

波形鋼板ウェブを有するT桁橋の実用化と埋込み接合を用いた場合の床版耐力に関する研究

加藤 卓也*1・角田 隆洋*2

1. はじめに

わが国における波形鋼板ウェブPC橋は、1993年に初めて単純箱桁橋である新開橋（新潟県）が架設され、5年後の1998年に張出し架設による連続ラーメン箱桁橋である本谷橋（岐阜県）が架設されて以来10年余りの間に約50橋の橋梁が架設された。その主桁構造は、昨年度完成した曾宇川橋（石川県）以外はすべて箱桁形状であった。曾宇川橋とは、本研究のきっかけとなった図-1に示すコルティエー工法と呼ばれるT桁断面を有する、多主桁により構成される波形鋼板ウェブPC橋である。

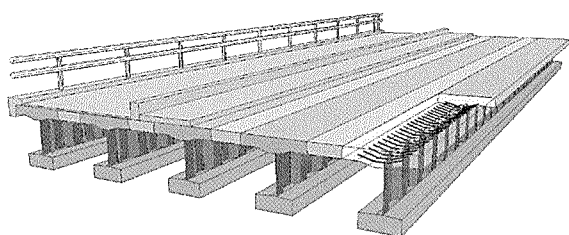


図-1 コルティエー工法による橋梁イメージ図

波形鋼板ウェブPC橋は、コンクリートと比較して軽量の鋼板を用いることにより、自重を低減できるという特徴を持つ複合構造の橋であり、波形鋼板と床版コンクリートとの接合部構造については、現在までにいくつかの研究がなされてきた。

波形鋼板ウェブを多主桁構造に採用した場合は、箱桁断面に適用した場合に比べて接合部の総延長が長くなるため、接合部構造のコストをいかに抑えるかが、全体工費に大き

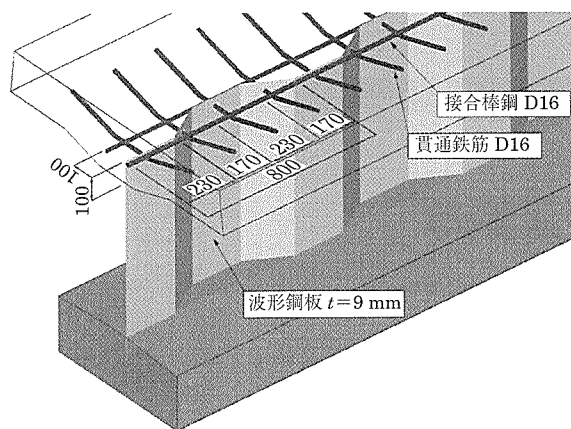


図-2 埋込み接合のイメージ図

く反映する。よって、筆者らは過去の研究結果を検討し、規定以上の耐力を有しりかつ、コスト性に優れると判断した埋込み接合（図-2）を採用することを提案した。

埋込み接合とは、波形鋼板の上・下縁に軸方向の鉄筋を溶接し、さらに波形鋼板ウェブに孔を明け、そこに橋軸直角方向の鉄筋を通し、コンクリート床版に埋め込む接合方法であり、本谷橋、中子沢橋等に実績を持つ構造である。

しかし、現在までに実績のある埋込み接合は、埋込まれた波形鋼板ウェブ上の床版コンクリートが十分な厚さ（500mm程度）を有していたが、コルティエー工法で採用される主桁は、実績のある箱桁と比較してサイズが小さく波形鋼板上の床版コンクリートの厚さ（プレテンション桁タイプの場合で260mm程度）が薄い。よって、当初筆者らは、床版コンクリートに作用する輪荷重（集中荷重）に対して、波形鋼板上端で抵抗すると考え、波形鋼板上の床版コンクリートの押抜かれるような挙動（図-3）に対して懸念を示した。

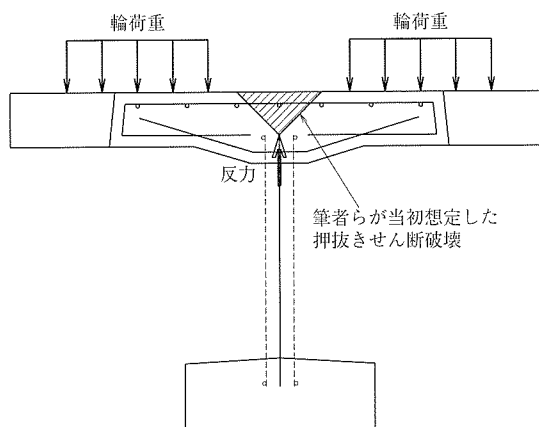


図-3 波形鋼板ウェブ上の床版破壊のイメージ図

そこで、前述するような薄い床版コンクリートに埋込み接合構造を採用した場合の、波形鋼板直上の床版コンクリートの破壊性状確認と、耐荷性能と、安全性を確認するため、実物大相当（曾宇川橋の切出しモデル）の供試体を用いた載荷（破壊）実験と解析を行った。

また、コルティエー工法の橋梁として初めて完成した曾宇川橋の施工に伴い、実物大の主桁供試体を用いたせん断載荷試験、曲げ載荷（破壊）試験、および、実橋での載荷試験も行われた²⁾が、本報告文では、コルティエー工法（曾宇川橋）の概要と、前述した接合構造に着目した確認実験と解析結果について論ずることとする。

*1 Takuya KATOU : (株)ピーエス三菱 名古屋支店 土木技術部

*2 Takahiro KAKUTA : PSM Construction USA, Inc. Deputy General Manager

2. コルティエー工法（曾宇川橋）の概要

2.1 コルティエー工法の特長

コルティエー工法は、従来の箱桁断面を有する波形鋼板ウエブPC橋の持つ特長に加え、ウエブの軽量化により、運搬可能なプレキャスト部材寸法の拡大が図れ、主桁本数の低減、支承数の減少などが可能となる特長がある。

また、コルティエー工法は、主桁製作方法により、プレテンタイプとポステンタイプの2種類に分類できる。それぞれ、以下のような場合の適用が効果的であると考えられる。

2.2 コルティエー工法の適用の範囲

【コルティエー工法プレテンタイプ】

- ① 支間長 20 m ～ 25 m 程度で、従来のプレテン T 桁橋に比べて主桁本数を 6 割程度以下にできる場合。これは、幅員にもよるが、桁高スパン比を 1/17 程度にできる場合に相当することが試設計の結果からわかっている。
- ② 地盤条件などにより、従来のプレテン T 桁橋に比べて死荷重反力を軽減したい場合。
- ③ 多径間連結構造などでタイプ B 支承数の低減によりコスト削減効果が期待できる場合。

