁では個別に評価した事例はあるものの、体系的な検討ではないため不十分である。そこで、振動測定によりどの程度の損傷レベルを捉えることができるのかを検討するため、力学的損傷が部材全体に及んでいる撤去桁の曲げ載荷試験と並行して振動計測を実施した。

対象とする撤去桁は、単純PCプレテン床版橋（3連）である中川橋側道橋のG6桁（橋軸方向ひびわれ少ない）とG3桁（橋軸方向ひびわれ多い）の2体である。

1.2 計測装置

振動計測に用いた計測システムを図1に示す。加速度計を計測ボックスに接続してデータをパソコンに取り込み、LabViewのFFT解析モジュールで振動スペクトルを表示するシステムである。計測ボックスには、DCの変動を無視するために45mHzのハイパスフィルタのほか、加速度計に単3乾電池8本を使って電源を供給する電源回路が内蔵されている。加速度計にはMEMS型加速度計JA-M（図2）を用いた。JA-Mは $5\mu g$ の振動を計測ことができ、DCから300Hzまでの帯域を測定可能である。加速度計は橋桁の1/8点間隔で7台配置しており（図3）、橋桁とは両面テープで固定した。



図1 振動計測システム

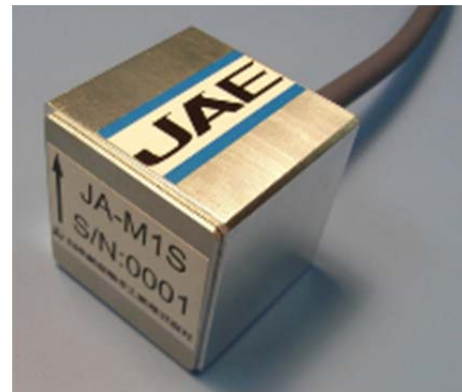


図2 MEMS型加速度計JA-M

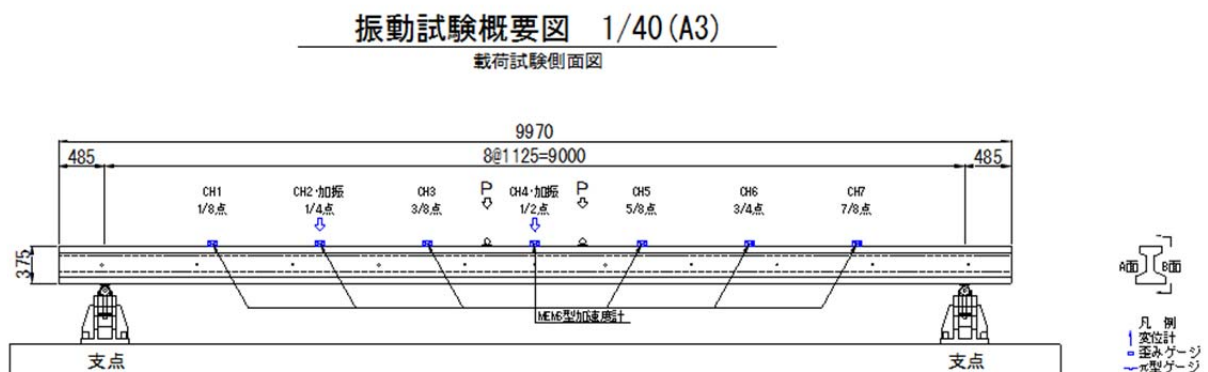


図3 加速度計設置位置

1.3 計測方法

載荷試験の各サイクル前後でプラスチックハンマーによる打撃による振動試験を行い橋桁の共振周波数を観測した（図4, 5）。計測はG6桁、G3桁の2桁に対して実施した。



図4 プラスチックハンマーによる打撃



図5 振動計測状況

2. 計測結果 (G6 桁)

2.1 試験前後の卓越振動数の変化

プラスチックハンマー打撃時による 1 次モード、2 次モードの卓越振動数の変化を表 1、2 にまとめた。表の前後比とは、各載荷サイクルと載荷前との卓越振動数の比率（以下、卓越振動数の変化率）である。図 6 は、卓越振動数の変化率を表したグラフである。

1 次モード、2 次モードともに 20kN から振動数の低下が見られた。また、40～70kN では変化が見られなかったが 80kN から 90kN で大きな低下が見られた。50kN を再載荷した前後では 1 次モードの振動数が上昇した。

8th サイクル (90kN 載荷時) の振動数の変化率は、一次モードで約 13%、二次モードで約 5%であった。

表 1 1 次モードの卓越振動数の変化

(Hz)

	CH2	CH3	CH4	CH5	CH6	AVR	前後比
載荷前	12.00	12.00	12.00	11.95	12.00	11.99	100.0%
20kN	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95	99.7%
30kN	11.70	11.70	11.70	11.70	11.70	11.70	97.6%
40kN	11.65	11.65	11.70	11.65	11.65	11.66	97.2%
50kN	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	97.2%
60kN	11.65	11.65	11.70	11.65	11.65	11.66	97.2%
70kN	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	97.2%
80kN	11.60	11.60	11.60	11.60	11.60	11.60	96.7%
90kN	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	87.2%
再50kN	10.60	10.60	10.55	10.60	10.60	10.59	88.3%

表 2 2 次モードの卓越振動数の変化

(Hz)

	CH1	CH2	CH3	CH5	CH6	CH7	AVR	前後比
載荷前	39.60	39.60	39.60	39.60	39.60	39.60	39.60	100.0%
20kN	39.10	39.10	39.10	39.10	39.10	39.10	39.10	98.7%
30kN	39.10	39.10	39.10	39.10	39.10	39.10	39.10	98.7%
40kN	39.00	39.05	39.00	39.00	39.00	39.00	39.01	98.5%
50kN	39.05	39.05	38.90	39.05	39.05	39.05	39.03	98.5%
60kN	38.80	38.80	38.80	38.80	38.80	38.80	38.80	98.0%
70kN	38.95	38.90	38.90	38.90	38.90	38.95	38.92	98.3%
80kN	38.75	38.75	38.75	38.75	38.75	38.75	38.75	97.9%
90kN	37.85	37.80	37.80	37.80	37.80	37.80	37.81	95.5%
再50kN	37.80	37.75	37.75	37.75	37.75	37.90	37.78	95.4%

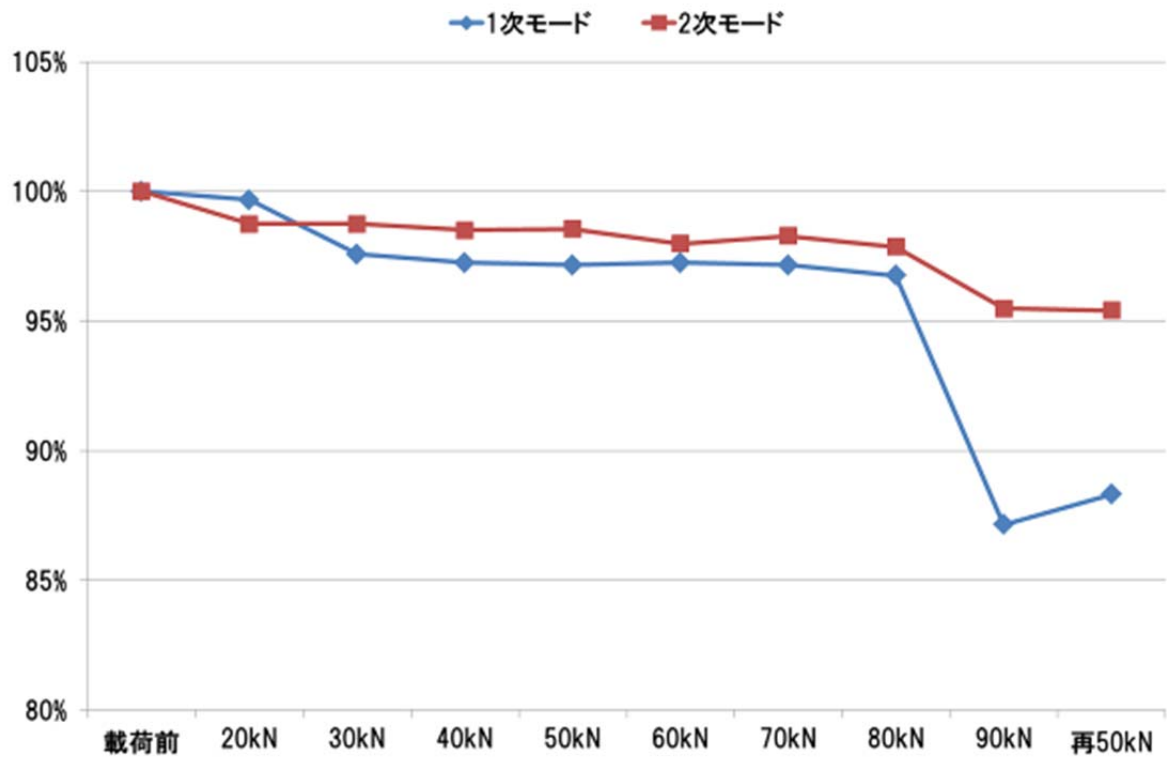


図 6 載荷前を 100%とした卓越振動数の変化率

2.2 試験開始前の振動スペクトル

図 7, 8 は試験開始前（橋桁固定の鎖を緩めた後）にプラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 7 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 8 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。

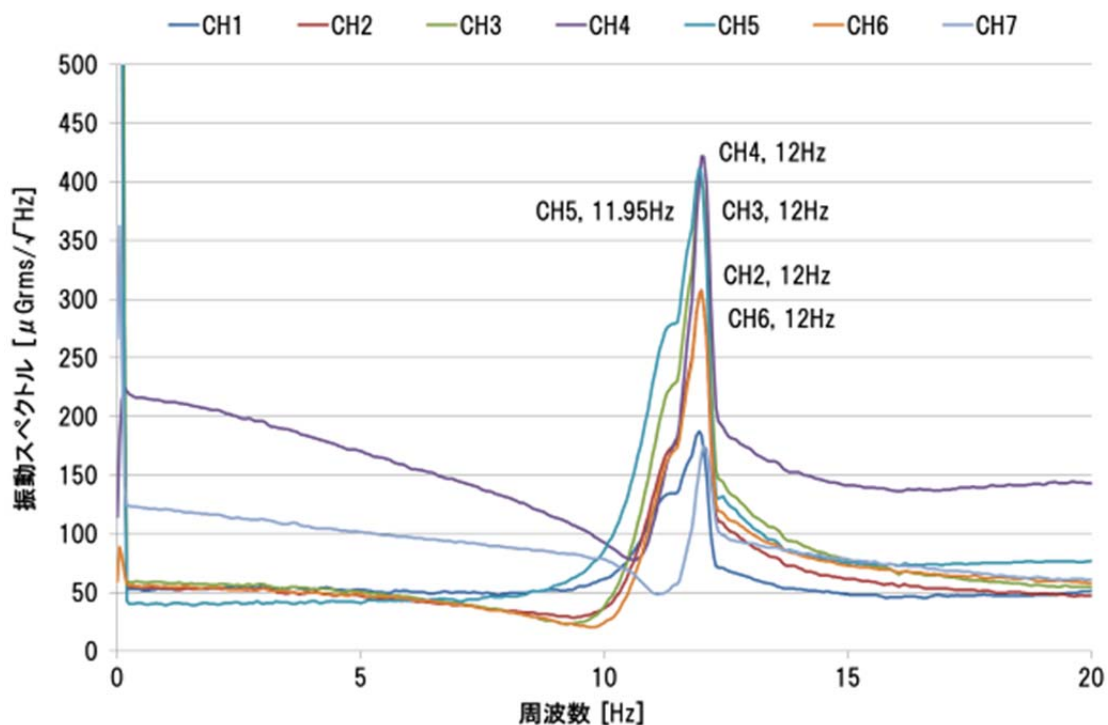


図 7 試験開始前の 1 次モードのスペクトル

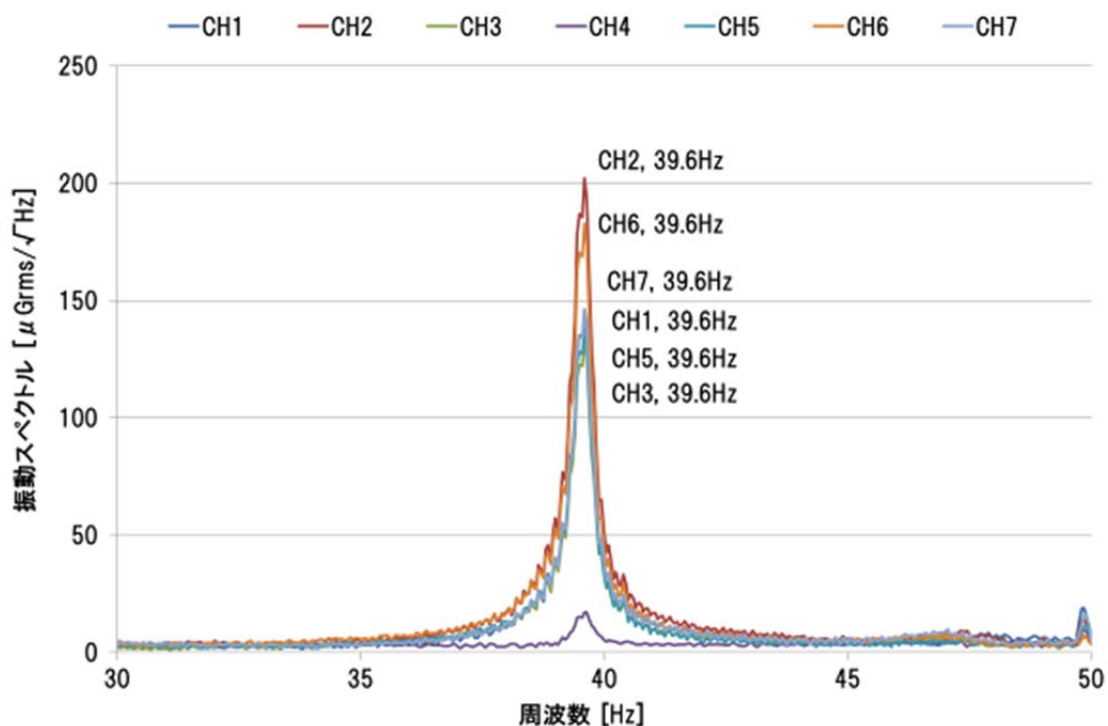


図 8 試験開始前の 2 次モードのスペクトル

2.3 1st サイクル後 (20kN) のスペクトル

図9,10は橋桁に20kNを载荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図9は1/2点を加振して試験したもので、1次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図10は1/4点を加振したもので、2次モード付近を拡大した。

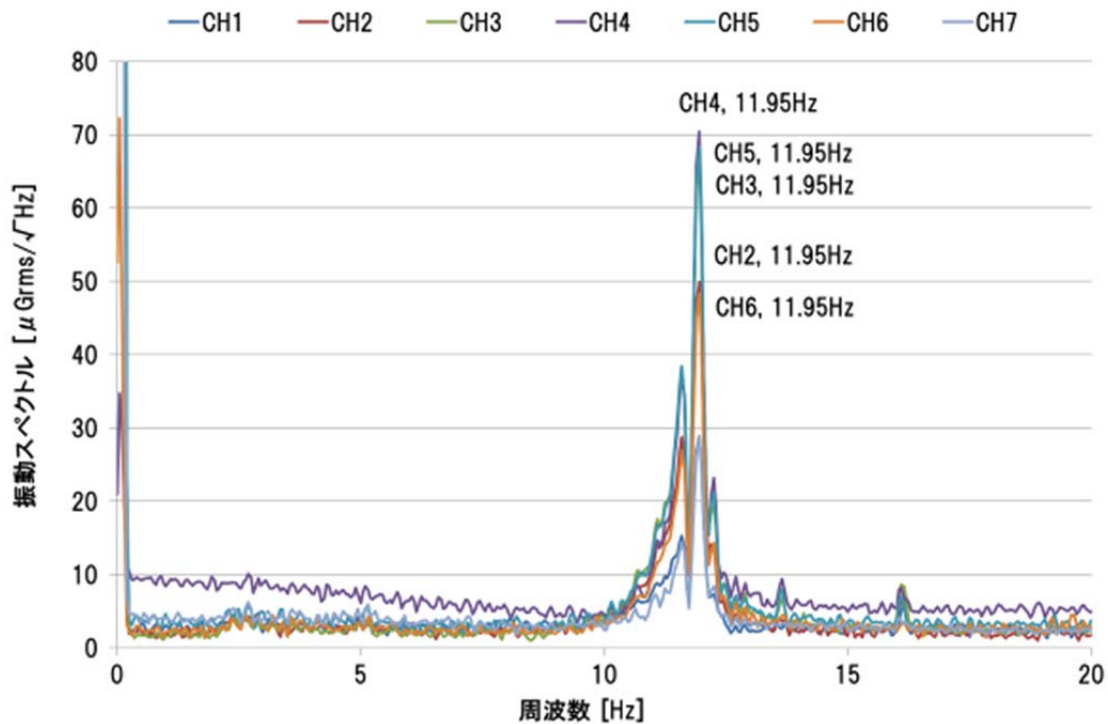


図9 1st サイクル後の1次モードのスペクトル

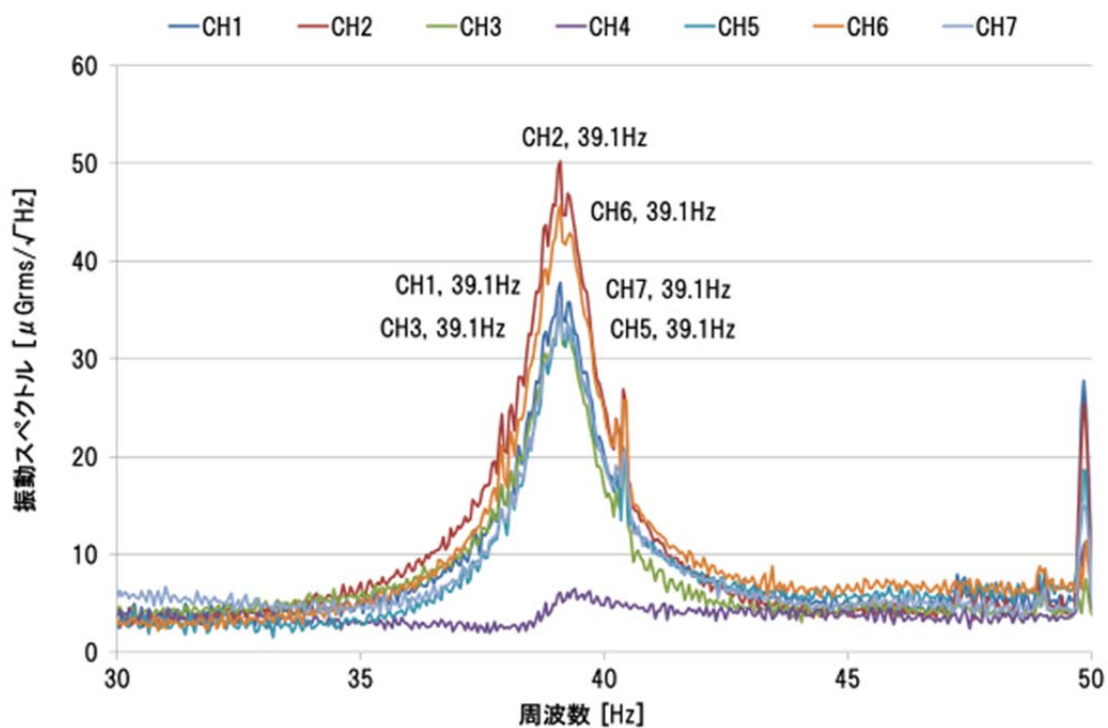


図10 1st サイクル後の2次モードのスペクトル

2.4 2nd サイクル後 (30kN) のスペクトル

図 11, 12 は橋桁に 30kN を載荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 11 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 12 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。

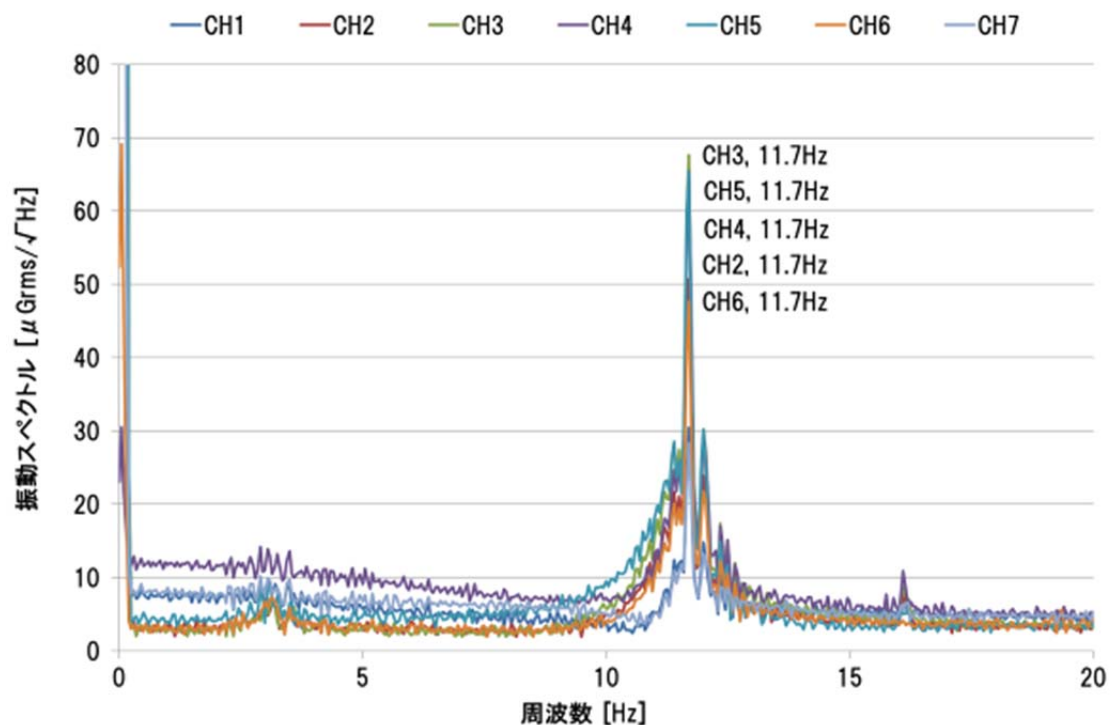


図 11 2nd サイクル後の 1 次モードのスペクトル

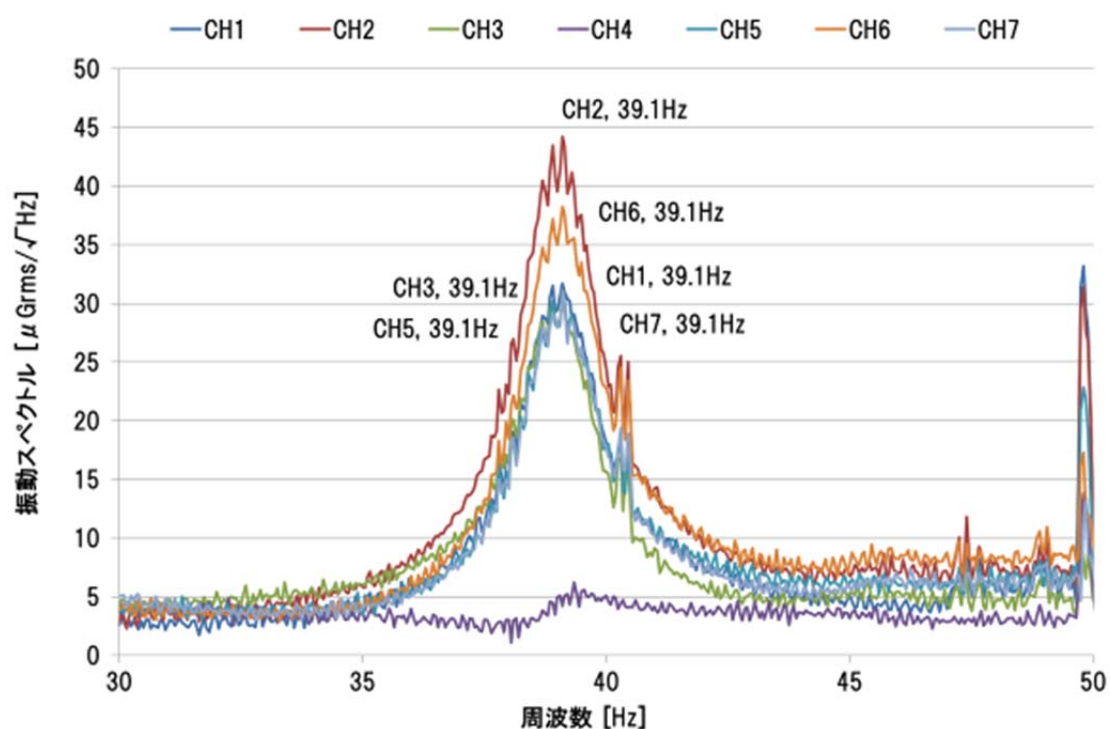


図 12 2nd サイクル後の 2 次モードのスペクトル

2.5 3rd サイクル後 (40kN) のスペクトル

図 13, 14 は橋桁に 40kN を載荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 13 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 14 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。

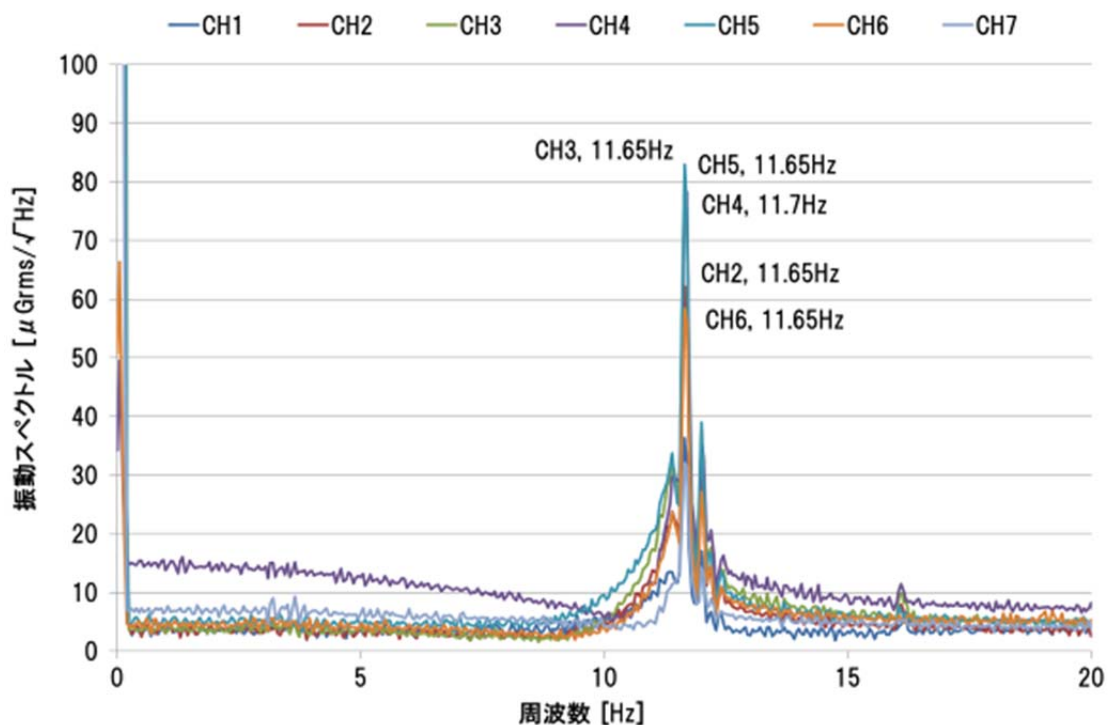


図 13 3rd サイクル後の 1 次モードのスペクトル

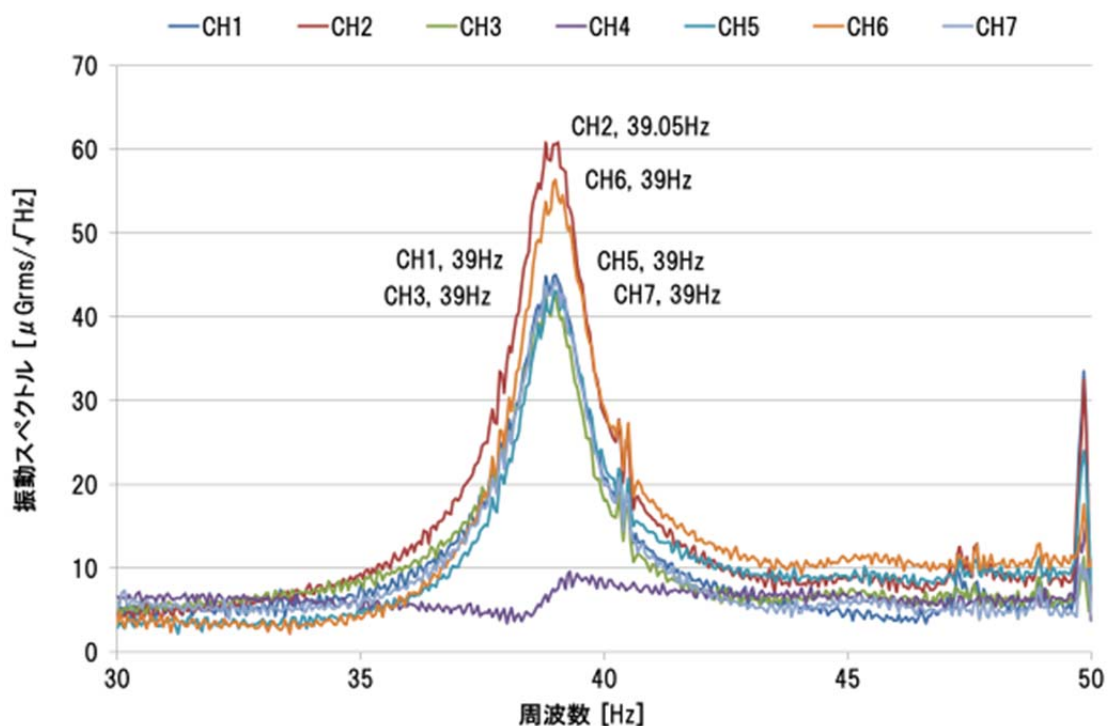


図 14 3rd サイクル後の 2 次モードのスペクトル

2.6 4th サイクル後 (50kN) のスペクトル

図 15, 16 は橋桁に 50kN を载荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 15 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 16 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。

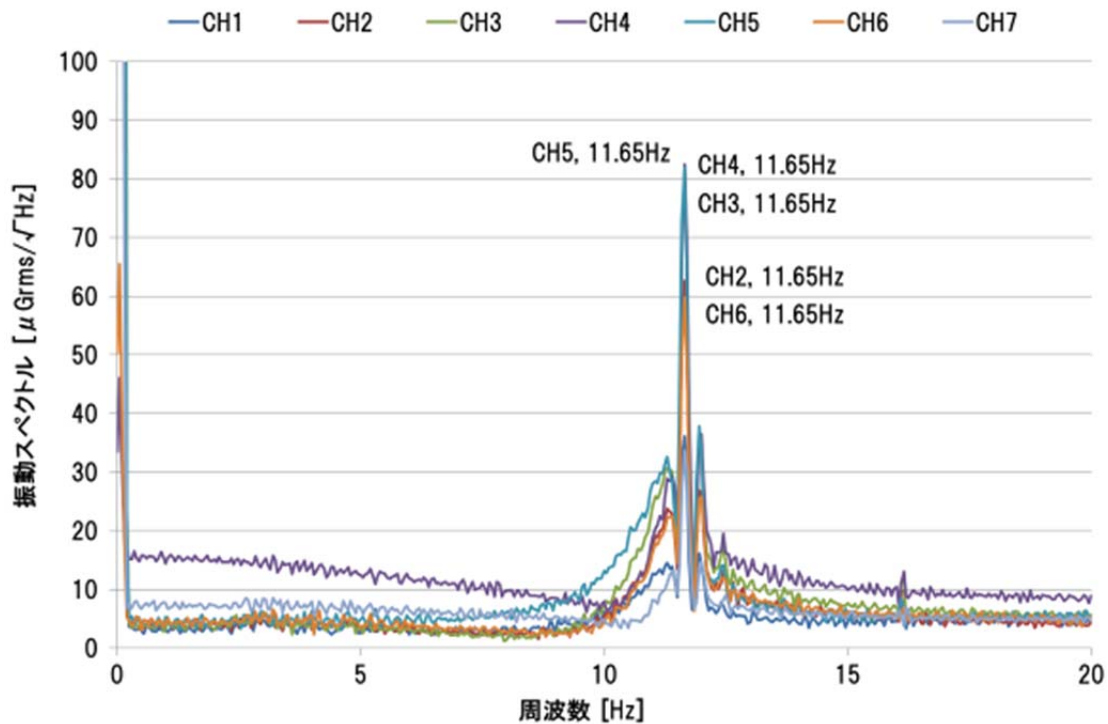


図 15 4th サイクル後の 1 次モードのスペクトル

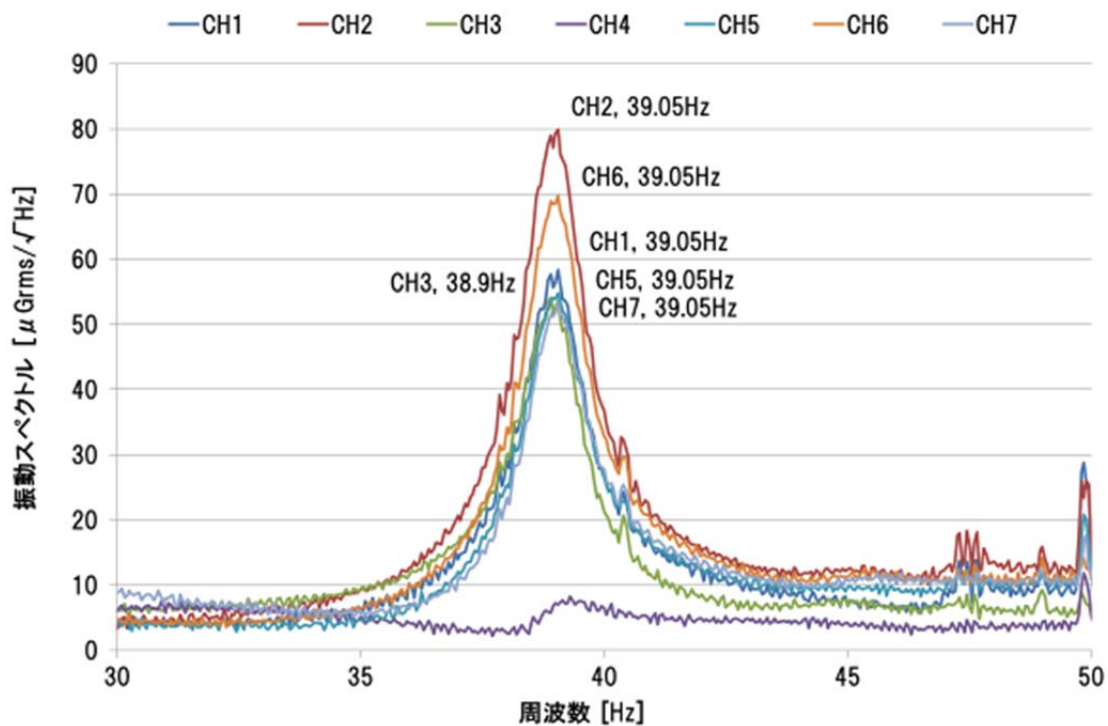


図 16 4th サイクル後の 2 次モードのスペクトル

2.7 5th サイクル後 (60kN) のスペクトル

図 17, 18 は橋桁に 40kN を載荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 17 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 18 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。

