

港湾技研資料

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

No. 847 Sept. 1996

溶接鉄筋の物理試験と溶接鉄筋網を用いた
コンクリート梁接合部材の力学特性

藤 澤 孝 夫
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. 研究の背景	4
2.1 溶接鉄筋網による省力化技術	4
2.2 溶接された鉄筋の既往の研究と課題	7
3. 溶接鉄筋網の製作概要	7
3.1 抵抗溶接鉄筋網	7
3.2 アーク溶接鉄筋網	8
4. 溶接鉄筋網の物理試験	9
4.1 物理試験の試験項目と目的	9
4.2 物理試験の試験ケースと試験方法	10
5. 抵抗溶接鉄筋網の物理試験結果	13
5.1 引張試験	13
5.2 曲げ試験	14
5.3 溶接部強度試験	15
5.4 硬度試験	16
5.5 高応力繰返し試験	17
5.6 疲労試験	18
6. アーク溶接鉄筋網の物理試験結果	19
6.1 溶接条件決定のための試験	19
6.2 引張試験	19
6.3 曲げ試験	20
6.4 溶接部強度試験	20
6.5 硬度試験	21
6.6 疲労試験	23
7. 抵抗溶接鉄筋網を用いたコンクリート梁接合部材の載荷試験	24
7.1 梁試験体の構造	24
7.2 試験方法と計測方法	27
8. 載荷試験の結果	33
8.1 曲げ載荷試験	33
8.2 せん断載荷試験	38
8.3 繰返し載荷試験	41
9. 結 論	50
10. あとがき	51
参考文献	52
付 録	53
溶接鉄筋網を用いた港湾用ケーソンの波浪に対する疲労の検討	53

Fundamental Properties of Welded Reinforcement and Loading Test of Concrete Beam with Welded Reinforcement Mesh

Takao FUJISAWA*
Osamu KIYOMIYA**

Synopsis

Welded reinforcement mesh is proposed to cope with hard work of bar arrangement and shortage of labour workers when reinforcement concrete caissons for breakwater or revetment are fabricated. Strength of reinforcement is, in general, decreased when it is welded. Therefore usage of welded reinforcement is limited in construction work. Various problems as to strength properties are scrutinized through fundamental material tests for welded reinforcement and loading tests of concrete beams with welded reinforcement mesh. By welding, bending capacity of reinforcement and fatigue strength are decreased for certain. However reinforcement mesh can be applied for caissons for port facilities on condition that it is applied for small repeated stress level and no bending work.

Key Words : welded reinforcement mesh, loading tests, fatigue strength, concrete beam, caisson

* Member of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division
** Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

溶接鉄筋の物理試験と溶接鉄筋網を用いた コンクリート梁接合部材の力学特性

藤澤孝夫*
清宮理**

要 旨

鉄筋コンクリート製の港湾用ケーソンの現場作業の合理化・省力化のために溶接鉄筋網が提案されている。一般的には鉄筋同士を溶接すると熱影響により鉄筋母材の疲労強度が低下することが指摘されており、鉄筋コンクリート工事の分野ではかなり使用が限定されている。そこで、港湾用ケーソンに溶接鉄筋網を適用する際の技術的課題を検討し適用性を調べた。本研究では溶接鉄筋網の各種物理試験を行い、溶接が鉄筋に与える影響の程度を調べるとともに、溶接鉄筋網を用いて接合部を有するコンクリート梁試験体を製作し、載荷試験を行った。今回鉄筋同士の溶接は抵抗溶接とアーク溶接の2種類を対象とした。

試験の結果、溶接により曲げ性能、伸び及び疲労強度の低下が見られた。しかしながら溶接鉄筋網を港湾用ケーソンに適用する際、ケーソンに作用する荷重状況（発生応力度の状況）や施工状況（曲げ加工、重ね継手など）を考慮し十分な溶接管理を行えば、十分採用可能である。

キーワード：溶接鉄筋、省力化、物理試験、梁の載荷試験、疲労強度

1. まえがき

港湾工事において現在ケーソン製作、捨て石均し、コンクリート打設等いろいろな観点から合理化・省力化の努力が行われている。この中で港湾用ケーソン製作での省力化が注目されている。現在港湾建設局を中心に取り組みの行われているケーソン製作の省力化の代表的なものとして、写真-1に示すような鉄骨骨組みに合成版パネルを取り付けて製作するパネルシステムケーソン工法、図-1に示すように隔壁をプレキャスト化してケーソンを組み立てるプレキャストケーソン工法、また現行のケーソン製作でありながら図-2に示すように鉄筋だけをユニット化してケーソンを製作するユニット化鉄筋工法などが提案されている。

本資料で対象とするユニット化鉄筋工法は、陸上で鉄筋ユニットを製作しクレーンを用いてケーソンの所定位置に建て込む工法である。鉄筋工が高所で一本ずつ鉄筋を搬入、配置、結束する作業を大幅に低減することを目指した工法である。ユニット化では、結束線を用いる方

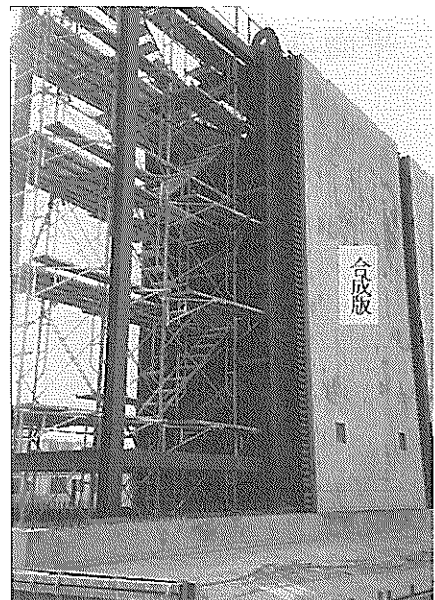


写真-1 パネルシステムケーソン工法

* 構造部 構造強度研究室研究官

** 構造部 構造強度研究室長

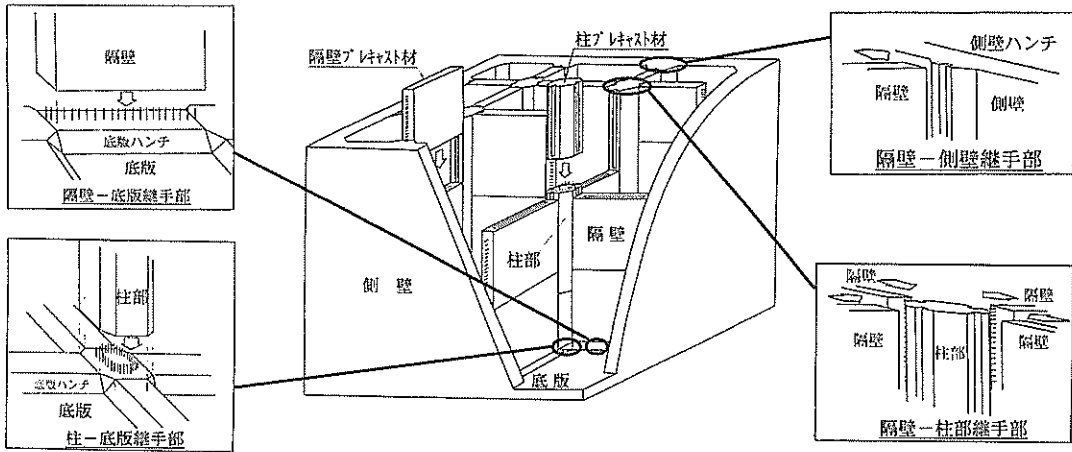


図-1 プレキャストケーソン工法の概念図

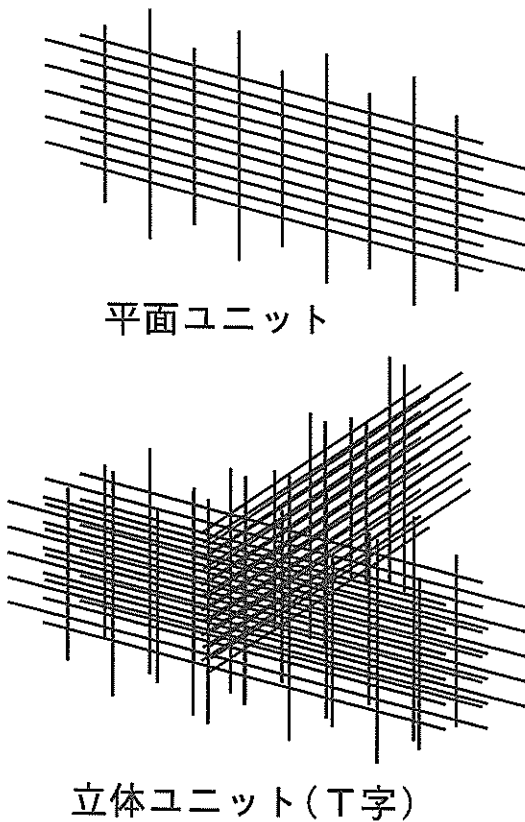


図-2 ユニット化鉄筋工法

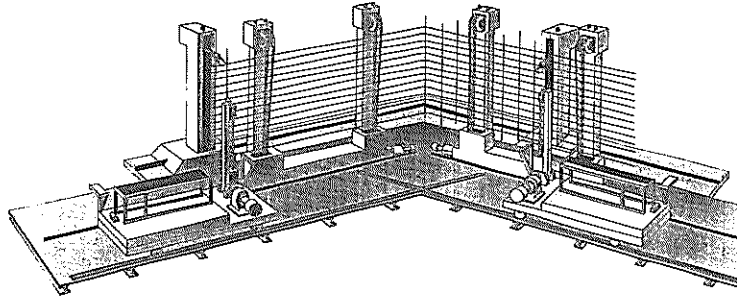
法，特殊な結束治具による方法，溶接による方法などに分類できる。結束線ではユニットの運搬時に鉄筋網が変形しやすいこと，特殊な治具では工費が高いなどの短所を有する。溶接による方法ではユニット鉄筋の製作に必要な強度が得やすく，鉄筋網の変形も少ない等の長所を有する。しかしながら溶接鉄筋網は，鉄筋同士を点溶接するため鉄筋の疲労強度の低下が懸念されている。また，溶接鉄筋網をコンクリート部材に使用することにより接合部（重ね継手部）が存在する。この接合部では，一断面に溶接鉄筋網同士が接合されるため，現行の基準類¹⁾に適合しない。現行の基準では(1)鉄筋を同一断面内でつながない(2)隣接する部材軸方向の継手位置を鉄筋径の25倍以上離れた位置にする(3)重ね継手長は鉄筋径の20倍以上とする等を規定している。現行の基準類では，原則的に一断面での重ね継手を疲労強度の低下，破壊に至るじん性の低下などの観点から許していない。この基準を遵守すると鉄筋の配筋のための省力化は容易ではない。そこで溶接鉄筋網の溶接部の物理的な特性と溶接鉄筋網を使用したコンクリート梁の力学性状を調べ，溶接鉄筋網を港湾用ケーソンに適用する際の制約，注意に関する基礎資料を得ることにした。

2. 研究の背景

2.1 溶接鉄筋網による省力化技術

(1) 省力化とその問題点

大量かつ同一規格で製作される防波堤や護岸用の鉄筋コンクリート製の港湾用ケーソン製作では，配筋作業，型枠組立，コンクリート打設などで現場作業の省力化が



図一三 鉄筋ユニット自動製作装置（案）の一例

求められている。配筋作業では部材のパネル化や鉄筋のユニット化が、型枠組立てでは自動昇降型枠の採用、コンクリート打設では高流動コンクリートの採用など多種類の省力化技術が提案されている。特に配筋作業では、鉄筋工が一本ずつケーソンヤードの高所に重量のある鉄筋を運搬し、所定の位置に配置する。鉄筋同士は結束線（番線）により固定する。高所での危険作業の上、風や雨などの自然現象の影響を受けやすく苦渋な作業環境といえる。従来の施工法である鉄筋組立や結束線による結束作業を、溶接鉄筋網を使用することにより大幅に低減できる。しかし、鉄筋同士を溶接すると熱影響により曲げ性能が低下しかつ鉄筋母材の疲労強度が低下することが指摘²³⁾されている。このため橋梁床版、建築の柱梁部材など繰返し荷重を受ける部材での使用が制限されている。鉄筋網は構造部材でない化粧版や変動荷重を受けない擁壁などにおいて限定して現在使用されている。

防波堤用に使用されるケーソンでは、ケーソン前壁に絶えず波浪による荷重が作用している。このため波浪条件の厳しい海域にケーソンが設置されている場合には疲労に対する検討が事前に必要となる。

(2) 溶接方法の特徴²⁴⁾

鉄筋同士を点溶接する方法として、一般的には抵抗溶接とアーク溶接が用いられている。抵抗溶接は、鉄筋同士を接触させ大電流を接触箇所²⁵⁾に流し短時間で溶接する方法である。鉄筋網の製作では、鉄筋を縦横に敷き並べ高圧下の基に高電流を流し一気に多点溶接する。また溶接設備の関係上、工場内で製作する場合が多く、品質管理が行い易い。その反面、工場で溶接鉄筋網を製作した場合、ユニットをケーソン製作ヤードまで運搬する必要が生じ、ユニットの大きさが車両制限の観点から制限される。抵抗溶接の設備をケーソン製作ヤードに設ける場合には、設備がかなり大掛かりになり場所、費用の観点から制約を受ける。

アーク溶接は、溶接棒と鋼材間に電氣的にアークを發

生させこの熱により鋼材を溶かして鋼材同士を接合する方法である。鋼材の溶接に現在広く使用されている。アーク溶接は溶接工が手作業で行うが、ロボットによる方法も普及してきている。ケーソンヤードで鉄筋網を製作する際は現在溶接工による手作業となっている。ケーソン製作ヤード内にアーク溶接の設備を設けても抵抗溶接ほどに設備費が掛からない。ヤード内の製作の場合には、比較的大型の立体ユニットが製作可能であり運搬も容易となる。ユニットの大きさはヤードでのクレーンの能力などにより設定される。その反面、アーク溶接では一カ所ずつの溶接作業となるので抵抗溶接に比べて溶接作業効率が悪い。このため多点を同時、または順次連続溶接可能な専用装置（溶接ロボット）を製作する必要があり初期設備投資が必要となる。また、野外で作業を行う場合湿度、気温および風雨などの影響を受けやすいので作業管理を厳しくする必要がある。現在、第二港湾建設局横浜機械整備事務所で考案中の鉄筋ユニット自動製作装置（イメージ図）を図一三に示す。

(3) ケーソン製作のユニット化

溶接鉄筋網を使用したケーソン製作のユニット配置例を図一四に示す。図はケーソン平面図であるが、使用されるユニットは表一に示すように立体ユニットと平面ユニットに大別される。立体ユニットはケーソンの接合部（隅角部を含む）に、平面ユニットはケーソンの壁に使用される。立体ユニットは接合部の構造からT型、十型、L型などの様式がある。T型ユニット（側壁と隔壁の接合部）の製作イメージを写真一二に示す。現在ユニット同士の継手方法は、土木学会の規準を準拠しており各ユニットから突き出している鉄筋を千鳥に重ね合わせて結束線によって固定している。

筆者は、将来に向けてさらに合理化した施工方法を提案している。これは重ね継手の制限の緩和と新たな構造細目である。重ね継手部では、一断面の重ね継手を許すことである。ただし重ね継手長は従来どおりにするかさ

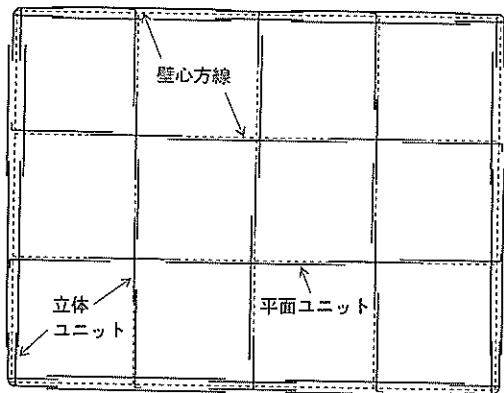


図-4 港湾用ケーソンでのユニット配置例

表-1 ユニットの種類と使用箇所

	ユニット名	使用箇所
立体ユニット	L型ユニット	隅角部
	T型ユニット	側壁と隔壁の交差部
	+型ユニット	隔壁交差部
平面ユニット	大型平面ユニット	側壁の外側配筋部、隔壁部
	小型平面ユニット	側壁の内側配筋部、隔壁部

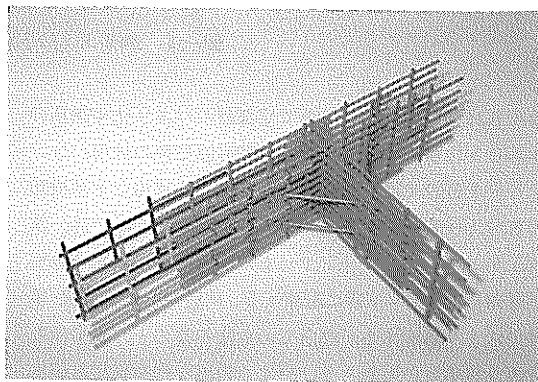


写真-2 T型ユニットのイメージ (模型)

製作方法

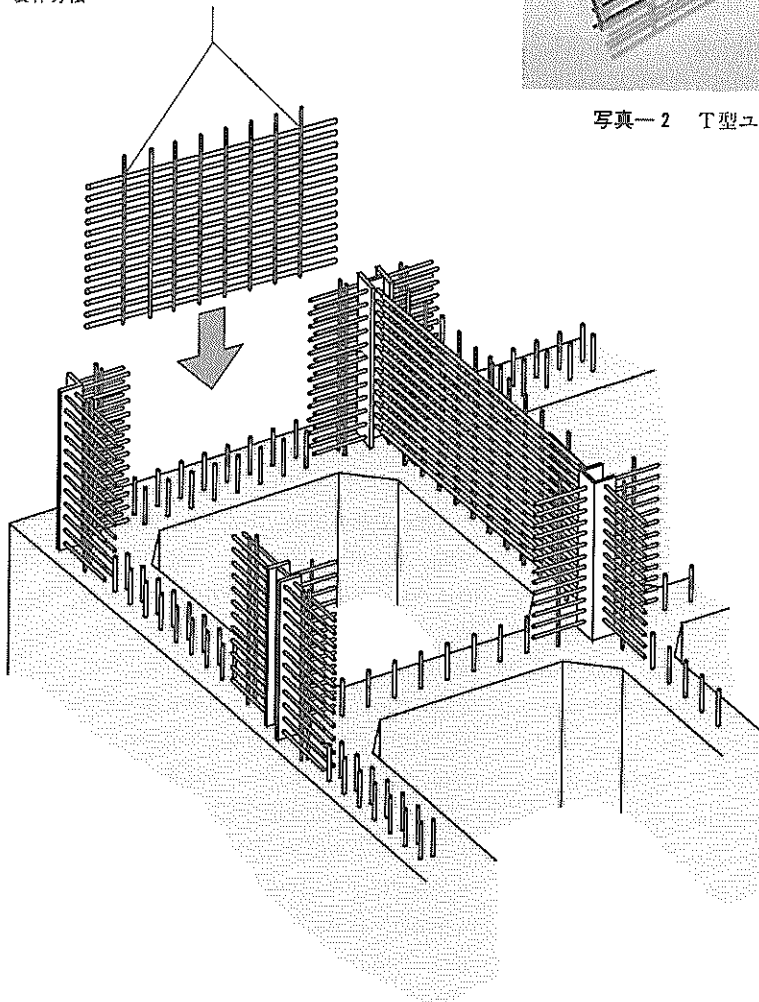


図-5 ユニットを使用した将来の施工例

もなくば鉄筋端部をU字に折り曲げるなどの工夫をする。新たな構造細目として提案している施工例のイメージを図-5に示す。ケーソンの隅角部および隔壁交差部は、軽量鉄骨を使用し、鉄骨間を平面ユニットで配筋する施工方法である。特徴として、製作や組立に時間を要する立体ユニットを省き、平面ユニットのみを使用するためさらに合理化や省力化が進むものとして考えられる。

溶接鉄筋網を製作する際、溶接強度が重要なポイントとなる。溶接鉄筋網の溶接強度を上げれば、ユニットの変形は拘束され運搬時の変形が少なくなるが、溶接の熱影響によって疲労強度が大きく低下することが懸念される。製作されたユニットは、クレーンによりケーソン製作場所の所定位置に配置されるため、各溶接交点はユニットの吊り上げ時に充分耐えうる程度の強度を確保する必要がある。

今回対象とする溶接鉄筋網の溶接強度は、ユニットの大きさや使用する鉄筋の太さおよびユニットの吊り上げ点数によって1点当たりの溶接強度が異なる。しかしながら1点当たりの溶接強度を、次式(1)のように考えることにより必要な溶接強度を設定できる。

$$1 \text{ 点当たりの溶接強度 (せん断強度) } > \frac{\text{ユニットの総重量}}{\text{ユニットの吊り上げ点数}} \quad (1)$$

すなわち、安全にユニットを吊り上げるには、溶接部のせん断強度の状況が判明すれば、ユニットの最低吊り上げ点数が決定できる。

2.2 溶接された鉄筋の既往の研究と課題

(1) 溶接鉄筋の疲労

鉄筋継手の溶接に関しては従来より多く研究されている。土木学会のコンクリート標準示方書⁹⁾では、鉄筋を溶接あるいは機械加工すると静的強度はほとんど低下しないが疲労強度が低下すると述べている。既往の研究では、その低下率についてさまざまな値が報告されており、直線棒鋼では疲労強度が最大50%まで低下する可能性がある¹⁰⁾と指摘されている。また、鉄筋の組立のために簡単な溶接を行っても、疲労強度が低下することが懸念されている。このため、実験を行って疲労強度を確かめない限り、これらの場合の疲労強度は、溶接のない場合の50%とするのがよいと規定されている。

(2) 既往の研究と現状

本資料に関連した既往の研究はそれほど多くないが、鉄筋コンクリート構造物の省力化が急務となった近年において徐々に報告例^{9)~11)}が増えてきた。建設省では、平成

2年度より建設省総合技術開発プロジェクト「建設事業における施工新技術の開発」において、産・学・民の協働体制のもとに溶接鉄筋網の技術開発を実施している。また技術開発の成果の一環として平成4年度にはユニット鉄筋などを使用した合理化試験施工を実施している。

運輸省港湾局においては、平成3年度より第二港湾建設局横浜機械整備事務所を中心に「大型ケーソン製作自動化技術」の一環で、省力化を目指したユニット鉄筋組み立ての検討を開始し、平成5年度からは官民一体となって研究開発に取り組んでいる。その結果、平成6年度より現行の土木学会標準示方書に抵触しない範囲において、手組み（結束線を使用）によりユニット鉄筋網を製作し、京浜港、常陸那珂港および小名浜港の一部のケーソン製作で試験施工を行っている。試験施工では、省力化の程度が検討されユニット鉄筋を用いることによりかなりの省力化と危険作業の低減が図れることが確認された。

(3) 研究課題

近年溶接鉄筋網の研究が精力的に行われる背景は、昭和61年制定の土木学会コンクリート標準示方書が鉄筋の点溶接を使用して良いことに規定が緩和されたことと、省力化が急務になったためと思われる。しかし、既往の研究からも指摘されているように、鉄筋を溶接した場合、疲労強度が低下することや溶接部での錆の発生を促すことが懸念されている。このため疲労試験と耐久性試験（海洋暴露促進試験）が必要となる。ただし耐久性の検討は今回除外する。重ね継手の基準の緩和に関しては、コンクリート梁部材を用いて静的と動的載荷試験を行い基準の緩和により力学特性の低下の程度を具体的に把握する必要がある。また溶接鉄筋網を使用することによりどの程度省力化、工期短縮ができるのか定量的な検討も不可欠である。また施工工費の増加の検討も重要となる。

3. 溶接鉄筋網の製作概要

3.1 抵抗溶接鉄筋網

抵抗溶接¹⁰⁾で製作される鉄筋網は設備（高電流と高圧力）の関係上、一般的に工場内で製作される。製作状況を写真-3に示す。今回製作した抵抗溶接鉄筋網は、工場内の溶接機械上に複数本並べた主筋上（縦筋）に順次配力筋（横筋）を直交方向に配置し、電気抵抗溶接機により鉄筋の交点をスポット溶接して溶接鉄筋網を製作する。この溶接方法では、鉄筋同士の交点を高電流と押しつけ圧力により瞬時（0.3sec程度）に溶接する。今回溶接による鉄筋への熱影響の範囲を極力狭くするため電流と

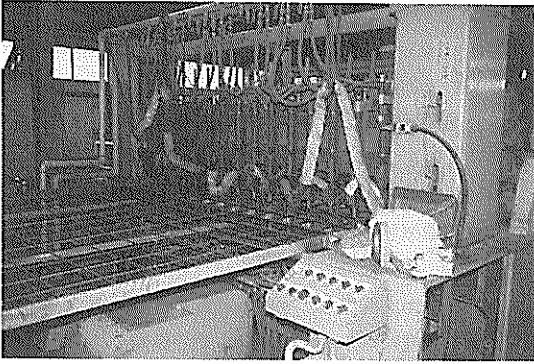


写真-3 抵抗溶接による鉄筋網の製作状況

圧力とを通常の鉄筋網の製作時より小さくした。式(1)で求められる目標の溶接部のせん断強度は、 $147 \pm 69 \text{ N/mm}^2$ ($15 \pm 7 \text{ Kg/mm}^2$) である。

使用した鉄筋径は、通常の規模の港湾用ケーソンに使用される種類から選定した。鉄筋径は、異形鉄筋のD13、D16、D19およびD22である。ここでDは鉄筋の公称径を表示している。材質はD13がSD295Aで他の鉄筋はSD345である。いずれの鉄筋も電気炉によるものである。これらの鉄筋の種類を縦筋と横筋とに組合せて鉄筋網を製作した。

製作された溶接鉄筋網の一例を図-6に示す。鉄筋の物理試験用の試験片は、溶接鉄筋網から所定の大きさ(縦筋600mm、横筋300mm)に切断して製作した。

3.2 アーク溶接鉄筋網

アーク溶接鉄筋網に使用した鉄筋径は、抵抗溶接鉄筋網と同一の径を使用した。材質はすべてSD345で、いずれの鉄筋も電気炉によるものである。溶接箇所は鉄筋交点

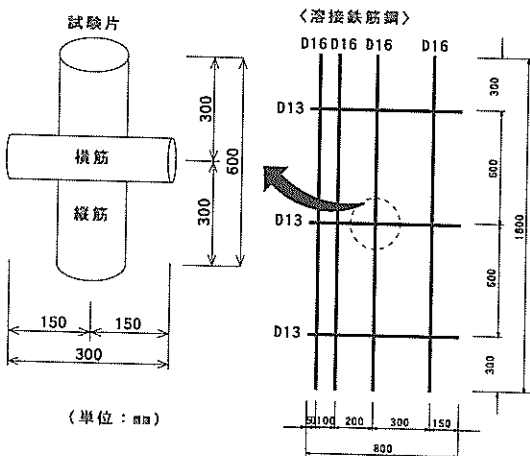


図-6 溶接鉄筋網の製作例と試験片

の片側のみでスポット溶接とした。片側みの溶接は、鉄筋にできるだけ熱影響を与えないためと、将来アーク溶接鉄筋網の自動製作化に向け、製作の作業効率や自動化製作ロボットの簡素化を考慮して採用した。

アーク溶接¹⁰⁾の場合、溶接強度に影響する主要な要因は、溶接時間・溶接電流・鉄筋径の組合せ(縦筋および横筋)および図-7に示すような鉄筋の接触形態が考えられる。接触形態は鉄筋の節の接触位置により山と山、谷と谷、山と谷の3種類に分類できる。これらの要因の影響程度を事前に検討するため、溶接時間や溶接電流などをパラメータとして数種類のアーク溶接鉄筋網を製作した。

