

港 湾 技 研 資 料

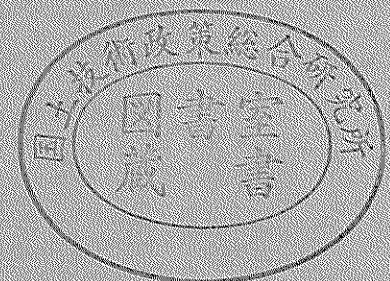
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 792 Dec. 1994

鋼骨組を用いたコンクリート部材の力学特性

山 田 昌 郎
清 宮 理

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. まえがき	3
2. 周辺の研究状況	4
3. 実験方法	5
3. 1 試験体の構造	5
3. 2 使用材料の特性	6
3. 3 載荷試験方法	9
4. 実験結果と考察	11
4. 1 曲げ耐力	11
4. 2 曲げひびわれ幅	15
4. 3 セン断耐力	18
4. 4 セン断補強鋼材のひずみ	20
5. 結論	22
6. あとがき	23
参考文献	23

Mechanical Properties of Concrete Beams Reinforced with Steel Lattice Frame

Masao Yamada*
Osamu Kiyomiya**

Synopsis

Mechanical properties of concrete beams which are reinforced with steel lattice frame instead of steel bars were investigated in this study. Bending tests were carried out with 26 test beams in order to obtain the data on bending capacity, ductility, shear capacity, and crack width. The test parameters were the amount of longitudinal steel plates, the height of embossments on steel plates, the interval and the direction of shear reinforcing steel plates, and the strength of concrete.

As the results of the tests, the following conclusions were obtained. The bending capacity and the shear capacity can be predicted with calculation methods for ordinary reinforced concrete. The maximum crack width can be estimated with a design equation for ordinary reinforced concrete, considering the effect of the embossments on steel plates and the interval of the shear reinforcing steel plates.

Keywords: steel lattice frame, checkered plate, loading test, bending shear capacity, crack width

* Member of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

** Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

鋼骨組を用いたコンクリート部材の力学特性

山田昌郎*
清宮 理**

要旨

現場施工の省力化を図って、工場で製作した鋼骨組を鉄筋の代わりに用いるコンクリート部材の力学特性を検討した。曲げ耐力、靱性、曲げひびわれ幅、およびせん断耐力を調べるために、26体の梁試験体の曲げ載荷実験を行った。実験の変動要因を、主鋼材比、鋼材表面の突起高さ、せん断補強鋼材の間隔と向き、コンクリートの種類とした。

載荷実験の結果、曲げ破壊形態は通常の鉄筋コンクリートと同様であった。すなわち引張主鋼材が降伏したあと、圧縮縁コンクリートの破壊が生じ、十分な靱性を有していた。降伏荷重および最大荷重については、鉄筋コンクリート梁と同様に、鋼材とコンクリートの間にずれが生じないことを仮定した計算方法で予測できた。

最大曲げひびわれ幅と荷重の関係に関しては、コンクリート標準示方書の算定式における付着性状の影響係数の値を、突起高さに応じて1.0から1.3とし、ひびわれ間隔がせん断補強鋼材間隔と一致すると仮定して計算したところ、実験結果と概ね一致した。

せん断に関して、せん断スパン比を1.4とした試験体の斜めひびわれ発生荷重は、二羽式による計算値と概ね一致した。せん断補強鋼材のひずみの測定値は計算値よりもやや大きかった。ただし載荷に伴うひずみの増加量は、トラス理論による計算値と概ね一致した。

キーワード：鋼骨組，綯鋼板，載荷実験，曲げせん断耐力，ひびわれ幅

1. まえがき

近年わが国では、鉄筋コンクリート（以下、RCと呼ぶ）構造物の施工に従事する熟練労働者が不足している。また、建設業を希望する若年労働者が少なく、熟練労働者が将来さらに減少すると予測される。熟練労働者の不足により施工不良が生じ、構造物の品質の低下が生じる恐れがある。労働者不足の主な原因は、作業内容の苦渋性、危険性、および低賃金である。そこで現場作業の合理化、省力化、および安全化を推進する必要がある。

このため、施工の省力化を図った新工法が、各方面で活発に開発されている^{1)~3)}。従来のRC構造物の施工においては、主に

- ①鉄筋の配置
- ②コンクリートの打設
- ③型枠の組み立て

に多くの労働者を必要としている。①~③の各工種について省力化方策が検討されている。本研究では、①と②の省力化を図った構造部材の力学特性について検討した。③については本研究では言及しない。

①の鉄筋の建設現場での配置作業の省力化方策として、本研究では鉄筋の代わりに鋼骨組を使用する工法に着目した。この工法では、工場で自動溶接などにより組み立てた鋼骨組を、現場で型枠内に設置する。鋼骨組は幅25mm程度に切断した鋼板を溶接して製作する。

②のコンクリート打設作業の省力化方策として、本研

* 構造部 構造強度研究室

** 構造部 構造強度研究室長

究では、自己充填コンクリートの使用に着目した。自己充填コンクリートは、フレッシュコンクリートが自重によって型枠内に充填し、締固め作業を必要としないコンクリートである。

現場施工の省力化を図った新形式のコンクリート部材の構造設計を行う際、

- ① 曲げ耐力および靱性
- ② せん断耐力
- ③ ひびわれ幅
- ④ 疲労強度

などの力学特性の解明が必要である。①と②は終局限界状態に対応する特性である。③は耐久性、水密性、美観等に関する使用限界状態に対応する特性である。④は特に車両、波浪等の繰り返し荷重を受ける部材として使用する場合に問題となる。

本研究では、①、②、③について検討した。ただし②については曲げせん断耐力、③については曲げひびわれ幅だけを対象にした。検討方法としては、18種類26体の梁部材の載荷実験を行い、結果を従来のRC用の計算方法による計算値と比較した。なお④は重要な課題であるが、本研究では検討せず今後の課題とした。

2. 周辺の研究状況

本研究で取り扱った鋼骨組コンクリートは、一種の鋼・コンクリート合成構造である。鋼・コンクリート合成構造の研究は、現在世界各国で活発に行われている⁹⁾。その構造様式は、鉄骨鉄筋コンクリート (SRC)、合成桁、合成床版、コンクリート充填鋼管柱などに分けられる。合成構造は、形鋼、鋼板等の鋼材とコンクリートのそれぞれの長所を生かした優れた力学特性を有する。また、工期の短縮と施工の省力化が可能である。

合成構造の構造設計にあたって、鋼材とコンクリートとの力学的な一体化の程度 (合成度) が考慮される。鋼とコンクリートが完全に合成されてずれが生じないことを仮定する場合と、両者の間にずれが生じることを仮定する場合がある。前者を仮定する場合には、通常のRCで用いる方法で耐力が計算される。

SRCでは鉄骨とコンクリートとの付着力が小さいことを想定して後者が仮定され、部材の耐力は、鉄骨とRCのそれぞれの耐力を計算し、それらを累加して算定される。また、鉄骨がコンクリートのひびわれ幅を制御する効果は小さいので、ひびわれ幅は鉄筋で制御される。

最近、コンクリートとの付着力の増大を目的として、圧延時に表面に突起を付けた鋼板、形鋼、鋼管等が、合成構造用鋼材として新たに開発されている¹⁰⁾。また、表

面に千鳥模様の突起を有し、従来から階段、足場などに使われている縞鋼板 (checkered plate) を合成構造用鋼材に使用する試みもなされている。合成構造用鋼材の使用により、①合成度の向上にともなう部材の剛性、耐力、靱性等の力学特性の向上

②SRCでのひびわれ制御用鉄筋の省略

③合成桁や合成床版のずれ止め用スタッドの省略等が期待される。

合成構造用鋼材とコンクリートとの付着特性に関して、佐藤ら¹¹⁾は引き抜き試験および側圧作用下での押し抜き試験を行った。鋼材の種類としては、平鋼、糸溝突起付き鋼板、縞鋼板、格子状突起付きH形鋼を対象にした。縞鋼板の突起高さは、1.5mmおよび2.7mmとした。引き抜き試験の結果、突起高さ1.5mmの縞鋼板の、自由端すべり0.05mmに対応する平均付着応力は、平鋼の2.9倍であった。また、押し抜き試験の結果、コンクリートとの摩擦係数は、平鋼板では0.75、縞鋼板では1.0であった。これらの結果から、縞鋼板には合成構造用鋼材として十分な付着特性が期待できるとしている。

縞鋼板の付着強度に関して園田ら¹²⁾は、側圧を制御した引き抜き試験を行った。鋼材の種類としては、平鋼、縞鋼板、線状突起付き鋼板を対象にした。縞鋼板の突起高さは、1.3mmとした。試験の結果、縞鋼板のずれ破壊形式として、側圧が小さいと突起の乗り上げ、側圧が大きくとコンクリートの支圧破壊が見られたと報告している。

三浦ら¹³⁾は、合成構造用鋼材を用いた鉄骨コンクリートのひびわれ分散性の研究を行った。高さ3mmの線状突起付き鋼板の両引き試験を行い、突起を設けることにより異形鉄筋に近い付着性が得られることを示している。また、部材の最大ひびわれ間隔および最大ひびわれ幅の推定方法を提案している。H形鋼を埋め込んだコンクリート梁試験体の載荷試験により、この推定方法を検証している。

松村¹⁴⁾は、縞状突起を内面に付けた角形鋼管と充填コンクリートとの付着に関する研究を行った。長山ら¹⁵⁾は、松村が開発した突起高さ2.5mmの縞鋼板を鉄筋の代替として使用する鋼板コンクリート部材の力学特性を調べた。その結果、曲げ耐荷特性に関してはRC梁と同じ考え方を利用できるとしている。また、縞状突起によって、ひびわれ分散性が改善されることを示している。

本研究では、長山らの研究と同様に、縞鋼板を鉄筋の代替として使用する梁を対象としている。長山らの研究との主な相違点は、鋼骨組の構造である。梁長さ方向の鋼材 (以下、主鋼材と呼ぶ) として長山らは幅130mmの鋼板を上下1枚ずつ使用しているが、本研究では幅

25mmの鋼板を上下3枚ずつ使用している。また、梁高さ方向の鋼材（以下、せん断補強鋼材と呼ぶ）として長山らは異形鉄筋（D10、30cm間隔）を使用しているが、本研究では鋼板（幅19mm、厚さ4.5mm、10~30cm間隔）を使用し、主鋼材に溶接している。

3. 実験方法

3.1 試験体の構造

試験体は、断面の幅270mm、高さ250mm、長さ3500mmまたは2500mmの梁である。ただしこれらは設計図面での値であり、出来形計測結果では±5mmの範囲でばらつきがみられた。試験体のコンクリート中には、図-1および図-2に示すような鋼骨組が埋め込まれている。鋼骨組は主鋼材、せん断補強鋼材、および梁幅方向の鋼材を溶接したものである。

主鋼材は、幅25mmとし、梁の上下に3本ずつ配置した。隣接する主鋼材の間のあきは37.5mmである。主鋼材のかぶり（鋼材表面からコンクリート表面までの距離）は25mmである。表-1に示すように、主鋼材の厚さおよび突起高さは、試験体によって異なる。厚さは公称値で4.5mm、8mm、12mmの3種類とした。突起高さは0mm（平鋼）、1.0mm、2.5mmの3種類とした。突起付き鋼材の突起は、鋼材の片面だけに付けられており、主鋼材では突起のある面が骨組の外側になるように配置した。

せん断補強鋼材は、幅19mm、公称厚さ4.5mmを使用した。表-1に示すように、せん断補強鋼材の間隔、向き、突起高さは、試験体によって異なる。間隔は、10cm、15cm、20cm、および30cmの4種類とした。向きは、横方向（せん断補強鋼材の幅方向と梁の長さ方向が直角）と長さ方向（せん断補強鋼材の幅方向と梁の長さ