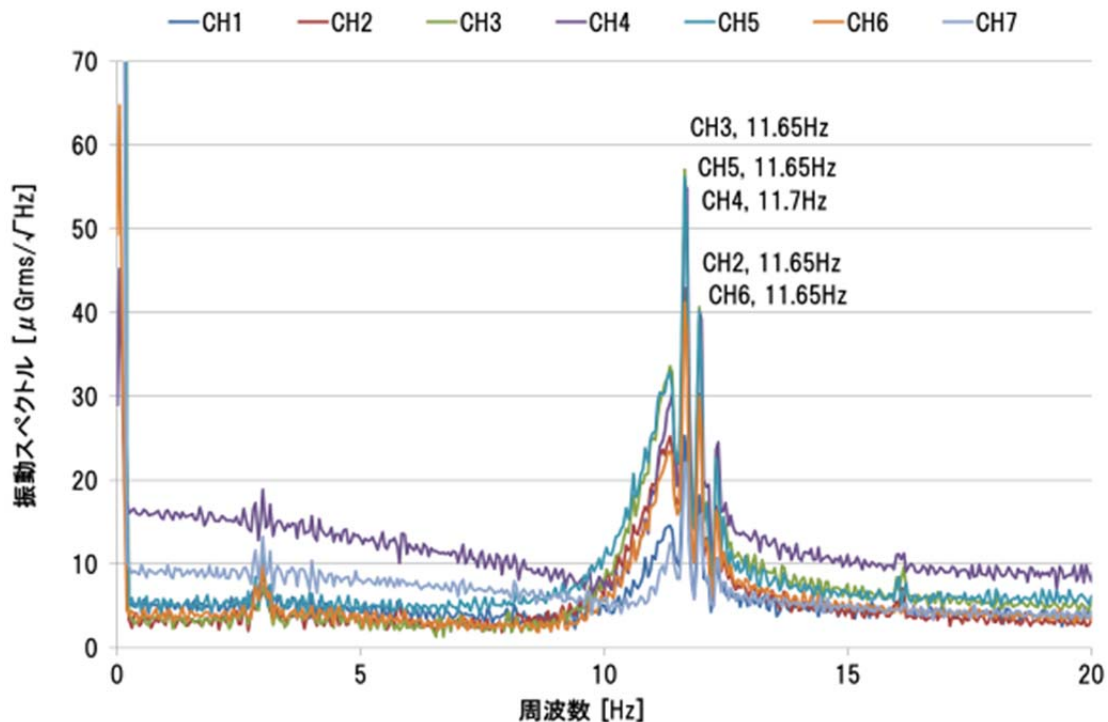


図 17 5th サイクル後の 1 次モードのスペクトル

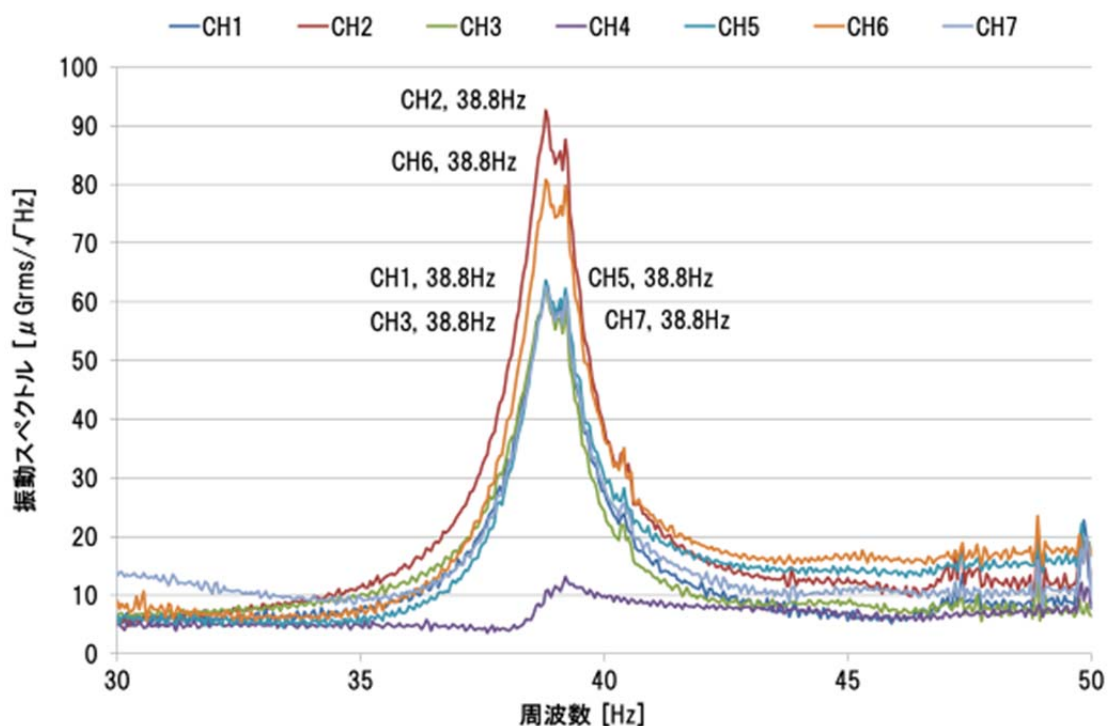


図 18 5th サイクル後の 2 次モードのスペクトル

2.8 6th サイクル後 (70kN) のスペクトル

図 19, 20 は橋桁に 70kN を载荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 19 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 20 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。

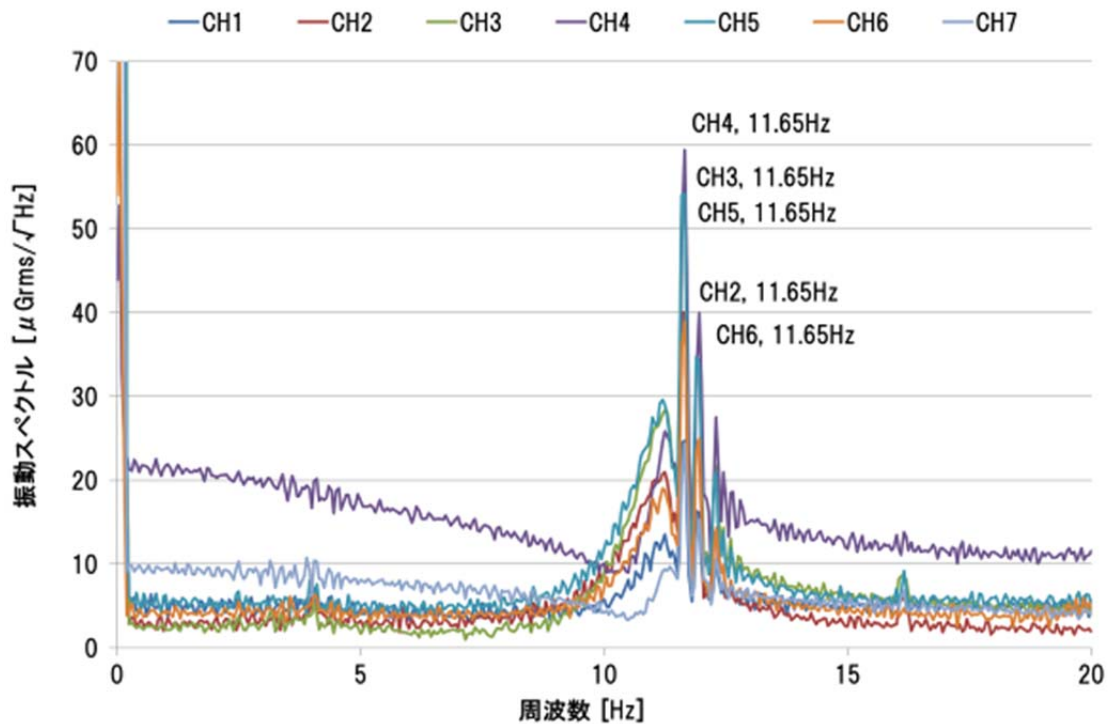


図 19 6th サイクル後の 1 次モードのスペクトル

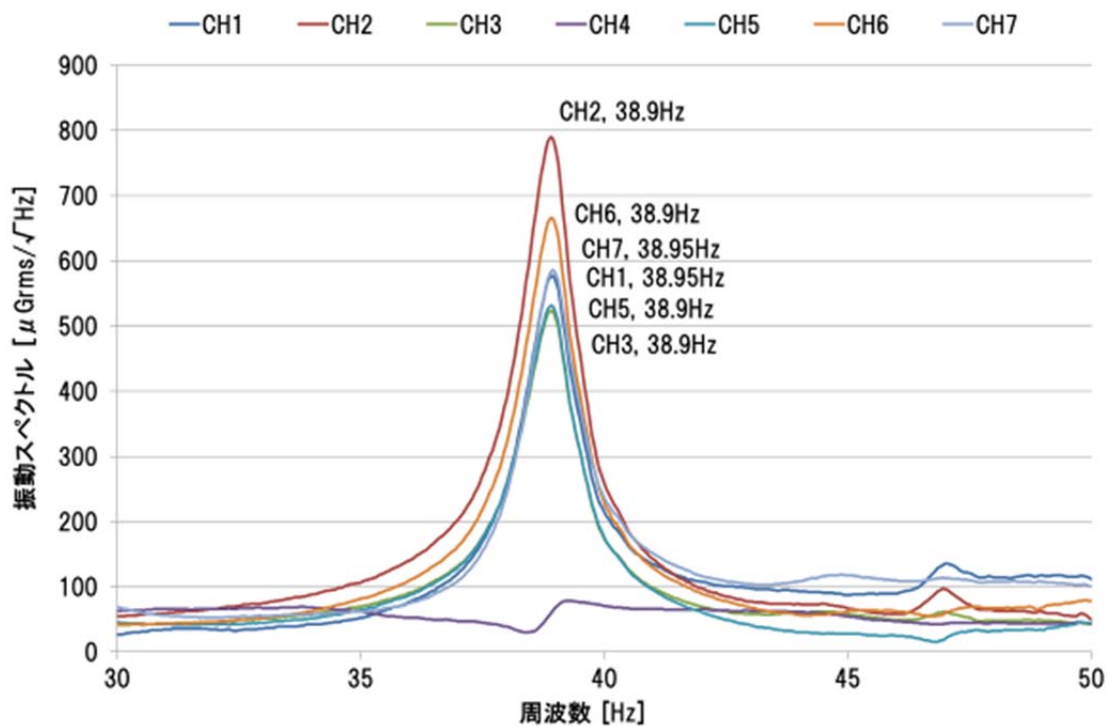


図 20 6th サイクル後の 2 次モードのスペクトル

2.9 7th サイクル後 (80kN) のスペクトル

図 21, 22 は橋桁に 80kN を载荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 21 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 22 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。

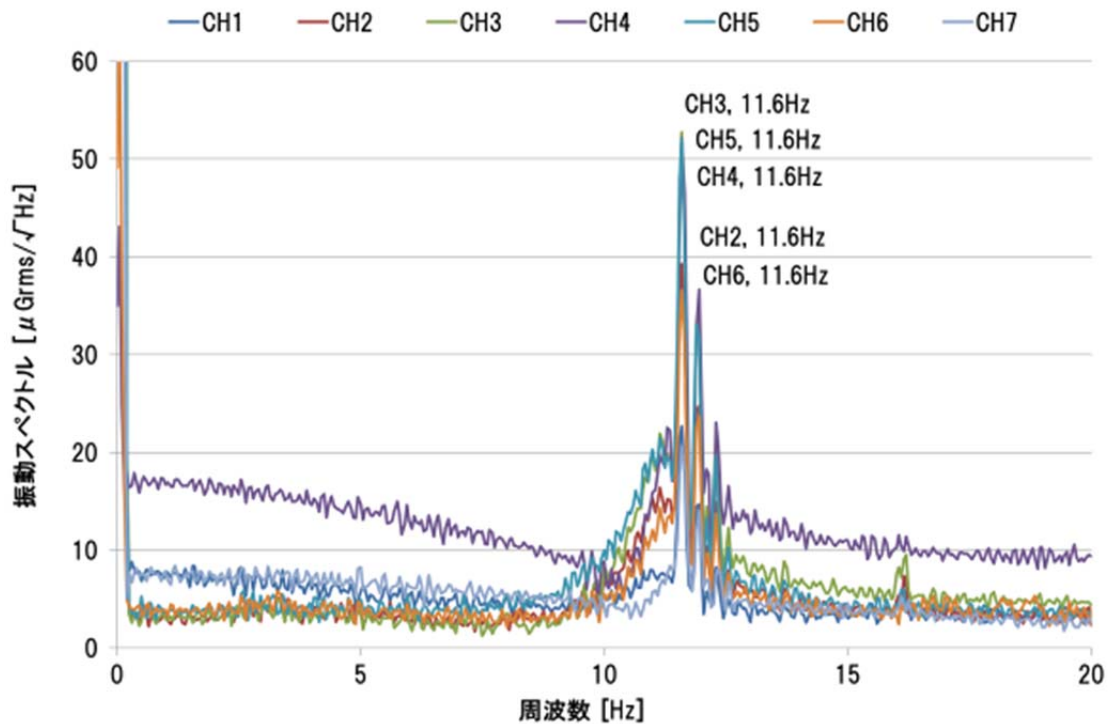


図 21 7th サイクル後の 1 次モードのスペクトル

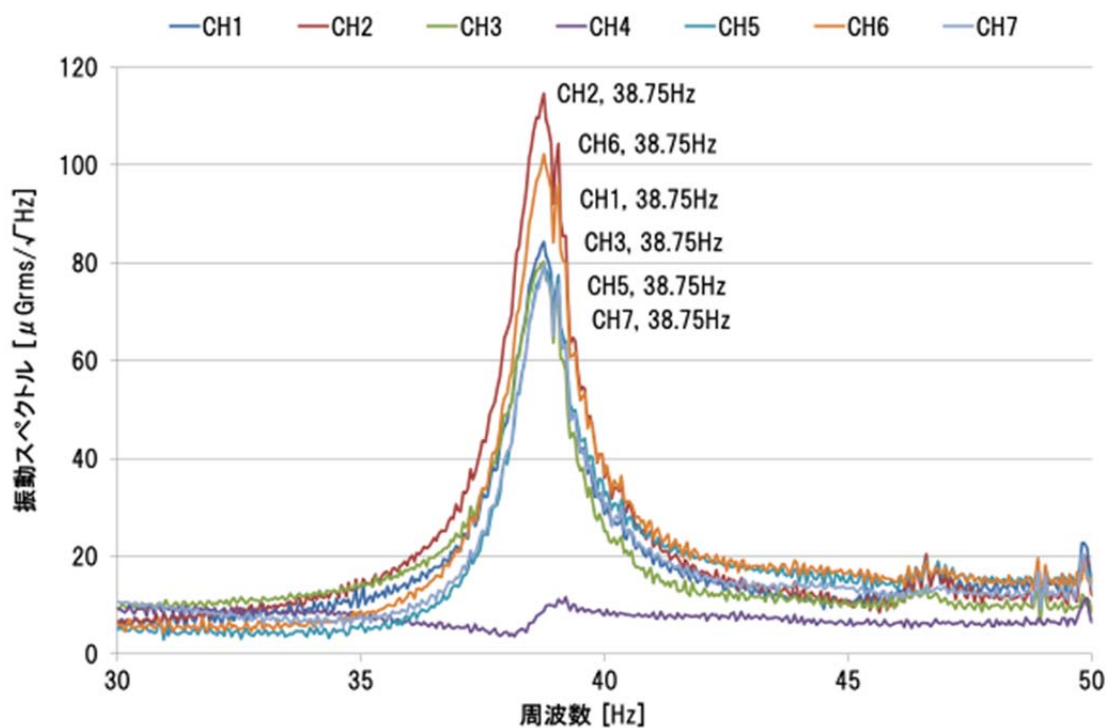


図 22 7th サイクル後の 2 次モードのスペクトル

2.10 8th サイクル後 (90kN) のスペクトル

図 23, 24 は橋桁に 90kN を载荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 23 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 24 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。

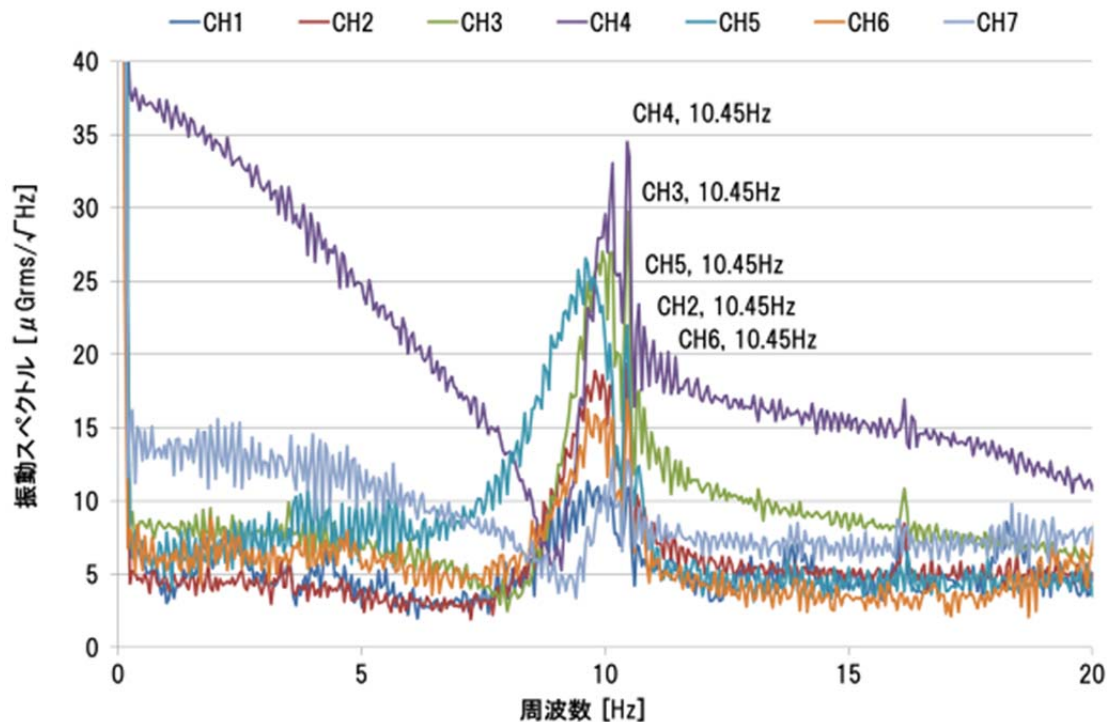


図 23 8th サイクル後の 1 次モードのスペクトル

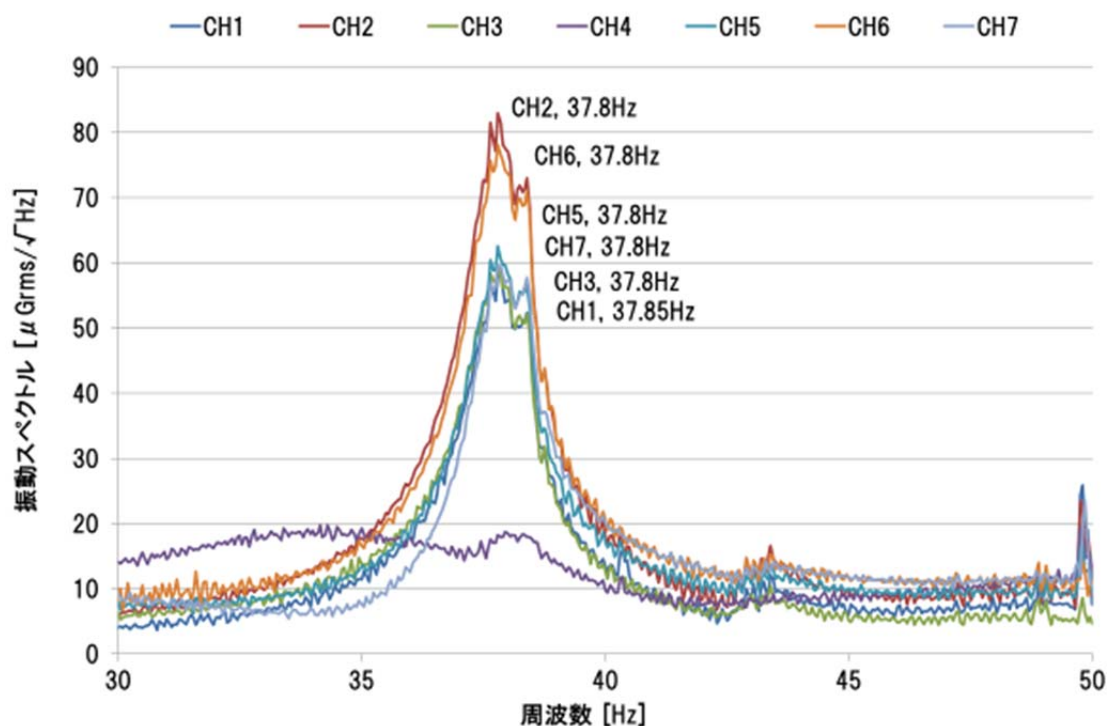


図 24 8th サイクル後の 2 次モードのスペクトル

2.11 9th サイクル後 (50kN 再載荷) のスペクトル

図 25, 26 は橋桁に 50kN を再載荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 25 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 26 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。

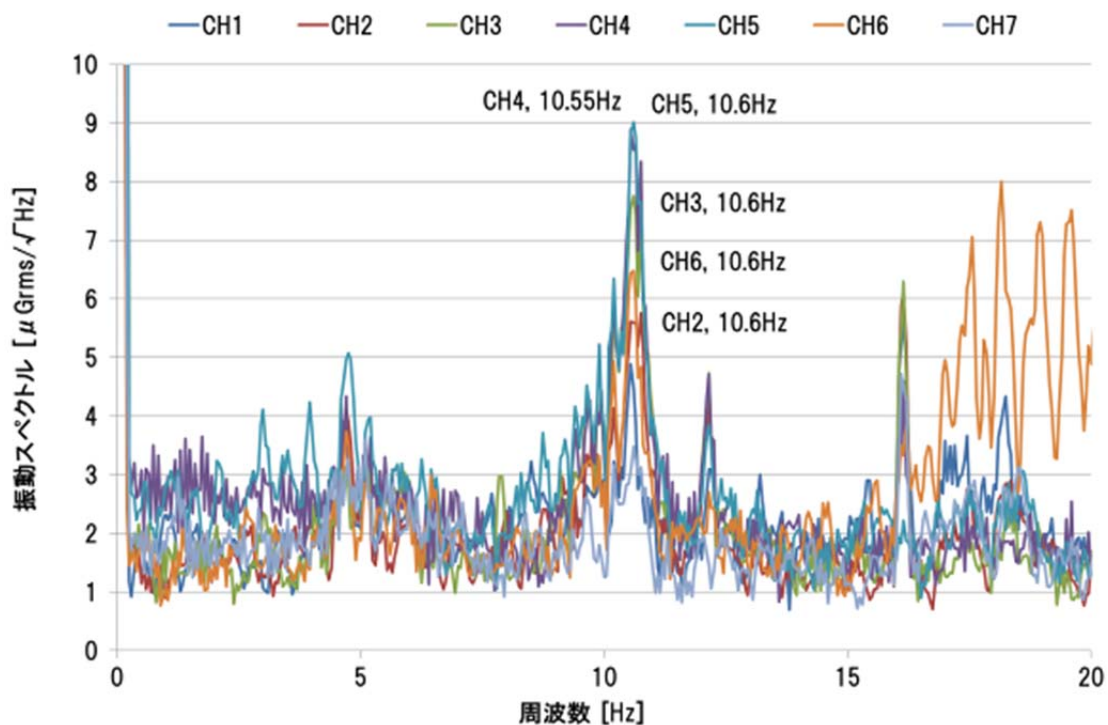


図 25 9th サイクル後の 1 次モードのスペクトル

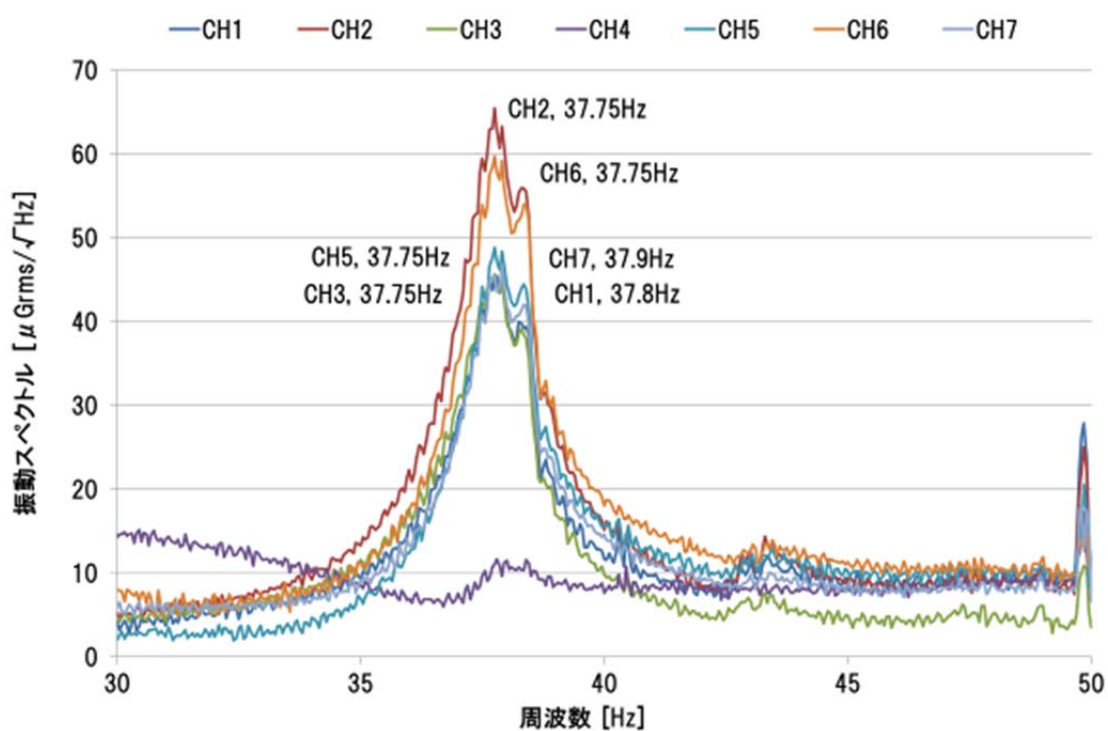


図 26 9th サイクル後の 2 次モードのスペクトル

3. 計測結果 (G3 桁)

3.1 試験前後の卓越振動数の変化

プラスチックハンマー打撃時による 1 次から 3 次モードの卓越振動数の変化を表 3~5 に、常時微動による 1 次モードの卓越振動数の変化を表 6 にまとめた。表の前後比とは、各載荷サイクルと載荷前との卓越振動数の比率（以下、卓越振動数の変化率）である。図 27 は卓越振動数の変化率を表したグラフである。

常時微動では 1 次モード以外の判別が困難であった。プラスチックハンマー打撃時には、全モードで 20kN から振動数の低下が見られ、特に 1 次モードで大きな低下が見られた。載荷荷重が大きくなるにつれて、2, 3 次モードでは振動数の単調減少が見られたが、1 次モードでは載荷荷重 30kN と 70kN において上昇が見られた。また、振動数の減少率については 50kN から若干の増加傾向が見られる。

表 3 1 次モードの卓越振動数の変化

(Hz)

	CH2	CH3	CH4	CH5	CH6	AVR	前後比
載荷前	12.10	11.95	12.10	12.05	11.95	12.03	100.0%
20kN	11.80	11.75	11.85	11.80	11.75	11.79	98.0%
30kN	11.90	11.90	11.90	11.90	11.90	11.90	98.9%
40kN	11.70	11.70	11.75	11.70	11.70	11.71	97.3%
50kN	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	96.8%
60kN	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55	96.0%
70kN	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	96.8%
80kN	11.30	11.30	11.35	11.30	11.30	11.31	94.0%

表 4 2 次モードの卓越振動数の変化

(Hz)

	CH1	CH2	CH3	CH5	CH6	CH7	AVR	前後比
載荷前	38.75	38.75	38.75	38.75	38.75	38.75	38.75	100.0%
20kN	38.70	38.70	38.70	38.70	38.70	38.70	38.70	99.9%
30kN	38.65	38.65	38.65	38.65	38.65	38.65	38.65	99.7%
40kN	38.60	38.60	38.60	38.60	38.60	38.60	38.60	99.6%
50kN	38.50	38.50	38.50	38.50	38.50	38.50	38.50	99.4%
60kN	38.40	38.40	38.40	38.40	38.40	38.40	38.40	99.1%
70kN	38.30	38.30	38.30	38.30	38.30	38.30	38.30	98.8%
80kN	38.20	38.20	38.20	38.20	38.20	38.20	38.20	98.6%

表 5 3次モードの卓越振動数の変化

(Hz)

	CH1	CH2	CH4	CH6	CH7	AVR	前後比
載荷前	85.95	86.05	86.05	85.90	85.95	85.98	100.0%
20kN	85.60	85.60	85.65	85.60	85.60	85.61	99.6%
30kN	85.40	85.40	85.40	85.30	85.40	85.38	99.3%
40kN	85.30	85.30	85.35	85.30	85.30	85.31	99.2%
50kN	85.20	85.25	85.25	85.25	85.25	85.24	99.1%
60kN	84.95	84.95	84.95	85.00	84.95	84.96	98.8%
70kN	84.55	84.55	84.55	84.55	84.55	84.55	98.3%
80kN	84.25	84.20	84.25	84.20	84.25	84.23	98.0%

表 6 常時微動（1次モード）の卓越振動数の変化

(Hz)

	CH2	CH3	CH4	CH5	CH6	AVR	前後比
載荷前	12.55	12.50	12.50	12.50	12.50	12.51	100.0%
20kN	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	97.5%
30kN	12.10	12.10	12.10	12.10	12.10	12.10	96.7%
40kN	12.05	12.05	12.05	12.05	12.05	12.05	96.3%
50kN	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95	95.5%
60kN	11.90	11.90	11.90	11.90	11.90	11.90	95.1%
70kN	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	93.1%
80kN	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50	91.9%

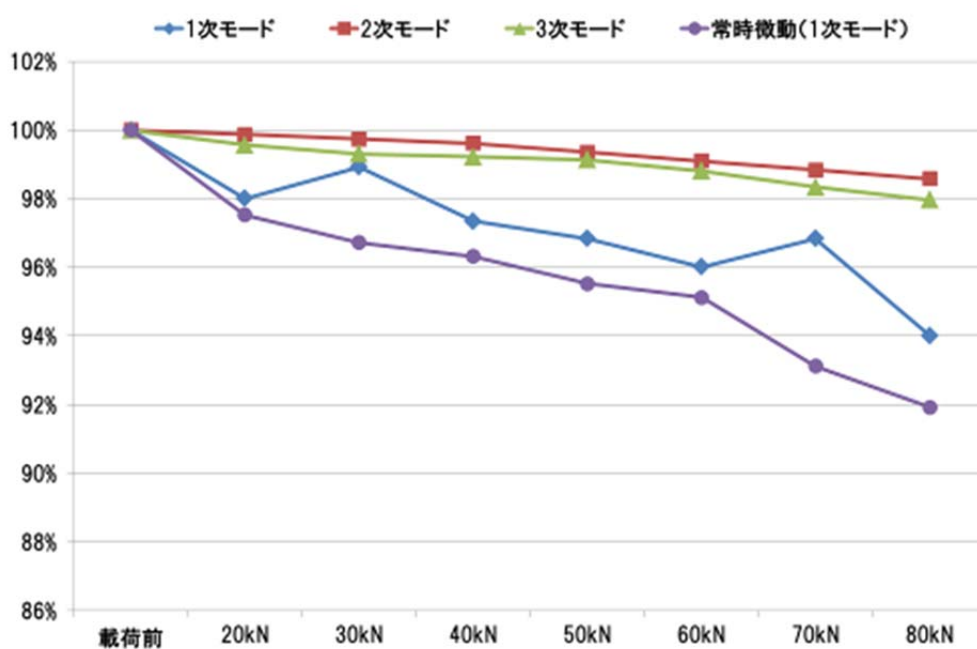


図 27 載荷前を 100%とした卓越振動数の変化率

3.2 試験開始前の振動スペクトル

図 28～30 は試験開始前（橋桁固定の鎖を緩めた後）にプラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 28, 30 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モードおよび 3 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 29 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。図 31 は常時微動で得られたスペクトルで、1 次モードのスペクトルを示す。