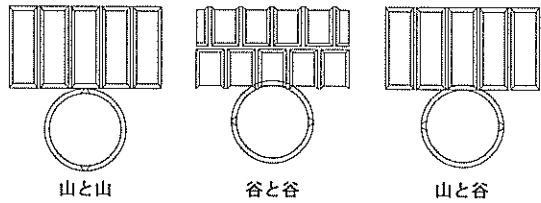


図-7 鉄筋の接触形態

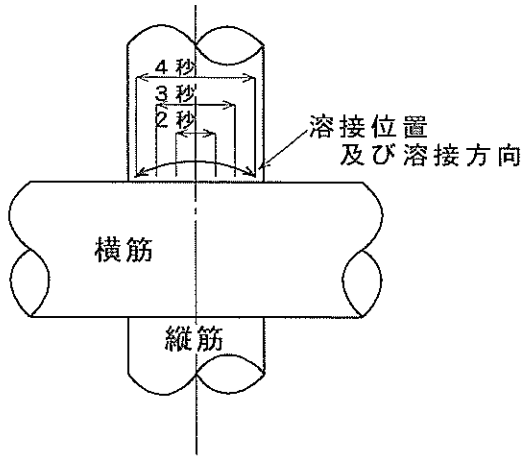
アーク溶接の溶接条件を表-2に示す。溶接機は産業用の一般タイプのものを使用し、溶接ワイヤーは各種構造物の鋼材の突合わせおよびすみ肉溶接に適し、かつ溶接姿勢も下向き、横向きおよび水平の溶接姿勢に適したMG-50 12φを選定した。

表-2 アーク溶接の溶接条件および溶接機材

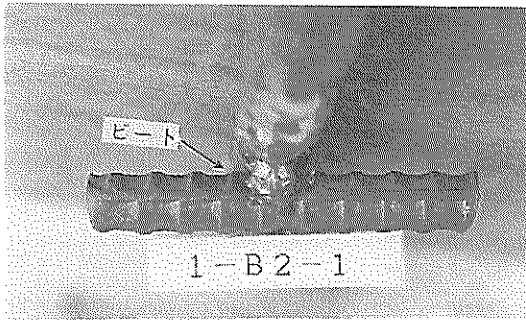
項目	仕様	
溶接条件	溶接電流	150A, 200A, 250A
	溶接時間	2sec, 3sec, 4sec
	溶接速度	約150mm/min
	シールドガス	15l/min
	溶接士	JIS Z 3841 のSA-2F 合格者
溶接機材	溶接機	パナソニック YD-350HF-2
	溶接ワイヤー	MG-50 12φ
	シールドガス	炭酸ガス(JIS K 1106)第三種

溶接鉄筋網の製作方法は、縦筋を規定間隔に数本建て込み、その後横筋を水平に配置し、図-8に示すように横筋の上側交点を約150mm/分の速度でスポット溶接を行った。この時の溶接時間は、アーク溶接機の時間設定ダイヤルで設定し、規定時間以外の溶接を行わないよう作業管理を行った。

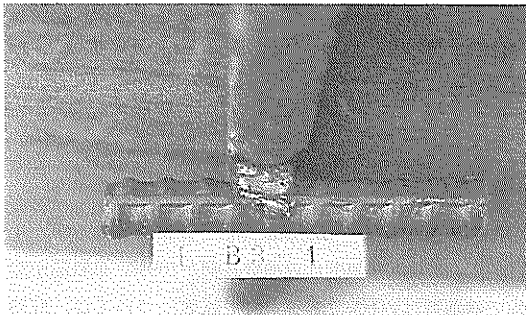
溶接ビード部の拡大写真の写真-4、写真-5および写真-6に示す。それぞれ溶接条件は溶接電流が150A



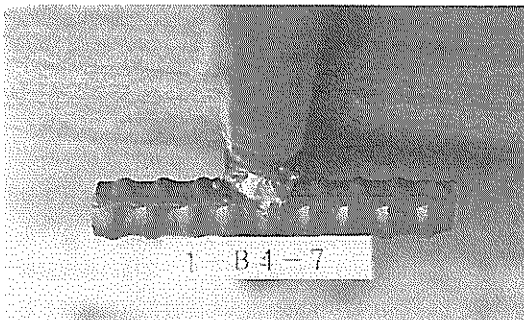
図一 8 溶接位置と溶接時間の関係



写真一 4 アーク溶接のビート形状 (150A, 2sec)



写真一 5 アーク溶接のビート形状 (150A, 3sec)



写真一 6 アーク溶接のビート形状 (150A, 4sec)

で、溶接時間が 2 sec, 3 sec および 4 sec の場合である。写真から分かるように、溶接時間が長くなるとビート長も長くなった。

4. 溶接鉄筋網の物理試験

4.1 物理試験の試験項目と目的

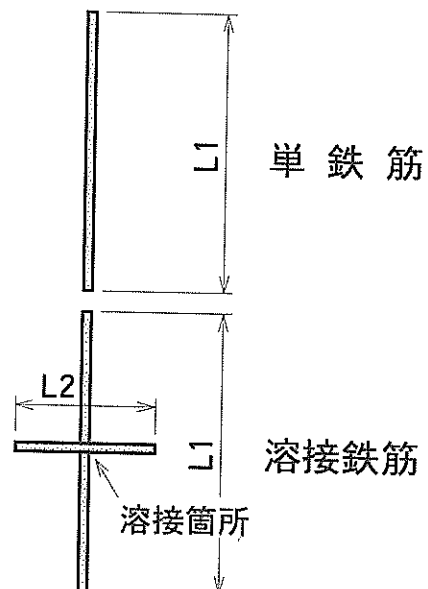
物理試験に使用した試験片は、溶接鉄筋網より図一 9 に示す寸法で切り出して製作した。試験項目および試験目的を、表一 3 に示す。抵抗溶接鉄筋網で引張試験、曲げ試験など 7 種類、アーク溶接鉄筋網では高応力繰返し試験以外の 6 種類の試験を実施した。

(1) 引張試験と曲げ試験

試験項目は、鉄筋の試験でごく一般的に行われる JIS

(単位 : mm)

試 験 名		L 1	L 2
単鉄筋	引張試験	600	—
	疲労試験	600	—
	曲げ試験	400	—
	高応力繰返し試験	1000	—
溶接鉄筋	引張試験	600	100
	曲げ試験	400	100
	溶接部引張試験	600	300
	溶接部せん断試験	600	300
	疲労試験	600	300
硬度試験		50	50
高応力繰返し試験		1000	300



図一 9 試験体製作寸法図

表一 3 鉄筋の物理試験項目と試験目的

試験項目	試験規格	試験目的	試験対象の鉄筋網	
			抵抗溶接	7-7溶接
引張試験	JIS Z 2241	各種鉄筋径の組み合わせによる引張強度の変化と溶接影響による引張強度の低下傾向を調べる。	○	○
曲げ試験	JIS Z 2248	各種鉄筋径の組み合わせによる曲げ強度、損傷程度および最終曲げ角度を調べる。アーク溶接の場合は、溶接電流および溶接時間と曲げ角度の関係についても調べる。	○	○
溶接部引張試験	なし	各種鉄筋径の組み合わせと溶接部の引張強度の関係を調べる。	○	○
溶接部せん断試験	なし	各種鉄筋径の組み合わせと溶接部のせん断強度の関係を調べる。アーク溶接の場合は、鉄筋の接触形態がせん断強度に与える影響についても調べる。	○	○
硬度試験	JIS Z 2244 JIS Z 3115	溶接の熱影響範囲と溶接部の硬度を調べる。	○	○
高応力繰返し試験	土木学会 鉄筋継手指針準用	地震時の影響を受けるような高応力が繰返し作用する場合に対する継手性能を確認する。	○	
疲労試験	JIS Z 2273	溶接影響による疲労強度の低下傾向を調べる。	○	○

に示される試験規格による引張試験、曲げ試験を行って、溶接による強度低下と各種鉄筋径の組合せによる強度変化を調べた。なお、アーク溶接の曲げ試験に関しては、溶接強度に影響する溶接電流および溶接時間と曲げ試験における曲げ角度の関係を併せて調べた。

(2) 溶接部の強度試験

鉄筋の交差部の溶接強度を調べるために溶接部引張試験と溶接部せん断試験を行い、各種鉄筋径の組合せによる強度変化を調べた。抵抗溶接は一般的に溶接の溶け込み範囲が広く深いのに対し、アーク溶接は溶接の範囲が小さいため、縦筋と横筋のふしの接触形態によって溶接範囲が異なり溶接強度が違うことが想定された。溶接部の引張試験およびせん断試験は、試験規格がない。このため新たに試験治具を製作した。せん断試験については、コンクリート補強用に使用される溶接金網のJIS G 3551の試験を参考に試験治具を製作した。

(3) 硬度試験

溶接部の熱影響範囲と溶接部の硬度を調べるために硬度試験を行った。試験方法はJIS Z 2244ピッカース硬さ試験法およびJIS Z 3115溶接部熱影響部のテーパ硬さ試験方法に準じて試験を行った。

(4) 高応力繰返し試験

高応力繰返し試験は土木学会の鉄筋継手指針¹⁾で定められている。高応力繰返しを受ける継手には、指針による高応力繰返し耐力性能を有することを確認して用いることになっている。今回はこの試験法を参考にし、高応力を繰返し作用する場合に対する溶接部の安全性を確

認した。溶接鉄筋網を港湾用ケーソンに用いた場合、地震時に高応力の影響を受ける場合が想定される。アーク溶接鉄筋網に関しては試験を省いた。

(5) 疲労試験

港湾用ケーソンの前面は波浪による繰返し荷重が作用している。鉄筋にも波浪により繰返し応力度が作用する。溶接影響による鉄筋の疲労強度の低下を調べるために疲労試験を行った。試験方法はJIS Z 2273に準じて、片振り応力で試験を行った。

4.2 物理試験の試験ケースと試験方法

(1) 試験ケース

抵抗溶接鉄筋網の物理試験項目と試験ケースを表一4に示す。試験体の個数は溶接鉄筋網が108体、単鉄筋が33体で総個数は141体である。疲労試験については、縦筋D16と横筋D16を溶接した6体(以後、縦筋と横筋の組合せをD16-16の形式で表記する)と単鉄筋のD16の6体とした。

アーク溶接鉄筋網の物理試験項目と試験ケースを表一5および表一6に示す。表一5は溶接による影響が曲げ強度とせん断強度に及ぼす程度を調べるため、溶接電流と溶接時間をパラメータとして予備(事前)試験を行った試験ケースを示す。予備試験の結果、最適な溶接条件として溶接電流150Aと溶接時間3secを定めた。この条件を基に表一6に示す試験体を製作して各種の物理試験を実施した。これらの本試験のうち溶接部引張試験と溶接部せん断試験については、図一7に示した鉄筋の接触

表一 4 抵抗溶接鉄筋網の試験ケース

ケース	縦筋			横筋			引張試験	曲げ試験	溶接部 引張試験	溶接部 せん断試験	硬度 試験	高応力 繰返し試験	疲労試験	計
	D16	D19	D22	D13	D16	D19								
溶接鉄筋	①	○			○		3	3	3	3	2	3	-	17
	②	○				○	3	3	3	3	2	3	6	23
	③		○		○		3	3	3	3	2	3	-	17
	④		○			○	3	3	3	3	2	3	-	17
	⑤			○		○	3	3	3	3	2	3	-	17
	⑥			○			○	3	3	3	3	2	3	-
単鉄筋	①	○					3	3	-	-	-	3	6	15
	②		○				3	3	-	-	-	3	-	9
	③			○			3	3	-	-	-	3	-	9
計							27	27	18	18	12	27	12	141

(単位: 体)

表一 5 アーク溶接鉄筋網の試験ケース (その1) (予備試験)

(単位: 体)

ケース	縦筋			横筋			鉄筋 接触 形態	溶接電流 (A)	曲げ試験			溶接部引張試験			計
	D16	D19	D22	D13	D16	D19			溶接時間(sec)	2	3	4	2	3	
予備試験		○				○	谷と谷	150	3	3	3	3	3	3	18
								200	3	3	3	3	3	3	18
								250	3	3	3	3	3	3	18
計									27			27			54

表一 6 アーク溶接鉄筋網の試験ケース (その2)

(単位: 体)

ケース	縦筋			横筋			鉄筋 接触 形態	引張試験	曲げ試験	溶接部 引張試験	溶接部 せん断試験	硬度試験	疲労試験	計
	D16	D19	D22	D13	D16	D19								
溶接鉄筋	①	○			○		山と山 谷と谷 山と谷			5	5			10
	②	○				○	山と山 谷と谷 山と谷	3	3	5	5			10
	③		○		○		山と山 谷と谷 山と谷			5	5			10
単鉄筋	④		○			○	山と山 谷と谷 山と谷	3	3	5	5	16 ^{*1}	10 ^{*2}	42
	⑤			○		○	山と山 谷と谷 山と谷			5	5			10
	⑥			○			山と山 谷と谷 山と谷	3	3	5	5			10
単鉄筋	⑦	○					-	3	3					6
	⑧		○				-	3	3				5	11
	⑨			○			-	3	3					6
計								18	18	90	90	16	15	247

*1 溶接電流150Aで溶接時間2, 3, 4secの各4体(計12体)と溶接電流200Aで溶接時間3secの4体を製作(合計16体)
*2 溶接電流150Aで溶接時間2, 3secの各5体(計10体)を製作

形態が山と山、谷と谷および山と谷の3種類をパラメータとして試験を行った。試験体の個数は溶接鉄筋網が278体、単鉄筋が23体で総個数は301体である。なお、疲労試験は鉄筋径の組合せがD19-16の10体と単鉄筋の5体である。各種試験に使用した試験機の仕様を表一7に示す。また測定項目を表一8に示す。

(2) 引張試験

試験はJIS Z 2241に準じてアームスラ型万能試験機THU-TK10を使用して試験を行った。溶接鉄筋網より試験体は切り出した。鉄筋に鉄筋伸び計を取り付け鉄筋の伸び量を計測するとともに、鉄筋にゲージ長2mmの鉄筋ひずみゲージ(塑性域タイプ)を貼り付けてひずみ量を測定した。測定項目は、鉄筋の直径、降伏点、引張強

表一 7 使用試験機一覧

項目	試験機名称	能力
引張試験	アームスラ型万能試験機	50tf
曲げ試験	オートグラフ試験機	25tf
溶接部引張試験	オートグラフ試験機	25tf
溶接部せん断試験	アームスラ型万能試験機	50tf
硬度試験	ビッカース硬さ試験機	50kgf-m
高応力繰返し試験	アームスラ型万能試験機	50tf
疲労試験	疲労試験機	50tf

表一 8 物理試験の試験測定項目

試験名称	測定項目
引張試験	直径・降伏点・引張強さ・伸び・ヤング率・破断位置
曲げ試験	直径・折曲き裂の有無・曲げ形状・曲げ角度
溶接部引張試験	破断強度・破断形状・曲げ角度
溶接部せん断試験	破断強度・破断形状
硬度試験	硬度・溶接深さ
高応力繰返し試験	鉄筋ひずみ・30回載荷後のヤング率
疲労試験	応力振幅・繰返し載荷回数

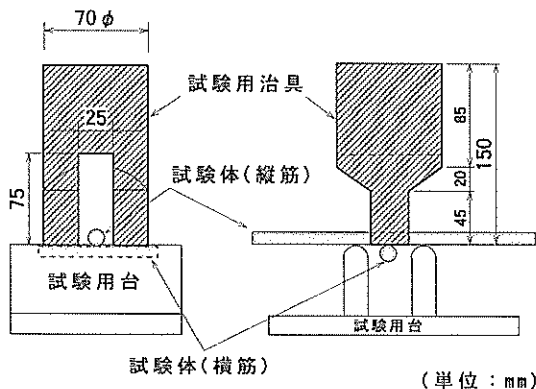
さ、伸び、ヤング率、破断位置とした。

(3) 曲げ試験

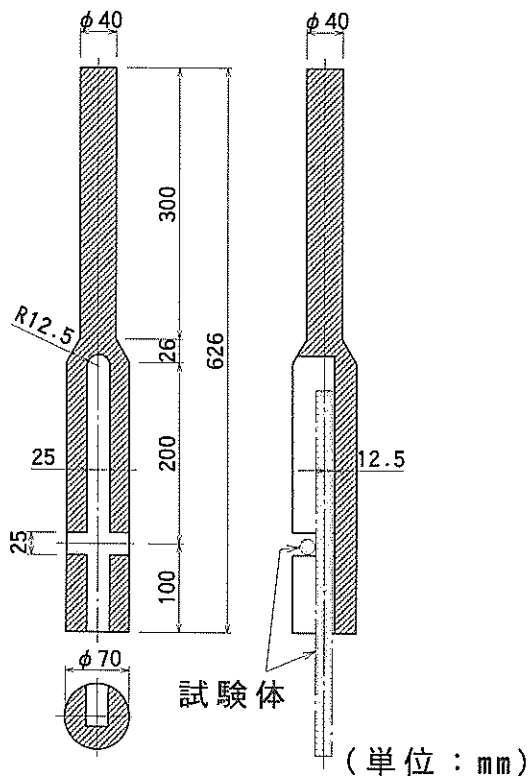
曲げ試験にはオートグラフ試験機DSS-25Tを使用した。試験法はJIS Z 2248に準じて押曲げ法で行った。試験体が溶接鉄筋網の場合は、溶接箇所が曲げにおける引張側になるように試験を行った。曲げ半径はD16で鉄筋径の1.5倍、D19以上を鉄筋径の2.0倍で最大180度まで曲げ載荷を行った。曲げ角度は鉄筋両端の直線部分のなす角が180度から変化した角度とした。曲げ試験の載荷速度は10mm/minで行った。測定項目は、曲げ角度、曲げ最高荷重、亀裂の有無および破断状況とした。

(4) 溶接部引張試験

試験体の溶接箇所直接引張荷重を与えることのできる専用治具を製作して試験を行った。試験治具を図一10に示す。試験用台の支点間間隔は、縦筋の鉄筋にできるだけ曲げが加からないように鉄筋径の2倍(2D)とした。試験機は曲げ試験で使用したオートグラフ試験機DSS-25Tを使用した。試験方法は試験用台の上に試験体(溶接箇所が下側)を設置し、試験機に取り付けた試験用治具で、縦筋をまたいで横筋を直接真上より載荷した。試験の載荷速度は、20mm/minで行った。測定項目は、引張最高荷重、溶接部の破断断面積および破断状況とした。



図一10 溶接部引張試験用治具



図一11 溶接部せん断試験用治具

(5) 溶接部せん断試験

試験体の溶接箇所直接せん断荷重を与えることのできる専用治具を製作して試験を行った。試験治具を図一11に示す。試験機は鉄筋の引張試験で使用したアームスラ型万能試験機THU-TK10を使用した。試験方法は試験用治具の先端をアームスラ型万能試験機の上側チャックに取り付けた後、試験体を治具の所定位置にセットし、鉄筋の下端を試験機下側チャックに噛ませて鉄筋に引張荷重を与えた。この治具を使用することにより試験体の

溶接部に直接せん断荷重を与えることができる。試験の荷重速度は鉄筋の引張試験に準じた。測定項目は、引張最高荷重、破断断面積および破断状況とした。

(6) 硬度試験

硬度試験用の試験片は、試験体の溶接箇所を通る位置で軸方向および軸直角方向に切断して製作した。切断した試験片の表面は特殊処理を行った後に、ピッカース硬度試験機にて鋼材の硬さを測定した。測定は図-12に示すようにX方向およびY方向の2方向とした。試験方法は、試験機に取り付けられているダイヤモンド四角すい圧子を用い、試験片の各測線上を0.5mmまたは1.0mm間隔にくぼみを付けた。このときの試験荷重は490N (50 Kgf)である。硬さの算出は試験片表面に付けられたくぼみの対角線長から求めたくぼみの表面積と試験荷重から算出する。硬度は、一般的に数字の値が高いほど材質が硬くなることを意味している。測定項目は、硬さ分布と溶接深さとした。溶接深さは、溶接金属と母材の境界であるBond位置と母材の溶接熱影響部であるHaz End位置との距離とした。

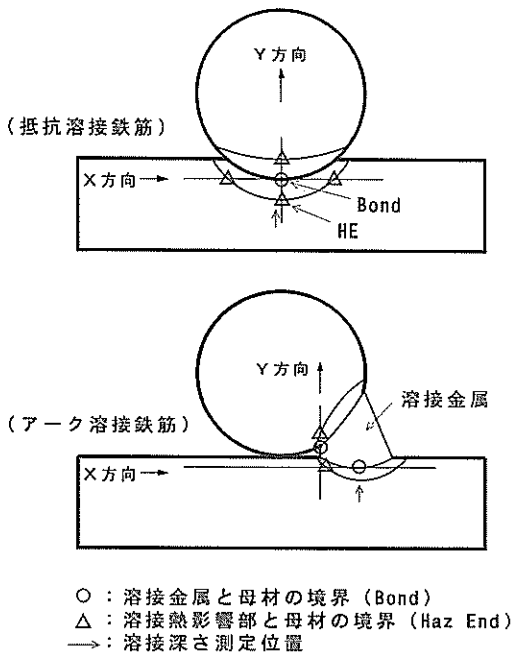


図-12 硬度試験の測定箇所

(7) 高応力繰返し試験

高応力繰返し試験は、土木学会の鉄筋継手指針を参考にして行った。試験機はアームスラ型万能試験機UDH-50を使用した。試験方法は下限荷重を4.9kN (0.5t)、上限荷重を鉄筋降伏点荷重の95%の荷重で静的に30回の繰返し荷重を行った。

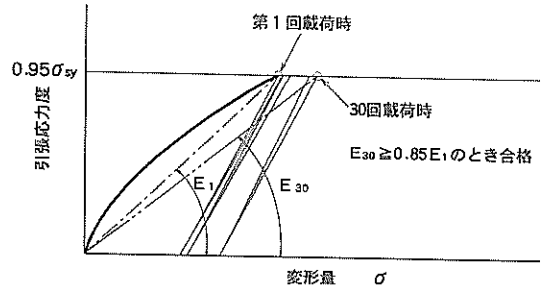


図-13 高応力繰返し耐力性能の概略図

高応力繰返し耐力性能の評価は、図-13に示すように30回目の荷重によって生じた最大変形量と原点を結ぶ勾配が第1回目の荷重時の勾配の85%以上ある場合、一般に高応力繰返し耐力を有する鋼材と評価される。

(8) 疲労試験

使用した試験機の能力は490kN (50tf)である。試験中に試験体掴み部の破断を防止するために、試験体の両端にアルミ管と合成樹脂を用いて補強を行った。試験法は部分片振り応力で行い、応力の下限值は上限値の5%に設定し、上限値を変えた。波形は正弦波で、載荷周波数は10Hzとした。試験条件は、応力の上限值を200~390N/mm²の範囲とし最大200万回まで繰返し荷重を行った。測定項目は、破断時の繰返し回数、破断位置および伸びとした。

5. 抵抗溶接鉄筋網の物理試験結果¹¹⁾

5.1 引張試験

(1) 上昇伏点強度

図-14に各鉄筋の組合せ毎と単鉄筋の上昇伏点強度の

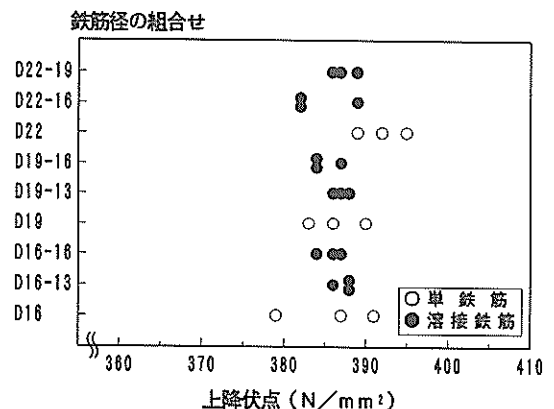


図-14 鉄筋の上昇伏点強度 (抵抗溶接)

関係を示す。縦軸は鉄筋径の組合せで、図中の○印は単鉄筋、●印は溶接鉄筋網を示している。JISで定める降伏点はD16が295N/mm²以上、D19以上が345～440N/mm²である。試験の結果、上降伏点強度は溶接部の有無に関わらず380～395N/mm²で規格値以上であった。

図-15に引張強度を示す。JISの規格値はD16が440～600N/mm²、D19以上が490N/mm²以上である。試験の結果、上降伏点強度と同様、溶接部の有無に関わらず引張強度は530～590N/mm²で規格値以上であった。溶接により引張強度が規格値以下になることは無いことが確認された。

(2) 鉄筋の伸び

図-16に鉄筋の伸び(%)を示す。JISの規格値はD16が16%以上(2号試験片)、D19以上が18%以上である。試験の結果、D16は溶接部の有無に関わらず伸びは17～19%でJISの規格値以上であった。D19およびD22の単鉄筋は伸びが17～21%で、一部の試験体で規格値を下回るものがあった。D19およびD22の溶接鉄筋網の場合、伸びは8～24%で単鉄筋よりもばらつきが大きかった。また試験体の半数以上がJISの規格値以下であった。伸びが低下した原因は、一般的には鋼材に溶接を行った場合、母材は溶接の熱影響により硬度が上がり、脆くなり、延性が低下すると言われている。このように溶接により鉄筋の伸びが十分でない場合があった。

(3) 鉄筋の破断位置

鉄筋の破断位置は、単鉄筋はすべてJISで定めるA部(図-17参照)であった。溶接鉄筋網の場合もA部での破断が大半であったが、A部の中でも母材で破断しているものが11体、溶接部で破断しているものが4体で、溶接鉄筋網の中でも約25%が溶接部で破断していた。試験後の鉄筋の破断状況を写真-7に示す。

引張試験を行った結果、鉄筋に溶接を行うと伸びはやや小さくなり、ばらつきも大きくなるが、上降伏点強度や引張強度はほとんど低下しないことが判明した。

5.2 曲げ試験

図-18に鉄筋の曲げ試験結果を示す。図の縦軸は鉄筋径の組合せ、横軸は曲げ角度を示すが、曲げ角度は載荷終了後鉄筋を試験機から取り外したときの角度(残留角度)であり破壊時の角度ではない。破壊時の角度の計測は困難であるが、一般的に残留角度よりは大きい。

試験の結果、写真-8の左側に示すように、溶接部のない単鉄筋はいずれも規定の曲げ載荷を行っても鉄筋に亀裂などの現象は生じなかった。一方、写真の右側に示すように溶接部のある鉄筋は、溶接部の端部から脆性や

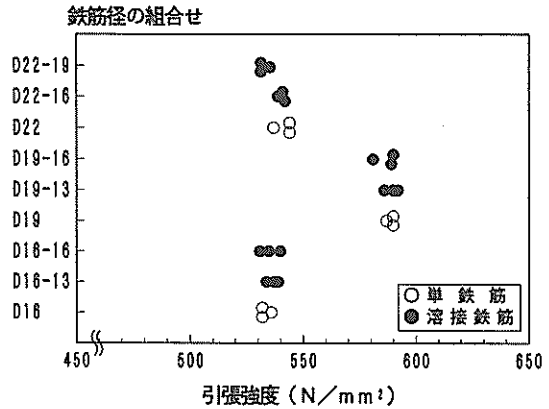


図-15 鉄筋の引張強度(抵抗溶接)

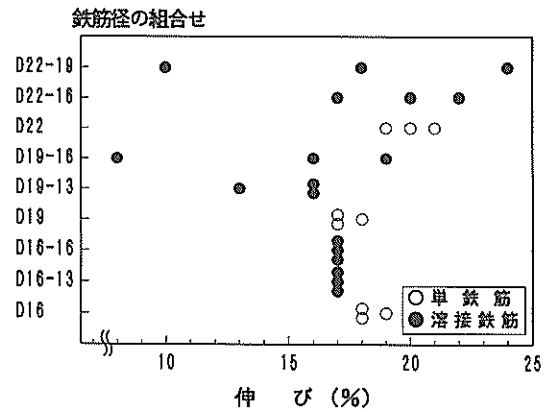
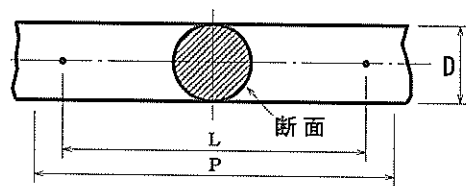


図-16 鉄筋の伸び(抵抗溶接)



標点距離 L	つかみの間隔 P
8D	約(L+2D)

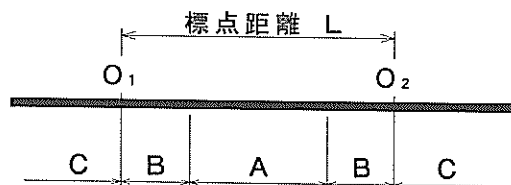


図-17 鉄筋の破断位置図

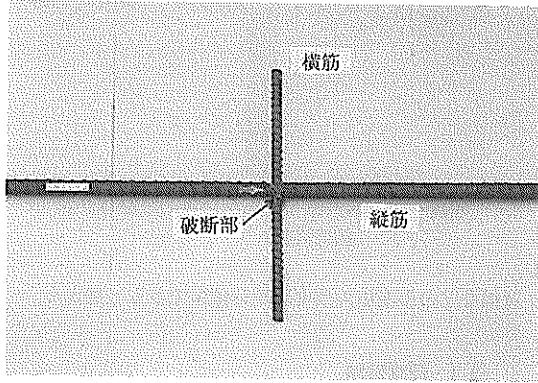
延性的な亀裂破壊が生じて全ての鉄筋が折れてしまった。そのときの曲げ角度は図に示めすように鉄筋径の組合せに関係なく10度から70度の小さな値であった。