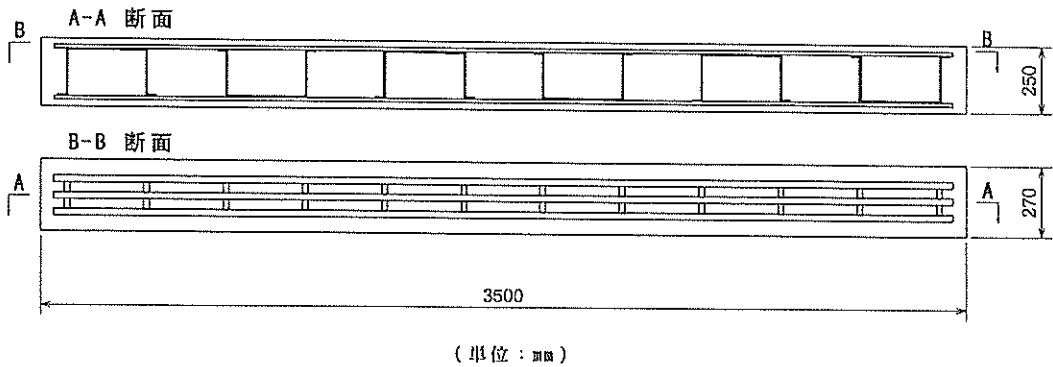


図-1 試験体の構造（長さ3500mm、せん断補強鋼材間隔300mm、せん断補強鋼材の向き：横方向のケース）

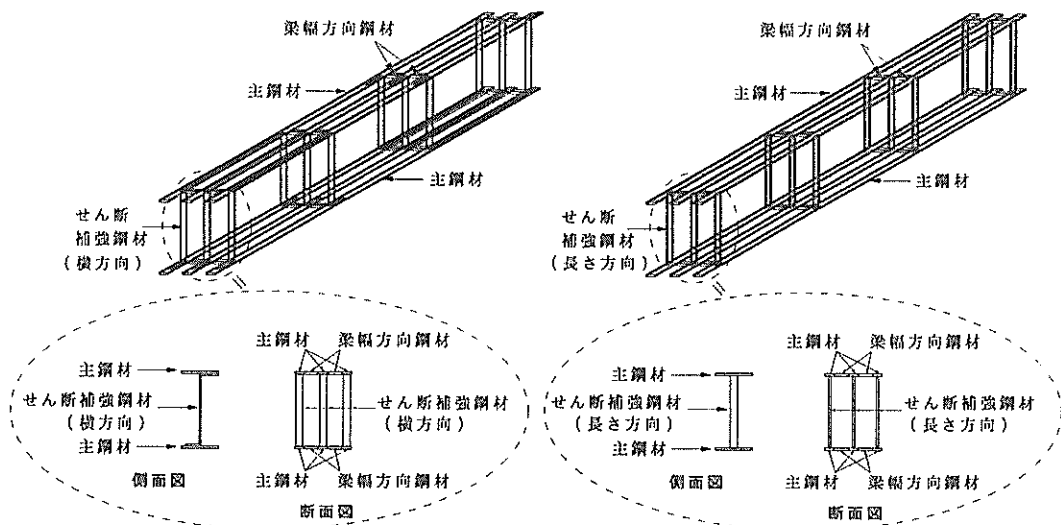


図-2 鋼骨組の構造の概略

表-1 試験体の種類

試験体		主鋼材			せん断補強鋼材				コンクリート	
No.	名称	公称厚 (mm)	鋼材比 (%)	突起高 (mm)	間隔 (cm)	鋼材比 (%)	向き	突起高 (mm)	種類	圧縮強度 (MPa)
1	A1N-1	4.5	0.56	0	30	0.32	長さ方向	0	普通A	33.1
2	A1N-2	4.5	0.56	0	30	0.32	長さ方向	0	普通A	33.1
3	A2N-1	4.5	0.56	0	30	0.32	横方向	0	普通A	33.1
4	A2N-2	4.5	0.56	0	30	0.32	横方向	0	普通A	33.1
5	A1D-1	4.5	0.56	2.5	30	0.32	長さ方向	0	普通A	33.1
6	A1D-2	4.5	0.56	2.5	30	0.32	長さ方向	0	普通A	33.1
7	A2D-1	4.5	0.56	2.5	30	0.32	横方向	0	普通A	33.1
8	A2D-2	4.5	0.56	2.5	30	0.32	横方向	0	普通A	33.1
9	H1N-1	4.5	0.56	0	30	0.32	長さ方向	0	自己充填	66.2
10	H1N-2	4.5	0.56	0	30	0.32	長さ方向	0	自己充填	66.2
11	H2N-1	4.5	0.56	0	30	0.32	横方向	0	自己充填	66.2
12	H2N-2	4.5	0.56	0	30	0.32	横方向	0	自己充填	66.2
13	H1D-1	4.5	0.56	2.5	30	0.32	長さ方向	0	自己充填	66.2
14	H1D-2	4.5	0.56	2.5	30	0.32	長さ方向	0	自己充填	66.2
15	H2D-1	4.5	0.56	2.5	30	0.32	横方向	0	自己充填	66.2
16	H2D-2	4.5	0.56	2.5	30	0.32	横方向	0	自己充填	66.2
17	B8-30	8	1.01	0	30	0.32	横方向	0	普通B	43.0
18	B12-30	12	1.52	0	30	0.32	横方向	0	普通B	43.0
19	S12-10N	12	1.52	0	10	0.95	横方向	0	普通B	43.0
20	S12-10D	12	1.52	1.0	10	0.95	横方向	1.0	普通B	43.0
21	S12-15N	12	1.52	0	15	0.63	横方向	0	普通B	43.0
22	S12-15D	12	1.52	1.0	15	0.63	横方向	1.0	普通B	43.0
23	S12-20N	12	1.52	0	20	0.48	横方向	0	普通B	43.0
24	S12-20D	12	1.52	1.0	20	0.48	横方向	1.0	普通B	43.0
25	S12-30N	12	1.52	0	30	0.32	横方向	0	普通B	43.0
26	S12-30D	12	1.52	1.0	30	0.32	横方向	1.0	普通B	43.0

注1) No.1 ~ No.16は、8種類の試験体を2体ずつ製作したものである。

注2) 試験体名称で、A(またはH)はコンクリート種類を、A1N等の1(または2)はせん断補強鋼材の向きを、N(またはD)は突起の有無を、B(またはS)は載荷時のせん断スパン比を、S12-10N等の12(または8)は主鋼材公称厚を、10(または15, 20, 30)はせん断補強鋼材間隔を表す。

注3) 主鋼材比 = (引張側主鋼材3本の断面積) / (試験体幅 × 有効高さ)

注4) せん断補強鋼材比 = (せん断補強鋼材3本の断面積) / (試験体幅 × せん断補強鋼材の間隔)

注5) 各コンクリートの配合は、表-3 ~ 5に示す。

方向が一致)の2種類とした。突起高さは、0mm(平鋼)と1.0mmの2種類とした。せん断補強鋼材と主鋼材の溶接は、脚長4mmのすみ肉溶接とした。

主鋼材どうしを連結する梁幅方向の鋼材は、公称厚さ4.5mm、幅19mm、長さ37.5mmである。この鋼材を主鋼材に間先溶接した。この鋼材の配置位置は、せん断補強

鋼材を配置した位置と一致させた。

コンクリート打設前の試験体の状況を、写真-1に示す。

3. 2 使用材料の特性

(1) 鋼材

使用した鋼材の引張試験の結果を表-2に示す。引張試験片の数は各鋼材について3本とした。表に示す数値

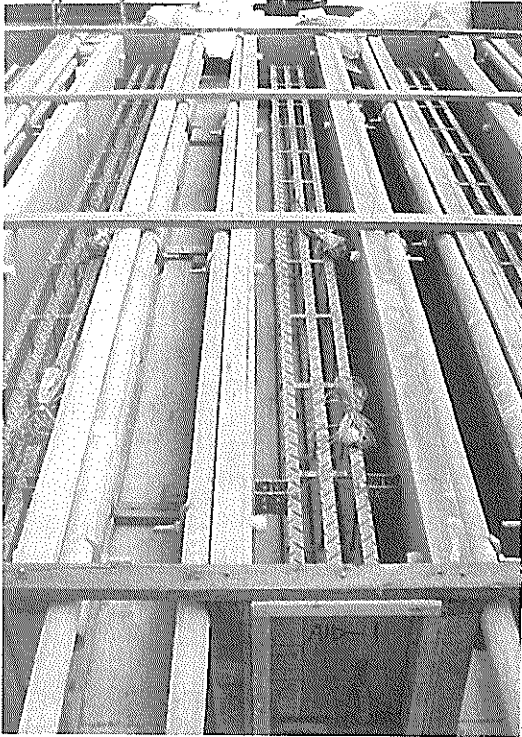


写真-1 コンクリート打設前の試験体

は、3本の試験結果の平均値である。

図-3に鋼板表面の突起形状を示す。これらの突起は、鋼板の熱間圧延時に付けられる。突起高さ1.0mmの鋼板は、階段、足場などに広く使われ、縞鋼板(checkered plate)と呼ばれる市販品である。突起高さ2.5mmの鋼板は、前述したようにコンクリート充填角形鋼管材用として開発された縞鋼板である。

長山¹⁰⁾はこの突起高さ2.5mmの縞鋼板の付着試験を行い、以下の結果を得ている。

①引き抜き試験の結果、両面縞鋼板の最大平均付着応力度は、同一周長の異形鉄筋と同等であった。ただし最大強度を発揮するまでのすべりは、同一周長の異形鉄筋より大きかった。

②引き抜き試験の結果、平鋼板の最大平均付着応力度は、同一周長の両面縞鋼板の約1/4であった。

③梁の引張鋼材として試験した結果、片面縞鋼板の付着強度は、同一周長の異形鉄筋の約70%であった。ただし、片面縞鋼板の周長としては、②の結果を考慮して、突起の無い面の周長を1/4倍した換算周長を用いている。

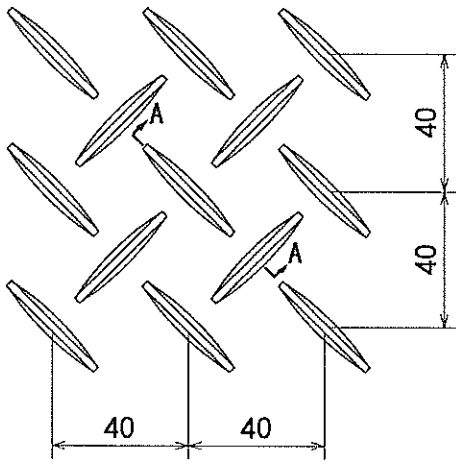
(2) コンクリート

3種類のコンクリートを使用した。それらの配合と使用材料を表-3～5に示す。

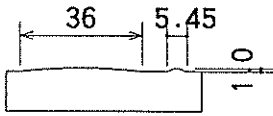
自己充填コンクリートとしては、岡村らが開発した自己充填性ハイパフォーマンスコンクリート¹¹⁾を用いた。このコンクリートは、高炉スラグ微粉末と高性能減水剤を加えて、粗骨材容積と水粉体容積比を制御することに