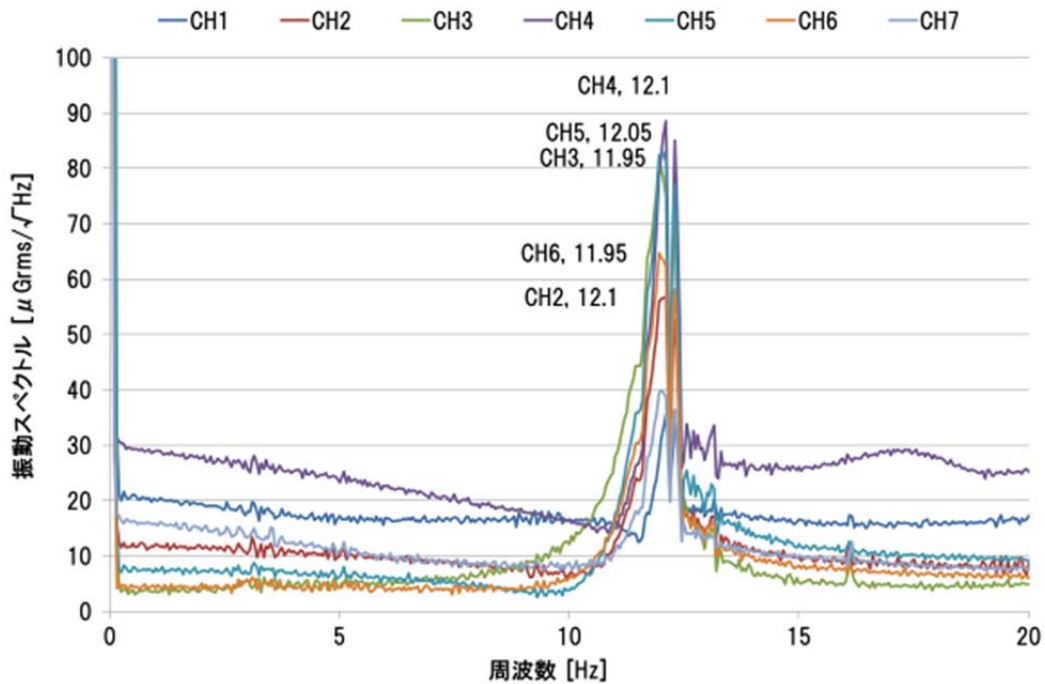


図 28 試験開始前の 1 次モードのスペクトル

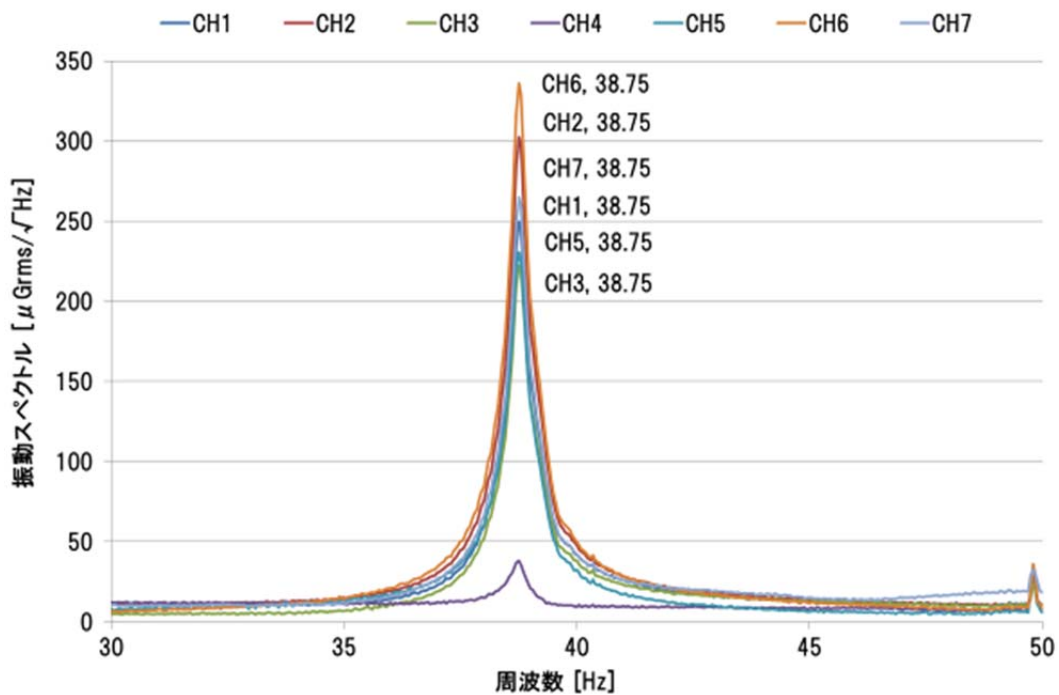


図 29 試験開始前の 2 次モードのスペクトル

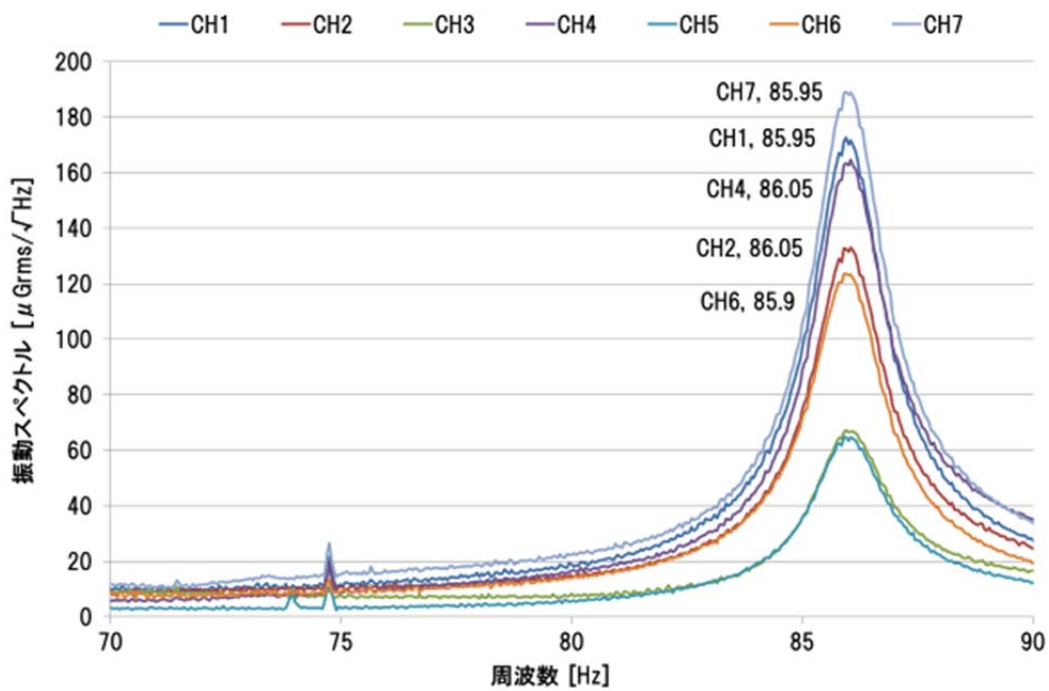


図 30 試験開始前の 3 次モードのスペクトル

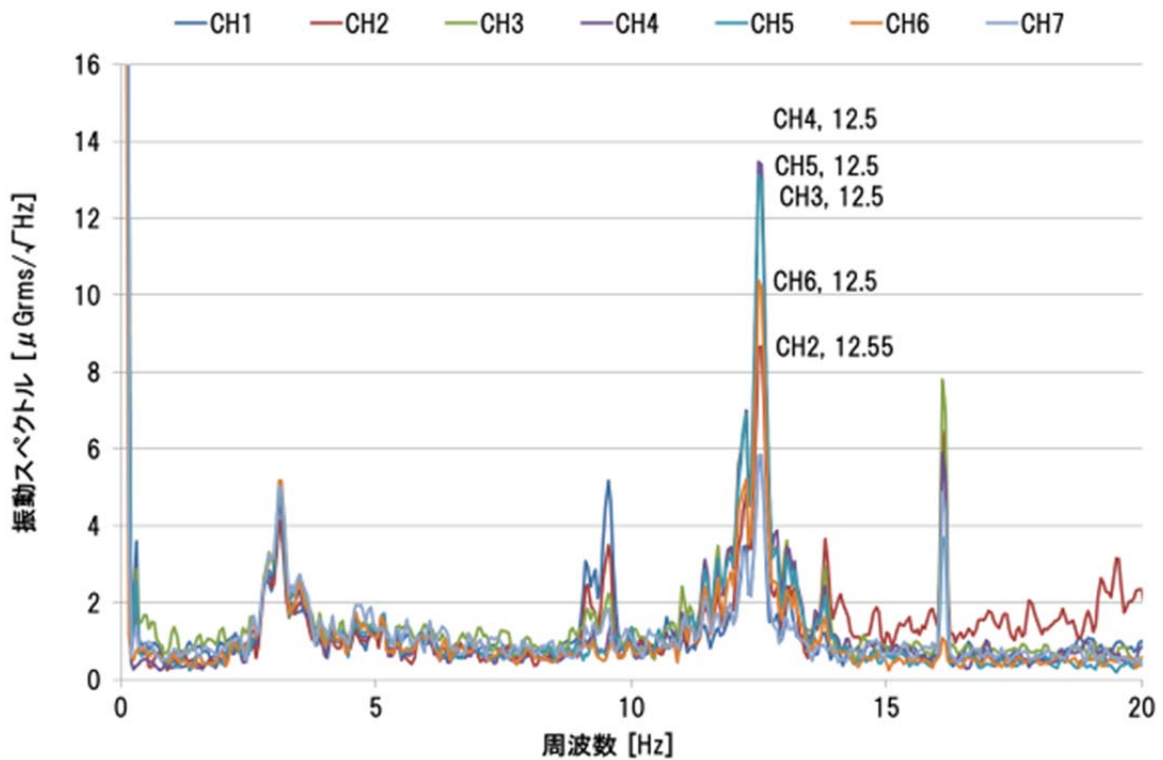


図 31 試験開始前の常時微動のスペクトル (1 次モード)

3.3 試験前後の卓越振動数の変化

図 32～34 は橋桁に 20kN を載荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 32, 34 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モードおよび 3 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 33 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。図 35 は常時微動で得られたスペクトルで、1 次モードのスペクトルを示す。

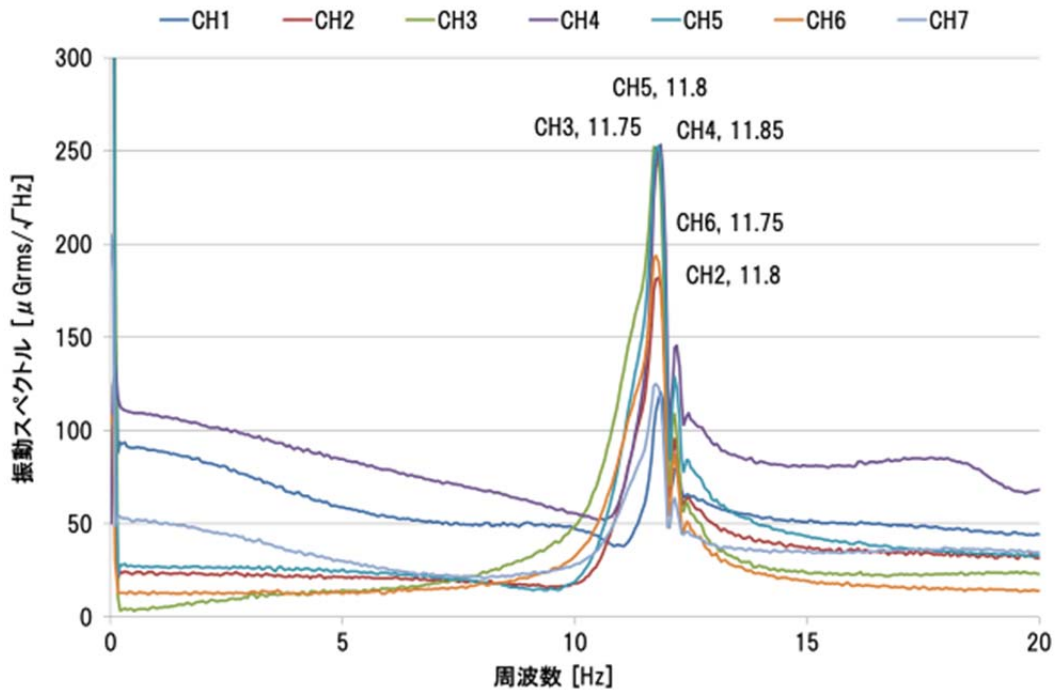


図 32 1st サイクル後の 1 次モードのスペクトル

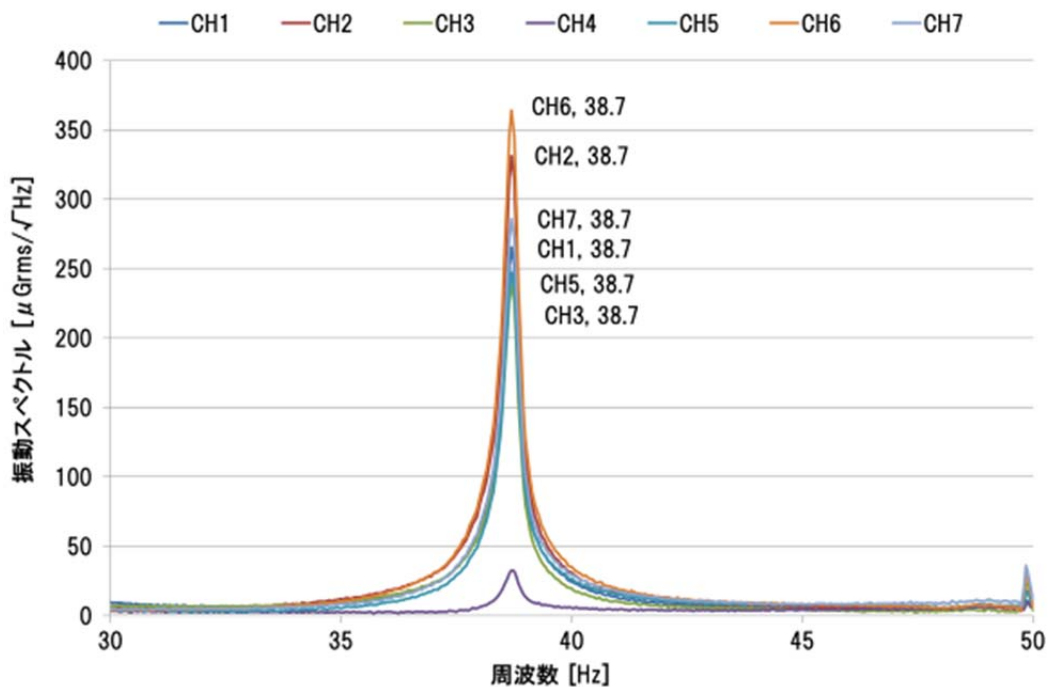


図 33 1st サイクル後の 2 次モードのスペクトル

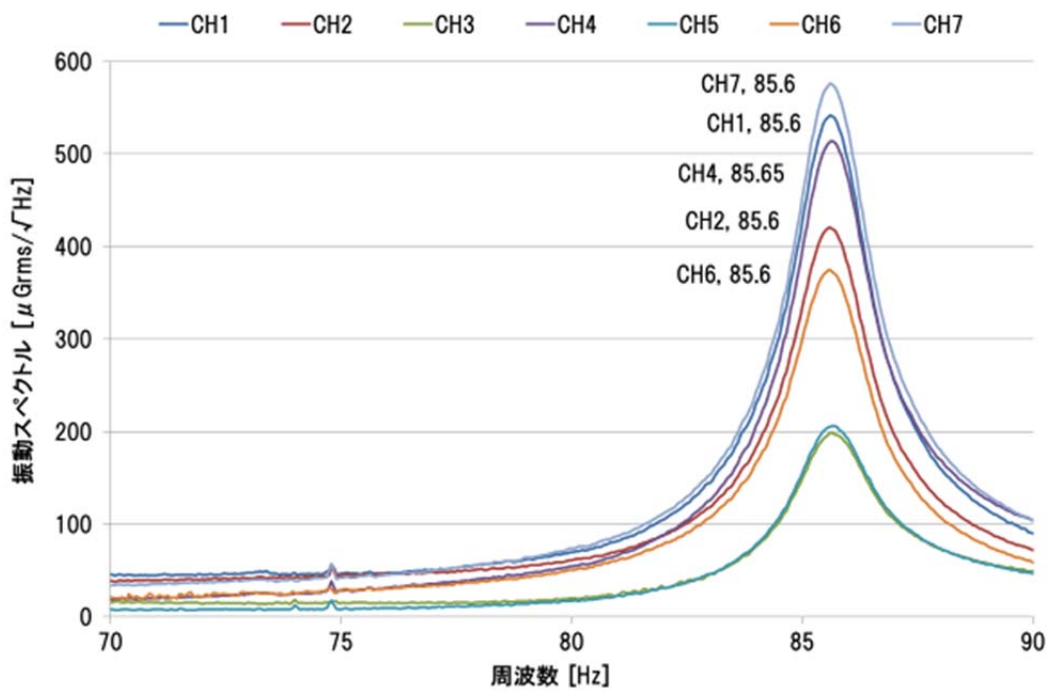


図 34 1st サイクル後の 3 次モードのスペクトル

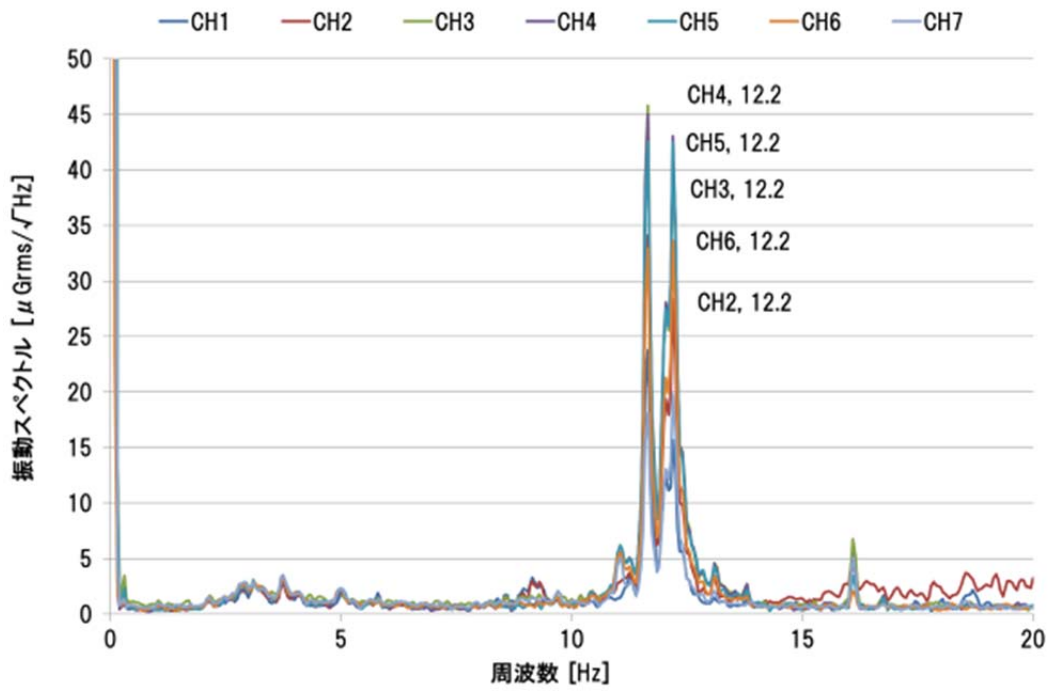


図 35 1st サイクル後の常時微動のスペクトル (1 次モード)

3.4 2nd サイクル後 (30kN) のスペクトル

図 36～38 は橋桁に 30kN を载荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 36, 38 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モードおよび 3 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 37 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。図 39 は常時微動で得られたスペクトルで、1 次モードのスペクトルを示す。

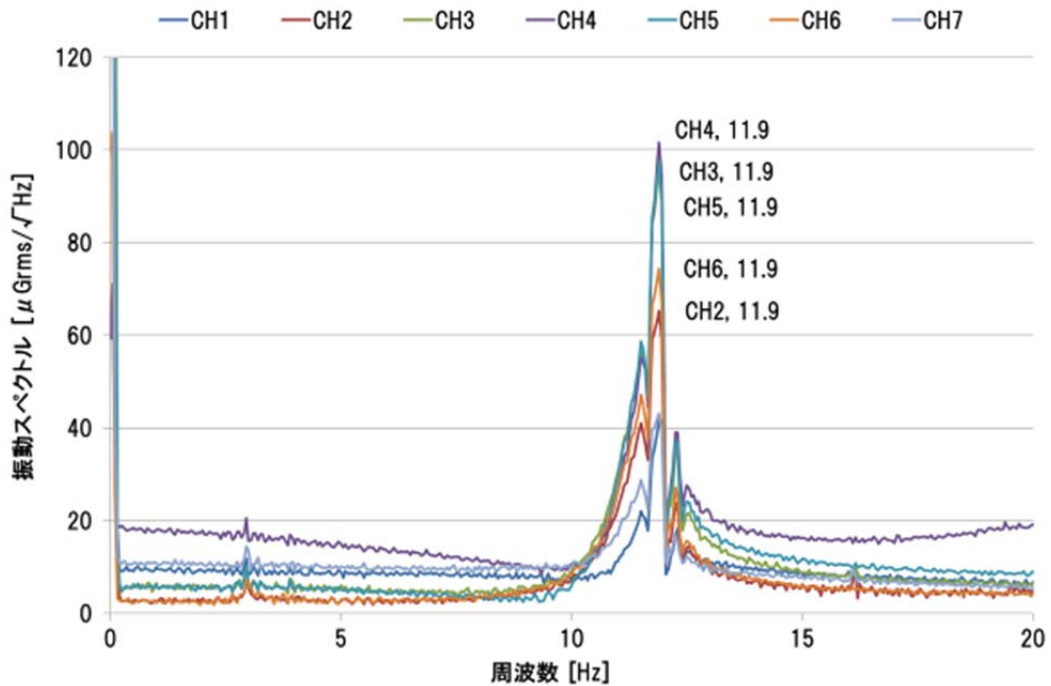


図 36 2nd サイクル後の 1 次モードのスペクトル

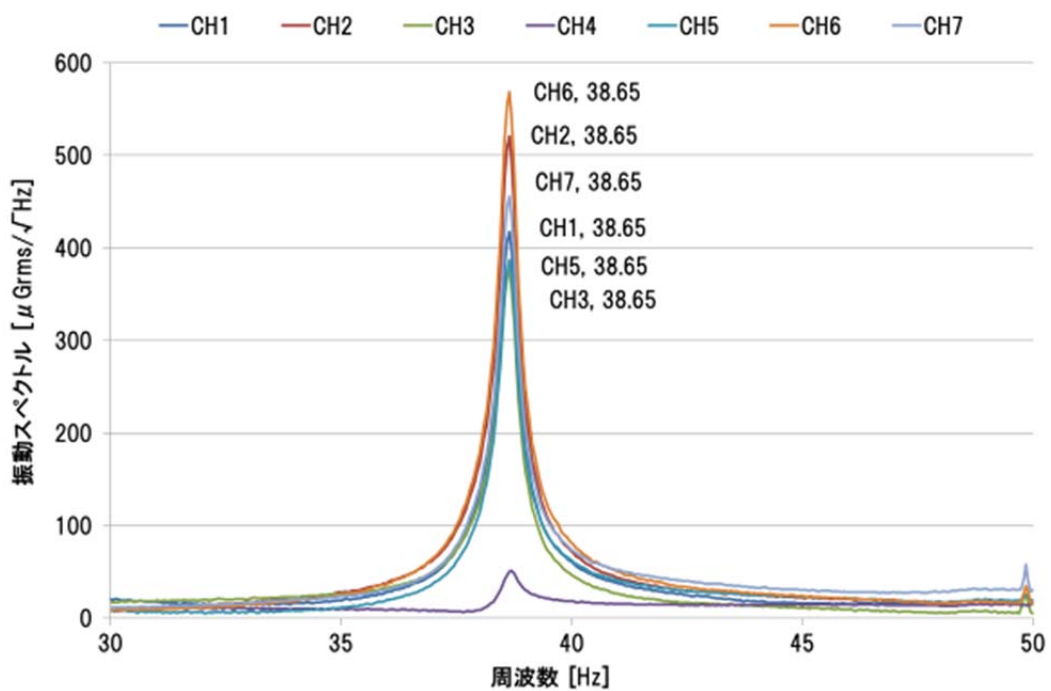


図 37 2nd サイクル後の 2 次モードのスペクトル

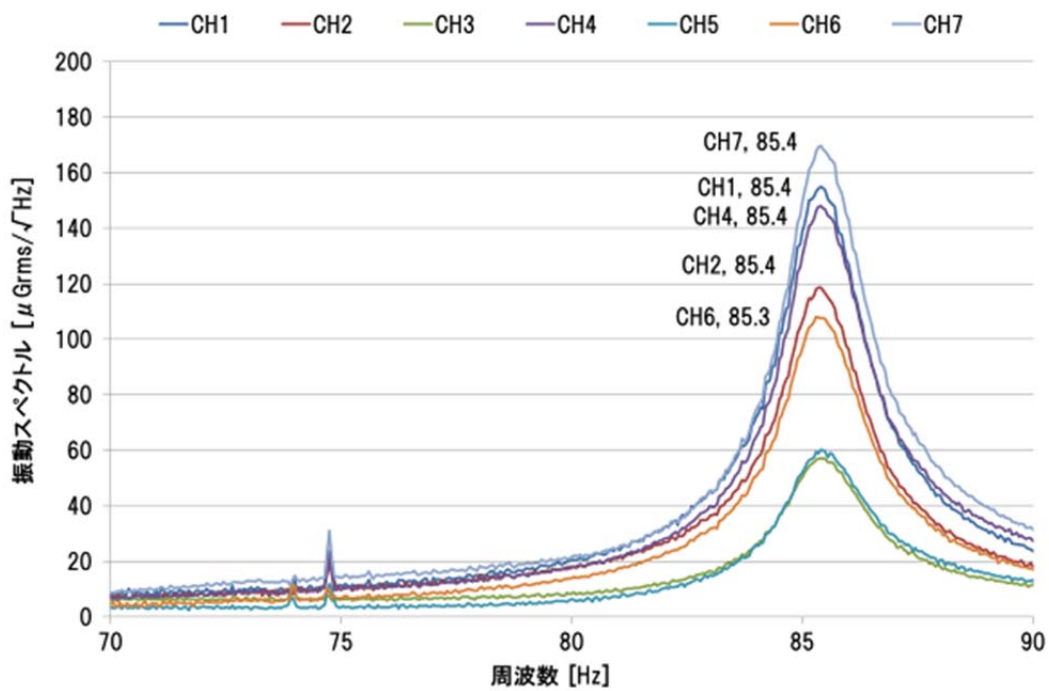


図 38 2nd サイクル後の 3 次モードのスペクトル

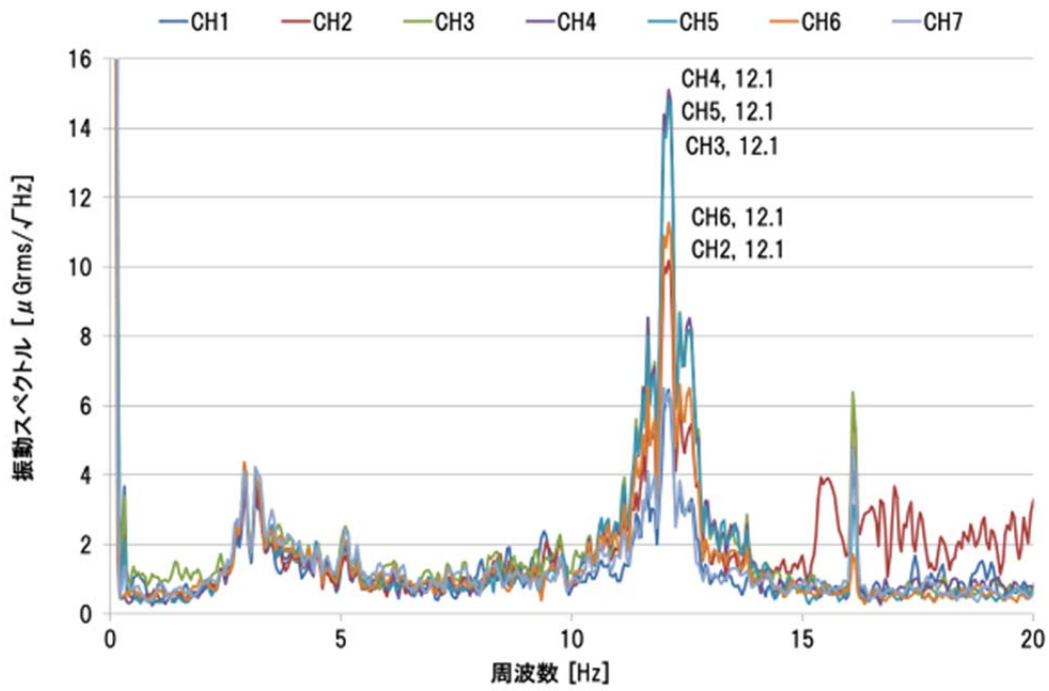


図 39 2nd サイクル後の常時微動のスペクトル (1 次モード)

3.5 3rd サイクル後 (40kN) のスペクトル

図 40～42 は橋桁に 40kN を載荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 40, 42 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モードおよび 3 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 41 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。図 43 は常時微動で得られたスペクトルで、1 次モードのスペクトルを示す。

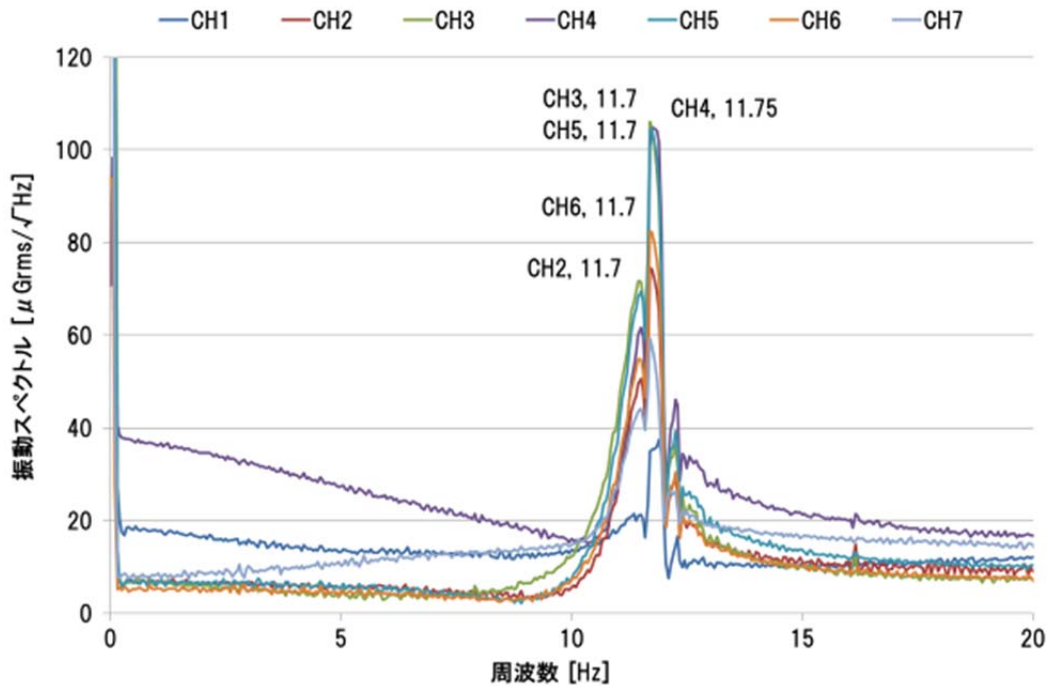


図 40 3rd サイクル後の 1 次モードのスペクトル

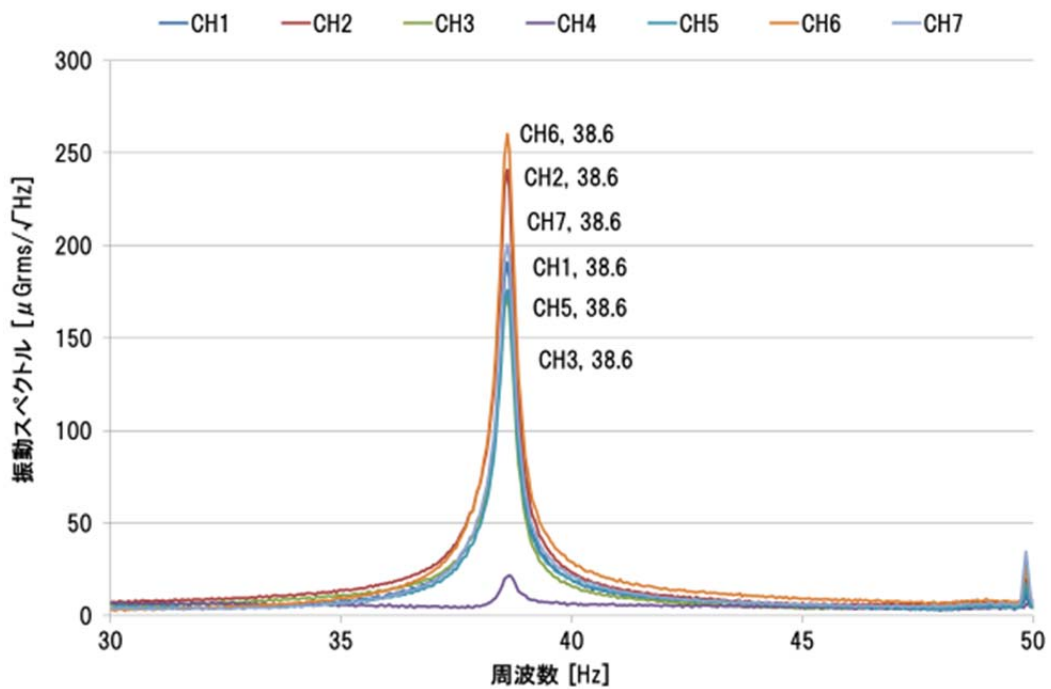


図 41 3rd サイクル後の 2 次モードのスペクトル

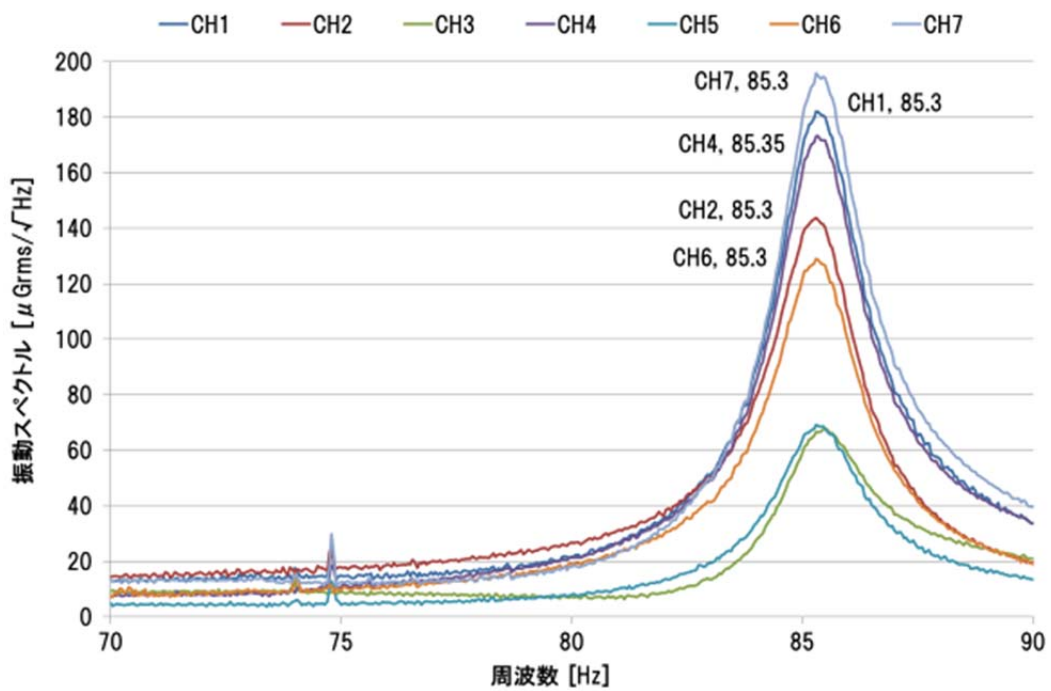


図 42 3rd サイクル後の 3 次モードのスペクトル

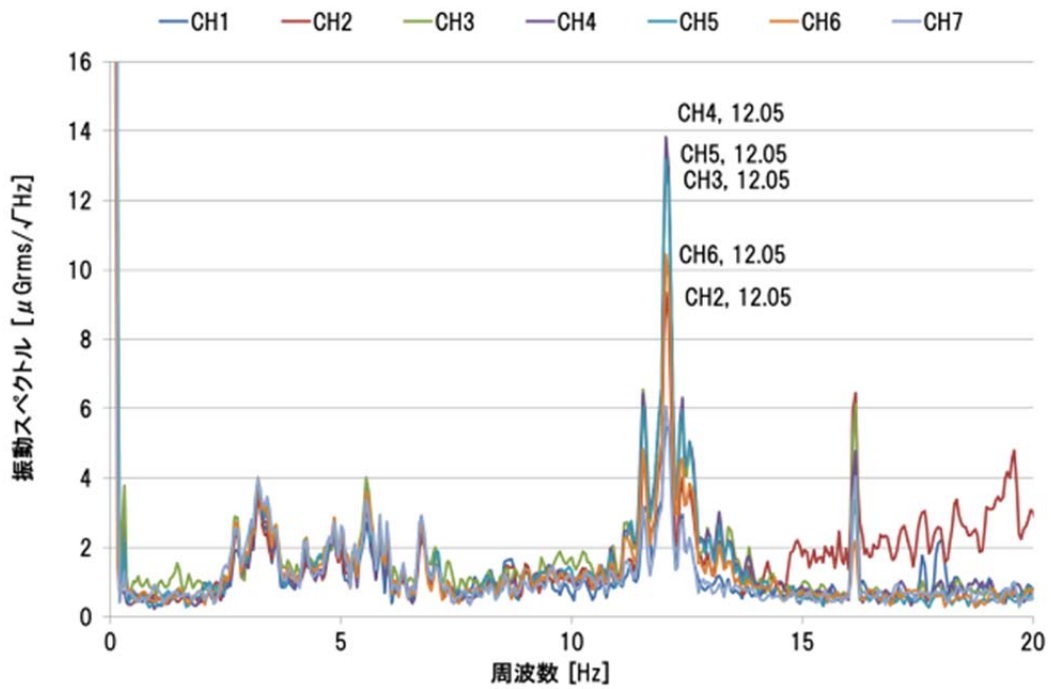


図 43 3rd サイクル後の常時微動のスペクトル (1 次モード)

