

# 鋼板孔のずれ止めを用いた波形鋼板ウェブを持つ合成桁の面外曲げ挙動に関する研究

中洲啓太<sup>1</sup>・依田照彦<sup>2</sup>・佐藤幸一<sup>3</sup>・櫻田道博<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)

<sup>2</sup>正会員 工博 早稲田大学理工学部土木工学科教授 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

<sup>3</sup>正会員 ㈱ピー・エス 土木技術部 (〒170-0004 東京都豊島区北大塚1-13-17HIB 大塚ビル3階)

<sup>4</sup>正会員 ㈱ピー・エス 土木技術部 (〒170-0004 東京都豊島区北大塚1-13-17HIB 大塚ビル3階)

鋼とコンクリートの合成桁において、鋼板孔を用いたずれ止めである埋込み接合を利用すると、従来のスタッドを用いたずれ止めと比べ、鋼フランジの溶接が不要になり、施工が容易になるという利点を有する。埋込み接合に関しては、過去に押抜きせん断試験や桁としての載荷実験が行われており、その有用性が認められているが、いずれの実験も鋼ウェブに平行な面内の挙動の検討にとどまっており、偏心荷重や水平横力に起因してウェブ上端に交互曲げが生じる現象（首振り現象）に対する検討は少ない。偏心外力載荷時の首振り現象に関する模型実験およびFEM解析を行い、鋼板孔を用いたずれ止めの設計方法についても考察を行ったので報告する。

**Key Words:** shear connectors, composite girders, eccentric loading, cyclic bending, corrugated steel webs

## 1. まえがき

新開橋、銀山御幸橋に続き、波形鋼板ウェブを用いた橋梁として我が国3番目となる本谷橋（東海北陸自動車道）では、図-1に示したように、コンクリート床版と波形鋼板ウェブとの接合部に、波形鋼板ウェブ端部に多数の孔を開け、貫通横鉄筋を通し、コンクリート床版をかぶせた構造のずれ止め（埋込み接合と呼ぶ）が用いられている<sup>1)</sup>。実際の橋梁に埋込み接合が採用されたのは本谷橋が初めてである。埋込み接合を利用すると従来のスタッドを用いたずれ止めに対して、鋼フランジが不要になり溶接の必要がないという面で施工が省力化できるばかりでなく、ウェブに波形鋼板を使用した場合には、波形の形状そのものがずれ止めとして機能し、せん断強度が向上するという利点を有する。

埋込み接合に関しては、過去に押抜きせん断試験<sup>1)</sup>や桁としての載荷実験<sup>2)~6)</sup>が行われており、埋込み接合の有用性が高く評価されている。本研究では本谷橋の接合部をモデルに偏心載荷時の挙動を調べるための模型実験を行うとともに、さらに詳しく接合部の挙動

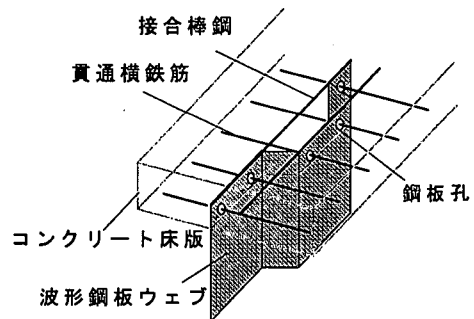


図-1 埋込み接合

を調べるためFEM解析を行ったので報告する。また、埋込み接合は、新しい接合方式であるため、基礎的データや研究成果が少なく、現在のところ合成桁の首振り現象に対する明確な設計方法がないのが実状である。そこで、埋込み接合部の面外曲げに対する力の伝達機構や破壊形態に着目し、設計方法についても考察を加えた。

## 2. 実験の概要

### (1) 実験供試体

埋込み接合が初めて採用された本谷橋の接合部をモデルに、表-1 に示す A 体～D 体の 4 種類の供試体を作製し、それぞれ静的試験用 1 体、疲労試験用 2 体の合計 12 体を準備した。実橋では断面が箱形であるが、製作および解析を簡素化するため、I 型断面とし、偏心荷重が載荷しやすくなるようにコンクリート床版の一方を張り出させた。埋込み長は上下床版とも同じである。また、実橋に存在する接合棒鋼、PC 鋼材およびシースは安全側に作用するため省略した。供試体の側面図を図-2、断面図を図-3、波形鋼板ウェブの詳細を図-4、コンクリート上床版の平面図を図-5、コンクリート下床版の平面図を図-6、各供試体の接合部の詳細を図-7 に示す。

### (2) 載荷方法

偏心距離が波形鋼板ウェブの中心から 200mm の一点載荷とし、載荷点に鉄板の入ったゴムを配置して力の分散と衝撃力の緩和を図った。静的試験では、載荷ステップを 2kN～5kN とし、破壊直前にはより細かくした。疲労試験では装置の関係上、片振幅の正弦波荷重を載荷し、最大荷重 20kN、最小荷重 2kN とした。200 万回載荷しても破壊しなかった場合には静的に破壊させた。最大荷重の 20kN については、本実験では実橋と供試体とで断面形状が異なり、単純な相似則に基づいて荷重を決めることができないため、実橋および供試体について図-8 に示したモデルを用いて FEM 解析を行い、ウェブ直上のコンクリート床版上面の応力が設計荷重時の実橋のものと同しくなるように定めた。FEM 解析には通常のシェル要素を用いた。設計荷重載荷時における実橋および供試体のコンクリート床版上面での応力を表-2 に示す。

### (3) 計測事項

コンクリート上床版上面の変位、孔の周り（上・右・左側）の鋼板のひずみ、波形鋼板ウェブのひずみ、接合部のコンクリート床版下面のひずみ、ウェブ直上のコンクリート床版上面のひずみを計測した。疲労試験における変位とひずみの計測は原則として 1 回、10 回、100 回、1000 回、1 万回、10 万回で行い、それ以降はデータの変化状況に応じて 30～50 万回おきに随時行った。変位計設置位置およびひずみゲージ貼り付け位置を図-9 に示す。

### (4) 使用材料

本実験で使用したコンクリート、鉄筋、波形鋼板の

表-1 供試体の概要

供試体	特徴	板厚	埋込み長
		mm	mm
A 体	本谷橋の接合部を 3/10 に縮小	2.7	60
B 体	A 体に対しウェブの板厚が大	4.5	60
C 体	A 体に対しウェブの埋込み長が小	2.7	35
D 体	A 体に対しウェブの埋込み長が大	2.7	105

表-2 設計荷重時における床版上面の発生応力

種類	応力 N/mm <sup>2</sup>
実橋	1.0
供試体	1.4

表-3 使用材料の力学的性質

材料	公称値 N/mm <sup>2</sup>	実測値
		N/mm <sup>2</sup>
コンクリート	$\sigma_{28}$	45.2
	ヤング率	$3.36 \times 10^4$
鉄筋 SD295A	$\sigma_u$	552
	$\sigma_y$	385
波形鋼板 SS400	2.7 mm $\sigma_u$	446
	mm $\sigma_y$	348
4.5 mm	$\sigma_u$	469
	$\sigma_y$	331

表-4(a) コンクリートの配合 (その 1)

粗骨材 最大寸法 G <sub>max</sub> mm	スランブ の範囲 cm	空気量の 範囲 Air %	水セメン ト比 W/C %
15	8±2.5	2.0±1.5	43.5