【コルティエー工法ポステンタイプ】

- ① 従来の PC 桁橋では鋼橋に対して重量過多で不利とされていた支間長 40 m ～ 60 m クラスに適用する場合。
- ② 地盤条件などにより、従来の PC の T 桁橋に比べ、上部構造の軽量化を図りたい場合。
- ③ 従来の PC の T 桁橋に比べ、タイプ B 支承数の低減によりコスト削減効果が期待できる場合。

2.3 曾宇川橋での事例

曾宇川橋（南加賀道路いしかわ広域交流幹線軸線道路整備工事（曾宇川橋上部工工事））では、支間長 23.100 m という条件から、コルティエー工法プレテンタイプを採用している。曾宇川橋の全景を写真 - 1 に示す。

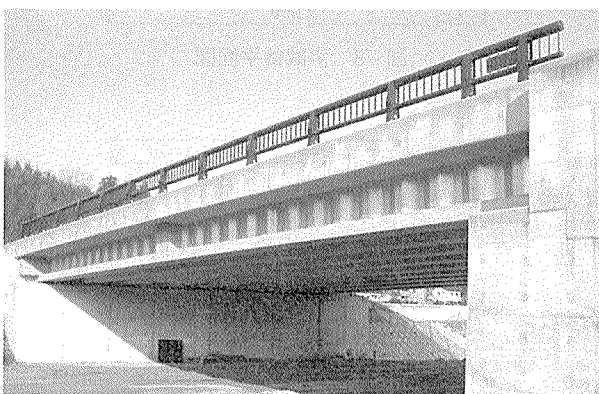


写真 - 1 曾宇川橋全景

また、図 - 4 に従来のプレテンション方式 PC の T 桁との断面比較を示す。コンクリートウエブを軽量の波形鋼板に置き換えることで、主桁重量を増加することなく、上フランジ幅を 800 mm から 1 200 mm に拡張できている。

発注時幅員での比較では、従来の PC の T 桁橋では 14 本必要であった主桁本数を、コルティエー工法の採用により 9

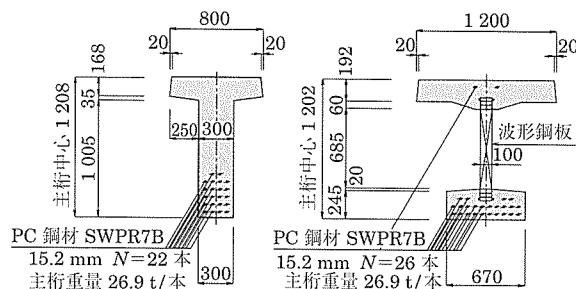


図 - 4 PCT 桁とコルティエー桁の断面比較

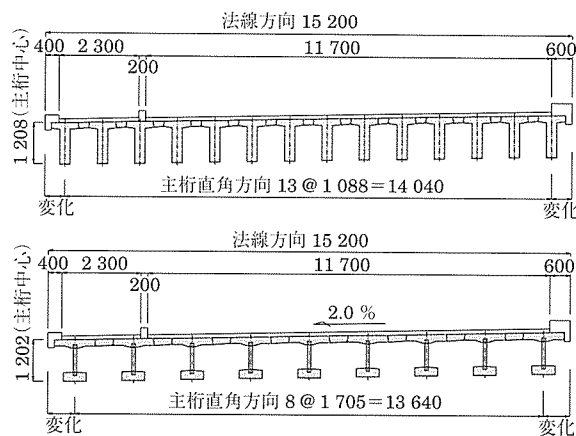


図 - 5 PCT 桁とコルティエー桁の主桁配置比較

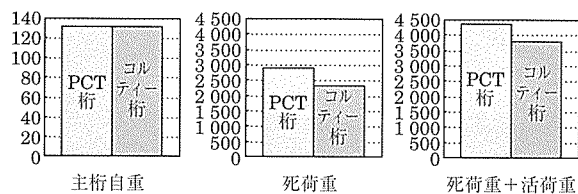


図 - 6 PCT 桁とコルティエー桁の反力比較

本にまで低減できることを確認した（図 - 5）。これにより全死荷重で 20 %、活荷重合計でも 13 % の軽減が可能となった（図 - 6）。

3. 実験計画

3.1 実験目的

(1) 輪荷重載荷時の安全性確認

実橋で想定される輪荷重相当の荷重載荷時に、波形鋼板ウエブ直上の床版コンクリートにひび割れ等の異常がなく、健全性を保持していることを確認する。

(2) 耐荷性能の確認

過載荷荷重に対し、床版コンクリートの耐荷性能と、破壊性状を確認するとともに、安全性を検証する。実験は、波形鋼板ウエブにかけられた孔（以降、孔あき鋼板ジベルと称す）、貫通鉄筋、溶接鉄筋、床版横締め PC 鋼材による荷重分配効果を考慮するものとする。

3.2 供試体概要

図 - 7、写真 - 2 に供試体の概要図を示す。波形鋼板の形状、波形鋼板ウエブと床版コンクリートの接合部周辺の形状および鉄筋配置は曾宇川橋実桁と同様とした（図 - 2 を参照、波形鋼板ウエブは 1 波長 800 mm、波高 100 mm、埋

込み高 100 mm, 鋼板厚さ 9 mm)。ただし, 試験目的, 試験方法, 供試体製作上の都合から, 以下の点を実構造と変えた。

- 1) 主桁軸方向プレテン用 PC 鋼材は配置しない。
- 2) 横締め PC 鋼材は, 実橋ではシングルストランド 1S 21.8 を使用したが, 供試体の大きさを勘案し, 緊張力がほぼ同等の PC 鋼棒 (SBPR 930/1080 ϕ 26) で代用した。
- 3) 床版幅は, 輪荷重を想定した荷重載荷のため, 実主桁 (1.705 m) より広い 2.0 m とした。
- 4) 載荷荷重の増加に従って, 上床版桁軸方向の正の曲げモーメントが増大し, 床版下側の引張応力が顕著となってくる。そのため, 載荷面下面付近の床版下側軸方向鉄筋を実橋 (D13ctc135) と異なる D16ctc80 とした。(図 - 9, 図 - 10 参照)
- 5) 主桁下フランジは試験目的と直接関係しないため実構造を再現しないが, 試験中の供試体の安定を図るため, 波形鋼板下縁部に反力分散用の山形鋼および平鋼を設置し, コンクリートで固定する構造とした。

