

# 十郷橋共同研究報告書

(十郷橋の耐久性評価と維持管理に関する共同研究)

～産学官共同研究報告書～

平成 27 年 3 月

(公財) 福井県建設技術公社

## 発刊にあたって

(公財) 福井県建設技術公社は、県および市町の建設技術向上と良質な社会資本整備に寄与することを目的として各種の事業を実施しています。

当該産学官共同研究支援事業は、産学官が取り組む技術研究開発を推進するために、研究経費を補助するとともに、その研究成果を報告書として作成し、関係機関に配布することをもって技術の普及を図るものです。

さて、我が国の社会資本ストックは高度経済成長期に集中的に整備され、今後20年で建設後50年以上を経過する施設の割合が大きく高まりますが、この厳しい財政状況の下、適切な維持管理・更新を計画的に推進し、安全・安心な社会基盤を確保していかなければなりません。

このような中、福井県には建設から60有余年が経過する我が国初のポストテンションPC道路橋「十郷橋」が現存しています。この「十郷橋」は土木工学上の歴史的価値を有することはもちろん、時間の経過とともに多くの地域住民の社会生活に溶け込み、地域をはじめ県民の貴重な財産ともなっており、その存続が重要であると考えております。

そこで、産学官共同研究において、「十郷橋」の耐久性の評価を行い、必要な維持管理方法についてまとめました。

今回の「十郷橋」の研究が有効に活用されるとともに皆様の日頃の業務の参考となれば幸いです。

最後に、この共同研究にご協力いただきました関係各位に、心から御礼申し上げます。

平成27年3月

公益財団法人 福井県建設技術公社  
理事長 近藤 幸次

# 目 次

1. はじめに	1
2. 研究目的	2
3. 十郷橋の耐久性評価と維持管理に関する共同研究委員会の概要	3
3.1 委員会の構成	3
3.2 委員会の記録	3
4. 調査橋梁の概要	5
4.1 十郷橋の概要	5
4.2 十郷橋を補完する石徹白橋の概要	12
5. 調査項目および調査方法	17
5.1 十郷橋の調査	18
5.1.1 外観調査	18
5.1.2 反発硬度法試験	18
5.1.3 超音波伝搬速度測定	19
5.1.4 表面透気試験	22
5.1.5 コア供試体を用いた強度試験 (圧縮試験、割裂試験、静弾性係数試験)	24
5.1.6 細孔径分布の測定	25
5.1.7 中性化深さの測定	26
5.1.8 塩化物イオン濃度の測定	27
5.1.9 グラウト充填性の調査	28
5.2 十郷橋を補完する石徹白橋の調査	32
5.2.1 コア供試体による強度試験 (圧縮強度試験、割裂引張強度試験、静弾性係数試験)	32
5.2.2 コンクリートおよびグラウトの配合推定	33
5.2.3 グラウトの強度推定	35
5.2.4 鉄筋に関する調査	37
5.2.5 PC鋼材に関する調査	38
6. 調査結果	41
6.1 外観調査	41
6.1.1 外観目視調査の結果	41
6.1.2 錆の発生要因の検討	43
6.2 コンクリートの強度特性に関する調査	44
6.2.1 反発硬度法による強度推定	44

6.2.2	十郷橋から採取したコア供試体による強度試験	45
6.2.3	石徹白橋から採取したコア供試体による強度試験	47
6.2.4	強度特性試験のまとめ	48
6.3	コンクリートの配合推定	49
6.4	グラウトの特性に関する調査	52
6.4.1	グラウトの配合推定	52
6.4.2	硬度（ビッカース硬さ）測定	54
6.5	鉄筋の特性に関する調査	57
6.6	PC 鋼材の特性に関する調査	59
6.6.1	強度特性に関する調査	60
6.6.2	成分分析	61
6.6.3	硬度（ビッカース硬さ）測定	61
6.6.4	金属組織観察	61
6.6.5	まとめ	62
6.7	耐久性に関する調査	63
6.7.1	中性化深さの調査	63
6.7.2	塩化物イオン濃度の調査	65
6.7.3	細孔径分布の調査	66
6.7.4	超音波伝搬速度による品質調査	69
6.7.5	表面透気試験による品質調査	71
6.8	グラウト充填性の調査	73
6.8.1	グラウト充填調査結果	73
6.8.2	まとめ	76
7.	十郷橋の現有耐荷力の評価	77
7.1	設計条件	77
7.2	検討結果	81
7.2.1	設計荷重作用時の曲げに対する照査	81
7.2.2	引張鉄筋の算出	82
7.2.3	終局荷重作用時の曲げに対する照査	82
7.2.4	設計荷重作用時の平均せん断応力度の算出	83
7.2.5	設計荷重作用時の斜引張応力度の算出	84
7.2.6	終局荷重作用時に作用するせん断力の算出	84
7.3	まとめ	84
8.	おわりに～十郷橋の維持管理に向けた提言～	85
8.1	環境の変化への対応	85
8.2	維持管理上の課題	85
8.3	維持管理に向けた提言	85
8.3.1	維持管理上の着目点と対策に関する提言	85
8.3.2	維持管理体制の向上に関する提言	88

8.3.3	歴史的価値の継続に関する提言	88
8.3.4	十郷橋の周辺環境の整備に関する提言	89
【参考文献】		90
<b>【参考資料】</b>		
<b>〈委員会資料〉</b>		
参考資料-1	十郷橋共同研究委員会議事録（第1回～第4回）	91
<b>〈十郷橋共同研究委員会資料〉</b>		
参考資料-2	十郷橋に関する委員会資料	
参考資料-2-1	コンクリート強度特性試験結果報告書（委員会資料 3-3）	104
参考資料-2-2	中性化測定深さ測定試験報告書（委員会資料 3-4）	107
参考資料-2-3	超音波伝搬速度による品質調査報告書（委員会資料 3-5）	109
参考資料-2-4	表面透気試験結果報告書（委員会資料 3-6）	114
参考資料-2-5	十郷橋のグラウト充填調査報告書（委員会資料 3-7）	134
参考資料-2-6	十郷橋復元設計計算書（委員会資料 1-4）	142
参考資料-3	石徹白橋に関する委員会資料	
参考資料-3-1	橋桁片解体状況報告書（委員会資料 2-3）	196
参考資料-3-2	コンクリートの強度特性試験報告書（委員会資料 2-4）	199
参考資料-3-3	コンクリートおよび PC グラウトの 配合推定分析結果報告（委員会資料 2-5）	202
参考資料-3-4	PC 鋼線 φ5mm に関する性能調査報告書（委員会資料 2-6）	211
参考資料-3-5	鉄筋に関する強度試験報告書（委員会資料 2-7）	218
<b>〈十郷橋に関する資料〉</b>		
参考資料-4	十郷橋建設時の新聞記事	221
参考資料-5	十郷橋設計計算書・当時の図面	223
参考資料-6	十郷橋の施工写真	272
<b>〈石徹白橋に関する資料〉</b>		
参考資料-7	プレストレストコンクリート橋の架設（福井県石徹白橋） セメントコンクリート，No.84，pp.20-25，1954.2	283
参考資料-8	石徹白橋設計計算書・当時の図面	289
参考資料-9	石徹白橋の施工写真	303

## 1. はじめに

我が国におけるプレストレストコンクリート（以下、PC と称す）技術は、昭和初期にフランスから導入されたものから始まったとされている。具体的には、昭和 23 年（1948 年）ごろから旧国鉄においてプレテンション PC 枕木の研究がなされ、橋梁としては昭和 26 年（1951 年）にプレテンション方式で石川県七尾市に長生橋（ちょうせいばし）が建設された。その翌年の昭和 28 年（1953 年）に現在主流となっているポストテンション方式による我が国最初の PC 道路橋の十郷橋（じゅうごうばし）が建設され、既に 60 有余年が経過した。この十郷橋の建設を機にその後の研究開発や技術基準類の整備がなされ、設計・施工技術の進歩・発展に伴い規模と実績は急速に増加し、多様な構造形式のポストテンション PC 構造物が構築されて現在に至っている。

今回、平成 25 年（2013 年）時点で建設から 60 年が経過し、現在でも県道として供用され続けている十郷橋を、土木工学上歴史的な橋梁と位置付け、今後の利用形態を踏まえた維持管理方法の策定を行うこととした。60 年前に建設された橋梁の現状を調査することで、先人の知恵をうかがい知ることや当時の貴重な資料を入手することができ、さらに適切な維持管理を行い、存続させることによって、経年による新しい知見が得られ、PC 技術の発展に繋がっていくことが期待される。

本報告書が、PC に携わる技術者にとって、温故創新の一助となれば幸甚である。

## 2. 研究目的

十郷橋は、昭和 28 年（1953 年）6 月に福井県坂井郡東十郷村に架橋された我が国初のポストテンション・セグメント方式の PC 道路橋である。現在、規格上高欄のみが鋼製に造り直されているものの、橋体部は建設時のままで、建設から 60 有余年が経過した現在でも、県道として供用されその機能を果たしている歴史的にも貴重な橋梁である。

一方で十郷橋は、当時の設計図書等の維持管理に必要な十分な資料が残されておらず、その耐久性能の把握ができていない状況にある。そこで、日本最古のポストテンション PC 道路橋という観点からも、その耐久性能の評価を行い、必要な維持管理の方法を構築する必要がある。

本研究では、以下の内容について研究を行い、十郷橋の維持管理方法の提言を行うことを目的とする。

- ・ 外観調査、非破壊検査によるコンクリートの物性および PC 鋼材等の鋼材の状況調査、復元設計の結果を踏まえた現況の耐荷力評価
- ・ コンクリートの物性および PC 鋼材等の鋼材の状況調査結果等からの、橋梁としての耐久性評価
- ・ 調査結果を基に、十郷橋の今後の利用形態を踏まえた維持管理方法の提案

### 3. 十郷橋の耐久性評価と維持管理に関する共同研究委員会の概要

#### 3.1 委員会の構成

本委員会は、福井県、福井工業高等専門学校、プレストレスト・コンクリート建設業協会（以下、PC建協と称す）北陸支部、（公財）福井県建設技術公社の産学官の共同研究を効果的に推進するために設けたもので、表-3.1.1の委員で構成される。委員会内には、事務局および調査WGを設け、それぞれ委員会の運営、十郷橋の調査を担当した。

表-3.1.1 十郷橋共同研究委員会の構成

区分	氏名	所属・職名*
学	吉田 雅穂	福井工業高等専門学校 環境都市工学科 教授
	阿部 孝弘	福井工業高等専門学校 環境都市工学科 教授
	辻野 和彦	福井工業高等専門学校 環境都市工学科 准教授
	宮川 豊章	京都大学大学院 工学研究科 教授
官	平林 透	福井県道路保全課 主任
	増田 幹雄	福井県三国土木 道路保全課長
	林 泰正	福井県三国土木 企画主査
	木村 嘉富	土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員
産	柳原 英克	PC建協 北陸支部 技術・積算部会 部会長
	一力 信雄	PC建協 北陸支部 技術・積算部会 副部会長

#### 【事務局】

山木 忠嘉 （公財）福井県建設技術公社

#### 【調査WG】

原 幹夫・濱岡 弘二・天谷 公彦 （株）日本ピーエス

※) 所属・職名は、委員会設立当時のものを記載している。

#### 3.2 委員会の記録

本共同研究委員会では、4回の会議を開催し十郷橋の耐久性評価および維持管理に関する検討を行った。各会議の開催日程、出席委員、議事内容を(1)～(4)に、配付資料を参考資料-1に示す。

##### (1) 第1回共同研究委員会

開催日時 平成25年8月5日(月) 15:00～16:40

出席者 吉田委員長、阿部委員、平林委員、増田委員、林委員、柳原委員、一力委員、山木委員、原委員、天谷委員

議事内容 ①十郷橋の概要について、②共同研究の目的、③研究グループの構成、④委員会開催予定と審議事項、⑤十郷橋の現状調査結果報告、⑥耐久性試験項目について、⑦次回開催日について



(2) 第2回共同研究委員会

開催日時 平成25年10月7日(月) 15:00～17:00

出席者 吉田委員長、阿部委員、宮川委員、平林委員、増田委員、林委員、木村委員、柳原委員、一力委員、山木委員、原委員、天谷委員

議事内容 ①第1回委員会議事録の確認、②石徹白橋のコンクリート特性の調査結果について、③石徹白橋のコンクリート・グラウトの配合推定結果について、④石徹白橋のPC鋼線の調査結果について、⑤石徹白橋の鉄筋の調査結果について、⑥十郷橋の調査計画について、⑦次回開催日について

(3) 第3回共同研究委員会

開催日時 平成25年12月13日(金) 15:00～17:20

出席者 吉田委員長、阿部委員、辻野委員、平林委員、増田委員、柳原委員、一力委員、山木委員、原委員、天谷委員

議事内容 ①第2回委員会議事録の確認、②十郷橋の追加調査(追加調査項目、強度特性試験結果、中性化深さの測定結果、超音波伝搬速度の測定結果、表面透気試験の結果、グラウト充填調査の結果)について、③十郷橋の今後の維持管理のあり方について、④次回開催日について

(4) 第4回共同研究委員会

開催日時 平成26年1月29日(水) 15:00～17:00

出席者 吉田委員長、阿部委員、辻野委員、平林委員、増田委員、木村委員、柳原委員、一力委員、山木委員、原委員、濱岡委員、天谷委員

議事内容 ①第3回委員会議事録の確認、②十郷橋の追加物性調査について、③十郷橋共同研究委員会報告書(案)について

#### 4. 調査橋梁の概要

本共同研究では、十郷橋の健全性の調査および維持管理手法の提案を主たる目的としている。ただし、十郷橋は現在も供用中のため使用材料の調査項目に制約が生じた。そのため、当時の材料情報を補完できる試料を探したところ、同時期に同工法で建設され、十郷橋の4ヵ月後の昭和28年(1953年)10月に竣工した石徹白橋(いとしろばし)<sup>1)</sup>の橋桁の一部が見つかった。この石徹白橋は、昭和39年(1964年)の石徹白川の大水害により橋脚が流失して落橋した橋梁であり、このときの橋桁片の一部が現在まで川岸に存置されていた。そこで、この橋桁片を回収し、供用中の十郷橋ではできない破壊調査等を実施した。

4.1に十郷橋の概要について、4.2に石徹白橋の概要について記述する。

#### 4.1 十郷橋の概要

##### (1) 十郷橋の概要

十郷橋は、昭和28年6月に福井県坂井郡東十郷村(現:坂井市坂井町上新庄)に架橋さ



(a) 建設当時の十郷橋



(b) 現在の十郷橋

写真-4.1.1 十郷橋の全景

れた我が国初のポストテンション方式の PC 道路橋であり、建設から 60 年が経過した現在でも、県道として供用されその機能を果たしている歴史的な橋梁である。

建設当時および現在の状況の写真を写真-4.1.1 に、橋梁位置図を図-4.1.1 に示す。現在の十郷橋は、現行の防護柵基準に準じて地覆および高欄が変更されているが、橋体は建設当時のものがそのまま使用されており、隣接する十郷小学校および坂井農業高校の通学路や、地元住民の生活道路として活用されている。

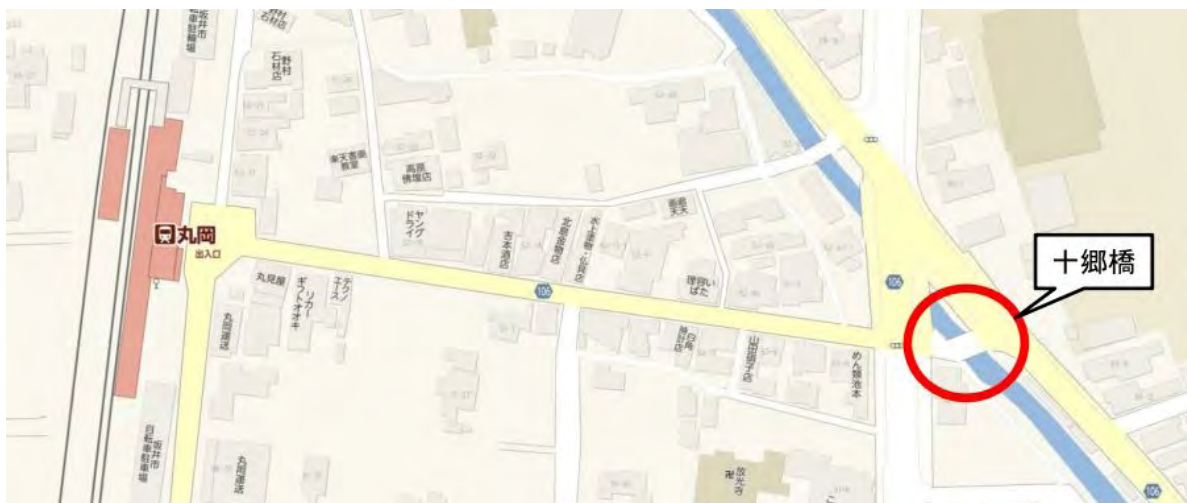


図-4.1.1 十郷橋の橋梁位置図

## (2) 十郷橋の構造概要

十郷橋の構造諸元を表-4.1.1 に、構造一般図を図-4.1.2 に、主桁構造図を図-4.1.3 に示す。十郷橋は橋長 7.850m、有効幅員 7.200m、斜角 60°のポストテンション方式単純床版橋であり、3 ブロックのセグメント工法で建設された。

十郷橋は、設計から施工までの全般にわたり、フレシネー社のフランス人技士セルジュ・コバニコ師の指導のもとで建設された。PC 鋼材は、主ケーブルおよび横締めケーブル共に 12φ5 の PC 鋼線が使用され、主ケーブルは主桁 1 本あたり 2 本、横締めケーブルは橋梁全体で 5 本配置されている。なお、定着工法はフレシネー工法が採用されている。コンクリートの設計基準強度は、主桁が 375kg/cm<sup>2</sup>、横組が 250kg/cm<sup>2</sup> のものが用いられている。

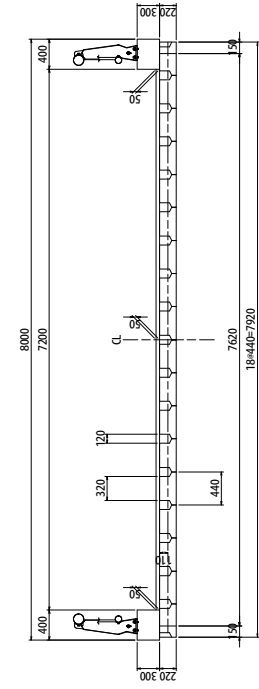
表-4.1.1 十郷橋の構造諸元

橋 長		7.850m
桁 長		7.800 (7.350) m
総 幅 員		8.000m
有効幅員		7.200m
斜 角		60°
PC鋼材	主ケーブル	12φ5フレシネーケーブル 2本/桁
	横締めケーブル	12φ5フレシネーケーブル 5本/橋
コンクリート 強度	主桁	$f'_{ck} = 375 \text{ kg/cm}^2$
	横組	$f'_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

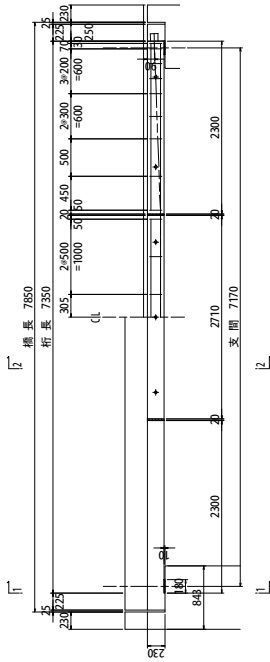
※ ( ) 内はプレキャスト桁の長さを示す。

十鄉橋 構造一般図

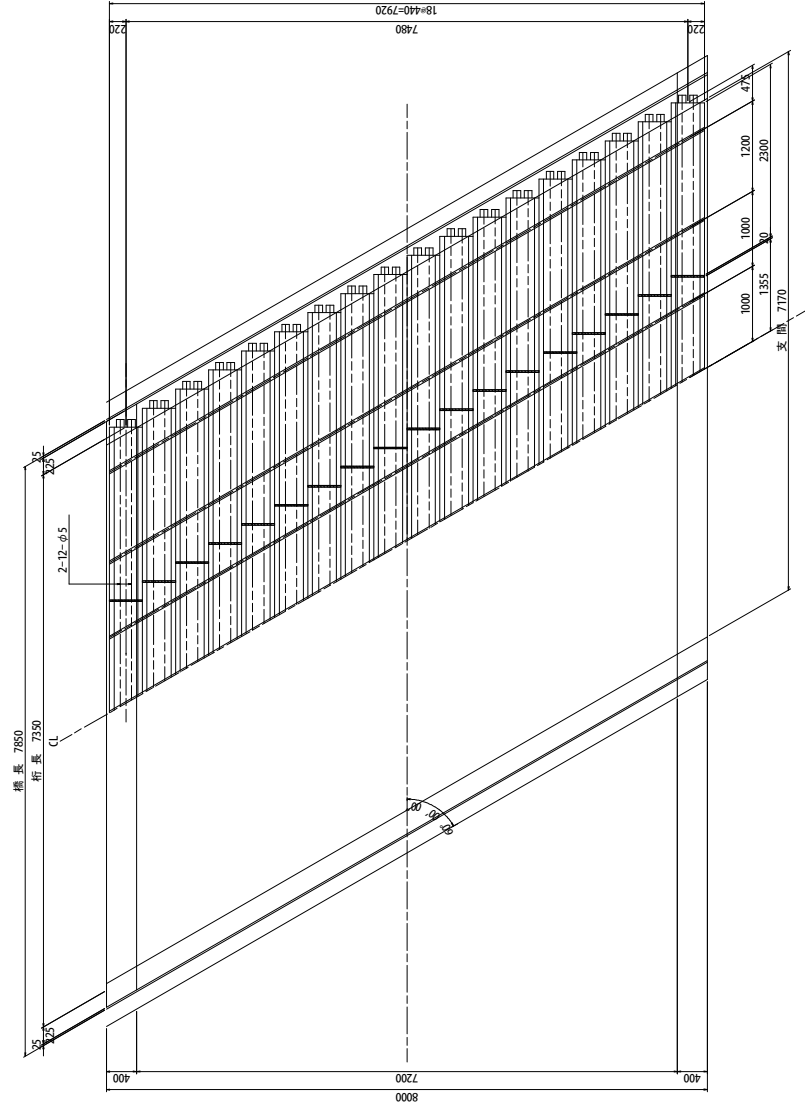
横断面図  $S = 1/30$



側面図  $S = 1/30$



平面図  $S = 1/30$



析断面図  $S = 1/5$

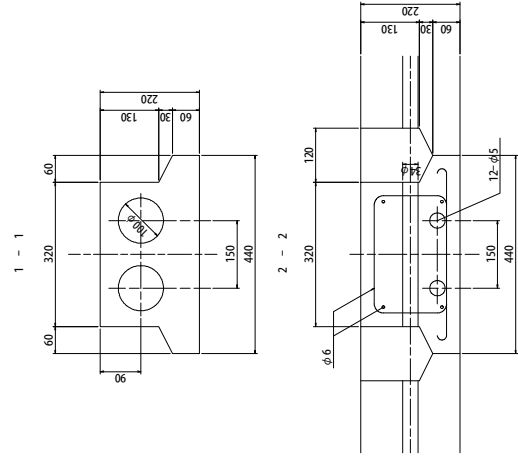


図-4.1.2 構造一般図

### 十郷橋 主桁構造図

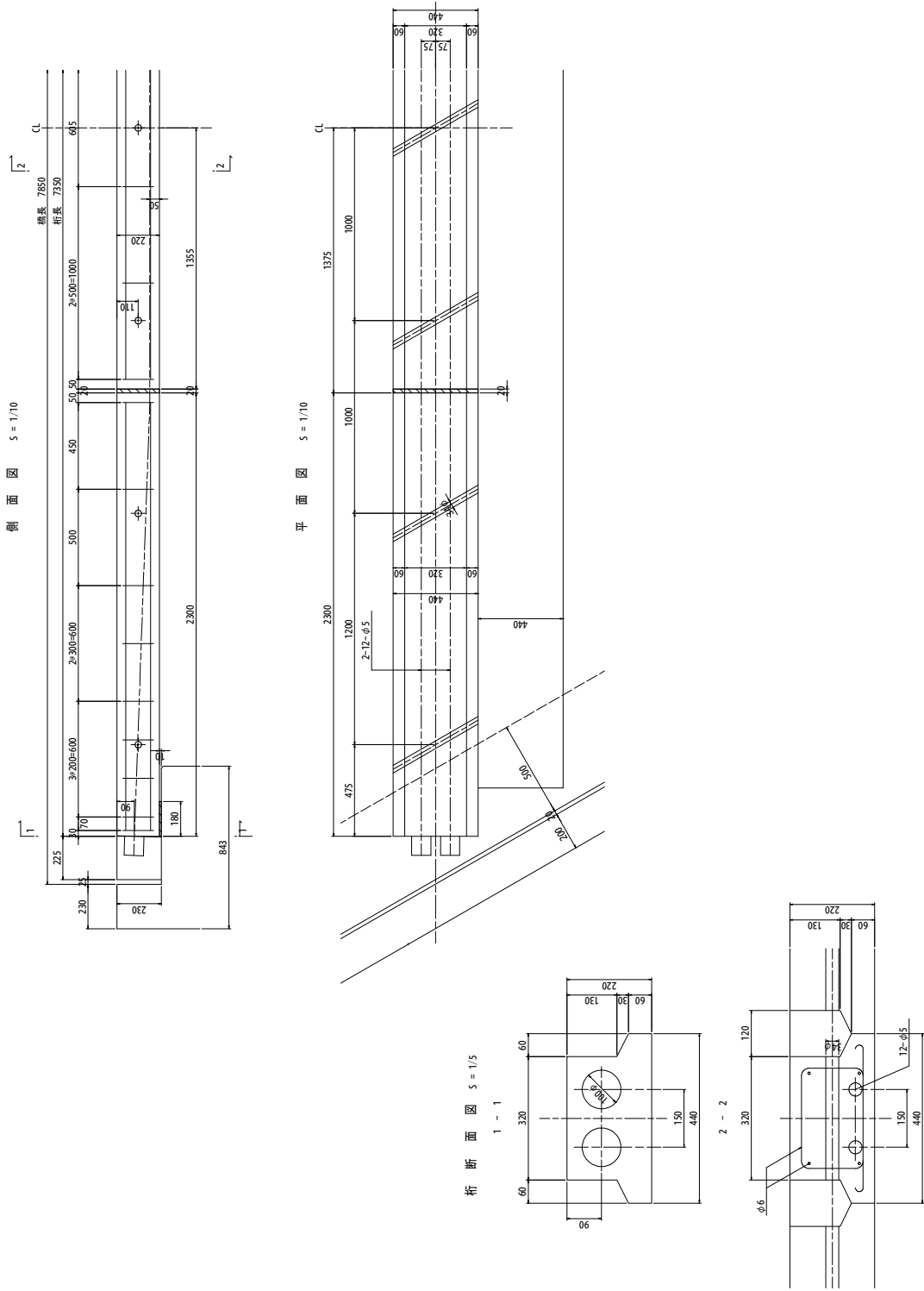


図-4.1.3 主桁構造図

### (3) 十郷橋の施工

十郷橋の健全性調査に先立ち、建設当時の資料を収集し当時の PC 橋の技術や施工方法に関する調査を実施した。以下に代表的な工種について得られた情報を示す。

#### 1) セグメント桁製作

セグメント桁の写真を**写真-4.1.2**に示す。十郷橋の主ケーブルは、プレストレスを効率的に導入するために桁端部に向かって曲げ上がった形状となっている。現在の PC 橋では、主ケーブルを挿入するダクト（穴）は、主に鋼製のシースを用いて設けられるが、十郷橋ではゴムホースのようなものに芯材を詰めて配置し、コンクリート硬化後に引き抜いてダクトを形成したとのことであった。これは、十郷橋の建設時代に鋼製のパイプを曲線加工する技術がなかったためと想定される。



写真-4.1.2 セグメント桁

なお、横締めケーブルは直線配置であったため、鋼板を巻いたシースが使用されていると推定される。

#### 2) セグメント桁接合

セグメント目地の状況を**写真-4.1.3**に示す。現在は、セグメント目地部にはエポキシ樹脂系の接着剤を塗布して付着性能を高めるのが一般的であるが、十郷橋ではセグメント桁を、隙間を 2cm 空けて並べ、目地部にモルタルを打設するウェット目地であった。



写真-4.1.3 セグメント目地

これ以降、数十年はウェット目地の時代が続いた。

#### 3) 主桁緊張

十郷橋は、主ケーブル、横締めケーブル共に 12φ5 の PC 鋼線が使用されている。緊張作業は、フランスから搬入した機器を用いて行われ、緊張ポンプは水圧式のものが使用された。主ケーブルの緊張状況を**写真-4.1.4**に示す。左側の写真の人物がフランス人技師のセルジュ・コバニコ氏である。



写真-4.1.4 緊張状況

定着部の詳細図を**図-4.1.4**に示す。現在の PC 桁は、定着具を主桁端部の後打ち部に埋め込む構造が主流となっているが、十郷橋では桁間コンクリートと一体で打設されていた。こ

の構造は、主桁と後打ちコンクリートの一体性を高め、定着具の保護性能を高めていると考えられる。

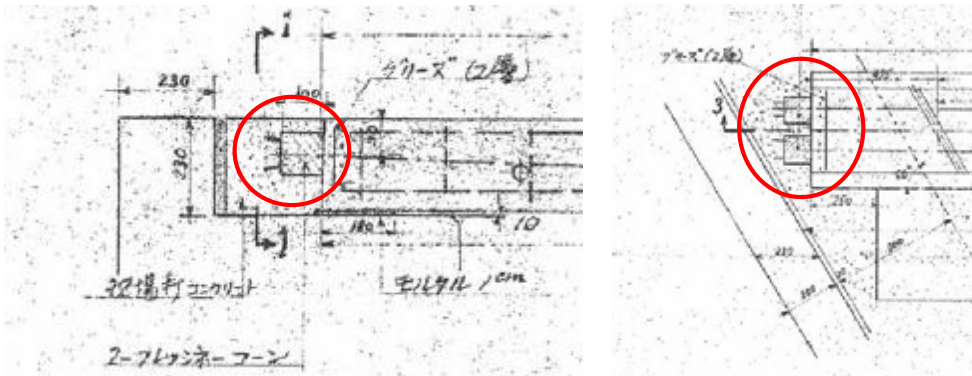


図-4.1.4 桁端定着部

#### 4) グラウト

グラウト注入状況を写真-4.1.5に示す。当時、日本国内にはグラウトポンプは無く、フランス人技師セルジェ・コバニコの描いた図面を基に、敦賀市内の鉄工所で製作されたとのことである。写真-4.1.5に示される形状から、現在の噴霧器のような構造であったと推測される。グラウトの注入孔は定着コーンの中央部にあり、注入後は木栓で閉じられていた。



写真-4.1.5 グラウト状況

なお、グラウトミキサーに関する情報は現時点では見つかっていない。

#### 5) 主桁の架設

主桁の架設は、丸太を組合わせた二又(ニマタ)とウインチおよび台車を使用して行われた。架設状況を写真-4.1.6に示す。架設は以下の要領で行われたと考えられる。

- ①主桁の端部を二又で吊り上げ、もう一方の端部を台車上に配置する。
- ②二又の頂部に緊結したロープの張力を調整することで二又の傾きを変え、主桁を対岸側に送り出す。
- ③所定の位置まで送り出したら、主桁を対岸側の二又に吊り替える。



写真-4.1.6 主桁架設状況

④吊り替えた二又の傾きを変え、所定の位置まで主桁を送り出す。

⑤兩岸の二又で主桁を吊り降ろし、橋台上に据え付ける。

6) コンクリート打設、養生

コンクリートの打設および養生の状況を写真-4.1.7に示す。桁間コンクリートは、スコップで投入され、木の棒で締固めが行われた。養生は、桁間コンクリートは冠水養生、高欄は濡れ筵（ムシロ）による湿潤養生が行われた。写真-4.1.7より、養生は特に丁寧な作業が行われていたと推測される。



写真-4.1.7 コンクリート打設および養生状況

7) 載荷試験

竣工時の載荷試験の状況を写真-4.1.8に示す。施工当時にはPC橋の指針や規格等がなかったため、竣工検査に当時の最も大型の車両を使った実載荷試験を行い、橋梁としての性能確認を行ったものと思われる。



写真-4.1.8 竣工時の載荷試験状況



## 4.2 十郷橋を補完する石徹白橋の概要

### (1) 石徹白橋の概要

大洪水で流出した石徹白橋は、昭和28年（1953年）10月（十郷橋から4か月後）に当時の福井県石徹白村（現岐阜県郡上市白鳥町石徹白）に架橋された2径間のポストテンション方式のPC橋で、左岸側がポストテンション方式単純床板橋、右岸側がポストテンション方式単純T桁橋で構成されていた。平成25年3月の調査で、川岸に左岸側の径間の橋桁が発見された。建設当時の状況を写真-4.2.1に示す。



写真-4.2.1 建設当時の石徹白橋

石徹白橋の構造諸元を表-4.2.1に、T桁橋の主桁構造図を図-4.2.1に示す。床板橋は橋長9.70m、有効幅員4.50mで、主ケーブルには12φ5のPC鋼線が3本配置され、十郷橋と同じく3ブロックのセグメント工法で建設された。T桁橋は、橋長20.10m、有効幅員4.50mで、主ケーブルには12φ5のPC鋼線が6本配置され、6ブロックのセグメント工法で建設された。このT桁橋は、我が国初の長径間のPCT桁橋であり、この後の本格的なPC橋の先駆けとなった橋梁である。なお、コンクリートの設計基準強度は、いずれの径間も主桁が375kg/cm<sup>2</sup>、横組が250kg/cm<sup>2</sup>のものが使用された。

表-4.2.1 石徹白橋の構造諸元

径間の区分		床板橋（左岸側径間）	T桁橋（右岸側径間）
橋長		9.700m	20.100m
有効幅員		4.500m	4.500m
PC鋼材	主ケーブル	12φ5PC鋼線：3本/桁	12φ5PC鋼線：6本/桁
	横締めケーブル	12φ5PC鋼線：4本/橋	12φ5PC鋼線：18本/橋
コンクリート強度	主桁	$f_{ck} = 375 \text{ kg/cm}^2$	
	横組	$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$	
主桁コンクリートの配合		重量配合 1:1.2:2.3	

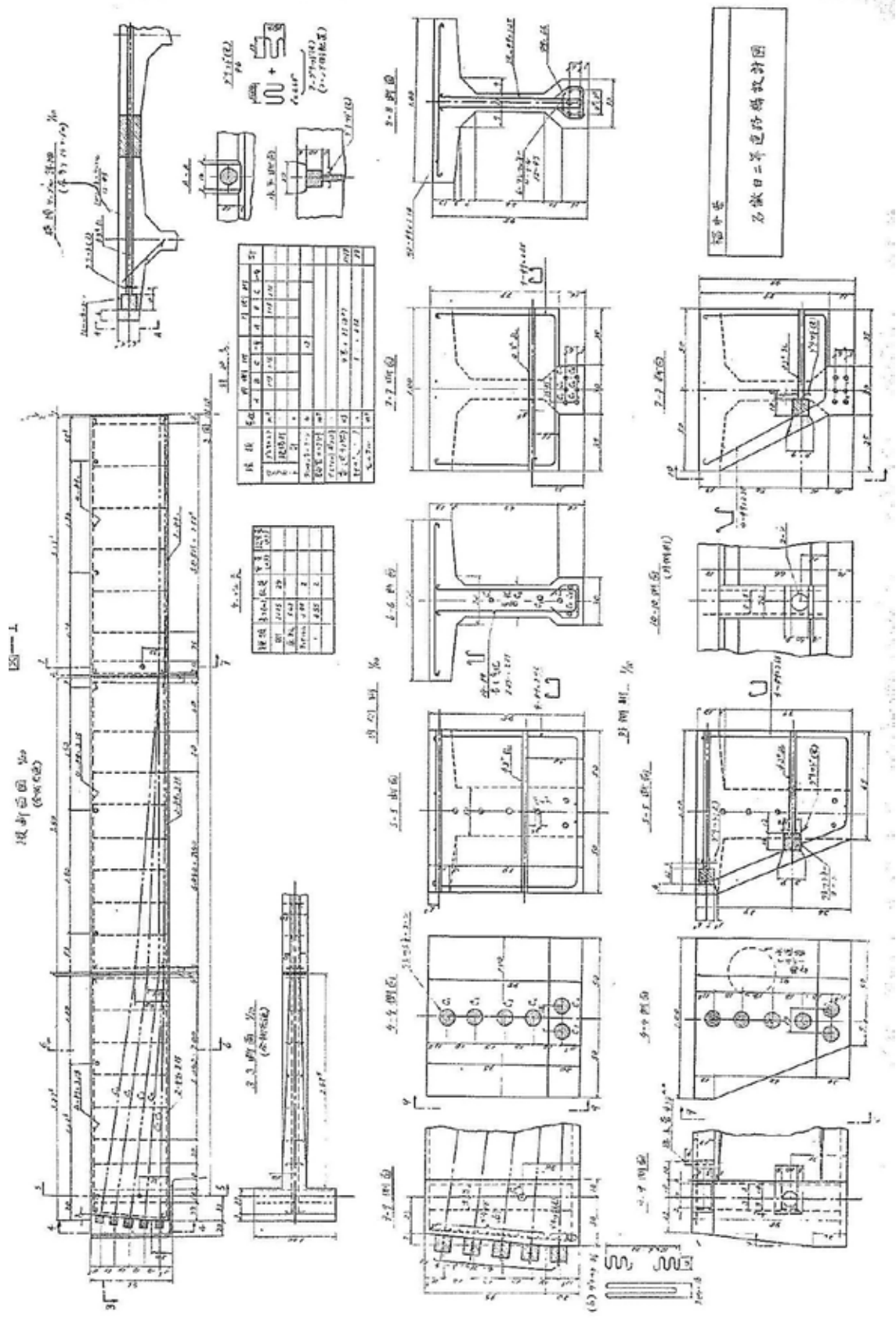


図-4.2.1 石徹白橋の主桁詳細図

## (2) 石徹白橋の施工

### 1) セグメント桁製作

石徹白橋は、左岸側径間が3ブロックの床板橋、右岸側径間が6ブロックのT桁橋である。各ブロック（セグメント）は敦賀ピー・エス・コンクリート㈱で製作された。コンクリートはベロ（早強）セメントを用い、スランプ1~2cm程度の硬練りとしている。十郷橋と同様にゴムホースを用いて、曲線配置になるPC鋼線を挿入するダクトを形成した。

### 2) セグメント桁接合

床板橋のセグメント桁は、橋台付近に用意された枕木上に2cmの隙間を空けて並べられ、目地部に配合（重量配合）1:1.2のモルタルが打設された。T桁橋のセグメント桁も、床板橋と同様に2cmの隙間を空けて並べられ、目地部にモルタルを打設した後に緊張作業が行われた。T桁の接合状況を写真-4.2.2に示す。

### 3) 主桁緊張

主ケーブルの緊張作業は、モルタルの材齢3日で行われた。主ケーブル（12φ5）1組の有効緊張力は22.0tであるが、PC鋼材のリラクゼーション、コンクリートのクリープ・乾燥収縮によるプレストレスの減少を見越して、実際は29.0tの緊張力が導入された。

プレストレス導入中は、圧力計示度を確認しつつPC鋼材の伸びを測定し、計算値との比較を行っていた。この際、圧力計示度が50kg/cm<sup>2</sup>の時のPC鋼線の伸びは、たわみあるいは歪による伸びとして、実測値から差し引いている。緊張状況を写真-4.2.3に示す。



写真-4.2.2 T桁の接合状況



写真-4.2.3 緊張状況

### 4) 主桁の架設

床板橋は、橋台付近に用意された枕木上で接合、緊張作業が行われ、十郷橋と同様に二又にて架設作業が行われた。

T桁橋の接合・架設状況を写真-4.2.4~4.2.6に示す。T桁橋の1本目の主桁は、既設の木造橋上で接合・緊張作業が行われた。2本目の主桁は、左岸側の既設橋上で主桁の一体化が行われ、既設橋の橋面に配置したコロ上を、カグラサン（写真-4.2.7参照）を用いて所定の位置まで送り出した。その後、既設木造橋を撤去し、ジャッキにてこれら2本の主桁を先行して架設した。

3本目の桁は、2本目の桁と同じ位置で接合・緊張作業を行い、すでに架設を完了した2

本の桁上に配置したコロ上を移動して、所定の位置まで送り出して架設した。

4 本目の桁は、既に架設の完了した桁上で接合・緊張作業を行い、そのまま吊り降ろして全ての主桁の架設を完了している。



写真-4.2.4 石徹白橋の建設状況



写真-4.2.5 T桁接合状況



写真-4.2.6 T桁架設状況



写真-4.2.7 カグラサンの例

### (3) 石徹白橋の橋桁片の回収

石徹白橋の橋桁片の回収前の状況を写真-4.2.8に示す。写真に示すように、橋桁片は、川岸に約49年間存置されていたと推定される。



写真-4.2.8 橋桁の存置状況

橋桁片の回収状況を写真-4.2.9に示す。落橋の衝撃などで横締めプレストレスは抜けていると考えられた。しかし、グラウトが充填されていたため、油圧ジャッキを用いて主桁の切り離しを行った。切り離した主桁は、対岸に据え付けた65tクレーンによって回収した。



主桁の切り離し状況



主桁の切り離し状況

写真-4.2.9 主桁の回収作業の状況

回収した橋桁片を写真-4.2.10に示す。9片の橋桁片（定着側のセグメントブロック8片、中央部のセグメントブロック1片）と2片の親柱を回収した。



写真-4.2.10 回収した石徹白橋の橋桁片



写真-4.2.11 石徹白橋橋桁片の確認状況

## 5. 調査項目および調査方法

本共同研究での調査項目の一覧を表-5.1.1 に示す。なお、表中の番号は「6. 調査結果」の項番号を示している。

十郷橋では、現地調査とコア供試体による調査を実施した。現地調査では、外観調査、反発硬度法による強度推定、超音波伝搬速度測定（土研法）、表面透気試験、グラウト充填性試験を実施した。コア供試体による調査では、強度特性試験、中性化深さの測定、塩化物イオン濃度の測定、細孔径分布測定、超音波伝搬速度測定（透過法）を実施した。

石徹白橋では、供用中の十郷橋ではできない破壊調査を実施した。具体的には、橋桁片から鉄筋、PC 鋼線、コンクリートおよびグラウトの試料を採取し、それぞれの材料の物性に関する調査を実施した。

十郷橋の現地調査の状況を写真-5.1.1 に示す。

表-5.1.1 調査項目の一覧

調査区分		調査項目	
		十郷橋	石徹白橋
現地調査	外観調査	6.1 外観調査	-
	強度特性	6.2.1 反発硬度法試験	-
	品質 (主として耐久性)	6.7.4 超音波伝搬速度測定（土研法）	-
		6.7.5 表面透気試験	-
コア供試体 による調査	材料・配合	-	6.3 配合推定
	強度特性	6.2.2、6.2.3 コア供試体による強度試験(圧縮試験、割裂試験、静弾性係数試験)	
	品質 (主として耐久性)	6.7.1 中性化深さの測定	-
		6.7.2 塩化物イオン濃度の測定	-
		6.7.3 細孔径分布測定	-
6.7.4 超音波伝搬速度測定（透過法）		-	
グラウトに 関する調査	材料・配合	-	6.4.1 配合推定
	強度特性	-	6.4.2 強度推定（ピッカース硬さ測定）
	グラウト充填性	6.8 グラウト充填性の調査	-
鉄筋に関する調査	強度特性	-	6.5 強度特性試験（引張試験）
PC鋼材に 関する調査	強度特性	-	6.6.1 強度特性試験
		-	6.6.3 硬度(ピッカース硬さ)測定
	成分・組織	-	6.6.2 成分分析
		-	6.6.4 金属組織の観察



写真-5.1.1 十郷橋の現地調査の状況

## 5.1 十郷橋の調査

十郷橋の各調査の調査位置を図-5.1.1に示す。図中の四角塗り潰し部は超音波伝搬速度測定（表面法：土研法）、円形塗り潰し部は表面透気試験、斜線部は広帯域超音波法によるグラウト充填性調査を実施した位置を示しており、コア供試体の引出し線で示されている箇所はコア供試体を採取した位置を示す。

コア供試体（No.4を除く）は、最初に透過法にて超音波伝搬速度を測定し、その後 No.1～No.3 および No.7 にて圧縮強度と静弾性係数の測定、No.5 と No.6 にて引張強度と中性化深さの測定を実施した。No.4 のコア供試体では、塩化物イオン濃度の分布の測定と細孔径分布の測定を実施した。

T1～T4、T6 の測点は、超音波伝搬速度と表面透気係数の相関を確認することを目的とし、それぞれの試験を同じ位置で実施した。なお、コア供試体（No.1～No.3）も隣接する箇所から採取している。

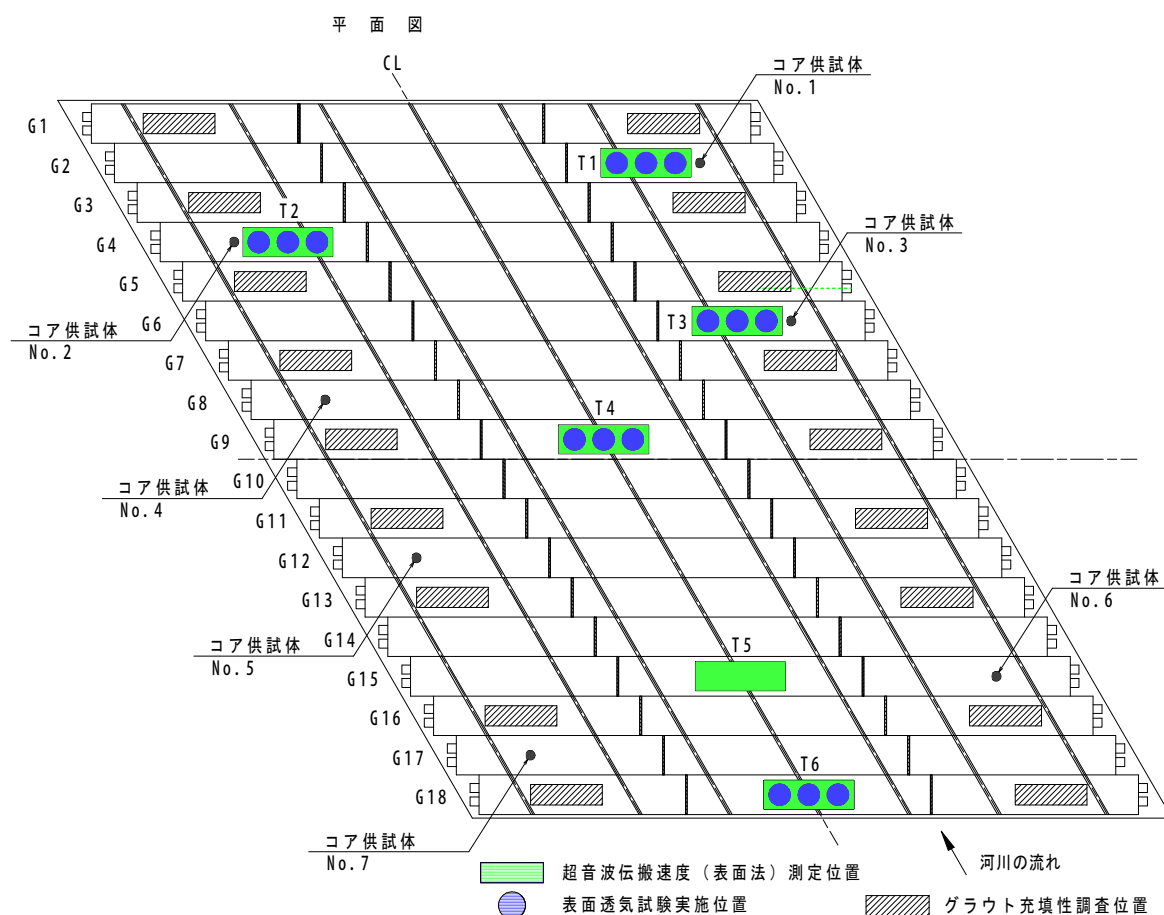


図-5.1.1 十郷橋の各調査の調査位置図

### 5.1.1 外観調査

十郷橋の外観調査および打音調査を実施し、劣化・損傷などの発生状況を確認した。

### 5.1.2 反発硬度法試験

反発硬度法試験は、G1、G18の主桁側面、G1、G3、G9、G17、G18の主桁底面にて実施した。試験はJIS A 1155に準じて実施し、得られた反発硬度から式(5.1.1)を用いてコンクリート強度を推定した。

$$F_c = -18.0 + 1.27R \quad (5.1.1)$$

ここに、  $F_c$  : コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$R$  : 反発度 (主桁底面からの測定では+4の補正を実施)

### 5.1.3 超音波伝搬速度測定

#### (1) 調査位置

超音波伝搬速度の調査位置を図-5.1.2に示す。十郷橋のコンクリート中の超音波伝搬速度は、透過法と表面法（土研法）によって計測した。

透過法による計測は、図-5.1.2に示される No.1～No.3 および No.5～No.7 の位置からφ45×90mmのコア供試体を採取して実施した。表面法による計測は、図-5.1.2に示される T-1～T-6の箇所にて、主桁底面から実施した。ここで、No.1～No.3のコア供試体は、表面法と透過法で得られる超音波伝搬速度の妥当性を確認することを目的とし、それぞれ T-1～T-3に隣接した箇所から採取している。

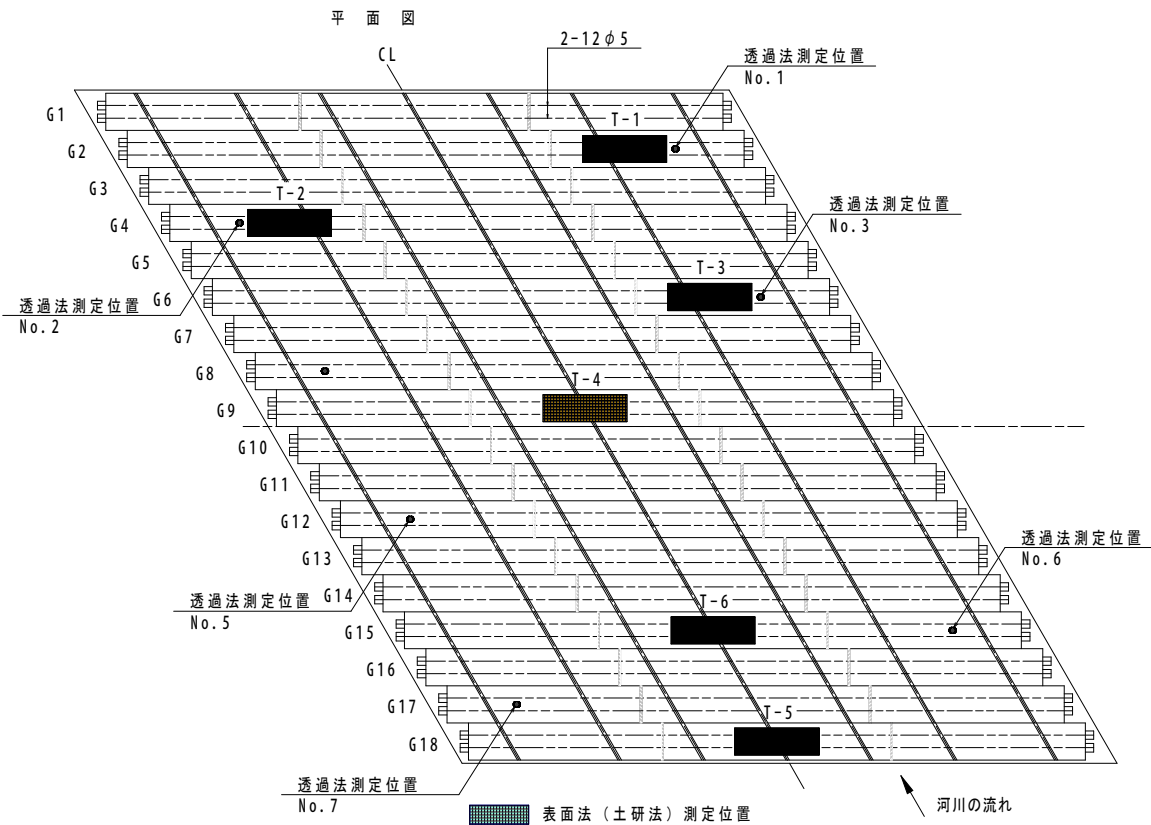


図-5.1.2 超音波伝搬速度の測定位置

#### (2) 調査方法

##### 1) 透過法

透過法による超音波伝搬速度の計測概要図を図-5.1.3に、測定状況を写真-5.1.2に示す。透過法では、コア供試体の両端面に探触子を配置し、コア軸方向に超音波を伝搬させたときの伝搬時間を計測する。伝搬速度は、伝搬時間とコア供試体の長さにより算出する。



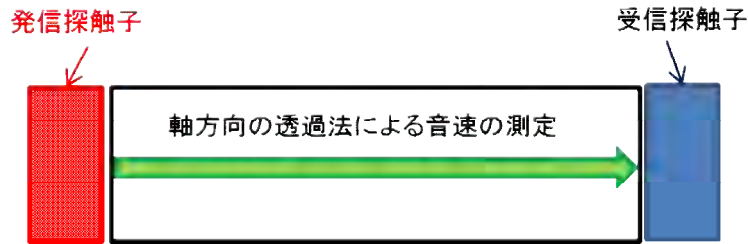


図-5.1.3 透過法による伝搬速度の計測の概要

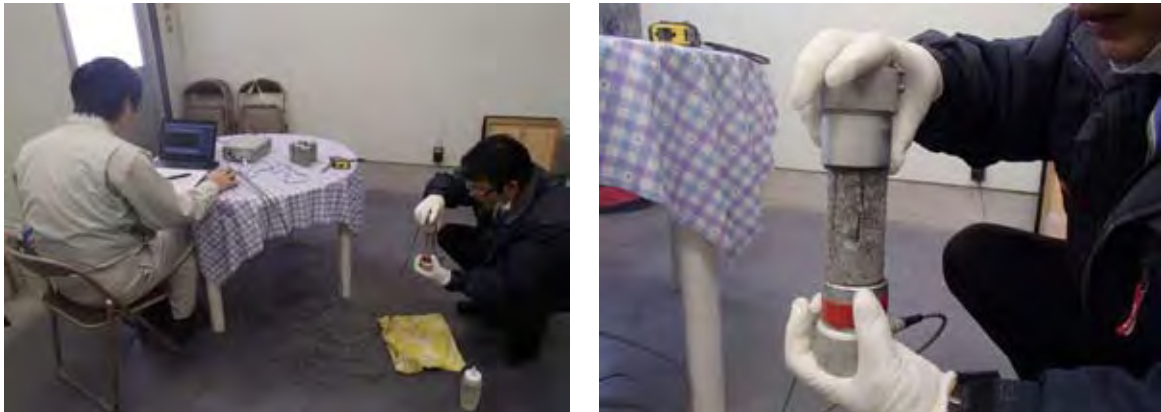


写真-5.1.2 透過法による超音波伝搬速度測定状況

## 2) 表面法（土研法<sup>2)</sup>）による超音波伝搬速度の計測

表面法（土研法）では、コンクリート内部の超音波伝搬速度を計測する。コンクリートの超音波伝搬速度の分布の一例を図-5.1.4に、測定状況を写真-5.1.3に示す。通常、コンクリート内部の超音波伝搬速度は、コンクリート表面では遅く、内部に行くに従って速くなり、しだいに一定値に収束する分布となる。土研法では、①コンクリート内部の超音波伝搬速度、②内部一定音速となるまでの（表面からの）距離による表面の緻密性、が評価できる。



図-5.1.4 コンクリートの音速分布の例

土研法では、図-5.1.5に示すように同一平面上で探触子間隔を変化させて伝搬時間を測定し、探触子間隔と伝搬速度の関係からコンクリート内部の伝搬速度を推定する。測定の手順を①～④に示す。

- ① 表面走査法により、探触子間隔（100～300mm までは 50mm ピッチ、300～1000mm までは 100mm ピッチ）ごとの伝搬時間を測定する。
- ② ①の伝搬時間から、変分法により最速伝搬経路を算出する。

- ③ ②から、最速伝搬経路を伝搬する時間を算出する。
- ④ 伝搬速度の分布を変化させて伝搬時間を算出し、測定した伝搬時間の最尤値となるときが、求める音速分布である。

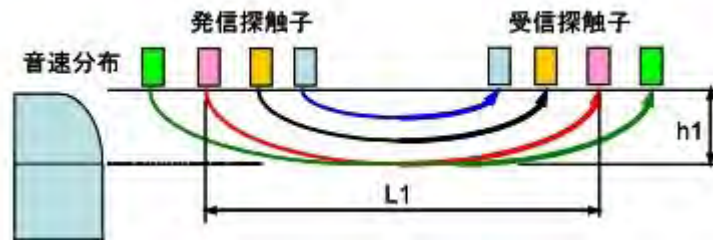


図-5.1.5 表面走査法による伝搬時間の測定



写真-5.1.3 表面法（土研法）による超音波伝搬速度測定状況

### (3) 超音波伝搬速度の評価方法

コンクリート内部の超音波伝搬速度を用いてコンクリートの品質を評価する方法として、米国の ASTM にて表-5.1.2 に示す評価基準が提案されている<sup>3)</sup>。十郷橋では、表-5.1.2 の基準を用いてコンクリートの品質を評価する。

表-5.1.2 超音波伝搬速度とコンクリートの品質<sup>3)</sup>

伝搬速度 (m/sec)	品質
4570以上	優
3660～4570	良
3050～3660	やや良
2130～3050	不良
2130以下	不可

## 5.1.4 表面透気試験

### (1) 調査位置

本調査では、主桁の底面および側面で表面透気試験（トレント法）を実施し、試験より得られた透気係数から表層のコンクリートの品質を評価した。なお、1測点辺りの調査数量は3点とした。調査位置図を図-5.1.6に示す。T-1～T-5は超音波伝搬速度測定箇所と同じ位置で測定し、さらに、T1～T3はコア供試体採取箇所と同じ位置で測定を行っている。

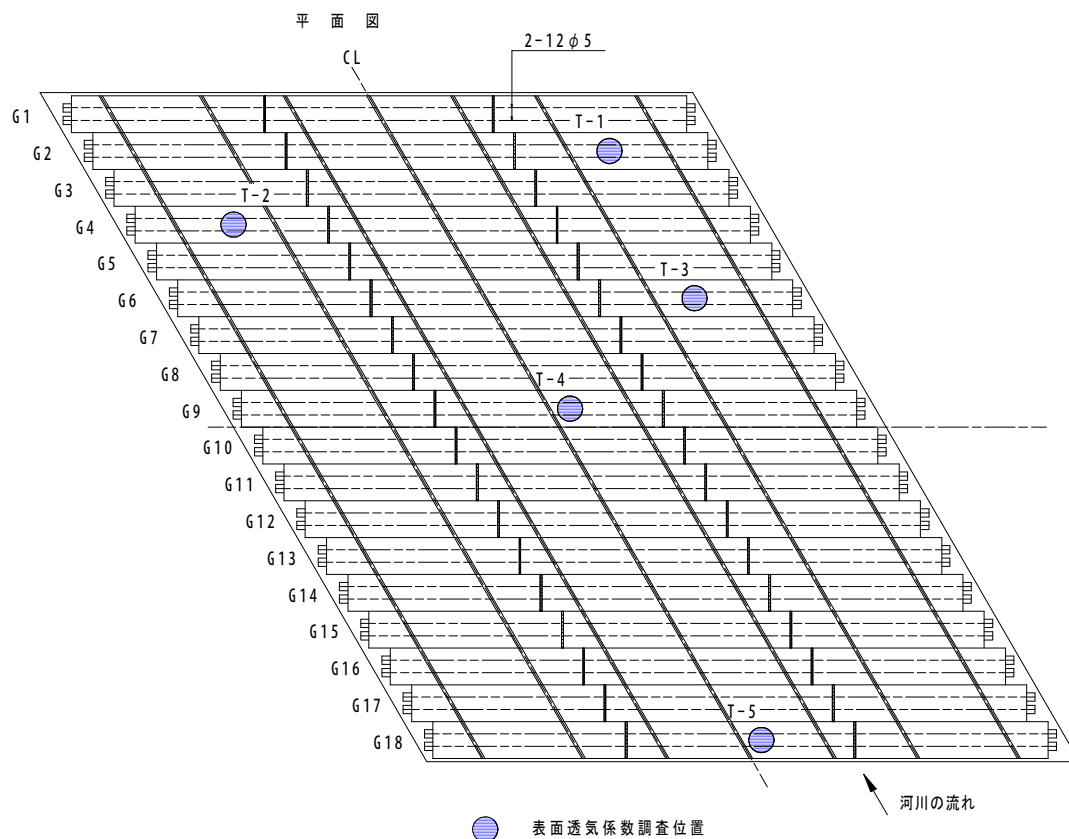


図-5.1.6 調査位置図

### (2) 調査方法

表面透気試験は、エフティーエス(株)製の「エアパーマテスター」(写真-5.1.4、写真-5.1.5)を用いて実施した。また、コンクリートの含水状態を把握する目的で、proceq(株)製の「4プローブ式電気抵抗率計」を用いて、電気抵抗率を測定した。電気抵抗率は、透気係数の評価にも用いる。



写真-5.1.4 エアパーマテスター



写真-5.1.5 チャンバー設置状況

表面透気試験器は、チャンバー、真空ポンプ、制御盤、測定器で構成される。チャンバーの断面図を図-5.1.7に示す。チャンバーは、二重構造となっているのが特徴であり、横方向からの空気の取り込みの影響を外側のチャンバーで除外(図-5.1.7の赤色部分)することで、内側のチャンバーが深さ方向のみの透気性(図-5.1.7の水色部分)を測定できる仕組みになっている。

測定方法は、外側のチャンバーで横方向からの空気を吸引しつつ、内側のチャンバーからも空気を吸引し、コンクリートに一定時間負荷を与えた後、この圧力が回復するまでの経時的変化を測定することによって透気係数を算出する。

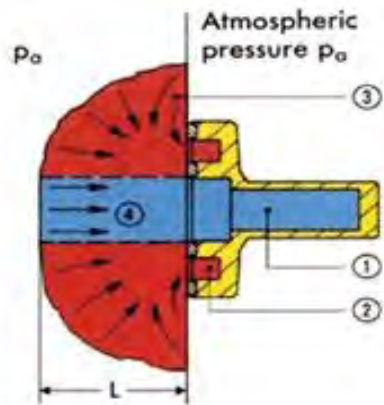


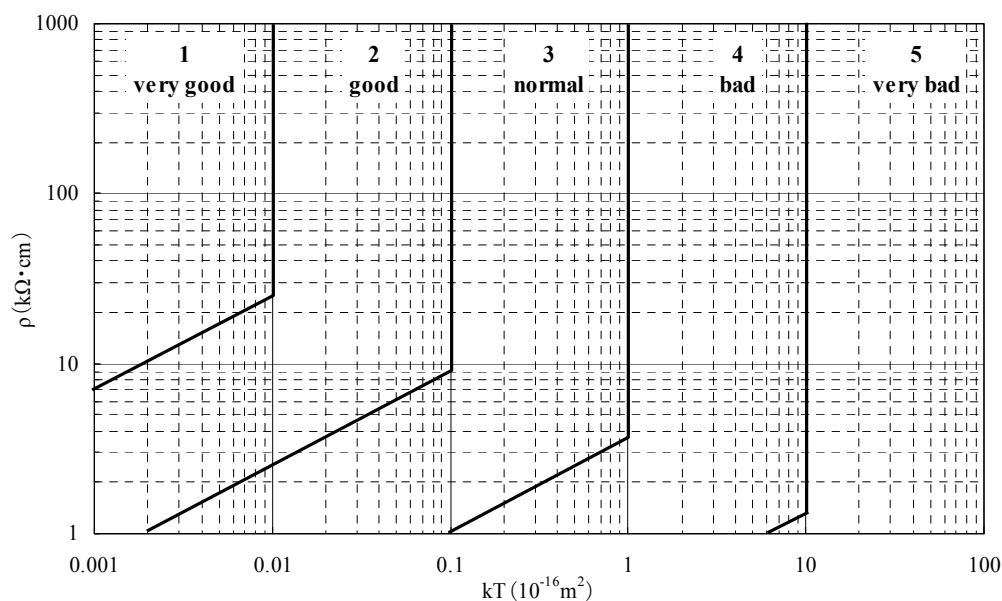
図-5.1.7 ダブルチャンバー断面図

### (3) 調査結果の評価方法

表面透気試験の評価は、「R.Torrent and G.Frenzer : A method for the rapid determination of the coefficient of permeability of the “covercrete”<sup>4)</sup>」で提案されている評価基準にて行った。評価基準を表-5.1.3および図-5.1.8に示す。トレント法では、透気係数と電気抵抗値の値に応じて、品質のグレードを5段階に分類している。

表-5.1.3 評価基準<sup>4)</sup>

グレード	透気性評価	透気係数 : kT
1	very good	$kT < 0.01$
2	good	$0.01 < kT < 0.1$
3	normal	$0.1 < kT < 1.0$
4	bad	$1.0 < kT < 10$
5	very bad	$kT > 10$



(縦軸 : 電気抵抗率( $\rho$ )、横軸 : 透気係数(kT))

図-5.1.8 評価基準

### 5.1.5 コア供試体を用いた強度試験（圧縮試験、割裂試験、静弾性係数試験）

第2回十郷橋共同研究委員会にて、十郷橋からコア供試体を採取して強度試験を行うべきとの意見が出たことを受け、十郷橋の桁下面からφ45mmのコア7本を採取し、①圧縮強度試験、②引張強度（割裂）試験、③静弾性係数試験を実施した。各試験に用いたコア供試体の採取位置を図-5.1.9に、採取状況を写真-5.1.6に、各試験方法の概要を(1)～(3)に示す。

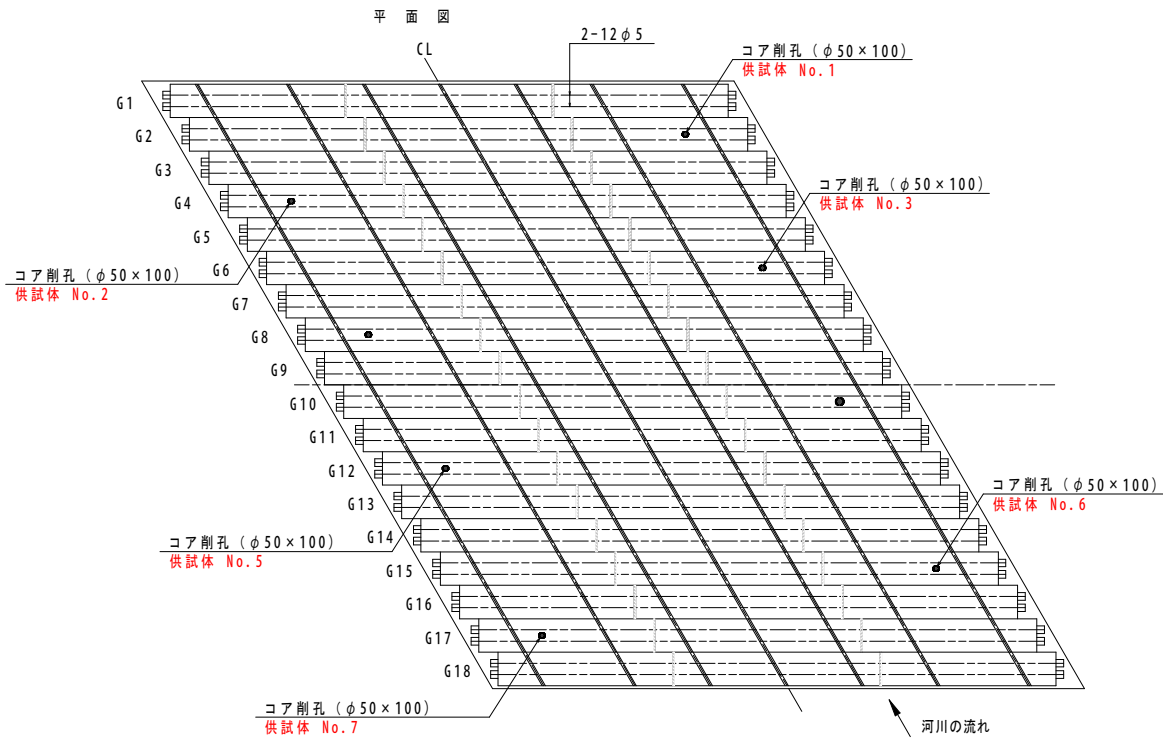


図-5.1.9 コア供試体の採取位置



写真-5.1.6 コア供試体採取状況

#### (1) 圧縮強度試験

圧縮強度試験は、φ45×90mmのコア供試体3体（No.1～No.3）を用いて実施した。

#### (2) 引張（割裂）強度試験

引張（割裂）強度試験は、φ45×90mmのコア供試体2体（No.5、No.6）を用いて実施した。

#### (3) 静弾性係数試験

静弾性係数試験は、圧縮強度試験用のコア供試体3体（No.1～No.3）を用いて実施した。コンクリートひずみは、コア供試体の側面にひずみゲージを2枚対角に貼付けて測定した。

### 5.1.6 細孔径分布の測定

コンクリートの物質移動抵抗性は、一般に空隙率と空隙径分布の影響を強く受けるとされている。そこで、十郷橋の G8 桁左岸側より採取したコア供試体 (No.4) のコンクリート表面から 50mm 以深の部分にて細孔径分布を測定した。試験に供した供試体の状況を写真-5.1.7 に示す。細孔径分布は、以下の要領で水銀圧入法にて測定した。



写真-5.1.7 コア供試体スライス状況

#### (1) 試料採取と乾燥処理

試料から厚さ約 5 mm の円盤状片を切り出し、付着水を取り除く目的でアセトンに浸漬した。アセトンから取り出し、風乾した後、円盤の輪郭部 5 mm 程度を除くモルタル部分を、ニッパを用いて 5 mm 程度の小片となるように切断した。それを凍結乾燥機を用いて乾燥し、試験に供した。

#### (2) 測定方法と測定条件

測定には micromeritics 社製水銀圧入式ポロシメーター AutoPore IV 9520 を用いた。測定の概容を以下に記す。ガラス製試料容器 (試料室容積 5 ml, キャピラリ容積 0.392 ml) に、試料中の細孔容積が試料容器のキャピラリ容積の 25~90 % となるように試料を量り取り、ポロシメーターにセットし、容器内に水銀を注入した。次いで容器ごと圧力を加え、水銀を試料の細孔に圧入し、その量を測定した。圧力は段階的に増加させた。加える圧力と水銀が圧入される細孔の大きさには式 (5.1.2) の関係があるので、これにより各圧力に相当する細孔径を算出し、一方、各圧力における水銀の圧入量を、その時点までに水銀が圧入された細孔の量とし、両者より細孔径分布を求めた。

$$d = 4\gamma \cos\theta / P \quad (5.1.2)$$

ここに、 $d$  : 細孔径 (直径、nm)

$\gamma$  : 水銀の表面張力 0.484 (N/m)

$\theta$  : 水銀と試料との接触角  $130^\circ$  ( $\cos\theta = -0.643$ )

$P$  : 圧入圧力 (MPa)

### 5.1.7 中性化深さの測定

中性化深さの測定位置図を図-5.1.10に示す。十郷橋の桁下面から採取したφ45mmのコア供試体7本のうち、割裂試験に用いたNo.5およびNo.6の供試体を用いて中性化深さを測定した。

中性化深さの測定は「JIS A 1152 コンクリートの中性化深さの測定方法」に準じて実施した。コア供試体の割裂面をブラシで清掃し粉塵等を除去した後、フェノールフタレイン溶液を噴霧して朱色の呈色部までの深さをノギスを用いて測定した。

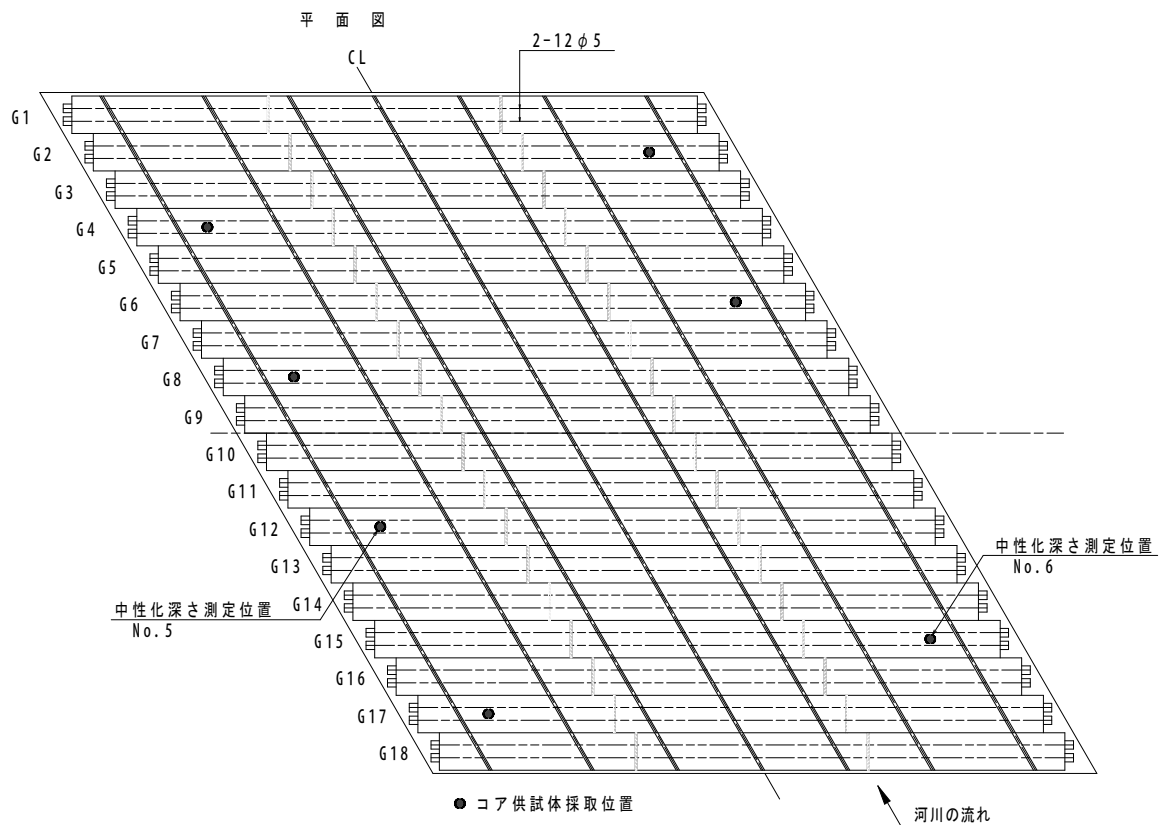


図-5.1.10 中性化深さ測定位置図

### 5.1.8 塩化物イオン濃度の測定

十郷橋の G8 桁左岸側より採取したコア供試体 (No.4) にて塩化物イオン濃度の測定を行った。塩化物イオン濃度の測定は、以下の要領で実施した。

#### (1) 試料調整

コンクリート表面から 50mm の位置までを、10mm 間隔でスライスし、105℃で乾燥後、粗粉碎したものをディスク型ミルにより微粉碎して塩化物イオン濃度測定用試料とした。コア供試体のスライス状況を写真-5.1.8 に示す。

#### (2) 塩化物イオン濃度測定

塩化物イオン濃度の測定は、「JIS A 1154-2012 硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」中に示される塩化物イオン電極を用いた電位差滴定法に準じて測定した。



写真-5.1.8 コア供試体スライス状況

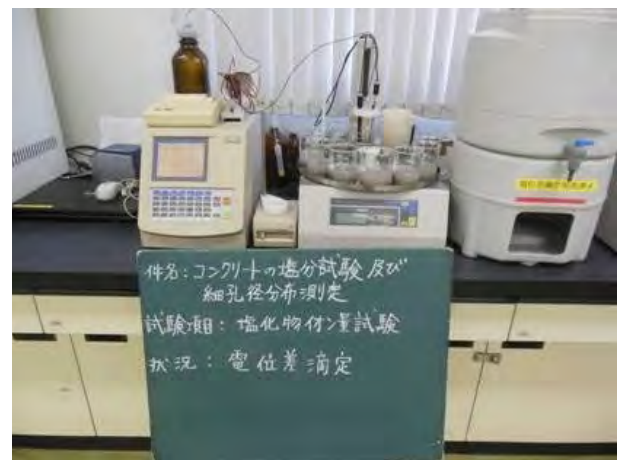


写真-5.1.9 電位差滴定法による測定状況

#### (3) 塩化物イオン濃度の見かけの拡散係数の算出

塩化物イオンの濃度分布の測定結果を基に、式 (5.1.3) に示す Fick の第 2 法則に基づいた拡散方程式の解を用いて、塩化物イオンの見かけの拡散係数を算出した。

$$C(x,t) - C_i = C_{0s} \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_{aps} \cdot t}} \right) \right\} \quad (5.1.3)$$

ここに、 $x$  : 暴露面から全塩化物イオン濃度を測定した箇所までの距離 (cm)

$t$  : 供用期間 (t)

$C(x,t)$  : 距離  $x$  (cm)、供用期間  $t$  (年) において測定された全塩化物イオン濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$C_{0s}$  : 実構造物から採取されたコンクリートの表面における全塩化物イオン濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$C_i$  : 初期含有全塩化物イオン濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$D_{aps}$  : 実構造物から採取されたコンクリートの見かけの拡散係数 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ )

$\operatorname{erf}$  : 誤差関数



### 5.1.9 グラウト充填性の調査

#### (1) 調査位置

広帯域超音波法および電磁波レーダ法を用いて、十郷橋のグラウト充填性の調査を行った。

広帯域超音波法を用いたグラウト充填調査（Wide Range Ultrasonic Testing：以下、WUTと称す）は、現在一般的に実施されているグラウト充填性を調査する非破壊検査のなかで、最も精度が期待できる。しかし、WUTは原理としてシースからの反射波を用いており、本橋のようにシースが用いられていない場合はコンクリートとグラウトの界面反射波で判断するしかない。そのため、精度を補完する目的で空洞を判定する電磁波レーダ法を併用してグラウト充填性の評価を行った。

十郷橋のグラウト充填調査箇所を図-5.1.11に示す。WUTは、図-5.1.11の斜線部で実施し、電磁波レーダ法によるグラウト充填調査は、全ての桁の1ブロック目および3ブロック目で実施した。

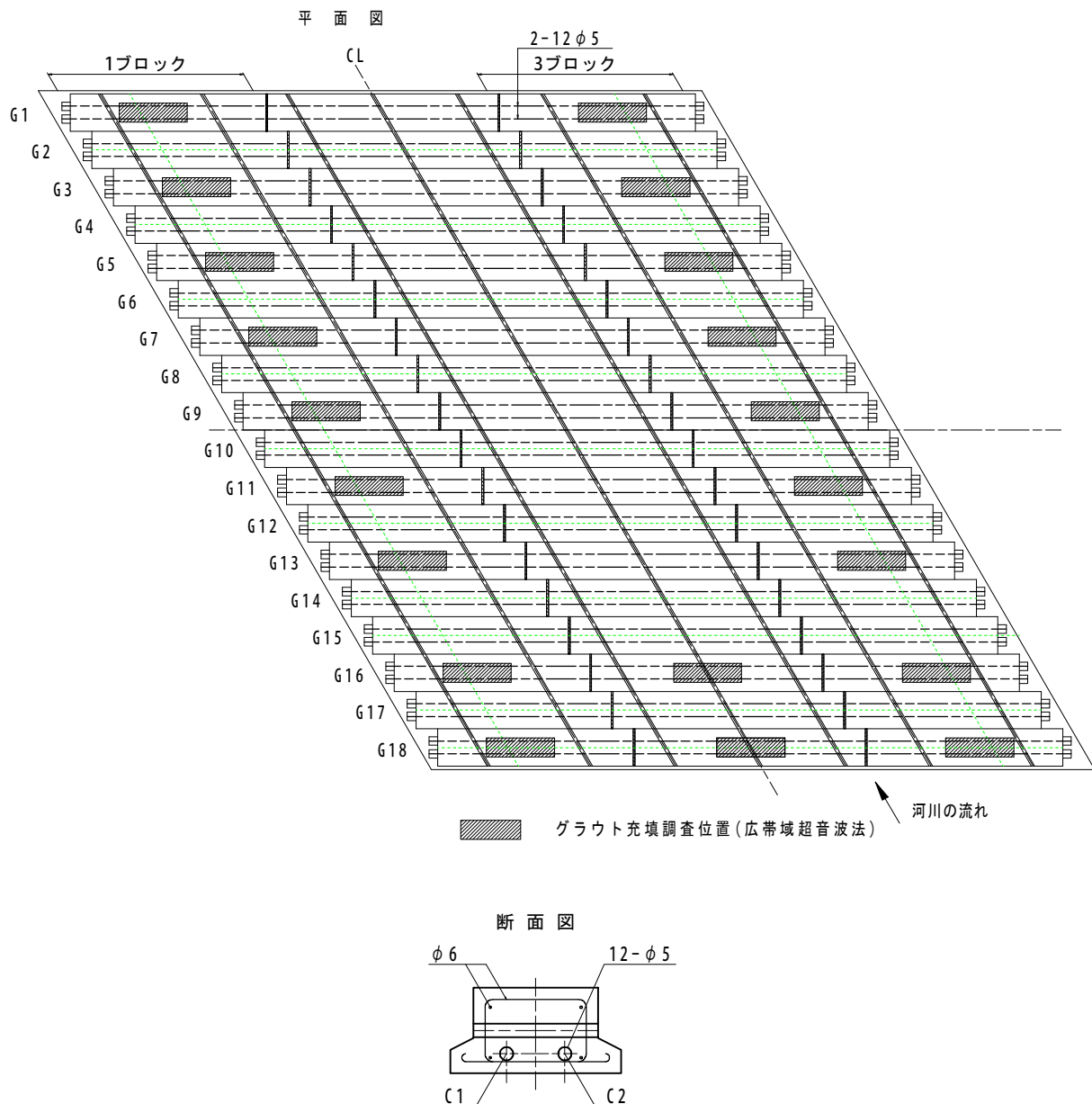


図-5.1.11 グラウト充填調査位置図

## (2) 調査方法の概要

### 1) WUT の原理

WUT は、PC 鋼材位置に沿ってコンクリート表面に一对の探触子を配置し、広帯域超音波を発受信して計測を行う。超音波は図-5.1.12 に示すように、空洞があるとそこでほぼ全反射し大きな反射波が発生するが、密実である（グラウトが充填されている）と超音波の反射率が低いため、反射波は小さくなる。この特性を利用してコンクリート内部のグラウト充填性を判定する。

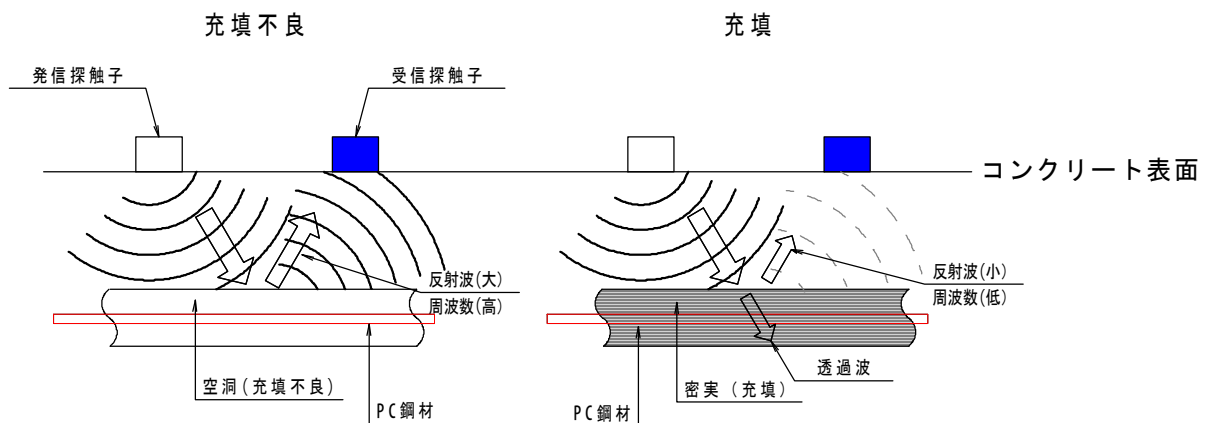


図-5.1.12 広帯域超音波の原理

WUTによって得られた波形データの例を図-5.1.13～図-5.1.15に示す。図のX軸は周波数、Y軸はスペクトル強度、Z軸はコンクリートの深さを示しており、図-5.1.13は充填（○）判定、図-5.1.14は充填不良（×）判定、図-5.1.15は明確に充填とならない（△）判定の例を示している。

グラウトの充填性は、PC鋼材位置付近の周波数特性で判定する。PC鋼材位置付近のスペクトル強度のピークが、40kHz以下に発生していれば充填（○）判定、80kHz付近に発生していれば充填不良（×）判定、両方に発生していれば明確に充填とならない（△）判定となる。