表-4(b) コンクリートの配合 (その 2)

粗骨材率 s/a %	単位量 kg/m <sup>3</sup>				
	W	C	S	G	混和剤
46.5	161	870	838	1013	3.70

力学的性質を表-3 に、コンクリートの配合を表-4 に示す。なお、 $\sigma_{28}$  は材令 28 日における圧縮強度、 $\sigma_u$  は引張強さ、 $\sigma_y$  は降伏強度を表す。

鋼板孔を利用したコンクリートジベルの強度特性は、粗骨材最大寸法の影響を受けやすく、粗骨材が孔の内部へのコンクリートの充填を妨げるようなことがあってはならない。そのため、本実験では孔の内部が適切にコンクリートで満たされるように丁寧な施工が行われた。

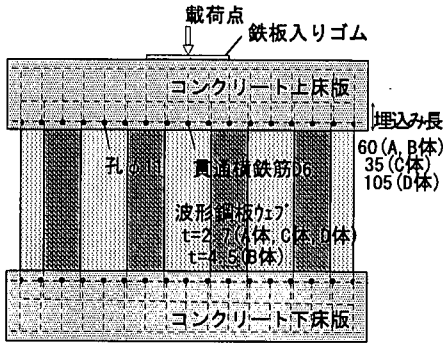


図-2 供試体側面図 (単位 mm)

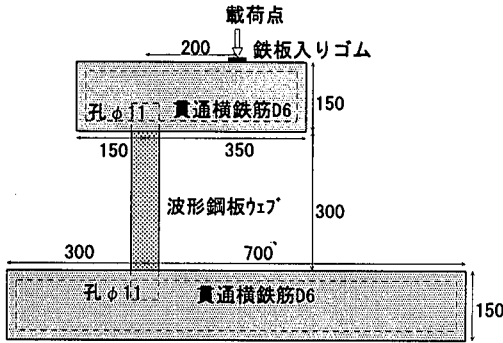


図-3 供試体断面図 (単位 mm)

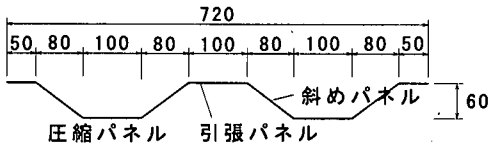


図-4 波形鋼板ウェブ (単位 mm)

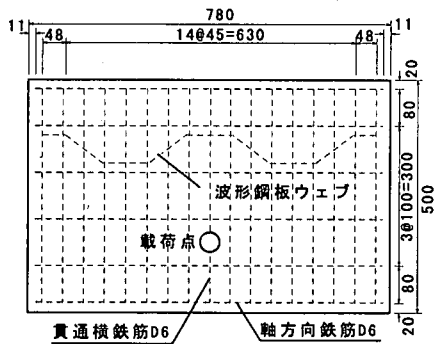


図-5 上床版平面図 (単位 mm)

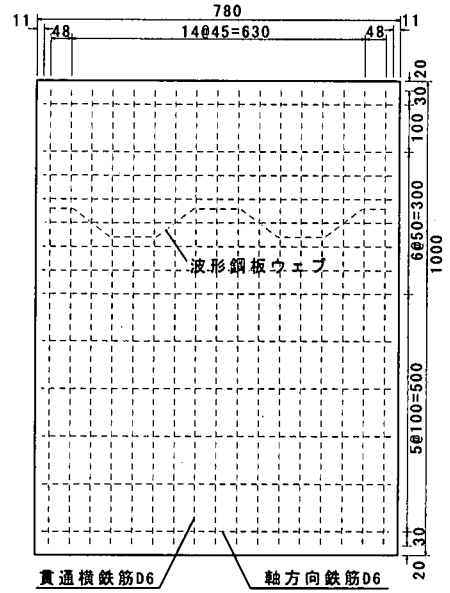


図-6 下床版平面図 (単位 mm)

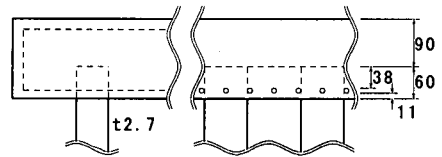


図-7(a) 接合部の詳細-A体 (単位 mm)

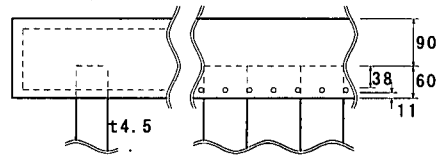


図-7(b) 接合部の詳細-B体 (単位 mm)

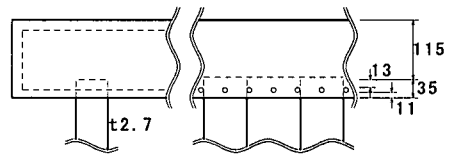


図-7(c) 接合部の詳細-C体 (単位 mm)

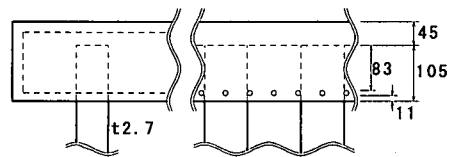


図-7(d) 接合部の詳細-D体 (単位 mm)

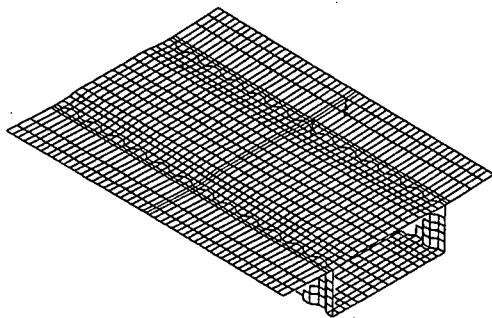


図-8(a) FEF解析モデル (実橋, 荷重決定用)

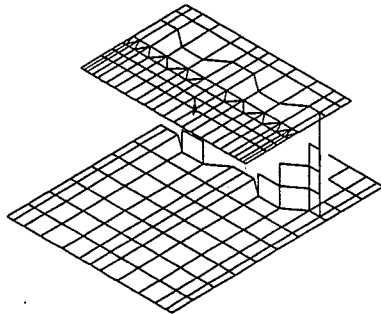


図-8(b) FEM解析モデル (供試体, 荷重決定用)

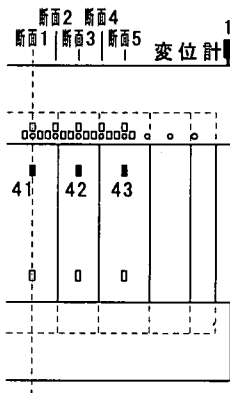


図-9(a) 計測位置(側面)

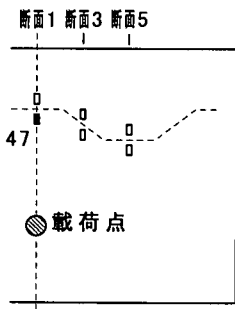


図-9(b) 計測位置(上床版下面)  
(上方からの投影図)

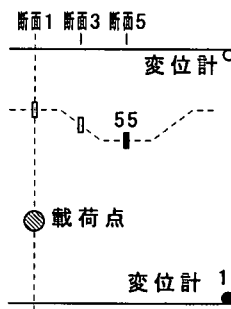


図-9(c) 計測位置(上床版上面)