表-2 鋼材の引張試験結果

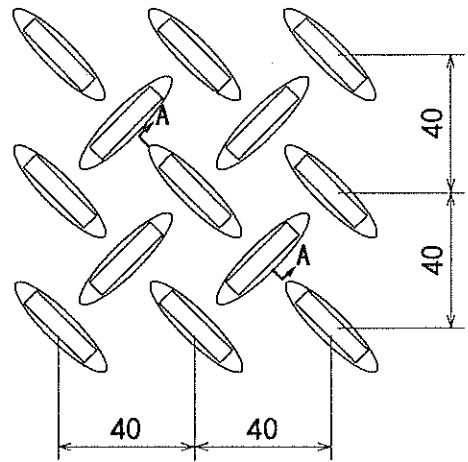
公称厚 (mm)	突起高 (mm)	使用した試験体番号および用途	実測厚 (mm)	ヤング係数 (MPa)	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	伸び ¹²⁾ (%)
4.5	0	No.1~4, 9~12 主鋼材 No.1~16 せん断補強鋼材 No.1~16 梁幅方向鋼材	4.19	2.11×10^5	348	488	30.2
4.5	2.5	No.5~8, 13~16 主鋼材	4.71	2.16×10^5	345	438	18.1
4.5	0	No.17~19, 21, 23, 25 せん断補強鋼材, 梁幅方向鋼材	4.48	1.87×10^5	336	444	23.9
4.5	1.0	No.20, 22, 24, 26 せん断補強鋼材, 梁幅方向鋼材	4.33	1.92×10^5	243	451	10.4
8	0	No.17 主鋼材	8.02	2.03×10^5	710	718	5.8
12	0	No.18, 19, 21, 23, 25 主鋼材	11.67	2.03×10^5	293	452	31.8
12	1.0	No.20, 22, 24, 26 主鋼材	13.45	1.94×10^5	300	434	24.5



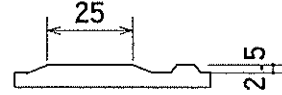
A-A断面



突起高さ 1.0mm



A-A断面



突起高さ 2.5mm

(単位：mm)

図-3 縞鋼板表面の突起形状

表-3 普通コンクリート (A) の配合

呼び強度 (kgf/cm ²)	スランプ(cm)		粗骨材の 最大寸法 (mm)	水セメ ント比 (%)	細骨材 率 (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
	ベース	流動化後				水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
240	8	20	20	57.5	49.2	160	279	910	974	0.698

使用材料 セメント：普通ポルトランドセメント
 細骨材：千葉県君津産 山砂
 粗骨材：西多摩郡奥多摩産 碎石
 混和剤：AE減水剤 標準形

表一4 普通コンクリート (B) の配合

呼び強度 (kgf/cm ²)	スランブ(cm)		粗骨材の 最大寸法 (mm)	水セメ ント比 (%)	細骨材 率 (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
	ベース	流動化後				水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
240	8	20	20	58.0	49.3	159	275	921	971	2.75

使用材料 セメント：普通ポルトランドセメント
 細骨材：千葉県君津産 山砂
 粗骨材：山口県美弥市産 碎石
 混和剤：AE減水剤 標準形

表一5 自己充填コンクリートの配合

目標 フロー (cm)	水結合 材比 (%)	細骨材 率 (%)	単 位 量 (kg/m ³)					
			水	セメント	スラグ	細骨材	粗骨材	混和剤
60±5	34.7	49.2	173	159	340	818	881	14.471

使用材料 セメント：普通ポルトランドセメント
 スラグ：高炉スラグ微粉末、粉末度6000cm²/g
 細骨材：千葉県君津産 山砂
 粗骨材：西多摩郡奥多摩産 碎石
 混和剤：高性能減水剤

より、自己充填性を実現するものである。

コンクリート打設は梁の上面から行った。普通コンクリートの打設時には、棒状バイブレーターによる振動締めを行った。自己充填コンクリートの打設時には、締めを行わなかったが、コンクリートは自重によって型枠内に充填した。

表一6に、管理供試体の試験結果を示す。普通コンクリート (A) と普通コンクリート (B) の圧縮強度は、各々33.1MPaと43.0MPaであった。自己充填コンクリートの圧縮強度は66.2MPaであり、普通コンクリート (A) および普通コンクリート (B) より大きかった。しかし引張強度、曲げ強度の圧縮強度に対する比は、自己充填コンクリートが最も小さかった。圧縮強度、ヤング係数、および引張強度は直径10cm、高さ20cmの円柱管理供試体、曲げ強度は幅10cm、高さ10cm、長さ40cmの角柱管理供試体を用いて求めた。管理供試体は、打設後試験体と同じ条件で屋内の空气中に保管し、試験体の載荷試験

と同時期に試験を行った。打設から試験までの期間は、普通コンクリート (A) と自己充填コンクリートが10カ月、普通コンクリート (B) が4カ月である。

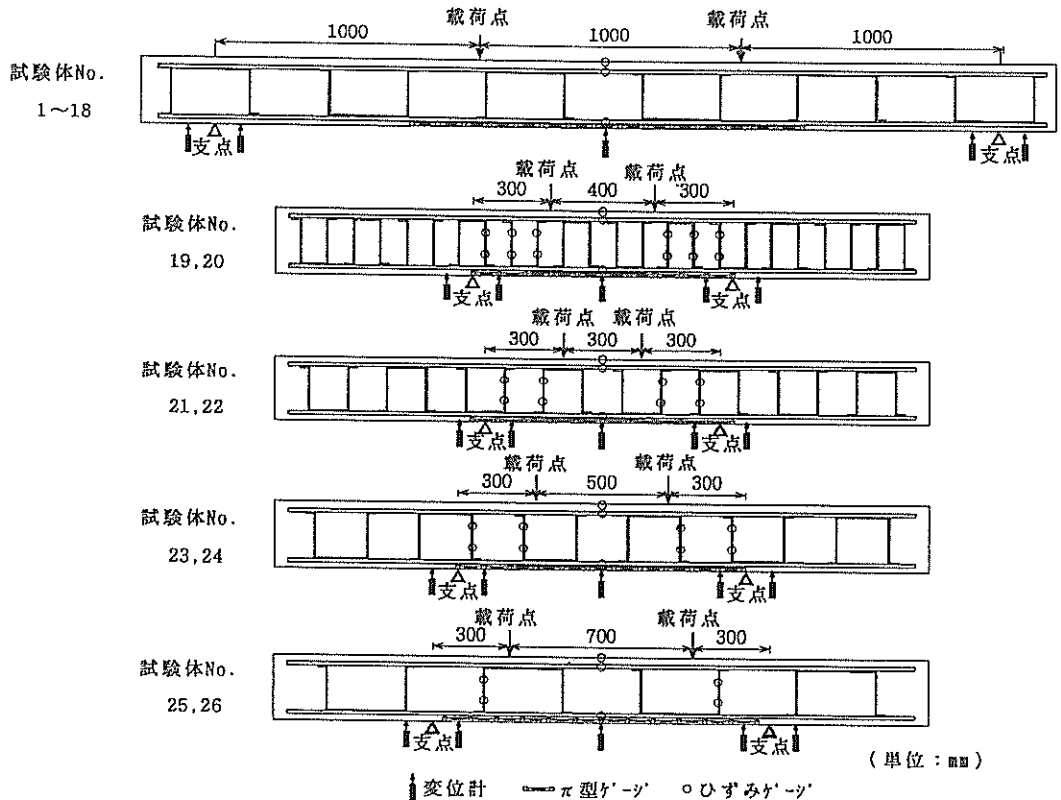
3.3 載荷試験方法

載荷時の支点間隔、せん断スパン、およびせん断スパン比を図一4と表一7に示す。ここで、せん断スパンは、支点位置と載荷点位置との間隔である。またせん断スパン比は、せん断スパンと試験体の有効高さ（圧縮縁と引張側主鋼材重心との距離）の比である。試験体No.19～26では、No.1～18よりもせん断スパン比を小さくした。これは曲げ降伏以前に試験体に大きなせん断力を与えて、せん断抵抗特性を調べることを意図したものである。また、試験体No.19～26の支点間隔が変動しているのは、せん断補強鋼材の位置を考慮して載荷点位置を決めたためである。

載荷の状況を写真一2に示す。荷重は油圧式曲げ試験機によって載荷した。この試験機では、載荷点および支

表一六 コンクリート強度試験結果

コンクリート種類	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (MPa)	引張強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)	引張強度 / 圧縮強度	曲げ強度 / 圧縮強度	曲げ強度 / 引張強度
普通A	33.1	2.00×10^4	2.61	4.36	1/12.7	1/7.6	1.67
普通B	43.0	3.80×10^4	3.32	6.06	1/13.0	1/7.1	1.83
自己充填	66.2	2.88×10^4	3.56	7.17	1/18.6	1/9.2	2.01



図一四 荷重位置と計測器取付位置

点として、直径50mmの丸鋼を用いている。荷重点および支点の各一方は、試験体長さ方向まわりに回転可能な構造となっており、試験体に製作誤差があってもねじり荷重が加わらなくなっている。

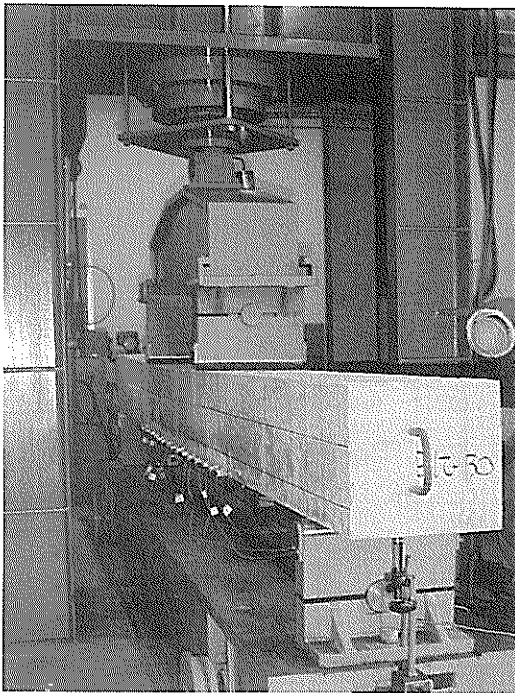
荷重は基本的には単調荷重とした。ただし、試験体No.1~16では、たわみが5mm, 10mm, 20mmに達した時点で荷重をほぼ0まで除荷し、その後再度荷重した。

荷重荷重は、油圧を圧力計で測定して計測した。変位計、π型ゲージ、およびひずみゲージを試験体の図一四に示す位置に取り付けて、試験体の荷重にともなう鉛直

変位、ひびわれの幅、およびひずみを計測した。鋼材にはゲージ長3mmのひずみゲージを、コンクリート打設前に貼り付けた。コンクリート圧縮縁には、ゲージ長60mmのひずみゲージを、荷重前に貼り付けた。変位とひずみは、試験体の幅方向の中央で計測した。これらの計測器による出力値は、静ひずみ測定器とパソコンを用いて取得し、フロッピーディスクに保存した。また荷重にともなって生じたひびわれの進展状況を目視観察して記録した。

表一七 支点間隔とせん断スパン

試験体 No.	支点間隔 L (m)	せん断スパン a (m)	せん断スパン比 a/d
1~18	3.0	1.0	4.5
19, 20	1.0	0.3	1.4
21, 22	0.9		
23, 24	1.1		
25, 26	1.3		



写真一 二 載荷の状況

4. 実験結果と考察

4.1 曲げ耐力

表一八に、各試験体の主要な実験結果と計算値を示す。載荷荷重と試験体のたわみの関係を図一五～一十一に示す。ここで、たわみの値は、支点間中央の鉛直変位測定値から、支点の両側100mmの位置での鉛直変位測定値の平均値を差し引いて補正した値である。

低い荷重レベルでは荷重とたわみの関係はほぼ直線的

であった。図中の①に達すると直線の勾配が低下した。このときの荷重は、目視および π 型ゲージによりひびわれ発生が確認された荷重と一致していた。このひびわれ発生荷重を表一八に示す。