曲げ試験を行った結果、溶接された鉄筋の曲げ性能は180度確保できず良好と言えなかった。この原因は破断状況からも分かるように、鉄筋の母材が溶接の熱影響で硬

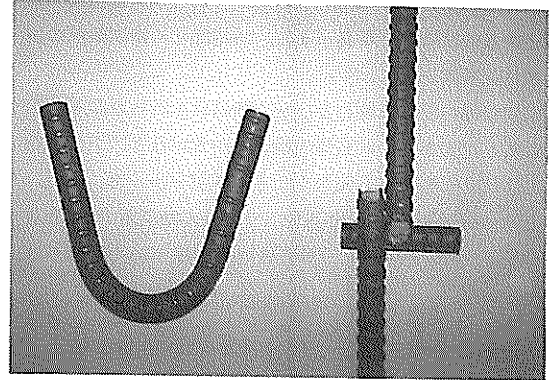
くなると、脆くなり延性が低下することから脆性破壊を起こしたからである。

5.3 溶接部強度試験

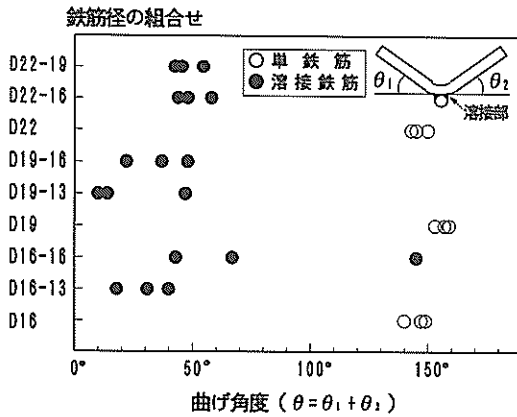
図一19に示す荷重載荷方向で、溶接部の引張試験とせん断試験を行った。



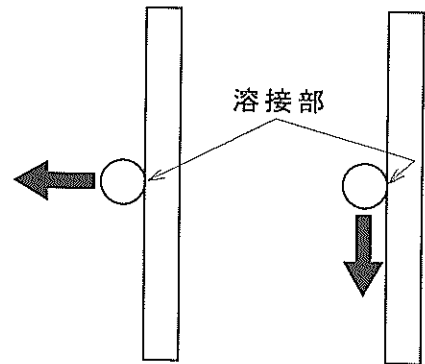
写真一7 引張試験後の溶接部での破断状況(抵抗溶接)



写真一8 曲げ試験後の試験体状況(抵抗溶接)

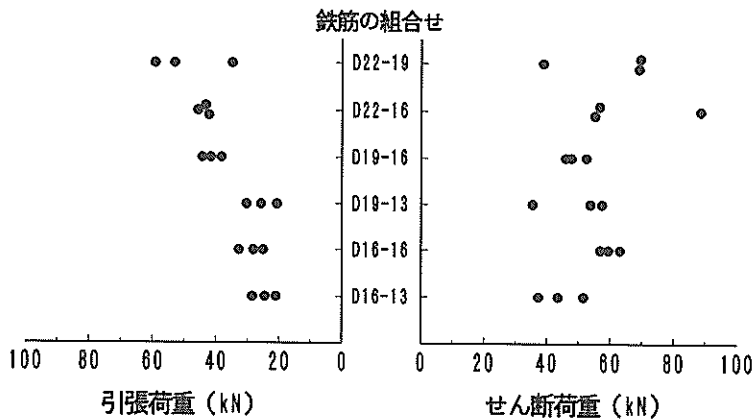


図一18 鉄筋の曲げ試験(抵抗溶接)



(溶接部引張試験) (溶接部せん断試験)

図一19 各試験の荷重載荷方向



図一20 溶接部引張およびせん断試験(抵抗溶接)

図-20は各鉄筋の組合せ毎の試験結果である。引張荷重は20.6~59.4kN (2.1~6.1tf), せん断荷重で35.6~88.7kN (3.6~9.1tf)の範囲であった。試験結果のばらつきが全体的に大きかった。これは鉄筋の山と谷との接触形態により溶接の溶け込み範囲が異なることによるものと考えられる。また試験後に破断面積を測定したところ、127~243mm²の範囲であった。溶接部引張試験後の試験体を写真-9に、溶接部せん断試験後の試験体を写真-10に示す。

溶接部の引張試験およびせん断試験を行った結果、ばらつきが大きい鉄筋径の組合せが太いほど、引張荷重およびせん断荷重も大きくなる傾向が分かった。また、最低の引張荷重は20.6kN (2.1tf), せん断荷重で35.6kN (3.6tf) あることから、溶接鉄筋網の施工時の吊り下げ、

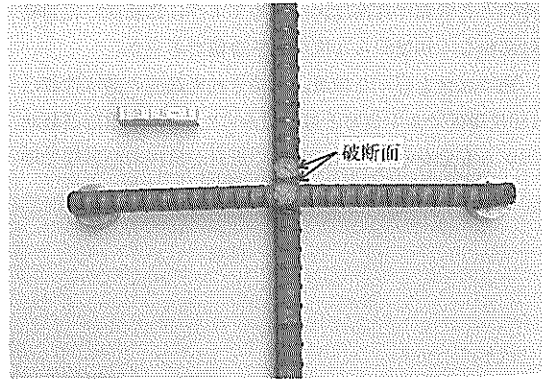


写真-10 溶接部せん断試験後の試験体状況 (抵抗溶接)

運搬などの作業中の強度は十分確保できると言える。

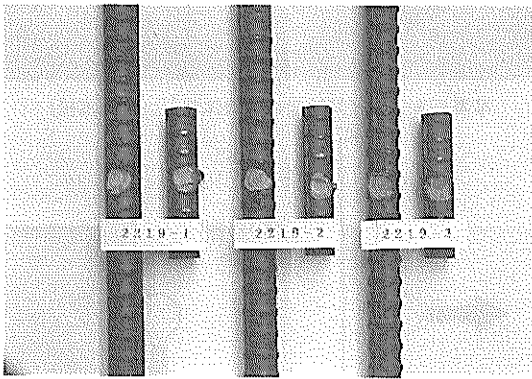


写真-9 溶接部引張試験後の試験体状況 (抵抗溶接)

5.4 硬度試験

図-21および図-22に試験結果の一例を示す。図では鉄筋径の組合せがD16-13およびD22-19の場合で、測定は溶接接合点 (Bond) を通過する水平方向 (X) と鉛直方向 (Y) の硬度分布である。溶接の熱影響のない母材の硬度 (HV) は200以下であるのに対して、溶接部の硬度は約400でやや大きな値であった。また溶接部の熱影響範囲は、水平方向で約±10mm、鉛直方向で約±5mmの広い範囲までに及んでいた。他の試験体でも同様な結果を得た。

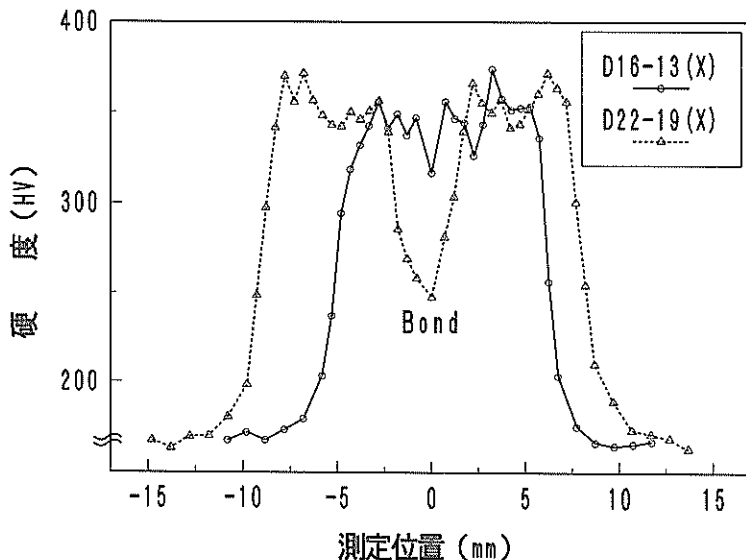
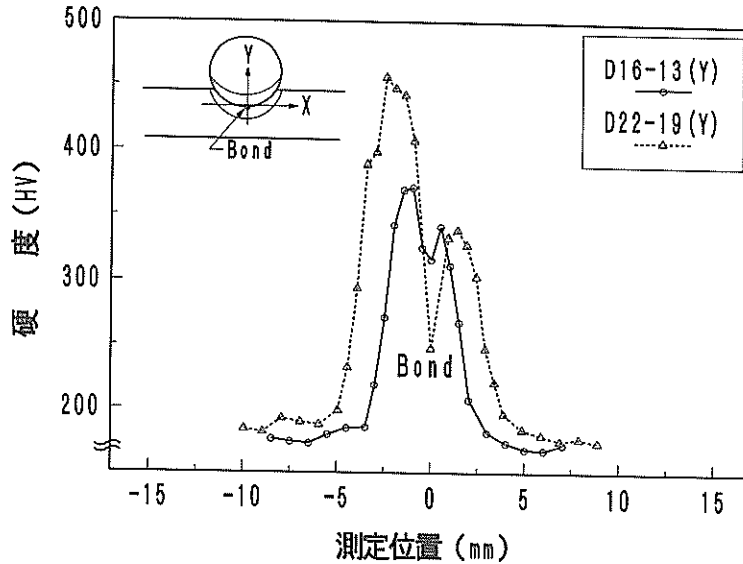
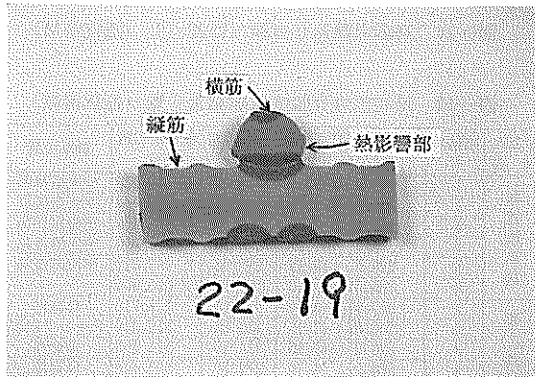


図-21 溶接部の硬度分布 (X方向) (抵抗溶接)



図—22 溶接部の硬度分布 (Y方向) (抵抗溶接)



写真—11 硬度試験の試験体 (抵抗溶接)

試験片を切断した鉄筋断面の拡大部分を写真—11に示す。写真からも分かるように溶接接合点を境に熱影響範囲 (薄黒くなっている部分) がかなり広い範囲まで及んでいた。また横筋 (円形部) の上部と縦筋 (長方形部) の下部 2ヶ所が同様に熱影響を受けているのは、抵抗溶接を行う際、上下から高電流の流れている端子を瞬時に押さえつけたため、鉄筋との間でスパークを起こし母材が変質したものである。

5.5 高応力繰返し試験

高応力繰返し試験の試験条件を表—9に示す。引張で与える上限荷重は鉄筋降伏点応力の95%、下限荷重を4.9 kN (0.5tf)とした。なお鉄筋降伏点応力は鉄筋の引張試験から求めた。試験は定められた上限と下限荷重を30回繰返し与えて、1回目の載荷時の勾配と30回目の最大変

表—9 高応力繰返し試験の試験条件

降伏点応力	D16	$\sigma_y = 408.7 \text{ N/mm}^2$ (試番 1~7)
		382.2 N/mm^2 (試番 8・9)
	D19	$\sigma_y = 408.7 \text{ N/mm}^2$ (試番 10・12)
		382.2 N/mm^2 (試番 11・13~18)
	D22	$\sigma_y = 387.1 \text{ N/mm}^2$ (試番 19~27)
上限荷重	D16	$P_{max} = 408.7 \text{ N/mm}^2 \times 0.95 \times 198.6 \text{ mm}^2 = 77.1 \text{ kN}$
		$382.2 \text{ N/mm}^2 \times 0.95 \times 198.6 \text{ mm}^2 = 72.1 \text{ kN}$
	D19	$P_{max} = 408.7 \text{ N/mm}^2 \times 0.95 \times 286.5 \text{ mm}^2 = 111.2 \text{ kN}$
		$382.2 \text{ N/mm}^2 \times 0.95 \times 286.5 \text{ mm}^2 = 104.0 \text{ kN}$
	D22	$P_{max} = 387.1 \text{ N/mm}^2 \times 0.95 \times 387.1 \text{ mm}^2 = 142.4 \text{ kN}$
下限荷重	4.9 kN	
繰返し載荷数	30回	

位置と原点を結ぶ直線勾配を比較した。

試験の結果の一例を図—23および図—24に示す。図—23は溶接部のない単鉄筋D22で、図—24は溶接部のある鉄筋組合せD22-19である。両図を比較しても試験結果に顕著な差はなかった。また1回目と30回目の直線勾配比を比較した結果、D22は0.984、D22-19は0.986でほぼ同じであった。他の試験体についても同様な結果を得た。

鉄筋継手指針では1回目と30回目の直線勾配比 (E_{30}/E_1) が85%以上であれば高応力繰返し耐力を有する継手と評価しているのに対して、今回の試験では最低でも0.9以上が確保されていた。高応力繰返し試験を行った結果、溶接部を有する鉄筋は地震時に高応力を繰返し受けても十分耐えることが判明した。

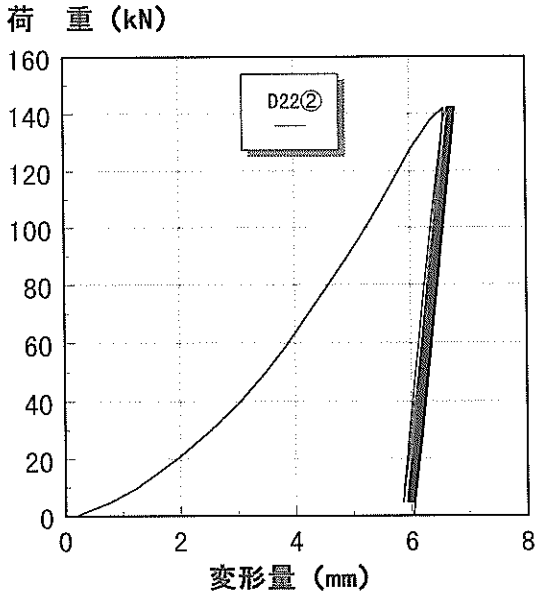


図-23 高応力繰返し試験 (D 22)

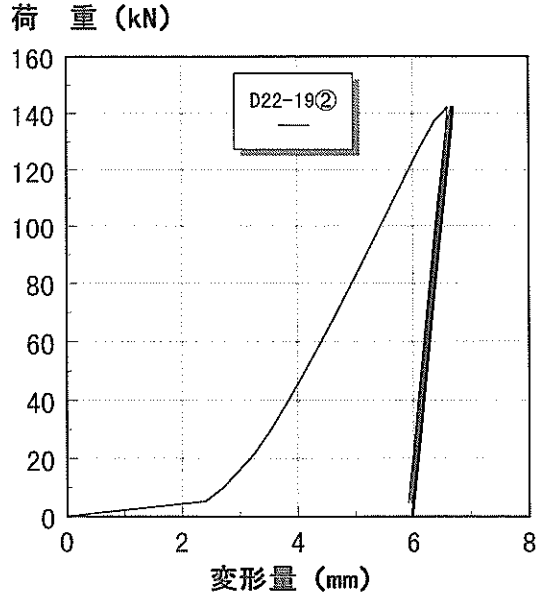


図-24 高応力繰返し試験 (D 22-19) (抵抗溶接)

5.6 疲労試験

試験結果を表-10および図-25に示す。試験体数は十分ではないが、図からも解るように繰返し数が最大200万回時における疲労強度は、溶接部のない鉄筋に比べ、溶接鉄筋は約20%小さかった。図中にコンクリート標準示方書に示される鉄筋の設計疲労強度を示す。コンクリート標準示方書では、異形鉄筋の設計疲労強度 f_{srd} は、疲労寿命 N と永久荷重による鋼材の応力度 σ_{sp} の関数として一般に式(2)により求めるものとしている。

表-10 鉄筋の疲労強度試験結果一覧 (抵抗溶接)

鉄筋の種類	試験体 No.	最大応力 (N/mm ²)	最小応力 (N/mm ²)	応力振幅 (N/mm ²)	繰返し数 (N)	破断位置
溶接鉄筋網	1	392.0	19.60	372.40	75,210	中央溶接部
	2	343.0	17.15	325.85	133,460	中央溶接部
	3	294.0	14.70	279.30	315,460	中央溶接部
	4	245.0	12.25	232.75	472,330	中央溶接部
	5	220.5	10.98	209.52	797,820	中央溶接部
	6	196.0	9.800	186.20	2,000,000	—
単鉄筋	1	392.0	19.60	372.40	215,710	母材部
	2	343.0	17.15	325.85	319,410	チャック内部
	3	343.0	17.15	325.85	504,450	母材部
	4	294.0	14.70	279.30	603,470	母材部
	5	269.5	13.52	255.98	1,218,790	チャック内部
	6	245.0	12.25	232.75	2,000,000	—

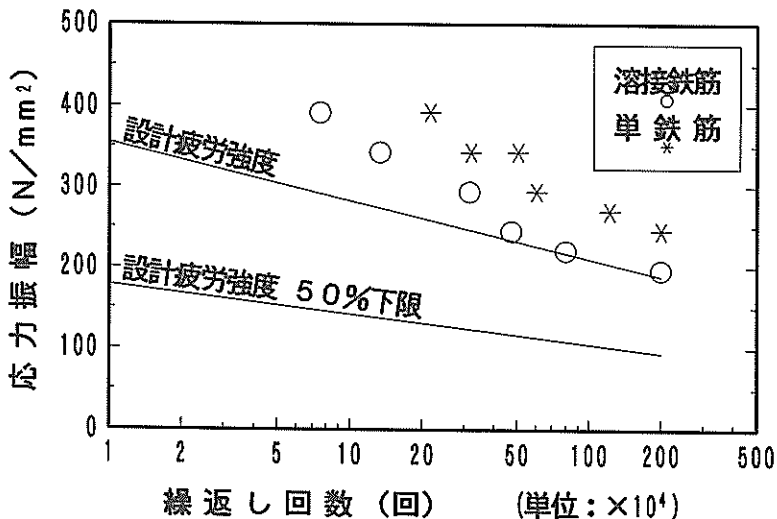


図-25 鉄筋の疲労試験結果 (抵抗溶接)

$$f_{sra} = 1900 \frac{10^6}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{st}}{f_{ud}} \right) / \gamma_s \quad (\text{Kgf/cm}^2) \quad (2)$$

ただし、 $N \leq 2 \times 10^6$

ここに、 f_{ud} : 鉄筋の設計引張強度

γ_s : 鉄筋の材料係数

疲労寿命が 2×10^6 回以下の場合、 α および k を、次の値を用いる。

$$\alpha = k_o (0.82 - 0.003\phi)$$

$$k = 0.12$$

ここに、 ϕ : 鉄筋直径(mm)

k_o : 鉄筋のふしの形状に関する係数で、1.0 とする。

溶接鉄筋の疲労強度は応力振幅が $200 \sim 250 \text{ N/mm}^2$ では、コンクリート標準示方書示方書の設計値とほぼ同じとなった。またコンクリート標準示方書では溶接された鉄筋の疲労強度は50%までは低下する可能性がある旨指摘しているが、今回の抵抗溶接鉄筋の疲労強度は50%まで低下しなかった。

疲労試験の最終破断位置は、単鉄筋の場合母材部あるいはチャック内部（疲労試験で鉄筋を固定する部品）で破断していたが、溶接鉄筋の場合はすべてが中央の溶接部または溶接部付近で破断していた。

6. アーク溶接鉄筋網の物理試験結果¹²⁾

6.1 溶接条件決定のための試験

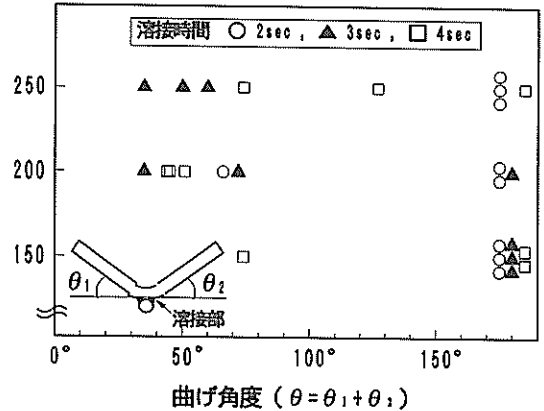
アーク溶接鉄筋の曲げ角度と溶接電流の関係を図-26に示す。横軸は鉄筋の曲げ角度、縦軸は溶接電流、また図中の凡例は溶接時間を示している。溶接時間2 secの場合、溶接電流に関係なく概ね良好な曲げ特性を有していた。溶接時間3 sec以上の場合、溶接電流が大きくなると曲げ角度の性能が低下する傾向にあった。

溶接電流150Aで、溶接時間が2 secおよび3 secの曲げ試験後の試験体状況は、3体（各ケース3体）すべてが180度まで曲げることができたが、各1体ずつは溶接熱影響部で5 mm程の小さな亀裂が生じていた。

図-27に溶接時間とせん断荷重の関係を示す。図に示すように溶接時間とせん断荷重はほぼ比例関係にあった。また溶接電流が大きいほどせん断荷重も大きくなるが、溶接時間が長くなるほどせん断荷重の増加傾向も大きかった。これは一般的に溶接電流が大きいほど、溶接時間が長くなるほど、溶接材の溶け込み量が多くなるためである。

曲げ試験およびせん断試験の結果、曲げ性能の良いものは150Aで3 sec以下であった。またせん断荷重は150A

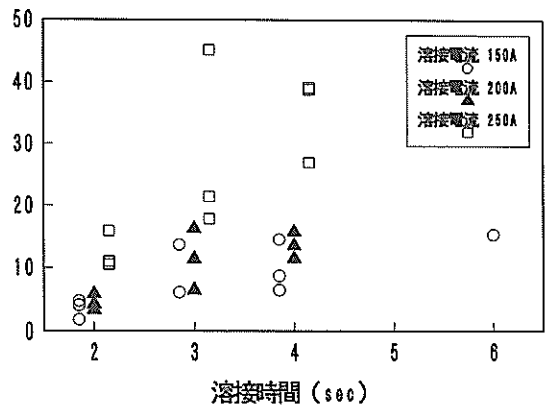
溶接電流 (A)



接触形態: 谷谷

図-26 曲げ角度と溶接電流の関係 (アーク溶接)

せん断荷重 (KN)



接触形態: 谷谷

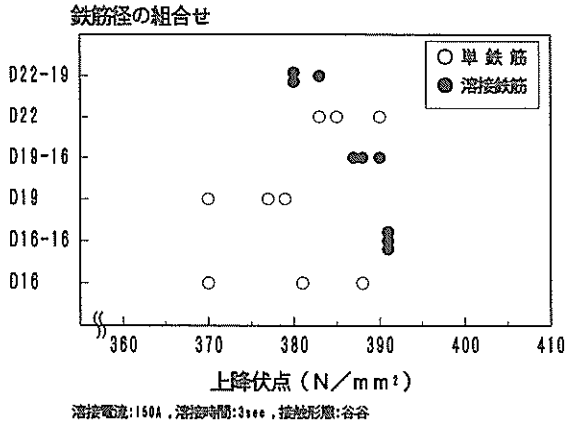
図-27 溶接時間とせん断荷重の関係 (アーク溶接)

の2 secよりも3 secの方が約2倍程大きかった。この結果からアーク溶接鉄筋網の製作には、溶接電流150A、溶接時間3 secが最適な溶接条件であることが分かった。

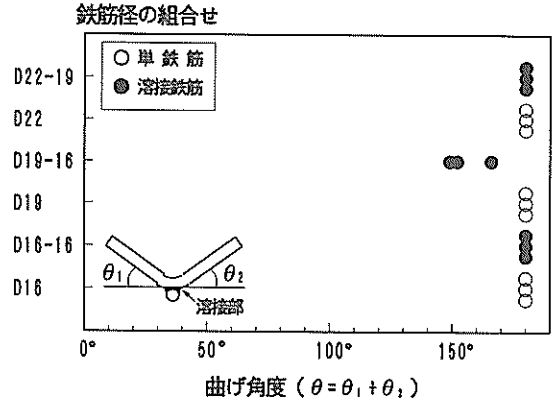
6.2 引張試験

上昇伏点強度と鉄筋径の組合せの関係を図-28に示す。JISで定める降伏点は $345 \sim 440 \text{ N/mm}^2$ である。試験の結果、溶接部のある場合とない場合では顕著な差がなく $370 \sim 390 \text{ N/mm}^2$ で規格値以上であった。また鉄筋の引張強度についてもすべて規格値 (490 N/mm^2) 以上であった。

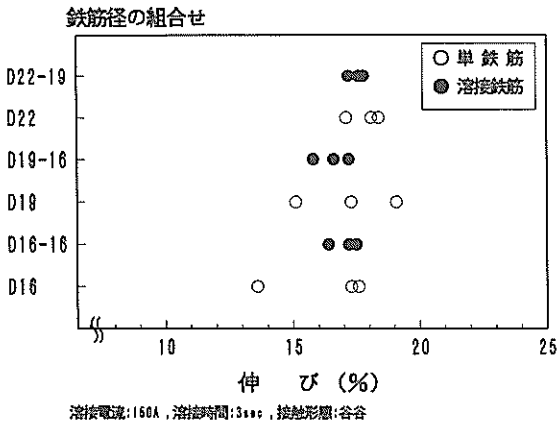
図-29に鉄筋の伸び (%) を示す。溶接部のある場合とない場合では顕著な差はなかったが、伸びは14~19%で大半がJIS規格値の18%を下回った。鉄筋の破断位置



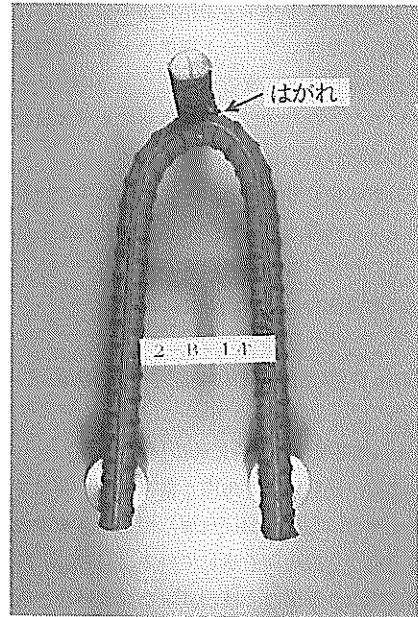
図一28 鉄筋の上降伏点強度 (アーク溶接)



図一30 鉄筋の曲げ試験 (アーク溶接)



図一29 鉄筋の伸び (アーク溶接)



写真一12 曲げ試験後の試験体 (アーク溶接)

は、単鉄筋および溶接鉄筋のすべてがJISで定めるA点 (図一17参照) の位置であった。

引張試験を行った結果、鉄筋にアーク溶接 (溶接電流150A, 溶接時間3sec) を行っても、溶接部のない鉄筋に比べて上降伏点強度や引張強度には差がなかったことが確認された。

6.3 曲げ試験

図一30に鉄筋の曲げ角度と鉄筋径の組合せの関係を示す。なおここで示した曲げ角度は載荷後の残留角度である。単鉄筋のすべては180度まで曲げても母材には亀裂が生じなかった。溶接鉄筋D19-16の曲げ角度は150度以上で、他の溶接鉄筋は180度まで曲げることができた。なおD22-19の1体を除く残り8体には、溶接熱影響部に9~13mmの亀裂が生じていた。試験後の試験体状況を写真一12に示す。写真の試験体では、母材と溶接材間に剥がれが生じていた。

曲げ試験の結果、アーク溶接された鉄筋の曲げ角度は概ね良好な性能を有していたが、大多数の試験体で溶接材部分での剥がれが生じた。しかし、母材には致命的な亀裂等がないことから、曲げ特性としては特に問題はないものと考えられる。

6.4 溶接部強度試験

図一31に溶接部の引張荷重 (図一19参照) と鉄筋径の組合せを示す。また図中の凡例は、溶接時における鉄筋同士の接触形態 (図一7参照) を示している。引張強度は2~10kN (0.2~1tf) でばらつきが大きい、鉄筋径