表-5 静的試験結果

供試体	破壊荷重 kN	ひび割れ 発生荷重 kN	破壊箇所
A-1	57.5	45	接合部のコンクリート
B-1	78.0	40	接合部のコンクリート
C-1	36.1	30	接合部のコンクリート
D-1	80.3	75	圧縮側鋼板の座屈

表-6 疲労試験結果

供試体	疲労破壊の 回数	静的破壊 荷重 kN	ひび割れ 発生荷重 kN	破壊箇所
A-2	200万回破壊せず	56.2	40	接合部のコンクリート
A-3	200万回破壊せず	57.4	40	接合部のコンクリート
B-2	200万回破壊せず	85.0	40	接合部のコンクリート
B-3	200万回破壊せず	88.0	40	接合部のコンクリート
C-2	1,595,300回	—	(1万回)	接合部のコンクリート
C-3	200万回破壊せず	34.7	30	接合部のコンクリート
D-2	200万回破壊せず	75.1	75	圧縮側鋼板の座屈
D-3	200万回破壊せず	85.1	60	圧縮側鋼板の座屈

### 3. 実験結果および考察

静的試験結果を表-5、疲労試験結果を表-6、静的試験の荷重と変位の関係を図-10、疲労試験の載荷回数と最大変位の関係を図-11、図-12に示す。変位はコンクリート上床版の上面先端におけるものであり、最大変位とは最大荷重である20kN時の変位のことである。

#### (1) 接合部の破壊状況について

供試体の破壊状況を写真-1から写真-5に示す。

ウェブの埋込み長が小さいC体では、最も小さな荷重で接合部のコンクリートが破壊し、埋込み長が大きいD体では、接合部のコンクリートにひび割れがほとんど発生せず、波形鋼板の圧縮パネルの座屈によって破壊した。標準の埋込み長であるA体は、C体とD体の中間的な荷重で接合部のコンクリートが破壊した。これらのことから埋込み長が小さいほど接合部の耐力が低下することがわかる。

図-13に示すような力の伝達機構を想定すると、埋込み長により耐力が変化する理由を以下のように説明することができる。まず、本実験では、写真-1などからもわかるように、引張パネル側の比較的広い範囲にわたって接合部のコンクリートの剥離・剥落、貫通横鉄筋のはらみ出しが見られた。そのため、横支圧力よりも鋼とコンクリートの上下方向のずれが破壊に大きく影響したことがわかる。偏心モーメントは図-13に示した各力によって受け持たれているが、埋込み長が

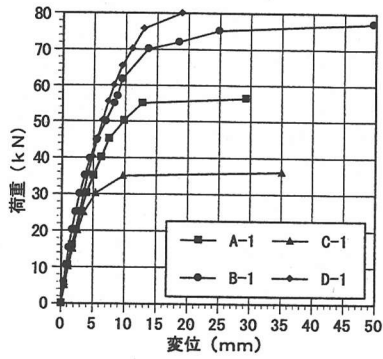


図-10 荷重と変位の関係

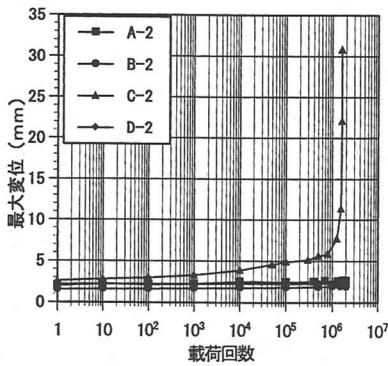


図-11 載荷回数と最大変位の関係 (疲労試験, A-2~D-2 体)

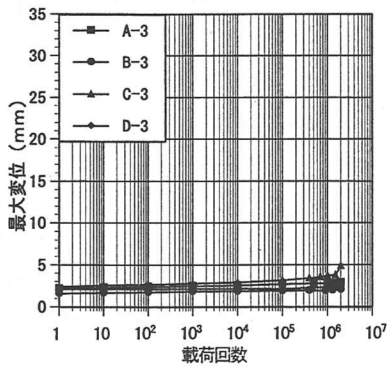


図-12 載荷回数と最大変位の関係 (疲労試験, A-3~D-3 体)

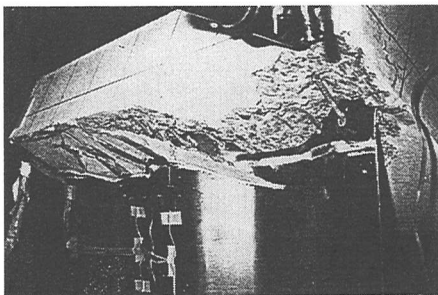


写真-1 A-2 体の破壊状況

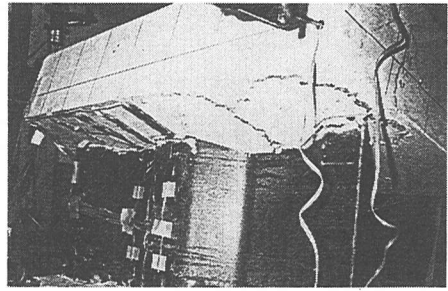


写真-2 B-2 体の破壊状況

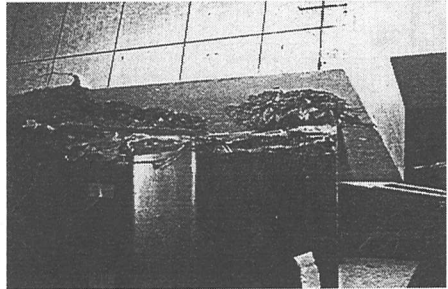


写真-3 C-3 体の破壊状況

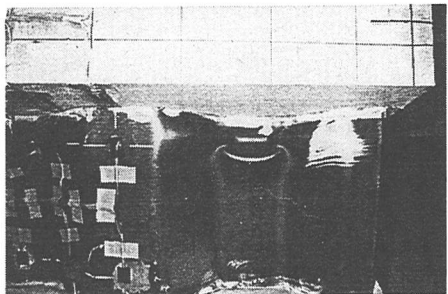


写真-4 D-3 体の破壊状況

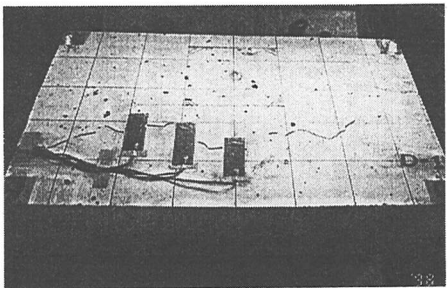


写真-5 D-1 体のコンクリート床版上面のひび割れ

大きくなると、横支圧力によるモーメント伝達の割合が大きくなる分、コンクリートジベルの支圧といった上下方向の力が小さくなり、接合部の耐力が向上する。

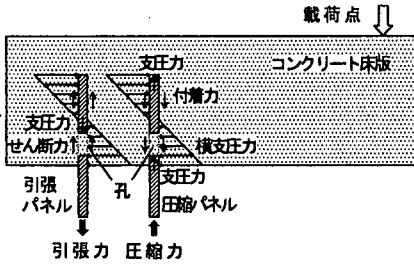


図-13 力の伝達機構

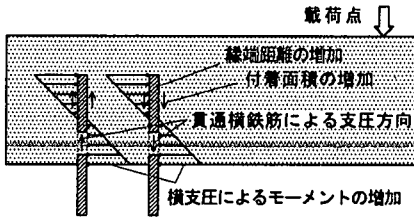


図-14 埋込み長が耐力に与える影響

また、C体において孔の中心線に沿って鋼板の一部が破断する現象が引張パネルで見られたように、鋼とコンクリートの上下方向のずれにより、貫通横鉄筋が孔の上面を支圧する現象も見られた。孔の縁端距離が小さくなるほど、貫通横鉄筋が孔の上面を支圧することによる変形が大きくなり、耐力が低下することが考えられる。埋込み長、板厚が大きくなるにつれて貫通横鉄筋による孔の上面の支圧に対する鋼の安定性が増すため、接合部の耐力は向上する。さらに、鋼板を深く埋め込むことによる付着面積の増加も接合部の耐力の向上に寄与していると考えられる(図-14参照)。