そのあとたわみの増加に対してほぼ一定の割合で荷重が増加し、図中の②に達すると、たわみの増加に対する荷重の増加が急激に小さくなった。このときの荷重は、ひずみゲージにより引張側主鋼材の降伏が確認された荷重に対応していた。この降伏荷重を表一八に示す。

さらに載荷を続けると、最終的には圧縮縁のコンクリートが圧壊して、荷重はそれ以上増加しなかった。最大荷重時を図中に③で示す。ただし試験体No.1～No.16では、最大荷重時のたわみが50mmを超えたため、図には③を示していない。

図一五～九から、せん断補強鋼材の向き(図一二の横方向と長さ方向)だけが異なる試験体(たとえばA1N-1とA2N-1)の荷重とたわみの関係に、有意な差は見られなかった。

図一十と図一十一に示した各4体の試験体の中の、同一荷重に対するたわみ量の違いは、主に表一七に示した支点間隔の違いによるものである。

最大荷重時のたわみは、主鋼材比0.56%の試験体No.1～No.16では70mm～156mmであり、降伏時のたわみの7倍～17倍であった。また、主鋼材比1.52%の試験体No.18～No.26では、3.5～4.8倍であった。このように、一般的な降伏強度を有する鋼材を今回の主鋼材比で使用した場合には、鋼骨組を用いたコンクリート梁は十分な靱性を有していた。主鋼材比1.01%の試験体No.17(B8-30)では靱性が小さかった。この試験体では主鋼材の降伏強度が710MPaと高かったため、鈎合鋼材比の値が小さくなり、曲げ圧縮破壊に近い破壊形態となったと考えられる。

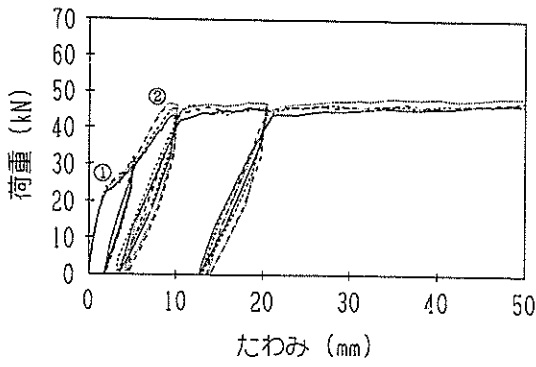
図一十二に試験体No.1のひずみの測定結果を示す。他の試験体についても同様の結果が得られた。いずれの試験体でも引張主鋼材のひずみが降伏ひずみに達し、最大荷重時にはコンクリートひずみが、一般に圧縮破壊時のひずみとして設定される -0.0035 に近い値となった。圧縮主鋼材には、引張主鋼材が降伏するまでは圧縮ひずみが生じたが、引張主鋼材が降伏したあと、ひずみの中立軸の上昇に伴い、最終的には引張ひずみが生じた。これらのひずみの状況は、通常のRCの曲げ破壊における状況と同様であった。

表一八に示した計算値は、通常のRC梁と同様に、以下を仮定して求めた。

①断面内の梁軸方向のひずみは、中立軸からの距離に比例する。(平面保持の仮定)

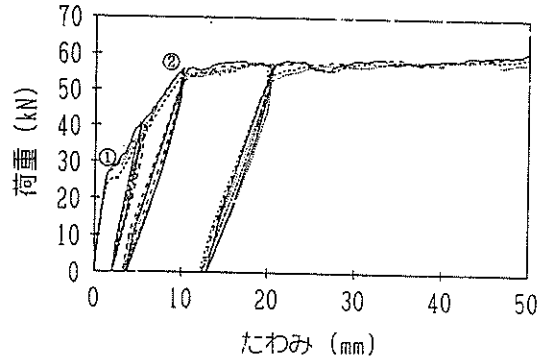
表-8 荷重とたわみの実験値と計算値

試験体		ひびわれ発生			降伏			最大荷重時		
番号	試験体	荷重		たわみ	荷重		たわみ	荷重		たわみ
		実験値 (計算値) (kN)	実験値/ 計算値	実験値 (計算値) (mm)	実験値 (計算値) (kN)	実験値/ 計算値	実験値 (計算値) (mm)	実験値 (計算値) (kN)	実験値/ 計算値	実験値 (mm)
1	A1N-1	20 (14.7)	1.36	2.0 (1.00)	42 (44.4)	0.95	9.5 (9.18)	49 (47.7)	1.03	74.3
2	A1N-2	21 (14.7)	1.43	2.0 (1.00)	44 (44.4)	0.99	10.0 (9.18)	49 (47.7)	1.03	100.6
3	A2N-1	21 (14.7)	1.43	1.5 (1.00)	45 (44.4)	1.01	9.0 (9.18)	50 (47.7)	1.05	70.4
4	A2N-2	21 (14.7)	1.43	1.5 (1.00)	45 (44.4)	1.01	8.5 (9.18)	49 (47.7)	1.03	74.9
5	A1D-1	24 (14.7)	1.63	2.0 (1.00)	56 (49.2)	1.14	12.0 (9.38)	62 (52.7)	1.18	82.9
6	A1D-2	23 (14.7)	1.56	2.0 (1.00)	55 (49.2)	1.12	12.0 (9.38)	61 (52.7)	1.16	107.2
7	A2D-1	24 (14.7)	1.63	2.0 (1.00)	56 (49.2)	1.14	12.0 (9.38)	64 (52.7)	1.21	126.4
8	A2D-2	20 (14.7)	1.36	2.0 (1.00)	54 (49.2)	1.10	12.0 (9.38)	63 (52.7)	1.20	124.7
9	H1N-1	26 (20.0)	1.30	1.5 (0.95)	46 (44.9)	1.02	9.0 (8.40)	55 (51.6)	1.07	139.3
10	H1N-2	27 (20.0)	1.35	1.5 (0.95)	46 (44.9)	1.02	8.5 (8.40)	52 (51.6)	1.01	107.7
11	H2N-1	23 (20.0)	1.15	1.5 (0.95)	43 (44.9)	0.96	9.0 (8.40)	51 (51.6)	0.99	154.1
12	H2N-2	22 (20.0)	1.10	1.5 (0.95)	42 (44.9)	0.94	9.0 (8.40)	48 (51.6)	0.93	144.7
13	H1D-1	26 (20.0)	1.30	1.5 (0.95)	55 (49.8)	1.10	10.0 (8.65)	68 (56.7)	1.20	128.4
14	H1D-2	26 (20.0)	1.30	1.5 (0.95)	55 (49.8)	1.10	10.0 (8.65)	67 (56.7)	1.18	135.6
15	H2D-1	27 (20.0)	1.35	1.5 (0.95)	55 (49.8)	1.10	10.0 (8.65)	69 (56.7)	1.22	144.8
16	H2D-2	28 (20.0)	1.40	1.5 (0.95)	54 (49.8)	1.08	10 (8.65)	70 (56.7)	1.23	156.4
17	B8-30	20 (18.7)	1.07	0.7 (0.67)	161 (171)	0.94	27.0 (20.7)	169 (172)	0.98	33.0
18	B12-30	20 (18.7)	1.07	0.7 (0.67)	103 (101)	1.02	10.0 (8.7)	108 (106)	1.02	47.7
19	S12-10N	90 (62.2)	1.45	0.12 (0.14)	370 (336)	1.10	2.0 (1.00)	425 (354)	1.20	8.6
20	S12-10D	90 (62.2)	1.45	0.09 (0.14)	425 (394)	1.08	2.1 (1.24)	468 (410)	1.14	8.4
21	S12-15N	90 (62.2)	1.45	0.09 (0.11)	350 (336)	1.04	1.5 (0.78)	398 (354)	1.12	5.2
22	S12-15D	90 (62.2)	1.45	0.12 (0.11)	420 (394)	1.07	1.8 (0.97)	467 (410)	1.14	6.4
23	S12-20N	90 (62.2)	1.45	0.17 (0.17)	358 (336)	1.07	2.4 (1.24)	394 (354)	1.11	9.9
24	S12-20D	95 (62.2)	1.53	0.16 (0.17)	420 (394)	1.07	2.4 (1.54)	465 (410)	1.13	9.9
25	S12-30N	90 (62.2)	1.45	0.25 (0.25)	362 (336)	1.08	2.8 (1.78)	396 (354)	1.12	12.0
26	S12-30D	90 (62.2)	1.45	0.25 (0.25)	408 (394)	1.04	3.3 (2.21)	442 (410)	1.08	12.2



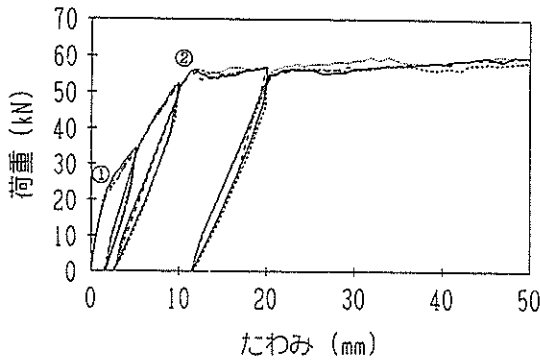
A1N-1 A1N-2 A2N-1 A2N-2

図-5 荷重とたわみの関係 (試験体No. 1~4)



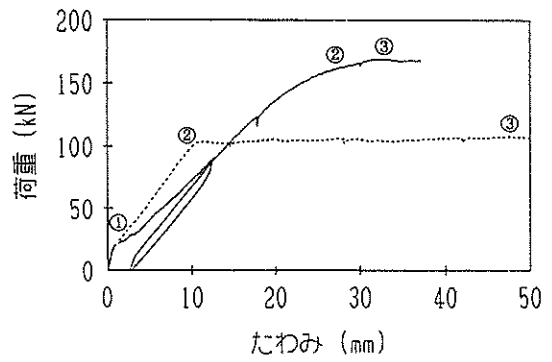
H1D-1 H1D-2 H2D-1 H2D-2

図-8 荷重とたわみの関係 (試験体No.13~16)



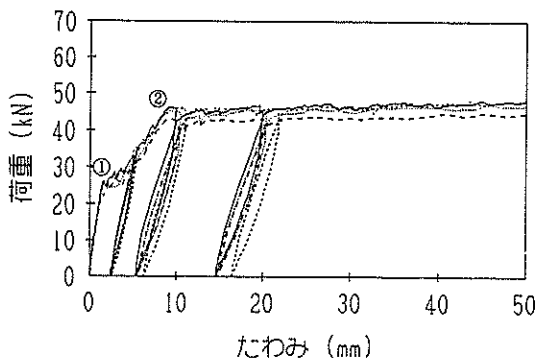
A1D-1 A1D-2 A2D-1 A2D-2

図-6 荷重とたわみの関係 (試験体No. 5~8)



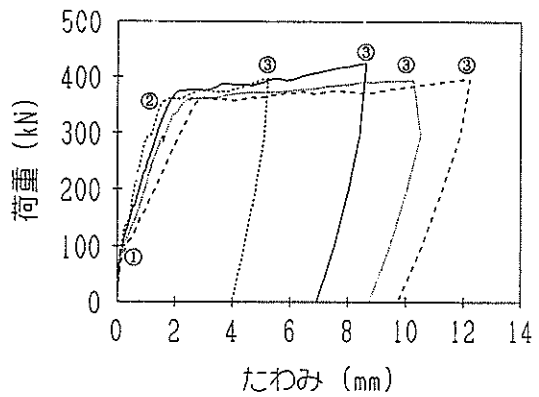
B8-30 B12-30

図-9 荷重とたわみの関係 (試験体No.17~18)



H1N-1 H1N-2 H2N-1 H2N-2

図-7 荷重とたわみの関係 (試験体No. 9~12)



S12-10N S12-15N S12-20N S12-30N

図-10 荷重とたわみの関係 (試験体No.19, 21, 23, 25)