鉄筋径の組合せ

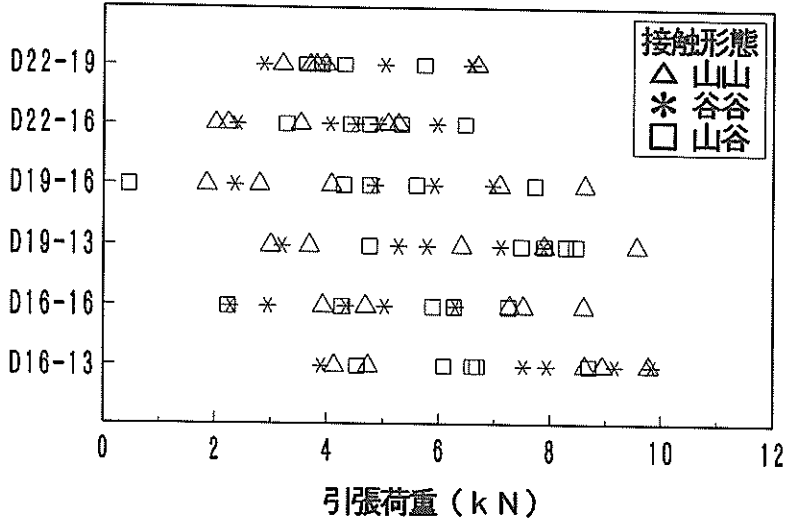


図-31 溶接部引張試験 (アーク溶接)

の組合せが太くなるほど引張強度がやや低下する傾向があった。

図-32に溶接部のせん断荷重と鉄筋径の組合せを示す。せん断荷重は、2~40kN(0.2~4tf)でかなりばらつきが大きかった。鉄筋径の組合せは太くなるほどせん断強度のばらつきも大きくせん断強度が上がる傾向にあった。両試験において鉄筋同士の接触形態が与える強度変化について調べたが、強度への影響はほとんど見られなかった。

また、最低の引張荷重およびせん断荷重は約2kN(約0.2tf)確保できることから、アーク溶接鉄筋網の施工時の吊り下げ、小運搬などの作業中の強度は十分と言える。

6.5 硬度試験

図-33に溶接電流150A、溶接時間2、3、および4secの条件での硬度分布を示す。測定は溶接接合点(Bond)を通過する水平方向である。溶接の熱影響のない母材の硬度(HV)は200以下であるのに対して、溶接部の硬度

鉄筋径の組合せ

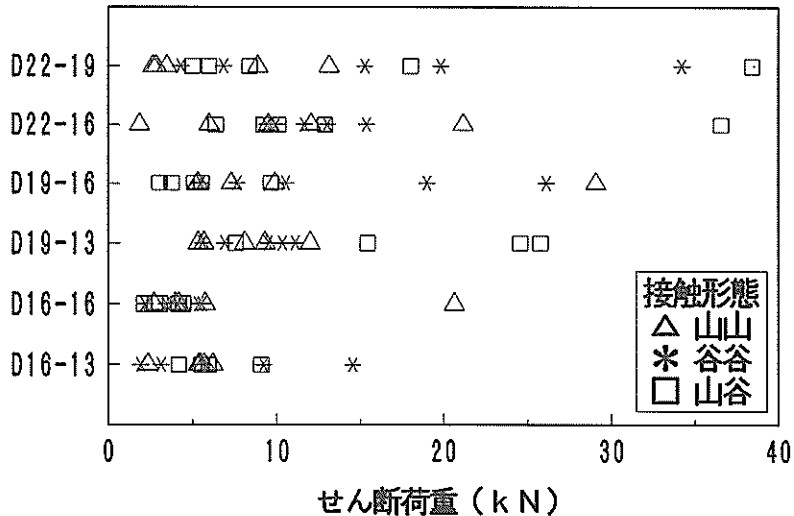
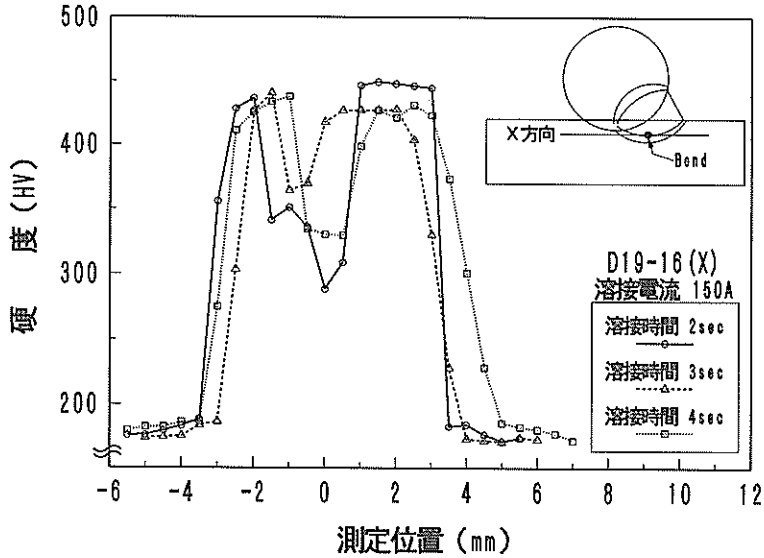


図-32 溶接部せん断試験 (アーク溶接)



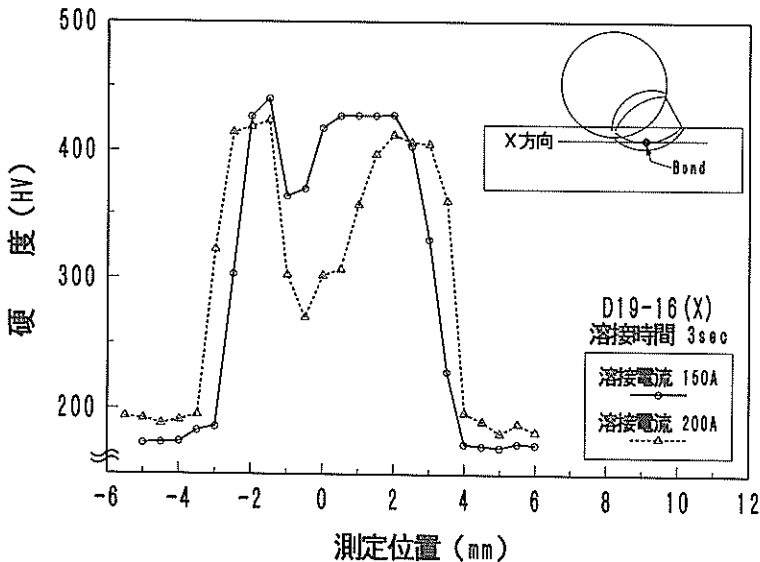
図—33 溶接部の硬度分布と溶接時間（アーク溶接）

は約450とやや大きな値であった。また溶接部の熱影響範囲は、水平方向で約±4 mmであった。図中の測定位置0 mm付近の硬度が低いのは、溶接接合点のBondで熱影響部はその左右に広がっているためである。また図からも分かるように、溶接時間が変わっても硬度には顕著な差は見られなかった。

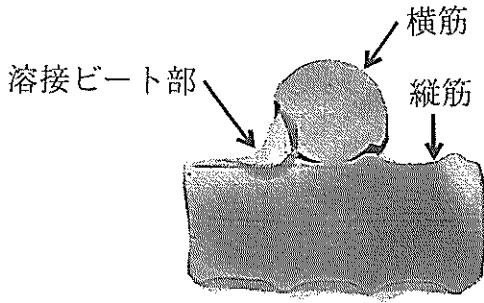
図—34に溶接時間3 sec、溶接電流150と200Aの硬度分布を示す。溶接電流が変化しても溶接の熱影響範囲や硬度には顕著な差が見られなかった。

今回、溶接時間や溶接電流を変えても、比較的硬度が高く、硬度に変化が見られなかったのは、通常の溶接と異なり局所的に短時間で溶接を行ったための急激な入熱と急冷が原因していると考えられる。

試験片の拡大部分を写真—13に示す。写真からも分かるように溶接接合点を境に熱影響範囲（薄黒くなっている部分）が広がっているが、試験片全体から見て比較的小さな範囲であることが分かった。



図—34 溶接部の硬度分布と溶接電流（アーク溶接）



写真—13 硬度試験の試験体（アーク溶接）

6.6 疲労試験

試験結果を表—11および図—35に示す。図中に式(2)から求めたコンクリート標準示方書の鉄筋の設計疲労強度を示す。溶接時間 2 sec と 3 sec の場合、応力値が約 230 N/mm² 以下の領域では示方書の設計疲労強度を下回った。また繰返し載荷回数 200 万回において、溶接部のない単鉄筋と比較すると、アーク溶接鉄筋の溶接時間が 2 sec の場合で約 20%、3 sec の場合で約 30% 疲労強度が低下した。アーク溶接の方法によりどの程度溶接時間が管理できるか不明な点もあるが、ここでは最大でも 30% の強度低下と考えることができる。コンクリート標準示方書では溶接された鉄筋の疲労強度は 50% までは低下する可能性がある」と指摘しているが、今回のアーク溶接鉄筋の疲労強度は 50% まで低下していなかった。また試験体数は十分ではないが、図中を見る限りでは溶接時間の違いによる疲労強度の差は見られなかった。次に疲労強度が 30% 低下したときの溶接鉄筋の疲労強度式を示す。

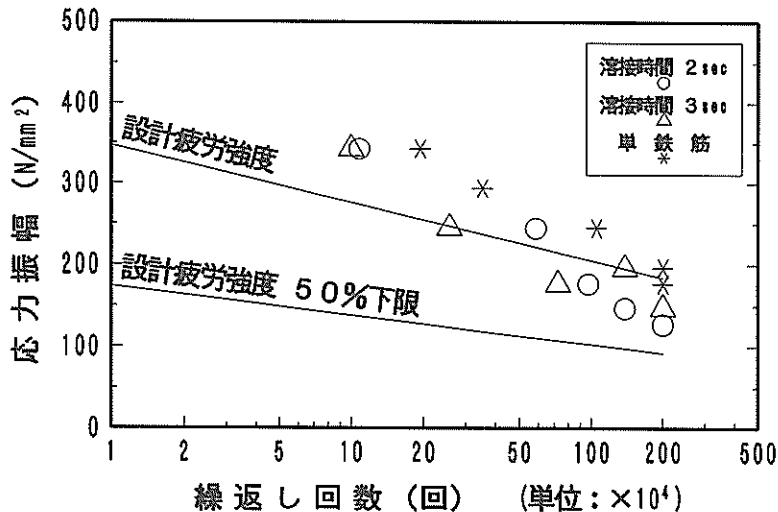
表—11 鉄筋の疲労強度試験結果一覧（アーク溶接）

鉄筋の種類	溶接条件	試験体番号	最大応力 (N/mm ²)	最小応力 (N/mm ²)	応力振幅 (N/mm ²)	繰返し数 (N)	破断位置
アーク溶接鉄筋	溶接電流 150A 溶接時間 2sec	B-25①	343.0	17.15	325.85	107,720	中央溶接部
		B-25②	245.0	12.25	232.75	586,370	中央溶接部
		B-25③	176.4	8.82	167.58	969,520	中央溶接部
		B-25④	147.0	7.35	139.65	1,380,070	中央溶接部
	溶接電流 150A 溶接時間 3sec	B-25⑤	127.4	6.37	121.03	2,000,000	—
		B-25⑥	343.0	17.15	325.85	99,650	中央溶接部
		B-25⑦	245.0	12.25	232.75	256,900	中央溶接部
		B-25⑧	196.0	9.80	186.20	1,384,800	母材部
単鉄筋		2-7②	343.0	17.15	325.85	194,050	チャック部
		2-7③	294.0	14.70	279.30	352,050	チャック部
		2-7④	245.0	12.25	232.75	1,051,450	母材部
		2-7⑤	196.0	9.80	186.20	2,000,000	—
		2-7⑥	176.4	8.82	167.58	2,000,000	—

$$f_{srd} = 1330 \frac{10^6}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}} \right) / \gamma_s \quad (\text{Kgf/cm}^2) \quad (3)$$

疲労試験の最終破断位置は、単鉄筋は母材部あるいはチャック部で破断していたが、溶接時間が 2 sec の溶接鉄筋は、5 体中 4 体（1 体は破断なし）が溶接部付近で破断していた。一方、溶接時間 3 sec は、5 体中 3 体は溶接部付近で破断しており、1 体は母材部で破断していた。残りの 1 体は破断はしなかったものの、繰返し載荷回数が約 112,400 回にて横筋が外れてしまったが疲労試験は継続した。

なお、溶接により疲労強度の低下が実際の港湾用ケーソンの疲労強度にどの程度影響を与えるか試算した結果¹³⁾を、付録に示す。付録に示した例では前壁の水平鉄筋（外側筋）の疲労強度低減率が 50% のとき疲労損傷度は 0.8 程度となり疲労破壊の可能性が高い結果となった。し



図—35 鉄筋の疲労試験結果（アーク溶接）

かし低減率を今回の疲労試験結果を基に20～30%低減したときの疲労損傷度は0.1以下となり、疲労破壊の可能性が小さいことがわかった。

7. 抵抗溶接鉄筋網を用いたコンクリート梁接合部材の載荷試験¹⁴⁾⁻¹⁶⁾

7.1 梁試験体の構造

溶接鉄筋網では施工の容易さを考慮して、接合部では溶接鉄筋網の鉄筋同士が1断面で接合される。しかしこの場合、部材の終局破壊性状やひび割れ性状に悪い影響をおよぼすことが懸念される。そこで今回は溶接鉄筋網を用いた接合部のないコンクリート梁試験体1種類(TYPE-N)と接合部を有するコンクリート梁試験体3種類(TYPE-A～C)を選定し、静的曲げ載荷試験、せん断載荷試験および繰返し載荷(疲労)試験を行った。なお鉄筋組立時の溶接は抵抗溶接で行った。

試験ケースは表-12に示すとおり、静的曲げ載荷試験が4体、静的せん断載荷試験が4体、疲労試験が16体である。

(1) 試験体の構造

図-36に曲げ載荷試験およびせん断載荷試験用の試験

表-12 梁試験体の試験ケース

試験名	試験体のタイプ	試験体数
曲げ載荷試験 せん断載荷試験	TYPE-N	各1体
	TYPE-A	各1体
	TYPE-B	各1体
	TYPE-C	各1体
疲労試験	TYPE-N	4体
	TYPE-A	4体
	TYPE-B	4体
	TYPE-C	4体

体の概要を示す。曲げ載荷試験用は長さ2500mm、幅400mm、高さ250mmで、せん断載荷試験用は同じ断面寸法で長さが1500mmとした。また溶接鉄筋網の主鉄筋(縦筋)および配力鉄筋(横筋)はすべてD19を使用した。鉄筋間隔は主鉄筋が135mm、配力鉄筋が200mmで、せん断補強筋(スターラップ)にはD10の鉄筋を使用し100mm間隔で配筋した。配筋方法は曲げ試験体およびせん断試験体ともすべて共通とした。

使用したコンクリートの示方配合を表-13に示す。コ

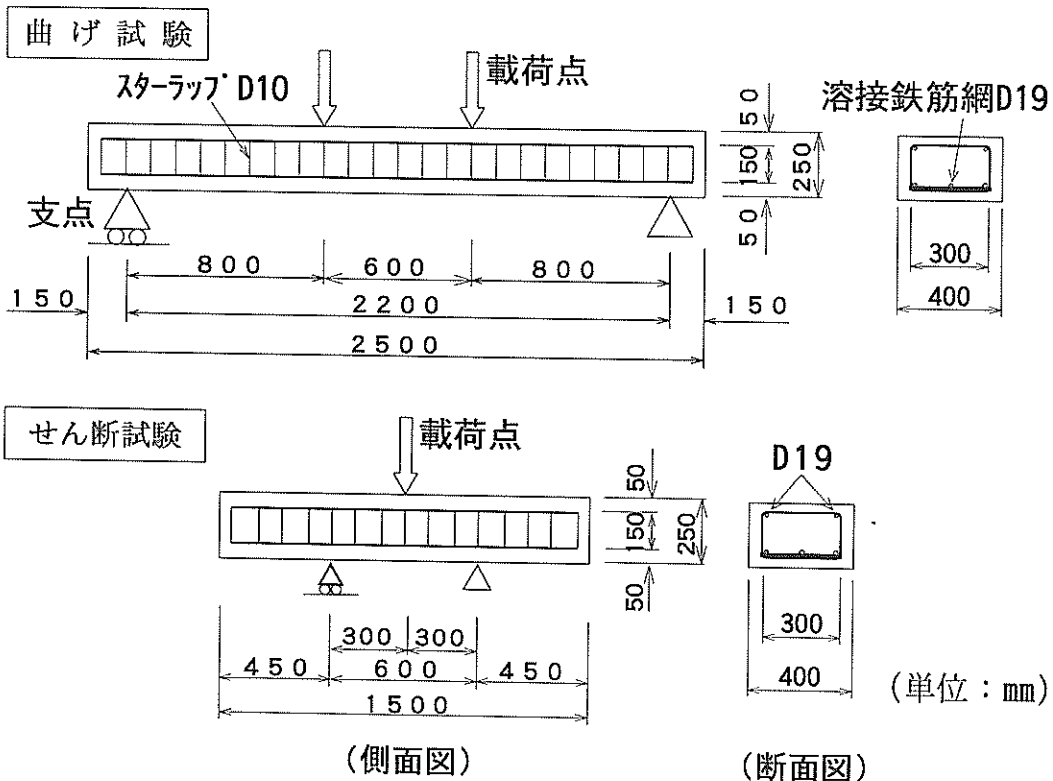


図-36 曲げおよびせん断載荷試験の概要

表-13 コンクリートの示方配合

コンクリートの種類	設計基準強度 (N/mm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量(kgf/m ³)				
							水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 AE
早強	24	20	12±2.5	4±1	55.0	43.0	160	291	783	1,080	0.582

※ 混和剤：チューポールEX20 (AE減水剤標準形 I)

コンクリートの設計基準強度は24N/mm² (240Kgf/cm²)で、使用したセメントは早強ポルトランドセメントである。表-14に管理供試体の強度試験結果を示す。

なお疲労試験用の梁試験体は、曲げ荷試験用と同一構造とした。

(2) 接合部の構造形式

溶接鉄筋網を用いた曲げ荷試験用の試験体構造図を図-37～図-40に示す。

図-37に示すTYPE-Nは、溶接鉄筋網を用いた接合部のない試験体である。

図-38に示すTYPE-Aは、主鉄筋をループ状に折り返し、それを接合部で重ね合わせた試験体である。ループの折り返し半径は60mmで、主鉄筋の重ね継手長(ループ部除く)は約17D (330mm)とした。この試験体は鉄筋の定着性と部材の剛性効果を高めたものである。

図-39に示すTYPE-Bは、接合部左右の鉄筋を千鳥に突き合わせ、その上から溶接鉄筋網を重ね合わせて接合部を補強している試験体である。重ね継手長は補強した鉄筋長と考えると約65D (1235mm)とした。この試験体の

表-14 管理供試体の試験結果

試験名	試験体名	コンクリート強度	
		材令7日	試験時
圧縮 N/mm ² (kgf/cm ²)	曲げ・疲労	31.2 (318)	29.6 (302)
	せん断	22.7 (232)	27.0 (275)
曲げ N/mm ² (kgf/cm ²)	曲げ・疲労	4.46 (45.5)	4.11 (41.9)
	せん断	3.49 (35.6)	3.33 (34.0)
割裂 N/mm ² (kgf/cm ²)	曲げ・疲労	1.79 (18.3)	2.48 (25.3)
	せん断	1.95 (19.9)	2.44 (24.9)
静弾性係数 × 10 ⁵ N/mm ² (kgf/cm ²)	曲げ・疲労	0.306 (3.12)	0.287 (2.93)
	せん断	0.245 (2.50)	0.282 (2.88)
ポアソン比	曲げ・疲労	0.212	0.215
	せん断	0.197	0.215

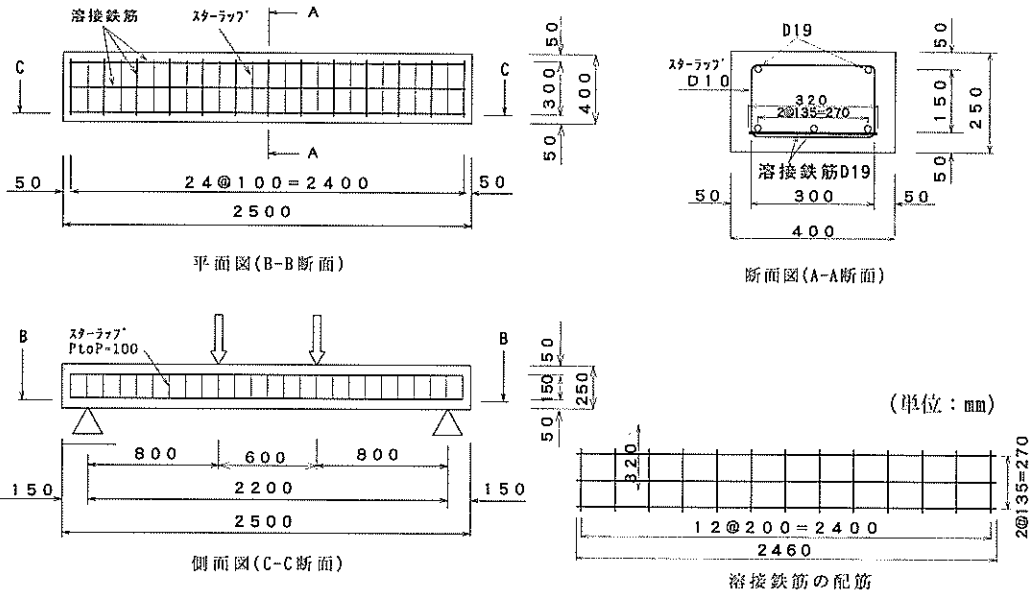
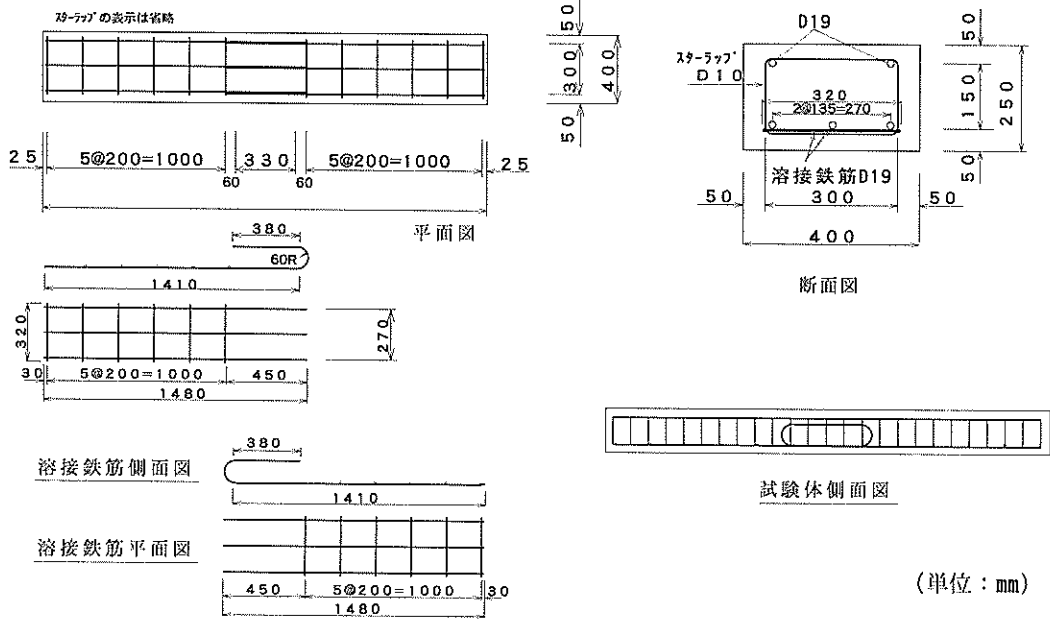
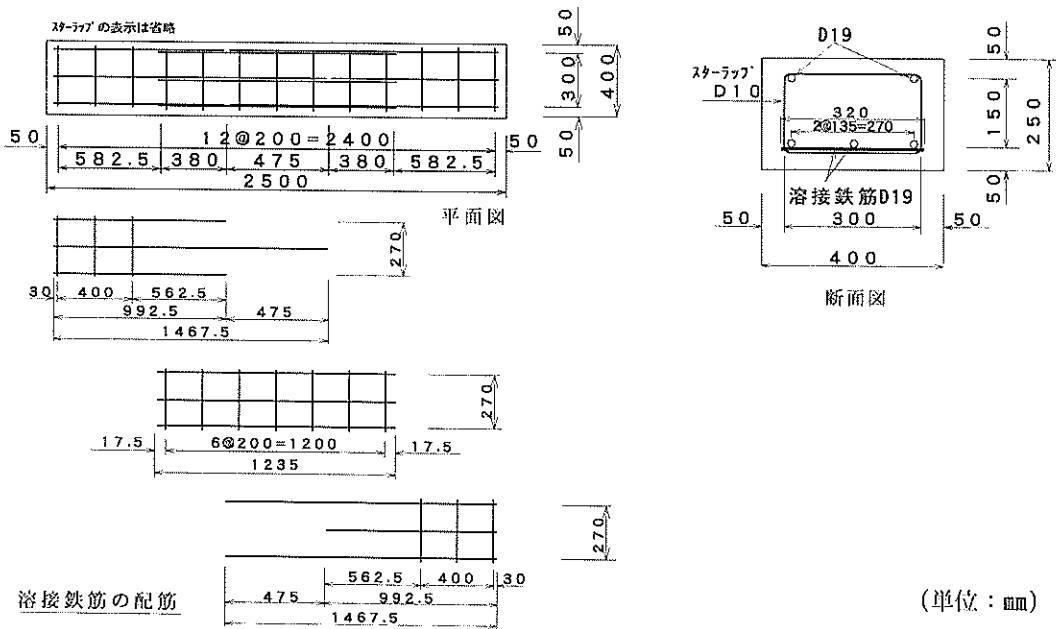


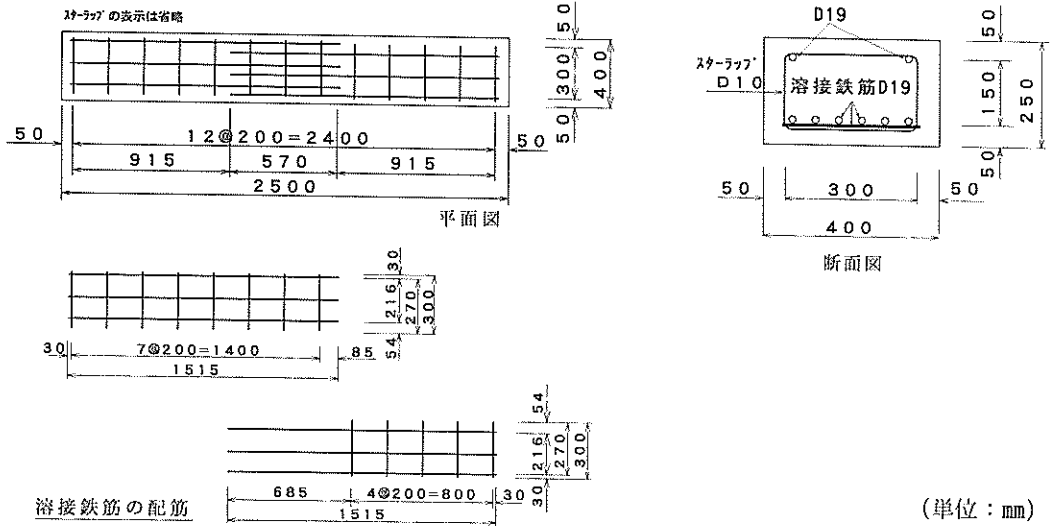
図-37 曲げ荷試験体構造図 (TYPE-N)



図一38 曲げ載荷試験体構造図 (TYPE-A)



図一39 曲げ載荷試験体構造図 (TYPE-B)



図一40 曲げ載荷試験体構造図 (TYPE-C)