3.6 4th サイクル後 (50kN) のスペクトル

図 44～46 は橋桁に 50kN を載荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 44, 46 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モードおよび 3 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 45 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。図 47 は常時微動で得られたスペクトルで、1 次モードのスペクトルを示す。

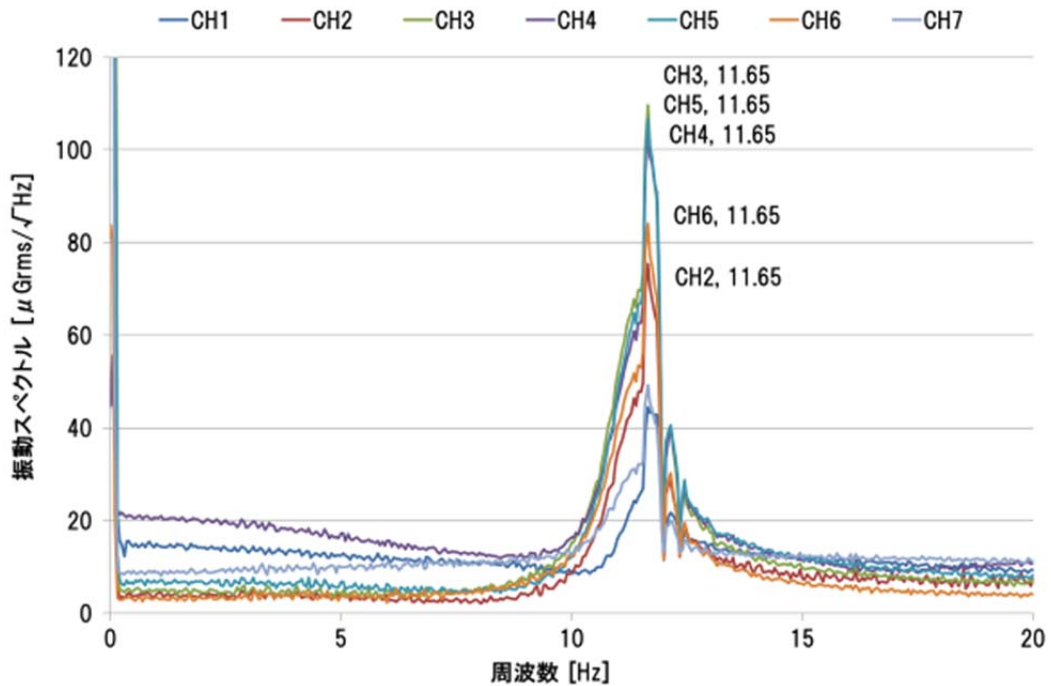


図 44 4th サイクル後の 1 次モードのスペクトル

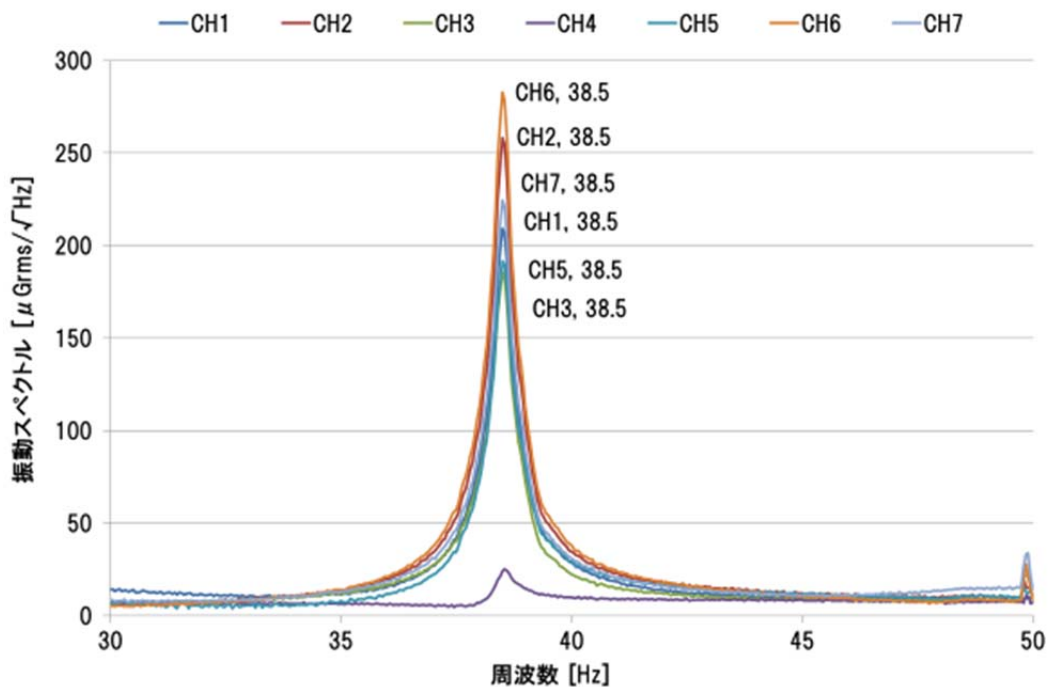


図 45 4th サイクル後の 2 次モードのスペクトル

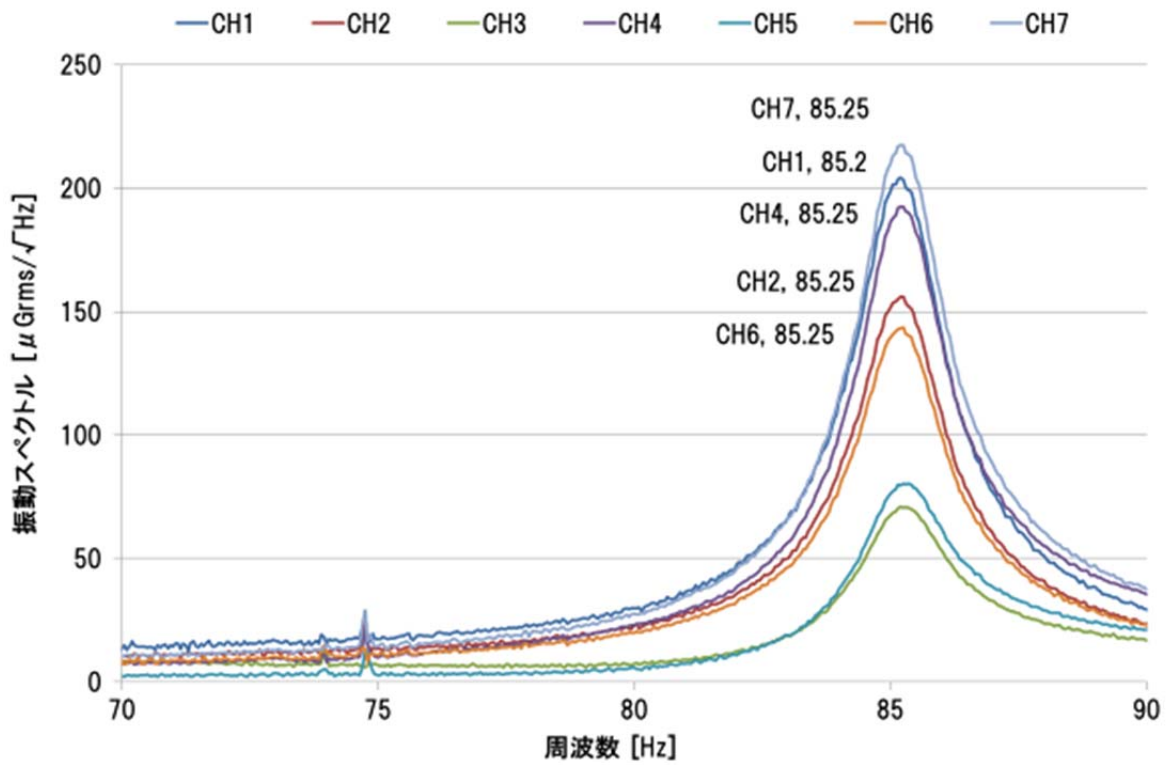


図 46 4th サイクル後の 3 次モードのスペクトル

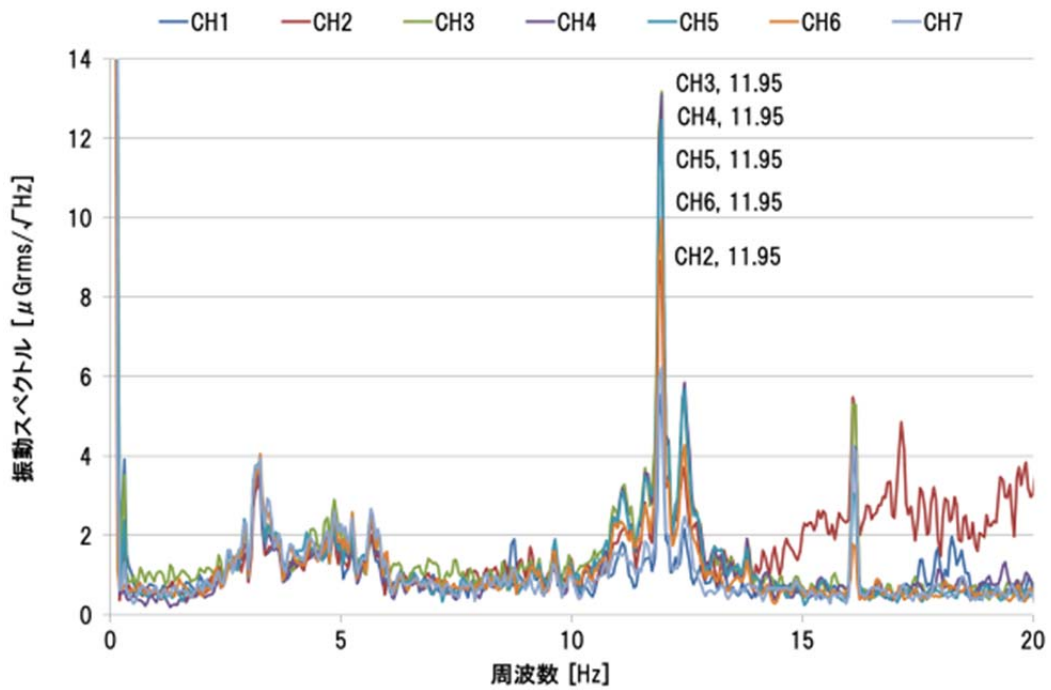


図 47 4th サイクル後の常時微動のスペクトル (1 次モード)

3.7 5th サイクル後 (60kN) のスペクトル

図 48～50 は橋桁に 40kN を載荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 48, 50 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モードおよび 3 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 49 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。図 51 は常時微動で得られたスペクトルで、1 次モードのスペクトルを示す。

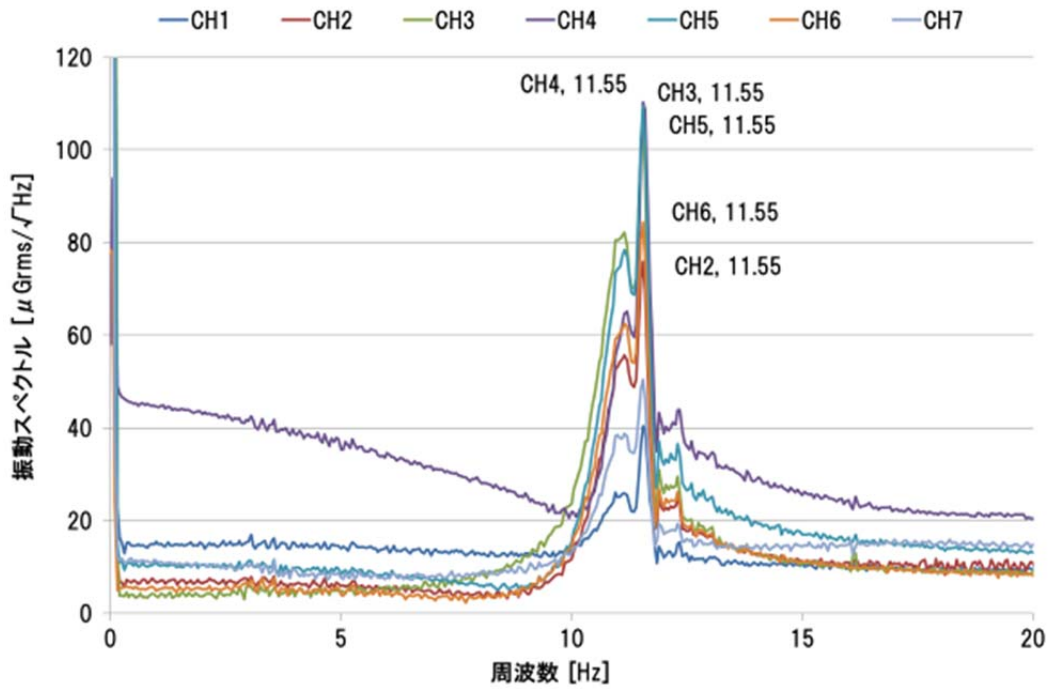


図 48 5th サイクル後の 1 次モードのスペクトル

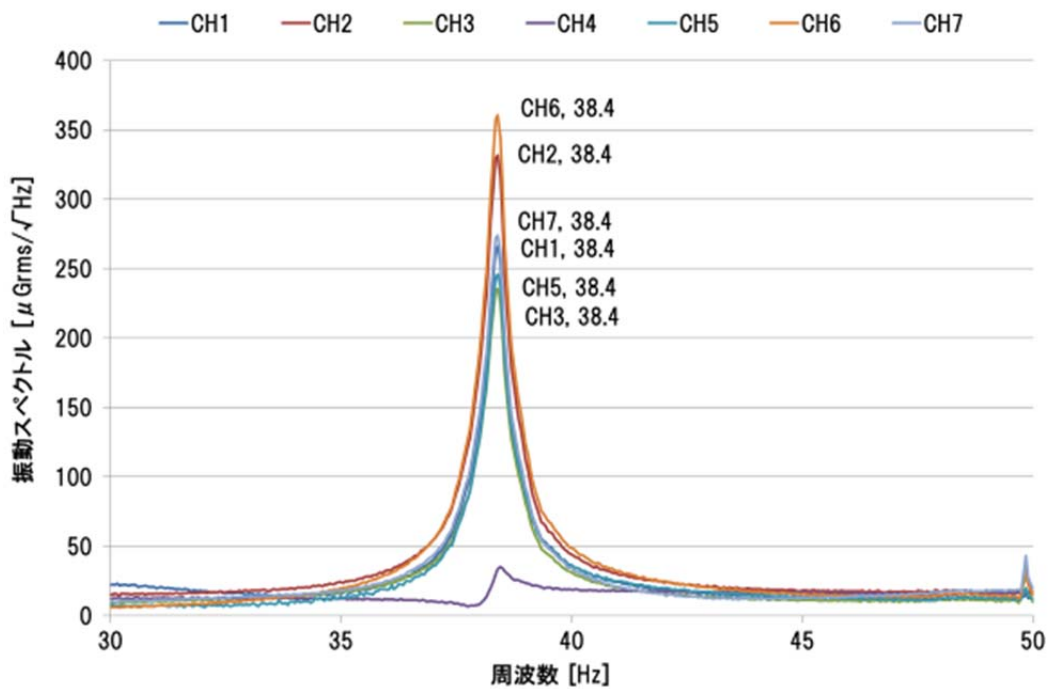


図 49 5th サイクル後の 2 次モードのスペクトル

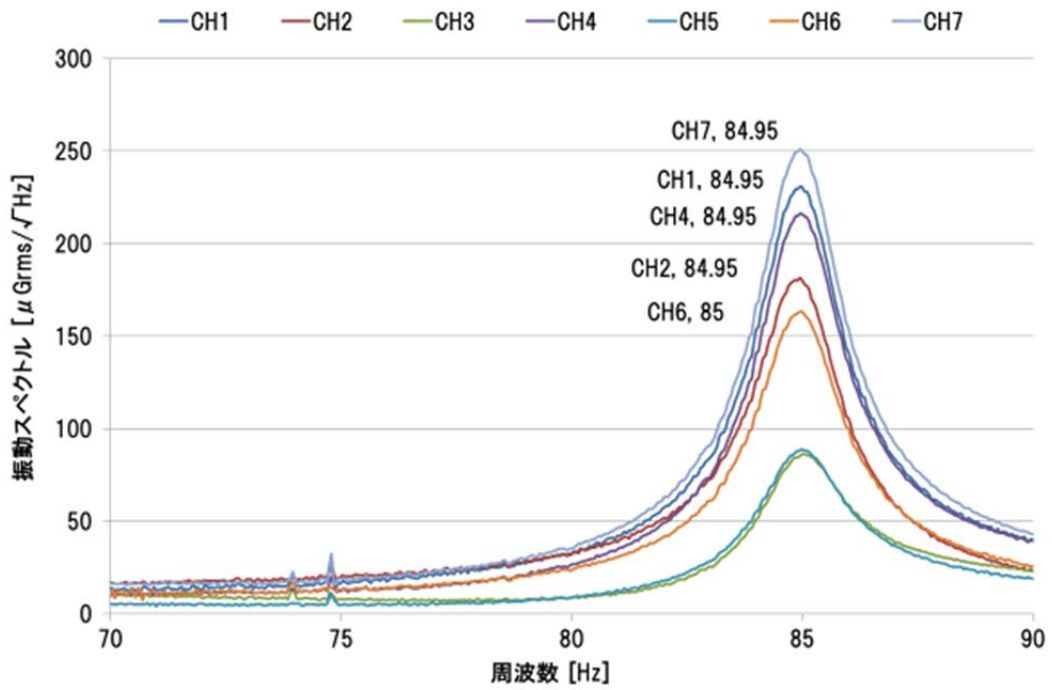


図 50 5th サイクル後の 3 次モードのスペクトル

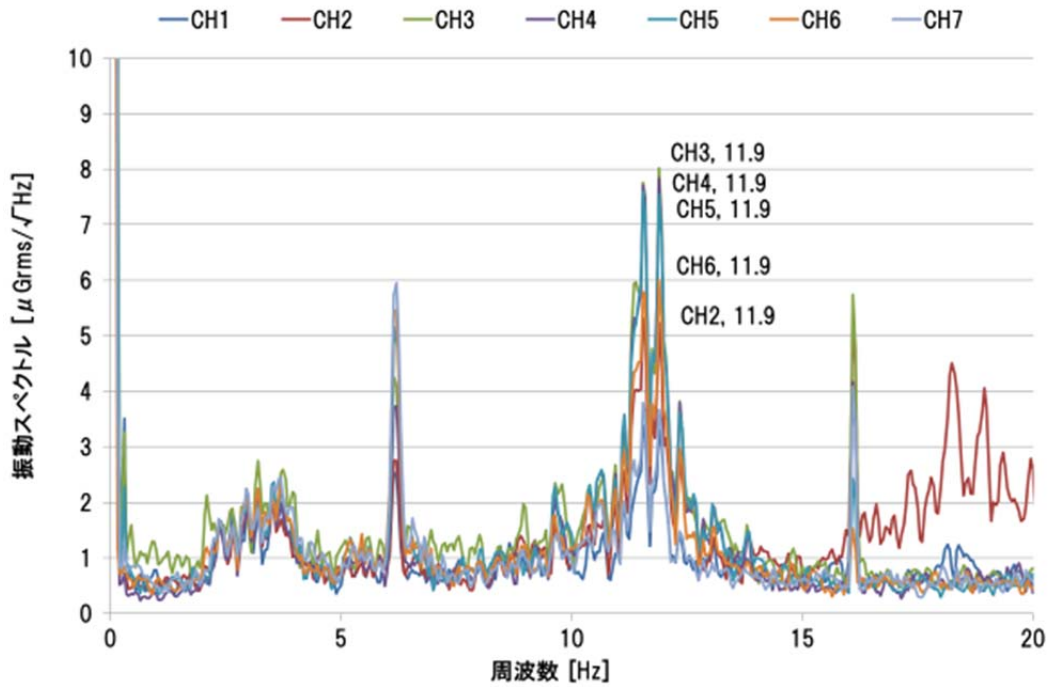


図 51 5th サイクル後の常時微動のスペクトル (1 次モード)

3.8 6th サイクル後 (70kN) のスペクトル

図 52～54 は橋桁に 70kN を载荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 52, 54 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モードおよび 3 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 53 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。図 55 は常時微動で得られたスペクトルで、1 次モードのスペクトルを示す。

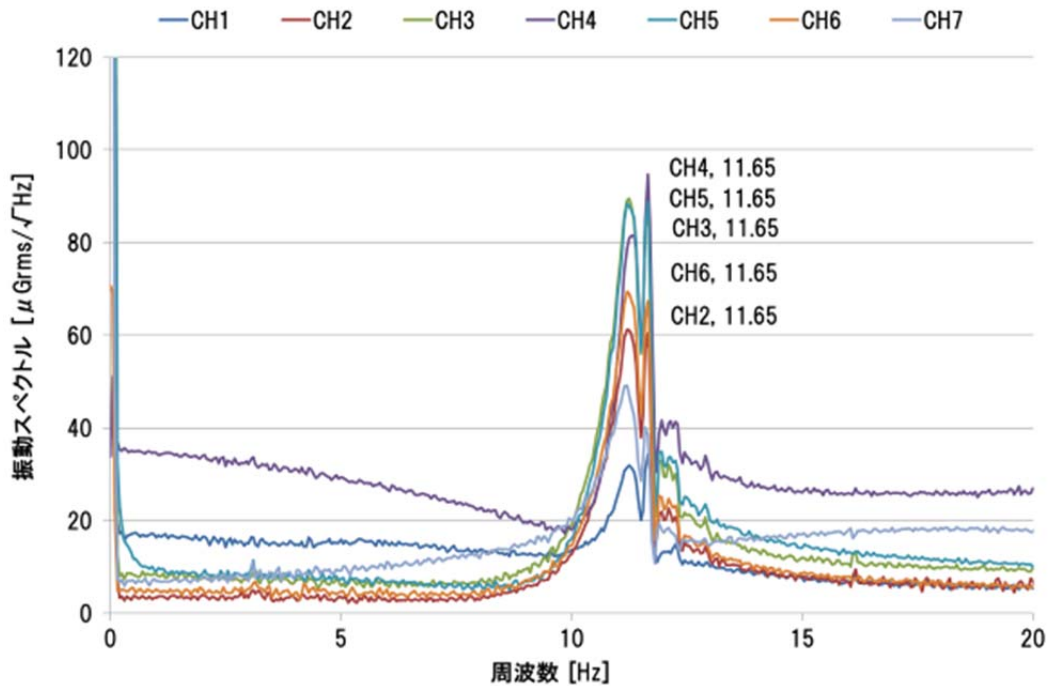


図 52 6th サイクル後の 1 次モードのスペクトル

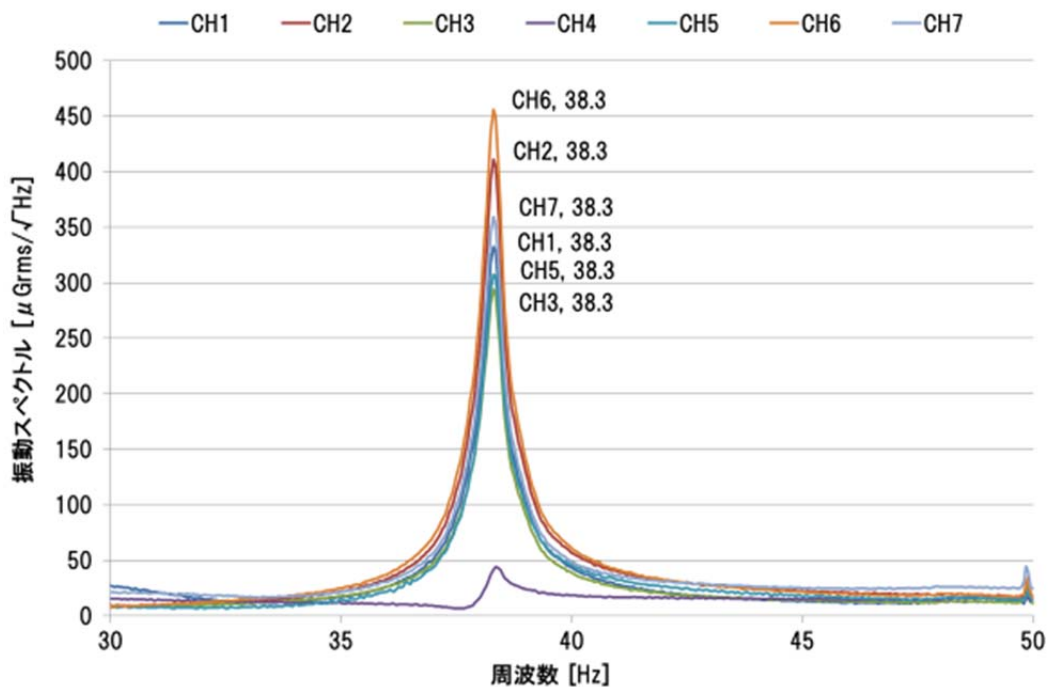


図 53 6th サイクル後の 2 次モードのスペクトル

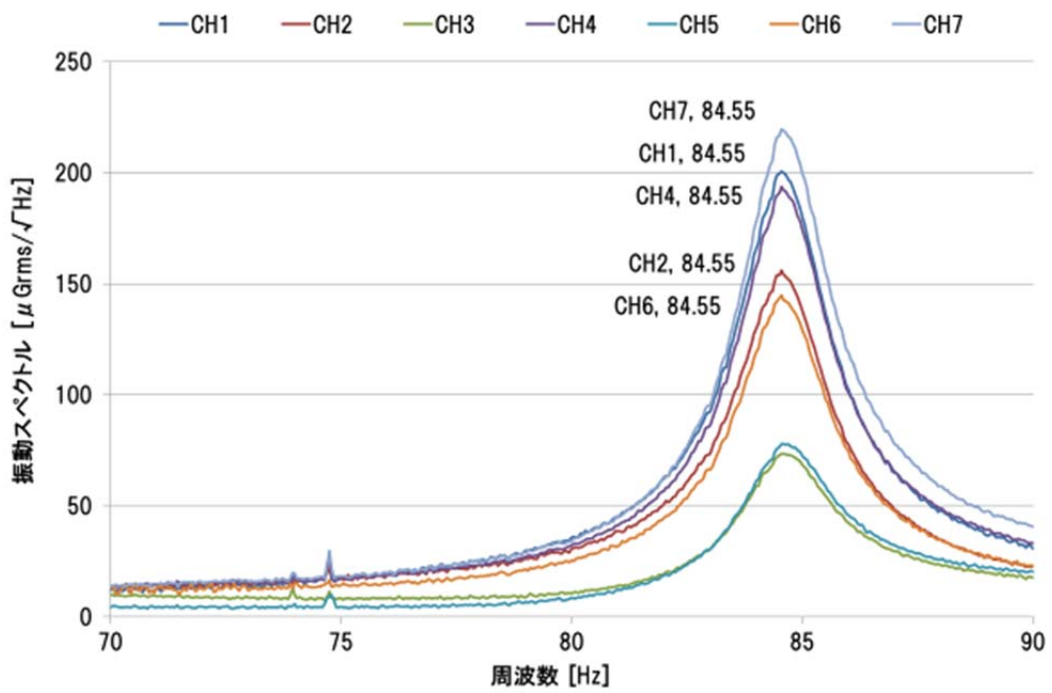


図 54 6th サイクル後の 3 次モードのスペクトル

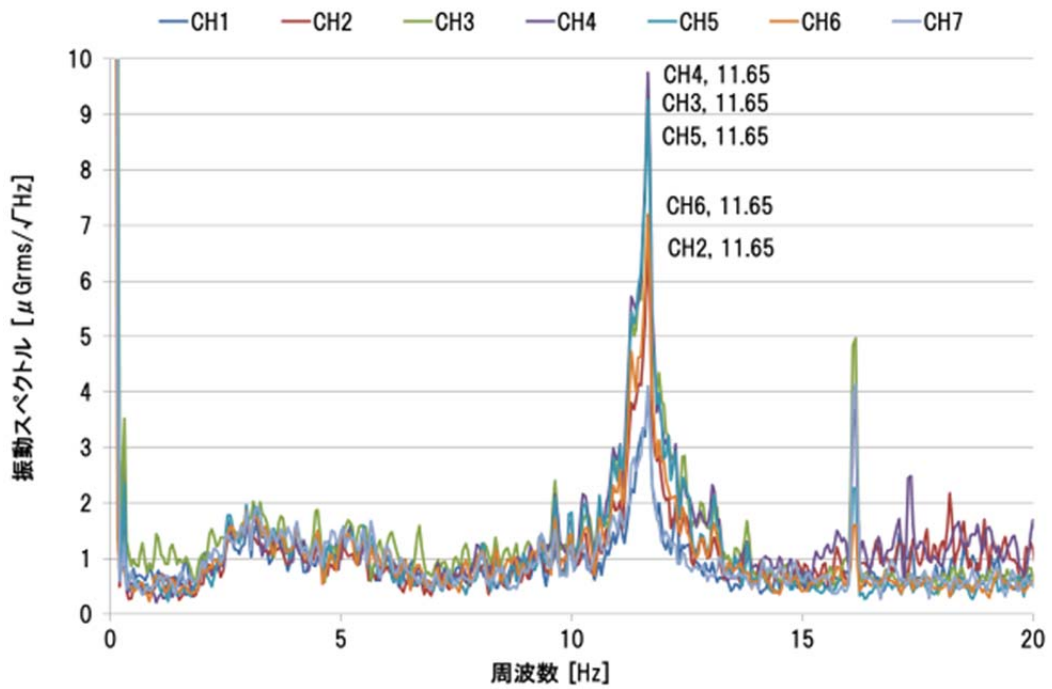


図 55 6th サイクル後の常時微動のスペクトル (1 次モード)

3.9 7th サイクル後 (80kN) のスペクトル

図 56～58 は橋桁に 80kN を载荷し徐荷した後プラスチックハンマーの打撃で振動試験をしたときのスペクトルである。図 56, 58 は 1/2 点を加振して試験したもので、1 次モードおよび 3 次モード付近を拡大してすべてのセンサのスペクトルを表示した。図 57 は 1/4 点を加振したもので、2 次モード付近を拡大した。図 59 は常時微動で得られたスペクトルで、1 次モードのスペクトルを示す。

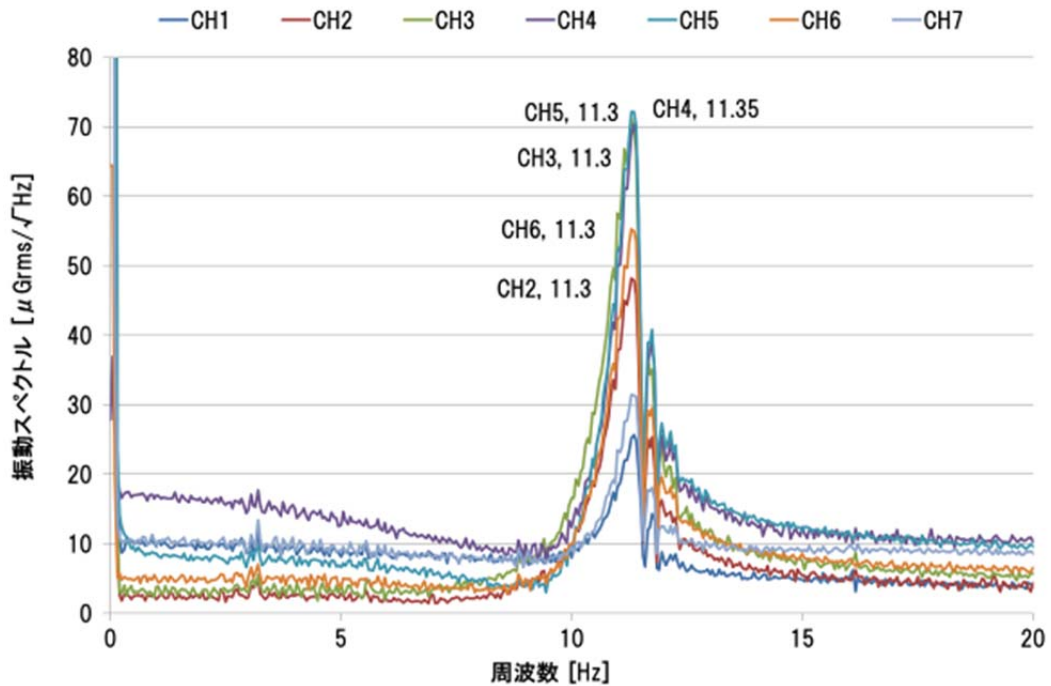


図 56 7th サイクル後の 1 次モードのスペクトル

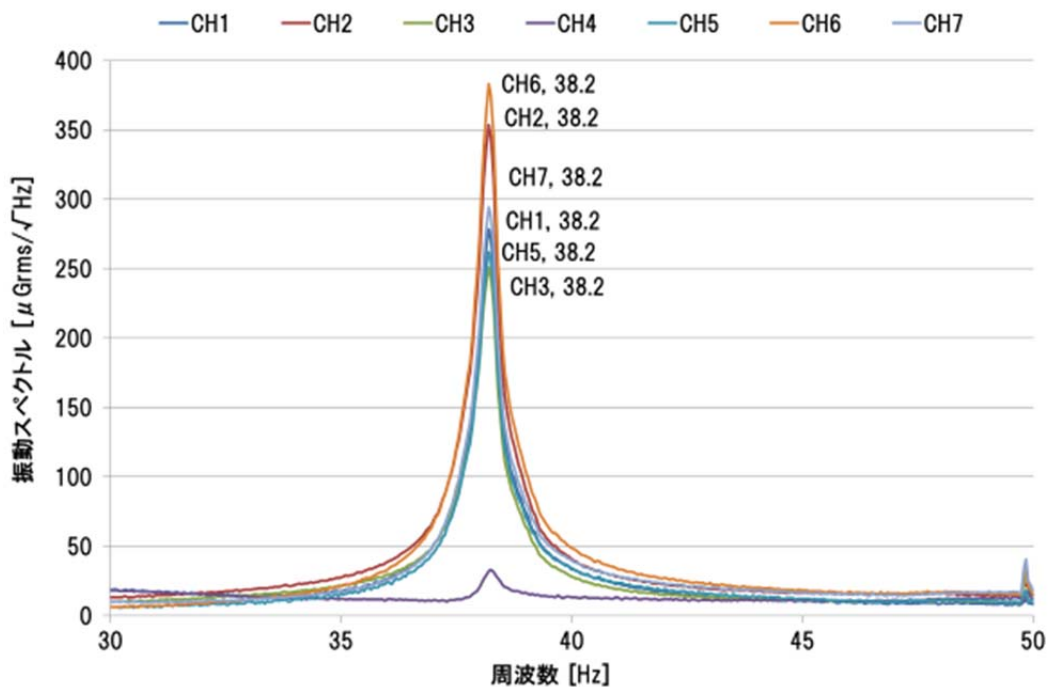


図 57 7th サイクル後の 2 次モードのスペクトル

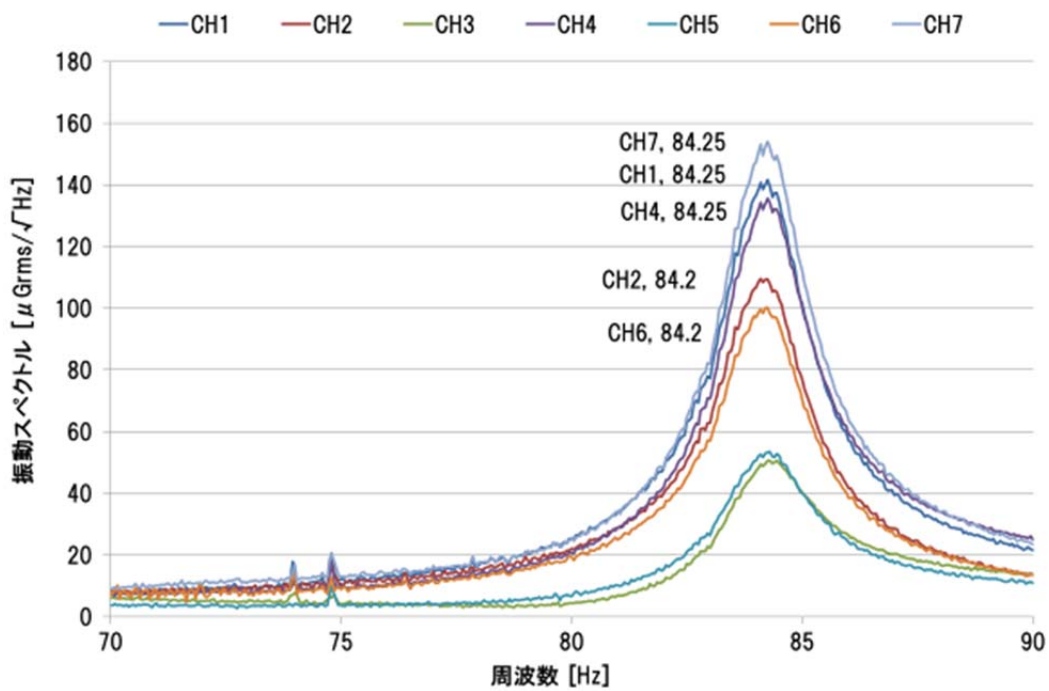


図 58 7th サイクル後の 3 次モードのスペクトル

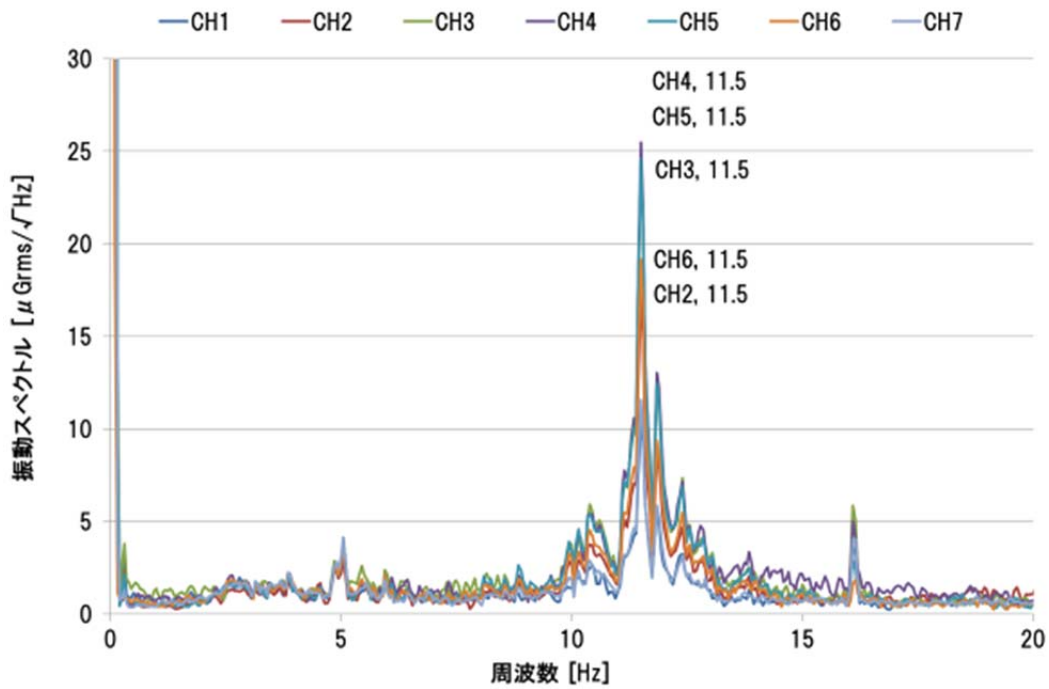


図 59 7th サイクル後の常時微動のスペクトル (1 次モード)