次にウェブ横のコンクリートのひずみとしてコンクリート上床版下面荷点側(測点47, 図-9参照)のものを図-15に示す。埋込み長と関係してC体でひずみが大きく、A体、B体の中ぐらいで似通っており、D体がかなり小さくなっている。このことから、埋込み長が小さいほど、埋め込まれた鋼板から受けるコンクリートの横支圧による応力が大きくなることがわかる。低荷重時には値が小さく、供試体による違いもあまり見られないため、荷重初期には横支圧よりも上下方向の力の伝達の方が盛んで、上下方向の耐力が限界に達した後、横支圧へと伝達機構が変化していく様子がわかる。図-15中の計算値は横支圧力のみで抵抗するとしたときのコンクリートのひずみである。

(2) 波形鋼板ウェブのひずみについて

波形鋼板ウェブの引張パネルのひずみを図-16に、圧縮パネルのひずみ(拡大図)を図-17に示す。また、

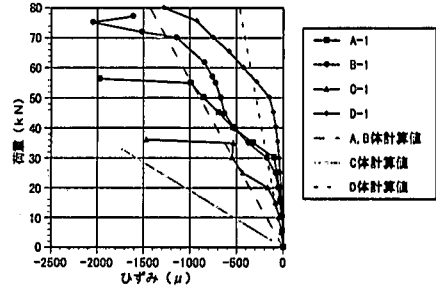


図-15 接合部のコンクリートのひずみ

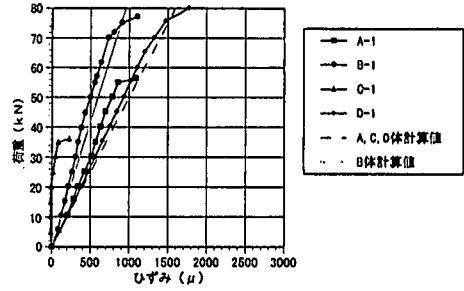


図-16 引張パネルのひずみ

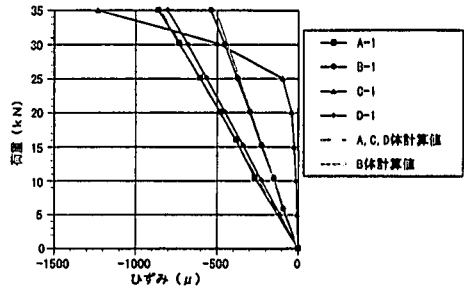


図-17 圧縮パネルのひずみ(拡大図)

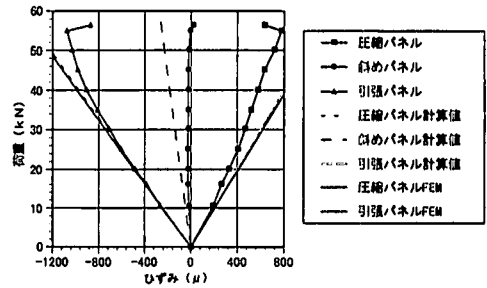


図-18 各パネルの比較

各パネルの比較例としてA-1体のものを図-18に示す。圧縮パネルでは圧縮ひずみが、引張パネルでは引張ひずみが生じており、軸圧縮力の影響で圧縮ひずみが引張ひずみよりもやや大きくなっている。そのため、ウェブの応力は図-19に示したように波形鋼板ウェブの中心を中立軸とした曲げ応力と軸圧縮応力の和として計算することが可能である。図-19においてPは軸圧縮力、Mは偏心モーメント、Aは波形鋼板の水平面

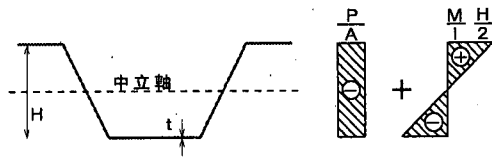


図-19 波形鋼板ウェブの応力の考え方

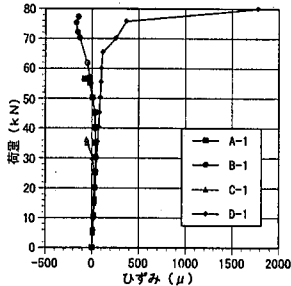


図-20 コンクリート床版上面のひずみ

で切った断面積, I は中立軸回りの波形鋼板の断面 2 次モーメントである。

しかしながら, 孔の縁端距離が小さい C 体では, 図-16, 図-17 において初期のひずみの立ち上がりが小さくなっている。これは上下方向の力の伝達が適切になされていないためと考えられる。また, 図-17 において C 体だけ圧縮ひずみが増大しているが, C 体は耐力が小さく, 他の供試体よりも先に軸圧縮力を圧縮パネルだけで受けるようになったためと思われる。

本実験では図-9(a)に□印で示したように孔の周りにもひずみゲージを貼り付けたが, 引張パネルの孔の周りはウェブと比べて破壊時のひずみが急激に大きくなる傾向にある。これは貫通横鉄筋による孔の上面の支圧が原因であると考えられる。そのため, 孔の縁端距離とともに, 孔の中心線に沿った面における鋼部分の断面積の割合をある程度確保する必要がある。

### (3) ウェブ直上のコンクリートのひずみについて

ウェブ直上のコンクリート上床版上面 (図-9(c), No. 55) のひずみを図-20 に示す。A 体, B 体, C 体は破壊時まで非常に小さな値であるが, かぶりの小さい D 体では最終段階においてかなり大きくなっており, 写真-5 に示したような波形に沿ったひび割れも発生した。そのため, ウェブ直上でのコンクリートの応力集中に対する安全性を高めるため, ウェブ直上に十分なかぶりが必要である。疲労の影響を受けたものは特になく, 設計荷重 20kN のレベルではまったく問題とならなかった。

表-7 モデルの種類

モデル番号	埋込み長 mm	付着特性
1	60	鋼とコンクリートの付着が完全
2	60	鋼とコンクリートの付着を解除
3	60	付着とジベルによる力の伝達を解除
4	40	鋼とコンクリートの付着が完全
5	40	鋼とコンクリートの付着を解除
6	40	付着とジベルによる力の伝達を解除
7	110	鋼とコンクリートの付着が完全
8	110	鋼とコンクリートの付着を解除
9	110	付着とジベルによる力の伝達を解除

表-8 解析の諸元

項目	値
使用要素	8 節点リット 要素
節点数	5920
要素数	4852
弾性係数 (コンクリート)	31N/mm <sup>2</sup>
弾性係数 (鋼板, 鉄筋)	210N/mm <sup>2</sup>
弾性係数 (力の伝達解除部)	0.0001N/mm <sup>2</sup>