特徴は、重ね継手部が現行の基準類に反しないように千鳥に配置していることと、現場施工時の容易さと考慮したタイプである。

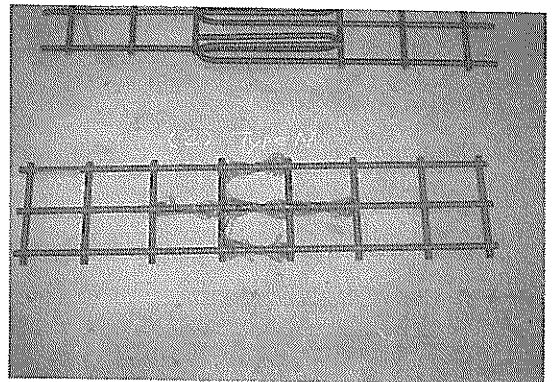
TYPE-Cは図一40に示すように網状の溶接鉄筋網を配置(図中左側の溶接鉄筋網)した後、その反対側から張り出し部分のある溶接鉄筋網を重ね合わせた試験体である。図中からも分かるように接合部の主鉄筋同士は少し距離を離して配置した。重ね継手長は30D(570mm)とした。この試験体の特徴は、溶接鉄筋網の製作および施工時の容易さを考慮している。またTYPE-A~Cの接合部分の鉄筋量は、TYPE-Aのループ部を除きすべて同じ(主鉄筋6本)とした。

溶接鉄筋網を用いたせん断試験用の試験体構造図を図一41~図一44に示す。試験体の構造は曲げ試験用と同一であるが、図一43に示すとおりTYPE-Bは試験体の都合上、補強用の溶接鉄筋網の長さを760mmとした。せん断試験用の各接合形式を写真一14~写真一17に示す。写真一14は接合部なし、写真一15はTYPE-A、写真一16はTYPE-B、写真一17はTYPE-Cである。

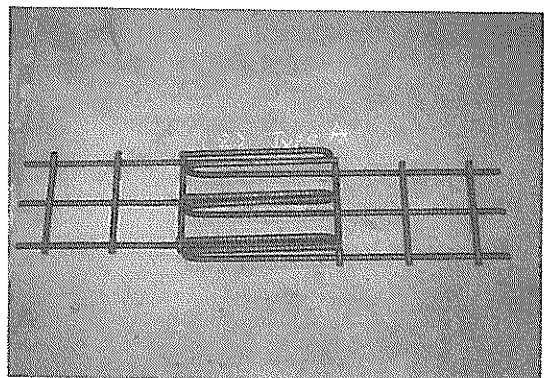
7.2 試験方法と計測方法

(1) 曲げ載荷試験およびせん断載荷試験の方法

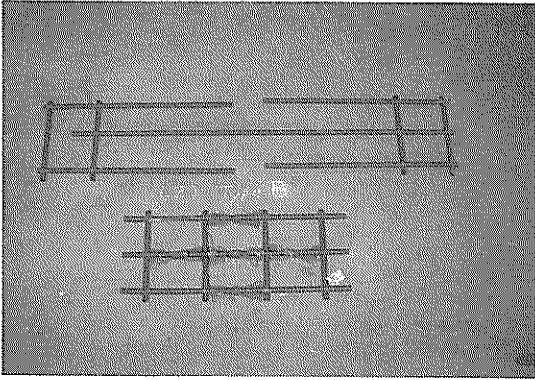
曲げ載荷試験およびせん断載荷試験の概要を図一45に示す。コンクリート製の反力床の上に門型フレームを組立て、50t用の手動ポンプ式油圧ジャッキで鉛直方向に載荷した。載荷方法はH型ビームを介して2点載荷で行っ



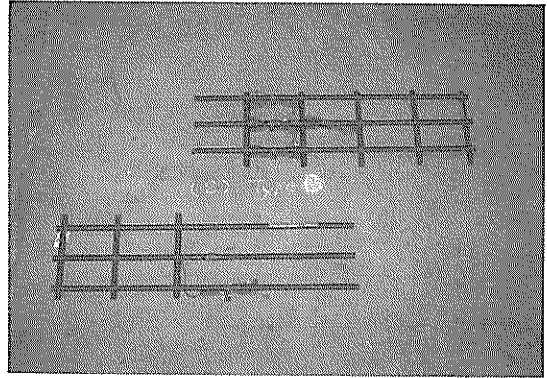
写真一14 接合部の構造形式 (せん断TYPE-N)



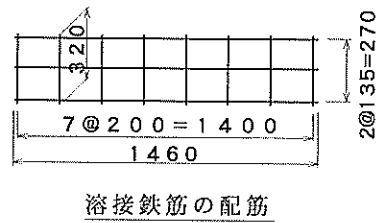
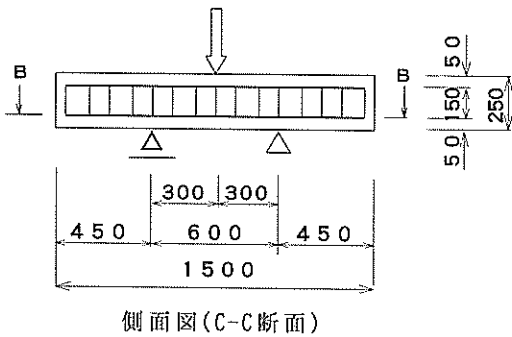
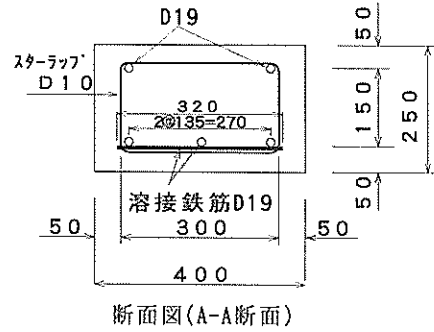
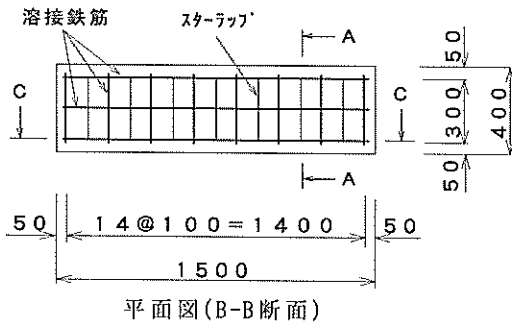
写真一15 接合部の構造形式 (せん断TYPE-A)



写真—16 接合部の構造形式 (せん断TYPE-B)

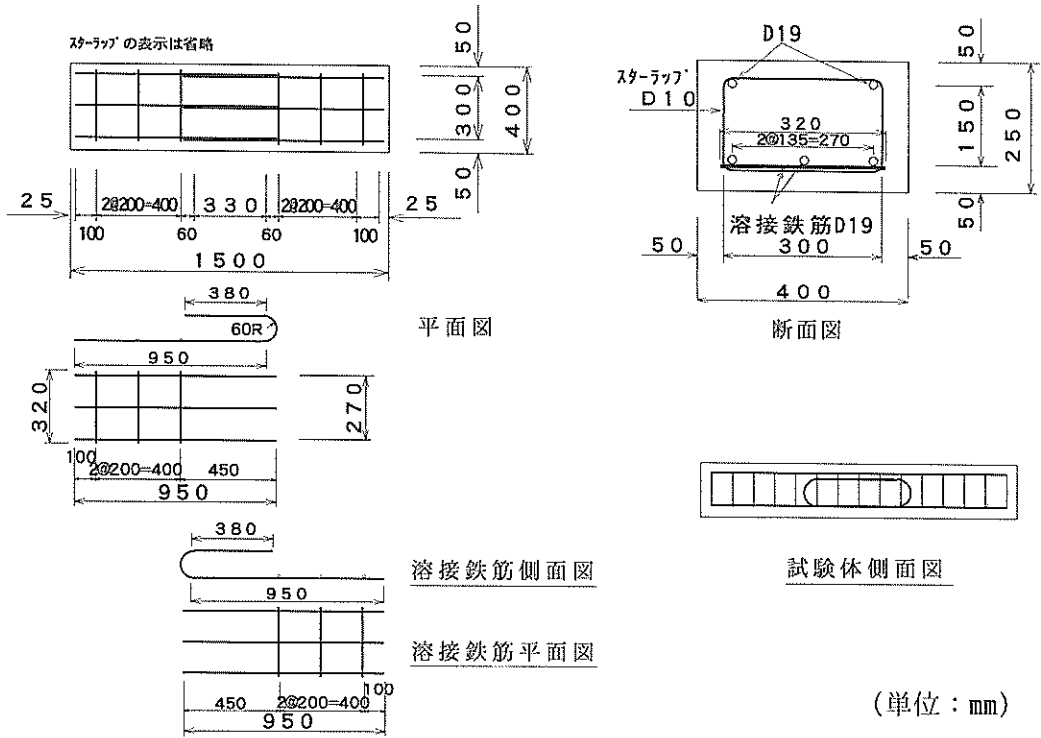


写真—17 接合部の構造形式 (せん断TYPE-C)

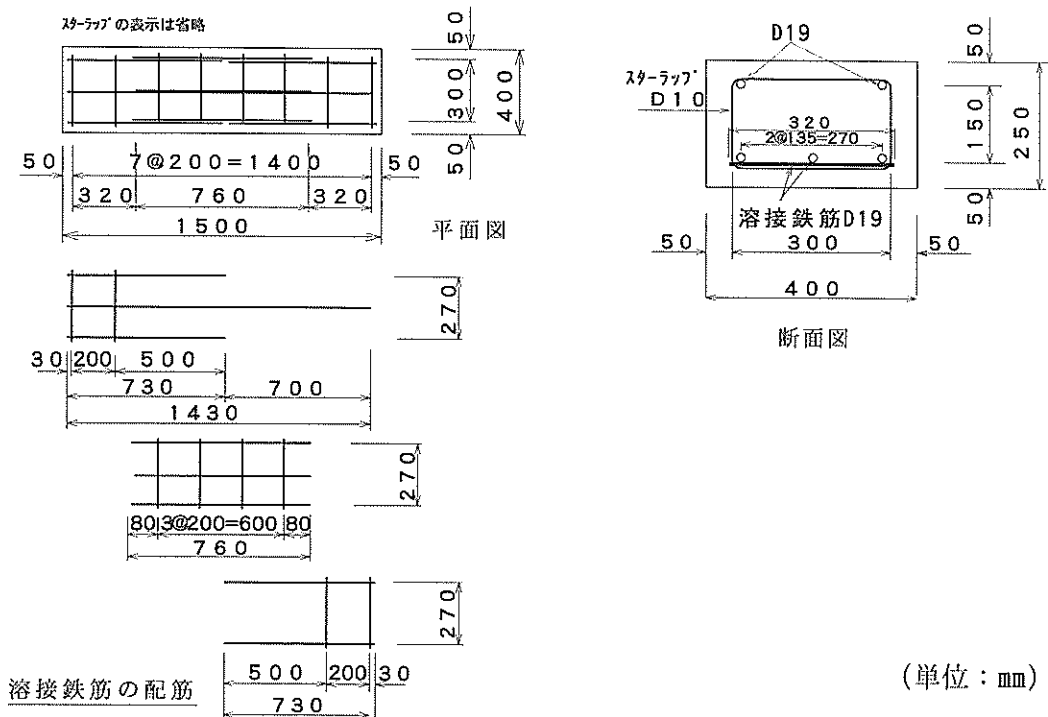


(単位: mm)

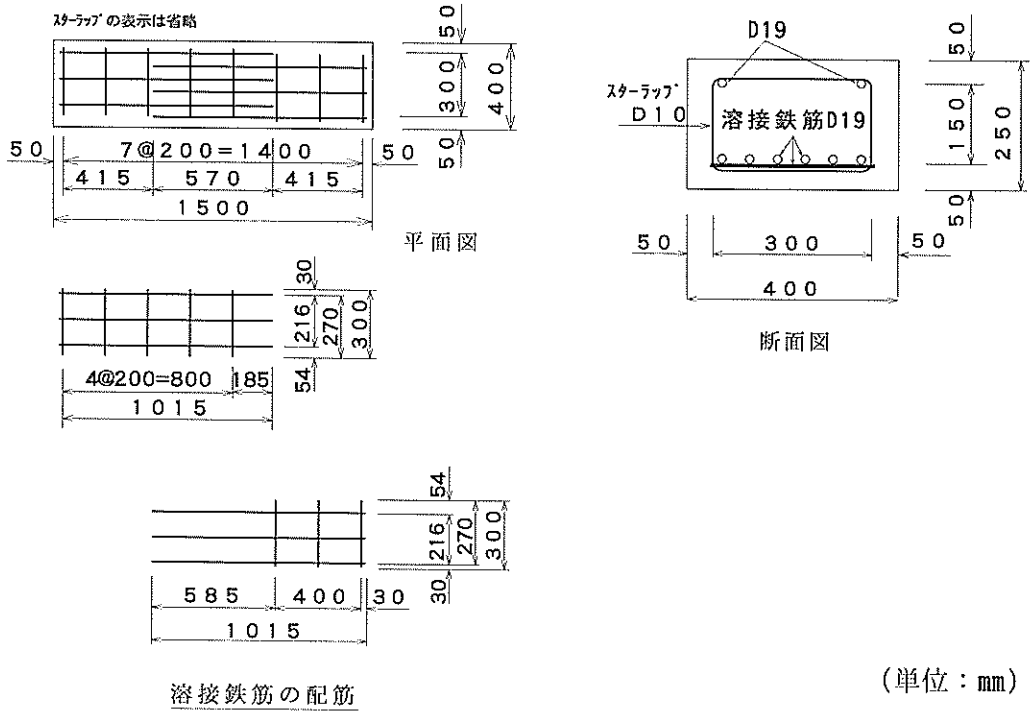
図—41 せん断載荷試験体構造図 (TYPE-N)



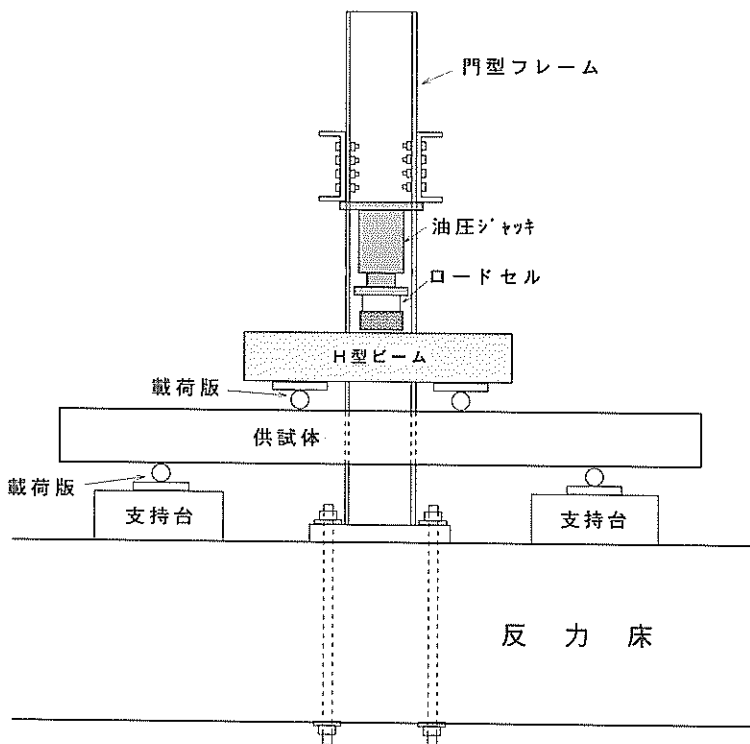
図—42 せん断載荷試験体構造図 (TYPE-A)



図—43 せん断載荷試験体構造図 (TYPE-B)



図一44 せん断裁荷試験体構造図 (TYPE-C)



図一45 曲げおよびせん断裁荷試験概要図

た。せん断载荷試験の場合はH型ビームを取り除き1点
 载荷で行った。また試験体の载荷荷重が偏心しないよう、
 载荷点および支点の载荷版と試験体の間に約10mmのゴ
 ム板を敷いた。载荷点および支点間位置の関係を図-36
 に示す。せん断スパン比は曲げ試験体で3.2、せん断試験
 体で1.2とした。

(2) 曲げ载荷試験およびせん断载荷試験の計測項目

計測項目は、主鉄筋およびコンクリートのひずみ、ひ
 び割れ幅、試験体の変位および荷重値とした。各計測位
 置を図-46および図-47に示す。

鉄筋ひずみは、主鉄筋の1ヶ所につき上面と下面にひず
 みゲージ(ゲージ長3mm)を2枚貼り付けて計測した。コ
 ンクリートひずみは、試験体の側面に3枚と上面の中央
 付近にコンクリートひずみゲージ(ゲージ長60mm)を1
 枚貼り付けて計測した。1試験体当たりの測定点数は、
 鉄筋ひずみが10点、コンクリートひずみが4点である。
 ひび割れ幅の測定は、き裂変位計(バイ型ゲージ)を試
 験体側面の下部に100mm間隔で取り付けて計測した。計
 測点数は、曲げ試験で10点、せん断試験で5点である。

試験体の変位は、ひずみゲージ式変位計で梁中央部の
 変位量を測定した。なお曲げ試験では、参考までに梁部
 の中央と支点の間(1/4の地点)も計測した。载荷荷重の
 測定は、100t型のひずみゲージ式ロードセルを油圧ジャ
 ッキと試験体との間に設置して計測した。各計測データ

は、データロガーを経由してパソコン上で処理を行った。
 (3) 曲げ载荷試験およびせん断载荷試験の荷重载荷方
 法

载荷は荷重の静的繰返しとし、以下の手順で行った。

- ① 0tfより载荷し、初期ひび割れが発生した時点で除
 荷する。再度荷重を载荷し、鉄筋降伏時まで荷重制御
 で载荷する。
- ② 鉄筋降伏荷重に達した後、0tfまで除荷する。
- ③ 再度荷重を载荷するが、载荷は鉄筋降伏時の载荷点
 での変位に基づき変位制御で行う。
- ④ 载荷は、最大荷重に達して荷重・変位の包絡線の勾
 配が負になるまで行う。負とならない場合は、 $10\delta_y$
 (δ_y :鉄筋降伏時の試験体変位)まで変位を与える。
 なお荷重制御時の荷重段階は4.9kN(0.5tf)毎に载荷
 し、同時に計測とひび割れ発生状況を試験体側面にマジ
 ックインキで記入した。

(4) 繰返し载荷(疲労)試験の試験方法と計測項目

疲労試験は、図-48に示す能力20tf型の疲労試験機を
 使用した。試験方法は基本的に曲げ载荷試験と同様な方
 法で行ったが、中央の载荷幅は500mmで曲げスパン比は
 3.4である。

疲労試験中にある繰返し载荷回数毎に静的载荷を行っ
 て、主鉄筋およびコンクリートのひずみ、ひび割れ幅、
 試験体の変位および荷重値を計測した。計測位置を図-

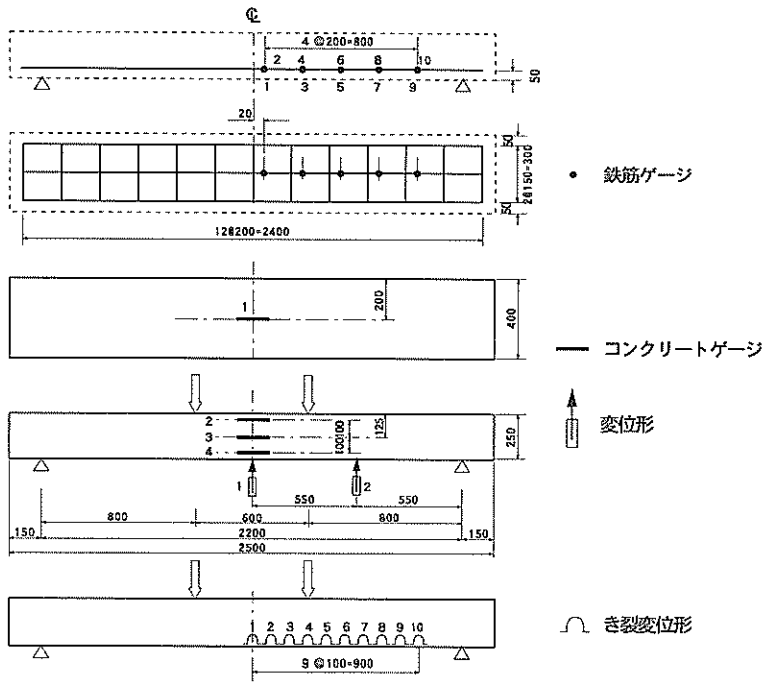
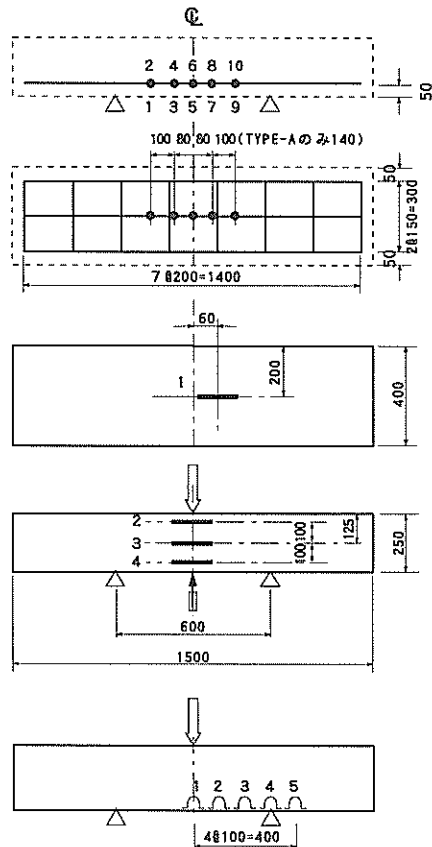


図-46 曲げ载荷試験体の計測位置図



● 鉄筋ゲージ

— コンクリートゲージ

↑ 変形

∩ き裂変位形

図-47 せん断载荷試験体の計測位置図

表-15 疲労試験の荷重水準

		上段 (単位: kN) 下段 (単位: tf)				
試験体のタイプ	P_r	0.9 P_r	0.8 P_r	0.7 P_r	0.6 P_r	
上限	TYPE-N	98.00 (10.00)	88.2 (9.00)	78.40 (8.00)	68.60 (7.00)	58.80 (6.00)
	TYPE-A	107.8 (11.00)	97.02 (9.90)	86.24 (8.80)	75.46 (7.70)	58.80 (6.00)
荷重	TYPE-B	127.40 (13.00)	114.66 (11.70)	101.92 (10.40)	89.18 (9.10)	76.44 (7.80)
	TYPE-C	122.50 (12.50)	110.25 (11.25)	98.00 (10.00)	85.75 (8.75)	73.50 (7.50)
下限荷重	—	4.90 (0.50)				

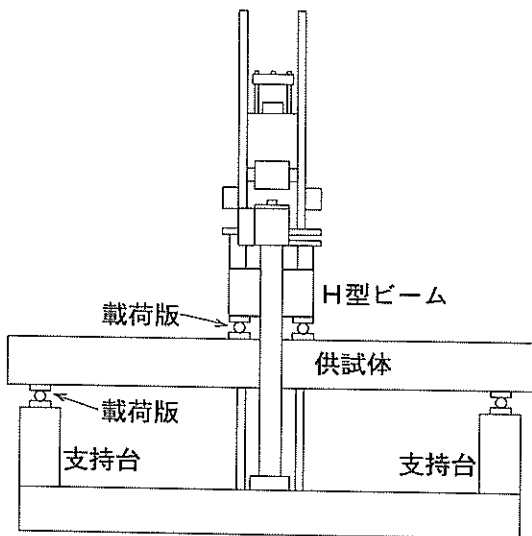
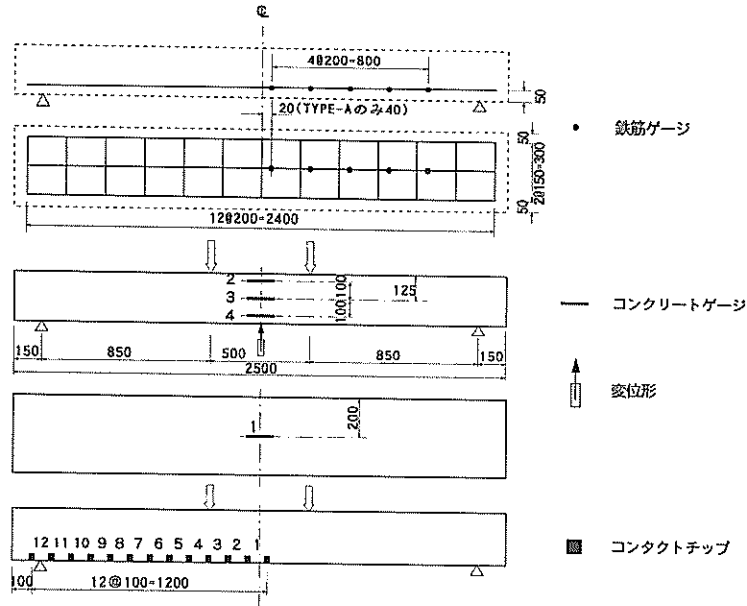


図-48 梁試験体の疲労試験概要図

49に示す。なおひび割れ幅は、試験体側面下部にコンタクトチップを貼り付けて、コンタクト形マイクロストレインゲージ(測定精度1/1000mm)で計測した。その他の計測項目は、静的曲げ载荷試験と同様である。

(5) 疲労試験の荷重載荷方法

疲労試験時の繰返し载荷荷重は表-15に示すように、静的曲げ試験で得られた主鉄筋降伏荷重 (P_r) の0.9, 0.8, 0.7および0.6倍を上限荷重とし、下限荷重は4.9kN (0.5tf)とした。従って荷重振幅は上限荷重と下限荷重の



図—49 疲労試験体の計測位置図

差である。繰返し荷重の波形は正弦波で、荷重周波数は2.2Hzとした。また疲労荷重試験中に各種計測を行うため行った静的荷重は、静的曲げ荷重試験と同様に4.9kN (0.5tf) 毎に荷重し、各試験体の上限荷重 (0.6~0.9P_y) まで荷重した。

8. 荷重試験の結果

8.1 曲げ荷重試験

(1) ひび割れと破壊状況

図—50に曲げ試験体のひび割れ発生状況を示す。初期ひび割れ発生位置は、どの試験体も荷重点直下または梁中央からであった。初期ひび割れ後のひび割れ進行状況は、約10cm間隔に梁試験体下部から順次支点方向に曲げひび割れが発生し、その後鉄筋降伏とともに斜めにせん断ひび割れが進行した。最終破壊時には荷重点付近でコンクリートの圧壊が見られた。最終破壊時のひび割れ状況は、どの試験体も似ており、接合部のある試験体とない試験体とでは顕著な差がなかった。とくに重ね継手の境界部でひび割れが集中する傾向は見られなかった。

(2) 曲げ耐荷力

各曲げ試験体の初期ひび割れ荷重は、表—16に示すとおり24.5~44.1kN (2.5~4.5tf) で、接合部にループ形状を持つTYPE-Aが一番大きかった。また最も小さかったのは、接合部のないTYPE-Nであった。また鉄筋の降

伏荷重は、127~176kN (13~18tf) でTYPE-Bが一番大きく、TYPE-Aが最も小さかった。図—51に曲げ荷重試験での荷重—変位の関係を示す。各曲げ試験体の終局耐荷力は、178~195kN (18~20tf) であった。3種類の接合方式の試験体は、いずれも接合部のない試験体よりも大きな曲げ耐荷力があった。

曲げ耐荷力の計算値を、コンクリート標準示方書で示す以下の方法で計算した。コンクリート標準示方書では、梁部材の曲げ耐荷力を、以下の仮定に基づいて算定する。

- ① 維ひずみは、梁の断面の中立軸からの距離に比例する。
- ② コンクリートの引張応力は無視する。
- ③ コンクリートの応力ひずみ関係は図—52による。
- ④ 鉄筋の応力ひずみ関係は図—53による。

複鉄筋梁の断面内の維ひずみの分布、鉄筋の引張力と圧縮力、コンクリートの圧縮応力の分布と圧縮合力の作用位置は、図—54のようになる。

コンクリートの圧縮合力の大きさC_c、および合力作用位置と中立軸との距離x_cの値は、図—52の関係を基に計算すると、以下のようになる。

1) 0 ≤ ε_{cc} ≤ ε_{cr} の場合

$$C_c = b \cdot f_{cc} \cdot x_c \left\{ 1 - \frac{1}{3} \frac{1}{\epsilon_{cr}^2} (\epsilon_{cc}^2 - 3\epsilon_{cc}\epsilon_{cr} + 3\epsilon_{cr}^2) \right\} \quad (4)$$