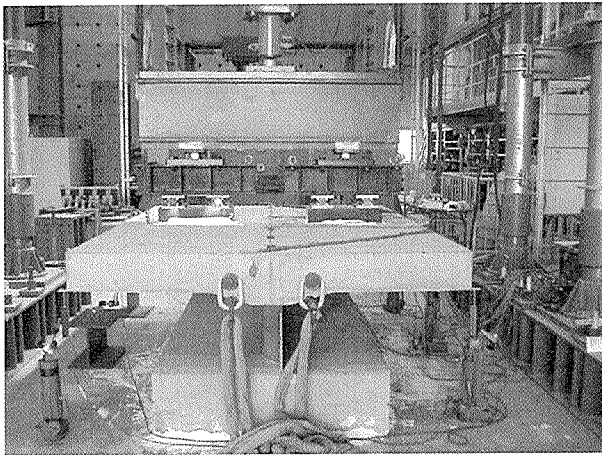


写真 - 2 供試体全景

また, 設計基準強度と横締めの有効プレストレスは, 実橋に合わせ 50 N/mm², ならびに, 330 kN/本 - 450 mm 間隔とした。表 - 1 に実コンクリート強度を示す。

表 - 1 コンクリート強度結果

スラブ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)		
		材令 1 日	材令 7 日	載荷前
14.0	4.0	46.6	64.0	76.11

3.3 供試体構造図

図 - 7, 図 - 8 に供試体寸法を示す。

供試体の配筋および P C 鋼材配置を図 - 9, 図 - 10, に示す。

3.4 載荷方法

載荷方法は, 隣接する 2 組の輪荷重載荷を想定した 2 面載荷 (図 - 7, 図 - 8, 写真 - 3 に示すように \square 500 mm \times 200 mm, 載荷面中心間距離 1 000 mm) とし, 荷重制御で静的に行った。