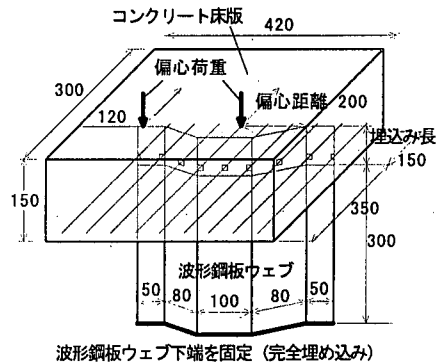


図-21 モデルの概要 (単位 mm)

## 4. 面外曲げに関する解析

### (1) 解析の概要

面外曲げに対する力学的挙動や各種パラメータの与える影響をさらに詳しく調査するため, 線形の FEM 解析を行った。モデルは波形鋼板 1 周期分とし, 孔は実際には円形であるが長方形とした。荷重方法は中央部への力の集中をさけるため, 2 点荷重とした。埋込み長は実験に準じて 3 段階とし, さらに鋼とコンクリートの付着特性も変化させた。付着特性は接触部もしくはジベル内の要素について, 力を伝達しない方向のヤング率を小さくすることにより, 力を伝達する割合を下げ, 力の伝達が行われない状況を表現した。鋼とコンクリートの付着を解除する場合には, 両者の接触部に位置する要素の接触面と平行な方向のヤング率を低

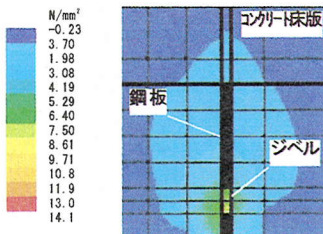


図-22 上下方向の応力 (付着あり, 引張パネル)

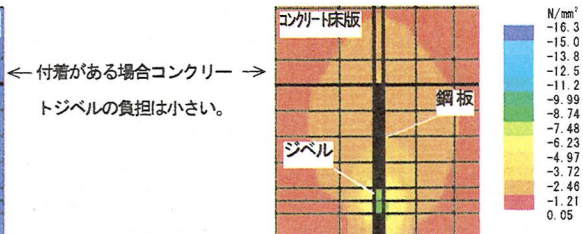


図-23 上下方向の応力 (付着あり, 圧縮パネル)

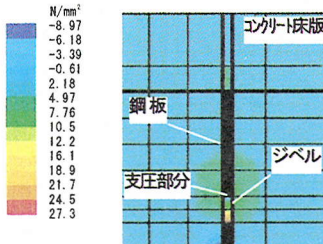


図-24 上下方向の応力 (付着なし, 引張パネル)

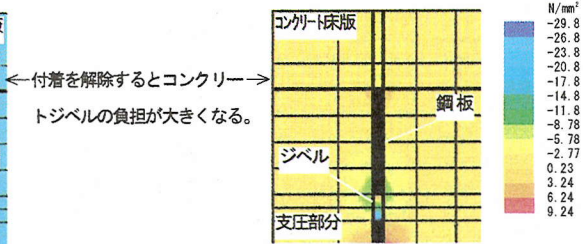


図-25 上下方向の応力 (付着なし, 圧縮パネル)

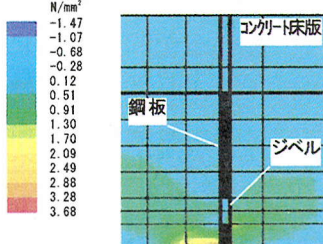


図-26 横方向の応力 (付着あり, 引張パネル)

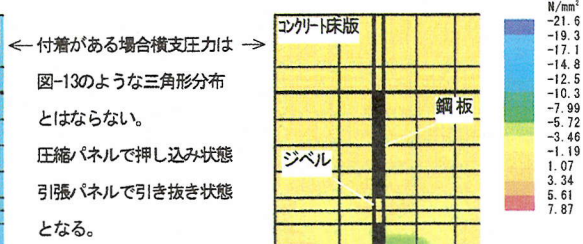


図-27 横方向の応力 (付着あり, 圧縮パネル)

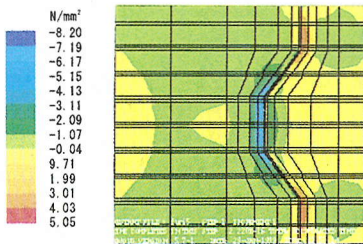


図-28 横方向の応力 (付着あり, 埋込み長小, コンクリート床版下面)

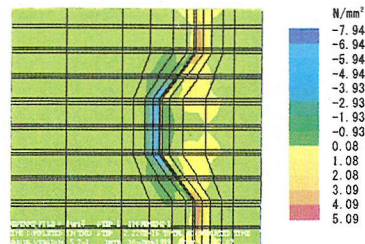


図-29 横方向の応力 (付着あり, 埋込み長大, コンクリート床版下面)

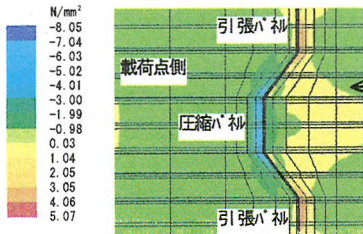


図-30 横方向の応力 (付着あり, コンクリート床版下面)

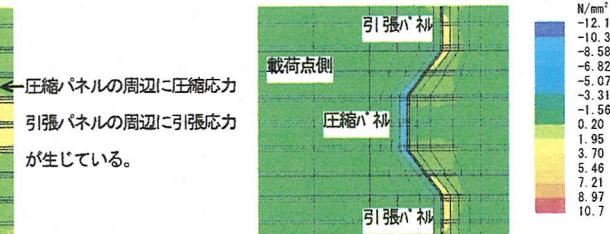


図-31 横方向の応力 (付着なし, コンクリート床版下面)

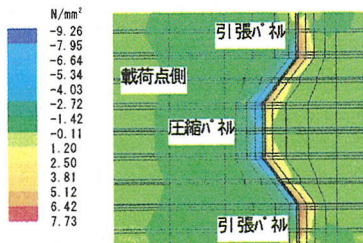


図-32 横方向の応力 (付着・ジベルなし, コンクリート床版下面)

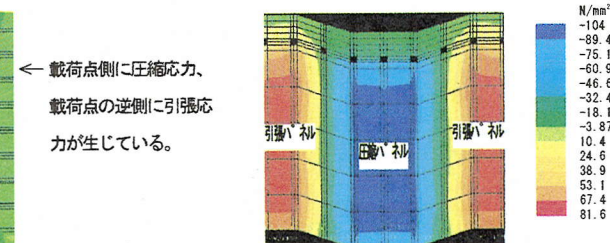


図-33 上下方向の応力 (付着あり, 波形鋼板)



下させ、コンクリートジベルの力の伝達を解除する場合には、ジベル内部に位置する要素の全方向のヤング率を小さくした。モデルの種類を表-7に、解析の諸元を表-8に、モデルの概要を図-21に示す。

## (2) 力の伝達機構

本解析では、接合部の力の伝達機構の変化を調査するため、鋼とコンクリートの間に付着を有するもの、付着を解除したもの、コンクリートジベルが破壊した状態のもの3通りを作成した。その結果、付着を有する場合は、鋼板に沿うような形で上下方向に応力が発生しており、鋼板とコンクリートの付着力が卓越している(図-22, 図-23参照)。付着を解除すると、鋼板に沿った上下方向の応力がみられなくなり、コンクリートジベルの支圧力が卓越し、圧縮パネルの孔では下部に、引張パネルの孔では上部に支圧力が生じた(図-24, 図-25参照)。実際には、鋼とコンクリートの間の付着力は非常に小さいため、低荷重時には付着力が卓越し、荷重が増大して付着力が限界に達すると付着力が切れ、コンクリートジベルの負担へとシフトしていくと考えられる。