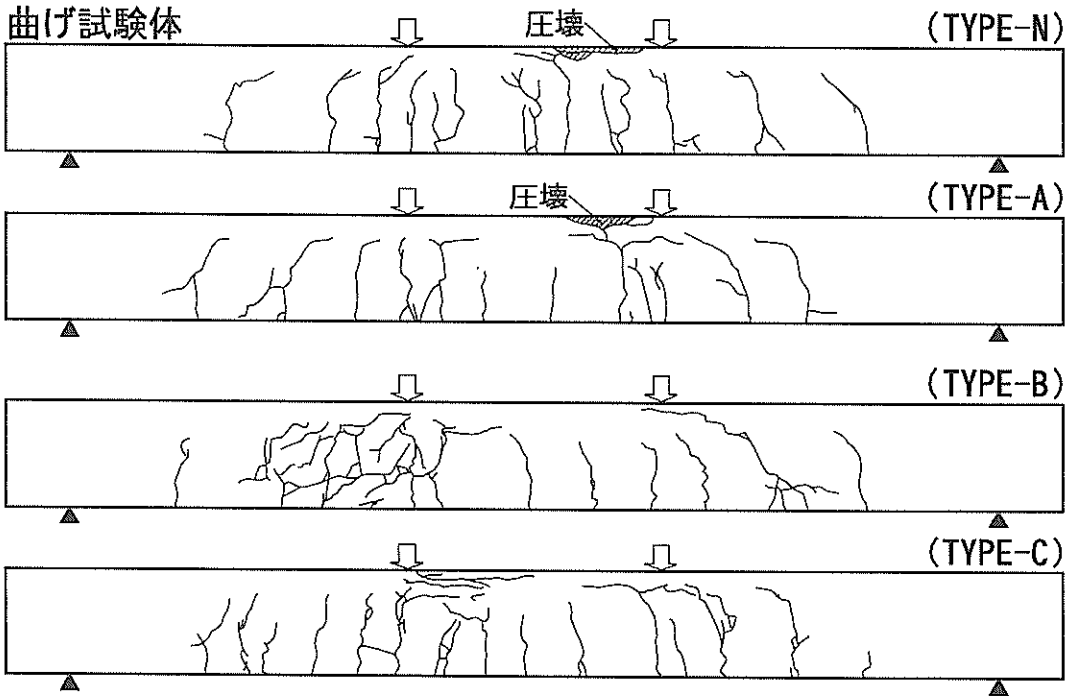


図-50 曲げ載荷試験体の最終ひび割れ状況

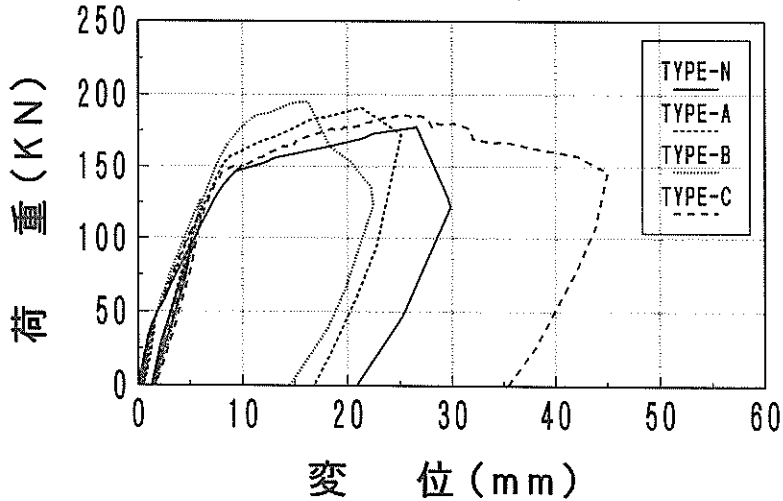


図-51 荷重変位曲線 (曲げ試験)

表-16 曲げ載荷試験の試験結果の概要

試験体の タイプ	試験値			計算値			試験値・計算値		
	初期ひび 割れ荷重	鉄筋降伏 荷重	最大荷重	初期ひび 割れ荷重	鉄筋降伏 荷重	最大荷重	初期ひび 割れ荷重	鉄筋降伏 荷重	最大荷重
TYPE-N	24.5 (2.5)	142.1 (14.5)	178.4 (18.2)				0.53	0.96	1.17
TYPE-A	44.1 (4.5)	127.4 (13.0)	191.1 (19.5)	46.1 (4.7)	147.0 (15.0)	151.9 (15.5)	0.96	0.86	1.26
TYPE-B	34.3 (3.5)	176.4 (18.0)	195.0 (19.9)				0.74	1.20	1.28
TYPE-C	29.4 (3.0)	150.9 (15.4)	186.2 (19.0)				0.64	1.02	1.23

単位 (単位: kN)
cf

f'_{cd} : 設計圧縮強度

$\epsilon_{o'} = 0.002$

$\epsilon_{cu'} = 0.0035$

$k_1 = 0.85$

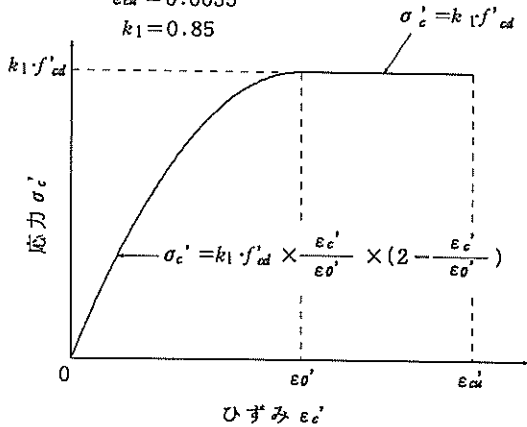


図-52 コンクリートの応力ひずみ関係

E_s : ヤング係数

f_{yd} : 設計降伏強度

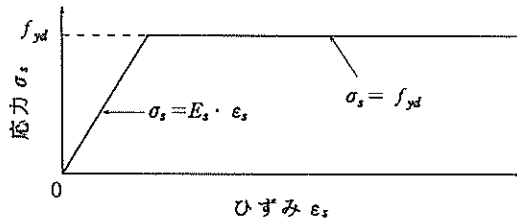


図-53 鉄筋の応力ひずみ関係

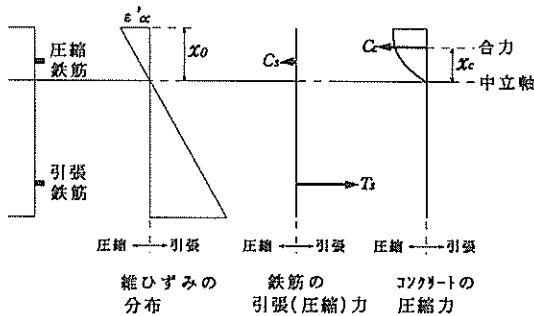


図-54 梁の断面のひずみと力の分布

$$x_c = b \cdot f_{cd'} \cdot x_o^2 \frac{\epsilon_{cc'}}{\epsilon_{o'}^2} \left(\frac{2}{3} \epsilon_{o'} - \frac{1}{4} \epsilon_{cc'} \right) / C_c \quad (5)$$

2) $\epsilon_{o'} \leq \epsilon_{cc'} \leq \epsilon_{cu'}$ の場合

$$C_c = b \cdot f_{cd'} \cdot x_o \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\epsilon_{o'}}{\epsilon_{cc'}} \right) \quad (6)$$

$$x_c = b \cdot f_{cd'} \cdot x_o^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12} \frac{\epsilon_{o'}^2}{\epsilon_{cc'}^2} \right) / C_c \quad (7)$$

ここで、 $\epsilon_{cc'}$: 圧縮線のひずみ (圧縮を正)

$\epsilon_{o'}$: 圧縮強度到達時のひずみ (=0.002)

b : 梁の幅

$f_{cd'}$: 設計圧縮強度

x_o : 中立軸高さ

$\epsilon_{cu'}$: コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)

中立軸高さ x_o は、次式の力の釣り合い条件から決定される。

$$T_s - C_s - C_c = 0 \quad (8)$$

ここで、 T_s : 鉄筋の引張力 (引張を正)

C_s : 鉄筋の圧縮力 (圧縮を正)

C_c : コンクリートの圧縮力 (圧縮を正)

T_s , C_s , C_c が図心まわりに形成するモーメントの和が、梁の断面に生じている曲げモーメント M である。

$$M = T_s(d - h/2) + C_s(h/2 - d') + C_c(h/2 - x_o + x_c) \quad (9)$$

ここで、 h : 梁の高さ

d : 引張鉄筋の図心と圧縮線との距離 (有効高さ)

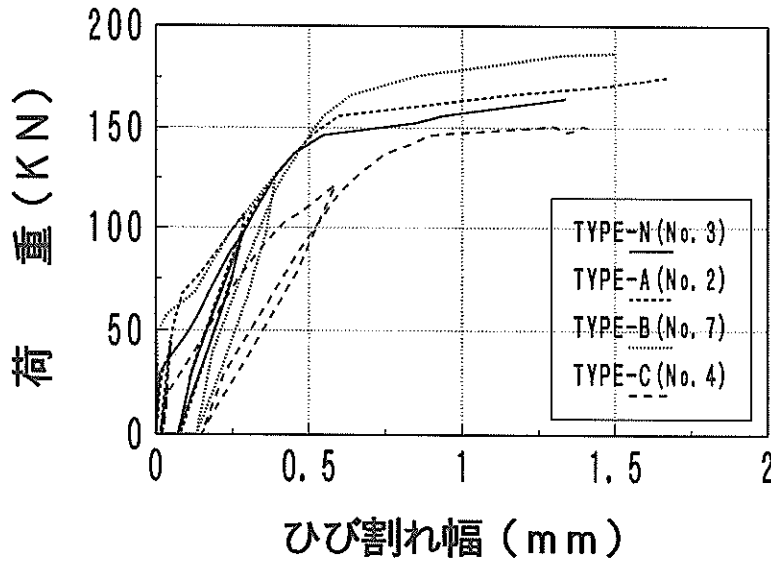
d' : 圧縮鉄筋の図心と圧縮線との距離

引張鉄筋位置の維ひずみを鉄筋降伏ひずみとして計算することにより、降伏曲げモーメントの計算値が得られる。

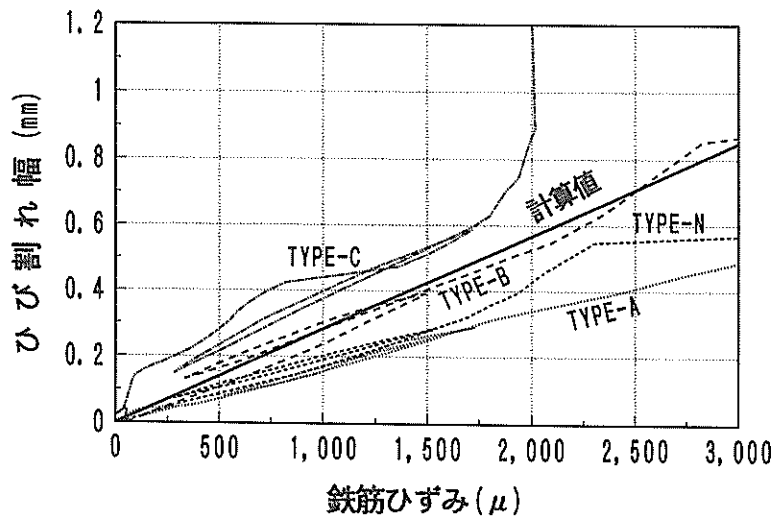
コンクリート標準示方書に示されている計算方法での終局荷重は152N (15.5tf) である。この計算値は、材料係数、部材係数など安全係数を考慮していない特性値を使用して求めた。試験値と計算値との比較からいずれの試験体も所定の曲げ耐力を保有していると言える。また終局時の変位量は15~27mm程度であったが、TYPE-Cは終局後も載荷荷重の低下傾向が小さく、他の試験体よりも最終変位量が大きかった。今回の接合方法で特に小さなじん性とはならなかった。

(3) ひび割れ幅

図-55に載荷荷重とひび割れ幅の関係を示す。図中で示したひび割れ幅の曲線は、各試験体の中で最も大きい計測点を図化している。今回、鉄筋降伏時までに最もひび割れ幅の進行の早かったものは、接合部の主鉄筋同士を少し距離を離して配筋したTYPE-Cであったが、その他の試験体はほぼ同様なひび割れ幅と載荷荷重の関係であった。図-56に最大ひび割れ幅とその近傍における主



図—55 荷重とひび割れ幅の関係 (曲げ載荷試験)



図—56 ひび割れ幅と主鉄筋ひずみの関係 (曲げ載荷試験)

鉄筋のひずみとの関係を示す。図中にコンクリート標準示方書に示される鋼材のひずみとひび割れ幅との関係の計算値を合わせて示す。コンクリート標準示方書で示す曲げひび割れの幅 (w) は、次式で計算される。

$$w = k(4c + 0.7(c_s - \phi)) \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon_{cs} \right) \quad (10)$$

- ここで、 k : 鉄筋の付着性状を表す定数で、異形鉄筋の場合1.0
- c : かぶり (cm)
- c_s : 鉄筋の中心間隔 (cm)

- ϕ : 鉄筋径 (cm)
- σ_{se} : 鉄筋応力度の増加量 (Kgf/cm²)
- E_s : 鉄筋のヤング係数 (Kgf/cm²)
- 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割れ幅の増加を考慮するための数値 (今回は0)

TYPE-Cは計算値より多少大きめのひび割れ幅を示したが、その他の試験体はコンクリート標準示方書の式で示されたひび割れ幅の計算値よりも小さいことがわかった。

(4) 主鉄筋とコンクリートとのひずみ

図-57に各曲げ試験体の引張側の主鉄筋ひずみ分布を示す。図中のひずみ量は、各測点の鉄筋に貼り付けてある2枚(鉄筋の上下)のひずみゲージの平均で、初期ひび割れ時と鉄筋降伏付近での値である。なお鉄筋降伏時の判定は、2枚のひずみゲージの平均値が、鉄筋の引張試験で得られた鉄筋降伏点(385N/mm²)に達したものを鉄筋の降伏とした。

載荷点間の純曲げスパン内で鉄筋のひずみが大きかったが、試験体中央部のひずみ量(ひずみゲージNo.1)は、接合部のある試験体の方がない試験体より小さくなった。

図-58に梁試験体の上面と側面で計測したコンクリートひずみ分布を示す。初期ひび割れ時の最大ひずみは、圧縮側で100~150 μ 、引張側で0~70 μ であった。鉄筋降伏時付近では、圧縮で試験体上面の600~1,050 μ である。また試験体中立軸に貼り付けたゲージC-3では、TYPE-Aにほとんどひずみの増加が見られなかった。この原因は試験体中央部で鉄筋を折り返してループ形状にしているため鉄筋量が他の試験体より多いこと、ゲージC-3の近傍にひび割れが発生しコンクリート応力が解放された等の要因が考えられる。またTYPE-Bは引張側に約650 μ 、TYPE-Cは300 μ 程度のひずみが発生していることから、鉄筋降伏時には中立軸がかなり上方へ移動したことが分かる。

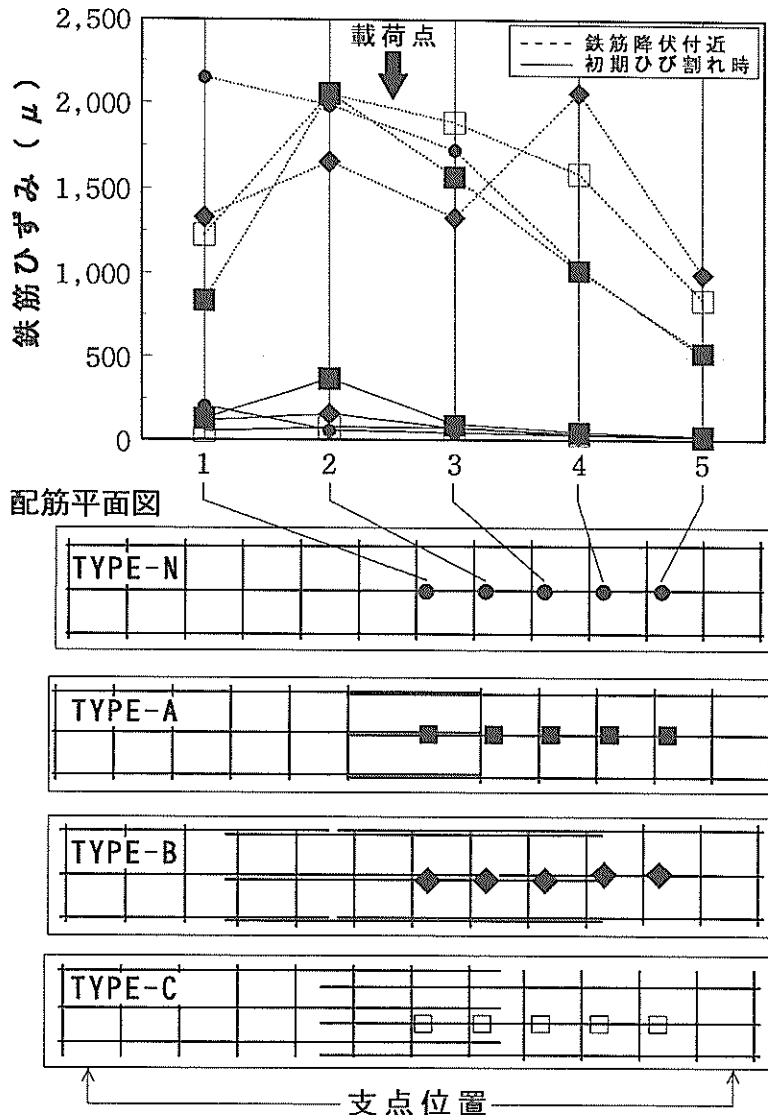


図-57 鉄筋のひずみ分布(曲げ載荷試験)

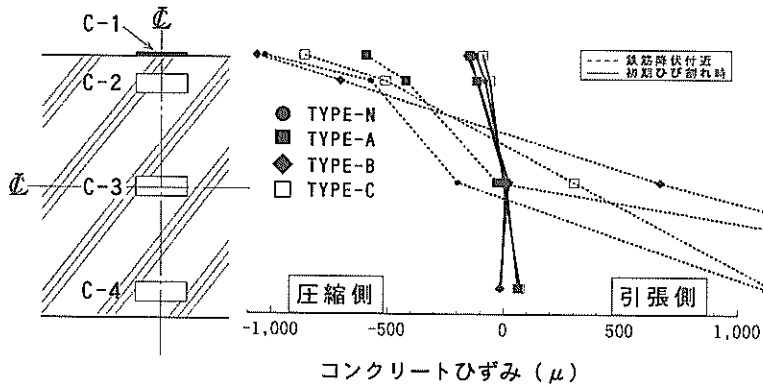


図-58 コンクリートのひずみ分布 (曲げ荷試験)

8.2 せん断荷試験

(1) ひび割れと破壊状況

図-59にせん断試験体のひび割れ発生状況を示す。初期ひび割れ発生位置は、どの試験体も梁中央部から長さ50~100mm程度の曲げひび割れが1本発生した。

接合部にループ形状を持つTYPE-Aを除く他の試験

体は、その後載荷荷重の増加とともに、梁中央部(初期ひび割れの位置)から両サイド約100mmの位置に新たなひび割れが発生した。さらに荷重の増加とともに、ひび割れは載荷点中央に向かって進行していった。最終破壊時(鉄筋降伏後)の直前には、どの試験体も支点から中央載荷点に向かって斜め方向にせん断ひび割れが急激に進行して破壊に至った。最終破壊時には、試験体上面の

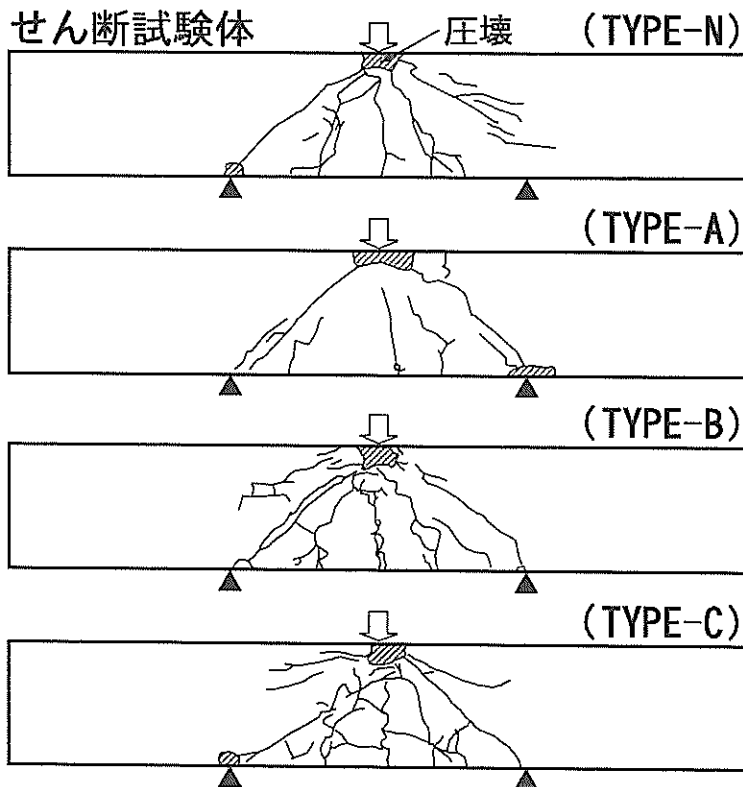


図-59 せん断試験体の最終ひび割れ状況

載荷点付近および支点の位置において、コンクリートの圧壊が見られた。

接合部にループ形状を持つTYPE-Aの場合、図中のひび割れ状況は最終破壊時であるが、引張側鉄筋の降伏以前にせん断破壊が生じた。またひび割れ発生状況は、他の試験体と異なりかなり少なかった。これはTYPE-Aの試験体は、接合部で鉄筋を折り返しているため、他の接合部を有する試験体よりも鉄筋量が多く、断面剛性が高いためである。

(2) せん断耐力

各せん断試験体の初期ひび割れ荷重は、表—17に示すとおり120~130kN (12.0~13.1tf) で、各試験体構造による顕著な差はなかった。また主鉄筋の鉄筋降伏荷重は412~563kN (42.0~57.4tf) で、接合部のない試験体TYPE-Nが最も小さく、接合部のある試験体は、いずれも接合部のない試験体より大きなせん断耐力があった。なお、接合部にループ形状を持つTYPE-Aは、鉄筋降伏前にせん断破壊が生じたが、この時の最高荷重は他の試験体と大差はなかった。

図—60にせん断耐力試験での荷重—変位曲線を示す。各せん断耐力試験での終局荷重は、533~633kN (54.4~64.6tf)の範囲で、TYPE-Bが一番大きなせん断耐力があった。終局時の変位量は4~7mmであったが、TYPE-NやTYPE-Cは比較的じん性があった。また接合部にループ形状を持つTYPE-Aは断面剛性が高いが、せん断に対するじん性が他の試験体より小さかった。

コンクリート標準示方書で示す以下の式でせん断耐力を計算した。ただしこの計算値は、材料係数、部材係数などを考慮していない特性値を使用して求めた。

コンクリート標準示方書では、鉄筋コンクリート梁の設計せん断耐力 (V_{sd}) は、次式のようにコンクリートの負担分 V_{cd} とせん断補強鉄筋の負担分 V_{sd} の和として算定される。

$$V_{sd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (11)$$

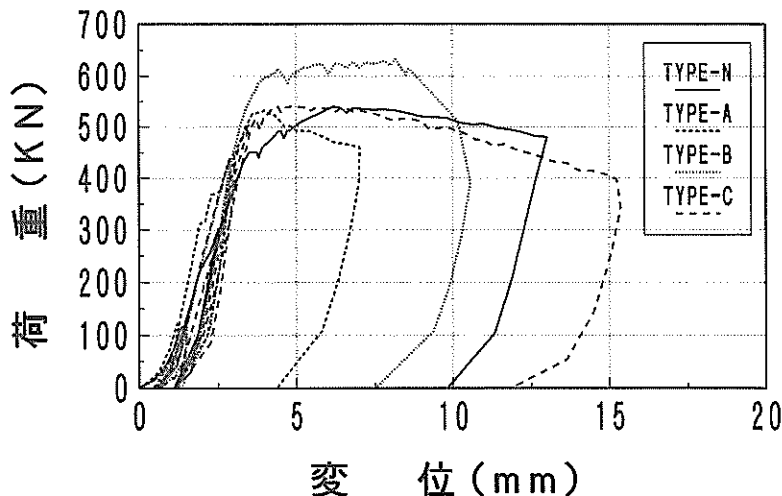
コンクリートの負担分 V_{cd} は、次式で算定される。

$$V_{cd} = \beta_a \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (12)$$

表—17 せん断耐力試験の試験結果の概要

試験体のタイプ	試験値			計算値			試験値/計算値		
	初期ひび割れ荷重	鉄筋降伏荷重	最大荷重	初期ひび割れ荷重	鉄筋降伏荷重	最大荷重	初期ひび割れ荷重	鉄筋降伏荷重	最大荷重
TYPE-N	117.6 (12.0)	411.6 (42.0)	540.0 (55.1)				0.96	1.05	1.22
TYPE-A	127.4 (13.0)	—※	533.1 (54.4)	122.5 (12.5)	393.0 (40.1)	443.9 (45.3)	1.04	—※	1.20
TYPE-B	128.4 (13.1)	562.5 (57.4)	633.1 (64.6)				1.05	1.43	1.43
TYPE-C	122.5 (12.5)	505.7 (51.6)	541.9 (55.3)				1.00	1.29	1.22

※ 鉄筋降伏前にせん断破壊が生じた。



図—60 荷重変位曲線 (せん断耐力試験)

ここで、 $\beta_d = \sqrt[4]{100/d}$ (d : cm)

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は1.5とする。

$$\beta_p = \sqrt[3]{100\rho_w}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は1.5

ρ_w : 主鉄筋比 ($= A_s / (b_w \cdot d)$)

A_s : 引張側主鉄筋の断面積

b_w : 腹部の幅

d : 有効高さ

β_n : 軸方向力の影響を評価する係数、軸方向力がない場合は1

$$f_{vcd} = 0.9 \sqrt[3]{f_{cv}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

γ_b : 部材係数

せん断補強鉄筋の負担分 V_{sd} は、次式で算定される。

$$V_{sd} = [A_{sr} f_{sryd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / S_s] z / \gamma_b \quad (13)$$

ここで、 A_{sr} : 区間 S_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{sryd} : せん断補強鉄筋の設計降伏強度

α_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

S_s : せん断補強鉄筋の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張側主鉄筋図心までの距離

γ_b : 部材係数

表一七に計算値と試験値との比較を示す。上式で計算された最大荷重に関して、試験値の方がいずれも計算値より20~40%大きな値を示した。上式でせん断耐荷力を安全側に算定することがわかった。鉄筋降伏荷重は引張側の主鉄筋での比較を示している。TYPE-Nは、ほぼ

計算値と試験値とが一致した。TYPE-Aはせん断破壊まで主鉄筋が降伏しなかった。またTYPE-BとTYPE-Cとでは試験値の方が30~40%計算値より大きい値となった。これは接合部で主鉄筋の鋼材量が通常の梁 (TYPE-N) よりも大きいからである。

(3) ひび割れ幅

図一六に載荷荷重とひび割れ幅の関係を示す。なお図中のひび割れ幅の曲線は、試験体の中で最も大きい計測点を図化している。TYPE-Bを除く他の試験体は、ほぼ同様なひび割れ幅の動きを示していた。TYPE-Bは図中からも分かるように、ひび割れ幅の進行が早かった。

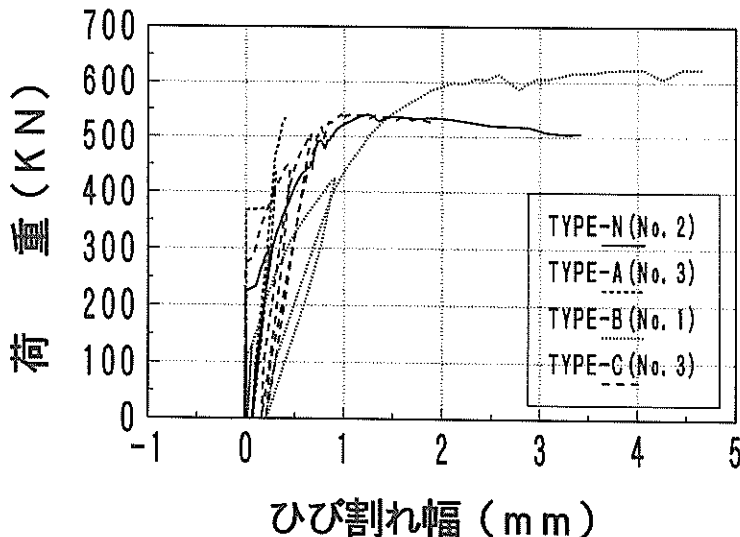
(4) 主鉄筋のひずみ

図一六に各せん断試験体の引張側の主鉄筋ひずみ分布を示す。図中のひずみ量は各測点の鉄筋に貼り付けてあるひずみゲージ2枚 (鉄筋の上下) の平均ひずみ量である。また鉄筋降伏の判定は曲げ載荷試験と同様とした。