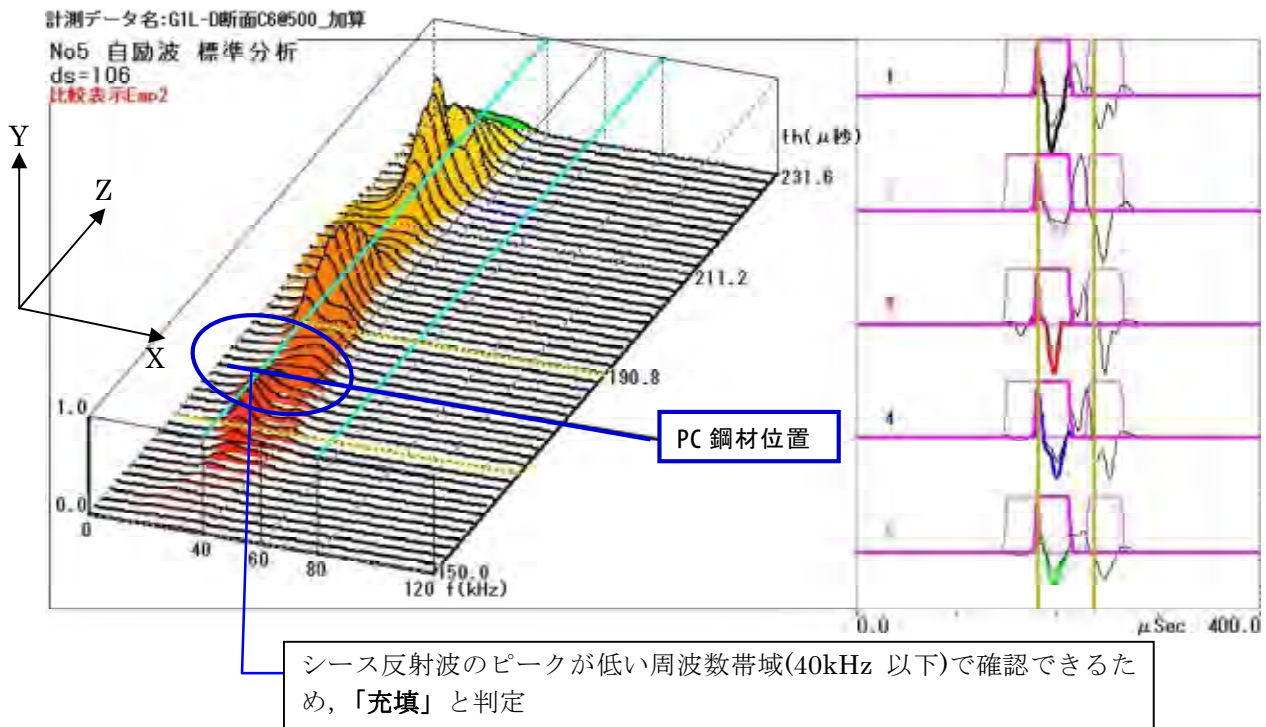


図-5.1.13 充填(O)判定例

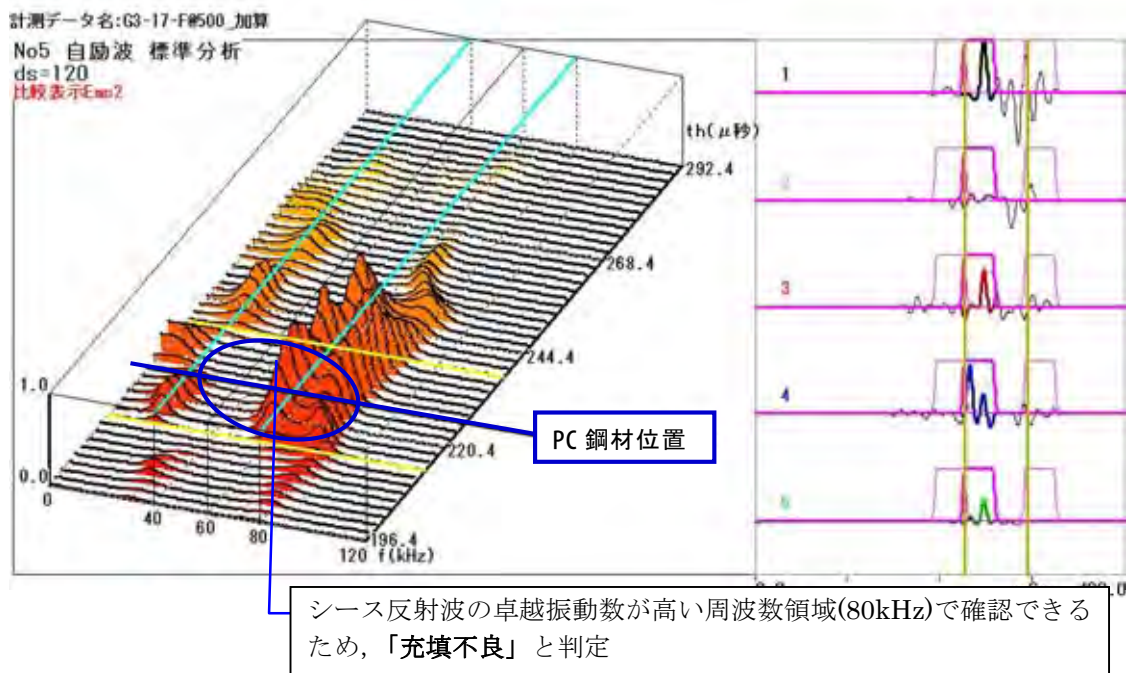


図-5.1.14 充填不良(x)判定例

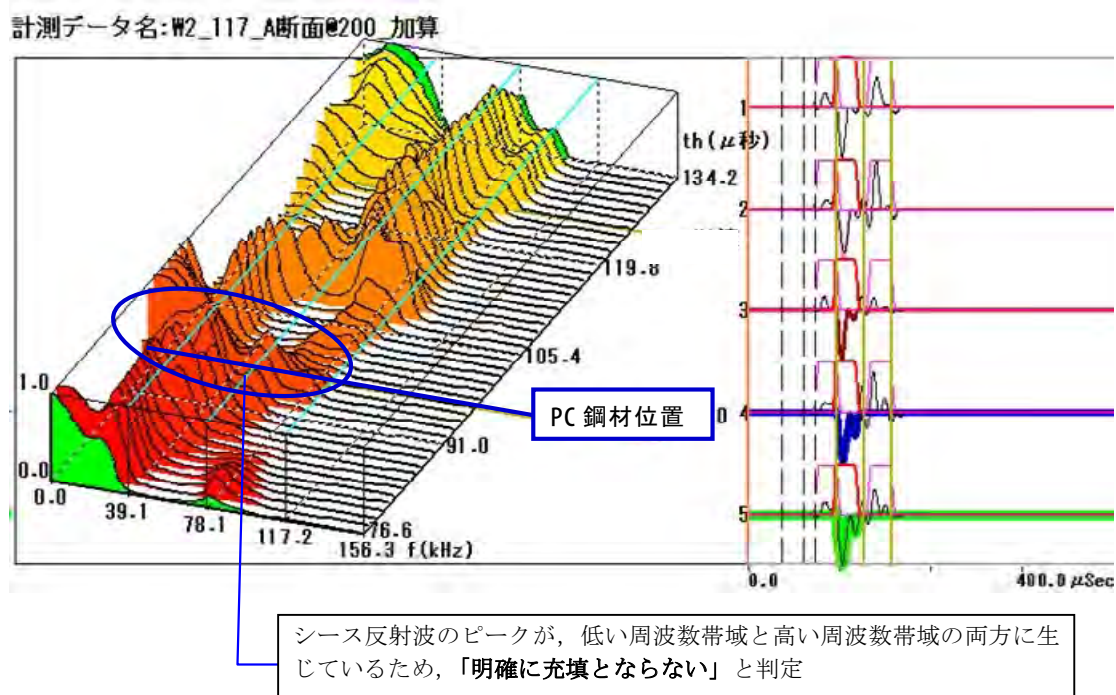


図-5.1.15 明確に充填とならない(△)判定例

2) 電磁波レーダ法

電磁波レーダ法は、コンクリート表面上に電磁波レーダを走査して計測する。電磁波レーダによる波形は図-5.1.16に示すように、PC 鋼材位置において空洞があると反射波形が左側に振れ、密実であれば右側に振れる。この振れ方の違いによりコンクリート内部のグラウト充填・充填不良の判定を行う。

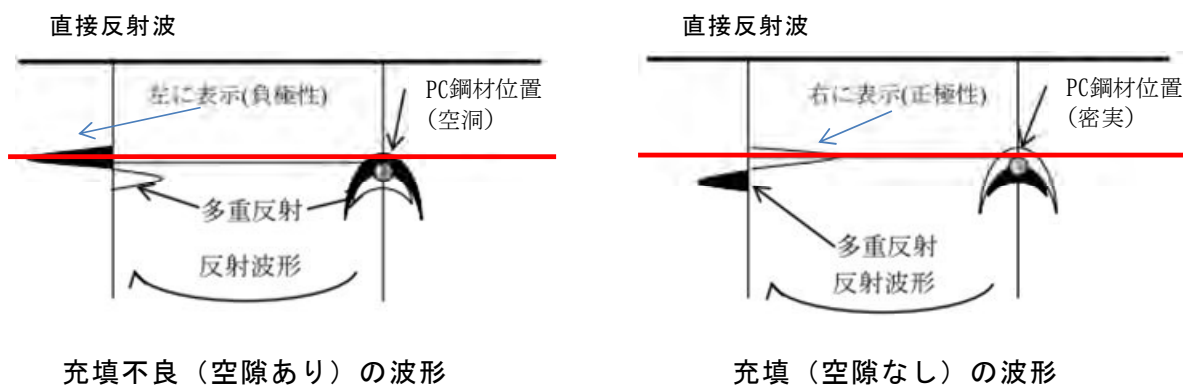


図-5.1.16 電磁波レーダ法によるグラウト充填性調査の判定方法

## 5.2 十郷橋を補完する石徹白橋の調査

### 5.2.1 コア供試体による強度試験（圧縮強度試験、割裂引張強度試験、静弾性係数試験）

石徹白橋は、十郷橋と同時期に施工された橋梁であり、十郷橋と同じ設計基準強度のコンクリートが用いられている。そこで、当時のコンクリートの品質レベルを調査することを目的とし、石徹白橋のコンクリート強度特性を調査した。

調査では、石徹白橋の橋桁片からφ45mmのコア12本とφ100mmのコア3本を採取し、強度特性（圧縮強度、引張強度、静弾性係数）試験を実施した。各試験に用いたコア供試体の採取状況を写真-5.2.1に示す。

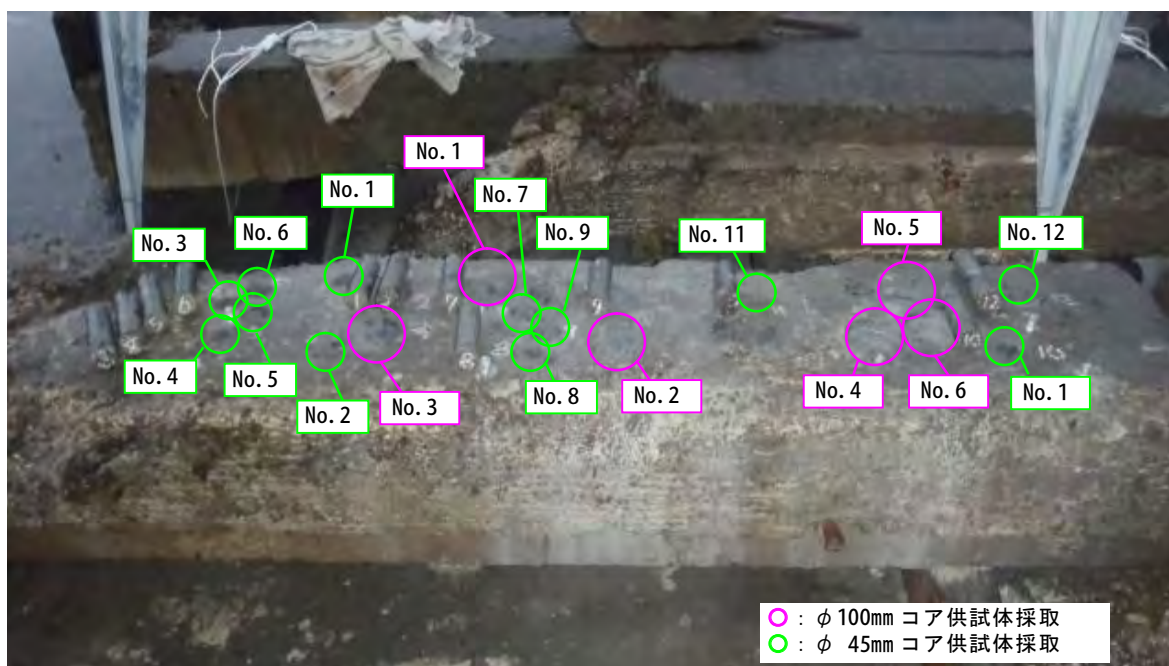


写真-5.2.1 コア供試体の採取状況

#### (1) 圧縮強度試験

圧縮強度試験は、φ45×90mmのコア供試体を用いて実施した。石徹白橋の橋桁片は、コンクリート表面から130mm付近にひび割れが生じており、φ100mmのコアでは所定の高さが確保できないため、コアの直径をφ45mmとしている。なお、コアの直径が骨材寸法に比べて小さく試験結果にバラツキが予想されたため、供試体本数を12本とした。

#### (2) 静弾性係数試験

静弾性係数試験は、φ100mmのコア供試体3体およびφ45mmのコア供試体3体を用いて実施した。コンクリートひずみは、コア供試体の側面にひずみゲージを2枚対角に貼付けて測定した。なお、静弾性係数試験に用いた供試体は高さが直径の2倍以下であるが、「コンクリートの圧縮強度と静弾性係数に及ぼす円柱供試体の高さ直径比の影響<sup>5)</sup>」にて静弾性係数は直径高さ比の影響が小さいことを確認している。

静弾性係数は、式(5.2.1)によって算出する。

$$E_c = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \times 10^{-3} \quad (5.2.1)$$

- ここに、 $E_c$  : 各供試体の静弾性係数 (kN/mm<sup>2</sup>)  
 $S_1$  : 最大荷重の 1/3 に相当する応力 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $S_2$  : 供試体の縦ひずみ  $50 \times 10^{-6}$  のときの応力 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\epsilon_1$  : 応力によって生じる供試体の縦ひずみ  
 $\epsilon_2$  :  $50 \times 10^{-6}$

### (3) 割裂引張強度試験

割裂試験は、静弾性係数試験を行った  $\phi 100\text{mm}$  のコア供試体を用いて実施し、式 (5.2.2) を用いて算出した。

$$f_t = \frac{2 \times P}{\pi \times d \times l} \quad (5.2.2)$$

- ここに、 $f_t$  : 引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $P$  : 最大荷重 (N)  
 $d$  : 供試体の直径 (mm)  
 $l$  : 供試体の長さ (mm)

## 5.2.2 コンクリートおよびグラウトの配合推定

石徹白橋のコンクリートおよびグラウトの配合を明らかにすることを目的として、配合推定を試みた。

### (1) 分析試料の採取

コンクリートの分析試料はコア削孔により、PC グラウトの分析試料は橋桁片を解体し、コンクリートと PC 鋼線を除去して採取した。PC グラウト試料の採取状況を写真-5.2.2 に、コンクリート試料 ( $\phi 100\text{mm} \times 100\text{mm}$  程度) の外観を写真-5.2.3 に、PC グラウト試料 (1kg 程度) の外観を写真-5.2.4 に示す。



写真-5.2.2 PC グラウト試料の採取状況



写真-5.2.3 コンクリート試料



写真-5.2.4 PC グラウト試料

## (2) 試験項目および試験方法

### 1) 配合推定

配合推定分析は、セメント協会コンクリート専門委員会報告 F-18 『硬化コンクリートの配合推定に関する共同試験報告<sup>6)</sup>』(以下、F-18 と示す)によった。

配合推定計算を行うには、コンクリートの原材料の化学分析値および骨材の吸水率が必要である。本試験の場合、原材料の入手は困難なことから、F-18 に示される代表的な値を用いて推定した。なお、セメントに関しては、文献 1) に石徹白橋の工事記録が記載されており、当時ベロセメントを使用したことが記載されていたが、今回の計算では、F-18 に示される普通ポルトランドセメントの値を用いた。

#### a) 単位容積質量

試験は、試料を 48 時間水中に浸漬して吸水させた後、水中質量 (W1) および表乾質量 (W2) を測定し、その後 105°C±5°C に調整した乾燥器で 48 時間乾燥させた質量を乾燥質量 (W3) として測定した。これより、下式により乾燥単位容積質量、表乾単位容積質量および吸水率を求めた。

$$\text{乾燥単位容積質量 (kg/m}^3\text{)} = \frac{W3}{W2 - W1} \quad (5.2.3)$$

$$\text{表乾単位容積質量 (kg/m}^3\text{)} = \frac{W2}{W2 - W1} \quad (5.2.4)$$

$$\text{吸水率 (\%)} = \frac{W2 - W3}{W3} \times 100 \quad (5.2.5)$$

#### b) 試料調製

試験試料をジョークラッシャー、ブラウクラッシャーで粗・中粉碎を行った後、四分法により分別したものを振動ミルで微粉碎し、0.105mm ふるいを通過する細かさに調製して分析用試料とした。

#### c) 化学分析

##### ①酸化カルシウム量

b) 項で調製した試料に希塩酸を加えてセメント成分を分解、ろ過し、ろ液中の酸化カルシウム量を EDTA (エチレンジアミン四酢酸ナトリウム) 溶液によるキレート滴定法よ

り求めた。

## ②不溶残分量

①で得られたろ過残分を 1000℃の電気炉で 30 分強熱し、冷却後恒量となった質量から求めた。

## ③強熱減量

b) 項で調製した試料を 600℃および 1000℃の電気炉で強熱し、冷却後恒量となった質量を測定し、室温から 600℃および室温から 1000℃における減量を求めた。

### (3) 混和剤使用の推定分析

硬化コンクリート中の混和剤としてリグニンスルホン酸塩が使用されている場合は、アルカリ溶液で抽出した溶液中のリグニンスルホン酸塩に起因する特有の波長における吸光度を測定することにより、定性・定量することが可能である。

本試験においても、b) 項で調製した試料からアルカリ溶液（炭酸ナトリウム溶液）で抽出した溶液を試験溶液とし、試験溶液の吸光度を(株)島津製作所製「紫外部一可視吸光度計 UV-1650P」を用いて測定した。なお、定量は、実際使用した材料（セメント、骨材、混和剤）が入手困難であることから、過去に弊社で練混ぜたモルタルより抽出した溶液で作成した検量線を用いてリグニンスルホン酸塩系混和剤の使用量を推定した。

### (4) 粉末 X 線回折分析

コンクリートコアおよび PC グラウトのセメント水和物および使用骨材構成鉱物を確認する目的で、試料をメノウ乳鉢で粉碎後、アルミニウムホルダーにつめて、粉末 X 線回折法により、 $2\theta = 5 \sim 70^\circ$ の回折強度を測定した。

使用した粉末 X 線回折装置は、(株)島津製作所製「粉末 X 線回折装置 XRD-6000」である。測定条件を以下に示す。

【測定条件】	管球	: Cu	走査速度	: $1^\circ/\text{min}$
	管電圧	: 40kV	発散スリット (D.S)	: $1^\circ$
	管電流	: 30mA	受光スリット (R.S)	: 0.15mm
	計数管	: シンチレーション	散乱スリット (S.S)	: $1^\circ$

### 5.2.3 グラウトの強度推定

石徹白橋の橋桁片からは、強度試験用のグラウト試料を採取できず、強度試験が実施できない。そこで、圧縮強度や弾性係数といった強度特性と相関関係があるといわれているビッカース硬さ試験を実施し、強度推定を実施することとした。強度推定にあたり、現在一般的に用いられているグラウトで、圧縮強度とビッカース硬さ試験を実施し、相関関係を確認した。

#### (1) 石徹白橋のグラウトのビッカース硬さ試験

石徹白橋のグラウトは、橋桁片を解体しコンクリートと PC 鋼線を除去して採取した。グラウトの採取状況を写真-5.2.5 に示す。採取したグラウトは、表面を研磨する際に割れる恐れがあったため、常温硬化型の樹脂を用いて包埋し、その後測定面を研磨して平滑に仕上げた。供試体の作製状況を写真-5.2.6 に示す。





写真-5.2.5 グラウトの採取状況



樹脂包埋前の試料

樹脂包埋後の試料

写真-5.2.6 供試体の作製状況

ビッカース硬さ試験は JIS Z 2244 に準じて実施した。試験には、ミットヨ製硬度測定器 HM-200 を用いた。ビッカース硬さ試験の方法の詳細については、「5.2.6 PC 鋼材に関する調査 2) ビッカース硬さ試験」に記述する。

## (2) 現行グラウトの圧縮強度試験とビッカース硬さ試験

本試験は、グラウトの圧縮強度とビッカース硬さの相関関係を把握することを目的として実施した。圧縮強度試験の供試体を写真-5.2.7 に、ビッカース硬さ試験の供試体を写真-5.2.8 に示す。



写真-5.2.7 圧縮強度用供試体



写真-5.2.8 ビッカース硬度用試験片

建設当時のグラウトの配合が不明であったため、現在の一般的な配合で試験を実施することとした。グラウトの配合は、セメントは普通ポルトランドセメント、混和剤は GF-1720 を用い、W/C=42.5%とした。供試体の材齢は、2日、3日、4日、7日、17日とした。

## 5.2.4 鉄筋に関する調査

### (1) 分析試料の採取

鉄筋は、石徹白橋の橋桁片から採取した。採取状況を写真-5.2.9に、採取した試験体の状況を写真-5.2.10に示す。鉄筋試験体はφ6mm（スターラップ）、φ9mm（軸方向鉄筋）の鉄筋をそれぞれ3本採取した。



写真-5.2.9 鉄筋試験体採取状況



写真-5.2.10 鉄筋試験体

### (2) 引張強度試験の方法

試験には、島津製作所製引張試験機 AG-250kNXplus を使用し、弾性域のひずみは標点間距離のひずみを伸び計にて計測した。引張試験の条件を表-5.2.1に、試験機の状況を写真-5.2.11に、伸び計によるひずみの計測状況を写真-5.2.12に示す。

引張試験では、①降伏荷重、②破断荷重、③ヤング率、④破断伸びを測定した。

表-5.2.1 引張試験の条件

鉄筋の種類	標点間距離 L mm	つかみ長さ mm	備考
φ6mm	200	200	
φ9mm	200	250	
JIS	8D	L+2D	D：直径



写真-5.2.11 引張試験機 AG-250kNXplus



写真-5.2.12 伸び計によるひずみ計測

## 5.2.5 PC 鋼材に関する調査

### (1) 分析試料の採取

調査に供する PC 鋼材は、鉄筋と同様に石徹白橋の橋桁片から 12 本 (L=600mm 程度) 採取した。

### (2) 調査項目および調査方法

#### 1) 引張試験

φ5mmPC 鋼材の引張試験は、JIS Z 2241 金属材料引張試験方法に準じて実施した。試験には、島津製作所製引張試験機 UH-200KNA を使用した。試験機を写真-5.2.13 に示す。

引張試験では、①引張荷重、②伸び、③0.2%降伏点、④ヤング率を計測した。



写真-5.2.13 引張試験機 UH-200KNA

#### 2) ビッカース硬さ試験

ビッカース硬さ試験は JIS Z 2244 に準じて実施した。試験には、ミットヨ製硬度測定器 HM を用いた。試験機を写真-5.2.14 に示す。



写真-5.2.14 ミットヨ製硬度測定器 HM

ビッカース硬さ試験の原理を図-5.2.1に示す。試験では、正四角錐のダイヤモンド圧子を、試料の表面に押し込み、その試験力（F）を解除した後、表面に残ったくぼみの対角線長さ（ $d_1$ 、 $d_2$ ）を測定する。

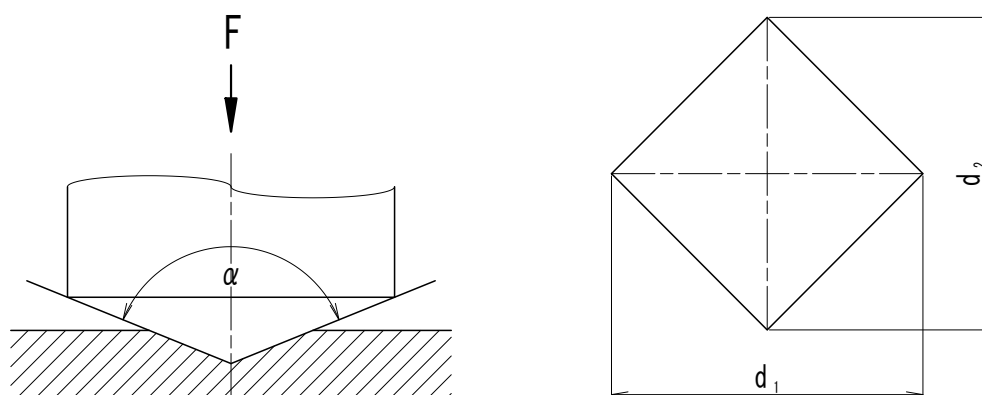


図-5.2.1 ビッカース硬さ試験の原理

ビッカース硬さは、式（5.2.6）を用いて算出する。

$$\begin{aligned}
 \text{ビッカース硬さ } HV &= \text{定数} \times \frac{\text{試験力}}{\text{くぼみの表面積}} \\
 &= 0.102 \frac{2F \sin \frac{136^\circ}{2}}{d^2} \quad (5.2.6) \\
 &= 0.1891 \frac{F}{d^2}
 \end{aligned}$$

定数 =  $1/9.80665 \approx 0.102$

ここに、  $\alpha$  : 正四角錐圧子の対面角（ $136^\circ$ ）

F : 試験力（N）

d : くぼみの対角線長さ  $d_1$  と  $d_2$  の平均値（図-5.2.1 参照）（mm）

### 3) 成分分析

PC 鋼材の成分分析は C、S、Si、Mn、P、Cu、Cr、V について定量を行った。C および S はそれぞれ「JIS G 1211 鉄及び鋼－炭素定量方法」、「JIS G 1215 鉄及び鋼－硫黄定量方法」に準じ、燃焼－赤外線吸収法にて定量を行った。その他の成分については、「JIS G 1258 鉄及び鋼－ICP 発光分光分析法」に準じて定量を行った。それぞれの分析方法の概要を以下に記す。

#### a) 燃焼－赤外線法

高周波誘導加熱炉中で炭素を二酸化炭素に、硫黄を二酸化硫黄にそれぞれ酸化させ、酸素気流中で搬出しそれらの赤外線吸収量を測定する方法である。分析は、LECO 製 炭素・硫黄測定器 CS-200 を用いて実施した。試験機を写真-5.2.15 に示す。

#### b) ICP（高周波プラズマ）発光分光分析法

適切な酸で試料を溶解した溶液中の金属成分が、高温（約 1 万℃）のプラズマにより励起され基底状態に戻る際に元素固有の波長を発光することを利用し、その発光強度により試料濃度を定量する方法である。分析は、島津製作所製 ICP 発光分析装置 ICPS-8100 を用いて実施した。試験機の写真を写真-5.2.16 に示す。



写真-5.2.15 炭素硫黄測定器

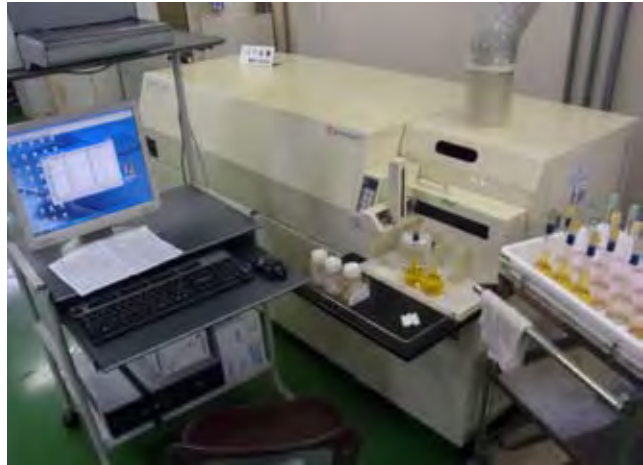


写真-5.2.16 ICP 発光分析装置

#### 4) 金属組織観察

金属組織はニコン製測定顕微鏡 MM-40 を用いて観察した。光学顕微鏡を写真-5.2.17 に示す。



写真-5.2.17 ニコン製測定顕微鏡

## 6. 調査結果

### 6. 1 外観調査

#### 6. 1. 1 外観目視調査の結果

外観目視調査の結果を図-6.1.1に、桁下の状況の一例を写真-6.1.1に示す。十郷橋の主桁は、軽微な変状は見られるものの、セグメント継ぎ目部の損傷や曲げひび割れなどは認められず、概ね健全な状態にあると判断できる状況であった。

主な変状として以下の変状が見られた。

- ・部分的な錆の発生 : 6箇所
- ・栈木の混入 : 1箇所
- ・桁端部の保護コンクリートの浮き・割れ : 2箇所
- ・横締め定着部の一部露出 : 2箇所
- ・横締め PC 鋼材の露出・保護モルタルの割れ : 2箇所

露出している横締め PC 鋼材においても錆はほとんど認められない状況であった。



写真-6.1.1 十郷橋の桁下状況



⑥左岸端部（健全）



⑤鑄 30×20



④棧木 340×80



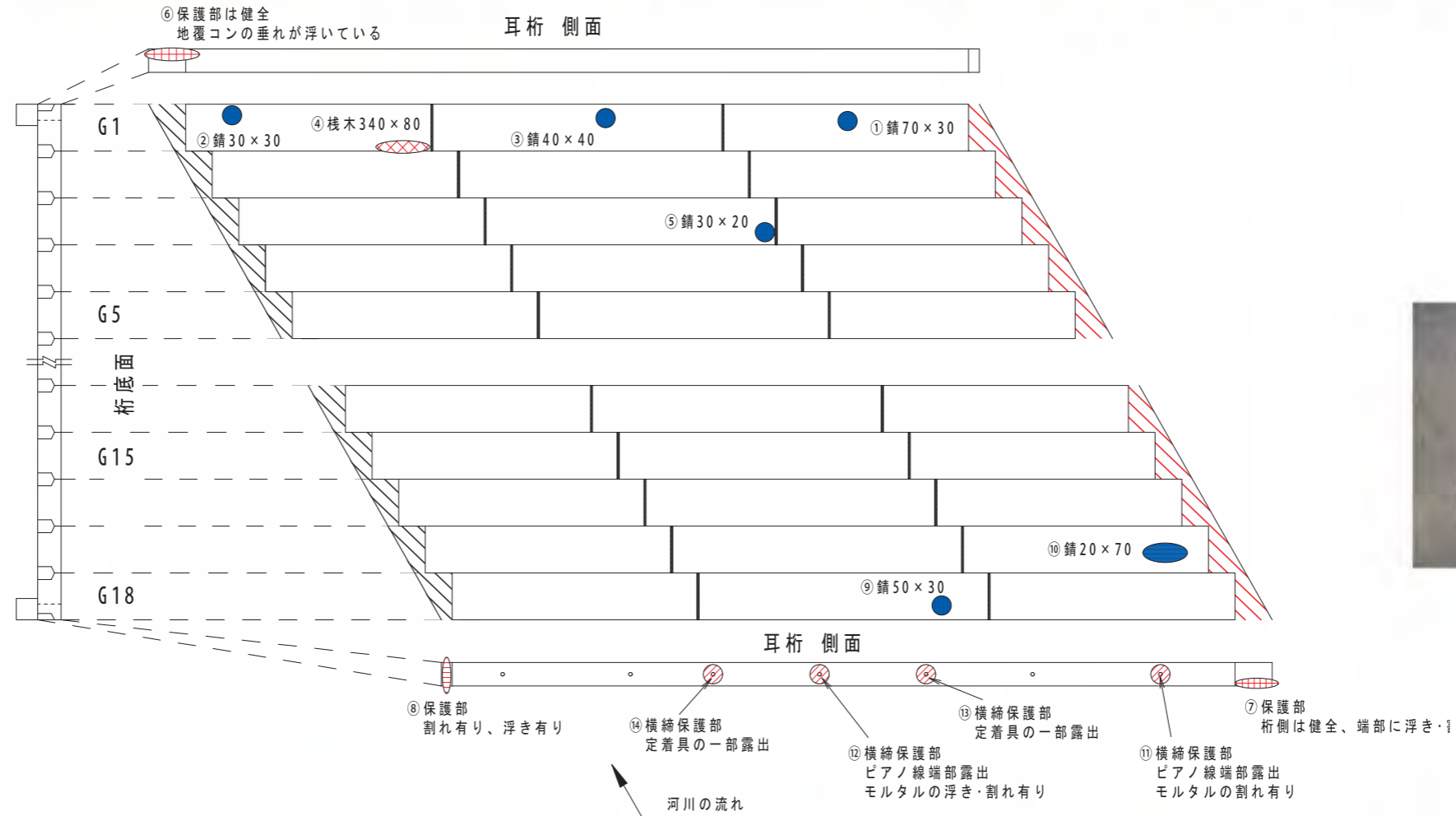
③鑄 40×40



②鑄 30×30



①鑄 70×30



⑩鑄 20×70



⑧左岸端部の浮き・割れ



⑭横締め定着具の一部露出



⑫横締め PC 鋼材露出  
保護モルタルの割れ



⑬横締め定着具の一部露出



⑪横締め PC 鋼材露出  
保護モルタルの割れ



⑨鑄 50×30



⑦右岸端部の浮き・割れ

図-6.1.1 外観目視調査結果

## 6. 1. 2 錆の発生要因の検討

外観目視調査の結果、主桁の一部に錆の発生が確認されたため、鉄筋との位置関係を調査した。錆の発生位置と設計上の鉄筋位置との関係を図-6.1.2に示す。

図-6.1.1に示す錆の発生状況から判断すると、⑩の錆のみ橋軸方向に発生しており、その他の錆（①、②、③、⑤、⑨）は橋軸直角方向に発生している。錆と鉄筋の位置関係を確認すると、①、②、⑨の錆はスターラップが配置されていない位置に、⑩は軸方向筋が配置されていない位置に発生している。よって、①、②、⑨、⑩の錆は、組立筋や不要な鉄筋が、かぶり不足により錆びたものと推定される。

③および⑤は、スターラップが配置されている位置に発生している。これらの箇所においては、部分的にスターラップのかぶりが不足しており、錆が発生したと推定される。

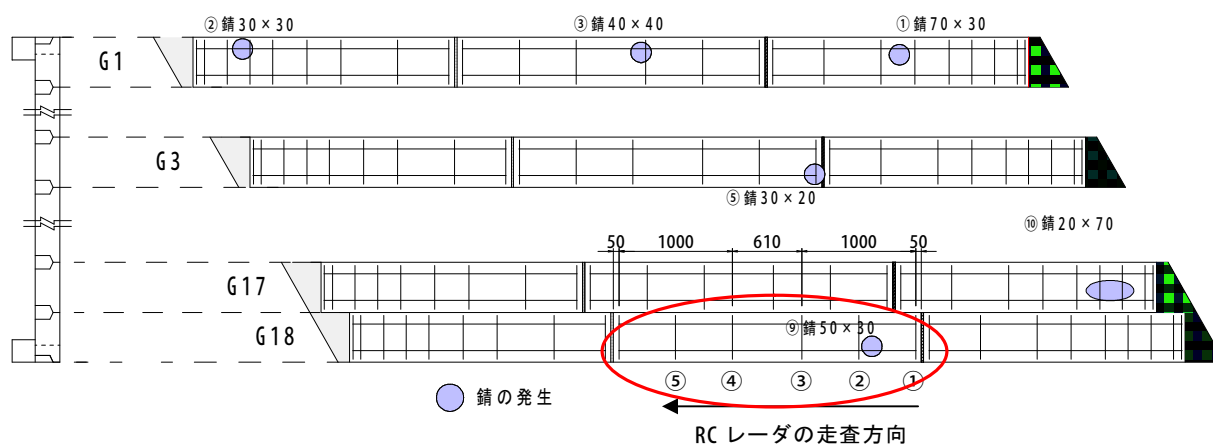


図-6.1.2 錆の発生位置と鉄筋の関係

G18の中央のセグメントブロック（図-6.1.2の赤囲み部）で、電磁波レーダを用いてスターラップの配筋状態を確認した。探查結果を図-6.1.3に示す。電磁波レーダの比誘電率は、別途電磁誘導法により精度の高いかぶり値を求め、この値を用いて設定した。

図-6.1.3中の①～⑤は、設計図面に配置されているスターラップを示し、赤丸部は錆が確認された位置を示している。この図より、スターラップの配筋位置およびかぶり（設計値：27mm）は、ほぼ設計値どおりであり、所定の位置に配置されていることが確認できる。また、錆の発生位置付近にうっすらと凸状の反射波が確認でき、ほぼコンクリートの表面の深さに何らかの鋼材が配置されていることがわかる。主桁に発生している錆は、この鋼材が錆びたことが要因と推定される。

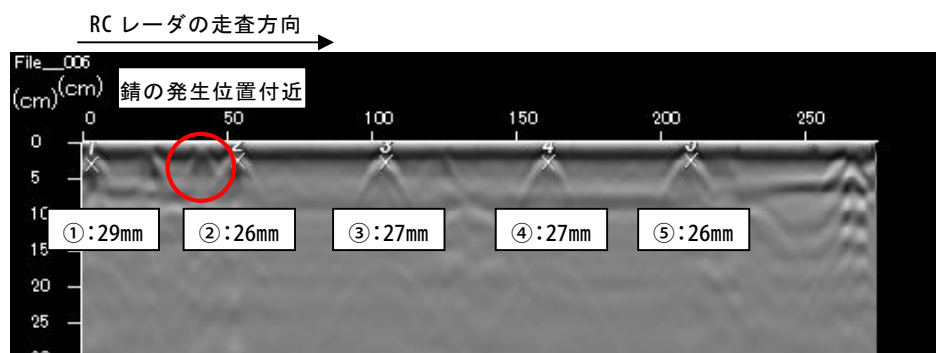


図-6.1.3 鉄筋探查の結果

上記の結果より、錆は2箇所を除いて段取り筋や不要鉄筋のかぶり不足により発生していると推定され、耐荷力に与える影響はないと考えられる。



## 6.2 コンクリートの強度特性に関する調査

### 6.2.1 反発硬度法による強度推定

反発硬度法による強度推定結果を図-6.2.1 および表-6.2.1 に示す。コンクリートの表面はいずれの箇所でも乾燥していた。主桁下面を打撃した箇所では、測定方向の補正（反発硬度から補正值4を減算）を行っている。

推定強度は、主桁下面から打撃した No.2～No.8 は6点の平均値が  $55.8 \text{ N/mm}^2$  となり、測定場所によるばらつきが小さかった。耳桁側面から打撃した No.1 および No.8 は、それぞれ  $47.0 \text{ N/mm}^2$ 、 $45.9 \text{ N/mm}^2$  となり、その他の調査箇所よりも若干小さくなる傾向にあったが、いずれの箇所も設計基準強度  $36.8 \text{ N/mm}^2$  ( $375 \text{ kgf/cm}^2$ ) を満足した。これらの結果から、建設から60年が経過した現在でも設計で想定している以上の強度を有していると考えられる。

表-6.2.1 反発硬度法測定結果一覧

調査箇所			打撃面	反発硬度	推定強度 $\text{N/mm}^2$
No. 1	G1	中央部	側面	51.2	47.0
No. 2		左岸側	下面	58.0	55.7
No. 3	G3	中央部	下面	58.2	55.9
No. 4	G9	左岸側	下面	57.2	54.7
No. 5		中央部	下面	58.3	56.1
No. 6	G17	左岸側	下面	57.3	54.8
No. 7	G18	中央部	下面	59.3	57.3
No. 8		中央部	側面	50.3	45.9

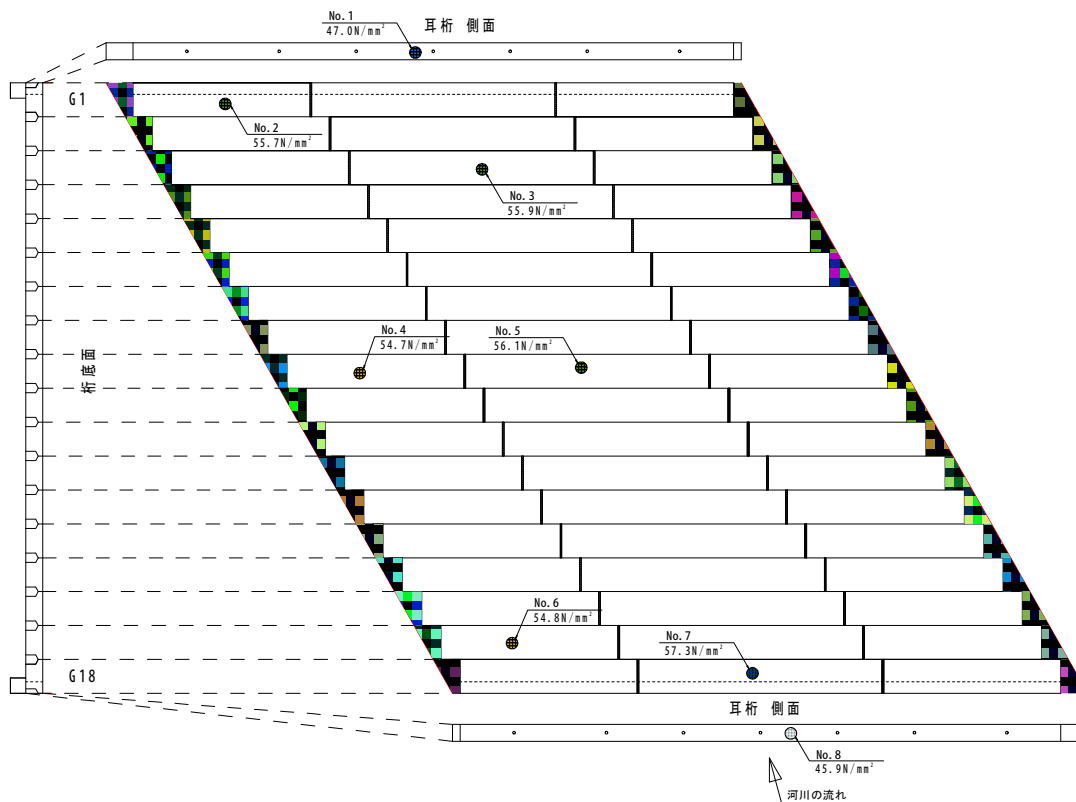


図-6.2.1 反発硬度法による強度推定結果

## 6. 2. 2 十郷橋から採取したコア供試体による強度試験

強度試験の状況を写真-6.2.1に、十郷橋のコア供試体の強度試験結果の一覧を表-6.2.2に示す。表中の設計値は、以下の値を用いている。

- 1) 圧縮強度の設計値 : 十郷橋の設計図面に記載されている設計基準強度を示している。
- 2) 引張強度の設計値 : 圧縮強度試験結果をもとに、「コンクリート標準示方書 設計編 5.2.1 強度」に記される式（解 5.2.1）を用いて算出した。
- 3) 静弾性係数の設計値 : 圧縮強度試験結果をもとに、「コンクリート標準示方書 設計編 5.2.5 ヤング係数」に記される式（解 5.2.8）を用いて算出した。



写真-6.2.1 圧縮強度試験および静弾性係数試験の状況

表-6.2.2 十郷橋の強度特性試験結果の一覧

供試体 No	供試体寸法		質量 g	単位容積 質量 g/cm <sup>3</sup>	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	静弾性 係数 N/mm <sup>2</sup>
	直径 mm	高さ mm					
1	45.3	90.0	349.2	2.41	-	-	-
2	45.3	89.6	345.8	2.40	80.7	-	35939
3	45.3	89.8	346.8	2.39	70.8	-	39935
5	45.3	91.6	353.9	2.39	-	3.5	-
6	45.4	90.9	350.9	2.39	-	6.5	-
7	45.4	90.0	343.9	2.36	83.4	-	43057
平均値	-	-	-	2.39	78.3	5.0	39644
設計値 <sup>※1-3</sup>	-	-	-	-	36.8	4.2	37830

※1) 圧縮強度の設計値は、十郷橋の設計計算書に示される設計基準強度を示す。

※2) 引張強度の設計値は、圧縮強度試験結果をもとに「コンクリート標準示方書 設計編 5.2.1 強度 解5.2.1」を用いて算出した。

※3) 静弾性係数の設計値は、「コンクリート標準示方書 設計編 5.2.5 ヤング係数 解5.2.8」を用いて算出した。

### (1) 圧縮強度試験

圧縮強度試験は、No.1~No.3、No.7 のコア供試体 4 本で実施した。ただし、No.1 供試体のみ破壊形状が他の供試体と異なったため、試験結果から除外した。破壊形状が異なった原因は、コア供試体の成形の精度が悪かったためと推定される。

No.2、No.3、No.7 のコア供試体の圧縮強度の平均値は 78.3 N/mm<sup>2</sup> となり、十郷橋の設

計基準強度 36.8 N/mm<sup>2</sup> (375 kg/cm<sup>2</sup>) を大きく上回る結果となった。

## (2) 静弾性係数試験

静弾性係数は、圧縮強度試験のコア供試体 (No.2、No.3、No.7) の側面に 2 枚のひずみゲージを貼付けて測定し、3 本の平均値は  $E_c=39644 \text{ N/mm}^2$  であった。

試験結果と指針・示方書類に示される静弾性係数の設計用値の一覧を表-6.2.3 に示す。PC 設計施工指針は土木学会より昭和 30 年に発刊された指針であり、プレストレストコンクリートに関する最初の指針である。

十郷橋の静弾性係数は、コンクリート標準示方書に示される算出式により求めた静弾性係数 ( $E_c=37830 \text{ N/mm}^2$ ) を上回り、現行のコンクリート標準示方書の規定を満足する結果であった。一方で、PC 設計施工指針の規定値と比較すると、コンクリート強度が 50 N/mm<sup>2</sup> の時の静弾性係数 ( $E_c=40789 \text{ N/mm}^2$ ) も下回る結果であった。

表-6.2.3 PC 設計施工指針<sup>7)</sup>・コンクリート標準示方書に示される静弾性係数

圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> [kg/cm <sup>2</sup> ])	静弾性係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> [kg/cm <sup>2</sup> ])	
	PC設計施工指針(昭和30年)	コンクリート標準示方書(2012)
30 [300]	30591 [300000]	28000 [285521]
40 [400]	35690 [350000]	31000 [316112]
50 [500]	40789 [400000]	33000 [336506]
78.3 [768]	- ※	37830 [385759]

※コンクリート強度が 50N/mm<sup>2</sup> を超えるものについては未記載

この PC 設計施工指針に明記されている静弾性係数は、現在の基準から考えるとかなり大きめの値となっている。これは、当時と現在でコンクリートの使用材料、配合等が変化していることや、当時は高強度コンクリートの実績が少なくデータのばらつきも大きかったため安全側の値を表記していたことなどが要因と考えられる。

## (3) 引張強度 (割裂) 試験

割裂試験は、No.5、No.6 のコア供試体 2 本で実施した。本試験は、No.5～No.7 の 3 本で実施する予定であったが、コア供試体が断面方向に割裂した後に、高さ方向に割裂するという破壊形態を示したため、2 本の試験を実施した段階で試験を中止した。この破壊形態に至った要因としては、コア供試体側面の凹凸が影響したと考えられる。

割裂試験によって求められた引張強度の平均値は 5.0 N/mm<sup>2</sup> となり、圧縮強度から算出した設計値 4.2 N/mm<sup>2</sup> を上回る結果となった。ただし、前述したように破壊形態が通常の割裂試験の場合と異なったため、参考値の取扱いとする。

### 6. 2. 3 石徹白橋から採取したコア供試体による強度試験

石徹白橋のコア供試体の強度試験結果の一覧を表-6.2.4に示す。なお、表中の設計値の解説は、「6.2.2 十郷橋から採取したコア供試体による強度試験」に記している。

表-6.2.4 試験結果の一覧

供試体 No	供試体寸法		質量 g	単位容積 質量 g/cm <sup>3</sup>	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	静弾性 係数 N/mm <sup>2</sup>
	直径 mm	高さ mm					
1	43.5	90.1	325.7	2.43	71.9	-	-
2	43.6	90.3	323.6	2.40	61.2	-	44383
3	43.5	90.3	326.4	2.43	81.0	-	-
4	43.6	90.4	327.7	2.43	80.1	-	-
5	43.6	90.6	332.5	2.46	85.5	-	-
6	43.6	89.9	324.1	2.41	-	-	-
7	43.6	90.3	325.0	2.41	71.3	-	37385
8	43.4	89.9	321.9	2.42	58.2	-	-
9	43.7	89.9	324.2	2.41	64.9	-	45688
10	43.3	90.2	332.2	2.50	62.8	-	-
11	43.3	90.1	335.0	2.53	84.5	-	-
12	43.3	89.9	321.7	2.44	83.8	-	-
2	99.5	121.1	2299.7	2.44	-	4.2	40491
3	99.7	160.1	3075.5	2.46	-	4.0	42378
5	99.4	129.6	2494.6	2.48	-	4.8	47707
平均値	-	-	-	2.45	73.2	4.3	43005
設計値 <sup>※1~3</sup>	-	-	-	-	36.8	4.0	37320

※1) 圧縮強度の設計値は、十郷橋の設計計算書に示される設計基準強度を示す。

※2) 引張強度の設計値は、圧縮強度試験結果をもとに「コンクリート標準示方書 設計編 5.2.1 強度 解5.2.1」を用いて算出した。

※3) 静弾性係数の設計値は、「コンクリート標準示方書 設計編 5.2.5 ヤング係数 解5.2.8」を用いて算出した。

#### (1) 圧縮強度試験

圧縮強度試験はφ44の供試体12本で行った。ただし、No.6供試体のみ破壊形状が他の供試体と異なったため、試験結果から除外した。破壊形状が異なった原因は、コア供試体の成形の精度が悪かったためと推定される。

圧縮強度の平均値は73.2 N/mm<sup>2</sup>となり、石徹白橋の設計基準強度である36.8 N/mm<sup>2</sup>(375 kg/cm<sup>2</sup>)を大きく上回る結果であった。

#### (2) 静弾性係数試験

静弾性係数試験はφ44の供試体3本、φ100の供試体3本で実施した。φ100の供試体は、高さにバラツキがあるが、静弾性係数試験は直径と高さの比の影響が小さいことを文献5)にて確認している。

6本の平均値は、43005 N/mm<sup>2</sup>で、圧縮強度から算出した設計値37320 N/mm<sup>2</sup>を上回り、現行のコンクリート標準示方書の規定を満足する結果であった。また、φ44とφ100の供試体の試験結果を比較すると、前者は42485 N/mm<sup>2</sup>、後者は43525 N/mm<sup>2</sup>となり、コア供試体の径の影響は小さい結果であった。

#### (3) 引張強度（割裂）試験

割裂試験は静弾性係数試験に用いた  $\phi 100$  のコア供試体 3 体で実施した。引張強度の平均値は  $4.3 \text{ N/mm}^2$  となり、コンクリート標準示方書設計編に示されている引張強度の算出式で求めた  $4.0 \text{ N/mm}^2$  (設計基準強度  $73.2 \text{ N/mm}^2$ ) を満足する結果であった。

#### 6.2.4 強度特性試験のまとめ

- 十郷橋および石徹白橋の強度特性試験結果の一覧を表-6.2.5 に、得られた結果を以下に記す。
- ・反発硬度法による調査から、調査位置による反発硬度のばらつきが小さい結果が得られた。このことから、主桁コンクリートの品質は安定していると推定できる。なお、推定強度は実際の強度よりも小さかった。
  - ・圧縮強度は、十郷橋が  $78.3 \text{ N/mm}^2$ 、石徹白橋が  $73.2 \text{ N/mm}^2$  であり、設計値： $36.8 \text{ N/mm}^2$  を大きく上回った。
  - ・静弾性係数は、十郷橋が  $39644$  (設計値： $37830$ )  $\text{N/mm}^2$ 、石徹白橋が  $43005$  (設計値： $37320$ )  $\text{N/mm}^2$  となり、現在のコンクリート標準示方書の規定を満足した。
  - ・石徹白橋の静弾性係数試験の結果より、 $\phi 100$  と  $\phi 44$  のコア供試体でほぼ等しい結果が得られた。よって、小径のコア供試体でも信頼性のあるデータが採取できたと考えられる。
  - ・引張強度は、十郷橋が  $5.0$  (設計値： $4.2$ )  $\text{N/mm}^2$ 、石徹白橋が  $4.3$  (設計値： $4.0$ )  $\text{N/mm}^2$  となり、いずれもコンクリート標準示方書の規定を満足した。
  - ・十郷橋および石徹白橋のコンクリートの強度特性は、ばらつきも小さく、高いレベルにあることが明らかになった。このレベルが当時の PC 橋用のコンクリートの標準であったと想定され、これは低水セメント比で小さいスランプ (1~2cm 程度) のコンクリートを用い<sup>2)</sup>、丁寧な締固め・養生を行ったことが要因と考えられる。

表-6.2.5 強度特性結果の一覧

項目		圧縮強度 $\text{N/mm}^2$	引張強度 $\text{N/mm}^2$	静弾性係数 $\text{N/mm}^2$
十郷橋	実測値	78.3	(5.0)	39644
	設計値	36.8	4.2	37830
石徹白橋	実測値	73.2	4.3	43006
	設計値	36.8	4.0	37320

### 6.3 コンクリートの配合推定

十郷橋の健全性の調査を開始した当初、十郷橋から配合推定に使用する試料の採取が困難だったことから、石徹白橋の試料で配合推定を行った。推定にあたっては、強度特性等から十郷橋と同配合のコンクリートと判断した。

分析結果一覧を表-6.3.1に、配合推定結果の一覧を表-6.3.2に示す。

表-6.3.1 コンクリートの配合推定結果一覧

項目		コンクリートコア
単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	乾燥	2389
	表乾	2444
吸水率 (%)		2.3
推定配合量 (kg/m <sup>3</sup> )	セメント量	346
	骨材量	2026
	水量 (参考値)	71 (参考値)
セメント量と骨材量の比		1 : 5.8
水量とセメント量の比率 (%) (参考値)		20.4
混和剤量 (リグニン系 kg/m <sup>3</sup> )	推定量	0.22 (C×0.06%)
	標準量の場合	0.87 (C×0.25%)
粉末 X 線回折	セメント水和物	水酸化カルシウム
	骨材構成鉱物	石英、長石、雲母、緑泥石

#### (1) コンクリートの物性について

コンクリートの単位容積質量は、乾燥状態で 2389kg/m<sup>3</sup>、表乾状態で 2444kg/m<sup>3</sup>であり、吸水率は 2.3%であった。単位容積質量は通常のコンクリートよりも若干大きく、高強度コンクリートのものに近い結果であった。

#### (2) 配合について

推定配合量は、単位セメント量 346kg/m<sup>3</sup>、骨材 2026kg/m<sup>3</sup>、単位水量 71kg/m<sup>3</sup>となり、水セメント比は 20.4%と小さい結果であった。配合推定では、単位水量の推定値はその他の材料と比較して推定誤差が大きくなる傾向にあるが、それを考慮しても低水セメント比の密実なコンクリートが打設されていたと推定される結果であった。

ここで、単位水量の推定値の妥当性を検証するため、桁を製作した日本ピーエス社のプラント実績を用いて W/C=20.4%のコンクリートの配合強度を算出した。その結果、配合強度は 92.2N/mm<sup>2</sup>となり、石徹白橋のコア供試体から得られた圧縮強度 73.2N/mm<sup>2</sup>よりも大きい結果となった。ただし、配合強度の推定式は採石を用いた場合の推定式であること、石徹白橋のコンクリートは砂利が使用されていること、石徹白橋が川岸の厳しい流水環境下に 50年近くさらされていることを想定すると、推定値は実際の値から大きく乖離してはいないと考えられる。

#### (3) 混和剤について

コンクリートコアのアルカリ抽出液にリグニンスルホン酸塩特有の吸収は顕著に認められなかったが、この吸収より求めた推定混和剤量は 0.22kg/m<sup>3</sup>であった。ただし、使用した材料を用いて分析していないこともあり、骨材由来分の補正等を考慮すると、混和剤は使用さ

表-6.3.2 石徹白橋のコンクリートの配合推定結果一覧

測定項目			コンクリート
硬化コンクリートの単位容積質量と吸水率	-	水中質量 (g)	1168.6
	-	表乾質量 (g)	1978.1
	-	絶乾質量 (g)	1933.6
	-	乾燥単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	2389
	W	表乾単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	2444
	p1	吸水率 (%)	2.3
調製試料の化学分析値	$\alpha$	酸化カルシウム量 (%)	9.6
	$\beta$	不溶残分量 (%)	78.7
	$\gamma$	強熱減量 [600°C] (%)	3.2
	-	強熱減量 [1000°C] (%)	5.3
使用材料の化学分析値	a	セメント中の酸化カルシウム量 (%)	64.5
	b	セメント中の強熱減量 (%)	0.6
	c1	細骨材の酸化カルシウム量 (%)	0.3
	d1	細骨材の不溶残分量 (%)	95.5
	e1	細骨材の強熱減量 (600°C) (%)	1.1
	p2	細骨材の吸水率 (%)	2.1
	c2	粗骨材の酸化カルシウム量 (%)	0.5
	d2	粗骨材の不溶残分量 (%)	95.0
	e2	粗骨材の強熱減量 (600°C) (%)	1.3
調製試料中の骨材量、セメント量、結合水量	X'	セメント量 ※1 (%)	14.4
	Y'	骨材量 ※1 (%)	82.7
	Z'	(参考値) 結合水量 ※1 (%)	1.6
全体を100%に補正後の各量	X	セメント量 (%)	14.6
	Y	骨材量 (%)	83.8
	Z	(参考値) 結合水量 (%)	1.6
推定単位量	-	セメント量 (kg/m <sup>3</sup> )	346
	-	骨材量 ※1 (kg/m <sup>3</sup> )	2026
	-	(参考値) 水量 ※1 (kg/m <sup>3</sup> )	71 (参考値)
セメント量と骨材量の比			5.8
(参考値) 水量とセメント量の比率 (%)			20.4

注) 使用材料の化学分析値等はF-18に示される値

※1) 細骨材と粗骨材の混合割合を4:6としたときの値を用いた

れていない可能性も示唆され、使用されていたとしても少量であると考えられる。

(4) 骨材について

粉末 X 線回折より推定されたセメント水和物より、骨材構成鉱物は石英、長石、雲母、緑泥石であった。なお、アルカリ骨材反応の有害鉱物等、コンクリートに有害な鉱物は認められなかった。

(5) 配合推定のまとめ

石徹白橋のコンクリート配合の配合記録と推定値の比較表を表-6.3.3に示す。ここで、配合記録は文献1)の石徹白橋の工事記録に示されている値である。

配合推定の結果、設計値よりも W/C は小さく、骨材量も多い結果であった。しかし、これらの影響でより高品質・高強度なコンクリートが得られたと考えられる。

表-6.3.3 当時の配合記録との比較

試料名	当時の配合記録 <sup>1)</sup>	配合推定結果
コンクリート	W/C=33% 1 : 1.2 : 2.3 (1 : 3.5) (重量配合)	1 : 5.8



## 6. 4 グラウトの特性に関する調査

グラウトの特性の調査にあたり、十郷橋からグラウトの試料採取ができないことから、同等の配合と考えられる石徹白橋の橋桁から採取した試料で検討を行った。

### 6. 4. 1 グラウトの配合推定

グラウトの配合推定結果一覧を表-6.4.1に、配合推定結果の一覧を表-6.4.2に示す。

表-6.4.1 グラウトの配合推定結果一覧

項 目		PCグラウト
単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	乾燥	1392
	表乾	1845
吸水率 (%)		32.5
推定配合量 (kg/m <sup>3</sup> )	セメント量	624
	骨材量	624
	水量 (参考値)	597 (参考値)
セメント量と骨材量の比		1 : 1.0
水量とセメント量の比率 (%) (参考値)		95.7
混和剤量 (リグニン系 kg/m <sup>3</sup> )	推定量	0.54 (C×0.09%)
	標準量の場合	1.56 (C×0.25%)
粉末X線回折	セメント水和物	水酸化カルシウム 炭酸カルシウム
	骨材構成鉱物	石英、長石、雲母、緑泥石

#### (1) グラウトの物性について

グラウトの単位容積質量は、乾燥状態で1392kg/m<sup>3</sup>、表乾状態で1845 kg/m<sup>3</sup>と軽く、吸水率も32.5%と高い結果であった。吸水率の高さからもグラウトの組織はポーラスであることが推定され、充填性を高めるために膨張型の混和剤を入れるなどの工夫が施されていたのではないかと推定される。

#### (2) 配合について

推定配合は、単位セメント量624kg/m<sup>3</sup>、骨材624kg/m<sup>3</sup>、単位水量597kg/m<sup>3</sup>であり、W/Cは95.7%と推定された。なお、コンクリートと同様に単位水量の推定結果は誤差を含んでいると想定される。

現在のグラウトとの配合に関する大きな相違点として、粉末X線回折により骨材構成鉱物が検出されたことが挙げられる。骨材構成物は石英、長石、雲母、緑泥石であり、コンクリートと同様の鉱物が確認されている。

#### (3) 混和剤について

グラウトのアルカリ抽出液にリグニンスルホン酸塩特有の吸収は顕著に認められなかったが、この吸収より求めた推定混和剤量は0.54kg/m<sup>3</sup>であった。ただし、使用した材料を用いて分析していないこともあり、骨材由来分の補正等を考慮すると、混和剤は使用されていない可能性も示唆され、使用されていたとしても少量であると考えられる。

表-6.4.2 石徹白橋のグラウトの配合推定結果

測定項目			PC グラウト
硬化コンクリートの単位容積質量と吸水率	-	水中質量 (g)	72.6
	-	表乾質量 (g)	158.5
	-	絶乾質量 (g)	119.6
	-	乾燥単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	1392
	W	表乾単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	1845
	p1	吸水率 (%)	32.5
調製試料の化学分析値	$\alpha$	酸化カルシウム量 (%)	27.2
	$\beta$	不溶残分量 (%)	39.3
	$\gamma$	強熱減量 [600°C] (%)	11.3
	-	強熱減量 [1000°C] (%)	16.7
使用材料の化学分析値	a	セメント中の酸化カルシウム量 (%)	64.5
	b	セメント中の強熱減量 (%)	0.6
	c1	細骨材の酸化カルシウム量 (%)	0.3
	d1	細骨材の不溶残分量 (%)	95.5
	e1	細骨材の強熱減量 (600°C) (%)	1.1
	p2	細骨材の吸水率 (%)	2.1
	c2	粗骨材の酸化カルシウム量 (%)	-
	d2	粗骨材の不溶残分量 (%)	-
	e2	粗骨材の強熱減量 (600°C) (%)	-
	p2	粗骨材の吸水率 (%)	-
調製試料中の骨材量、セメント量、結合水量	X'	セメント量 (%)	42.0
	Y'	骨材量 (%)	41.2
	Z'	(参考値) 結合水量 (%)	10.6
全体を100%に補正後の各量	X	セメント量 (%)	44.8
	Y	骨材量 (%)	43.9
	Z	(参考値) 結合水量 (%)	11.3
推定単位量	-	セメント量 (kg/m <sup>3</sup> )	624
	-	骨材量 (kg/m <sup>3</sup> )	624
	-	(参考値) 水量 (kg/m <sup>3</sup> )	597 (参考値)
セメント量と骨材量の比			1.0
(参考値) 水量とセメント量の比率 (%)			95.7

注) 使用材料の化学分析値等はF-18に示される値

#### (4) 考察

グラウトの配合推定では、現在のグラウトと異なり骨材構成鉱物が含まれている結果であった。そこで、十郷橋の建設に携わった作業員にヒアリング調査を行ったところ、グラウト中に骨材の粉末を入れたとの情報が得られた。推定水セメント比が95.7%と大きいなかで材料分離を少なくし、グラウトの充填性を高める工夫を行っていたと考えられる。

#### 6. 4. 2 硬度（ビッカース硬さ）測定

グラウト材の試料は、PC鋼線の近傍に付着したグラウトをはぎ取ることで行っているため、一般的な強度試験用の供試体を採取できない。そこで、強度や弾性係数などの物性と相関関係があることが知られているビッカース硬さでの強度推定を試みた。

強度推定にあたり、現在用いられている一般的なグラウトを用い、強度とビッカース硬さの関係を検証した。

##### (1) 石徹白橋のグラウトのビッカース硬さ

石徹白橋のグラウトのビッカース硬さ測定箇所の外観を写真-6.4.1に、各測定箇所の圧痕形状を写真-6.4.2に、測定結果の一覧を表-6.4.3に示す。ビッカース硬さ試験の試験体は、測定の前処理時に割れる危険性があったため、常温硬化型の樹脂により包埋処理を施している。

ビッカース硬さの測定値は、9.6～19.0の範囲にあり、平均値は14.3であった。

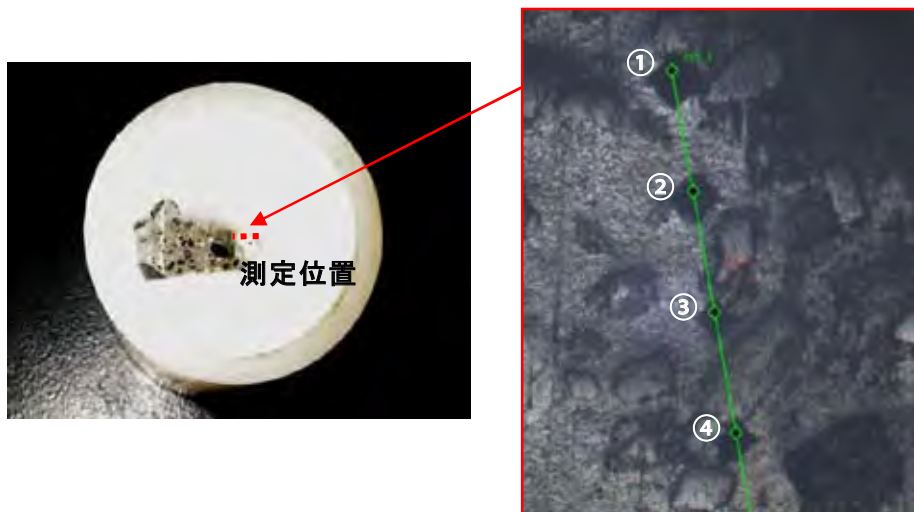


写真-6.4.1 硬度測定箇所の外観

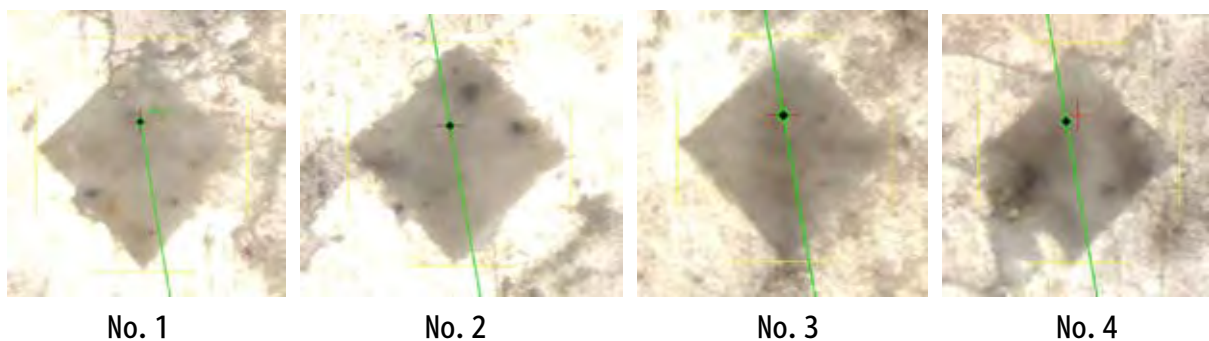


写真-6.4.2 各測定箇所の圧痕形状

表-6.4.3 ビッカース硬さ測定結果

試料No	硬さ Hmv	備考
①	9.6	
②	11.9	
③	19.0	
④	16.7	
平均値	14.3	

(2) グラウト強度とビッカース硬さの関係

圧縮強度試験とビッカース硬さ試験の結果の一覧を表-6.4.4に、各材齢での圧縮強度とビッカース硬さの試験結果を図-6.4.1に、圧縮強度とビッカース硬さの関係を図-6.4.2に示す。

図-6.4.1に示されるように、グラウトの圧縮強度、ビッカース硬さともに材齢が増加するに従い、同様に大きくなる傾向が見られた。また、圧縮強度とビッカース硬さの関係は、図-6.4.2に示されるように強い相関関係がみられ、線形式で精度よく近似できる結果であった。この結果より、配合が同一であればビッカース硬さから圧縮強度を推定できる可能性もあると考えられる。

表-6.4.4 圧縮強度およびビッカース硬さ試験結果一覧

項目		材齢				
		2日	3日	4日	7日	14日
ビッカース 硬さ (Hmv)	No. 1	8.8	11.1	16.2	21.2	33.6
	No. 2	6.9	12.2	17.8	24.7	29.9
	No. 3	6.2	10.9	19.7	25.1	35.0
	平均	7.3	11.4	17.9	23.7	32.8
圧縮強度試験 (N/mm <sup>2</sup> )	No. 1	11.8	22.4	25.3	36.2	41.2
	No. 2	13.0	21.6	26.3	33.5	40.7
	No. 3	12.7	22.4	26.7	35.9	41.5
	平均	12.5	22.1	26.1	35.2	41.1

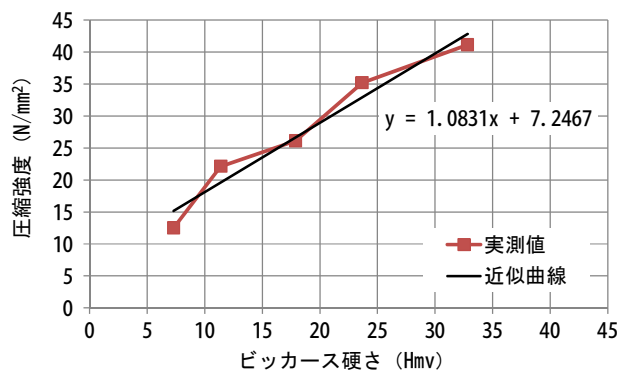
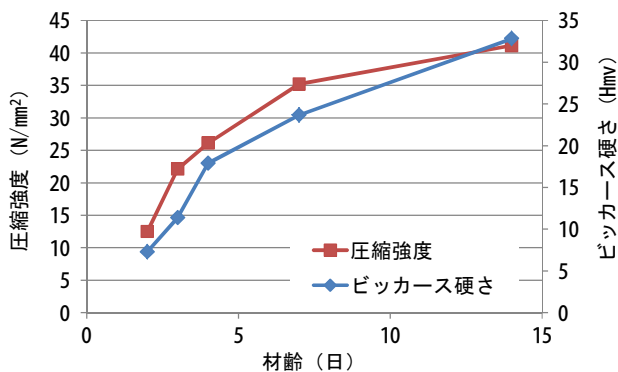


図-6.4.1 材齢毎の圧縮強度とビッカース硬さ 図-6.4.2 圧縮強度とビッカース硬さの関係

「(1) 石徹白橋のグラウトのビッカース硬さ」で得られた石徹白橋のグラウトのビッカース硬さをもとに、**図-6.4.2**中に示される数式を用いて石徹白橋のグラウトの圧縮強度を推定すると、**22.7 N/mm<sup>2</sup>**となる。

ただし、この関係式は配合によって変化することが想定される。石徹白橋のグラウトと現在のグラウトの単位容積質量が異なることから、推定値は実際の強度と乖離していると考えられ、あくまでも参考値の取扱いとなる。

### (3) まとめ

石徹白橋のグラウトの推定強度は、**22.7 N/mm<sup>2</sup>** (参考値)であった。グラウトの強度は「**P Cグラウトの設計施工指針- 改訂版-** (プレストレストコンクリート工学会)」にて、材齢28日で**30 N/mm<sup>2</sup>**以上と規定されており、石徹白橋のグラウトの推定強度はこの規定を満足しなかった。この結果から、当時のグラウトの圧縮強度は、現在のグラウトと比較して小さかったと推測される。

ただし、石徹白橋のグラウト試料を採取したときの写真 (**写真-6.4.3**参照)からも判定できるように、内部のPC鋼材には錆はほとんど見られない。したがって、組織がポーラスで強度が小さくても、PC鋼材の防錆能力は有していたと考えられる。



写真-6.4.3 石徹白橋のグラウト試料採取時の状況

## 6. 5 鉄筋の特性に関する調査

石徹白橋の橋桁片から  $\phi 6\text{mm}$  (スターラップ) および  $\phi 9\text{mm}$  (軸方向鉄筋) の鉄筋を採取し、引張試験を実施した。引張試験結果を表-6.5.1に、「JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼」のSR235の規定を表-6.5.2に、荷重-伸び曲線を図-6.5.1に示す。なお、 $\phi 6\text{mm}$  の丸鋼は、

表-6.5.1 引張試験結果

供試体 No	線径 / mm			断面積 mm <sup>2</sup>	降伏荷重 kN	降伏点 Mpa	破断荷重 kN	引張強さ Mpa	ヤング率 GPa	伸び %	
	短径	長径	平均値								
$\phi 6\text{mm}$	1	5.88	6.02	5.95	27.81	-	-	-	-	-	
	2	5.73	6.08	5.91	27.39	-	-	-	-	-	
	3	6.05	6.39	6.22	30.39	11.17	367.67	13.00	427.8	176	14.5
$\phi 9\text{mm}$	1	8.53	8.85	8.69	59.31	15.49	261.21	23.92	403.3	180	24.0
	2	8.54	8.88	8.71	59.58	15.50	260.14	24.08	404.1	199	24.0
	3	8.54	8.96	8.75	60.13	15.42	256.47	23.90	397.5	176	24.5

表-6.5.2 JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼の規定

種類の記号	降伏点又は耐力	引張強さ	伸び
SR235	235 N/mm <sup>2</sup> 以上	380~520 N/mm <sup>2</sup>	20%以上

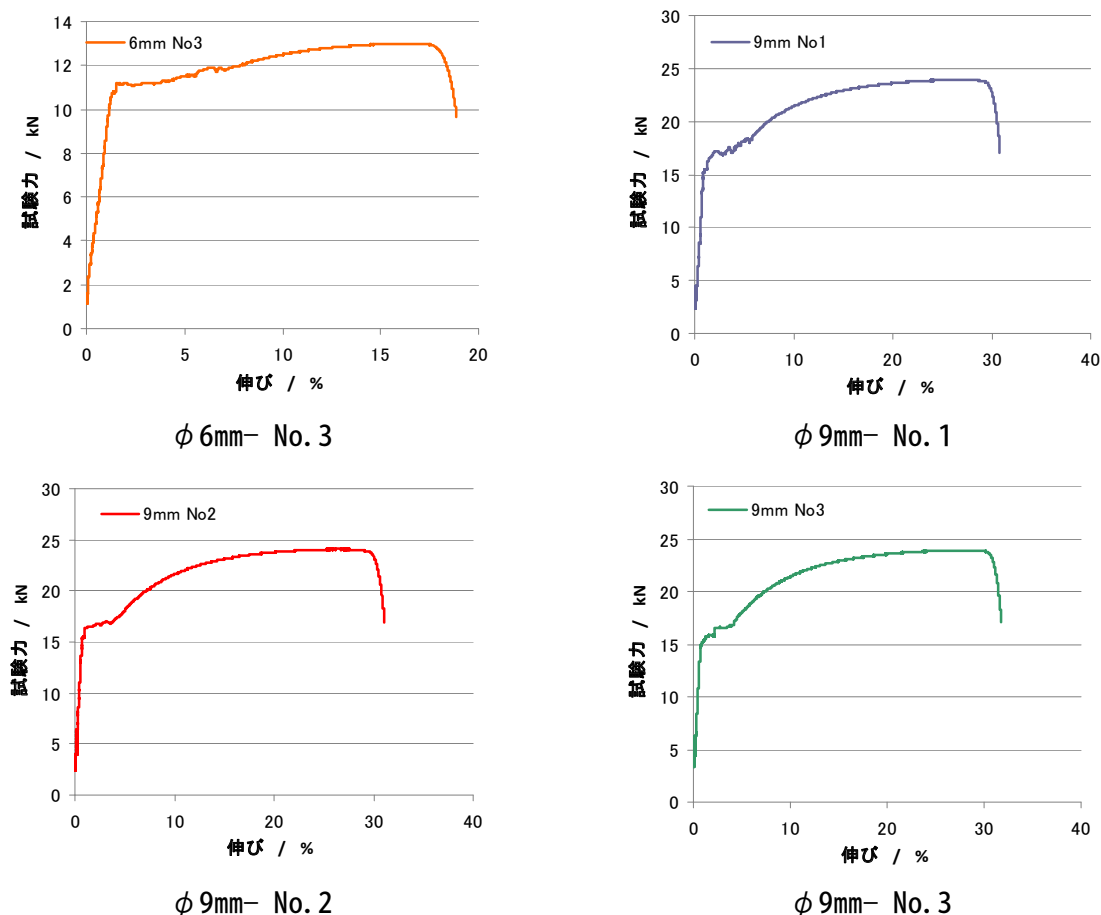


図-6.5.1 荷重-伸びの関係

No.1 および No.2 の供試体で計測時に不具合が生じたため、結果から除外している。

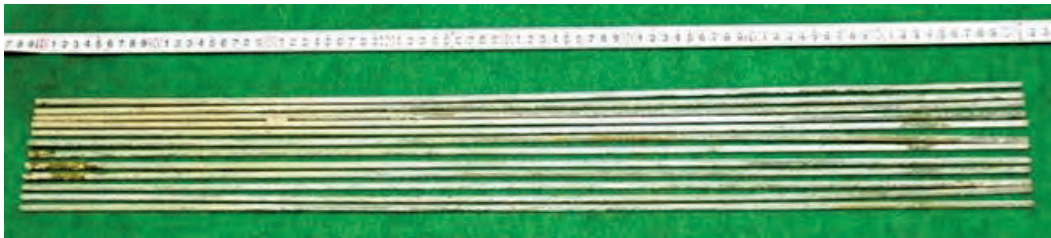
引張試験の結果と JIS G 3112 の規定と比較すると、「降伏点」および「引張強さ」に関しては、 $\phi 6\text{mm}$ 、 $\phi 9\text{mm}$  のいずれの鉄筋も規格値を満足する結果であった。一方、「伸び」に関しては、 $\phi 6\text{mm}$  の鉄筋が 14.5%、 $\phi 9\text{mm}$  の鉄筋が平均で 24.2%という結果であった。

石徹白橋の建設当時は、鉄筋コンクリート用棒鋼の JIS が規定されていなかった。鉄筋コンクリート用棒鋼の JIS は、JIS G 3101-1959（一般構造用圧延鋼材）と普通棒鋼（主として丸鋼）、JIS G 3110-1953（異形丸鋼：1965 年廃止）の規格が統合されて、1964 年に JIS G 3112（鉄筋コンクリート用棒鋼）として制定されている。

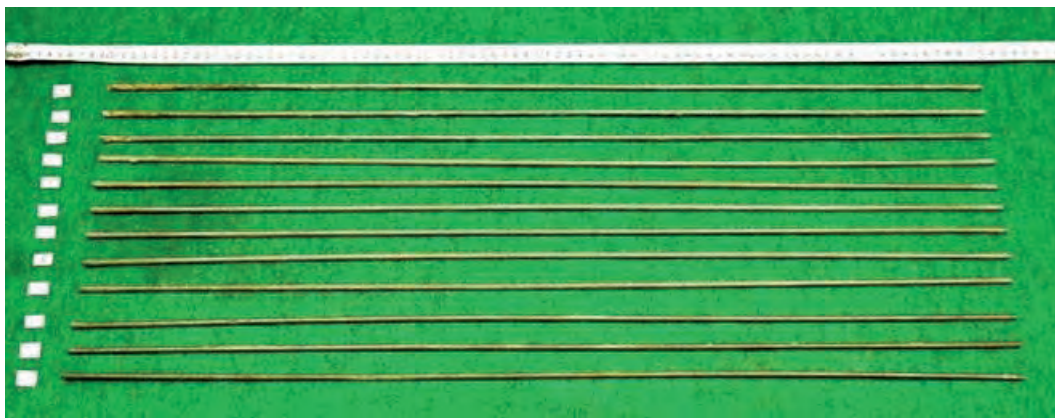
このような背景のなかでも、設計計算に用いる「降伏点」および「引張強さ」は、現状の JIS を満足した。したがって、現在の設計用値を用いて復元設計を行うことで、十郷橋の現有耐荷力を確認することができると考えられる。

## 6. 6 PC 鋼材の特性に関する調査

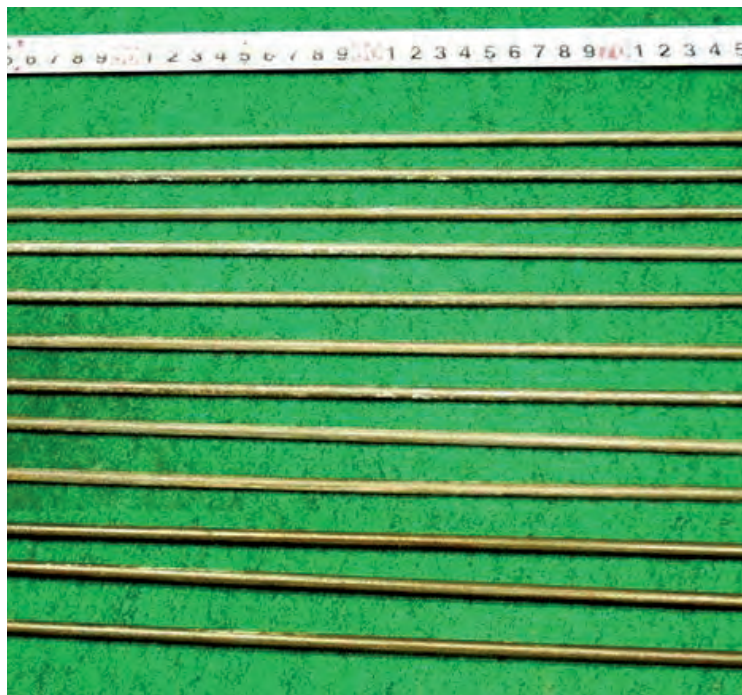
石徹白橋のコンクリート桁内から  $\phi 5\text{mm}$ PC 鋼線を 12 本採取し、①引張試験、②ビッカース硬さ測定、③成分分析、④金属組織の観察を行った。PC 鋼材試験体の状況を写真-6. 6. 1 に示す。なお、試験体に発錆や腐食による孔食・欠損などはほとんど認められなかった。



(a) 採取後の PC 鋼材の全景



(b) 洗浄後の PC 鋼材の全景



(c) 洗浄後の PC 鋼材の拡大状況  
写真-6. 6. 1 PC 鋼材試験体の状況



### 6. 6. 1 強度特性に関する調査

引張試験結果を表-6.6.1、荷重-伸び曲線を図-6.6.1に示す。石徹白橋の建設当時はPC鋼線のJISが制定されていなかったため、表中のJIS規格値は、現行JISのものを示している。

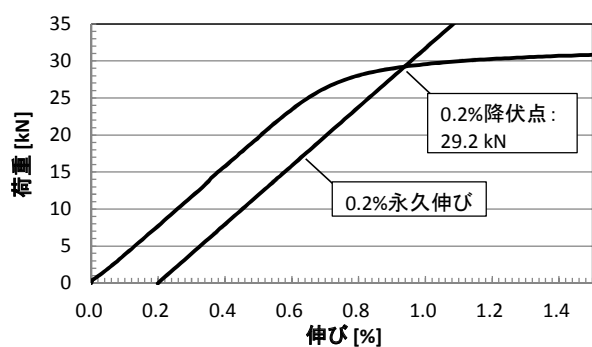
引張荷重および降伏荷重（0.2%降伏点）は、全ての試験体でJIS G 3536-2008（PC鋼線及びPC鋼より線）に示される数値を満足した。ヤング係数は、JISに規定はないものの道路橋示方書やコンクリート標準示方書にて、設計用値として200kN/mm<sup>2</sup>と規定されている。今回の試験結果では、この規定値も満足する結果であった。

伸びは、JIS G 3536に規定されている4.0%を上回る結果であった。現在のPC鋼材は、伸び、弾性限、リラクセーション特性などを向上するために、ブルーイング処理を行っている。現行のJIS規定の伸びを満足するという事は、石徹白橋のPC鋼材でも伸び特性を改善するために何等かの処置を行っていた可能性も考えられる。

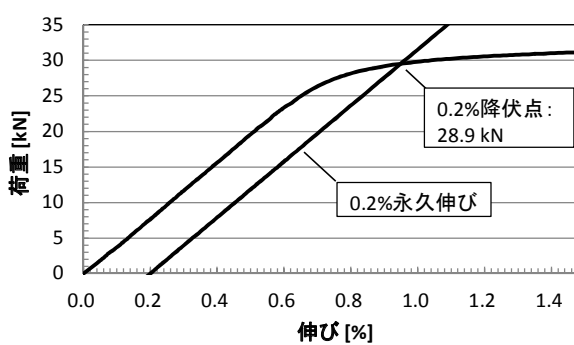
上記の結果より、石徹白橋のPC鋼材は現在のものと同等の機械的性質を有していると考えられる。

表-6.6.1 引張試験結果

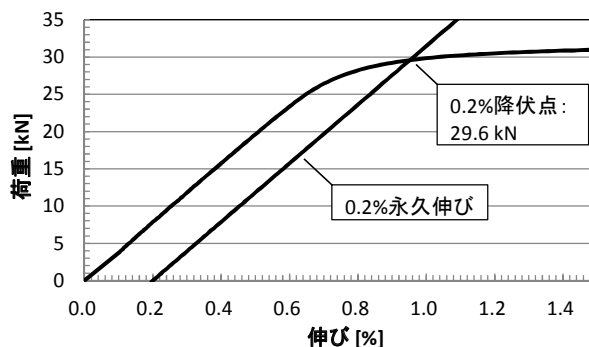
項目		素線径 mm	引張荷重 kN	0.2%降伏点 kN	伸び %	ヤング係数 kN/mm <sup>2</sup>
試験結果	No. 1	5.00-5.02	32.5	29.2	6.0	202
	No. 2	4.99-5.02	32.8	28.9	5.5	201
	No. 3	4.99-5.02	32.5	29.6	6.0	200
JIS規格値（参考）		5.00±0.03	31.9以上	27.9以上	4.0以上	—



No. 1



No. 2



No. 3

図-6.6.1 PC鋼材の荷重-伸び曲線

### 6. 6. 2 成分分析

成分分析結果を表-6.6.2に示す。表中のJIS規格値は、JIS G 3502-2008（ピアノ線材）SWRS72Aに示される値である。

化学成分は、いずれの元素も現行のJIS規格を満足しており、成分的には現在のPC鋼材とほとんど相違ないものであった。この結果は、力学的特性が現在のものと遜色ない結果であったことの裏付けデータになると考えられる。

表-6.6.2 成分分析結果

元素		C	Si	Mn	P	S	Cu
成分値 [wt%]		0.73	0.26	0.49	0.023	0.023	0.09
JIS規格値 (参考) [wt%]	SWRS72A	0.70	0.12	0.30	0.025	0.025	0.20
		-0.75	-0.32	-0.60	以下	以下	以下