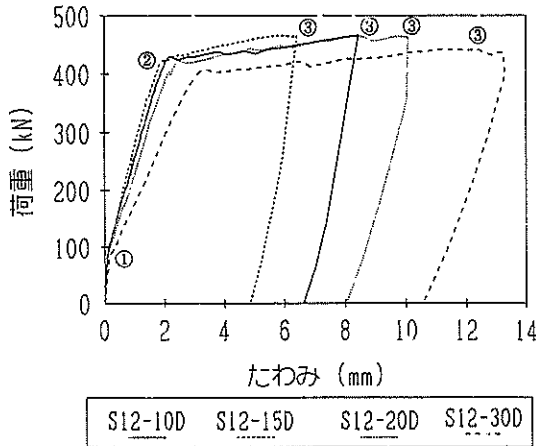


図-11 荷重とたわみの関係(試験体No.20, 22, 24, 26)

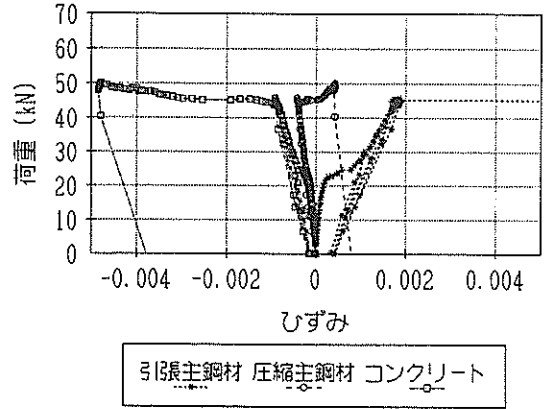


図-12 荷重とひずみの関係(試験体No.1; A1N-1)

- ②ひびわれ発生前は、断面全体が一樣なヤング係数をもつコンクリートから成ると仮定する。(以下、この仮定を理論Ⅰ¹⁵⁾と呼ぶ)
- ③ひびわれ発生後は、コンクリートの引張応力を無視する。(以下、この仮定を理論Ⅱ¹⁵⁾と呼ぶ)
- ④鋼材降伏前は、圧縮側のコンクリートと引張側の鋼材をともに弾性体と仮定する。
- ⑤鋼材降伏後は、鋼材の応力は降伏強度に等しいと仮定し、コンクリートの圧縮応力度の分布は等価応力ブロック¹⁶⁾に置き換える。

また、たわみは単位荷重の定理を用いて、次式により計算した¹⁵⁾。

$$\delta = \int_0^L \frac{M \bar{M}}{EI} dx \quad (1)$$

- ここで δ : たわみ
- M : 載荷荷重による曲げモーメント
 - \bar{M} : 静定基本系において δ の算定位置に単位荷重を作用させたときの曲げモーメント
 - E : コンクリートのヤング係数
 - I : 梁の断面二次モーメント
 - x : 梁の長さ方向に沿う座標
 - L : 支点間距離

なお、ひびわれ発生後の有効断面二次モーメント I_e は、次式 (Bransonの提案式)¹⁵⁾で計算した。

$$I_e = I_1 \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^m + I_2 \left\{ 1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^m \right\} \quad (2)$$

- ここで M_{cr} : ひびわれ発生曲げモーメント
- I_1 : 理論Ⅰによる断面二次モーメント
 - I_2 : 理論Ⅱによる断面二次モーメント
 - m : 係数 (Bransonの提案値 $m=3$ を用いた。)

以下、表-8に示す実験値と計算値を比較して考察する。曲げひびわれ発生荷重について、実験値と計算値の比は1.07~1.63であった。この計算値は、直径10cm、高さ20cmの円柱管理供試体の割裂引張試験による引張強度を用いて求めた。表-6に示したように、高さ10cm、幅10cm、長さ40cmの角柱管理供試体の曲げ試験による曲げ強度の値は、引張強度の値の1.67~2.01倍であった。曲げ強度が引張強度よりも大きいのは、曲げ載荷時の引張側コンクリートの応力ひずみ関係の非線形性の影響である¹⁷⁾。曲げ強度を用いてひびわれ発生荷重を計算すると、表-8の実験値と計算値の比は0.55~0.98となる。

このように、梁の曲げひびわれ発生荷重は、円柱管理供試体の引張強度を用いると安全側に算定され、角柱管理供試体の曲げ強度を用いると危険側に算定された。引張強度による安全側の評価は、コンクリートの弾塑性の性質を考慮していないためと考えられる。曲げ強度による危険側の評価は、梁内部に埋め込まれた鋼材のまわりで生じる応力集中を考慮していないためと考えられる。ただしこれらの傾向は、通常のRCについてもみられるものである。鋼骨組を用いたコンクリート梁の曲げひびわれ発生荷重が、RC梁に比べて特に小さいということにはなかった。

ひびわれ発生時のたわみについては、実験値と計算値の比は0.64~2.0であった。この比に関しては、上述のひびわれ発生荷重と同様の傾向があった。したがって、ひ

びわれ発生前の曲げ剛性（荷重たわみ曲線の傾き）については、RC梁と同様の計算方法で予測できた。

降伏荷重について、実験値と計算値の比は0.94～1.14であった。計算値は実験値の予測値としてほぼ妥当であるといえる。すなわちRC梁と同様の仮定に基づいた計算方法で、降伏荷重を予測することができた。

計算の仮定の中で特に平面保持の仮定が成り立つためには、鋼材とコンクリートとが力学的に完全に合成され、相互にずれを生じないことが必要である。ずれを生じさせない作用を有するのは、今回の試験体では、鋼材とコンクリートとの粘着作用と摩擦、鋼材表面の突起およびせん断補強鋼材である。粘着力と摩擦力はごくわずかであると考えられる。したがって、突起による機械的な付着力と、せん断補強鋼材による定着力（RCで鉄筋端部にフックを設けることにより得られる定着力と同様）が、鋼材とコンクリートの合成に大きく寄与していると考えられる。

表面に突起が無い平鋼を使用した試験体においても、鋼材とコンクリートとの完全合成を仮定した計算方法で降伏荷重が予測できた。したがって、せん断補強鋼材の定着力が鋼材とコンクリートを一体化させる効果は大きいと考えられる。また、せん断補強鋼材の向き（図-2の横方向と長さ方向）の違いによる降伏強度の違いはみられない。したがって、この効果はせん断補強鋼材の向きによらず得られることがわかる。

せん断補強鋼材に大きなずれせん断力が作用したと考えられる試験体No.25(S12-30N)について、ずれせん断力を概算する。主鋼材の降伏時の引張力を計算すると256kNとなる。試験体片側のせん断スパン内および支点の外側には、せん断補強鋼材が計9本配置されている。粘着力と摩擦力を小さいとして無視すれば、これらの9本のせん断補強鋼材で256kNのずれせん断力に抵抗したことになる。

降伏時のたわみについては、実験値と計算値の比は0.93～2.0であった。せん断スパン比の小さい試験体No.19～No.26で、実験値/計算値が大きくなっているのは、式(1)で無視しているせん断変形による成分の影響と思われる。

最大荷重について、実験値と計算値の比は0.93～1.23であった。降伏荷重に比較すると精度がやや劣るものの、計算値は実験値の予測値としてほぼ妥当である。最大荷重についてもRC梁と同様の仮定に基づいた計算方法で予測できた。計算値がやや安全側となるのは、鉄筋の降伏後のひずみ硬化を考慮していないことなどによると思われる。

4. 2 曲げひびわれ幅

各試験体の側面における終局時のひびわれ発生状況を、図-13に示す。曲げスパン（2箇所の載荷点の間の領域）内では、せん断補強鋼材を配置した位置にほとんどのひびわれが発生した。突起高さ2.5mmの縞鋼板を用いた試験体では、それらのひびわれの中間にもひびわれが生じた。

一般にひびわれは一箇所に集中して生じるよりも、分散して生じる方が、最大ひびわれ幅が小さくなり、耐久性の観点から望ましい。図-13に示すように、突起高さ2.5mmの縞鋼板を使用した試験体（No.5～No.8, No.13～No.16）では、対応する平鋼使用の試験体（No.1～No.4, No.9～No.12）よりも、ひびわれ分散性が良かった。

コンクリート標準示方書（以下、示方書）¹⁰⁾には、ひびわれ幅の算定式として次式が示されている。

$$w = k (4c + 0.7e) (\sigma_{se} / E_s + \epsilon_{cs}') \quad (3)$$

ここで、 w ：ひびわれ幅

k ：鋼材の付着性状の影響を表す定数で、一般に、異形鉄筋の場合に1.0、普通丸鋼およびPC鋼材の場合に1.3としてよい。

c ：かぶり

e ：鋼材のあき

σ_{se} ：鋼材応力度の増加量

E_s ：鋼材のヤング係数

ϵ_{cs}' ：コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひびわれ幅の増加を考慮するための数値で、一般の場合 150×10^{-6} としてよい。

式(3)で、 $(4c + 0.7e)$ はひびわれ間隔を算定する項である。理論的にはひびわれ間隔は次式で表される¹⁰⁾。

$$L_{cr} = k_1 \frac{A_c \cdot f_t}{u \cdot f_b} \quad (4)$$

ここで L_{cr} ：ひびわれ間隔

k_1 ：定数

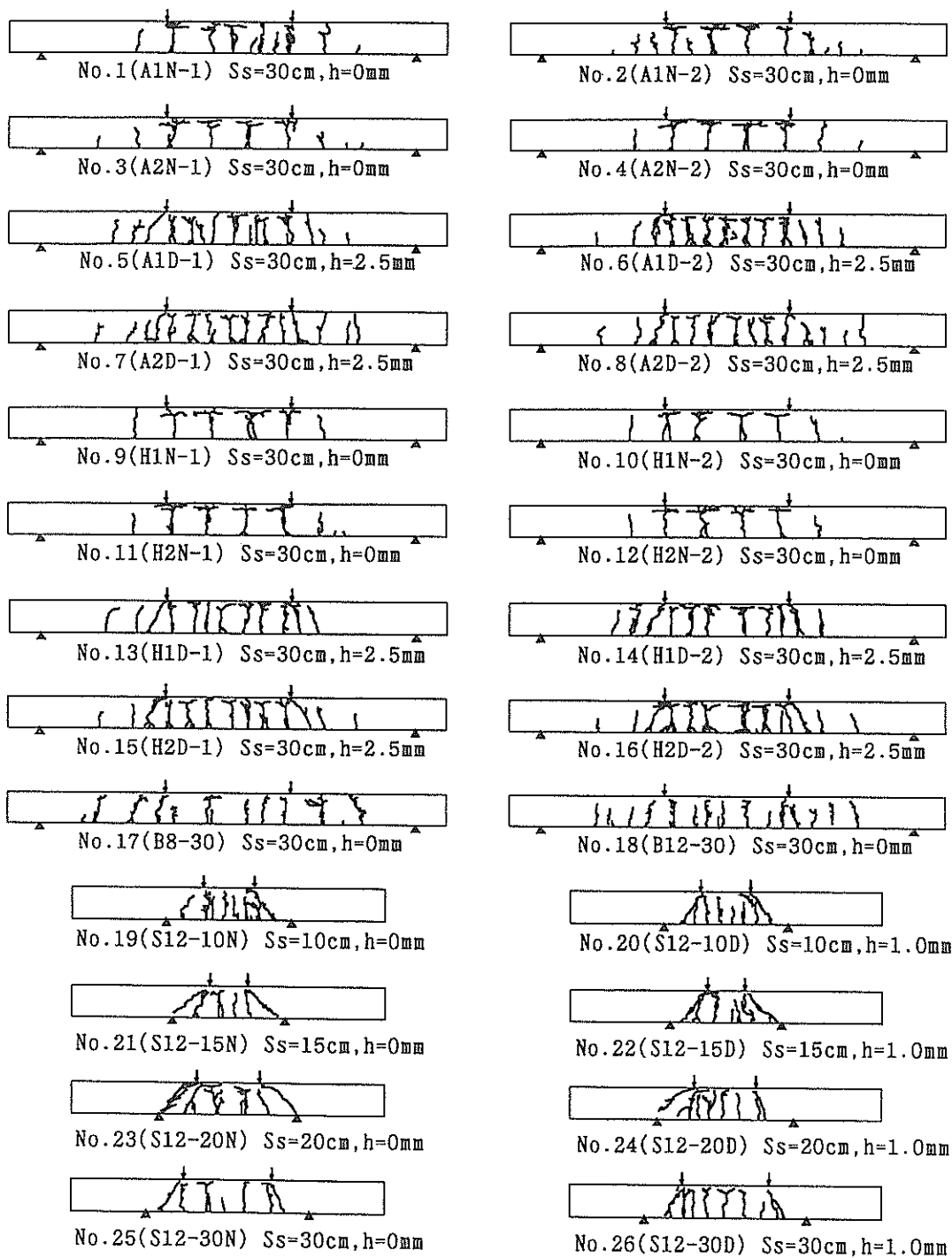
A_c ：コンクリート断面積

f_t ：コンクリート引張強度

u ：鋼材の周長

f_b ：付着強度

実際にはひびわれ間隔に及ぼすかぶりの影響が大きいため、示方書ではひびわれ間隔を $(4c + 0.7e)$ としている。今回の試験体では、かぶり c とあき e が一定