埋め込まれた鋼板から受ける横支圧力は、コンクリートジベルが破壊したあとに目立つようになる(図-32参照)程度で、上下方向の力の伝達が可能な場合は、図-13に示したような三角形分布の横支圧力はほとんど発生しなかった(図-26~図-31参照)。このとき上下方向の力の伝達が優先的に作用し、圧縮パネルで押し込み状態、引張パネルで引抜き状態となることがわかった。実験においても図-15のように横支圧力は、載荷初期に小さく、途中から増大している。

## (3) コンクリートジベルの挙動

引張パネルにおける支圧力によるコンクリートジベル周辺の応力状況を図-34にまとめる。ジベル内の上下方向応力は支圧力により、①付近が圧縮傾向となった。支圧部の側方の③付近では、床版全体が上方へ変位しようとするのに対し、ジベル部分は変位を拘束されるので、引張応力が生じる傾向があった。これは、実験で見られた引張パネル側でのコンクリート床版下面の剥離の原因となりうる応力である。終局時に貫通横鉄筋が、孔の上面を支圧し、拘束を受けるとコンクリートの剥離は一層すすみ剥落すると考えられる。

横方向には支圧した前方(②, ④付近)では開き(割裂)、後方(③, ⑤付近)で縮む傾向が見られた。これはFEM解析による横方向応力が圧縮パネルの下方で圧縮傾向、引張パネルの下方で引張傾向になっていることからわかる(図-26~図-31参照)。このような応

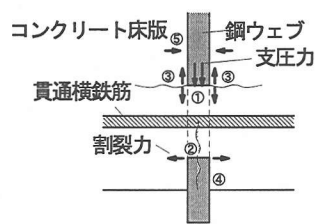


図-34 応力の発生状況

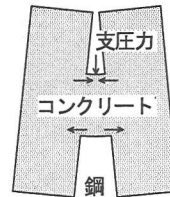


図-35 変形状態

力が生じる理由は、図-35のようにコンクリートジベルの曲げ変形を誇張して考えるとわかりやすい。

## (4) ウェブ直上の支圧

ウェブ直上の支圧力は圧縮パネルの上端で生じたが、コンクリートジベルでの支圧力と比べて小さく、それほど問題とはならなかった(図-23参照)。

## (5) 波形鋼板の応力

圧縮パネルで最大圧縮応力、引張パネルで最大引張応力が生じており、斜めパネルでは圧縮から引張へと徐々に変化している。また、上下方向の軸圧縮力の影響で圧縮パネルの応力の方が若干大きくなっている。図-18には実験値、図-19の考え方に基づいた計算値およびFEM解析値の3種類のグラフを示しているが、それぞれの値は似通っており、図-19の考え方で応力を計算することの妥当性がわかる。

## (6) 埋込み長の影響

上下方向の力の伝達が優先的に働くため、埋込み長を変えても横支圧力の大きさに目立った変化はなかった(図-26~図-29参照)。そのため、実験において埋込み長により、耐力に差が生じたのは図-14に示したように上下方向のずれ挙動が変化したためと思われる。

## 5. 設計方法についての考察

埋込み接合は新しい接合方式であり、現在のところ明確な設計方法は存在していない。ここでは、面外曲げを受ける場合の設計の考え方および必要となる各種

表-9 力の伝達機構の変化

段階	卓越する力
第1段階	付着力
第2段階	コンクリートジベルの支圧・せん断力
第3段階	埋め込まれた鋼板から受ける横支圧

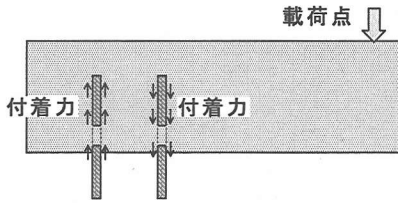


図-36(a) 力の伝達機構 (第1段階)

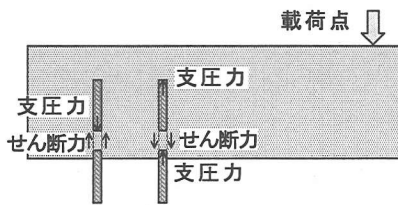


図-36(b) 力の伝達機構 (第2段階)

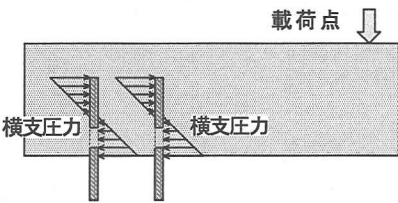


図-36(c) 力の伝達機構 (第3段階)

強度の評価方法について考察する。

### (1) 力の伝達機構

埋込み接合部は、偏心モーメントに対して、図-13に示したように付着力、コンクリートジベルの支圧(せん断)力、横支圧力の3つの力によって抵抗する。接合部はこれら3つの力が分担してモーメントを伝達するため、それぞれ単独に考えた破壊荷重よりも大きな荷重に耐えることができる。しかしながら、接合部の強度はそれぞれの力の負担分を単純に重ね合わせたものにはならず、表-9および図-36に示した力の伝達機構の変化を考慮する必要がある。

第1および第2段階においては、鋼とコンクリートの付着力とコンクリートジベルの耐荷力を重ね合わせることができるが、付着力は小さいので考えないこと

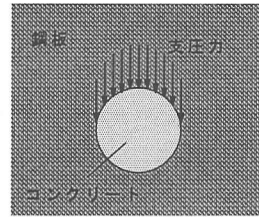


図-37 コンクリートジベルの支圧

とし、コンクリートジベルのみで偏心モーメントに抵抗できるように設計する必要がある。横支圧力はジベルの破壊後に卓越するが、最終的な破壊に対しても安全であるように、こちらも単独で偏心モーメントに抵抗できる必要がある。結局、コンクリートジベルの支圧およびせん断、埋め込まれた鋼板から受けるコンクリートの横支圧の3つに対しての検討が必要である。

### (2) コンクリートジベルの割裂強度の評価<sup>7)</sup>

コンクリート床版と鋼ウェブとが相対的にずれようとするとき、孔の中のコンクリートは孔の内面から支圧力を受け、割裂破壊する(図-34, 37参照)。

孔の中のコンクリートの強度は、周辺の鋼および貫通横鉄筋によって膨張を拘束されているため、通常の圧縮強度よりも大きくなる<sup>1),8)</sup>。正確な強度を知るためには、押し抜きせん断試験等を行う必要があるが、ここでは、簡易に孔の中のコンクリートの割裂強度を推測するためにコンクリートの支圧強度と関連づけた。孔あきジベルの場合、支圧力の側方にも引張応力が発生する(図-34③)といった若干の条件の相違があるが、この応力は側方に生じるため、支圧強度そのものを低下させるわけではない。また、他の条件の違いについても、後に述べるいくつかの点に配慮すれば支圧強度試験に対して必ずしも危険側とはならないと考えられる。