### 6. 6. 3 硬度（ビッカース硬さ）測定

PC鋼線の深さ方向のマイクロビッカース硬度を測定した結果を表-6.6.3に示す。

ビッカース硬度の平均値はHmv=460前後であり、パーライト組織が観察される一般的なPC鋼線の硬度であった。さらに、深さ方向の硬度のバラツキもなく、均質なPC鋼線が使用されていたと判断できる結果であった。

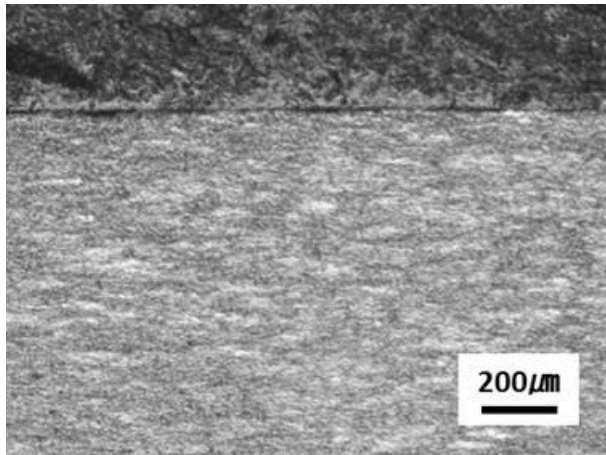
表-6.6.3 深さ方向のビッカース硬さの分布

深さ mm	マイクロビッカース硬度 Hmv
0.1	449
0.5	450
1.0	465
1.5	465
2.0	486
2.5	444
平均	460

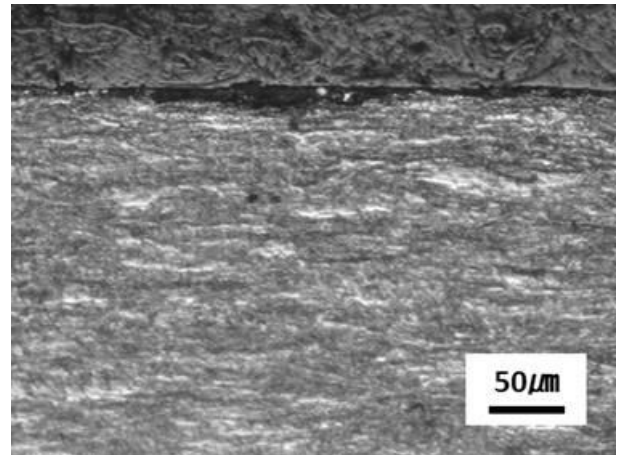
### 6. 6. 4 金属組織観察

PC鋼線の縦断面の表層付近の金属組織を写真-6.6.2に、中心付近の金属組織を写真-6.6.3に示す。

観察された金属組織は層状パーライト組織であり、熱影響を受けたマルテンサイト組織などの異常組織は認められず、表層付近、中心付近ともに同様の金属組織が確認できた。このことから、PC鋼線には均質な鋼材が使用され、現在に至るまで大きな損傷や劣化が生じていないことが確認できる。

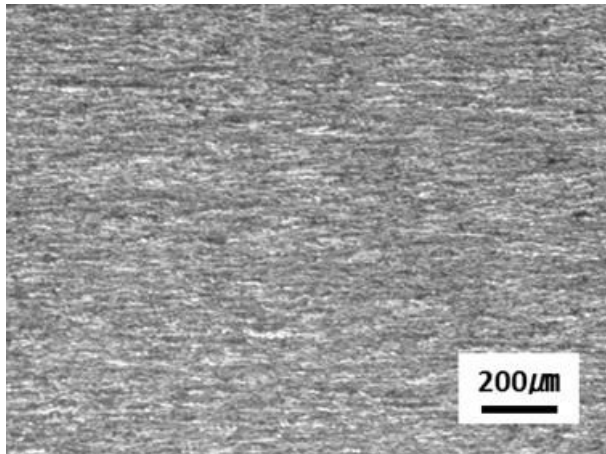


(a) 50 倍

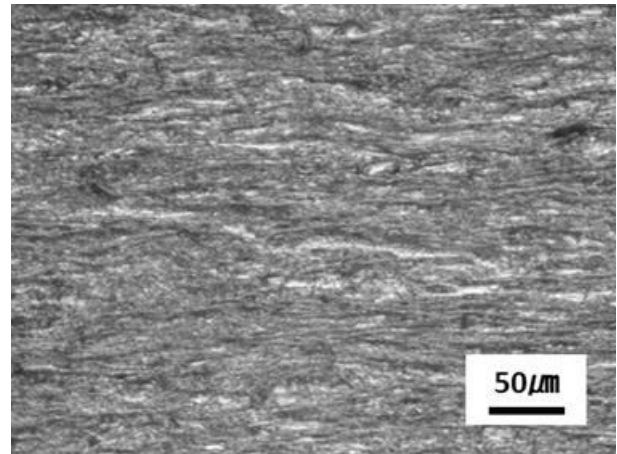


(b) 200 倍

写真-6.6.2 PC 鋼材表層の金属組織



(a) 50 倍



(b) 200 倍

写真-6.6.3 PC 鋼材中心 (2.5mm) の金属組織

### 6. 6. 5 まとめ

石徹白橋から採取した PC 鋼線  $\phi 5\text{mm}$  の性能確認試験を実施した結果、以下のことが確認された。

- ・強度特性の試験結果より、PC 鋼線の機械的特性は現在の JIS 規格を満足する結果であった。さらに、降伏点および伸び性能の結果から、ブルーイング処置が施されていると推定される。
- ・成分分析の結果から、PC 鋼線の化学成分は現行の JIS 規格を満足し、現行の PC 鋼線と品質上遜色ないことを成分面からも確認できた。
- ・ビッカース硬さ試験、金属組織観察の結果から、PC 鋼線は均質な材料が使用され、現在に至るまで大きな劣化・損傷を受けていないことが確認できた。

以上の結果から、石徹白橋に使用されていた PC 鋼線は現在でも健全であることが確認された。

## 6.7 耐久性に関する調査

### 6.7.1 中性化深さの調査

#### (1) 中性化深さ測定結果

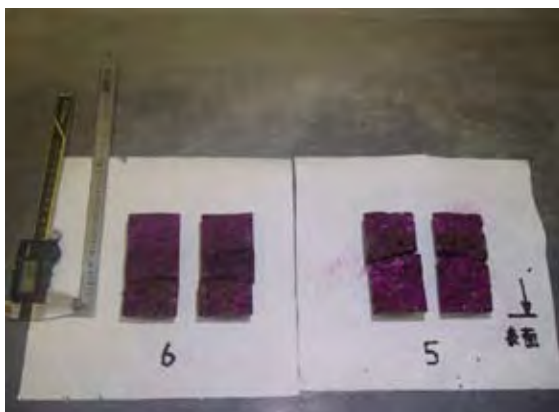
中性化深さの測定は、十郷橋の主桁コンクリートから採取したコア供試体（No.5、No.6）にて実施した。中性化試験の結果の一覧を表-6.7.1に、試験の状況を写真-6.7.1に示す。中性化深さは、割裂面の6箇所でノギスを用いて測定した。

No.5供試体は、コンクリート表面まで赤色に呈色し中性化は認められなかった。No.6供試体は、測点4および測点5で若干の中性化が認められ、中性化深さの平均値は1.6mmであった。よって、十郷橋の主桁コンクリートにおいては、ほとんど中性化は進行していないと考えられる。

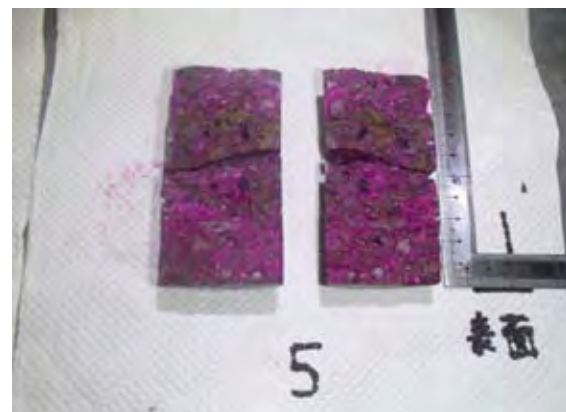
一般に、中性化速度はコンクリートが緻密であるほど遅くなる。また、環境面では中程度の湿度（50～60%程度）で最も中性化速度が早くなり、湿度が高いと中性化は抑制される。十郷橋は、緻密なコンクリートが施工されたことに加え、橋梁下面が用水路であり湿度が高い状態が保持されているため、中性化速度が遅くなったのではないかと推定される。

表-6.7.1 中性化深さの測定結果

供試体No	中性化深さ (mm)						平均値
	測点1	測点2	測点3	測点4	測点5	測点6	
No.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
No.6	0.0	0.0	0.0	5.8	3.7	0.0	1.6



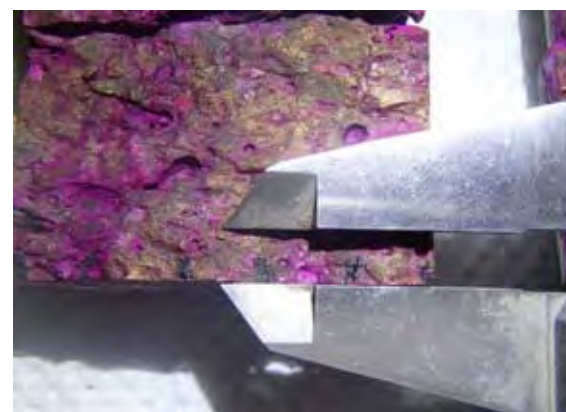
(a) 中性化試験の状況



(b) No.5供試体の呈色状況



(c) No.6供試体の呈色状況



(d) No.6供試体拡大状況

写真-6.7.1 中性化試験の状況

## (2) 中性化の進行予測

コンクリートの中性化速度は、一般に $\sqrt{t}$ 則に従うといわれており、中性化深さを求める式として式(6.7.1)が提案されている。

$$C = A\sqrt{t} \quad (6.7.1)$$

ここで、C : 中性化深さ (mm)

A : 中性化速度係数

t : 材齢 (year)

No.6の供試体の中性化深さをを用いて中性化速度係数Aを算出すると、 $A=0.2066$  (mm/ $\sqrt{\text{year}}$ )となる。この値を用いて材齢100年(2053年)の中性化深さCを予測すると、 $C=2.1$ mmとなる。

十郷橋の主桁のスターラップのかぶりの設計値は27mmであり、G18桁のかぶりを電磁波レーダで確認したところ、ほぼ設計値どおりに配置されていた。工場製品であることから、その他の桁でもスターラップのかぶりは確保されていると想定される。

これらのことから、現在の環境条件であれば、コンクリートの中性化によってスターラップに錆が発生する可能性は小さいと考えられる。さらに、コンクリートの品質等も加味して判断すると、十郷用水の利用形態が変化した場合でも、中性化の進行に起因する急速な劣化は生じないと考えられる。

## 6. 7. 2 塩化物イオン濃度の調査

### (1) 塩化物イオン濃度の測定結果

G8桁の左岸側の主桁底面からコア供試体を採取し、塩化物イオン濃度の分布を測定した。測定結果を表-6.7.2、図-6.7.1に示す。

塩化物イオン濃度は、コンクリート表面～10mmまでの位置が最大となり $0.54\text{kg/m}^3$ であった。コンクリート表面から10mm以深は塩化物イオン濃度が変化していないことから、塩化物イオンの浸透は進んでいないと考えられる。

表-6.7.2 塩化物イオン濃度の分布

深度 (mm)	単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )		Cl <sup>-</sup> (kg/m <sup>3</sup> )
	表乾	絶乾	
0～10	2370	2270	0.54
10～20			0.23
20～30			0.20
30～40			0.23
40～50			0.23

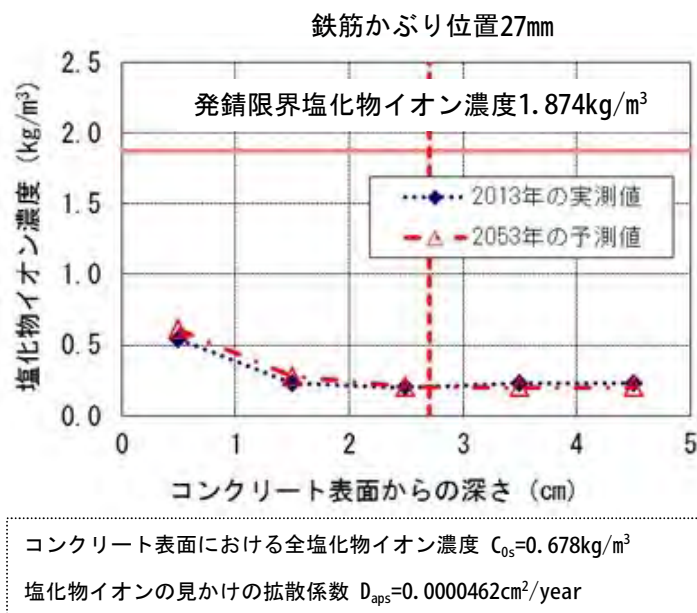


図-6.7.1 塩化物イオン濃度の分布

### (2) 塩化物イオンの浸透予測

2053年（建設から100年経過時）の塩化物イオン分布の予測を図-6.7.2中に示す。今回の測定結果から、コンクリート表面における全塩化物イオン濃度 $C_{0s}$ および塩化物イオンの見かけの拡散係数 $D_{aps}$ を算出すると、それぞれ $C_{0s}=0.678\text{kg/m}^3$ 、 $D_{aps}=0.0000462\text{cm}^2/\text{year}$ となる。これらの数値を基に、鉄筋位置（コンクリート表面から27mmの位置）での塩化物イオン濃度を算出すると、現在は $0.200\text{kg/m}^3$ 程度であり、建設から100年を迎える2053年でも $0.203\text{kg/m}^3$ 程度とほとんど塩化物イオンは浸透しないと予測される。

この要因としては、①十郷橋は地下水を使用して融雪を実施し、塩化物を用いた融雪管理を行っていないこと、②海岸から遠く離れており飛来塩分がないこと、が考えられる。

### 6. 7. 3 細孔径分布の調査

水銀圧入法によって得られた細孔に関する各種の数値データを表-6.7.3に、空隙径分布図を図-6.7.2に、水銀圧入法による測定データの一覧を表-6.7.4に示す。図-6.7.2は、大径側から積算した細孔容積を示しており、横軸の細孔直径は、細孔直径の各範囲における中央値（例えば400.0～60,000μmでは230.0μm）をとっている。なお、図-6.7.2には、参考として第一大戸川橋梁の主桁および橋台で調査した積算細孔径分布のデータ<sup>11)</sup>も示している。

表-6.7.3 細孔に関する各種の数値データ

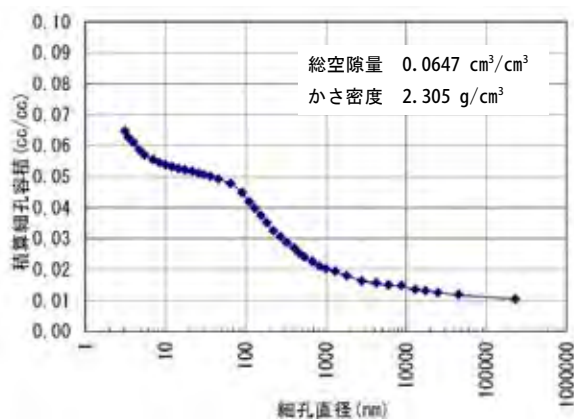
測定項目		測定値
全細孔容積	(ml/g)	0.0281
全細孔比表面積	(m <sup>2</sup> /g)	5.242
メディアン細孔直径(容積基準)	(μm)	0.2116
メディアン細孔直径(比表面積基準)	(μm)	0.0040
平均細孔直径(4V / A)	(μm)	0.0214
かさ密度	(g/ml)	2.305
見掛け密度(真密度)	(g/ml)	2.465
気孔率	(%)	6.47

全細孔容積：測定時の最大圧力までに水銀が圧入された細孔容積の積算値を試料重量で割った値。

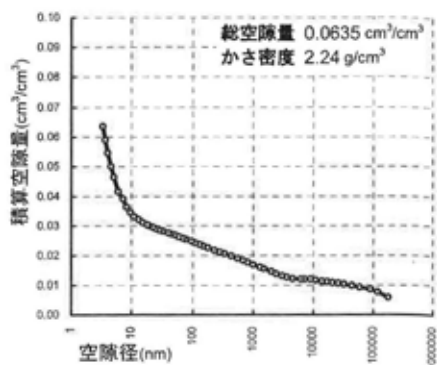
全細孔比表面積：細孔形状が幾何学的な円筒であると仮定した全細孔の比表面積。

メディアン径：積算細孔分布において曲線の細孔容積や細孔比表面積の最小値と最大値のちょうど真中に相当する細孔径の値。

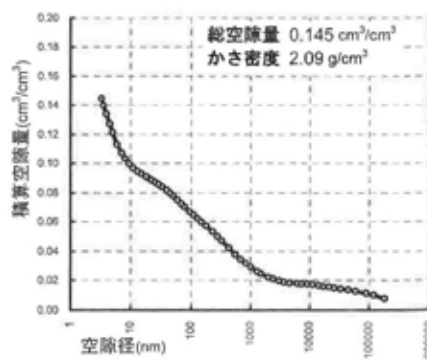
平均細孔径：細孔を円筒形であると仮定して、全細孔容積を細孔比表面積によって割り算した値。



(a) 十郷橋



(b) 第一大戸川橋梁 主桁<sup>11)</sup>



(c) 第一大戸川橋梁 橋台<sup>11)</sup>

図-6.7.2 十郷橋と第一大戸川橋梁の細孔径分布

表-6.7.4 細孔径分布の一覧

細孔直径 ( $\mu\text{m}$ )			細孔容積 (cc/g)	細孔容積 (cc/cc)	細孔率 (%)	積算細孔 (%)
400.000	～	60.000	0.0045	0.0104	1.04	1.04
60.000	～	30.000	0.0006	0.0014	0.14	1.18
30.000	～	20.000	0.0003	0.0007	0.07	1.25
20.000	～	15.200	0.0002	0.0005	0.05	1.30
15.200	～	10.600	0.0002	0.0005	0.05	1.35
10.600	～	7.000	0.0005	0.0012	0.12	1.47
7.000	～	5.000	0.0001	0.0002	0.02	1.49
5.000	～	3.400	0.0003	0.0007	0.07	1.56
3.400	～	2.200	0.0003	0.0007	0.07	1.63
2.200	～	1.480	0.0007	0.0016	0.16	1.79
1.480	～	1.120	0.0006	0.0014	0.14	1.93
1.120	～	0.900	0.0004	0.0009	0.09	2.02
0.900	～	0.760	0.0004	0.0009	0.09	2.11
0.760	～	0.600	0.0006	0.0014	0.14	2.25
0.600	～	0.480	0.0007	0.0016	0.16	2.41
0.480	～	0.440	0.0005	0.0012	0.12	2.53
0.440	～	0.360	0.0007	0.0016	0.16	2.69
0.360	～	0.300	0.0008	0.0018	0.18	2.87
0.300	～	0.240	0.0008	0.0018	0.18	3.05
0.240	～	0.200	0.0008	0.0018	0.18	3.23
0.200	～	0.170	0.0012	0.0028	0.28	3.51
0.170	～	0.140	0.0010	0.0023	0.23	3.74
0.140	～	0.120	0.0010	0.0023	0.23	3.97
0.120	～	0.100	0.0009	0.0021	0.21	4.18
0.100	～	0.080	0.0013	0.0030	0.30	4.48
0.080	～	0.050	0.0013	0.0030	0.30	4.78
0.050	～	0.040	0.0006	0.0014	0.14	4.92
0.040	～	0.032	0.0004	0.0009	0.09	5.01
0.032	～	0.028	0.0002	0.0005	0.05	5.06
0.028	～	0.024	0.0002	0.0005	0.05	5.11
0.024	～	0.019	0.0002	0.0005	0.05	5.16
0.019	～	0.016	0.0002	0.0005	0.05	5.21
0.016	～	0.013	0.0002	0.0005	0.05	5.26
0.013	～	0.011	0.0002	0.0005	0.05	5.31
0.011	～	0.009	0.0003	0.0007	0.07	5.38
0.009	～	0.008	0.0003	0.0007	0.07	5.45
0.008	～	0.006	0.0004	0.0009	0.09	5.54
0.006	～	0.005	0.0007	0.0016	0.16	5.70
0.005	～	0.0044	0.0007	0.0016	0.16	5.86
0.0044	～	0.0036	0.0010	0.0023	0.23	6.09
0.0036	～	0.0033	0.0008	0.0018	0.18	6.27
0.0033	～	0.0030	0.0009	0.0021	0.21	6.48

細孔率 (%) = 細孔容積 × かさ密度 × 100

一般に、気孔率はコンクリート強度、空隙径の分布は物質移動抵抗性と相関が強いといわれており、透気・透水性は硬化体の一定径（数十nm～数百nm）以上の細孔容積との関係が強いと考えられている。



大和ら<sup>12)</sup> は、細孔構造と中性化の関係について検討を行っており、100nm以上の細孔容積と中性化速度係数に相関関係があることを報告している。吉田ら<sup>13)</sup> は、細孔構造と塩化物イオンの拡散係数の関係について検討しており、塩化物イオンの拡散係数は、細孔径100nm～5 $\mu$ mの細孔容積が少ないほど小さくなる傾向があることを報告している。

総空隙量を比較すると、十郷橋の総空隙量は0.0647 (cc/cc) であり、第一大戸川橋梁の主桁 (W/C=36%) の総空隙量0.0647 (cc/cc) と同程度であった。一方、橋台 (W/C=60%前後) の総空隙量は0.145 (cc/cc) と、十郷橋と比較して大きい値であった。

細孔径分布を比較すると、橋台は十郷橋と比較して100nm～数千nm程度の大径の細孔が多い結果であった。一方で、第一大戸川橋梁の主桁は、十郷橋よりも100nm～数百nm程度の細孔が若干少なく、より細かい空隙が多い結果であった。

上記の知見や結果を整理すると、現段階では細孔構造から定量的な品質を評価することは難しく、定性的な評価にとどまると考えられる。十郷橋の細孔構造は、第一大戸川橋梁の橋台とは明らかに異なる結果であったが、主桁とは比較的近い結果であった。よって、十郷橋と第一大戸川橋梁の両橋の耐久性が高いことの裏付けとなるデータが取れたと考えられる。

#### 6. 7. 4 超音波伝搬速度による品質調査

##### (1) 表面法（土研法）による超音波伝搬速度

超音波伝搬速度の測定では、土研法を用いてコンクリート内部の一定となる速度を測定した。表面法による超音波伝搬速度の測定結果の一覧を表-6.7.5に、各測点での伝搬速度の分布を図-6.7.3に示す。

表面法による計測の結果、超音波伝播速度は、4470～4844（平均4643）m/secの範囲であった。各測点での超音波伝搬速度をASTMの規準で評価すると、T-1のみ「良」に分類され、その他の測点は「優」に分類される結果であった。

この結果を受け、「良」と判定されたT-1および「優」と判定されたT-2、T-3の測点で、コア供試体を採取して透過法による評価を実施し、表面法の精度確認を行った。

表-6.7.5 表面法による超音波伝搬速度結果の一覧

測点	超音波伝搬速度 m/sec	緻密性の評価 mm	ASTMによる 品質グレード
T-1	4470	20.0	良
T-2	4631	27.8	優
T-3	4625	44.0	優
T-4	4844	31.2	優
T-5	4717	31.2	優
T-6	4573	25.0	優

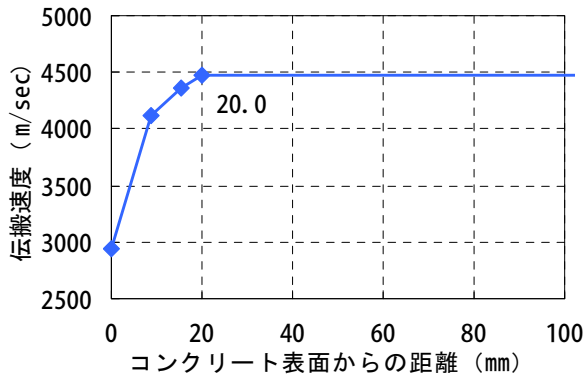
##### (2) 透過法による超音波伝搬速度

透過法による超音波伝搬速度の測定結果の一覧を表-6.7.6に示す。透過法による測定の結果、超音波伝搬速度は4639～4687（平均4671）m/secとばらつきの小さい結果となり、ASTMの規準による各供試体の品質グレードは、すべての供試体で「優」に分類された。

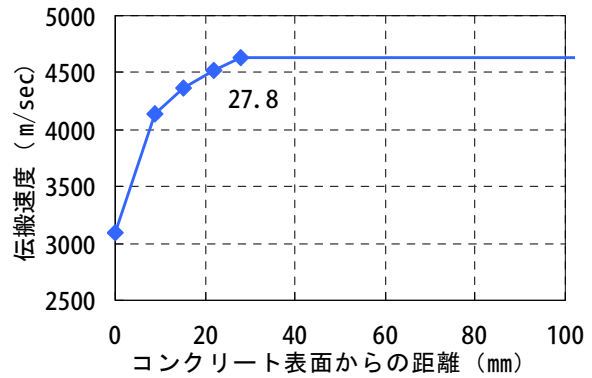
No.1～No.3のコア供試体は、それぞれ表面法のT-1～T-3の測点と同じ箇所から採取した。表面法ではT-1（4470m/s）の品質グレードは「良」であったが、透過法ではNo.1（4686m/s）は「優」に分類された。したがって、T-1の表面法の結果は測定誤差と考えられ、実際は「優」の品質を有しているものと推定される。なお、No.2およびNo.3の超音波伝搬速度は、表面法の結果とよく一致していた。

表-6.7.6 透過法による超音波伝搬速度結果の一覧

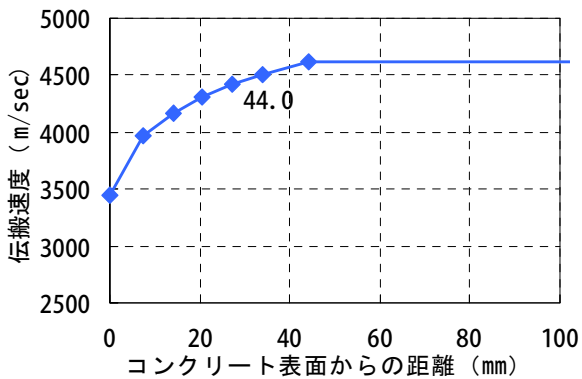
供試体 No	高さ mm	直径 mm	単位体積 質量 g/cm <sup>3</sup>	超音波 伝達時間 μSec	超音波 伝搬速度 m/sec	ASTMによる 品質グレード	表面法 の測定結果
1	90.0	45.3	2.41	19.2	4686	優	T-1 4470
2	89.6	45.3	2.40	19.2	4669	優	T-2 4631
3	89.8	45.3	2.39	19.2	4679	優	T-3 4625
5	91.6	45.3	2.39	19.6	4671	優	-
6	90.9	45.4	2.39	19.6	4639	優	-
7	91.7	45.3	2.37	19.6	4681	優	-



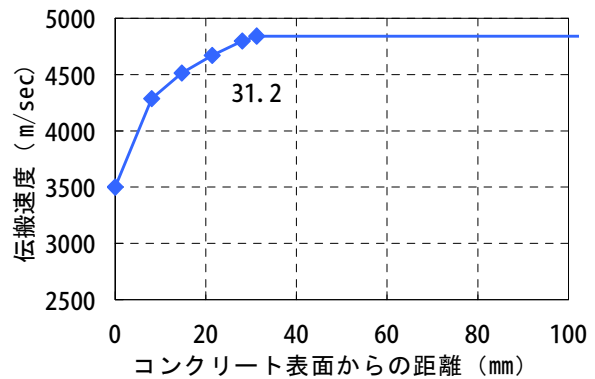
(a) T-1



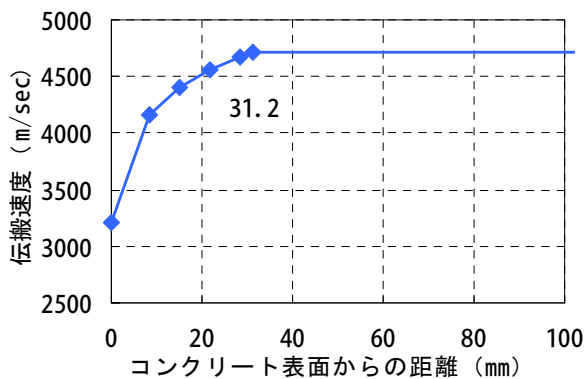
(b) T-2



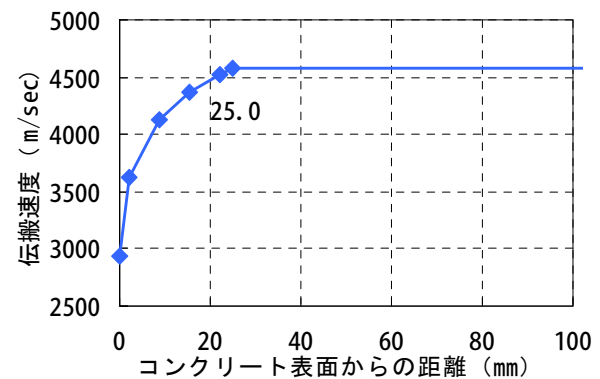
(c) T-3



(d) T-4



(e) T-5



(f) T-6

図-6.7.3 各測点での超音波伝搬速度の分布

## (3) 調査結果に対する考察

十郷橋の超音波伝搬速度を測定した結果、以下のことが確認された。

- ・ ASTMによる評価基準によると、9点の測点（表面法3箇所（T-1～T-3）は透過法の結果（No.1～No.3）で品質を判断）全てで「優」と判断できる結果であり、十郷橋の主桁コンクリートは高い品質を有していると推定される結果であった。
- ・ 透過法と表面法（土研法）の結果は、若干の測定誤差はあるものの、品質が大きく乖離するような結果ではなかった。よって、表面法による品質評価も可能と考えられる。
- ・ 十郷橋の品質は、測定位置によるばらつきがほとんど見られなかった。したがって、どの場所においても同様の品質を有していると推定される。

### 6. 7. 5 表面透気試験による品質調査

表面透気試験の調査結果を表-6.7.7および図-6.7.4に示す。

表-6.7.7 調査結果

測点	透気係数 kT $\times 10^{-16} \text{m}^2$	透気係数 kT $\times 10^{-16} \text{m}^2$	電気抵抗値 $\rho$ k $\Omega$ cm	透気性 グレード	透気係数 対数平均 $\times 10^{-16} \text{m}^2$	透気性 グレード (対数平均)		
T1	T1-1	<0.0010	0.0010	1	very good	0.001	1	very good
	T1-2	<0.0010	0.0010	1	very good			
	T1-3	<0.0010	0.0010	1	very good			
T2	T2-1	0.0010	0.0010	1	very good	0.001	1	very good
	T2-2	<0.0010	0.0010	1	very good			
	T2-3	<0.0010	0.0010	1	very good			
T3	T3-1	0.0019	0.0019	1	very good	0.002	1	very good
	T3-2	0.0012	0.0012	1	very good			
	T3-3	0.0015	0.0015	1	very good			
T4	T4-1	0.1600	0.1600	3	normal	0.001	1	very good
	T4-2	<0.0010	0.0010	1	very good			
	T4-3	0.2600	0.2600	3	normal			
T5	T5-1	0.0130	0.0130	2	good	0.008	1	very good
	T5-2	0.0230	0.0230	2	good			
	T5-3	0.0015	0.0015	1	very good			
S1	S1-1	-	-	-	-	-	-	-
	S1-2	-	-	-	-			
	S1-3	-	-	-	-			

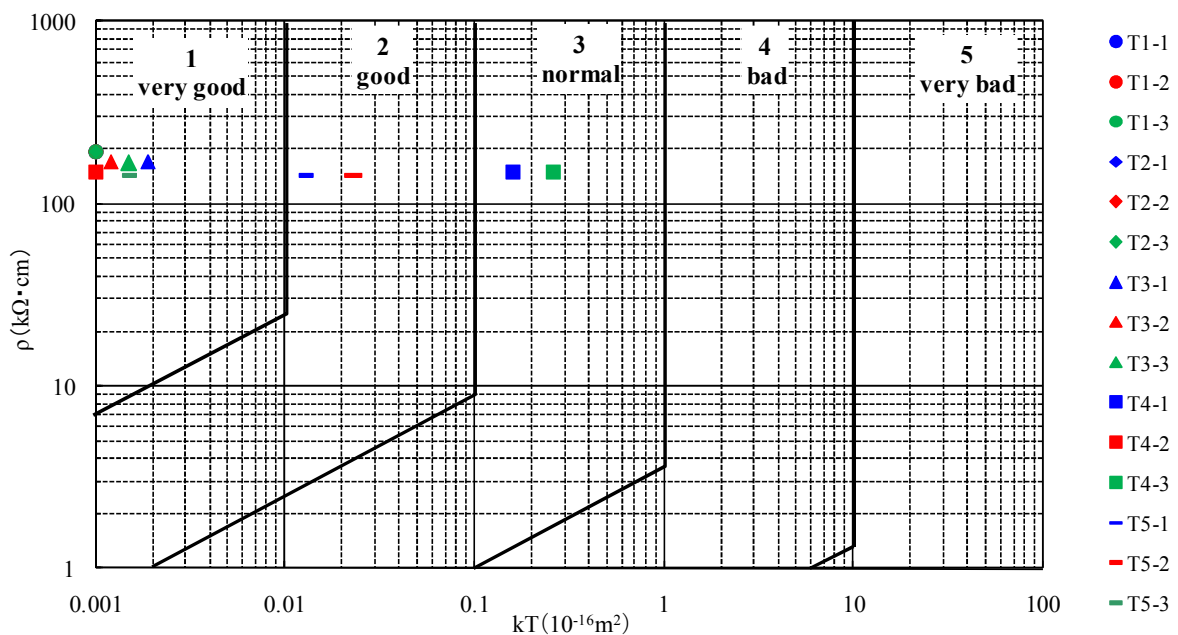


図-6.7.4 調査結果

表面透気調査は、1測点につき3箇所で行った。透気係数は、 $0.0010 \times 10^{-16} \text{m}^2 \sim 0.26 \times 10^{-16} \text{m}^2$ の範囲で測定され、透気性評価は測定が不可能であったS1の3点を除き、15点中11点でvery goodであり、goodは2点、normalは2点であった。なお、S1は、コンクリート表面が粗面であったため測定が不可能であった。

T4-1およびT4-3（表中の塗りつぶし部）は、その他の箇所と比較して透気係数が極端に大きい結果であった。透気試験は、コンクリートの表面に筋などがあると、内部チャンバーが外部チャンバーと短絡してしまい、実際よりも大きな透気係数が測定される場合がある。そこで、試験器のチャンバーを設置した箇所の状態を写真にて確認した。

測点T4の状況を写真-6.7.2に、比較のための測点T1の状況を写真-6.7.3に示す。写真-6.7.2より、測定箇所の中央付近に若干の筋が確認できる。T4-1およびT4-3の2点については、コンクリート表面の筋の影響を受けた可能性が考えられる。また、T1～T5は、超音波伝搬速度による品質評価も実施している（6.7.5参照）。超音波伝搬速度の品質評価結果をみると、T4の伝搬速度は4844（m/sec）と、測定結果の平均値4643（m/sec）よりも大きい結果となっている。したがって、T4の品質がその他の箇所よりも極端に低いとは考えにくい。したがって、T4-1およびT4-3の測定結果については、コンクリート表面の影響と判断し、異常値として測定結果から除外することとした。

その結果、十郷橋の表面透気試験の透気性グレードは、13箇所中11箇所で『優』、2箇所で『良』となった。また、各測点の透気係数の対数平均により透気性グレードを評価すると、全ての測点で『優』に分類され、優れた品質を有していると判断できる結果であった。



写真-6.7.2 測点T4の状況

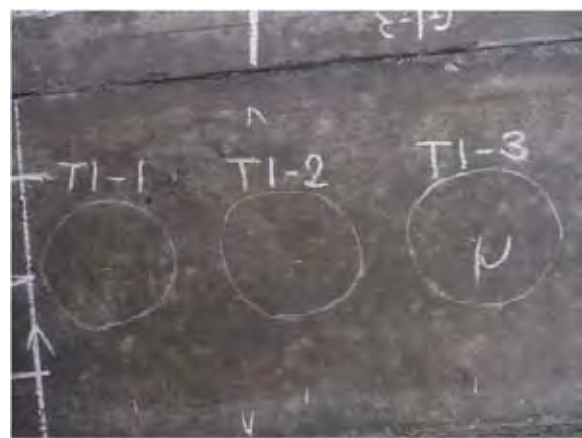


写真-6.7.3 測点T1の状況

## 6. 8 グラウト充填性の調査

### 6. 8. 1 グラウト充填調査結果

グラウト充填性調査の結果の一覧を表-6.8.1に示す。なお、各調査手法でのグラウト充填性の判定方法は「5.1.9 グラウト充填性の調査」に示している。

表-6.8.1 グラウト充填調査結果一覧

調査ケーブル		グラウト充填調査結果				総合判定
		1ブロック		3ブロック		
		WUT	電磁波レーダ法	WUT	電磁波レーダ法	
G1桁	C1	○	○	○	○	○
	C2	○	○	○	○	○
G2桁	C1	—	○	—	○	○
	C2	—	○	—	○	○
G3桁	C1	○	○	○	○	○
	C2	○	○	△	○	○
G4桁	C1	—	○	—	○	○
	C2	—	○	—	○	○
G5桁	C1	△	○	○	○	○
	C2	△	○	○	○	○
G6桁	C1	—	○	—	○	○
	C2	—	○	—	○	○
G7桁	C1	○	○	○	○	○
	C2	○	○	○	○	○
G8桁	C1	—	○	—	○	○
	C2	—	○	—	○	○
G9桁	C1	○	○	○	○	○
	C2	△	○	○	○	○
G10桁	C1	—	○	—	○	○
	C2	—	○	—	○	○
G11桁	C1	○	○	○	○	○
	C2	○	○	△	○	○
G12桁	C1	—	○	—	○	○
	C2	—	○	—	○	○
G13桁	C1	○	○	○	○	○
	C2	△	○	○	○	○
G14桁	C1	—	○	—	○	○
	C2	—	○	—	○	○
G15桁	C1	—	○	—	○	○
	C2	—	○	—	○	○
G16桁	C1	△	○	○	○	○
	C2	○	○	○	○	○
G17桁	C1	—	○	—	○	○
	C2	—	○	—	○	○
G18桁	C1	△	○	○	○	○
	C2	○	○	△	○	○

判定 ○：充填、△：明確に充填とならない、×：充填不良

WUTの結果は、36箇所中27箇所で充填（○）判定、9箇所で明確に充填とならない(△)判定であった。△判定は、WUTによって得られた波形データ中に充填の波形と充填不良の波形の両方が生じているときの判定となる。グラウトの充填性調査を行う場合、実際はグラウトが充填されていないものに対し充填という判定をすると、構造物の性能を課題評価することにな

り危険側の評価となる。WUT では、これを防止するために△の判定を設定し、安全側の評価を行うようにしている。なお、十郷橋で△が9箇所あった要因としては、以下の要因が考えられる。

- ・十郷橋はシースがないため、コンクリートとグラウトの界面が明確でない場合に、反射波が得にくい場合がある。
  - ・鉄筋がPC鋼線近傍に平行に配置されているため、妨害波の影響が大きくなる場合がある。
- 電磁波レーダ法を用いたグラウト充填性調査では、全ての調査箇所ですべて空洞と判断できる画像は確認されず、グラウトは充填（○）されていると判断できる結果であった。

WUT の波形データの一覧および電磁波レーダ法の波形データの一覧は参考資料-4 に示している。ここでは、WUT で○と判定された箇所および△と判定された箇所の一部をそれぞれ抜粋し、(1)、(2) に判定の詳細を記述する。

(1) WUT、電磁波レーダ法共に○と判定された箇所の一例

WUT および電磁波レーダ法共に○と判定された箇所の波形データを図-6.8.1 に示す。左側の図が WUT、右側の図が電磁波レーダ法の調査結果を示している。

WUT では、PC 鋼材位置 (Z 軸) でスペクトル強度 (Y 軸) のピークが発生している周波数帯域 (X 軸) に着目してグラウト充填性を判定する。G11-C3-3 (図-6.8.1) では、40kHz 以下にスペクトル強度のピークが発生しているため○と判定できる。電磁波レーダ法の波形データでは、PC 鋼材位置にカーソルを合わせた時の直接反射波が右側に触れているため○ (空隙なし) と判定できる。

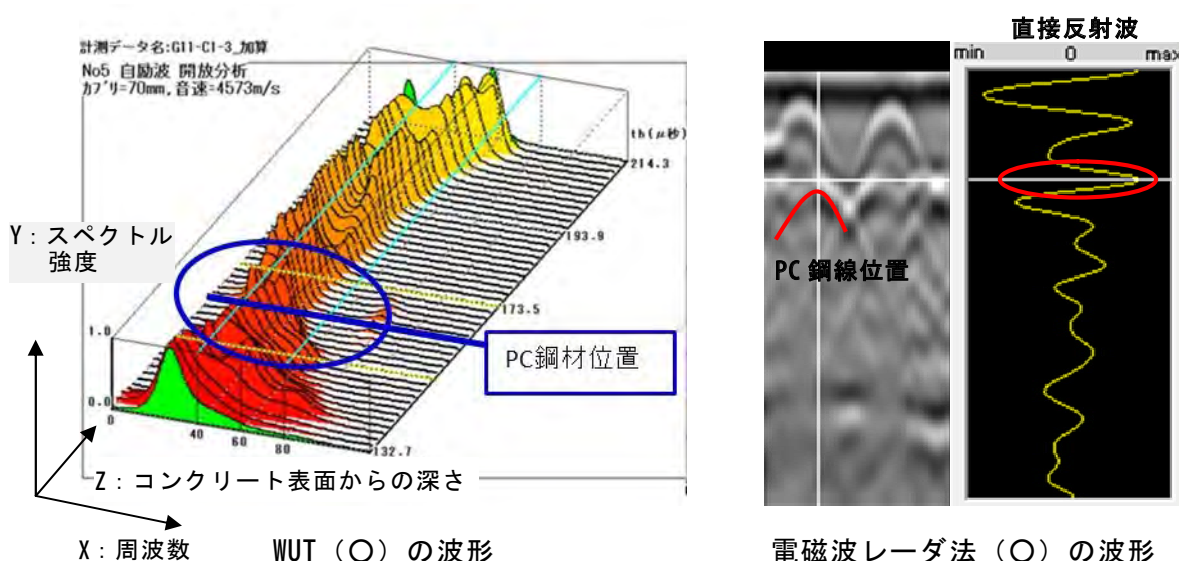


図-6.8.1 G11-C1-3 の WUT (○)、電磁波レーダ法 (○) の波形データ

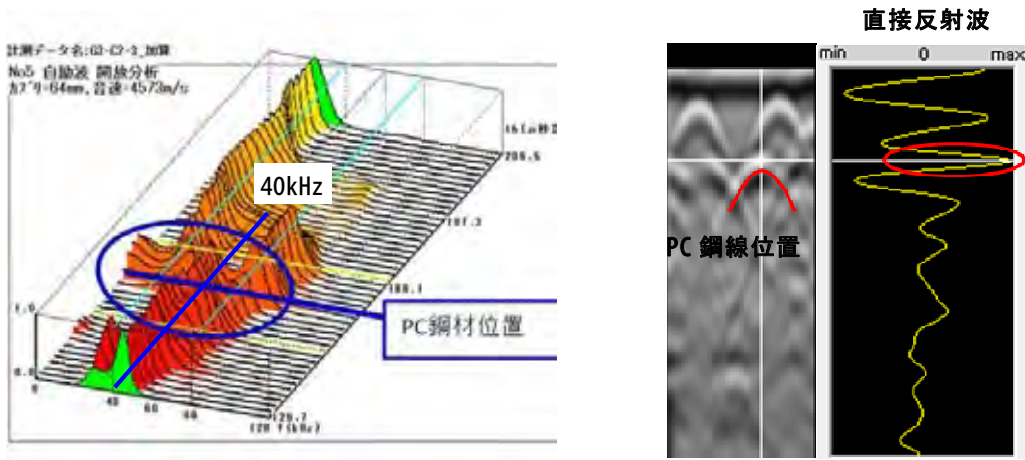
(2) WUT で△、電磁波レーダ法で○と判定された箇所の一例

WUT で△、電磁波レーダ法で○と判定された箇所は9箇所あった。そのうちの3箇所の波形データを図-6.8.2～6.8.4 に示す。

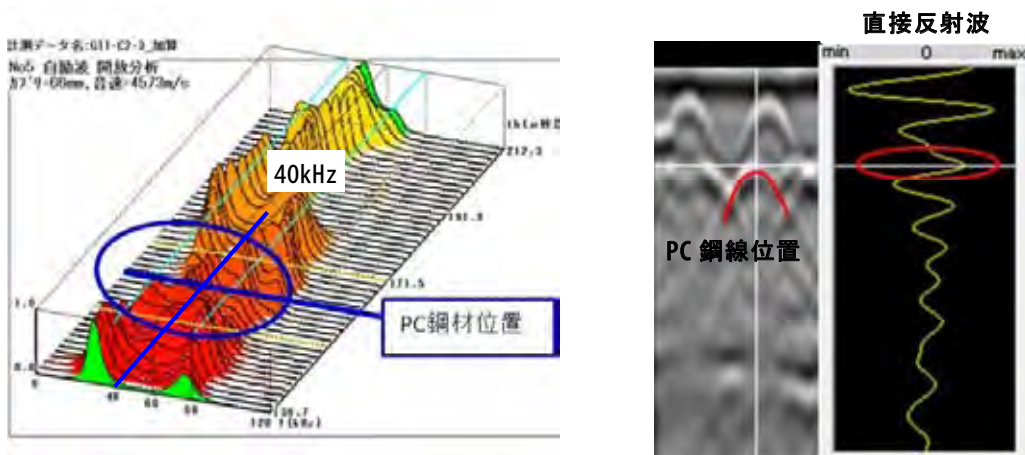
WUT の波形データをみると、図-6.8.2～6.8.4 に示される波形は、図-6.8.1 の○の波形と異なり、PC 鋼材位置で 40kHz 以下と 70～80kHz 付近の両方にスペクトル強度のピークが発生している。よって、WUT では△という判定になる。

電磁波レーダ法を用いたグラウト充填性調査では、全ての調査箇所ですべて空洞と判断できる画像

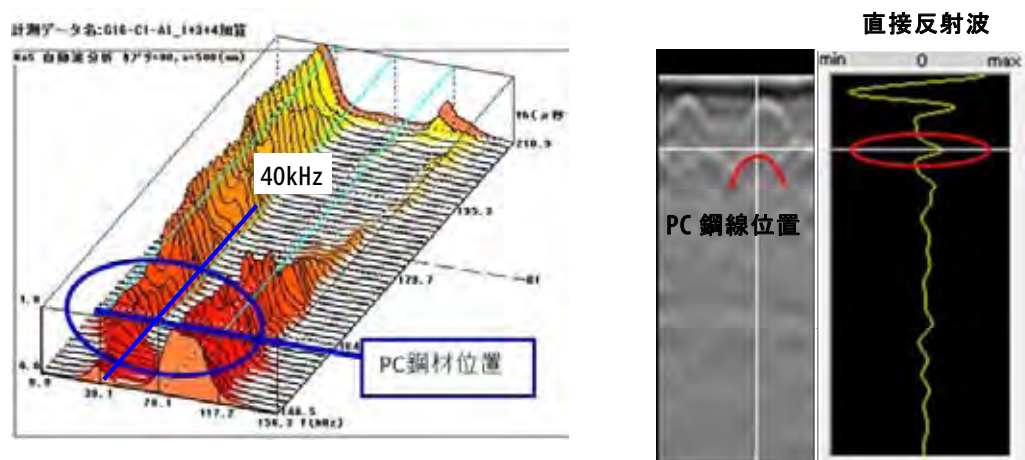
は確認されず、グラウトは充填 (○) されていると判断できる結果であった。WUT により△と判定されたケーブルでは、複数個所で電磁波レーダ法による調査を行い、これらの結果を総合的に判断し、グラウトの充填性を○と判定した。



WUT (○) の波形  
電磁波レーダ法 (○) の波形  
図-6.8.2 G3-C2-3 の WUT (△)、電磁波レーダ法 (○) の波形データ



WUT (○) の波形  
電磁波レーダ法 (○) の波形  
図-6.8.3 G11-C2-3 の WUT (△)、電磁波レーダ法 (○) の波形データ



WUT (○) の波形  
電磁波レーダ法 (○) の波形  
図-6.8.4 G16-C1-1 の WUT (△)、電磁波レーダ法 (○) の波形データ



## 6. 8. 2 まとめ

WUT および電磁波レーダ法による調査結果より、十郷橋のグラウト充填状況の総合評価を以下に示す。

調査ケーブル本数 : 36本 (WUT&電磁波レーダ法 : 18本)  
(電磁波レーダ法のみ : 18本)

PCケーブルの総合評価 : 充填評価- 36本

充填評価の割合 : 100%

上記の結果から得られたまとめを以下に記す。

- ・十郷橋の主ケーブルは、全てのケーブルでグラウトが充填されていると推定される。
- ・上記の推定結果と、石徹白橋のPC鋼材に腐食がみられなかったことを鑑みると、十郷橋のPC鋼材も健全な状態にあると推定される。

## 7. 十郷橋の現有耐荷力の評価

本章では、十郷橋の調査結果から確認された以下の事項に基づき、現行設計基準により復元設計を行い、十郷橋の現有耐荷力を評価した。

- ①外観上耐荷力や耐久性の低下に繋がるような劣化や損傷は見受けられない。
- ②反発硬度法によるコンクリート強度結果の最小値は、 $45.9\text{N/mm}^2$ であった。
- ③PCグラウトの充填を確認できたことから内部のPC鋼材も健全であると推測される。
- ④十郷橋と同時期に施工された石徹白橋から採取した鉄筋は、強度についてJISの規格を満足していた。
- ⑤石徹白橋から採取したPC鋼材は、JISの規格を満足していた。

以下に十郷橋の復元設計の結果を示す（設計結果の詳細については参考資料-2-7を参照）。

### 7.1 設計条件

当初設計と復元設計の設計条件比較表を表-7.1.1に示す。主桁コンクリート設計基準強度は、反発硬度法によるコンクリート強度結果の最小値を採用した。また当初は地覆荷重および高欄荷重が考慮されていなかったが、復元設計については考慮した。

表-7.1.1 十郷橋設計条件比較表(当初・復元)

設計条件	元設計	現行基準復元設計
主桁コンクリート強度	375 kg/cm <sup>2</sup> (36.75 N/mm <sup>2</sup> )	45.9 N/mm <sup>2</sup> (測定最小値)
荷重強度		
活荷重 主載荷	14t (14t三輪車 1台)	T-8 (8t 2台)
衝撃係数	考慮せず	1.35
地覆荷重	考慮せず	2.94 kN/m
高欄荷重	考慮せず	0.6 kN/m (2.0 kN/mまでO.K.)

十郷橋の復元設計条件を下記に示す。また材料強度および許容応力度を表-7.1.2に、設計定数を表-7.1.3に、構造一般図を図-7.1.1に示す。

#### (1) 設計条件

- 構造形式 : ポストテンション方式 PC 単純床版橋 (セグメント工法)
- 橋長 : 7.850m
- 桁長 : 7.350m (2.310m + 2.730m + 2.310m)
- 支間長 : 7.170m
- 桁高 : 0.220m
- 全幅員 : 8.000m (0.400m + 7.200m + 0.400m)
- 斜角 : 右 60°00'00"

(2) 単位重量

- 無筋コンクリート : 24.5kN/m<sup>3</sup>
- 鉄筋コンクリート : 23.0kN/m<sup>3</sup>
- アスファルト舗装 : 22.5kN/m<sup>3</sup>

(3) 活荷重

- 自動車荷重 : TL-8.0  
床版設計の輪荷重 = 32.000kN
- 群集荷重 : 床版の設計 = 5.000kN/m<sup>2</sup>  
主桁・横桁の設計 = 3.500kN/m<sup>2</sup>

(4) 雪荷重

: 0.000kN/m<sup>2</sup>

(5) 橋面荷重

- 地覆自重 : 2.940kN/m
- 高欄自重 : 0.600kN/m
- 車道舗装荷重 : 1.125kN/m<sup>2</sup>

表-7.1.2 材料強度および許容応力度

1) コンクリート (N/mm<sup>2</sup>)

項目	主桁	橋桁打ち
設計基準強度	45.90	24.00
プレストレス導入時の圧縮強度	34.00	20.00
許容曲げ圧縮応力度	プレストレス導入直後	19.18
	設計荷重時	15.18
	横桁設計用	15.18
許容曲げ引張応力度	プレストレス導入直後	-1.68
	全死荷重時	0.00
	設計荷重時	-1.68
	横桁設計用	0.00
平均せん断応力度	設計荷重時	0.61
	終局荷重時	0.71
	〇 ねじり-せん断	0.51
許容斜引張応力度	死荷重時	-1.12
	〇 ねじり-せん断	-1.42
許容斜引張応力度	設計荷重時	-2.18
	〇 ねじり-せん断	-2.69
衝突荷重組み合わせ	RC床版	12.00
セグメント継目部	導入直後	0.00
	設計荷重時	0.00
	過載荷重時	-2.68

2) PC鋼材 (N/mm<sup>2</sup>)

項目	主桁	橋桁
PC鋼材種別	1285	1285
PC鋼材材質	SWPR1	SWPR1
引張強度	1600.0	1600.0
降伏点応力度	1400.0	1400.0
許容引張応力度	緊張作業時	1260.0
	プレストレス導入直後	1120.0
	設計荷重時	960.0

3) 鉄筋 (N/mm<sup>2</sup>)

項目	主桁	床版	橋桁
鉄筋材質	SR235	SR235	SR235
降伏点応力度	235.0	235.0	235.0
許容引張応力度	死荷重時	80.0	—
	設計荷重時	140.0	140.0
	衝突荷重時	—	210.0

表-7.1.3 設計定数

1) コンクリート

項目			主桁	橋所打ち
ヤング係数	設計荷重時	N/mm <sup>2</sup>	3.22×10 <sup>4</sup>	2.50×10 <sup>4</sup>
	プレストレス導入直後	N/mm <sup>2</sup>	2.92×10 <sup>4</sup>	2.30×10 <sup>4</sup>
クリープ係数	t=0～∞	-	2.60	2.60
たわみ計算用	プレ導入時～	-	0.00	-----
	橋所打ち打設～	-	0.00	-----
	橋面荷重載荷～	-	0.90	-----
乾燥収縮度	t=0～∞	-	20.00×10 <sup>-3</sup>	20.00×10 <sup>-3</sup>
単位重量		kN/m <sup>3</sup>	24.50	23.00

2) PC鋼材

項目			主桁	横桁
ヤング係数			2.0×10 <sup>5</sup>	2.0×10 <sup>5</sup>
セット量	mm		4.0	4.0
ミラクセーション	%		5.00	5.00
摩摺係数 μ (鋼材角変化)	1/m		0.004	0.004
	1/rad		0.300	0.000
断面積	mm <sup>2</sup>		235,680	235,680
単位重量	kg/m		1,848	1,848
シース径	mm		35.0	35.0
定着具による減少率	%		0.0	3.0

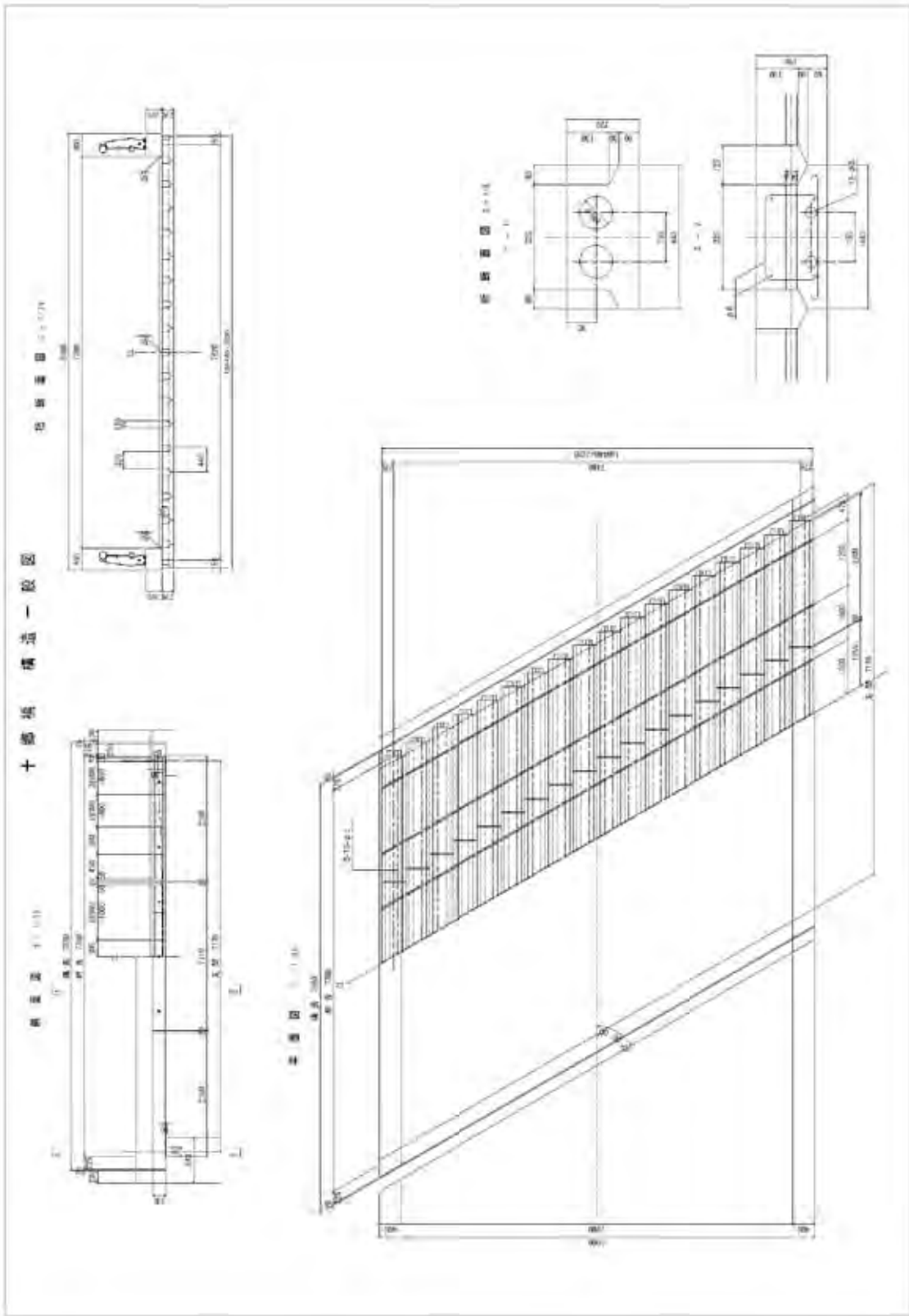


图-7.1.1 構造一般图

## 7.2 検討結果

### 7.2.1 設計荷重作用時の曲げに対する照査

合成応力度の一覧(設計主桁番号：G17桁)を表-7.2.1に示す。表より橋面荷重（地覆および高欄荷重）を考慮し、T-8 荷重を載荷した設計荷重時において許容値を満足している。

表-7.2.1 合成応力度の一覧

検討断面番号		4	
曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
主桁自重 D1	主桁上縁	4.529	
	主桁下縁	-3.876	
場所打ちコンクリート D2	主桁上縁	0.905	
	主桁下縁	-0.749	
橋面荷重 D3	主桁上縁	1.783	
	主桁下縁	-1.684	
死荷重合計 DT=D1+D2+D3	主桁上縁	7.216	
	主桁下縁	-6.309	
活荷重合計 LT	最大	主桁上縁	6.372
		主桁下縁	-6.021
	最小	主桁上縁	0.000
		主桁下縁	0.000
雪荷重 SW	主桁上縁	0.000	
	主桁下縁	0.000	
σ <sub>cpg</sub> (N/mm <sup>2</sup> )			
主桁自重+プレストレス	PC鋼材図心	8.146	
PC鋼材 (N/mm <sup>2</sup> )			
導入直後プレストレス P <sub>t</sub>	主桁上縁	-2.728	
	主桁下縁	13.714	
	PC鋼材図心	9.977	
有効プレストレス P <sub>e</sub>	主桁上縁	-2.246	
	主桁下縁	11.288	
合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
導入直後 D1+P <sub>t</sub> -1.68 < σ <sub>c</sub> < 19.18	主桁上縁	1.800	
	主桁下縁	9.838	
全死荷重時 DT+P <sub>e</sub> 0.00 < σ <sub>c</sub> < 15.18	主桁上縁	4.970	
	主桁下縁	4.979	
設計荷重時 DT+LT+SW+P <sub>e</sub> -1.68 < σ <sub>c</sub> < 15.18	最大	主桁上縁	11.343
		主桁下縁	-1.041
	最小	主桁上縁	4.970
		主桁下縁	4.979

全死荷重時：活荷重及び衝撃以外の主荷重による応力度  
 設計荷重時：主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重による

### 7.2.2 引張鉄筋の算出

引張鉄筋計算結果を表-7.2.2に示す。表より最小引張鉄筋量が必要引張鉄筋量を上回るため、最小引張鉄筋量以上の引張鉄筋を配置しなければならない。なお、復元設計に使用した設計ソフトは丸鋼に対応していないため、 $\phi 6$  鉄筋(鉄筋断面積:  $0.283\text{cm}^2$ )の配置本数を算出した。その結果 2 本(配置断面積:  $0.566\text{cm}^2$ )必要となる。十郷橋は、引張鉄筋 2 本が配置されていることから最小引張鉄筋量以上を満足している。

表-7.2.2 引張鉄筋算出結果

検討断面番号		4	
曲げ応力度	主桁上縁 $\sigma_{cU}$	N/mm <sup>2</sup>	11.343
	主桁下縁 $\sigma_{cL}$		-1.041
主桁の桁高 H		cm	22.000
主桁下縁～中立軸 X		cm	1.850
引張部分の断面積 $A_t$		cm <sup>2</sup>	81.395
引張応力の合力 $T_c$		N	4238.0
許容引張応力度 $\sigma_{sa}$		N/mm <sup>2</sup>	140.0
必要引張鉄筋量 $A_s$		cm <sup>2</sup>	0.303
最小引張鉄筋量 $A_{smin}$		cm <sup>2</sup>	0.407
引張鉄筋の配置	D13	本数	1
		鉄筋断面積	cm <sup>2</sup> 1.267
		配筋断面積	cm <sup>2</sup> 1.267
	D16	本数	1
		鉄筋断面積	cm <sup>2</sup> 1.986
		配筋断面積	cm <sup>2</sup> 1.986
	D19	本数	1
		鉄筋断面積	cm <sup>2</sup> 2.865
		配筋断面積	cm <sup>2</sup> 2.865

### 7.2.3 終局荷重作用時の曲げに対する照査

終局荷重作用時の破壊安全度の計算結果を表-7.2.3に示す。表より曲げ破壊安全度が 1.0 以上であり、破壊に対する安全性を確認した。

表-7.2.3 曲げ破壊安全度の一覧

検討断面番号		4	
d	cm	17.00	
$\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	45.9	
$\sigma_{pu}$	N/mm <sup>2</sup>	1600.0	
$\epsilon_{cu}$		0.003500	
$\epsilon_p$		0.009763	
$\epsilon_{pe}$		0.004245	
$A_p$	cm <sup>2</sup>	4.714	
x	cm	6.598	
kx	cm	2.639	
$A_c$	cm <sup>2</sup>	168.899	
Z	cm	14.361	
T	kN	658.961	
C	kN	658.961	
$M_r$	kN·m	94.633	
$M_u$	kN·m	83.120	1
F		1.139	

- d : 主桁断面の有効高(圧縮縁からPC鋼材図心までの距離)
- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度
- $\sigma_{pu}$  : PC鋼材の引張強さ
- $\epsilon_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみ
- $\epsilon_p$  : PC鋼材のひずみ
- $\epsilon_{pe}$  : 有効プレストレス力によるPC鋼材のひずみ
- $A_p$  : PC鋼材の断面積
- x : 圧縮縁から中立軸までの距離
- kx : 圧縮縁から圧縮合力作用位置までの距離
- $A_c$  : 圧縮域のコンクリート断面積
- Z : 引張と圧縮の各合力作用位置間の距離( = d - kx )
- T : PC鋼材の引張力の合力
- C : コンクリート圧縮応力の合力( =  $0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot A_c$  )
- $M_r$  : 破壊抵抗曲げモーメント( = T · Z )
- $M_u$  : 終局荷重作用時の曲げモーメント
- F : 曲げ破壊安全度(  $M_r/M_u \geq 1.0$  安全 )

#### 7.2.4 設計荷重作用時の平均せん断応力度の算出

設計荷重作用時の平均せん断応力度の計算結果を表-7.2.4に示す。表より部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度  $\tau_m$  が、コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (0.609N/mm<sup>2</sup>)以下であることを確認した。

表-7.2.4 平均せん断応力度算出結果

検断断面番号	3		
断面諸元	$b_w$	cm	31.98
	$d$	cm	18.00
せん断力	S	kN	11.208
平均せん断応力度	$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	0.195

$\tau_m$  : 設計荷重時の平均せん断応力度  
 $b_w$  : 主桁断面のウェブ幅  
 $d$  : 主桁断面の有効高(=h-ds)  
 $h$  : 主桁の桁高  
 $ds$  : 引張鉄筋のかぶり

したがって、設計荷重作用時の平均せん断応力度において、コンクリートが負担できる応力度以下の場合は、斜引張鉄筋の計算を必要とせず最小鉄筋量を配置する。なお前述したとおり本設計ソフトは丸鋼に対応していないため、 $\phi 6$  鉄筋(鉄筋断面積 : 0.283cm<sup>2</sup>)の最小鉄筋量を算出した。

道路橋示方書(H14年3月)の6.4 最小鋼材量(6)より、丸鋼を用いる場合の最小鉄筋量は式(7.2.1)により算出される。

$$A_{wmin} \geq 0.003b_w \cdot a \cdot \sin\theta \quad (7.2.1)$$

ここに、 $A_{wmin}$  : 最小鉄筋量(cm<sup>2</sup>)  
 $b_w$  : 桁のウェブ厚(cm) = 31.98cm  
 $a$  : 斜引張鉄筋の部材軸方向間隔(cm) = 20cm  
 $\theta$  : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度 = 90°

上記より、最小鉄筋量を算出すると、

$$A_{wmin} = 0.003 \times 31.98 \times 20 \times 1 = 1.92 \text{ cm}^2$$

となり、現設計基準においては、十郷橋の斜引張鉄筋配置量(配置断面積 : 0.566cm<sup>2</sup>)では最小鉄筋量を満足しない結果となった。



### 7.2.5 設計荷重作用時の斜引張応力度の算出

設計荷重作用時の斜引張応力度の計算結果を表-7.2.5に示す。表より死荷重時および設計荷重時において許容値を満足している。

表-7.2.5 斜引張応力度算出結果

検討断面番号			3
断面諸元	bw	cm	31.93
	h	cm	22.00
	Q	cm <sup>4</sup>	2294.05
	I	cm <sup>4</sup>	33982
	x	cm	10.02
死荷重時	S	kN	2.306
	$\sigma_{cU}$	N/mm <sup>2</sup>	3.983
	$\sigma_{cL}$	N/mm <sup>2</sup>	-5.690
	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.049
	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	4.912
	$\sigma_I$	N/mm <sup>2</sup>	0.000
設計荷重時 (最大)	S	kN	11.208
	$\sigma_{cU}$	N/mm <sup>2</sup>	9.690
	$\sigma_{cL}$	N/mm <sup>2</sup>	0.293
	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.237
	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	4.577
$\sigma_I \geq -1.12$	$\sigma_I$	N/mm <sup>2</sup>	-0.012
	S	kN	0.000
設計荷重時 (最小)	$\sigma_{cU}$	N/mm <sup>2</sup>	3.983
	$\sigma_{cL}$	N/mm <sup>2</sup>	5.690
	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.000
	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	-4.912
	$\sigma_I$	N/mm <sup>2</sup>	0.000

$\sigma_I$	: 設計荷重時の斜引張応力度
$\sigma_c$	: 主桁断面に生じるコンクリートの軸圧縮応力度
$\tau$	: # に生じる # のせん断応力度
$\sigma_{Ia}$	: 許容斜引張応力度
S	: 設計荷重時に主桁断面に作用するせん断力
bw	: 主桁断面のウェブ幅
Q	: # の図心軸に関する断面1次モーメント(コンクリート総断面)
I	: # の図心軸に関する断面3次モーメント( # )
$\sigma_{cL}$	: 設計荷重時による主桁下縁のコンクリート応力度
$\sigma_{cU}$	: # による主桁上縁の #
x	: 主桁下縁から主桁断面の図心軸までの距離 (コンクリート総断面)
h	: 主桁の桁高

### 7.2.6 終局荷重作用時に作用するせん断力の算出

終局荷重作用時に作用するせん断力の計算結果を表-7.2.6に示す。表より終局荷重作用時に作用するせん断力が、ウェブの圧壊に対する耐力以下であることを確認した。

表-7.2.6 終局荷重作用時に作用するせん断力算出結果

検討断面番号			3
断面諸元	bw	cm	31.980
	d	cm	18.000
せん断力	Sp	kN	2.266
	Shu	kN	28.198
圧壊耐力	Suc	kN	331.130

Suc	: ウェブの圧壊に対する耐力
$\tau_{max}$	: コンクリートの平均せん断応力度の最大値
Shu	: 終局荷重時に主桁断面に作用するせん断力

### 7.3 まとめ

十郷橋の現有耐荷力について得られた結果を以下に示す。

- ・ 現行の設計基準に従って復元設計を行った結果、十郷橋は T-8 荷重 (8t- 2 台分) に耐える結果であった。
- ・ 十郷橋は、現在の道路橋示方書に規定される活荷重には適合していない。ただし、主桁に曲げひび割れは発生しておらず、セグメントの継ぎ目部にも変状は認められないことから、実際に十郷橋に作用している交通荷重には対応できていると考えられる。
- ・ 十郷橋はこれまで 60 年間の交通荷重に変状を生じることなく耐えてきており、今後も急激な活荷重の変化はないと考えられる。したがって、現状では荷重規制などの対応は不要と考えられる。ただし、今後の点検において変状が発生した場合には、維持管理対策の一案として荷重規制の実施を検討すべきと考える。

## 8. おわりに～十郷橋の維持管理に向けた提言～

### 8.1 環境の変化への対応

今回の一連の調査では、十郷橋は 60 年を経た現在でも健全な状態にあり、現状の環境下では、今後極端に劣化が進行するとは考えにくい状況にあると評価できる。その一方で、十郷用水のパイプライン化の事業が推進されており、近い将来に十郷橋の橋下の用水は無くなる状況にある。これら十郷用水の改修に伴う周辺の整備計画では、十郷橋は跨用水橋としての機能は不要となるが、県道橋梁として存続する方針で検討されている。この際、十郷橋を取り巻く環境は大きく変化することとなる。

主桁下面の中性化進行度の調査では、60 年経過した現在でも中性化はほとんど進行していない結果であった。これは桁下 1 m 程度に常時流水があり、橋下は絶えず湿潤な状態が保たれていたことが大きな要因の一つと考えられる。

十郷橋は日本で最初に架けられたポストテンション方式の PC 橋であることから、現状の供用状態で未来へ引き継ぎ、その動向を観察することでかけがえのない知見を得ることができる。そのためは、少なくとも現時点で発生する環境の変化に対する対応を行う必要があると考える。

### 8.2 維持管理上の課題

今後の十郷橋の維持管理方法として、①現状のままで劣化の進行を供用可能な時点まで観察する、②現時点で発生している劣化損傷部を補修した上で以降の変化を観察し、新たに発生する劣化を事後保全で管理する、③現時点で予防保全に相当する対応を施し長期に観察する、④補修に加え、現在の道路橋の規格に対応した耐荷力補強を行い積極的な維持管理を行う、などが考えられる。

十郷橋の橋長は 7.85 m で 15 m 以下の小規模橋梁に該当するため、福井県の橋梁維持管理対策は①の方法となる。しかし歴史的価値を考慮すると、15 m 以上の橋梁と同等の管理を行う必要があると考えられ、②、③の方法とする必要がある。さらに、60 年以降に加算される年月も継続的に観察することを前提とした場合、前述した環境変化への対応を可視状態で実施できる対策が切望される。一方、十郷橋を通る県道 106 号の交通量や、十郷橋の利用状況を考慮すると現時点で④の荷重補強を行う必要性は低い上、補強対策に起因して可視性が低下する弊害が懸念されることからその必然性は低いと考えられる。

### 8.3 維持管理に向けた提言

現在の十郷橋は、橋体(主桁・横組)が建設当時の状態のままで、地覆・高欄・伸縮・舗装は改修されている(改修記録は不明)。そのため本委員会での調査結果の記録を初期値として、現在の供用状態を今後も維持し、経時の観察を可能とする維持管理方法を検討する。

#### 8.3.1 維持管理上の着目点と対策に関する提言

調査結果を踏まえ、各部材の維持管理において着目すべき事項と対策を(1)～(3)に示す。

##### (1) 主桁

##### ①主桁コンクリート

主桁コンクリートは、強度も高く密実なコンクリートという結果であった。さらに、中性化や塩化物イオンによる劣化も進行しておらず、今後相当の長期にわたって健全な状態

を維持できると考えられる結果であった。そのため、主桁コンクリートの健全部（変状の生じていない箇所）においては特に補修などの対策は不要と考える。

錆が発生している箇所や木が埋め込まれている箇所などは、異物を除去して断面修復を施すのが望ましい。また、耳桁の側面および下面は雨掛かりがあるため、今後も長期にわたって供用することを想定して、浸透系の吸水防止剤を塗布するなどの耐久性向上対策を講じておくことが望ましいと考える。

#### ②主ケーブル・グラウト・定着部後埋め

十郷橋のグラウトの充填性は良好な結果であった。ただし、グラウトの品質は石徹白橋と同様に、ポーラス状で強度も小さいと推定される。また、十郷橋は主ケーブルにシースが用いられていないため、一旦劣化因子の浸入が始まると、それを防護する層が現在の PC 橋と比較して脆弱であると考えられる。

十郷橋の主ケーブルへの劣化因子の浸入ルートとしては、目地部のモルタルが弱点になると想定される。そこで、セグメント目地に耐久性向上対策を講じるのが望ましい。セグメント目地部の対策については③に記述する。

#### ③セグメント目地

セグメント橋において、これまでに目地部の不具合から橋梁全体の損傷に至った事例が発生している。十郷橋のセグメント目地のモルタルは、建設から 60 年が経過した現在でも特に損傷・劣化が認められておらず、高い品質を有していると推測できる。ただし、試料の採取が困難なことから、今回の調査においては目地モルタルの品質の確認には至っていない。

このことから今後の長期供用を見据えた場合、フェールセーフとして劣化因子の浸入を防止するために、主桁上面は橋面防水工の施工、主桁下面はコンクリート改質剤を塗布するなどして、耐久性向上対策を講じておくことが望ましいと考える。

### (2) 横組工

#### ①桁間コンクリート

石徹白橋では、落橋の影響により横締めプレストレスは既に解放されていたが、主桁と桁間コンクリートはよく付着していた。十郷橋においても、橋梁の桁間からの漏水などはみられず、現時点では良好な付着が保たれていると考えられる。ただし、桁間コンクリートと主桁コンクリートの界面は、一旦雨水などが浸入するとその後急速に劣化が進行することが予測される。そこで、恒久的な耐久性を確保するために、橋面防水を行うことが望ましいと考える。

#### ②横締めケーブル・グラウト・定着部後埋め

横締めケーブルについては、今回グラウトの充填調査を実施していない。ただし、定着部からエフロの析出はみられないため、現時点では密閉性は確保されていると判断できる。

横締めケーブルへの劣化因子の浸入ルートとしては、橋面から主桁と桁間コンクリートの界面を介しての浸入と、横締め定着部からの浸入が考えられる。そこで、恒久的な耐久性を確保するために、橋面防水工の施工と定着部後埋め部の剥落箇所の断面修復を行うことが望ましい。なお、定着部後埋め部は構造上重要な箇所であるため、浸透系吸水防止剤を塗布するなどして耐久性の向上を図ることが望ましい。

### (3) 付属物

一般的に橋梁付属物は消耗品であり、経過年数に応じて順次更新していく必要がある。以

下に十郷橋の橋梁付属物に対する対策案を示す。

### ①地覆・高欄

地覆・高欄の現況を写真-8.3.1に示す。十郷橋の地覆・高欄は、防護柵の基準の制定に伴い建設当初のものから更新されている。その際、地覆が伸縮目地を超えて橋台と一体化するような形で施工されている。この現状は、設計時の想定と異なっており、主桁に圧縮力などの想定外の断面力が作用していると考えられる。また、その形状についても一般的な橋梁と同様の高欄が採用されており、歴史的橋梁であることを一見して認識できない状況にある。

そこで、地覆・高欄を建設当時の形状に復元することを提案する。その際、現在の橋梁用防護柵の基準を満足し、地覆の延長を伸縮目地部までとするように留意する。

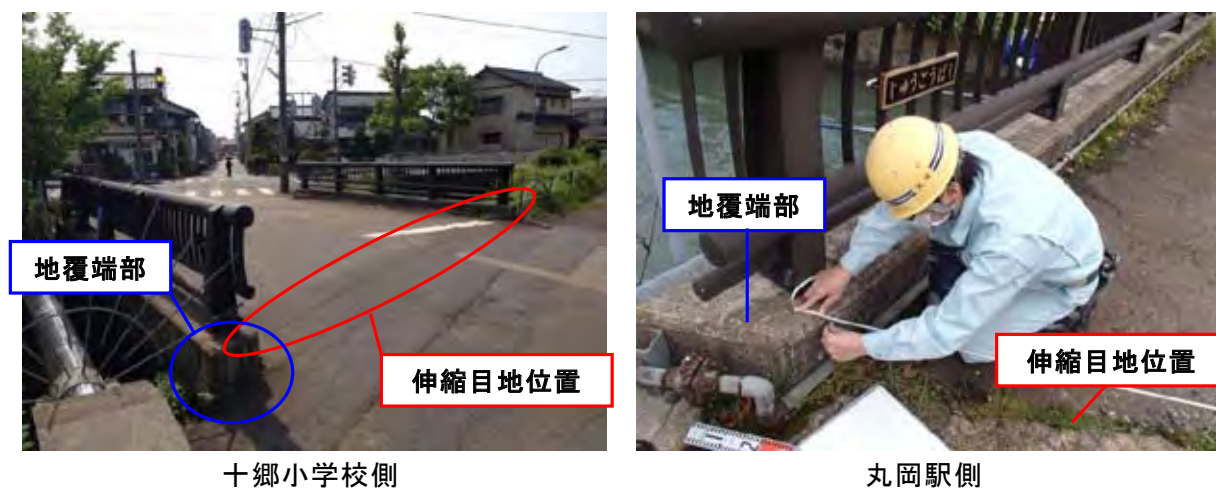


写真-8.3.1 十郷橋の地覆の現況

### ②伸縮装置

写真-8.3.1に示すように、十郷橋に伸縮装置は設置されておらず、伸縮目地部上面の舗装にひび割れが生じている。さらに、写真-8.3.2に示すように、降雨時には伸縮部から橋台への漏水がみられる。ただし、現状では漏水部から錆汁やエフロなどの変状はみられない。



写真-8.3.2 十郷橋の橋台の漏水状況

伸縮装置は、気温の変化による橋梁の伸縮を吸収し、雨水等の漏水を防止する機能を有する。今後も現在の健全性を維持するためには、雨水の桁端部や橋座面への浸入を止めることが重要であるため、伸縮装置を設置することを提案する。伸縮装置の設置にあたっては、景観に配慮して埋設型のものを使用するのが望ましい。

### ③ 支承

今回の調査では、主桁と橋座面の隙間から支承を確認することはできなかった。ただし、主桁および橋台に支承機能の不全に起因するような損傷は生じておらず、現状では特に問題は生じていないと考えられる。支承に関しては、維持管理において定期的に点検することで対応が可能と考える。

## 8.3.2 維持管理体制の向上に関する提言

十郷橋は今後我が国の PC 橋としてこれまでに前例のない供用期間を経験していくことになる。よって、今後の性状の変化を継続的に観察していくことで、今後の PC 橋の維持管理に有益な知見を得ることができると考える。

十郷橋は小規模橋梁であるため、現在の管理体制は観察管理となっている。これを、15m 以上の橋梁と同様に予防保全型の維持管理とし、通常の橋梁よりも点検頻度を高くすると考えると考える。

維持管理にあたっては、福井県による点検の他に、福井県内の建設会社や建設業経験者などのボランティアを募る方法も考えられる。

## 8.3.3 歴史的価値の継続に関する提言

平成 26 年（2014 年）5 月に十郷橋が土木学会の選奨土木遺産<sup>15)</sup>に認定された状況を踏まえ、見学者が訪れることが想定される。そこで、見学者に歴史的価値を認識できる環境を作り、維持する必要があると考える。具体的な歴史的な価値の向上対策として、以下の対策が考えられる。

### ① 高欄の復元

高欄を建設時の類似形状に復元する等して、歴史を有する橋梁のイメージを確立する。

### ② 説明板の設置

日本初のポストテンション方式 PC 道路橋であることの説明施設を設置掲示する。



写真-8.3.3 土木学会選奨土木遺産 十郷橋

#### 8.3.4 十郷橋の周辺環境の整備に関する提言

十郷用水は、パイプライン化とともにその役割を終え、形を変えて整備される。整備にあたり、十郷橋の維持管理性と歴史的橋梁としての価値を確保するために、周辺の環境整備には以下の配慮が必要になると考える。

##### ①景観性への配慮

選奨土木遺産の認定に伴い、今後十郷橋の見学者は増えると予想される。その際、橋梁としての景観性を保つためには、一定の高さの桁下空間と水の流れを確保する必要があると考える。

##### ②維持管理への配慮

十郷橋は、選奨土木遺産の橋梁としての価値を今後も保持し続ける必要がある。さらに、日本で最初のポストテンション方式 PC 橋として定期的な点検や調査を実施し、維持管理・耐久性などに関する有用な知見を得る必要がある。

上記の事項を勘案すると、十郷橋の桁下空間は点検、調査を行うために必要な空間を有し、かつ橋梁としての景観性を維持できるだけの桁下空間を確保する必要があると考える。

【参考文献】

- 1) 八田一雄：プレストレストコンクリート橋の架設（福井県石徹白橋），セメントコンクリート，No.84，pp.20-25，1954.2
- 2) (独) 土木研究所・(社) 日本非破壊検査協会：超音波試験（土研法）による新設の構造体コンクリート強度測定要領（案），2006.5
- 3) E.A.Whitehurst：Evaluation of concrete properties from sonic test，ACI，ACI Monograph No2，1966.
- 4) R.J.TORRENT：「カバークリート」の透気係数の迅速な決定方法，土木工学における非破壊試験国際会議シンポジウム（NDT-CE），pp.26-28，1995.
- 5) 守屋健一・因幡芳樹・田山隆文・崇英雄：コンクリートの圧縮強度と静弾性係数に及ぼす円柱供試体の高さ直径比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，pp.269-274，2010.
- 6) 硬化コンクリートの配合推定に関する共同試験報告，セメント協会コンクリート専門委員会報告 F-18，1967.10
- 7) 土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針，昭和 30 年制定，1955.4
- 8) 藤井卓・藤田嘉夫：凍結融解作用をうける硬化セメントペーストの微小硬度変化，土木学会第 44 回年次学術講演会，pp.622-623，平成元年 10 月
- 9) わが国で最初の PC 橋（長生橋）の解体調査と PC 桁の載荷試験，プレストレストコンクリート，Vol.44，No.55，pp.39-46，2002.9
- 10) 藤井学：コンクリート技術の歴史 第 10 回 緊張材（斜材）の発展，コンクリート工学，Vol.31，No.5，pp.74-79，1993.5
- 11) 土木学会：土木学会コンクリート委員会 構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会（335 委員会）成果報告書，2008.4
- 12) 大和功一郎・増淵敏行・安田弘喜・阿部道彦：PCa コンクリートの促進中性化に関する研究、コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.943-948，2009.
- 13) 吉田行・田口史雄・名和豊春・渡辺宏：高炉スラグ微粉末を用いた改質ビーライト系セメントコンクリートの塩分浸透に及ぼす諸要因の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，pp.777-782，2004.
- 14) (公社) プレストレストコンクリート工学会：PC グラウトの設計施工指針- 改訂版- ，平成 24 年 12 月
- 15) 土木学会推奨土木遺産「十郷橋」<http://committees.jsce.or.jp/heritage/node/789>

## 参 考 资 料



## 参考資料-1

### 第1回 十郷橋の耐久性評価と維持管理に関する共同研究議事録

1. 日 時：平成25年8月5日（月）15:00～16:40

2. 場 所：福井県庁 9F 901 会議室

3. 出席者：吉田委員長，阿部，平林，増田，林，柳原，一力，山木，原，天谷  
（敬称略）計10名（欠席）宮川，木村

#### 4. 配布資料：

資料-1-1 十郷橋の概要

資料-1-2 構造一般図

資料-1-3 十郷橋施工記録写真

資料-1-4 新聞記事（福井新聞世間遺産）

資料-2 委員構成一覧表

資料-3-1 十郷橋現状調査結果

資料-3-2 WUT（広帯域超音波法を用いたグラウト充填探査システム）リーフレット

資料-4 十郷橋復元設計結果

資料-5-1 石徹白橋の概要

資料-5-2 石徹白橋回収品写真

資料-6 十郷橋の耐久性評価と維持管理に関する共同研究報告資料（パワーポイント）

#### 5. 議事内容

##### 5.1 委員自己紹介（資料-2）

・各委員の自己紹介が行われた。本委員会は、産学官の共同研究で以下の委員で構成される。

【学】吉田委員長、阿部委員、辻野委員（福井工業高等専門学校）、宮川委員（京都大学）

【官】平林委員（福井県）、増田委員、林委員（福井県三国土木事務所）、木村委員（土木研究所）

【産】柳原委員、一力委員（プレストレスト・コンクリート建設業協会北陸支部）

【事務局】山木委員（福井県建設技術公社）

【調査WG】原委員、瀨岡委員、天谷委員（日本ピーエス）

・本共同研究委員会の委員長の選任が行われた。阿部委員より吉田委員が委員長に推薦され、異議無く承認された。

##### 5.2 報告事項

資料-6に基づき①共同研究の研究目的、②共同研究の内容、スケジュール、構成、③十郷橋の概要、④これまでの十郷橋の調査結果、⑤物性および耐久性試験の計画、について報告が行われ、内容について議論が行われた。