載荷ステップは 20 kN ピッチとし, 載荷装置の限界荷重 1 800 kN まで行った。

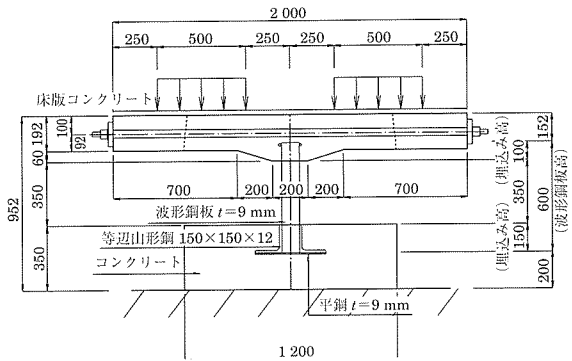


図 - 7 供試体断面図

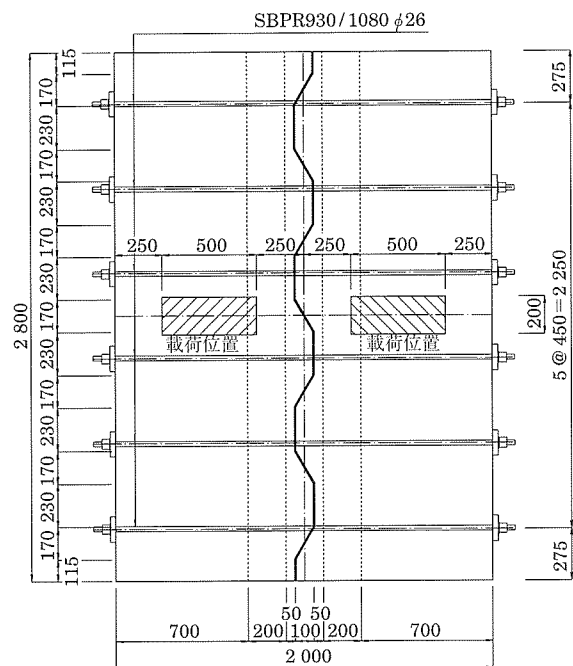


図 - 8 供試体平面図

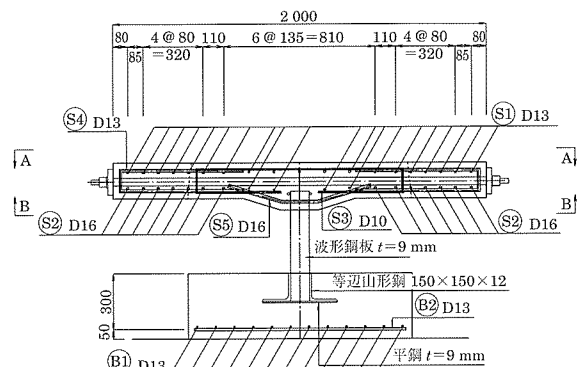


図 - 9 配筋断面図

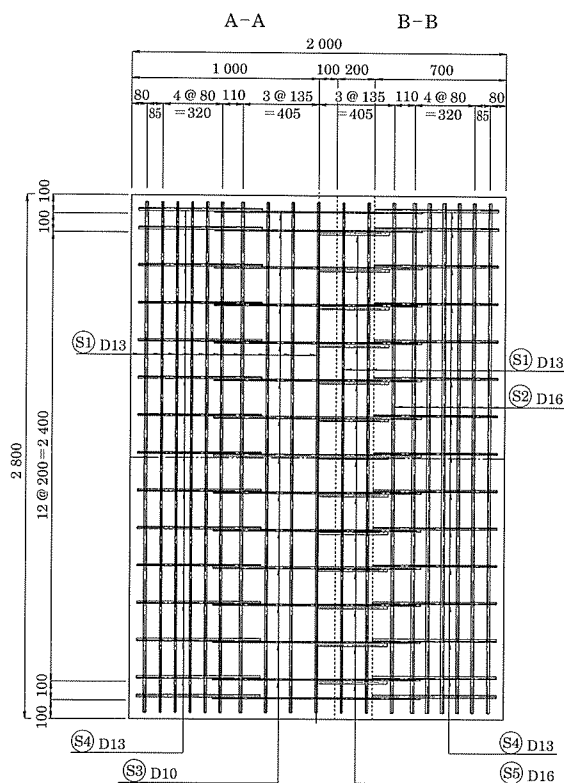


図 - 10 床版配筋平面図

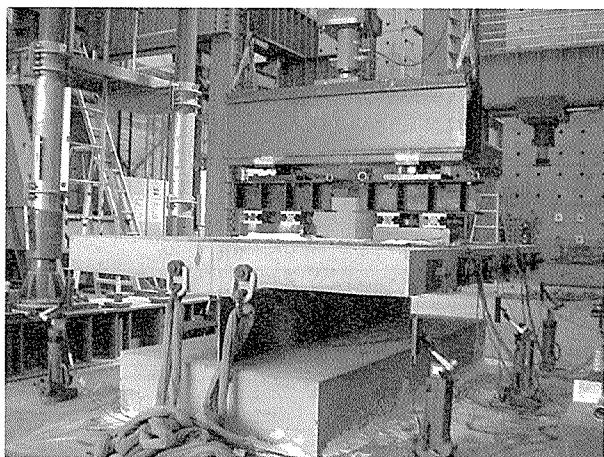


写真 - 3 供試体載荷状況

4. 事前検討

実橋（曾宇川橋）の車線に関わらず、図 - 11 に示す主桁（G - 5 桁）にもっとも不利となるように 2 つの T 荷重を隣接させるという仮定を行うことにより、波形鋼板直上の床版押抜きせん断耐力に関する照査を行った。

よって考慮する荷重は、主桁（G - 5 桁）中心線をはさんで 2 組の輪荷重（100 kN × 2）が載荷する場合とする（図 - 11）。図 - 12 に示す反力分布では、G 4 - G 5 間および G 5 - G 6 間の梁を単純桁とみなし、輪荷重に対する反力を求めている。T 荷重外側の輪荷重は、G 5 桁に対して負反力となることから無視した。設計荷重は道路橋示方書Ⅲに準じて式（1）により算出した。

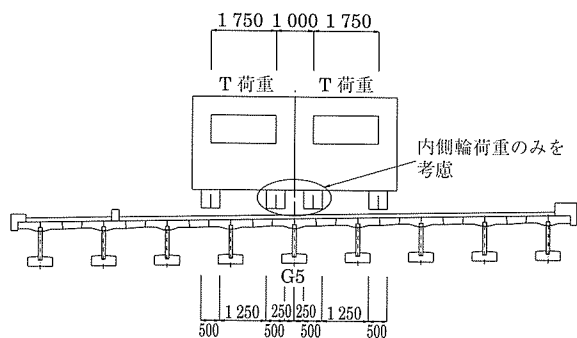


図 - 11 載荷イメージ図

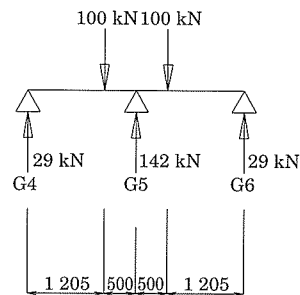


図 - 12 反力図

衝撃係数： $i = 20 / (50 + L) = 20 / (50 + 1.705) = 0.387$
 設計荷重： $P = 142 \text{ kN} \times 1.387 = 197.0 \text{ kN}$ (1)

設計押抜きせん断耐力の計算は、コンクリート標準示方書構造型性能照査編（土木学会）により破壊が載荷面から 45° の角度で生じると仮定し、抵抗面の長さである投影外周長 dp （図 - 14）は載荷面から $d/2$ （ d ：有効高）の位置として算出した。載荷面（点）および有効高は図 - 13 に示すように仮定し、有効高さを床版上面の 2 方向の鉄筋に対する平均値： $(d_1 + d_2)/2 = 166.5 \text{ mm}$ とした。

また、設計断面の載荷周長、投影外周長は、輪荷重がその載荷範囲中心から 45° 分布で波形鋼板に影響を及ぼすと仮定し（図 - 14、図 - 15）求めた。

以上の仮定を基に、コンクリート標準示方書構造型性能照査編（土木学会）6.3.4「面部材の設計押抜きせん断耐力」により押抜きせん断耐力を算出した結果、 $V_{pcd} = 406 \text{ kN}$ となった（表 - 2）。これは、式（1）で求まる設計荷重に対し、安全率が 2（400/197）程度と低く懸念事項となった。

設計押抜きせん断耐力： V_{pcd}

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_{p'} \cdot \beta_r \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \quad (2)$$

ここに、

$$f'_{pcd} = 0.20^3 \sqrt{f'_{cd}} \quad \text{ただし、} f'_{pcd} \leq 1.2 \text{ N/mm}^2$$

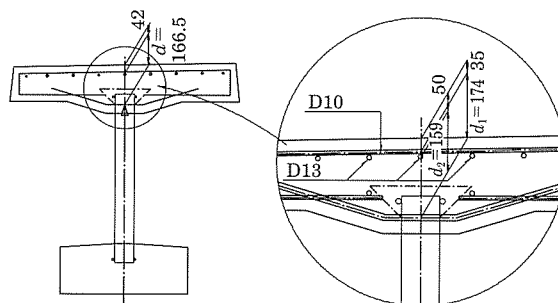


図 - 13 有効高の参照図

$\beta_d = 4\sqrt{1/d}$ (d : m) ただし, $\beta_d > 1.5$ の場合は 1.5

$\beta_p = 4\sqrt{100p}$ ただし, $\beta_p > 1.5$ の場合は 1.5

$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度で, 単位は N/mm^2

u : 載荷面の周長

u_p : 設計断面の周長で載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定

d および p : 有効高さおよび鉄筋比で, 二方向の鉄筋に

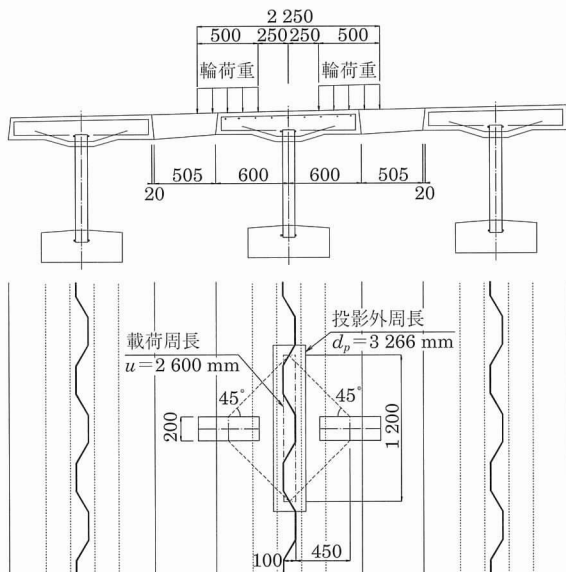


図 - 14 押抜きせん断設計断面の載荷周長図

(当初筆者らが想定した, 波形鋼板直上からの押抜きせん断面(図-3)の押抜きせん断破壊に関わらず, 孔あき鋼板ジベル位置からの押抜きせん断面を仮定して計算することとした。)