注) Ssはせん断補強鋼材間隔、hは突起高さを表す。

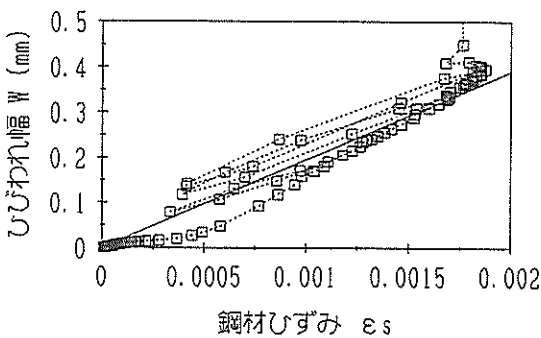
図-13 ひびわれ状況

($c=25\text{mm}$, $e=37.5\text{mm}$)であり、 $(4c+0.7e) = 126\text{mm}$ となる。しかしひびわれ状況からわかるように、ひびわれ間隔は突起が無い平鋼を用いた試験体ではせん断補強鋼材間隔とほぼ等しくなっており、せん断補強鋼材の存在の影響が大きい。

また、式(3)で $(\sigma_{se}/E_s + \epsilon_{cs}')$ は、鋼材のひずみの増加量を表している。鋼材のひずみは、一般にひびわれ位置で最大値となり、ひびわれの中間の位置で最小値となる。ひずみの最大値は、理論Ⅱを仮定して載荷荷重から計算できる。一方、最小値および平均値の計算は容易ではない。ひびわれ幅は、本来は鋼材ひずみの平均値とひびわれ間隔の積として求めるべきであるが、上記の理由から示方書ではひずみの最大値を用いて求めている。最大値を用いる方がひびわれ幅が大きめに計算され、安全側であることにもよる。そして、付着性状については、影響係数 k をかけることで評価している。

主鋼材のひずみは、支点間中央断面だけで計測した。中央断面にひびわれが発生した試験体No.1 (A1N-1), No.6 (A1D-2), No.26 (S12-30D) について、主鋼材ひずみと中央断面のひびわれ幅の関係を図-14~16に示す。図中の計算値は、式(3)と同様に、ひびわれ幅を、付着性状の影響係数とひびわれ間隔と鋼材のひずみの積で表す式(5)によるものである。

$$w = k \cdot L_{cr} \cdot \epsilon_s \quad (5)$$



$$\text{計算式: } w = k \cdot L_{cr} \cdot \epsilon_s \text{ ただし } k=1.3, L_{cr}=150\text{mm}$$

図-14 鋼材ひずみとひびわれ幅の関係
(試験体No.1 ; A1N-1)

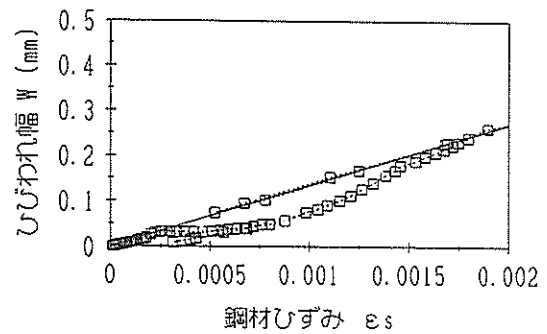
ここで、 w : ひびわれ幅

k : 鋼材の付着性状の影響を表す定数

L_{cr} : ひびわれ間隔

ϵ_s : 鋼材のひずみ

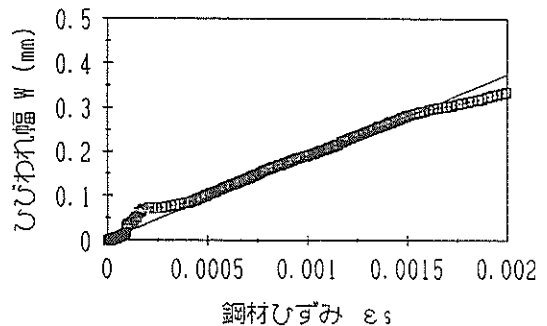
試験体No.1 (A1N-1), No.6 (A1D-2), No.26 (S12-30D) の支点間中央部については、ひびわれ間隔 L_{cr} は 150mm とみなされるので、式(5)で $L_{cr}=150\text{mm}$ とすると、ひびわれ幅 w は、鋼材のひずみ ϵ_s の $150k$ 倍となると、図-14~16の計測結果と適合する k の値は、No.1 (平鋼使用) で 1.3 , No.6 (突起高さ 2.5mm 鋼鋼板使用) で 0.9 , No.26 (突起高さ 1.0mm 鋼鋼板使用) で 1.25 であった。



測定値 計算値

$$\text{計算式: } w = k \cdot L_{cr} \cdot \epsilon_s \text{ ただし } k=0.9, L_{cr}=150\text{mm}$$

図-15 鋼材ひずみとひびわれ幅の関係
(試験体No.6 ; A1N-2)



測定値 計算値

$$\text{計算式: } w = k \cdot L_{cr} \cdot \epsilon_s \text{ ただし } k=1.25, L_{cr}=150\text{mm}$$

図-16 鋼材ひずみとひびわれ幅の関係
(試験体No.26 ; S12-30D)

計測された最大ひびわれ幅と載荷荷重の関係を図一17～23に示す。図には式(5)による計算値を表す直線をあわせて示す。この計算値は、以下を仮定して求めた。

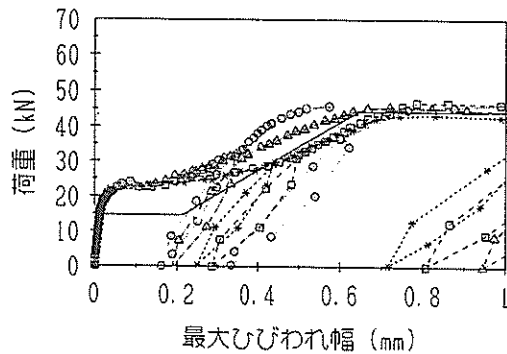
① k の値は、鋼材ひずみとひびわれ幅の関係(図一14～16)から得られた値をもとに、平鋼で1.3、突起高さ2.5mmで1.0、突起高さ1.0mmで1.25とする。なお、突起高さ2.5mmに対して図一15からは $k=0.9$ が得られたが、縞鋼板の付着性状が異形鉄筋よりも良好だとは考えられないので、ここでは $k=1.0$ とした。

② ひびわれ間隔 L_{cr} の値として、せん断補強鋼材間隔 S_s の値を用いる。試験体No.1 (A1N-1) やNo.26 (S12-30D) では、 $L_{cr}=150\text{mm}$ となった箇所と $L_{cr}=300\text{mm}$ (せん断補強鋼材間隔) となった箇所があり、この場合、最大ひびわれ幅は $L_{cr}=300\text{mm}$ の箇所で生じると考えて、 $L_{cr}=S_s$ とした。

③ 理論IIを仮定して、鋼材ひずみ ϵ_s から載荷荷重を求める。

④ ひびわれ発生荷重の計算値に載荷荷重が達するまでは、ひびわれ幅 $w=0$ とする。また、降伏荷重の計算値に載荷荷重が達したあとについては、今回計算していない。図には荷重の増加に対するひびわれ幅の増加の割合を無限大として示した。

図一17～23より、計算値の傾きと実験結果の曲線の傾きはおおよそ一致している。すなわち、最大曲げひびわれ幅と荷重の関係に関しては、示方書の算定式における付着性状の影響係数の値を、突起高さ2.5mmの場合に1.0、突起高さ1.0mmの場合に1.25、および0mmの場合に1.3とし、ひびわれ間隔をせん断補強鋼材間隔と一致さ



A1N-1 A1N-2 A2N-1 A2N-2 計算値

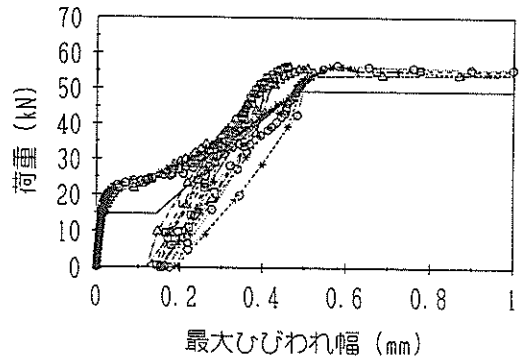
計算値は、 $k=1.3$ 、 $L_{cr}=300\text{mm}$ として求めた。

図一17 最大ひびわれ幅と荷重の関係 (試験体No.1～4)

せて計算したところ、実験結果と概ね一致した。

4.3 せん断耐力

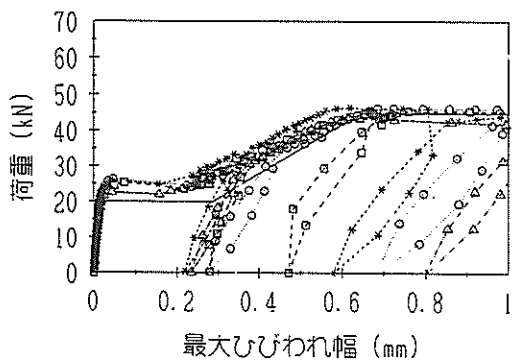
せん断スパン比を1.4とした試験体No.19～26では、図一13に示したように、曲げひびわれが発生したあと、載荷点と支点を結ぶ方向に斜めひびわれが発生した。斜めひびわれ発生が目視で確認されたときの荷重の値を、表一9に示す。図一10、11からわかるとおり、表一9の荷重による斜めひびわれ発生に伴う剛性の低下はほとんどみられなかった。前述したとおり各試験体とも主鋼材が降伏し、その後たわみが降伏たわみの3.5～4.3倍ま