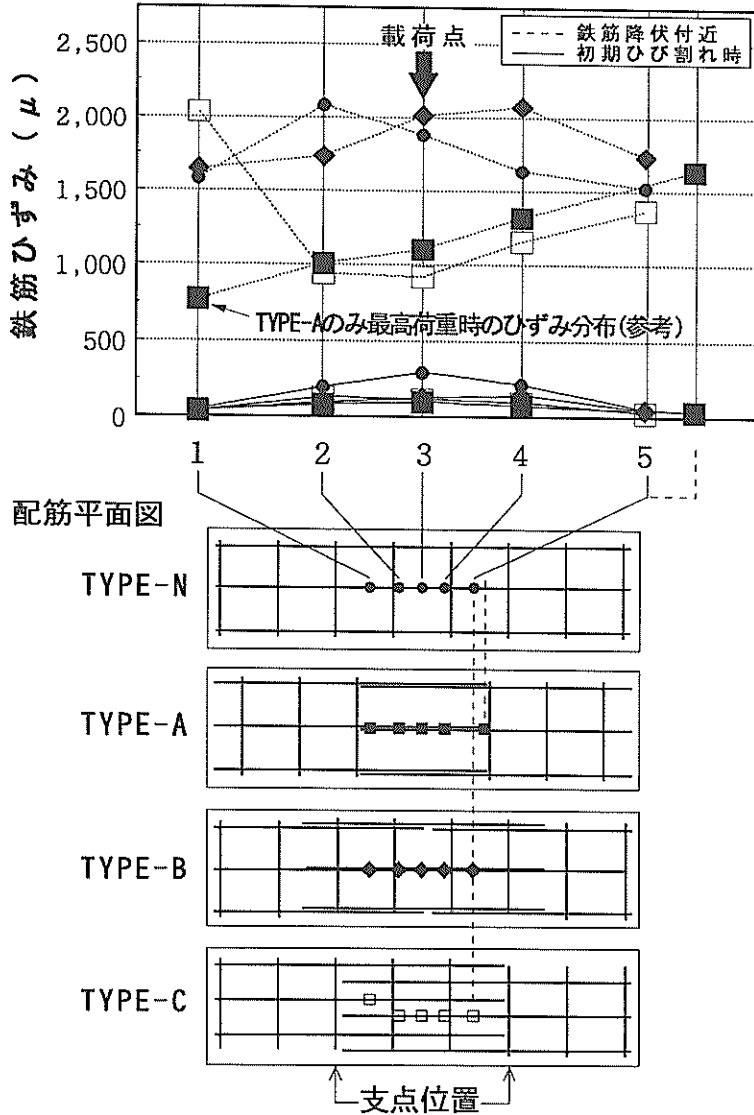
図中の初期ひび割れ時の最大ひずみ量は、測点No.3, TYPE-Nの約300 μ であった。他の試験体より大きいひずみが発生しているのは、接合部の鉄筋量の差によるものと考えられる。その他の試験体は100~140 μ であった。

鉄筋降伏時付近の最大ひずみ量は約2,000 μ (TYPE-Aを除く) で、その発生位置は載荷点中央または接合部の端部付近 (TYPE-CのNo.1およびNo.5) に発生していた。図一五に示した曲げ載荷試験と異なり鋼材のひずみ量がほぼせん断スパン内ではほぼ一様となった。

なお、図中におけるTYPE-A (鉄筋降伏付近の■印) は、鉄筋降伏前にせん断破壊が生じたため、最高荷重時のひずみ分布を参考までに記載した。接合部にループ形



図一六 荷重とひび割れ幅の関係 (せん断載荷試験)



図—62 鉄筋のひずみ分布 (せん断載荷試験)

状を持つTYPE-Aは、最高荷重時の最大ひずみ量は約 $1,650\mu$ で、他の試験体よりもひずみ量はかなり小さく鉄筋降伏には至らなかった。これは先にも述べた最終ひび割れ状況図(図—59参照)やひび割れ幅からも推測できるように、ひび割れ本数が少なく、またひび割れ幅も比較的小さいことから、この接合部は他の接合部より比較的剛性が高いことが分かる。

8.3 繰返し載荷試験

(1) ひび割れ性状

図—63～図—66に載荷荷重比(荷重振幅/鋼材降伏荷重) $0.9P_y$ 、 $0.8P_y$ 、 $0.7P_y$ および $0.6P_y$ の最終ひび割れ発生状況を示す。各荷重振幅において、いずれの試験体も曲げひび割れが静的載荷と同様に分散して発生し、終局時には引張側の鉄筋の破断と載荷点間でコンクリートの圧壊が見られた。

図—67に載荷荷重比 $0.9P_y$ 時の最大ひび割れ幅と繰返し載荷回数との関係を示す。図中のプロット値は、規定の

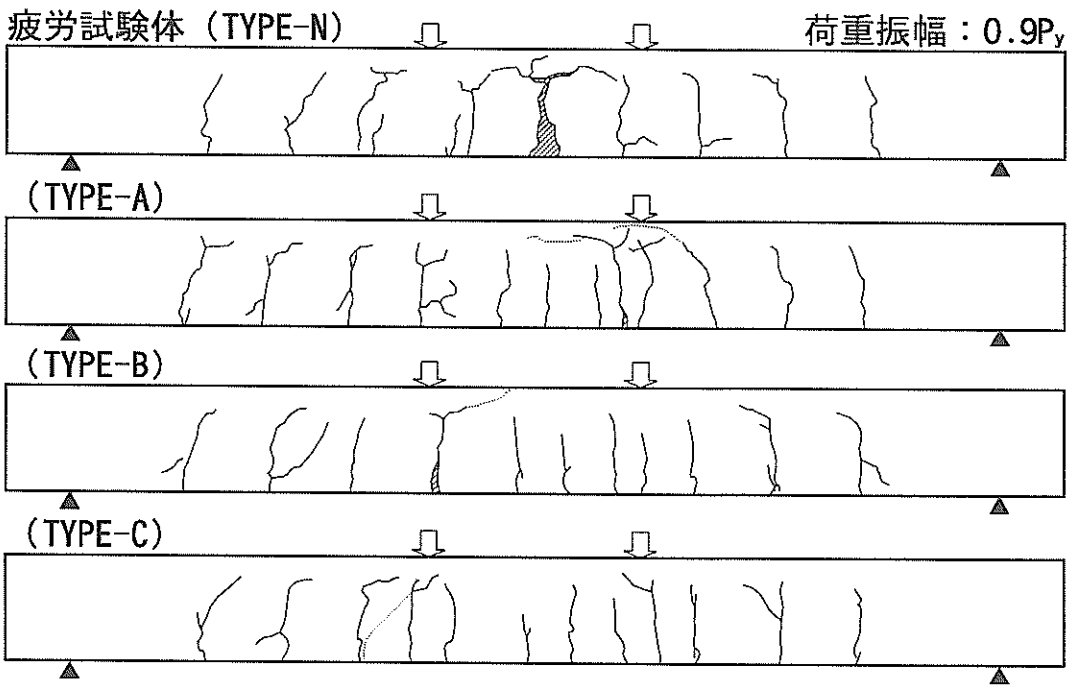


図-63 疲労試験のひび割れ発生状況 (0.9P_y)

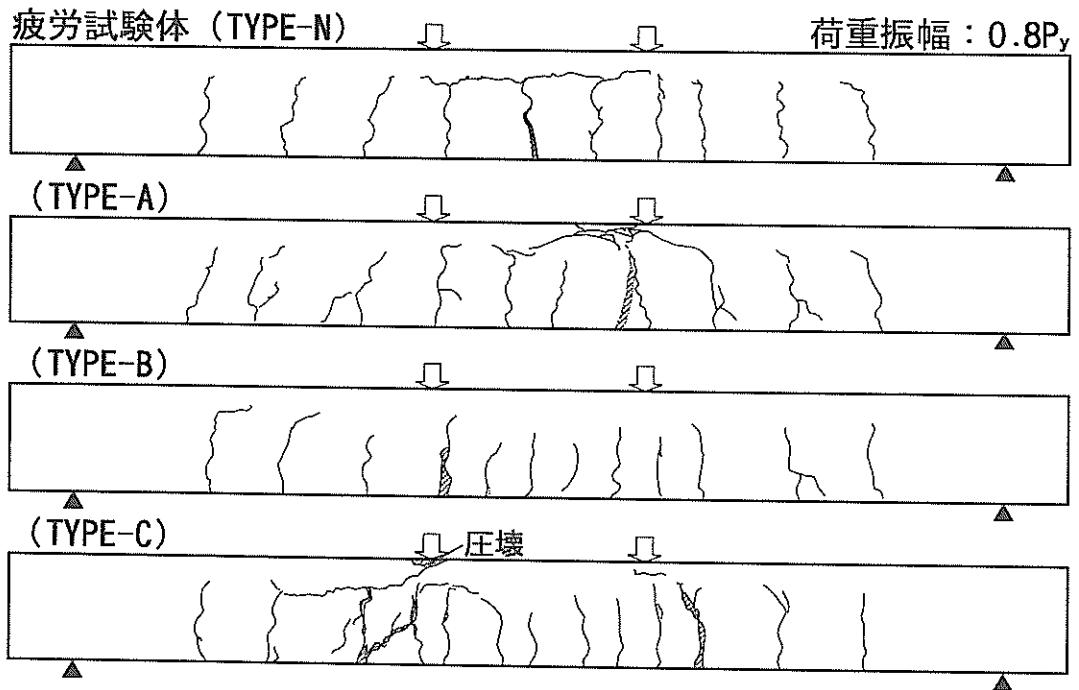


図-64 疲労試験のひび割れ発生状況 (0.8P_y)

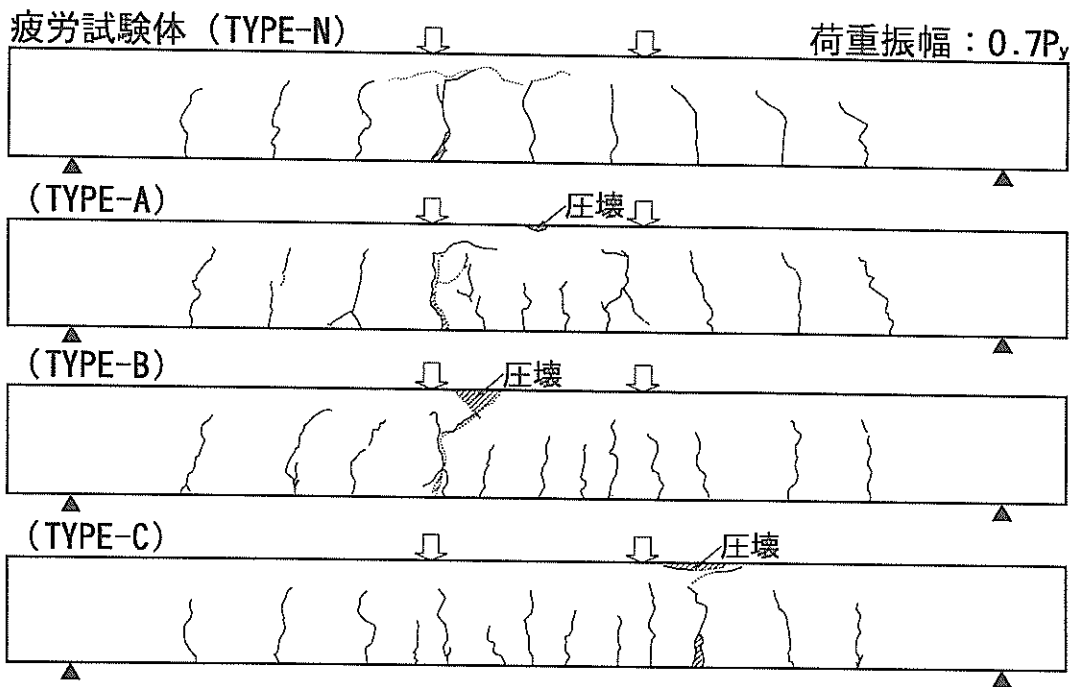


図-65 疲労試験のひび割れ発生状況 ($0.7P_y$)

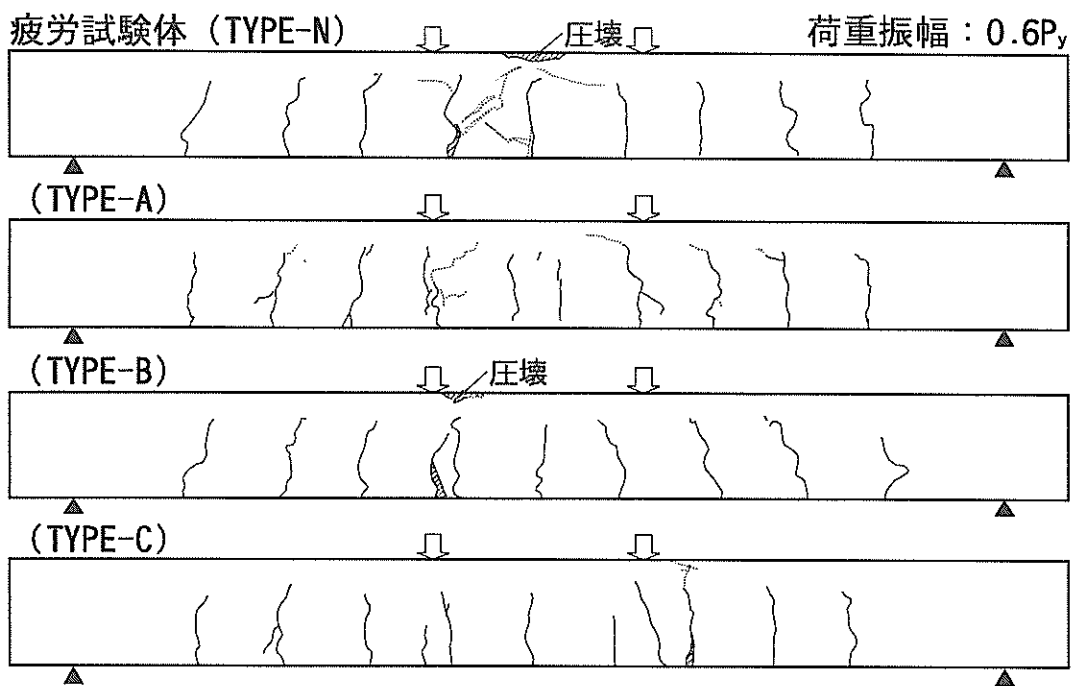
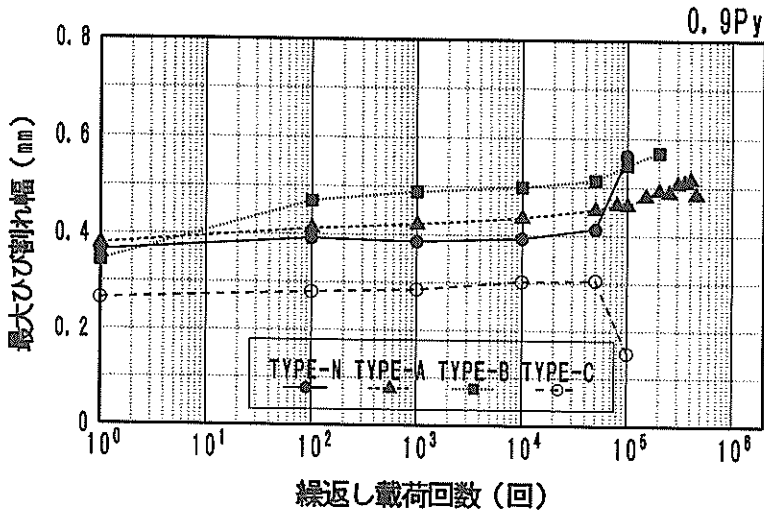


図-66 疲労試験のひび割れ発生状況 ($0.6P_y$)



最大ひび割れ幅(0.9Py)

図-67 ひび割れ幅と繰返し载荷回数(0.9Py)

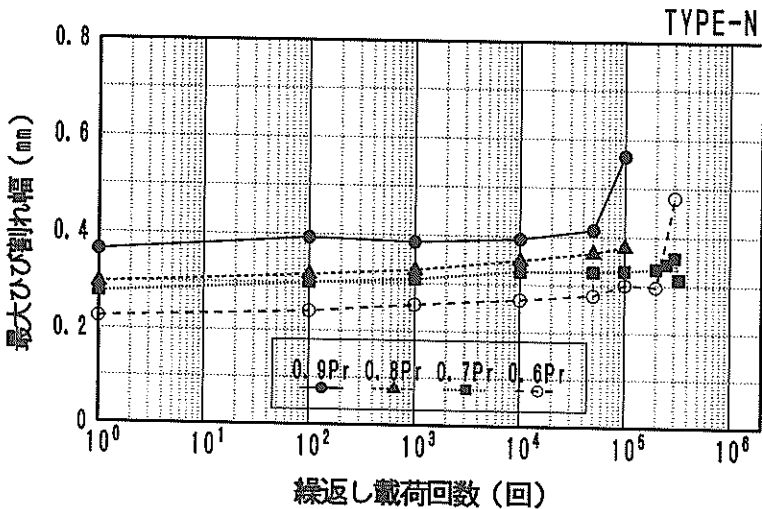
繰返し载荷回数毎に静的载荷試験を行った際に得られた、同一位置での最大ひび割れ幅を示している。ひび割れ幅は、繰返し载荷回数の増加に伴って若干増加する傾向があった。この傾向については、他の载荷荷重比の場合も同様な傾向であった。また疲労破壊の直前は、ひび割れ幅の変動量が増大した。

図-68および図-69にTYPE-NとTYPE-Cの最大ひび割れ幅と繰返し载荷回数の関係を示す。図-68に示す接合部のないTYPE-Nは载荷荷重比が大きくなるにつ

れて、最大ひび割れ幅も増大した。TYPE-AおよびTYPE-Bも同様である。しかし図-69に示すTYPE-Cの場合は、各载荷荷重比が変わってもひび割れ幅は0.3mm前後で、ひび割れ幅の増大は見られなかった。この原因については明確ではないが、主鉄筋同士を少し距離を置いて配置することにより、コンクリートへ伝達する応力が均等に分散されたことによる。

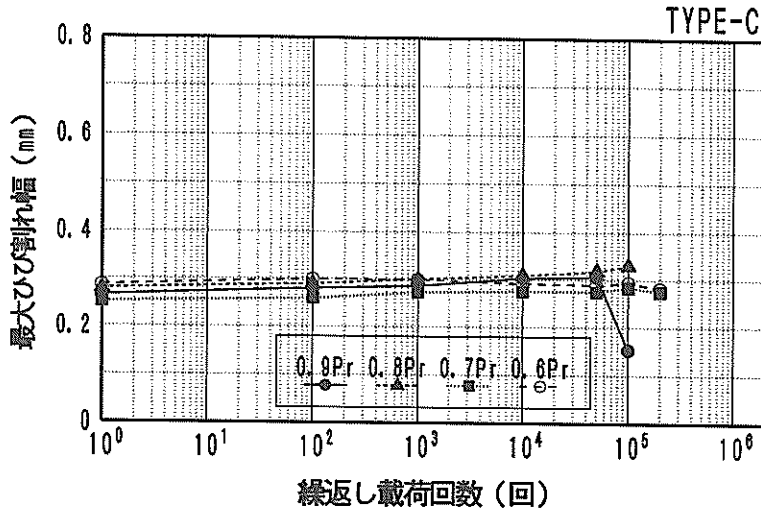
(2) 疲労特性

梁の曲げ疲労試験を整理して得た、载荷荷重比と破壊



最大ひび割れ幅(TYPE-N)

図-68 ひび割れ幅と繰返し载荷回数(0.9Py)



最大ひび割れ幅 (TYPE-C)

図-69 ひび割れ幅と繰返し載荷回数 (TYPE-C)

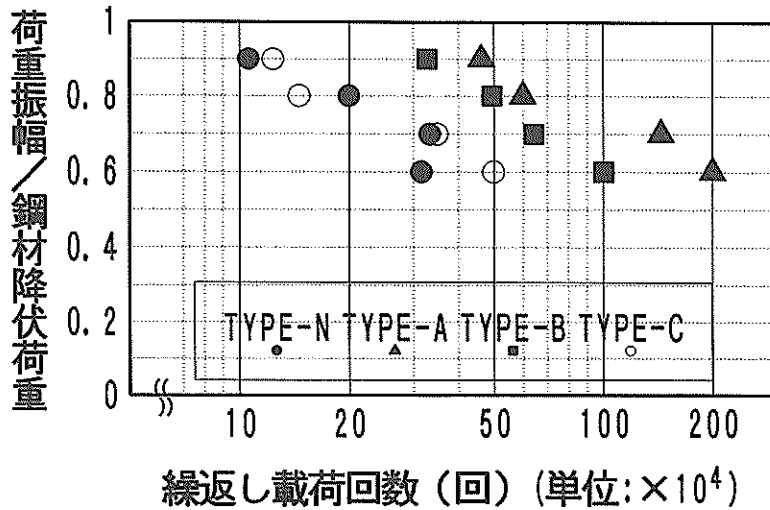


図-70 梁試験体の疲労試験結果

に至った繰返し載荷回数 (log N) の関係 (S-N線図) を図-70に示す。主鉄筋同士を少し距離を置いて配置したTYPE-Cと接合部のないTYPE-Nはほぼ同程度で、接合部にループ形状を有するTYPE-Aと溶接鉄筋網で補強したTYPE-Bは接合部のないTYPE-Nの試験体以上の疲労強度を有していた。またTYPE-Aで載荷荷重比が0.6P_yの場合、繰返し載荷を200万回行っても試験体は疲労破壊しなかった。

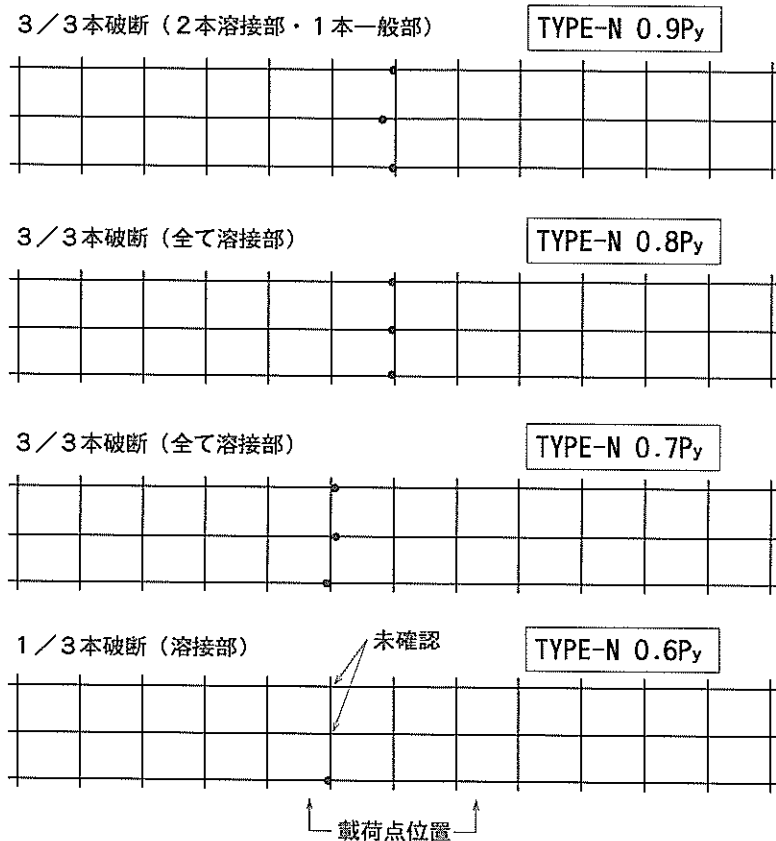
疲労特性が2つのグループに分かれた要因は、後に述べる鉄筋の破断位置と関連があると考えられる。比較的疲労強度の大きかったTYPE-AとTYPE-Bの場合は、

主鉄筋が重ね継手区間 (ダブル配筋) で破断しているが、これに対してTYPE-Cは接合部の外側であるシングル配筋区間で破断しており、TYPE-Nと同様な結果となった。すなわち、主鉄筋1本当たり作用する応力が小さいほど、疲労強度も大きくなるためである。

今回、接合部を有する試験体は、どの構造形式の場合でも接合部のない試験体と同等またはそれ以上の疲労特性を有することが分かった。

(3) 鉄筋の破断位置

図-71～図-74に各疲労試験体の載荷点付近のコンクリートを取り除いて調べた鉄筋破断状況と破断位置を示



図一71 鉄筋の破断位置 (TYPE-N)

す。

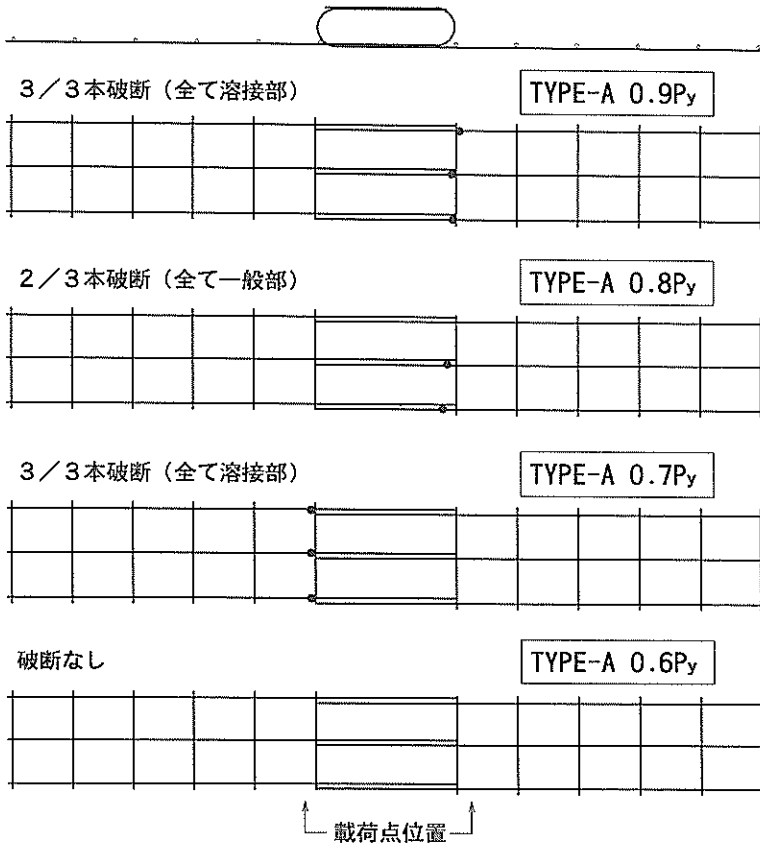
図一71に示すTYPE-Nほどの荷重レベルにおいても、鉄筋の破断位置は梁の中央または中央付近の溶接交点脇で破断していた。なかには溶接影響の受けていない一般部で破断している箇所が1ヶ所あった。

図一72に示す接合部にループ形状を有するTYPE-Aは、梁中央部に一番近い交点付近で破断しており、全て溶接部で破断している場合と一般部で破断しているケースがあった。写真一18に一般部で破断した試験体の鉄筋破断状況を示す。写真では溶接交点に近い溶接の熱影響部で破断しているように見えるが、実際は鉄筋の溶接交点中心から30mmないし40mm離れた箇所で鉄筋が破断していた。溶接鉄筋網の硬度試験結果から判断すると、この位置は溶接の熱影響を受けていない位置である。