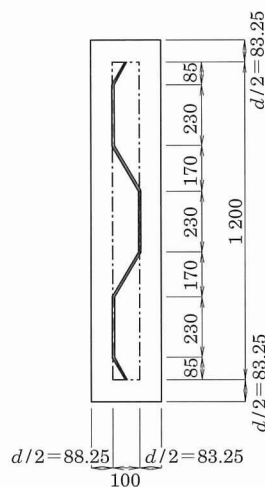


図 - 15 投影外周図

表 - 2 押抜きせん断耐力

部材断面の平均有効高	d (mm)	166.5
部材断面の平均鉄筋比	p	0.00389
載荷面の周長	u (mm)	2 600
設計断面の周長	u_p (mm)	3 266
係数	β_d	1.50
係数	β_p	0.73
係数	β_r	1.20
	f'_{pcd} (N/mm^2)	0.74
設計圧縮強度	f'_{cd} (N/mm^2)	50
部材係数	γ_b	1.30
設計押抜きせん断耐力	V_{pcd} (kN)	406.28

に対する平均値とする

γ_b : 一般に 1.3 としてよい

5. 実験結果

5.1 実験結果と事前検討との比較

事前検討による, 波形鋼板直上の床版コンクリートの押抜きせん断に関する照査により求められた, 輪荷重(衝撃含む)によって生ずる主桁 1 本あたりに作用する設計荷重 197 kN に対し, 実験では, ひび割れ等の変状は確認されなかった(表-3)。

表 - 3 設計状態と試験結果

載荷荷重	設計状態	実験結果
197 kN	設計荷重相当(道路橋示方書輪荷重作用時相当)	変状なし
406 kN	設計押抜きせん断耐力(土木学会式)	変状なし
460 kN	—	計測値よりひび割れ発生確認(ひずみ計測値が線形性を持たなくなり始める)
640 kN	—	目視によるひび割れ確認
1 800 kN	—	破壊せず

初期ひび割れに関しては, 供試体床版上面コンクリートゲージおよび床版上側横方向鉄筋(S3-D10)ゲージによる計測値が 460 kN 載荷程度から線形性を保たなくなったことから, 460 kN 載荷程度でひび割れが発生したと考えられる(図-16)。また, 目視により最初のひび割れの発生を確認できたのは 640 kN 載荷時である。

載荷は, 載荷装置の限界荷重 1 800 kN まで行ったが, 破壊までは至らなかった。

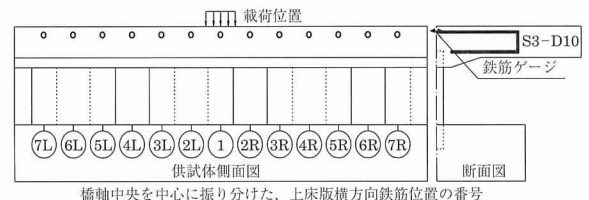
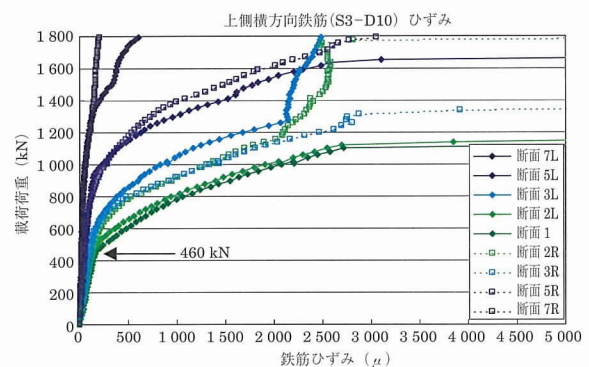


図 - 16 床版上側横方向鉄筋(S3-D10)ひずみ

5.2 破壊性状の推測

図-17に載荷試験後のひび割れ図を示す。

供試体床版上面(載荷面)に確認されたひび割れは, 2

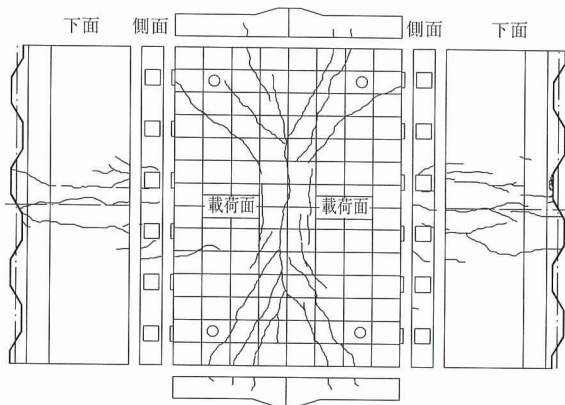


図 - 17 載荷後ひび割れ図

面載荷によって生じる主桁直角方向負曲げによる曲げひび割れである。

また、供試体床版下面にもひび割れが確認されたが、これは載荷によって生じる主桁軸方向正曲げによる曲げひび割れである。このひび割れの発生時期については、供試体下面ということで、実験の安全性のため目視による観測を取りやめた、400 kN 載荷以降の段階で発生したものであり、特定できなかった。

供試体床版下面において、供試体中央の波形鋼板ウエブと床版コンクリートの境界位置でコンクリートが圧壊寸前であることを示すコンクリートの浮きが確認された。そのため、載荷荷重をさらに増加させていった場合、供試体は主桁直角方向負曲げによるコンクリート圧壊で破壊したものと推測できる。