報告、討議の要旨は以下のとおり。

###### ①共同研究の研究目的

・十郷橋は日本で初めて架橋されたポストテンション方式PC橋で、今年で建設から60年が経過する。

## 参考資料-1

・本委員会では、耐久性能の評価を行い、必要な維持管理手法を提案することを目的とする。

### ②共同研究の内容、スケジュール、構成

・本委員会では、4回の会議を開催し報告書をまとめる予定である。

・研究グループおよび委員構成は5.1のとおり。

### ③十郷橋の概要

・十郷橋は、1953年6月に完成したポストテンション方式（セグメント工法）のPC道路橋であり、縦締め、横締めともに12φ5のフレシネーケーブルが用いられている。主ケーブルは、桁端部に向かって曲げ上がったケーブル形状となっている。

・定着具はアウトコーンとなっている。定着具の保護コンクリートは桁間コンクリートと一体で打設されたため、界面などの弱点ができにくい施工方法であったと推測される。

・セグメント目地はウェット目地（モルタル目地）となっている。今後、目地部に着目した調査も必要になると考えられる。

・桁間コンクリートの養生は冠水養生、高欄のコンクリートは濡れ筵による湿潤養生が行われた。

### ④これまでの十郷橋の調査結果

・外観目視調査の結果、損傷は外桁に多く、中桁は少ない結果であった。代表的な損傷として、かぶり不足による鉄筋の錆び、横締めPC鋼材保護コンクリートの露出などがあるが、いずれも程度は軽微であり極端な錆びはみられない。

・反発硬度法試験による強度推定結果は、いずれの箇所でも設計基準強度を満足しており、平均で53.4（max：573、min：45.9）N/mm<sup>2</sup>であった。雨掛かりのある側面は、若干推定強度が小さい結果であった。

・超音波伝搬速度測定試験の結果、十郷橋の主桁の伝搬速度は4573m/sであり、ASTMの品質評価法では5段階の最上位である「優」に適合した。

・グラウト充填調査は、広帯域超音波法とRCレーダ法を併用して実施した。調査はG16、G18で実施し、いずれの調査箇所でもグラウトが充填されているという結果であった。

⇒今後、より多くの桁でグラウト充填調査を行う必要がある。

⇒RCレーダ法によるグラウト充填調査の結果が分かりにくい。充填と判定した理由の解説が必要と考えられる。さらに、充填不良であった場合の例も表示した方がよい。

⇒石徹白橋の主ケーブルもシースが無いのであれば、RCレーダの波形の出方を石徹白橋で確認できる。それらのデータも掲載すべきである。

・現行の設計基準による復元設計の結果、T-8（8t2台）に対する耐荷力を有しているという結果であった。なお、この結果はセグメント継ぎ目部の引張応力（ $\geq 0.0\text{N/mm}^2$ ）がクリティカルになっている。

### ⑤物性および耐久性試験の計画

・十郷橋は現在も供用されているため、同時期に施工され水害により落橋した石徹白橋の橋桁片を用いて、物性および耐久性試験を実施することを計画している。試験項目としては、①コンクリートの物性、②グラウトの物性、③PC鋼線の物性、④鉄筋の物性、⑤十郷橋の載荷試験を考えている。

⇒十郷橋と石徹白橋の調査結果のすりあわせをどのように行うかが課題となる。反発硬度法による強度のみでは説得力に欠けると感じる。

⇒十郷橋の耐荷力への影響の小さい箇所からマイクロコアを採取し、コンクリート強度、ヤング係数、中性化などはそれで測定した方がいいのではないかと。それらのデータは、石徹

## 参考資料-1

白橋とのキャリブレーションの他にも、後々の補修材料の選定にも活用できると考えられる。今後、コア採取を行う方向で調整する。

⇒十郷橋の載荷試験において、設計荷重のみの載荷ではたわみが生じず、評価が困難になる可能性がある。金津大橋の載荷試験でもほとんどたわみは生じなかった。載荷荷重をどのように設定するかが課題となる。

⇒たわみ以外にも目地の開きなどを測定するのも有意ではないか。載荷試験の詳細については、今後検討する必要がある。

⇒良い点と併せて欠点を探すのもポイントの一つになると考えられる。欠点が分かれば、長持ちさせるためにどこに着目すればいいかが分かる。

・資料-5-2の写真を見ると、石徹白橋の橋桁片から良好なデータがとれるかが懸念される。

⇒石徹白橋の橋桁は、複数片の試料を回収していきいているので、健全なデータも採取できると考えている。環境条件が十郷橋と異なるので、データの取扱時には注意が必要である。

## 5.3 今後の予定

- ・次回委員会は、9月下旬～10月上旬の期間でメールにて日程調整を行う。
- ・次回委員会では、「耐久性に関する試験の報告」をテーマとして会議を行う。

以上

## 参考資料-1

### 第2回 十郷橋の耐久性評価と維持管理に関する共同研究議事録

1. 日 時：平成 25 年 10 月 7 日（月）15:00～17:00
2. 場 所：福井県職員会館 2F 201 会議室
3. 出席者：吉田委員長，阿部，宮川，木村，平林，増田，林，柳原，一力，山木，原，天谷  
（敬称略）計 12 名（欠席）辻野，瀨岡
4. 配布資料：
  - 資料 2-1 第 1 回十郷橋共同研究議事録（案）
  - 資料 2-2 十郷橋共同研究の調査項目一覧
  - 資料 2-3 石徹白橋橋桁片解体状況報告書
  - 資料 2-4 石徹白橋のコンクリート強度特性
  - 資料 2-5 石徹白橋のコンクリートおよび PC グラウトの配合推定分析結果報告書
  - 資料 2-6 石徹白橋 PC 鋼線  $\phi 5\text{mm}$  に関する性能調査報告書
  - 資料 2-7 石徹白橋の鉄筋に関する強度試験報告書
  - 資料 2-8 十郷橋の健全性調査計画案
  - 資料 2-9 第 2 回十郷橋共同研究報告資料（パワーポイント）
  - 参考資料-1 報文：プレストレストコンクリート橋（石徹白橋）の架設  
セメントコンクリート No.84, pp.20-25, 1954 年 2 月

## 5. 議事内容

### 5.1 委員自己紹介

宮川委員，木村委員は今回の委員会が初めてのため，各委員の自己紹介が行われた。

### 5.2 議事録確認

資料 2-1 に基づき第 1 回共同研究委員会の議事録確認が行われ，異論無く承認された。

### 5.3 報告事項

#### (1) 十郷橋の概要について（資料 2-9）

資料 2-9 に基づき①十郷橋共同研究の目的・内容・予定，②十郷橋の概要について報告が行われた。

#### (2) 十郷橋共同研究の調査項目一覧について（資料 2-2）

資料 2-2 に基づき十郷橋共同研究の調査項目（石徹白橋および十郷橋の調査項目）について報告が行われた。

#### (3) 石徹白橋のコンクリート特性，グラウト特性について（資料 2-4, 2-5, 2-9）

資料 2-9 に基づき石徹白橋のコンクリート特性（圧縮強度，引張強度，静弾性係数，配合推定）およびグラウト特性（配合推定）の調査結果について報告が行われ，内容について議論が行われた。報告，議論の要旨は以下のとおり。

- ・コンクリートの強度特性は，圧縮強度 73.2（設計 36.8） $\text{N/mm}^2$ ，引張強度 4.3（設計 2.5）

## 参考資料-1

N/mm<sup>2</sup>, 静弾性係数 43005 (30061) N/mm<sup>2</sup>となり, 設計値 (括弧内の値) およびコンクリート標準示方書の算出式によって求められた値を満足した。

- コンクリートの配合は, 単位セメント量 346kg/m<sup>3</sup>, 骨材量 2026kg/m<sup>3</sup>, 単位水量 71kg/m<sup>3</sup> (参考値), W/C20.4% (参考値) という結果であった。PC グラウトにはモルタルが使用されていると推測され, 単位セメント量 624 kg/m<sup>3</sup>, 骨材量 624 kg/m<sup>3</sup>, 単位水量 597 kg/m<sup>3</sup> (参考値) という結果で, 単位容積質量も小さくポーラスであった。
- コンクリート, グラウト共に混和剤は使用されていないか, 使用されていても少量と考えられる。なお, グラウトについては, ヒアリング調査により FA を混入したという話を聞いている。
- 今回, 十郷橋と石徹白橋の両方で調査を実施している。両橋の調査項目および結果の関連づけをうまくまとめて欲しい。また, セグメント工法の場合, 継ぎ目部が弱点になりやすい。石徹白橋の調査でも, セグメント継ぎ目部の状態を確認して欲しい。
- 昭和 30 年代半ば頃までは, 配合を容積比で表記しているケースが多かった。石徹白橋の W/C=33%も容積比の可能性はある。  
⇒配合の試算を行い, 容積比, 重量比のどちらが妥当かを検証する。
- 石徹白橋のグラウトは, 単位容積質量が小さくポーラスであるが, しっかり充填されている箇所では PC 鋼材は錆びていない。  
⇒W/C が大きいと推定されるが, ブリーディングも少なく, これまでの調査では充填性もよいと考えられる。丁寧な施工が行われていると感じる。
- 石徹白橋のグラウトについて, 今後どのような検討を考えているか。また, マイクロビッカース試験を実施できないか?  
⇒引抜き試験によってグラウトの付着強度を測定したいと考えている。マイクロビッカース試験については, 実施できるかどうかを検討する。
- グラウトの配合については, 分析会社と打合せを行い, 詳細を整理する。

### (4) 石徹白橋の PC 鋼線および鉄筋の特性について (資料 2-6, 2-7, 2-9)

PC 鋼線の特性調査結果について, 吉田委員長より鉄筋の特性調査結果について報告が行われ, 内容について議論が行われた。報告, 議論の要旨は以下のとおり。

- PC 鋼線は主桁定着部から掘り出し, 洗浄して供試体を作製した。なお, PC 鋼材に錆は見られなかった。
- 引張強度は, JIS G 3536-2008 の規定の機械的特性を満足した。成分分析の結果は, JIS G 3502-2008 に規定された化学成分の範囲内であった。金属組織観察の結果は, 層状パーライト組織であり異常組織は認められなかった。硬度測定の結果, 硬度は Hmv=450 前後であり, パーライト組織が観察される一般的な PC 鋼材の硬度であった。
- 鉄筋の直径の実測値は JIS G 3191 を満足し, 降伏強度および引張強度は JIS G 3112 の値を超える結果であった。ただし, ヤング係数は鉄筋の一般的な値の 1/2~1/5 程度の値となった。これは, 試験機と鉄筋のグリップ部にすべりが生じたためと考えられる。
- ヤング係数の測定については, 再度鉄筋を採取して試験を行いたい。
- φ6mm と φ9mm の鉄筋で応力-ひずみ曲線の形状が若干異なる。これは, φ6mm の丸鋼は一旦ロールしたものを直線にしているためと考えられる。降伏応力が大きくなっているのもこの影響と考えられる。また, 当共同研究の成果を対外発表する際は, 有効数字に留意すること。

## 参考資料-1

⇒有効数字は JIS の規定などを参考にした方がよいと考えられる。

- ・ PC 鋼材・鉄筋の配置や定着部付近のひび割れ発生状況など、分かる範囲で図面などに記録して欲しい。

### (5) 十郷橋の調査計画について（資料 2-8, 2-9）

資料 2-8 に基づき十郷橋健全性調査の計画案について報告が行われ、内容について議論が行われた。報告、議論の要旨は以下のとおり。

- ・ 十郷橋では、今後コア供試体（ $\phi 50 \times 100$  : 6 本,  $\phi 50 \times 50$  : 1 本,  $\phi 100 \times 30$  : 1 本）を採取し、圧縮強度、引張強度、静弾性係数、中性化深さ、塩化物含有量の分布、細孔径分布を計測する予定である。
- ・ 施工品質に関する調査として、より多くのケーブルでグラウト充填調査を行う予定である（主桁 18 本中 2 本の桁で調査済み）。その後、載荷試験を実施し復元設計の結果との比較を行う。
- ・ 中性化深さは、採取したコアの側面と割裂した供試体の割裂面で測定すること。
- ・ 十郷橋は、凍害の対象地域からは外れている。また、冬期は融雪装置を用いているため、凍結防止剤は散布していない。
- ・ 十郷用水の影響で通常の橋梁よりも湿度が高い状態にあると考えられるため、塩害よりも中性化の影響が懸念される。また、コアの採取位置が片側の支点部に偏っているが、両側から採取した方がバランスいいと考えられる。  
⇒コア供試体は、両側の支点部からバランスよく採取する。
- ・ 表面透気試験、表面透水試験、磁束漏洩法による調査を実施してはどうか。非破壊でできることはやっておいた方がいいのではないか。
- ・ 十郷橋（石徹白橋）の調査結果を用いて、どのように評価・診断する予定か？  
⇒十郷橋の調査を実施し、石徹白橋の調査結果と整合が取れば、現状の品質レベルと必要な維持管理のレベルが分かってくると考えられる。  
⇒グラウトの品質が気になるころではある。グラウトの分析結果をもう少し踏み込んで検討する必要があるのではないか。
- ・ 載荷試験の際には高欄の剛性が影響してくる。載荷試験は、高欄が在るときと無いときの両方で実施することが望ましい。
- ・ 維持管理の方法としては、健全性の程度に応じて劣化曲線を想定して対策を決定する必要があると考えられる。
- ・ 今後の維持管理において、引き続き水が来ないように留意して欲しい。冬場、融雪装置の水がどのように流れているかなども確認して欲しい。また、今後も維持管理を行うためには、橋梁下面に入りやすい環境となることが望ましい。  
⇒橋面の融雪装置の水は橋梁の下には流れていないようである。

## 6. 今後の予定

第 3 回委員会では 12 月上旬とし、メールで日程調整を行う。

以上

## 参考資料-1

### 第3回 十郷橋の耐久性評価と維持管理に関する共同研究議事録

1. 日 時：平成25年12月13日（金）15:00～17:20
2. 場 所：福井県職員会館 2F 201 会議室
3. 出席者：吉田委員長，阿部，辻野，平林，増田，柳原，一力，山木，原，天谷  
（敬称略）計10名（欠席）宮川，木村，林，濱岡
4. 配布資料：
  - 資料3-1 第2回十郷橋共同研究議事録（案）
  - 資料3-2 十郷橋追加調査計画書
  - 資料3-3 十郷橋のコンクリートの強度特性試験結果報告書
  - 資料3-4 十郷橋のコンクリートの中性化深さ測定試験報告書
  - 資料3-5 十郷橋のコンクリート伝搬速度による品質調査報告書
  - 資料3-6 十郷橋の表面透気試験結果報告書
  - 資料3-7 十郷橋のグラウト充填調査結果報告書
  - 資料3-8 十郷橋共同研究調査項目一覧
  - 資料3-9 第3回十郷橋共同研究報告資料（パワーポイント）
  - 資料3-10 十郷橋の周辺整備計画について

## 5. 議事内容

### 5.1 議事録確認

資料3-1に基づき第2回共同研究委員会の議事録確認が行われ、「5.3 報告事項（5）十郷橋の調査計画について」について、以下の追加報告が行われた。その他の事項については、異論無く承認された。

- ・磁束漏洩法の適用範囲はかぶり10cm程度までであるため、橋梁上面からの調査は困難となる。また、橋梁下面からの調査も農業用水が流れているため困難である。そのため、今回の調査では、磁束漏洩法によるPC鋼材の破断調査は実施困難と判断した。

### 5.2 報告・審議事項

#### (1) 十郷橋共同研究委員会のスケジュールについて（資料3-9）

資料3-9に基づき十郷橋共同研究委員会の今後の予定について報告が行われ、今後の流れについて議論が行われた。

- ・当初は、1月中には報告書の取り纏めが完了する予定であったが、少し遅れている状況にある。今後の予定として、1月下旬の第4回委員会にて報告書案を提示するスケジュールになると想定される。

#### (2) 十郷橋の調査項目について（資料3-2、3-9）

資料3-2、3-9に基づき十郷橋の追加調査の項目について報告が行われた。報告の要旨は以下のとおり。

- ・十郷橋の追加調査では、コンクリートの物性に関わる試験として、①強度特性試験、②中性

## 参考資料-1

化深さの測定、③超音波法による品質評価、④表面透気試験による品質評価、⑤塩化物イオン濃度分布の測定、⑥細孔径分布の測定、を実施した。さらに、⑦広帯域超音波法と電磁波レーダ法によるグラウト充填調査も実施した。

- ・⑤塩化物イオン濃度分布の測定、⑥細孔径分布の測定については、現在分析を行っているところである。結果は追って報告する。

### (3) 十郷橋のコンクリート強度特性について（資料 3-3、3-9）

資料 3-3、3-9 に基づき十郷橋のコンクリート強度特性について報告が行われ、結果について議論が行われた。報告、議論の要旨は以下のとおり。

- ・強度特性試験では、圧縮強度試験、割裂試験、静弾性係数試験を実施した。
- ・圧縮強度は  $75.8\text{N/mm}^2$ 、引張強度は  $5.0\text{ N/mm}^2$ （参考値）、静弾性係数は  $37937\text{ N/mm}^2$  であった。なお、圧縮強度試験では 1 体の結果を異常値とみなし除外しており、引張強度（割裂）試験では、供試体側面の不陸により供試体の長手方向に亀裂が入ったため、2 体で試験を中止し参考値扱いとしている。
- ・十郷橋と石徹白橋の圧縮強度は、ほぼ等しい値であった。
- ・No.7 の供試体は現状どのような状況にあるのか。  
⇒割裂試験を中止したため残っている。圧縮強度試験でも 1 体の結果を除外しているので、それを補完するための試験を実施するという考えもある。  
⇒健全度を評価するにあたり圧縮強度は大事な項目なので、No.7 の供試体で圧縮強度のデータを補完した方がいいと考えられる。
- ・資料 3-3 の 2 ページの表-1 において除外した数値（例えば No.1 の圧縮強度）などに注釈を入れた方がよい。

### (4) 十郷橋のコンクリートの中性化深さ測定結果について（資料 3-4、3-9）

資料 3-4、3-9 に基づき十郷橋のコンクリートの中性化深さ測定について報告が行われた。報告、議論の要旨は以下のとおり。

- ・ほとんど中性化は認められず、中性化深さは No.5 で  $0.0\text{mm}$ 、No.6 で  $1.6\text{mm}$  という結果であった。
- ・十郷橋はコンクリートが緻密であることに加え、橋梁下面が用水路であり湿度が高い状態が保持されているため、中性化が進行していないと推定される。
- ・部分的に中性化しているように感じるが、何か要因があるのか。  
⇒骨材の影響と考えられる。
- ・圧縮強度試験を実施した供試体を割裂して中性化深さの測定を行い、データの信頼性を高めるかどうか。  
⇒圧縮強度試験の供試体は両端面を研磨しているため、正確な中性化深さが分からない可能性があるが、参考として実施する。

### (5) 十郷橋のコンクリート超音波伝搬速度による品質調査について（資料 3-5、3-9）

資料 3-5、3-9 に基づき十郷橋の超音波伝搬速度による品質調査について報告が行われ、結果について議論が行われた。報告、議論の要旨は以下のとおり。

- ・超音波伝搬速度は、透過法 6 箇所、表面法（土研法）6 箇所測定し、このうち 3 箇所は同じ位置で測定を行っている。
- ・ASTM による評価基準によると、透過法では 6 箇所全てで「優」、表面法では 6 箇所中 5 箇所「優」、1 箇所「良」という結果であった。透過法と表面法の測定値はよく一致して



## 参考資料-1

おり、表面法でも品質評価は可能と考えられる。

- ・十郷橋のコンクリートの品質は、測定位置によるばらつきが小さく、どの場所においても一定の品質を有していると推定される。
- ・透過法と表面法の両方でデータを採取している箇所があるが、品質の評価はどちらで行うのか。

⇒コンクリートの品質の評価は透過法で行う。ただし、今回の調査で透過法と表面法の結果がよく一致することが分かったので、表面法のみでの計測箇所でも評価が可能と考えている。

### (6) 十郷橋の表面透気試験の結果について（資料 3-6、3-9）

資料 3-6、3-9 に基づき表面透気試験結果について報告が行われ、結果について議論が行われた。報告、議論の要旨は以下のとおり。

- ・表面透気試験はトレント法にて、主桁下面 5 箇所、側面 1 箇所の合計 6 箇所（1 箇所あたり 3 点で測定）で実施した。ただし、側面は表面が粗く測定不可であった。
- ・透気性は、「R.Torrent and G.Frenzer:A method for the rapid determination of the coefficient of permeability of the “covercrete”」で提案されている基準にて評価した。
- ・測定結果は、15 点中 11 点で very good であり、good は 2 点、normal は 2 点であった。このうち、normal の 2 点については、コンクリートの表面状態を写真で確認したところ、筋が確認されたため異常値と判断している。
- ・表面透気試験の結果、十郷橋の主桁コンクリートの透気性は小さい（物質移動抵抗性が高い）と判断できる結果であった。
- ・資料 3-6 の図-5.1 は、材齢 28 日の供試体での試験結果であり、十郷橋のコンクリートと比較するのは難しいのではないか。  
⇒研究的視点と健全性の評価が混在しているイメージがある。最終報告書には、健全性の評価を記載した方がいいのではないか。

### (7) 十郷橋のグラウト調査について

原委員より、資料 3-7、3-9 に基づきグラウト調査について報告が行われ、結果について議論が行われた。報告、議論の要旨は以下のとおり。

- ・グラウト調査は、広帯域超音波法と電磁波レーダ法を併用して実施した。広帯域超音波法による調査は主桁 9 本で実施し、電磁波レーダ法による調査は全主桁にて実施した。
- ・広帯域超音波法を用いたグラウト充填調査では、36 箇所中 27 箇所「○（充填）」、9 箇所「△（明確に充填とならない）」という判定結果であった。
- ・電磁波レーダ法によるグラウト充填調査では、調査箇所全てにおいて PC 鋼材位置で空洞が確認されなかったため「○（充填）」と判定できた。
- ・各手法でのグラウト調査結果を総合的に判断すると、グラウトは充填されているであろうと判定できる。グラウト充填不良による PC 鋼材の破断が生じた場合、PC 鋼材本数が少ないため、たわみやひび割れなどの変状が生じていると想定される。

### (8) 今後の維持管理のあり方について（資料 3-9、3-10）

資料 3-9 に基づき今後の維持管理のあり方について報告が行われ、議論が行われた。報告、議論の要旨は以下のとおり。

- ・これまでの調査結果を見る限り、十郷橋は 60 年が経過した今でも健全な状態にあると推定される。復元設計の結果では、現行の道路橋の基準は満たしていないが、一般県道としての機能は果たしていけると推定される。

## 参考資料-1

- ・十郷橋のこれからの維持管理で得られる知見は、貴重な資料となると考えられる。このことを踏まえ十郷橋の今後のあり方を検討する必要がある。
- ・案の一つ目として15m以上の橋梁と同等の管理を行うこと、案の二つ目として高欄等の景観的な部分を復元することが考えられる。
- ・十郷橋の維持管理を行ううえで、どのような対策が必要かを早急に検討する。ただし、調査結果が全て出揃っても、大きな補修・補強が必要にはならないと推定される。ただし、荷重補強については議論が必要になると考えられる。
  - ⇒十郷橋を現状のまま残すのであれば、復元設計のデータを基に重量制限をかけるということも可能と考えられる。
  - ⇒大規模な補強をすると十郷橋の歴史的な価値が下がると思う。今の形でなるべく長く供用するのが望ましいと考えられる。
- ・高欄の復元については、安全性（強度）が確保できれば問題ないと考えられる。地域の方にとっても、以前の姿に復旧するのが望ましいと考えられる。

### 5.3 今後の予定

- ・1月下旬に第4回の委員会を開催し、報告書の取りまとめ案、診断結果のまとめ、補修の要否、補修案について議論を行う予定とする。
- ・報告書は、冊子で作成する。予算については、原稿がまとまり次第再考する。部数は希望に合わせることにする。
- ・本委員会の成果は、PC工学会、JCIなどに投稿したいと考えている。

### 6. 次回委員会予定

第4回委員会は、1月下旬としメールで日程調整を行う。

以上

## 参考資料-1

### 第4回 十郷橋の耐久性評価と維持管理に関する共同研究議事録

1. 日 時：平成26年1月29日（水）15:00～17:00

2. 場 所：福井県職員会館 2F 201 会議室

3. 出席者：吉田委員長，阿部，辻野，平林，増田，木村，柳原，一力，山木，原，濱岡，天谷

（敬称略）計12名（欠席）宮川，林

#### 4. 配布資料：

資料4-1 第3回十郷橋共同研究議事録（案）

資料4-2 十郷橋共同研究報告書（案）

資料4-3 第4回十郷橋共同研究報告資料（パワーポイント）

#### 5. 議事内容

##### 5.1 議事録確認

資料4-1に基づき第3回共同研究委員会の議事録確認が行われ、異論無く承認された。

##### 5.2 報告・審議事項

###### (1) 十郷橋の追加物性調査について（資料4-3）

資料4-3に基づき十郷橋の追加物性調査の結果について報告が行われ、内容について議論が行われた。報告、議論の要旨は以下のとおり。

- ・予備のコア供試体（No.7）で圧縮強度試験を実施したところ、 $83.4\text{N/mm}^2$ という結果であり、No.2、No.3の供試体と合わせた平均強度は $78.3\text{N/mm}^2$ であった。  
⇒圧縮強度の設計値は、何をもって設計値としているのか。また、静弾性係数は圧縮強度が $78.3\text{N/mm}^2$ の計算値と比較した方がいいのではないか。静弾性係数は、今の示方書と昔の示方書で値が変わっているので注意が必要である。  
⇒圧縮強度の設計値は、十郷橋の設計計算書の値を示している。
- ・塩化物イオン濃度は、鉄筋位置を越えても発錆限界塩化物イオン濃度（ $1.2\text{kg/m}^3$ ）以下であった。
- ・全細孔容積は十郷橋と第一大戸川橋梁でほぼ等しい結果であった。また、細孔径分布については、十郷橋は10～100nmの微細な空隙が多く、これらの空隙が耐久性に寄与していると考えられる。
- ・グラウトのビッカース硬さは、小さいグラウト試料をそぎ取り樹脂で固めて試験を行っており、精度はあまり高くないと考えられる。ビッカース硬さ試験結果は平均値が18.9であり、既往の知見から強度推定を行うと、グラウトの強度は $4.4\text{N/mm}^2$ となった。今後、実際のグラウトでビッカース硬さと強度の関係の試験を計画している。  
⇒値が一人歩きしないように、ビッカース硬さ試験の試料の作製方法を報告書に説明した方がいいのではないか。
- ・鉄筋の引張試験は、 $\phi 6\text{mm}$ が1体、 $\phi 9\text{mm}$ が3体で試験を実施し、強度に関しては現行の

## 参考資料-1

JIS (SR235 を想定) に適合していた。なお、十郷橋建設時には丸鋼の JIS は規定されていなかった。

- ・十郷橋の細孔径分布は、一般的なコンクリートと比較して微細な細孔が多いという認識でよいのか。細孔径分布のどこに着目すればいいのか。

⇒北海道大学の名和先生の論文によると、100nm 以下の細孔が多いと塩化物イオンの拡散係数が小さい傾向にあるという知見がある。そこで、今回は 100nm 以下に着目してまとめている。

⇒一般的なコンクリートとの比較した方がいいのではないか。また、細孔径分布と中性化速度の関係などを示しているデータはないか。何故耐久性が高いのかを説明できるデータが欲しい。

⇒細孔径分布の耐久性に対する寄与率や重要性は明確になっているのか。考察の裏付け資料を補完した方がいいと考えられる。

### (2) 今後の維持管理のあり方について (資料 4-3)

資料 4-3 に基づき十郷橋の今後の維持管理のあり方について報告が行われ、内容について議論が行われた。報告、議論の要旨は以下のとおり。

- ・これまでの調査結果から、十郷橋は現在も健全な状態にあると判断でき、コンクリート工学の知見からは今後急速に劣化が進行するとは考えづらい。また、設計荷重は現行の道路橋の規格には満たないが、現状の交通荷重を考慮すれば、今後もその機能は十分に維持できると考えられる。

- ・十郷橋の今後の維持管理のあり方として、①15m 以上の橋梁と同等の管理を行う、②今後の環境の変化に対応した予防保全措置を講ずる、③歴史的価値を認識できるような環境づくり（高欄を建設時の類似形状に復元、日本最古の PC 橋という説明資料の設置）を提案する。

- ・十郷用水パイプラインの通水は、平成 28 年の春からスタートということが確定している。

- ・十郷橋を残すことは決定しており、パイプライン化の工事予定も踏まえ、平成 26 年の 10 月までに十郷橋について出来ることはやっておきたいと考えている。

- ・報告書中に十郷橋の現状に関する情報が不足していると感じる。例えば、中性化や外観調査の結果については、併せて鉄筋のかぶりの情報が欲しい。また、耐久性向上に繋がるような予防保全措置についても、もう少し具体的に記述して欲しい。

⇒橋梁の状況を確認できる予防保全措置の具体的な案を記述する。また、15m 以上の橋梁と同等の管理ということで、橋面防水の実施を提案する。

### (3) 報告書の内容について (資料 4-2)

報告書の内容について議論が行われた。議論の要旨は以下のとおり。

- ・3 章の十郷橋の概要について、施工方法の詳細や現状、位置図なども記述した方がいいと思う。

- ・6 章は、石徹白橋の結果なのか十郷橋の結果なのかが明確でない部分がある。もう少し分かりやすくした方がいい。

- ・耐久性について今後の劣化予測も記述した方がいいのではないか。また、十郷橋は耐久性に富んだ健全な橋であるということ、委員会としての十郷橋の評価なども記述した方がいい。

## 参考資料-1

### 5.3 今後の予定

- ・ 第4回委員会での指摘事項を受け、2月中旬を目処に報告書の修正を行う。修正後、報告書を各委員に配布し、2月末を目処に意見照会を行う。
- ・ 意見照会の結果を元に再度修正を行い、3月中の完成を目指す。
- ・ 報告書は、4月の出版を目指す。

以上

## 十郷橋のコンクリートの強度特性試験結果報告書

### 1. 目的

十郷橋は、わが国初のポストテンション方式のPC道路橋であり、建設から60年が経過した現在でも、県道として供用されその機能を果たしている歴史的橋梁である。そこで、十郷橋の性能を評価することを目的としたコンクリート強度特性を調査し、当時のコンクリートの品質を確認するとともに今後の維持管理の資料とする。

### 2. 試験方法

十郷橋の桁下面からφ45mmのコア7本を採取し、①圧縮強度試験、②引張強度（割裂）試験、③静弾性係数試験を実施した。各試験に用いたコア供試体の採取位置を図-1に、採取状況を写真-1に、各試験方法の概要を(1)～(3)に示す。

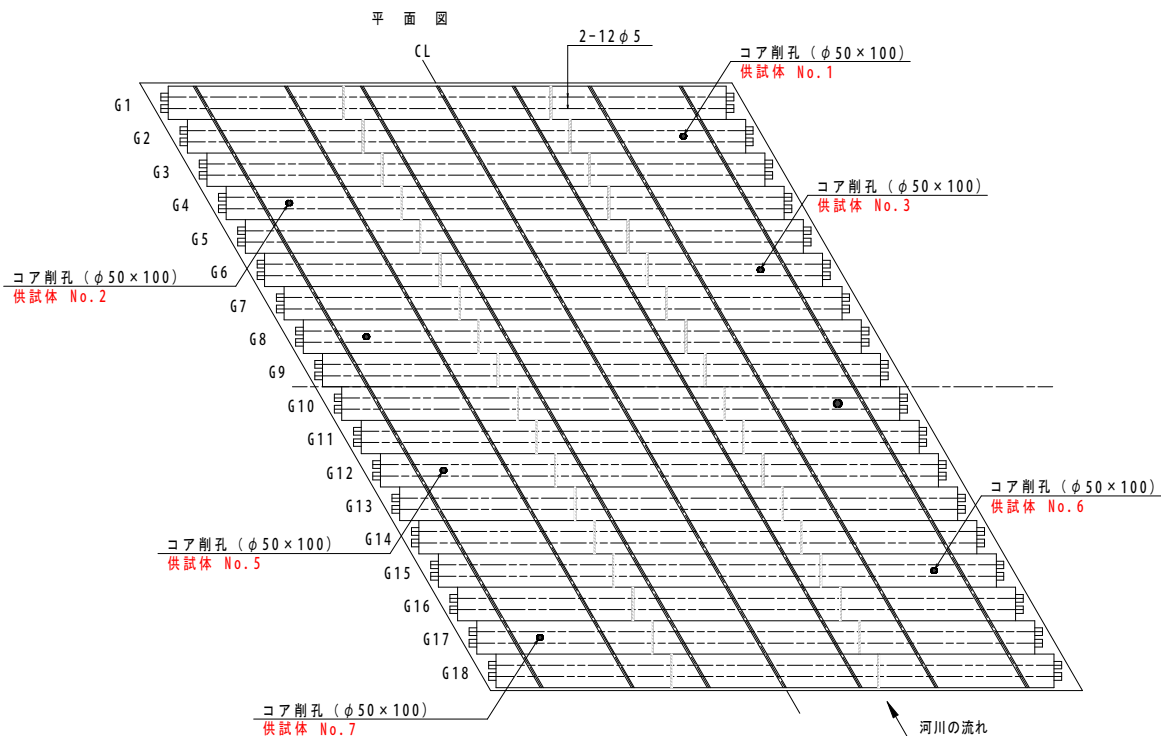


図-1 コア供試体の採取位置



写真-1 コア供試体採取状況

## 参考資料2-1

### (1) 圧縮強度試験

圧縮強度試験は、 $\phi 45 \times 90\text{mm}$  のコア供試体 3 体 (No.1~No.3) を用いて実施した。

### (2) 引張(割裂)強度試験

引張(割裂)強度試験は、 $\phi 45 \times 90\text{mm}$  のコア供試体 2 体 (No.5、No.6) を用いて実施した。

### (3) 静弾性係数試験

静弾性係数試験は、圧縮強度試験用のコア供試体 3 体 (No.1~No.3) を用いて実施した。コンクリートひずみは、コア供試体の側面にひずみゲージを 2 枚対角に貼付けて測定した。

## 3. 強度特性試験結果

強度特性の試験状況を写真-2に、十郷橋の強度特性試験結果の一覧を表-1に、十郷橋と石徹白橋のコンクリート強度特性の比較表を表-2に示す。



写真-2 強度特性試験の実施状況

表-1 十郷橋の強度特性試験結果の一覧

供試体 No	供試体寸法		断面積 mm <sup>2</sup>	質量 g	単位容積質量 g/cm <sup>3</sup>	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	静弾性 係数 N/mm <sup>2</sup>
	直径 mm	高さ mm						
1	45.3	90.0	1611.0	349.2	2.41	47.1	-	51072
2	45.3	89.6	1609.6	345.8	2.40	80.7	-	35939
3	45.3	89.8	1613.8	346.8	2.39	70.8	-	39935
5	45.3	91.6	1614.9	353.9	2.39	-	3.5	-
6	45.4	90.9	1615.3	350.9	2.39	-	6.5	-
7	45.3	91.7	1610.3	349.4	2.37	-	-	-
平均値	-	-	-	-	2.39 g/cm <sup>3</sup> 23.4 kN/m <sup>3</sup>	75.8 N/mm <sup>2</sup>	5.0 N/mm <sup>2</sup>	37937 N/mm <sup>2</sup>
設計値 <sup>※1)~※4)</sup>	-	-	-	-	22.5~23.0 kN/m <sup>3</sup>	375 kg/cm <sup>2</sup> 36.8 N/mm <sup>2</sup>	3.8 N/mm <sup>2</sup> ( $\sigma_{ck}=66.2\text{N/mm}^2$ )	30061 N/mm <sup>2</sup>

※1) 単位容積質量の設計値は、「コンクリート標準示方書 設計編 6.4.2 死荷重 解説表6.4.1」の値を示す。

※2) 圧縮強度の設計値は、十郷橋の設計基準強度を示す。

※3) 引張強度の設計値は、「コンクリート標準示方書 設計編 5.2.1 強度 解5.2.1」を用いて算出した。

※4) 静弾性係数の設計値は、「コンクリート標準示方書 設計編 5.2.5 ヤング係数 解5.2.8」を用いて算出した。

表-2 十郷橋と石徹白橋の強度特性試験結果の一覧

項目	単位容積質量	圧縮強度	引張強度	静弾性係数
十郷橋	23.4 kN/m <sup>3</sup>	75.8 N/mm <sup>2</sup>	(5.0 N/mm <sup>2</sup> )	37937 N/mm <sup>2</sup>
石徹白橋	24.1 kN/m <sup>3</sup>	73.2 N/mm <sup>2</sup>	4.3 N/mm <sup>2</sup>	43006 N/mm <sup>2</sup>
参考値	22.5～23.0 kN/m <sup>3</sup>	36.8 N/mm <sup>2</sup> (375 kg/cm <sup>2</sup> )	2.5 N/mm <sup>2</sup>	30061 N/mm <sup>2</sup>

(1) 圧縮強度試験

圧縮強度試験はφ45の供試体3体で実施した。No.1の圧縮強度は、他の2体の圧縮強度と比較して小さい値であったため、各供試体の破壊形状を確認したところ、No.1供試体のみ破壊形状が異なっていた。そこで、No.1供試体の圧縮強度は異常値として除外することとした。

No.2およびNo.3供試体の圧縮強度の平均値は75.8N/mm<sup>2</sup>となり、十郷橋の設計基準強度である375kg/cm<sup>2</sup>(36.8N/mm<sup>2</sup>)を満足する結果となった。また、石徹白橋の圧縮強度の平均値73.2 N/mm<sup>2</sup>とほぼ同等の結果となった。

(2) 引張強度（割裂）試験

割裂試験はNo.5～No.7のコア供試体3体で実施する予定であったが、供試体側面の凹凸の影響で試験機との接触面が様にならず、供試体がコア断面方向に割裂した。そのため、No.5およびNo.6の2体の試験を実施した時点で試験を中止した。

上記の要因により、割裂試験によって求められた引張強度の平均値5.0N/mm<sup>2</sup>は参考値として取り扱う。

(3) 静弾性係数試験

静弾性係数試験はφ45の供試体3体で実施し、平均値として37937 N/mm<sup>2</sup>(No.1供試体の結果を除外した値)が得られた。「コンクリート標準示方書 設計編 解5.2.8」によると、コンクリート強度36.8N/mm<sup>2</sup>の静弾性係数はE<sub>c</sub>=30061 N/mm<sup>2</sup>、コンクリート強度75.8N/mm<sup>2</sup>の静弾性係数はE<sub>c</sub>=37580 N/mm<sup>2</sup>となり、十郷橋の静弾性係数の平均値は、コンクリート標準示方書に示される一般的な値を上回る結果であった。

4. まとめ

十郷橋から採取したコア供試体を用いて強度試験を行った結果、以下のことが確認された。

- ・圧縮強度試験の結果より、コンクリートは設計基準強度を大きく上回った。
- ・静弾性係数は、コンクリート標準示方書に示される値を満足した。
- ・引張試験は、供試体表面状態により正確なデータを取得することができなかったため、参考値程度の値であるが、コンクリート標準示方書に示される値を満足した。
- ・石徹白橋の強度特性と比較すると、圧縮強度はほぼ同等の値であった。静弾性係数は若干小さい値となったが、設計上の想定は十分満足していると考えられる。



### 十郷橋のコンクリートの中性化深さ測定試験報告書

#### 1. 目的

十郷橋は、わが国初のポストテンション方式のPC道路橋であり、建設から60年が経過した現在でも、県道として供用されその機能を果たしている歴史的橋梁である。

今回、現時点での中性化の進行状況を確認するとともに、今後の維持管理の資料とすることを目的に、十郷橋から採取したコア供試体を用いて中性化深さの測定を行った。

#### 2. 試験方法

中性化深さの測定位置図を図-1に示す。十郷橋の桁下面から採取したφ45mmのコア供試体7本のうち、割裂試験に用いたNo.5およびNo.6の供試体を用いて中性化深さを測定した。

中性化深さの測定は「JIS A 1152 コンクリートの中性化深さの測定方法」に準じて実施した。コア供試体の割裂面をブラシで清掃し粉塵等を除去した後、フェノールフタレイン溶液を噴霧して赤色の呈色部までの深さをノギスを用いて測定した。

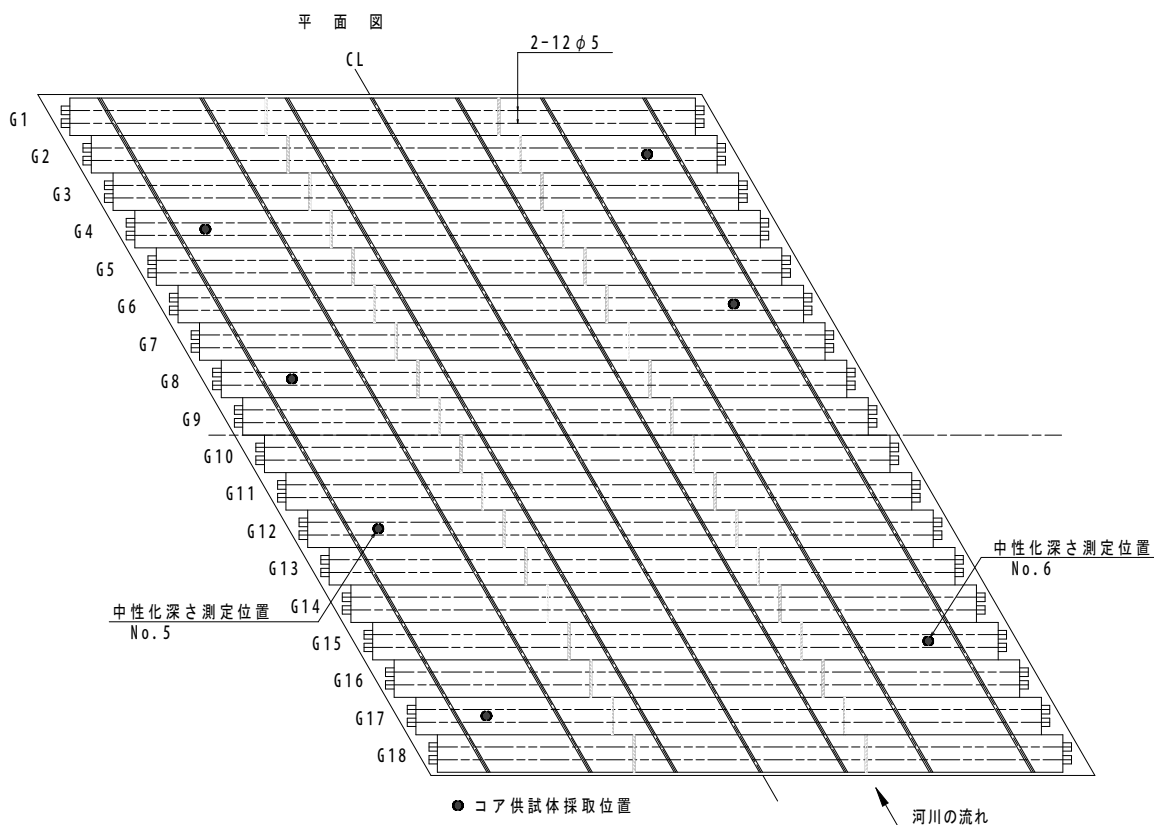


図-1 中性化深さ測定位置図

## 参考資料2-2

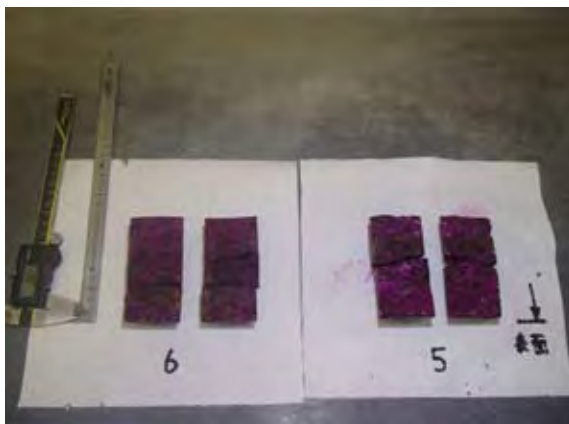
### 3. 中性化深さ測定結果

中性化試験の結果の一覧を表-1に、試験の状況を写真-2に示す。中性化深さは、割裂面の6箇所でノギスを用いて測定した。

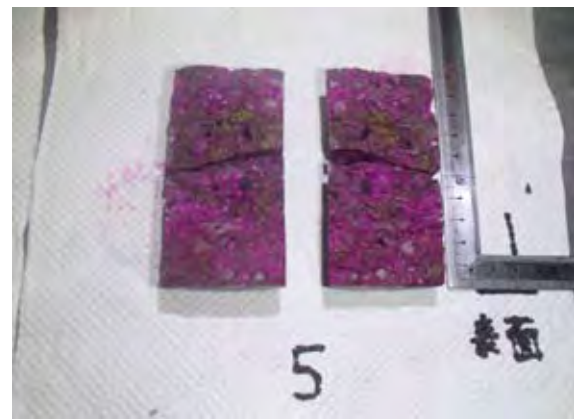
No.5 供試体は、コンクリート表面まで赤色に呈色し中性化は認められなかった。No.6 供試体は、測点4および測点5で若干の中性化が認められ、中性化深さの平均値は1.6mmであった。

表-1 中性化深さの測定結果

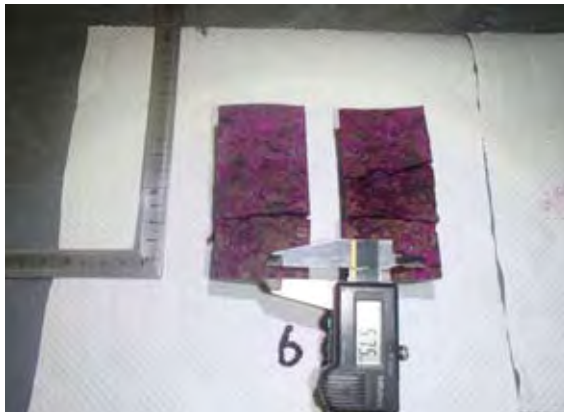
供試体No	中性化深さ (mm)						平均値
	測点1	測点2	測点3	測点4	測点5	測点6	
No.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
No.6	0.0	0.0	0.0	5.8	3.7	0.0	1.6



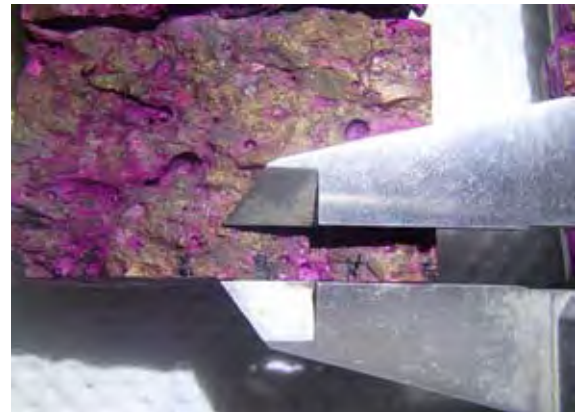
(a) 中性化試験の状況



(b) No. 5 供試体の呈色状況



(c) No. 6 供試体の呈色状況



(d) No. 6 供試体拡大状況

写真-2 中性化試験の状況

### 4. まとめ

十郷橋より採取したコア供試体では、ほとんど中性化は認められず、中性化深さは No.5 供試体では 0.0mm、No.6 供試体では 1.6mm という結果であった。

一般に、コンクリートが緻密であるほど中性化速度は遅くなる。また、環境面においては中程度の湿度（50%程度）で最も中性化速度が早くなる。十郷橋は、緻密なコンクリートが打設されたことに加え、橋梁下面が用水路であり湿度が高い状態が保持されているため、中性化速度が遅くなったのではないかと推定できる。

## 十郷橋のコンクリートの超音波伝搬速度による品質調査報告書

### 1. 目的

コンクリートの品質を調査する方法の一つに、超音波試験がある。一般に超音波伝搬速度は、コンクリートの動弾性係数（強度）、密度およびポアソン比に応じた固有の値を持つことが知られている。これは、コンクリートの伝搬速度を調査することで、コンクリートの品質がある程度評価できることを示唆しており、米国のASTMにおいてもコンクリートの品質を表す評価基準が提案されている。

今回、十郷橋の現在の品質を評価し、今後の維持管理の資料とすることを目的として、超音波試験を実施した。

### 2. 調査位置および調査方法

#### 2.1 調査位置

超音波伝搬速度の調査位置を図-1に示す。十郷橋のコンクリート中の超音波伝搬速度は、透過法と表面法（土研法）によって計測した。

透過法による計測は、φ45×90のコア供試体（No.1~No.3、No.5~No.7の計6体）により行った。このうち、No.1~No.3のコア供試体については、同位置（T-1~T-3）で表面法（土研法）による計測も行っている。表面法（土研法）は、T-1~T-6の6箇所主桁底面より計測を行った。

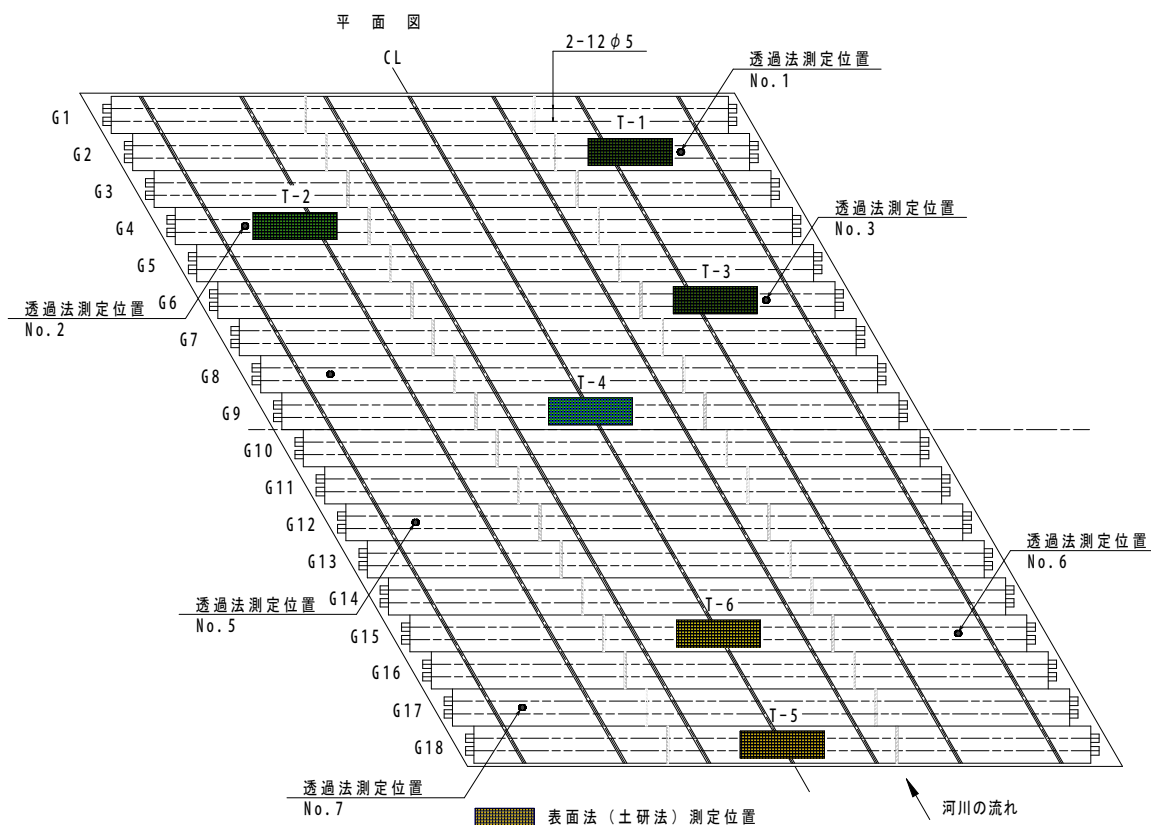


図-1 超音波伝搬速度の測定位置

## 2.2 調査方法

透過法および表面法による超音波伝搬速度の計測方法の概要について以下に示す。

### (1) 透過法

透過法による超音波伝搬速度の計測概要図を図-2に、測定状況を写真-1に示す。透過法では、コア供試体の両端面に探触子を配置し、コア軸方向に超音波を伝播させたときの伝搬時間を計測する。伝搬速度は、伝搬時間とコア供試体の長さにより算出する。

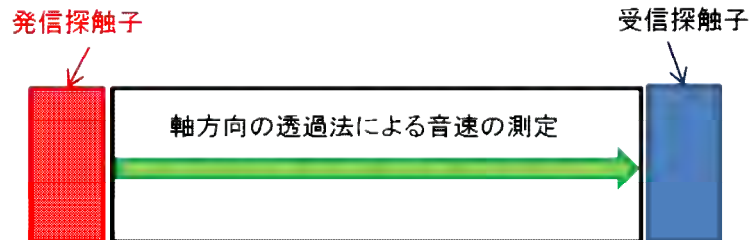


図-2 透過法による伝搬速度の計測の概要

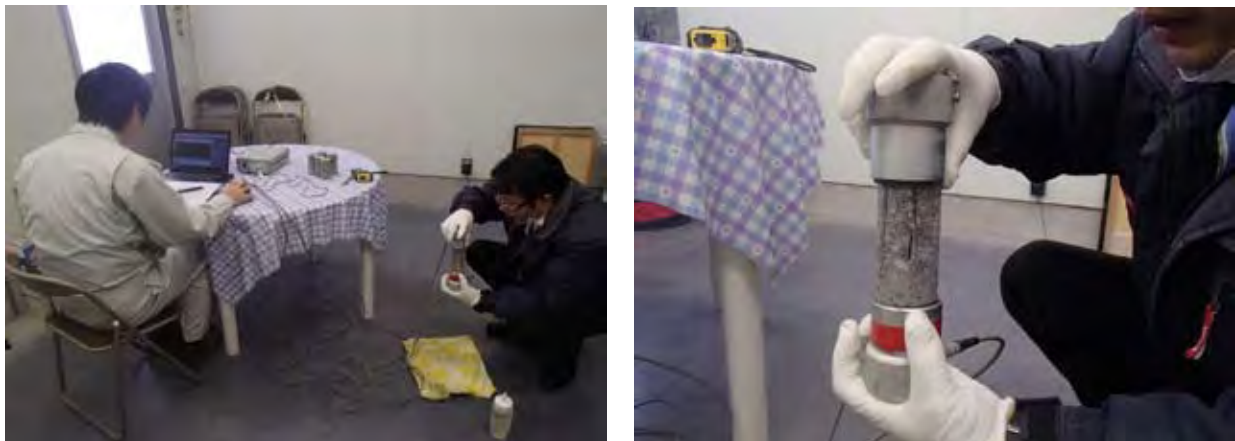


写真-1 透過法による超音波伝搬速度測定状況

### (2) 表面法（土研法）による超音波伝搬速度の計測

表面法（土研法）では、コンクリート内部の超音波伝搬速度を計測できる。コンクリートの超音波伝搬速度の分布の一例を図-3に、測定状況を写真-2に示す。通常、コンクリート内部の超音波伝搬速度は、コンクリート表面では遅く、内部にいくに従って速くなり、しだいに一定値に収束する分布となる。土研法では、①コンクリート内部の超音波伝搬速度、②内部一定音速となるまでの（表面からの）距離による表面の緻密性、が評価できる。

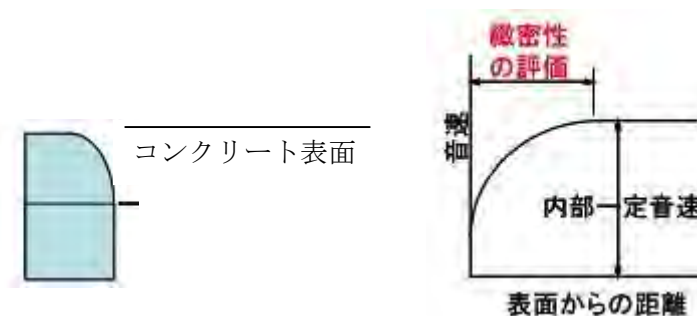


図-3 コンクリートの音速分布の例

参考資料2-3

土研法では、図-4 に示すように同一平面上で探触子間隔を変化させて伝搬時間を測定する。測定の手順を①～④に示す。

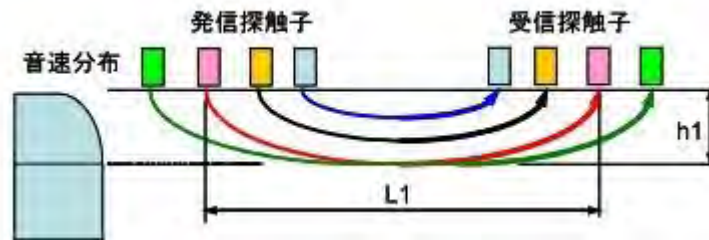


図-4 表面走査法による伝搬時間の測定

- ① 表面走査法により、探触子間隔（100～300mm までは 50mm ピッチ、300～1000mm までは 100mm ピッチ）ごとの伝搬時間を測定する。
- ② ①の伝搬時間から、変分法により最速伝搬経路を算出する。
- ③ ②から、最速伝搬経路を伝搬する時間を算出する。
- ④ 伝搬速度の分布を変化させて伝搬時間を算出し、測定した伝搬時間の最尤値となるときが、求める音速分布である。



写真-2 表面法（土研法）による超音波伝搬速度測定状況

(3) 超音波伝搬速度の評価方法

コンクリート内部の超音波伝搬速度を用いてコンクリートの品質を評価する方法として、米国の ASTM にて表-1 に示す評価基準が提案されている。十郷橋では、表-1 の基準を用いてコンクリートの品質を評価する。

表-1 超音波伝搬速度とコンクリートの品質

伝播速度(m/sec)	品質
4570以上	優
3660～4570	良
3050～3660	やや良
2130～3050	不良
2130以下	不可

## 参考資料2-3

### 3. 調査結果

#### 3.1 透過法による超音波伝搬速度

透過法による超音波伝搬速度の測定結果の一覧を表-2に示す。供試体 No.1～No.3 では、同じ位置で表面法（土研法）による計測も行っている。

透過法による計測の結果、超音波伝搬速度は 4638.8～4686.5（平均 4670.8）m/sec とばらつきの小さい結果であった。ASTM による品質グレードは、いずれの供試体も「優」に該当する結果であった。

表-2 透過法による超音波伝搬速度結果の一覧

供試体 No	高さ mm	直径 mm	単位体積 質量 g/cm <sup>3</sup>	超音波 伝達時間 μ Sec	超音波 伝搬速度 m/sec	ASTMによる 品質グレード	表面法 (土研法) の測定結果
1	90.0	45.3	2.41	19.2	4686.5	優	T-1 4470
2	89.6	45.3	2.40	19.2	4668.8	優	T-2 4631
3	89.8	45.3	2.39	19.2	4678.9	優	T-3 4625
5	91.6	45.3	2.39	19.6	4671.4	優	-
6	90.9	45.4	2.39	19.6	4638.8	優	-
7	91.7	45.3	2.37	19.6	4680.6	優	-
平均	-	-	2.39	19.4	4670.8	-	-

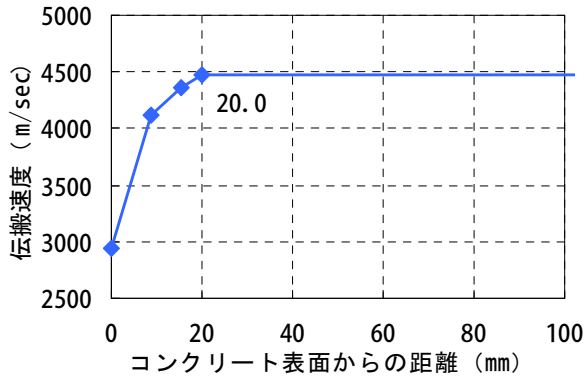
#### 3.2 表面法（土研法）による超音波伝搬速度

表面法（土研法）による超音波伝搬速度の測定結果の一覧を表-3に、各測定箇所での伝搬速度の分布を図-5に示す。T-1 から T-3 の測点では、同じ位置から採取したコア供試体で透過法にて超音波伝搬速度を計測している。

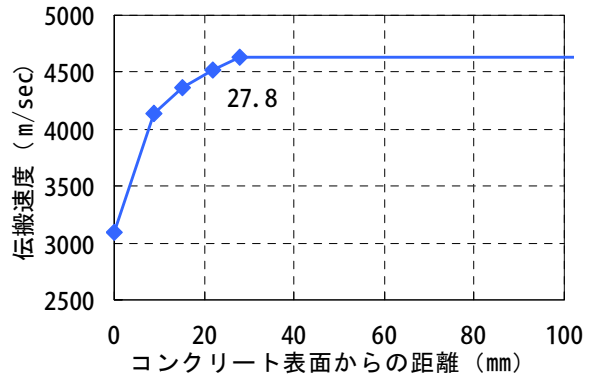
表面法（土研法）による計測の結果、超音波伝播速度は、4470～4844（平均 4643）m/sec の範囲であった。ASTM による品質グレードは、T-1 のみ「良」であったが、その他の測点では「優」に該当する結果であった。表面法と透過法の伝搬速度を比較すると、T-2 および T-3 では両者の値はよく一致していた。T-1 は、両者の差が 200m/sec と他の点に比べると若干大きかったが、それでも品質グレードが大きく変わるような誤差ではなかった。

表-3 表面法による超音波伝搬速度結果の一覧

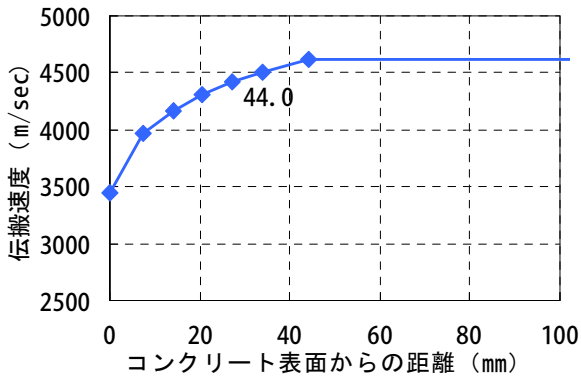
測点	超音波伝搬速度 m/sec	緻密性の評価 mm	ASTMによる 品質グレード	透過法の測定結果 m/sec
T-1	4470	20.0	良	No.1 4686.5
T-2	4631	27.8	優	No.2 4668.8
T-3	4625	44.0	優	No.3 4678.9
T-4	4844	31.2	優	-
T-5	4717	31.2	優	-
T-6	4573	25.0	優	-
平均	4643	-	-	-



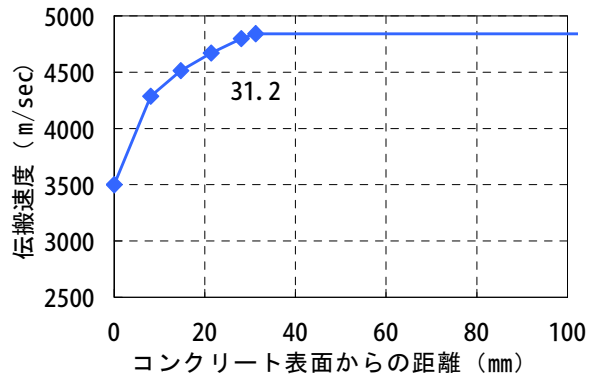
(a) T-1



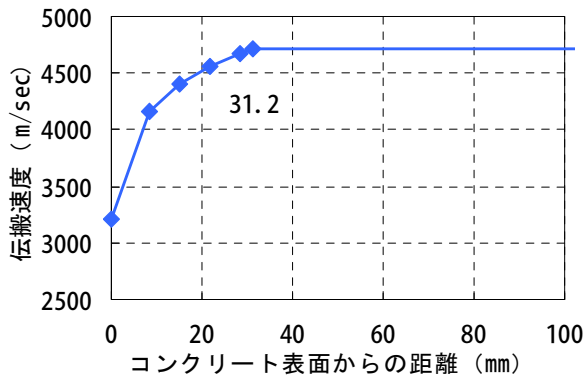
(b) T-2



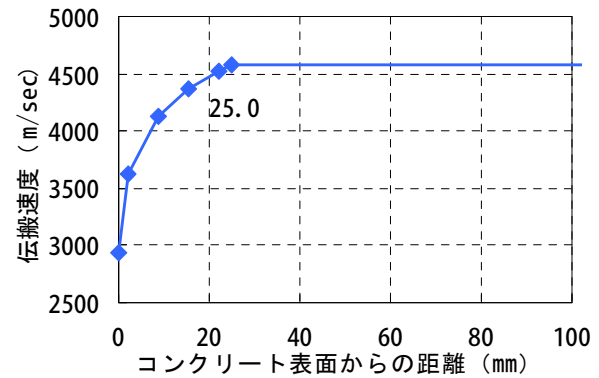
(c) T-3



(d) T-4



(e) T-5



(f) T-6

図-5 各測点での超音波伝搬速度の分布

#### 4. 調査結果に対する考察

十郷橋の超音波伝搬速度を測定した結果、以下のことが確認された。

- ・ASTMによる評価基準によると、透過法では6箇所全てで「優」、表面法では6箇所中5箇所「優」（1箇所「良」）であり、主桁コンクリートは高い品質を有していると推定される。
- ・透過法と表面法（土研法）の結果はよく一致しており、表面法でも超音波伝搬速度による品質評価は可能と考えられる。
- ・十郷橋の超音波伝搬速度は、測定位置によるばらつきは小さく、どの場所においても一定の品質を有していると推定される。

### 十郷橋の表面透気試験結果報告書

#### 1. 調査目的

十郷橋は、わが国初のポストテンション方式のPC道路橋で、昭和28年6月に福井県坂井郡東十郷村に架橋された。建設から60年経過した現在でも、県道として供用されその機能を果たしている歴史的な橋梁である。

今回、十郷橋の現状の性能を評価すること、今後の維持管理の参考資料を作成すること、を目的として表面透気試験を実施した。

#### 2. 調査箇所および調査数量

本調査では、主桁の底面および側面で表面透気試験（トレント法）を実施し、試験より得られた透気係数から表層のコンクリートの品質を評価した。なお、1測点辺りの調査数量は3点とした。調査数量を表-2.1に、調査位置図を図-2.1に示す。T-1～T-5は超音波伝搬速度測定箇所と同じ位置で測定し、さらに、T1～T3はコア供試体採取箇所と同じ位置で測定を行っている。

表-2.1 調査項目および調査数量

調査項目	調査記号	調査位置	調査面	調査数量
表面透気試験 (トレント法)	T-1	G2	主桁底面	1箇所(3点)
	T-2	G4		
	T-3	G6		
	T-4	G9		
	T-5	G18		
	S-1 <sup>1)</sup>	G18	主桁側面	

備考：1) S-1については調査面が粗面であり測定途中に吸引チャンバーが外れて測定が不可能であった

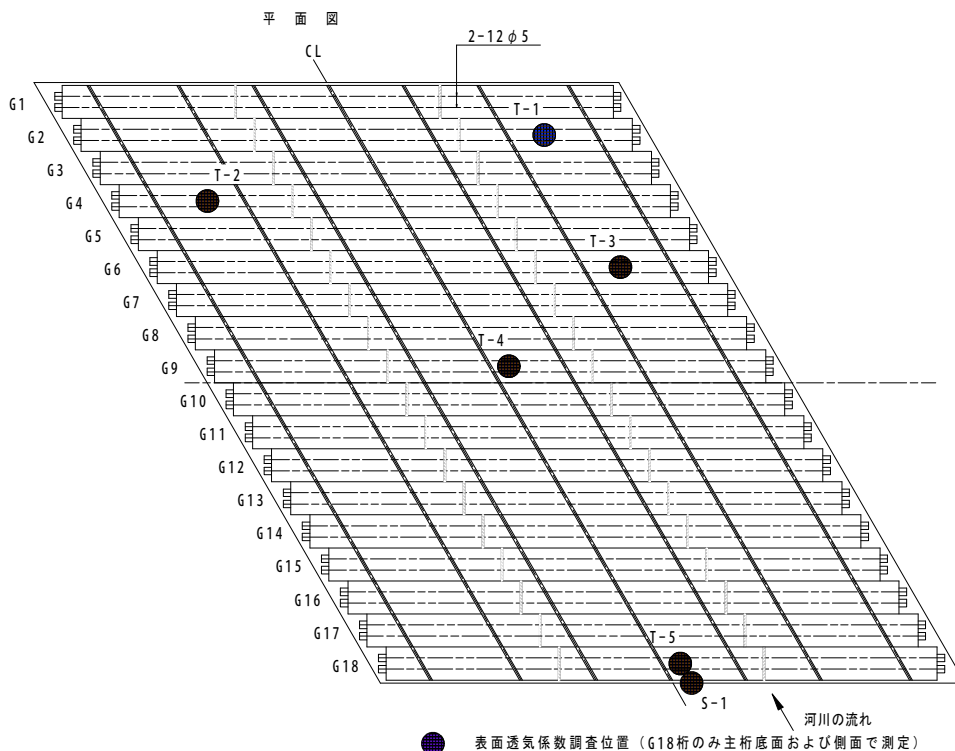


図-2.1 調査位置図



### 3. 調査方法

#### 3.1 調査方法の概要

表面透気試験は、エフティーエス(株)製の「エアパーマテスター」(写真-3.1、写真-3.2)を用いて実施した。また、コンクリートの含水状態を把握する目的で、proceq(株)製の「4プローブ式電気抵抗率計」を用いて、電気抵抗率を測定した。電気抵抗率は、透気係数の評価にも用いる。



写真-3.1 エアパーマテスター



写真-3.2 チャンバー設置状況

表面透気試験器は、チャンバー、真空ポンプ、制御板、測定器で構成される。チャンバーの断面図を図-3.1に示す。チャンバーは、二重構造となっているのが特徴であり、横方向からの空気の取り込みの影響を外側のチャンバーで除外(図-3.1の赤色部分)することで、内側のチャンバーが深さ方向のみの透気性(図-3.1の水色部分)を測定できる仕組みになっている。

測定方法は、外側のチャンバーで横方向からの空気を吸引しつつ、内側のチャンバーからも空気を吸引し、コンクリートに一定時間負荷を与えた後、この圧力が回復するまでの経時的変化を測定することによって透気係数を算出する。

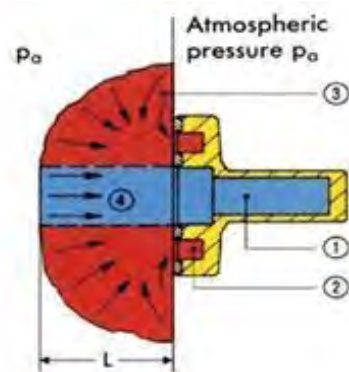


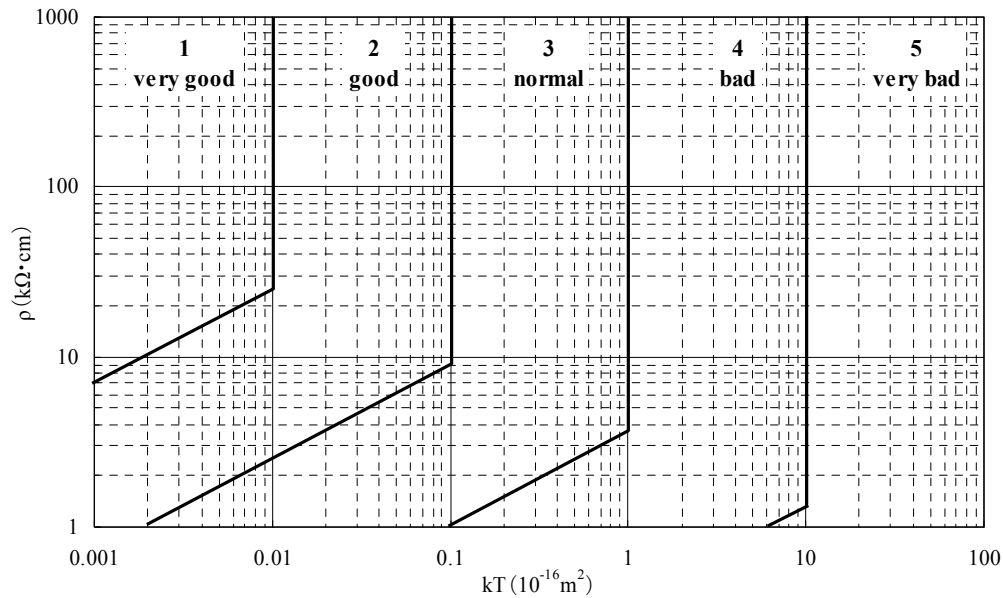
図-3.1 ダブルチャンバー断面図

### 3.2 調査結果の評価方法

評価方法については、「R.Torrent and G.Frenzer : A method for the rapid determination of the coefficient of permeability of the “covercrete”」で提案されている評価基準により評価した。評価基準を表-3.1 および図-3.2 に示す。トレント法では、透気係数と電気抵抗値の値に応じて、品質のグレードを5段階に分類する。

表-3.1 評価基準

グレード	透気性評価	透気係数 : kT
1	very good	$kT < 0.01$
2	good	$0.01 < kT < 0.1$
3	normal	$0.1 < kT < 1.0$
4	bad	$1.0 < kT < 10$
5	very bad	$kT > 10$



(縦軸 : 電気抵抗率( $\rho$ )、横軸 : 透気係数(kT))

図-3.2 評価基準

4. 調査結果

調査結果を表-4.1 および図-4.1 に示し、写真を添付資料に示す。

透気係数は、 $0.0010 \times 10^{-16} \text{m}^2 \sim 0.26 \times 10^{-16} \text{m}^2$  の範囲で測定された。透気性評価については、測定が不可能であった S-1 の 3 点を除き、15 点中 11 点で very good であり、good は 2 点、normal は 2 点であった。S-1 は、コンクリート表面が粗面であったため測定が不可能であった。

表-4.1 調査結果

調査記号	透気係数 : $kT$ ( $\times 10^{-16} \text{m}^2$ )	電気抵抗値 : $\rho$ ( $\text{k}\Omega \cdot \text{cm}$ )	グレード	透気性評価
T-1-1	<0.001	192.7	1	very good
T-1-2	<0.001		1	very good
T-1-3	<0.001		1	very good
T-2-1	0.0010	193.3	1	very good
T-2-2	<0.001		1	very good
T-2-3	<0.001		1	very good
T-3-1	0.0019	168.7	1	very good
T-3-2	0.0012		1	very good
T-3-3	0.0015		1	very good
T-4-1	0.16	150.5	3	normal
T-4-2	<0.001		1	very good
T-4-3	0.26		3	normal
T-5-1	0.013	143.1	2	good
T-5-2	0.023		2	good
T-5-3	0.0015		1	very good
S-1-1	-	-	-	-
S-1-2	-		-	-
S-1-3	-		-	-

備考：調査記号 S-1 については、調査面が粗面であり測定途中に吸引チャンバーが外れて測定が不可能であった。

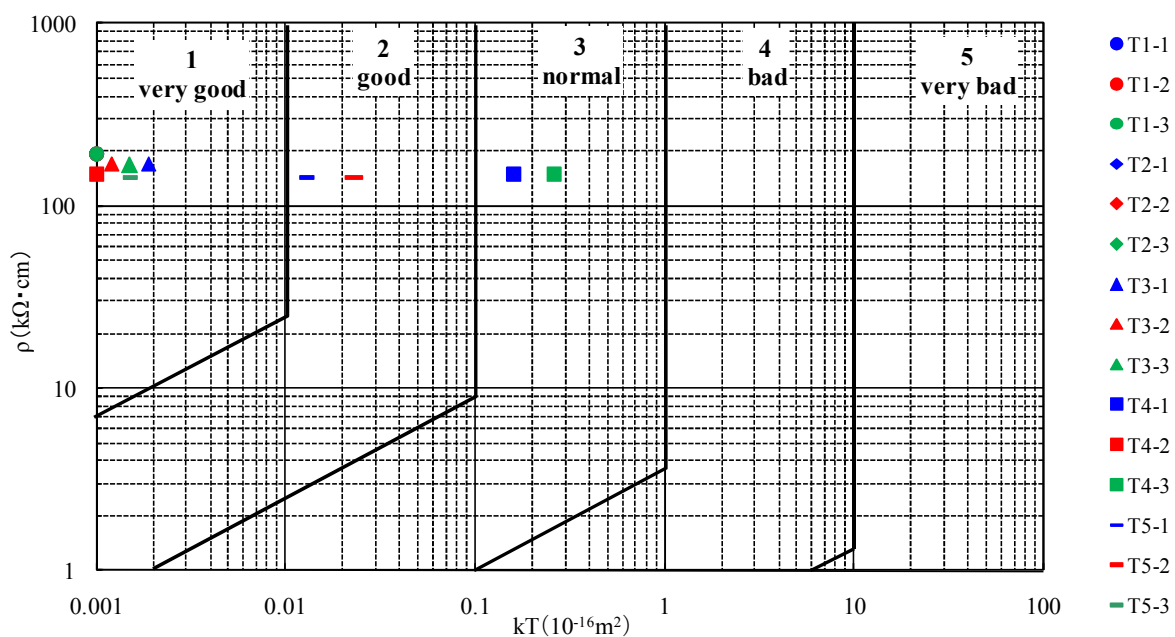


図-4.1 調査結果

## 参考資料2-4

ここで T-4-1 および T-4-3（表中のマーキング部）は、その他の箇所と比較して透気係数が極端に大きい結果であった。透気試験は、コンクリートの表面に筋などがあると、内部チャンバーが外部チャンバーと短絡してしまい、実際よりも大きな透気係数が測定される場合がある。そこで、試験器のチャンバーを設置した箇所の状態を写真にて確認した。T-4 の測定箇所の状況を写真-4.1 に示す。写真-4.1 より、測定箇所の中央付近に若干の筋が確認できる。T-4-1 および T-4-3 の2点については、コンクリート表面の筋の影響を受けた可能性が考えられる。

T-1～T-5 は、表面透気試験とあわせて表面法（土研法）による超音波伝搬速度も計測している（資料 3-5 参照）。超音波伝搬速度の結果をみると、T-4 の伝搬速度は 4844 (m/sec) と、測定結果の平均値 4643 (m/sec) よりも大きい結果となっている。したがって、T-4 の品質がその他の箇所よりも極端に低いとは考えにくい。これらのことより、T-4 の測定結果については、コンクリート表面の影響と判断し、異常値として測定結果から除外することとした。

上記の判断の結果、十郷橋の表面透気試験の結果は、13 箇所中 11 箇所で『優』、2 箇所で『良』となり、優れた品質を有していると判断できる結果であった。

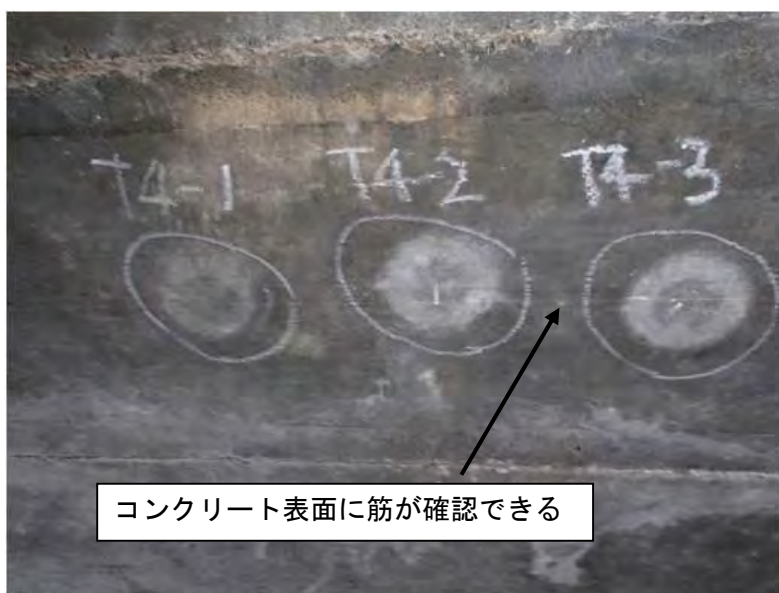


写真-4.1 T-4 測定箇所の状況

5. 測定結果に対する考察

実験室で作製した供試体に対して表面透気試験を行った結果を図-5.1 に示す。試験に用いた供試体はφ125×250mmの円柱供試体であり、材齢28日目での試験結果である。供試体の記号はAir60はW/Cが60%の気中養生の供試体を指し、Air+Water60は気中養生後、水中養生を行った供試体を指す。

十郷橋の測定結果では、多少のばらつきが見られたものの、コンクリート表層の透気係数の値は、最大でも $0.023 \times 10^{-16} \text{m}^2$ 程度であり、図-5.1の図と比較すると、W/C=30%封緘養生～W/C=45%の水中養生の供試体とほぼ同等の品質（透気性）を有していることが分かる。

これらの結果から、十郷橋の主桁コンクリートの透気性は相当に小さい（物質移動抵抗性が高い）と判断できる。

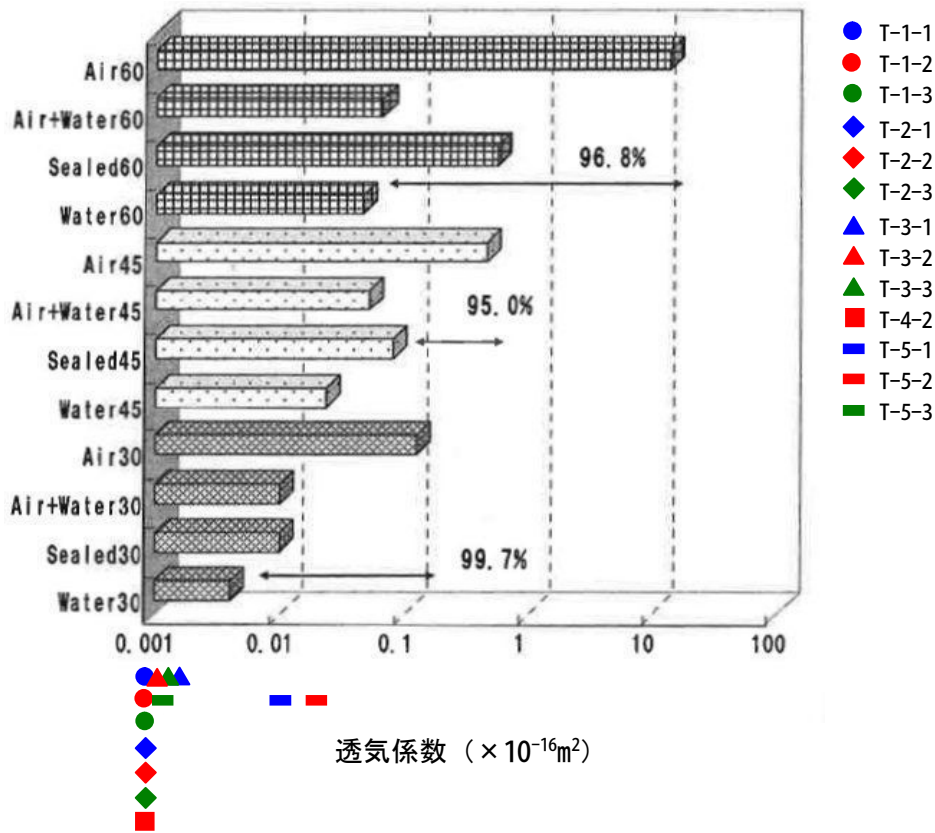


図-5.1 実験室における表面透気試験の結果<sup>1)</sup>

【参考文献】

- 1) 土木学会コンクリート委員会構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム 研究小委員会（335委員会）成果報告書，土木学会

# 添付資料

## 写真集

参考資料2-4

写真 - 1

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T1

内 容 : 調査面の状況

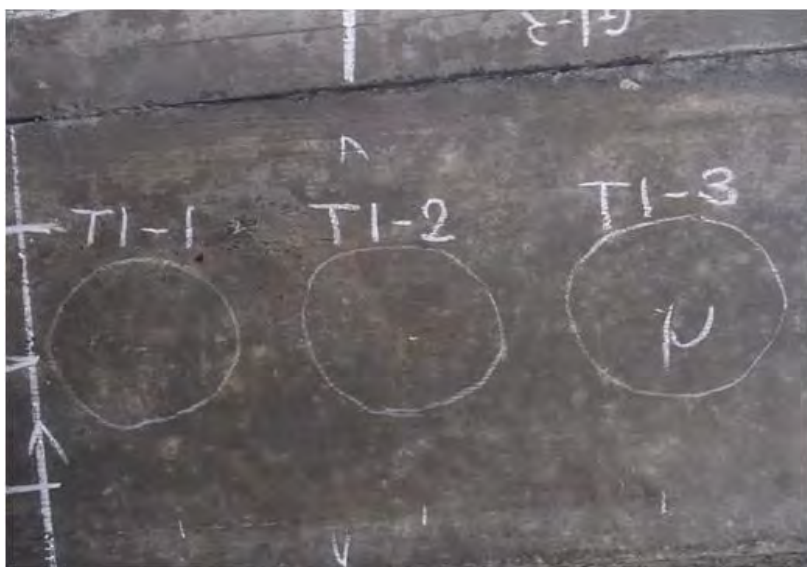


写真 - 2

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T1-1

内 容 : 調査面の状況



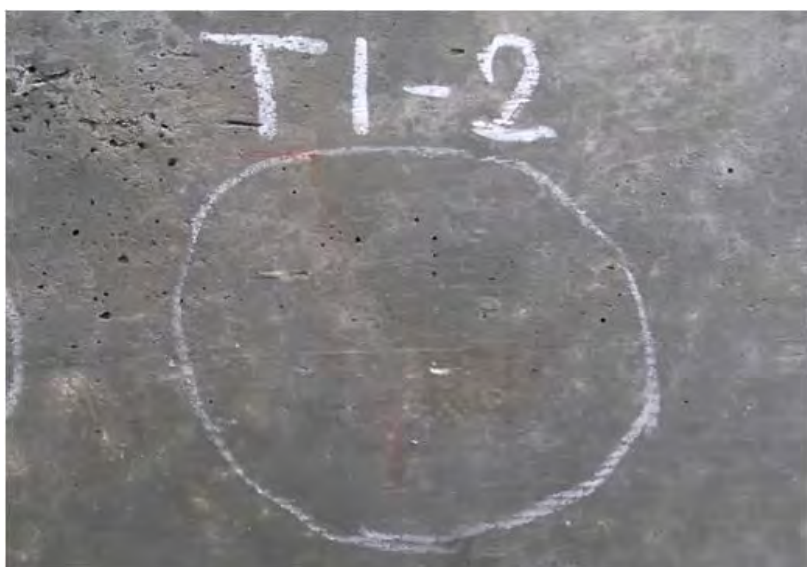
写真 - 3

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T1-2

内 容 : 調査面の状況



参考資料2-4

写真 - 4

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T1-3

内 容 : 調査面の状況

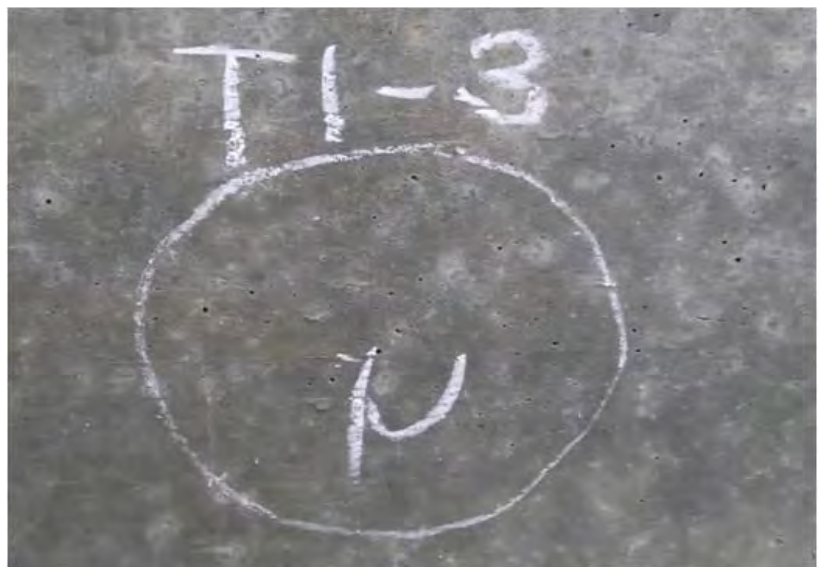


写真 - 5

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T1

内 容 : 透気係数測定状況



写真 - 6

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T1

内 容 : 透気係数測定状況(接写)