4. まとめ

PC プレテン床版橋の撤去桁の曲げ載荷試験と並行して振動計測を行い、以下の知見を得た。

- ・ 橋軸方向のひびわれが少ない G6 桁の卓越振動数は、載荷荷重 20～30kN の間で低下した後一定となり、想定された JIS の破壊荷重 80kN 前後で再び低下し、最終ステップの 93kN までの間に大きく低下することを確認した。最終ステップの振動数は、一次モードで約 13%、二次モードで約 5%であった。
- ・ 橋軸方向のひびわれが多い G3 桁の卓越振動数は、載荷荷重 20kN～80kN までの間、2, 3 次モードで単調減少傾向、1 次モードで減少傾向を確認した。また、1 次モードの減少率の方が大きいことを確認した。最終ステップは、97kN で圧壊したため、計測不可であった。
- ・ 振動数の低下率は、終局に近づくにつれて増加傾向にあることを確認した。
- ・ 力学的損傷の違いを固有振動数の変化で捉えられる可能性があることを確認した。

CAESAR メンテナンス技術交流会による計測結果

中川橋側道橋の曲げ載荷試験
載荷履歴を受ける桁の固有振動数の変化

報 告 書

愛媛大学

目 次

1. はじめに.....	1
2. 梁の振動理論による固有振動数と固有振動モード.....	1
3. 振動実験の方法.....	4
4. 試験結果.....	6
5. 結論.....	13

1. はじめに

老朽化した本線橋（新中川橋）とともに撤去された単純 PC プレテン床版橋（3 連）である中川橋側道橋を構成する PC 桁の耐荷特性を得るために、外観から判断して損傷の進行度の異なる 2 本の桁を橋より切り出し、梁の曲げ耐荷力を調べるための載荷試験が行われた。その中で、CAESAR メンテナンス技術交流会として載荷試験の際に自主的な調査研究を実施する機会を得た。そのため、G6 桁（橋軸方向ひびわれ少ない、以下 No. 1 桁）と G3 桁（橋軸方向ひびわれ多い、以下 No. 2 桁）の供試体 2 体を対象に振動実験を行った。

振動実験の目的は、載荷試験中の桁の固有振動数をモニターして、載荷履歴を受ける最中の固有振動数の変化を桁の力-変形関係（曲げモーメント-曲率関係）の観点および観察されるひびわれ進展から整理することで、振動測定による固有振動数モニタリングの損傷評価法の可能性を確認することである。実施したのは著者（森 伸一郎，愛媛大学大学院理工学研究科）の開発した手法によるインパクトハンマー加振による振動測定であり、微小振幅の振動に対して低振動数領域で高精度な速度計を用いた。

振動実験の結果、載荷の進展とともに、わずかではあるが固有振動数（1～3 次）が低下する様子が確認され、力学的損傷の進展を固有振動数でモニターできる可能性を示した。

2. 梁の振動理論による固有振動数と固有振動モード

ここでは、振動実験の対象とする梁が単純支持状態であることから、等断面単純支持梁の振動理論を紹介し、それから導かれる固有振動数と固有振動モードを示す。また、それに基づいて著者らが開発した振動実験法について簡単に紹介する。

ダランベールの原理に従えば梁の運動方程式は次の式 (1) で表される。

$$\rho A(x) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + \frac{\partial}{\partial x^2} \left(EI(x) \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) = 0 \quad (1)$$

ここで、

x	梁の軸線上の位置、
y	梁のたわみ、
t	時間、
ρ	梁の密度、
A	梁の断面積、
$\rho A(x)$	x における梁の断面積、
E	ヤング係数、
I	断面 2 次モーメント、
$EI(x)$	x における曲げ剛性

等断面梁の場合、 $EI(x)=EI$ であり $\rho A(x)=\rho A$ 、であるので、そのとき式 (1) は次のようになる

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + v^2 \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = 0 \quad (2)$$

ここで

$$v^2 = \frac{EI}{\rho A} \quad (3)$$

解を変数分離できるとして次のように置く。

$$y(x,t) = X(x)e^{i\omega t} \quad (4)$$

振幅分布が $X(x)$ であり、振動モードと言う。それが円振動数 ω で振動するということを示している。

そこで、式(4)を式(2)に代入して整理すると、次式を得る。

$$\frac{d^4 X(x)}{dx^4} - \lambda^4 X(x) = 0 \quad (5)$$

ここで、

$$\lambda^4 = \frac{\omega^2}{v^2} \quad (6)$$

振動振幅分布を次のように置く。

$$X(x) = e^{px} \quad (7)$$

式(7) を式(5)に移入すると、次の特性方程式を得る。

$$p^4 - \lambda^4 = 0 \quad (8)$$

式(8) の解は次のように得る。

$$p = \pm\lambda, \pm i\lambda \quad (9)$$

式(5) の一般解は式(9) を式(7)に代入して得られ、4つの独立解の線形和として次のように求められる。

$$X(x) = C_1 \cos \lambda x + C_2 \sin \lambda x + C_3 \cosh \lambda x + C_4 \sinh \lambda x \quad (10)$$

この解は未知数 C_1, C_2, C_3, C_4 と固有値パラメータ λ を含んでいる。梁の両端でそれぞれ2つの境界条件を与えれば、 λ の解が得られ、その結果、固有円振動数 ω_n と3つの定数が得られることになり、式(10)で表される固有振動モードが得られる。

両端で支持される等断面単純支持梁の固有振動数と固有振動モードは次のように導かれる。梁の軸線上の距離を x とする。単純梁なので $x=0$ と $x=L$ で変位と曲げモーメントは0である。曲げモーメントと曲率の関係が次式で表される

$$M(x,t) = EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (11)$$

そして、これと式(7)を考えれば、境界条件に関する式は次のようになる。

$$\begin{aligned} X(0) &= 0, \frac{d^2 X(0)}{dx^2} = 0 \\ X(L) &= 0, \frac{d^2 X(L)}{dx^2} = 0 \end{aligned} \quad (12)$$

この4つの式を式(10)に代入して $C_1=C_3=0$ と $C_4=0$ a であることを考えれば、振動数方程式は：

$$C_2 \sin \lambda L = 0 \quad (13)$$

したがって、 $\sin \lambda L$ は 0 でなければならないので、次のように得られる。

$$\lambda = \frac{n\pi}{L} \quad (n=1,2,\dots) \quad (14)$$

式(14)と式(3)を式(6)に代入すれば、固有円振動数を得る。

$$\omega_n = \lambda^2 v = \left(\frac{n\pi}{L}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (n=1,2,\dots) \quad (15)$$

この固有円振動数 ω_n に対応する固有振動モードは、 $C_1=C_3=C_4=0$ として式(14)を式(10)に代入すると先に示したように得られる。

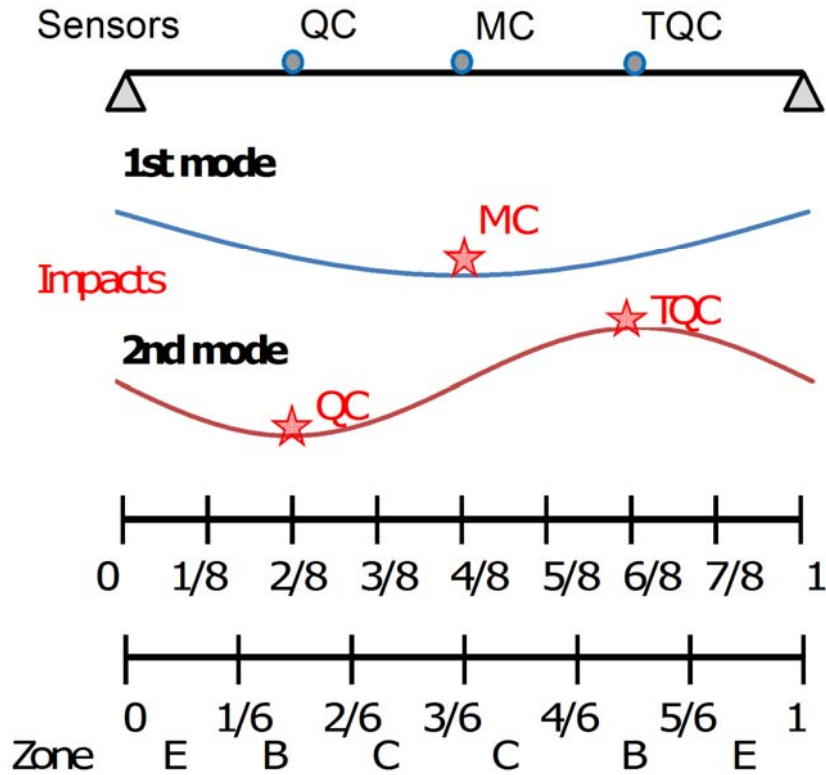
$$X(x) = C_2 \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad (16)$$

式(16)より明らかなのは、 \sin 曲線で表されるので、その節の部分ほどのようなことがあっても振動振幅はゼロ、すなわち振動しないのである。節の部分を加振した際にのみ振動しない成分はその振動モードであることが特定できる。これが1つの振動実験法となり得るのであり、著者はこれを利用した実験法を採用している。その真髄は、打撃点の位置を正確に求め、正確に打撃することである。

ハンマー打撃は、ハンマーと梁供試体の接触時間が短いものが好ましい。インパルスであれば、理論的には平坦なスペクトルになるため、全ての振動数で等振幅の加振したことになる。固有振動が励起されれば、共振により励起された成分は増幅されフーリエスペクトルに急峻なピークが現れることになる。すなわち、加力スペクトルに対する梁の振動スペクトルの比は、システムの周波数応答関数、すなわち、伝達関数となるが、インパルス加振が実現すれば、梁の応答のフーリエスペクトルそのものが伝達関数を表すことになる。

図1にセンサー配置とインパクト打撃点の位置を示す。桁のねじれが発現しないように、桁の中心軸 (Center line) 上に打撃点とセンサーを配置する。桁径間の中央を MC (Mid-span on the center line)、1/4 点を QC (Quarter-span on the center line)、3/4 点を TQC (Three quarter-span on the center line) と呼ぶ。MC 点は 2 次曲げモードの節に当たるため、MC 打撃時には 2 次モードは励起されない。QC 打撃、TQC 打撃時には、2 次モードが最もよく励起される。これらの 2 種の打撃の結果をフーリエスペクトルで比較すれば、2 次モードが効率よく確実に特定できる。

固有振動数は、式(15)によれば、1 次、2 次、3 次の比は、 $1^2 : 2^2 : 3^2 = 1 : 4 : 9$ である。これを念頭に置けば、固有振動モードの推定に強力である。



Note
 MC: Mid-span on the center line
 QC: Quarter-span on the center line
 TQC: Three quarter-span on the center line

図1 センサー位置とインパクト打撃点

3. 振動実験の方法

使用した振動計は、ANET社製のGEODAQS1-2S-3DCFである。この振動計は、4.5 Hzの固有振動数の振り子をコンデンサーシャントにより0.5~18 Hz(両端で-3dBのゲイン低下)を測定範囲とする動コイル型の速度計であり、水平2成分と鉛直1成分を内蔵しており、GPSアンテナを接続することで位置・時刻を同時に記録するとともに時刻校正を自動で行う。感度は1 V/cm/sであり、24bitのAD変換を $\Delta\Sigma$ 方式で行う。測定データは、コンパクトフラッシュカード(CFカード)に記録される。測定では、カットオフ周波数40 Hzのローパスフィルターを適用している。サンプリング周波数を200 Hzとして、1回当たりの測定時間を200秒または300秒とした。

測定データから時刻歴を描き、ハンマー打撃の加振点の1秒前から2048個(10.24秒)を抽出して、フーリエ解析を行い、フーリエスペクトルを描く。スペクトルから卓越ピークを読み取れば、それは、すなわち振動モードを特定できれば固有振動数と見なせる。

図2に繰返し载荷試験の中川橋側道橋の切り出しPC桁の供試体の設置の様子と振動実験のセンサー配置とインパクト打撃点の位置を示す。载荷試験の加力は2点静的荷重载荷であり、加力2点の中心が桁の中心が来ようになっている。桁の径間長は9.000mであり、

径間中心は支持点よりそれぞれ、4.500m 離れている。振動実験のセンサーは、MC と QC に配置している。打撃点は、MC と TQC に位置する。ただし、MC にセンサーがあるので、MC より 20cm だけ QC 側に離れている。センサーは载荷試験中、動かすことがない。図中の载荷治具の下に収まっている。

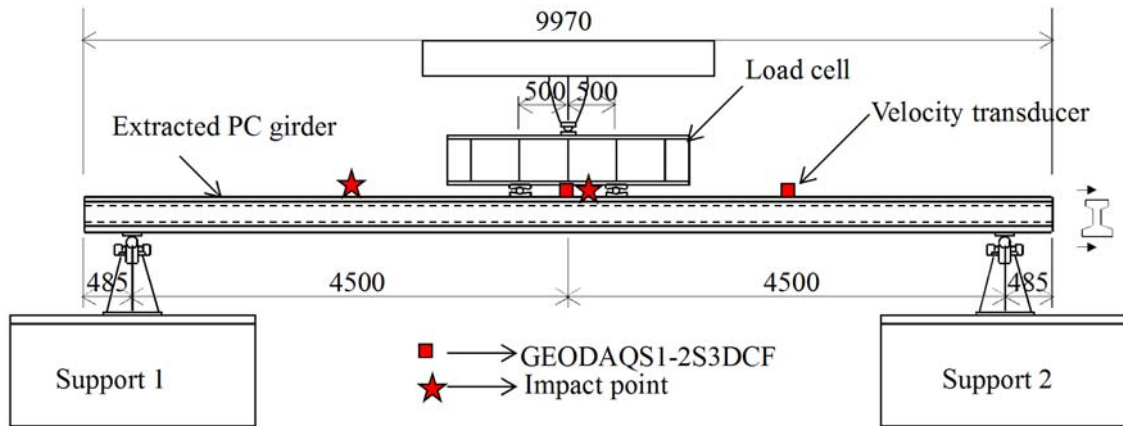


図 2 载荷試験および振動実験の概要図

図 3 に繰り返し载荷サイクルと振動測定の詳細時刻歴を示す。载荷中は、桁支持点のほか、载荷する 2 点でも上からの拘束で単純支持状態になっているため、4 点支持の連続梁状態となる。したがって、1 回の载荷除荷が終わるごとに载荷治具を上昇させて、4 点支持から、両端 2 点支持の単純梁状態を完全に確保した状態で測定している。载荷中にも測定はしているが、ここでは取り扱わない。

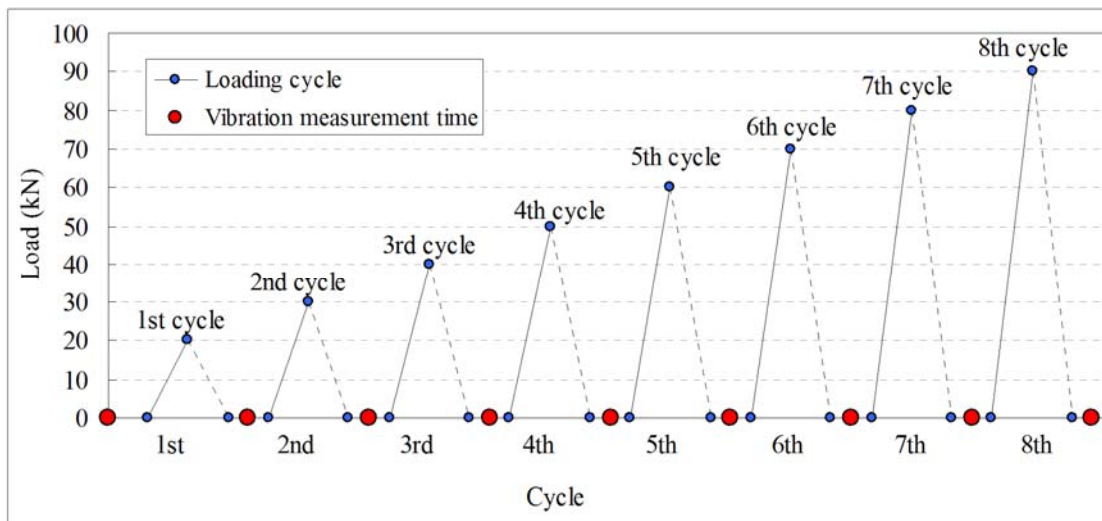


図 3 繰り返し载荷サイクルと振動測定の詳細時刻歴

4. 試験結果

図4にNo.1桁、No.2桁の載荷荷重と変位の関係の履歴を示す。載荷荷重40kNまでは除荷後の残留変位が小さく概ね弾性的な挙動を示す。60kNを越えると荷重変位関係の勾配が大きく低下して降伏状態に入ったことがわかる。さらに80kN以降に勾配が一層小さくなる。最大載荷荷重は90kNを計画していたが、曲げ破壊を実現させるため載荷を続行し、No.1桁では荷重低下が見られた変位200mm(載荷荷重93kN)の時点で載荷終了した。一方、No.2桁では97kNまで載荷して、最終的に軟化を示し始めてすぐに圧縮破壊した。

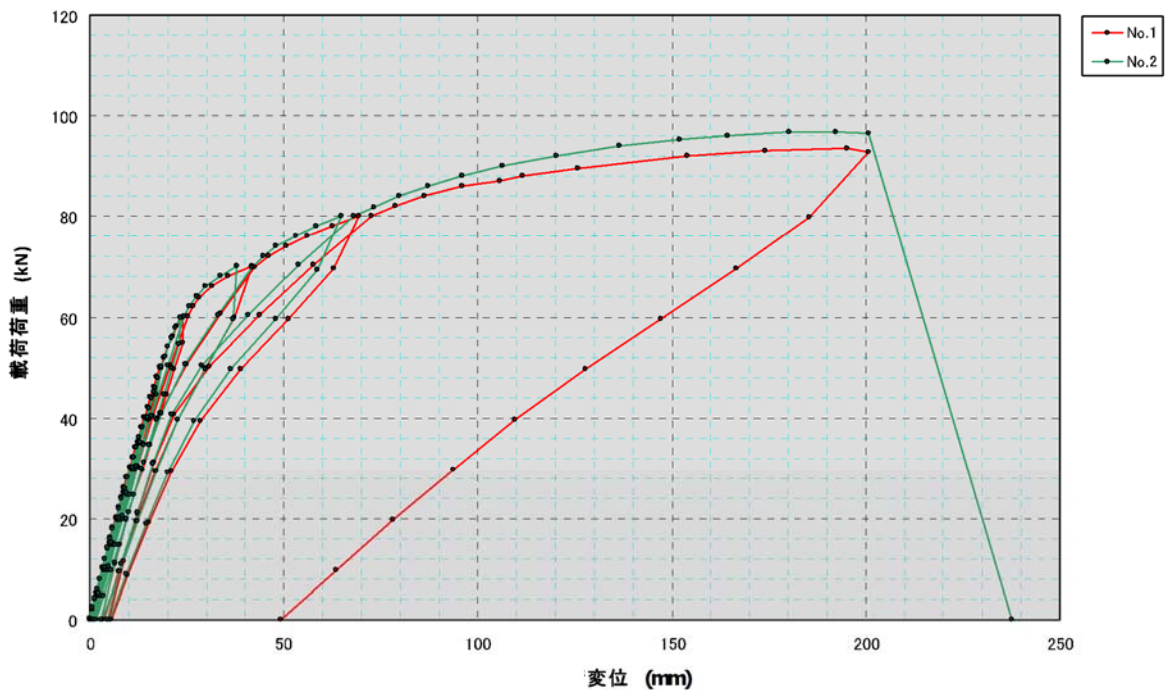


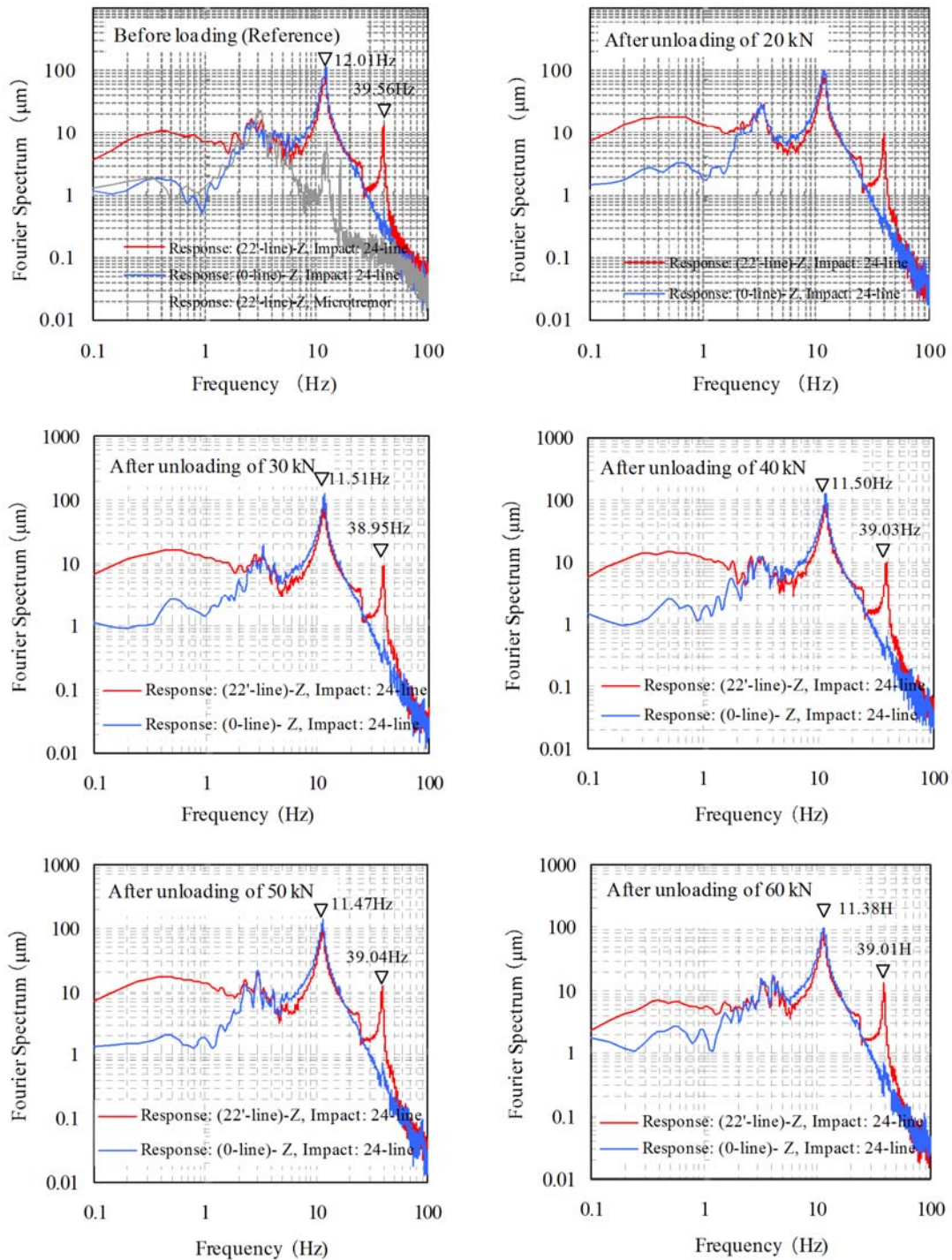
図4 載荷荷重－変位の履歴

図5と図6に、それぞれNo.1桁とNo.2桁の載荷サイクルごとのインパクト打撃振動のフーリエスペクトルを示す。それぞれのフーリエスペクトル図には、MC (0-line と表記、青線) と QC (22'-line と表記、赤線) のスペクトルを示している。打撃はそれぞれ TQC (24-line) である。載荷前のスペクトルには、微動状態での測定結果も併せて掲載している。

打撃によるフーリエスペクトルには、MC, QC に共通して、3 Hz、12.0 Hz、39.56 Hz に顕著なピークが現れている。3 Hz と 12.0 Hz には、共通なピークが現れている。12.0 Hz は続く 39.6 Hz との比は 1:4 に近く、曲げ振動の 1 次、2 次と推察される。一方、3Hz 付近のピークは、どれにも現れており、特に常時微動による地盤の基礎地盤の水平振動が卓越したものと理解できる。それらに対して 39.56 Hz では MC の応答には現れない。このことは、既に記述したように 2 次の曲げ変形が卓越していることを考慮すれば、39.56 Hz は固有曲げ 2 次振動であることが特定できる。

No.2 桁では、それらの振動に加えて、85.85 Hz にもピークが検出されており、比率も 1:4:9 に近いことから、3 次曲げモードであると判断できる。

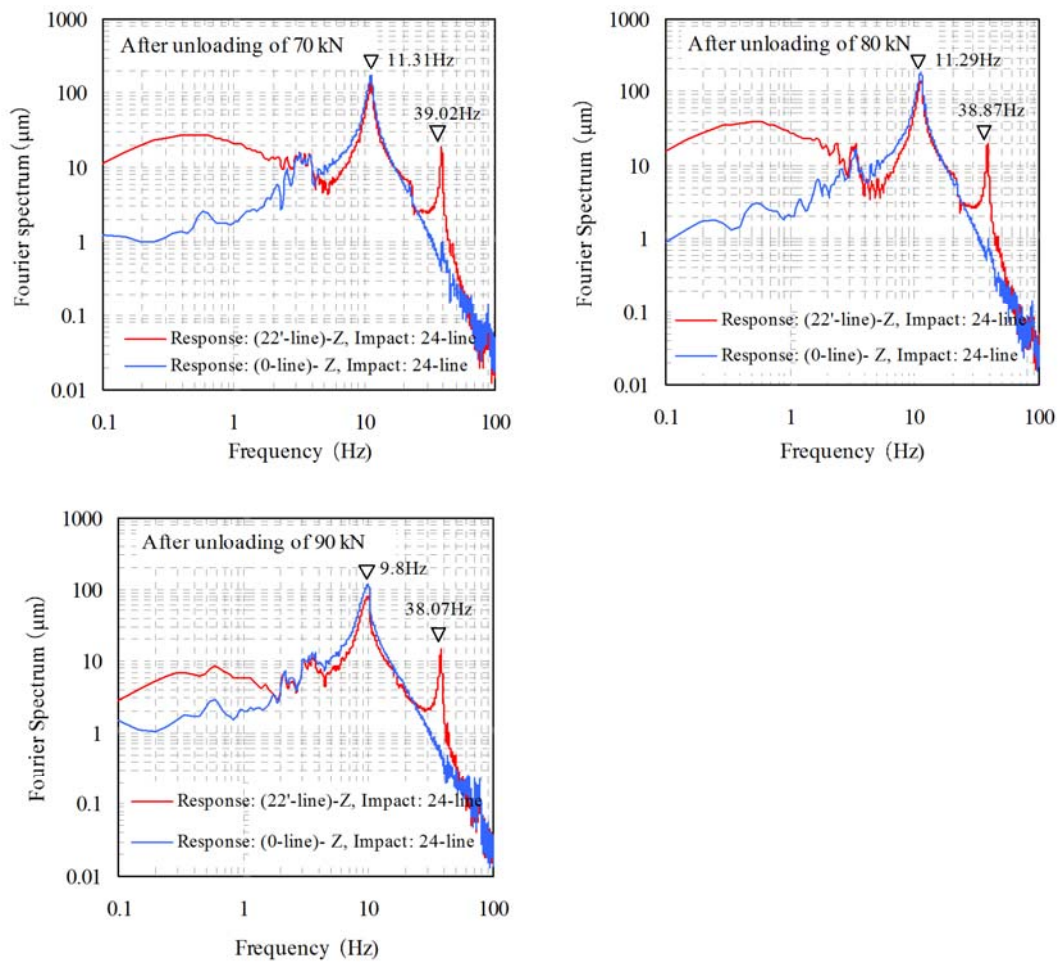
No.1 Girder



Analysis were done after unloading of each cycle, Sampling frequency:200 Hz, Bandwidth: 0.2 Hz.

図5 荷重サイクル毎のインパクト打撃振動のフーリエスペクトル No.1 桁

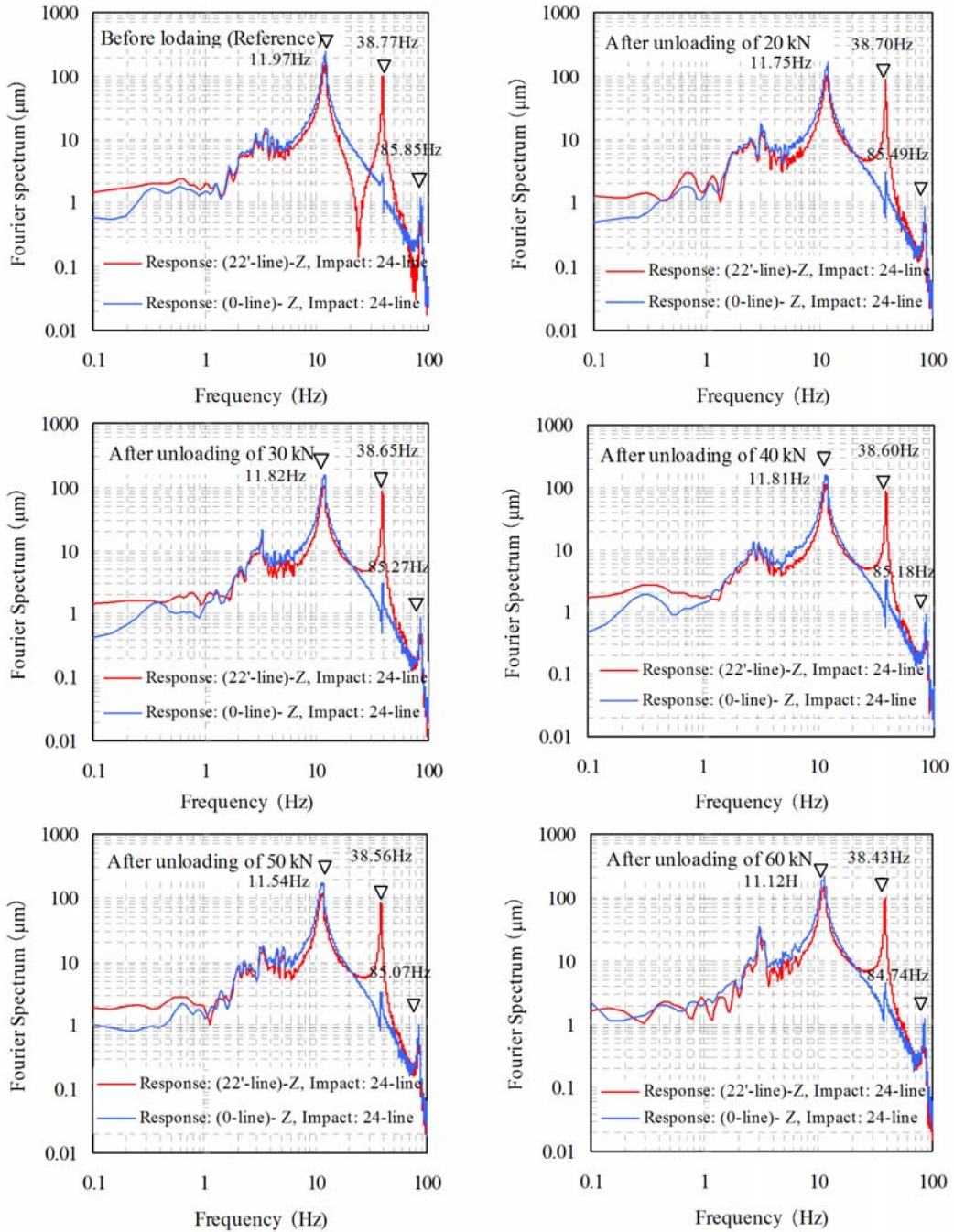
No.1 Girder



Analysis were done after unloading of each cycle, Sampling frequency:200 Hz, Bandwidth: 0.2 Hz.