A1D-1 A1D-2 A2D-1 A2D-2 計算値

計算値は、 $k=1.0$ 、 $L_{cr}=300\text{mm}$ として求めた。

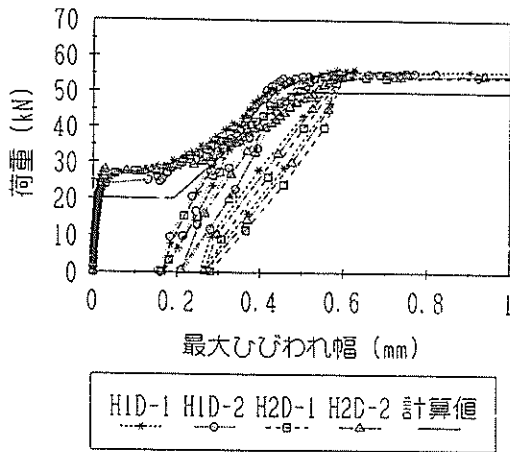
図一18 最大ひびわれ幅と荷重の関係 (試験体No.5～8)



H1N-1 H1N-2 H2N-1 H2N-2 計算値

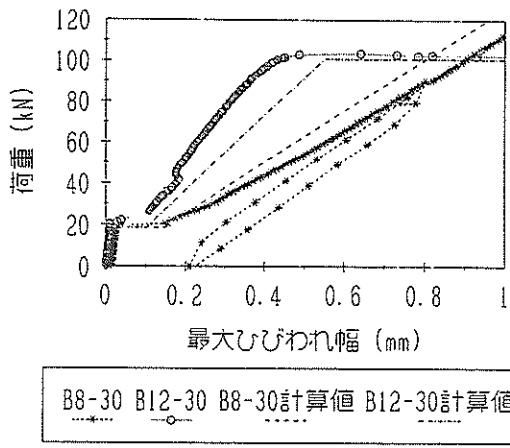
計算値は、 $k=1.3$ 、 $L_{cr}=300\text{mm}$ として求めた。

図一19 最大ひびわれ幅と荷重の関係 (試験体No.9～12)



計算値は、 $k=1.0$ 、 $L_{cr}=300\text{mm}$ として求めた。

図-20 最大ひびわれ幅と荷重の関係 (試験体No.13~16)

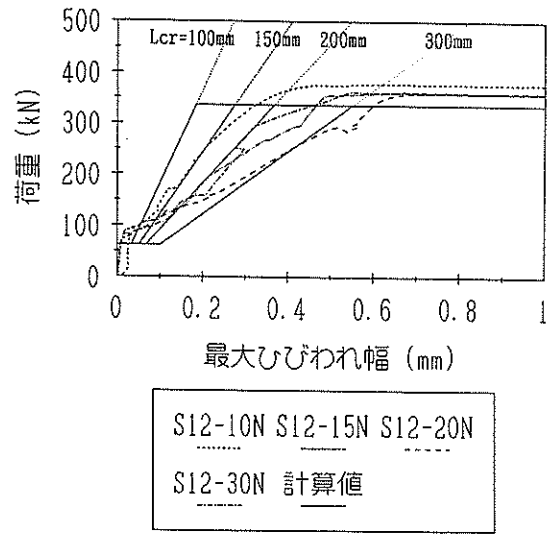


計算値は、 $k=1.3$ 、 $L_{cr}=300\text{mm}$ として求めた。

図-21 最大ひびわれ幅と荷重の関係 (試験体No.17~18)

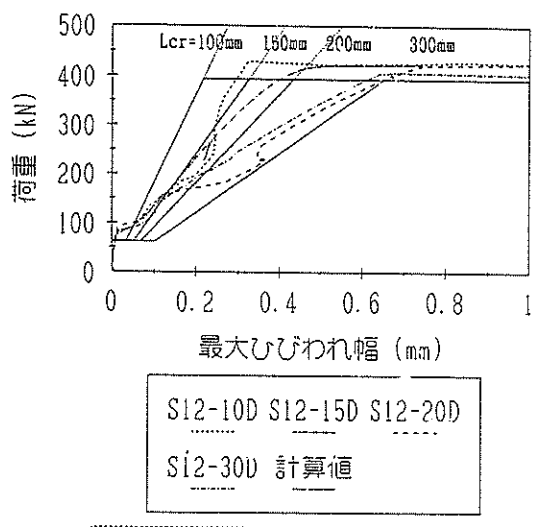
で増大した。ひびわれ幅の増大は、曲げスパン内で顕著であった。斜めひびわれの幅は、曲げひびわれの幅に比較して小さかった。最終的には、曲げスパン内の圧縮縁コンクリートに圧壊が生じた。

せん断ひびわれ発生荷重の計算式を、二羽らによる次式を用いて計算する。この式は、コンクリート圧縮強



計算値は、 $k=1.3$ として求めた。

図-22 最大ひびわれ幅と荷重の関係 (試験体No.19, 21, 23, 25)



計算値は、 $k=1.25$ として求めた。

図-23 最大ひびわれ幅と荷重の関係 (試験体No.20, 22, 24, 26)

度、引張鋼材比、有効高さ、およびせん断スパン比の影響を考慮したRC梁のせん断強度式である。

$$f_v = 0.20 (\rho_w f_c')^{1/3} d^{1/4} \{0.75 + 1.4 / (a/d)\} \quad (6)$$

表一 9 斜めひびわれ発生荷重

試験体		斜めひびわれ発生荷重 (KN)
No.	名称	
19	S12-10N	220
20	S12-10D	190
21	S12-15N	300
22	S12-15D	240
23	S12-20N	310
24	S12-20D	450
25	S12-30N	180
26	S12-30D	160

ここで、 f_v : ひびわれ発生時のせん断応力 (MPa)

$$p_w = 100 A_s / (b_w \cdot d) (\%)$$

A_s : 引張側主鋼材の断面積 (m²)

b_w : 腹部の幅 (m)

d : 有効高さ (m)

f_c' : コンクリート圧縮強度 (MPa)

a : せん断スパン (m)

せん断ひびわれ発生荷重 P_{vc} は次式で求める。

$$P_{vc} = 2 \cdot f_v \cdot b_w \cdot d \cdot 10^3 \text{ (kN)} \quad (7)$$

計算の結果、 $P_{vc} = 246 \text{ kN}$ となる。

表一 9 の実験値にはかなりばらつきがある。これは、せん断補強鋼材位置と、載荷点および支点位置との位置関係の違いによるばらつきと考えられる。せん断スパン内で、せん断補強鋼材を配置した位置に生じた曲げひび

われが、斜めひびわれへと進展した場合があったためである。今回このばらつきについては検討せず、8体の平均値を求めると、256kNとなり計算結果とよく一致した。すなわち、斜めひびわれ発生が目視で確認されたときの載荷荷重の平均値は、二羽式による計算値と概ね一致した。

4. 4 せん断補強鋼材のひずみ

試験体No.19~26では、図一 4 に示したようにせん断スパン内のせん断補強鋼材のひずみを測定した。一本の鋼材当たり上下 2 箇所 (高さ方向の中心から上下に 40mm の位置) でひずみを測定した。各箇所では 2 枚のひずみゲージを鋼材の両面に貼って計測した。ひずみを計測した鋼材の本数は、試験体No.19,20では6本、No.21~24では4本、No.25,26では2本である。代表的な計測結果を図一 24~27に示す。他の計測結果についても同様の傾向が見られた。図にあわせて示した計算値の求め方は、下記のとおりである。

梁にせん断ひびわれが生じるまでは、せん断補強鋼材にひずみが生じないと仮定する。せん断ひびわれ発生荷重は、式(6)(7)を用いて計算する。

せん断ひびわれ発生後は、せん断補強鋼材に生じるひずみをトラス理論に基づいて計算する。この理論は、梁をトラスに置き換えて、せん断補強鋼材を引張腹材、腹部コンクリートを圧縮斜材、圧縮側コンクリートを圧縮弦材、引張側主鋼材を引張弦材とみなすものである²⁰⁾。この理論によると、せん断力 V_s とせん断補強鋼材の引張応力 σ_w との関係は式(8)、せん断補強鋼材が降伏するときのせん断力 V_y は式(9)で表される。

$$V_s = [A_w \cdot \sigma_w \cdot (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / S_s] \cdot z \quad (8)$$

$$V_y = [A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / S_s] \cdot z \quad (9)$$

ここで

A_w : 区間 S_s におけるせん断補強鋼材の総断面積

σ_w : せん断補強鋼材の引張応力

f_{wyd} : せん断補強鋼材の降伏強度

α_s : せん断補強鋼材が部材軸となす角度 (今回の試験体では 90°)

S_s : せん断補強鋼材の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材重心までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい。

せん断補強鋼材の引張応力 σ_w と荷重 P_v の関係は、式(7),(8)と次式で求める。

$$P_D = P_{bc} + P_{bs} \quad (10)$$

$$\text{ここで, } P_{bs} = 2 \cdot V_s \quad (11)$$

示方書²¹⁾のせん断耐力算定式も、上式と同様にコンクリートと鋼材のせん断耐力を累加する方法を採用している。

図-24～27でせん断補強鋼材のひずみと荷重との関係に関して実験値と計算値を比較すると、計算値の直線の方が実験値の曲線よりも上の方に位置する傾向がある。これは、計算ではまだせん断補強鋼材にひずみが生じないと仮定している P_{bc} 以下の荷重の範囲で、曲げひ

びわれの影響により、せん断補強鋼材にすでにひずみが生じていたためと考えられる。

せん断補強鋼材のひずみの実験値の一部は、鋼材の降伏ひずみを超えた。今回はせん断スパン比が1.4と小さいため、せん断補強鋼材のひずみが降伏ひずみを超えても、アーチ機構によって荷重に抵抗し、直ちに破壊に至らなかったと考えられる。

計算値の直線の勾配と実験値の曲線の勾配は概ね一致している。したがってせん断補強鋼材の引張応力の増加量は、式(8)を用いて計算してよいと考えられる。

鋼材の両面で計測されたひずみの値は、互いにかかなり大きく異なっている場合があった。これは、せん断補強

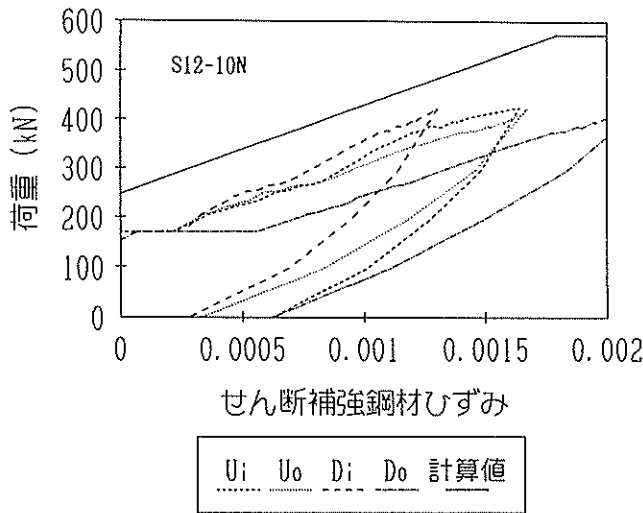
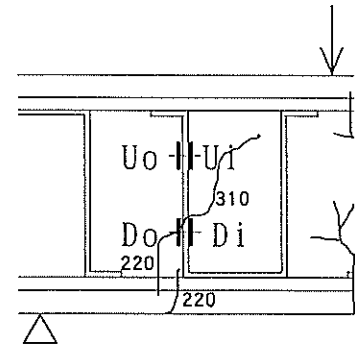


図-24 せん断補強鋼材ひずみと荷重の関係 (試験体No.19 ; S12-10N)



側面ひびわれ位置と鋼材ゲージ位置の関係

数字はひびわれ発生荷重(kN)