参考資料2-4

写真 - 7

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T1

内 容 : 電気抵抗率測定状況



写真 - 8

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T2

内 容 : 調査面の状況



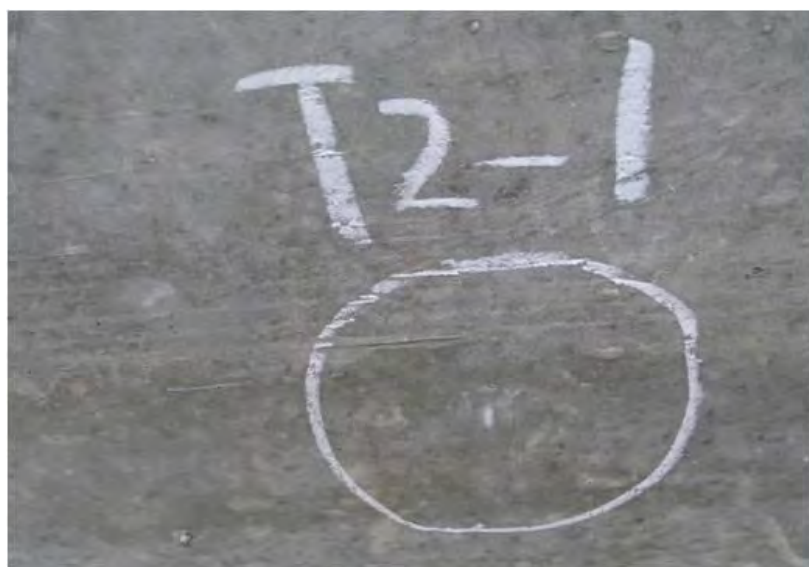
写真 - 9

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T2-1

内 容 : 調査面の状況



参考資料2-4

写真 - 10

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T2-2

内 容 : 調査面の状況

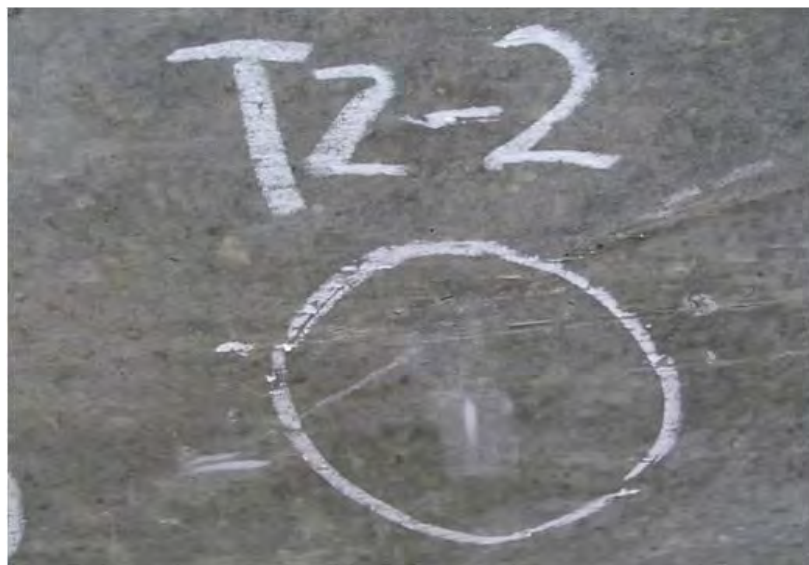


写真 - 11

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T2-3

内 容 : 調査面の状況

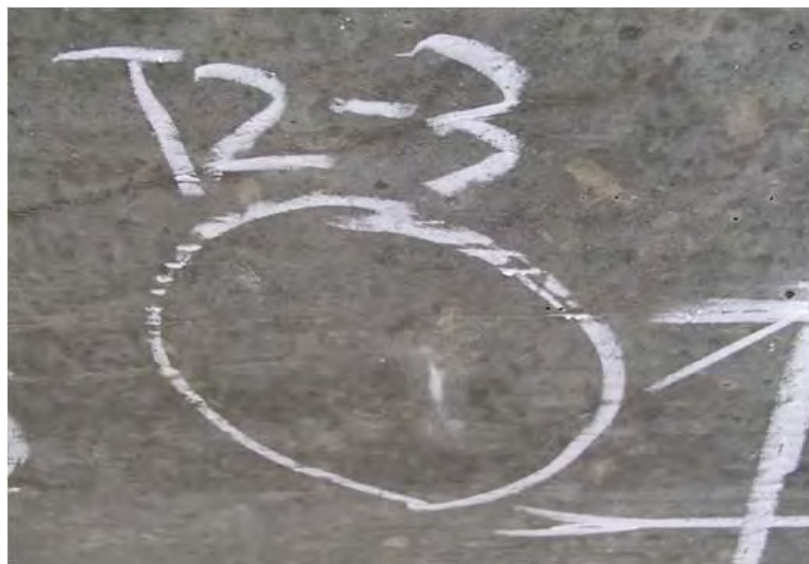


写真 - 12

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T2

内 容 : 透気係数測定状況



参考資料2-4

写真 - 13

件名：十郷橋共同研究

調査項目：表面透気係数調査

調査記号：T2

内容：透気係数測定状況(接写)



写真 - 14

件名：十郷橋共同研究

調査項目：表面透気係数調査

調査記号：T2

内容：電気抵抗率測定状況



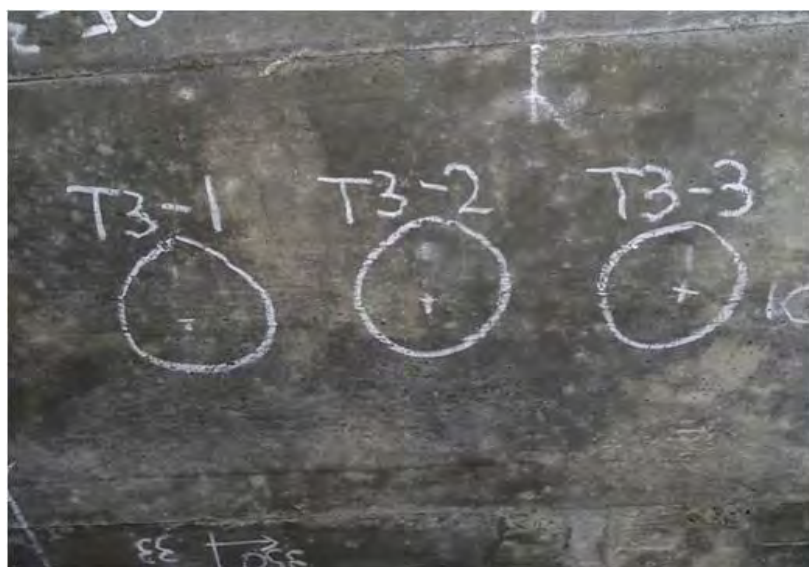
写真 - 15

件名：十郷橋共同研究

調査項目：表面透気係数調査

調査記号：T3

内容：調査面の状況



参考資料2-4

写真 - 16

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T3-1

内 容 : 調査面の状況



写真 - 17

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T3-2

内 容 : 調査面の状況

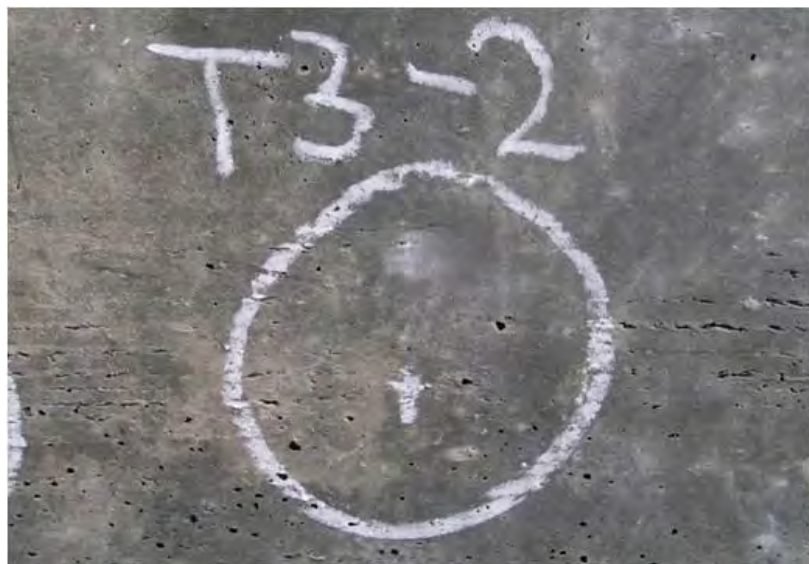


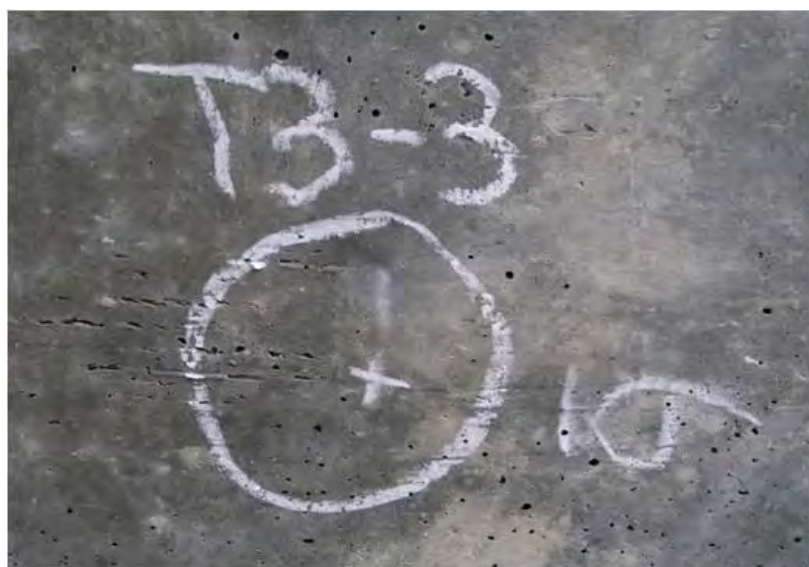
写真 - 18

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T3-3

内 容 : 調査面の状況



参考資料2-4

写真 - 19

件名：十郷橋共同研究

調査項目：表面透気係数調査

調査記号：T3

内容：透気係数測定状況



写真 - 20

件名：十郷橋共同研究

調査項目：表面透気係数調査

調査記号：T3

内容：透気係数測定状況(接写)



写真 - 21

件名：十郷橋共同研究

調査項目：表面透気係数調査

調査記号：T3

内容：電気抵抗率測定状況



参考資料2-4

写真 - 22

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T4

内 容 : 調査面の状況

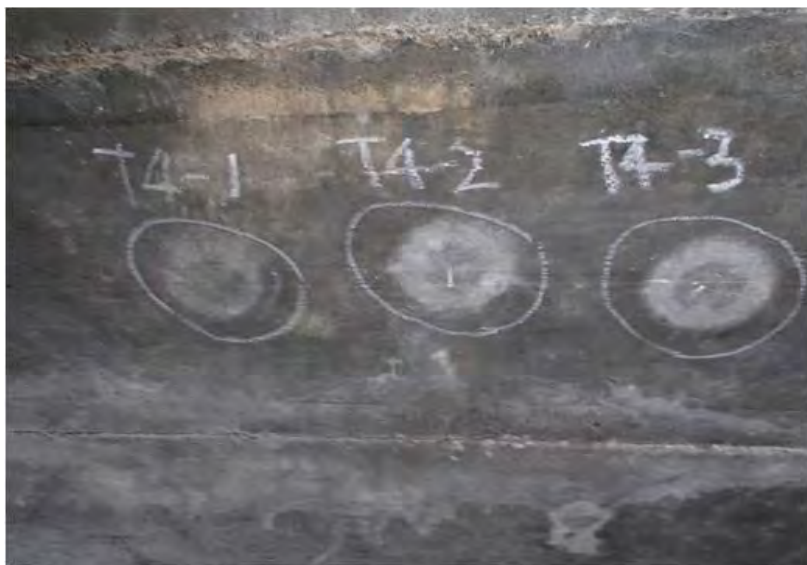


写真 - 23

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T4-1

内 容 : 調査面の状況

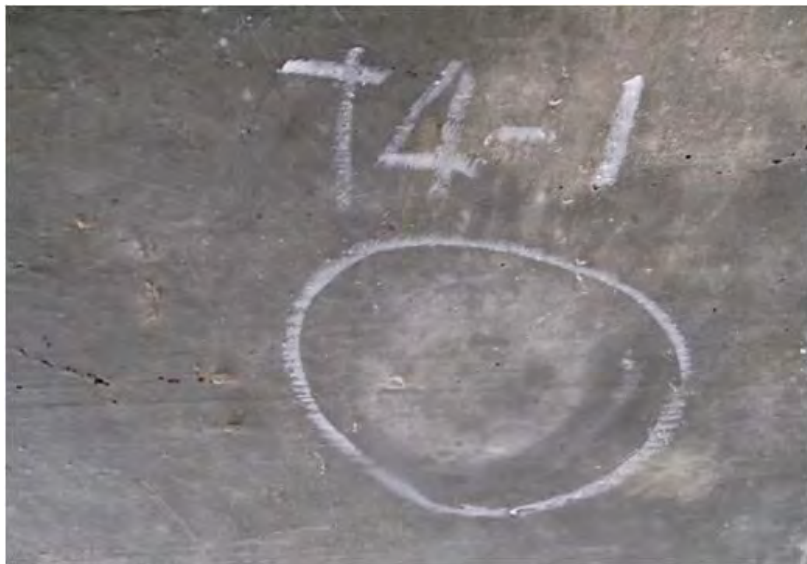


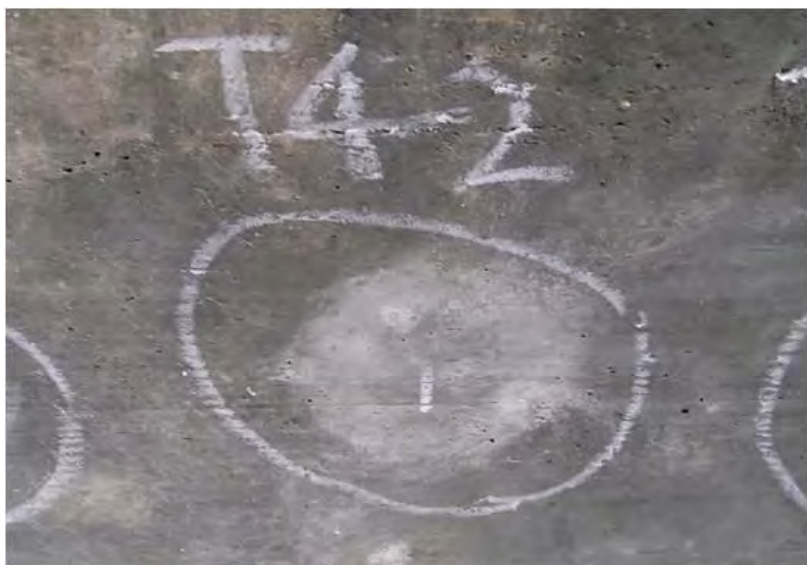
写真 - 24

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T4-2

内 容 : 調査面の状況



参考資料2-4

写真 - 25

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T4-3

内 容 : 調査面の状況

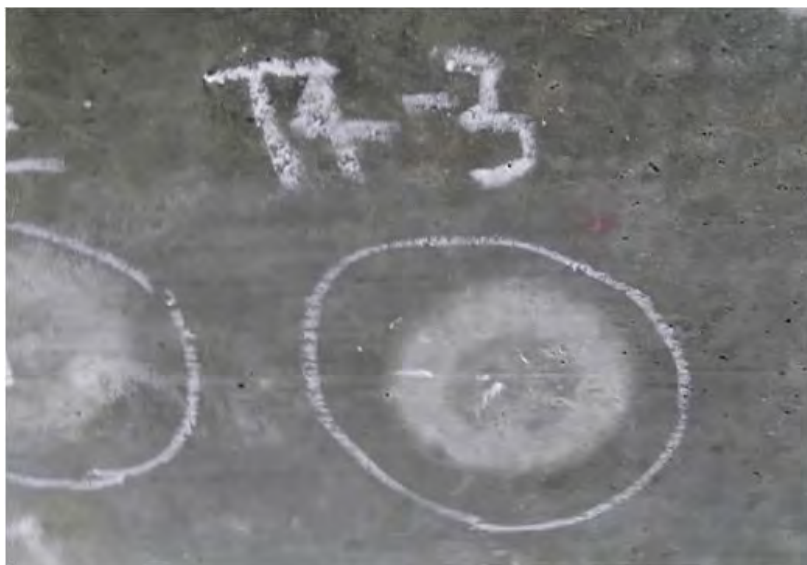


写真 - 26

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T4

内 容 : 透気係数測定状況



写真 - 27

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T4

内 容 : 透気係数測定状況(接写)



参考資料2-4

写真 - 28

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T4

内 容 : 電気抵抗率測定状況



写真 - 29

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T5

内 容 : 調査面の状況

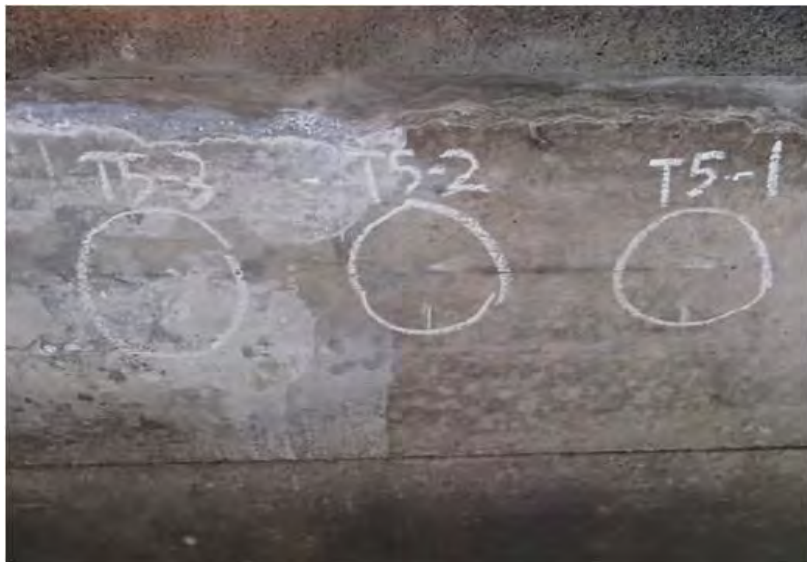


写真 - 30

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T5-1

内 容 : 調査面の状況





参考資料2-4

写真 - 31

件名：十郷橋共同研究

調査項目：表面透気係数調査

調査記号：T5-2

内容：調査面の状況



写真 - 32

件名：十郷橋共同研究

調査項目：表面透気係数調査

調査記号：T5-3

内容：調査面の状況



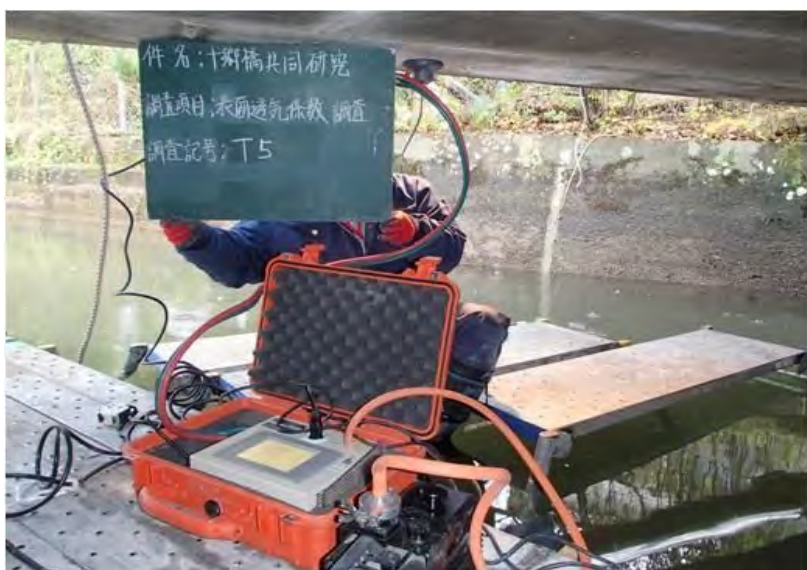
写真 - 33

件名：十郷橋共同研究

調査項目：表面透気係数調査

調査記号：T5

内容：透気係数測定状況



参考資料2-4

写真 - 34

件名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T5

内容 : 透気係数測定状況(接写)



写真 - 35

件名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T5

内容 : 電気抵抗率測定状況



写真 - 36

件名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T6

内容 : 調査面の状況



参考資料2-4

写真 - 37

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T6-1

内 容 : 調査面の状況



写真 - 38

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T6-2

内 容 : 調査面の状況



写真 - 39

件 名 : 十郷橋共同研究

調査項目 : 表面透気係数調査

調査記号 : T6-3

内 容 : 調査面の状況



### 十郷橋のグラウト充填調査結果報告書

#### 1. 目的

十郷橋は、わが国初のポストテンション方式のPC道路橋であり、建設から60年が経過した現在でも、県道として供用されその機能を果たしている歴史的橋梁である。

本橋はポストテンション方式のセグメント工法で架橋されているため、PCグラウトが実施されている。グラウトは、PC鋼材を腐食から保護し、PC鋼材とコンクリートを一体化する役割を担っているため、その充填性を把握することはPC橋の耐久性を確保するうえで重要である。

今回、十郷橋の健全性を評価するとともに、今後の維持管理の資料とすることを目的として、グラウト充填性の調査を実施した。

#### 2. 調査方法

##### 2.1 調査位置

十郷橋では、広帯域超音波法および電磁波レーダ法にてグラウト充填状況の調査を行った。十郷橋のグラウト充填調査箇所を図-1に示す。広帯域超音波法によるグラウト充填調査は、図-1のハッチング箇所を実施し、電磁波レーダ法によるグラウト充填調査は、全ての桁の1ブロック目および3ブロック目で実施した。

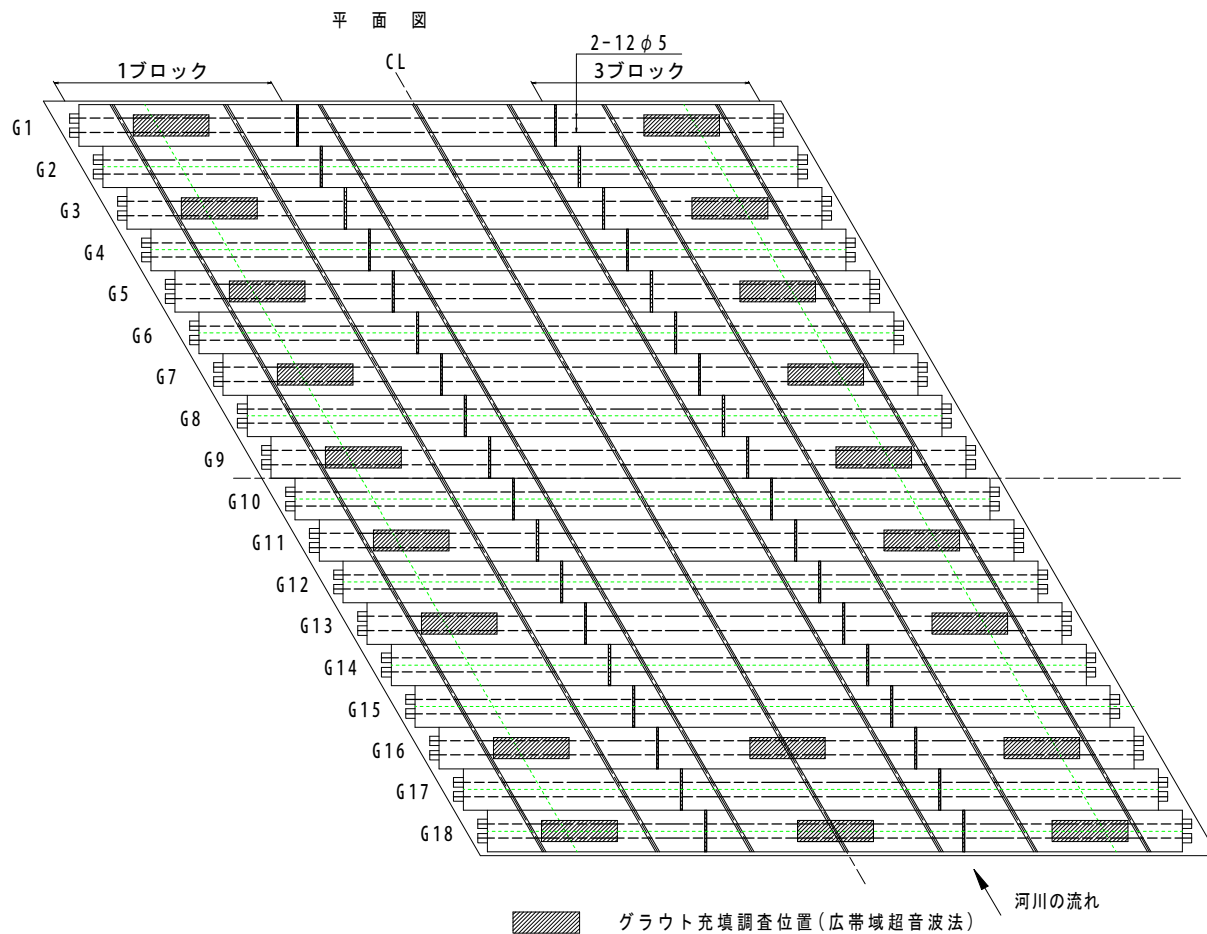


図-1 グラウト充填調査位置図

## 2.2 調査方法の概要

### (1) 広帯域超音波法

広帯域超音波法は、PC 鋼材位置に沿ってコンクリート表面に一对の探触子を配置し、広帯域超音波を発受信して計測を行う。超音波は図-2 に示すように、空洞があるとそこでほぼ全反射し大きな反射波が発生するが、密実であると超音波の反射率が低いため、反射波は小さくなる。この特性を利用してコンクリート内部のグラウト充填・充填不良の判定を行う。

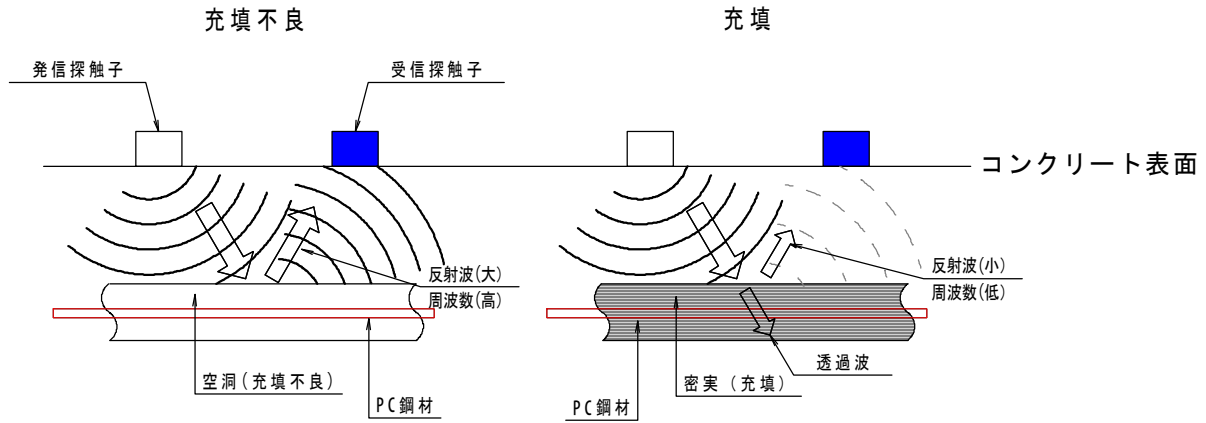


図-2 広帯域超音波の原理

### (2) 電磁波レーダ法

電磁波レーダ法は、コンクリート表面上に電磁波レーダを走査して計測する。電磁波レーダによる波形は図-3 に示すように、PC 鋼材位置において空洞があると反射波形が左側に振れ、密実であれば右側に振れる。この振れ方の違いによりコンクリート内部のグラウト充填・充填不良の判定を行う。

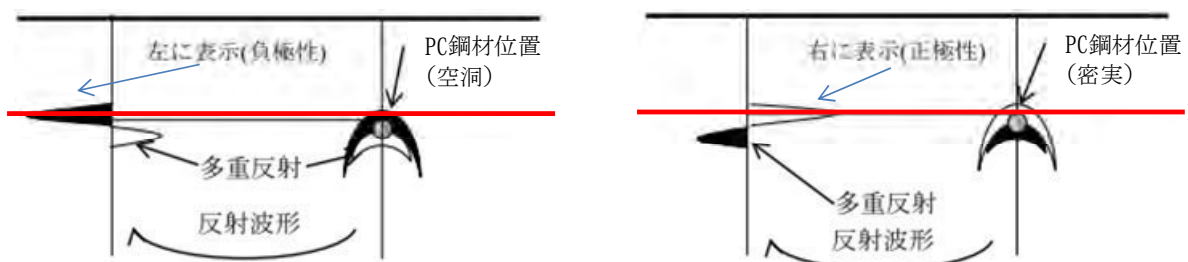


図-3 電磁波レーダ反射波形例

3. グラウト充填調査結果

グラウト充填調査結果の一覧を表-1に示す。

表-1 グラウト充填調査結果の一覧

調査箇所		グラウト充填調査結果			調査箇所		グラウト充填調査結果		
		広帯域超音波法	電磁波レーダ法	総合判定			広帯域超音波法	電磁波レーダ法	総合判定
G1-1	C1	○	○	○	G10-1	C1	-	○	○
G1-3		○	○	○	G10-3		-	○	○
G1-1	C2	○	○	○	G10-1	C2	-	○	○
G1-3		○	○	○	G10-3		-	○	○
G2-1	C1	-	○	○	G11-1	C1	○	○	○
G2-3		-	○	○	G11-3		○	○	○
G2-1	C2	-	○	○	G11-1	C2	○	○	○
G2-3		-	○	○	G11-3		△	○	○
G3-1	C1	○	○	○	G12-1	C1	-	○	○
G3-3		○	○	○	G12-3		-	○	○
G3-1	C2	○	○	○	G12-1	C2	-	○	○
G3-3		△	○	○	G12-3		-	○	○
G4-1	C1	-	○	○	G13-1	C1	○	○	○
G4-3		-	○	○	G13-3		○	○	○
G4-1	C2	-	○	○	G13-1	C2	△	○	○
G4-3		-	○	○	G13-3		○	○	○
G5-1	C1	△	○	○	G14-1	C1	-	○	○
G5-3		○	○	○	G14-3		-	○	○
G5-1	C2	△	○	○	G14-1	C2	-	○	○
G5-3		○	○	○	G14-3		-	○	○
G6-1	C1	-	○	○	G15-1	C1	-	○	○
G6-3		-	○	○	G15-3		-	○	○
G6-1	C2	-	○	○	G15-1	C2	-	○	○
G6-3		-	○	○	G15-3		-	○	○
G7-1	C1	○	○	○	G16-1	C1	△	○	○
G7-3		○	○	○	G16-3		○	○	○
G7-1	C2	○	○	○	G16-1	C2	○	○	○
G7-3		○	○	○	G16-3		○	○	○
G8-1	C1	-	○	○	G17-1	C1	-	○	○
G8-3		-	○	○	G17-3		-	○	○
G8-1	C2	-	○	○	G17-1	C2	-	○	○
G8-3		-	○	○	G17-3		-	○	○
G9-1	C1	○	○	○	G18-1	C1	△	○	○
G9-3		○	○	○	G18-3		○	○	○
G9-1	C2	△	○	○	G18-1	C2	○	○	○
G9-3		○	○	○	G18-3		△	○	○

判定 ○：充填、△：明確に充填とならない、×：充填不良

参考資料2-5

表-1 より、広帯域超音波法を用いたグラウト充填調査では、36 箇所中 27 箇所で○判定（充填）、9 箇所で△判定（明確に充填とならない）の結果となった。図-4 に○判定、図-5 に△判定となった波形データの一例を示す。

波形データ図は、X 軸が周波数、Y 軸がスペクトル強度、Z 軸がコンクリートの深さ方向を示している。判定は、PC 鋼材位置付近において 40kHz 付近以下に強度のピークが生じていれば○判定、80kHz 付近にピークが生じていれば×判定（充填不良）、両方にピークが生じていれば△判定となる。

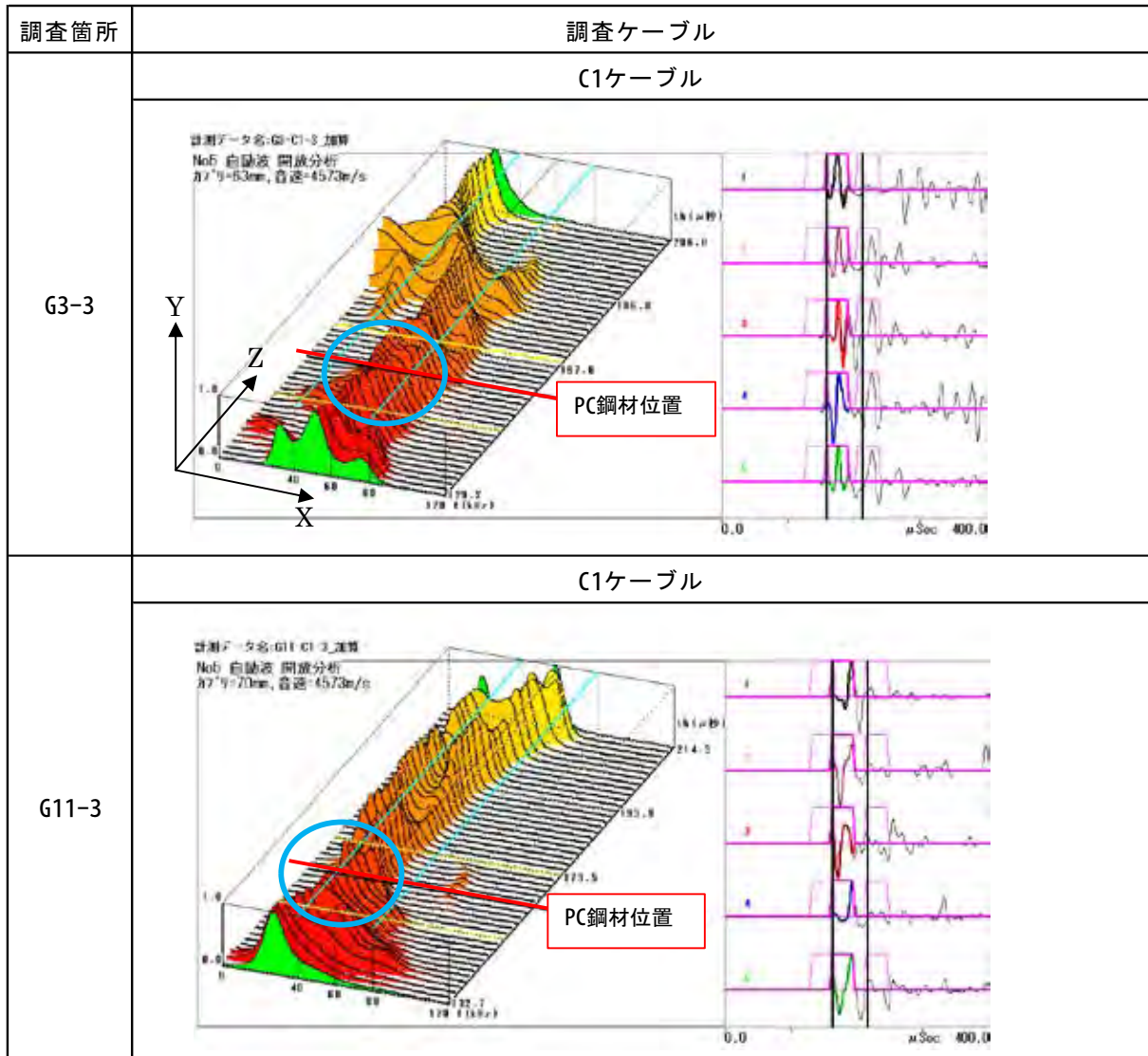


図-4 広帯域超音波法を用いたグラウト充填調査波形データ例(充填)

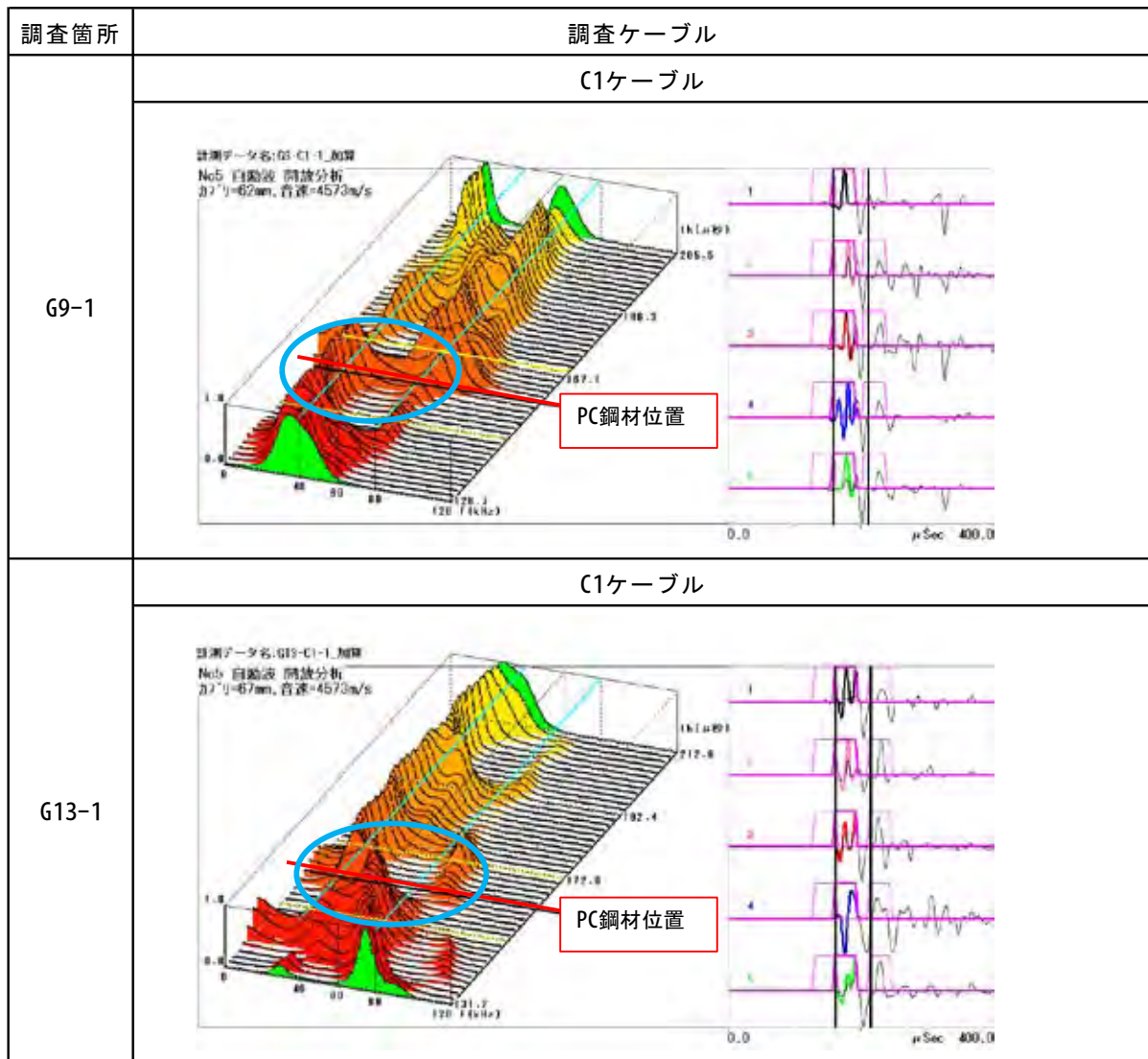


図-5 広帯域超音波法を用いたグラウト充填調査波形データ例(充填不良の可能性あり)

電磁波レーダ法によるグラウト充填調査では、調査箇所全てにおいて PC 鋼材位置で空洞が確認されなかったため、○判定（充填）の結果となった。図-6～8 に広帯域超音波法で△判定（明確に充填とならない）であった 9 箇所の電磁波レーダの測定結果を示す。



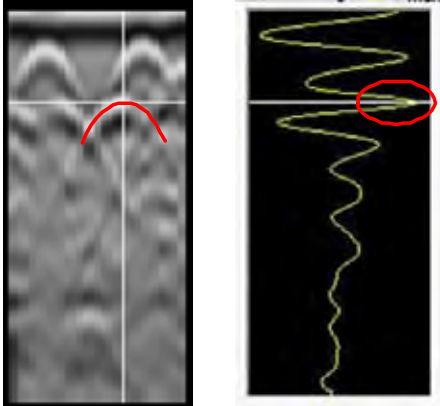
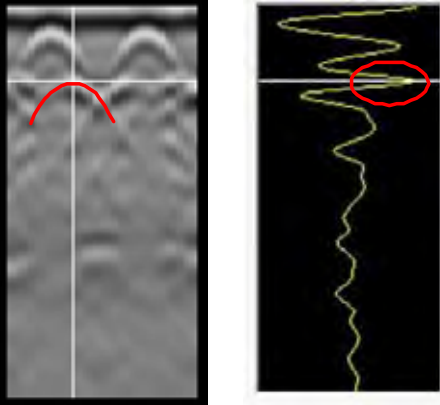
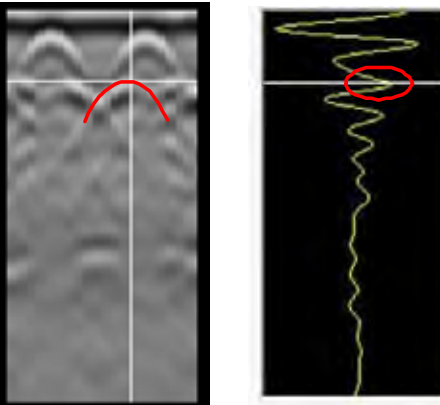
調査箇所	調査ケーブル
G3-3	C2ケーブル
	
G5-1	C1ケーブル
	
G5-1	C2ケーブル
	

図-6 電磁波レーダ測定結果

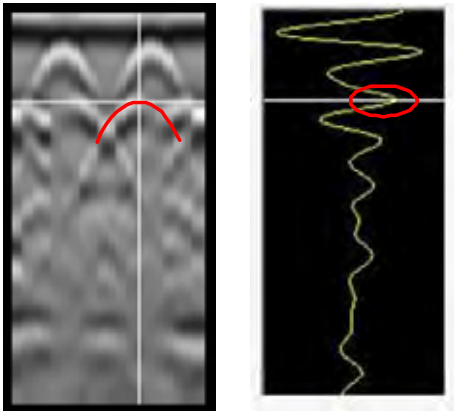
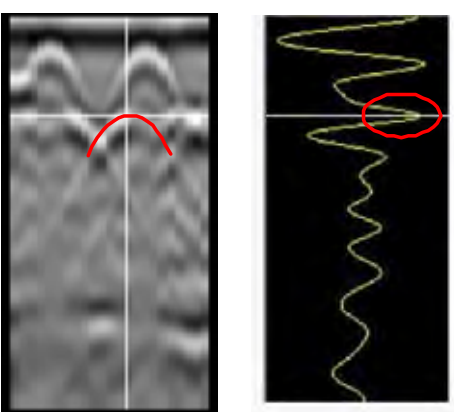
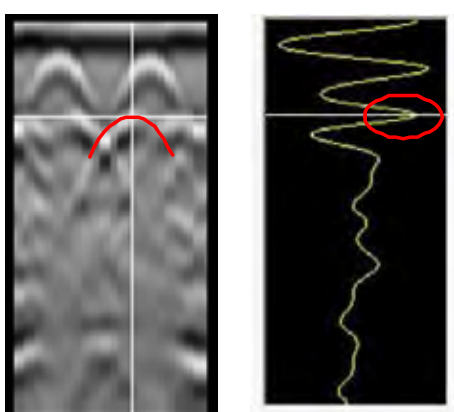
調査箇所	調査ケーブル
G9-1	C2ケーブル
	
G11-3	C2ケーブル
	
G13-1	C2ケーブル
	

図-7 電磁波レーダ測定結果

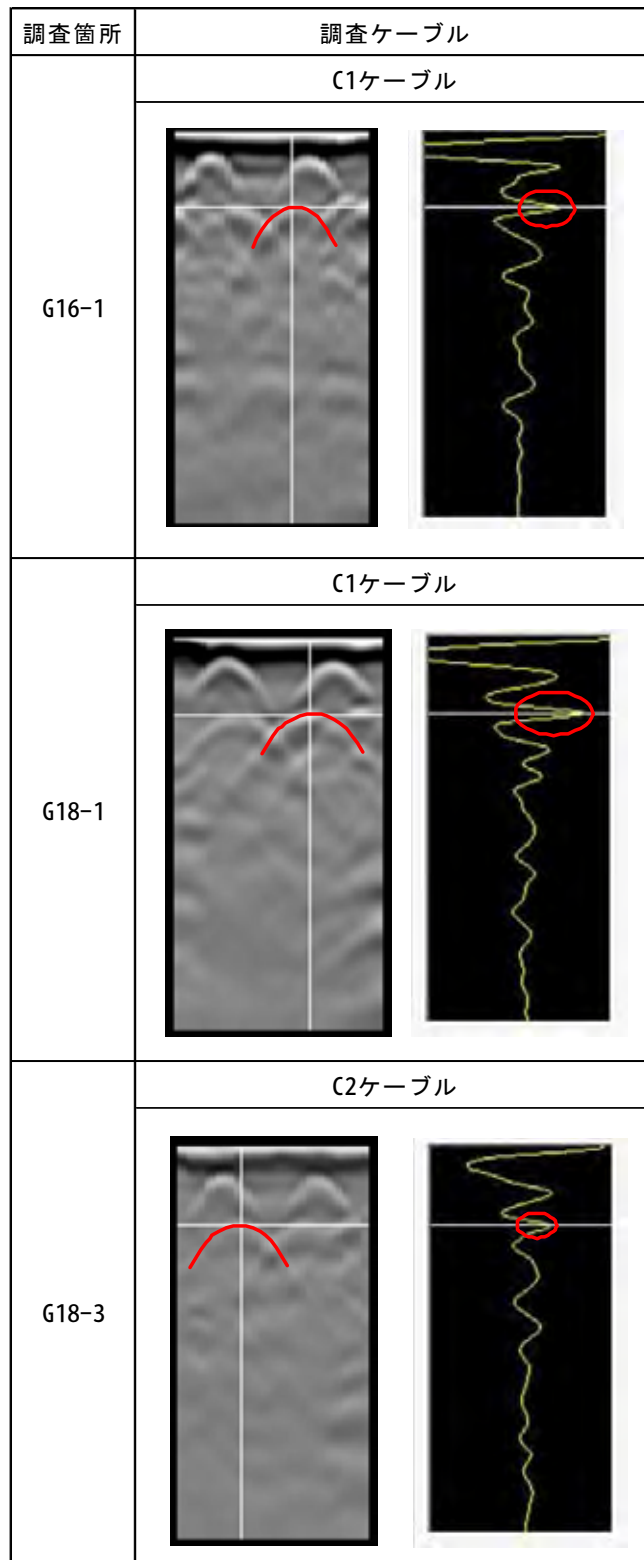


図-8 電磁波レーダ測定結果

#### 4. まとめ

十郷橋で実施した広帯域超音波法および電磁波レーダ法によるグラウト充填調査結果より、十郷橋のグラウト充填状況は良好な結果であった。

# 十 郷 橋

## 復元設計計算書

平成 25年 7月

## 目 次

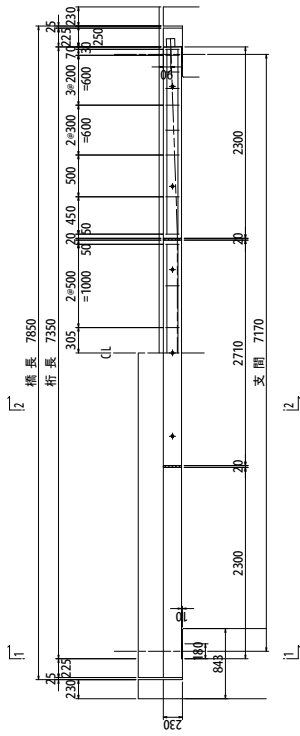
復元設計 比較集計表	144
十郷橋 構造一般図	145
十郷橋 主桁構造図	146
 上部工設計計算書	
第1章 設計条件	147
1.1 設計条件	147
1.2 材料強度及び許容応力度	149
1.3 設計定数	150
1.4 参考文献	150
1.5 形状寸法	151
 第2章 断面力の計算	 154
2.1 入力データ及び荷重	154
2.2 影響線及び荷重分配	157
2.3 主桁の断面力	161
2.4 設計主桁の各点断面力	169
2.5 横桁の断面力	171
 第3章 主桁の設計	 175
3.1 主桁形状及び鋼材配置	175
3.2 断面諸定数の計算	178
3.3 曲げ応力度の計算	179
3.4 プレストレスの計算	180
3.5 合成応力度の計算	181
3.6 引張鉄筋の計算	182
3.7 PC鋼材の最大応力度の検討	183
3.8 曲げ破壊安全度の検討	184
3.9 せん断応力度及び斜引張応力度の検討	186
3.10 たわみの計算	194

十郷橋（当初・復元）設計 比較集計表

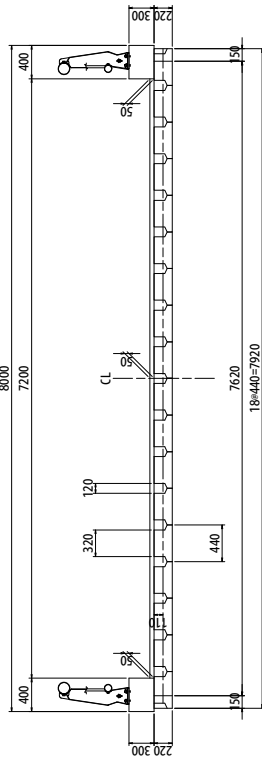
設計条件	元設計	現行基準復元設計
主桁コンクリート強度	375 kg/cm <sup>2</sup> (36.75 N/mm <sup>2</sup> )	45.9 N/mm <sup>2</sup> (測定最小値)
荷重強度		
活荷重 主載荷	14t (14t三輪車 1台)	T-8 (8t 2台)
衝撃係数	考慮せず	1.35
地覆荷重	考慮せず	2.94 kN/m
高欄荷重	考慮せず	0.6 kN/m (2.0 kN/mまで0.K.)

十鄉橋構造一般図

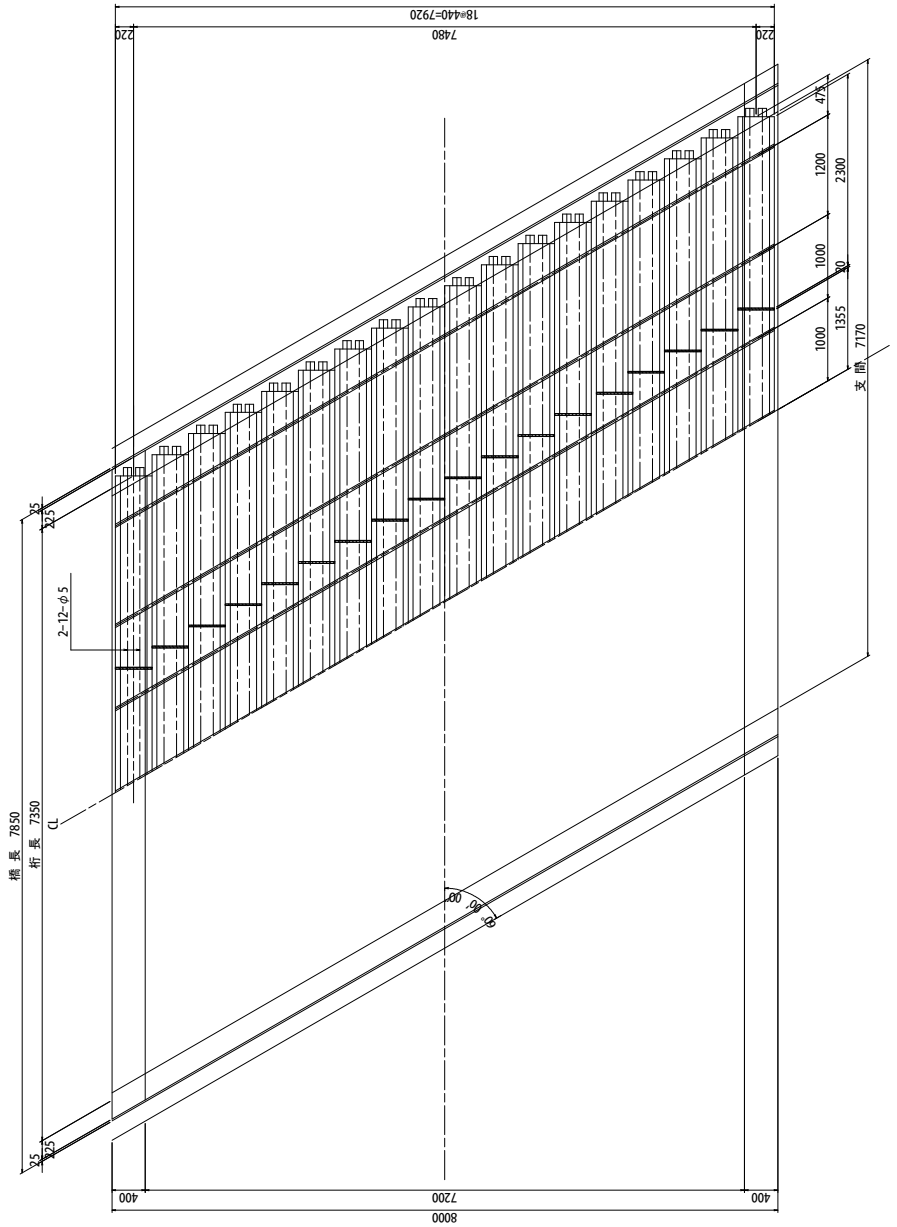
側面図  $S = 1/30$



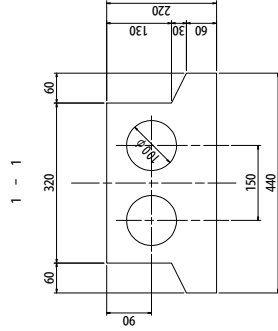
横断面図  $S = 1/30$



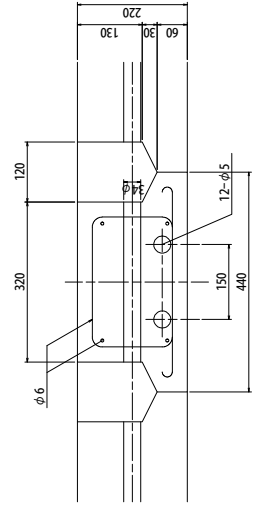
平面図  $S = 1/30$



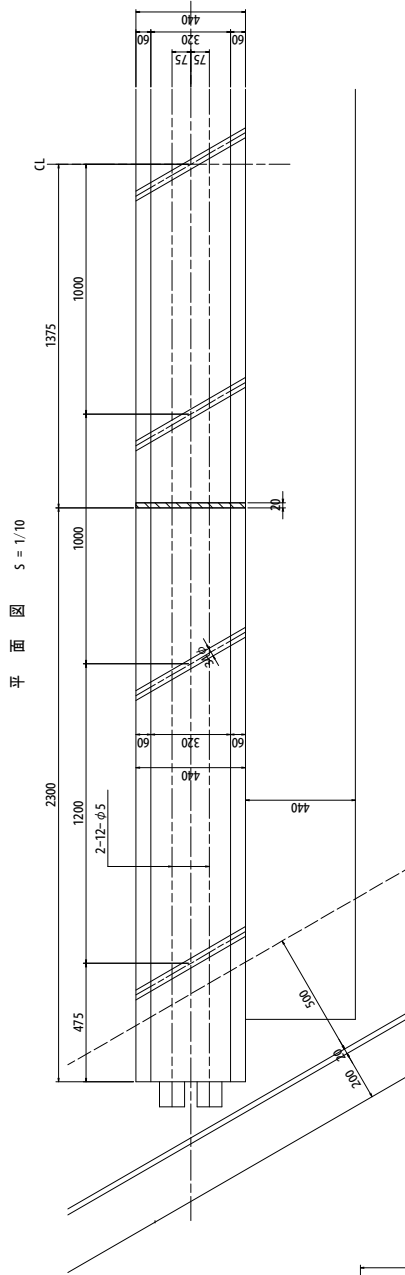
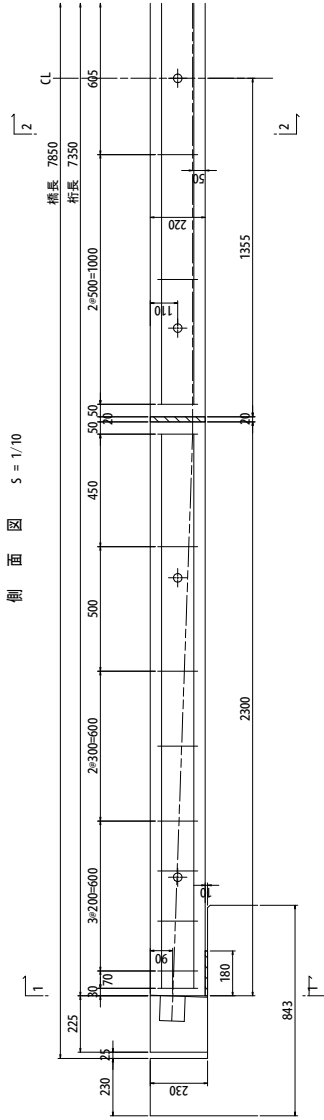
桁断面図  $S = 1/5$



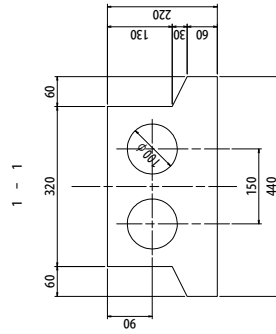
2-2



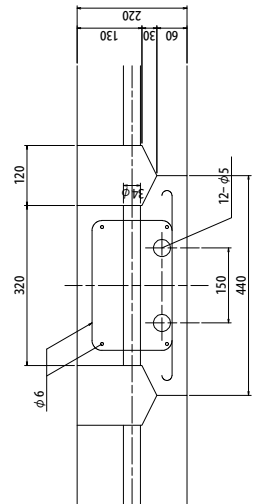
十郷橋 主桁構造図



桁断面図  $S = 1/5$



2 - 2





## 参考資料2-6

### 第1章 設計条件

#### 1.1 設計条件

##### 1) 設計条件

橋種	:	プレストレストコンクリート道路橋
構造形式	:	ポストテンション方式PC単純床版橋(セグメント工法)
橋長	:	7.850 m
計画交通量	:	大型車 1日 1方向 1000台未満

##### 【設計条件一覧表】

	桁長 (m)	支間長 (m)	桁がかり長 (m)		鉛直バネ定数 (kN/cm)	
			左支点	右支点	左支点	右支点
G1	7.350	7.170	0.090	0.090	固定	固定
G18	7.350	7.170				

橋台、橋脚	全幅員 (m)	主桁間隔 (m)	斜角
左橋台	8.000	0.440	右 60° 0' 0"
右橋台	8.000	0.440	右 60° 0' 0"

## 参考資料2-6

### 2) 荷重条件

#### (1) 単位重量

鉄筋コンクリート	:	24.5	kN/m <sup>3</sup>
無筋コンクリート	:	23.0	kN/m <sup>3</sup>
アスファルト舗装	:	22.5	kN/m <sup>3</sup>

#### (2) 活荷重

自動車荷重 : TL- 8.0  
床版設計の輪荷重 = 32.000 kN

群集荷重 : 床版の設計 = 5.000 kN/m<sup>2</sup>  
: 主桁・横桁の設計 = 3.500 kN/m<sup>2</sup>

(3) 雪荷重 : 0.000 kN/m<sup>2</sup>

#### (4) 橋面荷重

荷重種別			
地覆自重	左側	kN/m	2.940
	右側		2.940
高欄自重	左側	kN/m	0.600
	右側		0.600
歩道自重	左側	kN/m <sup>2</sup>	0.000
	右側		0.000
防護柵自重	左側	kN/m	0.000
	右側		0.000
縁石自重	左側	kN/m	0.000
	右側		0.000
張出床版	左側	kN/m	0.000
	右側		0.000
車道舗装自重	左側	kN/m <sup>2</sup>	1.125
	右側		1.125
中央分離帯自重		kN/m <sup>2</sup>	0.000

## 参考資料2-6

### 1. 2 材料強度及び許容応力度

#### 1) コンクリート (N/mm<sup>2</sup>)

項目	主桁	場所打ち
設計基準強度	45.90	24.00
プレストレス導入時の圧縮強度	34.00	20.00
許容曲げ圧縮応力度	プレストレス導入直後	12.00
	設計荷重時	10.00
	横桁設計用	-----
許容曲げ引張応力度	プレストレス導入直後	0.00
	全死荷重時	0.00
	設計荷重時	0.00
	横桁設計用	-----
平均せん断応力度	設計荷重時	-----
	終局荷重時	-----
	// ねじり+せん断	-----
許容斜引張応力度	死荷重時	-----
	// ねじり+せん断	-----
許容斜引張応力度	設計荷重時	-----
	// ねじり+せん断	-----
衝突荷重組み合わせ	RC床版	12.00
許容押し抜きせん断応力度	1.32	-----
セグメント継目部	導入直後	-----
	設計荷重時	-----
	過載荷重時	-----

#### 2) PC鋼材(N/mm<sup>2</sup>)

項目	主桁	横桁
PC鋼材種類	12W5	12W5
PC鋼材材質	SWPR1	SWPR1
引張強度	1600.0	1600.0
降伏点応力度	1400.0	1400.0
許容引張応力度	緊張作業時	1260.0
	プレストレス導入直後	1120.0
	設計荷重時	960.0

#### 3) 鉄筋(N/mm<sup>2</sup>)

項目	主桁	床版	横桁
鉄筋材質	SD295A	SD295A	SD295A
降伏点応力度	295.0	295.0	295.0
許容引張応力度	死荷重時	100.0	-----
	設計荷重時	140.0	180.0
	衝突荷重時	-----	270.0

## 参考資料2-6

### 1.3 設計定数

#### 1) コンクリート

項目			主桁	場所打ち
ヤング係数	設計荷重時	N/mm <sup>2</sup>	3.22×10 <sup>4</sup>	2.50×10 <sup>4</sup>
	プレストレス導入直後	N/mm <sup>2</sup>	2.92×10 <sup>4</sup>	2.30×10 <sup>4</sup>
クリープ係数	t=0～∞	-	2.60	2.60
たわみ計算用	プレ導入時～	-	0.00	-----
	場所打ち打設～	-	0.00	-----
	橋面荷重載荷～	-	0.00	-----
乾燥収縮度	t=0～∞	-	20.00×10 <sup>-5</sup>	20.00×10 <sup>-5</sup>
単位重量		kN/m <sup>3</sup>	24.50	23.00

#### 2) PC鋼材

項目			主桁	横桁
ヤング係数			2.0×10 <sup>5</sup>	2.0×10 <sup>5</sup>
セット量	mm		4.0	4.0
リラクセーション	%		5.00	5.00
摩擦係数 " (鋼材角変化)	1/m		0.004	0.004
	1/rad		0.300	0.000
断面積	mm <sup>2</sup>		235,680	235,680
単位重量	kg/m		1.848	1.848
シース径	mm		35.0	35.0
定着具による減少率	%		0.0	3.0

### 1.4 参考文献

道路橋示方書・同解説 共通編	(社)日本道路協会	平成24年 4月
" コンクリート橋編	(社)日本道路協会	平成24年 4月
" 耐震設計編	(社)日本道路協会	平成24年 4月
設計要領 第二集	東日本高速道路(株) 中日本高速道路(株) 西日本高速道路(株)	平成18年 4月
コンクリート道路橋設計便覧	(社)日本道路協会	平成 6年 2月
コンクリート道路橋施工便覧	(社)日本道路協会	平成10年 1月
コンクリート標準示方書	(社)土木学会	
プレストレストコンクリート工法設計施工指針	(社)土木学会	
道路橋支承便覧	(社)日本道路協会	平成16年 4月
土木構造物標準設計第13～16巻の手引き (ポストテンション方式PC単純Tげた橋)	(社)全日本建設技術協会	平成 6年 9月
プレキャストブロック工法による プレストレストコンクリート道路橋 設計・施工指針(案)	共同研究報告書 建設省土木研究所 構造橋梁部橋梁研究室	平成 7年12月
プレストレストコンクリート道路橋 ポストテンション方式プレキャストブロック工法	(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会	
中空床版橋設計図集		平成 7年 3月

## 参考資料2-6

### 1.5 形状寸法

#### 1) 主桁寸法

断面形状 : 「主桁の設計」を参照  
桁高 : 桁高変化なし  
220.00 ~ 220.00 mm

#### 【セグメント長(m)】

主桁	SEG1	SEG2	SEG3
G 1	2.310	2.730	2.310
G 2	2.310	2.730	2.310
G 3	2.310	2.730	2.310
G 4	2.310	2.730	2.310
G 5	2.310	2.730	2.310
G 6	2.310	2.730	2.310
G 7	2.310	2.730	2.310
G 8	2.310	2.730	2.310
G 9	2.310	2.730	2.310
G 10	2.310	2.730	2.310
G 11	2.310	2.730	2.310
G 12	2.310	2.730	2.310
G 13	2.310	2.730	2.310
G 14	2.310	2.730	2.310
G 15	2.310	2.730	2.310
G 16	2.310	2.730	2.310
G 17	2.310	2.730	2.310
G 18	2.310	2.730	2.310

参考資料2-6

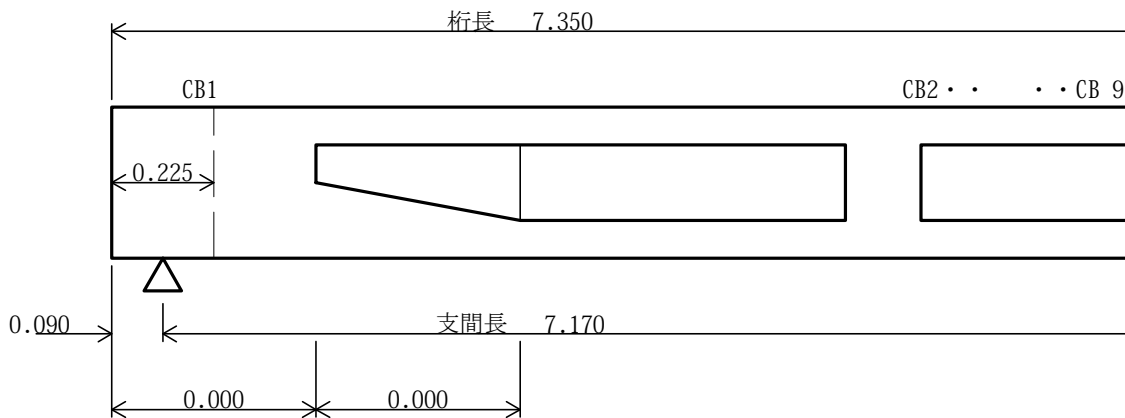
2)横桁寸法

(m)

	G1横桁位置	G18横桁位置	横桁厚
CB1	0.090	0.090	0.225
CB2	0.475	0.475	0.500
CB3	1.675	1.675	0.500
CB4	2.675	2.675	0.500
CB5	3.675	3.675	0.500
CB6	4.675	4.675	0.500
CB7	5.675	5.675	0.500
CB8	6.875	6.875	0.500
CB9	7.260	7.260	0.225

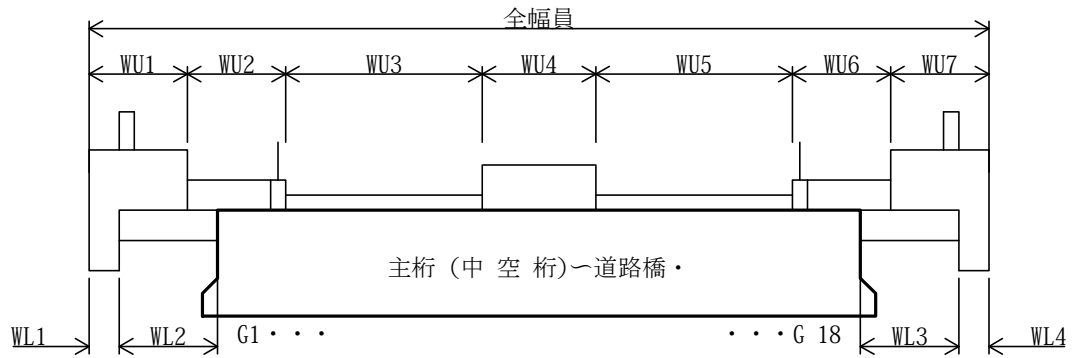
注1：厚さは橋軸方向(主桁と平行)での寸法

【側面図, 単位:m】 注:CBiは横桁番号を表す。(CB1, 9は支点横桁)



参考資料2-6

【断面図，単位:m】 注:Giは主桁番号を表す。(G1, 18は左右の外桁)



	全幅員	WU1	WU2	WU3	WU4	WU5	WU6	WU7
左橋台	8.000	0.400	0.000	7.200	0.000	0.000	0.000	0.400
右橋台	8.000	0.400	0.000	7.200	0.000	0.000	0.000	0.400

	主桁間隔	WL1	WL2	WL3	WL4
左橋台	0.440	0.100	0.000	0.000	0.100
右橋台	0.440	0.100	0.000	0.000	0.100

## 参考資料2-6

### 第2章 断面力の計算

#### 2.1 入力データ及び荷重

##### 1) 荷重分配に関する諸数値

項目	記号	単位	
橋の抵抗幅	2B	m	7.920
支間長	L	m	7.170
主桁間隔	qL	m	0.440
横桁間隔	qt	m	0.896
主桁の断面二次モーメント	IL/qL	cm <sup>4</sup> /m	88550.1
横桁の断面二次モーメント	It/qt	cm <sup>4</sup> /m	34133.3
主桁のねじり剛性	JL/qL	cm <sup>4</sup> /m	245789.0
横桁のねじり剛性	Jt/qt	cm <sup>4</sup> /m	121172.9
主桁コンクリートのヤング係数	EL	×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	3.218
横桁コンクリートのヤング係数	Et	×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	2.500
主桁コンクリートのせん断弾性係数	GL	×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	1.399
横桁コンクリートのせん断弾性係数	Gt	×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	1.087
曲げ剛性係数	$\theta$		0.74660
ねじり剛性係数	$\alpha$		1.00000

##### 2) 荷重データ

###### (1) 主桁自重(主桁1本当たり)

			荷重強度
・ 支間中央部	中	桁	1.990 kN/m
	外	桁	1.990 kN/m
・ 拡幅変化開始部	中	桁	1.990 kN/m
	外	桁	1.990 kN/m
・ 拡幅変化終了部	中	桁	1.990 kN/m
	外	桁	1.990 kN/m
・ 拡幅区間部	中	桁	1.990 kN/m
	外	桁	1.990 kN/m
・ 桁掛かり部	中	桁	0.175 kN
	外	桁	0.175 kN
・ 中間横桁			0.000 kN

###### (2) 場所打ちコンクリート(主桁1本当たり)

			荷重強度
・ 場所打ち床版	中	桁	0.400 kN/m
	外	桁	0.200 kN/m
・ 支点横桁	中	桁	0.000 kN
	外	桁	0.000 kN



参考資料2-6

(3)橋面荷重

荷重種別		荷重強度	載荷位置	
			左桁端側	右桁端側
地覆自重	左側	2.940 kN/m	0.200 m	0.200 m
	右側	2.940 kN/m	0.200 m	0.200 m
高欄自重	左側	0.600 kN/m	0.200 m	0.200 m
	右側	0.600 kN/m	0.200 m	0.200 m
歩道自重	左側	0.000 kN/m <sup>2</sup>		
	右側	0.000 kN/m <sup>2</sup>		
防護柵自重	左側	0.000 kN/m	m	m
	右側	0.000 kN/m	m	m
縁石自重	左側	0.000 kN/m	m	m
	右側	0.000 kN/m	m	m
張出床版自重	左側	0.000 kN/m	m	m
	右側	0.000 kN/m	m	m
車道舗装自重	左側	1.125 kN/m <sup>2</sup>		
	右側	1.125 kN/m <sup>2</sup>		
中央分離帯自重		0.000 kN/m <sup>2</sup>		

注1：添架物以外の載荷位置は左右の地覆外側からの主桁直角方向の距離

注2：添架物の載荷位置は左地覆端からの橋台橋脚方向の距離

## 参考資料2-6

### (4)活荷重

・自動車荷重 : TL- 8.000(T荷重)

橋軸直角方向の最大載荷台数 2 台

前輪荷重 8.000 kN

後輪荷重 32.000 kN

衝撃係数  $i = 20 / ( 50 + \text{支間長}L )$

支間長 L (m)	7.170
計画交通量による割増係数	1.000
衝撃係数 : T荷重用	0.350

・群集荷重 3.500 kN/m<sup>2</sup>

### (5)雪荷重

・荷重強度 0.000 kN/m<sup>2</sup>

### 3)終局荷重作用時の断面力

終局荷重作用時の断面力は、次の荷重の組合せケースを計算する。

ケース1 : 1.3 ( 死荷重 ) + 2.5 ( 活荷重 + 衝撃 )  
ケース2 : 1.0 ( 死荷重 ) + 2.5 ( 活荷重 + 衝撃 )  
ケース3 : 1.7 ( 死荷重 + 活荷重 + 衝撃 )

## 参考資料2-6

### 2.2 影響線及び荷重分配

#### 1) 主桁の影響線縦距

載荷点/主桁番号	G1	G2	G3	G4	G5
-4B/4	2.9292	2.5348	2.1678	1.8367	1.5444
-3B/4	2.2097	2.1077	1.9731	1.7940	1.5947
-2B/4	1.5560	1.5793	1.5986	1.6020	1.5677
-1B/4	1.0527	1.1110	1.1751	1.2437	1.3107
0.0	0.6976	0.7563	0.8231	0.9001	0.9873
1B/4	0.4613	0.5104	0.5668	0.6337	0.7130
2B/4	0.3117	0.3505	0.3953	0.4492	0.5146
3B/4	0.2199	0.2507	0.2864	0.3298	0.3833
4B/4	0.1591	0.1841	0.2132	0.2489	0.2935

載荷点/主桁番号	G6	G7	G8	G9	G10
-4B/4	1.2909	1.0739	0.8903	0.7366	0.6090
-3B/4	1.3941	1.2037	1.0298	0.8752	0.7408
-2B/4	1.4756	1.3461	1.2018	1.0570	0.9203
-1B/4	1.3638	1.3828	1.3423	1.2538	1.1425
0.0	1.0818	1.1771	1.2617	1.3173	1.3173
1B/4	0.8055	0.9103	1.0246	1.1425	1.2538
2B/4	0.5935	0.6872	0.7963	0.9203	1.0570
3B/4	0.4491	0.5293	0.6259	0.7408	0.8752
4B/4	0.3491	0.4184	0.5040	0.6090	0.7366

載荷点/主桁番号	G11	G12	G13	G14	G15
-4B/4	0.5040	0.4184	0.3491	0.2935	0.2489
-3B/4	0.6259	0.5293	0.4491	0.3833	0.3298
-2B/4	0.7963	0.6872	0.5935	0.5146	0.4492
-1B/4	1.0246	0.9103	0.8055	0.7130	0.6337
0.0	1.2617	1.1771	1.0818	0.9873	0.9001
1B/4	1.3423	1.3828	1.3638	1.3107	1.2437
2B/4	1.2018	1.3461	1.4756	1.5677	1.6020
3B/4	1.0298	1.2037	1.3941	1.5947	1.7940
4B/4	0.8903	1.0739	1.2909	1.5444	1.8367

載荷点/主桁番号	G16	G17	G18
-4B/4	0.2132	0.1841	0.1591
-3B/4	0.2864	0.2507	0.2199
-2B/4	0.3953	0.3505	0.3117
-1B/4	0.5668	0.5104	0.4613
0.0	0.8231	0.7563	0.6976
1B/4	1.1751	1.1110	1.0527
2B/4	1.5986	1.5793	1.5560
3B/4	1.9731	2.1077	2.2097
4B/4	2.1678	2.5348	2.9292

注：主桁番号G1は左外桁を表す。

#### 2) 中間横桁の影響線縦距

載荷点	
-4B/4	-0.0326
-3B/4	-0.0269
-2B/4	-0.0148
-1B/4	0.0176
0.0	0.1004
1B/4	0.0176
2B/4	-0.0148
3B/4	-0.0269
4B/4	-0.0326

注：影響線縦距は抵抗幅中央の値とする。

参考資料2-6

3)主桁の荷重分配係数

荷重種別/主桁番号		G1	G2	G3	G4	G5
橋面荷重 地覆	左側	0.1563	0.1370	0.1187	0.1017	0.0863
	右側	0.0094	0.0108	0.0125	0.0146	0.0171
高欄	左側	0.1563	0.1370	0.1187	0.1017	0.0863
	右側	0.0094	0.0108	0.0125	0.0146	0.0171
歩道	左側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
防護柵	左側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
縁石	左側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
張出床版	左側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
車道舗装	左側	0.3836	0.3883	0.3933	0.3979	0.4022
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
中央分離帯		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
自動車荷重 T荷重	最大	0.2888	0.2848	0.2811	0.2771	0.2727
	最小	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
群集荷重	最大	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	最小	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
雪荷重		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

荷重種別/主桁番号		G6	G7	G8	G9	G10
橋面荷重 地覆	左側	0.0726	0.0608	0.0507	0.0422	0.0350
	右側	0.0203	0.0242	0.0291	0.0350	0.0422
高欄	左側	0.0726	0.0608	0.0507	0.0422	0.0350
	右側	0.0203	0.0242	0.0291	0.0350	0.0422
歩道	左側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
防護柵	左側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
縁石	左側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
張出床版	左側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
車道舗装	左側	0.4055	0.4083	0.4100	0.4110	0.4110
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
中央分離帯		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
自動車荷重 T荷重	最大	0.2673	0.2606	0.2511	0.2476	0.2476
	最小	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
群集荷重	最大	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	最小	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
雪荷重		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

注：主桁番号G1は左外桁を表す。

参考資料2-6

荷重種別/主桁番号		G11	G12	G13	G14	G15
橋面荷重 地覆	左側	0.0291	0.0242	0.0203	0.0171	0.0146
	右側	0.0507	0.0608	0.0726	0.0863	0.1017
高欄	左側	0.0291	0.0242	0.0203	0.0171	0.0146
	右側	0.0507	0.0608	0.0726	0.0863	0.1017
歩道	左側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
防護柵	左側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
縁石	左側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
張出床版	左側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
車道舗装	左側	0.4100	0.4083	0.4055	0.4022	0.3979
	右側	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
中央分離帯		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
自動車荷重 T荷重	最大	0.2511	0.2606	0.2673	0.2727	0.2771
	最小	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
群集荷重	最大	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	最小	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
雪荷重		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

荷重種別/主桁番号		G16	G17	G18
橋面荷重 地覆	左側	0.0125	0.0108	0.0094
	右側	0.1187	0.1370	0.1563
高欄	左側	0.0125	0.0108	0.0094
	右側	0.1187	0.1370	0.1563
歩道	左側	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000
防護柵	左側	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000
縁石	左側	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000
張出床版	左側	0.0000	0.0000	0.0000
	右側	0.0000	0.0000	0.0000
車道舗装	左側	0.3933	0.3883	0.3836
	右側	0.0000	0.0000	0.0000
中央分離帯		0.0000	0.0000	0.0000
自動車荷重 T荷重	最大	0.2811	0.2848	0.2888
	最小	0.0000	0.0000	0.0000
群集荷重	最大	0.0000	0.0000	0.0000
	最小	0.0000	0.0000	0.0000
雪荷重		0.0000	0.0000	0.0000

注：主桁番号G1は左外桁を表す。

参考資料2-6

4) 中間横桁の荷重分配係数

荷重種別		
橋面荷重 地覆	左側	-0.0317
	右側	-0.0317
高欄	左側	-0.0317
	右側	-0.0317
歩道	左側	0.0000
	右側	0.0000
防護柵	左側	0.0000
	右側	0.0000
縁石	左側	0.0000
	右側	0.0000
張出床版	左側	0.0000
	右側	0.0000
車道舗装	左側	0.0423
	右側	0.0000
中央分離帯		0.0000
自動車荷重 T荷重	最大	0.0931
	最小	-0.0628
群集荷重	最大	0.0000
	最小	0.0000
雪荷重	最大	0.0000
	最小	0.0000

## 参考資料2-6

### 2.3 主桁の断面力

#### 1) 曲げモーメント(各主桁の最大位置)

<設計主桁番号 G 17> 単位: kN・m

荷重種別/主桁番号		G1	G2	G3	G4	G5
主桁自重		12.786	12.786	12.786	12.786	12.786
場所打ちコンクリート		1.286	2.572	2.572	2.572	2.572
橋面荷重 地覆	左側	2.952	2.588	2.242	1.921	1.630
	右側	0.177	0.205	0.236	0.275	0.323
高欄	左側	0.603	0.528	0.458	0.392	0.333
	右側	0.036	0.042	0.048	0.056	0.066
歩道	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
防護柵	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
縁石	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
張出床版	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
車道舗装	左側	2.773	2.807	2.843	2.877	2.908
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
中央分離帯		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
その他		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
橋面荷重合計		6.541	6.170	5.828	5.520	5.259
小計		20.613	21.528	21.186	20.878	20.617
自動車荷重 T荷重	最大	22.362	22.054	21.763	21.452	21.115
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
群集荷重	最大	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
活荷重合計	最大	22.362	22.054	21.763	21.452	21.115
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
設計荷重時	最大	42.975	43.581	42.948	42.330	41.731
	最小	20.613	21.528	21.186	20.878	20.617

注: 主桁番号G1は左外桁を表す。

参考資料2-6

<設計主桁番号 G 17> 単位: kN・m

荷重種別/主桁番号		G6	G7	G8	G9	G10
主桁自重		12.786	12.786	12.786	12.786	12.786
場所打ちコンクリート		2.572	2.572	2.572	2.572	2.572
橋面荷重 地覆	左側	1.372	1.149	0.958	0.797	0.662
	右側	0.383	0.458	0.550	0.662	0.797
高欄	左側	0.280	0.235	0.196	0.163	0.135
	右側	0.078	0.093	0.112	0.135	0.163
歩道	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
防護柵	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
縁石	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
張出床版	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
車道舗装	左側	2.932	2.952	2.964	2.971	2.971
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
中央分離帯		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
その他		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
橋面荷重合計		5.046	4.887	4.780	4.727	4.727
小計		20.404	20.245	20.138	20.085	20.085
自動車荷重 T荷重	最大	20.695	20.174	19.442	19.170	19.170
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
群集荷重	最大	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
活荷重合計	最大	20.695	20.174	19.442	19.170	19.170
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
設計荷重時	最大	41.099	40.419	39.580	39.255	39.255
	最小	20.404	20.245	20.138	20.085	20.085

注: 主桁番号G1は左外桁を表す。



参考資料2-6

<設計主桁番号 G 17> 単位: kN・m

荷重種別/主桁番号		G11	G12	G13	G14	G15
主桁自重		12.786	12.786	12.786	12.786	12.786
場所打ちコンクリート		2.572	2.572	2.572	2.572	2.572
橋面荷重 地覆	左側	0.550	0.458	0.383	0.323	0.275
	右側	0.958	1.149	1.372	1.630	1.921
高欄	左側	0.112	0.093	0.078	0.066	0.056
	右側	0.196	0.235	0.280	0.333	0.392
歩道	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
防護柵	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
縁石	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
張出床版	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
車道舗装	左側	2.964	2.952	2.932	2.908	2.877
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
中央分離帯		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
その他		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
橋面荷重合計		4.780	4.887	5.046	5.259	5.520
小計		20.138	20.245	20.404	20.617	20.878
自動車荷重 T荷重	最大	19.442	20.174	20.695	21.115	21.452
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
群集荷重	最大	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
活荷重合計	最大	19.442	20.174	20.695	21.115	21.452
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
設計荷重時	最大	39.580	40.419	41.099	41.731	42.330
	最小	20.138	20.245	20.404	20.617	20.878