図5 荷重サイクル毎のインパクト打撃振動のフーリエスペクトル No.1 桁

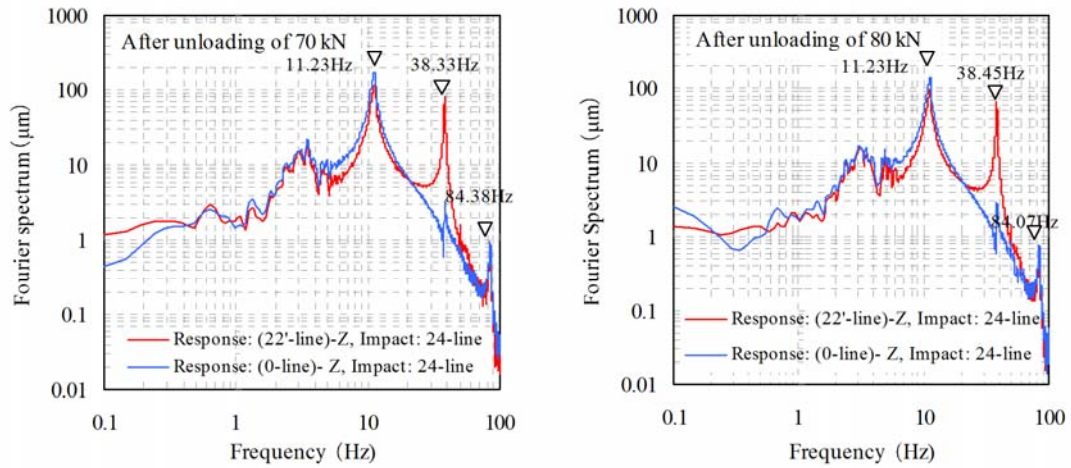
No.2 Girder



Analysis were done after unloading of each cycle, Sampling frequency:200 Hz, Bandwidth: 0.2 Hz.

図6 荷重サイクル毎のインパクト打撃振動のフーリエスペクトル No. 2 桁

No.2 Girder



Analysis were done after unloading of each cycle, Sampling frequency:200 Hz, Bandwidth: 0.2 Hz.

図 6 荷重サイクル毎のインパクト打撃振動のフーリエスペクトル No. 2 桁

図7にNo.1桁とNo.2桁の1次と2次の固有振動数の変化を示す。1次固有振動数については、No.1桁（橋軸方向ひびわれ少ない）は载荷試験直前に12Hzであったものが、载荷直後から低下し30kN载荷経験後に11.5Hzまで下がり、その後の低下は一旦なくなり、60kNから再び低下して80kNで11.3Hzまで下がっている。93kNでは9.8Hzまで大きく下がっている。製作後の健全時の値がわからないため、载荷試験直前の初期値を基準にすれば、80kNで94%に下がっており、6%の低下に留まっている。93kNでは82%に下がり18%の低下となる。一方、No.2桁（橋軸方向ひびわれ多い）は、20kNで低下し、その後の低下は一旦なくなり、50kN、60kNで低下（11.4Hzと11.2Hz、95%と93%）し、80kNではNo.1桁と概ね同じ固有振動数になっている。したがって、80kNまでは、固有振動数の変化の状況にわずかな違いは見られるが、大局的に差は見られないと言える。

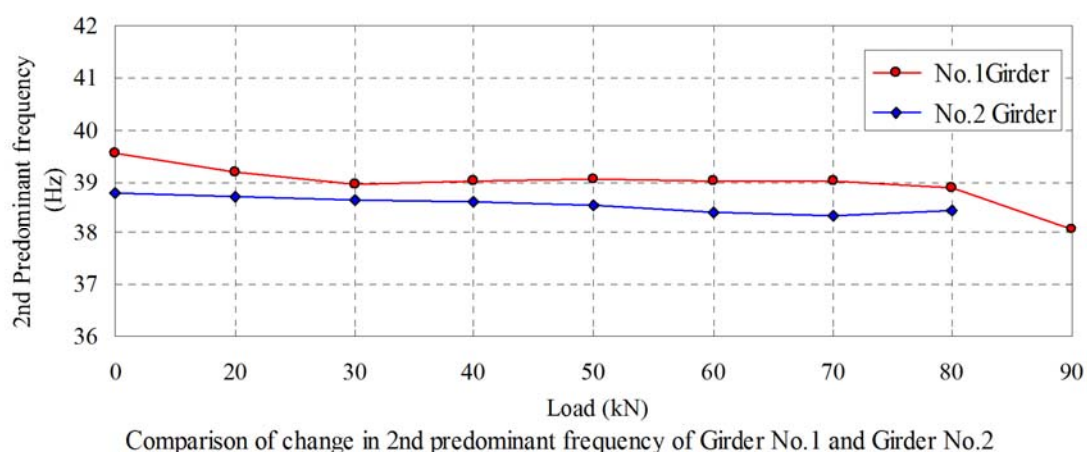
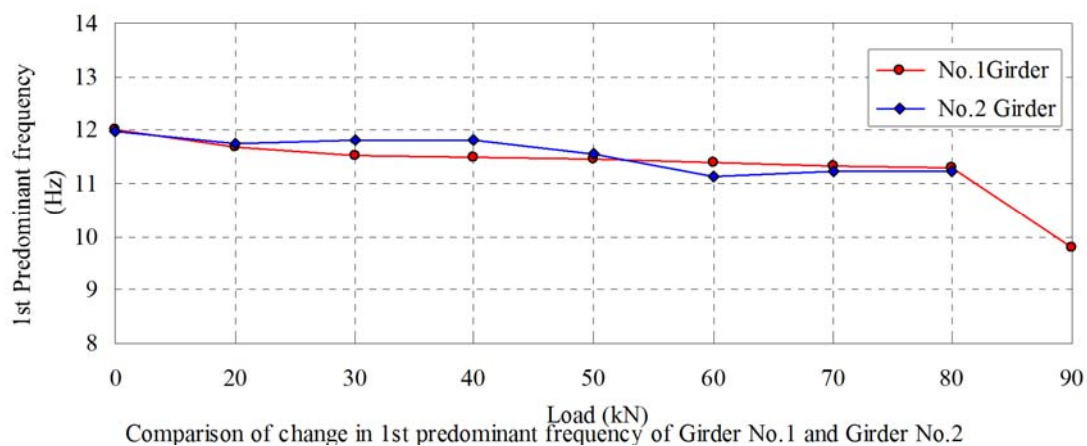


図7 固有振動数の変化（1・2次固有振動数）

図 8 に No. 2 桁のみに現れた 3 次曲げ振動を示す。固有振動数は、85.8Hz から 84.1Hz に下がっている。低下はわずか 2%である。この低下している割合は、1 次モードに比べれば小さいが、2 次モードと比べて、やや大きい値となっている。1 次モードでは径間中央部が変形に支配的であるのに対して、3 次モードでは、変形の大きい範囲は 1 次モードに比べて 1/3 になる。まして 2 次モードでは径間中央部は変形が小さい区間であり、ひびわれの発生区間は振動モードにあまり影響しないものと考えられる。

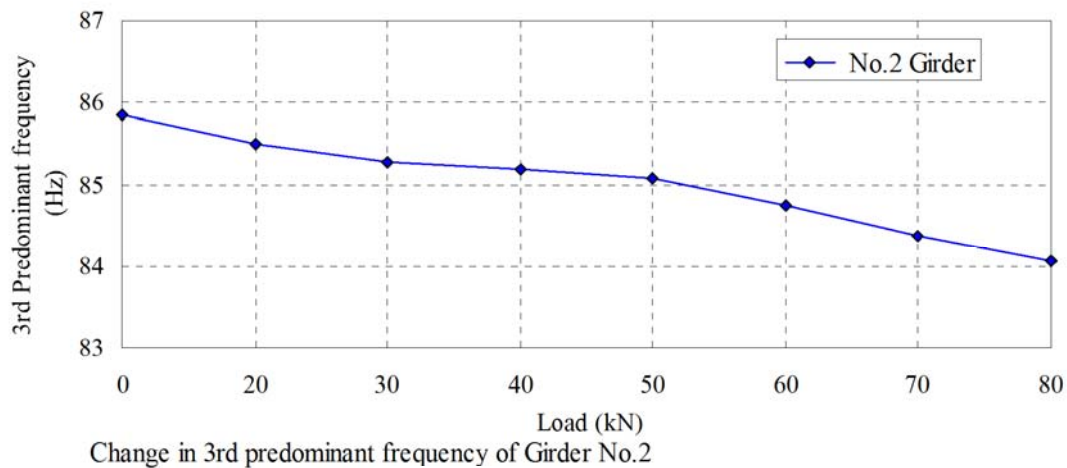


図 8 固有振動数の変化（3 次固有振動数）

図 9 と図 10 に載荷荷重 60kN 時と 80kN 時のひびわれ図を示す。軸直角方向の曲げひずみの分布と進展に関して両者に大きな違いは見られない。ひびわれは支間中央の 2m 区間（径間長の 22%）に集中して発生している。このことは、固有振動数の変化に両方の桁で大きな差がないことと整合している。また、50kN までは、両方の桁ともに曲げひびわれの発生が見られなかったのに対して、固有振動数の変化は、50kN に至るまでに両方ともに 95%にまで下がり、5%の振動数変化が確認される。したがって、外観点検で発見できるひびわれの発生までに 5%の固有振動数変化として捉えることができることがわかった。

2 次固有振動数についても、おおよそ同様の傾向で、No. 1 桁では 39.6Hz から 39.0Hz まで下がっており（98.5%）、1.5%の変化として捉えられる。1 次固有振動数で 5%低下するのに対して、2 次ではわずか 1.5%の低下である。

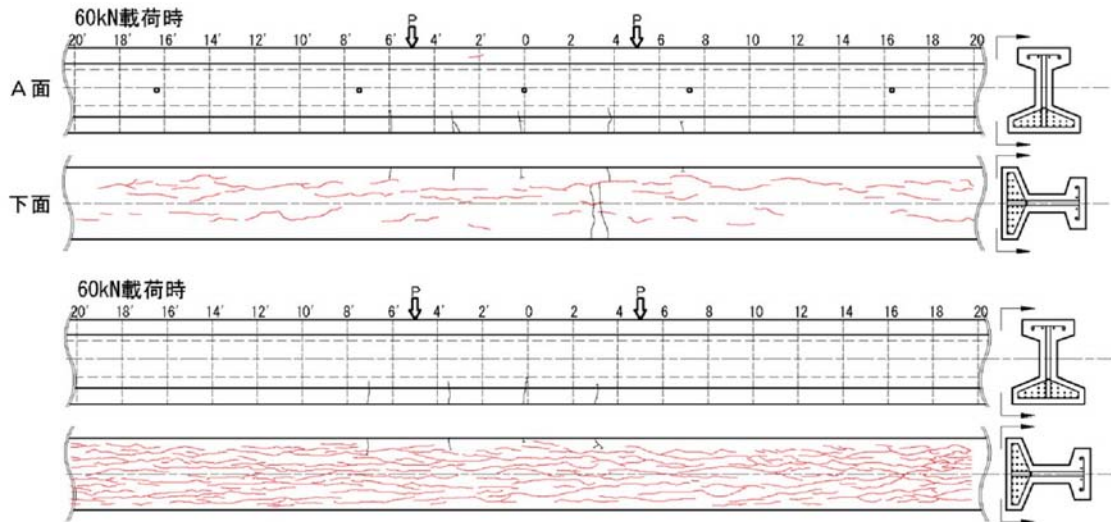


図9 ひびわれ図（60kN 載荷時）

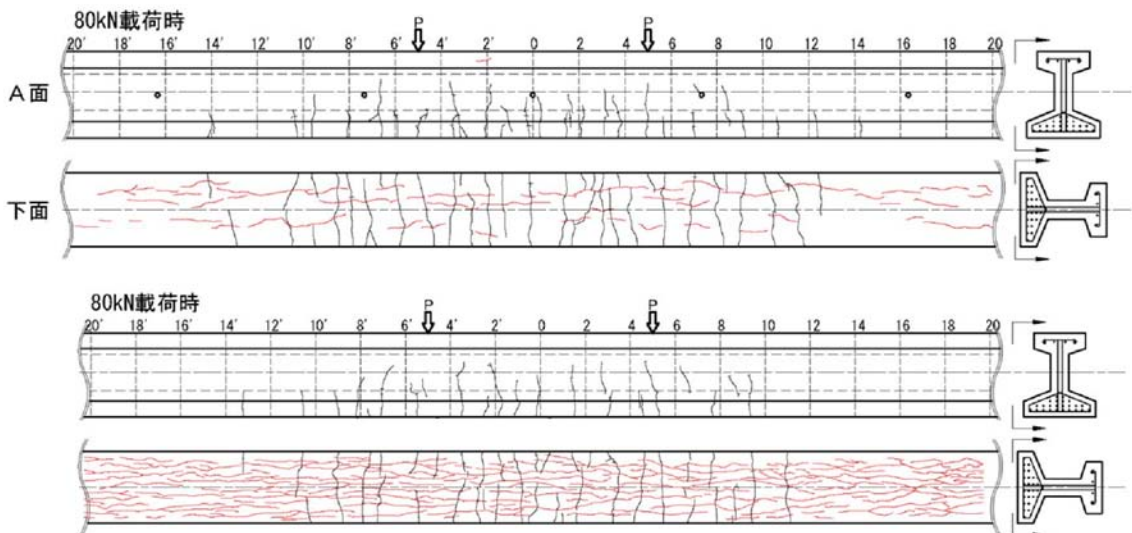


図10 ひびわれ図（80kN 載荷時）

5. 結論

以上を総合すれば、ひびわれなどの力学的損傷は、その損傷部位が変形モードで大きな曲げ変形（曲率）に相当する場合は固有振動数の低下に大きく影響し、相当しない場合には影響は小さいことがわかった。これらより、力学的損傷は固有振動数の変化に影響し、その影響は損傷部位と振動モードでの変形の大きい部位が重なった場合に大きく、そうでない場合は小さいことがわかった。

また、ひびわれが目視で確認できないようなものであっても、力学的原因による潜在的な内部の損傷（マイクロクラック）によると推察される固有振動数の変化となって捉えられる可能性があることがわかった。

CAESAR メンテナンス技術交流会による計測結果

中川橋側道橋の曲げ載荷試験
Kuraves-Actis を用いた
載荷サイクル毎のひび割れ測定

報 告 書

株式会社保全工学研究所

目 次

1. 測定目的.....	1
2. 測定目的.....	1
2.1 現地測定方法.....	1
(1) 測定範囲.....	1
(2) 測定条件.....	2
2.2 解析方法.....	3
(1) ひび割れ解析原理.....	3
(2) ひび割れ解析方法.....	5
3. 測定結果.....	6
(1) 画像で解析結果.....	20
(2) 変位とひび割れ性状.....	20
(3) ひび割れの幅の分布と劣化状況について.....	21
4. まとめ.....	21

1. 測定目的

本測定は、デジタルカメラで撮影を行った画像を用いて、供試体に生じるひび割れの長さ、幅等を抽出し、数値的に解析することによって載荷耐力や劣化程度の差を確認する。

2. 測定目的

2.1 現地測定方法

(1) 測定範囲

測定は、デジタルカメラで試験体側面・B面、図-2-1に示す範囲を撮影して行った。撮影は表-2-1に示すように0~90kNまでのサイクル全てにて行っており、解析については、ひび割れの発生した60kN以降に行った。

表-2-1 撮影及び解析荷重

供試体名		荷重(kN)									
		0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
No.1※ (ASRによる ひび割れ小)	画像撮影	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	画像解析	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○
No.2※ (ASRによる ひび割れ大)	画像撮影	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	画像解析	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○

※No.1 = G6 桁, No.2=G3 桁

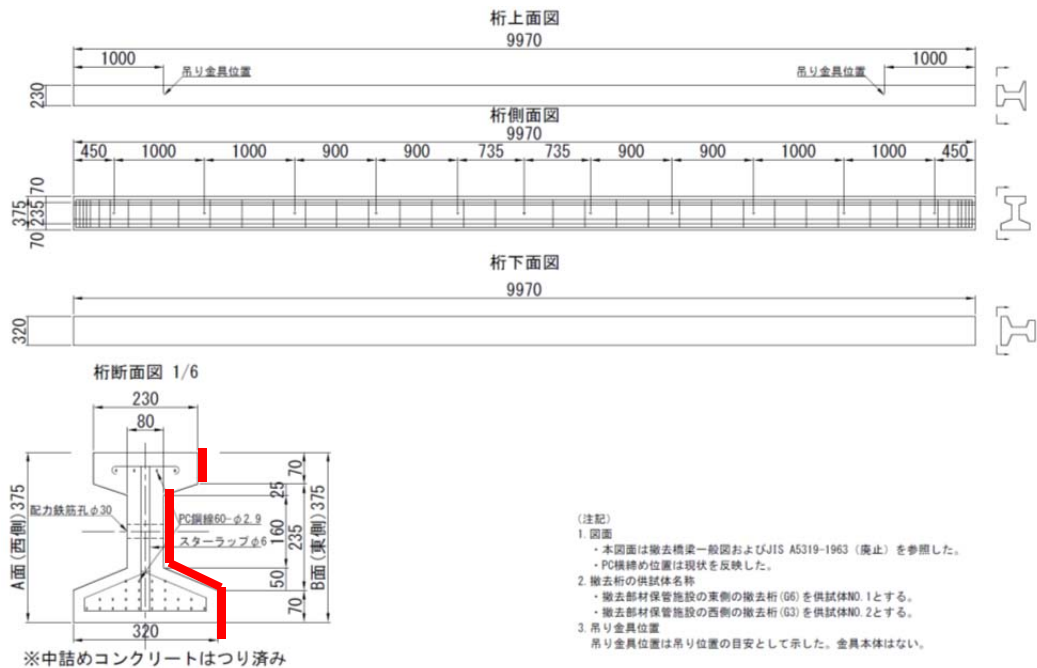


図-2-1 供試体概要図

(2) 測定条件

撮影には、市販品のデジタルカメラを使用し行った。使用した機材の仕様を表-2-2、写真-2.1に示す。また、撮影状況を写真-2.2に示す。

ひび割れ幅 0.05 mm以上を計測するため、供試体を 20 分割（横 577×縦 385 mm）して撮影を行った。また、ハンチ部分に関しては、撮影距離が大きく異なるため、カメラの角度を変更して同じく 20 分割（横 577×縦 385 mm）して撮影を行った。画角割付図を図- 2-2 に示す。画素のサイズは、約 0.1 mm/画素である。



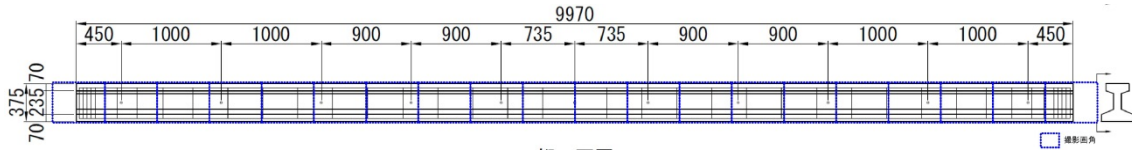
写真-2.1 可視カメラの外観

表-2-2 可視カメラの仕様

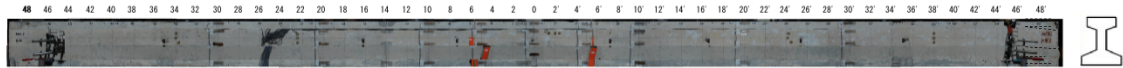
メーカー名	Canon
型番	EOS 5D Mark II
有効画素数	21メガピクセル (5,616×3,744)
撮像素子	36×24mm フルサイズ
記録画素数	[L] 5,616×3,744 [M] 4,080×2,720 [S] 2,784×1,856
撮像感度	ISO 100~6400 相当増感 ISO50 (L)、ISO12800 (H1)、ISO25600 (H2) の感度拡張が可能 (任意設定 1/3 段ステップステップで設定可能)
記録画像ファイル形式	Exif2.2 準拠, DCF 準拠, DPOF 準拠
画質モード	JPEG RAW (14bit、キヤノン独自)
記録媒体	コンパクトフラッシュカード*



写真-2.2 撮影状況



図－ 2-2 画角割付図

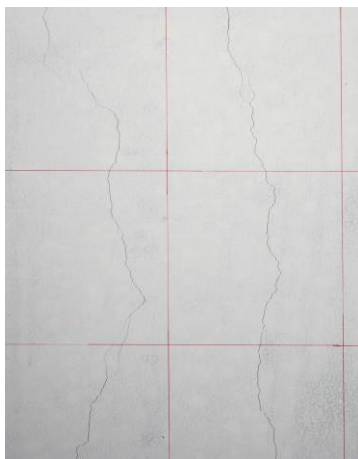


図－ 2-3 画像接合図 (No. 1 59.9kN)

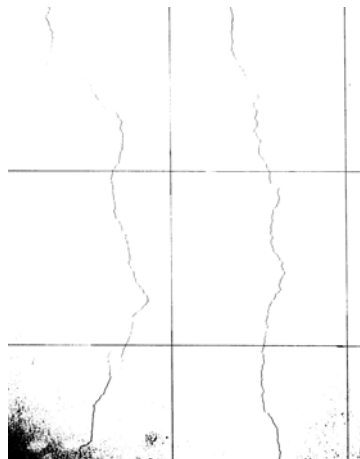
2.2 解析方法

(1) ひび割れ解析原理

デジタル画像によるひび割れは、一般的に取得した画像を白黒 2 値に変換し、ひび割れの幅や長さを抽出する方法と、取得した画像を白～黒の 256 色（グレー諧調）に変換し、ひび割れ幅や長さを抽出する方法がある。本調査では、画像をグレー諧調に変換しひび割れの幅や長さを抽出する方法で解析を行っている。グレー配色（256 色）することによって、汚れやコンクリート表面の色調差によって 2 値化では抽出の難しいひび割れについても抽出が可能である。図－ 2-4～図－ 2-6 に原画像、2 値化した画像、グレー変換した画像例を示す。2 値化では、濃度で 2 値に分け、一定以上の値を黒、それ以外を白として表現するため、原画像では表示されていた部分も白色になることがある。



図－ 2-4 原画像



図－ 2-5 2 値化画像



図－ 2-6 グレー画像

デジタル画像からひび割れを抽出する際は、1画素の20%程度までのひび割れを抽出できることが一般的であり（武田他、2001 参考文献¹⁾）、撮影時にはこの値を考慮して撮影の画角を決める事が必要となる。またひび割れは、デジタル画像で撮影した際は、拡大すると図-2-7の様に撮影されている。また、本測定では図-2-8に示す様にひび割れが撮影されている。

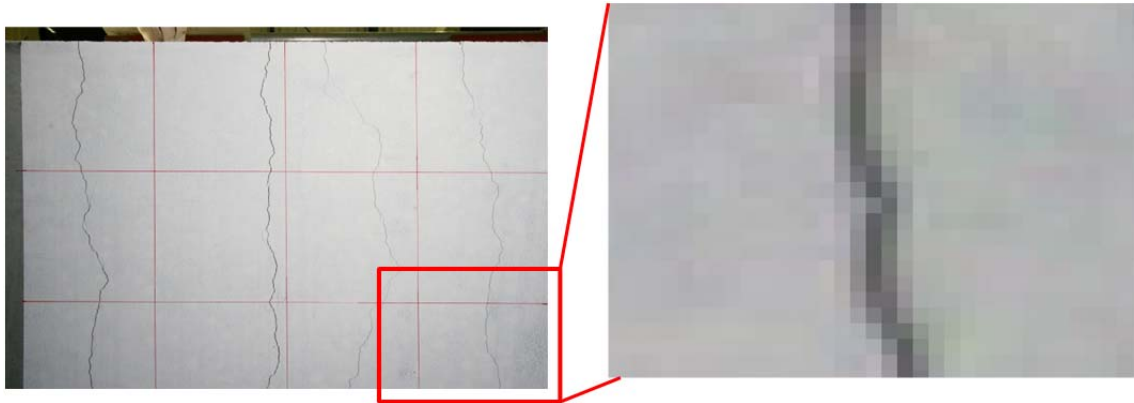
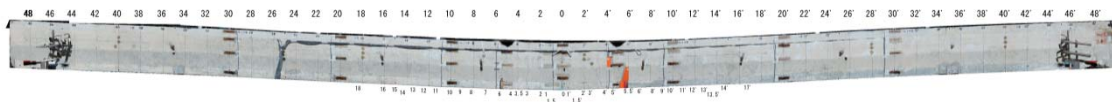
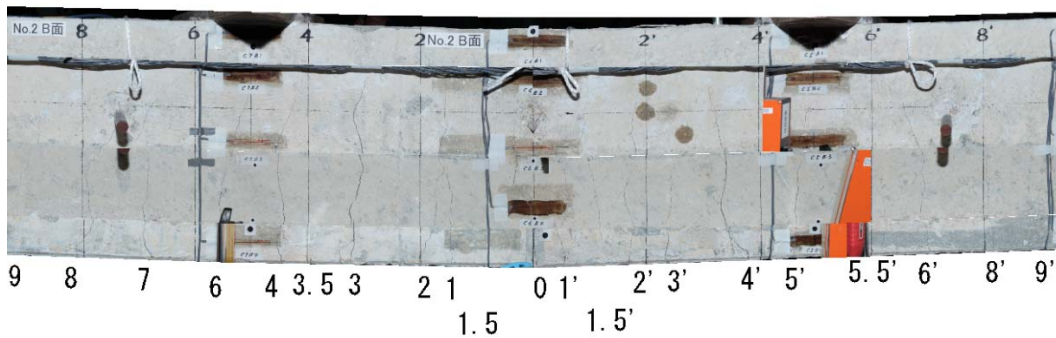


図-2-7 ひび割れの拡大画像



(1) No. 2 96.6kN 全体図

8 6 4 2 0 2' 4' 6' 8'

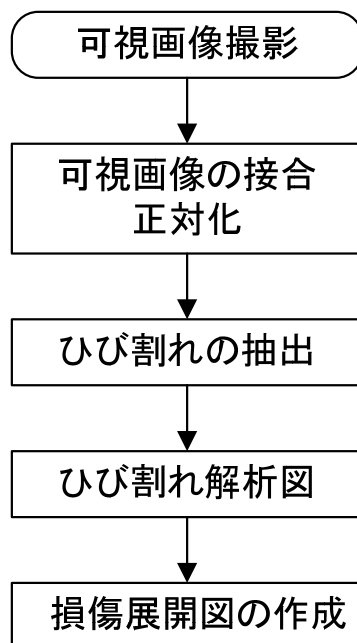


(2) No. 2 96.6kN 中央拡大図

図-2-8 本測定のひび割れ状況

(2) ひび割れ解析方法

撮影した可視画像を図－ 2-9 に示すフローに沿って画像解析を行った。可視画像の解析には、Kuraves-Actis（倉敷紡績株式会社製，(有)GMC 社製）を使用し，可視画像を接合後ひび割れの解析を行った。



図－ 2-9 可視画像解析フロー

3. 測定結果

画像抽出結果図を図- 3-2～図- 3-9 に示す。発生したひび割れには、支間中央からの格子番号を付けた。No. 1 と No. 2 供試体の荷重毎の変化を比較するために、「ひび割れ長さ」、「ひび割れ面積（ひび割れ長さ×ひび割れ幅）」についてグラフ化を行った（図- 3-10）。

No. 1 と No. 2 供試体のひび割れの分布状況を確認するために、横軸に位置、縦軸に各ひび割れのひび割れ面積（ひび割れ長さ(mm)×ひび割れ幅(mm)）としてグラフ化を行った。平均ひび割れ幅は、解析を行ったひび割れの毎の幅と長さを乗じたものを長さの合計で除したものとした（図- 3-1）。

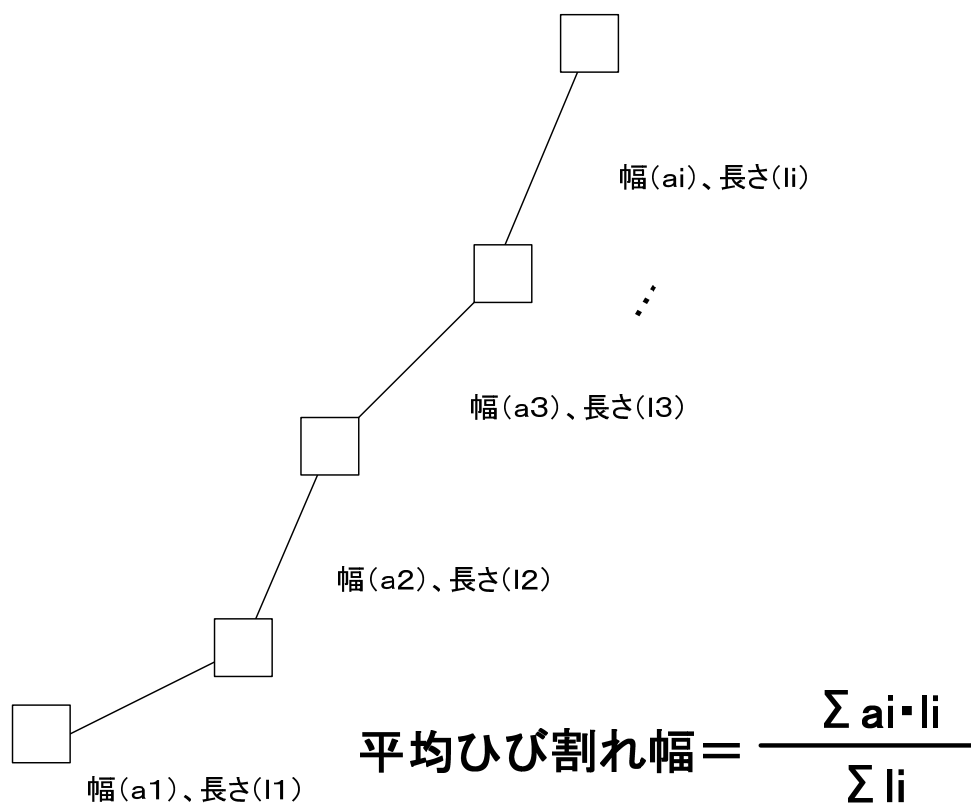
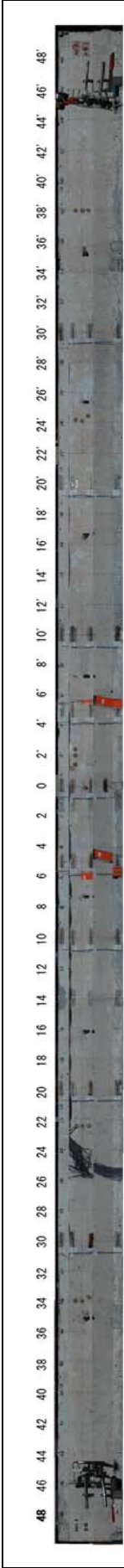


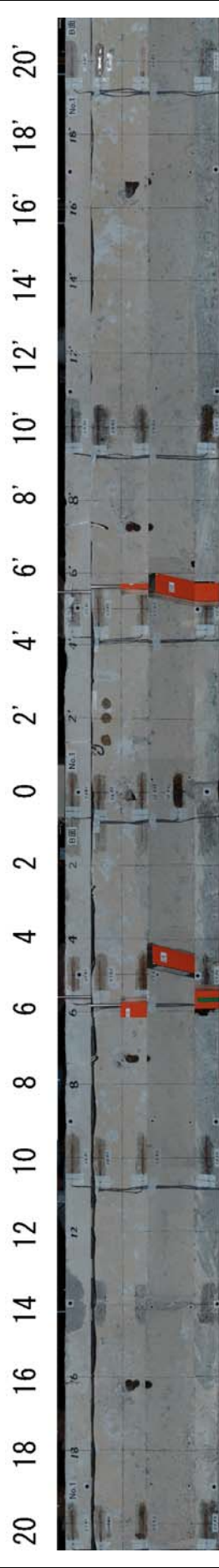
図- 3-1 平均ひび割れ幅

それぞれのグラフを図- 3 -10～図- 3-15 に示す。

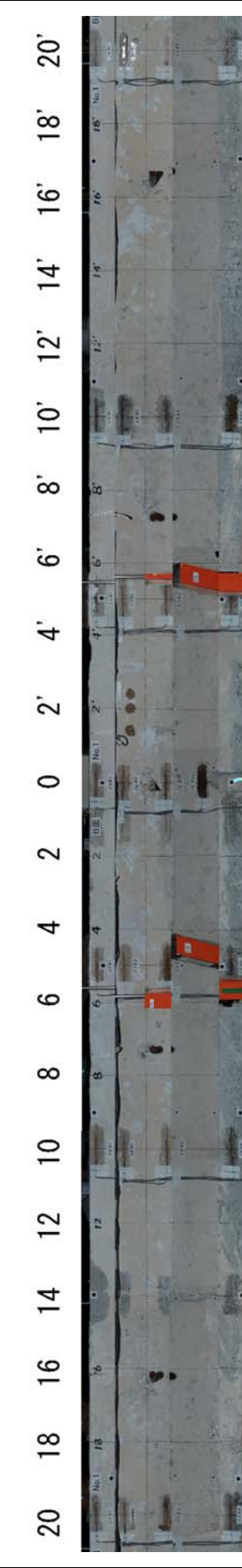
また、No. 1 と No. 2 のひび割れ幅の分布状況の差を確認するため、各供試体、各荷重、各ひび割れのひび割れ面積の標準偏差をその荷重の平均ひび割れ幅で除した数値を用いてグラフ化を行った（図- 3-16）。平均ひび割れ幅は、荷重だけでなく、変位とも関係していることが考えられることから、横軸に変位、縦軸に平均ひび割れ幅としてグラフ化を行った（図- 3-17）。



(1) No.1 59.9kN (全体)