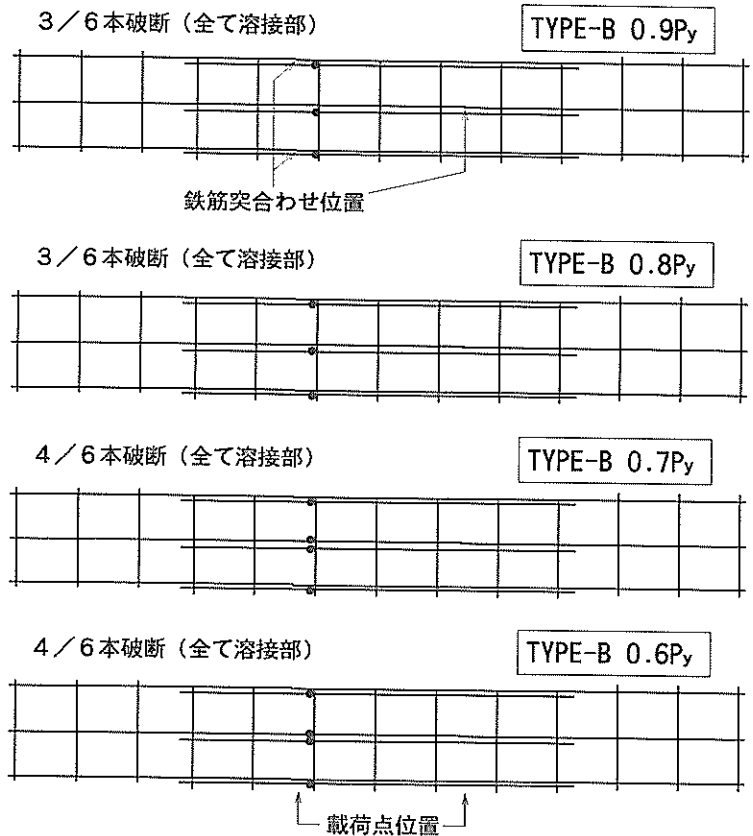
図一73に示す溶接鉄筋網で補強したTYPE-Bは、載荷点直下に近い溶接交点脇で破断していた。またこの破断位置は図からも分かるように、主鉄筋の突合わせ位置に近い。試験体の構造断面上もっとも弱い位置の鉄筋に応力が集中して破断した。



写真一18 疲労試験体の鉄筋破断状況 (TYPE-A)



図一72 鉄筋の破断位置 (TYPE-A)



図一73 鉄筋の破断位置 (TYPE-B)

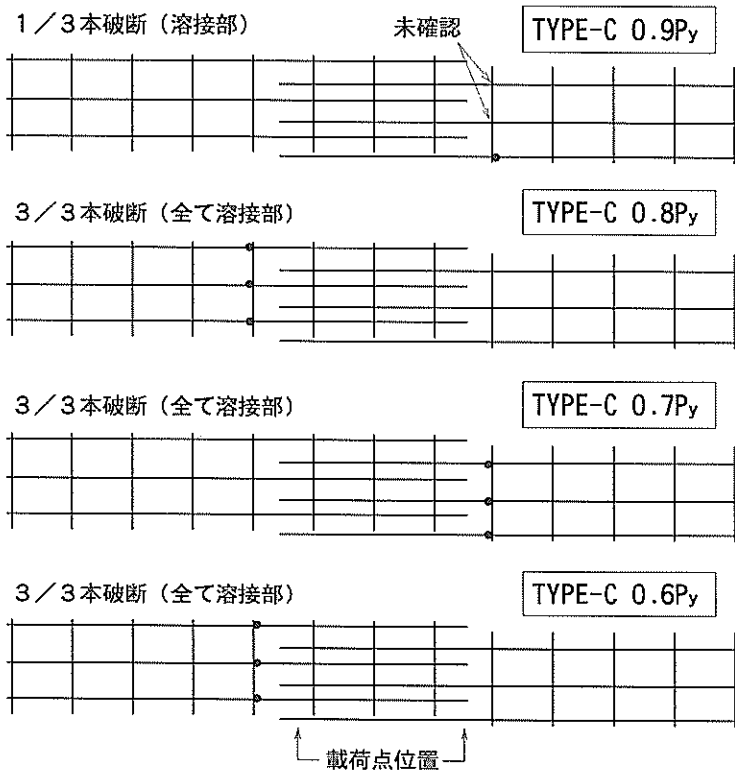


図-74 鉄筋の破断位置 (TYPE-C)

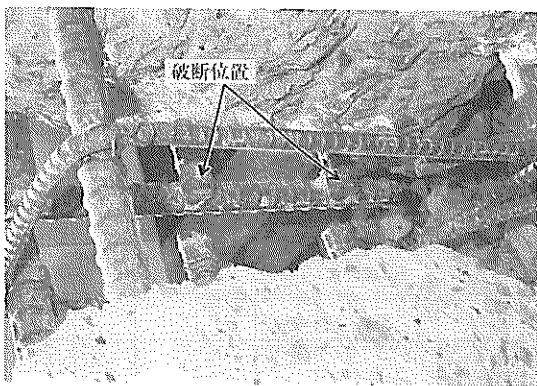


写真-19 疲労試験体の鉄筋破断状況 (TYPE-C)

図-74に示す主鉄筋同士を少し距離を離して配置したTYPE-Cは、すべて重ね継手部の外側の溶接交点脇で破断した。この位置は、載荷点付近で主鉄筋が減少しており、継手部より大きな鉄筋応力が発生して破断に至った。写真-19に溶接部で破断した試験体の鉄筋破断状況を示す。写真からも分かるように、溶接交点のすぐ脇で破断していることから、溶接の熱影響が起因して疲労破壊したのが分かる。

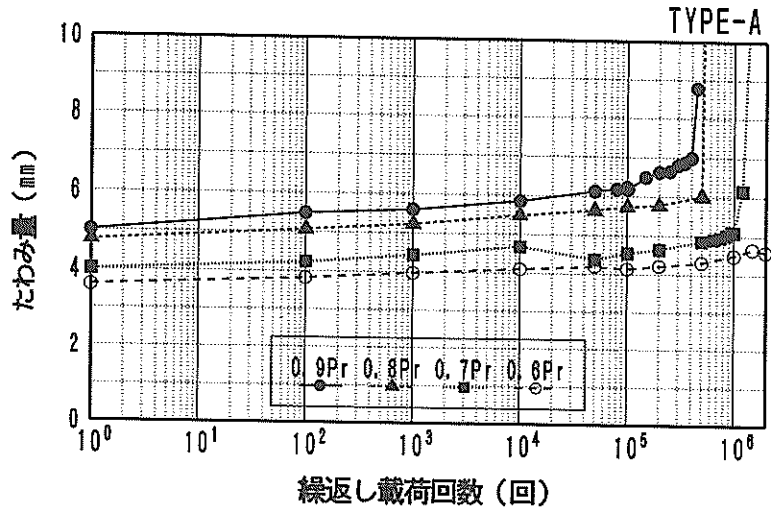
(4) たわみ性状

図-75に接合部にループ形状を有するTYPE-Aのたわみ量と繰返し載荷回数との関係を示す。縦軸にはたわみ量を、横軸には繰返し載荷回数を対数 (log N) で示している。どの載荷荷重比の試験体も繰返し載荷回数が増えると共に、たわみ量がほぼ直線的に増加した。これは試験体が繰返し載荷を受けて、試験体の断面剛性が徐々に低下しているためである。また試験体の破壊直前は、たわみ量も急激に増加し疲労破壊に至った。他の種類の試験体 (TYPE-N, B, C) についてもたわみ量の絶対値こそ異なるが、たわみ量と繰返し載荷回数の関係はTYPE-Aと同様な結果を示した。

図-76に試験体の種類別で載荷荷重比が0.9Pyの場合のたわみ量と繰返し載荷回数との関係を示す。TYPE-Bを除く他の3種類の試験体はたわみ量が比較的似ており、TYPE-Bのみがこの3種類の試験体よりも若干たわみ量が小さかった。

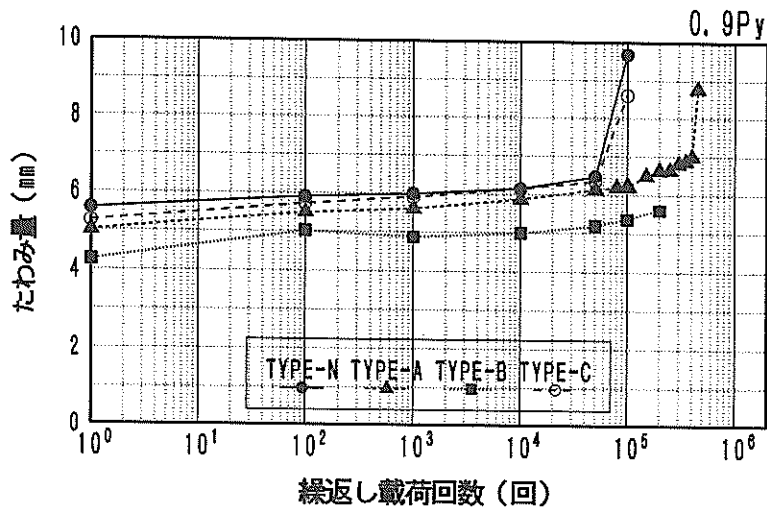
(5) ひずみ性状

図-77に載荷荷重比0.6Py時の鉄筋ひずみと繰返し載荷回数との関係を示す。図中の鉄筋ひずみは、引張鉄筋に貼り付けてある鉄筋ひずみゲージで、計測中に最大値を



たわみ (TYPE-A)

図-75 たわみ量と繰返し載荷回数 (TYPE-A)



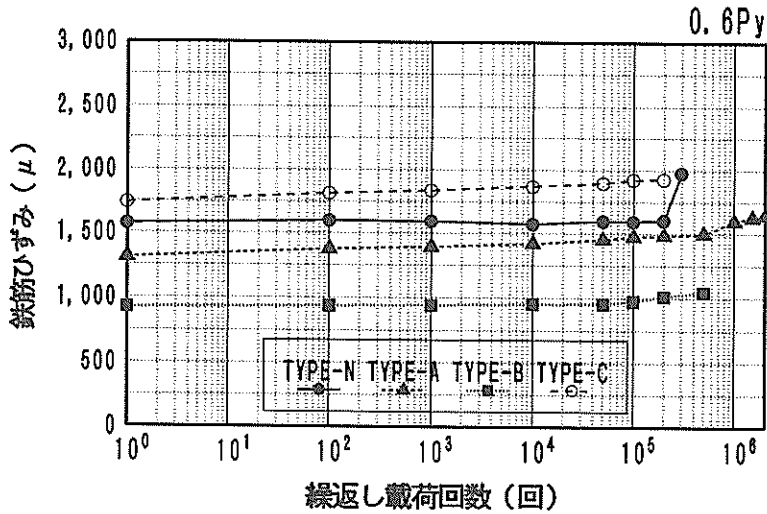
たわみ (0.9Pr)

図-76 たわみ量と繰返し載荷回数 (0.9Pr)

示したものを整理してプロットした。鉄筋ひずみは試験体の種類によって異なるが、疲労破壊時までほとんどひずみの増加が見られない試験体と載荷回数の増加に伴って多少の増加傾向を示す試験体があった。また鉄筋ひずみが最も大きかったのは主鉄筋同士を少し距離を置いて配置したTYPE-C、最も小さかったのは溶接鉄筋網で補強したTYPE-Bで、ひずみ量に顕著な差が見られた。この傾向は他の載荷荷重比においても同様であった。接合部のないTYPE-Nと接合部にループ形状を有するTYPE-Aのひずみ量は多少差が見られるが、載荷荷重比

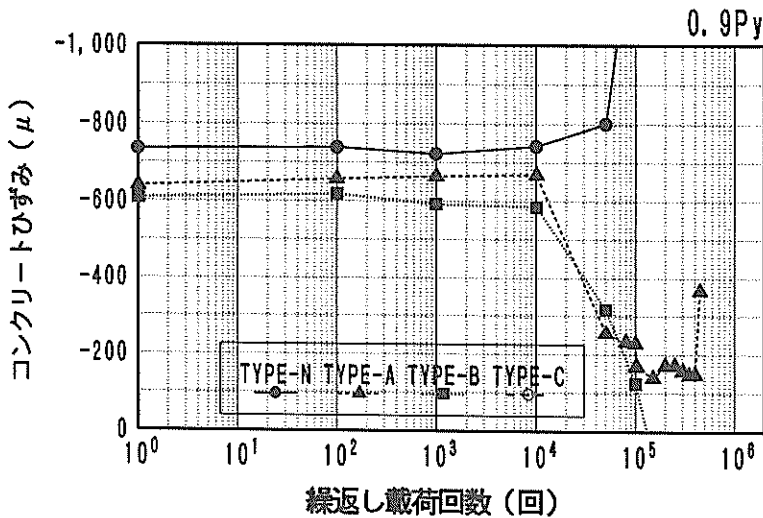
0.7~0.9Prではほぼ同様なひずみ量を示していた。

載荷荷重比0.9Pr時のコンクリートひずみと繰返し載荷回数の関係を図-78に示す。計測点はコンクリート梁試験体の上面に貼り付けたNo.1のゲージである。載荷回数約10,000回までは、ひずみ量は約600~800 μ (圧縮)であり変化が見られなかったが、ひび割れの進展が進行した10,000回以降はコンクリートひずみ量に変化が生じた。



鉄筋ひずみ (0.6Py)

図-77 鉄筋ひずみと繰返し載荷回数の関係 (0.6Py)



コンクリートひずみ (0.9Py)

図-78 コンクリートひずみと繰返し載荷回数の関係 (0.9Py)

9. 結 論

(1) 今回溶接範囲を極力小さくして抵抗溶接あるいはアーク溶接により鉄筋網を製作したが、鉄筋の曲げ特性と伸びが規格値に達しないのが見受けられた。ただしアーク溶接の場合、溶接時間や溶接電流を適切に選定すれば曲げ特性と伸びは改善できた。今回のアーク溶接では溶接時間を2～3秒、溶接電流を150Aにすると良い結果を得た。溶接現場での溶接作業は、鉄筋の力学的性質を悪

くしない施工管理が重要となる。

鉄筋の曲げ特性と伸びの観点からは、適正な溶接条件で鉄筋網を製作すれば十分港湾構造物に使用できると考えるが、一般的に溶接鉄筋網の曲げ加工作業は極力しないことが望ましく、また地震時などに大きな繰返し曲げを受ける箇所での溶接鉄筋網の使用には注意が必要である。

(2) 鉄筋が受ける溶接の熱影響の範囲は、硬度試験と目視によると抵抗溶接の場合約20mmであった。アーク溶接の場合は約8mm程度で、抵抗溶接と比較して熱影響

範囲は小さかった。

1ヶ所当たりの溶接強度は、抵抗溶接の場合 20.6~59.4kN (2.1~6.1tf) の引張荷重, 35.6~88.7kN (3.6~9.1tf) のせん断荷重が載荷試験より得られた。アーク溶接の溶接電流150A, 溶接時間3secの場合では, 2~10kN (0.2~1tf) の引張荷重, 2~40kN (0.2~4tf) のせん断荷重が得られた。溶接状況により引張荷重およびせん断荷重のばらつきは大きかったが, 溶接鉄筋網の吊り下げや運搬時の強度は十分であると判断された。

(3) 溶接鉄筋の引張試験では降伏点応力と引張強度は規格値以上であり, 溶接による静的な強度低下は見られなかった。また高応力度の繰返し静的引張応力度を受ける場合の溶接箇所の強度低下は規格値以内で, 地震時に高応力度の引張力を繰返し受けても十分耐えうることが判明した。

(4) 今回の溶接方法による鉄筋の疲労強度は, 溶接のない鉄筋と比較して最大で約30%低下した。コンクリート標準示方書に示されているように溶接による疲労強度が50%までは低減しなかった。溶接鉄筋網の疲労試験から今回得られた疲労強度は次式である。

$$f_{srd} = 1330 \frac{10^{\sigma}}{N^{\alpha}} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}} \right) / \gamma_s \quad (\text{Kgf/cm}^2)$$

また通常の防波堤ケーソンを対象に波浪による疲労限界をマイナー則により検討した。限られた計算例であるが, 疲労試験結果を基に疲労強度の低減率を30%低減したとき疲労損傷度は0.1以下となり, 疲労破壊の可能性が小さいことがわかった。ただし疲労強度が50%低下すると, 疲労損傷度は0.8程度となり波浪による疲労破壊の可能性が高い結果となった。

(5) 溶接鉄筋網を使用して今回3種類の重ね継手部を選定した。これら重ね継手部のあるコンクリート梁部材の静的載荷試験によると曲げ強度およびせん断強度は, 計算値から求めた溶接鉄筋網を使用しない通常のコンクリート梁と同程度以上であった。これは重ね継手部では鉄筋量が一般部より大きいためである。また重ね継手部でひび割れ発生が特に集中することはなかった。疲労載荷試験でも重ね継手部を有する試験体の疲労特性は重ね継手部のない試験体と同程度以上であった。ただし疲労試験では試験体の終局状態で鉄筋の破断が見られた。鉄筋の破断位置は溶接箇所あるいは重ね継手部の端部であった。

10. あとがき

溶接鉄筋網の使用により現場での配筋作業が大幅に低減できかつ高所での危険作業も少なくなる。ただし構造部材に使用する場合どこにも使用できるとは限らない。荷重状況(鋼材の応力度)や施工状況を考慮して使用すべきである。港湾用ケーソンでは, 波浪や車両などの繰返し荷重が作用する箇所に使用する場合疲労限界状態を照査しておく必要がある。ただし一般的に大きな波浪を受けない限り疲労破壊に対する安全性は高い。また防波堤ケーソンで繰返し荷重が小さく疲労が問題とならない側壁, 隔壁, 上部工等の部材には溶接鉄筋網が現在でも十分適用できると考える。もし疲労が問題となる箇所に使用する場合は, 溶接強度の低下を考慮して鋼材の発生応力度を小さくする部材設計を行うなどの対応が必要である。また地震時に繰返し曲げを受ける橋脚などの部材に溶接鉄筋を使用する場合は, 鉄筋の曲げ性能や伸び性能が十分でないことから注意が必要と考える。

また今後溶接鉄筋網が広く現場で採用されるためには, 溶接方法が従来のはと異なり点溶接になるので溶接棒の選定, 溶接電流, 溶接時間などの施工管理体制を整備していく必要がある。

溶接鉄筋網に関する基本的な力学性状はほぼ把握したと考えるが, 今後は, 溶接鉄筋網を用いたコンクリート部材の海水に対する耐久性の検討及び水中における疲労強度の検討が必要であろう。 (1996年6月27日受付)

謝 辞

本実験は第二港湾建設局(横浜機械整備事務所)からの受託試験として実施した。岡山義邦前所長, 高橋英俊所長, 平形忠之工務課長, 石原弘一前施工技術課長, 職員各位をはじめ, 大型ケーソン製作自動化技術調査検討会(沿岸開発技術研究センター)のメンバーの方々との熱心な討議を通じて貴重なご意見をいただいた。また波浪に対する疲労の検討に関して堀之内尚志氏(若築建設:研修生)に協力をいただいた。また構造強度研究室の小池美香さんにデータ整理, 図面と表の作成に尽力をいただいた。ここに関係各位に深甚なる感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 土木学会：鉄筋継手指針，コンクリート・ライブラリー第49号，昭和57年2月
- 2) 丹野弘ほか：点溶接した鉄筋の力学性状，土木学会第42回年次学術講演会，昭和62年9月，pp.524-525
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），平成3年度版，pp.30-32
- 4) 日本鋼構造協会：わかりやすい溶接の設計と施工，技報堂出版，1985.12, pp.123-196
- 5) 河野広隆，森濱和正：ユニット鉄筋の導入による施工合理化技術，土木技術資料36-1，1994.4，pp.24-31
- 6) 小林茂敏ほか：コンクリート鉄筋に関する検討，土木技術資料30-12，1988，pp.51-57
- 7) 佐竹次男：場所打ち杭の鉄筋かご（被覆アーク溶接が鉄筋の材質に及ぼす影響），建設技術，1990.5，pp.211-213
- 8) 河野広隆ほか：省力化を目指した鉄筋コンクリート構造物の試験施工，土木技術資料35-5，1993，pp.2-3
- 9) 森濱和正ほか：鉄筋の諸特性に及ぼすスポット溶接の影響，コンクリート工学年次論文報告集Vol.17 No.2，1995，pp.11-16
- 10) 新版接合技術総覧編集委員会：接合技術総覧，産業技術サービス，1994.11, pp.29-107, 277-352
- 11) 清宮理ほか：ウエルドメッシュ鉄筋（溶接鉄筋網）の基本的な力学性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.17，No.2，1995，pp.17-22
- 12) 藤澤孝夫ほか：アーク溶接鉄筋網の力学特性，土木学会第50回年次学術講演会，（第6部門），1995.9，pp.400-401
- 13) 堀之内尚志，清宮理，藤澤孝夫：溶接鉄筋を用いた港湾用ケーソンの波浪に対する疲労の検討，土木学会第51回年次学術講演会（第6部門），1996.8，pp.568-569
- 14) 小林崇ほか：プレキャスト部材の接合目地部における鉄筋の重ね継手に関する研究，第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1982，pp.421-424
- 15) 出雲淳一ほか：各種鉄筋継手の集中度がRC梁の疲労特性に及ぼす影響について，第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1981，pp.257-260
- 16) 関口司ほか：重ね継手を有する梁部材の曲げ破壊性状，構造工学論文集，Vol.40A，1994.3，pp.1349-1356

溶接鉄筋網を用いた港湾用ケーソンの波浪に対する疲労の検討

抵抗溶接、アーク溶接の2種の溶接方法により製作した溶接鉄筋網および溶接部のない単鉄筋の疲労試験から得られたS-N線図を付図-1に示す。また、コンクリート標準示方書の鉄筋の設計疲労強度、その50%低減した設計疲労強度のS-N線図も併記する。

ここで検討に用いたケーソンは、常陸那珂港で建設されているものである。疲労検討用の設計波の算定に用いた波浪条件は、常陸那珂港において1990年1月～1992年12月の3年間の波浪観測データから求めた。この波浪データから耐用期間となる50年分の波高頻度分布を推定した。推定された個別波の波高と波数の関係を付図-2に示す。常陸那珂港の波浪条件は日本沿岸の中でも厳しい方である。ケーソン側壁部の疲労強度計算による検討の手順を付図-3、検討したケーソン構造図を付図-4、ケーソンに作用する荷重状況を付図-5にそれぞれ示す。

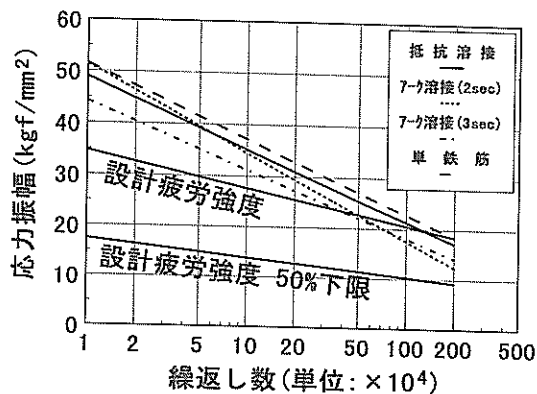
検討断面とした港外側側壁の曲げモーメント算出には、三辺固定一辺自由版(x方向8等分、y方向4等分)の計算数表を使用した。また、波力として押し波と引き波を考慮した。それぞれで鉄筋応力度を計算し、この差を鉄筋に生じる応力振幅とした。すなわち圧縮応力と引張応力の両者から応力振幅を求め計算に用いた。

等価繰返し回数 N の算出は次式の設計疲労強度算定式(本文中に明記)に従った。疲労による疲労強度の低減は係数1900を減ずることで表示する。すなわち疲労強度が50%低減の時は係数は950となる。

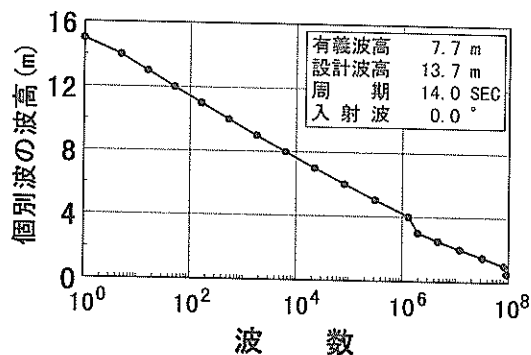
$$f_{std} = 1900 \frac{10^{\frac{6}{N}}}{N^{\frac{1}{6}}} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}} \right) / \gamma_s \quad (\text{Kgf/cm}^2)$$

上記の計算過程により算出した鉄筋の疲労損傷度のうち、ケーソンの各位置で最大の損傷度を示した前壁の水平筋(外側筋)の計算結果を付表-1に示す。この表より、溶接鉄筋を使用しないときの損傷度は非常に小さかった。溶接鉄筋を使用したときの疲労強度の低減率を50%として計算を行うと疲労損傷度は0.8程度となり疲労破壊の可能性が高い結果となった。ただし、この際、波高の小さい方まで損傷度を計算したが、等価繰返し回数を200万回で打ち切ってこれ以下の波高について考慮しなくても損傷度への影響は小さかった。

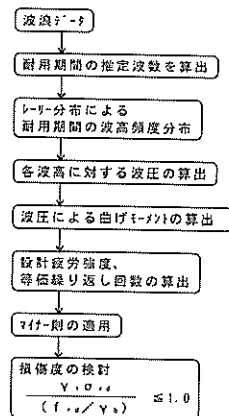
また、設計疲労強度算定式を10%、20%、30%、40%および50%に低減したときの各検討断面での疲労損傷度



付図-1 鉄筋および鉄筋網の疲労試験



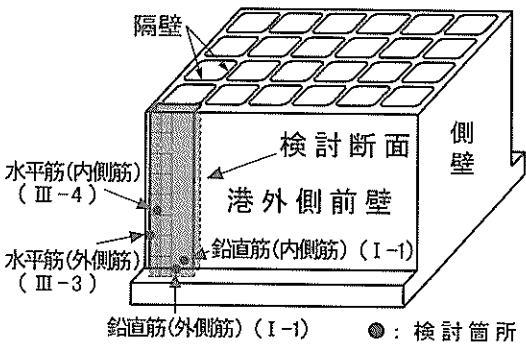
付図-2 個別波の波高と波数の関係



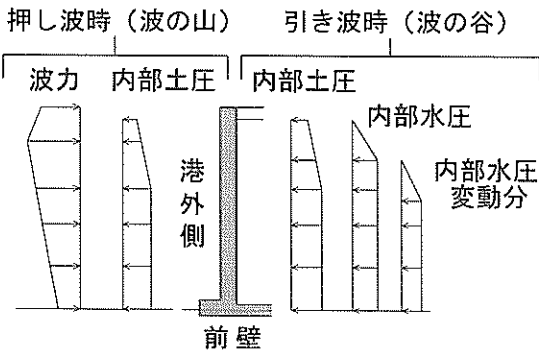
付図-3 検討手順

付表-1 疲労損傷度の計算結果

波高 (m)	50年間の波数	設計疲労強度 (kgf/cm ²)	溶接鉄筋を 使用しないとき		溶接鉄筋を 50%低減したとき	
			等価 繰返し回数	損傷度	等価 繰返し回数	損傷度
12.0	74	2667.3	107548	0.00069	333	0.22222
11.0	166	2339.9	328301	0.00052	993	0.16717
10.0	539	2012.5	1124787	0.00048	3487	0.15457
9.0	1,815	1685.1	4939184	0.00037	15313	0.11853
8.0	6,301	1357.7	29888494	0.00021	92566	0.05800
7.0	22,510	1109.7	160505271	0.00014	497829	0.04523
6.0	82,531	861.7	1,32E+09	0.00006	4095809	0.02015
5.0	314,153	613.7	2,23E+10	0.00001	69288863	0.00453
4.0	1,316,282	439.0	3,54E+11	0.00000	1,13E+09	0.00116
3.0	1,982,581	264.3	2,50E+13	0.00000	7,75E+10	0.00093
2.5	4,702,880	176.9	7,10E+14	0.00000	2,70E+12	0.00050
2.0	12,010,572	89.6	2,06E+17	0.00000	6,37E+14	0.00000
1.5	206,154,251	2.2	5,35E+19	0.00000	1,66E+18	0.00000
			Σ = 0.00248		Σ = 0.80159	

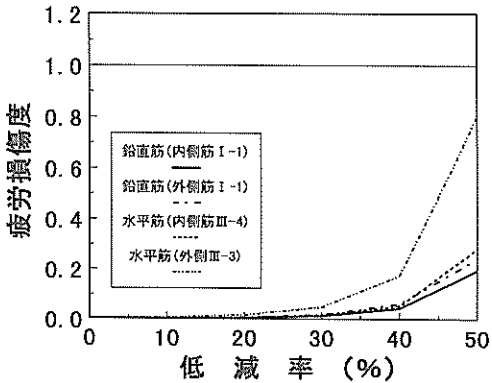


付図-4 ケーソン構造図



付図-5 荷重状況図

の結果を付図-6 に示す。ここで疲労損傷度の安全率を5倍に設定した。溶接鉄筋を使用した場合に疲労損傷度がつまり0.2以下となる疲労強度の低減率は今回のケースでは40%以下であった。これにより、溶接鉄筋網の疲労による損傷の安全性はかなり高いという結果となった。



付図-6 損傷度と低減率の関係

港湾技研資料 No. 847

1996. 9

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 株式会社 昭和工業写真印刷所

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

Copyright © (1996) 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。