注: 主桁番号G1は左外桁を表す。

参考資料2-6

<設計主桁番号 G 17> 単位: kN・m

荷重種別/主桁番号		G16	G17	G18
主桁自重		12.786	12.786	12.786
場所打ちコンクリート		2.572	2.572	1.286
橋面荷重 地覆	左側	0.236	0.205	0.177
	右側	2.242	2.588	2.952
高欄	左側	0.048	0.042	0.036
	右側	0.458	0.528	0.603
歩道	左側	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000
防護柵	左側	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000
縁石	左側	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000
張出床版	左側	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000
車道舗装	左側	2.843	2.807	2.773
	右側	0.000	0.000	0.000
中央分離帯		0.000	0.000	0.000
その他		0.000	0.000	0.000
橋面荷重合計		5.828	6.170	6.541
小計		21.186	21.528	20.613
自動車荷重 T荷重	最大	21.763	22.054	22.362
	最小	0.000	0.000	0.000
群集荷重	最大	0.000	0.000	0.000
	最小	0.000	0.000	0.000
活荷重合計	最大	21.763	22.054	22.362
	最小	0.000	0.000	0.000
雪荷重		0.000	0.000	0.000
設計荷重時	最大	42.948	43.581	42.975
	最小	21.186	21.528	20.613

注: 主桁番号G1は左外桁を表す。

参考資料2-6

2) 支点部のせん断力

<設計主桁番号 G 2> 単位: kN

荷重種別/主桁番号		G1	G2	G3	G4	G5
主桁自重		-7.133	-7.133	-7.133	-7.133	-7.133
場所打ちコンクリート		-0.717	-1.435	-1.435	-1.435	-1.435
橋面荷重 地覆	左側	-1.647	-1.444	-1.251	-1.071	-0.909
	右側	-0.099	-0.114	-0.132	-0.153	-0.180
高欄	左側	-0.336	-0.295	-0.255	-0.219	-0.186
	右側	-0.020	-0.023	-0.027	-0.031	-0.037
歩道	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
防護柵	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
縁石	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
張出床版	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
車道舗装	左側	-1.547	-1.566	-1.586	-1.605	-1.622
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
中央分離帯		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
その他		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
橋面荷重合計		-3.649	-3.442	-3.251	-3.080	-2.934
小計		-11.500	-12.010	-11.819	-11.647	-11.502
自動車荷重 T荷重	最大	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	最小	-13.854	-13.663	-13.483	-13.290	-13.081
群集荷重	最大	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
活荷重合計	最大	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	最小	-13.854	-13.663	-13.483	-13.290	-13.081
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
設計荷重時	最大	-11.500	-12.010	-11.819	-11.647	-11.502
	最小	-25.354	-25.673	-25.302	-24.938	-24.583

注: 主桁番号G1は左外桁を表す。

参考資料2-6

<設計主桁番号 G 2> 単位: kN

荷重種別/主桁番号		G6	G7	G8	G9	G10
主桁自重		-7.133	-7.133	-7.133	7.133	-7.133
場所打ちコンクリート		-1.435	-1.435	-1.435	1.435	-1.435
橋面荷重 地覆	左側	-0.766	-0.641	-0.535	0.444	-0.369
	右側	-0.214	-0.255	-0.307	0.369	-0.444
高欄	左側	-0.156	-0.131	-0.109	0.091	-0.075
	右側	-0.044	-0.052	-0.063	0.075	-0.091
歩道	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
防護柵	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
縁石	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
張出床版	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
車道舗装	左側	-1.636	-1.647	-1.654	1.658	-1.658
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
中央分離帯		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
その他		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
橋面荷重合計		-2.815	-2.726	-2.667	2.637	-2.637
小計		-11.383	-11.294	-11.234	11.205	-11.205
自動車荷重 T荷重	最大	0.000	0.000	0.000	11.877	0.000
	最小	-12.821	-12.499	-12.045	0.000	-11.877
群集荷重	最大	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
活荷重合計	最大	0.000	0.000	0.000	11.877	0.000
	最小	-12.821	-12.499	-12.045	0.000	-11.877
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
設計荷重時	最大	-11.383	-11.294	-11.234	23.082	-11.205
	最小	-24.204	-23.793	-23.280	11.205	-23.082

注: 主桁番号G1は左外桁を表す。

参考資料2-6

<設計主桁番号 G 2> 単位: kN

荷重種別/主桁番号		G11	G12	G13	G14	G15
主桁自重		-7.133	-7.133	-7.133	7.133	-7.133
場所打ちコンクリート		-1.435	-1.435	-1.435	1.435	-1.435
橋面荷重 地覆	左側	-0.307	-0.255	-0.214	0.180	-0.153
	右側	-0.535	-0.641	-0.766	0.909	-1.071
高欄	左側	-0.063	-0.052	-0.044	0.037	-0.031
	右側	-0.109	-0.131	-0.156	0.186	-0.219
歩道	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
防護柵	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
縁石	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
張出床版	左側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
車道舗装	左側	-1.654	-1.647	-1.636	1.622	-1.605
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
中央分離帯		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
その他		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
橋面荷重合計		-2.667	-2.726	-2.815	2.934	-3.080
小計		-11.234	-11.294	-11.383	11.502	-11.647
自動車荷重 T荷重	最大	0.000	0.000	0.000	13.081	0.000
	最小	-12.045	-12.499	-12.821	0.000	-13.290
群集荷重	最大	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
活荷重合計	最大	0.000	0.000	0.000	13.081	0.000
	最小	-12.045	-12.499	-12.821	0.000	-13.290
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
設計荷重時	最大	-11.234	-11.294	-11.383	24.583	-11.647
	最小	-23.280	-23.793	-24.204	11.502	-24.938

注: 主桁番号G1は左外桁を表す。

参考資料2-6

<設計主桁番号 G 2> 単位: kN

荷重種別/主桁番号		G16	G17	G18
主桁自重		7.133	7.133	-7.133
場所打ちコンクリート		1.435	1.435	-0.717
橋面荷重 地覆	左側	0.132	0.114	-0.099
	右側	1.251	1.444	-1.647
高欄	左側	0.027	0.023	-0.020
	右側	0.255	0.295	-0.336
歩道	左側	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000
防護柵	左側	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000
縁石	左側	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000
張出床版	左側	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000
車道舗装	左側	1.586	1.566	-1.547
	右側	0.000	0.000	0.000
中央分離帯		0.000	0.000	0.000
その他		0.000	0.000	0.000
橋面荷重合計		3.251	3.442	-3.649
小計		11.819	12.010	-11.500
自動車荷重 T荷重	最大	13.483	13.663	0.000
	最小	0.000	0.000	-13.854
群集荷重	最大	0.000	0.000	0.000
	最小	0.000	0.000	0.000
活荷重合計	最大	13.483	13.663	0.000
	最小	0.000	0.000	-13.854
雪荷重		0.000	0.000	0.000
設計荷重時	最大	25.302	25.673	-11.500
	最小	11.819	12.010	-25.354

注: 主桁番号G1は左外桁を表す。

参考資料2-6

2.4 設計主桁の各点断面力

<曲げ最大時>

検討断面番号	桁端からの距離 (m)	桁高 (mm)	断面位置
1	0.0900	220.0	支点位置(左)
2	0.2000	220.0	せん断検討位置(左)
3	2.3100	220.0	セグメント継目部1
4	3.6750	220.0	支間中央

G 17検討断面番号		1	2	3	4				
曲げモーメント (kN・m)									
主桁自重		0.000	0.773	10.949	12.786				
場所打ちコンクリート		0.000	0.155	2.202	2.572				
橋面荷重		0.000	0.373	5.284	6.170				
小計		0.000	1.301	18.435	21.528				
活荷重合計	最大	0.000	1.477	19.751	22.054				
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000				
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000				
設計荷重時	最大	0.000	2.778	38.186	43.581				
	最小	0.000	1.301	18.435	21.528				
終局荷重時	最大	0.000	3	5.384	1	73.342	1	83.120	1
	最小	0.000	2	1.301	2	18.435	2	21.528	2
せん断力 (kN)									
主桁自重		7.133	6.914	2.716	0.000				
場所打ちコンクリート		1.435	1.391	0.546	0.000				
橋面荷重		3.442	3.336	1.311	0.000				
小計		12.010	11.641	4.573	0.000				
活荷重合計	最大	13.663	13.427	8.901	6.152				
	最小	0.000	-0.189	-3.809	-6.152				
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000				
設計荷重時	最大	25.673	25.069	13.474	6.152				
	最小	12.010	11.453	0.763	-6.152				
終局荷重時	最大	49.771	48.702	28.198	15.379				
	最小	12.010	11.169	-4.951	-15.379				

注：終局荷重時の添数字はケース番号

参考資料2-6

<せん断最大時>

検討断面番号	桁端からの距離 (m)	桁高 (mm)	断面位置
1	0.0900	220.0	支点位置(左)
2	0.2000	220.0	せん断検討位置(左)
3	2.3100	220.0	セグメント継目部1
4	3.6750	220.0	支間中央

G 2検討断面番号		1	2	3	4
曲げモーメント (kN・m)					
主桁自重		0.000	0.773	10.949	12.786
場所打ちコンクリート		0.000	0.155	2.202	2.572
橋面荷重		0.000	0.373	5.284	6.170
小計		0.000	1.301	18.435	21.528
活荷重合計	最大	0.000	1.477	19.751	22.054
	最小	0.000	0.000	0.000	0.000
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000
設計荷重時	最大	0.000	2.778	38.186	43.581
	最小	0.000	1.301	18.435	21.528
終局荷重時	最大	0.000	5.384	73.342	83.120
	最小	0.000	1.301	18.435	21.528
せん断力 (kN)					
主桁自重		7.133	6.914	2.716	0.000
場所打ちコンクリート		1.435	1.391	0.546	0.000
橋面荷重		3.442	3.336	1.311	0.000
小計		12.010	11.641	4.573	0.000
活荷重合計	最大	13.663	13.427	8.901	6.152
	最小	0.000	-0.189	-3.809	-6.152
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000
設計荷重時	最大	25.673	25.069	13.474	6.152
	最小	12.010	11.453	0.763	-6.152
終局荷重時	最大	49.771	48.702	28.198	15.379
	最小	12.010	11.169	-4.951	-15.379

注：終局荷重時の添数字はケース番号



## 参考資料2-6

### 2.5 横桁の断面力

単位: kN・m

荷重種別/横桁番号		CB2		CB3	
		最大	最小	最大	最小
橋面荷重 地覆	左側	-0.071	-0.071	-0.269	-0.269
	右側	-0.071	-0.071	-0.269	-0.269
高欄	左側	-0.014	-0.014	-0.055	-0.055
	右側	-0.014	-0.014	-0.055	-0.055
歩道	左側	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
防護柵	左側	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
縁石	左側	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
張出床版	左側	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
車道舗装	左側	0.036	0.036	0.138	0.138
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
中央分離帯		0.000	0.000	0.000	0.000
その他		0.000	0.000	0.000	0.000
橋面荷重合計		-0.134	-0.134	-0.511	-0.511
自動車荷重 T荷重		0.668	-0.451	2.548	-1.718
群集荷重		0.000	0.000	0.000	0.000
活荷重合計		0.668	-0.451	2.548	-1.718
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000
設計荷重時		0.535	-0.585	2.038	-2.228
終局荷重時		1.537   2	-1.301   1	5.860   2	-4.958   1

注: 中間横桁番号CB2は左支点横桁からもっとも近い中間横桁を表す・  
終局荷重時の添数字はケース番号。

参考資料2-6

単位：kN・m

荷重種別/横桁番号		CB4		CB5	
		最大	最小	最大	最小
橋面荷重 地覆	左側	-0.381	-0.381	-0.421	-0.421
	右側	-0.381	-0.381	-0.421	-0.421
高欄	左側	-0.078	-0.078	-0.086	-0.086
	右側	-0.078	-0.078	-0.086	-0.086
歩道	左側	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
防護柵	左側	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
縁石	左側	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
張出床版	左側	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
車道舗装	左側	0.195	0.195	0.215	0.215
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
中央分離帯		0.000	0.000	0.000	0.000
その他		0.000	0.000	0.000	0.000
橋面荷重合計		-0.722	-0.722	-0.798	-0.798
自動車荷重 T荷重		3.606	-2.430	3.982	-2.684
群集荷重		0.000	0.000	0.000	0.000
活荷重合計		3.606	-2.430	3.982	-2.684
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000
設計荷重時		2.883	-3.153	3.184	-3.482
終局荷重時		8.292	-7.015	9.157	-7.747

注：中間横桁番号CB2は左支点横桁からもっとも近い中間横桁を表す・  
終局荷重時の添数字はケース番号。

参考資料2-6

単位: kN・m

荷重種別/横桁番号		CB6		CB7	
		最大	最小	最大	最小
橋面荷重 地覆	左側	-0.381	-0.381	-0.269	-0.269
	右側	-0.381	-0.381	-0.269	-0.269
高欄	左側	-0.078	-0.078	-0.055	-0.055
	右側	-0.078	-0.078	-0.055	-0.055
歩道	左側	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
防護柵	左側	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
縁石	左側	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
張出床版	左側	0.000	0.000	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
車道舗装	左側	0.195	0.195	0.138	0.138
	右側	0.000	0.000	0.000	0.000
中央分離帯		0.000	0.000	0.000	0.000
その他		0.000	0.000	0.000	0.000
橋面荷重合計		-0.722	-0.722	-0.511	-0.511
自動車荷重 T荷重		3.606	-2.430	2.548	-1.718
群集荷重		0.000	0.000	0.000	0.000
活荷重合計		3.606	-2.430	2.548	-1.718
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000
設計荷重時		2.883	-3.153	2.038	-2.228
終局荷重時		8.292	-7.015	5.860	-4.958

注: 中間横桁番号CB2は左支点横桁からもっとも近い中間横桁を表す・  
終局荷重時の添数字はケース番号。

参考資料2-6

単位: kN・m

荷重種別/横桁番号		CB8	
		最大	最小
橋面荷重 地覆	左側	-0.071	-0.071
	右側	-0.071	-0.071
高欄	左側	-0.014	-0.014
	右側	-0.014	-0.014
歩道	左側	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000
防護柵	左側	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000
縁石	左側	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000
張出床版	左側	0.000	0.000
	右側	0.000	0.000
車道舗装	左側	0.036	0.036
	右側	0.000	0.000
中央分離帯		0.000	0.000
その他		0.000	0.000
橋面荷重合計		-0.134	-0.134
自動車荷重 T荷重		0.668	-0.451
群集荷重		0.000	0.000
活荷重合計		0.668	-0.451
雪荷重		0.000	0.000
設計荷重時		0.535	-0.585
終局荷重時		1.537	-1.301

注: 中間横桁番号CB2は左支点横桁からもっとも近い中間横桁を表す・終局荷重時の添数字はケース番号。

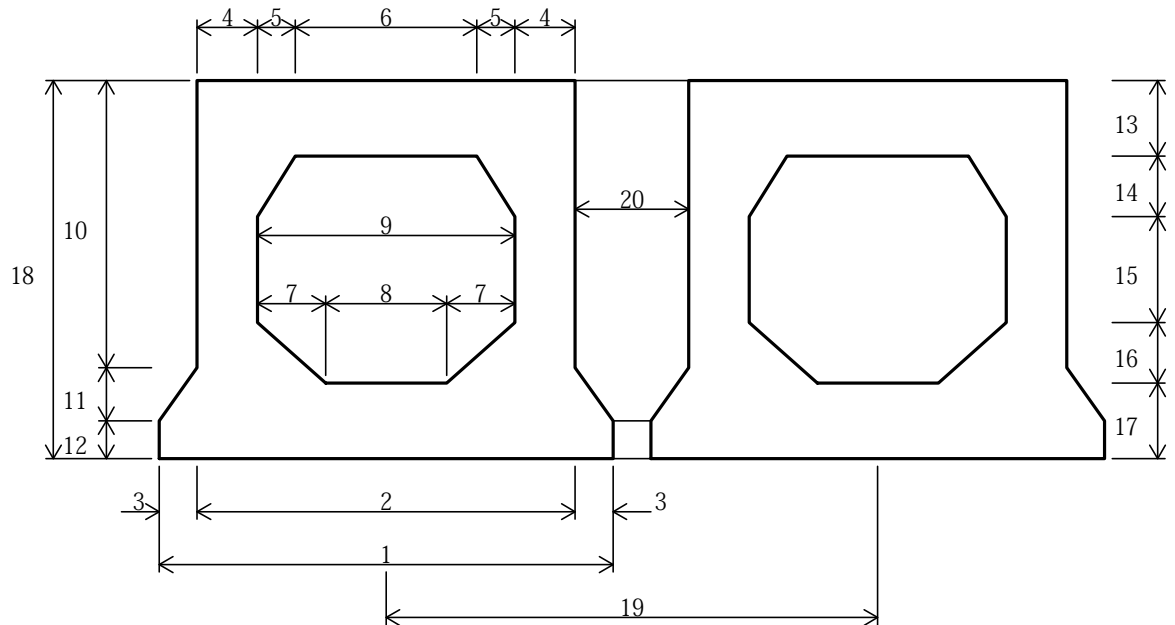
## 参考資料2-6

### 第3章 主桁の設計

#### 3.1 主桁形状及び鋼材配置

##### 1) 主桁断面形状

・設計主桁番号：G 17



		左拵幅終了	支間中央	右拵幅終了
幅 (mm)	1	440.0	440.0	440.0
	2	320.0	320.0	320.0
	3	60.0	60.0	60.0
	4	159.9	159.9	159.9
	5	-30.0	-30.0	-30.0
	6	60.2	60.2	60.2
	7	-30.0	-30.0	-30.0
	8	60.2	60.2	60.2
	9	0.2	0.2	0.2
高さ (mm)	10	130.0	130.0	130.0
	11	30.0	30.0	30.0
	12	60.0	60.0	60.0
	13	220.0	220.0	220.0
	14	-30.0	-30.0	-30.0
	15	0.0	0.0	0.0
	16	-30.0	-30.0	-30.0
	17	60.0	60.0	60.0
	18	220.0	220.0	220.0
主桁間隔 (mm)	19	440.0	440.0	440.0
	20	120.0	120.0	120.0

	CB1~2	CB2~3	CB3~4	CB4~5	CB5~6	CB6~7	CB7~8	CB8~9
床版厚 13 (mm)	220.0	220.0	220.0	220.0	220.0	220.0	220.0	220.0

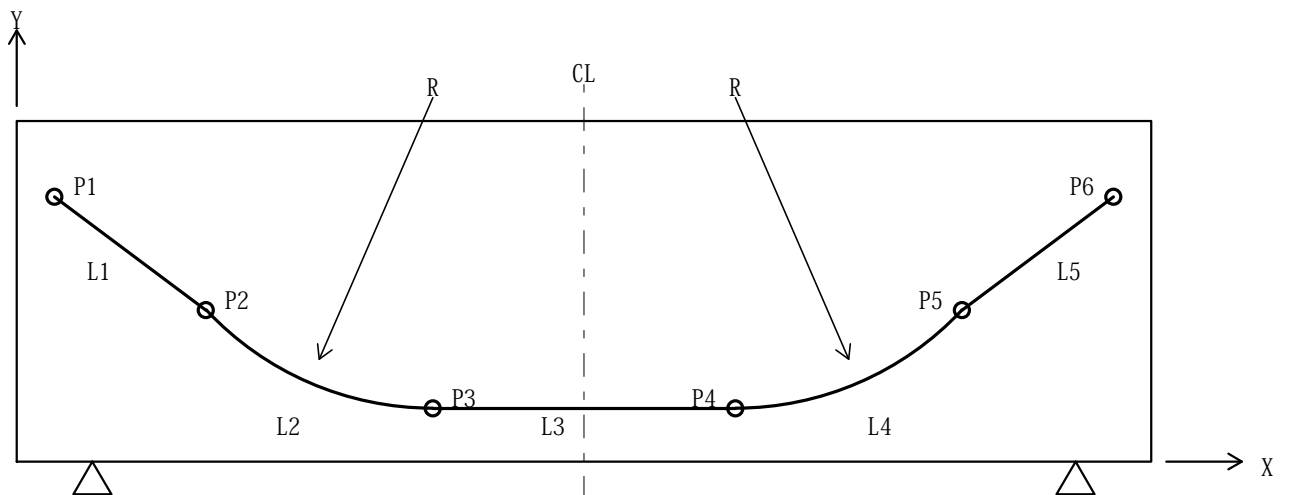
## 参考資料2-6

### 2)PC鋼材の配置

#### (1)各配置点の座標

ケーブル番号		1	
ケーブル本数		2	
座標 (mm)	P1	X	0.0
		Y	130.0
	P2	X	2161.1
		Y	53.2
	P3	X	2338.8
		Y	50.0
	P4	X	5011.2
		Y	50.0
	P5	X	5188.9
		Y	53.2
	P6	X	7350.0
		Y	130.0
定着角度	$\alpha$ 左側	2° 2' 11"	
	右側	2° 2' 11"	
曲げ上げ 半径(m)	R 左側	5.000	
	右側	5.000	
ケ □ ブ ル 長 (m)	L1	2.162	
	L2	0.178	
	L3	2.672	
	L4	0.178	
	L5	2.162	
	全長	7.353	

注：座標原点は左桁端の主桁下縁



## 参考資料2-6

(2)各検討断面のケーブル位置(主桁下縁からの距離)

検討断面番号		1	2	3	4
桁端からの距離 (m)		0.090	0.200	2.310	3.675
ケーブル段数/位置 (mm)	1	126.8	122.9	50.1	50.0
PC鋼材図心位置 (mm)		126.8	122.9	50.1	50.0
$\Sigma \sin \alpha_i$		0.0711	0.0711	0.0115	0.0000

参考資料2-6

3. 2 断面諸定数の計算

検討断面番号 [ 1 ]		コンクリート 総断面	コンクリート 純断面	PC鋼材 換算断面	場所打ち 換算断面 (正の曲げ用)	場所打ち 換算断面 (負の曲げ用)
コンクリート断面積	cm <sup>2</sup>	812.12	792.88	822.17	927.38	852.15
中立軸 からの 距離	主桁上縁	11.98	12.04	11.94	11.23	11.77
	下縁	-10.02	-9.96	-10.06	-10.77	-10.23
	鋼材図心	2.66	2.72	2.62	1.91	2.45
断面二次モーメント	cm <sup>4</sup>	33982.45	33828.65	34037.79	38857.87	36047.22
断面係数	主桁上縁	2837.45	2809.48	2849.80	3460.47	3062.73
	下縁	-3390.25	-3396.75	-3384.80	-3607.66	-3523.55
	鋼材図心	12792.68	12433.05	12972.13	20354.45	14715.38
断面一次モーメント	cm <sup>3</sup>	2294.95	2267.37	2308.90	2624.40	2384.31

検討断面番号 [ 2 ]		コンクリート 総断面	コンクリート 純断面	PC鋼材 換算断面	場所打ち 換算断面 (正の曲げ用)	場所打ち 換算断面 (負の曲げ用)
コンクリート断面積	cm <sup>2</sup>	812.12	792.88	822.17	927.41	852.11
中立軸 からの 距離	主桁上縁	11.98	12.03	11.95	11.23	11.77
	下縁	-10.02	-9.97	-10.05	-10.77	-10.23
	鋼材図心	2.27	2.32	2.24	1.52	2.06
断面二次モーメント	cm <sup>4</sup>	33982.45	33866.58	34018.68	38844.37	36025.60
断面係数	主桁上縁	2837.45	2814.85	2847.06	3457.96	3059.58
	下縁	-3390.25	-3397.32	-3384.51	-3607.83	-3523.18
	鋼材図心	15001.48	14596.09	15203.36	25518.93	17457.89
断面一次モーメント	cm <sup>3</sup>	2294.95	2271.42	2306.84	2622.48	2382.11

検討断面番号 [ 3 ]		コンクリート 総断面	コンクリート 純断面	PC鋼材 換算断面	場所打ち 換算断面 (正の曲げ用)	場所打ち 換算断面 (負の曲げ用)
コンクリート断面積	cm <sup>2</sup>	812.12	792.88	822.17	928.13	851.40
中立軸 からの 距離	主桁上縁	11.98	11.85	12.04	11.31	11.87
	下縁	-10.02	-10.15	-9.96	-10.69	-10.13
	鋼材図心	-5.02	-5.14	-4.95	-5.68	-5.12
断面二次モーメント	cm <sup>4</sup>	33982.45	33471.97	34217.50	39148.65	36176.08
断面係数	主桁上縁	2837.45	2823.52	2842.52	3460.73	3047.91
	下縁	-3390.25	-3299.26	-3434.71	-3662.94	-3570.88
	鋼材図心	-6775.75	-6515.84	-6907.07	-6893.02	-7062.08
断面一次モーメント	cm <sup>3</sup>	2294.95	2248.54	2318.51	2643.95	2392.64

検討断面番号 [ 4 ]		コンクリート 総断面	コンクリート 純断面	PC鋼材 換算断面	場所打ち 換算断面 (正の曲げ用)	場所打ち 換算断面 (負の曲げ用)
コンクリート断面積	cm <sup>2</sup>	812.12	792.88	822.17	928.13	851.40
中立軸 からの 距離	主桁上縁	11.98	11.85	12.04	11.31	11.87
	下縁	-10.02	-10.15	-9.96	-10.69	-10.13
	鋼材図心	-5.02	-5.15	-4.96	-5.69	-5.13
断面二次モーメント	cm <sup>4</sup>	33982.45	33470.33	34218.32	39149.60	36176.85
断面係数	主桁上縁	2837.45	2823.43	2842.57	3460.79	3047.95
	下縁	-3390.25	-3299.03	-3434.83	-3663.06	-3570.99
	鋼材図心	-6764.57	-6504.76	-6895.84	-6883.24	-7050.97
断面一次モーメント	cm <sup>3</sup>	2294.95	2248.46	2318.55	2643.99	2392.68



参考資料2-6

3.3 曲げ応力度の計算

検討断面番号		1	2	3	4
曲げモーメント (kN・m)					
主桁自重		0.000	0.773	10.949	12.786
場所打ちコンクリート		0.000	0.155	2.202	2.572
橋面荷重		0.000	0.373	5.284	6.170
死荷重合計		0.000	1.301	18.435	21.528
活荷重合計(最大)		0.000	1.477	19.751	22.054
活荷重合計(最小)		0.000	0.000	0.000	0.000
雪荷重		0.000	0.000	0.000	0.000
合計(最大)		0.000	2.778	38.186	43.581
合計(最小)		0.000	1.301	18.435	21.528
曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )					
主桁自重	主桁上縁	0.000	0.274	3.878	4.529
	主桁下縁	0.000	-0.227	-3.319	-3.876
	PC鋼材図心	0.000	0.053	-1.680	-1.966
場所打ち	主桁上縁	0.000	0.055	0.775	0.905
	主桁下縁	0.000	-0.046	-0.641	-0.749
	PC鋼材図心	0.000	0.010	-0.319	-0.373
橋面荷重	主桁上縁	0.000	0.108	1.527	1.783
	主桁下縁	0.000	-0.103	-1.442	-1.684
	PC鋼材図心	0.000	0.015	-0.767	-0.896
死荷重合計	主桁上縁	0.000	0.437	6.179	7.216
	主桁下縁	0.000	-0.377	-5.402	-6.309
	PC鋼材図心	0.000	0.078	-2.766	-3.235
活荷重合計(最大)	主桁上縁	0.000	0.427	5.707	6.372
	主桁下縁	0.000	-0.409	-5.392	-6.021
	PC鋼材図心	0.000	0.058	-2.865	-3.204
活荷重合計(最小)	主桁上縁	0.000	0.000	0.000	0.000
	主桁下縁	0.000	0.000	0.000	0.000
	PC鋼材図心	0.000	0.000	0.000	0.000
雪荷重	主桁上縁	0.000	0.000	0.000	0.000
	主桁下縁	0.000	0.000	0.000	0.000
	PC鋼材図心	0.000	0.000	0.000	0.000
合計(最大)	主桁上縁	0.000	0.864	11.886	13.589
	主桁下縁	0.000	-0.786	-10.794	-12.329
	PC鋼材図心	0.000	0.136	-5.631	-6.439
合計(最小)	主桁上縁	0.000	0.437	6.179	7.216
	主桁下縁	0.000	-0.377	-5.402	-6.309
	PC鋼材図心	0.000	0.078	-2.766	-3.235

参考資料2-6

3.4 プレストレスの計算

検討断面番号	1	2	3	4
直後プレストレス (N/mm <sup>2</sup> )				
初引張応力度	1260.00			
初引張応力度(定着具の摩擦を考慮)	1260.00			
シースとの摩擦ロス $\Delta\sigma_{pt}$	0.45	1.00	22.69	31.56
定着具のセットロス $\Delta\sigma_{p1}$	245.35	244.24	200.87	183.15
コンクリート弾性変形ロス $\Delta\sigma_{p2}$	12.12	11.72	14.27	13.95
導入直後のPC鋼材応力度 $\sigma_{pt}$	1002.08	1003.03	1022.17	1031.34
許容引張応力度	1120.00	1120.00	1120.00	1120.00
有効プレストレス (N/mm <sup>2</sup> )				
クリープ, 乾燥収縮ロス $\Delta\sigma_{p\phi}$	139.10	136.68	136.09	130.85
リラクゼーションロス $\Delta\sigma_{p\gamma}$	50.10	50.15	51.11	51.57
PC鋼材の有効引張応力度 $\sigma_{pe}$	812.88	816.20	834.97	848.93
許容引張応力度	960.00	960.00	960.00	960.00
有効係数	0.8112	0.8137	0.8169	0.8231
プレストレス力 (N)				
弾性変形前	478054	478314	488535	492709
導入直後 $P_t$	472343	472788	481810	486134
設計荷重時 $P_e$	383161	384724	393572	400151

## 参考資料2-6

### 3.5 合成応力度の計算

検討断面番号		4	
曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
主桁自重 D1	主桁上縁	4.529	
	主桁下縁	-3.876	
場所打ちコンクリート D2	主桁上縁	0.905	
	主桁下縁	-0.749	
橋面荷重 D3	主桁上縁	1.783	
	主桁下縁	-1.684	
死荷重合計 DT=D1+D2+D3	主桁上縁	7.216	
	主桁下縁	-6.309	
活荷重合計 LT	最大	主桁上縁	6.372
		主桁下縁	-6.021
	最小	主桁上縁	0.000
		主桁下縁	0.000
雪荷重 SW	主桁上縁	0.000	
	主桁下縁	0.000	
σ cpg (N/mm <sup>2</sup> )			
主桁自重+プレストレス	PC鋼材図心	8.146	
PC鋼材 (N/mm <sup>2</sup> )			
導入直後プレストレス Pt	主桁上縁	-2.728	
	主桁下縁	13.714	
	PC鋼材図心	9.977	
有効プレストレス Pe	主桁上縁	-2.246	
	主桁下縁	11.288	
合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
導入直後 D1+Pt -1.68<σ c<19.18	主桁上縁	1.800	
	主桁下縁	9.838	
全死荷重時 DT+Pe 0.00<σ c<15.18	主桁上縁	4.970	
	主桁下縁	4.979	
設計荷重時 DT+LT+SW+Pe -1.68<σ c<15.18	最大	主桁上縁	11.343
		主桁下縁	-1.041
	最小	主桁上縁	4.970
		主桁下縁	4.979

全死荷重時：活荷重及び衝撃以外の主荷重による応力度  
 設計荷重時：主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重による

## 参考資料2-6

### 3.6 引張鉄筋の計算

検討断面番号			4
曲げ応力度	主桁上縁 $\sigma_{cU}$	N/mm <sup>2</sup>	11.343
	主桁下縁 $\sigma_{cL}$		-1.041
主桁の桁高 H		cm	22.000
主桁下縁～中立軸 X		cm	1.850
引張部分の断面積 At		cm <sup>2</sup>	81.395
引張応力の合力 Tc		N	4238.0
許容引張応力度 $\sigma_{sa}$		N/mm <sup>2</sup>	180.0
必要引張鉄筋量 As		cm <sup>2</sup>	0.235
最小引張鉄筋量 Asmin		cm <sup>2</sup>	0.407
引張鉄筋の配置	D13	本数	1
		鉄筋断面積	cm <sup>2</sup> 1.267
		配筋断面積	cm <sup>2</sup> 1.267
	D16	本数	1
		鉄筋断面積	cm <sup>2</sup> 1.986
		配筋断面積	cm <sup>2</sup> 1.986
	D19	本数	1
		鉄筋断面積	cm <sup>2</sup> 2.865
		配筋断面積	cm <sup>2</sup> 2.865

## 参考資料2-6

### 3.7 PC鋼材の最大応力度の検討

PC鋼材の応力度は後荷重(場所打ちコンクリート, 橋面荷重, 活荷重, 雪荷重)により増加する。

増加応力度は次式により求める。

$$\Delta \sigma_p = n \cdot (\sigma_{Dg} + \sigma_{Lg})$$

n : コンクリート(設計荷重時)とPC鋼材とのヤング係数比

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{2.00 \times 10^5}{3.22 \times 10^4} = 6.215$$

$\sigma_{Dg}$  : 主桁自重以外の死荷重によるPC鋼材図心位置でのコンクリート応力度

$\sigma_{Lg}$  : 活荷重 による " での "

したがって, PC鋼材の最大応力度は次式により求める。

$$\sigma_{pmax} = \sigma_{pe} + \Delta \sigma_p < \sigma_{pa}$$

$\sigma_{pmax}$  : PC鋼材の最大応力度

$\sigma_{pe}$  : " の有効応力度

$\Delta \sigma_p$  : 後荷重による増加応力度

$\sigma_{pa}$  : PC鋼材の許容応力度 = 960.0 N/mm<sup>2</sup>

検討断面番号		4
コンクリート 応力度	死荷重 $\sigma_{Dg}$	N/mm <sup>2</sup> -1.269
	活荷重 $\sigma_{Lg}$	-3.204
PC鋼材応力度	$\sigma_{pe}$	848.93
	$\Delta \sigma_p$	27.80
	$\sigma_{pmax}$	876.73
	許容応力度	960.00

## 参考資料2-6

### 3.8 曲げ破壊安全度の検討

#### 1) 終局荷重作用時の曲げモーメント

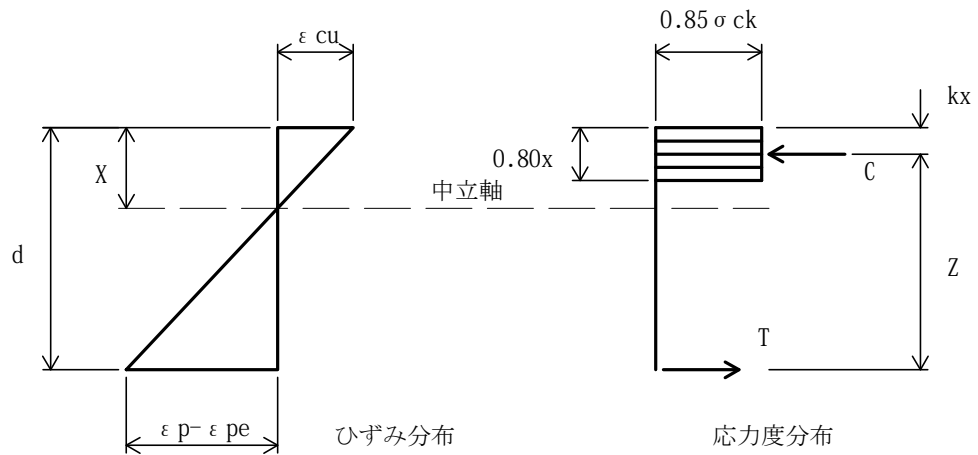
終局荷重作用時の曲げモーメントは、次のケースを計算して設計断面に不利なケースを選び検討する。

- ケース1 : 1.3 (死荷重) + 2.5 (活荷重 + 衝撃)
- ケース2 : 1.0 (死荷重) + 2.5 (活荷重 + 衝撃)
- ケース3 : 1.7 (死荷重 + 活荷重 + 衝撃)

#### 2) 曲げ破壊安全度の検討

##### (1) 記号の説明

- $d$  : 主桁断面の有効高(圧縮縁からPC鋼材図心までの距離)
- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度
- $\sigma_{pu}$  : PC鋼材の引張強さ
- $\epsilon_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみ
- $\epsilon_p$  : PC鋼材のひずみ
- $\epsilon_{pe}$  : 有効プレストレス力によるPC鋼材のひずみ
- $A_p$  : PC鋼材の断面積
- $x$  : 圧縮縁から中立軸までの距離
- $kx$  : 圧縮縁から圧縮合力作用位置までの距離
- $A_c$  : 圧縮域のコンクリート断面積
- $Z$  : 引張と圧縮の各合力作用位置間の距離( =  $d - kx$  )
- $T$  : PC鋼材の引張力の合力
- $C$  : コンクリート圧縮応力度の合力( =  $0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot A_c$  )
- $M_r$  : 破壊抵抗曲げモーメント( =  $T \cdot Z$  )
- $M_u$  : 終局荷重作用時の曲げモーメント
- $F$  : 曲げ破壊安全度(  $M_r/M_u \geq 1.0$  安全 )



## 参考資料2-6

(2) 曲げ破壊安全度の一覧表

検討断面番号		4
d	cm	17.00
$\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	45.9
$\sigma_{pu}$	N/mm <sup>2</sup>	1600.0
$\epsilon_{cu}$		0.003500
$\epsilon_p$		0.009763
$\epsilon_{pe}$		0.004245
$A_p$	cm <sup>2</sup>	4.714
x	cm	6.598
kx	cm	2.639
$A_c$	cm <sup>2</sup>	168.899
Z	cm	14.361
T	kN	658.961
C	kN	658.961
$M_r$	kN·m	94.633
$M_u$	kN·m	83.120   1
F		1.139

注：Muの添数字は終局荷重時のケース番号

## 参考資料2-6

### 3.9 せん断応力度及び斜引張応力度の検討

部材は全ての断面において、設計荷重時及び終局荷重時に次のような検討を行う。

- (1) 設計荷重作用時にコンクリートの平均せん断応力度が最大値以下になるかを検討する。
- (2) 設計荷重作用時にコンクリートの斜引張応力度が許容値以下になるかを検討する。
- (3) 設計荷重作用時にコンクリートの平均せん断応力度を計算して、コンクリートが負担できる応力度以下の場合は最小鉄筋量を配置して、その応力度を超える場合は斜引張鉄筋の計算を行う。
- (4) 終局荷重作用時に作用するせん断力が、ウェブの圧壊に対する耐力以下であるかを検討する。
- (5) 設計荷重作用時にコンクリートの平均せん断応力度を計算して、コンクリートが負担できる応力度を超える場合は終局荷重作用時に作用するせん断力が、斜引張破壊に対する耐力以下であるかを検討する。

#### 1) 作用せん断力の計算

$$S = Sh - Sp$$

$$Sp = Ap \cdot \sigma_{pe} \cdot \sum \sin \alpha$$

$S$  : 作用せん断力  
 $Sh$  : 主桁断面に作用するせん断力  
 $Sp$  : PC鋼材の曲げ上げによるプレストレスのせん断力作用方向分力  
 $Ap$  : PC鋼材の断面積  
 $\sigma_{pe}$  : " の応力度  
 $\alpha$  : " が部材軸となす角度

<せん断最大G 2>

検討断面番号		3
プレストレス	Sp	2.266
死荷重時	S	2.306
	Sh	4.573
設計荷重時	S	11.208
	Sh	13.474
終局荷重時	S	25.932
	Sh	28.198



## 参考資料2-6

2)平均せん断応力度の計算

$$\tau_m = \frac{S}{b_w \cdot d} \leq \tau_{ma} = 0.609 \text{ N/mm}^2$$

- $\tau_m$  : 設計荷重時の平均せん断応力度
- $b_w$  : 主桁断面のウェブ幅
- $d$  : 主桁断面の有効高(=h-ds)
- $h$  : 主桁の桁高
- $ds$  : 引張鉄筋のかぶり
- $\tau_{ma}$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度

<せん断最大G 2>

検討断面番号			3
断面諸元	$b_w$	cm	31.98
	$d$	cm	18.00
せん断力	S	kN	11.208
平均せん断応力度	$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	0.195

参考資料2-6

3)斜引張応力度の計算

$$\sigma I = \frac{1}{2} [ \sigma c - \sqrt{(\sigma c^2 + 4\tau^2)} ] \geq \sigma Ia$$

$$\tau = \frac{S \cdot Q}{bw \cdot I}$$

$$\sigma c = \sigma cL + \frac{(\sigma cU - \sigma cL) \cdot x}{h}$$

- $\sigma I$  : 設計荷重時の斜引張応力度
- $\sigma c$  : 主桁断面に生じるコンクリートの軸圧縮応力度
- $\tau$  : " に生じる " のせん断応力度
- $\sigma Ia$  : 許容斜引張応力度
- $S$  : 設計荷重時に主桁断面に作用するせん断力
- $bw$  : 主桁断面のウェブ幅
- $Q$  : " の図心軸に関する断面1次モーメント(コンクリート総断面)
- $I$  : " の図心軸に関する断面2次モーメント( " )
- $\sigma cL$  : 設計荷重時による主桁下縁のコンクリート応力度
- $\sigma cU$  : " による主桁上縁の " )
- $x$  : 主桁下縁から主桁断面の図心軸までの距離 (コンクリート総断面)
- $h$  : 主桁の桁高

<せん断最大G 2>

検討断面番号		3	
断面諸元	bw	cm	31.98
	h	cm	22.00
	Q	cm <sup>4</sup>	2294.95
	I	cm <sup>5</sup>	33982
	x	cm	10.02
死荷重時	S	kN	2.306
	$\sigma cU$	N/mm <sup>2</sup>	3.983
	$\sigma cL$	N/mm <sup>2</sup>	5.690
	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.049
	$\sigma c$	N/mm <sup>2</sup>	4.912
	$\sigma I$	N/mm <sup>2</sup>	0.000
設計荷重時 (最大)	S	kN	11.208
	$\sigma cU$	N/mm <sup>2</sup>	9.690
	$\sigma cL$	N/mm <sup>2</sup>	0.298
	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.237
	$\sigma c$	N/mm <sup>2</sup>	4.577
	$\sigma I$	N/mm <sup>2</sup>	-0.012
設計荷重時 (最小)	S	kN	0.000
	$\sigma cU$	N/mm <sup>2</sup>	3.983
	$\sigma cL$	N/mm <sup>2</sup>	5.690
	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.000
	$\sigma c$	N/mm <sup>2</sup>	4.912
	$\sigma I$	N/mm <sup>2</sup>	0.000

## 参考資料2-6

### 4) 斜引張鉄筋量の検討

設計荷重時の平均せん断応力度において、コンクリートが負担できる応力度以下の場合には最小鉄筋量を配置して、その応力度を超える場合は斜引張鉄筋の計算をして配置する。

#### (1) 最小鉄筋量の計算

$$A_{wmin} = 0.002 \cdot bw \cdot a \cdot \sin \theta$$

$A_{wmin}$  : 斜引張鉄筋の配筋間隔1m当たりの最小鉄筋量  
 $bw$  : 主桁断面のウェブ幅  
 $a$  : 鉛直に配筋した斜引張鉄筋の間隔 = 1m  
 $\theta$  : 斜引張鉄筋の部材軸となす角度 = 90度

#### (2) 斜引張鉄筋が負担するせん断力

$$Sh' = Su - Sp - Sc$$

$$Sc = k \cdot \tau_c \cdot bw \cdot d$$

$$k = 1 + \frac{MO}{Md} \leq 2$$

$$MO = \sigma_{ce} \cdot Wc$$

$Sh'$  : 斜引張鉄筋が負担するせん断力  
 $Su$  : 終局荷重時に主桁断面に作用するせん断力  
 $Sp$  : PC鋼材の曲げ上げによるプレストレスのせん断力作用方向分力  
 $Sc$  : コンクリートが負担するせん断力  
 $\tau_c$  : " が負担できる平均せん断応力度 = 0.61 N/mm<sup>2</sup>  
 $d$  : 主桁断面の有効高  
 $MO$  : プレストレスによるコンクリート応力度が部材引張縁でゼロとなる曲げモーメント  
 $Md$  : 終局荷重時に主桁断面に作用する曲げモーメント  
 $\sigma_{ce}$  : PC鋼材による主桁引張縁の有効コンクリート応力度  
 $Wc$  : 主桁引張縁の断面係数(コンクリート総断面)

#### (3) 斜引張鉄筋の計算

斜引張鉄筋の必要鉄筋量は次式より求めるが、上式の最小鉄筋量より小さい場合には最小鉄筋量で配筋する。

$$A_w = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot a}{\sigma_s \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)} \geq A_{wmin}$$

$A_w$  : 斜引張鉄筋の配筋間隔1m当たりの必要鉄筋量  
 $\sigma_s$  : " の降伏点応力度 = 295 N/mm<sup>2</sup>

参考資料2-6

<せん断最大時 G 2>

検討断面番号			3
$\tau_{ma} \leq 0.61$		N/mm <sup>2</sup>	0.195
bw		cm	31.980
d		cm	18.000
$\sigma_{ce}$		N/mm <sup>2</sup>	11.092
Wc		cm <sup>3</sup>	-3390.2
曲げモーメント	MO	kN・m	37.604
	Md	kN・m	73.342
	k	-	1.513
せん断力	Su	kN	28.198
	Sp	kN	2.266
	Sc	kN	53.031
	Sh'	kN	0.000
鉄筋量	Awmin	cm <sup>2</sup>	6.396
	Aw	cm <sup>2</sup>	-----
斜引張鉄筋の間隔	D13	cm	40.00
	D16	cm	40.00
	D19	cm	40.00

## 参考資料2-6

5) ウエブの圧壊に対する耐力

$$S_{uc} = \tau_{max} \cdot b_w \cdot d + S_p \geq S_{hu}$$

$S_{uc}$  : ウエブの圧壊に対する耐力

$\tau_{max}$  : コンクリートの平均せん断応力度の最大値 = 5.713 N/mm<sup>2</sup>

$S_{hu}$  : 終局荷重時に主桁断面に作用するせん断力

検討断面番号	3		
断面諸元	b <sub>w</sub>	cm	31.980
	d	cm	18.000
せん断力	S <sub>p</sub>	kN	2.266
	S <sub>hu</sub>	kN	28.198
圧壊耐力	S <sub>uc</sub>	kN	331.130

参考資料2-6

6)斜引張破壊に対する耐力

設計荷重時の平均せん断応力度がコンクリートが負担できる応力度を超える場合，発生するせん断力が次式により算出した斜引張破壊耐力以下であることを照査するものとする。

$$S_{us} = S_c + S_s + S_p \geq S_{hu}$$

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_s \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a}$$

- S<sub>us</sub> : 斜引張破壊に対する耐力
- S<sub>c</sub> : コンクリートが負担するせん断力
- S<sub>s</sub> : 斜引張鉄筋 が負担するせん断力
- S<sub>p</sub> : PC鋼材の曲げ上げによるプレストレスのせん断力作用方向分力
- d : 主桁断面の有効高
- A<sub>w</sub> : 斜引張鉄筋の配置鉄筋量
- σ<sub>s</sub> : " の降伏点応力度 = 295 N/mm<sup>2</sup>
- a : 斜引張鉄筋の配置間隔

検討断面番号		3	
D13			
鉄筋配置間隔	a	cm	-----
鉄筋量	A <sub>w</sub>	cm <sup>2</sup>	-----
せん断力	S <sub>c</sub>	kN	-----
	S <sub>s</sub>	kN	-----
	S <sub>p</sub>	kN	-----
作用せん断力	S <sub>hu</sub>	kN	-----
斜引張破壊耐力	S <sub>us</sub>	kN	-----
D16			
鉄筋配置間隔	a	cm	-----
鉄筋量	A <sub>w</sub>	cm <sup>2</sup>	-----
せん断力	S <sub>c</sub>	kN	-----
	S <sub>s</sub>	kN	-----
	S <sub>p</sub>	kN	-----
作用せん断力	S <sub>hu</sub>	kN	-----
斜引張破壊耐力	S <sub>us</sub>	kN	-----
D19			
鉄筋配置間隔	a	cm	-----
鉄筋量	A <sub>w</sub>	cm <sup>2</sup>	-----
せん断力	S <sub>c</sub>	kN	-----
	S <sub>s</sub>	kN	-----
	S <sub>p</sub>	kN	-----
作用せん断力	S <sub>hu</sub>	kN	-----
斜引張破壊耐力	S <sub>us</sub>	kN	-----

## 参考資料2-6

### 7)せん断力に対する軸方向鋼材の計算

せん断力による軸方向の引張力の増分は、軸方向鉄筋により受け持たせる。

軸方向鉄筋量は次式より求める。

$$A_s = \frac{d}{d_s} \cdot \frac{1}{\sigma_y} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_s} \cdot \frac{Sh'}{2}$$

$A_s$  : せん断力に対する軸方向鉄筋量

$d$  : 主桁断面の有効高

$d_s$  : 主桁圧縮縁からせん断力に対する軸方向鉄筋の図心までの距離 =  $d$

$\sigma_y$  : せん断力に対する軸方向鉄筋の降伏点応力度 =  $295 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_s$  : " に対する " の図心線と部材軸がなす角度 =  $0$ 度

$Sh'$  : 斜引張鉄筋が負担するせん断力

<せん断最大G 2>

検討断面番号			3
軸方向鉄筋の諸元	$d$	cm	18.00
	$Sh'$	kN	0.000
鉄筋量	$A_s$	$\text{cm}^2$	0.000

## 参考資料2-6

### 3.10 たわみの計算

#### 1) プレストレスによるたわみ

##### (1) 導入直後

$$\delta_{pt} = \frac{P_t \cdot e_p \cdot L^2}{9E_c \cdot I_c}$$

$\delta_{pt}$  : 導入直後プレストレスによるたわみ  
 $P_t$  : 全PC鋼材による支間中央のプレストレス力  
 $e_p$  : 図心よりPC鋼材図心までの距離(支間中央)  
 $L$  : 支間長  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数(導入直後)  
 $I_c$  : 支間中央断面の断面2次モーメント(コンクリート純断面)

##### (2) 設計荷重時

$$\delta_{pe} = \delta_{pt} \times \eta$$

$\delta_{pe}$  : 有効プレストレスによるたわみ  
 $\eta$  : 有効係数

#### 2) 死荷重によるたわみ

##### (1) 主桁自重によるたわみ

$$\delta_{d0} = \frac{M \cdot L^2}{9.6E_c \cdot I_c}$$

$\delta_{d0}$  : 主桁自重によるたわみ  
 $M$  : 主桁自重による支間中央の曲げモーメント  
 $L$  : 支間長  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数(導入直後)  
 $I_c$  : 支間中央断面の断面2次モーメント(コンクリート純断面)

##### (2) 場所打ちコンクリート荷重によるたわみ

$$\delta_{d1} = \frac{M \cdot L^2}{9.6E_c \cdot I_c}$$

$\delta_{d1}$  : 場所打ちコンクリート荷重によるたわみ  
 $M$  : 場所打ちコンクリート荷重による支間中央の曲げモーメント  
 $L$  : 支間長  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数(設計荷重時)  
 $I_c$  : 支間中央断面の断面2次モーメント(PC鋼材換算断面)

##### (3) 橋面荷重によるたわみ

$$\delta_{d2} = \frac{M \cdot L^2}{9.6E_c \cdot I_c}$$

$\delta_{d2}$  : 橋面荷重によるたわみ  
 $M$  : 橋面荷重による支間中央の曲げモーメント  
 $L$  : 支間長  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数(設計荷重時)  
 $I_c$  : 支間中央断面の断面2次モーメント(場所打ち換算断面)



## 参考資料2-6

### 3)活荷重によるたわみ

$$\delta L = \frac{M \cdot L^2}{9.8Ec \cdot Ic}$$

$\delta L$  : 活荷重によるたわみ  
 $M$  : 活荷重(衝撃を含む)による支間中央の曲げモーメント  
 $L$  : 支間長  
 $Ec$  : コンクリートのヤング係数(設計荷重時)  
 $Ic$  : 支間中央断面の断面2次モーメント(場所打ち換算断面)

### 4)雪荷重によるたわみ

$$\delta s = \frac{M \cdot L^2}{9.6Ec \cdot Ic}$$

$\delta s$  : 雪荷重によるたわみ  
 $M$  : 雪荷重による支間中央の曲げモーメント  
 $L$  : 支間長  
 $Ec$  : コンクリートのヤング係数(設計荷重時)  
 $Ic$  : 支間中央断面の断面2次モーメント(場所打ち換算断面)

### 5)クリープによるたわみ

$$\delta \phi = \frac{(\delta pt + \delta pe) \cdot \phi 1}{2} + \delta d0 \cdot \phi 1 + \delta d1 \cdot \phi 2 + \delta d2 \cdot \phi 3$$

$\delta \phi$  : クリープによるたわみ  
 $\delta pt$  : PC鋼材の導入直後プレストレス力によるたわみ  
 $\delta pe$  : PC鋼材の有効プレストレス力によるたわみ  
 $\delta d0$  : 主桁自重によるたわみ  
 $\delta d1$  : 場所打ちコンクリート荷重によるたわみ  
 $\delta d2$  : 橋面荷重によるたわみ  
 $\phi 1$  : プレストレス導入時から進むクリープ係数 = 0.00  
 $\phi 2$  : 場所打ちコンクリート打設から進むクリープ係数 = 0.00  
 $\phi 3$  : 橋面荷重載荷から進むクリープ係数 = 0.00

### 6)たわみの一覧表

項目	記号	M	Ec	Ic	$\delta$
		kN・m	N/mm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	mm
プレストレス導入時	$\delta pt$	-----	29200.0	33470.3	-14.6
プレストレス設計時	$\delta pe$	-----	32180.0	33470.3	-12.0
主桁自重	$\delta d0$	12.8	29200.0	33470.3	7.0
場所打ちコンクリート	$\delta d1$	2.6	32180.0	34218.3	1.3
橋面荷重	$\delta d2$	6.2	32180.0	39149.6	2.6
活荷重	$\delta L$	22.1	32180.0	39149.6	9.2
雪荷重	$\delta s$	0.0	32180.0	39149.6	0.0
クリープ	$\delta \phi$	-----	-----	-----	0.0

### 7)各施工段階のたわみ

#### (1)プレストレス導入直後

$$\delta (1) = \delta pt + \delta d0 = -7.6 \text{ mm}$$

#### (2)全死荷重時

$$\delta (2) = \delta pe + \delta d0 + \delta d1 + \delta d2 + \delta \phi = -1.2 \text{ mm}$$

#### (3)設計荷重時

$$\delta (3) = \delta (2) + \delta L + \delta s = 8.0 \text{ mm}$$

### 石徹白橋橋桁片解体状況報告書

石徹白橋では、橋桁片より試験用のPC鋼材と鉄筋を採取する際に、鉄筋、PC鋼材、グラウトの状況などを観察した。以下に、解体時の観察結果を示す。

#### (1) 石徹白橋橋桁片 解体前状況



石徹白橋橋桁片 解体前状況

#### (2) 鉄筋はつり出し状況



##### 軸方向鉄筋の状況

- ・軸方向鉄筋には、φ9mmの丸鋼が使用されていた。
- ・鉄筋に錆びは見られず、健全な状態であった。



##### スターラップの状況

- ・スターラップには、φ6mmの丸鋼が使用されていた。
- ・鉄筋に錆びは見られず、健全な状態であった。
- ・スターラップと軸方向鉄筋は、溶接で固定されている箇所と、結束線で固定されている箇所があった。

(3) 定着部付近解体状況



定着部の状況

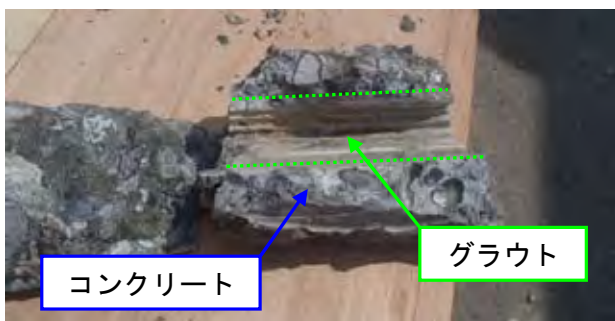
- ・ 定着部には、補強のためのグリッド筋が配置されていた。
- ・ グリッド筋には、 $\phi 6\text{mm}$ の丸鋼が使用されていた。
- ・ グリッド筋に錆びは見られず、健全な状態であった。

(4) PC鋼材のはつり出し状況



PC鋼材・グラウトの状況

- ・ 主ケーブル、横締めケーブル共に、グラウトは充填されていた。
- ・ 主ケーブルに錆びは確認されず、健全な状態であった。
- ・ 横締めケーブルには鋼製シース（亜鉛鍍鉄板製シャーシ）が用いられていた。



(5) 橋桁片切断状況



切断面の状況

- ・ C1、C2 ケーブルはグラウトが完全に充填されていた。
- ・ C3 ケーブルは、グラウトの一部に空隙が確認された。
- ・ いずれのケーブルも、錆びは確認されなかった。



## 石徹白橋のコンクリートの強度特性

### 1. 目的

石徹白橋は十郷橋と同時期にされた PC 橋であり、十郷橋と同じ設計基準強度のコンクリートが用いられている。そこで、石徹白橋のコンクリート強度特性を調査し、当時のコンクリートの品質を確認する。

### 2. 試験方法

石徹白橋の橋桁片から  $\phi 44\text{mm}$  のコア 12 本と  $\phi 100\text{mm}$  のコア 3 本を採取し、強度特性（圧縮強度、引張強度、静弾性係数）の調査を行った。各試験に用いたコア供試体の採取状況を写真-1 に示す。

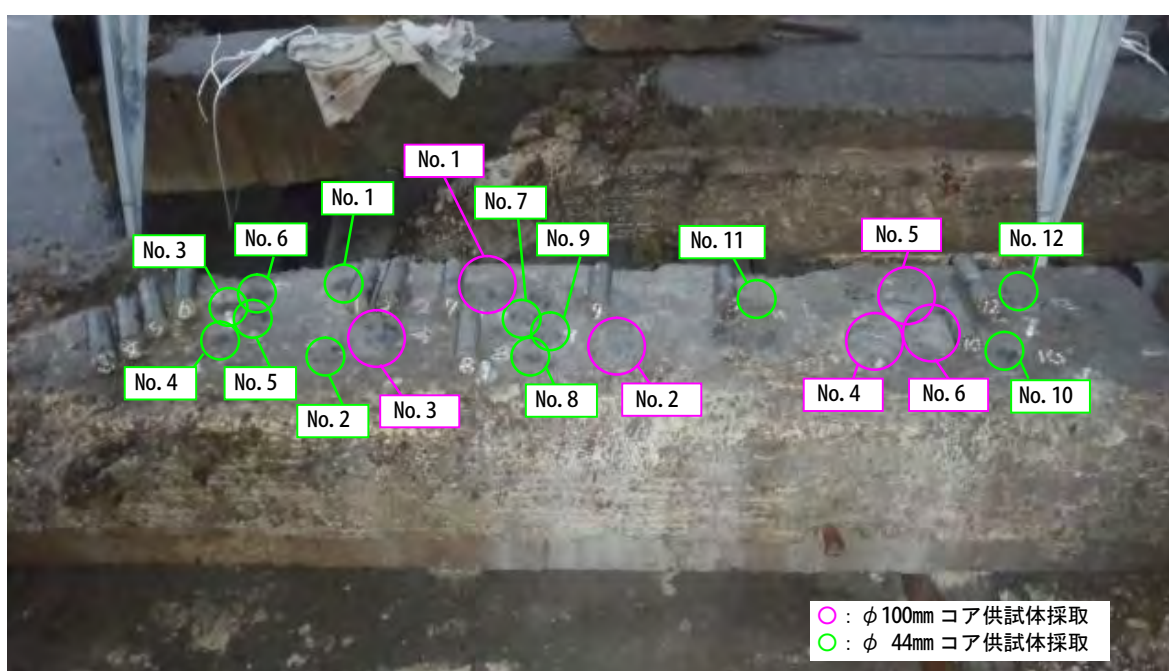


写真-1 コア供試体の採取状況

#### (1) 圧縮強度試験

圧縮強度試験は、 $\phi 44 \times 90\text{mm}$  のコア供試体を用いて実施した。コアの直径が骨材寸法に比べて小さく試験結果にバラツキが予想されたため、供試体本数を 12 本とした。ここで、コアの直径を  $\phi 44$  としたのは、コンクリート表面から 130mm 付近にひび割れがあり、 $\phi 100\text{mm}$  のコアでは直径の 2 倍の高さを確保できなかったためである。

#### (2) 静弾性係数試験

静弾性係数試験は、 $\phi 100\text{mm}$  のコア供試体 3 体および  $\phi 44\text{mm}$  のコア供試体 3 体を用いて実施した。コンクリートひずみは、コア供試体の側面にひずみゲージを 2 枚対角に貼付けて測定した。なお、静弾性係数試験に用いた供試体は高さが直径の 2 倍以下であるが、「コンクリートの圧縮強度と静弾性係数に及ぼす円柱供試体の高さ直径比の影響<sup>1)</sup>」にて静弾性係数は直径高さ比の影響が小さいことを確認している。

#### (3) 引張強度試験

引張強度試験は、静弾性係数試験を行った  $\phi 100\text{mm}$  のコア供試体を用いて測定した。

### 3. 試験結果

強度特性の試験状況を写真-2に、試験結果の一覧を表-1に示す。圧縮強度試験および静弾性係数試験は、吉田委員長、阿部委員、辻野委員の立会いのもと実施した。



写真-2 圧縮強度試験および静弾性係数試験の状況

表-1 試験結果の一覧

供試体 No	供試体寸法		断面積 mm <sup>2</sup>	質量 g	単位容積質量 g/cm <sup>3</sup>	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	静弾性係数 N/mm <sup>2</sup>	
	直径 mm	高さ mm							
φ44	1	43.5	90.1	1488.7	325.7	2.43	71.9	-	-
	2	43.6	90.3	1491.3	323.6	2.40	61.2	-	44383
	3	43.5	90.3	1488.7	326.4	2.43	81.0	-	-
	4	43.6	90.4	1491.3	327.7	2.43	80.1	-	-
	5	43.6	90.6	1493.9	332.5	2.46	85.5	-	-
	6	43.6	89.9	1495.6	324.1	2.41	20.3	-	-
	7	43.6	90.3	1491.3	325.0	2.41	71.3	-	37385
	8	43.4	89.9	1476.8	321.9	2.42	58.2	-	-
	9	43.7	89.9	1497.3	324.2	2.41	64.9	-	45688
	10	43.3	90.2	1474.2	332.2	2.50	62.8	-	-
	11	43.3	90.1	1469.1	335.0	2.53	84.5	-	-
	12	43.3	89.9	1470.0	321.7	2.44	83.8	-	-
φ100	2	99.5	121.1	7779.5	2299.7	2.44	-	4.2	40491
	3	99.7	160.1	7806.9	3075.5	2.46	-	4.0	42378
	5	99.4	129.6	7763.9	2494.6	2.48	-	4.8	47707
平均値	-	-	-	-	2.45 g/cm <sup>3</sup> 24.1 kN/m <sup>3</sup>	73.2N/mm <sup>2</sup>	4.3	43005	
設計値 <sup>※1) ~ ※4)</sup>	-	-	-	-	22.5~23.0 kN/m <sup>3</sup>	375kg/cm <sup>2</sup> 36.8N/mm <sup>2</sup>	2.5	30061	

※1) 単位容積質量の設計値は、「コンクリート標準示方書 設計編 6.4.2 死荷重 解説表6.4.1」の値を示す。

※2) 圧縮強度の設計値は、石徹白橋の設計基準強度を示す。

※3) 引張強度の設計値は、「コンクリート標準示方書 設計編 5.2.1 強度 解5.2.1」を用いて算出した。

※4) 静弾性係数の設計値は、「コンクリート標準示方書 設計編 5.2.5 ヤング係数 解5.2.8」を用いて算出した。

#### (1) 圧縮強度試験

圧縮強度試験はφ44の供試体12本で行った。圧縮強度の平均値は73.2N/mm<sup>2</sup>となり、石徹白橋の設計基準強度である375kg/cm<sup>2</sup> (36.8N/mm<sup>2</sup>)を満足する結果となった。ただし、No.6 (表-1の黄色塗り潰し部)は圧縮強度が20.3N/mm<sup>2</sup>と極端に小さい値となったため、平均値から除外している。

(2) 静弾性係数試験

静弾性係数試験はφ44の供試体3体、φ100の供試体3体で行った。「コンクリート標準示方書 設計編 解5.2.8」によると、コンクリート強度36.8N/mm<sup>2</sup>の静弾性係数は $E_c=30061$  N/mm<sup>2</sup>、コンクリート強度73.2N/mm<sup>2</sup>の静弾性係数は $E_c=37320$  N/mm<sup>2</sup>となる。石徹白橋の静弾性係数の平均値は43005 N/mm<sup>2</sup>となり、コンクリート標準示方書に示される一般的な値を上回る結果であった。

φ44の供試体から得られた静弾性係数とφ100の供試体から得られた静弾性係数を比較すると、前者は42485 N/mm<sup>2</sup>、後者は43525 N/mm<sup>2</sup>となり、差は小さいものであった。

(3) 引張強度（割裂）試験

割裂試験は静弾性係数試験に用いたφ100のコア供試体3体で実施した。引張強度の平均値は4.3N/mm<sup>2</sup>となり、コンクリート標準示方書設計編に示されている引張強度の算出式で求めた4.0N/mm<sup>2</sup>（設計基準強度73.2N/mm<sup>2</sup>）を満足する結果であった。

4. まとめ

石徹白橋から採取したコア供試体を用いて強度試験を行った結果、以下のことが確認された。

- ・圧縮強度試験の結果より、石徹白橋のコンクリートは設計基準強度を大きく上回った。
- ・引張強度、静弾性係数は、コンクリート標準示方書に示される値を満足した。
- ・静弾性係数試験では、3体の平均値がφ44の供試体とφ100の供試体ではほぼ同等の結果となった。

【参考文献】

- 1) 守屋健一・因幡芳樹・田山隆文・崇英雄：コンクリートの圧縮強度と静弾性係数に及ぼす円柱供試体の高さ直径比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，2010，pp.269-274

## 石徹白橋のコンクリートおよびPCグラウトの配合推定分析結果報告書

### 1. 試験目的

石徹白橋の文献（参考資料-1）には、主桁コンクリートの水セメント比は示されているが、配合は示されていない。また、当時のPCグラウトにどのような材料が使用されていたかも明らかになっていない。

そこで、石徹白橋のコンクリートおよびグラウトの配合を明らかにすることを目的として、配合推定を試みた。

### 2. 試料

試料の外観を写真-1、写真-2に示す。

- ①コンクリートコア：φ10cm×10cm程度
- ②PCグラウト片：1kg程度



写真-1 コンクリートコアの外観



写真-2 PCグラウト片の外観

### 3. 試験項目および試験方法

#### 3.1 配合推定

配合推定分析は、セメント協会コンクリート専門委員会報告F-18『硬化コンクリートの配合推定に関する共同試験報告』（以下、F-18と示す）によった。

配合推定計算を行うには、コンクリートの原材料の化学分析値および骨材の吸水率が必要である。本試験の場合、原材料の入手は困難なことから、F-18に示される代表的な値を用いて推定した。

なお、セメントに関しては、セメント・コンクリート No.84 1954年2月に石徹白橋の工事記録が記載されており、当時ベロセメントを使用したことが記載されていたが、今回の計算では、F-18に示される普通ポルトランドセメントの値を用いた。

単位水量の推定は、F-18の結言で「一般の硬化コンクリート試料においては、その中に含まれる水の状態を正確に把握することは現状では不可能であり、本方法を用いて得た単位水量には相当大きな誤差が含まれるおそれがある。」と明記されている。

また、セメント協会コンクリート専門委員会報告F-23「硬化コンクリートの配合推定に関する共同試験報告（その2）」において、コンクリート試料の採取方法、分析試料の縮分方法、養生方法の相違が配合推定におよぼす影響、単位水量検討のためのコンクリート試料の吸水試験などについての検討でも、その結言で「空中に放置した供試体を恒量となるまでに水中に浸漬すると、空中放置中に蒸発した水分よりは多くの水分を吸収して、脱型時よりも一般に単位水量は多くな



る。これらの水量の増減はコンクリートの種類、脱型の時期、放置箇所ならびに放置期間などによって異なり、一定の傾向は認めがたい。したがって硬化コンクリート供試体を水中に浸漬して恒量とした場合の水量を用いて、示方配合の単位水量を推定することは困難のようである。」と記載されている。

以上のことから、配合推定では、単位水量の推定は困難であるが、本試験では参考データとして、F-18のig.loss法に準拠し、単位水量の推定を行った。

#### (1) 単位容積質量

試験は、試料を48時間水中に浸漬して吸水させた後、水中質量 (W1) および表乾質量 (W2) を測定し、その後105°C±5°Cに調整した乾燥器で48時間乾燥させた質量を乾燥質量 (W3) として測定した。これより、下式により乾燥単位容積質量、表乾単位容積質量および吸水率を求めた。

$$\begin{aligned} \text{乾燥単位容積質量 (kg/m}^3\text{)} &= W3 / (W2 - W1) \\ \text{表乾単位容積質量 (kg/m}^3\text{)} &= W2 / (W2 - W1) \\ \text{吸水率 (\%)} &= (W2 - W3) / W3 \times 100 \end{aligned}$$

#### (2) 試料調製

試験試料をジョークラッシャー、ブラウクラッシャーで粗・中粉碎を行った後、四分法により分別したものを振動ミルで微粉碎し、0.105mmふるいを通す細かさに調製して分析用試料とした。

#### (3) 化学分析

##### a) 酸化カルシウム量

(2)項で調製した試料に希塩酸を加えてセメント成分を分解、ろ過し、ろ液中の酸化カルシウム量をEDTA (エチレンジアミン四酢酸ナトリウム) 溶液によるキレート滴定法より求めた。

##### b) 不溶残分量

a)項で得られたろ過残分を1000°Cの電気炉で30分強熱し、冷却後恒量となった質量から求めた。

##### c) 強熱減量

(2)項で調製した試料を600°Cおよび1000°Cの電気炉で強熱し、冷却後恒量となった質量を測定し、室温から600°Cおよび室温から1000°Cにおける減量を求めた。

### 3.2 混和剤使用の推定分析

硬化コンクリート中の混和剤としてリグニンスルホン酸塩が使用されている場合は、アルカリ溶液で抽出した溶液中のリグニンスルホン酸塩に起因する特有の波長における吸光度を測定することにより、定性・定量することが可能である。

本試験においても、(2)項で調製した試料からアルカリ溶液 (炭酸ナトリウム溶液) で抽出した溶液を試験溶液とし、試験溶液の吸光度を (株) 島津製作所製「紫外部- 可視吸光光度計 UV-1650P」を用いて測定した。なお、定量は、実際使用した材料 (セメント、骨材、混和剤) が入手困難であることから、過去に弊社で練混ぜたモルタルより抽出した溶液で作成した検量線を用いてリグニンスルホン酸塩系混和剤の使用量を推定した。

### 3.3 粉末X線回折分析

コンクリートコアおよびPCグラウトのセメント水和物および使用骨材構成鉱物を確認する目的で、試料をメノウ乳鉢で粉碎後、アルミニウムホルダーにつめて、粉末X線回折法により、 $2\theta = 5 \sim 70^\circ$ の回折強度を測定した。

使用した粉末X線回折装置は、(株)島津製作所製「粉末X線回折装置 XRD-6000」であり、測定条件を以下に示した。

【測定条件】	管球	: Cu	走査速度	: $1^\circ/\text{min}$
	管電圧	: 40kV	発散スリット (D.S)	: $1^\circ$
	管電流	: 30mA	受光スリット (R.S)	: 0.15mm
	計数管	: シンチレーション	散乱スリット (S.S)	: $1^\circ$

### 4. 試験結果

分析結果一覧を表-1に、各結果を添付資料に示す。

コンクリートコアの単位容積質量(乾燥)は $2389\text{kg/m}^3$ で、吸水率は2.3%であり、推定配合量は、セメント $346\text{kg/m}^3$ 、骨材 $2026\text{kg/m}^3$ であった。

グラウトの単位容積質量(乾燥)は $1392\text{kg/m}^3$ と軽く、吸水率が32.5%と高いことから、PCグラウト片の組織はポーラスであると推察された。推定配合量は、セメント $624\text{kg/m}^3$ 、骨材 $624\text{kg/m}^3$ であった。

コンクリートコアおよびPCグラウト片のアルカリ抽出液にリグニンスルホン酸塩特有の吸収は顕著に認められなかったが、この吸収より求めた推定混和剤量は、コンクリートコアで $0.22\text{kg/m}^3$ 、PCグラウト片で $0.54\text{kg/m}^3$ であった。ただし、使用した材料を用いて分析していないこともあり、骨材由来分の補正等を考慮すると、混和剤は使用されていない可能性も示唆され、使用されていたとしても少量であると考えられた。

粉末X線回折より推定されたセメント水和物より、PCグラウト片は水酸化カルシウムの他に中性化の影響と考えられる炭酸カルシウムが検出された。骨材構成鉱物はコンクリートコアおよびPCグラウトいずれも同様であり、アルカリ骨材反応の有害鉱物等コンクリートに有害な鉱物は認められなかった。

表-1 試験結果一覧

項目		コンクリートコア	PCグラウト片
単位容積質量 ( $\text{kg/m}^3$ )	乾燥	2389	1392
	表乾	2444	1845
吸水率(%)		2.3	32.5
推定配合量 ( $\text{kg/m}^3$ )	セメント量	346	624
	骨材量	2026	624
	(参考値) 水量	71 (参考値)	597 (参考値)
セメント量と骨材量の比		1 : 5.8	1 : 1.0
(参考値) 水量とセメント量の比率(%)		20.4	95.7
混和剤量 (リグニン系 $\text{kg/m}^3$ )	推定量	0.22 (C×0.06%)	0.54 (C×0.09%)
	標準量の場合	0.87 (C×0.25%)	1.56 (C×0.25%)
粉末X線回折	セメント水和物	水酸化カルシウム	水酸化カルシウム 炭酸カルシウム
	骨材構成鉱物	石英、長石、雲母、緑泥石	石英、長石、雲母、緑泥石

セメント・コンクリート No.84 1954年2月に石徹白橋の工事記録が記載されており、その当時の配合記録との比較を表-2に示す。当時の配合記録と今回の配合推定結果を比較すると、コンクリートコアはやや骨材量が多く推定されているが、これは粗骨材の最大寸法が大きいことによる影響と考えられる。

表-2 当時の配合記録との比較

試料名	当時の配合記録	配合推定結果
コンクリート	W/C=33% 1:1.2:2.3(1:3.5)(重量配合)	1:5.8

## 5. まとめ

石徹白橋のコンクリートおよびPC グラウトの配合推定にて得られた結果を以下に示す。

- ・コンクリートの単位セメント量は  $346\text{kg/m}^3$  であり、「道路橋示方書 コンクリート橋編 20.4.2 コンクリート」に示されるポストテンション方式のPC 橋の最小単位セメント量  $300\text{kg/m}^3$  を満足している。
- ・コンクリート、PC グラウト共に、混和剤は使用されていないか、使用されていても少量と考えられる。
- ・PC グラウトには、モルタルが使用されていると推察される。

添 付 資 料

配合推定式

乾燥ベースの配合推定算出式

換算前の推定骨材量

$$Y' = \frac{\beta}{d} \times 100$$

換算前の推定セメント量

$$X' = \frac{\{\alpha - (Y' \times c/100)\}}{a} \times 100$$

換算前の推定結合水量

$$Z' = \gamma - \{(X' \times b/100) + (Y' \times e/100)\}$$

- X' : 換算前の推定セメント量 (%)
- Y' : 換算前の推定骨材量 (%)
- Z' : 換算前の推定結合水量 (%)
- a : セメントの酸化カルシウム量 (%)
- b : セメントの強熱減量 (600°C) (%)
- c : 骨材の酸化カルシウム量 (%)
- d : 骨材の不溶残分量 (%)
- e : 骨材の強熱減量 (600°C) (%)
- α : コンクリート中の酸化カルシウム量 (%)
- β : コンクリート中の不溶残分量 (%)
- γ : コンクリート中の強熱減量 (600°C) (%)

X + Y + Z = 100に換算する

推定骨材量

$$Y = \frac{Y'}{X' + Y' + Z'} \times 100$$

推定セメント量

$$X = \frac{X'}{X' + Y' + Z'} \times 100$$

推定結合水量

$$Z = \frac{Z'}{X' + Y' + Z'} \times 100$$

- X : 推定セメント量 (%)
- Y : 推定骨材量 (%)
- Z : 推定結合水量

表乾時のコンクリート配合推定算出式

$$\text{単位骨材量 (kg/m}^3\text{)} = \frac{Y \times (100 + p_2)}{(100 + p_1) \times 100} \times W$$

$$\text{単位セメント量 (kg/m}^3\text{)} = \frac{X}{(100 + p_1)} \times W$$

$$\text{単位水量 (kg/m}^3\text{)} = \frac{(Z + p_1)}{(100 + p_1)} \times W - \frac{p_2 \times Y \times (100 + p_2)}{(100 + p_1) \times 10000} \times W$$

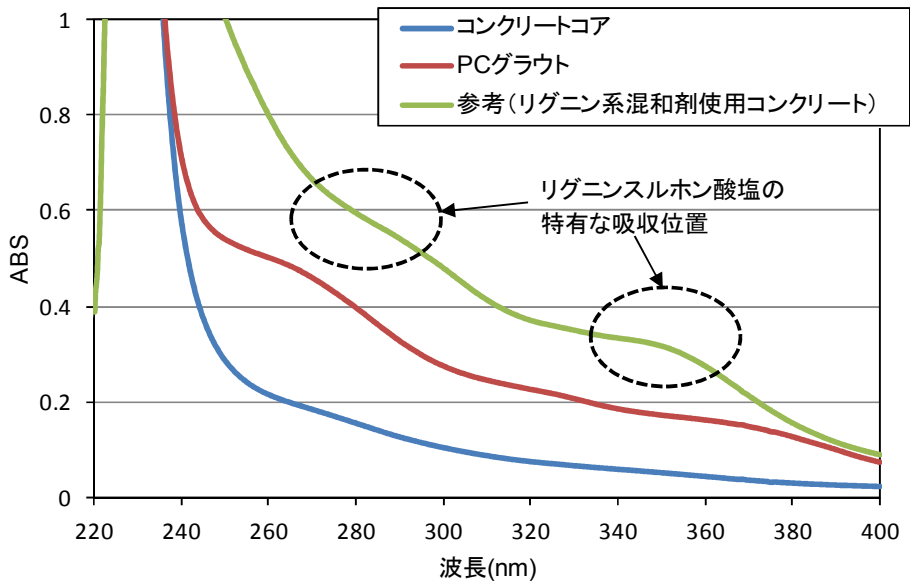
- p<sub>1</sub> : コンクリートの吸水率 (%)
- p<sub>2</sub> : 骨材の吸水率 (%)
- W : コンクリートの単位容積質量 (kg/m<sup>3</sup>)

参考データ 配合推定結果

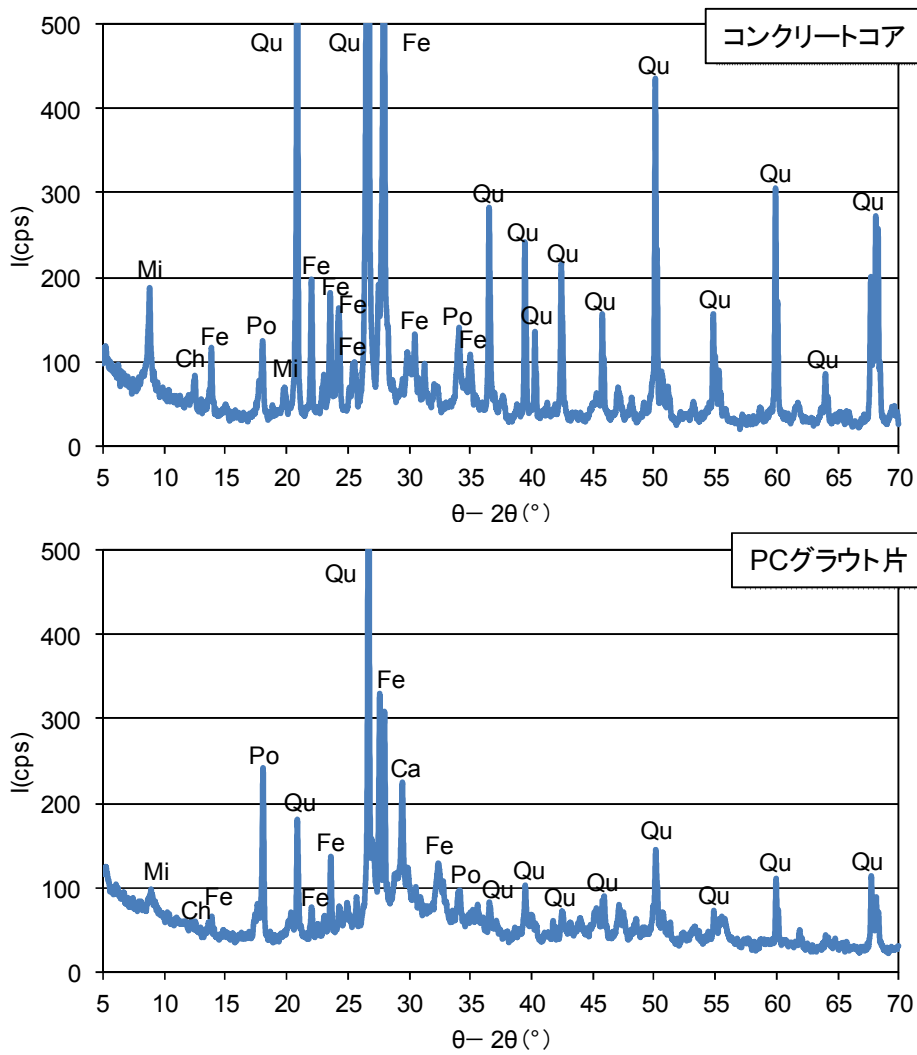
測 定 項 目			コンクリート コア	PC グラウト片
硬化コンクリートの単位容積質量と吸水率	-	水中質量 (g)	1168.6	72.6
	-	表乾質量 (g)	1978.1	158.5
	-	絶乾質量 (g)	1933.6	119.6
	-	乾燥単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	2389	1392
	W	表乾単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	2444	1845
	p1	吸水率 (%)	2.3	32.5
調製試料の化学分析値	$\alpha$	酸化カルシウム量 (%)	9.6	27.2
	$\beta$	不溶残分量 (%)	78.7	39.3
	$\gamma$	強熱減量 [600°C] (%)	3.2	11.3
	-	強熱減量 [1000°C] (%)	5.3	16.7
使用材料の化学分析値	a	セメント中の酸化カルシウム量 (%)	64.5	64.5
	b	セメント中の強熱減量 (%)	0.6	0.6
	c1	細骨材の酸化カルシウム量 (%)	0.3	0.3
	d1	細骨材の不溶残分量 (%)	95.5	95.5
	e1	細骨材の強熱減量(600°C) (%)	1.1	1.1
	p2	細骨材の吸水率 (%)	2.1	2.1
	c2	粗骨材の酸化カルシウム量 (%)	0.5	—
	d2	粗骨材の不溶残分量 (%)	95.0	—
	e2	粗骨材の強熱減量(600°C) (%)	1.3	—
	p2	粗骨材の吸水率 (%)	1.4	—
調製試料中の骨材量、セメント量、結合水量	X'	セメント量 ※1 (%)	14.4	42.0
	Y'	骨材量 ※1 (%)	82.7	41.2
	Z'	(参考値)結合水量 ※1 (%)	1.6	10.6
全体を100%に補正後の各量	X	セメント量 (%)	14.6	44.8
	Y	骨材量 (%)	83.8	43.9
	Z	(参考値)結合水量 (%)	1.6	11.3
推定単位量	-	セメント量 (kg/m <sup>3</sup> )	346	624
	-	骨材量 ※1 (kg/m <sup>3</sup> )	2026	624
	-	(参考値)水量 ※1 (kg/m <sup>3</sup> )	71(参考値)	597(参考値)
セメント量と骨材量の比			5.8	1.0
(参考値)水量とセメント量の比率 (%)			20.4	95.7

注) 使用材料の化学分析値等はF-18に示される値

※1 コンクリートコアの場合は、細骨材と粗骨材の混合割合を4:6としたときの値を用いた



添付図-1 コンクリートコアおよびPCグラウトの混和剤推定分析 UVスペクトル



Po:水酸化カルシウム Ca:炭酸カルシウム Qu:石英 Fe:長石 Mi:雲母 Ch:緑泥石  
添付図-2 コンクリートコアおよびPCグラウトの粉末X線チャート



添付写真-1 単位容積質量測定状況



添付写真-2 ジョークラッシャーによる粗粉碎



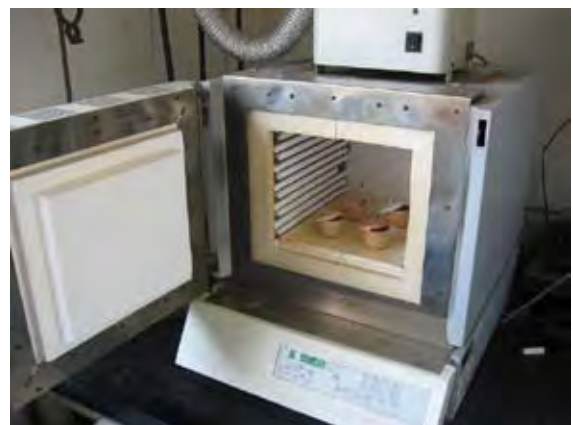
添付写真-3 振動ミルによる微粉碎



添付写真-4 希塩酸による分解・ろ過



添付写真-5 酸化カルシウム量(キレート適定)



添付写真-6 不溶残分量および強熱減量



石徹白橋 PC 鋼線  $\phi 5\text{mm}$  に関する性能調査報告書

## 1. 目的

石徹白橋のコンクリート桁内から採取された PC 鋼線の性能確認を行う。

## 2. 試験体の状況

石徹白橋のコンクリート桁内から採取された PC 鋼線  $\phi 5\text{mm}$  について、長さ約 600mm の試験体を 12 本受領した。試験体の状況を写真-1 に、洗浄後の試験体を写真-2 に示す。