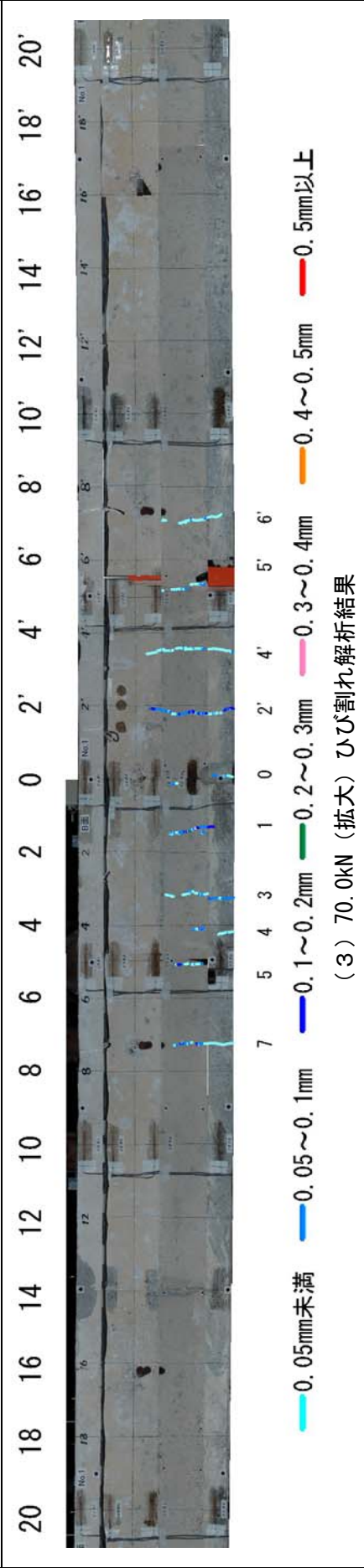
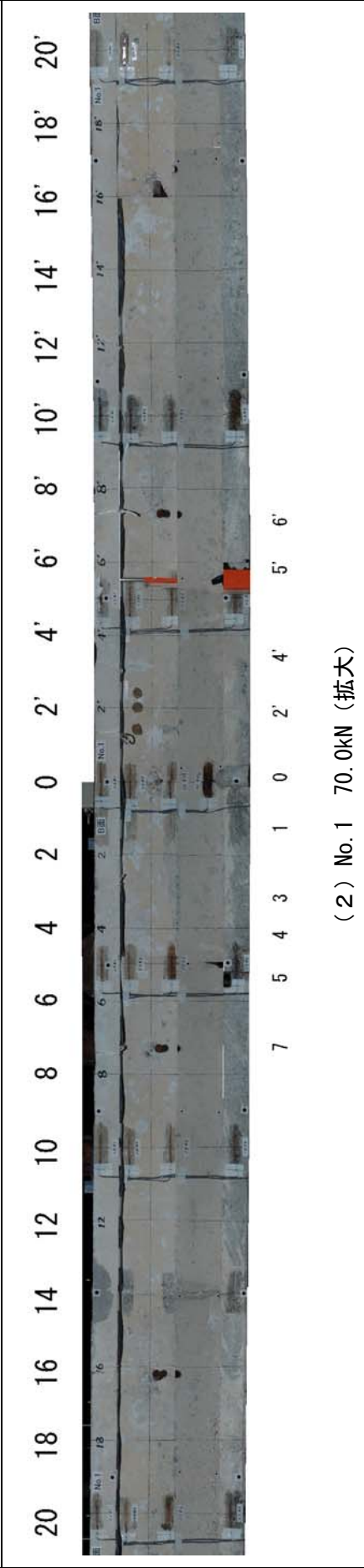
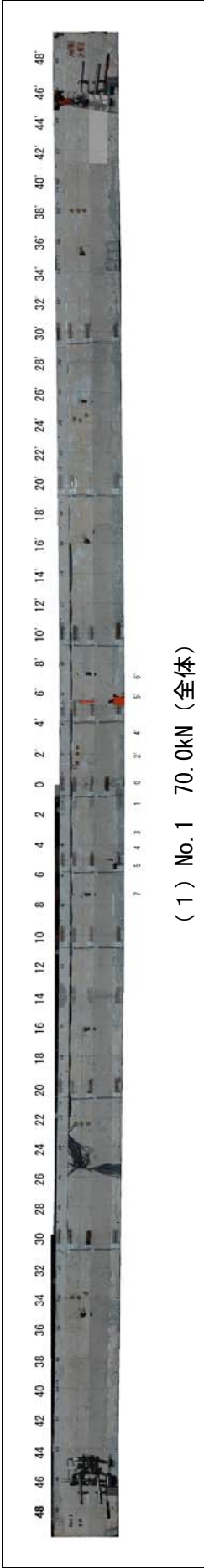
(2) No.1 59.9kN (拡大)



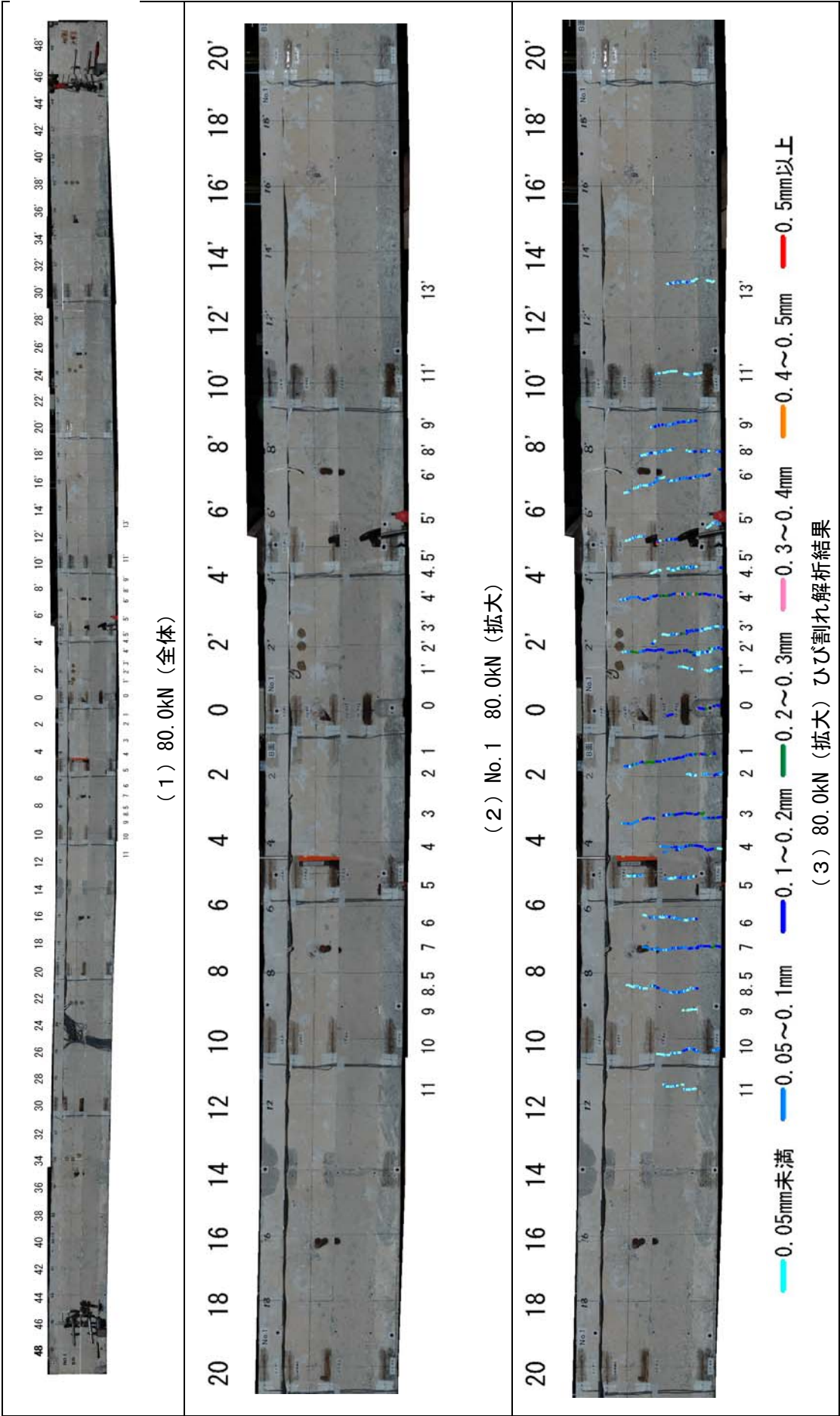
— 0.05mm未満 — 0.05~0.1mm — 0.1~0.2mm — 0.2~0.3mm — 0.3~0.4mm — 0.4~0.5mm — 0.5mm以上

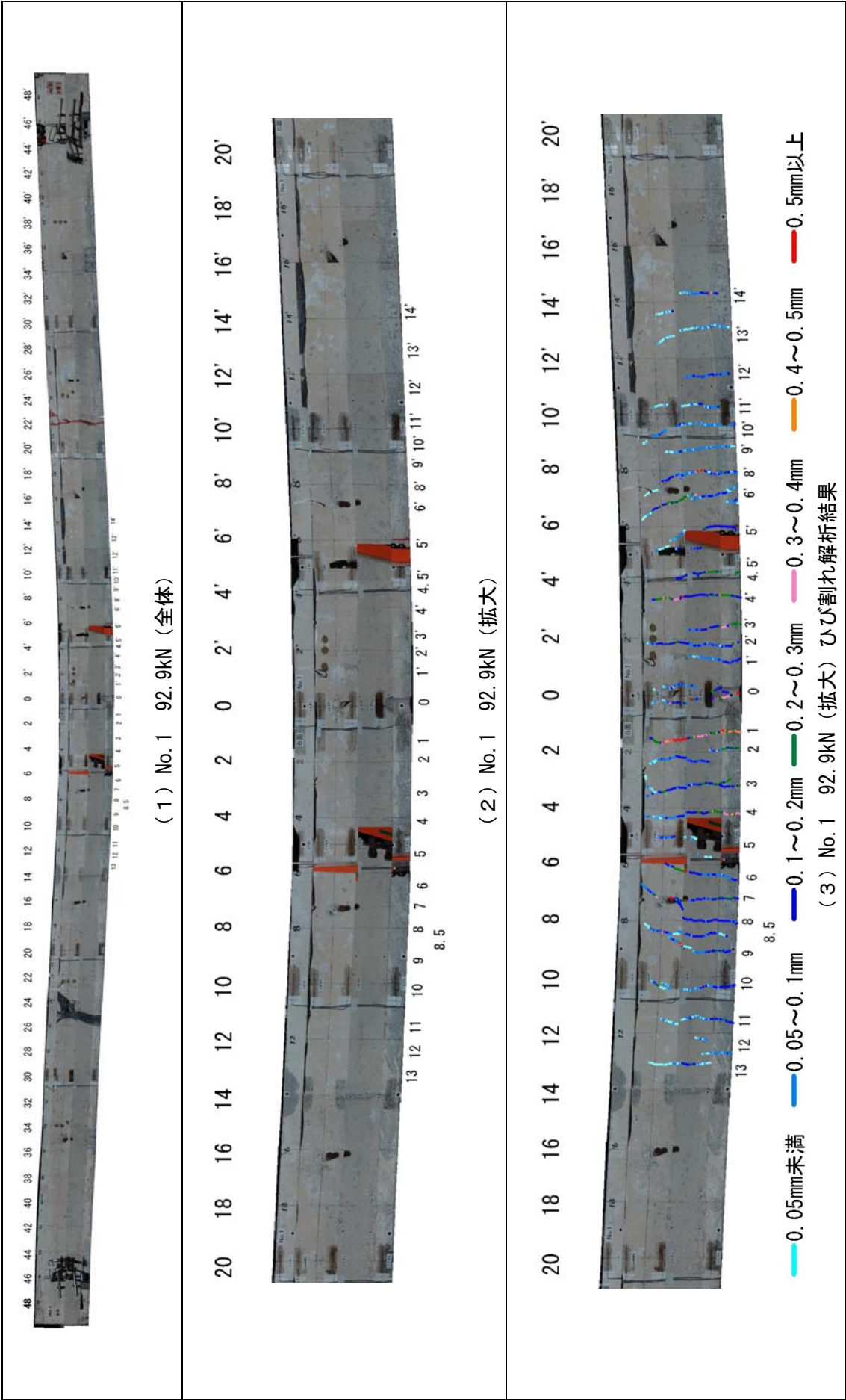
(3) 59.9kN (拡大) ひび割れ解析結果

図-3-2 No.1 59.9kN

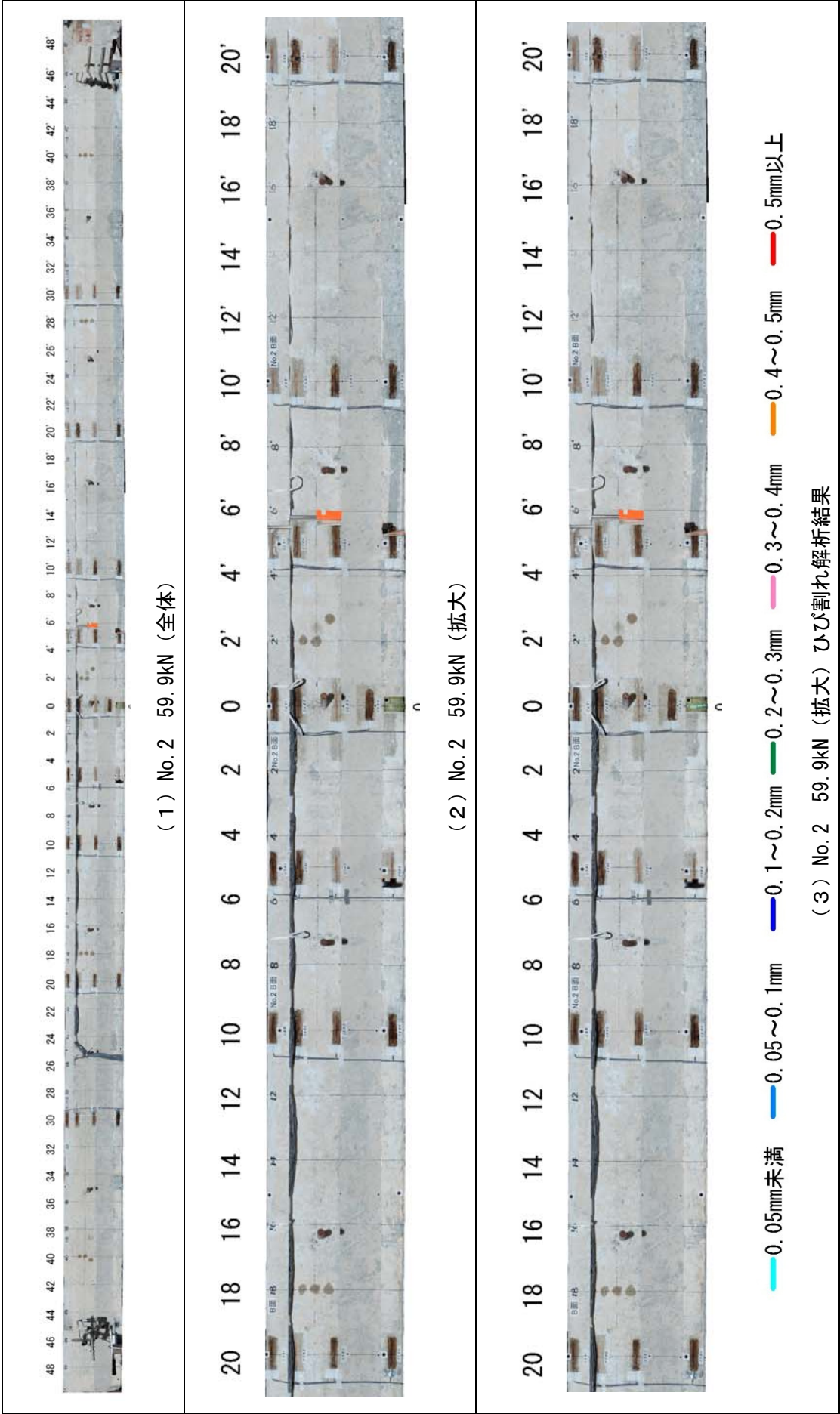


図一 3-3 No.1 70.0kN

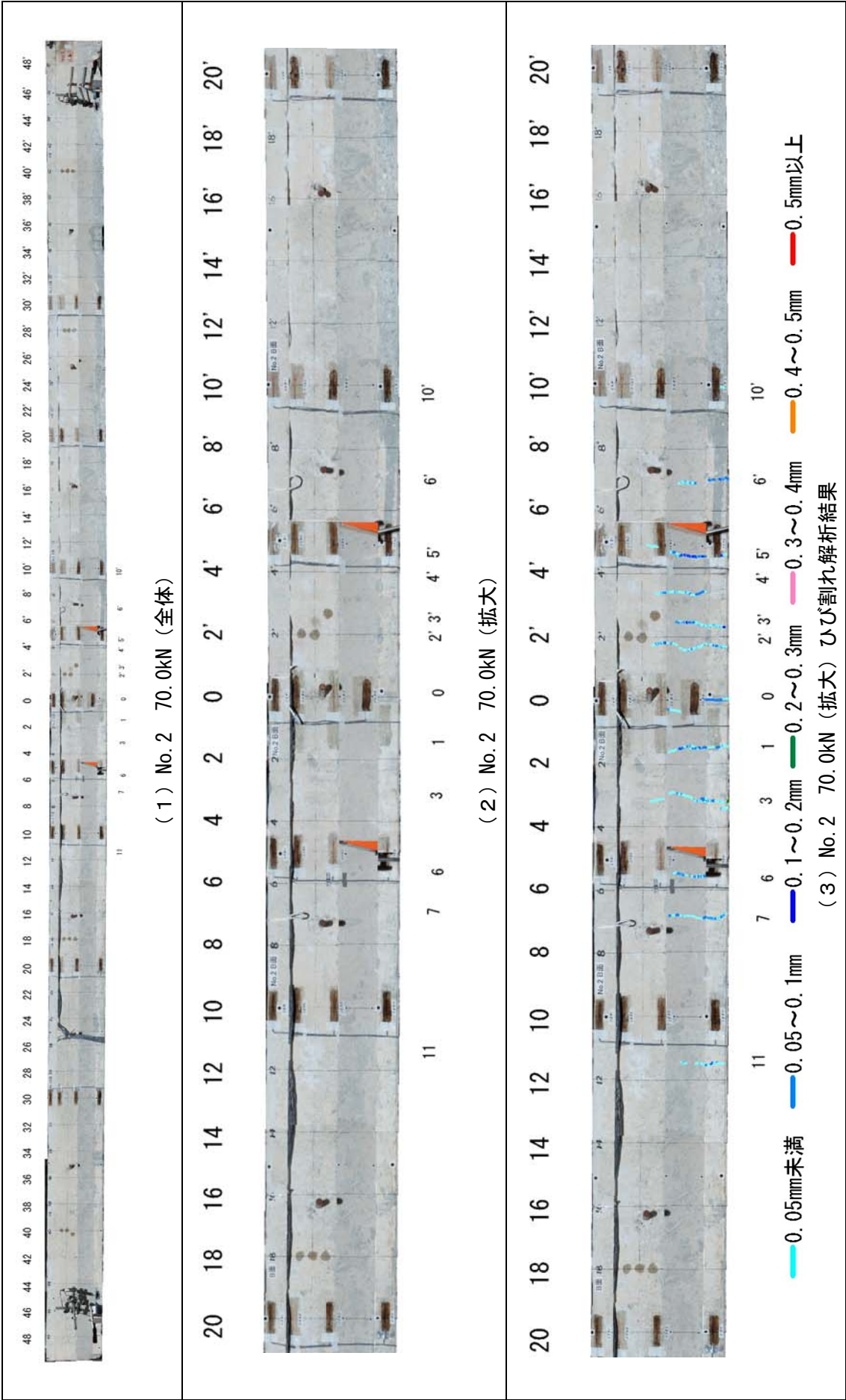




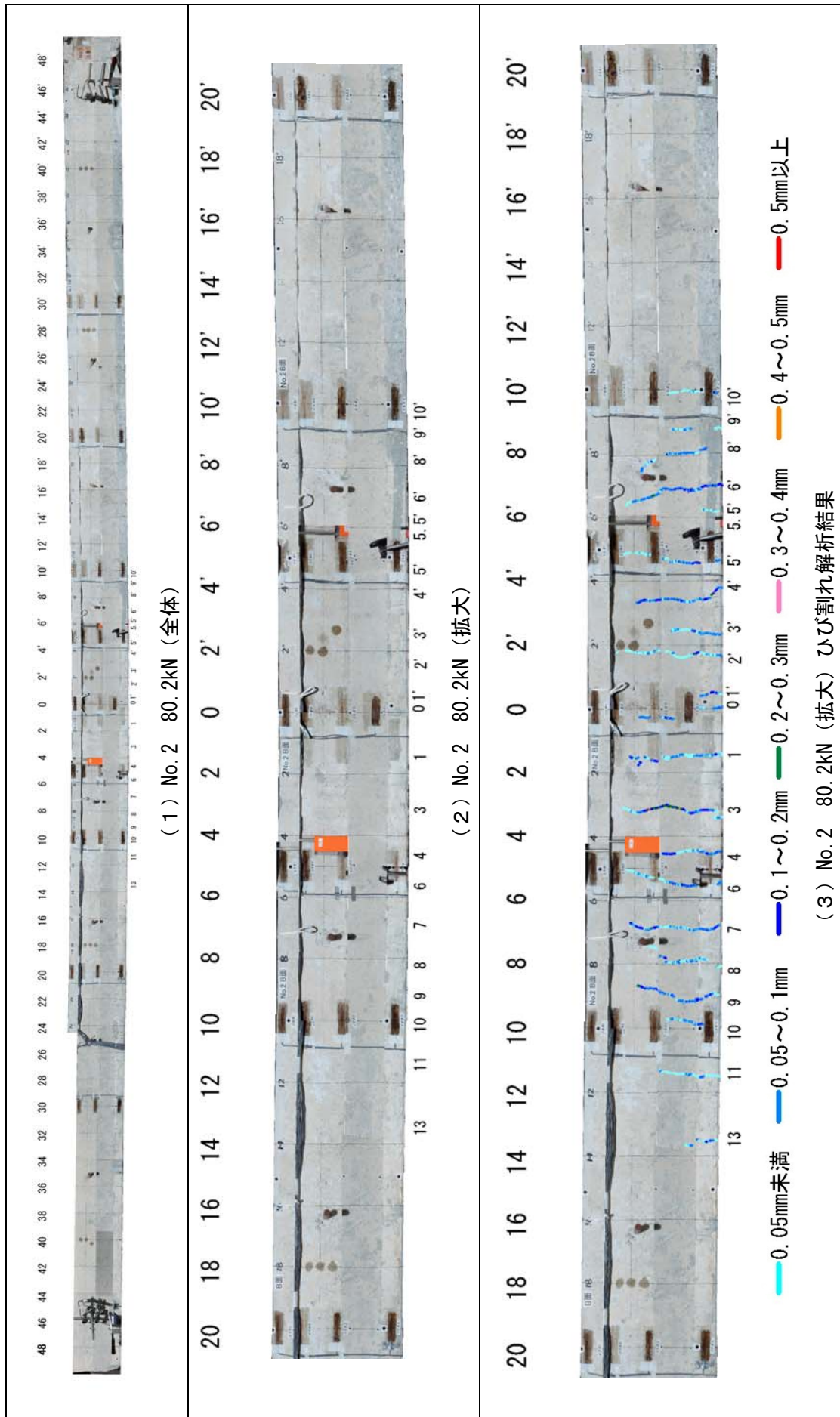
図一 3-5 No. 1 92.9kN



図一 3-6 No.2 59.9kN



図一 3-7 No. 2 70.0kN



図一 3-8 No.2 80.2kN

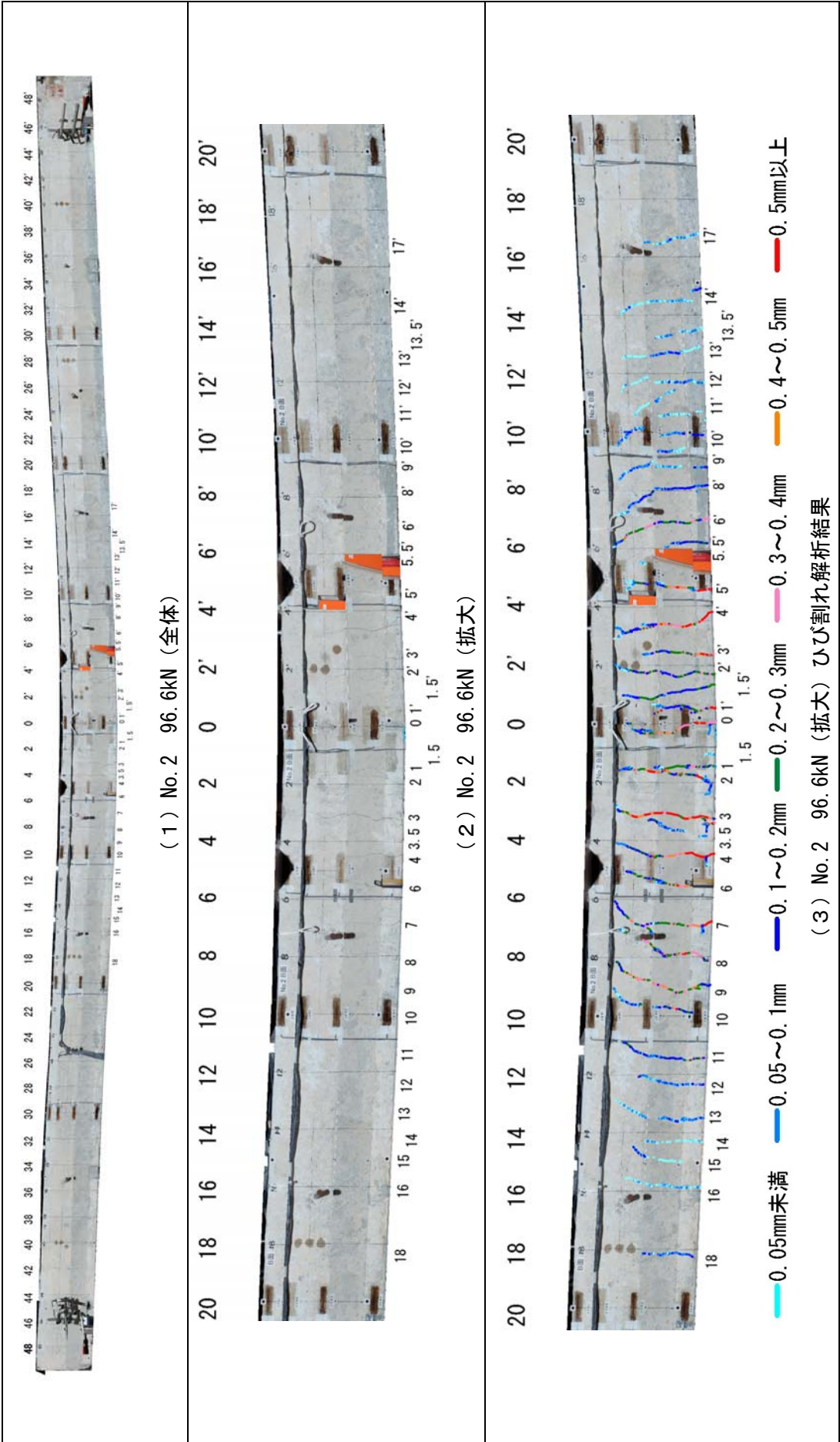
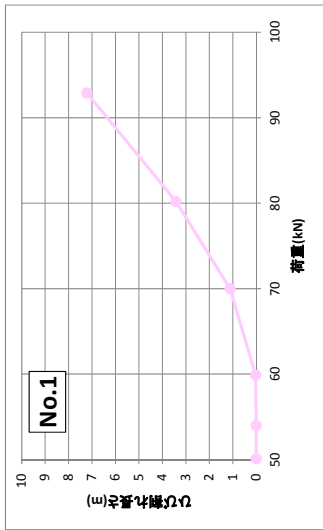
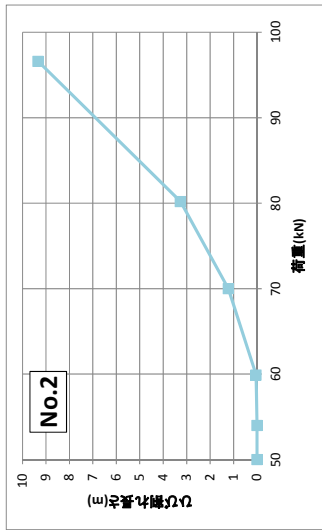


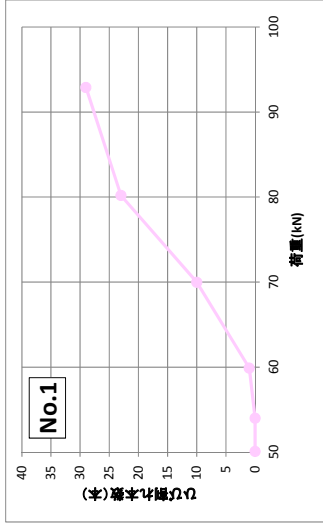
図-3-9 No.2 96.6kN



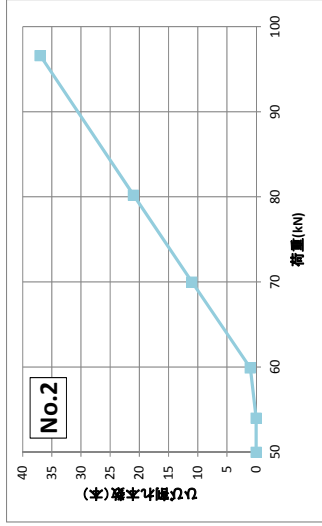
(1) No. 1 ひび割れ長さ



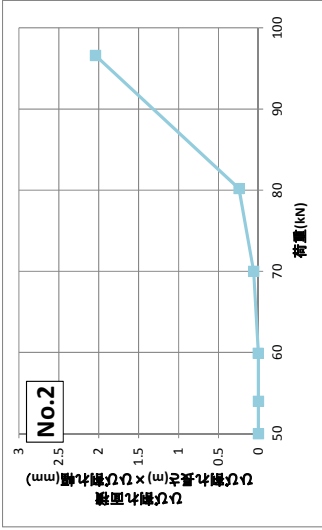
(2) No. 1 ひび割れ本数



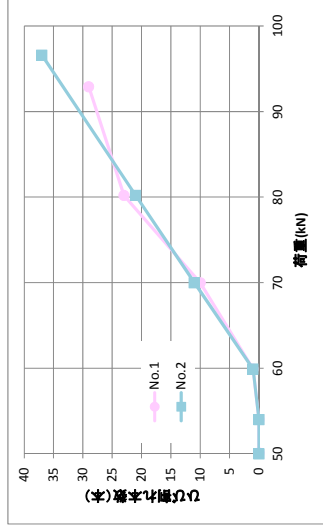
(3) No. 1 ひび割れ面積 (ひび割れ長さ × ひび割れ幅)



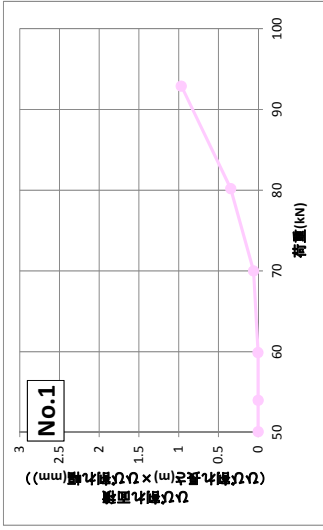
(4) No. 2 ひび割れ長さ



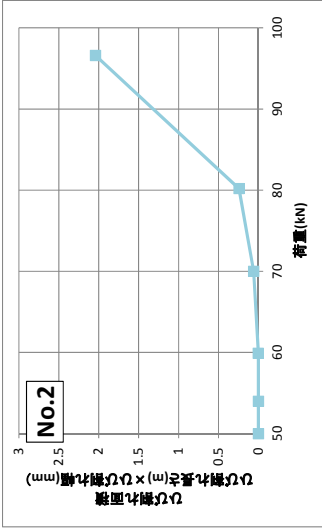
(5) No. 2 ひび割れ本数



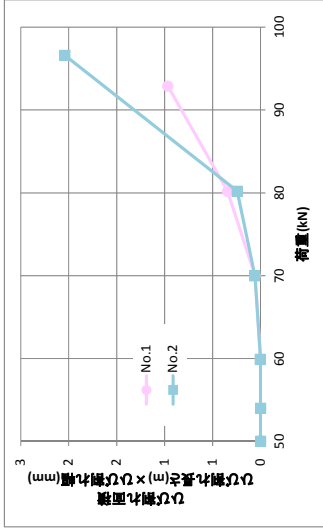
(6) No. 2 ひび割れ面積 (ひび割れ長さ × ひび割れ幅)



(7) No. 1, No. 2 ひび割れ長さ

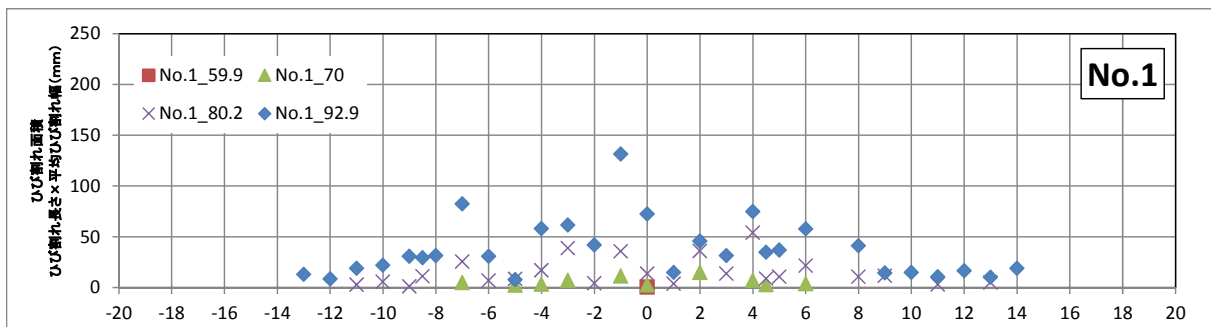


(8) No. 1, No. 2 ひび割れ本数

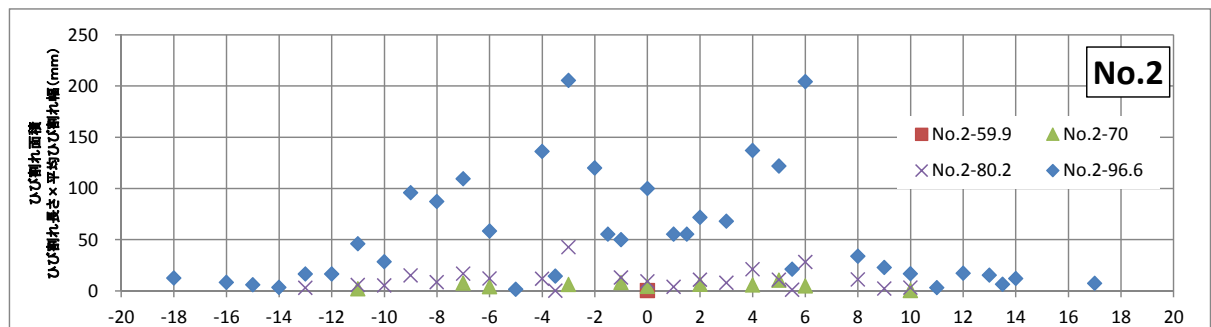


(9) No. 1, No. 2 ひび割れ面積 (ひび割れ長さ × ひび割れ幅)

図一 3-10 ひび割れ長さ (m) ・ 荷重変化とひび割れ本数 ・ ひび割れ面積 (ひび割れ長さ × ひび割れ幅)