コンクリートの支圧強度に関する実験としては図-38に示した供試体を用いて行われた Shelson 他の実験<sup>9)~13)</sup>が知られており、図-38に示した試験結果より供試体断面積(支持面積)/載荷面積(支圧面積)の値が大きくなると支圧強度が通常の圧縮試験強度の5倍以上になることがわかる。以降、支持面積/支圧面積のことを支持支圧面積比と呼ぶことにする。上下方向の支圧を受ける場合には、原則として支圧面積は、 $(\text{孔の直径}) \times (\text{板厚}) \times (\text{孔の個数})$ 、支持面積は床版の面積とする。ただし、支圧強度の実験では正方形断面の供試体の中央部を載荷しているため、孔の配置が等間隔でなかったり、孔が床版端部にある場合には、支持支圧面積比のとり方に注意が必要である。通常、埋込み接合の支持支圧面積比は100~1000以上で

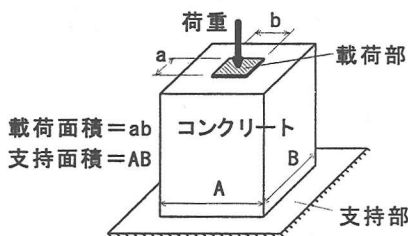


図-38 支圧強度試験の供試体

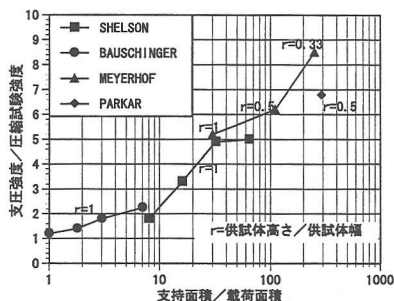


図-39 コンクリートの支圧強度の実験結果<sup>9)~13)</sup>

あり、本実験の供試体ではA体、C体およびD体で821、B体で492となる。したがって、埋込み接合における孔の中のコンクリートの支圧強度は圧縮試験強度の5倍以上とみることができ、ジベル1つあたりの支圧力による割裂破壊に対するせん断強度  $V_1$  は次式で表される。

$$V_1 = D \times t \times 5\sigma_c \quad (1)$$

ここに、 $t$ は鋼ウェブの板厚、 $\sigma_c$ はコンクリートの圧縮強度である。式(1)を使用するにあたっては、以下の4点に注意する必要がある。

- ① 支持支圧面積比が100以上になるようにする。
- ② 支圧強度試験では支圧部が正方形であり、また、孔の面内方向の拘束が得られにくくなるため、板厚に対して孔の直径が大きすぎないようにする(孔の直径/板厚が10以内)。
- ③ 割裂を防止するため、横方向鉄筋による十分な拘束を確保する。
- ④ 支圧部側方の引張力に対応するために支圧力が生じる方向にも十分な鉄筋を配置する。

### (3) コンクリートジベルのせん断強度の評価

コンクリートジベルのせん断強度とは、孔の中のコンクリートが鋼ウェブ側面に沿ってせん断破壊することを想定したときの強度である(図-40参照)。孔あきジベルでは貫通横鉄筋のような横方向の鉄筋を配置するため、このせん断面でのコンクリートのせん断強

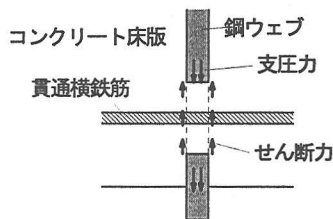


図-40 コンクリートジベルのせん断強度(引張パネル)

度は通常のせん断強度よりも大きくなっている<sup>1)</sup>。このせん断面におけるせん断強度として、コンクリート標準示方書<sup>14)</sup>の「6.3.7 設計せん断耐力」における鉄筋が貫通する断面におけるせん断強度の考え方を参照する。コンクリート部のせん断強度に関する式

$$\tau_c = \mu f_{cd}^{1b} (\alpha p f_{yd} - \sigma_{nd})^{1-b} \quad (2)$$

において、固体接触に関する平均摩擦係数を  $\mu = 0.45$ 、面形状を表す係数を  $b = 1$  とすると、ジベル1つあたりのせん断強度  $V_2$  は次式のように評価できる。

$$V_2 = 2 \times \frac{\pi d^2}{4} \times 0.45 \sigma_c \quad (3)$$

式(3)は、横方向鉄筋が孔の中を貫通していない場合に高い適合性を示す。孔の中を鉄筋が貫通している場合には、貫通横鉄筋のせん断力負担分を加味して

$$V_2' = \frac{2\pi(D^2 - d^2)}{4} \times 0.45 \sigma_c + 2 \times \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{\sigma_s}{\sqrt{3}} \quad (4)$$

とすることができる。ただし、設計では鉄筋の負担分は加算しない方が安全である。孔の直径  $D$  に対して貫通横鉄筋の直径  $d$  が大きい場合 ( $D/d \leq 3$ ) には、貫通横鉄筋の効果が大きくなるため、コンクリート部分のせん断力負担を無視し、

$$V_2'' = 2 \times \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{\sigma_s}{\sqrt{3}} \quad (5)$$

とする。

### (4) 接合部コンクリートの圧縮応力の評価

埋め込まれた鋼板から受ける横支圧力は、付着力やジベルの耐力力が損なわれた最終的な段階で卓越する。最終的な崩壊に対しても安全であるため、設計で考慮しておく必要がある。

接合部のコンクリートが埋め込まれた鋼板から受ける応力を簡単に推定するため、図-41のように鋼ウェブを剛体板に、コンクリートをバネと考え鋼板の力のつり合いを考える。上下方向に働く力を無視して、鋼板の水平方向の力のつり合いおよびつり合い位置は式

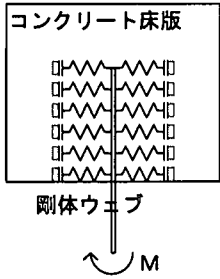


図-41(a) 簡易計算モデル

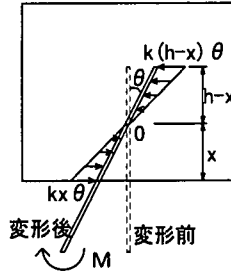


図-41(b) 力のつり合い

(6), O 点回りのモーメントのつり合いは式(7)のようになる。

$$\frac{1}{2}kx^2\theta = \frac{1}{2}k(h-x)^2\theta \quad (6)$$

$$\therefore x = \frac{h}{2}$$

$$M = \frac{1}{2}k\left(\frac{h}{2}\right)^2\theta \times \frac{2}{3}\left(\frac{h}{2}\right) \times 2 \quad (7)$$

式(7)から、接合部のコンクリートの最大応力  $\sigma_{\max}$  を誘導すると式(8)が得られる。

$$\sigma_{\max} = \frac{6Pe}{\ell h^2} \quad (8)$$

ここに、 $P$  は荷重、 $e$  は偏心距離、 $\ell$  は鋼板の橋軸方向投影長さ、 $h$  は埋込み長、 $\theta$  は鋼板の回転角、 $k$  はばね定数であり、ヤング率の関数となる。式(8)では、孔の影響を考慮していないが、埋込み接合では鋼板に孔が開いているため、発生応力は式(8)を用いて計算した値よりも危険側になると考えられる。そこで、設計では孔の効果を簡単かつ安全に考慮するため、孔の上下の全面積を除いて考えることが望ましい。すなわち、式(8)における鋼板の長さ  $\ell$  を孔の部分差し引いた長さ  $\ell - nD$  に置き換える。