試験体に発錆や腐食による孔食・欠損などはほとんど認められなかった。

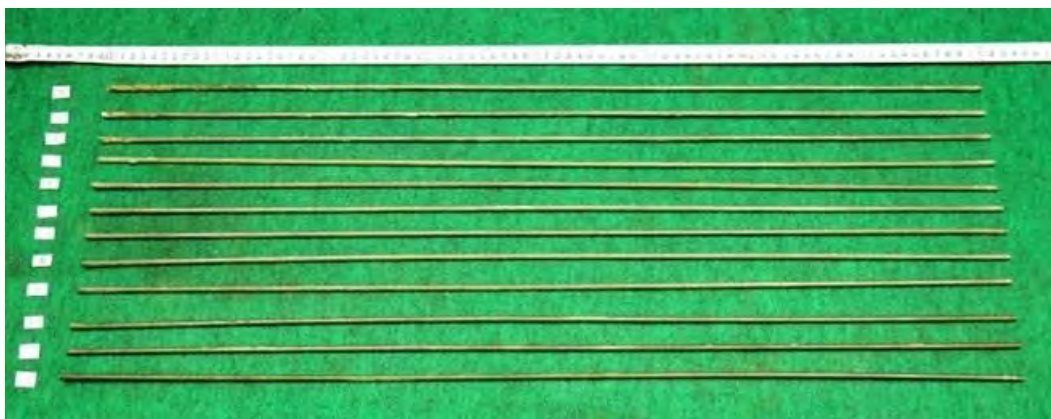


(a) 全景



(b) 拡大

写真-1 試験体の状況



(a) 全景



(b) 拡大

写真-2 洗浄後の試験体

### 3. 試験内容

試験項目を以下に示す。

- ① 引張試験
- ② 成分分析
- ③ 金属組織観察
- ④ 硬度測定

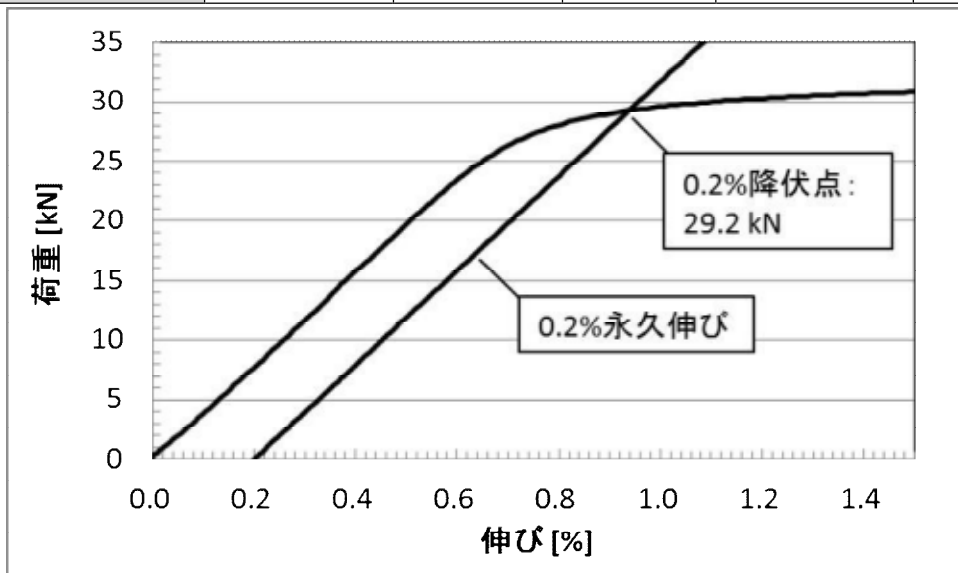
4. 試験結果

4.1. 引張試験

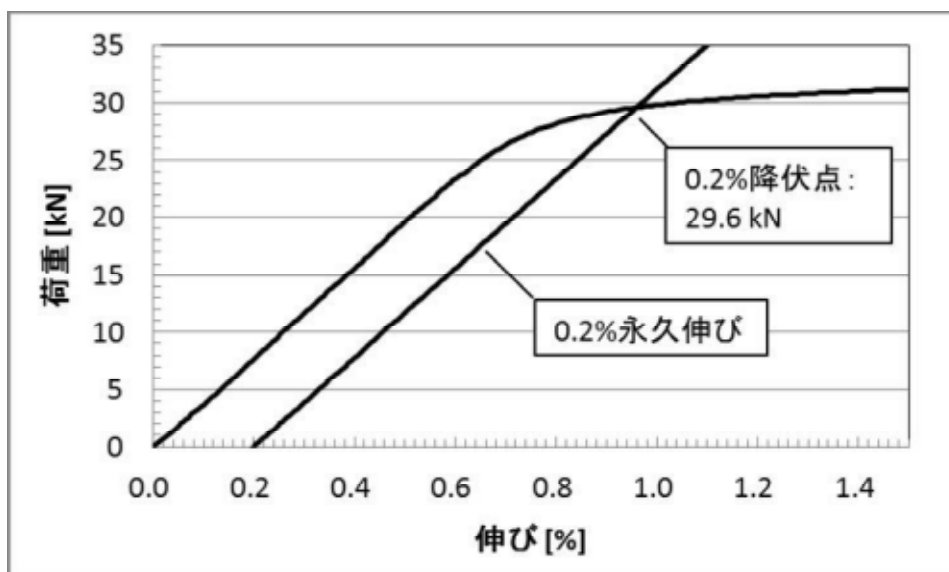
引張試験結果を表-1、荷重-伸び曲線を図-1に示す。当該PC鋼線はJIS G 3536-2008（PC鋼線及びPC鋼より線）に規定の機械的特性を満足することを確認した。

表-1 引張試験結果

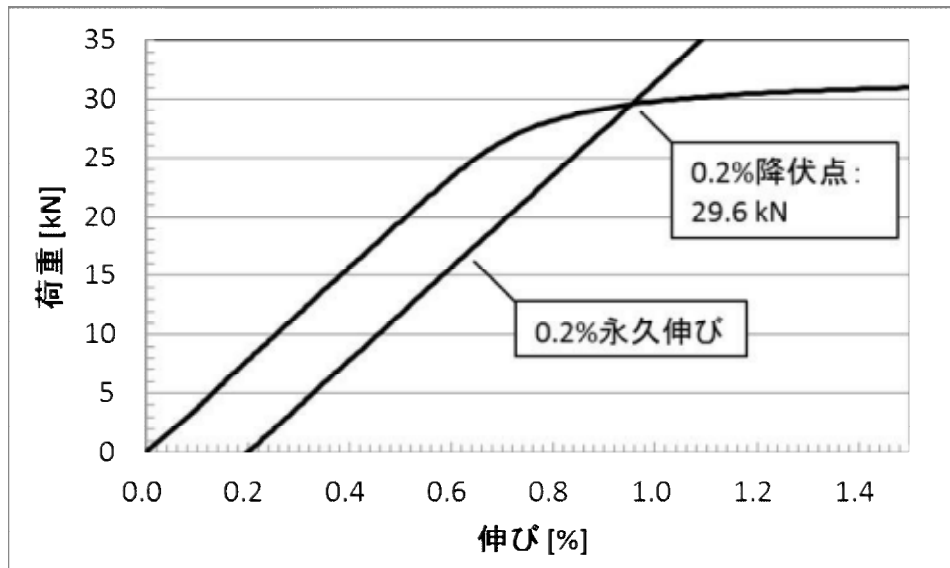
項目	素線径	引張荷重	伸び	0.2%降伏点	ヤング率	
単位	mm	kN	%	kN	GPa	
試験結果	No.1	5.00-5.02	32.5	6.0	29.2	202
	No.2	4.99-5.02	32.8	5.5	28.9	201
	No.3	4.99-5.02	32.5	6.0	29.6	200
JIS規格値（参考）	5.00±0.03	31.9以上	4.0以上	27.9以上	—	



(1) No. 1



(2) No. 2



(3) No. 3

図-1 荷重—伸び曲線

#### 4.2. 成分分析

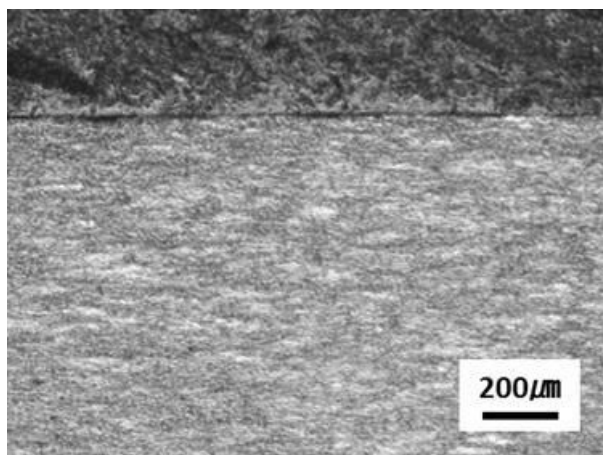
成分分析結果を表-2に示す。分析結果は、PC鋼線に使用されるJIS G 3502-2008（ピアノ線材）SWRS72Aに規定された化学成分の範囲内であった。

表-2 成分分析結果

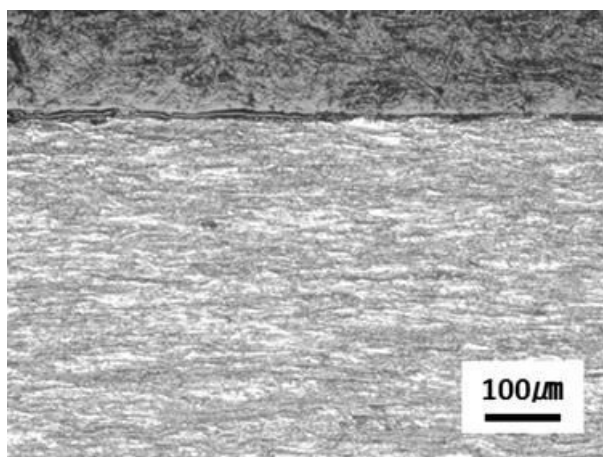
元素	C	Si	Mn	P	S	Cu
成分値[wt%]	0.73	0.26	0.49	0.023	0.023	0.09
JIS規格値 (参考) [wt%]	0.70	0.12	0.30	0.025	0.025	0.20
SWRS72A	-0.75	-0.32	-0.60	以下	以下	以下

### 4.3. 金属組織観察

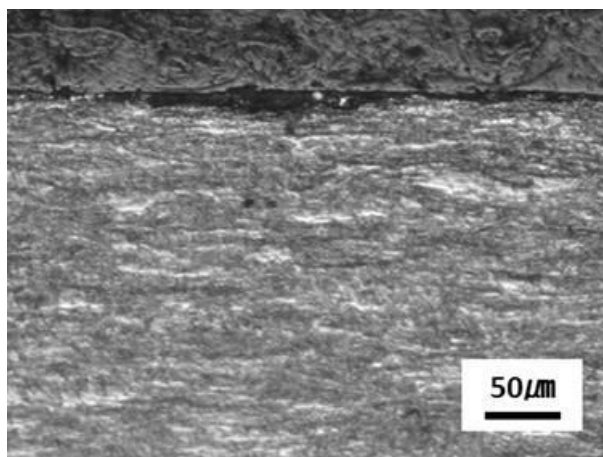
PC 鋼線の縦断面の表層付近および中心付近の金属組織をそれぞれ写真-3〜写真-4 に示す。金属組織は層状パーライト組織であり、熱影響を受けたマルテンサイト組織などの異常組織は認められなかった。



(a) 50 倍

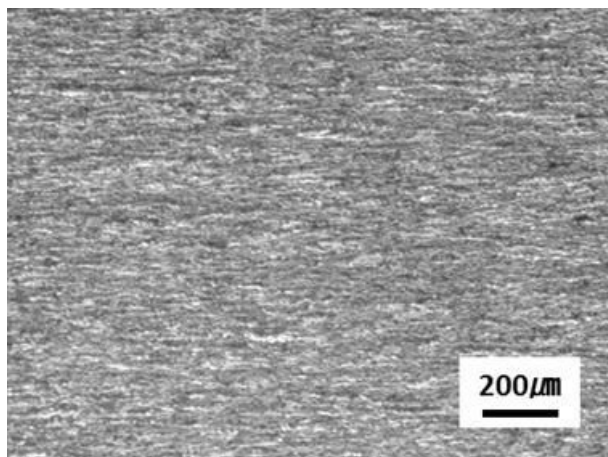


(b) 100 倍

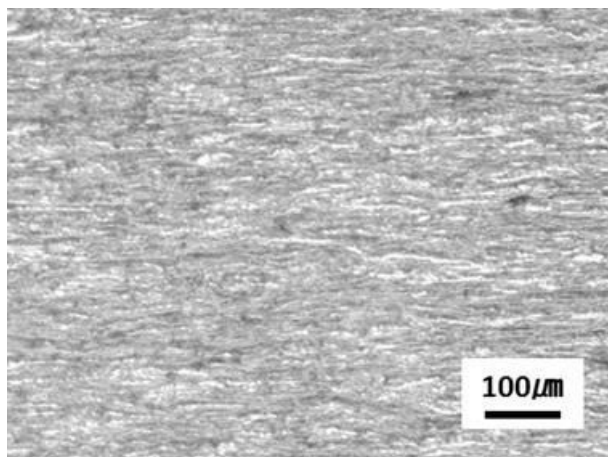


(c) 200 倍

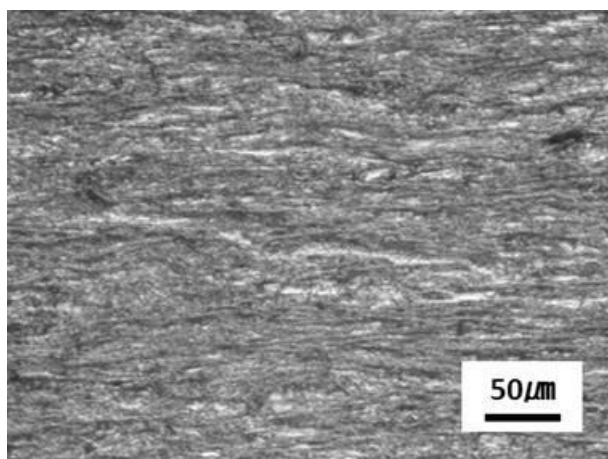
写真-3 金属組織（縦断面、表層付近）



(a) 50 倍



(b) 100 倍



(c) 200 倍

写真-4 金属組織（縦断面、中心付近）

#### 4.4. 硬度測定

PC 鋼線の深さ方向のマイクロビッカース硬度を測定した結果を表-3 に示す。硬度は Hmv=450 前後であり、パーライト組織が観察される一般的な PC 鋼線の硬度であった。

表-3 深さ方向の硬度分布

深さ [mm]	マイクロビッカース硬度： Hmv
0.1	449
0.5	450
1.0	465
1.5	465
2.0	486
2.5	444

#### 5. まとめ

石徹白橋から採取した PC 鋼線 φ5mm の性能確認試験を実施した結果、以下のことが確認された。

- ・引張試験の結果より、当該 PC 鋼線の機械的特性は JIS G 3536-2008 を満足した。
- ・成分分析結果から、当該 PC 鋼線の化学成分は JIS G 3502-2008 に規定される SWRS72A の化学成分の範囲内であった。
- ・金属組織は層状パーライト組織であり、熱影響を受けたマルテンサイト組織などの異常組織は認められなかった。
- ・硬度は Hmv=450 前後であり、パーライト組織が観察される一般的な PC 鋼線の硬度であった。

以上より、石徹白橋に使用されていた当該 PC 鋼線は現在でも健全であることが確認された。

## 石徹白橋 の鉄筋に関する強度試験報告書

### 1. 目的

石徹白橋では、スターラップにφ6mmの丸鋼、軸方向筋にφ9mmの丸鋼が使用されている。本試験では、コンクリート桁内から採取した鉄筋の引張強度試験を行い、鉄筋の強度特性を確認する。

### 2. 試験体の状況

石徹白橋のコンクリート桁内から採取された鉄筋試験体の状況を写真-1に示す。試験体に発錆や腐食による孔食・欠損などは認められなかった。



(a) φ6mm 丸鋼 (スターラップ)



(b) φ9mm 丸鋼 (軸方向鉄筋)

写真-1 鉄筋試験体の状況

### 3. 試験体の寸法

鉄筋試験体寸法の実測値の一覧を表-1に示す。鉄筋の直径の実測値は、スターラップ(φ6)が5.8mm、軸方向筋(φ9)が8.6mmとなり、いずれもJIS G 3191(熱間圧延棒鋼とバーインコイル)の形状、寸法及び質量並びにその許容差)の許容誤差(それぞれ $6 \pm 0.4\text{mm}$ 、 $9 \pm 0.4\text{mm}$ )を満足した。

表-1 試験体の寸法の一覧

試験体 No	鉄筋径 mm	直径 mm	許容誤差 mm	長さ mm	質量 g	密度 $\text{g/cm}^3$	備考
No. 1	φ6	5.9	$6 \pm 0.4$	315	65.4	7.594	スターラップ
No. 2		5.8		321	64.9	7.565	
No. 3		5.7		327	64.3	7.706	
平均		5.8		-	-	7.622	
No. 4	φ9	8.6	$9 \pm 0.4$	362	158.5	7.596	軸方向鉄筋
No. 5		8.6		402	182.4	7.872	
No. 6		8.8		379	170.2	7.384	
平均		8.6		-	-	7.617	



#### 4. 引張強度試験結果

φ6-No.3 試験体およびφ9-No.5 試験体の引張強度試験結果を表-2 に、応力-ひずみ曲線を図-1 に、引張強度試験の状況写真を写真-2 に示す。表中に示される JIS 規格値は、JIS G 3112 (鉄筋コンクリート用棒鋼) に規定されている値で、鉄筋の種類が不明であるため SR235 と SR295 の両方の値を示している。なお、今回の強度試験では試験器と鉄筋のグリップ部に滑りが生じ、伸びおよびヤング係数が測定できなかった。

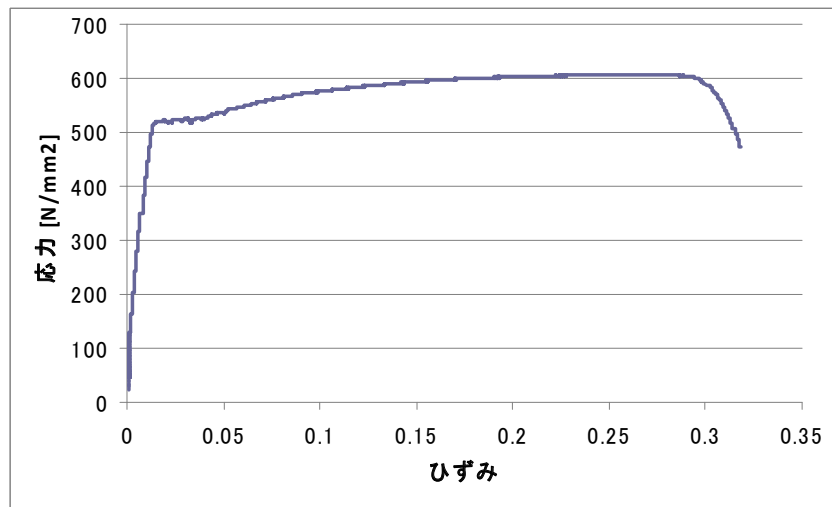
降伏強度は、いずれの径の鉄筋も JIS の値を満足したが、引張強さはφ6 の鉄筋が JIS の上限値よりも大きい結果となった。



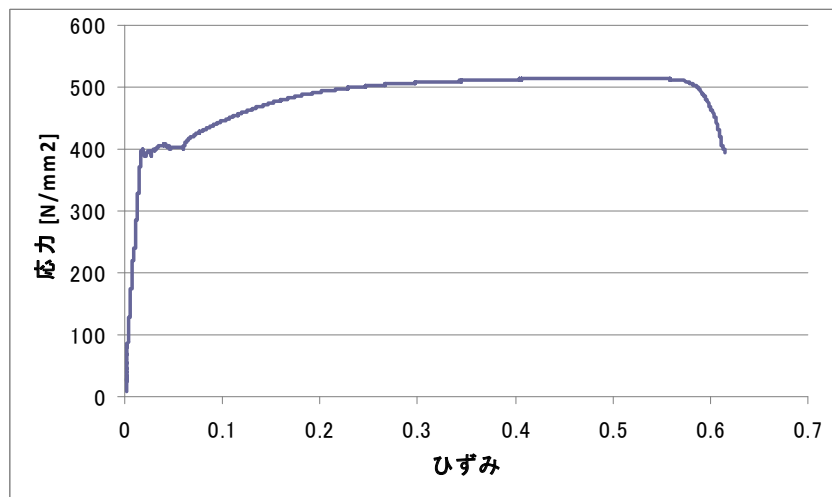
写真-2 引張強度試験の状況

表-2 引張試験結果

項目		引張強さ	伸び	降伏応力	ヤング率
単位		N/mm <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	GPa
試験結果	φ6-No.3	606.2	-	505.1	-
	φ9-No.5	514.8	-	396.6	-
JIS 規格値	SR235	380~520	20 以上	235 以上	-
	SR295	440~600	18 以上	295 以上	-



(1) φ6- No. 3 試験体



(2) φ9- No. 5 試験体

図-1 応力- ひずみ曲線

## 5. まとめ

石徹白橋から採取した鉄筋の強度試験を実施した結果、以下のことが確認された。

- ・ 試験体の寸法を計測した結果、鉄筋径は JIS G 3191 を満足した。
- ・ 鉄筋の降伏強度は、φ6、φ9 共に JIS G 3112 の規格値を満足した。ただし引張強さは、φ6 の鉄筋が規格値の上限値を超える結果であった。
- ・ 今回の引張強度試験では、鉄筋に滑りが生じ正確なひずみが計測できなかったため、再度試験を実施する必要がある。

# 日本初のコンクリート橋

## 鉄筋の代りにピアノ線

### 東十郷村仏人技師の指導で着工



大皮う熟福同

わが国ではじめて鉄筋のかわりにピアノ線を使ったコンクリート橋が坂井郡東十郷村の十郷橋に架設されることになりこのほど教習P・S・コンクリート会社によって工事に着手されたが、二十九日県内の官庁、鉄道などの土木関係者約二百名見学してフランス・フレシネー会社派遣技師セルジュ・コパニコ氏の指導により本格的な架設工事が進められた

う欠点があるが、最近フランスでは鉄筋のかわりにピアノ線を使って弾力性をたせるプレ・ストレスト・コンクリートの橋ゲタをつくることに成功、専売特許を得て各国の注目をあびているが、県では十郷橋の架設えにこれを実験的に使用することになり、二十六日フランスから機械設備などが教習P・Sに引き早速二十九日から本格的に

事になかきものまず長さ二メートルの圧力を加えたプレ・ストレスト・コンクリートを教習P・Sで製造して現場まで運び、ここで三本線管させたボスト・テンション式の橋ゲタの中心部へ直径五センチのピアノ線を十二本ずつ両側に入れ、フランス製の特殊機械ンヤツ主で圧力を加えてピアノ線の間にセメントを流して架設する。この橋ゲタが十六本集って橋がつくれるが、これによると絶対に損傷を受すしきも強い弾力性に富むとのこと、またこの方法によ

て橋ゲタの厚さも二十二センチでコンクリートの量も半分以下となる経済的なもの  
工費は約百八十万円で完成は六月中旬の予定、なほ当日は東十郷小

学校でコパニコ氏のP・S・コンクリートの原理と施工の概要に関する講演とフランスからもってきた同コンクリート製造法の映画があり、新技術を本県に導入しようという関係者で盛会をきわめた

# 新しい架橋工事始る コ氏招きピアノ線入りで

県内ではじめてのピーエス・コンクリートの架橋工事がはじまった。県土木部は二十九日、井野東十郷村十郷用水に長さ八層、幅七層の架橋工事に着手したが、その橋はフランスのフレンネー氏が発明したピアノ線入りコンクリートが使用され、工費は百八十万円、六月十日完工の予定。このピーエス・コンクリートはピアノ線を強く引張っておき、コンクリートを打ち、十分乾燥させ、ピアノ線とコンクリートが結合してから線の

両端を切離すと線はもろうとす  
るが縮むことができず結局、力は  
コンクリートに伝わり弾力性のある  
コンクリートとして脆さをにぎ  
わしているもの。その特徴として  
は割れ目を生じない、セメントが  
少なくて済む、工事が簡易なことが  
あげられている。  
なお今回の工事にはフランスの  
フレンネー会社から技師のセル  
シュ・コバニコ氏もを招き設  
計と技術面の監督に当たっており  
その完工は各方面から期待され  
ている。【写真は「ピーエス・コ  
ンクリート」による架橋工事とコ  
バニコ氏】



五倍くらいは同技師はじめて  
の  
同工事は県営で敷設ピーエス・コ  
ンクリート会社が請負い工費百八十  
万円、長さ九層半、幅七層半、完  
成は六月十日予定。

## 仏人技師が指導

十郷橋 締付け工事に新方法

坂井郡東十郷村十郷用水に架設中の十郷橋に全段で初めての試みとして、ボルト・テンション方法による締付けが二十九日、竣工。この目録の代理店、板東鋼



スハセルジュ・コバニコ技師らが指導に当り、コンクリートの橋げたの中に入れてあるピアノ線に水圧で動かす特殊なジャッキで締付けした。  
ピアノ線の伸縮力を利用してコ

新方法による橋げた締付け  
.....  
ンクリートを用いた工法が  
.....  
に、見学者から質問が湧出し  
たが、この方法による鋼材が  
従来の五分の一です。強度は

skew Bridge. —

FUKUYI prefecture

HIGASHI-JUGO Bridge

approx. design for estimate of cost  
as soon as possible

2nd class L.L. [ 1 truck (9<sup>th</sup>)  
400 kg/m<sup>2</sup> ]  
depth, not limited.

(3.6<sup>t</sup> per wheel)  
 $\frac{20}{50+L}$

thickness 5<sup>cm</sup> — [topped] asphalt & concrete — no grade —

depth 30<sup>cm</sup>

Total of bench <sup>capacity</sup> 50 tonnes  
width 50 cm (including forms) —

Send ~~for~~ the study ~~to~~ <sup>on the</sup> 30<sup>th</sup> of January. 34 letter — depth can be slightly changed —

**FINAL DESIGN**

**7.85 m BRIDGE**

$$l = 7.35 \text{ m}$$

$$\frac{l^2}{8} = 6.75 \text{ m}^2$$

$$\frac{l}{2} \approx 3.68 \text{ m}$$

$$d = 0.30 \text{ m}$$

$$\frac{d}{l} = \frac{1}{24.5}$$

French impact =  
 $1 + 0.16 + 0.07 = 1.23$

D.L.  $0.30 \text{ m} \times 2.4 = 0.72 \text{ t/m}^2$   
 $+ 0.05 \times 2.2 = 0.11$

$$0.83 \text{ t/m}^2$$

$$M = \underline{5.6 \text{ tm/m}}$$

$$\text{shear} = 3.1 \text{ t/m}$$

L. Loads  $\frac{20}{50+L} = \frac{20}{57.35} = 0.349$

M due to 1 truck = (supposing wheels along the skew)

$$2 \times \left[ 3.6 \times 1.84 + 0.9 \times \frac{0.18 \times}{2} \right]$$

$$2 \times \left[ 6.63 + 0.08 \right]$$

$$\begin{aligned} &= \frac{6.71}{2.75} \times 2 \\ &= 2 \times 2.44 \text{ tm/m} \\ &= 4.9 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

people

$$0.4 \times \frac{(2.18)^2}{2} \times \frac{1}{2} = 0.47 \text{ tm/m}$$



$$0.46 = 0.36 + 0.10$$

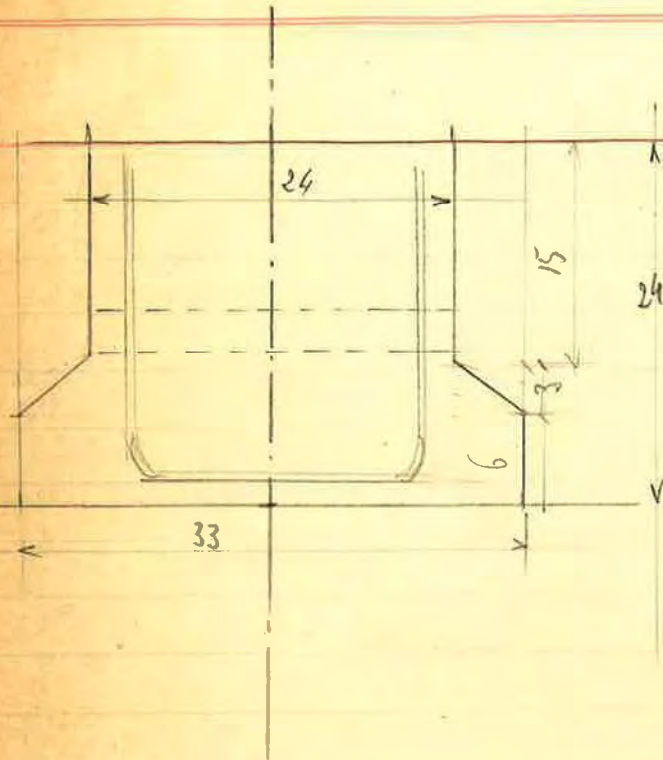
with impact

$$5.4 \text{ tm/m}$$

$$7.3 \text{ tm/m}$$

(roller → smaller bearings)

$$\text{shear } 1.35 \left[ \frac{3.6}{0.46} + 0.4 \times \frac{(5.85)^2}{2 \times 7.35} \right] = 1.35 [7.82 + 0.93] = 11.8 \text{ t/m}$$



793  
643  
~~150~~  
150

$S = 576$   
 $\frac{h^2}{12} = 48$

$I = 27,650$

	$S$	$z$	$S_z$	$S_z^2$	$\frac{h^2}{12}$	$\frac{S_z^2}{I}$
$2 \times 6$	54	9	486	4,370	3	$\sim 160$
$\frac{1}{2} \times 9 \times 3$	13	5	65	320	0.5	$\sim 10$
	+ 576		$\Delta H = 551$	+ 170		170
	<u><math>S = 643</math></u>		$\Delta G = 0.86$	+ 27,650		
				<u><math>I = 32,510</math></u>		
				- 470 = - $\Delta H$		
				<u><math>I = 32,040</math></u>		

$\sqrt{\frac{I}{S}} = 2,480$	$\sqrt{\frac{I^2}{S^3}} = 3.36$
$\sqrt{\frac{I}{S^3}} = 2,880$	$\sqrt{\frac{I^2}{S^3}} = 4.5$
	8.46

$v = 12.9$   
 $v' = 11.1$

$\frac{v'}{v} = 0.35$   
D.L.  $\frac{0.58}{0.11}$   
 $\frac{0.69}{0.69} \frac{m}{m}$

$4.65 \text{ tm/m}$

$M_{DL} = 1.54 \text{ tm}$

$M_{LL} = 6.6 \times 0.33 = 2.18 \text{ tm}$

Final section

for  $y' @ 12$  from top -

	S	$\frac{S}{y}$	$S_x$	$S_x^2$	$\frac{h^2}{12}$	$\frac{S^2}{E}$	$\frac{(I/y)'}{(I/y)''} = 0.90$
9x12	108	6	+ 648	3890	12	1,300	
+ wires	36	~ 5	- 130	+ 650	~ 0	~ 0	
$\approx 4 \times 10 \times \frac{6.16}{100}$	+ 643		- 551	+ 1,300			
	<u>S = 777</u>		- 681	<u>+ 32,570</u>			
			$dH = - 33$	<u>J = 38,350</u>			
			$\downarrow dG = 0.04$	- ~ 0 = - dG dH			
				<u>I = 38,300</u>			
							$\sqrt{J/y} = 3,190$ $\sqrt{J/y'} = 3,190$

Bending stresses

	DL	LL
	+ 62	+ 68
	- 54	- 68

Prestressing

44 wires 2.9 mm  $\phi$  @ 130 kg/mm<sup>2</sup>  $\rightarrow$  0.85 t per wire -  
 e = 4.7 cm - Initial tension 152 kg/mm  $\rightarrow$  1 t  
 P = 37.8 t M = 178,000 kgcm .  
 stresses + 59  $\begin{bmatrix} - 72 \\ + 62 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} - 13 \\ + 121 \end{bmatrix}$  initial  $\begin{bmatrix} - 15 \\ + 142 \end{bmatrix}$

Total stresses

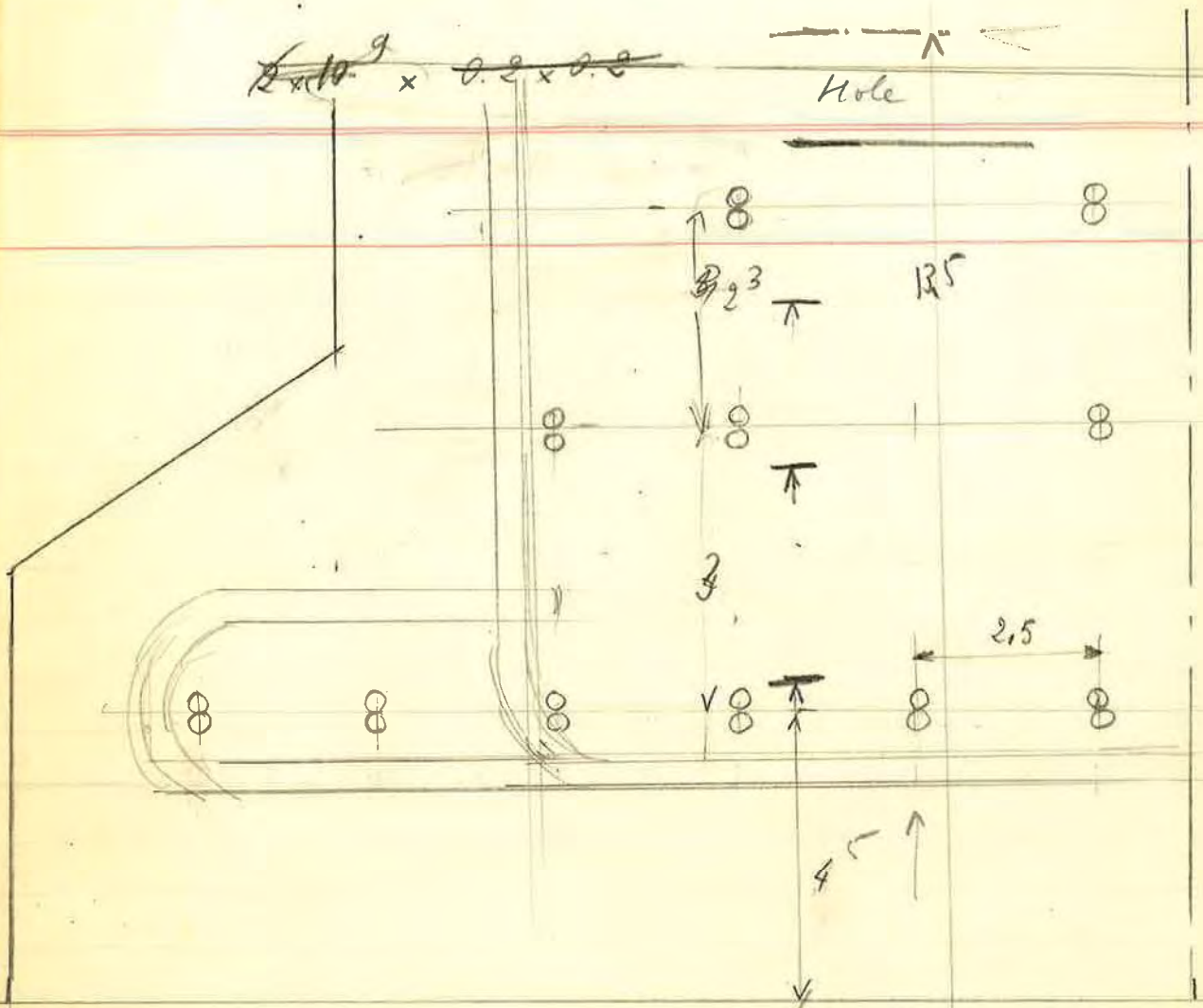
	P+DL	P+DL+LL
	+ 49	+ 117
	+ 67	- 1

ultimate:  $44 \times 1.32 = 58$  t,  $\frac{5P}{350 \times 33} = 5$  cm  
 $z = 12.9 + 4.7 - \frac{5}{2} = 15.1$  cm MR = 875 tm

Safety factors 2.35 and 3.3

(and with average L.L moment due to trucks = 687 tm only, it gives 2.5 and 3.8





44 wires  $\phi$  2.9mm -

with max load on the beam

Shears:  $(3.1 + 11.8) \times 0.33 = 4.9 \text{ t}$  DL+LL

$\tau = \frac{4900 \times 1.5}{24 \times 24} = 12.8 \text{ kg/cm}^2$

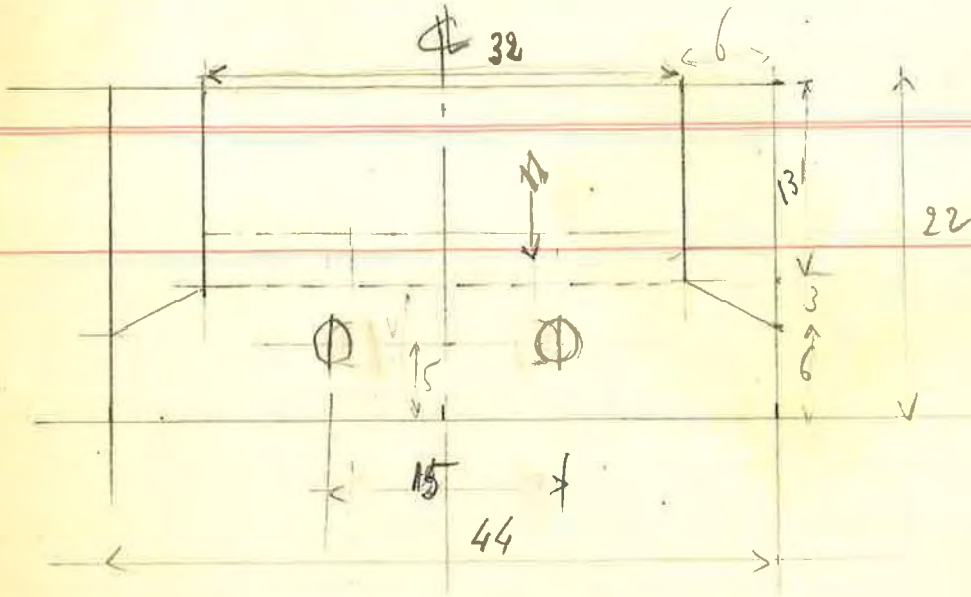
(at 20mm)  $\sigma = \frac{3}{4} \sigma_G = \frac{3}{4} 59 = 44 \text{ kg/cm}^2$

$\theta = -2.6 \text{ kg/cm}^2$

Roller placed transversally  
 $\rightarrow \frac{5}{0.33} + \frac{5.735 - 1.50}{2.35} \cdot \frac{1}{2.75} = 14.3 \text{ t/m}$   
 $\rightarrow \tau = 14.9 \text{ kg/cm}^2$   $\theta = -4.5 \text{ kg/cm}^2$

Printing shear : max  $\approx \frac{5 \text{ t} \times 1.5}{2 \times 18(40+70)} \approx 2 \text{ kg/cm}^2$

Reflections :



Approximate properties.

Final section.  $S = 44 \times 22 = 968$   
 $\frac{h^2}{12} = 40.3$   $I = 39,000$

$v = v' = 11$   
 $I_v = 3,540$   
 $I_v' = 3,540$

Beam section:

S	$\frac{h^2}{12}$	$S^2$	$\frac{S^2}{h^2}$	$\frac{h^2}{12}$	$\frac{Sh^2}{12}$
- 12 x 14 = 168	4	$dI = -672$	- 2,690	16.3	2,740
+ 968		$\downarrow dG = 0.84$	+ 2,740		
<u>S = 800</u>			<u>2,5430</u>		
$\frac{h^2}{12} = 0.34$			- 570 = - dG dI		
$v = 11.8$			$\Delta I = -6,000$		$I_v = 2,800$
$v' = 10.2$			+ 39,000		$I_v' = 3,230$
$(e = 10.8 - 5 = 5.8 \text{ cm})$			<u>I = 33,000</u>		$\frac{h^2}{12} = 4.04$
					+ e = 5.2
					<u>z = 9.2</u>

D.L. =  $\frac{0.53}{0.11}$

$0.64 \text{ t/m}^2$

$\rightarrow M = 4.33 \text{ tm/m}$

and  $M_{DL} = 1.91 \text{ tm}$  / per beam  
 $M_{LL} = 2.91 \text{ tm}$   
 $M_T = 4.82 \text{ tm}$

<u>Stresses</u> =	DL	LL
	+ 68	+ 82
	- 59	- 82

Prestressing: 2 cables  $12\phi 5\text{mm}$  -  $2.36\text{ cm}^2$

ult. 170	alt. force
initial tension - 136	force 34 t
final tension 106	force 25 t

$P = 2 \times 25 = 50\text{ t}$   
 $M = 26\text{ tm}$

Stresses  $+62 \begin{bmatrix} -93 \\ +80 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -31 \\ +142 \end{bmatrix}$

initial (with  $\frac{1}{0.78}$ )  $\begin{bmatrix} -40 \\ +182 \end{bmatrix}$

Final stresses

$P_{\text{init}} + \text{DL}$	$P_{\text{final}} + \text{DL}$	$P_f + \text{DL} + \text{LL}$
+28	+37	+119
+123	+83	+1

Shear stresses and ultimate, and transv. stresses better with post-tensioned in both ways.

Ultimate  $= F = 80\text{ t}$  -  $\frac{80,000}{44 \times 375} = 4.8\text{ cm}$

$z = 11.8 + 5.2 - 2.4 = 14.6\text{ cm}$

$MR = 11.7\text{ tm}$

Safety factors: 2.4 and 3.4.  
 (and more with average values)

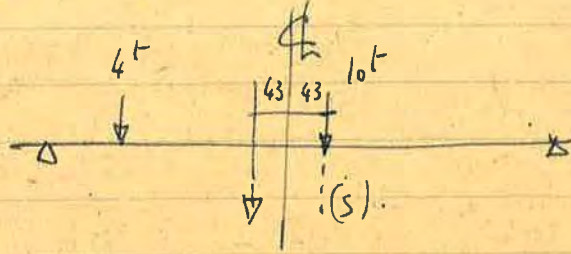
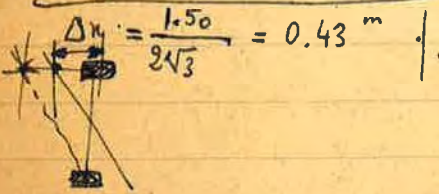
160  $\rightarrow$  39 t

Longitudinal moments, Live loads.

7.85 m Bridge

(computed taking care of the skew), -

Max with roller.



Location  $\rightarrow$  max.  $M^+$  with C of G. @  $0.43 \text{ m} = \frac{0.86}{2}$

$$M \text{ in the skew bridge} = 14 \frac{(3.68 - 0.43)^2}{7.35} = 20.3 \text{ tm.}$$

$$- 5^t \times 0.43 = \frac{-2.1}{18.2 \text{ tm.}}$$

$$\frac{18.2}{2.75} = \underline{6.6 \text{ tm/m.}}$$

With trucks: max.  $m^+$  with C of G @  $\frac{0.40}{2} = 0.20 \text{ m.}$   
( $\Delta x = 0.50 \text{ m.}$ )

$$M = 7.2 \frac{(3.68 + 0.20)(3.68 - 0.20)}{7.35} - 0.50 \times 3.6 = 13.2 - 1.8 = 11.4 \text{ tm.}$$

1 rear wheel  $\rightarrow \frac{0.9 \times 0.48}{7.35} (3.68 + 0.20) = \frac{0.23 \text{ tm.}}{\text{Total } 11.6 \text{ tm.}}$

$$\frac{11.6}{2.75} = 4.2 \text{ tm/m.}$$

People  $\times 0.4 \frac{(3.68 - 0.20)^2}{7.35} \times \frac{2}{2} = \frac{0.55 \text{ tm/m}}{4.8 \text{ tm/m.}}$

~~Span = 17.8 m~~

$$(x_{\text{max}})^2 = 5.8 \text{ m}^2$$

with impact  $\rightarrow \underline{6.5 \text{ tm/m.}}$

$b$	$h$	$S$	$\bar{z}$ from mid-depth	$S_{\bar{z}}$	$S_{\bar{z}}^2$	$\frac{h^3}{12}$	$\frac{Sh^2}{12}$
32	22	704	0	0	0	40.33	28,400
$\frac{1}{2} \times 12$	3	18	4	72	$\sim 300$	0.5	$\sim 0$
12	6	72	8	576	$\sim 4600$	3	$\sim 200$
Gross Section = 794				648		$\leftarrow 28,600$	28,600
Holes deducted area = 9.1 cm		$2 \times 9.1 = -18$		6	$\rightarrow +108$	$\sim 700$	$\sim 0$
A = 776				H = 540		$\leftarrow 32,800$	$\sim 0$
						$\sim 400 = dG.H.$	
							I = 32,400
							<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Precast beam</span>

$y_1 = 11.7 \text{ cm}$   
 $y_2 = 10.3 \text{ cm}$   
 Static moment = 2,190  $\text{cm}^3$   
 ch<sup>+</sup> arm = 15 cm  
 $\downarrow dG = 0.7 \frac{1}{2} \text{ cm}$   
 $\left[ \begin{array}{l} I/y_1 = 2,770 \\ I/y_2 = 3,140 \end{array} \right.$

Composite slab

$b$	$h$	$S$	$\bar{z}$ from mid-depth	$S_{\bar{z}}$	$S_{\bar{z}}^2$	$\frac{h^3}{12}$	$\frac{Sh^2}{12}$
44	22	968	0	0	0	40.33	39,000
+ 2 x 2.7		+ 5.4	6	32	$\sim 200$	$\sim 0$	$\sim 0$
- holes + equiv. steel with cable		$- 9.1 + 5 \times 2.36 = 11.8 - 9.1 = 2.7 \text{ cm}^2$		H = 32		$\leftarrow 39,000$	39,000
A = 973						$\leftarrow 39,200$	
						$\sim 0 = -dG.H.$	
							<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">I = 39,200</span>
							$\left[ \begin{array}{l} I/y_1 = \\ I/y_2 = \end{array} \right. = 3,560$

$y_1 = 11 \text{ cm}$   
 $y_2 = 11 \text{ cm}$

Side plate

1. Earth pressure.



$$E = \frac{1}{2} \left( w + \frac{2p}{h} \right) h^2 C$$

$$C = \frac{\sin^2(\phi + \delta)}{\sin(90 - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\sin(90 - \delta)}} \right]^2}$$

$$\delta = 20^\circ$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\sin^2(30 + 90) = \cos^2 30 = \frac{\sqrt{3}}{2} = 0.861$$

$$\sin(90 - 20) = \sin 70 = 0.940$$

$$\sin(30 + 20) \sin 30 = \sin 50 \sin 30$$

$$= 0.766 \times 0.5 = 0.383$$

$$\sin(90 - \delta) = \sin(90 - 20) = \sin 70 = 0.940$$

$$C = \frac{0.861}{0.940 \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.383}{0.940}} \right]^2} = 0.740$$

$$\sqrt{0.407} = 0.638$$

$$1.638^2 = 2.68$$

$$p = \frac{9.0^t}{275 \times 6.00} = 0.55^t/m^2$$

$$E' = \frac{1}{2} \left( 116 + \frac{2 \times 0.55}{2.2} \right) \times 2.2^2 \times 0.373$$

$$= \frac{1}{2} \times 2.1 \times 4.84 \times 0.373 = 1.90^t/m$$

$$E = E' \cos \theta = 1.9 \times \cos 20^\circ$$

$$= \frac{1.9}{1.173} \times 0.94 = \frac{1.78^t}{1.163} / m$$



$$0.205 h + x \times \frac{h}{2} = 1.163^t$$

$$0.205 \times 2.2 + x \times 1.1 = 1.163$$

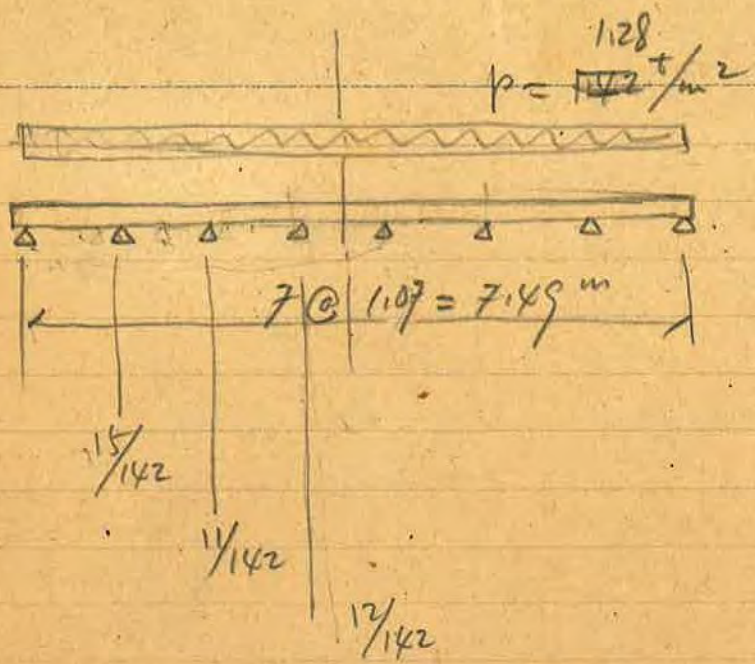
$$x = \frac{1.163 - 0.451}{1.1} = \frac{0.712}{1.1} = 0.647$$

$$= 1.21^t/m^2$$

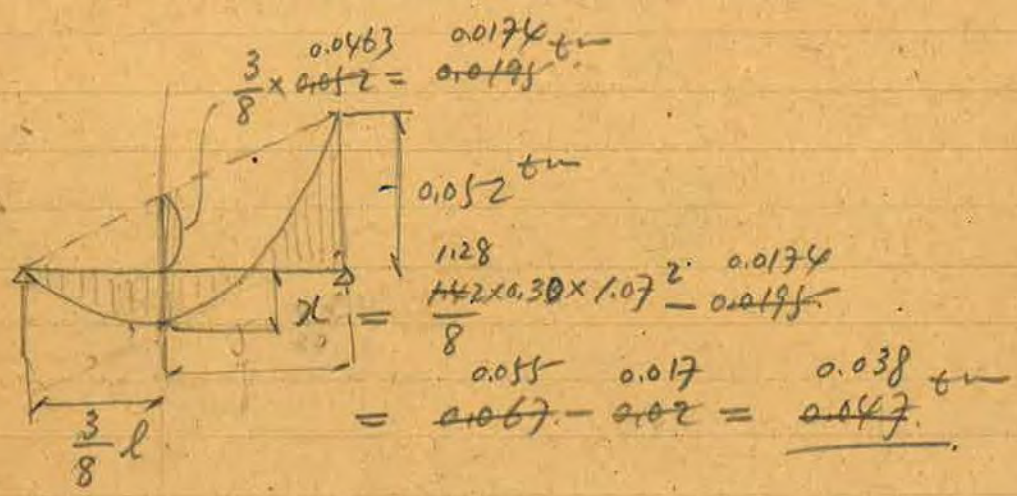
$$x < x < 0.55 \times 0.373 = 0.205^t/m^2$$

$$= \frac{1.107 + 0.121}{1.28} = 0.92^t/m^2$$

E — p'l

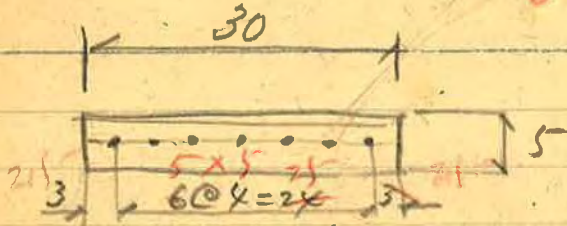


$$M = \frac{15}{142} w l^2 = \frac{15}{142} \times 128 \times 0.3 \times 1.07^2 = 0.0515 \text{ t-m}$$





Ⓟ

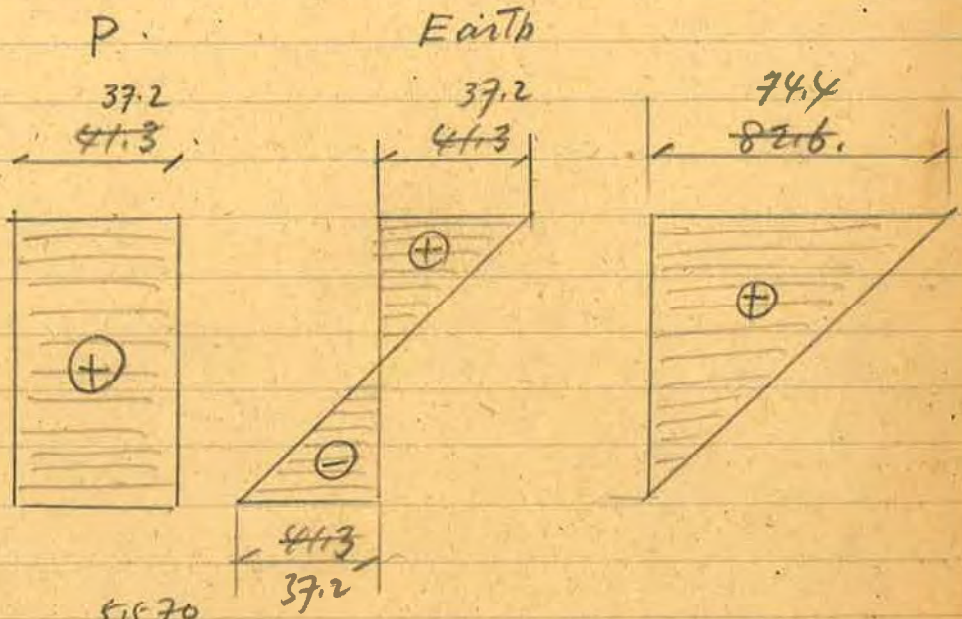


$$\bar{\sigma} = \frac{4630}{\frac{5150 \times 6}{30 \times 5^2}} = \frac{5150 \times 6}{750} = \frac{37.2 \text{ us}}{41.3 \text{ cm}^2}$$

$$P = \frac{37.2}{41.3} \times 30 \times 5 = \frac{51570 \text{ us}}{6200}$$

$$\bar{\sigma} \text{ by } P = \frac{37.2}{41.3} \text{ us/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{max}} = 2 \bar{\sigma}_p = \frac{74.4}{82.6} \text{ us/cm}^2$$



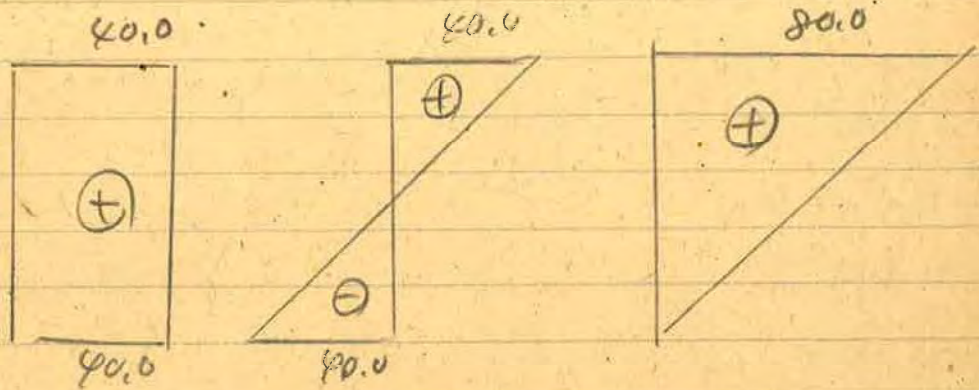
$$A_s = \frac{51570}{\frac{6200}{13000}} = 0.428 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{0.428}{0.066} = 6.54 \text{ 79 used}$$

(5)

$$\text{act. } P = 7 \times 13,000 \times 0.066 = 6,000 \text{ kg}$$

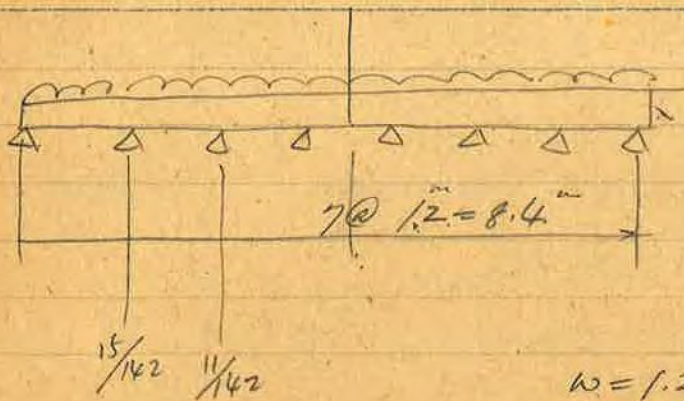
$$\sigma_p = \frac{6,000}{5 \times 30} = 40 \text{ kg}$$



交互

$\phi 2^{\text{mm}}$  17.12  
 $N = 16 \text{ } \phi$   
 $P = 2400$   
 $P = \text{~~2400~~ kg}$

1  $\phi$  by Final tension 470 kg



$$M = \frac{15}{142} w l^2$$

$$= \frac{15}{142} 1.28 \times 0.3 \times 1.2^2 = 0.0583 \text{ t-m}$$

$$I = 3/2 \text{ cm}^4 \quad A = 150 \text{ cm}^2$$

$$S = 125 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_c = \pm \frac{5830}{125} = 46.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$46.7 \times 150 = 7000 \text{ kg}$$

φ2<sup>m</sup> 16ヶ 2.7m

$$\sigma_c = 230 \text{ kg/cm}^2$$

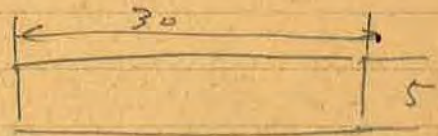
有効断面は 65% × 722

$$1ヶの重さ 230 \times 3.15 \times 1.65 = 472 \text{ kg}$$

$$P = 16 \times 472 = 7400 \text{ kg}$$

$$\sigma_p = \frac{7400}{150} = 49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} 47 + 49 = 96 \text{ kg/cm}^2$$



~~φ2mm ピン1個を = 段に用いたものとす~~

~~$\sigma_s = 230 \text{ kg/cm}^2$       1ヶ当り  $230 \times 3.15 = 725 \text{ kg}$~~

~~1ヶ当り 有効力~~

~~$726 \times 0.65 = 472 \text{ kg}$~~

~~$N = 12$  ヶ用いたとす~~

~~$P = 472 \times 12 = 5660 \text{ kg}$~~

~~$P = 5660 \text{ kg}$~~

~~$\sigma_p = \frac{5660}{150} = 37.7 \text{ kg/cm}^2$~~

板中の弯曲力率

(i) 両端で支持した場合

$w = 150 \times 100 \times 2.4 = 360000^g = 360 \text{ kg}$

長さ  $1.07 \times 4 = 4.28 \text{ m}$

$M = \frac{4.28^2 \times 360}{8} = 827 \text{ kg}\cdot\text{m}$

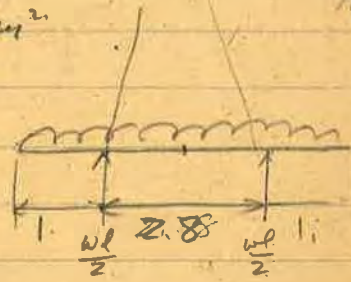
よって  $\sigma = \frac{82700}{125} = 83 \text{ kg/cm}^2$



$83 - 49 = 34 \text{ kg/cm}^2$

(ii) 右図の場合

変異  $M = 36 \times 1 \times 0.5 + 36 \times \frac{1.4^2}{2}$   
 $= 18 + 35 = 53 \text{ kg}\cdot\text{m}$



$\sigma = \frac{5300}{125} = 42 \text{ kg/cm}^2$

依て、両端で釣つて破損はしなく (tension  $30 \text{ kg/cm}^2$ )  
 然し、中央一点で釣つては不可、成可 (spanの中2ヶ釣つとす)

安全率

$$M_u = A_s \sigma_s j \frac{3l}{4}$$

$$= 0.0315 \times 76 \times 230.00 \times 0.9 \times 3.75 = 40000 \text{ kg-cm}$$

$$\frac{M_u}{M} = \frac{40000}{583} = 6.8$$

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{36 \times 1.2^2}{8} = 6.5 \text{ kg-m} = 650 \text{ kg-cm}$$

$$\therefore \frac{M_u}{M} = \frac{40000}{650} = 6.2$$

材料

$$\text{コンクリート} \quad (3775 + 4975) \cdot 0.015 \times \cancel{8} \times \cancel{8} \times 8 = 1.05 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{EP15} \quad \phi 2 \text{ mm} \\ 4975 \text{ の } \text{トン} \quad & 0.0315 \times 16 \times (4975 + 150) = 2.02 \text{ kg} \\ 3775 \quad \text{"} \quad & 0.0275 \times 16 \times (3775 + 150) = 1.55 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{合計} \quad 2.02 \times 8 + 1.55 \times 8 = 28.56 \text{ kg}$$

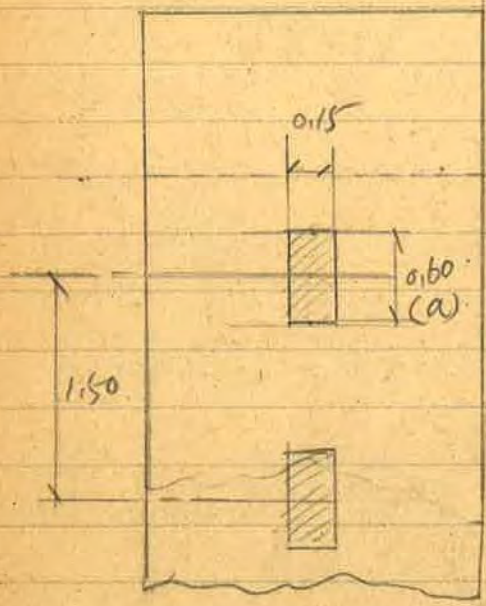
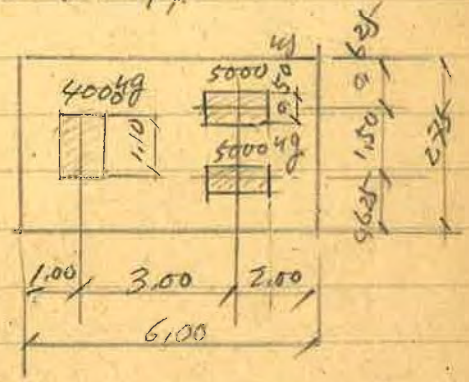
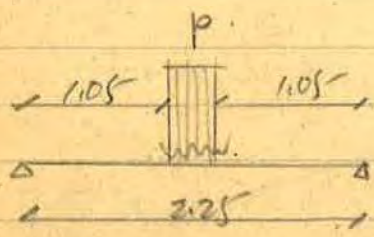
$$\begin{aligned} \text{釘} \quad & 0.015 \times 3775 \times 2.4 = 139 \text{ ton} \\ & 0.015 \times 4975 \times 2.4 = 179 \text{ ton} \end{aligned}$$

# 2.25<sup>m</sup> span Bridge

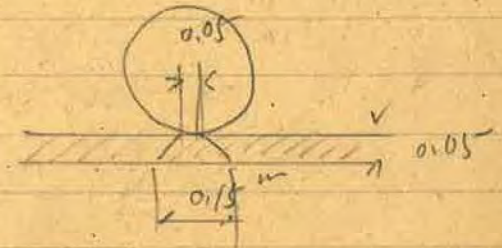
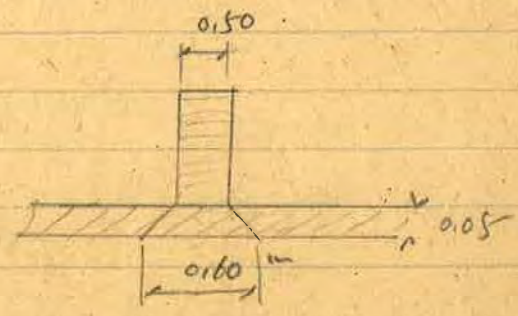
(7)

1. L.L Moment

2nd. 14t



Rear wheel taken



$$e = \frac{2}{3}L + a$$

$$= \frac{2}{3} \times \frac{2.25}{1.50} + 0.10 = 2.1 \text{ m}$$

2 m take

$$\text{effective width} = 1 \text{ m} \times 2 + 1.5 \text{ m} = 3.5 \text{ m}$$

(2)

$$p = \frac{2 \times 5000}{3.50} = 2.86 \text{ t/m of width} = 2.86$$

or if we take 2.75<sup>m</sup> only

$$p' = \frac{2 \times 5000}{2.75} = 3.63 \text{ t/m of width}$$

$$M_p = 2.86 \times \frac{1}{2} \times 1.125 - 2.86 \times \frac{1}{2} \times \frac{0.15}{4}$$

$$= \frac{1.43 (1.125 - 0.0375)}{1.0875} = \underline{1.56 \text{ tm/m (Take)}}$$

$$M_{p'} = \frac{3.63 \times \frac{1}{2} (1.125 - 0.0375)}{1.815} = \underline{1.198 \text{ tm}}$$

For uniform load

not necessary (no place)

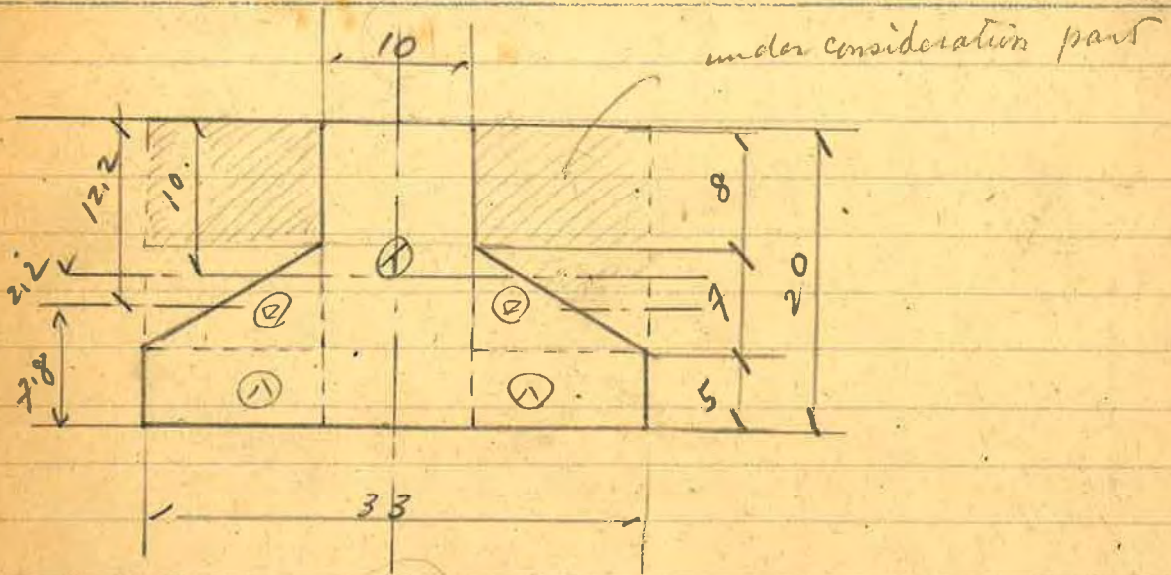
$$M_p = 1.56 \times 0.33 = 0.52 \text{ tm / 1 beam (Take)}$$

$$M_{p'} = 1.198 \times \text{ } = 0.66 \text{ ''}$$



Y2 形 ( 参考 )

(3)



	b	h	bh	G	bhg	G <sup>2</sup>	bhg <sup>2</sup>	$\frac{h^2}{12 \times 18}$	$\frac{bh^3}{12 \times 18}$
②	10	8	80	10,000	800	100,000	24,000	33.30	666
①	10	7.8	78	10,000	780	100,000	29,000	2.72	219
③	23.0	5	115	17,500	2010	306,100	35,200	2.08	239
			<u>395.5</u>		<u>4,826</u>		<u>63,460</u>		<u>1,124</u>

$$A = 395.5 \text{ cm}^2$$

$$G = 4,826$$

$$\left\{ \begin{aligned} y_1 &= \frac{G}{A} = \frac{4,826}{395.5} = 12.2 \text{ cm} \\ y_2 &= 20 - 12.2 = 7.8 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

$$I' = 63,460 + 1,124 = 64,584 \text{ cm}^4$$

$$I = I' - Ay_1^2 = 64,584 - 395.5 \times 12.2^2 = 5,784 \text{ cm}^4$$

(4)

$$W_d = A \times 2.4 = 395.5 \times 100 \times 2.4 = 950 \text{ kg} = 0.095 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$W_d' = \left( 80.5 + \frac{264.5}{18.4} \right) \times 100 \times 2.2 = 58.3 \text{ kg} = 0.058 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$W_{d1} = 0.05 \text{ m} \times 0.33 \times 1.0 \times 2.2 = 3613 \text{ kg} = 0.036 \text{ t}$$

$$\swarrow$$

$$0.189 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$M_d = \frac{w l^2}{8} = \frac{0.189 \times 2.2^2}{8} = 0.120 \text{ t m}$$

For L.L. I will be taken

$$A' = \frac{395.5 + 23 \times 8}{18.4} = 579.5 \text{ cm}^2$$

$$I' = 64,584 + \frac{23 \times 8^3}{12} + 184 \times 4^2 = 68,510 \text{ cm}^4$$

$$G' = 4,826 + \frac{184 \times 4^3}{736} = 5,562 \text{ cm}^3$$

$$y_1 = \frac{G'}{A'} = \frac{5,562}{579.5} = 9.6 \text{ cm}$$

$$I' = 68,510 - 579.5 \times 9.6^2 = 15,110 \text{ cm}^4$$

For D.L

(4)

$$y^2 = \frac{I}{A} = \frac{5784}{395.5} = 14.61$$

Stress due to D.L

$$\sigma_{d1} = \frac{M}{I} y_2 = \frac{12000}{5784} \times 7.8 = 16.2 \text{ us/cm}^2$$

$$\sigma_{d2} = \frac{M}{I} y_1 = \frac{12000}{5784} \times 12.2 = 25.3 \text{ ''}$$

For L.L

Stress due to L.L

$$\sigma_{L1} = \frac{M}{I} y_2 = \frac{156000 \times 0.33}{15110} \times 10.4 = 35.4 \text{ us/cm}^2$$

$$\sigma_{L2} = \frac{M}{I} y_1 = \frac{156000 \times 0.33}{15110} \times 9.6 = 32.7 \text{ ''}$$

Total Stress

$$\sigma_1 = 16.2 + 35.4 = 51.6 \text{ us/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 25.3 + 32.7 = 58.0 \text{ ''}$$

(5)

$$P = \frac{M_T}{e + \frac{r^2}{y_2}} = \frac{M_T}{r^2 \left( \frac{1}{y_1} + \frac{1}{y_2} \right)} \quad \text{naturally}$$

$$P = \frac{1}{r^2 \left( \frac{1}{y_1} + \frac{1}{y_2} \right)} \left\{ M_D + M_L \frac{\frac{I}{y_2}}{\frac{I}{y_2'}} \right\} \quad \text{including field pouring}$$

$$= \frac{1}{14,61 \left( \frac{1}{1212} + \frac{1}{7.8} \right)} \left\{ 12,000 + 156,000 \times \frac{5784/7.8}{15110/10.4} \right\}$$

$$= \frac{1}{14,61 \left( \frac{0.082 + 0.128}{0.24} \right)} \left\{ 12,000 + 156,000 \times \frac{26,200}{1,453} \right\}$$

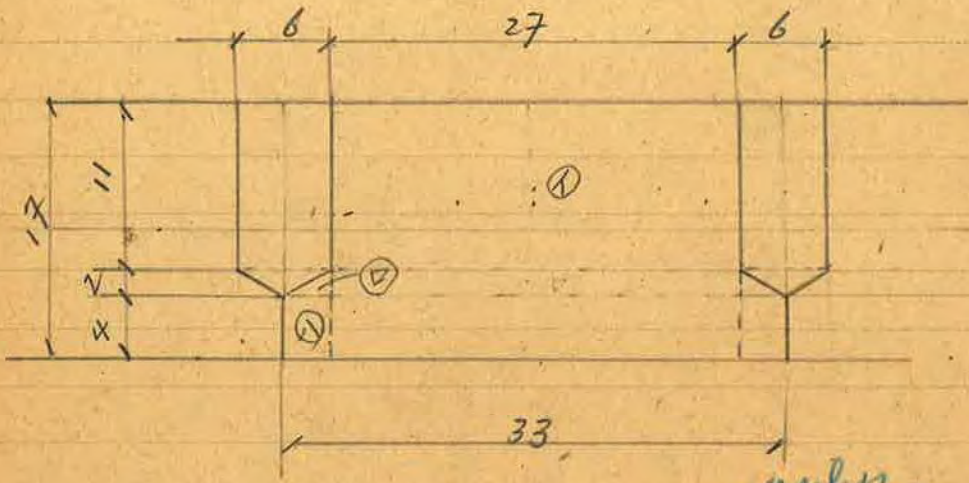
$$= \frac{1}{3.07} (38,200) = 12,430 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{12,430}{11,000} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{1.13}{0.066} = 17.1 \text{ (mm)}$$

形變更

①



	$b$	$h$	$bh$	$e$	$bhe$	$e^2$	$bhe^2$	$\frac{h^2}{12 \times 18}$	$\frac{bh^3}{12 \times 18}$
①	27	17	459	8.50	3900	7225	33200	24.10	11,080
②	3	2	6	12.33	74	1521	913	0.22	1
③	6	4	24	15.00	360	2250	5400	1.33	32
			489		4334		39,513		11,113

$$A = 489 \text{ cm}^2 \quad \left\{ \quad g = \frac{4334}{489} = 8.87 \text{ cm} \right.$$

$$I' = 39,513 + 11,113 = 50,626 \text{ cm}^4$$

$$I = I' - Ag^2 = 50,626 - 489 \times 8.87^2 = 12,226 \text{ cm}^4$$

$$y_1 = 8.87 \text{ cm}$$

$$y_2 = 8.13 \text{ cm}$$

$$e = 8.87 - 8.50 = 0.37 \text{ cm}$$

$\frac{27}{18} = 1.5$   
 $\frac{3}{18} = 0.167$

(D)

$$Wd = 489 \times 100 \times 2.4 = 117,200^g = 117^{ug} = 0.117 \frac{t}{m}$$

$$Wd_1 = (6 \times 11 + 6 \times 1) \times 100 \times 2.3 = 16.7^{ug} = 0.017''$$

par.  $Wd_2 = 0.05 \times 0.33 \times 1 \times 2.2 = 0.036''$

$\longleftarrow$   
 $0.1170 \frac{t}{m}$

$$Md = \frac{0.17 \times 2.25^2}{8} = 0.1074^t = 0.107 \frac{t}{m}$$

$$Ml = 0.520^t$$

$$MT = 0.107 + 0.520 = 0.627^t$$

$$Gd_1 = \frac{10700}{12,226} \times 8.87 = 7.75 \frac{ug}{cm^2} = 7.8''$$

$$Gd_2 = \frac{10700}{12,226} \times 8.13 = 7.10'' = 7.1''$$

$$Gl_1 = \frac{52000}{12,226} \times 8.87 = 37.6 \frac{ug}{cm^2} = 37.6''$$

$$Gl_2 = \frac{52000}{12,226} \times 8.13 = 34.5'' = 34.5''$$

$$G_1 = 7.8 + 37.6 = 45.4 \frac{t}{m}$$

$$G_2 = 7.1 + 34.5 = 41.6''$$

(1)

$$r^2 = \frac{I}{A} = \frac{12026}{489} = 25.00$$

$$y_1 = 8.87 \text{ cm}$$

$$y_2 = 8.13 \text{ cm}$$

$$e = \frac{r^2}{y_1} = \frac{25.00}{8.87} = 2.82 \text{ cm}$$

$$\phi 2.9 \text{ steel } a_s = 0.066 \text{ cm}^2$$

$$P = a_s \sigma_s = 0.066 \times 13,000 = 858 \text{ kg}$$

one steel will give following stress.

$$\sigma = \frac{P}{A} \mp \frac{P \cdot e}{I} \cdot y$$

$$= \frac{858}{489} \mp \frac{858 \times 2.82}{12,230} \times \left( \frac{8.87}{8.13} = 1.76 \pm 0.1975 \times (") \right)$$

$$= 1.76 \mp \frac{1.175}{1.161} = \frac{0.01}{3.37} \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Req No} = \frac{41.6}{3.37} = 12.3 \text{ } \approx 14 \text{ } \phi$$

$$P = 14 \times 858 = 12 \text{ t}$$

If we allow  $-10 \text{ kg/cm}^2$  above side  $\textcircled{=}$

$$M_0 = 10 \times \frac{I}{y_1} = 10 \times \frac{12,230}{8.87} = 13,800 \text{ kg cm}$$

$\Delta =$  displace length of stub

$$= \frac{M_0}{P} = \frac{13,800}{12,000} = 1.15 \text{ cm}$$

$$e_0 = e + \Delta = 2.82 + 1.15 = 3.97 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= \frac{858}{489} \mp \frac{858 \times 3.97}{12,230} \times \begin{pmatrix} 8.87 \\ 8.13 \end{pmatrix} \\ &= 1.76 \mp \frac{2.46}{2.26} = \begin{matrix} -0.70 \\ +4.02 \end{matrix} \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Req } N = \frac{4.16}{4.02} = 10.3 \text{ t} \quad 11 \text{ t, used.}$$

$$P = 11 \times 858 = 9,438 \text{ t}$$

and so on

$$\Delta = \frac{13,800}{9,438} = 1.46 \text{ cm}$$

$$e_0 = e + \Delta = 2.82 + 1.46 = \underline{4.28 \text{ cm}}$$

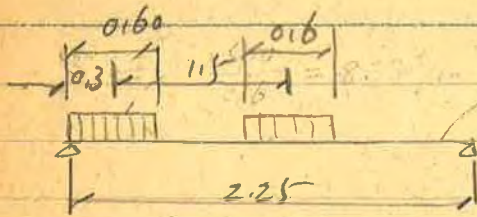
$$\sigma_0 = 1.76 \mp \frac{2.66}{2.44} = \begin{matrix} -0.90 \\ +4.20 \end{matrix} \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Req } N_0 = \frac{4.16}{4.20} = 9.94 \text{ t} \quad 10 \text{ t,}$$

$$P = 10 \times 858 = 8,580 \text{ t}$$



(木)



effective width = beam base  
 $= 2.75^m = 0.33^m$

$$R = 5.0 \times \left( \frac{1.95}{2.25} + \frac{0.45}{2.25} \right) \times \frac{0.33}{2.75}$$

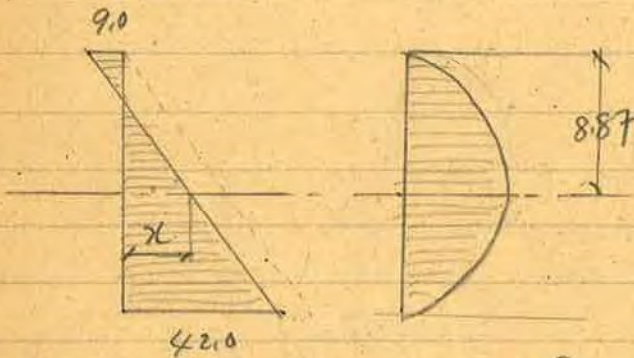
$$= 2.22 \times 2.40 = 5.328 t$$

$$\tau = \frac{S}{A} \times 1.15 = \frac{5340}{489} \times 1.15 = 16.4 \text{ kg/cm}^2$$

stress by P

$$\sigma = \frac{8580}{489} \mp \frac{8580 \times 428}{12,230} \times \frac{8.87}{8.13}$$

$$= 17.16 \mp \frac{26.6}{24.4} = 9.0 \text{ kg/cm}^2$$



$$x = 51 \times \frac{8.87}{17} - 9.0$$

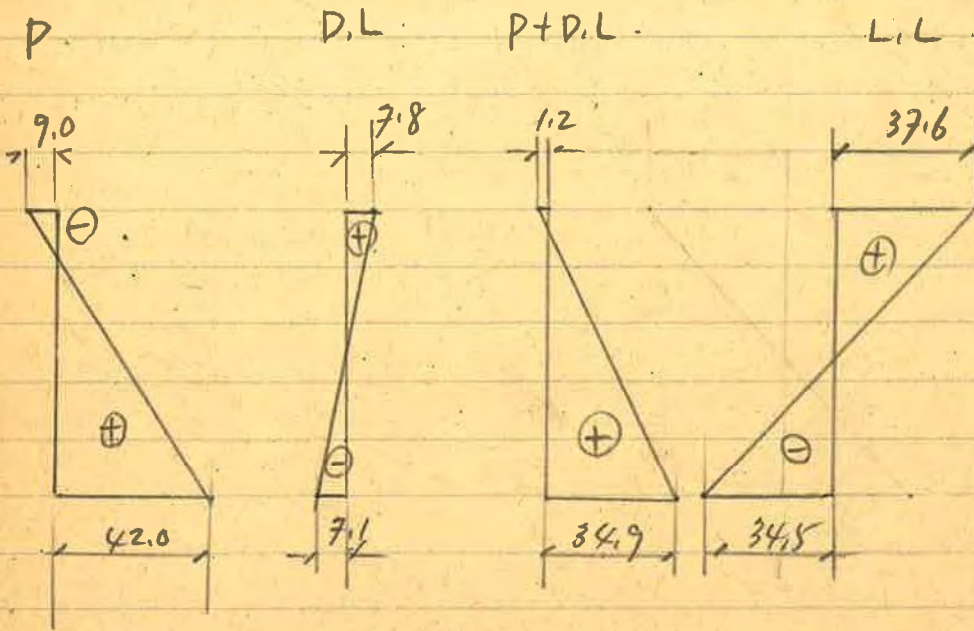
$$= 26.6 - 9.0 = 17.6$$

by P

$$\theta = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + (2\tau)^2} - \frac{1}{2} \sigma$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{17.6^2 + 42^2} - \frac{1}{2} 17.6$$

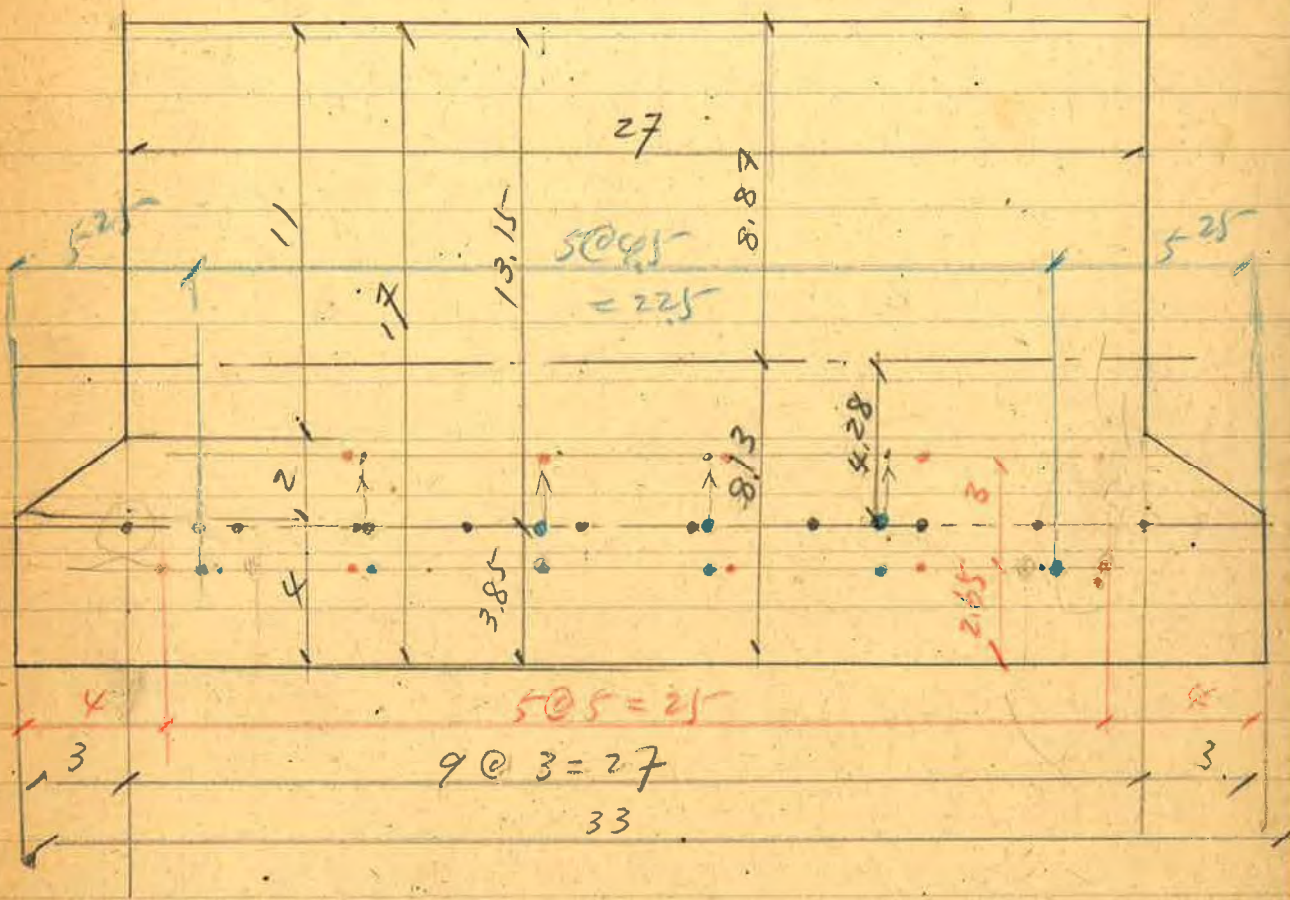
$$= \frac{1}{2} \frac{31.0}{19.03} = 0.73 \text{ kg/cm}^2$$



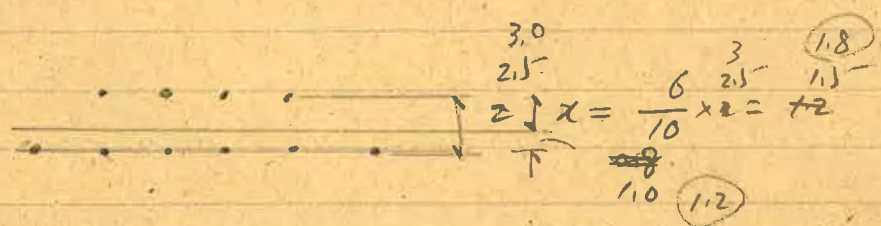
P+DL+L.L.