6. 実験結果の分析

6.1 載荷荷重による曲げモーメントの分布

床版上側横方向鉄筋 (S3-D10) の、各断面における曲げひび割れ発生 (460 kN 載荷) 時の応力度および荷重分担割合を、図 - 18 に示す。

荷重分担割合は、載荷点にもっとも近い供試体中央 (断

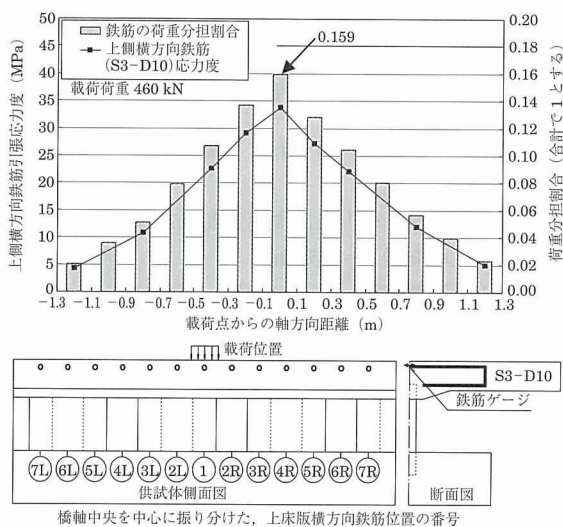


図 - 18 床版上側横方向鉄筋の応力度および荷重分担割合ひび割れ発生 (460 kN 載荷) 時

面 1) の鉄筋がもっとも大きく、供試体端部に向かうにつれて小さくなる。ひび割れ発生 (460 kN 載荷) 時までは、各鉄筋のひずみと載荷荷重はほぼ比例関係にあるため、分担は一定である (図 - 16 参照)。

床版上側横方向鉄筋 (S3-D10) の供試体中央 (断面 1) 荷重分担割合 0.159 (図 - 18 参照) を用いると、供試体中央位置 0.2 m 幅 (横方向鉄筋ピッチ) 断面のひび割れ発生 (460 kN 載荷) 時の曲げモーメントは式 (3) のように計算できる。

ひび割れ発生時 (460 kN 載荷時) の曲げモーメント

$$M = 460 \text{ kN} / 2 \times 0.500 \text{ m} \times 0.159 = 18.285 \text{ kN} \cdot \text{m} / 0.2 \text{ m} \quad (3)$$

表 - 4 には、供試体中央 (断面 1) の 0.2 m 幅あたりの抵抗曲げモーメント値を示す。抵抗曲げモーメント値算出にあたっては、コンクリート設計基準強度を 70 MPa とし、床版上側横方向鉄筋 D10、貫通鉄筋 D16 および横締め PC 鋼棒によるプレストレスを考慮している。ひび割れ曲げモーメントは、コンクリート引張縁応力が、引張強度 $f_{ck} = 0.23f'_{ck} = 3.91 \text{ MPa}$ (コンクリート標準示方書) に達した値としている。初降伏モーメントは引張鉄筋が降伏強度 295 MPa に達した値とし、終局曲げモーメントは、コンクリート圧縮ひずみが終局ひずみ $\epsilon'_{cu} = (155 - f_{ck}) / 30000 = 0.0028$ となる値とした。

表 - 4 設計状態と抵抗曲げモーメント値および載荷荷重

設計状態	抵抗曲げモーメント (kN・m/0.2m)	対応する載荷荷重 (載荷荷重分担割合を 0.159 と仮定) (kN)
ひび割れ曲げモーメント	18.909	476
初降伏モーメント	33.446	841
終局モーメント	43.915	1105

また、同表に、供試体中央位置の 0.2 m 幅あたりの載荷荷重分布割合を 0.159 (図 - 18 参照) と仮定した場合の載荷荷重も示す。ひび割れ発生曲げモーメントの計算値 18.909 kN・m / 0.2 m は試験値 18.285 kN・m / 0.2 m (式 (3) 参照) とおおむね一致する。

載荷荷重分布割合 0.159 を保持した場合、終局モーメント 43.915 kN・m / 0.2 m に対応する載荷荷重は 1 105 kN となる。しかし、試験においては、載荷荷重が 1 800 kN に達しても供試体は破壊しなかった。

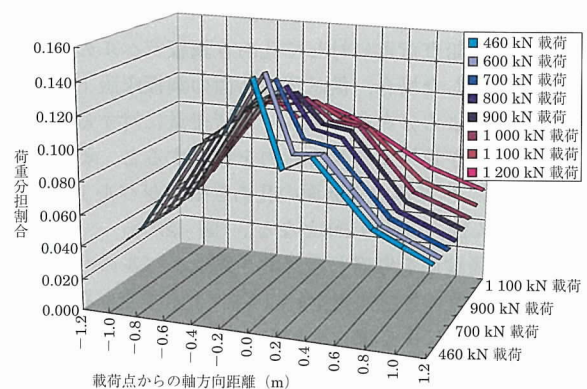


図 - 19 載荷荷重と荷重分布の相関図 (貫通鉄筋ひずみ分布より算出)

これは、供試体中央位置（断面1）から供試体端部へと床版上側横方向鉄筋（S3-D10）が順次降伏していくにつれて、供試体中央位置の載荷荷重分布割合が減少していき、供試体端部側に移行していきためと考えられる（図-19）。