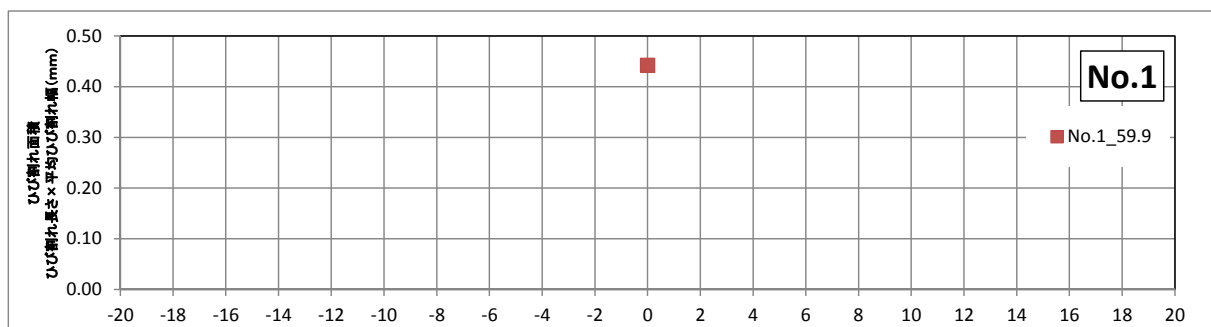


(1) No. 1 59.9~92.9kN

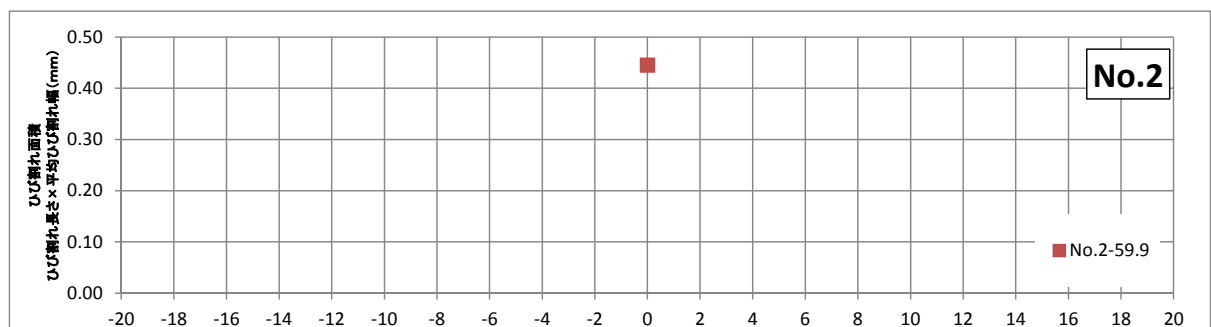


(2) No. 2 59.9~96.6kN

図一 3-11 ひび割れ発生位置とひび割れ面積 (ひび割れ長さ (mm) × ひび割れ幅 (mm))

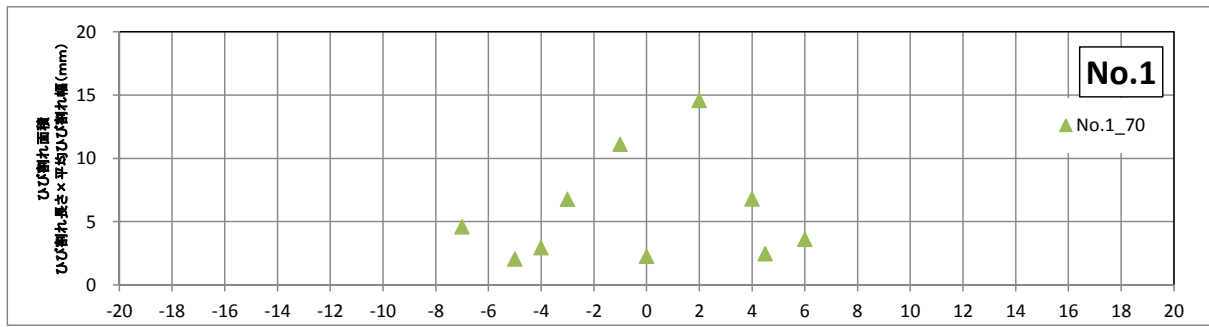


(1) No. 1 59.9kN

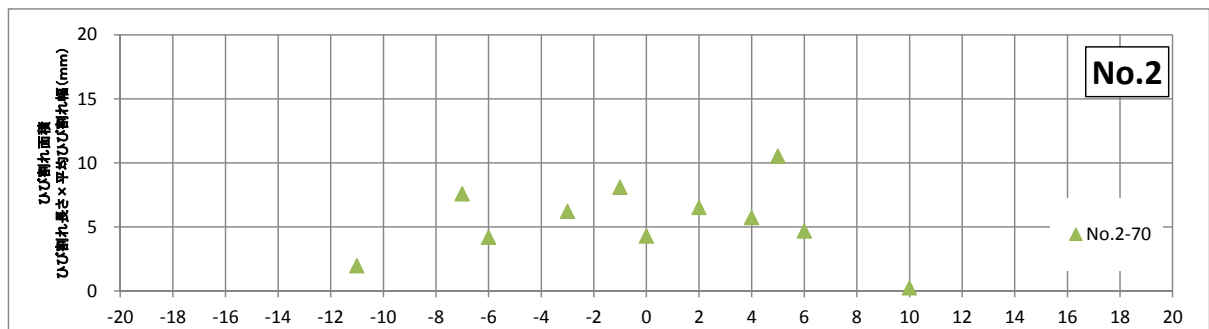


(2) No. 2 59.9kN

図一 3-12 ひび割れ発生位置とひび割れ面積 (ひび割れ長さ (mm) × ひび割れ幅 (mm)) - 59.9kN

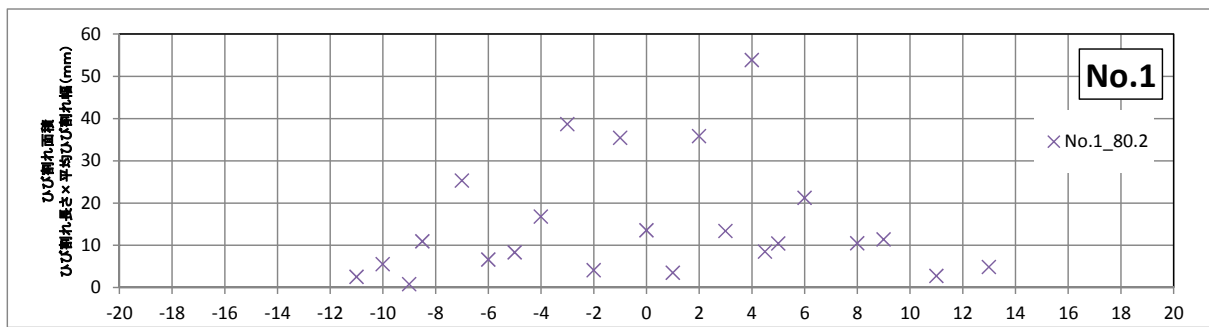


(1) No. 1 70.0kN

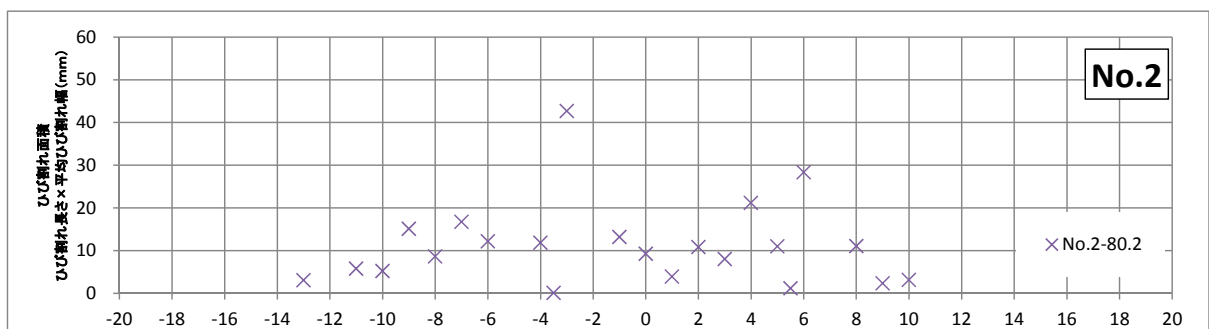


(2) No. 1 70.0kN

図一 3-13 ひび割れ発生位置とひび割れ面積 (ひび割れ長さ (mm) × ひび割れ幅 (mm)) ・ 70.0kN

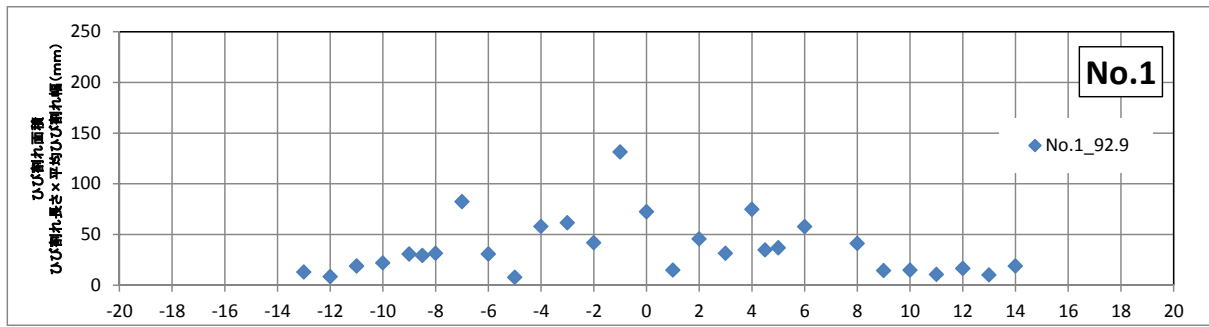


(1) No. 1 80.2kN

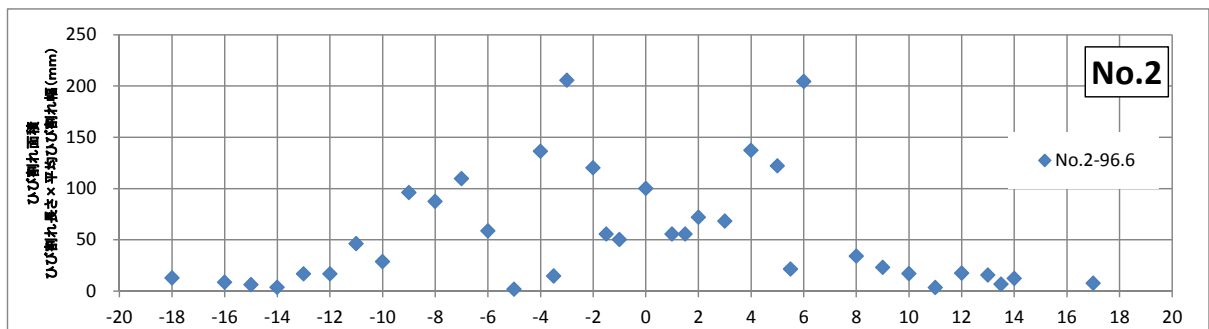


(2) No. 2 80.2kN

図一 3-14 ひび割れ発生位置とひび割れ面積 (ひび割れ長さ (mm) × ひび割れ幅 (mm)) ・ 80.2kN

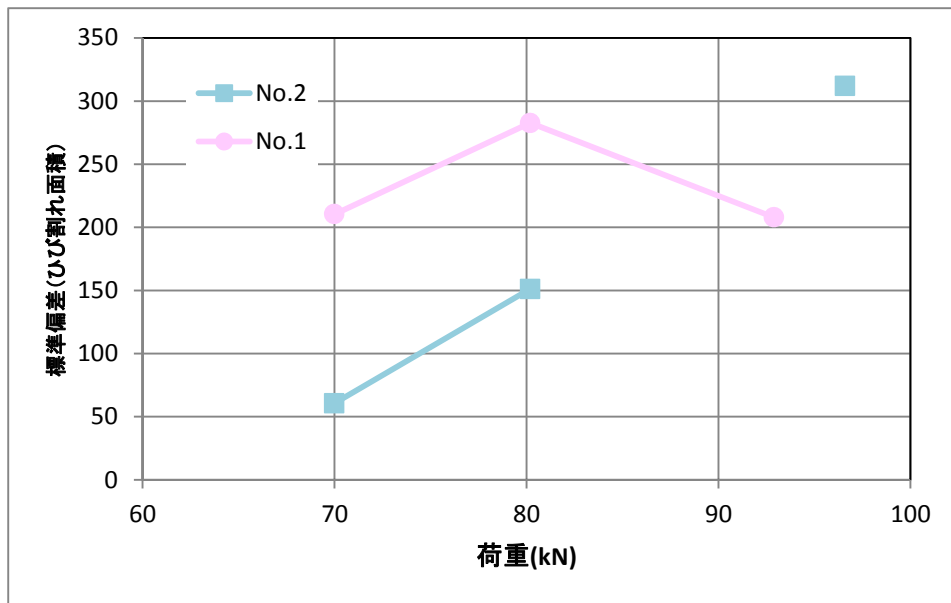


(1) No.1 92.9kN

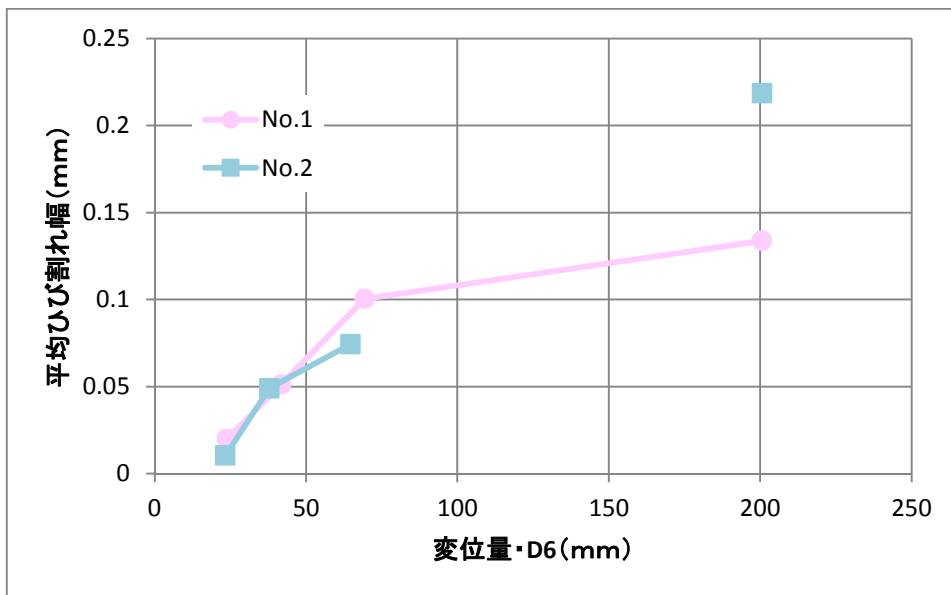


(2) No.2 96.6kN

図一 3-15 ひび割れ発生位置とひび割れ面積 (ひび割れ長さ (mm) × ひび割れ幅 (mm)) ・ 92.9 ・ 96.6kN



図－ 3-16 ひび割れ面積の分散



図－ 3-17 変位と平均ひび割れ幅

(1) 画像で解析結果

- ・ 抽出可能であった最小ひび割れは、0.02 mmであったが、安定して抽出が行えたひび割れ幅は、0.05 mm以上であった。
- ・ ひび割れを正対補正された画像から自動抽出としたため、長さや位置を正確にトレースする事が可能であった。
- ・ 目視では計測できない精細なひび割れ幅の抽出を行う事ができた。

(2) 変位とひび割れ性状

- ・ ひび割れ長さは、No. 1、No. 2 供試体で各荷重において大きな差は見られない。
- ・ ひび割れ面積（ひび割れ長さ×平均ひび割れ幅）は、No. 1、No. 2 供試体で 70kN までにおいて、ほとんど差は見られない。ただし、80 kN 付近では、No. 1 供試体の値が大きくなっている
- ・ 90 kN 付近では、それぞれの計測した載荷重が 92.9、96.6kN と載荷荷重が異なっていることから、比較する事が難しい。
- ・ ひび割れ本数は、60kN 付近では、No. 1、No. 2 とともに 1 本、70kN 付近では、No. 1 が 10 本、No. 2 が 11 本、80kN 付近では、No. 1 が 23 本、No. 2 では 21 本であり、差はわずかである。
- ・ 90kN 付近では、No. 1 と No. 2 では、29 本と 37 本で 8 本の差がみられたが、それぞれの計測した載荷重が 92.9、96.6kN と載荷荷重が異なっていることから、比較を行う事が難しい。
- ・ 70kN までの荷重時ではひび割れ本数・ひび割れ面積は、No. 1、No. 2 供試体で各荷重において大きな差は見られない。
- ・ 80kN 付近では、No. 1 と No. 2 において、ひび割れ面積の差が見られる。
- ・ 90kN 付近では、No. 1 と No. 2 において、ひび割れ面積の差が大きくみられるが、荷重が異なることから比較することが難しい。
- ・ ひび割れの発生位置及び分布は、荷重の値がほぼ同じである 80kN 付近までについては、No. 1 と No. 2 の差は見られない。
- ・ 90kN 付近では、No. 2 においてひび割れ長さ、ひび割れ面積、ひび割れ本数のすべてが大きくなるが、荷重が異なる事から比較することが難しい。

(3) ひび割れの幅の分布と劣化状況について

- ・ No. 1、No. 2 供試体において各荷重のひび割れ長さ、ひび割れ本数、ひび割れ面積には、80kN 以降を除いて差が見られない。
- ・ 供試体に生じた各ひび割れの平均幅の分布は、No. 1 試験体では中央ほど、幅が大きくなる傾向が見られ、No. 2 供試体では発生位置による差が少ない傾向が見られ、各供試体・各荷重（90 kN 付近を除く）に共通している。
- ・ ひび割れ面積の標準偏差を比較すると、No. 1 の値が 70、80kN 付近で大きく、より分散している傾向が見られることと一致する。
- ・ 変位と No. 1、No. 2 供試体の平均ひび割れ幅を比較すると、70kN までは荷重による変位量にはほとんど差がないが、80kN では、No. 1 の変位量が大きく、平均ひび割れ幅も大きくなっている。

4. まとめ

No. 1 と No. 2 の供試体では、ひび割れ長さ、発生位置、範囲に大きな差は見られなかった。これは、2つの供試体の耐力に差がない事と調和的であると推測される。ただし、80kN では、No. 1 のひび割れ面積が大きくなっている傾向が見られ、No. 1 の変位が No. 2 に比べてやや大きい事と関係がある可能性がある。

個々のひび割れの幅の分布は、No. 1 では、中央ほどひび割れ幅が大きく、個々のひび割れ幅の差が大きい。これに対して、No. 2 の平均ひび割れ幅については、発生位置による差が小さく、個々のひび割れ幅の差が小さい。これは、No. 2 の供試体に ASR によるひび割れが多数見られ、コンクリートの弾性が低下しているために、中央への変形が集中せず分散したためではないかと推測される。

また今回の供試体は、PC 桁であり耐力はコンクリートの性状よりも PC 鋼棒による影響が大きいと考えられ、耐力に差が見られないため、ひび割れについては幅の分布のみに変化が見られた。RC 構造の供試体であれば、ひび割れ幅による変化が顕著になると推測される。

また、今回のデジタル画像によるひび割れ抽出結果から、既設の構造物において劣化度を精細に調査する際は、ひび割れの長さ、幅、位置を正確に記録することが必要であると考えられる。

<参考文献>

1. RC 構造実験におけるひび割れ計測の適用（武田他，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23, No. 3, pp. 1177-1182, 2001）

CAESAR メンテナンス技術交流会による計測結果

中川橋側道橋の曲げ載荷試験
カメラタイプ光学的全視野計測装置を用いた
応力解放法によるプレテンションPC桁の
現有作用応力測定

報 告 書

長崎大学、佐賀大学

目 次

1. 目的	1
2. 現有作用応力の測定手法	1
2.1 光学的計測法	1
2.2 測定順序	1
3. 現有作用応力測定の結果	2
3.1 測定概要	2
3.2 測定結果	2
4. まとめ	5

1. 目的

カメラタイプ光学的全視野ひずみ計測装置を用いた応力解放法によるアルカリ骨材反応が生じたプレテンションPC桁の現有作用応力測定を行った。

2. 現有作用応力の測定手法

2.1 光学的計測法

今回、適用した現有作用応力測定法は、従来のひずみゲージを用いた手法と比較して精度を向上させるために、光学的計測法の高精度、非接触、全視野計測が可能というメリットに注目し、デジタル画像相関法¹⁾(以下DICMと呼ぶ)を用いたマルチロゼット解析法²⁾を適用した点に特徴がある。

以下に解析手順を示す。

- (1) 図-1に示すように円孔の中心点を中心とし、同心円状に解析点を配置する。例えば、図-1の場合は64点(64分割)配置している。
- (2) 点対称になる2点の解析点の移動量をDICMで求め、2点間の距離変化率を計算する。
- (3) (2)で求めた距離変化率の内、 0° 、 45° 、 90° の角度に位置する計算結果(図-1に示す1と33、9と41、17と49の組み合わせ)を用いてロゼット解析を行い、この組み合わせの時の最大、最小の距離変化率と方向を求める。
- (4) その後、(3)の組み合わせを変えてロゼット解析を行う。
その組み合わせの総数は32通りあり、その平均値を求め、この同心円における距離変化率の最大、最小値および方向とする。なお、同心円の径を変えることで円孔近傍から内外側に向かったの分布評価が可能となる。

2.2 測定順序

測定順序として、最初にコンクリート部材に直径約75mm、深さ約20mm~30mm、幅約2mmの円孔をコアカッターで切削し、解放ひずみをカメラタイプ光学的全視野ひずみ計測装置(以下カメラ装置と呼ぶ)(写真-1)で計測する。解放ひずみは、円孔内部において円孔の中心とした2点間の距離変化率からマルチロゼット解析法により算出する。さらに、対象部材をFEM解析による逆解析を行い、計測した解放ひずみ分布(距離変化率分布)を元にコンクリート部材に作用している応力を逆計算する。

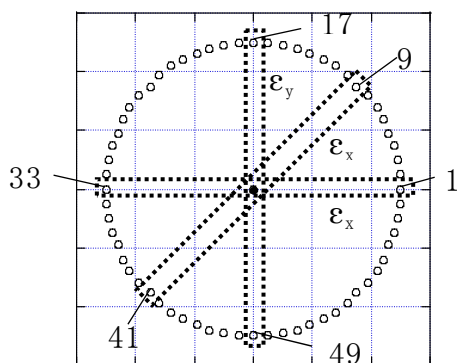


図-1 解析点

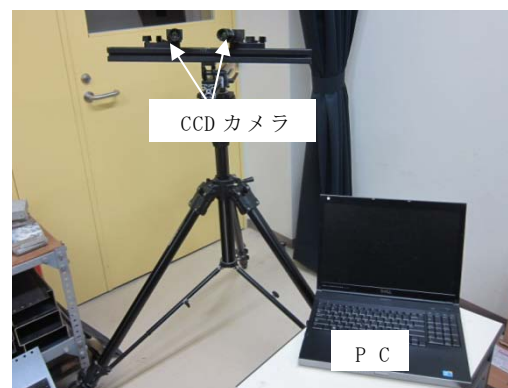


写真-1 カメラ装置

3. 現有作用応力測定の測定結果

3.1 測定概要

実験は、実橋梁から撤去したプレテンションPC桁（以下試験体と呼ぶ）を用いて行った。試験体は撤去直後に載荷試験を実施し、ひび割れ発生モーメントから現有作用応力の推定を行っている。研究では、載荷試験により推定した現有作用応力と比較を行った。試験体は、載荷試験直後に約2.4mに4分割（写真-2）しており、載荷試験の影響が最も少ない箇所を選定して行った。なお、作業性を考慮して下フランジを上に戻して作業を行った。試験体の断面図を図-2に示す。

試験体はアルカリ骨材反応の影響により下フランジの橋軸方向に多数のひび割れが顕著に確認される（写真-3）。なお、写真のひび割れは識別しやすいようにマジックでトレースしている。試験体には、有効プレストレス量にASRによる膨張圧が作用していることになる。ここでは、ASRの膨張圧を受けたプレテンションPC桁の応力状態を把握するために、橋軸方向に作用している現有作用応力測定を行った。測定箇所図と箇所名を図-3に示す。測定は試験体A（No. 3桁）で4箇所、試験体B（No. 6桁）で2箇所、合計 6箇所で行った。

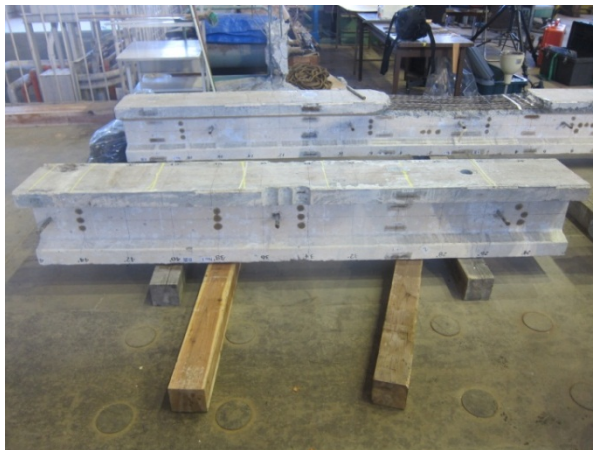


写真-2 プレテンション PC 桁

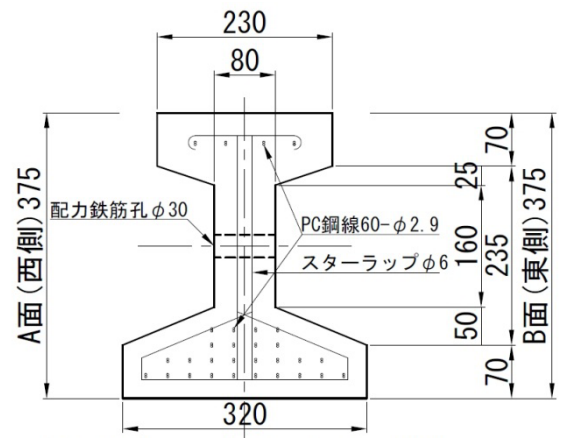


図-2 断面図



写真-3 ひび割れの状況

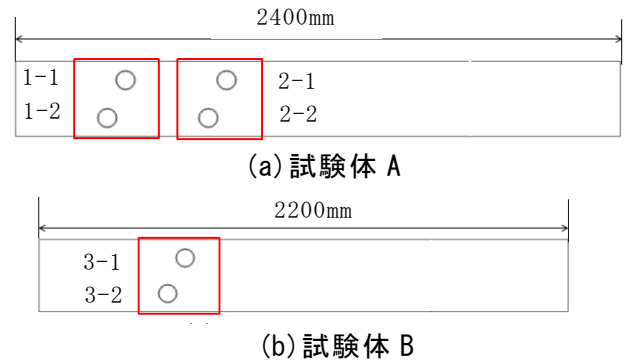


図-3 測定箇所

3.2 測定結果

コンクリートカッターによるコア切削状況とカメラ装置による計測状況を写真-4と写真-5にそれぞれ示す。コアカッターは、専用の治具を用いて桁に固定して削孔を行った。カメラは三脚に下向きに固定して計測を行った。計測にはPoint Grey Research社 GRASS-50S5モノクロCCDカメラ（約500万画素）を用いた。計測は2箇所分（例えば1-1、1-2）

が撮影されるように画角を調整した。カメラと計測面までの距離は約760mmであり、この時の画像解像度は約0.14mm/pixelとなる。カメラ装置で計測したコア切削後のコンクリート表面画像を写真-6に示す。写真の白黒の斑点は、DICM解析のため、計測前にスプレーで塗布したランダムパターンを表している。表-1にコア削孔深さ一覧表を示す。削孔深さは約25mm~30mmとなった。

計測した距離変化率分布を元に部材に作用している応力を逆計算するために、汎用解析ソフトMARCを用いて3次元線形FEM解析を行った。図-4に解析モデルを示す。現有作用応力を算出する際に使用した静弾性係数は、材料試験値(38,455 N/mm²)とした。

FEM解析により逆解析して求めた距離変化率分布を図-5に示す。また、コア切削前後の画像からマルチロゼット解析によって算出した距離変化率分布も合わせて示す。現有作用応力推定結果において、コアの中心から12mm~28mm間で解析値と計測値はほぼ一致している。

載荷試験により推定した現有作用応力推定結果(試験値)、開発した手法により推定した現有作用応力推定結果(解析値)を表-2、3にそれぞれ示す。現有作用応力における解析値/試験値は、1-1:106%、1-2:85%、2-1:83%、2-2:113%、3-1:83%、3-2:89%、平均:93%となり、試験値に近い値を示した。2-2が試験値より大きい値を示したのはASRの影響だと考える。計測値は、プレストレスによるひずみの開放とASR膨張ひずみの開放の両者を含んでいる。これらのひずみ量を分離できれば、ASRが生じたPC橋梁の維持管理に有用な情報になると考えるが、実験データ量が少ないため、今後の研究課題としたい。



写真-4 削孔状況



写真-5 計測状況

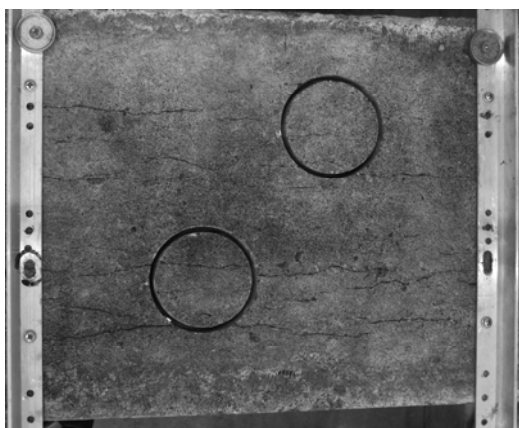


写真-6 変形画像(削孔後)

表-1 コア削孔深さ

箇所	1-1	1-2	2-1	2-2	3-1	3-2
深さ (mm)	25	26	28	25	30	30

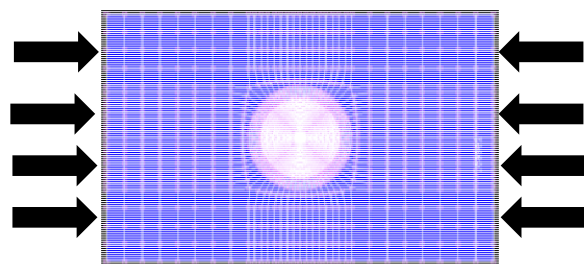
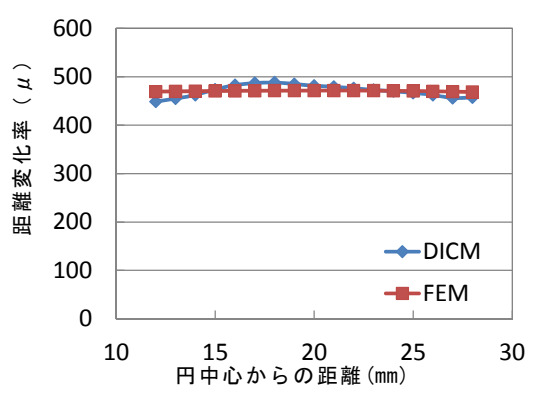
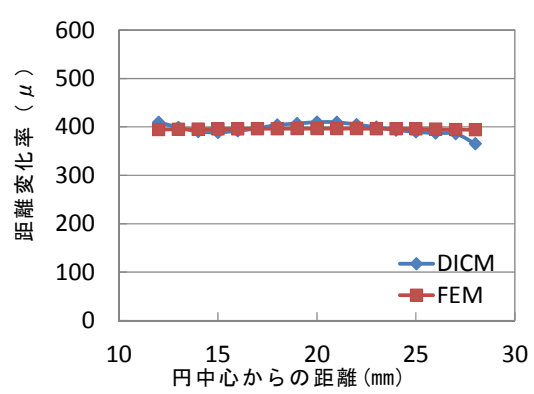


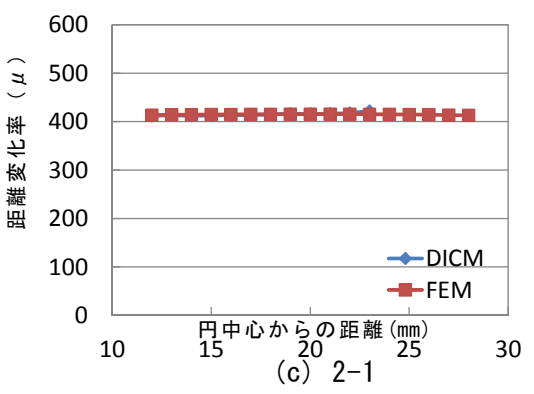
図-4 解析モデル



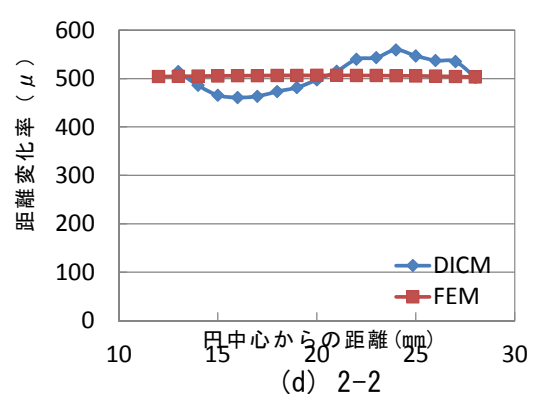
(a) 1-1



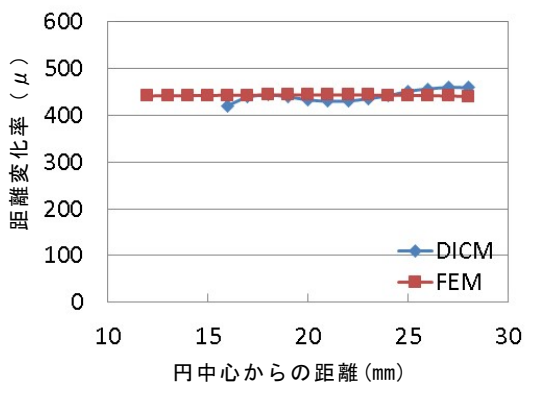
(b) 1-2



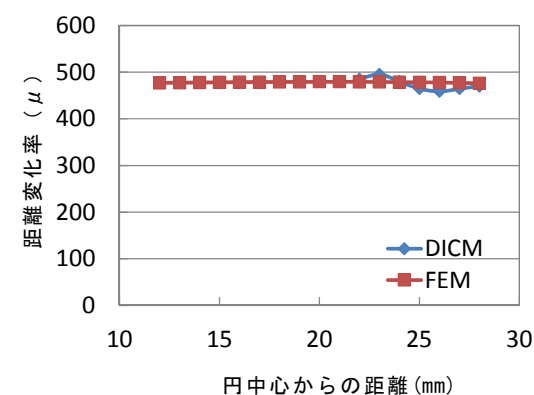
(c) 2-1



(d) 2-2



(e) 3-1



(f) 3-2

図-5 距離変化率分布

表-2 応力推定（載荷試験）

	単位	試験値
コンクリート圧縮強度	N/mm ²	74
コンクリート弾性係数 E _c	N/mm ²	38,455
PC 鋼材弾性係数 E _p	N/mm ²	206,000
弾性係数比 (E _p /E _c)		5.36
ひび割れ発生モーメント	kNm	108.0
ひび割れ発生ひずみ	μ	444
現有作用応力	N/mm ²	17.1

表-3 応力推定（開発手法）

箇所	現有作用応力 (N/mm ²)
1-1	18.1
1-2	14.6
2-1	14.2
2-2	19.4
3-1	14.1
3-2	15.2
平均	15.9

4. まとめ

カメラタイプ光学的全視野ひずみ計測装置を用いた応力解放法によるアルカリ骨材反応が生じたプレテンションPC桁の現有作用応力測を行った。そして、以下のことを得た。

- ・ DICMを用いたマルチロゼット解析法により解放ひずみ分布（距離変化率分布）を算出することができた。
- ・ 解放ひずみ分布から現有作用応力を推定することができた。
- ・ 開発した手法により推定した現有作用応力は、載荷試験により推定した値と比較して、83%~113%となった。
- ・ 推定した応力が変動した原因として、ASRの膨張力による影響であると考えられる。

【参考文献】

- 1) M. A. Sutton, J. -J. Orteu and H. W. Schreier : Image Correlation for Shape, Motion and Deformation Measurements, Springer, 2009
- 2) 出水享, 松田浩, 戸次翔, 森崎雅俊, 内野正和, 伊藤幸広, 森田千尋 : デジタル画像相関法のひずみ計測向上に関する基礎的研究, 土木学会論文集A2(応用力学), Vol. 68, No. 2, pp. 683-690, 2012

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4312 November 2015

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754