9 x 3 = 27



Blue taken



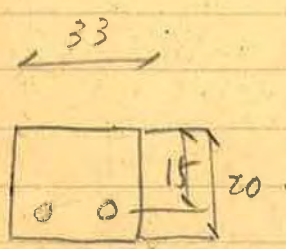
45 x 5 = 225

105 5.25

①

9. originally R.C

$$M_T = 0.152 + 0.12 = 0.64 \text{ cm}$$



$$M/b = \frac{0.64}{0.33} = 1.94$$

$$A_s = \frac{64000}{1200 \times 7/8 \times 15} = 4.07 \text{ cm}^2$$

$\phi 16$   $\frac{113}{210} \text{ cm}^2$

$$n = \frac{4.07}{2.01} = 2.02$$

$$p = \frac{4.02}{15 \times 33} = 0.00813$$

$$r = 0.386 \quad j = 0.871$$

$$G_c = \frac{2M}{bd^2} = \frac{2 \times 64000}{33 \times 15^2 \times 0.871 \times 0.386} = 465 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_s = 1102 \frac{1.4}{17} = 15 \times 46.5 \times \frac{0.191 \times 1220}{0.386} = 970 \text{ kg/cm}^2$$

Longitudinal cables - Higashi-jugo.

Length from cone to wedges = 8.00 m -

initial tension = 124 kg/mm<sup>2</sup> ;  $i = 7.2 \%$

Total elongation  $7.2 \times 8 = 57.6$  mm -

Corresponding pressure =  $360 + 5\% \approx \boxed{380 \text{ kg/cm}^2} = P_2$

Initial elongation at  $P_0 = 50 \text{ kg/cm}^2$  ;  $t \approx 14 \text{ kg/mm}^2$  ;  $i = 0.7\%$   
 $\Delta l = 5.6 \text{ mm}$  -

Assumed deformation of auto-anchored cone: 4 mm.

Pressure for pushing the cone:  $\approx \underline{400 - 420} \text{ kg/cm}^2$ .

Elongation to be measured as run-out from  $P_0$  to  $P_2$  :

$$57.6 - 5.6 + 4 = \underline{56 \text{ mm}}$$

Transverse cables - (approx.)

Length from cone to wedges : 9.50 m

initial tension = 113 kg/mm<sup>2</sup> ;  $i = 6.1 \%$

Total elongation  $6.1 \times 9.5 = 58$  mm

Corresp. pressure =  $330 + 5\% = \boxed{\text{say } 350 \text{ kg/cm}^2 = P_1}$

initial elongation =  $0.7 \times 9.5 = 6.7$  mm.

(because losses friction and creep smaller)

Elongation to be measured as run-out from  $P_0$  to  $P_1$  :

$$58 - 6.7 + 4 \approx \underline{55 \text{ mm}}$$

Higashi jūgo Bridge

Tensioning

(longit. cables)

Losses

losses (kg/mm<sup>2</sup>) -

shrinkage  $1 \times 10^{-4} \times 20,000$  2  
 creep of concrete  $12 \times \frac{80}{\text{average}} \times 10^{-2}$  10

relaxation of steel 6% of ~130  
 or Simm's formula ~ 8  
 $9.5 - 5.2 \log_{10} \frac{6}{0.75} = 4.8\%$  of ultimate 165

friction along cables = 3.5% (angle)  $\times 0.3 = 1\%$  of 130  $\rightarrow$  1

deformation of cone:  $\frac{4 \text{ mm}}{7.55 \text{ m}} \approx 5 \times 10^{-4} \rightarrow$  10

loss 31 kg/mm<sup>2</sup> = (25% of initial)

final tension 93  $\approx$   
 initial tension 124 -

min ultimate tension 165 kg/mm<sup>2</sup>  
 min. yield point  $\approx 130$  kg/mm<sup>2</sup>

initial = 75% ultimate.

loss = 25% initial

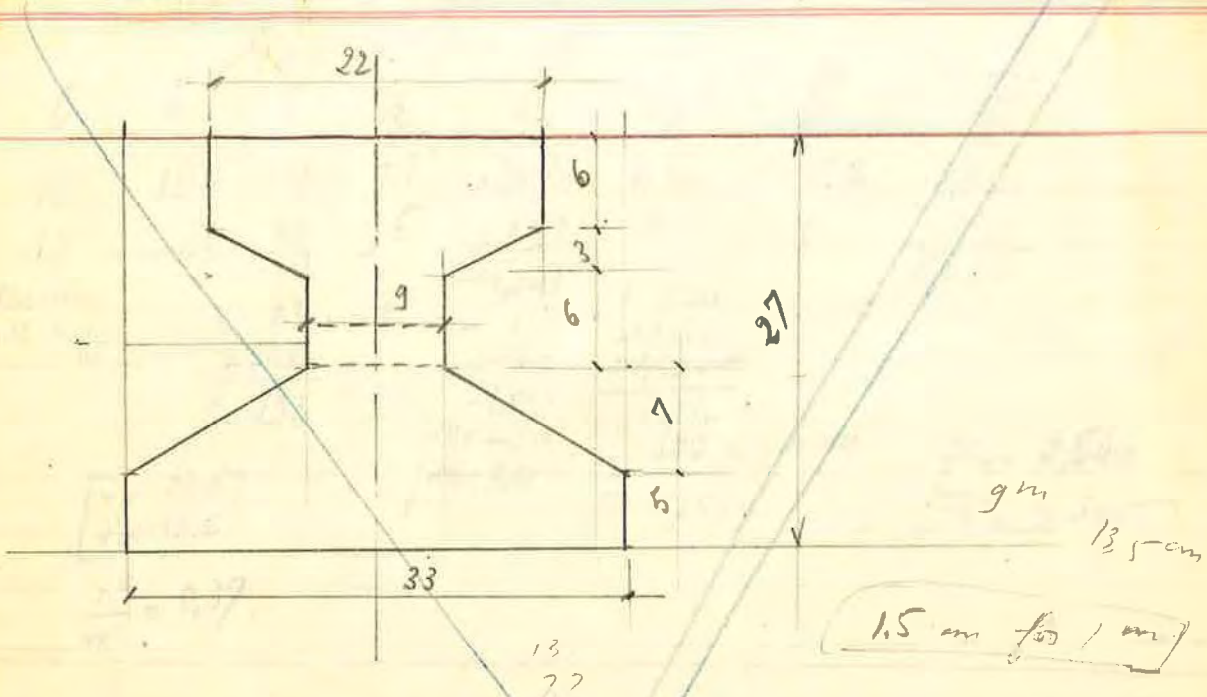
final =  $0.75 \times 0.75 = 56.3\%$  ultimate

Transv. cables -

shrinkage 2 kg/mm<sup>2</sup>  
 creep of concrete  $12 \times 8 \times 10^{-2}$  1  
 relax. of steel ~ 8  
 deform. of cone  $\frac{4}{9.05} \times 20,000 \times 10^{-3} \rightarrow$  9

Total 20 kg/mm<sup>2</sup> (18%) -  
 + 93

initial = 113 kg/mm<sup>2</sup>



$y-y$  @ 14 from top -

$b$	$h$	$S$	$z$	$S_z$	$I_z$	$\frac{h^2}{12}$	$\frac{Sh^2}{12}$	
9	27	243	0.5	+122	~60	60.8	14,790	1.5
13	6	78	11	+858	9,440	3	~230	15
$\frac{1}{2} \times 13$	3	20	7	+140	980	0.5	10	3
$\frac{1}{2} \times 24$	7	84	5.3	-445	2,360	2.73	230	200
24	5	120	10.5	-1,260	13,250	2.08	250	
				$S = 545$	-1,705	145,500	+15,500	

$dH = -585$   
 $I = 41,600$   
 $dG = 1.07$   
 $I \approx 41,000$

$I_x = 2,700$   
 $I_x' = 3,400$   
 $r_x = 5$   
 $r_x' = 6.2$   
 $11.2$

$v = 15.1$   
 $v' = 11.9$   
 $\frac{v^2}{v'} = 0.42$

D.L.  $\frac{0.65}{0.11} = 5.9$   
 $0.96 \text{ t/m} \rightarrow M_{DL} = 5.2 \text{ tm/m}$   
 for beam  $M_{DL} = 1.71 \text{ tm}$

shear =  $0.92 \text{ t/m}$

Final section (approx)

$f_{xy}$  @ 16 cm from top

b	h	S	$\bar{y}$	$S_{\bar{y}}$	$S_{\bar{y}}^2$	$\frac{h^2}{12}$	$\frac{Sh^2}{12}$
11	13 $\frac{5}{8}$	148	7 $\frac{5}{8}$	+1,070	7,700	15.2	2,260
13	~ 6	78	3 $\frac{5}{8}$	+273	~ 950	3	~ 230
steel wires ~ 35 x 10 x 6.6 100		23	~ 6	+1,343	+ 830	no	no
		+545		-138	+41,600		
		S=794		-1,705	+2,430		
				-1,843	J=53,570		
				dH = -500	- 320 = -dG dH		
				dG = 0.63 cm	I = 53,250		
							$\frac{I}{v} = 3,840$
							$\frac{I}{v'} = 4,300$
							$\frac{r^2}{vv'} = 0.37$

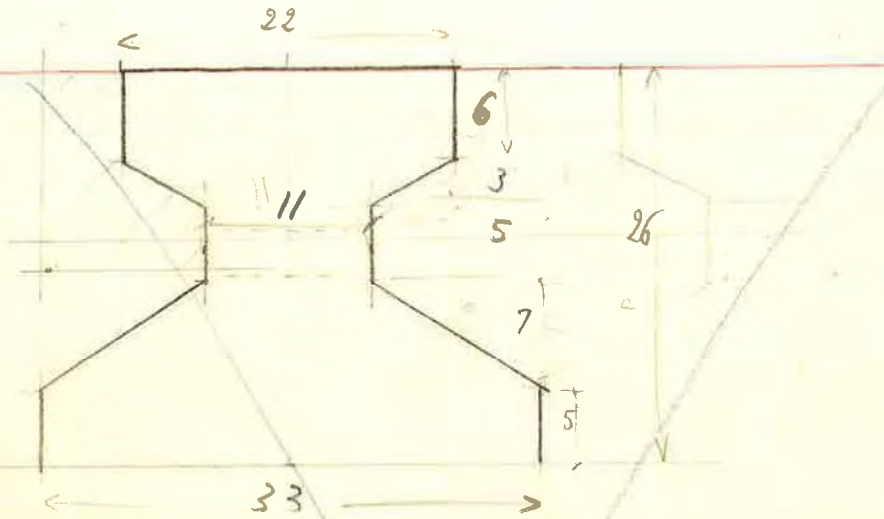
Stresses	DL	LL
	+ 63	+ 60
	- 50	- 51

P. 33 wires 2.9 mm  $\phi$  @  $l = 6.1$  cm  
 $F = 33 \times 0.86 = 28.4$  t  
 $M = 173,000$  kgcm  
 stresses +52  $\begin{bmatrix} -64 \\ +51 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -12 \\ +103 \end{bmatrix}$  initial  $\begin{bmatrix} -14 \\ +121 \end{bmatrix}$

Total stresses	P with DL	P with DL+LL
	+51	+111
	+53	+2

Possib: ~~h=22 cm~~  $\rightarrow$  ~~mass (22 cm) culture~~  
 2) h = 26 cm  $\rightarrow$  mass (22 cm) culture





$d = 26$   
yy @ 13 from top

b	h	S	$\bar{y}$	$S_{\bar{y}}$	$S_{\bar{y}}^2$	$\frac{h^2}{k}$	$\frac{Sh^2}{k}$
11	26	286	0	0	0	67.5	19,350
11	6	66	10	+660	6,600	3	~200
$\frac{1}{2} \times 11$	3	16	6	+96	580	0.5	~10
$\frac{1}{2} \times 22$	7	77	5.3	-409	2,160	2.72	210
22	5	110	10.5	-1,155	12,110	2.08	230
		$S = 555$		-1,564	+20,000		20,000

$V = 14.5$   
 $v' = 11.5$

$\frac{V}{V'} = 0.43$

$dH = -808$

$dG = 1.46$

$J = 41,450$

$I = 40,270$

$\frac{J}{V} = 2,780$

$\frac{I}{V'} = 3,500$

$\frac{J}{V} = 5.0$   
 $\frac{I}{V'} = 6.3$   
 $11.3$

D.L. 0.63  
0.11

$\frac{0.74}{m} \rightarrow 5 \text{ tm/m}$

and 2.7 tm

per beam  $M_{DL} = 1.65 \text{ tm}$

Shear = 0.89 t

Final section - (approx).

to top @ 13 from top.

$$\frac{I/v'}{I/v} = 0.81$$

$h$	$S$	$z$	$S_z$	$S_z^2$	$\frac{h^2}{F}$	$\frac{S_z^2}{k}$
11	143	6.5	+ 930	6,050	14.1	2,020
23	110	2.5	+ 275	690	2.08	230
			+ 1,205			2,250
Steel area about 34 wires $\times 10 \times \frac{6.6}{100} =$	22	~ 6	- 132	790		~ 0
	+ 555		- 808	+ 2,250		
	$S = 830$		- 940	+ 41,450		
			$dH = +265$	$J = 51,230$		
			$\uparrow dG = 0.32$	$- 80 = dG/dH$		
				$I = 51,150$		

$v = 12.7$   
 $v' = 13.3$   
 $r^2/vv' = 0.36$

$I/v = 4,030$   
 $I/v' = 3,840$

flexure stresses

DL	LL
+ 53	+ 54
- 47	- 57

Prestressing - 34 wires  $\phi 2.9$  mm @ 5.3 from bottom;  $e = 6.2$  cm.

Tension  $130 \text{ kg/mm}^2 \rightarrow 0.86 \text{ t per wire}$ .

$P = 29.2 \text{ t}; M^* = 181,000 \text{ kgcm}$

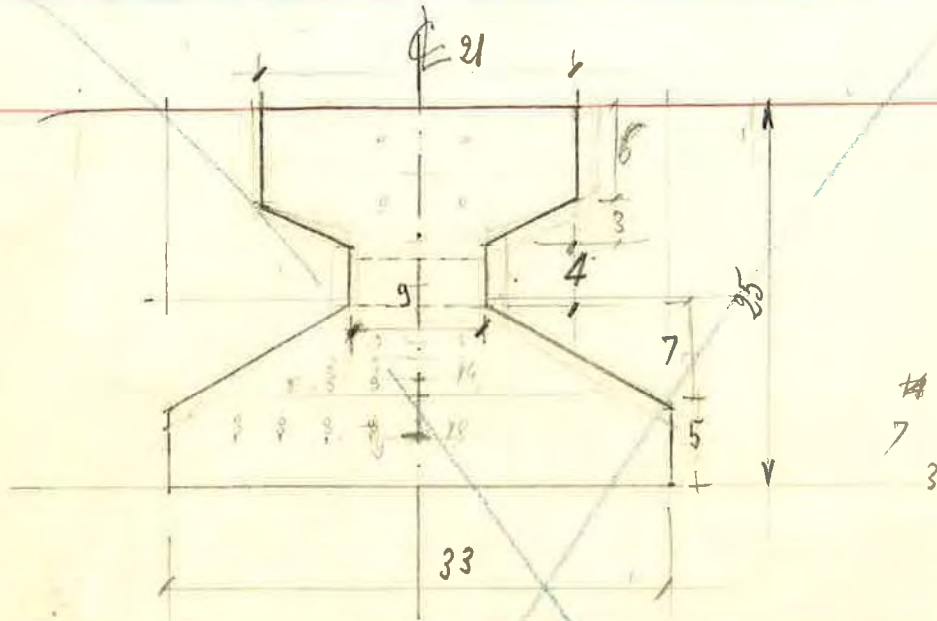
$$+ 52 \begin{bmatrix} -65 \\ +52 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -13 \\ +104 \end{bmatrix}$$

initial

$$\begin{bmatrix} -15 \\ +122 \end{bmatrix}$$

Total stresses

P+DL	P+DL+LL
+ 38	+ 100
+ 57	+ 0



17 @ 12.5

b	h	S	z	Sz	Sz <sup>2</sup>	$\frac{h^2}{k}$	$\frac{Sh^2}{k}$
9	25	225	0	0	0	52	11,700
12	6	72	3.5	+ 685	6,500	3	~ 220
1/2 x 12	3	18	5.5	+ 99	~ 540	0.5	~ 10
1/2 x 24	7	84	4.8	+ 784	1,940	2.72	~ 230
24	5	120	10	- 1,200	12,000	2.08	250
		<u>S = 519</u>		- 2,388	+ 7,400		+ 12,400

$v = 15.6$   
 $v' = 2.4$

$\frac{v^2}{v'^2} = 0.37$

$dH = -1,604$   
 $dG = 3.1 \text{ cm}$   
 $I = 28,400$

$\sqrt{\frac{I}{v}} = 1,820$   
 $\sqrt{\frac{I}{v'}} = 3,020$

$- 5,000 = -dG dH$   
 $+ 7,400$   
 $\sqrt{\frac{I}{v}} = 3.5$   
 $\sqrt{\frac{I}{v'}} = 5.8$   
9.3 cm

$A_g = 126 \times 12.6 + \frac{9}{2} (9.6)^2 + 18 \cdot 8.6 = 2,160 \text{ cm}^3$

$\frac{I}{A_g} = 13 \text{ cm}$

$$\frac{(I/y)_1}{(I/y)_2} = 0.84$$

Final section.  
(approx)

(for y'y) @ 12.5 cm

$$33,400 = 28,400 + S_{wires}$$

b	h	S	z	$S_z$	$S_z^2$	$\frac{h^2}{12}$	$\frac{S_h^2}{12}$
12	12.5	150	6.25	+ 938	5,860	13	1950
12	~ 5	60	2.5	+ 150	375	2.08	~ 120
				+ 1,088			2,070
				- 156	940		- 600 = - dG dH
				+ 932	+ 33,400		+ 1,470
				- 1,604			
					<b>I = 42,000</b>		
				H = - 672			
				dG = 0.9 cm			
					I/v = 3,130		A/v' = 0.36
					I/v' = 3,620		

Steel wires  
 $\approx 40 \times 10 \times \frac{6.6}{100}$   
 $\approx 26$

$$S = 755$$

$$\sqrt{v} = 13.4$$

$$\sqrt{v'} = 11.6$$

$$z(\text{moment arm}) \approx \frac{2}{3} \times \frac{20}{2} = 13 \text{ cm}$$

$$D.L. = 0.60 \text{ t/m}^2 + 0.11$$

$$0.71 \text{ t/m}^2$$

per beam

$$M_{DL} = 4.8 \text{ tm/m}$$

$$M_{DL} = 1.88 \text{ tm}$$

$$M_{LL} = 2.18 \text{ tm}$$

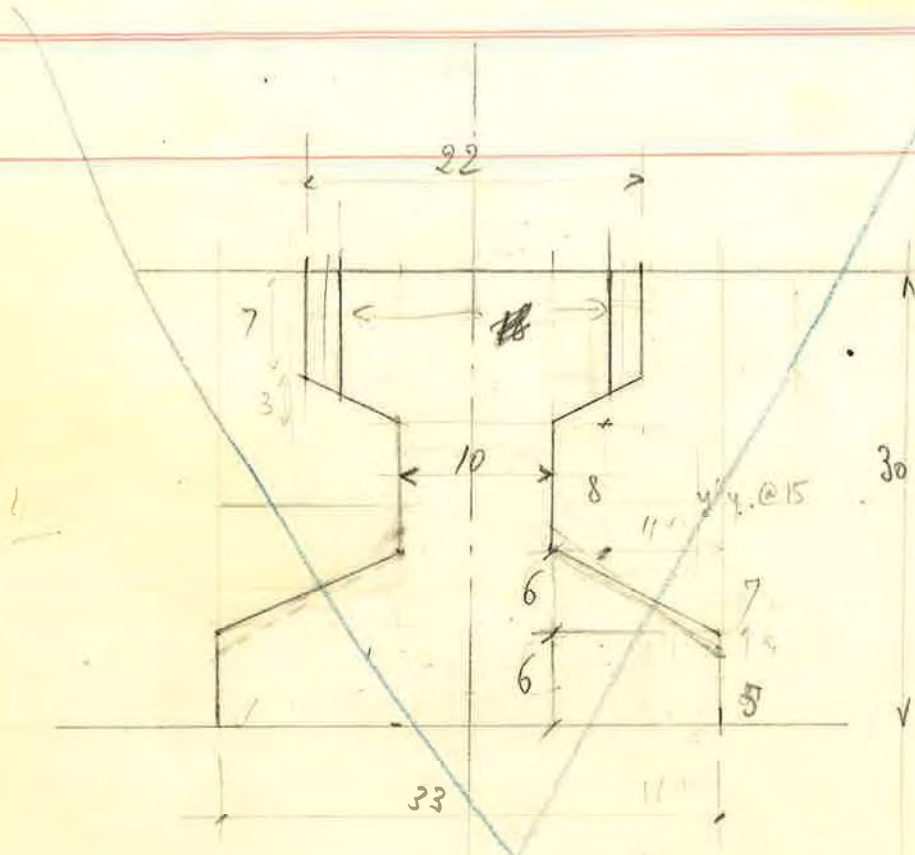
$$\text{Shear} = 2.6 \text{ t/m}$$

$$S = 0.86 \text{ t}$$

Stress	DL	LL
+	87	70
-	52	60

$\approx 40$  wires 2.9 mm  $\phi$  -

~~31.8~~  
40



(for y's).

$b$	$h$	$S$	$\bar{z}$	$S\bar{z}$	$S\bar{z}^2$	$\frac{b^3}{k}$	$\frac{Sh^3}{k}$
10	30	300	0	0	0	75	22,500
12	7	84	11.5	+965	11,100	4.1	340
$\frac{1}{2} \times 12$	3	18	7	+126	880	0.5	~10
$\frac{1}{2} \times 23$	6	69	7	-483	3,380	2	~140
23	6	138	12	-1,655	19,860	3	~410
		$S=609$		-2,138	+23,400		23,400

$v = 16.7$   
 $v' = 13.3$

$\frac{v^2}{v'^2} = 0.48$

$H = -1047$   
 $\downarrow dg = 1.7 \text{ cm}$

$J = -58,600$   
 $- 1,800 = -dg dH$   
 $I = 56,800$

$\sqrt{J/v} = 3,400$   
 $\sqrt{I/v'} = 4,300$   
 $\sqrt{v/v'} = 5.6$   
 $\sqrt{v'/v} = 7.1$

Final section: (approx) / 10/11

b	h	S	$\frac{z}{h}$	$S_z$	$S_z^2$	$\frac{I_z}{h}$	$\frac{I_z^2}{h}$
11	15	165	7.5	+1239	9,300	18.7	3080
12	~6	72	3	+216	650	3	220
				+1455	+3,300		3,300
Steel wires $\approx 30 \times 10 \times \frac{6.6}{100}$		~20	~7	-140	980	~0	~0
		+609		-1047	58,600		
		S=866		-1187			
				H=+268	2=72,800		
				$\uparrow dG = 0.31 \text{ cm}$	- ~100 = -dGdH		
					I=72,700		

$v = 14.7$   
 $v' = 15.3$   
 $I/v = 4,950$   
 $I/v' = 4,750$

$\frac{v^2}{v'^2} = 0.37$

Stresses	D.L.	L.L.
	+ 54	+ 44
	- 43	- 46

$M^D = 5.6 \times \frac{1}{3.03} = 1.85 \text{ tm}$

$6.6 \times \frac{1}{3.03} = 2.18 \text{ tm}$

[3.03 elements per m] —

posttensioning  
 33 wires @  $e = 6.6 \text{ cm} \rightarrow 0.86 \times 33 = 28.4 \text{ t}$  and  $M = 187,000 \text{ kg cm}$

$+ 47 \begin{bmatrix} -55 \\ +43 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -30 \\ +90 \end{bmatrix}$ 
     initial  $\rightarrow \begin{bmatrix} -9 \\ +106 \end{bmatrix}$

Final stresses

+46	+90
+47	+1

Ultimate =  $43.5 = F_r$  —  $\frac{43,500}{350 \times 33} = 3.8$

$z = 14.7 + 6.6 + 1.9 = 19.4 \text{ cm}$   
 $M_R = 8.45 \text{ tm} \rightarrow 2.1 \text{ and } 3 \text{ with design moments}$   
 with average  $M^D = 1.85 \text{ tm}$  D.L. —  
 $LUM^D = 1.95 \text{ tm}$  L.L. —  
 Safety factors —  
 with average moments  
 2.2 and 3.4.

Shear stresses.

$A_g$  (at 15 cm from top) = 2210 cm<sup>3</sup>

$\frac{I}{A} \approx 25$  cm.

	DL	LL
$\frac{V}{A}$ Shear	1.02 t	3.9 t

D.L.  $t = \frac{1020}{10 \times 25} = 4$  kg/cm<sup>2</sup>.

L.L (with max. exact shear) — ordinary Jap. comput.  $\rightarrow T = 48 \frac{t}{m} \rightarrow 1.6 t$  and  $24 \frac{kg}{cm^2}$   
 $t' = \frac{3900 \times 1.5}{33 \times 30} = 5.9$  kg/cm<sup>2</sup>

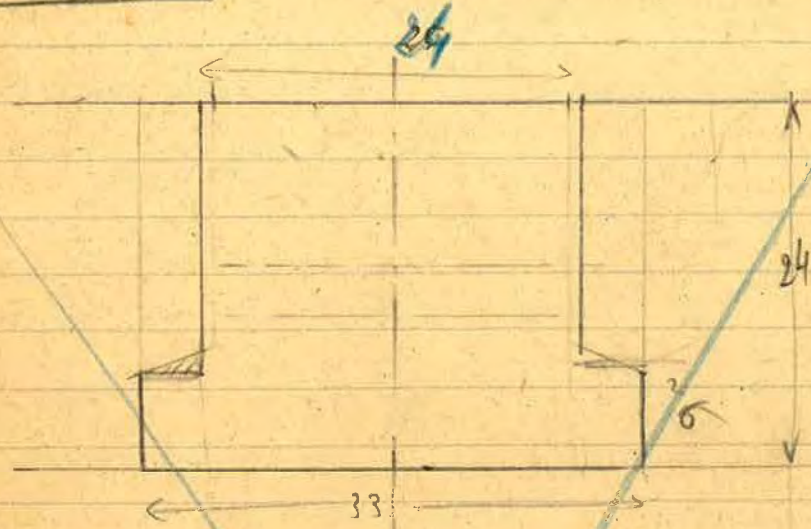
in web =  $t = 9.9$  kg/cm<sup>2</sup>

$n = \frac{1}{2} \times 47 \approx 23$  kg/cm<sup>2</sup>

$\theta = -3.7$  kg/cm<sup>2</sup>

in place concrete  $\frac{t}{\theta} = 5.9$  kg/cm<sup>2</sup>. Place some longitudinal steel to give better strength to tensioned concrete.

$d = 24 \text{ cm}$



$S = 600$        $I = 28800$   
 $\frac{I'}{I} = 48$

$dS = 8 \times 7 = 56$   
 $\delta = 8.5$   
 $dH = 480$   
 $dI = 4050$   
 $+ 60$   
 $+ 4110$   
 $- dGdH = -350$   
 $3760$   
 $28800$   
 $32600$

$\frac{I'}{I} = 1.03$   
 $dG' = 0.73 \text{ cm}$

$S = 656$   
 $v = 12.7$   
 $v' = 11.3$   
 $I = 32600$   
 $\frac{I'}{I} = 0.35$

$\frac{I'}{I} = 2560$   
 $\frac{I'}{I} = 2880$   
 $\frac{I'}{I} = 3.9$   
 $\frac{I'}{I} = 4.4$   
 $8.3$

$DL = \frac{58}{11}$   
 $0.69 \text{ m}^2 \rightarrow 4.65 \text{ tm/m}$   
 $M_{DL} = 1.54 \text{ tm}$

Final Section (without steel area)

$dS = 8 \times 12 = 96$        $dH = 644$        $dI = 4300$   
 $\delta = 6.7$        $\uparrow dG = 0.86$        $+ 1150$

$S = 752$  ;  $v = 11.8$   
 $v' = 12.2$   
 $I = 37,500$

$\frac{I'}{I} = 3140$   
 $\frac{I'}{I} = 3250$   
 $\frac{I'}{I} = 0.34$

$\frac{I'}{I} = 0.89$



1)  $u_1 = 0.15$   
 $v_1 = 2.10$

0.067  
 0.935

$P_1$

$P = \frac{5000}{0.15 \times 0.60} = 55.5 \frac{t}{m^2}$

LONGIT. Moments  $\rightarrow$  effective width - Truck.



$0.17 + 0.15 \times 0.04 \approx 0.18$

$0.15 \times 0.17 + 0.04 = +0.075$

$A_1 = 0.316 \text{ m}^2$

$P_2$  0.075

PIGEAU D

2)  $u_2 = 0.15$   
 $v_2 = 0.90$

0.40 -  $P_2$

$P_1$  0.23 +  $0.15 \times 0.10 \approx -0.24$

$P_1 - P_2 \rightarrow$  moment  $A_2 = 0.135 \text{ m}^2$

0.15 x 0.23 + 0.10 = -0.13

Then  $M_{\text{small span}} = (0.18 \times 0.316 - 0.24 \times 0.135) 55.5$

$= (0.057 - 0.032) 55.5 \frac{\text{tm}}{\text{m}}$

$M = 1.4 \frac{\text{tm}}{\text{m}}$

static  $M^+ =$  for 1 truck

$\frac{10^t \times 2.25}{4} \left(1 - \frac{u}{2l}\right)$

$5.62 \left(1 - \frac{0.15}{4.5}\right) = 5.45 \text{ tm}$

$1 - 0.033$   
 0.967

Effective width for the total truck =  $\frac{5.45}{1.4} = 3.90 \text{ m}$

Transversal bending moments:

(in the long direction)

$$M_{\bar{b}} = \left( 0.07 \times 0.316 \quad - 0.13 \times 0.135 \right) 55.5$$

$$= 0.0222 \quad - 0.0175$$

$$0.0047 \times 55.5 = \underline{0.26 \text{ tm/m}}$$

$$\underline{\text{Guyon}} = \frac{4L}{\pi} \left[ 1 + \frac{10}{3} \left( \frac{w}{b_0} \right)^2 \right]$$

$$\frac{4L}{\pi} = \frac{4 \times 2.25}{3.14} = 2.86 \text{ m}$$

width = 3.28 m  
for 1 wheel

(for load)

$$w = 0.60$$

$$1 + 3.33 \left( \frac{0.60}{2.86} \right)^2$$

$$= 0.21$$

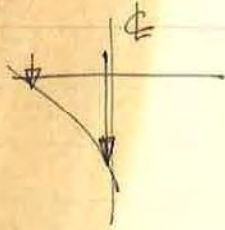
$$0.044$$

$$0.147$$

1.50  
4.50 m for 1 truck

Flexions Transversales. 785<sup>m</sup> Bridge

Roller  $\rightarrow$  max, —



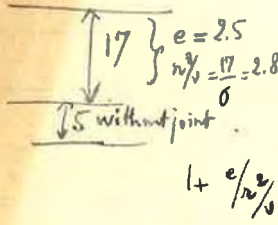
$$\Sigma \mu = 0.20 -$$

$$M_{>0} = 0.20 \times \frac{3.96 \times 1.15}{3.68} \times (5 + \epsilon) = 1.25 \text{ tm/m}$$

$$a = 3.68$$

$$t_0 = 1.15 \times 3.96 \text{ (skew)}$$

$$\frac{125}{\frac{0.28}{8}} \approx \text{stress} = \pm \frac{125,000}{100 \times \frac{(17)^2}{6}} = \pm 23 \text{ kg/cm}^2 -$$



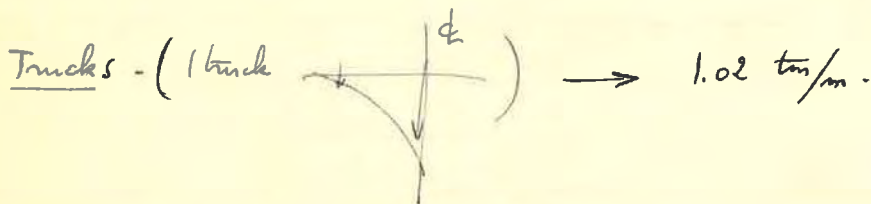
$$\frac{23 \text{ kg/cm}^2 \times 1.15 \times 100 \times 17}{\left(1 + \frac{2.5}{2.8}\right)} = 24 \text{ t/m along the skew.}$$

or 1 cable 12φ5 @ 1m.

I.W. R.C:

$$z \approx 0.87 \times 11 = 9.6 \text{ cm}$$

$$F = \frac{1.25}{0.096} = 13.1 \text{ t} ; 2 \text{ rods } \phi 25 \text{ mm} \rightarrow \frac{13 \text{ kg/mm}^2 \times 982}{\approx} \approx 13 \text{ t}$$



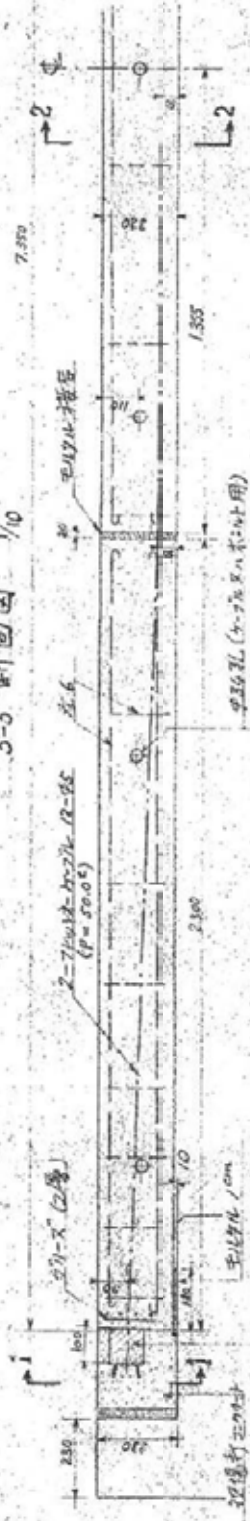
Cayon and Pigeant  $\rightarrow$  1.0 tm/m and 1.3 tm/m for the trucks.

Transverse moments: (see longitud. moments) - (for 1 truck) 2.50m BRIDGE  
(Pigeant).

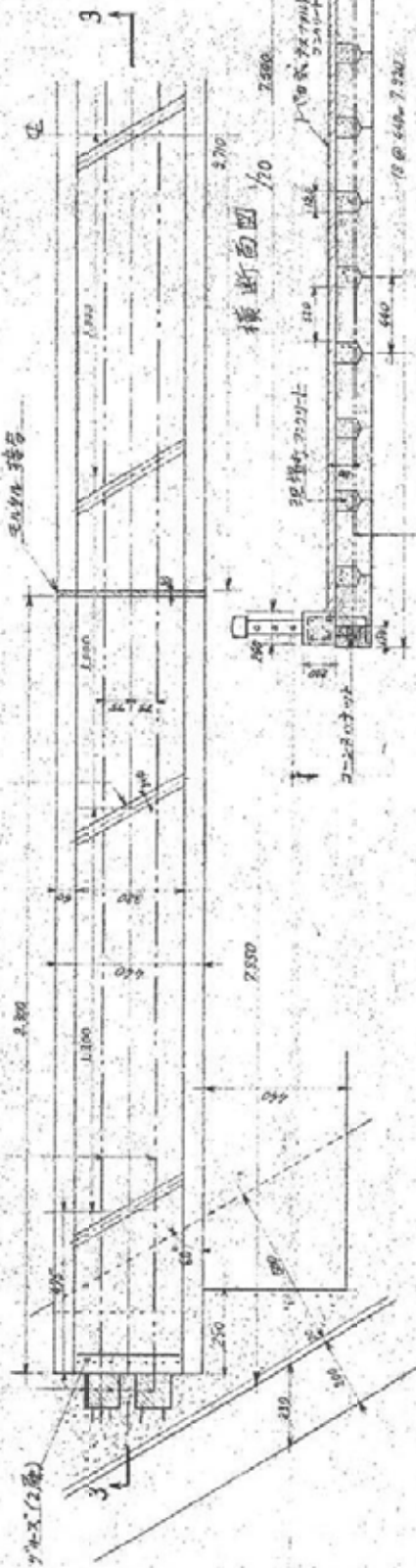
$$M_B = (0.07 \times 0.316 - 0.13 \times 0.135) 55.5 = 0.26 \text{ tm/m}$$

$$h = 12 \text{ cm (without dry joint)} ; \frac{0.26}{0.87 \times 0.12} = 25 \text{ t/m} ; 1 \phi 16 @ 0.70 \text{ m} \rightarrow \frac{200 \times 12}{2.7} = 3.3 \text{ t}$$

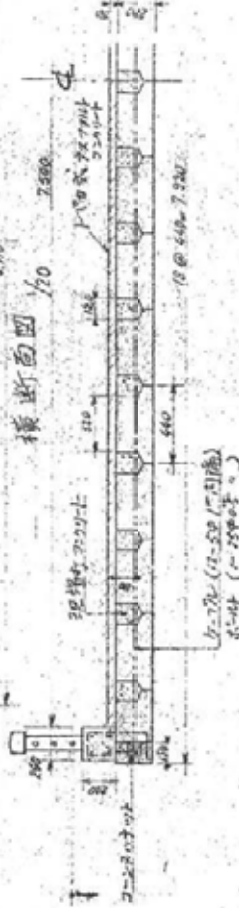
3-3 断面図 1/10



平面図 1/10



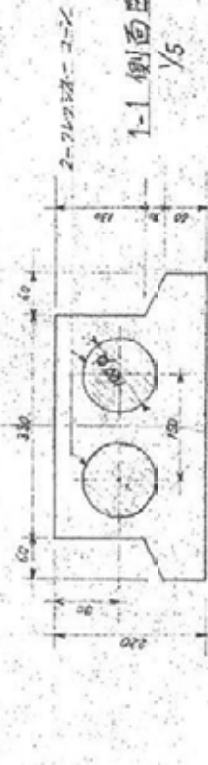
横断面図 1/20



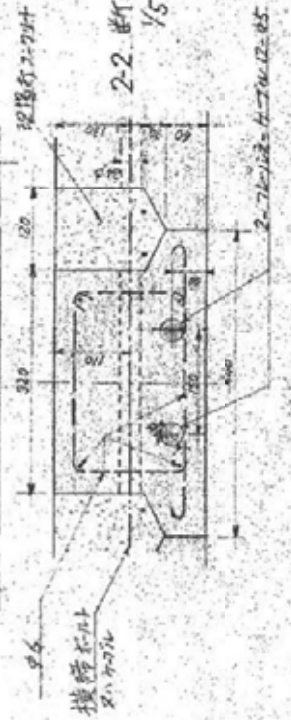
設計要旨

1. 50号橋  $O_{20} = 315 \text{ m}^2$   $O_{100} = 125 \text{ m}^2$  層積高さ 65m  
 質量 =  $0.5 \times 4 = 15 \text{ t/100}$   $0.61 \text{ t/100}$   
 積高 = 積高 = 220.2
2. 2階橋脚  
 積高 9.59 = 0.57/100 積高 1.15%  
 積高 0.59 = 0.66/100  $O_{20} = 12 \text{ m}^2$  (1階橋)  
 積高 220.2 = 0.65/100
3. 50号橋  $O_{20} = 110 \text{ m}^2$   $O_{100} = 20 \text{ m}^2$  (1階橋)  
 積高 = 積高 = 165.3%  
 積高 = 積高 = 576.9  
 積高 4.78 = 18.0/100  
 積高 4.78 = 18.0/100 (1階橋) 積高 26.4  
 積高 4.78 = 18.0/100
4. 70号橋  $O_{20} = 12 \text{ m}^2$  (1階橋) 積高 26.4  
 積高 4.78 = 18.0/100
5. 70号橋 積高 = 60.0  
 積高 4.78 = 18.0/100
6. 2階橋 積高 = 60.0  
 積高 4.78 = 18.0/100

1-1 側面図 1/5



2-2 断面図 1/5



福井県

東十條橋(717)設計図

28.1.30  
 入札  
 17  
 3-1





No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

セグメントブロック製作

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

セグメントブロック接合  
(目地部施工)

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

セグメントブロック接合  
(目地部施工)

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

使用機械(緊張ジャッキ)

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

緊張ジャッキセット状況

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

緊張状況

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

緊張状況

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

緊張状況

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

緊張完了

PC鋼材切断状況

---

---

---

---

---

---

---

---







No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

グラウト状況



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

グラウト状況



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

グラウト状況



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

主桁架設状況



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

主桁架設状況



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

主桁架設状況



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

主桁架設状況

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

主桁架設状況

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

主桁架設状況

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

**十郷橋施工写真**

横組工・橋面工施工



No. \_\_\_\_\_

**十郷橋施工写真**

養生状況

(冠水養生および濡れ筵による湿潤養生)



No. \_\_\_\_\_

**十郷橋施工写真**

養生状況

(冠水養生および濡れ筵による湿潤養生)



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

\_\_\_\_\_  
竣工検査

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

\_\_\_\_\_  
竣工検査

\_\_\_\_\_  
載荷試験

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

\_\_\_\_\_  
竣工検査

\_\_\_\_\_  
載荷試験

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

完成



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

完成



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

完成



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

完成



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

完成



No. \_\_\_\_\_

十郷橋施工写真

完成



# プレストレスト コンクリート橋の架設

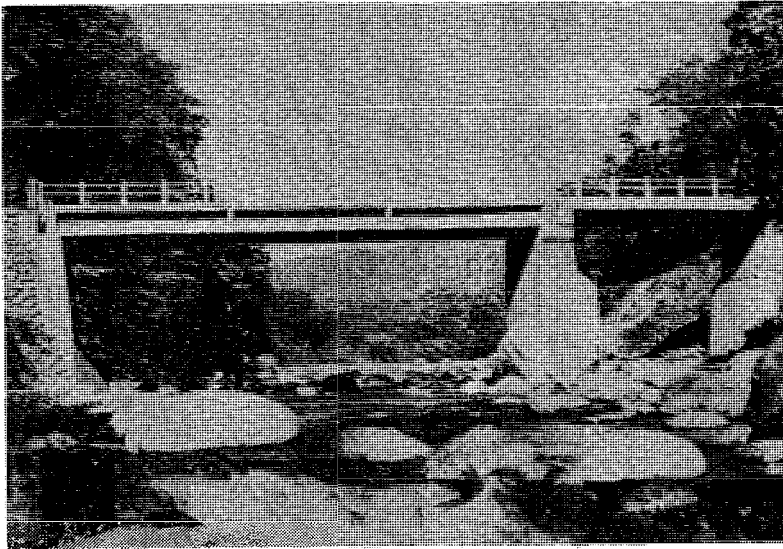


写真-1 完成した石徹白橋

福井県

石徹白橋

八田 一 雄

## I. 緒 言

福井県において10mおよび20mの2径間よりなる石徹白橋というプレストレスト コンクリート橋を架設、昨年10月中旬竣功した(写真-1)。

わが国においてプレストレスト コンクリート橋はすでに10数橋を数え、また本県においても今春1橋経験済みであるが、これらはすべて短径間の、いわゆるプレストレスト コンクリート桁合成床版橋であつた。本橋は左右径間ともポスト テンション方式によるものであり、とくに右岸側径間は20mのT桁であつて、わが国における長径間プレストレスト コンクリート桁としての初めての試みとして、将来多少の参考にもなれば幸いと思ひ、あえて発表する次第である。

この工法採用の理由は次の3点である。

- (a) 地形上、橋面高を在来以上に高くできにくい関係上、桁高の小なるものが要求されたこと。
- (b) 在来の下部工を利用する関係上、20mの単径間を必要とし、ここに鋼桁と比較した結果、工費が低廉となる点。
- (c) 架設工期を短縮しえて一時的の仮橋費を節約しうること。

設計は極東鋼弦コンクリート振興株式会社により、工事は福井県敦賀市敦賀ピー・エス・コンクリート株式会社の手によつて、附帯工事を含めて約300万円で完成した。

## II. 設計概要

簡単に設計概要を示すと次表のようである。

なお図-1に20m径間の設計図を示す。

区 分	左 岸 側 径 間	右 岸 側 径 間
型 式	ポストテンションコンクリート桁合成床版橋	ポストテンションコンクリートT桁橋
橋 格	二 等 橋	
橋 長	9.70m	20.10m
有 効 巾 員	4.50m	
桁 断 面	上巾42cm, 下巾50cm, 桁高35cm	フラ 上部100cm ウエ 端 部30cm 桁高 ソデ巾 下部30cm プ厚 中央部12 // 95cm
縦 締 ピア ノ 線	φ5mm—12条, 3ヶ処, A=7.06cm	φ5mm—12条, 6ヶ処, A=14.1cm
横 締 ピア ノ 線	φ5mm—12条, 4ヶ処	φ5mm—12条, 18ヶ処
使 用 桁 数	10本	4本
コ ン ク リ ー ト	重量配合 1:1.2:2.3	



水セメント比		33%
コンクリート許容圧応力		+125kg/cm <sup>2</sup>
コンクリート許容張応力		- 12 //
ピアノ線の張応力		ストレス導入時 124kg/cm <sup>2</sup> , 載荷時 93kg/cm <sup>2</sup>
コリ使用量	全量	16.0m <sup>3</sup>
コリ使用量	橋面有効m <sup>2</sup> 当り	30.21m <sup>3</sup>
ピアノ線使用量	全量	616.5kg
ピアノ線使用量	橋面有効m <sup>2</sup> 当り	0.336m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
		1095.6kg
		12.2kg/m <sup>2</sup>

20m径間の応力計算の結果を示すと次のようになる。

位置	荷重	due to Pre-stress	Own weight	P+Own W't	Field conc.	P+D.L	L.L	P+D.L+L.L
頂部		-32.6	+38.4	+5.8	+18.2	+24.0	+32.5	+56.5
底部		+188.9	-70.5	+118.4	-33.4	+85.0	-67.6	+17.4

コンクリート許容張応力-12kg/cm<sup>2</sup>に対して載荷時における底部に生ずるファイバー ストレス+17.4kg/cm<sup>2</sup>は不経済の感があり、さらに断面の縮少を考慮しうるが、安全のため以上の断面を採用した。

なおピアノ線の桁端における平均曲げ上げ角度を 60° 40' として、これに働くプレストレスによる鉛直分力は -15.3t となるので外力による端部せん断力はこれをさし引いてわずか +4.4t となり、これによるせん断力は 2.2kg/cm<sup>2</sup>、斜張力は 0.1kg/cm<sup>2</sup> となるにすぎない。

次にスラブの応力状態であるが、スラブには図-1に示す通り φ5mm12本のピアノ線孔が約 1.5m間隔に配置されていて、スラブ巾 1m 当りに

$$\frac{22.0}{1.5} = 14.7 \text{ t/m}$$

のプレストレスを作用せしめてある。このプレストレスと設計荷重による応力状態を示すと、次のようになっている。

a) スラブ中央部における応力

位置	荷重	due to Pre-stress	due to Loads	計
頂部		+11	+21	+32
底部		+11	-21	-10

b) スラブ支点における応力

位置	荷重	due to Pre-stress	due to Loads	計
頂部		+14	-26	-12
底部		+ 4	+26	+30

スラブ中央部においては現場打ちコンクリートであるので、上の表の下部に生ずる -10kg/cm<sup>2</sup> の応力が問

題になる。いまこれによつてその部にクラックが発生したものとしてその大きさを求めてあるが、 $0.7 \times 10^{-4}$  である。またクラックを生じてカンチレバーとなつた場合の設計荷重による曲げモーメントと、その破壊時における抵抗モーメントを比較して安全率は 2.5 となつてゐる。

III. 工事概要

1. 工場製作

左岸側 10m の桁は、その仕上り長さは 9.3m であるが、2 @ 3.32m, 1 @ 3.02m の 3 ピースに製作された。径 34mm のピアノ線孔はあらかじめ型わく内所定の位置にゴムホースを設置し、コンクリート打込み後約 2 時間でこれを抜きとる方法によつた。

右岸側 20m の桁は、その仕上り長さは 19.7m であるが、運搬の都合上 2 @ 3.025, 2 @ 3.60 および 2 @ 3.175 の 6 ピースに製作された。これらのピースは横桁として

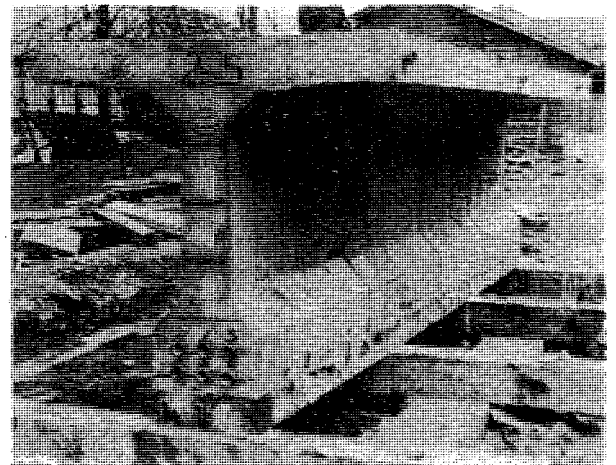


写真-2 中央部桁ブロック

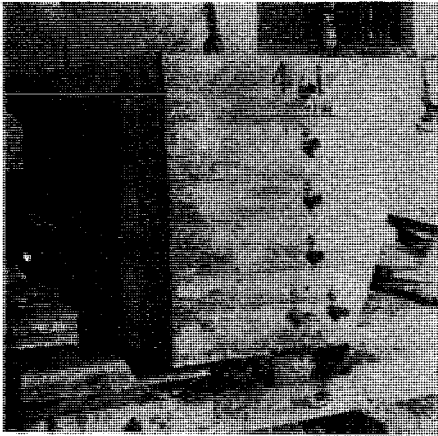


写真-3 端部桁ブロック



写真-4 コンクリート締固め状況

のダイヤフラムを有する関係上、多種類の型わくを要し、敦賀ピー・エス・コンクリート会社として苦心したようである。この桁に対するピアノ線孔としては亜鉛鍍鉄板製シャーシを用いた。

コンクリートはいずれもベロセメントを用いスランプ1~2cm程度の硬練りとし、モーター廻転数1700回/minの偏心回転式パイプレーターを型わくに取り付けて、これに約90回/minの振動を与えて締固めた。この桁のコンクリートの圧縮強度は各ピースごとに試験した結果、平均1週強度は432 kg/cm<sup>2</sup>であつた(写真-2, 3, 4)。

## 2. 現場架設

3ピースよりなる左岸側10m桁は橋台附近に用意された枕上に2cmの目地をおいて水平に並べられ、配合1:1.2のモルタル填充後3日をおいてピアノ線を通しストレスを導入した。

ストレス導入方法としては1孔12本のピアノ線の一端をフレッツシネーコーンにより緊定し、他端より2段ジャツキで緊張した。1孔に対する所要緊張力は22.0t、すなわち桁1本に対して66.0tであるが、1孔に対し29.0tの緊張力が与えられた。写真-5はこのストレス導入状況を示す。

右岸側20mの4本のT桁の申耳桁の1本は左来木造

トラス橋面上にならべられ、各ピース間2cmの目地モルタル填充後、ストレスを導入、1本の桁として仕上げられた。



写真-5 10m桁ストレス導入状況

2本目の桁は左岸側在来橋体より接続道路上にならべられ、1本の桁として完成後箱ジャツキおよびカグラサンを用いて左来橋面上をコロによつて移動せしめ架設した。写真-6, 7はこれらの状況を示す。

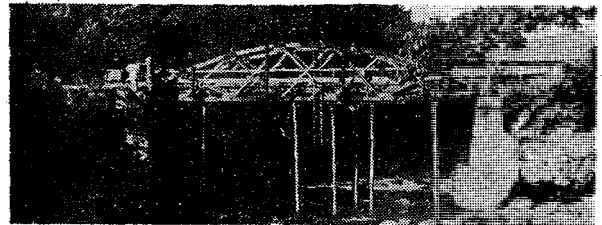


写真-6 桁1号, 2号

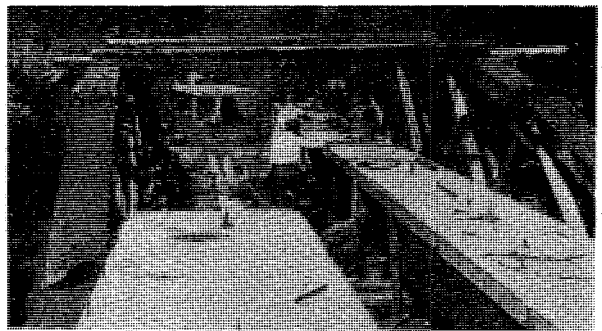


写真-7 桁1号, 2号

以上2本の桁を橋台、橋脚上に支持せしめたのち、ただちに在来木造トラスを撤去し、ジャツキを用いて両端の支台を取のぞき直接橋台、橋脚上に架設した。

3本目の桁は同様に在来左岸側橋面および道路面上において1本の桁として完成した後、写真-8に示すように



写真-8 桁3号架渡状況

すでに架渡を完了した、前記2本の桁上をコロにより移動せしめ吊り下した。

最後の4本目の桁は据付完了の3本の桁の上に6箇のピースをならべ、ストレスが導入された。

写真-9はストレス導入直前の状況を示す。写真-10は4本の桁架渡完了を示す。

なお、これらの桁のストレス導入に当つはピアノ線孔中のフリクションによる緊張力の不均衡をさけるため2台のジャツキが用いられ桁両端より同時に張力が加えられた。

1孔に対する有効緊張力は10m径間同様22tで、桁1本に対し $6 \times 22 = 132.0$  t

であるが、ピアノ線のクリープおよびコンクリートのミユリゲージによるストレスの減少を見越し370kg/cmのピストン圧力、すなわち78.5cm<sup>2</sup>のシリンダー断面に対して $78.5 \times 370 = 29.0$  tの圧力が加えられた。写真-11はストレス導入状況を示す。ストレス導入中はダイヤルゲージの圧力示度を注視しつつ、さらにピアノ線と実際の伸長とこの緊張力に対し、あらかじめ計算された伸長とを比較して万全を期した。

計算上の伸びはピアノ線1mに対し約6.8mmと

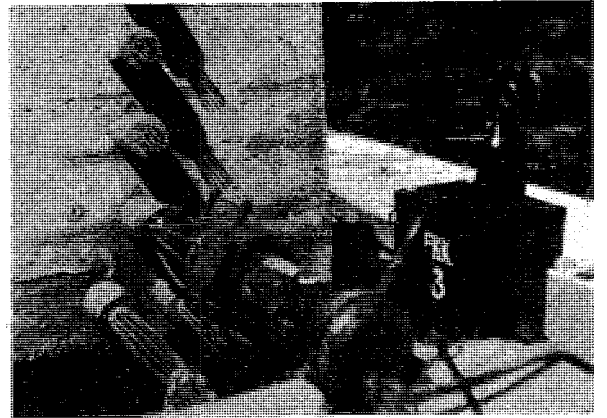


写真-11 水圧ポンプ、フレツシネー コーン、フレツシネー ダブルアクション ジャツキ



写真-9 桁4号架渡状況



写真-12 桁間コンクリート打ち完了



写真-10 桁架渡完了



写真-13 ピアノ線横締め状況

さえ、ジャツキくさび間のピアノ線全長 20.8m に対し伸び  $20.8 \times 6.8 = 140\text{mm}$  とした。

なおこの際ピストン断面に対して当初の  $50\text{kg/cm}^2$  の張力に相当する伸び分はピアノ線の撓みあるいは歪みに相当する伸びとして考慮外におかれ、最終  $370\text{kg/cm}^2$  のゲージ示度における伸びよりさし引かれ、実際の伸びとして前記  $140\text{mm}$  と比較された。

かくして4本の桁の架設完了後、各桁フランジ間およびダイヤフラムの間に同配分のコンクリートを施し、ダイヤフラム部ならびにフランジ部 18ヶ所のピアノ線横締を行つて橋体を完成した。写真-12は桁間コンクリート打ち完了、写真-13はピアノ線横締め状況を示す。以上の現場架設に要した労力を示すと次のようである。

区 分	20m 桁	10m 桁
ピース据付	95人	15人
目地填充工	12	5
ストレス導入ならびに グラウチング工	46	11
桁架設工	42	24
桁間コンクリート填充	16	14
横締めならびにグラウチング工	20	4
計	231人	73人

橋体完成後 20 m スパンに対し、自重共 9t の砂利積トラックを載荷せしめ、そのデフレクションを実測したところ 1mm であつた。

#### IV. 結 語

ポスト テンションングの方法においては、プレカスト ブロックを工場で製作し、これを現場で組合せてストレスを導入して1本の桁に仕上げることができるの

で、工場製作のプレテンション桁に比し運搬が容易であるばかりでなく、運搬中のストレスに対しそれほど余分の考慮を払う必要がない。また現場にその余地があるならば桁長さ 30m 程度ならば現場において1本桁として製作し、その硬化を待つてストレスを導入して容易に架設することもできるので、プレテンションングにくらべて推奨すべき工法と思われる。

この工事費は附帯工事を含み 296 万円で契約したのであるが、これから高欄、橋面舗装および現場搬入費（大野町よりトラック運搬約 40km）を除いた橋体の製作架設費は  $\text{m}^2$  当り 16,500 円となるのである。これをさらに 20m および 10m 径間に分析して比較してみるとおよそ類似しているのであつて、これは前述の通り現場架設に要した労力費に多少の相違はあるが、設計概要に表記したように橋面有効  $\text{m}^2$  当りの材料所要量、およびピアノ線孔数がほぼ類似しているためと思われる。

工場回転の問題が単価を左右する大きい因子であることはもちろんであるが、要するに現在の段階においては普通の鉄筋コンクリートで架設しうる小径間に対しては相当高価となるものである。

しかしながら 20m 以上のシンプル スパンになると工法としては鉄桁などになるのであるが、これらは現在  $\text{m}^2$  当り 3万円程度を要するので、これらの工法と比較するならば、プレストレスト コンクリート桁は経済的工法と思われる。したがつて鋼桁にかわる長径間桁架設の研究がプレストレスト コンクリート桁の経済的問題解決の唯一の鍵と信じている。 (筆者：福井県道路課勤務)

#### 表紙カソト：一

#### ブロードウェイ橋 (Broadway Bridge)

位置：Canada 国 Saskatchewan 州 Saskatoon 市 (北緯約  $53^\circ$ )、South Saskatchewan 河。

橋長：全長 419.10m、Approach 南岸 4@ 12.20~14.63m、北岸 3@ 13.72m のガーダーと、その他南岸 35.9m、内 Floating Span 13.72m、北岸 42.67m、中央は鉄筋コンクリート連続開側アーチ径間 241.10m からなる(目次下の図参照)。

幅員、橋面：幅員は車道として無軌条電車(重量 50t) およびトラック(20t) 各 2 車線 13.72m、両側歩道各 2.74m、合計 19.20m である。南岸路面は北岸路面より 19.20m 標高が高いので橋面は 4% の片勾配、5.1 cm 厚のり止め付アスファルト舗装である。

アーチ径間：北岸付から 38.10、42.37、47.24、52.12、および 61.26m の異径間長で全長 241.10m、拱矢径間比はそれぞれ 0.201~0.245 に変化させ美しい景観を呈している。アーチの下からヨーロッパ風の北岸のホテルがみえる。

工事：基礎は氷河堆積の硬地盤に達せしめ、土工量  $15,440\text{m}^3$ 、コンクリート量、橋脚橋台  $6,120\text{m}^3$ 、スプ

リンギング上のアーチ  $8,870\text{m}^3$ 、鉄筋総量約 1,000 t である。着工 1931 年 12 月 12 日、竣工 1932 年 11 月、工費 264,000 ドル (9,504 万円)。基礎は全部寒中施工、最低気温  $-38^\circ\text{C}$ 、上部は 7 月初めから 10 月中旬までしか好季がないので、10 月以降スラブの 1 部には塩化カルシウムを添加し、あるいは XXX 早高強度セメントを使用。アプローチ径間の基礎には 1,300 ppm の硫酸塩があるので Kalicrete を用いた。また南岸の橋脚は地這りにそなえて土留を兼用している。

施工中のコンクリート温度の記録、アーチ打設中の橋脚のロテーションなど詳細な計算および実測の記録がある。

設計監督：設計は当時 Saskatchewan 大学工学部長、現在 Atomic Energy of Canada Limited の President の Dr. C. T. Mackenzie 氏、施工監督指導は同博士と Saskatoon 市技術者 G. D. Archbald 氏。なお博士は 1935~1936 年 2@61.41m、1@65.07m の鉄筋コンクリートタイドアーチを含む 260m の Borden Bridge をも設計監督している。 (北大：板倉忠三氏提供)

石徹白橋計算書（追加）

極東鋼弦コンクリート振興株式会社

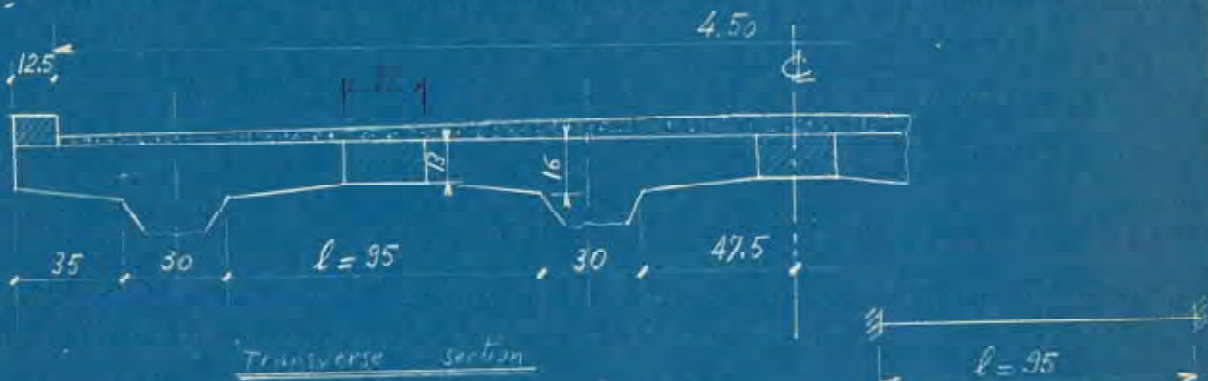
1

FKK. SK/0.54-26, 1953.

ITOSHINO BRIDGE

COMPUTATIONS FOR TRANSVERSE PRESTRESSING OF SLAB.

1) GENERAL.



The bridge is designed for 2<sup>nd</sup> Class loadings.

I consider the slab as a continuous beam, between fixed-end supports. Span between haunches  $l = 0.95$  m.

I neglect the effect of diaphragms, because of their large spacing (6.6 m), and the effect of Poisson's ratio.

I take an effective width, according to Japanese specifications, equal to  $0.7 l = 0.7 \cdot 0.95 = 0.67$  m.

The impact coefficient is taken equal to:

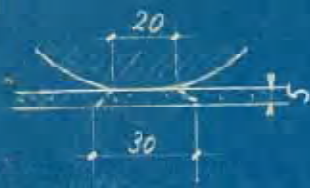
$$i = \frac{20}{50 + L} = \frac{20}{50 + 19.70} = 0.287$$

I take care of the effect of haunches in increasing the negative moments at support by 10% and decreasing the positive moments at mid-span by 5%.

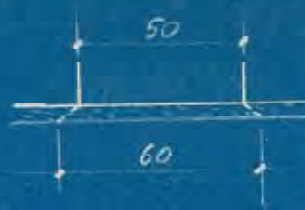
The loaded areas, due to 2<sup>nd</sup> class loadings, are given in the sketch below, with 5cm as average thickness of pavement.



2



Roller (transversally)  
5<sup>t</sup>



Roller (longitudinally)  
5<sup>t</sup>



Truck (longitudinally)  
3.6<sup>t</sup> + impact

**REMARK**

If we take a larger effective width of  $0.7l + \beta = 0.7 \cdot 0.95 + 60 = 1.27$  (as taken usually by designers), we find much lower stresses.

2<sup>o</sup>) BENDING MOMENTS:

A. Dead loads.

slab =  $0.16 \times 24 = 0.38 \text{ t/m}^2$

pavement =  $0.06 \times 2.2 = 0.13 \text{ t/m}^2$

Total =  $0.51 \text{ t/m}^2$

Bending moment in a simply supported beam:

$$0.51 \cdot \frac{(0.95)^2}{8} = 0.058 \text{ tm/m}$$

Positive moment in a fixed-ended beam: negligible.

Negative moment " " " =  $-\frac{2}{3} \cdot 0.058 = -0.039 \text{ tm/m}$

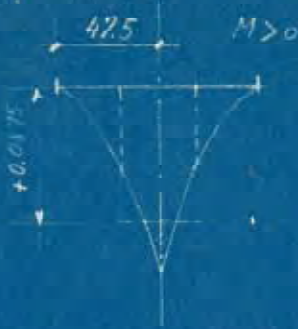
B. Live loads - (2<sup>nd</sup> Class).

People loads give negligible effects.

We have computed the moments for truck and roller. The most defavorable results are obtained with roller placed transversally.

From the influence lines (See page 11), we have found maximum moments as follows:

3



Span = 0.33 m      Effective length = 0.67 m  
 Load = 5<sup>t</sup> per wheel

Maximum negative moment at support:

$$= \frac{5 \times 0.35 \times 0.139}{0.67} = -0.99 \text{ tm/m}$$

+10% (because of haunched)  $\rightarrow$  -1.09 tm/m

Maximum positive moment at mid-span =

$$= \frac{5 \times 0.95 \times 0.0875}{0.67} = +0.62 \text{ tm/m}$$

-5% (because of haunched)  $\rightarrow$  +0.59 tm/m

C. TOTAL:

Total maximum neg. moment at support =

$$-1.09 - 0.06 = -1.13 \text{ tm/m}$$

Total maximum pos. moment at mid-span =

$$+0.59 \text{ tm/m}$$

3<sup>rd</sup>) STRESSES.

A) Properties of cross-sections:

They are given below for 1<sup>m</sup> length.

4

	At support	At mid-span
Depth	16 cm	13 cm
area	1600 cm <sup>2</sup>	1300 cm <sup>2</sup>
section modulus	4,270 cm <sup>3</sup>	2,820 cm <sup>3</sup>

B - Stresses due to loads:

They are given below (in kg/cm<sup>2</sup>) for total moments.

	At support	At mid-span
Top fiber	- 27	+ 21
Bottom fiber	+ 27	- 21

C - Prestressing -

Prestressing is given by Freyssinet cables of 12- $\phi$ 5mm wires @ 1.50 m.

Steel area =  $12 \times \pi \frac{(5)^2}{4} = 236 \text{ mm}^2$

Ultimate tension =  $165 \text{ kg/mm}^2$  - Ultimate force per cable =  $39 \text{ t}$

Final tension =  $93 \text{ kg/mm}^2$  - Final force (per cable) =  $22 \text{ t}$

Prestressing final force, per m of slab =

$$\frac{22}{1.5} = 14.7 \text{ t/m}$$

Eccentricity of cable { at support =  $\frac{16}{2} - 5.5 = 1.5 \text{ cm}$   
 at mid-span = 0

Prestressing moment (at support) =  $14.7 \times 0.015 = 0.22 \text{ tm/m}$

Prestressing stresses are given below in kg/cm<sup>2</sup> -



6

diagram is triangular, and that the tensile stresses in concrete may be neglected.

$$\text{Total compression force in concrete: } F_c = \frac{3e\sigma_c b}{2} = F_s$$

Total tension force in prestressing cable:

$$F_s = a_s (\sigma_s + \Delta\sigma_s) = a_s \sigma_s + a_s \Delta\sigma_s = P + a_s \Delta\sigma_s$$

$a_s$  = steel area of prestressing cable

$b$  = length of slab = 1 m

$$\text{Total resisting moment } M = F_s \cdot z$$

As a first approximation, I take  $\Delta\sigma_s \approx 0$  and then

$$z = \frac{M}{F_s} = \frac{M}{P} = \frac{0.59}{14.7} = 0.04 \text{ m} = 4 \text{ cm}$$

$$e = 6.5 - 4 = 2.5 \text{ cm}$$

$$3e = 7.5 \text{ cm}$$

Max. stress  $\sigma_c$  in concrete:

$$\sigma_c = \frac{2 F_s}{(3e) \times b} = \frac{2 \times 14,700}{7.5 \times 100} = +39 \text{ kg/cm}^2$$

Variation of stress in prestressing cable:

$$\Delta\sigma_s = n (\sigma_c - \alpha) \quad \text{with } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,000,000}{400,000} = 5 \text{ only.}$$

$$\text{and } \alpha = \sigma_c \cdot \frac{3e - z}{(3e)} = 39 \times \frac{2.25 - 4}{7.5} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_s = 5(11 - 5) = 30 \text{ kg/cm}^2 = 0.3 \text{ kg/mm}^2$$

This increase of tension in high tensile steel is negligible, compared

to  $\sigma_s = 93 \text{ kg/mm}^2$ .

7

The strain in concrete at bottom fiber (crack opening), is equal to  $\frac{\beta}{E_c}$ .

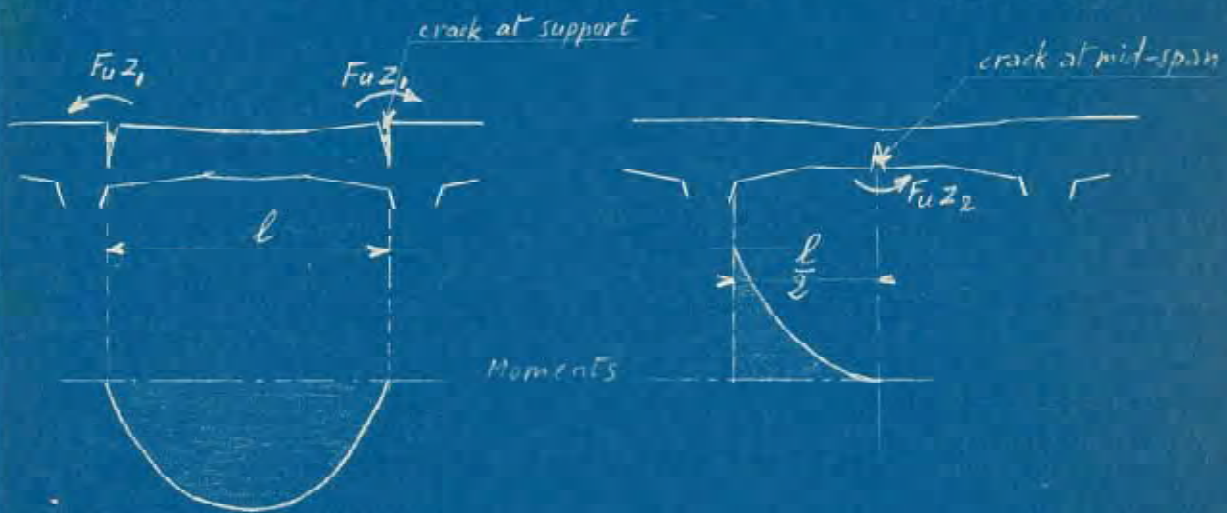
$$\text{and } \beta = \sigma_c \cdot \frac{13 - 3e}{3e} = 39 \times \frac{13 - 7.5}{7.5} = 29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Tension strain} = \frac{\beta}{E_c} = \frac{29}{400,000} = 0.7 \cdot 10^{-4}$$

This strain is smaller than usual shrinkage strain  $1.5 \times 10^{-4}$ , which is commonly allowed for conventional reinforced concrete and can be therefore allowed.

#### 4°) ULTIMATE STRENGTH - A General

Cracks can appear either at mid-span or at the support (see sketches below). In any case, the cables in the cracked section (acting as a hinge) develop a resisting moment  $F_u z_1$  or  $F_u z_2$  and we can calculate the ultimate moment of the now statically determinate structure.



Simply supported beam

cantilevers

We obtain the same safety factor considering an ultimate moment

8.

equal to  $F_u (z_1 + z_2)$  and design moments equal to the statically determinate moments produced in the new structure by the design loads (DL and LL). These moments are usually quite alike in both types of new structures, and are computed as follows.

B. Design statically determinate moments =

a) D.L.

In both types of structures (simply supported beam or cantilevers), the bending moment is equal to:

$$\frac{1}{2} p \left(\frac{l}{2}\right)^2 = \frac{1}{8} p l^2 = \frac{1}{8} \cdot 0.51 \cdot (0.95)^2 = \underline{0.06 \text{ tm/m}}$$

b) L.L.

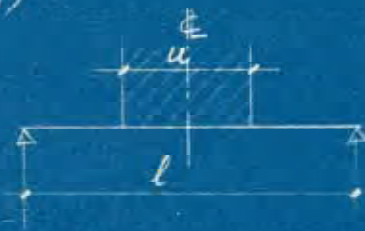
Maximum effect is given by the roller placed transversally.

In both types, the bending moment is equal to:

$$\frac{P}{2} \left(\frac{l}{2} - \frac{u}{4}\right) = \frac{Pl}{4} \left(1 - \frac{u}{2l}\right)$$

Or  $\frac{5 \cdot 0.95}{4} \left(1 - \frac{0.30}{2 \cdot 0.95}\right) = 1.19 \left(1 - 0.158\right) = 1 \text{ tm per wheel}$

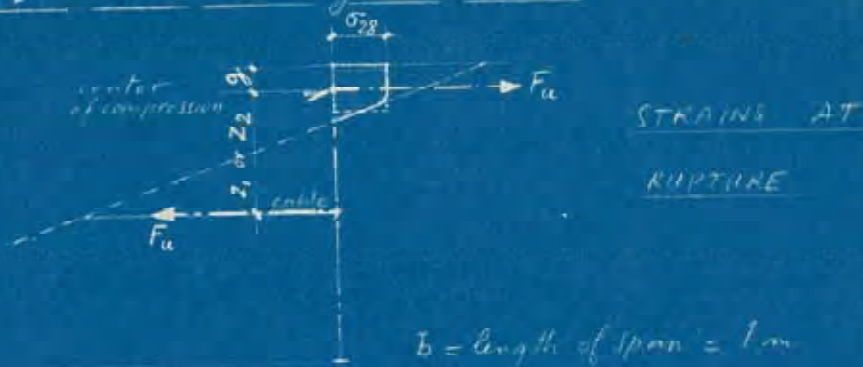
$$\frac{1}{0.67} = \underline{1.5 \text{ tm/m}}$$



c) Total:

Total design moment:  $1.5 + 0.06 = \underline{1.56 \text{ tm/m}}$

C. Ultimate resisting moments =



$b = \text{length of span} = 1 \text{ m}$

$F_u = \text{ultimate strength of prestressing cables} = \frac{39}{1.5} = 26 \text{ t/m}$

$$j = \frac{1}{2} \frac{F_u}{\sigma_{38} \cdot b} = \frac{26,000}{2 \times 300 \times 100} = 0.4 \text{ cm}$$

moment-arms at rupture:

at mid-span  $z_2 = 6.5 - 0.4 = 6.1 \text{ cm} = 0.061 \text{ m}$

at support  $z_1 = 16 - 6.5 - 0.4 = 9.1 \text{ cm} = 0.091 \text{ m}$

Total ultimate moment:

$$F_u(z_1 + z_2) = 26 (0.091 + 0.061) = \underline{3.95 \text{ tm/m}}$$

D. Safety factor against rupture:

$$\frac{3.95}{1.56} = 2.5$$

$$M_u = \underline{2.5 (DL + LL)}$$

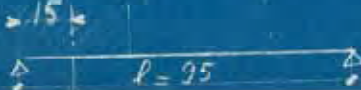
5°) SHEARS

A. Maximum shear at support. (approximately)

DL:  $0.51 \times \frac{0.95}{2} = 0.3 \text{ t}$

L.L: (rollers placed transversally)  $\frac{5}{2.67} \times \frac{0.95 - 0.15}{0.95} = 6.3 \text{ t/m}$

Total = 6.6 t/m





10

I increase this shear by 20% to take care of continuity and haunches.  
 $S = 1.2 \times 6.6 = 7.9 \text{ 1/cm}$

Shear stress at center of gravity (at support):

$$\tau = \frac{7,900 \times 1.5}{1600} = 7.4 \text{ kg/cm}^2$$

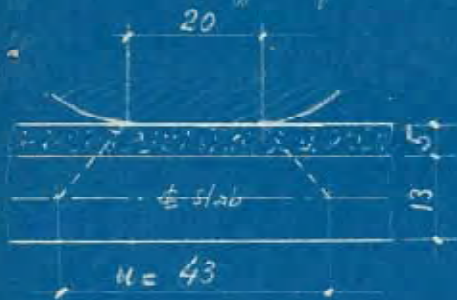
$$\tau_P = + 9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (at support)}$$

Maximum diagonal tension:

$$q = \frac{\sigma_P}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_P}{2}\right)^2 + \tau^2} = -4 \text{ kg/cm}^2$$

B). Punching Shear.

Maximum effect for a wheel of truck.



The load of 1 wheel is distributed at  $\phi$  slab on the lengths:

$$u = 20 \times 2 \times 5 + 13 = 43 \text{ cm}$$

$$v = 36 + 2 \times 5 + 13 = 59 \text{ cm}$$

$$\text{Total perimeter} = 2(43 + 59) = 204 \text{ cm}$$

$$\text{Load per wheel} = 1.287 \times 3.6 = 4.65 \text{ t}$$

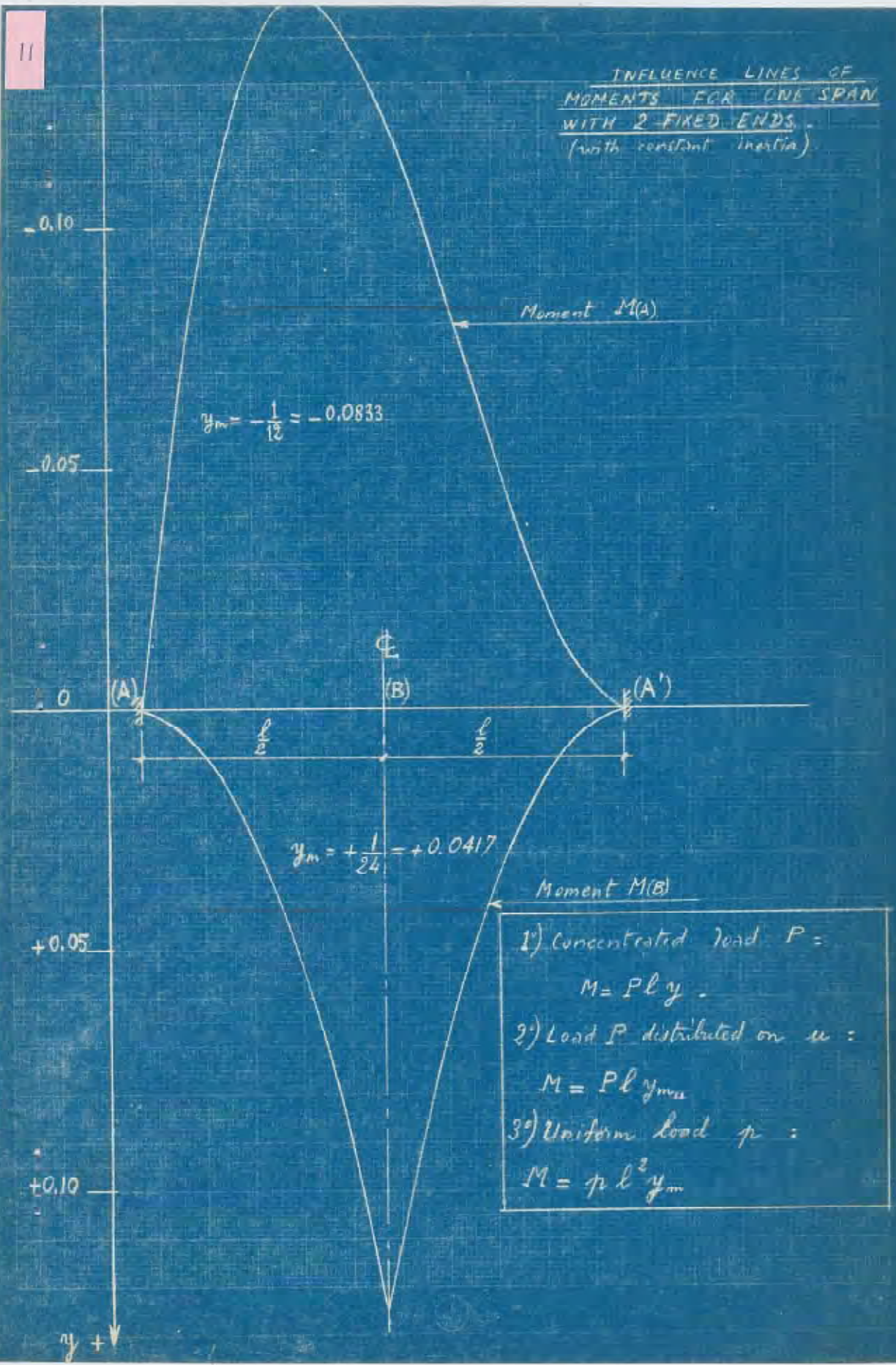
$$\text{Punching shear stress} = \frac{4650 \times 1.5}{204 \times 13} = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

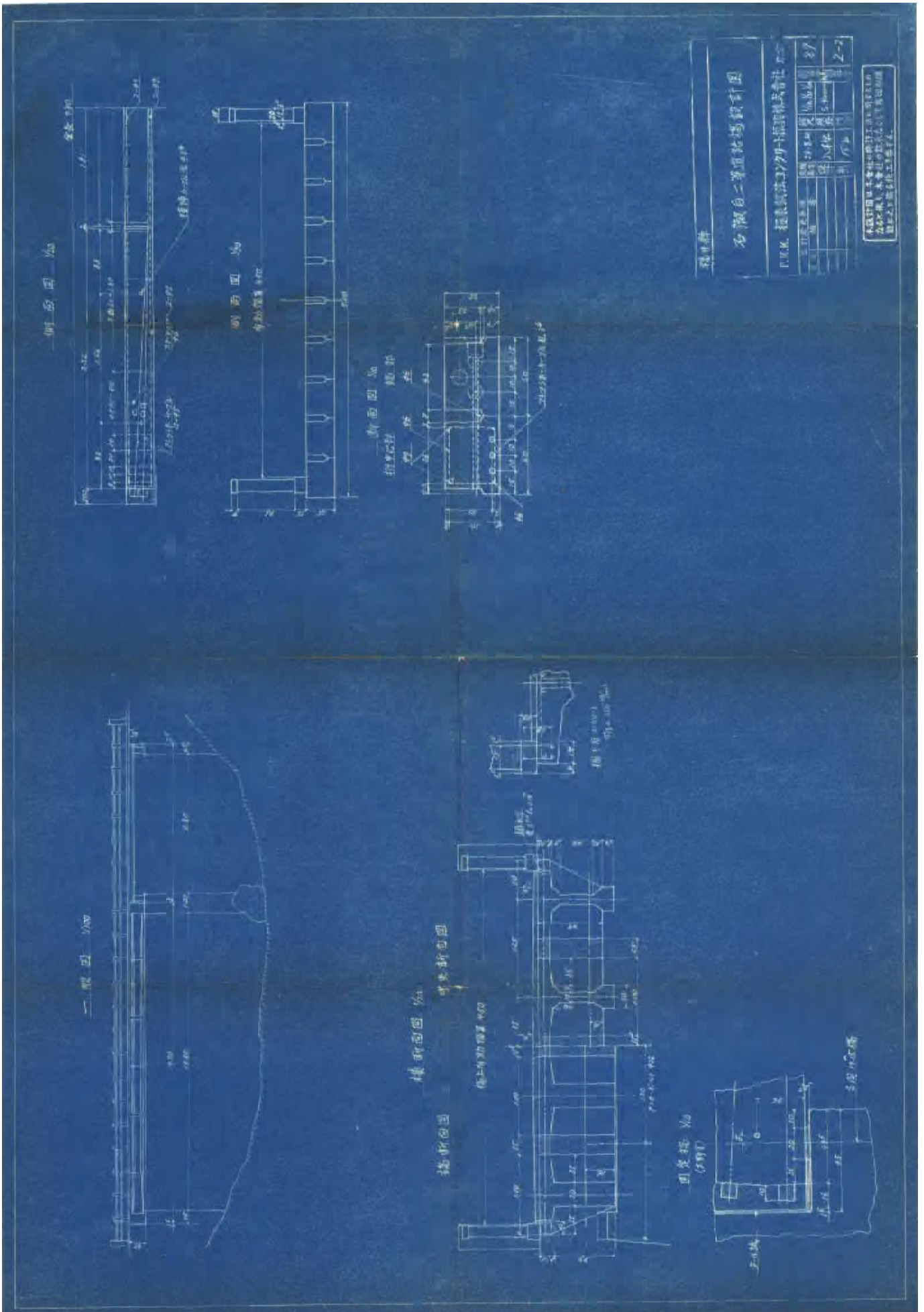
This small tensile stress can be allowed, even for precast-in-place concrete.

S. K. Srinivasan

11

INFLUENCE LINES OF  
MOMENTS FOR ONE SPAN  
WITH 2 FIXED ENDS.  
(with constant inertia)





說明書

石混白二第道站橋設計圖

1. 比例 1:100 橋表試驗法 2. 沙中十道站橋設計圖

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

本設計圖係根據本會所擬訂之石混白二第道站橋設計圖之比例繪成，本會訂定之比例如下表所列，特此說明。





No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

主桁運搬状況

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

主桁運搬・接合状況

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

主桁運搬・接合状況

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

主桁運搬・接合状況



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

主桁運搬・接合状況



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

主桁緊張状況



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

\_\_\_\_\_

主桁緊張状況

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

\_\_\_\_\_

主桁緊張完了

PC鋼材切断

主桁グラウト状況

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

\_\_\_\_\_

主桁接合完了

架設前

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

主桁接合完了

架設前

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

主桁接合完了

架設前

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

主桁架設状況

---

---

---

---

---

---

---





No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

主桁架設状況

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

主桁架設機材(二又)

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

主桁架設完了

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

横組工、橋面工施工

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

横組工、橋面工施工

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

完成

---

---

---

---

---

---

---

---



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

完成



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

完成



No. \_\_\_\_\_

石徹白橋施工写真

完成