### (5) 鋼板の圧縮応力の算出と強度算定

図-16～図-18 に示した鋼板のひずみのデータより、鋼板の上下方向の応力は、図-19 のように偏心を考慮しない圧縮応力と偏心モーメントによる曲げ応力の和と考えることができる。

圧縮パネルの局部座屈に対する設計は、道路橋示方書<sup>15)</sup>の「3.2.1 圧縮応力を受ける両端支持板」に基づいて式(9)によって行うことができる。

$$\frac{P}{A} + \frac{PeH}{I} \leq \sigma_a \quad (9)$$

ここに、 $A$  は波形鋼板の水平面で切った断面積、 $H$  は波形の深さ、 $\sigma_a$  は許容応力度である。

### (6) 鋼板の引張応力の算出と強度算定

鋼板の引張応力は、破壊時に引張パネルでの孔の周りのひずみが特に大きくなる傾向が見られたため、孔の部分差し引いた断面積を用いると、設計式は式(10)のようになる。

$$-\frac{P}{A'} + \frac{PeH}{I'} \leq \sigma_a \quad (10)$$

ここに、 $A'$  および  $I'$  はそれぞれ孔の部分を除いた断面積、断面2次モーメントである。

## 6. まとめ

埋込み接合を用いた合成桁の面外曲げ挙動に関する模型実験および FEM 解析から得られた知見をまとめると以下ようになる。

(1) 鋼とコンクリートの接合部は偏心モーメントに対して付着力、コンクリートジベルの耐荷力、鋼板からの横支圧力によって抵抗する。力の伝達機構は付着力、ジベルの耐荷力、横支圧力の順に変化する。

(2) 波形鋼板ウェブの埋込み長が大きくなると、埋め込まれた鋼板から受けるコンクリートの横支圧力および鋼とコンクリートの間の付着力により伝達するモーメントが大きくなる分、コンクリートジベル等への負担が小さくなり、接合部の耐力が向上する。

(3) 鋼板において孔の部分は弱点になりやすく、孔の中心線に沿った面における鋼の断面積を小さくしすぎることは好ましくない。また、鋼板の孔からの縁端距離を十分確保する必要がある。

(4) 波形鋼板ウェブの板厚が大きくなると、貫通鉄筋による孔の上面の支圧に対する鋼の安定性の向上、横支圧によるモーメント分担率の上昇により接合部の耐力が向上する。

(5) ウェブ直上のコンクリートの応力集中は本実験および解析においては問題とならなかった。ウェブ直上付近に載荷することやウェブの両側からの同時偏心載荷には注意が必要である。

## 7. 今後の課題

埋込み接合に関しては、本研究のほかにも、過去に桁の載荷試験などが行われており、全体的な力学的挙動や強度の概略値については徐々に明らかになりつつある。今後は、ジベルなど詳細な部分に着目した実験的研究を行い、強度評価式の定量的な信頼性の向上を

目指していかなければならない。

また、波型鋼板がプレストレスや曲げにより橋軸方向に伸縮した場合に生じる面外方向の応力との連成作用、波型鋼板ウェブが傾斜を有する場合の挙動などについても詳細に検討していく必要がある。

## 参考文献

- 1) Fritz Leonhardt, Wolfhart Andrä, Hans-Peter Andrä und Wolfgang Harre : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund- Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton und Stahlbetonbau , pp.325~ 331, 1987.12.
- 2) 依田照彦, 多田維弘, 中島陽, 大内一男: 波形鋼板ウェブを持つ合成桁の力学的挙動に関する実験研究, 鋼構造論文集, Vol.1, No.2, pp.57~66, 1994.
- 3) 中島陽, 依田照彦, 大浦隆, 佐藤幸一, 竹村浩志: 波形鋼板ウェブとコンクリートフランジとの接合部の構造に関する実験的研究, 第3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.173~177, 1995.11.
- 4) 中島陽, 依田照彦, 大浦隆, 佐藤幸一, 竹村浩志: 波形鋼板ウェブを有する I 型断面合成桁の力学的挙動について, 第51 回年次学術講演会講演概要集, 1996.9.
- 5) 竹下明, 依田照彦, 佐藤幸一, 櫻田道博, 志賀弘明, 中洲啓太: 波形鋼板ウェブを有する I 型断面合成桁の疲労試験, 第24 回関東支部技術研究発表会講演概要集, I-4, pp.8~9, 1997.3.
- 6) 竹下明, 依田照彦, 佐藤幸一, 櫻田道博, 志賀弘明, 中洲啓太: 波形鋼板ウェブを有する I 型断面合成桁の疲労性状に関する実験的研究, 第52 回年次学術講演会講演概要集, CS-61, pp.122~123, 1997.9.
- 7) 中洲啓太, 依田照彦: 合成桁の接合部に孔を用いた新しいずれ止めの強度評価に関する一考察, 第25 回関東支部技術研究発表会講演概要集, I-67, pp.134~135, 1998.3.
- 8) Wayne S. Roberts, Robert J. Heywood : An Innovation to Increase The Competitiveness of Short Span Steel Concrete Composite Bridges, Developments of Short and Medium Span Bridge Engineering'94, pp.1161~1171, 1994.
- 9) William Shelson: Bearing Capacity of Concrete, Journal of The American Concrete Institute, vol.29, No.5, pp.405~415, 1957.
- 10) Parker, W.: Loading Tests on Limited Areas of Concrete Specimens, Report LO 40424, Research Division, Hydro-Electric Power Commission of Ontario, 1947.
- 11) Shelson, W.: Bearing Capacity of Concrete under Base Plates, Report No.53-94, Research Division, Hydro-Electric Power Commission of Ontario, 1953.
- 12) Bauschinger, J.: Versuche mit Quadern aus Natursteinen (Tests with Blocks of Natural Stone), Mitteilungen, Mechnischen Laboratorium der Kgl. Technischen Hochschule Munich, V.6. pp.13, 1876.
- 13) Meyerhof, G. G.: The Bearing Capacity of Concrete and Rock, Magazine of Concrete Research (London), V.4, pp.107~116, 1953.
- 14) 土木学会編: コンクリート標準示方書・設計編(平成8 年制定), 土木学会, pp.69~71, 1996.
- 15) 日本道路協会編: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, II 鋼橋編, 日本道路協会, 1992.2.
- 16) 中洲啓太, 依田照彦, 佐藤幸一, 櫻田道博, 鈴木徹: 孔のずれ止めを用いた波形鋼板ウェブを持つ合成桁の首振り現象に関する実験的研究, 第53 回年次学術講演会講演概要集, CS-137, pp.272~273, 1998.10.
- 17) 中洲啓太, 依田照彦: 埋込み接合部の面外曲げ挙動および設計法に関する研究, 第54 回年次学術講演会講演概要集, CS-185, pp.272~273, 1999.9.

(1999. 5. 7 受付)

## STUDY ON OUT-OF-PLANE BENDING OF CONCRETE DOWELS IN A COMPOSITE GIRDER WITH CORRUGATED STEEL WEB

Keita NAKASU, Teruhiko YODA, Kouichi SATO and Michihiro SAKURADA

The purpose of the present study is to investigate a long term behavior of new type connections which have punched holes with transverse steel reinforcing bars inserted into a concrete flange. Experiments and FEM analysis were carried out for several types of specimens changing plate thickness and embedded depths of corrugated steel webs. Experimental results reveal that the present connection is promising from the view point of practical application.