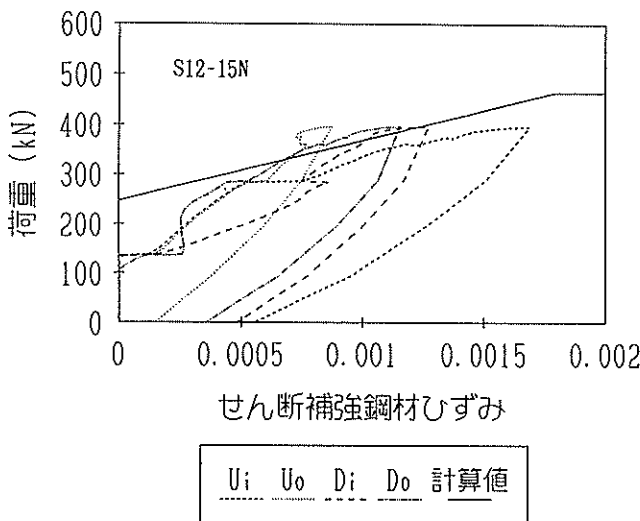
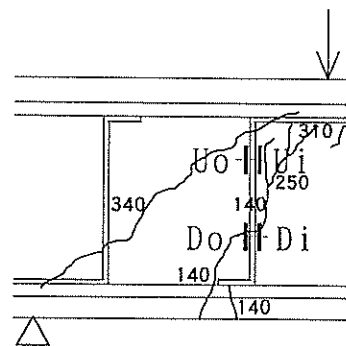
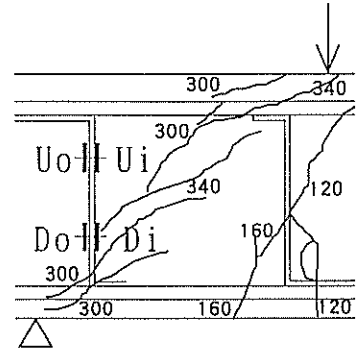
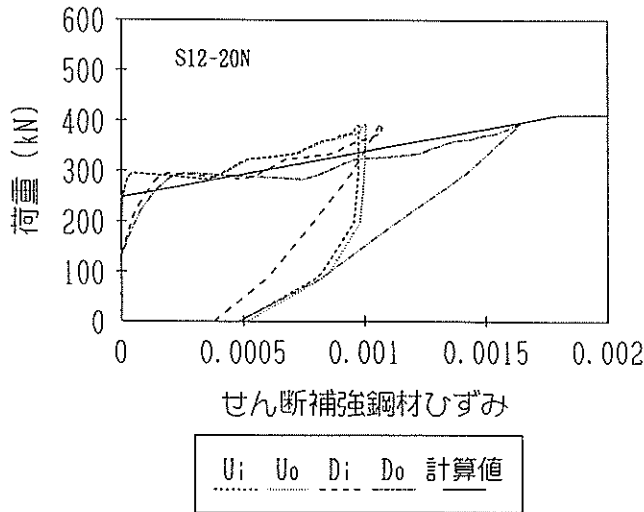


図-25 せん断補強鋼材ひずみと荷重の関係 (試験体No.21 ; S12-15N)



側面ひびわれ位置と鋼材ゲージ位置の関係

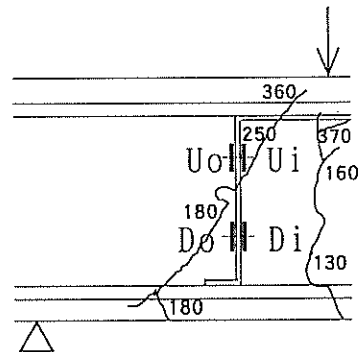
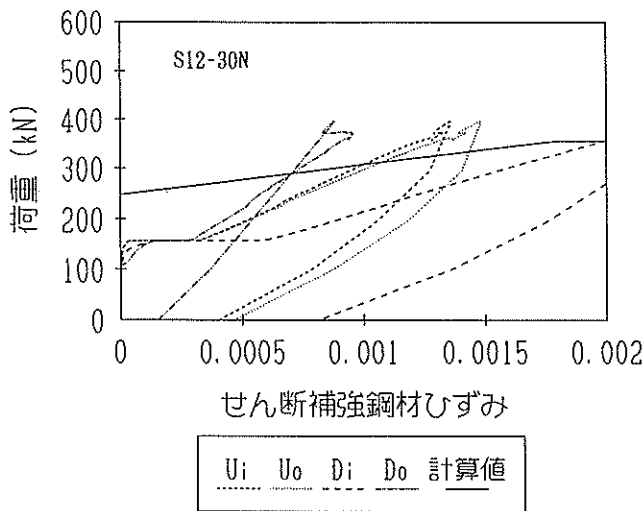
数字はひびわれ発生荷重(kN)



側面ひびわれ位置と鋼材ゲージ位置の関係

数字はひびわれ発生荷重(kN)

図-26 せん断補強鋼材ひずみと荷重の関係 (試験体No.23; S12-20N)



側面ひびわれ位置と鋼材ゲージ位置の関係

数字はひびわれ発生荷重(kN)

図-27 せん断補強鋼材ひずみと荷重の関係 (試験体No.25; S12-30N)

鋼材に曲げ応力が生じていたことを示している。せん断補強鋼材は上下の主鋼材に溶接されているため、曲げ応力が生じたものと考えられる。

5. 結論

鋼骨組を使用したコンクリート梁の試験体26体の曲げ載荷実験を行い、結果を従来の鉄筋コンクリート (RC) 用の算定式による計算結果と比較し、以下のような結論を得た。

曲げに関して

- ① 鋼材比0.56%, 1.01%, および1.52%の試験体での曲げ破壊形態は、通常のRCと同様であり、引張主鋼材が降伏したあと、圧縮縁コンクリートの破壊が生じた。鋼材比0.56%の試験体での最大荷重時のたわみは、降伏時のたわみの7倍~17倍であり、鋼材比1.52%の試験体では3.5~4.8倍であり、それぞれ十分な靱性を有していた。
- ② 降伏荷重および最大荷重は、RC梁と同様に、鋼材とコンクリートの間にずれが生じないことを仮定

した計算方法で予測できた。実験値と計算値の比は、降伏荷重については0.94~1.14、最大荷重については0.93~1.23であった。

- ③ 曲げひびわれ発生荷重は、円柱管理供試体の引張強度を用いて計算すると安全側に評価され、角柱管理供試体の曲げ強度を用いて計算すると危険側に評価された。ただしRC梁に比べて曲げひびわれ発生荷重が特に小さいということはない。
- ④ 曲げスパン内のひびわれは、せん断補強鋼材位置から発生した。平鋼を用いた試験体では、ひびわれはこの位置にはば集中して発生したが、高さ2.5mmの突起付き鋼板を用いた試験体では、せん断補強鋼材位置の間にも分散して生じた。最大曲げひびわれ幅と荷重の関係に関しては、示方書の算定式における付着性状の影響係数の値を、突起高さ2.5mmの場合に1.0、突起高さ1.0mmの場合に1.25、および0mmの場合に1.3とし、ひびわれ間隔をせん断補強鋼材間隔と一致させて計算したところ、実験結果と概ね一致した。

せん断に関して

- ① せん断スパン比を1.4とした、せん断補強鋼材比0.32~0.95%の範囲の試験体では、曲げスパン内に曲げひびわれが発生したあと、載荷点と支点を結ぶ方向に斜めひびわれが発生した。斜めひびわれ発生が目視で確認されたときの載荷荷重は、二羽式による計算値と概ね一致した。
- ② 斜めひびわれ発生による剛性の低下はほとんどみられなかった。斜めひびわれの幅は、曲げひびわれの幅に比較して小さかった。最終的には、曲げスパン内の圧縮縁コンクリートに圧縮破壊が生じた。
- ③ 斜めひびわれ発生以前にせん断補強鋼材にひずみが生じたため、せん断補強鋼材のひずみの測定値は計算値よりもやや大きかった。ただし載荷に伴うせん断補強鋼材のひずみの増加量は、トラス理論による計算値と概ね一致した。

6. あとがき

今回、鋼骨組を用いたコンクリート部材の基本的な力学特性を検討した。その結果、鋼骨組を用いたコンクリート梁の曲げ耐力とせん断耐力は、従来のRC梁と同様の計算方法で予測できることがわかった。また、鋼材表面の突起高さやせん断補強鋼材間隔の影響を考慮することにより、曲げひびわれ幅を概ね予測できることがわかった。

今後、曲げひびわれ幅に及ぼすかぶり、鋼材のあき、

せん断補強鋼材の間隔、およびその他の要因の影響、せん断スパン比を変えた場合のせん断耐力等について定量的な知見を得ることが必要であろう。

また、この種の部材を実用化するためには、工場製作した鋼骨組どうしの現場での接合方法などの施工上の課題や、疲労に関する検討などの設計上の課題を解決していく必要がある。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：コンクリート工学第32巻 3号、特集コンクリート工事の自動化・機械化、1994年3月
- 2) 池村雅司：総プロ「建設施工における施工新技術の開発」の実施状況の概要、土木技術資料36-I、1994年、pp.22-23
- 3) 岡村甫：新しいコンクリートへの期待、セメント・コンクリート、No.475、1986年9月
- 4) 岡村甫、小澤一雅：自己充填コンクリートの配合設計法の現状と課題、土木学会論文集、No.496/V-24、1994年8月、pp.1-8
- 5) Zhong Shan-Tong : General and common problems of composite structures, Steel-concrete composite structures (Proceedings of the 4th ASCCS International Conference), 1994.6, pp.23-27
- 6) 土木学会構造工学委員会、鋼・コンクリート複合構造研究小委員会編：合成構造用鋼材の利用に関する調査研究報告書、1993年3月
- 7) 佐藤政勝、石渡正夫：平鋼および突起付鋼材とコンクリートの付着特性、第2回コンクリート工学年次講演会論文集、1980年、pp.365-368
- 8) 園田恵一郎、鬼頭宏明、谷口幸之：突起付鋼板の付着特性に関する実験的研究、土木学会第48回年次学術講演会講演概要集、第1部門、1993年、pp.94-95
- 9) 三浦尚、佐野正、田中克人：鉄骨鉄筋コンクリートのひびわれ分散性に関する研究、セメント技術年報 No.37、1983年、pp.455-458
- 10) 佐野正、三浦尚、佐藤政勝：異形鉄骨を用いた鉄骨コンクリート部材のひびわれ分散性に関する一実験、土木学会第38回年次学術講演会講演概要集、第5部門、1983年、pp.17-18
- 11) 三浦尚、佐野正、佐藤政勝：異形鉄骨を用いた鉄骨コンクリート部材の性状に関する研究、第6回コンクリート工学年次講演会論文集、1984年、pp.601-604
- 12) 松村弘道：充填型鋼管コンクリート構造に於ける鋼管とコンクリートの付着性能の影響に関する研究、九

州大学博士論文，1990年

- 13)長山秀昭，納見昭広，伊藤社一，島岡久寿：縞鋼板を用いたS C構造梁の曲げ耐荷特性，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，共通セッション，1994年9月，pp.160-161
- 14)長山秀昭：突起付鋼材の付着強度特性に関する試験結果，日本鋼管株式会社内部資料，1994年5月
- 15)角田与史雄：曲げを受けるコンクリート部材のひびわれとたわみに関する研究の現状，土木学会論文集，No.384/V-7，1987年8月，pp.21-32
- 16)土木学会：コンクリート標準示方書（平成3年版）設計編，1991年9月，p.52
- 17)岡田清，六車熙編集：改訂新版コンクリート工学ハンドブック，朝倉書店，1981年11月，p.399
- 18)土木学会：コンクリート標準示方書（平成3年版）設計編，1991年9月，pp.85-88
- 19)二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No.372/V-5，1986年8月，pp.167-176，
- 20)岡村甫：コンクリート構造の限界状態設計法（第2版），共立出版，1984年5月，pp.84-89
- 21)土木学会：コンクリート標準示方書（平成3年版）設計編，1991年9月，pp.57-61

港湾技研資料 No.792

1994・12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 横浜ハイテクプリンティング株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1994) by P.H.R.I.

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

この資料は、港湾技術研究所所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。