6.2 床版押抜きせん断破壊に対する考察

図-20に、波形鋼板鉛直ひずみ測定位置を断面図で示す。図-21には、供試体中央断面（載荷中央ライン）での載荷荷重と波形鋼板鉛直ひずみとの関係を示す。

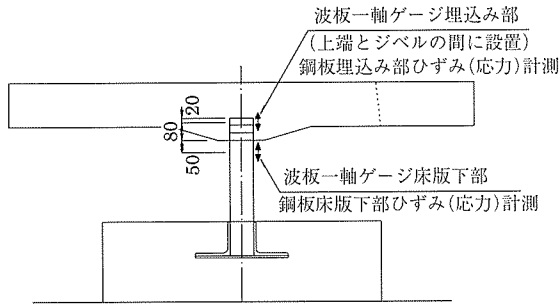


図-20 波形鋼板鉛直ひずみ測定位置

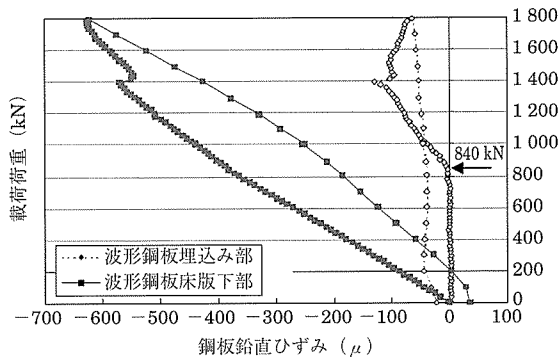


図-21 波形鋼板鉛直応力度（供試体中央（断面1））

図-21より、載荷荷重840kN程度までは、床版との接合部直下の波形鋼板鉛直圧縮ひずみは荷重にほぼ比例して増加するが、埋込み部の鋼板にはほとんどひずみが作用しないことがわかる。840kNを超えると、載荷荷重の増加につれて、埋込み部の鋼板に作用する鉛直圧縮ひずみが増加し始める。1400kN近傍でグラフが不連続となっているのは、装置の誤操作によるものである。

また、載荷鉛直荷重に対して孔あき鋼板ジベルのみが抵抗すると仮定した場合、供試体各断面の鋼板床版下部応力度の測定値による分布割合から、載荷荷重に対する各孔あき鋼板ジベルが負担するせん断力を算出すると、載荷荷重840kN時に、供試体中央断面の孔あき鋼板ジベル1箇所には作用するせん断力は149kNとなる。（図-22）。

一方、貫通鉄筋を考慮した孔あき鋼板ジベルのせん断耐力を「複合構造の性能照査指針（案）（土木学会）孔あき鋼板ジベルの規定により求めると式（4）より174kNとなる。

$$V_{ud} = [1.45 \{ (d_2 - \phi_{st}) f_c + \phi_{st} s^2 f_{st} \} / 1000 - 106.1] / \gamma_b = 174 \text{ kN} \quad (4)$$

ここに、

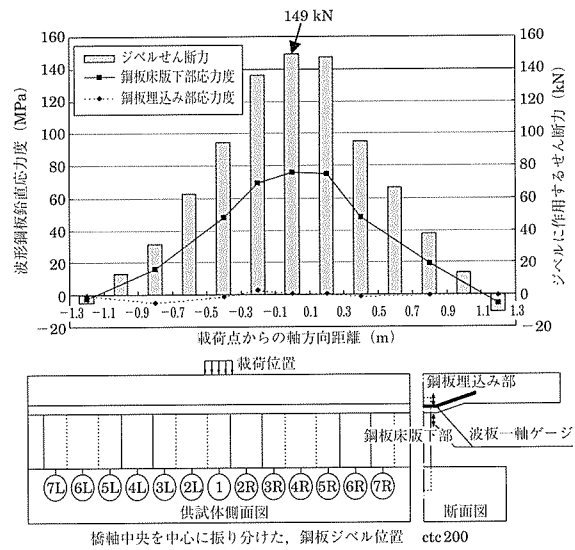


図-22 波形鋼板鉛直応力度とジベルせん断力の荷重分布

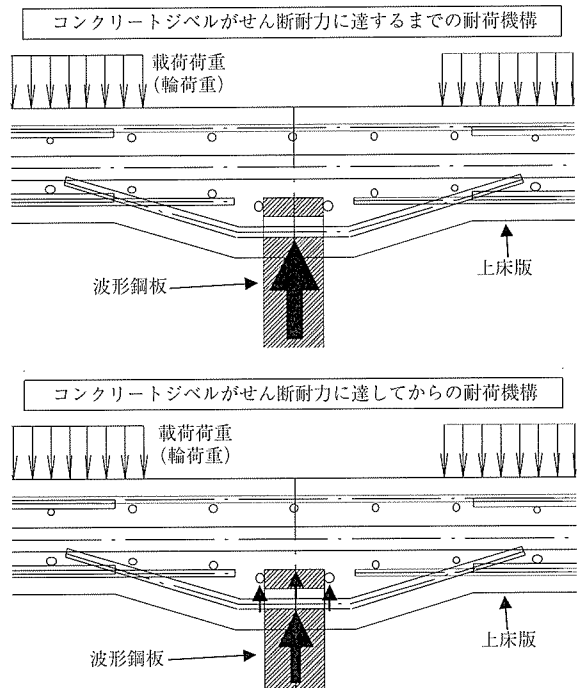


図-23 載荷荷重に対するコンクリート・波形鋼板接合部での応力の流れ

V_{ud} : 孔内に貫通鉄筋を有する場合のジベルの設計せん断耐力

f_{st} : コンクリート設計規準強度 (70 MPa)

$d(= \phi)$: 孔の直径 (= 35 mm)

ϕ_{st} : 貫通鉄筋径 (= 16 mm)

γ_b : 部材係数 (= 1.0)

よって、載荷荷重840kN時の孔あき鋼板ジベルに作用するせん断力149kNがせん断耐力174kNに近いことから、孔あき鋼板ジベルに作用するせん断力がせん断耐力に達する程度までは載荷荷重に対してジベルによって抵抗し、それ以後は、供試体中央部以外の孔あき鋼板ジベルの残存耐力に加えて、波形鋼板上端および軸方向溶接鉄筋等によっても抵抗し始めると考えられる（図-23）。すなわち、孔

あき鋼板ジベルに作用するせん断力が、せん断耐力以下であるかぎりにおいては、当初筆者らが想定したような、床版に作用する輪荷重（静的な集中荷重）に対して波形鋼板上端で抵抗するとした、波形鋼板直上の床版コンクリートの押抜きせん断破壊は問題にならないと考えられる。

また、押抜き供試体は1主桁のみをモデル化したものであるが、実際は、場所打ち床版および横桁で結合された多主桁構造に活荷重が載荷される。したがって、実橋の場合は、荷重分配効果によって輪荷重が各桁に分配されるため、実構造の孔あき鋼板ジベルに作用する力は、同じ荷重によって供試体に作用する力と比較して小さくなる。

よって、「供試体モデル」(図-24)と、実橋レベルに近い「3主桁モデル」(図-25)を用いた3次元線形FEM解析を行い、床版との接合部直下の波形鋼板鉛直応力度の比

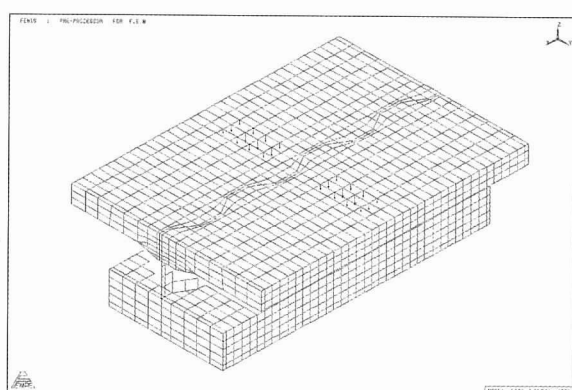


図-24 供試体モデル

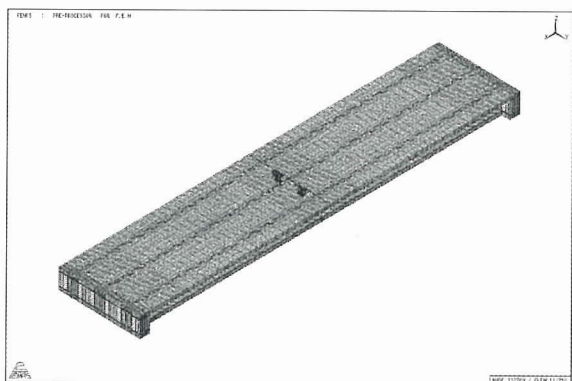


図-25 3主桁モデル

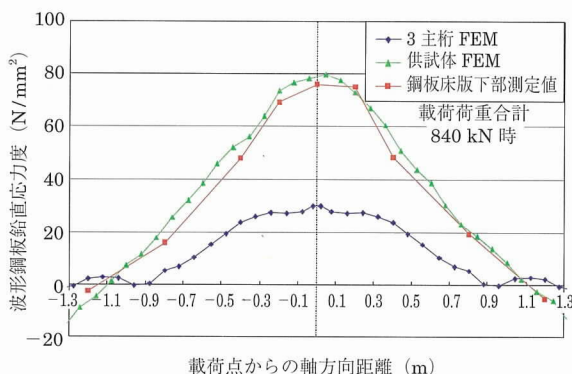


図-26 床版との接合部直下の波形鋼板鉛直応力度

較を行った。その結果を図-26に示す。

実験結果は、「供試体モデル」の解析結果とほぼ等しいことが確認できる。「3主桁モデル」の結果は、供試体FEMモデルの38%程度となっている。これにより、3主桁モデルにおいて、孔あき鋼板ジベルに作用するせん断力がせん断耐力に達するには、 $840/0.38 = 2210$ kN程度の輪荷重載荷が必要である。設計で想定した輪荷重は式(1)より197 kNであるため、せん断破壊に対しては十分安全である。

7. ま と め

T桁断面を有するPC波形鋼板ウエブ橋は、主桁サイズが小さく波形鋼板上の床版コンクリートの厚さが比較的薄くなる。当初筆者らは、そのような橋梁に波形鋼板ウエブと床版コンクリートとの接合方法として、埋込み接合を用いた場合、床版に作用する輪荷重などの集中荷重に対して波形鋼板上端で抵抗し、波形鋼板直上の床版コンクリートが押抜かれるような挙動を示すのではないかと懸念した。

これに対して、実寸法の床版コンクリートと、波形鋼板を用いた供試体にて、輪荷重を想定した鉛直載荷試験を行った。その結果、以下のような知見が得られた。

- 1) 設計で想定した輪荷重相当(197 kN)の荷重載荷時に対して、波形鋼板直上の床版コンクリートにひび割れ等の異常は無く、健全性が確認できた。
- 2) 今回の実験載荷装置の限界荷重1800 kNまで載荷したが破壊には至らなく、十分な耐荷性能を有することが確認できた。また供試体の破壊形態は、主桁直角方向負曲げによりコンクリートが圧縮破壊すると推測できた。
- 3) 床版コンクリートの曲げ破壊については、載荷荷重の増加に従い、床版上側の横方向鉄筋が抵抗する引張力の分担割合が、曲げ引張力が作用するピークポイントの鉄筋(載荷位置)が降伏した後、順次外側へ移行することにより、じん性のある挙動を示すことが推測できた。
- 4) 鉛直載荷によって埋込み接合部に伝達されるせん断力は、孔あき鋼板ジベルのせん断耐力に達する程度までは、孔あき鋼板ジベルによってのみ抵抗し、孔あき鋼板ジベルより上方の波形鋼板埋込み部は、ほとんど抵抗しないことがわかった。また、曾宇川橋における孔あき鋼板ジベルの設計せん断耐力に相当する荷重が、実験値と曾宇川橋の断面を用いた3主桁FEMモデルの解析値より、2210 kN程度の輪荷重載荷に相当することが推測できせん断破壊耐力が十分あることが確認できた。

以上より、主桁サイズが小さく波形鋼板上の床版コンクリートの厚さが比較的薄くなるような構造に、波形鋼板ウエブと床版コンクリートとの接合方法として、埋込み接合を用いた場合の耐荷性能についての安全性が確認できた。

謝 辞

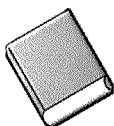
コルティー工法による曾宇川橋の完成に至るまでには、石川県、独立行政法人土木研究所、(株)ハルテックをはじめとするさまざまな方々から貴重なご意見を頂いた。これら関係各位に、心よりお礼申し上げます。

参考文献

1) 鈴木永之, 紫桃孝一郎, 桜田道博, 立神久雄: 波形鋼板ウェブ橋におけるコンクリート床版接合部の横方向性状, コンクリート工学論文集 第15巻 第1号, 2004.1

2) 藤岡篤史, 飯田晋, 吉田直司, 角田隆洋: 波形鋼板ウェブ PCT 桁橋 (コルティエー工法) の開発 - 曾宇川橋の概要 -, 第14回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, 2005.11

【2005年8月1日受付】



刊行物案内

プレテンションウェブ橋設計施工ガイドライン (案)

(平成15年11月)

頒布価格 会員特価 : 4 000 円 (送料 500 円)

非会員価格 : 5 000 円 (送料 500 円)

(参考資料 CD-ROM 共)

高強度鉄筋 PPC 構造設計指針

(平成15年11月)

頒布価格 会員特価 : 4 000 円 (送料 400 円)

非会員価格 : 5 000 円 (送料 400 円)